



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ
ΤΟΥ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ/ΒΡΑΧΟΥ
ΚΑΙ ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

Πέτρου Ι. Φορτσάκη

Διπλωματούχου Πολιτικού Μηχανικού Ε.Μ.Π., M.Sc.

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ:

Μ. ΚΑΒΒΑΔΑΣ

Αν. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Ιανουάριος 2012



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ
ΤΟΥ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ/ΒΡΑΧΟΥ
ΚΑΙ ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

Πέτρου Ι. Φορτσάκη

Διπλωματούχου Πολιτικού Μηχανικού Ε.Μ.Π, Μ.Sc.

Η διατριβή υποβλήθηκε στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου προς εκπλήρωση των προϋποθέσεων του τίτλου του Διδάκτορος Μηχανικού

ΤΡΙΜΕΛΗΣ ΣΥΜΒΟΥΛΕΥΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ:

1. Μ. ΚΑΒΒΑΔΑΣ, Αν. Καθηγητής Ε.Μ.Π. (Επιβλέπων)

2. Π. ΜΑΡΙΝΟΣ, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

3. Β. ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ, Επ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΕΠΤΑΜΕΛΗΣ ΕΞΕΤΑΣΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ:

1. Μ. ΚΑΒΒΑΔΑΣ, Αν. Καθηγητής Ε.Μ.Π. (Επιβλέπων)

2. Π. ΜΑΡΙΝΟΣ, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

3. Β. ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ, Επ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

4. Γ. ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

5. Α. ΣΟΦΙΑΝΟΣ, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

6. Γ. ΤΣΙΑΜΠΑΟΣ, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

7. Κ. ΤΡΕΖΟΣ, Επ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Ιανουάριος 2012



**NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
DEPARTMENT OF GEOTECHNICAL ENGINEERING**

**INVESTIGATION OF THE STATIC INTERACTION
OF THE SURROUNDING SOIL/ROCK
WITH THE TUNNEL FINAL LINING**

DOCTORAL THESIS

Petros I. Fortsakis

Civil Engineer, N.T.U.A., M.Sc.

The thesis is submitted to the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens in fulfilment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy

ADVISORY COMMITTEE:

1. M. KAVVADAS, Associate Professor N.T.U.A.
(Supervisor)

2. P. MARINOS, Professor N.T.U.A.

3. V. PAPADOPOULOS, Assistant Professor N.T.U.A.

EXAMINATION COMMITTEE:

1. M. KAVVADAS, Associate Professor N.T.U.A.
(Supervisor)

2. P. MARINOS, Professor N.T.U.A.

3. V. PAPADOPOULOS, Assistant Professor N.T.U.A.

4. G. BOUCKOVALAS, Professor N.T.U.A.

5. A. SOFIANOS, Professor N.T.U.A.

6. G. TSIAMBAOS, Professor N.T.U.A.

7. C. TREZOS, Assistant Professor N.T.U.A.

Athens, January 2012



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ
ΤΟΥ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ/ΒΡΑΧΟΥ
ΚΑΙ ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

Πέτρου Ι. Φορτσάκη

Διπλωματούχου Πολιτικού Μηχανικού Ε.Μ.Π, M.Sc.

Η διατριβή υποβλήθηκε στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου
προς εκπλήρωση των προϋποθέσεων του τίτλου του Διδάκτορος Μηχανικού

ΤΡΙΜΕΛΗΣ ΣΥΜΒΟΥΛΕΥΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ:

1. Μ. ΚΑΒΒΑΔΑΣ, Αν. Καθηγητής Ε.Μ.Π. (Επιβλέπων)
2. Π. ΜΑΡΙΝΟΣ, Καθηγητής Ε.Μ.Π.
3. Β. ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ, Επ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΕΠΤΑΜΕΛΗΣ ΕΞΕΤΑΣΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ:

1. Μ. ΚΑΒΒΑΔΑΣ, Αν. Καθηγητής Ε.Μ.Π. (Επιβλέπων)
2. Π. ΜΑΡΙΝΟΣ, Καθηγητής Ε.Μ.Π.
3. Β. ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ, Επ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.
4. Γ. ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ, Καθηγητής Ε.Μ.Π.
5. Α. ΣΟΦΙΑΝΟΣ, Καθηγητής Ε.Μ.Π.
6. Γ. ΤΣΙΑΜΠΑΣ, Καθηγητής Ε.Μ.Π.
7. Κ. ΤΡΕΖΟΣ, Επ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Ιανουάριος 2012

Copyright © Πέτρος Ι. Φορτσάκης, 2012.

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, η αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, η διανομή, η αναπαραγωγή, η μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς το συγγραφέα.

Η έγκριση της διδακτορικής διατριβής από την Ανώτατη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
DEPARTMENT OF GEOTECHNICAL ENGINEERING

**INVESTIGATION OF THE STATIC INTERACTION
OF THE SURROUNDING SOIL/ROCK
WITH THE TUNNEL FINAL LINING**

DOCTORAL THESIS OF

Petros I. Fortsakis

Civil Engineer N.T.U.A., M.Sc.

The thesis is submitted to the School of Civil Engineering
of the National Technical University of Athens
in fulfilment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy

ADVISORY COMMITTEE:

1. M. KAVVADAS, Associate Professor N.T.U.A.
(Supervisor)
2. P. MARINOS, Professor N.T.U.A.
3. V. PAPADOPOULOS, Assistant Professor N.T.U.A.

EXAMINATION COMMITTEE:

1. M. KAVVADAS, Associate Professor N.T.U.A.
(Supervisor)
2. P. MARINOS, Professor N.T.U.A.
3. V. PAPADOPOULOS, Assistant Professor N.T.U.A.
4. G. BOUCKOVALAS, Professor N.T.U.A.
5. A. SOFIANOS, Professor N.T.U.A.
6. G. TSIAMBAOS, Professor N.T.U.A.
7. C. TREZOS, Assistant Professor N.T.U.A.

Athens, January 2012

Copyright © Petros I. Fortsakis, 2012.

All rights reserved.

Neither the whole nor any part of this doctoral thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this doctoral thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present doctoral thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this doctoral thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

*στη μητέρα μου Μαίρη,
στον πατέρα μου Γιάννη,
στην αδερφή μου Όλια,*

*Μεγάλη η φιλοδοξία μας να τα βάλουμε με τον Πλούτωνα:
Και θεός είναι, και σκοτεινός, και εκδικητικός. Έτσι εξηγείται γιατί η
Μηχανική των Σηράγγων δεν έχει ακόμη αρτιωθεί σε ακριβή επιστήμη.
Παρά ταύτα, ο ωραίος αγώνας του Μηχανικού «ενάντια στο βάθος και
στο νερό», βρίσκει τρόπους να παλεύει με το θεό και να κατασκευάζει
σήραγγες - και μόνον οι γραφειοκράτες των Βρυξελλών γκρινιάζουν
«διατί αι μελέται δεν ήσαν ακριβείς».*

Θ. Π. Τάσιος

Πρόλογος

Η διδακτορική διατριβή εκπονήθηκε στο Εργαστήριο Εδαφομηχανικής του Τομέα Γεωτεχνικής της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου υπό την επίβλεψη του κ. Μ. Καββαδά, Αν. Καθηγητή Ε.Μ.Π. Στο τέλος αυτής της προσπάθειας αυτής, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους βοήθησαν στην εκπόνηση της διδακτορικής διατριβής και ιδιαίτερα:

Τον κ. Μ. Καββαδά, Αν. Καθηγητή Ε.Μ.Π. για την ανάθεση του θέματος της διδακτορικής διατριβής, για τη βοήθεια και τις πολύ σημαντικές συμβουλές του σε κρίσιμα σημεία της προσπάθειάς μου, καθώς και για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε τόσο σε ερευνητικό όσο και σε εκπαιδευτικό επίπεδο μέσω της συμμετοχής μου στη διδασκαλία προπτυχιακών και μεταπτυχιακών μαθημάτων και της επίβλεψης διπλωματικών εργασιών.

Τον κ. Π. Μαρίνο, Καθηγητή Ε.Μ.Π. για τη συμπαράσταση και τις συμβουλές του, για τις πολύ σημαντικές παραστάσεις που αποκόμισα μέσω των εκπαιδευτικών εκδρομών μαζί του, για την εμπιστοσύνη του στο πρόσωπό μου όλα αυτά τα χρόνια σε εκπαιδευτικό και ερευνητικό επίπεδο, καθώς και για τη συμμετοχή του στην Τριμελή Συμβουλευτική Επιτροπή της διδακτορικής διατριβής.

Τον κ. Β. Παπαδόπουλο, Επ. Καθηγητή Ε.Μ.Π. για τις πολύ ενδιαφέρουσες συζητήσεις που είχαμε στο πλαίσιο της διδακτορικής διατριβής, για τις χρήσιμες συμβουλές του, καθώς και για τη συμμετοχή του στην Τριμελή Συμβουλευτική Επιτροπή της διδακτορικής διατριβής.

Τον κ. Γ. Τσιαμπάο, Καθηγητή Ε.Μ.Π. για τις σημαντικές του παραινέσεις και συμβουλές πάνω στα αντικείμενα της βραχομηχανικής και τεχνικής γεωλογίας, καθώς και για τη συμμετοχή του στην Επταμελή Εξεταστική Επιτροπή.

Τον κ. Κ. Τρέζο, Επ. Καθηγητή Ε.Μ.Π. για τις πολύτιμες συμβουλές του στα πεδία του ωπλισμένου σκυροδέματος και των στοχαστικών αναλύσεων, καθώς και για τη συμμετοχή του στην Επταμελή Εξεταστική Επιτροπή.

Τους κ.κ. Γ. Μπουκοβάλα, Καθηγητή Ε.Μ.Π. και Α. Σοφιανό, Καθηγητή Ε.Μ.Π. για τις ενδιαφέρουσες παρατηρήσεις τους, καθώς και για τη συμμετοχή τους στην Επταμελή Εξεταστική Επιτροπή.

Τον κ. Μ. Καρλαύτη, Αν. Καθηγητή Ε.Μ.Π. για τη συνεργασία μας σε προβλήματα πιθανοτικών αναλύσεων.

Το Ίδρυμα Κρατικών Υποτροφιών (ΙΚΥ), για την οικονομική στήριξη που παρείχε κατά το διάστημα Οκτώβριος 2005 - Οκτώβριος 2008.

Την Εγνατία Οδό Α.Ε. για την παροχή στοιχείων στο πλαίσιο του Ερευνητικού Προγράμματος με τίτλο «Έρευνα επί της συμπεριφοράς των γεωυλικών κατά την κατασκευή των σηράγγων της Εγνατίας Οδού και επί των παραγόντων διαμόρφωσης του τελικού κόστους κατασκευής», τα οποία αποτέλεσαν χρήσιμο εργαλείο για τη διερεύνηση της πρακτικής στις μελέτες τελικής επένδυσης σηράγγων.

Την Αττικό Μετρό Α.Ε. για την παροχή στοιχείων από τις επεκτάσεις του Μετρό Αθηνών, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την αξιολόγηση των συμπερασμάτων της διατριβής μέσω ανάστροφων αναλύσεων και συγκεκριμένα τους κ.κ. Μ. Νόβακ, Γεωλόγο, Προϊστάμενο Τμήματος Τεχνικής Γεωλογίας, Ν. Μπούσουλα, Πολιτικό Μηχανικό - Γεωτεχνικό, Προϊστάμενο Τμήματος Γεωτεχνικών Μελετών και Γ. Στούμπο, Τεχνικό Γεωλόγο Μ.Sc., Τμήμα Τεχνικής Γεωλογίας για τη συνεργασία που είχαμε κατά την επεξεργασία των στοιχείων.

Την κοινοπραξία "J&P-ABAΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION S.A." για τη φιλοξενία της στο εργοτάξιο του Σταθμού Περιστερίου της Αττικό Μετρό και συγκεκριμένα τον κ. Ι. Κλάδο, Γεωλόγο Μηχανικό, Διευθυντή Τμήματος Παρακολούθησης Κατασκευών της κοινοπραξίας για τη βοήθεια του στην επί τόπου επίσκεψη στην περιοχή του Σταθμού Περιστερίου και για τις ενδιαφέρουσες συζητήσεις όσον αφορά στα όργανα παρακολούθησης.

Τους κ.κ. Κ. Σεφέρογλου, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc., και Ξ. Μποτόπουλο, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc., ιδιοκτήτες της εταιρείας ΟΔΟΤΕΧΝΙΚΗ Ε.Π.Ε. με την οποία συνεργάζομαι τα τέσσερα τελευταία χρόνια, για την εμπιστοσύνη στο πρόσωπό μου και τη στήριξή τους σε κάθε επίπεδο όλο αυτό το διάστημα. Επιπροσθέτως, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Σεφέρογλου για τη σημαντική βοήθειά του στο γόνιμο «δέσιμο» θεωρητικής και πρακτικής προσέγγισης των προβλημάτων που αντιμετώπισα.

Τον κ. Ι. Μπακογιάννη, Μεταλλειολόγο Μηχανικό για τις χρήσιμες παρατηρήσεις του, οι οποίες προσέφεραν μία ενδιαφέρουσα οπτική στην έρευνά μου.

Τον κ. Γ. Προυντζόπουλο, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc., Υπ. Διδάκτορα Ε.Μ.Π., ο οποίος υπήρξε ο βασικός συνοδοιπόρος και συνεργάτης μου στο «ταξίδι» αυτό τα τελευταία χρόνια. Τον κ. Β. Μαρίνο, Τεχνικό Γεωλόγο, Λέκτορα Α.Π.Θ., γιατί στο ξεκίνημά μου στο χώρο των σηράγγων υπήρξε εξαιρετικός καθοδηγητής και στη συνέχεια ένας πολύ καλός συνεργάτης. Οι ατελείωτες συζητήσεις μαζί τους αποτέλεσαν εφιαλτήριο για περαιτέρω ενασχόληση και μεγαλύτερη εμπάθυνση στο αντικείμενο της τεχνικής γεωλογίας, της βραχομηχανικής και της μηχανικής των σηράγγων.

Τους κ.κ. Π. Σιταρένιο, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc., Υπ. Διδάκτορα Ε.Μ.Π., Κ. Τζιβάκο, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc., Υπ. Διδάκτορα Ε.Μ.Π., Α. Καλό, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc., Υπ. Διδάκτορα Ε.Μ.Π., Γ. Μπελόκα, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό και Μ. Μπαρδάνη, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc., Υπ. Διδάκτορα Ε.Μ.Π., με τους οποίους είχαμε μία εξαιρετική συνεργασία λειτουργώντας μέσα στην ίδια ερευνητική ομάδα. Μεταξύ όλων ένα ξεχωριστό ευχαριστώ οφείλω στον κ. Π. Σιταρένιο για τις ιδιαίτερα ενδιαφέρουσες συζητήσεις που είχαμε τόσο στο επίπεδο έρευνας όσο και στο επίπεδο της πράξης, αλλά και για τις χρήσιμες απόψεις και παρατηρήσεις του σε θέματα πάνω στο σχεδιασμό της τελικής επένδυσης, καθώς και στον κ. Α. Καλό για την ιδιαίτερα παραγωγική συνεργασία που είχαμε σε θέματα προσομοίωσης της ερπυστικής συμπεριφοράς του γεωυλικού.

Τους κ.κ. Χ. Σαρόγλου, Δρ. Τεχνικό Γεωλόγο, Π. Ανδρέου, Δρ. Μεταλλειολόγο Μηχανικό και Π. Αστερίου, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc., Υπ. Διδάκτορα Ε.Μ.Π. για την αρμονική συνύπαρξη στο ίδιο γραφείο στο Γεωτεχνικό Τομέα και για τις ενδιαφέρουσες επιστημονικές συζητήσεις που είχαμε αυτά τα χρόνια.

Τον κ. Κ. Νίκα, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc. για την ιδιαίτερα παραγωγική και ενδιαφέρουσα συνεργασία που έχουμε τα τελευταία χρόνια τόσο σε ερευνητικό όσο και σε επαγγελματικό επίπεδο. Τον κ. Δ. Λίτσα, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc. για την πολύτιμη συμβολή του στο κομμάτι των στοχαστικών αναλύσεων και τη βοήθειά του στην καταχώρηση δεδομένων από τη μελέτη και κατασκευή σηράγγων της Εγνατίας Οδού στη Βάση Δεδομένων ΤΙΑΣ. Τις κ.κ. Α.Μ. Μπαλάση, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc., Σ. Δημάκη, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc., Ε. Στυλιανίδη, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc., Μ. Δεμερούτη, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc. και Δ. Αρβανίτη, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc. για την εξαιρετική συνεργασία που είχαμε στις διπλωματικές τους εργασίες και στη συγγραφή επιστημονικών άρθρων. Τον κ. Κ. Μαγκανά, Πολιτικό Μηχανικό, Μ.Sc. για τη συνεργασία μας στη συγγραφή επιστημονικού άρθρου. Τον κ. Ν.

Τσαγκαράκη, Πολιτικό Μηχανικό, M.Sc. για τη βοήθειά του στην καταχώρηση δεδομένων από τη μελέτη και κατασκευή σηράγγων της Εγνατίας Οδού στη Βάση Δεδομένων TIAS.

Την κ. Ι. Βασιλοπούλου, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό για τις παρατηρήσεις της σε ζητήματα δομοστατικού σχεδιασμού και στη μορφοποίηση του τελικού κειμένου. Τον κ. Κ. Κορκάρη, Γεωλόγο - Προγραμματιστή, για τις συμβουλές σε ζητήματα χρήσης ηλεκτρονικών υπολογιστών και προγραμματισμού (και ιδιαίτερα στο Microsoft Excel). Την κ. Δ. Παπούλη, Υδρογεωλόγο, M.Sc. για την πολύτιμη βοήθειά της στη μορφοποίηση σχημάτων της διδακτορικής διατριβής. Τον κ. Κ. Κιάμο, Πολιτικό Μηχανικό, M.Sc. για τις παρατηρήσεις του στη μορφοποίηση του τελικού κειμένου. Τον κ. Ν. Καρουζάκη, Ηλεκτρολόγο Μηχανικό, M.Sc. για τη βοήθειά του σε ζητήματα προγραμματισμού. Την κ. Γ. Κουγιουμουτζάκη, Φιλολόγο για την πολύτιμη βοήθειά της σε φιλολογικά ζητήματα.

Όλους τους φοιτητές / φοιτήτριες με τους οποίους συνεργαστήκαμε κατά την εκπόνηση της προπτυχιακής ή/και διπλωματικής τους εργασίας.

Ένα πολύ μεγάλο ευχαριστώ σε όλους τους φίλους μου, είτε έχουν ήδη αναφερθεί είτε όχι, για τη στήριξη και τη συμπαράστασή τους στις καλές, στις δύσκολες και στις κακές στιγμές αυτής της πορείας.

Τέλος, το πιο μεγάλο ευχαριστώ το οφείλω στην οικογένεια μου, η οποία όλα αυτά τα χρόνια με βοηθάει ψυχολογικά, ηθικά και οικονομικά στηρίζοντας τις επιλογές που κάνω σε κάθε βήμα μου.



Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Τομέας Γεωτεχνικής

Διδακτορική Διατριβή Πέτρου Ι. Φορτσάκη

Διερεύνηση της στατικής αλληλεπίδρασης του περιβάλλοντος εδάφους/βράχου και της τελικής επένδυσης σηράγγων

Επιβλέπων: Δρ. Μ. Καββαδάς, Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Ιανουάριος 2012

Περίληψη

Η διδακτορική διατριβή πραγματεύεται τη μελέτη της στατικής αλληλεπίδρασης της τελικής επένδυσης σηράγγων με το περιβάλλον γεωυλικό και πιο συγκεκριμένα τη φόρτιση που επιβάλλει το περιβάλλον γεωυλικό στην τελική επένδυση. Οι μέθοδοι που διατίθενται στη βιβλιογραφία υιοθετούν, συνήθως, απλοποιητικές παραδοχές για την εκτίμηση των φορτίων, δίχως να λαμβάνουν επαρκώς υπόψη το μηχανισμό του φαινομένου και συνεπώς να οδηγούν σε μεγάλη διασπορά προτεινόμενων τιμών. Στην πράξη, όμως, υιοθετούνται στις μελέτες τελικής επένδυσης σηράγγων, οδηγώντας κατ' επέκταση σε προτεινόμενες διατομές, οι οποίες σε πολλές περιπτώσεις δεν παρουσιάζουν ορθολογική συσχέτιση με τις γεωτεχνικές συνθήκες σχεδιασμού. Επιπροσθέτως, ελάχιστες προτάσεις υπάρχουν στη βιβλιογραφία, όσον αφορά στο ρόλο της άμεσης υποστήριξης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου, στη μορφή της κατανομής των φορτίων, αλλά και στο συνυπολογισμό της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς του περιβάλλοντος γεωυλικού. Τέλος, μία επιπλέον ιδιαιτερότητα της τελικής επένδυσης, είναι η αυξημένη μεταβλητότητα των φορτίων που καλείται να παραλάβει, η οποία, κυρίως, προέρχεται από την αβεβαιότητα των παραμέτρων του περιβάλλοντος γεωυλικού.

Σκοπός της διδακτορικής διατριβής είναι η διερεύνηση της φόρτισης της τελικής επένδυσης ακολουθώντας τη διαδρομή των φορτίων, από τη διαδικασία της εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης μέχρι το πέρας της τεχνικής διάρκειας ζωής του έργου. Μέσω αναλυτικών και αριθμητικών προσεγγίσεων προτείνονται μεθοδολογίες για την εκτίμηση της τιμής και της κατανομής των φορτίων σε κάθε στάδιο της κατασκευής και της λειτουργίας των σηράγγων. Επίσης, μέσω στοχαστικών αναλύσεων ποσοτικοποιείται η αβεβαιότητα των φορτίων και το επίπεδο αξιοπιστίας του σχεδιασμού. Σε όλα τα στάδια της διατριβής λαμβάνονται υπόψη στοιχεία από τη βιβλιογραφία, αλλά και στοιχεία από τη μελέτη και κατασκευή σηράγγων της Εγνατίας Οδού και του Αττικού Μετρό.

Η τελική επένδυση αποτελεί συγχρόνως ένα έργο τόσο γεωτεχνικής όσο και δομοστατικής φύσης, καθώς τα φορτία που καλείται να παραλάβει προέρχονται από την αλληλεπίδραση του συστήματος περιβάλλον γεωυλικό - άμεση υποστήριξη - τελική επένδυση. Επομένως, η αντιμετώπιση του υπό μελέτη προβλήματος στο πλαίσιο της διατριβής βασίστηκε σε γνώσεις, μεθοδολογίες και προσεγγίσεις από το χώρο της γεωτεχνικής μηχανικής, της μηχανικής των σηράγγων και της θεωρίας ωπλισμένου σκυροδέματος. Η μελέτη της προηγούμενης γνώσης πάνω στο αντικείμενο της διατριβής είχε ως «πυλώνες» τη μελέτη της διεθνούς και εγχώριας βιβλιογραφίας και την ανάλυση και επεξεργασία στοιχείων από τη μελέτη και κατασκευή σηράγγων της Εγνατίας Οδού, τα οποία συγκεντρώθηκαν και καταχωρήθηκαν στη Βάση Δεδομένων ΤΙΑΣ (Tunnel Information and Analysis System).

Η τελική επένδυση συνήθως κατασκευάζεται μετά τη διάνοιξη και άμεση υποστήριξη της σήραγγας. Επομένως, στην αρχή παραμένει πρακτικά αφόρτιστη, καθώς βρίσκεται στο εσωτερικό ενός κελύφους, το οποίο έχει ισορροπήσει. Τα πιο σημαντικά φορτία που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση

είναι αυτά που προέρχονται έμμεσα ή άμεσα από το περιβάλλον γεωυλικό. Ως έμμεσα θεωρούνται τα φορτία που αρχικά παραλαμβάνονται από την άμεση υποστήριξη και κατόπιν μεταφέρονται στην τελική επένδυση, εφόσον θεωρηθεί ότι η πρώτη απαξιώνεται, ενώ ως άμεσα θεωρούνται τα φορτία που προέρχονται από τη χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά του περιβάλλοντος γεωυλικού.

Αρχικά, λοιπόν, διερευνάται η φόρτιση του κελύφους της άμεσης υποστήριξης κυκλικής σήραγγας μέσω αριθμητικών αναλύσεων με τριδιάστατα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων, έτσι ώστε τα αποτελέσματα να είναι απαλλαγμένα από τις παραδοχές των μεθόδων εκτίμησης της αποτόνωσης των τάσεων και των προσυγκλίσεων. Στο πλαίσιο των παραμετρικών αναλύσεων μελετάται ο ρόλος των γεωτεχνικών συνθηκών, του βάθους διάνοιξης, του συντελεστή οριζοντίων τάσεων, του μέτρου ελαστικότητας του γεωυλικού, της διαμέτρου της διατομής, της δυσκαμψίας της υποστήριξης, του καταστατικού προσομοιώματος, της διαστολικότητας και της αλληλουχίας των φάσεων διάνοιξης. Μέσω στατιστικής επεξεργασίας των αποτελεσμάτων προτείνονται εξισώσεις και διαγράμματα για την εκτίμηση της τιμής του μέσου φορτίου, του φορτίου στην οροφή και την παρεία της διατομής καθώς και για την πλήρη κατανομή των φορτίων περί τη διατομή της σήραγγας, συναρτήσει του συντελεστή TLF (Tunnel Load Factor). Η προτεινόμενη μέθοδος αξιολογήθηκε με βάση τις μετρήσεις κυψελών πίεσης από τη σήραγγα διπλής τροχιάς πριν από το Σταθμό Περιστερίου του Αττικό Μετρό.

Για την αξιολόγηση της μεταφοράς των φορτίων της άμεσης υποστήριξης στην τελική επένδυση, αρχικά συγκεντρώθηκαν στοιχεία από τη βιβλιογραφία που αφορούν στη μακροχρόνια συμπεριφορά και στην ανθεκτικότητα των μέτρων άμεσης υποστήριξης. Κατόπιν, μέσω αριθμητικών αναλύσεων με διδιάστατα προσομοιώματα μελετήθηκε ο ρόλος των διαφορετικών μέτρων της άμεσης υποστήριξης στην ανάληψη της φόρτισης και ο μηχανισμός μεταφοράς των φορτίων από την άμεση υποστήριξη στην τελική επένδυση, εφόσον θεωρηθεί απαξίωση της πρώτης. Από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων προκύπτει ότι η συνεισφορά των αγκυριών στην ανάληψη των φορτίων είναι μικρή, ειδικά στην περίπτωση της ολομέτωπης διάνοιξης, το ποσοστό μεταφοράς των φορτίων μειώνεται όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες και ότι θεώρηση πλήρους μεταφοράς των φορτίων αποτελεί, συνήθως, επιλογή προς την πλευρά της ασφαλείας.

Όσον αφορά στα φορτία λόγω ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωυλικού αρχικά προτείνονται παράμετροι για την περιγραφή της ερπυστικής συμπεριφορά του γεωυλικού (ερπυστικός συντελεστής φ_{cr} και λόγος $t_{50\%}/t_d$), οι οποίες παρέχουν άμεσα και με «φιλικό» ως προς το χρήστη τρόπο πληροφορίες, για το μέτρο και τον τρόπο μεταβολής των ερπυστικών παραμορφώσεων και μπορούν να συσχετιστούν εύκολα με οποιοδήποτε ερπυστικό προσομοίωμα. Για την επιλογή του εύρους τιμών των παραμέτρων στις αριθμητικές αναλύσεις συγκεντρώθηκαν αποτελέσματα πειραμάτων ερπυσμού από τη διεθνή βιβλιογραφία. Κατόπιν, μέσω αριθμητικών ιξωδοπλαστικών αναλύσεων με διδιάστατα προσομοιώματα υπολογίστηκαν τα φορτία της τελικής επένδυσης λόγω ερπυσμού, τα οποία συσχετίζονται με τα φορτία πριν την επιβολή του ερπυσμού, τις γεωμετρικές και γεωτεχνικές παραμέτρους του προβλήματος μέσω του συντελεστή CLF (Creep Load Factor). Τέλος, προτείνεται απλοποιημένη μεθοδολογία για την ισοδύναμη προσομοίωση του ερπυσμού μέσω απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας του περιβάλλοντος γεωυλικού σε συγκεκριμένη περιοχή γύρω από τη διατομή της σήραγγας με βάση το συντελεστή SLF (Simplified Load Factor).

Σε αντίθεση με τις υπόλοιπες κατασκευές ωπλισμένου σκυροδέματος τα φορτία της τελικής επένδυσης υπόκεινται στις σημαντικές αβεβαιότητες των παραμέτρων του περιβάλλοντος γεωυλικού, με αποτέλεσμα την αντίστοιχη αύξηση της μεταβλητότητας στην τιμή τους. Για τη μελέτη των στοχαστικών χαρακτηριστικών των φορτίων της τελικής επένδυσης από το περιβάλλον γεωυλικό πραγματοποιήθηκαν πιθανοτικές αναλύσεις χρησιμοποιώντας εμπειρικές, αναλυτικές και αριθμητικές μεθόδους, από τις οποίες προέκυψαν εύρη για το συντελεστή μεταβλητότητας και τη μορφή της κατανομής των φορτίων. Στη συνέχεια, μελετήθηκε το επίπεδο αξιοπιστίας που εξασφαλίζεται σε διατομές ωπλισμένου σκυροδέματος με χρήση των επιμέρους συντελεστών μόνιμων φορτίων που υιοθετούνται από τους ισχύοντες κανονισμούς και τέλος προτείνονται επιμέρους συντελεστές για τα φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό ανάλογα με το απαιτούμενο επίπεδο αξιοπιστίας του σχεδιασμού.



National Technical University of Athens
School of Civil Engineering
Department of Geotechnical Engineering

Doctoral Thesis of Petros I. Fortsakis

**Investigation of the static interaction of the surrounding
soil/rock with the tunnel final lining**

Supervisor: Dr. M. Kavvadas, Associate Professor NTUA

Athens, January 2012

Abstract

The present doctoral thesis investigates the static interaction between the tunnel final lining and the surrounding geomaterial and more specifically the loads that the geomaterial imposes on the final lining. Most of the methods that are mentioned in the literature, due to the simplifications they are based on, do not describe satisfactorily the mechanism of the studied phenomenon and consequently lead to a large scatter of the proposed load values. Yet, they are widely used in tunnel design resulting in final lining sections, which do not always have orthologous correlation with the design geotechnical conditions. As well as, only few approaches are available for the long term behaviour of the temporary support, the distribution of tunnel loads and the evaluation of the time dependent behaviour of the surrounding geomaterial. An additional particularity of the tunnel final lining is the high uncertainty of the loads that it is designed to undertake, which, mainly, derives from the variance of the geotechnical parameters.

The scope of the doctoral thesis is the investigation of the tunnel final lining loads induced by the surrounding geomaterial, following the whole evolution of the loads from the excavation and temporary support phase to the end of the project service life. In the present thesis methodologies are proposed for the estimation of the load value and its distribution in all phases of the construction and operation of tunnels through analytical and numerical approaches. Furthermore, via probabilistic analyses, the uncertainty of the final lining loads is quantified and the reliability level of the design procedure is evaluated. The results are based on data from the literature and the design and construction of tunnels in Egnatia Highway, which is the largest Motorway in Greece, and Attiko Metro, which is the Athens Metropolitan Railway.

Tunnel final lining is both a geotechnical and structural project, as the loads that it is designed to undertake are a result of the interaction between the surrounding geomaterial, temporary support and final lining. Therefore, the investigation in the frame of the thesis is based on methodologies and approaches from the fields of geotechnical engineering, tunnel engineering and reinforced concrete. The state-of-the-art-review is based on: (a) the data from the literature and (b) data analysis from tunnel design and construction in Egnatia Highway, which were imported and processed in TIAS Database (Tunnel Information and Analysis System).

The final lining is usually constructed after the excavation and the temporary support of the tunnel. Therefore, in the beginning it remains practically unloaded, as it is built inside a shell, which has already reached an equilibrium state. The most important loads to which it is subjected are the ones that come indirectly or directly from the surrounding geomaterial. The indirect loads are the ones that are initially imposed to the temporary support and thence they are transferred to the final lining, if the

temporary support is deactivated. The direct loads derive from the time dependent behaviour of the surrounding geomaterial.

The loads imposed on the temporary support shell of a circular tunnel are studied through three-dimensional numerical analyses, thus the results are not subjected to the assumptions of the confinement and pre-convergence estimation methods. The parameters studied in the frame of the numerical analyses are: the geotechnical conditions, overburden height, geostatic stress ratio, section diameter, rigidity of the temporary support shell, construction procedure, geomaterial constitutive model, deformation modulus and dilatancy. Thence, via statistical analysis of the results, equations and diagrams are proposed for the estimation of the mean pressure, the pressure on the roof and the side of the tunnel section and the complete pressure distribution around the tunnel section as a function of the Tunnel Load Factor (TLF). The suggested procedure is evaluated using in situ measurements from pressure cells installed at the tunnel before the Peristeri Station of Attiko Metro.

In order to investigate the transfer of the temporary support loads to the final lining, data from the literature concerning the long term behaviour of the temporary support measures are evaluated. Moreover, two-dimensional numerical analyses are carried out to study the role of the different temporary support measures and the mechanism of the load transfer from the temporary support to the final lining. The evaluation of the results shows that (a) the contribution of the bolts is generally small, especially in the case of full face excavation, (b) the percentage of the load transfer decreases as the geotechnical conditions become more favourable and (c) the assumption of complete load transfer is usually a conservative choice.

Regarding the loads due to the creep behaviour of the surrounding geomaterial, a new set of parameters is proposed (creep factor φ_{cr} and ratio $t_{50\%}/t_d$). These parameters provide the engineer with important information in a direct and friendly way regarding the magnitude and the variation rate of the creep deformation and they can be easily correlated with most of the widely used creep models. The breadth of the creep parameter values assumed in the numerical analyses is chosen according to the results of creep experiments from the literature. Hence, the additional creep loads are calculated via two-dimensional numerical viscoplastic analyses and they are correlated with the loads before creep development, the geometrical and the geotechnical parameters through the Creep Load Factor (CLF). Additionally, a simplified approach is proposed for the equivalent simulation of the creep phenomenon via the decrease of the geomaterial deformation modulus in a specific zone around the tunnel section using the Simplified Load Factor (SLF).

In contradiction to the conventional reinforced concrete structures the final lining loads are governed by significant variability due to the uncertainty of the geotechnical parameters. The probabilistic characteristics of the final lining loads are determined through parametric probabilistic analyses using empirical, analytical and numerical methods. Based on these results, the reliability level of reinforced concrete sections, which are designed according to the current codes, is determined and new partial factors are proposed as a function of the design reliability level.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	1
1.2	ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ - ΣΚΟΠΟΣ	1
1.3	ΔΟΜΗ ΚΑΙ ΟΡΓΑΝΩΣΗ.....	2
1.4	ΠΡΩΤΟΤΥΠΗ ΣΥΜΒΟΛΗ.....	4
2	ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΘΕΩΡΙΑΣ - ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΠΙΣΚΟΠΗΣΗ	7
2.1	ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗΣ - ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ	7
2.1.1	Σύστημα ταξινόμησης της βραχώμαζας RMR	7
2.1.2	Σύστημα ταξινόμησης της βραχώμαζας Q.....	8
2.1.3	Σύστημα βαθμονόμησης της βραχώμαζας GSI.....	8
2.2	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΓΕΩΥΛΙΚΟΥ	10
2.2.1	Κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown.....	10
2.2.2	Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb	13
2.2.3	Κριτήριο αστοχίας Drucker-Prager	15
2.2.4	Σύνδεση κριτηρίων αστοχίας Hoek-Brown & Mohr-Coulomb	15
2.2.5	Σύνδεση κριτηρίων αστοχίας Mohr-Coulomb & Drucker-Prager	17
2.3	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΜΕΤΡΟΥ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ.....	19
2.4	ΕΡΠΥΣΜΟΣ ΓΕΩΥΛΙΚΩΝ	21
2.4.1	Γενικά	21
2.4.2	Παράγοντες επιρροής στο φαινόμενο του ερπυσμού	22
2.4.2.1	Φύση του γεωυλικού - Ορυκτολογική σύσταση	23
2.4.2.2	Επιβαλλόμενη ένταση.....	23
2.4.2.3	Θερμοκρασία	25
2.4.2.4	Ρυθμός επιβολής φόρτισης	26
2.4.3	Αστοχία λόγω ερπυσμού	27
2.4.4	Ερπυσμός βραχωδών σχηματισμών.....	29
2.4.5	Προσομοιώματα ερπυστικής συμπεριφοράς	31
2.4.5.1	Εμπειρικά προσομοιώματα	31
2.4.5.1.1	Ημιλογαριθμικός νόμος ερπυσμού	32
2.4.5.1.2	Ερπυστικό προσομοίωμα Power-Law (Από: Betten, 2005)	32
2.4.5.1.3	Ερπυστικό προσομοίωμα Power-Law (Από: ABAQUS Documentation, 2009)	32
2.4.5.1.4	Ερπυστικό προσομοίωμα Singh & Mitchell (1968)	32
2.4.5.1.5	Ερπυστικό προσομοίωμα Semple-Hendron-Mesri (Semple et al., 1973)	34
2.4.5.1.6	Ερπυστικό προσομοίωμα Kavazanjian & Mitchell (1977)	34
2.4.5.1.7	Ερπυστικό προσομοίωμα Tavenas et al. (1978)	34
2.4.5.1.8	Προσομοιώματα περιγραφής πρωτογενούς και δευτερογενούς ερπυσμού	34
2.4.5.2	Αναλυτικά προσομοιώματα ερπυστικής συμπεριφοράς.....	35
2.4.5.2.1	Ελαστικό στοιχείο	36
2.4.5.2.2	Ιξώδες στοιχείο	36

2.4.5.2.3	Πλαστικό στοιχείο	36
2.4.5.2.4	Στοιχείο Maxwell	38
2.4.5.2.5	Στοιχείο Kelvin-Voigt	38
2.4.5.2.6	Στοιχείο Poyting-Thomson	39
2.4.5.2.7	Στοιχείο Burgers	39
2.4.5.2.8	Στοιχείο Bingham	39
2.4.5.3	Γενικά καταστατικά προσομοιώματα τάσης - παραμόρφωσης - χρόνου	41
2.4.6	Προσδιορισμός ερπυστικών παραμέτρων γεωυλικού	41
2.4.6.1	Εκτίμηση ερπυστικών παραμέτρων γεωυλικού μέσω εργαστηριακών δοκιμών.....	41
2.4.6.2	Εκτίμηση ερπυστικών παραμέτρων γεωυλικού μέσω επί τόπου δοκιμών	42
2.4.6.3	Εκτίμηση ερπυστικών παραμέτρων γεωυλικού μέσω ανάστροφων αναλύσεων.....	43
2.4.7	Ερπυσμός και σήραγγες.....	43
2.5	ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ.....	44
2.5.1	Προσομοίωση διαμήκου κατανομής συγκλίσεων.....	44
2.5.1.1	Μέθοδος Panet (Panet, 1995).....	45
2.5.1.2	Μέθοδος Chern (Chern et al., 1998)	45
2.5.1.3	Μέθοδος Vlachopoulos & Diederichs (Vlachopoulos & Diederichs, 2009).....	46
2.5.2	Ευστάθεια μετώπου.....	46
3	ΠΕΡΙ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ.....	49
3.1	ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΤΗ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ	50
3.2	ΦΟΡΤΙΑ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ.....	53
3.2.1	Μόνιμα φορτία.....	54
3.2.1.1	Φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό.....	54
3.2.1.1.1	Άμεσα φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό	54
3.2.1.1.2	Έμμεσα φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό	55
3.2.1.2	Ίδια βάρη	58
3.2.1.3	Φορτία από υπέργειες ή υπόγειες κατασκευές σε αβαθείς σήραγγες	58
3.2.1.4	Υδροστατικές πιέσεις σε σήραγγες κάτω από Υ.Υ.Ο. δίχως διάταξη αποστράγγισης	58
3.2.2	Μεταβλητά φορτία	58
3.2.2.1	Φορτία οχημάτων ή συρμών	58
3.2.2.2	Φορτία καταναγκασμού.....	59
3.2.2.3	Εσωτερικές πιέσεις υδραυλικών σήραγγων	59
3.2.3	Τυχηματικά φορτία.....	60
3.2.3.1	Υδροστατικές πιέσεις	60
3.2.3.2	Φορτίο πρόσκρουσης.....	61
3.2.3.3	Φορτία έκρηξης.....	61
3.2.3.4	Φορτία πυρκαγιάς.....	61
3.2.4	Σεισμικά φορτία	62
3.3	ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ.....	63
3.4	ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΦΟΡΤΙΩΝ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ ΓΕΩΥΛΙΚΟ	66
3.4.1	Εμπειρικές μέθοδοι	67

3.4.1.1	Εμπειρική μέθοδος Terzaghi (1946).....	67
3.4.1.2	Μέθοδος Deere et al. (1969 & 1970).....	68
3.4.1.3	Μέθοδος Barton et al. (1974).....	69
3.4.1.4	Μέθοδος Wickham et al. (1974).....	70
3.4.1.5	Μέθοδος Unal (1983).....	71
3.4.2	Αναλυτικές μέθοδοι φορτίζοντος στερεού.....	72
3.4.2.1	Μέθοδος Bierbaumer (1913).....	72
3.4.2.2	Μέθοδος Maillart (1923).....	73
3.4.2.3	Μέθοδος Eszto (1939).....	74
3.4.2.4	Αναλυτική μέθοδος Terzaghi (1943).....	75
3.4.2.5	Μέθοδος Balla (1963).....	77
3.4.2.6	Μέθοδος Engesser (1882).....	78
3.4.2.7	Μέθοδος Forchheimer (1882).....	78
3.4.2.8	Μέθοδος Kommerel (1912).....	79
3.4.2.9	Μέθοδος Protodyakonov (1948).....	79
3.4.2.10	Μέθοδος Szechy (1963, 1966,1970).....	81
3.4.2.11	Μέθοδος νεκρού φορτίου πλαστικής ζώνης.....	82
3.4.3	Αναλυτικές μέθοδοι αλληλεπίδρασης γεωλικού - υποστήριξης.....	83
3.4.4	Αριθμητικές μέθοδοι.....	91
3.4.5	Οριζόντιες πιέσεις στις παρειές της διατομής.....	93
3.4.6	Σχολιασμός των μεθόδων υπολογισμού των φορτίων της τελικής επένδυσης από το περιβάλλον γεωλικό.....	93
3.5	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....	95
3.6	Η ΕΜΠΕΙΡΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟ.....	100
3.6.1	Σύστημα Πληροφοριών και Ανάλυσης Σηράγγων (TIAS).....	101
3.6.1.1	Δομή της Βάσης Δεδομένων του TIAS.....	101
3.6.1.2	Περιγραφή στοιχείων της Βάσης Δεδομένων.....	102
3.6.1.3	Λογισμικά.....	103
3.6.2	Παρουσίαση και επεξεργασία στοιχείων από σήραγγες της Εγνατίας Οδού.....	103
3.6.2.1	Στοιχεία από τη μελέτη σηράγγων.....	104
3.6.2.2	Στοιχεία από την κατασκευή σηράγγων.....	110
4	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΗΣ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕΣΩ ΤΡΙΔΙΑΣΤΑΤΩΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	113
4.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ.....	113
4.2	ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΥΛΙΚΩΝ.....	117
4.3	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	118
4.4	ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΤΩΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	119
4.5	ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ.....	122
4.5.1	Επάρκεια μήκους αριθμητικού προσομοιώματος.....	122
4.5.2	Διερεύνηση ελάχιστου απαιτούμενου ύψους αριθμητικού προσομοιώματος για την προσομοίωση διάνοιξης σηράγγων σε μεγάλα βάθη.....	124

4.5.3	Διερεύνηση της επίδρασης της πυκνότητας του καννάβου των πεπερασμένων στοιχείων	126
4.5.4	Σύνοψη	128
4.6	ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	129
4.6.1	Επίδραση των γεωτεχνικών συνθηκών: ποιότητα βραχώμαζας και γεωστατικό πεδίο	129
4.6.2	Επίδραση του βάθους διάνοιξης	133
4.6.3	Επίδραση του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K	135
4.6.4	Επίδραση του μέτρου ελαστικότητας του περιβάλλοντος γεωυλικού	146
4.6.5	Επίδραση της διαμέτρου της διατομής	148
4.6.6	Επίδραση της δυσκαμψίας της υποστήριξης	151
4.6.7	Επίδραση του καταστατικού προσομοιώματος.....	154
4.6.8	Επίδραση της διαστολικότητας του γεωυλικού	158
4.6.9	Επίδραση της αλληλουχίας των φάσεων διάνοιξης.....	160
4.6.10	Ανάπτυξη διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια γεωυλικού - εκτοξευόμενου σκυροδέματος	162
4.6.11	Προτεινόμενη μεθοδολογία εκτίμησης φορτίων άμεσης υποστήριξης	167
4.7	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΩΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΜΕ ΤΙΣ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΤΩΝ ΕΜΠΕΙΡΙΚΩΝ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ	184
4.7.1	Εμπειρική μέθοδος Terzaghi.....	185
4.7.2	Μέθοδος Unal	188
4.7.3	Αναλυτική μέθοδος Terzaghi.....	190
4.7.4	Μέθοδος Protodyakonov	192
4.8	ΣΥΝΟΨΗ	195
5	ΦΟΡΤΙΣΗ ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ	201
5.1	ΦΟΡΤΙΣΗ ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΠΑΞΙΩΣΗΣ ΤΩΝ ΜΕΤΡΩΝ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ	202
5.1.1	Περιγραφή αριθμητικού προσομοιώματος	202
5.1.2	Καταστατικά προσομοιώματα και κριτήρια αστοχίας	205
5.1.3	Βασικές έννοιες και παραδοχές των αριθμητικών αναλύσεων.....	205
5.1.4	Παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων	206
5.1.5	Μεταφορά φορτίου εκτοξευόμενου σκυροδέματος	207
5.1.5.1	Διάνοιξη σήραγγας σε μία φάση (ολομέτωπη διάνοιξη).....	207
5.1.5.2	Διάνοιξη σήραγγας σε δύο φάσεις (τμηματική διάνοιξη)	212
5.1.5.3	Σχολιασμός με βάση τις καμπύλες σύγκλισης - αποτόνωσης	213
5.1.6	Μεταφορά φορτίου αγκυρίων	218
5.1.6.1	Διάνοιξη σήραγγας σε μία φάση (ολομέτωπη διάνοιξη).....	220
5.1.6.2	Διάνοιξη σήραγγας σε δύο φάσεις (τμηματική διάνοιξη)	227
5.1.7	Μεταφορά φορτίου άμεσης υποστήριξης	234
5.1.7.1	Διάνοιξη σήραγγας σε μία φάση (ολομέτωπη διάνοιξη).....	235
5.1.7.2	Διάνοιξη σήραγγας σε δύο φάσεις (τμηματική διάνοιξη)	237
5.1.8	Σύνοψη	240
5.2	ΦΟΡΤΙΣΗ ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΛΟΓΩ ΤΟΥ ΕΡΠΥΣΜΟΥ ΤΟΥ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΓΕΩΥΛΙΚΟΥ	243
5.2.1	Ορισμός ερπυστικών παραμέτρων γεωυλικού.....	243
5.2.2	Διαδικασία βαθμονόμησης ερπυστικού προσομοιώματος	244

5.2.3	Εκτίμηση ερπυστικών παραμέτρων από βιβλιογραφικά δεδομένα	247
5.2.3.1	Πειραματικά αποτελέσματα από Debernardi (2008)	247
5.2.3.2	Πειραματικά αποτελέσματα από Aristorenas (1987)	258
5.2.4	Περιγραφή αριθμητικού προσομοιώματος.....	264
5.2.5	Καταστατικά προσομοιώματα και κριτήρια αστοχίας.....	267
5.2.6	Βασικές έννοιες και παραδοχές των αριθμητικών αναλύσεων	267
5.2.7	Παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων	267
5.2.8	Αριθμητικές αναλύσεις με προσομοίωση του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωλικού	270
5.2.9	Απλοποιημένη μεθοδολογία για την ισοδύναμη προσομοίωση του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωλικού	284
5.2.10	Σύνοψη.....	290
6	ΑΝΑΣΤΡΟΦΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ.....	293
6.1	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΕΡΠΥΣΤΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ ΜΕΣΩ ΑΝΑΣΤΡΟΦΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΗ ΣΗΡΑΓΓΑ ΑΝΘΟΧΩΡΙΟΥ ΤΗΣ ΕΓΝΑΤΙΑΣ ΟΔΟΥ	294
6.1.1	Στοιχεία για τη σήραγγα Ανθοχωρίου	295
6.1.1.1	Γεωλογικά - Γεωτεχνικά στοιχεία	297
6.1.1.2	Ιστορικό.....	299
6.1.2	Περιγραφή αριθμητικών αναλύσεων.....	304
6.1.3	Αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων	312
6.2	ΑΝΑΣΤΡΟΦΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΙΣ ΜΕΤΡΗΣΕΙΣ ΣΕ ΚΥΨΕΛΕΣ ΠΙΕΣΗΣ ΣΤΟ ΚΕΛΥΦΟΣ ΤΗΣ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΗ ΣΗΡΑΓΓΑ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ ΠΡΙΝ ΑΠΟ ΤΟ ΣΤΑΘΜΟ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙΟΥ ΤΟΥ ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ.....	322
6.2.1	Παρουσίαση διαθέσιμων στοιχείων.....	322
6.2.1.1	Στοιχεία γεωλογίας - τεκτονικής - υδρογεωλογίας υπό μελέτη τμήματος	326
6.2.1.2	Στοιχεία γεωτεχνικής αξιολόγησης στη φάση της μελέτης του έργου	329
6.2.1.3	Διατομή άμεσης υποστήριξης υπό μελέτη τμήματος	330
6.2.1.4	Στοιχεία από τη διαδικασία κατασκευής του έργου	333
6.2.2	Περιγραφή αριθμητικών αναλύσεων.....	340
6.2.3	Αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων	349
6.3	ΣΥΝΟΨΗ	366
7	ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΜΕΣΩ ΣΤΟΧΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	371
7.1	ΑΒΕΒΑΙΟΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ	371
7.1.1	Παράγοντες καθορισμού αβεβαιότητας φορτίων τελικής επένδυσης	372
7.1.2	Εκτίμηση πιθανοτικών χαρακτηριστικών φορτίων τελικής επένδυσης	373
7.1.2.1	Πιθανοτικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών παραμέτρων	373
7.1.2.1.1	Βαθμονόμηση βραχόμαζας GSI.....	374
7.1.2.1.2	Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη σ_c	376
7.1.2.1.3	Σταθερά γεωλικού m_i	376
7.1.2.1.4	Συντελεστής οριζοντίων τάσεων K	377
7.1.2.2	Υπολογισμός μεταβλητότητας των φορτίων μέσω αναλυτικών και εμπειρικών μεθόδων ...	377
7.1.2.2.1	Αξιολόγηση των στοχαστικών χαρακτηριστικών των γεωτεχνικών παραμέτρων	378

7.1.2.2.2	Εμπειρική μέθοδος Terzaghi.....	380
7.1.2.2.3	Μέθοδος Unal	382
7.1.2.2.4	Αναλυτική μέθοδος Terzaghi.....	383
7.1.2.2.5	Μέθοδος Protodyakonov.....	386
7.1.2.2.6	Μέθοδος σύγκλισης - αποτόνωσης	389
7.1.2.2.7	Μέθοδος συντελεστή TLF	392
7.1.2.3	Υπολογισμός μεταβλητότητας των φορτίων μέσω τριδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων και της μεθόδου σημειακής εκτίμησης (Point Estimation Method).....	394
7.1.2.4	Επίδραση της θεώρησης του ειδικού βάρους της βραχώμαζας ως πιθανοτική μεταβλητή ..	398
7.1.2.5	Κατανομή των φορτίων	399
7.1.3	Σύνοψη	402
7.2	ΣΤΟΧΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	404
7.2.1	Πιθανοτικά χαρακτηριστικά των μεταβλητών	405
7.2.2	Σχολιασμός της πιθανοτικής προσομοίωσης διατομών Ω/Σ	406
7.2.3	Υπολογισμός πιθανότητας αστοχίας / επιπέδου αξιοπιστίας.....	408
7.2.4	Υπολογισμός απαιτούμενων επιμέρους συντελεστών φορτίων γεωυλικού.....	417
7.2.5	Σύνοψη	426
8	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ.....	429
9	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	445

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΠΙΝΑΚΕΣ ΒΑΣΗΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΤΙΑΣ - ΠΙΝΑΚΕΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΝΑΣΤΡΟΦΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΤΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ ΠΡΙΝ ΤΟ ΣΤΑΘΜΟ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙΟΥ ΣΤΗΝ ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2: ΑΓ. ΑΝΤΩΝΙΟΣ - ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ ΤΟΥ ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 2.1 Γενικό διάγραμμα GSI (Marinos & Hoek, 2000).	9
Σχήμα 2.2 Ενδεικτικές περιβάλλουσες του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown ($\sigma_{ci}=20\text{MPa}$, $m_i=12$, $D=0$).	11
Σχήμα 2.3 Γραφική απεικόνιση κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb (Coulomb, 1776).	14
Σχήμα 2.4 Γραφική απεικόνιση κριτηρίου αστοχίας Drucker-Prager (Drucker & Prager, 1952).	15
Σχήμα 2.5 Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων κριτηρίου Mohr-Coulomb βραχώμαζας ($H=200\text{m}$, $\gamma=25\text{kN/m}^3$, $\sigma_{ci}=20\text{MPa}$, $m_i=12$, $D=0$) για την περίπτωση διάνοιξης σηράγγων με βάση τη μέθοδο των Hoek et al. (2002).	16
Σχήμα 2.6 Σύνδεση κριτηρίων αστοχίας Mohr-Coulomb & Drucker-Prager στο επίπεδο της μέσης τάσης.	17
Σχήμα 2.7 Ποιοτική περιγραφή και διαχωρισμός των παραμορφώσεων του γεωυλικού.	21
Σχήμα 2.8 Χαρακτηριστική πλήρης καμπύλη ερπυστικής παραμόρφωσης - χρόνου.	22
Σχήμα 2.9 Ποιοτική απεικόνιση ανάπτυξης ερπυστικών παραμορφώσεων για διάφορα πετρώματα.	23
Σχήμα 2.10 Χαρακτηριστικές καμπύλες ερπυστικών παραμορφώσεων - χρόνου για διάφορα επίπεδα επιβαλλόμενης έντασης ($\sigma_T > \sigma_B > \sigma_A$).	24
Σχήμα 2.11 Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών ερπυσμού για διάφορα επίπεδα επιβαλλόμενης έντασης (Bishop, 1966; Από Singh & Mitchell, 1968).	24
Σχήμα 2.12 Ποιοτική γραφική απεικόνιση των ερπυστικών παραμορφώσεων για διάφορους συνδυασμούς φόρτισης και αποφόρτισης του γεωυλικού.	24
Σχήμα 2.13 Μεταβολή του ρυθμού αύξησης των ερπυστικών παραμορφώσεων ως προς την επιβαλλόμενη διεκτροπική τάση. (α) Πειράματα ερπυσμού σε αναζυμωμένα δείγματα ιλλίτη (Singh & Mitchell, 1968) (β) Πειράματα ερπυσμού στην άργιλο Λονδίνου (Bishop, 1966).	25
Σχήμα 2.14 Καμπύλες ερπυσμού για την άργιλο Osaka για διαφορετικές θερμοκρασίες. Αστράγγιστη τριαξονική συμπίεση (Murayama, 1969).	26
Σχήμα 2.15 Αποτελέσματα πειραμάτων σε νορίτη. Μεταβολή της καμπύλης τάσεων - παραμορφώσεων λόγω διαφορετικού ρυθμού επιβολής της φόρτισης (John, 1974; Από: Goodman, 1989). Αύξηση του δείκτη της καμπύλης σημαίνει αύξηση του ρυθμού επιβολής της φόρτισης.	26
Σχήμα 2.16 Αποτελέσματα πειραμάτων σε νορίτη. Μεταβολή των τάσεων ως προς το χρόνο για διάφορες διαδρομές φόρτισης (John, 1974; Από: Goodman, 1989).	27
Σχήμα 2.17 Χρόνος μέχρι την αστοχία ως προς το επίπεδο επιβαλλόμενης έντασης (Campanella & Vaid, 1972; Από: Debernardi, 2008).	28
Σχήμα 2.18 Κατανομή μακροπρόθεσμης αντοχής ανηγμένης στη βραχυχρόνια αντοχή για τρεις διαφορετικές βραχώμαζες ως συνάρτηση του χρόνου μέχρι την αστοχία (Lajtai, 1991).	28
Σχήμα 2.19 Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών για το γρανίτη Lac du Bonnet. Το διάγραμμα είναι από την εργασία των Damjanac & Fairhurst (2010), ενώ τα δεδομένα προέρχονται από τις εργασίες των Potyondy (2007), Schmidtke & Lajtai (1985) και Lau et al. (2000).	29
Σχήμα 2.20 Διεύρυνση ρωγμών σε πείραμα χαλάρωσης σε δείγμα γρανίτη.	30
Σχήμα 2.21 Αποτελέσματα πειράματος ερπυσμού σε σχιστόλιθους (Aristorenas, 1987).	30
Σχήμα 2.22 Αποτέλεσμα πειράματος (A17a) ερπυσμού σε κάρβουνο για διεκτροπική τάση 18MPa (Debernardi, 2008). (α) Καμπύλη ερπυστικής παραμόρφωσης - χρόνου (β) Καμπύλη ρυθμού αύξησης ερπυστικής παραμόρφωσης - χρόνου (γ) Φωτογραφία του δοκιμίου μετά την εκτέλεση του πειράματος.	31
Σχήμα 2.23 Καμπύλη ερπυστικής παραμόρφωσης - χρόνου με βάση το προσομοίωμα Singh & Mitchell (1968) για διάφορες τιμές του συντελεστή m . Η χρονική κλίμακα είναι ενδεικτική.	33
Σχήμα 2.24 Βασικά στοιχεία αναλυτικών προσομοιωμάτων για την περιγραφή της ερπυστικής συμπεριφοράς (σ : ορθή ή διατμητική τάση, ϵ : ορθή ή διατμητική παραμόρφωση, K : σταθερά ελαστικού στοιχείου, η οποία αντιπροσωπεύει το μέτρο ελαστικότητας ή το μέτρο διάτμησης, η : σταθερά ιξώδους στοιχείου, σ_p : αντοχή πλαστικού στοιχείου Saint-Venant).	37
Σχήμα 2.25 Αναλυτικά προσομοιώματα Maxwell και Kelvin-Voigt (σ : ορθή ή διατμητική τάση, ϵ : ορθή ή διατμητική παραμόρφωση, K : σταθερά ελαστικού στοιχείου, η οποία αντιπροσωπεύει το μέτρο ελαστικότητας ή το μέτρο διάτμησης, η : σταθερά ιξώδους στοιχείου).	38
Σχήμα 2.26 Αναλυτικά προσομοιώματα Poyting-Thomson και Burgers (σ : ορθή ή διατμητική τάση, ϵ : ορθή ή διατμητική παραμόρφωση, K : σταθερά ελαστικού στοιχείου, η οποία αντιπροσωπεύει το μέτρο ελαστικότητας ή το μέτρο διάτμησης, η : σταθερά ιξώδους στοιχείου).	40
Σχήμα 2.27 Αναλυτικό προσομοίωμα Bingham (σ : ορθή ή διατμητική τάση, ϵ : ορθή ή διατμητική παραμόρφωση, K : σταθερά ελαστικού στοιχείου, η οποία αντιπροσωπεύει το μέτρο ελαστικότητας ή το μέτρο διάτμησης, η : σταθερά ιξώδους στοιχείου, σ_y : αντοχή πλαστικού στοιχείου Saint-Venant).	40
Σχήμα 2.28 Τριαξονική συσκευή υψηλής πίεσης (α. Κυψέλη τριαξονικής συσκευής, β. Πλαίσιο φόρτισης, γ. Υδραυλικό σύστημα ελέγχου πίεσης κυψέλης, δ. Υδραυλικό σύστημα ελέγχου αντιπίεσης, ε. Σύστημα ελέγχου δοκιμής και καταγραφής δεδομένων, φ. Δεξαμενή απερωμιμένου νερού (Από: Debernardi, 2008).	42

Σχήμα 2.29 Πείραμα μεγάλης κλίμακας (Yu, 1998) για τη μελέτη της επίδρασης της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς του γεωυλικού σε σήραγγα που βρίσκεται σε διαξονικό εντατικό πεδίο (α) Πειραματική διάταξη (β) Αποτελέσματα πειραματικής δοκιμής: Μεταβολή συγκλίσεων ως προς το χρόνο.....	44
Σχήμα 2.30 Κατανομές συνολικών μετατοπίσεων για την περίπτωση μη ευσταθούς μετώπου, ενδεικτικές για το μηχανισμό αστοχίας (Kanvadas et al., 2009).....	47
Σχήμα 3.1 Παράδειγμα μόνιμου ανάστροφου τόξου το οποίο κατασκευάζεται με τα μέτρα άμεσης υποστήριξης αλλά ενσωματώνεται και στην τελική επένδυση (Σήραγγα Ανθοχωρίου, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).....	51
Σχήμα 3.2 Ενδεικτικός ξυλότυπος και ενδεικτικός οπλισμός τελικής επένδυσης (Πηγή: ΟΔΟΤΕΧΝΙΚΗ Ε.Π.Ε.).....	52
Σχήμα 3.3 Μεταβολή της στάθμης του Υ.Υ.Ο. μετά από μεγάλο χρονικό διάστημα λόγω της έμφραξης ενός ή δύο στραγγιστηρίων αγνοώντας τη δυνατότητα κίνησης των υδάτων κατά τη διαμήκη διεύθυνση.	60
Σχήμα 3.4 Δεντροδιάγραμμα μεθόδων υπολογισμού φορτίων τελικής επένδυσης (Ifitimie,1994).	63
Σχήμα 3.5 Χαρακτηριστικό προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για την ανάλυση τελικής επένδυσης και ενδεικτικές κατανομές ορθών περιμετρικών τάσεων (hoop stresses) για διάφορες φορτίσεις (Κώδικας πεπερασμένων στοιχείων: Sofistik, Πηγή: ΟΔΟΤΕΧΝΙΚΗ Ε.Π.Ε.).....	65
Σχήμα 3.6 Μηχανισμός φόρτισης σήραγγας (Terzaghi, 1946).	67
Σχήμα 3.7 Γραφική απεικόνιση προτεινόμενης μεθοδολογίας για την εκτίμηση του κατακόρυφου φορτίου σηράγγων (Barton et al., 1974).....	70
Σχήμα 3.8 Εκτίμηση φορτίου από το γεωυλικό για σήραγγα διαμέτρου 20ft με τη μέθοδο Wickham et al. (1974).	71
Σχήμα 3.9 Παραδοχές μεθόδου Bierbaumer (1913, Από: Szechy, 1967).	73
Σχήμα 3.10 Υπολογισμός φορτίων τελικής επένδυσης με βάση τη μέθοδο Maillart (1923, Από: Szechy, 1967).	74
Σχήμα 3.11 Παραδοχές μεθόδου Eszto (1913, Από: Szechy, 1967).	74
Σχήμα 3.12 Παραδοχές επίλυσης αναλυτικής μεθοδολογίας Terzaghi (1943).....	75
Σχήμα 3.13 Κατανομές τάσεων στο εσωτερικό του εδάφους λόγω της διάνοιξης σήραγγας (Terzaghi, 1943).....	77
Σχήμα 3.14 Γεωμετρία φορτιζόντος στερεού και συντελεστές υπολογισμού φορτίων σηράγγων με βάση τη μέθοδο Balla (1963, Από: Szechy, 1967).	77
Σχήμα 3.15 Γεωμετρία φορτιζόντος στερεού με βάση τη μέθοδο Engesser (1882, Από: Szechy, 1967).	78
Σχήμα 3.16 Παραδοχές επίλυσης Protodyakonov (1948).....	80
Σχήμα 3.17 Γεωμετρία φορτιζόντος στερεού με βάση τη μέθοδο Szechy (1963, 1966, 1970, Από: Szechy, 1967).....	81
Σχήμα 3.18 Καμπύλη σύγκλισης - αποτόνωσης και καμπύλη νεκρού φορτίου πλαστικής ζώνης.	82
Σχήμα 3.19 Σχηματική απεικόνιση παραδοχών αναλυτικών μεθόδων με θεώρηση ελαστικού μέσου Lamé (1852) και Kirsch (1898).	86
Σχήμα 3.20 Σχηματική απεικόνιση παραδοχών αναλυτικής μεθόδου σύγκλισης αποτόνωσης.	87
Σχήμα 3.21 Καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης και καμπύλη μεταβολής εύρους πλαστικής ζώνης με βάση τη θεωρία σύγκλισης - αποτόνωσης.....	90
Σχήμα 3.22 Κατανομή ακτινικών (σ_r) και εφαπτομενικών τάσεων (σ_θ) ως προς την απόσταση από το κέντρο της διατομής εκσκαφής για διάφορες τιμές του συντελεστή αποτόνωσης λ με βάση τη θεωρία σύγκλισης αποτόνωσης.....	91
Σχήμα 3.23 Ανηγμένο φορτίο του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος στη θέση ισορροπίας με το γεωυλικό. Όπου φ η γωνία τριβής του γεωυλικού, c η συνοχή του γεωυλικού, σ_0 η αρχική γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας, v ο ρυθμός προχώρησης της διάνοιξης, K η δυσκαμψία της υποστήριξης και q το φορτίο (Graziani et al., 2005).	92
Σχήμα 3.24 Ενδεικτικό νομόγραμμα για τον υπολογισμό του ανηγμένου φορτίου που ασκείται στην άμεση υποστήριξη κατά τη διάνοιξη σηράγγων με ΤΒΜ. Όπου φ η γωνία τριβής του γεωυλικού, ψ η γωνία διαστολικότητας του γεωυλικού, f_c η αντοχή του γεωυλικού σε μονοαξονική θλίψη κατά Mohr-Coulomb, σ_0 η αρχική γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας, E το μέτρο παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού και p το φορτίο της άμεσης υποστήριξης (Ramonni et al., 2011).	92
Σχήμα 3.25 Σχηματική απεικόνιση παραδοχών για τον υπολογισμό της τιμής των ελατηρίων.	96
Σχήμα 3.26 Υπολογισμός της αυξημένης τιμής των ακτινικών ελαστικών στηρίξεων λόγω της ύπαρξης του κελύφους της άμεσης υποστήριξης ως προς την τιμή των λόγων E_f/E_g και d/R , για $v_f=0.20$ και $v_g=0.30$	100
Σχήμα 3.27 Χάραξη Εγνατίας Οδού (Πηγή: www.egnatia.gr).	101
Σχήμα 3.28 Δομή Βάσης Δεδομένων ΤΙΑΣ (Μαρίνος Β., 2007).	102
Σχήμα 3.29 Μέθοδοι υπολογισμού των φορτίων από το περιβάλλον γεωυλικό στην τελική επένδυση σηράγγων της Εγνατίας Οδού (Στοιχεία: Εγνατία Οδός Α.Ε.). Το άθροισμα των μεθόδων είναι μεγαλύτερο από 35 διότι σε αρκετές μελέτες χρησιμοποιήθηκαν περισσότερες από μία μέθοδοι.....	105
Σχήμα 3.30 Μέθοδοι προσομοίωσης του ερπυσμού του γεωυλικού στην τελική επένδυση σηράγγων της Εγνατίας Οδού (Στοιχεία: Εγνατία Οδός Α.Ε.).....	106
Σχήμα 3.31 Ενδεικτικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης διατομής Ω/Σ στο οποίο διακρίνονται τα σημεία που αντιστοιχούν στη μονοαξονική θλίψη και την καθαρή κάμψη.	108

Σχήμα 3.32 Κατανομή του πάχους στην κλειδα και της ποσότητας οπλισμού των διατομών τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη των γεωτεχνικών συνθηκών σ_d/ρ_0 (Η γεωστατική τάση ρ_0 έχει υπολογιστεί για το άνω όριο του προτεινόμενου εύρους εφαρμογής ύψους υπερκειμένων).....	109
Σχήμα 3.33 Κατανομή του N_{eq} και M_{eq} των διατομών τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη των γεωτεχνικών συνθηκών σ_d/ρ_0 (Η γεωστατική τάση ρ_0 έχει υπολογιστεί για το άνω όριο του προτεινόμενου εύρους εφαρμογής ύψους υπερκειμένων).....	109
Σχήμα 3.34 Κατανομή του $M_{eq,tot}$ των διατομών τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη των γεωτεχνικών συνθηκών σ_d/ρ_0	110
Σχήμα 3.35 Σύγκριση κόστους κατασκευής διατομών άμεσης υποστήριξης και τελικής επένδυσης. Οι τιμές των ποσοστών αντιστοιχούν στο λόγο του κόστους της τελικής επένδυσης προς το κόστος της άμεσης υποστήριξης.....	111
Σχήμα 3.36 Μέγιστο κόστος διατομής ανά σήραγγα σε ονομαστικές τιμές 2004 (Για κάθε σήραγγα παρουσιάζεται η διατομή με το μεγαλύτερο συνολικό κόστος).....	112
Σχήμα 3.37 Μέσο κόστος κατασκευής ανά σήραγγα (Η τιμή που παρουσιάζεται προκύπτει από το συνολικό κόστος της σήραγγας διαιρεμένο με το συνολικό μήκος).....	112
Σχήμα 4.1 Τριδιάστατα αριθμητικά προσομοιώματα.....	114
Σχήμα 4.2 Αριθμητικό προσομοίωμα για διάμετρο διατομής $D=10m$ και ύψος υπερκειμένων $H=20m$	115
Σχήμα 4.3 Διαμήκης όψη του αριθμητικού προσομοιώματος για διάμετρο διατομής $D=10m$ και ύψος υπερκειμένων $H=20m$ στην οποία διακρίνονται οι περιοχές διαφορετικής πυκνότητας των πεπερασμένων στοιχείων (L_F : Μήκος πεπερασμένου στοιχείου κατά τη διαμήκη διεύθυνση).....	116
Σχήμα 4.4 Εγκάρσια όψη του αριθμητικού προσομοιώματος για διάμετρο διατομής $D=10m$ και ύψος υπερκειμένων $H=20m$	116
Σχήμα 4.5 Πεπερασμένα στοιχεία εντός της διατομής εκσκαφής, τα οποία αφαιρούνται στα διαδοχικά στάδια προσομοίωσης.....	117
Σχήμα 4.6 Πεπερασμένα στοιχεία του κελύφους της άμεσης υποστήριξης, τα οποία ενεργοποιούνται στα διαδοχικά στάδια προσομοίωσης.....	117
Σχήμα 4.7 Προσομοίωση της διαδικασίας εκσκαφής με σταδιακή αφαίρεση των πεπερασμένων στοιχείων εντός τη διατομής εκσκαφής.....	117
Σχήμα 4.8 Χαρακτηριστική κατανομή των πιέσεων στην άμεση υποστήριξη για μία ενδεικτική ανάλυση με ύψος υπερκειμένων $H=20m$	120
Σχήμα 4.9 Μηκοτομική κατανομή των τιμών και των ποσοσטיών μεταβολών της ελάχιστης, μέσης και μέγιστης τιμής της πίεσης επί της άμεσης υποστήριξης για την επιλογή της χαρακτηριστικής διατομής για μία ενδεικτική ανάλυση με $D=10m$ και $H=3D=30m$. Στη συγκεκριμένη περίπτωση η απόσταση της χαρακτηριστικής διατομής από το μέτωπο είναι $2.8R=14.0m$	120
Σχήμα 4.10 Γραφική απεικόνιση του ορισμού της γωνίας θ	120
Σχήμα 4.11 Κατανομή της τιμής των πιέσεων p περί τη χαρακτηριστική διατομή για μία ενδεικτική ανάλυση με βάθος διάνοιξης $H=30m$. Οι τιμές που διακρίνονται είναι οι τιμές της πίεσης σε kPa. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.....	121
Σχήμα 4.12 Σύγκριση των αναπτυσσόμενων μετατοπίσεων και πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης για δύο αριθμητικά προσομοιώματα με διαφορετικά μήκη διάνοιξης, $L_{\sigma_{av.}}=4D=40$ και $L_{\sigma_{av.}}=6D=60m$ ($H=7D=70m$, $K=0.5$, $GSI=10$, $\sigma_{ci}=6MPa$).....	123
Σχήμα 4.13 Κατανομή της ποσοστιαίας διαφοράς των αναπτυσσόμενων πιέσεων από τα δύο αριθμητικά προσομοιώματα κατά μήκος της διάνοιξης. Στην περιοχή ενδιαφέροντος η μέγιστη ποσοστιαία διαφορά είναι σχεδόν 3%.....	123
Σχήμα 4.14 Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων για τα δύο αριθμητικά προσομοιώματα με διαφορετικό ύψος (H_m : Ύψος υπερκειμένων του αριθμητικού προσομοιώματος, τομή αριθμητικού προσομοιώματος εγκάρσια στον άξονα της σήραγγας περί τη χαρακτηριστική διατομή).....	125
Σχήμα 4.15 Σύγκριση των αναπτυσσόμενων πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης (περί τη χαρακτηριστική διατομή) για τα δύο αριθμητικά προσομοιώματα με διαφορετικό ύψος (H_m : Ύψος υπερκειμένων του αριθμητικού προσομοιώματος).....	126
Σχήμα 4.16 Ανάπτυξη μετακινήσεων για τα δύο αριθμητικά προσομοιώματα (NDC2) με διαφορετική πυκνότητα καννάβου (τομή προσομοιώματος εγκάρσια στον άξονα της σήραγγας περί τη χαρακτηριστική διατομή).....	127
Σχήμα 4.17 Σύγκριση των αναπτυσσόμενων πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης (περί τη χαρακτηριστική διατομή) για τα δύο αριθμητικά προσομοιώματα με διαφορετική πυκνότητα καννάβου.....	128
Σχήμα 4.18 Σύγκριση των αναπτυσσόμενων πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης (κατά μήκος του διανοιχθέντος τμήματος) για τα δύο αριθμητικά προσομοιώματα με διαφορετική πυκνότητα καννάβου.....	128
Σχήμα 4.19 Κατανομή συνολικών μετατοπίσεων για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70m$) και συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=0.5$) για περίπτωση (α) δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών και (β) ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών. Η κλίμακα των χρωμάτων είναι διαφορετική στα δύο υπομνήματα, εξαιτίας της μεγάλης διαφοράς των αναπτυσσόμενων μεγεθών στα δύο προσομοιώματα. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή.....	130
Σχήμα 4.20 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70m$) και συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=0.5$) για περίπτωση (α) δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών και (β) ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών. Η κλίμακα των χρωμάτων είναι διαφορετική στα δύο υπομνήματα, εξαιτίας της μεγάλης διαφοράς των αναπτυσσόμενων μεγεθών στα δύο προσομοιώματα. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με	

κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή.	130
Σχήμα 4.21 Κατανομή πίεσης p περι το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70m$) και συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=0.5$) για περίπτωση (α) δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών και (β) ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών. Οι τιμές των πιέσεων σημειώνονται σε kPa , με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά δύο κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.	131
Σχήμα 4.22 Κατανομή ανηγμένης μέσης πίεσης επί της άμεσης υποστήριξης ως προς την κατακόρυφη γεωστατική τάση p_m/p_o ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o (σ_c : αντοχή σε μονοαξονική θλίψη κατά Mohr-Coulomb με βάση τις ισοδύναμες τιμές συνοχής και γωνίας τριβής) για $D=10.0m$ και $K=1.0$	132
Σχήμα 4.23 Κατανομή ανηγμένης μέσης πίεσης επί της άμεσης υποστήριξης ως προς την κατακόρυφη γεωστατική τάση p_m/p_o ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_{cm}/p_o (σ_{cm} : αντοχή βραχόμαζας κατά Hoek et al., 2002) για $D=10.0m$ και $K=1.0$	132
Σχήμα 4.24 Κατανομή ανηγμένης πίεσης $p/p_{o,m}$ περι το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=1.0$) και ίδιο λόγο ποσοτικοποίησης γεωτεχνικών συνθηκών διάνοιξης ($\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.389$, $\sigma_c/p_{o,m}=0.221$), αλλά για διαφορετικό ύψος υπερκειμένων: (α) $H=3D=30m$ και (β) $H=15D=150m$. Οι τιμές της ανηγμένης πίεσης $p/p_{o,m}$ σημειώνονται με τα νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά δύο κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.	134
Σχήμα 4.25 Κατανομή ανηγμένης μέσης πίεσης ως προς την κατακόρυφη γεωστατική τάση p_m/p_o συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o (σ_c : αντοχή σε μονοαξονική θλίψη κατά Mohr-Coulomb) ανά τιμή του βάθους διάνοιξης H , για $D=10.0m$ και $K=1.0$	134
Σχήμα 4.26 Απεικόνιση των τάσεων στην παρειά και την οροφή της διατομής της σήραγγας.	135
Σχήμα 4.27 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=3D=30m$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=15$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Η κλίμακα των χρωμάτων είναι διαφορετική στα τρία υπομνήματα, έτσι ώστε να είναι δυνατή η σύγκριση κυρίως της μορφής της κατανομής και όχι της τιμής του μεγέθους. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή.	136
Σχήμα 4.28 Κατανομή συνολικών μετατοπίσεων για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=3D=30m$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=15$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Η κλίμακα των χρωμάτων είναι διαφορετική στα τρία υπομνήματα, έτσι ώστε να είναι δυνατή η σύγκριση κυρίως της μορφής της κατανομής και όχι της τιμής του μεγέθους. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή.	136
Σχήμα 4.29 Κατανομή πίεσης p περι το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=3D=30m$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=15$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Οι τιμές των πιέσεων σημειώνονται σε kPa , με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά τέσσερις κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.	137
Σχήμα 4.30 Κατανομή γωνίας περι τη διατομή της σήραγγας στην οποία εμφανίζεται η μέγιστη πίεση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων. Οι τιμές της γωνίας θ ορίζονται στο Σχήμα 4.10 και στα σκαριφήματα δεξιά του διαγράμματος παρουσιάζονται βοηθητικά τα σημεία της διατομής που αντιστοιχούν στις 180° , 270° και $0^\circ/360^\circ$	138
Σχήμα 4.31 Κατανομή της πίεσης στην οροφή (p_{roof}) και στην παρειά της διατομής (p_{side}) ως προς τη μέση γεωστατική τάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o για την τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.5$ ($D=10.0m$).	139
Σχήμα 4.32 Κατανομή της πίεσης στην οροφή (p_{roof}) και στην παρειά της διατομής (p_{side}) ως προς τη μέση γεωστατική τάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o για την τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.0$ ($D=10.0m$).	139
Σχήμα 4.33 Κατανομή της πίεσης στην οροφή (p_{roof}) και στην παρειά της διατομής (p_{side}) ως προς τη μέση γεωστατική τάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o για την τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.5$ ($D=10.0m$).	139
Σχήμα 4.34 Κατανομή του λόγου της πίεσης στην παρειά προς την πίεση στην οροφή (p_{side}/p_{roof}) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών (σ_c/p_o) για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K ($D=10.0m$).	140
Σχήμα 4.35 Κατανομή του λόγου τυπικής της απόκλισης προς τη μέση τιμή του φορτίου περι τη χαρακτηριστική διατομή συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών (σ_c/p_o) για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($D=10.0m$).	141
Σχήμα 4.36 Κατανομή του λόγου της διαφοράς της μέγιστης και της ελάχιστης τιμής του φορτίου προς τη μέση τιμή του φορτίου περι τη χαρακτηριστική διατομή συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών (σ_c/p_o) για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($D=10.0m$).	141

Σχήμα 4.37 Κατανομή κατακόρυφου φορτίου στην οροφή και οριζόντιου φορτίου στις παρειές της σήραγγας με βάση τη θεωρία γραμμικής αύξησης του φορτίου καθ' ύψος της διατομής.....	142
Σχήμα 4.38 Κατανομή του ισοδύναμου συντελεστή K_{eq} συνάρτησι του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών (σ_c/p_o) για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K ($D=10.0m$).....	143
Σχήμα 4.39 Κατανομή της οριζόντιας πίεσης στην παρεία (p_{side}) συνάρτησι της κατακόρυφης πίεσης στην οροφή της διατομής (p_{roof}) και υπολογισμός της ισοδύναμης παραμέτρου K_{eq} ($D=10.0m$).....	143
Σχήμα 4.40 Κατανομή ανηγμένης πίεσης p/p_o περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=3D=30m$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=15$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Οι τιμές των ανηγμένων πιέσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά τέσσερις κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.	144
Σχήμα 4.41 Κατανομή πίεσης $p/p_{o,m}$ περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=3D=30m$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=15$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Οι τιμές των ανηγμένων πιέσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά τέσσερις κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.	144
Σχήμα 4.42 Κατανομή ανηγμένης μέσης πίεσης ως προς την κατακόρυφη γεωστατική τάση p_m/p_o ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o (σ_c : αντοχή μονοαξονικής θλίψης Mohr-Coulomb με βάση τις ισοδύναμες τιμές συνοχής και γωνίας τριβής) ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K , για $D=10.0m$ και $H=100m$	145
Σχήμα 4.43 Κατανομή ανηγμένης μέσης πίεσης ως προς τη μέση γεωστατική τάση $p_m/p_{o,m}$ ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o (σ_c : αντοχή μονοαξονικής θλίψης Mohr-Coulomb με βάση τις ισοδύναμες τιμές συνοχής και γωνίας τριβής) ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K , για $D=10.0m$ και $H=100m$	145
Σχήμα 4.44 Κατανομή του λόγου των μέτρων ελαστικότητας του περιβάλλοντος γεωυλικού για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις (Hoek et al., 2002 και Hoek & Diederichs, 2006) ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o ανά τιμή του ύψους υπερκειμένων.	147
Σχήμα 4.45 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις του μέτρου ελαστικότητας (Hoek et al., 2002 και Hoek & Diederichs, 2006) του περιβάλλοντος γεωυλικού ως προς το λόγο των μέτρων ελαστικότητας ανά τιμή του ύψους υπερκειμένων.	147
Σχήμα 4.46 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις του μέτρου ελαστικότητας (Hoek et al., 2002 και Hoek & Diederichs, 2006) του περιβάλλοντος γεωυλικού ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o ανά τιμή του ύψους υπερκειμένων.....	148
Σχήμα 4.47 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων και συνολικών μετατοπίσεων για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδιο ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70m$), συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=0.5$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=20$, $\sigma_{ci}=15MPa$, $m_i=6$) για δύο διαφορετικές διαμέτρους της διατομής (α) $D=8.0m$ (β) $D=10.0m$. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή.	149
Σχήμα 4.48 Κατανομή ανηγμένης πίεσης περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδιο ύψος υπερκειμένων ($H=3D=70m$), συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=0.5$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=20$, $\sigma_{ci}=15MPa$, $m_i=6$) για δύο διαφορετικές διαμέτρους της διατομής εκσκαφής (α) $D=8.0m$ και (β) $D=10.0m$. Οι τιμές των πιέσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά δύο κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.....	150
Σχήμα 4.49 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για τις δύο διαφορετικές τιμές της διαμέτρους της διατομής εκσκαφής ($D=8.0m$, $10.0m$) ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o	151
Σχήμα 4.50 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για τις δύο διαφορετικές τιμές της διαμέτρους της διατομής εκσκαφής ($D=8.0m$, $10.0m$) ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$	151
Σχήμα 4.51 Κατανομή συνολικών μετατοπίσεων για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδιο ύψος υπερκειμένων ($H=5D=50m$), ίδια διάμετρο διατομής εκσκαφής ($D=10.0m$) συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=1.5$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=10$, $\sigma_{ci}=8MPa$, $m_i=6$) για τρεις διαφορετικές διατομές άμεσης. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση του μετώπου εκσκαφής, έτσι ώστε να είναι δυνατή η σύγκριση των μετατοπίσεων στο τμήμα του γεωυλικού που δεν έχει εκσκαφθεί.	152
Σχήμα 4.52 Κατανομή της πίεσης περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδιο ύψος υπερκειμένων ($H=5D=50m$), ίδια διάμετρο διατομής εκσκαφής ($D=10.0m$) συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=1.5$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=10$, $\sigma_{ci}=8MPa$, $m_i=6$) για τρεις διαφορετικές διατομές άμεσης υποστήριξης. Οι τιμές των πιέσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά δύο κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.....	153
Σχήμα 4.53 Κατανομή της πίεσης περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδιο ύψος υπερκειμένων ($H=5D=50m$), ίδια διάμετρο διατομής εκσκαφής ($D=10.0m$) συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=1.5$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=40$, $\sigma_{ci}=10MPa$, $m_i=6$) για τρεις διαφορετικές διατομές άμεσης υποστήριξης. Οι τιμές των πιέσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά δύο κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.....	154
Σχήμα 4.54 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για διαφορετική δυσκαμψία άμεσης υποστήριξης συνάρτησι του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o (σ_c : αντοχή μονοαξονικής θλίψης Mohr-Coulomb με βάση τις ισοδύναμες τιμές συνοχής και γωνίας τριβής).....	154

Σχήμα 4.55 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων και συνολικών μετατοπίσεων για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδιες όλες τις παραμέτρους ($D=10m$, $H=3D=30m$, $K=0.5$, $GSI=15$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$), αλλά με διαφορετικά κριτήρια αστοχίας για το περιβάλλον γεωυλικό (Drucker-Prager και Mohr-Coulomb). Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή.....	155
Σχήμα 4.56 Κατανομή πίεσης $p/p_{o,m}$ περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδιες όλες τις παραμέτρους ($D=10m$, $H=3D=30m$, $K=0.5$, $GSI=15$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$), αλλά με διαφορετικά κριτήρια αστοχίας. Οι τιμές των ανηγμένων πιέσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά δύο κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.....	156
Σχήμα 4.57 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για τα δύο διαφορετικά κριτήρια αστοχίας: Mohr-Coulomb και Drucker-Prager ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o	157
Σχήμα 4.58 Κατανομή της διαφοράς των μέσων πιέσεων για τα δύο διαφορετικά κριτήρια αστοχίας: Mohr-Coulomb και Drucker-Prager ανηγμένης στο μέση γεωστατική τάση $p_{o,m}$ ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o	157
Σχήμα 4.59 Κατανομή της διαφοράς των μέσων πιέσεων για τα δύο διαφορετικά κριτήρια αστοχίας: Mohr-Coulomb και Drucker-Prager ανηγμένης στο μέση γεωστατική τάση $p_{o,m}$ ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$	158
Σχήμα 4.60 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων και συνολικών μετατοπίσεων για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδιες όλες τις παραμέτρους ($D=10m$, $H=3D=30m$, $K=0.5$, $GSI=15$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$), αλλά με διαφορετική διαστολικότητα του περιβάλλοντος γεωυλικού. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή.....	159
Σχήμα 4.61 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για τις δύο διαφορετικές τιμές της διαστολικότητας του περιβάλλοντος γεωυλικού ($\delta=0^\circ$ και $\delta=\varphi/4$) ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o	159
Σχήμα 4.62 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων, συνολικών μετατοπίσεων και ανηγμένων πιέσεων $p/p_{o,m}$ για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδιες όλες τις παραμέτρους ($D=10m$, $H=7D=70m$, $K=1.0$, $GSI=10$, $\sigma_{ci}=8MPa$, $m_i=6$) για την περίπτωση ολομέτωπης και τμηματικής διάνοιξης. Οι συμβολισμοί α_1 , α_2 αφορούν στο πέρας της Α' Φάσης στην τμηματική διάνοιξη, οι β_1 , β_2 στο πέρας της Β' Φάσης στην τμηματική διάνοιξη και οι γ_1 , γ_2 στο πέρας της εκσκαφής στην ολομέτωπη διάνοιξη. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή. Οι τιμές των ανηγμένων πιέσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά δύο κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.....	161
Σχήμα 4.63 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις των φάσεων διάνοιξης (τμηματική και ολομέτωπη εκσκαφή) ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K	162
Σχήμα 4.64 Κατανομή ανηγμένων διατμητικών τάσεων (τ_R/p_o) περιμετρικά της διατομής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70m$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=30$, $\sigma_{ci}=15MPa$, $m_i=6$) για (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Οι τιμές των ανηγμένων διατμητικών τάσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά τέσσερις κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.....	165
Σχήμα 4.65 Κατανομή ανηγμένων διατμητικών τάσεων (τ_R/p_o) περιμετρικά της διατομής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70m$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=15$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$) για (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Οι τιμές των ανηγμένων διατμητικών τάσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά τέσσερις κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.....	165
Σχήμα 4.66 Κατανομή του λόγου της διατμητικής τάσης περιμετρικά της διατομής προς την πίεση στο αντίστοιχο σημείο (τ_R/p) για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70m$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=30$, $\sigma_{ci}=15MPa$, $m_i=6$) για (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Οι τιμές των ανηγμένων διατμητικών σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά τέσσερις κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.....	166
Σχήμα 4.67 Κατανομή του λόγου της διατμητικής τάσης περιμετρικά της διατομής προς την πίεση στο αντίστοιχο σημείο (τ_R/p) για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70m$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=15$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$) για (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Οι τιμές των ανηγμένων διατμητικών σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά τέσσερις κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.....	166
Σχήμα 4.68 Κατανομή του λόγου της μέσης διατμητικής τάσης περιμετρικά της διατομής ($\tau_{R,m}$) προς τη μέση πίεση (p_m) συναρτήσει του λόγου σ_c/p_o ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K	167
Σχήμα 4.69 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης προς τη μέση γεωστατική τάση ($p_m/p_{o,m}$) ως προς το συντελεστή εκτίμησης των φορτίων $TLF=(\sigma_c/p_o)^{0.3}(ED/E_{sh}d_{sh})^{0.7}$	171
Σχήμα 4.70 Προτεινόμενη εξίσωση και καμπύλες για την εκτίμηση του μέσου φορτίου της άμεσης υποστήριξης ως προς το συντελεστή TLF.....	172
Σχήμα 4.71 Κατανομή σφάλματος της προτεινόμενης εξίσωσης ως συνάρτηση του συντελεστή TLF (NA: η τιμή του μέσου φορτίου όπως υπολογίστηκε από τις αριθμητικές αναλύσεις, eq: η τιμή του μέσου φορτίου όπως υπολογίζεται από την προτεινόμενη εξίσωση).....	173

Σχήμα 4.72 Κατανομή ποσοστιαίου σφάλματος της προτεινόμενης εξίσωσης ως συνάρτηση του συντελεστή TLF (NA: η τιμή του μέσου φορτίου όπως υπολογίστηκε από τις αριθμητικές αναλύσεις, eq: η τιμή του μέσου φορτίου όπως υπολογίζεται από την προτεινόμενη εξίσωση).....	173
Σχήμα 4.73 Ανάλυση ευαισθησίας της μέσης πίεσης ως προς το μέτρο ελαστικότητας και την αντοχή του περιβάλλοντος γεωλικού για το συνδυασμό εκτιμώμενων παραμέτρων $H=100m$, $K=1.0$, $GSI=15$, $\sigma_c=6MPa$, $TLF=0.56$ (με βάση τις τιμές $\sigma_c=\sigma_{c,0}$ και $E=E_0$). Στον οριζόντιο άξονα απεικονίζεται ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας E και της αντοχής του περιβάλλοντος γεωλικού, ως προς την εκτιμώμενη τιμή τους και στον κατακόρυφο η ποσοστιαία μεταβολή της μέσης πίεσης από την εκτιμώμενη τιμή της. Η γραμμοσκιασμένη περιοχή αντιστοιχεί σε φάσμα διακύμανσης των παραμέτρων, μόνο λόγω της ανομοιογένειας του γεωλικού.....	175
Σχήμα 4.74 Ανάλυση ευαισθησίας της μέσης πίεσης ως προς το μέτρο ελαστικότητας και την αντοχή του περιβάλλοντος γεωλικού για το συνδυασμό εκτιμώμενων παραμέτρων $H=100m$, $K=1.0$, $GSI=25$, $\sigma_c=15MPa$, $TLF=1.16$ (με βάση τις τιμές $\sigma_c=\sigma_{c,0}$ και $E=E_0$). Στον οριζόντιο άξονα απεικονίζεται ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας E και της αντοχής του περιβάλλοντος γεωλικού, ως προς την εκτιμώμενη τιμή τους και στον κατακόρυφο η ποσοστιαία μεταβολή της μέσης πίεσης από την εκτιμώμενη τιμή της. Η γραμμοσκιασμένη περιοχή αντιστοιχεί σε φάσμα διακύμανσης των παραμέτρων, μόνο λόγω της ανομοιογένειας του γεωλικού.....	175
Σχήμα 4.75 Ανάλυση ευαισθησίας της μέσης πίεσης ως προς το μέτρο ελαστικότητας και την αντοχή του περιβάλλοντος γεωλικού για το συνδυασμό εκτιμώμενων παραμέτρων $H=100m$, $K=1.0$, $GSI=40$, $\sigma_c=20MPa$, $TLF=2.85$ (με βάση τις τιμές $\sigma_c=\sigma_{c,0}$ και $E=E_0$). Στον οριζόντιο άξονα απεικονίζεται ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας E και της αντοχής του περιβάλλοντος γεωλικού, ως προς την εκτιμώμενη τιμή τους και στον κατακόρυφο η ποσοστιαία μεταβολή της μέσης πίεσης από την εκτιμώμενη τιμή της. Η γραμμοσκιασμένη περιοχή αντιστοιχεί σε φάσμα διακύμανσης των παραμέτρων, μόνο λόγω της ανομοιογένειας του γεωλικού.....	175
Σχήμα 4.76 Κατανομή του λόγου της πίεσης στην οροφή της διατομής προς την κατακόρυφη γεωστατική τάση (p_{roof}/p_0) ως προς το συντελεστή εκτίμησης των φορτίων $TLF=(\sigma_c/p_0)^{0.3}(ED/E_{sh}d_{sh})^{0.7}$	177
Σχήμα 4.77 Προτεινόμενη εξίσωση και καμπύλες για την εκτίμηση του φορτίου στην οροφή της άμεσης υποστήριξης ως προς το συντελεστή TLF για συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.5$	177
Σχήμα 4.78 Προτεινόμενη εξίσωση και καμπύλες για την εκτίμηση του φορτίου στην οροφή της άμεσης υποστήριξης ως προς το συντελεστή TLF για συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.0$	178
Σχήμα 4.79 Προτεινόμενη εξίσωση και καμπύλες για την εκτίμηση του φορτίου στην οροφή της άμεσης υποστήριξης ως προς το συντελεστή TLF για συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.5$	179
Σχήμα 4.80 Προτεινόμενη εξίσωση και καμπύλες για την εκτίμηση του φορτίου στην οροφή της άμεσης υποστήριξης ως προς το συντελεστή TLF για συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.5$	180
Σχήμα 4.81 Μεταβολή του λόγου p_{side}/p_{roof} ως προς τον παράγοντα $TLF=(\sigma_c/p_0)^{0.3}(ED/E_{sh}d_{sh})^{0.7}$ για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K . Διακρίνονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, καθώς και οι προτεινόμενες σχέσεις - καμπύλες,	181
Σχήμα 4.82 Γραφική απεικόνιση του ορισμού της γωνίας ω	182
Σχήμα 4.83 Γραφική απεικόνιση των εξισώσεων μεταβολής της πίεσης περί της διατομής της σήραγγας. Στην αριστερή πλευρά του διαγράμματος με κόκκινο χρώμα αντιστοιχεί η κατανομή της πίεσης για $K=0.5$ και στη δεξιά πλευρά του διαγράμματος με μπλε χρώμα η περίπτωση για $K=1.5$	183
Σχήμα 4.84 Σύγκριση των προτεινόμενων εξισώσεων για την κατανομή της πίεσης με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων.....	184
Σχήμα 4.85 Αντιστοίχιση περιοχών του διαγράμματος GSI στις ποιοτικές περιγραφές της εμπειρικής μεθόδου Terzaghi.....	186
Σχήμα 4.86 Προσαρμογή συνεχούς καμπύλης στις διακριτές τιμές των προτεινόμενων συντελεστών της εμπειρικής μεθόδου Terzaghi.	187
Σχήμα 4.87 Κατανομή φορτίου στην οροφή ανηγμένο στην κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας ως προς την τιμή βαθμονόμησης GSI της βραχώμαζας - Εμπειρική μέθοδος Terzaghi ($K=0.5$, $D=10.0m$).....	187
Σχήμα 4.88 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την εμπειρική μέθοδο Terzaghi ($p_{roof,Temp}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($p_{roof,num}$) ως συνάρτηση της τιμής βαθμονόμησης GSI της βραχώμαζας.	188
Σχήμα 4.89 Κατανομή φορτίου στην οροφή ανηγμένο στην κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας ως προς την τιμή βαθμονόμησης GSI της βραχώμαζας - Μέθοδος Unal ($K=0.5$, $D=10.0m$).	189
Σχήμα 4.90 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την εμπειρική μέθοδο Unal ($p_{roof,U}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($p_{roof,num}$) ως συνάρτηση της τιμής βαθμονόμησης GSI της βραχώμαζας.....	189
Σχήμα 4.91 Κατανομή φορτίου στην οροφή ανηγμένο στην κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας ως προς το λόγο σ_c/p_0 - Αναλυτική μέθοδος Terzaghi ($K=0.5$, $D=10.0m$).	190
Σχήμα 4.92 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi ($p_{roof,Tan}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($p_{roof,num}$) ως συνάρτηση του λόγου σ_c/p_0 ($K=0.5$).	191
Σχήμα 4.93 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi ($p_{roof,Tan}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($p_{roof,num}$) ως συνάρτηση του λόγου σ_c/p_0 ($K=1.0$).	191
Σχήμα 4.94 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi ($p_{roof,Tan}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($p_{roof,num}$) ως συνάρτηση του λόγου σ_c/p_0 ($K=1.5$).	191

Σχήμα 4.95 Κατανομή φορτίου στην οροφή ανηγμένο στην κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας ως προς το λόγο σ_c/ρ_o - Αναλυτική μέθοδος Protodyakonov ($f=\sigma_c/100$, $K=0.5$, $D=10.0m$).....	193
Σχήμα 4.96 Κατανομή φορτίου στην οροφή ανηγμένο στην κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας ως προς το λόγο σ_c/ρ_o - Αναλυτική μέθοδος Protodyakonov ($f=\sigma_{cm}/100$, $K=0.5$, $D=10.0m$).....	193
Σχήμα 4.97 Κατανομή φορτίου στην οροφή ανηγμένο στην κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας ως προς το λόγο σ_c/ρ_o - Αναλυτική μέθοδος Protodyakonov ($f=(c/\sigma_c)+\tan\varphi$, $K=0.5$, $D=10.0m$).....	193
Σχήμα 4.98 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov ($p_{roof,p}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($p_{roof,num}$) ως συνάρτηση του λόγου σ_c/ρ_o ($f=\sigma_c/100$).....	194
Σχήμα 4.99 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov ($p_{roof,p}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($p_{roof,num}$) ως συνάρτηση του λόγου σ_c/ρ_o ($f=\sigma_{cm}/100$).....	194
Σχήμα 4.100 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov ($p_{roof,p}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($p_{roof,num}$) ως συνάρτηση του λόγου σ_c/ρ_o ($f=(c/\sigma_c)+\tan\varphi$).....	195
Σχήμα 5.1 Αριθμητικό προσομοίωμα για τη μελέτη της μεταφοράς των φορτίων της άμεσης υποστήριξης στην τελική επένδυση της σήραγγας.....	203
Σχήμα 5.2 Πεπερασμένα στοιχεία της Άνω και Κάτω Ημιδιατομής.....	203
Σχήμα 5.3 Διατάξεις αγκυρίων που είναι δυνατόν να προσομοιωθούν με το αριθμητικό προσομοίωμα.....	204
Σχήμα 5.4 Κατανομή συνολικών μετατοπίσεων για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$) για δύο διαφορετικούς συνδυασμούς γεωτεχνικών παραμέτρων του περιβάλλοντος γεωλογικού ($\sigma_c/\rho_{o,m} = 0.126$ & 0.447 και $\sigma_{cm}/\rho_{o,m} = 0.202$ & 0.869 αντίστοιχα).....	208
Σχήμα 5.5 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$) για δύο διαφορετικούς συνδυασμούς γεωτεχνικών παραμέτρων του περιβάλλοντος γεωλογικού ($\sigma_c/\rho_{o,m} = 0.126$ & 0.447 και $\sigma_{cm}/\rho_{o,m} = 0.202$ & 0.869 αντίστοιχα).....	208
Σχήμα 5.6 Κατανομή πιέσεων περί τη διατομή στο κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος και τελικής επένδυσης για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$) για δύο διαφορετικούς συνδυασμούς γεωτεχνικών παραμέτρων του περιβάλλοντος γεωλογικού ($\sigma_c/\rho_{o,m} = 0.126$ & 0.447 και $\sigma_{cm}/\rho_{o,m} = 0.202$ & 0.869 αντίστοιχα). Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.....	209
Σχήμα 5.7 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης της τελικής επένδυσης προς τη μέση πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ($p_{FL,m}/p_{sh,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για τους διαφορετικούς συνδυασμούς υποστήριξης για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.....	210
Σχήμα 5.8 Κατανομή της ανηγμένης μεταβολής της μέσης πίεσης ($p_{FL,m}-p_{sh,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για τους διαφορετικούς συνδυασμούς υποστήριξης για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.....	210
Σχήμα 5.9 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης της τελικής επένδυσης προς τη μέση πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ($p_{FL,m}/p_{sh,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.....	211
Σχήμα 5.10 Κατανομή της ανηγμένης μεταβολής της μέσης πίεσης ($p_{FL,m}-p_{sh,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.....	211
Σχήμα 5.11 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης της τελικής επένδυσης προς τη μέση πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ($p_{FL,m}/p_{sh,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για τους διαφορετικούς συνδυασμούς υποστήριξης για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε δύο φάσεις.....	213
Σχήμα 5.12 Μηχανισμός μεταφοράς των φορτίων από το κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση μέσω των καμпуλών σύγκλισης αποτόνωσης για ολομέτωπη διάνοιξη και κυκλική διατομής εκσκαφή.....	214
Σχήμα 5.13 Παράδειγμα μεταφοράς φορτίου εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση μέσω των καμпуλών σύγκλισης αποτόνωσης για την περίπτωση ολομέτωπης διάνοιξης και κυκλικής διατομής εκσκαφής, για δύο διαφορετικές περιπτώσεις γεωτεχνικών συνθηκών.....	215
Σχήμα 5.14 Παράδειγμα μεταφοράς φορτίου εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση μέσω των καμпуλών σύγκλισης αποτόνωσης για ολομέτωπη διάνοιξη και κυκλική διατομή εκσκαφής, για δύο διαφορετικές περιπτώσεις αποτόνωσης πριν από την τοποθέτηση της άμεσης υποστήριξης.....	216
Σχήμα 5.15 Χαρακτηριστικές καμπύλες σύγκλισης - αποτόνωσης και υποστήριξης για σήραγγα με κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος ως άμεση υποστήριξη και ελαστική συμπεριφορά του περιβάλλοντος γεωλογικού, για δύο διαφορετικά σημεία τοποθέτησης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος (A και A').....	217
Σχήμα 5.16 Ενδεικτικό διάγραμμα απεικόνισης των πιέσεων περί τη διατομή, σε εκτοξευόμενο σκυροδέμα και τελική επένδυση και της τάσης των αγκυρίων. Η σχεδίαση είναι υπό κλίμακα επιτρέποντας τη σύγκριση μόνο μεταξύ ίδιων μεγεθών (σύγκριση μεταξύ πιέσεων και σύγκριση μεταξύ αξονικών τάσεων αγκυρίων) στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.....	219
Σχήμα 5.17 Κατανομή συνολικών μετατοπίσεων στο τέλος της εκσκαφής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), διάνοιξη σε μία φάση, ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), ίδια περιβάλλουσα βραχώμαζα $GSI=15$, $\sigma_c=10MPa$, $m_i=6$, πάχος σκυροδέματος $d_{sh}=40cm$, αγκύρια μήκους $L_5=8.0m$ σε κάρναβο $1.0m \times 2.0m$ (μηκοτομική απόσταση \times	

- απόσταση εν διατομή) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων, (α) $K=0.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.269$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.145$, (β) $K=1.0$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.202$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.126$ και (γ) $K=1.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.161$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.113$221
- Σχήμα 5.18 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στο τέλος της εκσκαφής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), διάνοιξη σε μία φάση, ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), ίδια περιβάλλουσα βραχόμαζα $GSI=15$, $\sigma_{ci}=10MPa$, $m_i=6$, πάχος σκυροδέματος $d_{sh}=40cm$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0m$ σε κάρναβο $1.0m \times 2.0m$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.269$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.145$, (β) $K=1.0$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.202$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.126$ και (γ) $K=1.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.161$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.113$221
- Σχήμα 5.19 Κατανομή φορτίων εκτοξευόμενου σκυροδέματος και φορτίων αγκυρίων στο τέλος της εκσκαφής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), διάνοιξη σε μία φάση, ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), ίδια περιβάλλουσα βραχόμαζα $GSI=15$, $\sigma_{ci}=10MPa$, $m_i=6$, πάχος σκυροδέματος $d_{sh}=40cm$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0m$ σε κάρναβο $1.0m \times 2.0m$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.269$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.145$, (β) $K=1.0$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.202$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.126$ και (γ) $K=1.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.161$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.113$. Η σχεδίαση είναι υπό κλίμακα επιτρέποντας τη σύγκριση μόνο μεταξύ ίδιων μεγεθών (σύγκριση μεταξύ πιέσεων και σύγκριση μεταξύ αξονικών τάσεων αγκυρίων) στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.222
- Σχήμα 5.20 Κατανομή του λόγου του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυρίων ως προς τη μέση πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μετά την απενεργοποίηση των αγκυρίων ($p_{b,r,m}/p_{sh,r}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων και την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση. .223
- Σχήμα 5.21 Κατανομή του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυρίων συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων και την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση. .224
- Σχήμα 5.22 Κατανομή του λόγου του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυρίων ως προς το μέσο ανηγμένο φορτίο των αγκυρίων ($p_{b,r,m}/p_{sh,r,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.224
- Σχήμα 5.23 Σύγκριση του μέσου πραγματικού φορτίου ($p_{b,r,m}$) με το μέσο ανηγμένο φορτίο των αγκυρίων ($p_{b,n,m}$) για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.225
- Σχήμα 5.24 Κατανομή του λόγου του πραγματικού φορτίου των αγκυρίων ως προς την πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μετά την απενεργοποίηση των αγκυρίων ($p_{b,r,m}/p_{sh,r,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K και την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση. 226
- Σχήμα 5.25 Κατανομή του λόγου του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυρίων ως προς το μέσο ανηγμένο φορτίο των αγκυρίων ($p_{b,r,m}/p_{sh,r,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.226
- Σχήμα 5.26 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στο τέλος της εκσκαφής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), διάνοιξη σε δύο φάσεις, ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), ίδια περιβάλλουσα βραχόμαζα $GSI=15$, $\sigma_{ci}=10MPa$, $m_i=6$, πάχος σκυροδέματος $d_{sh}=40cm$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0m$ σε κάρναβο $1.0m \times 2.0m$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.269$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.145$, (β) $K=1.0$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.202$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.126$ και (γ) $K=1.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.161$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.113$228
- Σχήμα 5.27 Κατανομή συνολικών μετατοπίσεων στο τέλος της εκσκαφής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), διάνοιξη σε δύο φάσεις, ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), ίδια περιβάλλουσα βραχόμαζα $GSI=15$, $\sigma_{ci}=10MPa$, $m_i=6$, πάχος σκυροδέματος $d_{sh}=40cm$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0m$ σε κάρναβο $1.0m \times 2.0m$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων, (α) $K=0.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.269$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.145$, (β) $K=1.0$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.202$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.126$ και (γ) $K=1.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.161$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.113$229
- Σχήμα 5.28 Κατανομή φορτίων εκτοξευόμενου σκυροδέματος και φορτίων αγκυρίων στο τέλος της εκσκαφής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), διάνοιξη σε δύο φάσεις, ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), ίδια περιβάλλουσα βραχόμαζα $GSI=15$, $\sigma_{ci}=10MPa$, $m_i=6$, πάχος σκυροδέματος $d_{sh}=40cm$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0m$ σε κάρναβο $1.0m \times 2.0m$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.269$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.145$, (β) $K=1.0$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.202$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.126$ και (γ) $K=1.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.161$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.113$. Η σχεδίαση είναι υπό κλίμακα επιτρέποντας τη σύγκριση μόνο μεταξύ ίδιων μεγεθών (σύγκριση μεταξύ πιέσεων και σύγκριση μεταξύ αξονικών τάσεων αγκυρίων) στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.230
- Σχήμα 5.29 Κατανομή του λόγου του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυρίων ως προς τη μέση πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μετά την απενεργοποίηση των αγκυρίων ($p_{b,r,m}/p_{sh,r,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε δύο φάσεις.231
- Σχήμα 5.30 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πριν την απενεργοποίηση των αγκυρίων ($p_{sh,m}$) για τη διάνοιξη σε δύο φάσεις προς την αντίστοιχη τιμή από την περίπτωση της διάνοιξης σε μία φάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων.232
- Σχήμα 5.31 Κατανομή του λόγου του μέσου πραγματικού φορτίου αγκυρίων ($p_{b,r,m}$) για τη διάνοιξη σε δύο φάσεις προς την αντίστοιχη τιμή από την περίπτωση της διάνοιξης σε μία φάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων.232
- Σχήμα 5.32 Κατανομή του λόγου του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυρίων ως προς το μέσο ανηγμένο φορτίο των αγκυρίων ($p_{b,r,m}/p_{sh,r,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε δύο φάσεις.233
- Σχήμα 5.33 Κατανομή του λόγου του πραγματικού φορτίου των αγκυρίων ως προς την πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μετά την απενεργοποίηση των αγκυρίων ($p_{b,r,m}/p_{sh,r,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών

$\sigma_c/p_{o,m}$ για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε δύο φάσεις.	234
Σχήμα 5.34 Κατανομή του λόγου του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυριών ως προς το μέσο ανηγμένο φορτίο των αγκυριών ($p_{b,r,m}/p_{sh,r,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε δύο φάσεις.	234
Σχήμα 5.35 Κατανομή του λόγου του μέσου φορτίου τελικής επένδυσης ($p_{FL,m}$) ως προς το μέσο φορτίο της άμεσης υποστήριξης ($p_{t,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυριών και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.	236
Σχήμα 5.36 Κατανομή της ανηγμένης μεταβολής του μέσου φορτίου στη μέση γεωστατική τάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυριών και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.	236
Σχήμα 5.37 Κατανομή του λόγου του μέσου φορτίου τελικής επένδυσης ($p_{FL,m}$) ως προς το μέσο φορτίο της άμεσης υποστήριξης ($p_{t,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυριών και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε δύο φάσεις.	238
Σχήμα 5.38 Κατανομή της ανηγμένης μεταβολής του μέσου φορτίου στη μέση γεωστατική τάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυριών και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε δύο φάσεις.	238
Σχήμα 5.39 Κατανομή του λόγου του μέσου φορτίου τελικής επένδυσης ($p_{FL,m}$) για τη διάνοιξη σε δύο φάσεις προς την αντίστοιχη τιμή από την περίπτωση της διάνοιξης σε μία φάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυριών.	239
Σχήμα 5.40 Κατανομή φορτίων εκτοξευόμενου σκυροδέματος και φορτίων αγκυριών στο τέλος της εκσκαφής για δύο αριθμητικές αναλύσεις με διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.5$, ίδια περιβάλλουσα βραχόμαζα $GSI=10$, $\sigma_{ci}=8MPa$, $m_i=6$ ($\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.31$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.098$), πάχος σκυροδέματος $d_{sh}=40cm$, πάχος τελικής επένδυσης $d_{FL}=40cm$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0m$ σε κάρναβο $1.0m \times 2.0m$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) για μία και δύο φάσεις διάνοιξης. Η σχεδίαση είναι υπό κλίμακα επιτρέποντας τη σύγκριση μόνο μεταξύ ίδιων μεγεθών στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.	239
Σχήμα 5.41 Σχηματική μηκοτομή της σήραγγας βάσης Lyon - Turin, στην οποία διακρίνονται επιπροσθέτως οι σήραγγες πρόσβασης.	247
Σχήμα 5.42 Γεωλογική μηκοτομή κατά μήκος της σήραγγας Saint Martin La Porte (Rettighieri et al., 2008, από Debernardi, 2008). Με μαύρο χρώμα σημειώνεται η περιοχή της εκτεταμένης αστοχίας που περιγράφεται στη συνέχεια.	249
Σχήμα 5.43 Γεωλογική οριζοντιογραφία στην περιοχή της σήραγγας Saint Martin La Porte (Debernardi, 2008).	249
Σχήμα 5.44 Εξέλιξη των συγκλίσεων στη Χ.Θ. 1+297.00 ως προς το χρόνο και τη Χ.Θ. του μετώπου εκσκαφής (Barla et al., 2010).	251
Σχήμα 5.45 Μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας του άνθρακα ως προς το ποσοστό της αντοχής σε όρους διεκτροπικής τάσης (Δεδομένα από Debernardi, 2008). Τα πειράματα A11a, A17b και A17a αφορούν σε τριαξονική καταπόνηση και το πείραμα A17d μονοαξονική καταπόνηση του δοκιμίου.	252
Σχήμα 5.46 Πείραμα A17b: Ανάπτυξη ερπυστικών παραμορφώσεων ανά στάθμη επιβαλλόμενου φορτίου. Οι τοπικές ανωμαλίες οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές (Δεδομένα από Debernardi, 2008).	253
Σχήμα 5.47 Πείραμα A17b: Ρυθμός μεταβολής ερπυστικών παραμορφώσεων (Δεδομένα από Debernardi, 2008).	253
Σχήμα 5.48 Πείραμα A17a: Ανάπτυξη ερπυστικών παραμορφώσεων ανά στάθμη επιβαλλόμενου φορτίου. Οι τοπικές ανωμαλίες οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές (Δεδομένα από Debernardi, 2008).	254
Σχήμα 5.49 Πείραμα A17a: Ρυθμός μεταβολής ερπυστικών παραμορφώσεων (Δεδομένα από Debernardi, 2008).	255
Σχήμα 5.50 Πείραμα A17d: Ανάπτυξη ερπυστικών παραμορφώσεων ανά στάθμη επιβαλλόμενου φορτίου. Οι τοπικές ανωμαλίες οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές (Δεδομένα από Debernardi, 2008).	255
Σχήμα 5.51 Πείραμα A17d: Ρυθμός μεταβολής ερπυστικών παραμορφώσεων (Δεδομένα από Debernardi, 2008).	256
Σχήμα 5.52 Το δοκίμιο του πειράματος A17d κατόπιν της ερπυστικής αστοχίας για επιβαλλόμενη ένταση $t/t_f=0.46$ (Debernardi, 2008).	256
Σχήμα 5.53 Μεταβολή του ερπυστικού συντελεστή φ_{cr} , της τελικής ερπυστικής παραμόρφωσης $\varepsilon_{cr}(t=t_d)$, του λόγου $t_{50\%}/t_d$ και της παραμέτρου m του προσομοιώματος Singh-Mitchell ως προς το επίπεδο της επιβαλλόμενης έντασης t/t_f . Οι τιμές του λόγου t/t_f που είναι μεγαλύτερες από τη μονάδα προκύπτουν, καθώς οι παράμετροι αντοχής κατά Mohr-Coulomb που χρησιμοποιήθηκαν είναι μέσες τιμές (Δεδομένα από Debernardi, 2008).	257
Σχήμα 5.54 Κατανομή ογκομετρικής, διατμητικής και αξονικής παραμόρφωσης από το πείραμα 26B-8. Η τιμή $q/q_f > 1.00$ οφείλεται στο γεγονός ότι οι παράμετροι αντοχής έχουν προκύψει από αντίστοιχο, αλλά όχι το ίδιο δοκίμιο με αποτέλεσμα να υπάρχουν διακυμάνσεις στις τιμές. Στο τελευταίο στάδιο φόρτισης είναι εμφανής η αστοχία λόγω τριπογενούς ερπυσμού (Δεδομένα από Aristorenas, 1987).	261
Σχήμα 5.55 Μεταβολή του ερπυστικού συντελεστή φ_{cr} , της τελικής ερπυστικής παραμόρφωσης, του λόγου $t_{50\%}/t_d$ και της παραμέτρου m του προσομοιώματος Singh-Mitchell ως προς το επίπεδο της επιβαλλόμενης έντασης q/q_f . Οι τιμές του λόγου q/q_f που είναι ελαφρώς μεγαλύτερες από τη μονάδα προκύπτουν, καθώς οι παράμετροι αντοχής κατά Mohr-Coulomb που χρησιμοποιήθηκαν είναι μέσες τιμές (Δεδομένα από Aristorenas, 1987).	262

Σχήμα 5.56 Αριθμητικό προσομοίωμα για τη μελέτη της ανάπτυξης φορτίων στην τελική επένδυση λόγω του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωλικού.....	265
Σχήμα 5.57 Πεπερασμένα στοιχεία της Άνω και Κάτω Ημιδιατομής.....	265
Σχήμα 5.58 Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων στην περιοχή της διατομής εκσκαφής. Διακρίνονται οι δακτύλιοι που θα χρησιμοποιηθούν στην απλοποιημένη μεθοδολογία.....	266
Σχήμα 5.59 Γραφική απεικόνιση της σχέσης μεταξύ συντελεστή m του προσομοιώματος Singh-Mitchell, του χρόνου t_d και του λόγου $t_{50\%}/t_d$	269
Σχήμα 5.60 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων (αριστερή στήλη) και ερπυστικών παραμορφώσεων (δεξιά στήλη) στο τέλος του σταδίου επιβολής του ερπυσμού για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), παραμέτρους βραχόμαζας $GSI=25$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$ και ερπυστικούς συντελεστές $\varphi_{cr1}=0.60$, $\varphi_{cr2}=0.75$ για τρεις τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70, 1.00, 1.30$	272
Σχήμα 5.61 Κατανομή ερπυστικών παραμορφώσεων στο τέλος του σταδίου επιβολής του ερπυσμού για πέντε αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.00$, παραμέτρους βραχόμαζας $GSI=25$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$ για διαφορετικές τιμές των ερπυστικών συντελεστών φ_{cr1} και φ_{cr2}	273
Σχήμα 5.62 Κατανομή πίεσης περί τη διατομή τελικής επένδυσης πριν και μετά την επιβολή του ερπυσμού του γεωλικού για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), παραμέτρους βραχόμαζας $GSI=25$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$ και ερπυστικούς συντελεστές $\varphi_{cr1}=0.60$, $\varphi_{cr2}=0.75$ για τρεις τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70, 1.00, 1.30$ (η γωνία θ ορίζεται Σχήμα 4.10).	274
Σχήμα 5.63 Κατανομή πίεσης περί τη διατομή τελικής επένδυσης πριν και μετά την επιβολή του ερπυσμού του γεωλικού για πέντε αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.00$, παραμέτρους βραχόμαζας $GSI=25$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$ για διαφορετικές τιμές των ερπυστικών συντελεστών φ_{cr1} και φ_{cr2} (η γωνία θ ορίζεται στο Σχήμα 4.10).	275
Σχήμα 5.64 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης μετά την επιβολή του ερπυσμού ($p_{cr,m}$) ως προς τη μέση πίεση πριν την επιβολή του ερπυσμού ($p_{FL,m}$) συναρτήσει του ερπυστικού συντελεστή φ_{cr1}	276
Σχήμα 5.65 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης μετά την επιβολή του ερπυσμού ($p_{cr,m}$) ως προς τη μέση πίεση πριν την επιβολή του ερπυσμού ($p_{FL,m}$) συναρτήσει του λόγου των ερπυστικών συντελεστών $\varphi_{cr2}/\varphi_{cr1}$	276
Σχήμα 5.66 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης μετά την επιβολή του ερπυσμού ($p_{cr,m}$) ως προς τη μέση πίεση πριν την επιβολή του ερπυσμού ($p_{FL,m}$) συναρτήσει του ερπυστικού συντελεστή φ_{cr2}	277
Σχήμα 5.67 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης μετά την επιβολή του ερπυσμού ($p_{cr,m}$) ως προς τη μέση πίεση πριν την επιβολή του ερπυσμού ($p_{FL,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$	277
Σχήμα 5.68 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης μετά την επιβολή του ερπυσμού ($p_{cr,m}$) ως προς τη μέση πίεση πριν την επιβολή του ερπυσμού ($p_{FL,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για διαφορετικές τιμές του λόγου E/σ_c και τιμές των ερπυστικών συντελεστών $\varphi_{cr1}=0.60$ και $\varphi_{cr2}=0.90$	278
Σχήμα 5.69 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης μετά την επιβολή του ερπυσμού ($p_{cr,m}$) ως προς τη μέση πίεση πριν την επιβολή του ερπυσμού ($p_{FL,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K και τιμές των ερπυστικών συντελεστών $\varphi_{cr1}=0.60$ και $\varphi_{cr2}=0.90$	279
Σχήμα 5.70 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης μετά την επιβολή του ερπυσμού ($p_{cr,m}$) ως προς τη μέση πίεση πριν την επιβολή του ερπυσμού ($p_{FL,m}$) συναρτήσει του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K	279
Σχήμα 5.71 Χρονική εξέλιξη των φορτίων στην οροφή της τελικής επένδυσης για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με διαφορετικές τιμές του συντελεστή m του προσομοιώματος Singh-Mitchell.	280
Σχήμα 5.72 Κατανομή της ποσοστιαίας διαφοράς των λόγων $p_{cr,max}/p_{FL,max}$, $p_{cr,roof}/p_{FL,roof}$, $p_{cr,side}/p_{FL,side}$ από τις αντίστοιχες του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$ ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$	281
Σχήμα 5.73 Κατανομή των τιμών του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$ ως προς τον συντελεστή CLF.	282
Σχήμα 5.74 Προτεινόμενη εξίσωση και καμπύλες για την εκτίμηση του λόγου E_{sl}/E_o ως προς το συντελεστή SLF.	283
Σχήμα 5.75 Κατανομή ποσοστιαίου σφάλματος της προτεινόμενης εξίσωσης ως συνάρτηση του συντελεστή CLF (NA: η τιμή του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$ όπως υπολογίστηκε από τις αριθμητικές αναλύσεις, eq: η τιμή του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$ όπως υπολογίζεται από την προτεινόμενη εξίσωση).	284
Σχήμα 5.76 Απεικόνιση γεωμετρικών παραμέτρων απλοποιημένης μεθοδολογίας.	286
Σχήμα 5.77 Κατανομή των τιμών του λόγου E_{sl}/E_o ως προς την τιμή του ερπυστικού συντελεστή φ_{cr2}	287
Σχήμα 5.78 Κατανομή των τιμών του λόγου E_{sl}/E_o ως προς το συντελεστή SLF.	288
Σχήμα 5.79 Προτεινόμενη εξίσωση και καμπύλες για την εκτίμηση του λόγου E_{sl}/E_o ως προς το συντελεστή SLF.	289
Σχήμα 5.80 Κατανομή ποσοστιαίου σφάλματος της προτεινόμενης εξίσωσης ως συνάρτηση του συντελεστή SLF (NA: η τιμή του λόγου E_{sl}/E_o όπως υπολογίστηκε από τις αριθμητικές αναλύσεις, eq: η τιμή του λόγου E_{sl}/E_o όπως υπολογίζεται από την προτεινόμενη εξίσωση).	289
Σχήμα 6.1 Γεωλογικό καθεστώς στην ευρύτερη περιοχή της σήραγγας Ανθοχωρίου (Marinos & Hoek, 2001b).	297
Σχήμα 6.2 Εκτίμηση του τριδιάστατου γεωλογικού προσομοιώματος της ευρύτερης περιοχής της σήραγγας Ανθοχωρίου (Marinos et al., 2006; Μαρίνος, 2007).	299
Σχήμα 6.3 Μετρήσεις κατακόρυφων μετατοπίσεων κατά τη φάση κατασκευής της σήραγγας Ανθοχωρίου στο σταθμό μέτρησης στη Χ.Θ. 5+465.650 του Νότιου Κλάδου (Πηγή: TIAS, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος B., 2007; Marinos et al., 2010). Στο	

διάγραμμα παρουσιάζεται η χρονική εξέλιξη των μετατοπίσεων, καθώς και η προχώρηση των φάσεων εκσκαφής και των δύο κλάδων. Επισημαίνεται ότι με βάση τη σύμβαση της Εγνατίας Οδού ο Νότιος Κλάδος είναι ο Δεξιός, καθώς οι κλάδοι ονομάζονται με θεώρηση φοράς από Δύση προς Ανατολή.	300
Σχήμα 6.4 Διατομή R με την οποία ολοκληρώθηκε η διάνοιξη της σήραγγας Ανθοχωρίου (Πηγή: TIAS, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010).	301
Σχήμα 6.5 Περιγραφή της αλληλουχίας των διαδικασιών κατά την κατασκευή της σήραγγας Ανθοχωρίου (Πηγή: TIAS, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010).	302
Σχήμα 6.6 Απεικόνιση των εργασιών και των διατομών άμεσης υποστήριξης στη σήραγγα Ανθοχωρίου. Ημερομηνία τελευταίας ενημέρωσης συγκεκριμένου σχεδίου: 05/02/2004. Η διάνοιξη πραγματοποιήθηκε συγχρόνως και από τα δύο μέτωπα (Πηγή: TIAS, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010).	303
Σχήμα 6.7 Απεικόνιση των εργασιών και των διατομών άμεσης υποστήριξης στη σήραγγα Ανθοχωρίου. Με το μπλε ορθογώνιο επισημαίνεται η διατομή που επιλέχθηκε για τις αναστροφές αναλύσεις στη Χ.Θ. 5+431.439 του Νότιου Κλάδου και η ευρύτερη περιοχή αυτής (Πηγή: TIAS, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010).	305
Σχήμα 6.8 Απεικόνιση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της υπό μελέτη διατομής (Πηγή: TIAS, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010).	306
Σχήμα 6.9 Μετρήσεις κατακόρυφων μετατοπίσεων κατά τη φάση κατασκευής της σήραγγας Ανθοχωρίου στο σταθμό μέτρησης στη Χ.Θ. 5+431.439 του Νότιου Κλάδου (Πηγή: TIAS, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010). Στο διάγραμμα παρουσιάζεται η χρονική εξέλιξη των μετατοπίσεων, καθώς και η προχώρηση των φάσεων εκσκαφής και των δύο κλάδων. Επισημαίνεται ότι με βάση τη σύμβαση της Εγνατίας Οδού ο Νότιος Κλάδος είναι ο Δεξιός, καθώς οι κλάδοι ονομάζονται με θεώρηση φοράς από Δύση προς Ανατολή.	307
Σχήμα 6.10 Αριθμητικό προσομοίωμα αναστροφών αναλύσεων. Διακρίνονται όλες οι φάσεις εκσκαφής και τα μέτρα άμεσης υποστήριξης και για τους δύο κλάδους.	308
Σχήμα 6.11 Κατανομή μετακινήσεων πριν το στάδιο που ξεκινάει η αποτόνωση του Βόρειου Κλάδου. Στις μετακινήσεις περιλαμβάνονται και οι προσυγκλίσεις, οι οποίες έχουν πραγματοποιηθεί πριν την εκσκαφή της διατομής λόγω της αποτόνωσης της βραχόμαζας.	313
Σχήμα 6.12 Κατανομή μετακινήσεων ενώ έχει ξεκινήσει η ανάπτυξη των προσυγκλίσεων στο Βόρειο Κλάδο. Στις μετακινήσεις περιλαμβάνονται και οι προσυγκλίσεις, οι οποίες έχουν πραγματοποιηθεί πριν την εκσκαφή της διατομής λόγω της αποτόνωσης της βραχόμαζας.	314
Σχήμα 6.13 Κατανομή μετακινήσεων στο τέλος της κατασκευαστικής διαδικασίας πριν από το τελευταίο στάδιο ερπυσμού. Στις μετακινήσεις περιλαμβάνονται και οι προσυγκλίσεις, οι οποίες έχουν πραγματοποιηθεί πριν την εκσκαφή της διατομής λόγω της αποτόνωσης της βραχόμαζας.	314
Σχήμα 6.14 Κατανομή μετακινήσεων στο τέλος της ερπυστικής ανάλυσης. Στις μετακινήσεις περιλαμβάνονται και εκείνες που έχουν πραγματοποιηθεί πριν την εκσκαφή της διατομής του Νότιου Κλάδου λόγω της αποτόνωσης της βραχόμαζας.	315
Σχήμα 6.15 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων πριν το στάδιο της αποτόνωσης του Βόρειου Κλάδου.	316
Σχήμα 6.16 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων ενώ έχει ξεκινήσει η ανάπτυξη των προσυγκλίσεων στο Βόρειο Κλάδο.	316
Σχήμα 6.17 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στο τέλος της κατασκευαστικής διαδικασίας πριν από το τελευταίο στάδιο ερπυσμού.	316
Σχήμα 6.18 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στο τέλος της ερπυστικής ανάλυσης.	316
Σχήμα 6.19 Κατανομή μετακινήσεων στον Σταθμό Μέτρησης MS2 με βάση τις μετρήσεις κατά την κατασκευή και τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αντιστοιχούν σε συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70$, περιβάλλουσα βραχόμαζα με $GSI=13$, $\sigma_c=4MPa$ και $m_i=4$ και ερπυστικό προσομοίωμα Power-Law. Επειδή η εξίσωση του προσομοιώματος Power-Law δεν είναι αδιάστατη, οι τιμές των παραμέτρων που παρουσιάζονται στη συνέχεια ισχύουν για μονάδα τάσης: 1kPa και μονάδα χρόνου: 1days.	317
Σχήμα 6.20 Κατανομή μετακινήσεων στον Σταθμό Μέτρησης MS3 με βάση τις μετρήσεις κατά την κατασκευή και τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αντιστοιχούν σε συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70$, περιβάλλουσα βραχόμαζα με $GSI=13$, $\sigma_c=4MPa$ και $m_i=4$ και ερπυστικό προσομοίωμα Power-Law. Επειδή η εξίσωση του προσομοιώματος Power-Law δεν είναι αδιάστατη, οι τιμές των παραμέτρων που παρουσιάζονται στη συνέχεια ισχύουν για μονάδα τάσης: 1kPa και μονάδα χρόνου: 1days.	318
Σχήμα 6.21 Κατανομή μετακινήσεων στον Σταθμό μέτρησης MS4 με βάση τις μετρήσεις κατά την κατασκευή και τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αντιστοιχούν σε συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70$, περιβάλλουσα βραχόμαζα με $GSI=13$, $\sigma_c=4MPa$ και $m_i=4$ και ερπυστικό προσομοίωμα Power-Law. Επειδή η εξίσωση του προσομοιώματος Power-Law δεν είναι αδιάστατη, οι τιμές των παραμέτρων που παρουσιάζονται στη συνέχεια ισχύουν για μονάδα τάσης: 1kPa και μονάδα χρόνου: 1days.	318
Σχήμα 6.22 Κατανομή μετακινήσεων στον Σταθμό μέτρησης MS2 με βάση τις μετρήσεις κατά την κατασκευή και τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αντιστοιχούν σε συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70$, περιβάλλουσα βραχόμαζα με $GSI=13$, $\sigma_c=4MPa$ και $m_i=4$ και ερπυστικό προσομοίωμα Singh-Mitchell.	319
Σχήμα 6.23 Κατανομή μετακινήσεων στον Σταθμό μέτρησης MS3 με βάση τις μετρήσεις κατά την κατασκευή και τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αντιστοιχούν σε συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70$, περιβάλλουσα βραχόμαζα με $GSI=13$, $\sigma_c=4MPa$ και $m_i=4$ και ερπυστικό προσομοίωμα Singh-Mitchell.	319

Σχήμα 6.24 Κατανομή μετακινήσεων στον Σταθμό μέτρησης MS4 με βάση τις μετρήσεις κατά την κατασκευή και τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αντιστοιχούν σε συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70$, περιβάλλουσα βραχόμαζα με $GSI=13$, $\sigma_c=4MPa$ και $m_i=4$ και ερπυστικό προσομοίωμα Singh-Mitchell.	320
Σχήμα 6.25 Κατανομή πιέσεων στο κέλυφος της άμεσης υποστήριξης για τις πιο αντιπροσωπευτικές ελαστοπλαστικές και ιξωδοπλαστικές αναλύσεις. Επειδή η εξίσωση του προσομοιώματος Power-Law δεν είναι αδιάστατη, οι τιμές των παραμέτρων που παρουσιάζονται στη συνέχεια ισχύουν για μονάδα τάσης: 1kPa και μονάδα χρόνου: 1days.	320
Σχήμα 6.26 Σχέδιο ανάπτυξης μελλοντικών γραμμών μετρό Αθήνας (Ηλεκτρονική σελίδα Αττικό Μετρό www.ametro.gr). Με την μαύρη έλλειψη σημειώνεται το υπό μελέτη τμήμα.	322
Σχήμα 6.27 Οριζοντιογραφία της περιοχής του υπό μελέτη τμήματος. Διακρίνεται με μπλε χρώμα η σήραγγα διπλής τροχιάς και με κόκκινο χρώμα το περίγραμμα του Σταθμού Περιστερίου.	325
Σχήμα 6.28 Απόσπασμα Γεωλογικού Χάρτη ΙΓΜΕ (Φύλλο Αθήνα - Ελευσίνα, ΙΓΜΕ, 1986, Κλίμακα 1:50000) της ευρύτερης περιοχής του υπό μελέτη τμήματος.	326
Σχήμα 6.29 Γεωλογική μηκοτομή και γεωλογικές διατομές περιοχής υπό μελέτη τμήματος (Έγγραφο D1). Με την κόκκινη έλλειψη σημειώνεται η περιοχή της υπό μελέτη διατομής (Χ.Θ. 1+636.00). Η θέση των διατομών προσδιορίζεται στην οριζοντιογραφία της περιοχής.	328
Σχήμα 6.30 Γεωτεχνικό προσομοίωμα Da3: Χ.Θ. 1+585.00 - 1+600.00 (Έγγραφο D2).	329
Σχήμα 6.31 Γεωτεχνικό προσομοίωμα Dc1: Χ.Θ. 1+600.00 - 1+660.00 (Έγγραφο D2).	330
Σχήμα 6.32 Γεωτεχνικό προσομοίωμα Dc2: Χ.Θ. 1+660.00 - 1+681.29 (Έγγραφο D2).	330
Σχήμα 6.33 Απεικόνιση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της διατομής IIIa (Έγγραφο D3).	331
Σχήμα 6.34 Προχώρηση εργασιών διάνοιξης σήραγγας διπλής τροχιάς (Έγγραφο C1).	334
Σχήμα 6.35 Γεωλογική μηκοτομή, τεχνικογεωλογική ταξινόμηση, καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους, τιμή βαθμονόμησης GSI με βάση τα στοιχεία της κατασκευής (Έγγραφο C1).	335
Σχήμα 6.36 Υπόμνημα γεωλογικής περιγραφής και τεχνικογεωλογικής περιγραφής για τους συμβολισμούς του προηγούμενου σχήματος (Έγγραφο C1).	336
Σχήμα 6.37 Γεωλογική χαρτογράφηση και φωτογραφία του μετώπου στη Χ.Θ. 1+626.00 (Έγγραφο C1).	336
Σχήμα 6.38 Γεωλογική χαρτογράφηση και φωτογραφία του μετώπου στη Χ.Θ. 1+647.00 (Έγγραφο C1).	337
Σχήμα 6.39 Μετρήσεις στις κυψέλες πίεσης επί του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Έγγραφο C1).	338
Σχήμα 6.40 Κατανομή καθιζήσεων κατά την κατασκευή των έργων του Μετρό στην ευρύτερη περιοχή του υπό μελέτη τμήματος (Έγγραφο C1).	339
Σχήμα 6.41 Προχώρηση εργασιών εκσκαφής του Ανατολικού Φρέατος.	340
Σχήμα 6.42 Προοπτική απεικόνιση του αριθμητικού προσομοιώματος.	342
Σχήμα 6.43 Διαμήκης όψη του αριθμητικού προσομοιώματος.	342
Σχήμα 6.44 Απεικόνιση των γεωτεχνικών ενοτήτων στο αριθμητικό προσομοίωμα.	343
Σχήμα 6.45 Εγκάρσια όψη του αριθμητικού προσομοιώματος.	343
Σχήμα 6.46 Απεικόνιση των πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν στο αριθμητικό προσομοίωμα.	344
Σχήμα 6.47 Προοπτική απεικόνιση του αριθμητικού προσομοιώματος στην οποία διακρίνονται η θέση, το μήκος και η φέρουσα ικανότητα των αγκυριών.	344
Σχήμα 6.48 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων κατά τη διάνοιξη της Α' Φάσης, σε στάδιο όπου το μέτωπο βρίσκεται εντός της πιο ισχυρής ενότητας 4β. Τα σημεία που παρατηρείται τοπική αύξηση των πλαστικών παραμορφώσεων αντιστοιχούν στο σύνορο μεταξύ Άνω και Κάτω Ημιδιατομής και στην περιοχή μετάβασης από την ενότητα 4a στην 4β (Ανάλυση A12: Μειωμένες τιμές γεωτεχνικών παραμέτρων για την ενότητα 4β).	350
Σχήμα 6.49 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων κατά τη διάνοιξη της Α' Φάσης, σε στάδιο όπου το μέτωπο βρίσκεται εντός της πιο ασθενούς ενότητας 4a. Τα σημεία που παρατηρείται τοπική αύξηση των πλαστικών παραμορφώσεων αντιστοιχούν στο σύνορο μεταξύ Άνω και Κάτω Ημιδιατομής και στην περιοχή μετάβασης από την ενότητα 4a στην 4β (Ανάλυση A13: Μειωμένες τιμές γεωτεχνικών παραμέτρων για την ενότητα 4a).	351
Σχήμα 6.50 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στα αγκύρια, στο κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και στις δοκούς προπορείας στο τέλος της διάνοιξης και των δύο φάσεων. Είναι εμφανές ότι με βάση τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων δεν παρατηρείται αστοχία στα συγκεκριμένα μέτρα υποστήριξης σε όλη τη διάρκεια της διάνοιξης (Ανάλυση A12: Μειωμένες τιμές γεωτεχνικών παραμέτρων για την ισχυρή ενότητα 4β).	352
Σχήμα 6.51 Κατανομή των πιέσεων στο κέλυφος της άμεσης υποστήριξης, για το τμήμα που βρίσκεται εντός της ισχυρής ενότητας 4β, στο τέλος της διάνοιξης και των δύο φάσεων. Τα σημεία της τοπικής αύξησης των πιέσεων αντιστοιχούν στο σύνορο μεταξύ Άνω και Κάτω Ημιδιατομής και στην περιοχή μετάβασης από την ενότητα 4a στην 4β (Ανάλυση A1).	352
Σχήμα 6.52 Κατανομή των πιέσεων στο κέλυφος της άμεσης υποστήριξης, για το τμήμα που βρίσκεται εντός της ασθενούς ενότητας 4a, στο τέλος της διάνοιξης και των δύο φάσεων. Τα σημεία της τοπικής αύξησης των πιέσεων αντιστοιχούν στο σύνορο μεταξύ Άνω και Κάτω Ημιδιατομής, στην περιοχή μετάβασης από την ενότητα 4a στην 4β και στην περιοχή όπου έγινε αλλαγή στη φορά διάνοιξης (βλ. Σχήμα 6.34, σελ. 333 - Ανάλυση A1).	353
Σχήμα 6.53 Οριζοντιογραφική απεικόνιση της κατανομής των καθιζήσεων στο τέλος της διάνοιξης και των δύο φάσεων. Είναι εμφανής η αύξηση των καθιζήσεων γύρω από την περιοχή διάνοιξης, οι οποίες λαμβάνουν τις μέγιστες τιμές όταν η σήραγγα	

διανοίγεται εντός της ασθενούς ενότητας 4α και μειώνονται όταν η διάνοιξη γίνεται εντός της ισχυρής ενότητας 4β (Ανάλυση A13: Μειωμένες τιμές γεωτεχνικών παραμέτρων για την ασθενή ενότητα 4α).....	353
Σχήμα 6.54 Κατανομή των κατακόρυφων μετακινήσεων στο τέλος της διάνοιξης και των δύο φάσεων. Είναι εμφανής η αύξηση των καθιζήσεων γύρω από την περιοχή διάνοιξης, οι οποίες λαμβάνουν τις μέγιστες τιμές όταν η σήραγγα διανοίγεται εντός της ασθενούς ενότητας 4α και μειώνονται όταν η διάνοιξη γίνεται εντός της ισχυρής ενότητας 4β (Ανάλυση A13: Μειωμένες τιμές γεωτεχνικών παραμέτρων για την ασθενή ενότητα 4α).....	354
Σχήμα 6.55 Κατανομή πιέσεων στην ανάλυση A1 μετά το τέλος της διάνοιξης της Α' και Β' Φάσης.....	355
Σχήμα 6.56 Αντιστοίχιση των σημείων τοποθέτησης των κυψελών πίεσης με τμήματα της διατομής άμεσης υποστήριξης στο αριθμητικό προσομοίωμα. Το κατώτερο ζεύγος των κυψελών πίεσης έχει αντιστοιχηθεί στο τμήμα κάτω από το ανάστροφο τόξο, καθώς οι μετρήσεις του ξεκινάνε μετά την εκσκαφή της Κάτω Ημιδιατομής (Σχήμα 6.39).....	356
Σχήμα 6.57 Κατανομή πιέσεων στην ανάλυση A1 μετά το τέλος της διάνοιξης της Α' και Β' Φάσης για τέσσερις διαδοχικές διατομές (Χ.Θ. 1+633.00 - 1+636.00). Η μετάβαση από την ενότητα 4α στην 4β γίνεται στη Χ.Θ. 1+633.00.....	356
Σχήμα 6.58 Κατανομή πιέσεων μετά το τέλος της διάνοιξης της Α' και Β' Φάσης για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (Αναλύσεις: A1, A2, A3, A4). Κάθε ορθογώνιο αντιστοιχεί στις μετρήσεις στο τέλος της διάνοιξης της κυψέλης πίεσης με το ίδιο χρώμα.....	357
Σχήμα 6.59 Κατανομή πιέσεων μετά το τέλος της διάνοιξης της Α' και Β' Φάσης για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων και του μέτρου παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β (Αναλύσεις: A1, A2, A5, A6). Κάθε ορθογώνιο αντιστοιχεί στις μετρήσεις στο τέλος της διάνοιξης της κυψέλης πίεσης με το ίδιο χρώμα.....	358
Σχήμα 6.60 Εξέλιξη των πιέσεων στην οροφή της διατομής ως προς το χρόνο με βάση τις μετρήσεις των κυψελών πίεσης και τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων.....	358
Σχήμα 6.61 Εξέλιξη των πιέσεων στις παρειές της Α' Φάσης της διατομής ως προς το χρόνο με βάση τις μετρήσεις των κυψελών πίεσης και τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων.....	359
Σχήμα 6.62 Εξέλιξη των πιέσεων στις παρειές της Β' Φάσης της διατομής ως προς το χρόνο με βάση τις μετρήσεις των κυψελών πίεσης και τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων.....	359
Σχήμα 6.63 Κατανομή πιέσεων μετά το τέλος της διάνοιξης της Α' και Β' Φάσης για διαφορετικές τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β και του φορτίου στην επιφάνεια (Αναλύσεις: A1, A5, A7, A8).....	360
Σχήμα 6.64 Υπολογισμός του μέτρου παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β ως συνάρτηση της αντοχής του άρρηκτου βράχου σ_{ci} για $GSI=40$ και για διαφορετικές τιμές του δείκτη MR μέσω διαφορετικών εξισώσεων από τη διεθνή βιβλιογραφία.....	362
Σχήμα 6.65 Υπολογισμός του μέτρου παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β ως συνάρτηση της αντοχής του άρρηκτου βράχου σ_{ci} για $GSI=50$ και για διαφορετικές τιμές του δείκτη MR μέσω διαφορετικών εξισώσεων από τη διεθνή βιβλιογραφία.....	363
Σχήμα 6.66 Σύγκριση της μέσης τιμής των μετρήσεων των κυψελών πίεσης με την προτεινόμενη μεθοδολογία εκτίμησης της μέσης πίεσης περί το κέλυφος της άμεσης υποστήριξης.....	365
Σχήμα 6.67 Σύγκριση των μετρήσεων από την κυψέλη πίεσης στην οροφή της διατομής με την προτεινόμενη μεθοδολογία εκτίμησης της πίεσης στην οροφή της άμεσης υποστήριξης.....	366
Σχήμα 7.1 Απεικόνιση του εύρους διακύμανσης των εκτιμώμενων τιμών GSI.....	375
Σχήμα 7.2 Μεταβολή συντελεστή μεταβλητότητας σταθεράς γεωυλικού V_{mi} ως προς τη μέση τιμή m_{mi}	376
Σχήμα 7.3 Κατανομή μεταβλητότητας ως προς τη μέση τιμή για την ισοδύναμη συνοχή και την ισοδύναμη γωνία τριβής.....	379
Σχήμα 7.4 Κατανομή ισοδύναμης συνοχής και ισοδύναμης γωνίας τριβής για μία ενδεικτική ανάλυση ($H=70m$, K : Ντετερμινιστική μεταβλητή, $K=1.0$, GSI : Κανονική κατανομή, $m_{GSI}=10$, $m_{\sigma_{ci}}=8MPa$, $m_{mi}=6$). Διακρίνονται τα ιστογράμματα και οι αντίστοιχες προσαρμοσμένες καμπύλες κανονικής κατανομής για την ίδια τιμή.....	380
Σχήμα 7.5 Κατανομή ισοδύναμης συνοχής και ισοδύναμης γωνίας τριβής για μία ενδεικτική ανάλυση ($H=70m$, K : Ντετερμινιστική μεταβλητή, $K=1.0$, GSI : Ομοιόμορφη κατανομή, $m_{GSI}=10$, $m_{\sigma_{ci}}=8MPa$, $m_{mi}=6$). Διακρίνονται τα ιστογράμματα και οι αντίστοιχες προσαρμοσμένες καμπύλες κανονικής κατανομής.....	380
Σχήμα 7.6 Σύγκλιση της διαδικασίας επαναληπτικής προσομοίωσης για μία ενδεικτική ανάλυση με την εμπειρική μέθοδο Terzaghi. Μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας και της ποσοστιαίας μεταβολής αυτού μεταξύ δύο διαδοχικών επαναλήψεων ως προς τον αριθμό των επαναλήψεων ($H=150m$, GSI : Κανονική κατανομή, $m_{GSI}=70$, $m_{\sigma_{ci}}=8MPa$, $m_{mi}=10$).....	381
Σχήμα 7.7 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή GSI (m_{GSI}) με βάση την εμπειρική μέθοδο Terzaghi για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις της κατανομής του GSI (Κανονική και ομοιόμορφη κατανομή).....	382
Σχήμα 7.8 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή GSI (m_{GSI}) με βάση την εμπειρική μέθοδο Unal για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις της κατανομής του GSI (Κανονική και ομοιόμορφη κατανομή).....	383
Σχήμα 7.9 Μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας και της ποσοστιαίας μεταβολής αυτού μεταξύ δύο διαδοχικών επαναλήψεων ως προς τον αριθμό των επαναλήψεων ($H=30m$, GSI : Κανονική κατανομή, $m_{GSI}=30$, $m_{\sigma_{ci}}=20MPa$, $m_{mi}=6$). Σύγκλιση της διαδικασίας επαναληπτικής προσομοίωσης για μία ενδεικτική ανάλυση με την αναλυτική μέθοδο Terzaghi.....	384
Σχήμα 7.10 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς το λόγο $m_{\sigma_{ci}}/p_o$ με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις της κατανομής του GSI (Κανονική και ομοιόμορφη κατανομή).....	384
Σχήμα 7.11 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς το λόγο $m_{\sigma_{ci}}/p_o$ με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi για τρεις τιμές του ύψους υπερκειμένων, $H=30m$, $50m$, $100m$ (GSI : Κανονική κατανομή).....	385
Σχήμα 7.12 Μέση τιμή ανηγμένου φορτίου (m_p/p_o) ως προς το λόγο $m_{\sigma_{ci}}/p_o$ με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi για τρεις τιμές του ύψους υπερκειμένων, $H=30m$, $50m$, $100m$ (GSI : Κανονική κατανομή).....	385

Σχήμα 7.13 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή του ανηγμένου φορτίου (m_p/p_o) με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi (GSI: Κανονική κατανομή).	386
Σχήμα 7.14 Μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας και της ποσοστιαίας μεταβολής αυτού μεταξύ δύο διαδοχικών επαναλήψεων ως προς τον αριθμό των επαναλήψεων ($H=70m$, GSI: Κανονική κατανομή, $m_{GSI}=70$, $m_{σc}=30MPa$, $m_{mi}=10$, $f=σ_c/100$). Σύγκλιση της διαδικασίας επαναληπτικής προσομοίωσης για μία ενδεικτική ανάλυση με την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov.	387
Σχήμα 7.15 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς το λόγο $m_{σc}/p_o$ με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις της κατανομής του GSI (GSI: κανονική κατανομή).	387
Σχήμα 7.16 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς το λόγο $m_{σc}/p_o$ με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov για δύο τιμές του ύψους υπερκειμένων, $H=30m$, $100m$ (GSI: Κανονική κατανομή).	388
Σχήμα 7.17 Μέση τιμή ανηγμένου φορτίου (m_p/p_o) ως προς το λόγο $m_{σc}/p_o$ με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov για δύο τιμές του ύψους υπερκειμένων, $H=30m$, $100m$ (GSI: Κανονική κατανομή).....	388
Σχήμα 7.18 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή του ανηγμένου φορτίου (m_p/p_o) με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov (GSI: Κανονική κατανομή).	389
Σχήμα 7.19 Μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας και της ποσοστιαίας μεταβολής αυτού μεταξύ δύο διαδοχικών επαναλήψεων ως προς τον αριθμό των επαναλήψεων ($H=150m$, GSI: Κανονική κατανομή, $m_{GSI}=60$, $m_{σc}=15MPa$, $m_{mi}=10$). Σύγκλιση της διαδικασίας επαναληπτικής προσομοίωσης για μία ενδεικτική ανάλυση με τη μέθοδο των καμπυλών σύγκλισης αποτόνωσης.	390
Σχήμα 7.20 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς το λόγο $m_{σc}/p_o$ με βάση τη μέθοδο σύγκλισης - αποτόνωσης για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις της κατανομής του GSI (Κανονική και ομοιόμορφη κατανομή).	390
Σχήμα 7.21 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) και μέση τιμή ανηγμένου φορτίου (m_p/p_o) ως προς το λόγο $m_{σc}/p_o$ για ύψος υπερκειμένων $H=150m$ με βάση τη μέθοδο σύγκλισης - αποτόνωσης (GSI: Κανονική κατανομή).	391
Σχήμα 7.22 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή ανηγμένου φορτίου (m_p/p_o) με βάση τη μέθοδο σύγκλισης - αποτόνωσης (GSI: Κανονική κατανομή).	391
Σχήμα 7.23 Μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας και της ποσοστιαίας μεταβολής αυτού μεταξύ δύο διαδοχικών επαναλήψεων ως προς τον αριθμό των επαναλήψεων ($H=150m$, GSI: Κανονική κατανομή, $m_{GSI}=60$, $m_{σc}=30MPa$, $m_{mi}=10$). Σύγκλιση της διαδικασίας επαναληπτικής προσομοίωσης για μία ενδεικτική ανάλυση με τη μέθοδο του συντελεστή TLF.	392
Σχήμα 7.24 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή m_{TLF} για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις της κατανομής του GSI (Κανονική και ομοιόμορφη κατανομή).	392
Σχήμα 7.25 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή m_{TLF} για διαφορετικά εύρη των τιμών m_{GSI} (GSI: Κανονική κατανομή).	393
Σχήμα 7.26 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή ανηγμένου φορτίου ($m_p/p_{o,m}$) με βάση τη μέθοδο του συντελεστή TLF (GSI: Κανονική κατανομή).	393
Σχήμα 7.27 Κατανομή τάσεων Mises για το συνδυασμό C2, για τις περιπτώσεις που όλες οι παράμετροι λαμβάνουν (α) την τιμή X^- και (β) την τιμή X^+	395
Σχήμα 7.28 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων για το συνδυασμό C2, για τις περιπτώσεις που όλες οι παράμετροι λαμβάνουν (α) την τιμή X^- και (β) την τιμή X^+ (Τομή αριθμητικού προσομοιώματος εγκάρσια στον άξονα της σήραγγας περί τη χαρακτηριστική διατομή).	395
Σχήμα 7.29 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων για το συνδυασμό C3, για τις περιπτώσεις που όλες οι παράμετροι λαμβάνουν (α) τις τιμές X^- και (β) τις τιμές X^+ (Τομή αριθμητικού προσομοιώματος εγκάρσια στον άξονα της σήραγγας περί τη χαρακτηριστική διατομή).	396
Σχήμα 7.30 Κατανομή μετατοπίσεων για το συνδυασμό C3, για τις περιπτώσεις που όλες οι παράμετροι λαμβάνουν (α) τις τιμές X^- και (β) τις τιμές X^+ . Τα υπομνήματα είναι σε διαφορετική κλίμακα έτσι ώστε να είναι εμφανής η διαφορά στην κατανομή των μετατοπίσεων (Τομή αριθμητικού προσομοιώματος εγκάρσια στον άξονα της σήραγγας περί τη χαρακτηριστική διατομή).	396
Σχήμα 7.31 Μηκοτομική κατανομή των φορτίων στην οροφή της διατομής κατά μήκος του διανοιχθέντος τμήματος για το συνδυασμό C3.	397
Σχήμα 7.32 Κατανομή των φορτίων περί την τελική επένδυση για το συνδυασμό C3.	397
Σχήμα 7.33 Κατανομή των φορτίων περί την τελική επένδυση για το συνδυασμό C4.	398
Σχήμα 7.34 Μεταβολή του λόγου μέσης τιμής φορτίου και συντελεστή μεταβλητότητας για τις δύο περιπτώσεις θεώρησης του ειδικού βάρους της βραχώμαζας: ως ντετερμινιστική και ως στοχαστική μεταβλητή (Αναλυτική μέθοδος Terzaghi).	399
Σχήμα 7.35 Μεταβολή του λόγου μέσης τιμής φορτίου και συντελεστή μεταβλητότητας για τις δύο περιπτώσεις θεώρησης του ειδικού βάρους της βραχώμαζας: ως ντετερμινιστική και ως στοχαστική μεταβλητή (Μέθοδος σύγκλισης - αποτόνωσης).	399
Σχήμα 7.36 Ενδεικτικές κατανομές φορτίων για όλες τις μεθόδους. Στα ιστογράμματα έχει προσαρμοστεί η βέλτιστη κανονική κατανομή για ίδια τιμή της μέσης τιμής και τυπικής απόκλισης.	400
Σχήμα 7.37 Μεταβολή της λοξότητας ως προς την τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας για την περίπτωση των εμπειρικών και αναλυτικών μεθόδων. (Παρουσιάζονται δεδομένα με $V_p \leq 70\%$).	401
Σχήμα 7.38 Μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας και της λοξότητας ως συνάρτηση των μέσων γεωτεχνικών συνθηκών για την περίπτωση της αναλυτικής μεθόδου Terzaghi. Σύγκριση των αποτελεσμάτων για την περίπτωση που συναξιολογούνται όλες οι τιμές της επαναληπτικής προσομοίωσης και για την περίπτωση όπου αγνοούνται οι τιμές εκτός του αρχικού διαστήματος εμπιστοσύνης 99%. (Παρουσιάζονται δεδομένα με $V_p \leq 70\%$)	402

Σχήμα 7.39 Μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας και της λοξότητας ως συνάρτηση των μέσων γεωτεχνικών συνθηκών για την περίπτωση της μεθόδου Protodyakonov. Σύγκριση των αποτελεσμάτων για την περίπτωση που συναξιολογούνται όλες οι τιμές της επαναληπτικής προσομοίωσης και για την περίπτωση όπου αγνοούνται οι τιμές εκτός του αρχικού διαστήματος εμπιστοσύνης 99%. (Παρουσιάζονται δεδομένα με $V_p \leq 70\%$)	402
Σχήμα 7.40 Εσωτερικές και εξωτερικές δυνάμεις που δρουν σε διατομή ωπλισμένου σκυροδέματος.	406
Σχήμα 7.41 Διάγραμμα παραμορφώσεων καθ' ύψος της διατομής ωπλισμένου σκυροδέματος, για τις διάφορες περιοχές παραμόρφωσης, στην οριακή κατάσταση αστοχίας από μεγέθη ορθής έντασης.	407
Σχήμα 7.42 Διάγραμμα ροής για τη διαδικασία δημιουργίας διαγράμματος αλληλεπίδρασης διατομής ωπλισμένου σκυροδέματος (Λίτσας, 2010).	407
Σχήμα 7.43 (α) Διάγραμμα αλληλεπίδρασης με βάση τη διαδικασία σχεδιασμού και την πιθανοτική θεώρηση. (β) Διαγράμματα αλληλεπίδρασης και κατανομή του δείκτη αξιοπιστίας β ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη v_d ($b_{RC}=1.00m$, $h_{RC}=0.50m$, $A_s=40cm^2$ ανά πλευρά, $f_{ck}=25MPa$, $f_{yk}=500MPa$, $V_p=0.10$).	408
Σχήμα 7.44 Διάγραμμα ροής για τις αναλύσεις υπολογισμού πιθανότητας αστοχίας (επίπεδο αξιοπιστίας) διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος (Λίτσας, 2010).	409
Σχήμα 7.45 Σύγκριση της διαδικασίας επαναληπτικής προσομοίωσης για μία ενδεικτική ανάλυση. Μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας ως προς τον αριθμό των επαναλήψεων ($b_{RC}=1.00m$, $h_{RC}=0.30m$, $f_{ck}=25MPa$, $f_{yk}=500MPa$, $e/h_{RC}=0.20$, $V_p=50\%$, $A_s=41.9cm^2$ ανά παρειά).	410
Σχήμα 7.46 Κατανομή περιθωρίου ασφαλείας σε όρους ροών για μία ενδεικτική ανάλυση ($b_{RC}=1.00m$, $h_{RC}=0.30m$, $f_{ck}=25MPa$, $f_{yk}=500MPa$, $e/h_{RC}=0.20$, $V_p=50\%$, $A_s=41.9cm^2$ ανά παρειά).	411
Σχήμα 7.47 Αθροιστική κατανομή περιθωρίου ασφαλείας σε όρους ροών για μία ενδεικτική ανάλυση ($b_{RC}=1.00m$, $h_{RC}=0.30m$, $f_{ck}=25MPa$, $f_{yk}=500MPa$, $e/h_{RC}=0.20$, $V_p=50\%$, $A_s=41.9cm^2$ ανά παρειά). Ο κατακόρυφος άξονας είναι πιθανοτικός τέτοιος ώστε η αθροιστική συνάρτηση κανονική κατανομής να απεικονίζεται ως ευθεία γραμμή.	411
Σχήμα 7.48 Κατανομή λοξότητας περιθωρίου ασφαλείας M_R-M_s διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού για $V_p=30\%$ και $e/h_{RC}=0.20$.	412
Σχήμα 7.49 Μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού για τις διάφορες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων V_p ($e/h_{RC} = 0.20$).	413
Σχήμα 7.50 Μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (για $V_p=10\%$ & $\gamma_g=1.35$) για τις διάφορες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων V_p ($e/h_{RC}=0.00$, $f_{ck}=25MPa$ & $f_{yk}=500MPa$).	414
Σχήμα 7.51 Μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (για $V_p=10\%$ & $\gamma_g=1.35$) για τις διάφορες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων V_p ($e/h_{RC}=0.20$, $f_{ck}=25MPa$ & $f_{yk}=500MPa$).	414
Σχήμα 7.52 Μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (για $V_p=10\%$ & $\gamma_g=1.35$) για τις διάφορες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων V_p ($e/h_{RC}=0.40$, $f_{ck}=25MPa$ & $f_{yk}=500MPa$).	414
Σχήμα 7.53 Μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού για τις διάφορες τιμές της εκκεντρότητας της φόρτισης e ($V_p=30\%$).	415
Σχήμα 7.54 Μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας και του γεωμετρικού ποσοστού διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού για τις διάφορες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων V_p ($e/h_{RC}=0.20$, $f_{ck}=25MPa$ & $f_{yk}=500MPa$).	416
Σχήμα 7.55 Διάγραμμα ροής για τις αναλύσεις υπολογισμού του απαιτούμενου επιμέρους συντελεστή φορτίων γεωυλικού με κριτήριο συγκριμένο επίπεδο αξιοπιστίας (Λίτσας, 2010).	418
Σχήμα 7.56 Μεταβολή επιμέρους συντελεστή φορτίων γεωυλικού για συντελεστή μεταβλητότητας φορτίων $V_p=20\%$ και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$.	419
Σχήμα 7.57 Μεταβολή επιμέρους συντελεστή φορτίων γεωυλικού για συντελεστή μεταβλητότητας φορτίων $V_p=30\%$ και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$.	419
Σχήμα 7.58 Μεταβολή επιμέρους συντελεστή φορτίων γεωυλικού για συντελεστή μεταβλητότητας φορτίων $V_p=40\%$ και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$.	420
Σχήμα 7.59 Μεταβολή επιμέρους συντελεστή φορτίων γεωυλικού για συντελεστή μεταβλητότητας φορτίων $V_p=50\%$ και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$.	420
Σχήμα 7.60 Μεταβολή του λόγου του απαιτούμενου οπλισμού $a_{s,v}$, ο οποίος είναι ίσος με το ηλικό του οπλισμού με την αυξημένη τιμή της μεταβλητότητας προς τον αντίστοιχο για τιμή μεταβλητότητας $V_p=10\%$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού v_d και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας ($e/h_{RC}=0.00$).	421
Σχήμα 7.61 Μεταβολή του λόγου του απαιτούμενου οπλισμού $a_{s,v}$, ο οποίος είναι ίσος με το ηλικό του οπλισμού με την αυξημένη τιμή της μεταβλητότητας προς τον αντίστοιχο για τιμή μεταβλητότητας $V_p=10\%$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού v_d και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας ($e/h_{RC}=0.20$).	422

- Σχήμα 7.62 Μεταβολή του λόγου του απαιτούμενου οπλισμού $a_{s,v}$, ο οποίος είναι ίσος με το ηγλικό του οπλισμού με την αυξημένη τιμή της μεταβλητότητας προς τον αντίστοιχο για τιμή μεταβλητότητας $V_p=10\%$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού v_d και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας ($e/h_{RC}=0.40$).422
- Σχήμα 7.63 Συγκριτική απεικόνιση του λόγου του απαιτούμενου οπλισμού $a_{s,v}$, ο οποίος είναι ίσος με το ηγλικό του οπλισμού με την αυξημένη τιμή της μεταβλητότητας προς τον αντίστοιχο για τιμή μεταβλητότητας $V_p=10\%$ και του γεωμετρικού ποσοστού οπλισμού των διατομών (ρ) ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας ($e/h_{RC}=0.20$).424
- Σχήμα 7.64 Μεταβολή του λόγου $a_{s,v}$, ο οποίος είναι ίσος με το ηγλικό του οπλισμού με τον απαιτούμενο επιμέρους συντελεστή προς τον αντίστοιχο για $\gamma_p=1.35$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (για $V_p=10\%$ και $\gamma_p=1.35$) για $V_p=20\%$. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$425
- Σχήμα 7.65 Μεταβολή του λόγου $a_{s,v}$, ο οποίος είναι ίσος με το ηγλικό του οπλισμού με τον απαιτούμενο επιμέρους συντελεστή προς τον αντίστοιχο για $\gamma_p=1.35$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (για $V_p=10\%$ και $\gamma_p=1.35$) για $V_p=30\%$. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$425
- Σχήμα 7.66 Μεταβολή του λόγου $a_{s,v}$, ο οποίος είναι ίσος με το ηγλικό του οπλισμού με τον απαιτούμενο επιμέρους συντελεστή προς τον αντίστοιχο για $\gamma_p=1.35$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (για $V_p=10\%$ και $\gamma_p=1.35$) για $V_p=40\%$. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$425
- Σχήμα 7.67 Μεταβολή του λόγου $a_{s,v}$, ο οποίος είναι ίσος με το ηγλικό του οπλισμού με τον απαιτούμενο επιμέρους συντελεστή προς τον αντίστοιχο για $\gamma_p=1.35$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (για $V_p=10\%$ και $\gamma_p=1.35$) για $V_p=50\%$. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$426

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 2.1 Προτεινόμενες τιμές σταθεράς m_i . Οι τιμές που βρίσκονται σε παρένθεση αποτελούν εκτιμήσεις (Marinos & Hoek, 2001a).....	12
Πίνακας 2.2 Οδηγίες για την εκτίμηση του συντελεστή διαταραχής D (Hoek et al., 2002).....	13
Πίνακας 2.3 Προτεινόμενες τιμές σταθεράς MR (Hoek & Diederichs, 2006 με βάση τις προτάσεις των Deere, 1968 και Palmstrom & Singh, 2001).....	20
Πίνακας 3.1 Συστάσεις για το φορτίζον ύψος γεωυλικού σε σήραγγες με βάθος διάνοιξης* μεγαλύτερο από $1.5B+1.5H_t$ (Terzaghi, 1946).....	68
Πίνακας 3.2 Συστάσεις για το φορτίζον ύψος γεωυλικού (Deere et al., 1969 & 1970).....	69
Πίνακας 3.3 Προτεινόμενες τιμές κατακόρυφου φορτίου σηράγγων (Wickham et al., 1974).....	71
Πίνακας 3.4 Προτεινόμενες τιμές της σταθεράς δ για τον υπολογισμό των φορτίων της τελικής επένδυσης με βάση τη μέθοδο Kommerell (1912, Από: Szechy, 1967).....	79
Πίνακας 3.5 Σύνοψη αναλυτικών μεθόδων αλληλεπίδρασης γεωυλικού - υποστήριξης.....	84
Πίνακας 3.6 Προτεινόμενες τιμές συντελεστή οριζοντίων τάσεων (Barton et al., 1974).....	93
Πίνακας 3.7 Στοιχεία Βάσης Δεδομένων TIAS (Marinos et al., 2010).....	102
Πίνακας 3.8 Στατιστικά στοιχεία της Βάσης Δεδομένων TIAS (Marinos et al., 2010).....	103
Πίνακας 3.9 Περιγραφή του δείγματος των στοιχείων από την κατασκευή σηράγγων της Εγνατίας Οδού.....	104
Πίνακας 3.10 Περιγραφή του δείγματος των στοιχείων από την κατασκευή σηράγγων της Εγνατίας Οδού.....	111
Πίνακας 3.11 Γενικά στοιχεία διατομών τελικής επένδυσης από την κατασκευή σηράγγων της Εγνατίας Οδού.....	111
Πίνακας 4.1 Παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων.....	119
Πίνακας 4.2 Γεωτεχνικές παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων και ποσοστιαίες διαφορές πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης για αριθμητικά προσομοιώματα με διαφορετικό μήκος διάνοιξης ($D=10m$).....	124
Πίνακας 4.3 Γεωτεχνικές παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων και ποσοστιαίες διαφορές πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης για αριθμητικά προσομοιώματα με διαφορετικό συνολικό ύψος ($D=10m$).....	125
Πίνακας 4.4 Γεωτεχνικές παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων και ποσοστιαίες διαφορές πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης για διαφορετική πυκνότητα καννάβου ($D=10m$, $GSI=15$, $\sigma_c=4MPa$).....	127
Πίνακας 4.5 Σύνοψη παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας για τη διεπιφάνεια εκτοξευόμενου σκυροδέματος - βράχου (Saiang et al., 2005).....	163
Πίνακας 4.6. Παράμετροι που εξετάστηκαν για την προτεινόμενη μεθοδολογία.....	169
Πίνακας 4.7. Συντελεστές συσχέτισης (ρ) μεταξύ των σημαντικών παραμέτρων του προβλήματος.....	169
Πίνακας 4.8 Ποσοστιαία μεταβολή της μέσης πίεσης p_m από την εκτιμώμενη τιμή της.....	176
Πίνακας 4.9 Αντιστοίχιση τιμών GSI στις ποιοτικές περιγραφές της εμπειρικής μεθόδου Terzaghi.....	185
Πίνακας 5.1 Παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων για τη μελέτη της μεταφοράς των φορτίων της άμεσης υποστήριξης στην τελική επένδυση.....	206
Πίνακας 5.2 Ανακατανομή της συνολικής προσφερόμενης προσωρινής υποστήριξης κατά την απαξίωση κάθε μέτρου (p/p_{total} %). Ως p ορίζεται η πίεση που παραλαμβάνει κάθε μέτρο υποστήριξης και p_{total} η συνολική αθροιστική πίεση όλων των μέτρων υποστήριξης (Γιούτα - Μήτρα et al., 2010).....	227
Πίνακας 5.3 Συνοπτική απεικόνιση αποτελεσμάτων για τη μεταφορά των φορτίων της άμεσης υποστήριξης.....	242
Πίνακας 5.4 Στοιχεία δειγμάτων άνθρακα για την εκτέλεση των εργαστηριακών δοκιμών (Debernardi, 2008).....	251
Πίνακας 5.5 Μέσες τιμές φυσικών χαρακτηριστικών για τον σχηματισμό του άνθρακα (Debernardi, 2008).....	251
Πίνακας 5.6 Ορυκτολογική σύσταση των δειγμάτων άνθρακα (Debernardi, 2008).....	252
Πίνακας 5.7 Δεδομένα πειράματος A17b.....	253
Πίνακας 5.8 Δεδομένα πειράματος A17a.....	254
Πίνακας 5.9 Δεδομένα πειράματος A17d - μονοαξονική θλίψη.....	255
Πίνακας 5.10 Τιμές κρίσιμων ερπυστικών παραμέτρων με βάση τα πειράματα του Debernardi (2008). Οι τιμές του λόγου t/t_c που είναι ελαφρώς μεγαλύτερες από τη μονάδα προκύπτουν, καθώς οι παράμετροι αντοχής κατά Mohr-Coulomb που χρησιμοποιήθηκαν είναι μέσες τιμές.....	258
Πίνακας 5.11 Στοιχεία δειγμάτων αργιλικού σχιστολίθου για την εκτέλεση των εργαστηριακών δοκιμών (Aristorenas, 1987).....	259
Πίνακας 5.12 Ορυκτολογική σύσταση των δειγμάτων αργιλικού σχιστολίθου (Aristorenas, 1987).....	259
Πίνακας 5.13 Φυσικά χαρακτηριστικά των δειγμάτων Αργ. Σχιστολίθου (Aristorenas, 1987).....	260
Πίνακας 5.14 Μηχανικά χαρακτηριστικά των δειγμάτων αργ. σχιστολίθου (Aristorenas, 1987).....	260
Πίνακας 5.15 Παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας και επιβαλλόμενες τάσεις για όλα τα στάδια φόρτισης των πειραμάτων ερπυσμού (Aristorenas, 1987).....	263

Πίνακας 5.16 Αποτελέσματα για όλα τα στάδια φόρτισης των πειραμάτων ερπυσμού (Aristorenas, 1987).	264
Πίνακας 5.17 Παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων για τη μελέτη των φορτίων της τελικής επένδυσης λόγω του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωυλικού.	270
Πίνακας 5.18. Συντελεστές συσχέτισης (ρ) μεταξύ των σημαντικών παραμέτρων του προβλήματος.....	281
Πίνακας 6.1 Εκτιμώμενο εύρος γεωτεχνικών και ερπυστικών παραμέτρων του διατμημένου, χαστικού ιλυόλιθου στην περιοχή της σήραγγας Ανθοχωρίου.	321
Πίνακας 6.2 Συγκεντρωτική παρουσίαση των τιμών των τεχνικογεωλογικών παραμέτρων των σχηματισμών που απαντώνται στην υπό μελέτη περιοχή (Έγγραφο D2).....	329
Πίνακας 6.3 Κατασκευαστική αλληλουχία διατομής IIIa (Έγγραφο D3).	333
Πίνακας 6.4 Προτεινόμενα μέτρα γεωτεχνικής και δομητικής παρακολούθησης (Έγγραφο D3).....	337
Πίνακας 6.5 Συγκεντρωτική παρουσίαση των γεωτεχνικών παραμέτρων των ανάστροφων αναλύσεων. Για τις ενότητες 1, 2, 3 και 5 οι τιμές των γ , c , ϕ , E και δ είναι αυτές που χρησιμοποιήθηκαν στις ανάστροφες αναλύσεις.	345
Πίνακας 6.6 Παράμετροι αντιπροσωπευτικών ανάστροφων αριθμητικών αναλύσεων.	348
Πίνακας 6.7 Εκτιμώμενα εύρη τεχνικογεωλογικών και γεωτεχνικών παραμέτρων για τις ενότητες 4a και 4β.....	364
Πίνακας 6.8 Εκτιμώμενο εύρος γεωτεχνικών και ερπυστικών παραμέτρων του διατμημένου, χαστικού ιλυόλιθου στην περιοχή της σήραγγας Ανθοχωρίου.	367
Πίνακας 6.9 Εκτιμώμενα εύρη τεχνικογεωλογικών και γεωτεχνικών παραμέτρων για τις ενότητες 4a και 4β.....	368
Πίνακας 7.1 Τιμές στοχαστικών χαρακτηριστικών βαθμονόμησης GSI.	375
Πίνακας 7.2 Παράμετροι στοχαστικών αναλύσεων για τον υπολογισμό της μεταβλητότητας των φορτίων (Μέθοδος Monte Carlo - Εμπειρικές και αναλυτικές μέθοδοι).....	378
Πίνακας 7.3 Συντελεστές μεταβλητότητας ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb. Σύγκριση προτεινόμενης προσέγγισης με στοιχεία από τη βιβλιογραφία.	379
Πίνακας 7.4 Παράμετροι στοχαστικών αναλύσεων για τον υπολογισμό της μεταβλητότητας των φορτίων (Μέθοδος σημειακής εκτίμησης - Τριδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις).	394
Πίνακας 7.5 Μέση τιμή και μεταβλητότητα κατακόρυφου φορτίου στην κλείδα της διατομής.....	398
Πίνακας 7.6 Κλάσεις συνεπειών και αξιοπιστίας και τιμές του δείκτη αξιοπιστίας β (Gulvanessian et al., 2009).	404
Πίνακας 7.7 Μητρώο κλάσης συνεπειών β (Gulvanessian et al., 2009).	405
Πίνακας 7.8 Παράμετροι στοχαστικών αναλύσεων για την ανάλυση αξιοπιστίας των διατομών τελικής επένδυσης από ωπλισμένο σκυρόδεμα.....	406
Πίνακας 7.9 Εύρος απαντώμενων τιμών του δείκτη αξιοπιστίας ως προς την τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων (V_p) και την εκκεντρότητα (e/h_{RC}) της επιβαλλόμενης φόρτισης.....	417
Πίνακας 7.10 Προτεινόμενοι επιμέρους συντελεστές φορτίων γεωυλικού γ_p , με κριτήριο την αντοχή έναντι μεγεθών ορθής έντασης, συναρτήσει του επιπέδου αξιοπιστίας και της μεταβλητότητας των φορτίων.....	421
Πίνακας 7.11 Εύρος απαντώμενων τιμών του δείκτη αξιοπιστίας ως προς την τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων (V_p) και την εκκεντρότητα (e/h_{RC}) της επιβαλλόμενης φόρτισης.....	427
Πίνακας 7.12 Προτεινόμενοι επιμέρους συντελεστές φορτίων γεωυλικού, με κριτήριο την αντοχή έναντι μεγεθών ορθής έντασης, ως συνάρτηση του απαιτούμενου επιπέδου αξιοπιστίας και της μεταβλητότητας των φορτίων.....	428

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 3.1 Τελική επένδυση από ωπλισμένο σκυρόδεμα (Σήραγγα T2, Παράκαμψη Τεμπών).	50
Εικόνα 3.2 Τελική επένδυση από άοπλο σκυρόδεμα (Σήραγγα Αρτεμισίου, Αυτοκινητόδρομος Μορέας).	50
Εικόνα 3.3 Τελική επένδυση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (Σταθμός Μητροπολιτικού Σιδηρόδρομου Στοκχόλμης).	50
Εικόνα 3.4 «Τελική επένδυση από βραχώμαζα εξαιρετικής ποιότητας» (Zion National Park, Utah, USA).....	50
Εικόνα 3.5 Στεγανωτική μεμβράνη πριν την τοποθέτηση του οπλισμού. Διακρίνεται ο οπλισμός των πεδίων (Σήραγγα Σ13, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).....	52
Εικόνα 3.6 Τοποθέτηση οπλισμού τελικής επένδυσης. Διακρίνεται το ήδη σκυροδετημένο ανάστροφο τόξο (Σήραγγα Σ13, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).	52
Εικόνα 3.7 Οπλισμός τελικής επένδυσης (Σήραγγα Σ13, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).	53
Εικόνα 3.8 Οπλισμός τελικής επένδυσης (Σήραγγα Σ13, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).	53
Εικόνα 3.9 Μεταλλότυπος για τη σκυροδέτηση τελικής επένδυσης, «χελώνα» (Σήραγγα Σ12, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007). .	53
Εικόνα 3.10 Μεταλλότυπος για τη σκυροδέτηση τελικής επένδυσης, «χελώνα» (Σήραγγα Σ13, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).	53
Εικόνα 3.11 Οπλισμός τελικής επένδυσης (Σήραγγα Σ13, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).	53
Εικόνα 3.12 Άποψη σήραγγας με άοπλη τελική επένδυση. Το μεταλλικό πλέγμα τοποθετείται έναντι ρωγμάτωσης και συστολής ξήρανσης, ενώ τα πέδιλα είναι οπλισμένα (Σήραγγα Νεοχωρίου).	53
Εικόνα 4.1 Χαρακτηριστικές φωτογραφίες από την άμεση υποστήριξη σηράγγων στις οποίες διακρίνεται η μακροσκοπική κυμάτωση, η οποία διακρίνεται στην εσωτερική επιφάνεια του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Αποτέλεσμα της κυμάτωσης αυτής είναι η αύξηση της δυστημσίας και της διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια γεωυλικού - εκτοξευόμενου σκυροδέματος και εκτοξευόμενου σκυροδέματος - τελικής επένδυσης.	164
Εικόνα 5.1 Αεροφωτογραφία της περιοχής της σήραγγας πρόσβασης Saint Martin La Porte. Με το κόκκινο σύμβολο σημειώνεται η περιοχή του στομίου εισόδου (Λογισμικό Google Earth, Ημερομηνία φωτογραφίας: 03/01/2010).	248
Εικόνα 5.2 Προοπτική απεικόνιση της περιοχής της σήραγγας πρόσβασης Saint Martin La Porte. Με το κόκκινο σύμβολο σημειώνεται η περιοχή του στομίου εισόδου (Λογισμικό Google Earth, Ημερομηνία φωτογραφίας: 03/01/2010).	248
Εικόνα 5.3 Μέτωπο διάνοιξης της σήραγγας πρόσβασης Saint Martin La Porte στη σήραγγα βάσης Lyon - Turin.	248
Εικόνα 5.4 Τυπικές γεωλογικές συνθήκες στο μέτωπο διάνοιξης της σήραγγας Saint-Martin la Porte (α. γκρι αργιλικό σχιστόλιθοι, β. μαύροι σχιστόλιθοι, γ. άνθρακας, δ. κατακλασίτες, ε. γκρι σχιστόλιθοι γ. ψαμμίτες (sandstone), gps. Ψαμμίτες (psammitic-sandstone), hsg. Ενότητα λιθανρακοφόρου (σχιστόλιθοι - ψαμμίτες), stkw. Ενότητα stokwerk α. χαλαζακή διείσδυση).	250
Εικόνα 5.5 Γραφικός σχιστόλιθος του λιθανρακοφόρου, ο οποίος απαντήθηκε κατά τη διάνοιξη της σήραγγας πρόσβασης Saint Martin La Porte στη σήραγγα βάσης Lyon - Turin.....	250
Εικόνα 5.6 Παραμορφωμένη διατομή εξαιτίας των εκτεταμένων συγκλίσεων στη σήραγγα πρόσβασης Saint Martin La Porte στη σήραγγα βάσης Lyon - Turin (Barla et al., 2010).....	250
Εικόνα 5.7 Αεροφωτογραφία της ευρύτερης περιοχής της σήραγγας Wisenberg, όπου διακρίνονται οι περιοχές Dipflingen και Wittinsburg (Λογισμικό Google Earth, Ημερομηνία φωτογραφίας: 07/01/2009).....	258
Εικόνα 5.8 Προοπτική απεικόνιση της ευρύτερης περιοχής της σήραγγας Wisenberg, όπου διακρίνονται οι περιοχές Dipflingen και Wittinsburg (Λογισμικό Google Earth, Ημερομηνία φωτογραφίας: 07/01/2009).....	259
Εικόνα 6.1 Αεροφωτογραφία της περιοχής της σήραγγας Ανθοχωρίου (Ιστότοπος www.ktimatologio.gr , Περίοδος φωτοληψίας: 2007-2009).	295
Εικόνα 6.2 Αεροφωτογραφία της περιοχής της σήραγγας Ανθοχωρίου (Λογισμικό Google Earth, Ημερομηνία φωτογραφίας: 09/12/2004).....	295
Εικόνα 6.3 Προοπτική απεικόνιση της περιοχής της σήραγγας Ανθοχωρίου (Λογισμικό Google Earth, Ημερομηνία φωτογραφίας: 09/12/2004).....	296
Εικόνα 6.4 Άποψη της εισόδου της σήραγγας Ανθοχωρίου κατά τη φάση της εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης (Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010).	296
Εικόνα 6.5 Χαρακτηριστική εμφάνιση τεκτονικά διατμημένου ιλυολίθου με χαστική δομή στη σήραγγα Ανθοχωρίου. (Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010).	298
Εικόνα 6.6 Αστοχία των πλαισίων Lattice Girder στη σήραγγα Ανθοχωρίου λόγω υπερφόρτισης του κελύφους της υποστήριξης (Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010).	300
Εικόνα 6.7 Προοπτική απεικόνιση της περιοχής επέκτασης της Γραμμής 2: Αγ. Αντώνιος – Ανθούπολη, η οποία σημειώνεται με την κόκκινη γραμμή (Λογισμικό Google Earth, Ημερομηνία φωτογραφίας: 28/07/2010).	324
Εικόνα 6.8 Προοπτική απεικόνιση ευρύτερης περιοχής μελέτης (ιστότοπος http://www.bing.com/maps/). Διακρίνεται το Δημαρχείο Περιστερίου και ο Ναός Ευαγγελιστρίας.	324
Εικόνα 6.9 Λεωφόρος Παναγή Τσαλδάρη με κατεύθυνση προς τον Αγ. Αντώνιο, κάτω από την οποία διανοίγεται η σήραγγα διπλής τροχιάς που μελετάται.	325

Εικόνα 6.10 Γυάλινος θόλος στην οροφή του Σταθμού Περιστερίου με σκοπό την εξασφάλιση του φυσικού φωτισμού του σταθμού και την ανάδειξη του Ναού Ευαγγελιστρίας.....	325
Εικόνα 6.11 Πανοραμική άποψη της πλατείας Δημοκρατίας. Διακρίνεται ο Ναός Ευαγγελιστρίας.....	325
Εικόνα 6.12 Πανοραμική άποψη της πλατείας Δημοκρατίας.....	325
Εικόνα 6.13 Κυψέλες πίεσης για NATM (Sisgeo, Geotechnical Instrumentation Manufacturing Company, Stress Cells-Instruction Manual, Πηγή: http://www.sisgeo.com).....	338

1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ο χώρος των σηράγγων και γενικά των υπογείων έργων έχει γνωρίσει τα τελευταία χρόνια σημαντική πρόοδο όσον αφορά στην έρευνα, στη μελέτη και στην κατασκευή. Κινητήρια δύναμη για την εξέλιξη αυτή είναι η ανάγκη για βελτίωση του οδικού και του σιδηροδρομικού δικτύου, για κατασκευή μεγάλων υπόγειων υδραυλικών έργων, για αποθήκευση ρυπογόνων αποβλήτων, καθώς και για εκμετάλλευση του χώρου κάτω από την επιφάνεια του εδάφους στις αστικές περιοχές. Στον ελληνικό χώρο μάλιστα, τα τελευταία είκοσι χρόνια έχει υπάρξει σημαντική δραστηριότητα στη διάνοση σηράγγων λόγω της αναβάθμισης του εθνικού οδικού δικτύου με την κατασκευή νέων οδικών αξόνων και την επέκταση των υπαρχόντων.

Η επικράτηση νέων τάσεων στην κατασκευή και στη διαχείριση των έργων πολιτικού μηχανικού και ειδικά στα οδικά και σιδηροδρομικά έργα, οι οποίες βασίζονται στην αξιολόγηση της διακινδύνευσης για το χρήστη, έχει οδηγήσει στην εντατικοποίηση της «συζήτησης» περί του δομικού συστήματος της σήραγγας που καλείται να ικανοποιήσει τις απαιτήσεις επιτελεσματικότητας κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου: την τελική επένδυση. Ο σχεδιασμός πλέον της σήραγγας και συγκεκριμένα της τελικής επένδυσης περιλαμβάνει κριτήρια όχι μόνο στατικής επάρκειας και οικονομίας, αλλά και ανθεκτικότητας και πυραντίστασης, έτσι ώστε να μπορεί να εξασφαλίζει την απαιτούμενη στάθμη ασφάλειας, λειτουργικότητας και αισθητικής στους χρήστες. Αξίζει να σημειωθεί ότι στο πλαίσιο του περιορισμού του κόστους τον τελευταίο καιρό έντονη είναι η συζήτηση για τη δυνατότητα κατασκευής άοπλης τελικής επένδυσης.

1.2 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ - ΣΚΟΠΟΣ

Σκοπός της διδακτορικής διατριβής είναι η μελέτη της στατικής αλληλεπίδρασης της τελικής επένδυσης σηράγγων με το περιβάλλον γεωυλικό και πιο συγκεκριμένα της φόρτισης που επιβάλλει το περιβάλλον γεωυλικό στην τελική επένδυση. Η φόρτιση αυτή έχει την ιδιαιτερότητα ότι δεν μπορεί να οριστεί μονοσήμαντα, καθώς είναι αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης του συστήματος γεωυλικό - άμεση υποστήριξη - τελική επένδυση.

Οι μέθοδοι που διατίθενται στη βιβλιογραφία υιοθετούν, συνήθως, απλοποιητικές παραδοχές για την εκτίμηση των φορτίων, δίχως να λαμβάνουν επαρκώς υπόψη το μηχανισμό του φαινομένου και συνεπώς να οδηγούν σε μεγάλη διασπορά προτεινόμενων τιμών. Στην πράξη, όμως, υιοθετούνται στις μελέτες τελικής επένδυσης σηράγγων, οδηγώντας κατ' επέκταση σε προτεινόμενες διατομές, οι οποίες

σε πολλές περιπτώσεις δεν παρουσιάζουν ορθολογική συσχέτιση με τις γεωτεχνικές συνθήκες σχεδιασμού. Επιπροσθέτως, ελάχιστες προτάσεις υπάρχουν στη βιβλιογραφία, όσον αφορά στο ρόλο της άμεσης υποστήριξης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου, αλλά και στο συνυπολογισμό της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς του περιβάλλοντος γεωυλικού.

Μία επιπλέον ιδιαιτερότητα της τελικής επένδυσης, είναι η μεγάλη αβεβαιότητα στην τιμή των φορτίων που καλείται να παραλάβει, η οποία, κυρίως, προέρχεται από την αβεβαιότητα των γεωτεχνικών παραμέτρων του περιβάλλοντος γεωυλικού. Εντούτοις, ο σχεδιασμός της τελικής επένδυσης βασίζεται στους επιμέρους συντελεστές για τα μόνιμα φορτία, οι οποίοι προβλέπονται από τους ισχύοντες κανονισμούς, με αποτέλεσμα να εξασφαλίζεται σαφώς χαμηλότερο επίπεδο αξιοπιστίας σε σχέση με τις «συμβατικές κατασκευές», στις οποίες τα μόνιμα φορτία προέρχονται κυρίως από τα ίδια βάρη των υλικών.

Λαμβάνοντας υπόψη το υφιστάμενο επίπεδο γνώσης στο συγκεκριμένο επιστημονικό πεδίο, τη φύση του υπό μελέτη προβλήματος, καθώς και τις ανάγκες της πρακτικής στη μελέτη και κατασκευή σηράγγων, ο σκοπός της διδακτορικής διατριβής μπορεί να αποτυπωθεί ως εξής:

- ο Συγκέντρωση, οργάνωση και κατηγοριοποίηση των διαθέσιμων μέχρι σήμερα μεθόδων για την εκτίμηση των φορτίων σηράγγων (άμεσης υποστήριξης ή/και τελικής επένδυσης).
- ο Δημιουργία τμήματος Βάσης Δεδομένων για την τελική επένδυση σηράγγων. Καταχώρηση και επεξεργασία των αντίστοιχων στοιχείων από τη μελέτη και κατασκευή σηράγγων.
- ο Διερεύνηση της φόρτισης της τελικής επένδυσης σηράγγων. Για την πλήρη ανάλυση του προβλήματος απαιτείται η μελέτη της φόρτισης της άμεσης υποστήριξης, η συμπεριφορά των μέτρων άμεσης υποστήριξης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου, η μεταφορά των φορτίων από την άμεση υποστήριξη στην τελική επένδυση και η επίδραση της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς του περιβάλλοντος γεωυλικού. Επίσης, βαρύτητα δίνεται όχι μόνο στην τιμή, αλλά και στην κατανομή των φορτίων της τελικής επένδυσης.
- ο Αξιοποίηση μετρήσεων παρακολούθησης (συγκλίσεις, καθιζήσεις, πιέσεις επαφής) από την κατασκευή σηράγγων για την αξιολόγηση και το σχολιασμό των προτάσεων και προσεγγίσεων που αναπτύσσονται στο πλαίσιο της διδακτορικής διατριβής.
- ο Εκτίμηση της αβεβαιότητας των φορτίων της τελικής επένδυσης, λαμβάνοντας υπόψη την αβεβαιότητα των γεωτεχνικών παραμέτρων και την αλληλεπίδραση του συστήματος γεωυλικό - άμεση υποστήριξη - τελική επένδυση και κατόπιν διατύπωση προτάσεων για το δομοστατικό σχεδιασμό της τελικής επένδυσης.

1.3 ΔΟΜΗ ΚΑΙ ΟΡΓΑΝΩΣΗ

Η τελική επένδυση αποτελεί συγχρόνως ένα έργο τόσο γεωτεχνικής όσο και δομοστατικής φύσης, καθώς τα φορτία που καλείται να παραλάβει προέρχονται από την αλληλεπίδραση του συστήματος περιβάλλον γεωυλικό - άμεση υποστήριξη - τελική επένδυση. Επομένως, η αντιμετώπιση του υπό μελέτη προβλήματος στο πλαίσιο της διδακτορικής διατριβής βασίστηκε σε γνώσεις, μεθοδολογίες και προσεγγίσεις από το χώρο της γεωτεχνικής μηχανικής, της μηχανικής των σηράγγων και της θεωρίας ωπλισμένου σκυροδέματος (Ω/Σ). Επίσης, λόγω του εφαρμοσμένου χαρακτήρα της έρευνας δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση στη συνδυαστική αξιολόγηση δεδομένων από τη βιβλιογραφία και στοιχείων από τη

μελέτη και κατασκευή σηράγγων, έτσι ώστε το αποτέλεσμα να είναι αφενός επιστημονικά επαρκές και πρωτότυπο, αλλά συγχρόνως εφαρμόσιμο και χρήσιμο στην πρακτική της μελέτης και κατασκευής σηράγγων.

Στο ξεκίνημα της διδακτορικής διατριβής για την κατανόηση του φυσικού προβλήματος ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο είχαν οι επί τόπου επισκέψεις σε υπό κατασκευή σήραγγες. Η επαφή με το γεωυλικό, η παρακολούθηση διαφόρων σταδίων κατασκευής της άμεσης υποστήριξης και της τελικής επένδυσης, καθώς και η συζήτηση πάνω σε κατασκευαστικά προβλήματα που παρουσιάστηκαν ανά περιπτώσεις κατά τη διάνοιξη, προσέφεραν σημαντική εμπειρία και βοήθησαν στη σύλληψη του έργου της σήραγγας ως ολότητα, αλλά και στην ένταξη του επιμέρους αντικείμενου της διδακτορικής διατριβής μέσα σε αυτό.

Η μελέτη της προηγούμενης γνώσης πάνω στο αντικείμενο της διατριβής είχε δύο «πυλώνες»:

- α) Τη μελέτη της διεθνούς και εγχώριας βιβλιογραφίας, όπου μελετήθηκαν τα συστήματα βαθμονόμησης των βραχομαζών, τα κριτήρια αστοχίας και τα καταστατικά προσομοιώματα για την περιγραφή της συμπεριφοράς των γεωυλικών, η χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά των γεωυλικών, οι μέθοδοι εκτίμησης φορτίων σηράγγων, οι μέθοδοι ανάλυσης τελικής επένδυσης και μέθοδοι - διαδικασίες πιθανοτικής ανάλυσης τόσο σε γεωτεχνικά όσο και σε δομοστατικά προβλήματα. Συνοπτική επισκόπηση των στοιχείων θεωρίας και της βιβλιογραφίας που χρησιμοποιήθηκαν στο πλαίσιο της διατριβής παρουσιάζονται στα Κεφάλαια 2 και 3.
- β) Την ανάλυση και επεξεργασία στοιχείων από τη μελέτη και κατασκευή σηράγγων της Εγνατίας Οδού, τα οποία συγκεντρώθηκαν και καταχωρήθηκαν στη Βάση Δεδομένων TIAS (Tunnel Information and Analysis System) στο πλαίσιο του ερευνητικού προγράμματος «Ερευνα επί της συμπεριφοράς των γεωυλικών κατά την κατασκευή των σηράγγων της Εγνατίας Οδού και επί των παραγόντων διαμόρφωσης του τελικού κόστους κατασκευής» με επιστημονικό υπεύθυνο τον καθηγητή Π. Μαρίνο (Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010). Η επεξεργασία των στοιχείων αυτών προσέφερε τη δυνατότητα κατανόησης της «πρακτικής πλευράς» του υπό μελέτη προβλήματος, την αίσθηση του μεγέθους και των ποσοτήτων δίνοντας παράλληλα με τη θεωρητική, μία εφαρμοσμένη απόχρωση στη μεθοδολογία και στα συμπεράσματα της διατριβής. Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζονται στοιχεία από τη βιβλιογραφία και τις σήραγγες της Εγνατίας Οδού που αφορούν στην ανάλυση, διαστασιολόγηση, κατασκευή, αλλά και στο κόστος της τελικής επένδυσης.

Όπως περιγράφεται εκτενώς σε επόμενα κεφάλαια, η τελική επένδυση συνήθως κατασκευάζεται μετά τη διάνοιξη και άμεση υποστήριξη της σήραγγας. Αρχικά, λοιπόν, παραμένει πρακτικά αφόρτιστη, καθώς βρίσκεται στο εσωτερικό ενός κελύφους, το οποίο έχει ήδη ισορροπήσει. Τα πιο σημαντικά φορτία που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου είναι αυτά που προέρχονται είτε έμμεσα είτε άμεσα από το περιβάλλον γεωυλικό. Ως έμμεσα θεωρούνται τα φορτία που αρχικά παραλαμβάνονται από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης και κατόπιν μεταφέρονται στην τελική επένδυση, εφόσον θεωρηθεί ότι τα μέτρα άμεσης υποστήριξης απαξιώνονται. Ως άμεσα θεωρούνται τα φορτία που προέρχονται από τη χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά του περιβάλλοντος γεωυλικού (ερπυσμός, διόγκωση, στερεοποίηση). Επομένως, κρίθηκε αναγκαίο να μελετηθεί αρχικά η φόρτιση του κελύφους της άμεσης υποστήριξης μέσω αριθμητικών αναλύσεων με τριδιάστατα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων, έτσι ώστε τα αποτελέσματα να είναι απαλλαγμένα από τις

παραδοχές των μεθόδων εκτίμησης της αποτόνωσης των τάσεων και των προσυγκλίσεων. Οι αριθμητικές αναλύσεις αυτές, καθώς και η επεξεργασία των αποτελεσμάτων παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 4.

Για την αξιολόγηση της μεταφοράς των φορτίων της άμεσης υποστήριξης στην τελική επένδυση, αρχικά συγκεντρώθηκαν στοιχεία από τη βιβλιογραφία που αφορούν στη μακροχρόνια συμπεριφορά και στην ανθεκτικότητα των μέτρων άμεσης υποστήριξης. Κατόπιν, μέσω αριθμητικών αναλύσεων με διδιάστατα προσομοιώματα μελετήθηκε ο μηχανισμός μεταφοράς των φορτίων από την άμεση υποστήριξη στην τελική επένδυση, εφόσον θεωρηθεί απαξίωση της πρώτης. Όσον αφορά στα φορτία λόγω ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωυλικού συγκεντρώθηκαν δεδομένα από τη βιβλιογραφία για πειράματα ερπυσμού, βαθμονομήθηκαν τα ερπυστικά προσομοιώματα και μέσω αριθμητικών αναλύσεων με διδιάστατα προσομοιώματα υπολογίστηκαν τα φορτία της τελικής επένδυσης λόγω ερπυσμού, τα οποία συσχετίστηκαν με τις γεωμετρικές και γεωτεχνικές παραμέτρους του προβλήματος και προτάθηκε απλοποιημένη μεθοδολογία για την εκτίμησή τους. Η μελέτη των δύο ανωτέρω περιπτώσεων φόρτισης περιγράφεται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 5.

Στα εφαρμοσμένα πεδία της έρευνας, όπως είναι οι σήραγγες, βασικό τμήμα της ερευνητικής διαδικασίας είναι η σύγκριση των θεωρητικών προσεγγίσεων με τη συμπεριφορά πραγματικών έργων. Επομένως, εκτελέστηκαν δύο ανάστροφες αναλύσεις (Κεφάλαιο 6) με σκοπό τη σύγκριση των δεδομένων από την κατασκευή με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων:

- ο Ανάστροφη ανάλυση σε σήραγγα της Εγνατίας Οδού για την περιγραφή της επίδρασης του βραχυχρόνιου ερπυσμού της περιβάλλουσας βραχώμαζας κατά τη διάνοιξη σηράγγων και την εκτίμηση των ερπυστικών παραμέτρων της βραχώμαζας με βάση μετρήσεις συγκλίσεων κατά την κατασκευή.
- ο Ανάστροφη ανάλυση σε τμήμα της Γραμμής 2 του Αττικό Μετρό για την εκτίμηση των γεωτεχνικών παραμέτρων και την αξιολόγηση των μεθοδολογιών που προτείνονται στην παρούσα διδακτορική διατριβή με βάση μετρήσεις πιέσεων επαφής, καθιζήσεων και συγκλίσεων.

Σε αντίθεση με τις υπόλοιπες κατασκευές ωπλισμένου σκυροδέματος τα φορτία της τελικής επένδυσης υπόκεινται στις σημαντικές αβεβαιότητες των παραμέτρων του περιβάλλοντος γεωυλικού, με αποτέλεσμα την αντίστοιχη αύξηση της αβεβαιότητας στην τιμή τους. Για τη μελέτη των στοχαστικών χαρακτηριστικών των φορτίων της τελικής επένδυσης από το περιβάλλον γεωυλικό πραγματοποιήθηκαν πιθανοτικές αναλύσεις χρησιμοποιώντας εμπειρικές, αναλυτικές και αριθμητικές μεθόδους. Στη συνέχεια, με βάση τα πιθανοτικά χαρακτηριστικά των φορτίων της τελικής επένδυσης, όπως αυτά εκτιμήθηκαν στο προηγούμενο στάδιο, μελετήθηκε το επίπεδο αξιοπιστίας που εξασφαλίζεται ανάλογα με την τιμή των επιμέρους συντελεστών των φορτίων από το περιβάλλον γεωυλικό. Τα αποτελέσματα των στοχαστικών αναλύσεων παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 7.

Τέλος, στο Κεφάλαιο 8 συνοψίζονται τα πιο σημαντικά συμπεράσματα της διδακτορικής διατριβής και παρατίθενται οι προτάσεις για περαιτέρω έρευνα.

1.4 ΠΡΩΤΟΤΥΠΗ ΣΥΜΒΟΛΗ

Η διδακτορική διατριβή πραγματεύεται τη φόρτιση της τελικής επένδυσης σηράγγων από το περιβάλλον γεωυλικό - ένα αντικείμενο που μέχρι σήμερα έχει αντιμετωπιστεί κυρίως μέσω εμπειρικών

και αναλυτικών μεθόδων - χρησιμοποιώντας σύγχρονα εργαλεία, όπως είναι οι αριθμητικές αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία, βάσεις δεδομένων και στοχαστικές αναλύσεις.

Στο πλαίσιο λοιπόν, της διατριβής προτείνονται αρχικά, διαγράμματα και εξισώσεις για την εκτίμηση των φορτίων επί της άμεσης υποστήριξης. Οι προσεγγίσεις αυτές έχουν προκύψει από τριδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις, λαμβάνοντας υπόψη το ύψος των υπερκειμένων, τις γεωτεχνικές παραμέτρους του περιβάλλοντος γεωυλικού, τη διάμετρο της σήραγγας και τη δυσκαμψία της διατομής υποστήριξης. Ιδιαίτερη βαρύτητα δίνεται, εκτός από την τιμή, στην κατανομή των φορτίων, καθώς αυτή αποτελεί σημαντικό παράγοντα για τη διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης. Επίσης, μέσω πρόσθετων αριθμητικών αναλύσεων σχολιάζεται ο ρόλος παραμέτρων που δεν αναφέρονται στις έως σήμερα διαθέσιμες μεθόδους, όπως είναι η διαστολικότητα, το κριτήριο αστοχίας του γεωυλικού και η αλληλουχία των φάσεων διάνοιξης.

Κατόπιν, πραγματοποιείται μία ποσοτική προσέγγιση στη διαδικασία της μεταφοράς των φορτίων από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης (εφόσον θεωρηθεί απενεργοποίησή τους) στην τελική επένδυση. Περιγράφεται ο μηχανισμός του φαινομένου και γίνεται εκτίμηση του ποσοστού των φορτίων που μεταφέρεται για την περίπτωση ολομέτωπης και τμηματικής διάνοιξης. Επιπλέον, προτείνονται διαγράμματα και εξισώσεις για την εκτίμηση της προσαύξησης του φορτίου λόγω του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωυλικού, ενώ προτείνεται και απλοποιητική μέθοδος για την ισοδύναμη προσομοίωση του φαινομένου μέσω απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας του γεωυλικού σε μία περιοχή περί τη διατομή της σήραγγας. Η ερπυστική συμπεριφορά του γεωυλικού ποσοτικοποιείται μέσω νέων, πιο «φιλικών» παραμέτρων, οι τιμές των οποίων στις παραμετρικές αναλύσεις επιλέχθηκαν μέσω της επεξεργασίας αποτελεσμάτων δοκιμών ερπυσμού από τη διεθνή βιβλιογραφία.

Μέσω των ανάστροφων αναλύσεων που εκτελέστηκαν, αξιολογήθηκαν ορισμένες από τις μεθόδους που αναπτύσσονται στη διατριβή και εκτιμήθηκε ένα ρεαλιστικό εύρος για τις γεωτεχνικές παραμέτρους των γεωυλικών που μελετήθηκαν, το οποίο στη συνέχεια μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την αξιολόγηση εμπειρικών και αναλυτικών μεθόδων της βραχομηχανικής και της τεχνικής γεωλογίας.

Οι στοχαστικές αναλύσεις οδήγησαν στην εκτίμηση της αβεβαιότητας των φορτίων που προέρχονται από το περιβάλλον γεωυλικό και στη μελέτη της επίδρασης που έχει η αυξημένη αυτή αβεβαιότητα στο σχεδιασμό των διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος της τελικής επένδυσης. Προκύπτει ότι η υιοθέτηση των επιμέρους συντελεστών για τα μόνιμα φορτία που προτείνουν οι Ευρωκώδικες στην ανάλυση της τελικής επένδυσης, οδηγεί σε χαμηλότερο επίπεδο αξιοπιστίας σε σχέση με τις συμβατικές κατασκευές.

Τέλος, οι πίνακες της Βάσης Δεδομένων TIAS που δημιουργήθηκαν επιτρέπουν την καταχώρηση και επεξεργασία στοιχείων από τη μελέτη και κατασκευή της τελικής επένδυσης σηράγγων. Στο πλαίσιο της διατριβής χρησιμοποιήθηκαν για τη σύγκριση των γεωτεχνικών συνθηκών με τις διατομές τελικής επένδυσης και στη συνέχεια για το σχολιασμό των μεθόδων σχεδιασμού.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΘΕΩΡΙΑΣ - ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΠΙΣΚΟΠΗΣΗ

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο γίνεται παράθεση των θεωρητικών εννοιών που χρησιμοποιήθηκαν στην εκπόνηση της παρούσας διδακτορικής διατριβής, με αναφορά σε θεωρητικά στοιχεία Τεχνικής Γεωλογίας (συστήματα βαθμονόμησης βραχόμαζας), Βραχομηχανικής - Εδαφομηχανικής (κριτήρια αστοχίας, καταστατικά προσομοιώματα, ερπυσμός των γεωυλικών) και Μηχανικής Σηράγγων. Τα θεωρητικά στοιχεία που αφορούν στην τελική επένδυση σηράγγων παρουσιάζονται χωριστά στο επόμενο κεφάλαιο.

2.1 ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗΣ - ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ

Τα συστήματα ταξινόμησης - βαθμονόμησης της βραχόμαζας αποτελούν σημαντικό εργαλείο στη διαδικασία ποσοτικοποίησης των ιδιοτήτων της βραχόμαζας. Στη συνέχεια, γίνεται μία συνοπτική παρουσίαση για τα συστήματα βαθμονόμησης RMR και Q, ενώ παρουσιάζεται πιο αναλυτικά το σύστημα GSI, το οποίο χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα διδακτορική διατριβή.

Η διαφορά μεταξύ των συστημάτων ταξινόμησης και βαθμονόμησης έγκειται στον σκοπό που καλείται να επιτελέσει το κάθε σύστημα. Τα συστήματα ταξινόμησης (π.χ. RMR, Q), μέσω των δεικτών που χρησιμοποιούν, αποσκοπούν στην ταξινόμηση της βραχόμαζας σε κατηγορίες και στην πρόταση μεθοδολογίας κατασκευής και μέτρων υποστήριξης για το υπό μελέτη έργο. Αντίθετα, τα συστήματα βαθμονόμησης, όπως το GSI, έχουν ως στόχο την ποσοτικοποίηση των ιδιοτήτων της βραχόμαζας.

2.1.1 Σύστημα ταξινόμησης της βραχόμαζας RMR

Το σύστημα RMR προτάθηκε από τον Bieniawski (1973, 1976) για να λάβει την τελική μορφή του, δίχως ωστόσο σημαντικές διαφοροποιήσεις, από τον Bieniawski (1989). Οι παράμετροι και οι αντίστοιχοι δείκτες που χρησιμοποιούνται στο σύστημα RMR είναι οι εξής:

- ο Δείκτης R_1 : Αντοχή του άρρηκτου βράχου (σ_{ci}).
- ο Δείκτης R_2 : Δείκτης ποιότητας της βραχόμαζας RQD.
- ο Δείκτης R_3 : Απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών.
- ο Δείκτης R_4 : Κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών.
- ο Δείκτης R_5 : Συνθήκες υπόγειου νερού.
- ο Δείκτης R_6 : Προσανατολισμός των ασυνεχειών σε σχέση με τη φορά διάνοιξης της σήραγγας.

Καθεμία παράμετρος βαθμονομείται χωριστά και η τελική τιμή του δείκτη RMR, η οποία κυμαίνεται από 0 έως 100, προκύπτει ως άθροισμα των επιμέρους δεικτών. Επισημαίνεται ότι εάν η βαθμονόμηση RMR χρησιμοποιείται για την εκτίμηση μέτρων άμεσης υποστήριξης κατά τη διάνοιξη σηράγγων, τότε λαμβάνονται υπόψη όλοι οι όροι του RMR, ενώ στην περίπτωση που χρησιμοποιείται για την ποσοτικοποίηση των παραμέτρων της βραχόμαζας, τότε λαμβάνονται υπόψη μόνο οι τέσσερις πρώτοι όροι (στον όρο του υπογείου νερού θεωρούνται ξηρές συνθήκες, $R_5=15$ και στον όρο του προσανατολισμού των ασυνεχειών θεωρείται μηδενική τιμή $R_6=0$).

2.1.2 Σύστημα ταξινόμησης της βραχόμαζας Q

Το σύστημα ταξινόμησης Q προτάθηκε από τους Barton et al. (1974) με σκοπό την εκτίμηση των χαρακτηριστικών της βραχόμαζας και των μέτρων άμεσης υποστήριξης κατά τη διάνοιξη σηράγγων. Οι παράμετροι και οι αντίστοιχοι δείκτες που χρησιμοποιούνται στο σύστημα Q είναι οι εξής:

- ο RQD: Δείκτης κερματισμού της βραχόμαζας.
- ο J_n : Εκφράζει το συνολικό αριθμό συστημάτων ασυνεχειών.
- ο J_r : Εκφράζει το βαθμό τραχύτητας των επιφανειών των ασυνεχειών.
- ο J_a : Εκφράζει το βαθμό εξαλλοίωσης των επιφανειών των ασυνεχειών.
- ο J_w : Εκφράζει την επιρροή του υπόγειου νερού.
- ο SRF: Εκφράζει την επίδραση του εντατικού πεδίου.

Τελικά, η τιμή του δείκτη Q υπολογίζεται με βάση την Εξ. (2-1) και η τιμή του κυμαίνεται από 0.001 έως 1000. Το σύστημα Q υιοθετεί τη λογική του γινομένου, σε αντίθεση με την αθροιστική λογική του συστήματος RMR. Ο πρώτος όρος του γινομένου αντιπροσωπεύει τη δομή της βραχόμαζας, ο δεύτερος την ποιότητα των επιφανειών των ασυνεχειών και ο τρίτος όρος αποτελεί μία προσέγγιση του ενεργού πεδίου τάσεων στην υπό μελέτη περιοχή.

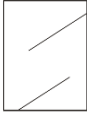
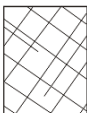




$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \quad (2-1)$$

2.1.3 Σύστημα βαθμονόμησης της βραχόμαζας GSI

Το σύστημα βαθμονόμησης GSI (Geological Strength Index) προτάθηκε αρχικά από τον Hoek (1994), τροποποιήθηκε από τους Hoek et al. (1998) και τελικά παρουσιάστηκε από τους Marinos & Hoek (2000) το γενικό διάγραμμα GSI (Σχήμα 2.1.), με βάση το οποίο η βαθμονόμηση της βραχόμαζας προκύπτει από τη συναξιολόγηση δύο παραμέτρων:

- ο Δομή της βραχόμαζας
- ο Ποιότητα των επιφανειών των ασυνεχειών

Σημαντικές συστάσεις για τον τρόπο και το εύρος εφαρμογής του συστήματος δίνονται στην εργασία των Marinos V. et al. (2005).

ΔΕΙΚΤΗΣ ΓΕΩΛΟΓΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ (GSI) (Ε. Hoek, Π. Μαρίνος, 2000) Βασίζομενοι στην περιγραφή της λιθολογικής σύστασης, της δομής και της ποιότητας των ασυνεχειών της βραχώμαζας εκτιμήστε τη μέση τιμή του GSI από τις καμπύλες. Το να επιλέξετε ένα εύρος τιμών από 33 έως 37 είναι πιο ρεαλιστικό από το να δηλώσετε ότι το GSI =35. Ο καθορισμός της δομής καθώς και της ποιότητας των ασυνεχειών μπορεί να κυμαίνεται μεταξύ δύο γειτονικών πεδίων. Τονίζεται ιδιαίτερα ότι το κριτήριο Hoek - Brown δεν εφαρμόζεται σε αστάθειες που ελέγχονται από συγκεκριμένες ασυνέχειες όταν οι ασθενείς επίπεδες επιφάνειες (όπως διατηρημένα επίπεδα στρώσης) έχουν δυσμενή προσανατολισμό σε σχέση με την εκσκαφή. Τότε αυτές καθορίζουν την συμπεριφορά της βραχώμαζας. Η αντοχή ορισμένων βραχομαζών μειώνεται από την παρουσία του υπόγειου νερού και αυτό μπορεί να ληφθεί υπόψη με μικρή μετακίνηση προς τα δεξιά στις στήλες της μέτριας, πτωχής και πολύ πτωχής κατάστασης ασυνεχειών. Η πίεση του νερού δεν μεταβάλλει την τιμή του GSI και λαμβάνεται υπόψη με την ανάλυση ενεργών τάσεων στους υπολογισμούς.		ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ ΜΕΙΟΥΜΕΝΗ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ →				
		ΠΟΛΥ ΚΑΛΗ Πολύ τραχιές, υγιείς, μη αποσπασθαιμένες επιφάνειες	ΚΑΛΗ Τραχιές, ελαφρά αποσπασθαιμένες και οξείδωμένες επιφάνειες	ΜΕΤΡΙΑ Λείες, μετρίου αποσπασθαιμένες και εσφαλωμένες επιφάνειες	ΠΤΩΧΗ Πολύ λείες, κατά περίπτωση ολισθηρές επιφάνειες με σημαντική επιφλοιογία ή υλικό πλήρωσης με γωνιώδη θραύσματα	ΠΟΛΥ ΠΤΩΧΗ Πολύ ολισθηρές επιφάνειες ή πολύ αποσπασθαιμένες με μαλακό αργιλικό υλικό πλήρωσης ή επιφλοιογίας
ΔΟΜΗ  ΑΡΡΗΚΤΗ Άρρηκτα βραχώδη τεμάχια ή άστρωτος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση		90			N/A	N/A
 ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ/ ΑΔΙΑΤΑΡΑΚΤΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ Αδιατάρακτη βραχώμαζα με πολύ καλό αλληλοκλείδωμα που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών		80	70			
 ΠΟΛΥ ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ Μερικώς διαταραγμένη βραχώμαζα με πολύπλευρα γωνιώδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών			60	50		
 ΔΙΑΤΑΡΑΓΜΕΝΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ/ΠΤΥΧΩΜΕΝΗ Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμονή στρώσης ή σχιστότητας				40	30	
 ΑΠΟΔΙΟΡΓΑΝΩΜΕΝΗ Ισχυρά κερματισμένη βραχώμαζα με πτωχό αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιώδων και αποστραγγυλωμένων τεμαχών					20	
 ΦΥΛΛΩΔΗΣ/ ΔΙΑΤΜΗΜΕΝΗ Φυλλώδης ή σχιστοποιημένη και τεκτονικώς διατμημένη ασθενής βραχώμαζα. Η φύλλωση επικρατεί έναντι οποιαδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γωνιώδων τεμαχών (η κλίμακα σε αυτό το εικονίδιο δεν συγκρίνεται με αυτή των άλλων εικονιδίων)		N/A	N/A			10

Σχήμα 2.1 Γενικό διάγραμμα GSI (Marinos & Hoek, 2000).

Μέσα στην τελευταία δεκαετία το σύστημα GSI, λαμβάνοντας υπόψη την εμπειρία από τα έργα στα οποία εφαρμόστηκε, έχει εξελιχθεί και έχουν παρουσιαστεί ερευνητικές εργασίες με εξειδικευμένα διαγράμματα, καθώς και προτάσεις για συγκεκριμένους γεωλογικούς σχηματισμούς. Ενδεικτικά αναφέρονται οι εργασίες των Marinos & Hoek (2001a), Μαρίνος Β. (2007), Μαρίνος Β. (2010) για ετερογενείς βραχώμαζες, όπως είναι ο φλύσχης, των Hoek et al. (2004) για τη μολάσσα, των Marinos P. et al. (2005) για τους οφιόλιθους και του Marinos V. (2010), στην οποία παρουσιάζονται συγκεντρωτικά όλες οι νέες προτάσεις.

Επισημαίνεται, η σημαντική διαφορά στη φιλοσοφία του συστήματος GSI σε σχέση με τη φιλοσοφία των προγενέστερων συστημάτων RMR και Q. Τα δύο αυτά συστήματα προτάθηκαν με κύριο σκοπό τη σύνδεση των χαρακτηριστικών της βραχώμαζας με προτάσεις μέτρων άμεσης υποστήριξης, δηλαδή ως

ένα αυτόνομο εργαλείο σχεδιασμού. Η χρήση τους για την εκτίμηση των γεωτεχνικών παραμέτρων της βραχώμαζας προέκυψε δευτερογενώς ελλείψει καλύτερων προσεγγίσεων. Αντίθετα, το σύστημα GSI προτάθηκε με σκοπό το χαρακτηρισμό της βραχώμαζας και την εκτίμηση των γεωτεχνικών παραμέτρων, οι οποίες στη συνέχεια χρησιμοποιούνται στο σχεδιασμό μέσω αναλυτικών ή αριθμητικών προσεγγίσεων.

2.2 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΓΕΩΥΛΙΚΟΥ

2.2.1 Κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown

Το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown αρχικά παρουσιάστηκε από τους Hoek & Brown (1980a, 1980b), ακολούθησαν τροποποιήσεις στην έκφραση του από τους Hoek & Brown (1988), Hoek et al. (1992) για να λάβει την τελική του μορφή από τους Hoek et al. (2002). Αναλυτικά η εξέλιξη του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown περιγράφεται στην εργασία των Hoek & Marinos (2007). Στη συνέχεια, παρατίθεται η έκφραση του κριτηρίου για βραχώμαζες σε όρους κυρίων τάσεων και στο Σχήμα 2.2 παρουσιάζεται η μορφή της περιβάλλουσας.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2-2)$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2-3)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 14D}\right) \quad (2-4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (2-5)$$

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a \quad (2-6)$$

$$\sigma_t = \frac{-s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (2-7)$$

$$\sigma_{cm} = \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (2-8)$$

όπου:

σ'_1 : Μέγιστη κύρια ενεργός τάση κατά την αστοχία.

σ'_3 : Ελάχιστη κύρια ενεργός τάση κατά την αστοχία.

σ_{ci} : Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη. Προσδιορίζεται από τα πειράματα μονοαξονικής θλίψης σε δείγματα άρρηκτου βράχου.

GSI: Τιμή βαθμονόμησης της βραχώμαζας στο σύστημα GSI. Εκτιμάται από τα αντίστοιχα διαγράμματα GSI ανάλογα με το γεωλογικό σχηματισμό.

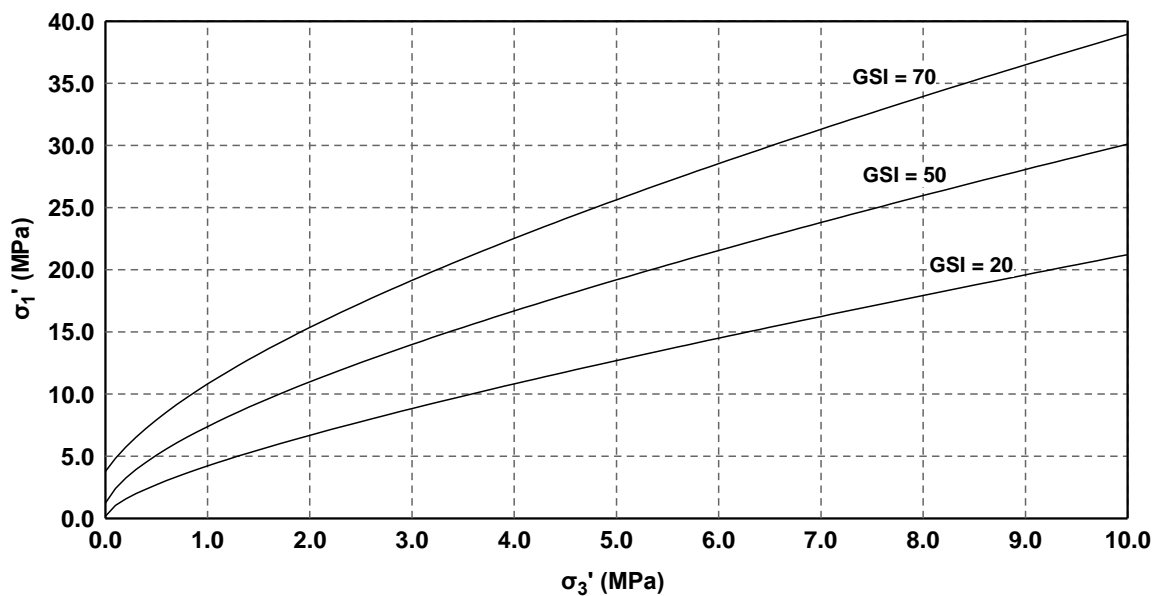
m_i : Σταθερά γεωυλικού, η οποία εξαρτάται από την αλληλεμπλοκή των κόκκων. Υπολογίζεται μέσω τριαξονικών δοκιμών σε δείγματα άρρηκτου βράχου. Στην περίπτωση που δεν είναι δυνατή η πραγματοποίηση των αναγκαίων δοκιμών μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές που προτείνονται από τους Marinos & Hoek (2001a) ανά πετρογραφική σύσταση (Πίνακας 2.1).

D: Συντελεστής διαταραχής βραχώμαζας, ο οποίος εξαρτάται από τη μεθοδολογία και τη διαδικασία εκσκαφής ή διάνοιξης. Τιμές για το συντελεστή διαταραχής D προτείνονται από τους Hoek et al. (2002) ανάλογα με το είδος του έργου (Πίνακας 2.2).

σ_c : Αντοχή της βραχώμαζας σε μονοαξονική θλίψη. Προκύπτει από την Εξ. (2-2) για $\sigma'_3 = 0$ και $\sigma'_1 = \sigma_c$.

σ_t : Εφελκυστική αντοχή της βραχώμαζας. Προκύπτει από την Εξ. (2-2) για $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$.

σ_{cm} : Συνολική αντοχή βραχώμαζας (Global rock mass strength).



Σχήμα 2.2 Ενδεικτικές περιβάλλουσες του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown ($\sigma_{ci}=20\text{MPa}$, $m_i=12$, $D=0$).

Πίνακας 2.1 Προτεινόμενες τιμές σταθεράς m_i . Οι τιμές που βρίσκονται σε παρένθεση αποτελούν εκτιμήσεις (Marinos & Hoek, 2001a).

Τύπος	Ομάδα		Κοκκομετρία			
			Χονδρή	Μέση	Λεπτή	Πολύ λεπτή
ΙΖΗΜΑΤΟΓΕΝΗ	Κλαστικά		Κροκαλοπαγές (21±3)*	Ψαμμίτης 17±4	Ιλυόλιθος 7±2	Αργιλόλιθος 4±2
			Λατυποπαγές (19±5)*		Γραουβάκης (18±3)	Αργ. Σχιστόλιθος (6±2) Μάργες (7±2)
	Μη κλαστικά	Ανθρακικά	Κρυσταλλικός ασβεστόλιθος (12±3)	Σπαρτικός ασβεστόλιθος (10±2)	Μικρικός ασβεστόλιθος (9±2)	Δολομίτης (9±3)
		Εβαπορίτες		Γύψος 8±2	Ανυδρίτης 12±2	
		Οργανικά			Κιμωλία 7±2	
ΜΕΤΑΜΟΡΦΩΜΕΝΑ	Μη πτυχωμένα		Μάρμαρο 9±3	Κερατόλιθος (19±4) Μεταψαμμίτης (19±3)	Χαλαζίτης 20±3	
	Ελαφρά πτυχωμένα		Μιγματίτης 29±3	Αμφιβολίτης 26±6	Γνεύσιος 28±5	
	Πτυχωμένα**			Σχιστόλιθος 12±3	Φυλλίτης 7±3	Σχίστης 7±4
ΠΥΡΙΓΕΝΗ	Πλουτώνια	Ανοιχτόχρωμα	Γρανίτης 32±3	Διορίτης 25±5		
		Σκοτεινόχρωμα		Γρανοδιορίτης (29±3)		
			Γάββρος 27±3	Δολερίτης (16±5)		
	Υποβυσσικά		Πορφύρης (20±5)		Διαβάσης (15±5)	Περιδοίτης (25±5)
	Ηφαιστειακά	Λάβα		Ρυόλιθος (25±5) Ανδεσίτης 25±5	Δακίτης (25±3) Βασάλτης (25±5)	
Πυροκλαστικά		Κροκαλοπαγές (19±3)	Ηφ. Λατυποπαγές (19±5)	Τόφφος (13±5)		

*Με βάση τους Marinos & Hoek (2000) τα κροκαλοπαγή και τα λατυποπαγή παρουσιάζουν μεγάλο εύρος τιμής m_i , η οποία εξαρτάται από τη φύση του συνδετικού υλικού και του βαθμού διασύνδεσης.

**Αυτές οι τιμές αφορούν δοκιμές κάθετα στη στρώση ή στη σχιστότητα. Η τιμή της σταθεράς m_i θα είναι σημαντικά διαφορετική σε περίπτωση αστοχίας κατά μήκους του επιπέδου αδυναμίας.

Πίνακας 2.2 Οδηγίες για την εκτίμηση του συντελεστή διαταραχής D (Hoek et al., 2002).

Εμφάνιση βραχώμαζας	Περιγραφή βραχώμαζας	Προτεινόμενη τιμή D
	Προσεκτική χρήση εκρηκτικών ή εκσκαφή με TBM, με αποτέλεσμα την ελάχιστη διαταραχή της περιβάλλουσας βραχώμαζας.	D = 0.0
	Μηχανική εκσκαφή σε πτωχής ποιότητας βραχώμαζα (δίχως χρήση εκρηκτικών) με αποτέλεσμα την ελάχιστη διαταραχή της περιβάλλουσας βραχώμαζας.	D = 0.0
	Στην περίπτωση εκτεταμένων συγκλίσεων με ανύψωση του δαπέδου μπορεί να δημιουργηθεί σημαντική διαταραχή, εκτός εάν κατασκευαστεί προσωρινό ανάστροφο τόξο.	D = 0.5 Δίχως προσωρινό ανάστροφο τόξο
	Ανατινάξεις πολύ πτωχής ποιότητας σε σκληρούς βράχους έχουν ως αποτέλεσμα την τοπική διαταραχή στην περιβάλλουσα βραχώμαζα έκτασης 2-3m.	D = 0.8
	Μικρής κλίμακας ανατινάξεις σε πρηνή έργων πολιτικού μηχανικού έχουν ως αποτέλεσμα μέτρια αστοχία της βραχώμαζας. Ωστόσο η εκτόνωση των τάσεων έχει ως αποτέλεσμα κάποια διαταραχή.	D = 0.7 Καλή ποιότητα ανατινάξεων
		D = 1.0 Πτωχή ποιότητα ανατινάξεων
	Η βραχώμαζα στα πολύ μεγάλα πρηνή ανοιχτών ορυχείων διαταράσσεται σημαντικά λόγω της εκτεταμένης χρήσης εκρηκτικών και της αποτόνωσης των τάσεων από την αφαίρεση της υπερκείμενης μάζας.	D = 1.0 Εκρηκτικά
	Σε ορισμένους πιο μαλακούς βράχους η εκσκαφή μπορεί να γίνει με πιο ήπια μέσα, με αποτέλεσμα τη μειωμένη διαταραχή της βραχώμαζας.	D = 0.7 Μηχανική εκσκαφή

2.2.2 Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb

Το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb (Coulomb, 1776) αποτελεί το πλέον διαδεδομένο κριτήριο αστοχίας στη γεωτεχνική μηχανική. Οι εκφράσεις του κριτηρίου στο επίπεδο αστοχίας, σε όρους κυρίων τάσεων και σε όρους αναλλοίωτων του τανυστή των τάσεων (Chen & Mizuno, 1990) παρουσιάζονται στις Εξ. (2-9), (2-10) και (2-11). Το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb στο χώρο των κυρίων τάσεων έχει σχήμα μη κανονικής εξαγωνικής πυραμίδας, η τομή του στο επίπεδο p είναι μη

κανονικό εξάγωνο, ενώ στην περίπτωση επίπεδης έντασης είναι ευθεία γραμμή (Shield, 1955). Η γραφική απεικόνιση των εκφράσεων του κριτηρίου αστοχίας παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.3.

$$\tau = c + \sigma' \tan \varphi \quad (2-9)$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2(45 + \varphi/2) + 2c \tan(45 + \varphi/2) \quad (2-10)$$

$$\frac{1}{3} I_1 \sin \varphi + \sqrt{\frac{J_2}{3}} \left[(1 + \sin \varphi) \cos \theta - (1 - \sin \varphi) \cos(\theta + \frac{2}{3} \pi) \right] - c \cos \varphi = 0 \quad (2-11)$$

όπου:

c: Ενεργός συνοχή

φ : Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής

τ : Διατμητική τάση στο επίπεδο αστοχίας

σ : Ορθή τάση στο επίπεδο αστοχίας

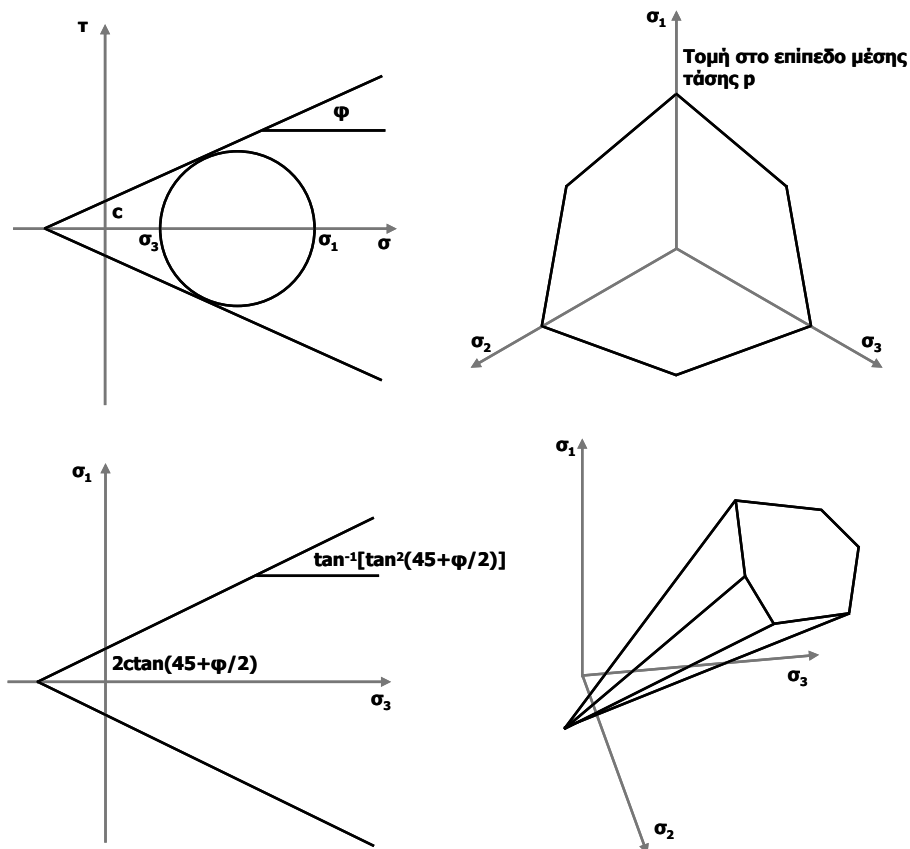
σ'_1 : Μέγιστη κύρια ενεργός τάση

σ'_3 : Ελάχιστη κύρια ενεργός τάση

I_1 : Πρώτη αναλλοίωτη του τανυστή των τάσεων, $I_1 = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$

J_2 : Δεύτερη αναλλοίωτη του διεκτροπικού τανυστή των τάσεων,

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} = \frac{1}{6} \left[(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 \right] + \sigma_{xy}^2 + \sigma_{xz}^2 + \sigma_{yz}^2$$



Σχήμα 2.3 Γραφική απεικόνιση κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb (Coulomb, 1776).

2.2.3 Κριτήριο αστοχίας Drucker-Prager

Το κριτήριο Drucker-Prager αποτελεί τροποποίηση του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb και παρουσιάστηκε από του Drucker & Prager (1952). Οι εκφράσεις του κριτηρίου (Chen & Mizuno, 1990; Davis & Selvadurai, 2002; ABAQUS Documentation, 2009) παρουσιάζονται στις Εξ. (2-12) και (2-13). Το κριτήριο Drucker-Prager στο χώρο των κυρίων τάσεων είναι κωνικό, ενώ η τομή του στο επίπεδο της μέσης τάσης είναι κυκλική. Οι γραφικές απεικονίσεις των εκφράσεων του κριτηρίου αστοχίας παρουσιάζονται στο

$$q = p \tan \beta + d \quad (2-12)$$

$$\sqrt{J_2} - \alpha I_1 = k \quad (2-13)$$

όπου:

d, k: Παράμετρος «συνοχής» κριτηρίου Drucker-Prager

β , α : Παράμετρος «γωνίας τριβής» κριτηρίου Drucker-Prager

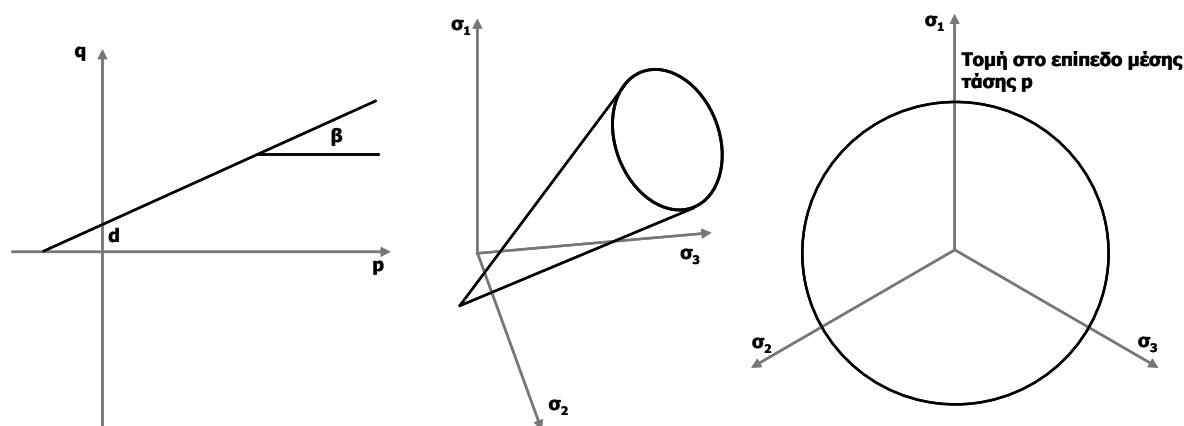
p: Μέση τάση

q: Διεκτροπική τάση

I_1 : Πρώτη αναλλοίωτη του τανυστή των τάσεων, $I_1 = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$

J_2 : Δεύτερη αναλλοίωτη του διεκτροπικού τανυστή των τάσεων,

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} = \frac{1}{6} [(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2] + \sigma_{xy}^2 + \sigma_{xz}^2 + \sigma_{yz}^2$$



Σχήμα 2.4 Γραφική απεικόνιση κριτηρίου αστοχίας Drucker-Prager (Drucker & Prager, 1952).

Με βάση τους Chen & Mizuno (1990) τα βασικά πλεονεκτήματα του κριτηρίου Drucker-Prager είναι η απλότητα στη χρήση και η δυνατότητα σύνδεσης με το κριτήριο Mohr-Coulomb.

2.2.4 Σύνδεση κριτηρίων αστοχίας Hoek-Brown & Mohr-Coulomb

Το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown, καθιερωμένο πλέον, μπορεί να περιγράψει ικανοποιητικά την αντοχή των βραχομαζών, καθώς λαμβάνει υπόψη τα χαρακτηριστικά του άρρηκτου βράχου και της ρωγμάτωσής του στη βραχώμαζα. Ωστόσο, το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb είναι το πλέον διαδεδομένο στη γεωτεχνική μηχανική και είναι ενσωματωμένο σε όλα τα αντίστοιχα λογισμικά. Για το λόγο αυτό κρίσιμο παραμένει το πρόβλημα της μετατροπής των παραμέτρων της βραχώμαζας με βάση το κριτήριο Hoek-Brown (GSI , σ_{ci} , m_i) στις αντίστοιχες του κριτηρίου Mohr-Coulomb (c , ϕ βραχώμαζας), καθώς και το ποια είναι η διαφορά στα αποτελέσματα της ανάλυσης από τις δύο αυτές

προσεγγίσεις, αφού η μετατροπή ενός μη-γραμμικού κριτηρίου σε γραμμικό δεν μπορεί να είναι ποτέ ακριβής.

Εφόσον το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown ακολουθεί μη-γραμμική εξίσωση, η εκτίμηση των ισοδύναμων παραμέτρων Mohr-Coulomb συνίσταται ουσιαστικά στη μετατροπή μιας καμπύλης σε ισοδύναμη ευθεία για το πεδίο των παραμέτρων ενδιαφέροντος του υπό μελέτη κάθε φορά προβλήματος. Οι τρόποι προσέγγισης αυτής της μετατροπής είναι είτε μέσω εφαπτομένης γραμμής σε συγκεκριμένο σημείο της καμπύλης (η μέθοδος αυτή οδηγεί σε πολύ καλή προσέγγιση σημειακά, αλλά και σε μεγάλα σφάλματα στο υπόλοιπο τμήμα της καμπύλης) είτε μέσω προσαρμογής ευθείας σε συγκεκριμένο τμήμα της καμπύλης (η μέθοδος προσφέρει ικανοποιητική προσέγγιση μεταξύ των τάσεων που αποτελούν τα όρια του τμήματος της καμπύλης). Εφόσον στη μελέτη διάνοιξης των σηράγγων παρουσιάζεται σημαντική μεταβολή του τασικού πεδίου περί την οπή, κρίνεται ότι καταλληλότερη είναι η δεύτερη μέθοδος.

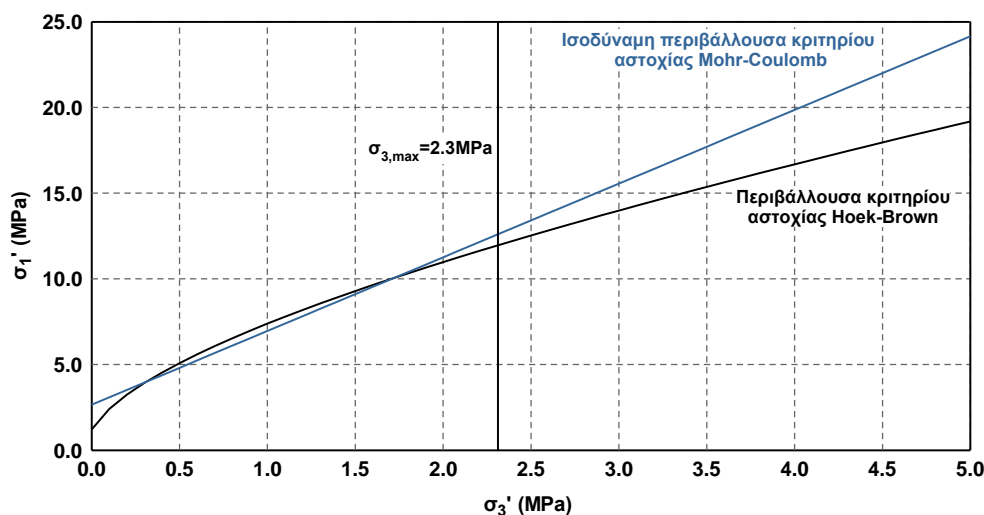
Η πλέον διαδεδομένη μέθοδος εκτίμησης των ισοδύναμων παραμέτρων Mohr-Coulomb από τις αντίστοιχες του κριτηρίου Hoek-Brown προτάθηκε από τους Hoek et al. (2002) βασιζόμενη σε προηγούμενες εργασίες των Hoek (1990) και Hoek & Brown (1997). Η διαδικασία υπολογισμών παρουσιάζεται στις ακόλουθες σχέσεις:

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[\frac{6a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2-14)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6a m_b \sigma'_{3n})^{a-1} / (1+a)(2+a)}} \quad (2-15)$$

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{\max} / \sigma_{ci} \quad (2-16)$$

$$\frac{\sigma'_{\max}}{\sigma_{ci}} = 0.47 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (\text{Για εφαρμογή σε σήραγγες}) \quad (2-17)$$



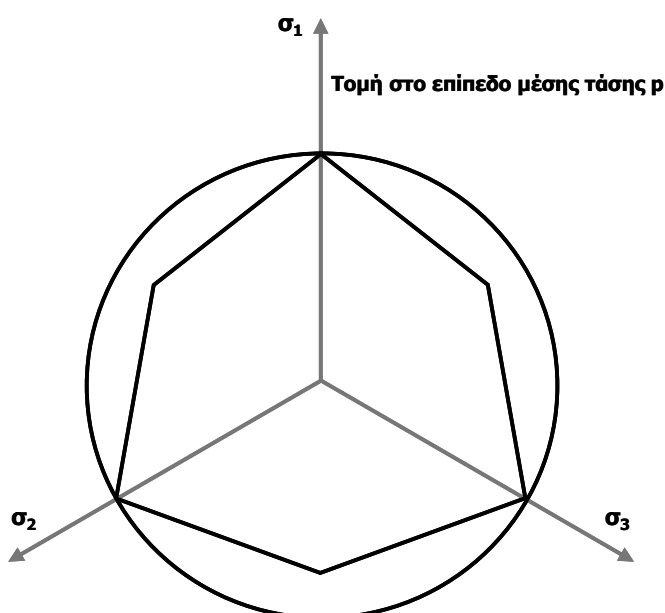
Σχήμα 2.5 Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων κριτηρίου Mohr-Coulomb βραχώμαζας ($H=200\text{m}$, $\gamma=25\text{kN/m}^3$, $\sigma_{ci}=20\text{MPa}$, $m_i=12$, $D=0$) για την περίπτωση διάνοιξης σηράγγων με βάση τη μέθοδο των Hoek et al. (2002).

Ωστόσο, το συγκεκριμένο αντικείμενο έχει απασχολήσει πλήθος ερευνητικών ομάδων και τα τελευταία χρόνια έχουν προταθεί εναλλακτικές προσεγγίσεις για την εκτίμηση των ισοδύναμων παραμέτρων

Mohr-Coulomb της βραχώμαζας, βασική διαφοροποίηση των οποίων ως προς την προαναφερθείσα είναι ότι λαμβάνουν υπόψη την ισοδύναμη εσωτερική πίεση που ασκείται από την άμεση υποστήριξη (Sofianos & Halakatevakis, 2002; Sofianos, 2003; Sofianos & Nomikos, 2006; Νομικός & Σοφιανός; 2006, Jimenez et al., 2008).

2.2.5 Σύνδεση κριτηρίων αστοχίας Mohr-Coulomb & Drucker-Prager

Όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 2.2.3 ένα από τα βασικά πλεονεκτήματα του κριτηρίου Drucker-Prager είναι η δυνατότητα σύνδεσής του με το κριτήριο Mohr-Coulomb. Η διαδικασία σύνδεσης των δύο κριτηρίων διαφοροποιείται ανάλογα με τη φύση του υπό μελέτη προβλήματος (επίπεδη παραμόρφωση, τριδιάστατη ανάλυση κ.τ.λ.).



Σχήμα 2.6 Σύνδεση κριτηρίων αστοχίας Mohr-Coulomb & Drucker-Prager στο επίπεδο της μέσης τάσης.

Επίπεδη παραμόρφωση (Chen & Mizuno, 1990; Helawany, 2007; ABAQUS Documentation, 2009)

Με βάση το νόμο ροής η σχέση τάσεων - πλαστικών παραμορφώσεων για το κριτήριο Drucker-Prager είναι:

$$d\epsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = d\lambda \left(a\delta_{ij} + \frac{1}{2\sqrt{J_2}} s_{ij} \right) \quad (2-18)$$

Για την περίπτωση της επίπεδης παραμόρφωσης ισχύει:

$$d\epsilon_{zz}^p = d\epsilon_{zx}^p = d\epsilon_{zy}^p = 0 \quad (2-19)$$

Με βάση τις παραπάνω εξισώσεις προκύπτει:

$$s_{zz} = -2a\sqrt{J_2} \quad (2-20)$$

$$s_{zx} = s_{zy} = 0 \quad (2-21)$$

Στη συνέχεια αναλύοντας και εξισώνοντας τις σχέσεις των δύο κριτηρίων προκύπτει:

$$\tan \beta = \frac{3\sqrt{3} \tan \varphi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \varphi}}, \text{ με βάση την έκφραση του κριτηρίου (2-12)} \quad (2-22)$$

$$d = \frac{3\sqrt{3}c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \varphi}}, \text{ με βάση την έκφραση του κριτηρίου (2-12)} \quad (2-23)$$

$$a = \frac{\tan \varphi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \varphi}}, \text{ με βάση την έκφραση του κριτηρίου (2-13)} \quad (2-24)$$

$$k = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \varphi}}, \text{ με βάση την έκφραση του κριτηρίου (2-13)} \quad (2-25)$$

Για την περίπτωση μηδενικής διαστολικότητας $\psi=0$:

$$\tan \beta = \sqrt{3} \sin \varphi, \text{ με βάση την έκφραση του κριτηρίου (2-12)} \quad (2-26)$$

$$d = \sqrt{3}c \cos \varphi, \text{ με βάση την έκφραση του κριτηρίου (2-12)} \quad (2-27)$$

Οι τιμές που προκύπτουν με τη χρήση των Εξ. (2-26) και (2-27) διαφέρουν ελάχιστα από τις τιμές που υπολογίζονται μέσω των Εξ. (2-22) και (2-23), ειδικά για τα συνήθη εύρη της γωνίας τριβής.

Τριαξονική ένταση (Chen & Mizuno, 1990; Potts & Zdravkovic, 1999; Helawany, 2007; Davis & Selvadurai, 2002; ABAQUS Documentation, 2009)

Η συσχέτιση μεταξύ των παραμέτρων διαφέρει ανάλογα με την απαιτούμενη συνθήκη ταύτισης των δύο εξισώσεων. Στην περίπτωση που η εξίσωση των δύο κριτηρίων γίνεται για συνθήκη τριαξονικής θλίψης, δηλαδή ο κύκλος του κριτηρίου Drucker-Prager είναι περιγεγραμμένος στις μεγάλες πλευρές της πυραμίδας τους κριτηρίου Mohr-Coulomb, τότε οι παράμετροι συνδέονται από τις εξής σχέσεις.

$$\tan \beta = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \text{ Με βάση την έκφραση του κριτηρίου (2-12)} \quad (2-28)$$

$$d = \frac{6c \cos \varphi}{3 - \sin \varphi} \text{ Με βάση την έκφραση του κριτηρίου (2-12)} \quad (2-29)$$

$$a = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \text{ Με βάση την έκφραση του κριτηρίου (2-13)} \quad (2-30)$$

$$k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \text{ Με βάση την έκφραση του κριτηρίου (2-13)} \quad (2-31)$$

Αντίθετα, εάν η εξίσωση των δύο κριτηρίων γίνεται για συνθήκη τριαξονικού εφελκυσμού, δηλαδή ο κύκλος του κριτηρίου Drucker-Prager είναι περιγεγραμμένος στις μικρές πλευρές της πυραμίδας τους κριτηρίου Mohr-Coulomb, τότε οι παράμετροι συνδέονται από τις εξής σχέσεις.

$$\tan \beta = \frac{6 \sin \varphi}{3 + \sin \varphi} \text{ Με βάση την έκφραση του κριτηρίου (2-12)} \quad (2-32)$$

$$d = \frac{6c \cos \varphi}{3 + \sin \varphi} \text{ Με βάση την έκφραση του κριτηρίου (2-12)} \quad (2-33)$$

$$a = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)} \text{ Με βάση την έκφραση του κριτηρίου (2-13)} \quad (2-34)$$

$$k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)} \text{ Με βάση την έκφραση του κριτηρίου (2-13)} \quad (2-35)$$

2.3 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΜΕΤΡΟΥ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ

Το μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας εκτιμάται με βάση την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη (σ_{ci}) ή το μέτρο παραμορφωσιμότητας (E_i) του άρρηκτου βράχου σε συνδυασμό με τη βαθμονόμηση της βραχώμαζας (RMR, Q, GSI). Τα τελευταία χρόνια έχει διατυπωθεί πλήθος εξισώσεων από ερευνητές για την εκτίμηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται ορισμένες από αυτές.

$$\text{Bieniawski (1978)} \quad E_m (\text{GPa}) = 2\text{RMR} - 100 \quad (2-36)$$

$$\text{Serafim \& Perreira (1983)} \quad E_m (\text{GPa}) = 10^{\frac{\text{RMR}-10}{40}} \quad (2-37)$$

$$\text{Mitri et al. (1994)} \quad E_m = E_i \left[0.5 \left(1 - \cos \pi \frac{\text{RMR}}{100} \right) \right] \quad (2-38)$$

$$\text{Barton (1995); (Barton 1996)} \quad E_m (\text{GPa}) = 10Q_c^{1/3}, \quad Q_c = Q \frac{\sigma_{ci}}{100} \quad (2-39)$$

$$\text{Hoek et al. (2002)} \quad E_m (\text{GPa}) = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci} (\text{MPa})}{100}} 10^{\left(\frac{\text{GSI}-10}{40} \right)} \quad (\text{Για } \sigma_{ci} \leq 100 \text{MPa}) \quad (2-40)$$

$$E_m (\text{GPa}) = \left(1 - \frac{D}{2} \right) 10^{\left(\frac{\text{GSI}-10}{40} \right)} \quad (\text{Για } \sigma_{ci} > 100 \text{MPa}) \quad (2-41)$$

$$\text{Barton (2002)} \quad E_m = 10^{(15 \log Q + 40)/40} \quad (2-42)$$

$$\text{Sonmez et al. (2004)} \quad E_m = E_i (s^a)^{0.4} \quad (2-43)$$

$$\text{Hoek \& Diederichs (2006)} \quad E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-\text{GSI})/11)}} \right) \quad (2-44)$$

$$\text{Galera et al. (2007)} \quad E_m = E_i \cdot e^{(\text{RMR}-100)/36} \quad (2-45)$$

όπου:

E_i : Μέτρο παραμορφωσιμότητας του άρρηκτου βράχου. Υπολογίζεται από πειράματα άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη. Στην περίπτωση που δεν είναι δυνατή η πραγματοποίηση των αναγκαίων δοκιμών μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές που προτείνονται από τους Hoek & Diederichs (2006) ανά πετρογραφική σύσταση (Πίνακας 2.3), Marinis V. & Tsiambaos (2010) και Karagianni et al. (2010).

σ_{ci} : Αντοχή του άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη.

s, a: Σταθερές του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown (βλ. §2.2.1)

RMR: Τιμή βαθμονόμησης της βραχώμαζας στο σύστημα RMR (βλ. §2.1.1).

Q: Τιμή βαθμονόμησης της βραχώμαζας στο σύστημα Q (βλ. §2.1.2).

GSI: Τιμή βαθμονόμησης της βραχώμαζας στο σύστημα GSI. Εκτιμάται από τα αντίστοιχα διαγράμματα GSI ανάλογα με το γεωλογικό σχηματισμό (βλ. §2.1.3).

D: Συντελεστής διαταραχής βραχώμαζας, ο οποίος εξαρτάται από τη μεθοδολογία και τη διαδικασία εκσκαφής ή διάνοιξης.

Πίνακας 2.3 Προτεινόμενες τιμές σταθεράς MR (Hoek & Diederichs, 2006 με βάση τις προτάσεις των Deere, 1968 και Palmstrom & Singh, 2001).

Τύπος	Ομάδα		Κοκκομετρία			
			Χονδρή	Μέση	Λεπτή	Πολύ λεπτή
ΙΖΗΜΑΤΟΓΕΝΗ	Κλαστικά		Κροκαλοπαγές 300-400	Ψαμμίτης 200-350	Ιλυόλιθος 350-400	Αργιλόλιθος 200-300
			Λατυποπαγές 200-300		Γραουβάκης 350	Αργ. Σχιστόλιθος 150-200 ^α Μάργα 150-200
	Μη κλαστικά	Ανθρακικά	Κρυσταλλικός ασβεστόλιθος 400-600	Σπαρτικός ασβεστόλιθος 600-800	Μικρικός ασβεστόλιθος 800-1000	Δολομίτης 350-500
		Εβαπορίτες		Γύψος (350) ^β	Ανυδρίτης (350) ^β	
		Οργανικά			Κιμωλία 1000+	
ΜΕΤΑΜΟΡΦΩΜΕΝΑ	Μη πτυχωμένα		Μάρμαρο 700-1000	Κερατόλιθος 400-700 Μεταψαμμίτης 200-300	Χαλαζίτης 300-450	
	Ελαφρά πτυχωμένα		Μιγματίτες 350-400	Αμφιβολίτης 400-500	Γνεύσιος 300-750	
	Πτυχωμένα			Σχιστόλιθος 250-1000 ^α	Φυλλίτης 300-800 ^α	Σχίστης 400-600 ^α
ΠΥΡΙΓΕΝΗ	Πλουτώνια	Ανοιχτόχρωμα	Γρανίτης 300-550	Διορίτης 300-350 Γρανοδιορίτης 400-450		
		Σκοτεινόχρωμα	Γάββρος 400-500 Νορίτης 350-400	Δολερίτης 300-400		
	Υποβυσσικά		Πορφύρης (400) ^β		Διαβάσης 300-350	Περιδοίτης 250-300
	Ηφαιστειακά	Λάβα		Ρυόλιθος 300-500 Ανδεσίτης 300-500	Δακίτης 350-450 Βασάλτης 250-450	
		Πυροκλαστικά	Κροκαλοπαγές 400-600	Ηφ. Λατυποπαγές (500) ^β	Τόφος 200-400	

^α Έντονα ανισότροποι βράχοι: Η τιμή του MR είναι σημαντικά διαφορετική αν η ορθή παραμόρφωση αναπτύσσεται παράλληλα (υψηλό MR) ή κάθετα (χαμηλό MR) στο επίπεδο αδυναμίας. Η διεύθυνση εκτέλεσης της δοκιμής μονοαξονικής θλίψης πρέπει να είναι ισοδύναμη με την καταπόνηση στην ύπαιθρο.

^β Δεν υπάρχουν διαθέσιμα στοιχεία, εκτιμάται με βάση τη γεωλογική λογική.

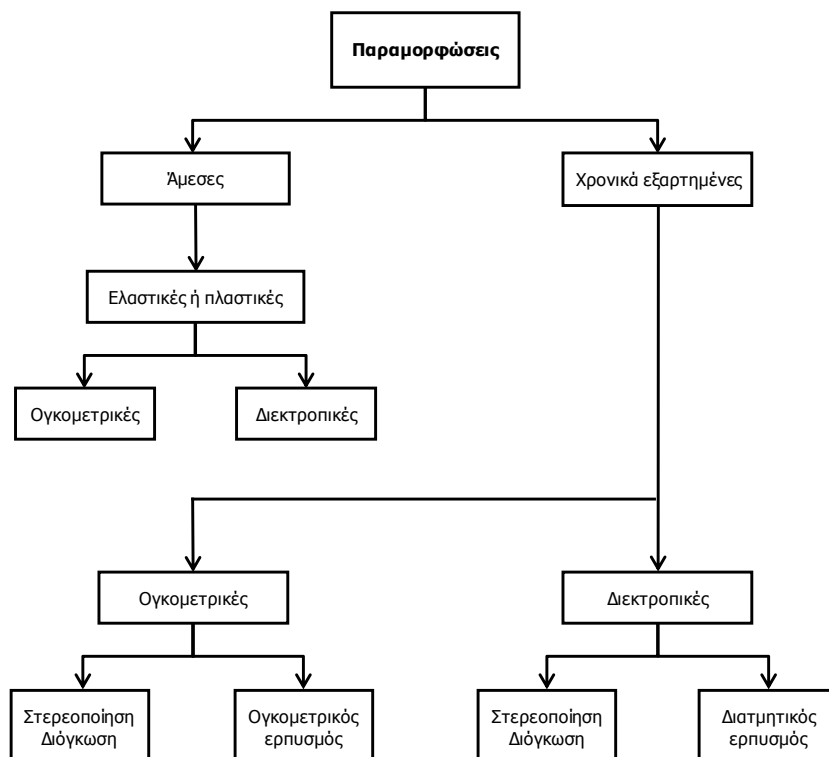
2.4 ΕΡΠΥΣΜΟΣ ΓΕΩΥΛΙΚΩΝ

Κατά τη μελέτη και κατασκευή σηράγγων η χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά των γεωυλικών αποτελεί, σε περιπτώσεις δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, σημαντικό παράγοντα διαμόρφωσης της κατάστασης ισορροπίας, των συγκλίσεων, των πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης και της τελικής επένδυσης, καθώς και των πιθανών προβλημάτων που παρουσιάζονται κατά τη διάνοιξη. Χαρακτηριστικό φαινόμενο χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς αποτελεί το φαινόμενο του ερπυσμού των γεωυλικών.

Στη βιβλιογραφία αναφέρονται αρκετές περιπτώσεις σηράγγων, οι οποίες παρουσίασαν εκτεταμένες συγκλίσεις λόγω έντονης ερπυστικής συμπεριφοράς του περιβάλλοντος γεωυλικού. Ενδεικτικά αναφέρονται οι σήραγγες Δρίσκου (Marinos et al., 2006) και Ανθοχωρίου (Marinos et al., 2006; Fortsakis & Kanvadas, 2009), η σήραγγα Mu Cha (Yu, 1998), η σήραγγα Lötschberg (Sandrone et al., 2006), η σήραγγα Saint Martin La Porte (Debernardi, 2008) και η σήραγγα Yacambú-Quibor (Marinos & Hoek, 2009). Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο γίνεται μία συνοπτική περιγραφή του φαινομένου του ερπυσμού και των παραγόντων που το επηρεάζουν και παρουσιάζονται προσομοιώματα για την εκτίμηση των ερπυστικών παραμορφώσεων.

2.4.1 Γενικά

Ερπυσμός ονομάζεται το φαινόμενο της παραμόρφωσης των υλικών ως προς το χρόνο υπό σταθερή ένταση. Όλα τα υλικά, άρα και τα γεωυλικά, έρπουν κάτω από συγκεκριμένες συνθήκες θερμοκρασίας και πίεσης. Γενικά, ο ερπυσμός των γεωυλικών χωρίζεται σε δύο συνιστώσες: την ογκομετρική και τη διατμητική (Σχήμα 2.7).

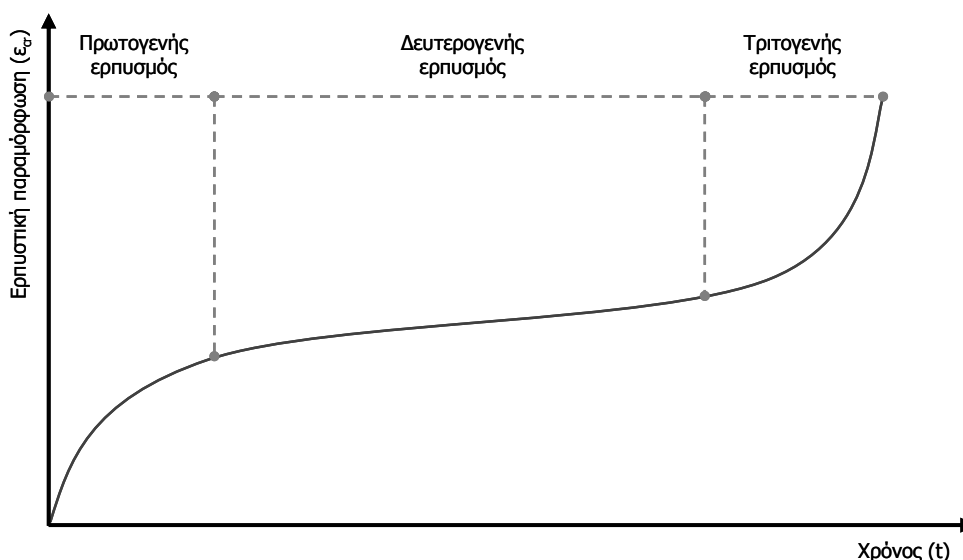


Σχήμα 2.7 Ποιοτική περιγραφή και διαχωρισμός των παραμορφώσεων του γεωυλικού.

Ο ογκομετρικός ερπυσμός ελέγχεται από τη μέση τάση και μελετάται μέσω πειραμάτων συμπίεσομέτρου και ο διατμητικός ερπυσμός, ελέγχεται από τη διεκτροπική τάση και μελετάται μέσω πειραμάτων τριαξονικής καταπόνησης. Η συγκεκριμένη διδακτορική διατριβή εστιάζει στον διατμητικό ερπυσμό στον οποίο αναφέρεται και η θεωρητική - βιβλιογραφική επισκόπηση των επόμενων παραγράφων.

Στο Σχήμα 2.8 παρουσιάζεται μία χαρακτηριστική πλήρης καμπύλη ανάπτυξης ερπυστικών παραμορφώσεων ως προς το χρόνο, στην οποία διακρίνονται όλες οι φάσεις του ερπυσμού:

- ο Πρωτογενής ερπυσμός. Αύξηση των ερπυστικών παραμορφώσεων με μειούμενο ρυθμό.
- ο Δευτερογενής ερπυσμός. Αύξηση των ερπυστικών παραμορφώσεων με περίπου σταθερό ρυθμό.
- ο Τριτογενής ερπυσμός. Αύξηση των ερπυστικών παραμορφώσεων με αυξανόμενο ρυθμό καταλήγοντας σε «ερπυστική αστοχία».



Σχήμα 2.8 Χαρακτηριστική πλήρης καμπύλη ερπυστικής παραμόρφωσης - χρόνου.

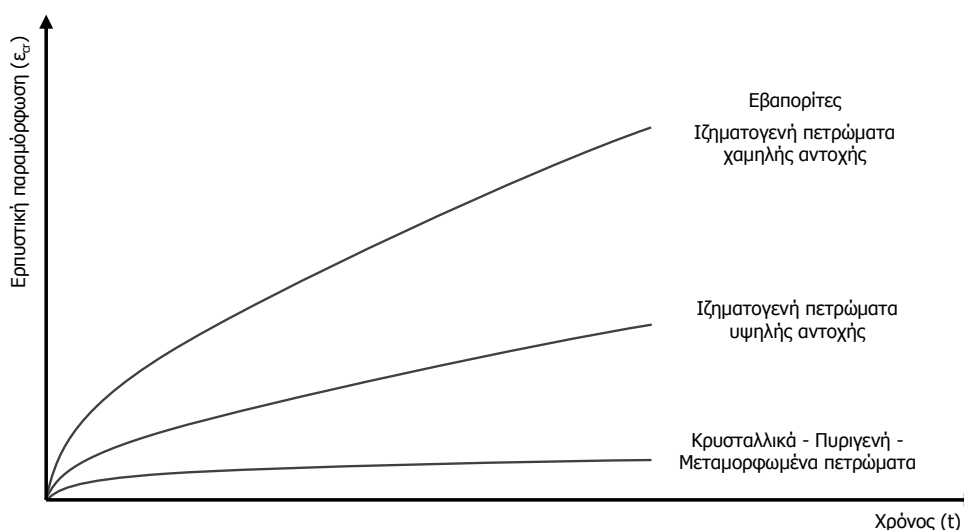
Με βάση όσα έχουν αναφερθεί και στο Κεφάλαιο 1, στην παρουσίαση που ακολουθεί αναφέρονται στοιχεία τόσο για εδαφικούς όσο και για βραχώδεις σχηματισμούς. Άλλωστε, τα περισσότερα από τα ερπυστικά προσομοιώματα που παρατίθενται, ομοίως με τα κριτήρια αστοχίας, χρησιμοποιούνται τόσο για εδαφικά όσο και για βραχώδη υλικά, αν και ο μηχανισμός ανάπτυξης των ερπυστικών παραμορφώσεων διαφέρει σημαντικά. Σε ορισμένα, όμως, σημεία δίνεται ιδιαίτερη έμφαση και γίνεται πιο λεπτομερής παρουσίαση των σημείων που αφορούν σε βραχώδεις σχηματισμούς.

2.4.2 Παράγοντες επιρροής στο φαινόμενο του ερπυσμού

Η ερπυστική συμπεριφορά τόσο των εδαφικών όσο και των βραχώδων γεωυλικών εξαρτάται από πλήθος παραγόντων, όπως είναι η φύση του γεωυλικού (ορυκτολογική σύσταση), η αντοχή του, η μορφή και η τιμή της επιβαλλόμενης έντασης, ο ρυθμός επιβολής της φόρτισης και η θερμοκρασία. Μία ολοκληρωμένη προσέγγιση για το μηχανισμό ανάπτυξης ερπυστικών παραμορφώσεων σε εδαφικά υλικά, σε επίπεδο σωματιδίων παρουσιάζεται στην εργασία των Singh et al. (1969).

2.4.2.1 Φύση του γεωλικού - Ορυκτολογική σύσταση

Στα βραχώδη γεωλικά έντονη ερπυστική συμπεριφορά παρουσιάζουν οι εβαπορίτες (ορυκτό αλάτι, ποτάσα) και τα ασθενή ιζηματογενή πετρώματα (ιλυόλιθος, αργιόλιθος, αργιλικόι σχιστόλιθοι), λιγότερο έντονη τα ισχυρά ιζηματογενή, ενώ τα κρυσταλλικά, μεταμορφωμένα και πυριγενή πετρώματα έρχονται μόνο υπό μεγάλη επιβαλλόμενη ένταση και υψηλή θερμοκρασία (Σχήμα 2.9). Τα βιτουμινούχα πετρώματα είναι γενικά βισκώδη, ιδιαίτερα σε υψηλές θερμοκρασίες. Μάλιστα οι Damjanac & Fairhust (2010) στην βιβλιογραφική τους επισκόπηση αναφέρουν ότι αν και οι εβαπορίτες γενικά συμπεριφέρονται ως ψαθυρά υλικά σε βραχυχρόνια φόρτιση (Wang, 2004) παρουσιάζουν πολύ σημαντικό ερπυσμό, με αποτέλεσμα το επί τόπου τασικό πεδίο στους σχηματισμούς αυτούς να είναι πρακτικά ισότροπο ακόμη και σε μικρά βάθη (Wawersik & Stone, 1989).

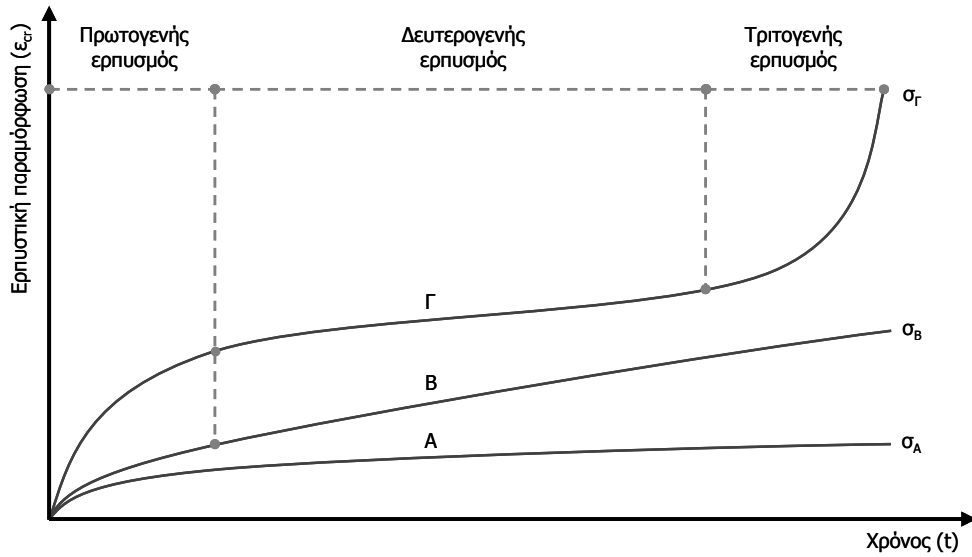


Σχήμα 2.9 Ποιοτική απεικόνιση ανάπτυξης ερπυστικών παραμορφώσεων για διάφορα πετρώματα.

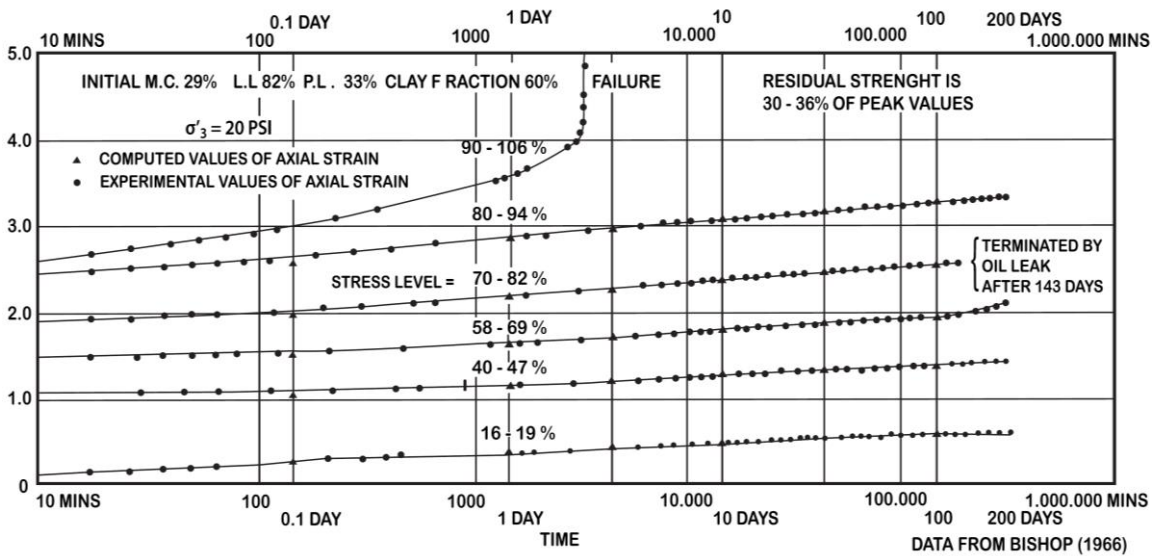
Στα εδαφικά υλικά αύξηση του ποσοστού των αργιλικών ορυκτών και της ενεργότητας της αργίλου, συνεπάγεται πιο έντονη ερπυστική συμπεριφορά (Debernardi, 2008).

2.4.2.2 Επιβαλλόμενη ένταση

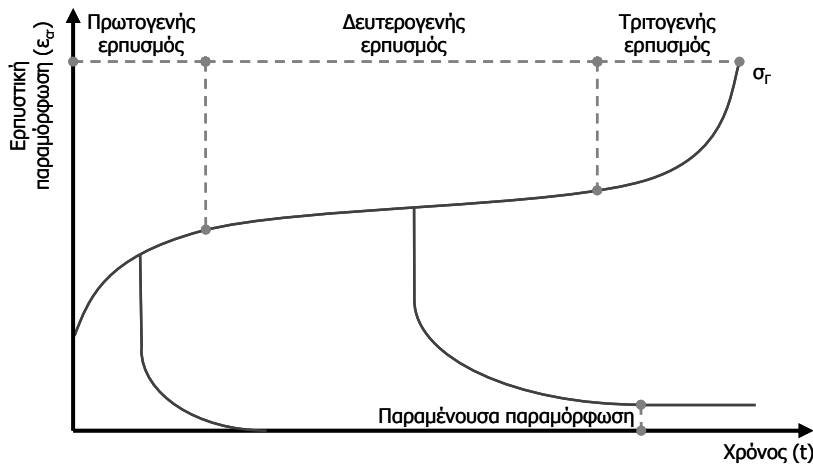
Το μέγεθος της επιβαλλόμενης έντασης επηρεάζει τόσο το μέγεθος των ερπυστικών παραμορφώσεων όσο και τη μορφή της καμπύλης ερπυστικών παραμορφώσεων - χρόνου. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.10 για μικρά επίπεδα έντασης (σ_A) παρατηρείται μόνο η ανάπτυξη πρωτογενούς ερπυσμού και στη συνέχεια οι παραμορφώσεις παραμένουν σταθερές με το χρόνο. Αύξηση της έντασης (σ_B) οδηγεί στην εκδήλωση πρωτογενούς και δευτερογενούς ερπυσμού, ενώ για μεγάλη επιβαλλόμενη ένταση το γεωλικό εισέρχεται στο στάδιο του τριτογενούς ερπυσμού καταλήγοντας σε «ερπυστική αστοχία». Στο Σχήμα 2.11 παρατίθενται αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών ερπυσμού σε εδαφικά υλικά, στα οποία διακρίνεται η χαρακτηριστική μεταβολή των καμπυλών ερπυστική παραμόρφωσης χρόνου όσο αυξάνεται η επιβαλλόμενη τάση. Απομάκρυνση της φόρτισης στο στάδιο του πρωτογενούς ερπυσμού έχει ως αποτέλεσμα την αναίρεση πρακτικά όλων των ερπυστικών παραμορφώσεων, ενώ απομάκρυνση στο στάδιο του δευτερογενούς ερπυσμού οδηγεί σε παραμένουσες παραμορφώσεις. Στο στάδιο του τριτογενούς ερπυσμού το γεωλικό βρίσκεται πρακτικά σε κατάσταση αστοχίας, επομένως δεν έχει νόημα η αποφόρτισή του (Σχήμα 2.12).



Σχήμα 2.10 Χαρακτηριστικές καμπύλες ερπυστικών παραμορφώσεων - χρόνου για διάφορα επίπεδα επιβαλλόμενης έντασης ($\sigma_{\Gamma} > \sigma_B > \sigma_A$).

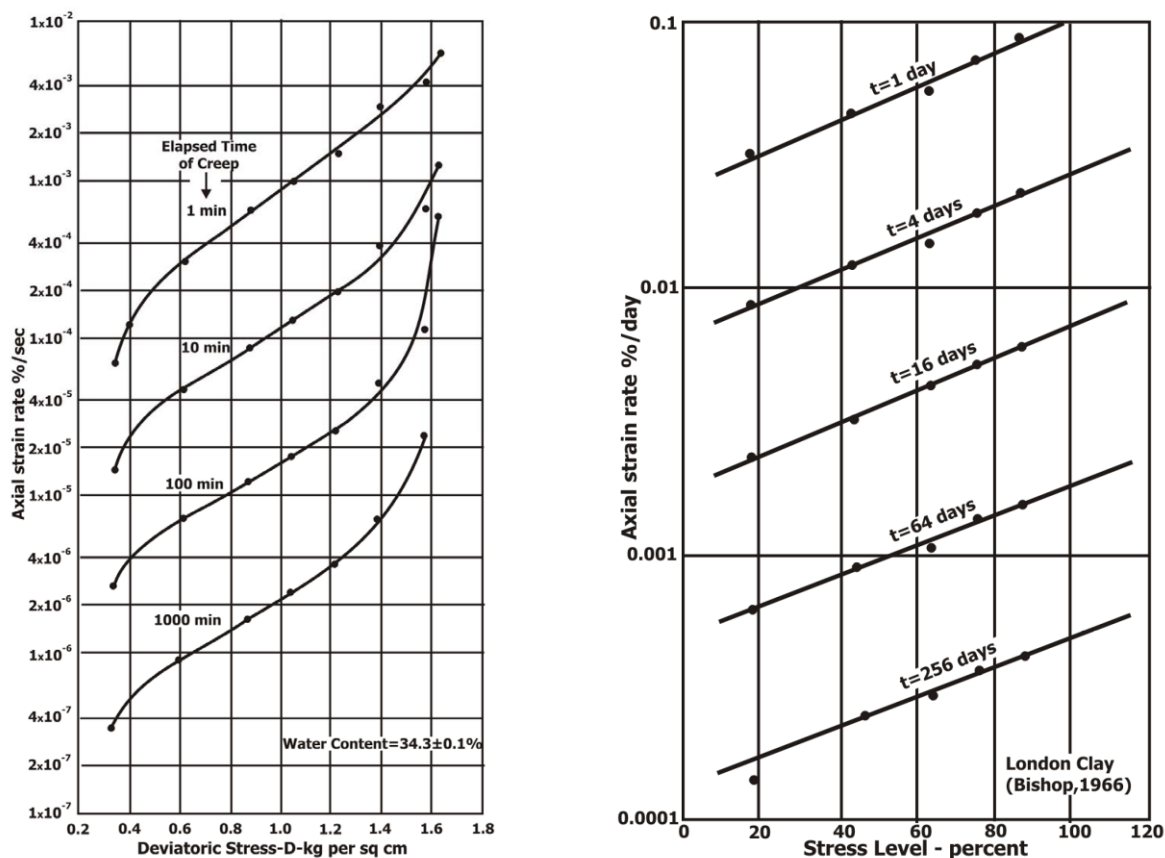


Σχήμα 2.11 Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών ερπυσμού για διάφορα επίπεδα επιβαλλόμενης έντασης (Bishop, 1966; Από Singh & Mitchell, 1968).



Σχήμα 2.12 Ποιοτική γραφική απεικόνιση των ερπυστικών παραμορφώσεων για διάφορους συνδυασμούς φόρτισης και αποφόρτισης του γεωυλικού.

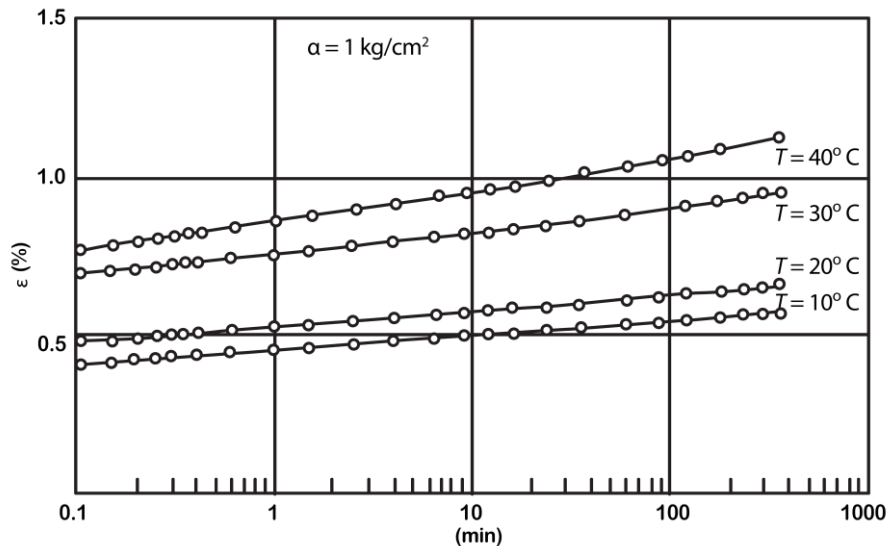
Στο Σχήμα 2.13 φαίνεται η σχεδόν εκθετική σχέση μεταξύ του ρυθμού αύξησης της παραμόρφωσης και του επιπέδου της επιβαλλόμενης έντασης.



Σχήμα 2.13 Μεταβολή του ρυθμού αύξησης των ερπυστικών παραμορφώσεων ως προς την επιβαλλόμενη διεκτροπική τάση. (α) Πειράματα ερπυσμού σε αναζυμωμένα δείγματα ιλλίτη (Singh & Mitchell, 1968) (β) Πειράματα ερπυσμού στην άργιλο Λονδίνου (Bishop, 1966).

2.4.2.3 Θερμοκρασία

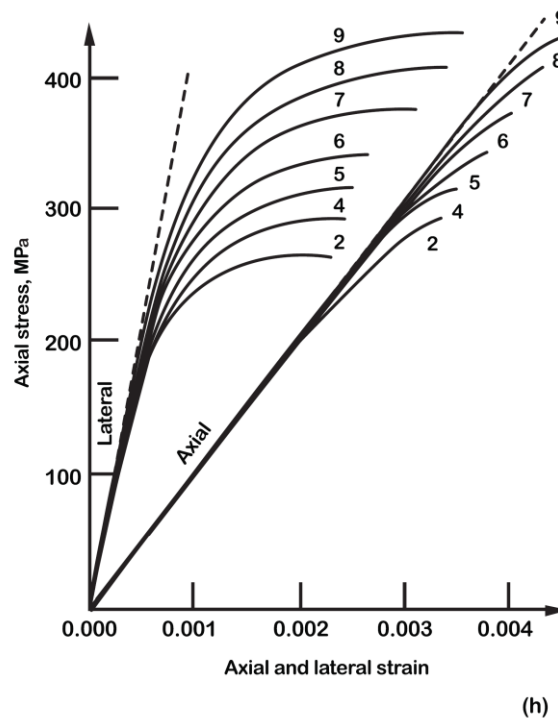
Στο Σχήμα 2.14 παρουσιάζονται αποτελέσματα πειραμάτων ερπυσμού του Murayama (1969), από τα οποία είναι φανερό ότι η αύξηση της θερμοκρασίας οδηγεί σε αύξηση των ερπυστικών παραμορφώσεων. Στους εδαφικούς σχηματισμούς η επιτάχυνση του φαινομένου οφείλεται στην αύξηση της ταχύτητας ταλάντωσης των ηλεκτρονίων με αποτέλεσμα τη διάσπαση των ηλεκτροστατικών δεσμών, ενώ στους βραχώδεις σχηματισμούς η επιτάχυνση του φαινομένου οφείλεται στις θερμικές διαρρήξεις που δημιουργούνται λόγω της διαφορετικής θερμικής διαστολής γειτονικών κρυστάλλων στη μάζα του πετρώματος.



Σχήμα 2.14 Καμπύλες ερπυσμού για την άργιλο Osaka για διαφορετικές θερμοκρασίες. Αστράγγιστη τριαξονική συμπίεση (Murayama, 1969).

2.4.2.4 Ρυθμός επιβολής φόρτισης

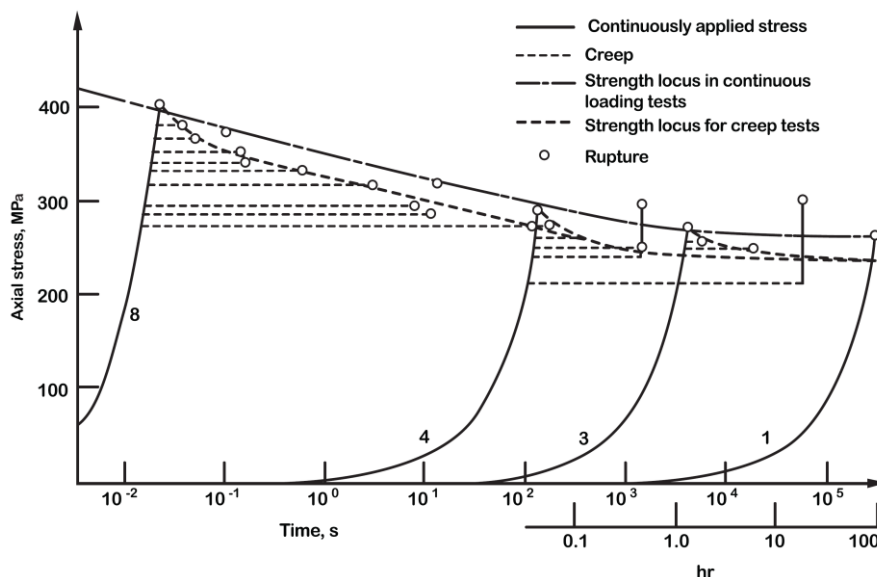
Ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στη συμπεριφορά των γεωλικών κατέχει ο ρυθμός μεταβολής της επιβαλλόμενης φόρτισης. Γενικά, μείωση του ρυθμού αύξησης της φόρτισης οδηγεί σε μείωση της «αντοχής» του γεωλικού και σε μείωση του εφαπτομενικού μέτρου ελαστικότητας. Στα βραχύδια γεωυλικά η επιβολή της φόρτισης για συγκεκριμένο χρονικό διάστημα οδηγεί στην ενεργοποίηση των μηχανισμών ανάπτυξης των ερπυστικών παραμορφώσεων (ανάπτυξη και διεύρυνση ρωγμών, βλ. §2.4.4) με αποτέλεσμα σταδιακή μείωση της δυσκαμψίας και της τάσης αστοχίας (Σχήμα 2.15).



Σχήμα 2.15 Αποτελέσματα πειραμάτων σε νορίτη. Μεταβολή της καμπύλης τάσεων - παραμορφώσεων λόγω διαφορετικού ρυθμού επιβολής της φόρτισης (John, 1974; Από: Goodman, 1989). Αύξηση του δείκτη της καμπύλης σημαίνει αύξηση του ρυθμού επιβολής της φόρτισης.

2.4.3 Αστοχία λόγω ερπυσμού

Με βάση τα παραπάνω προκύπτει ότι γεωυλικά στα οποία επιβάλλεται ένταση ικανή να τα οδηγήσει στο στάδιο του τριτογενούς ερπυσμού καταλήγουν σε «ερπυστική αστοχία». Επομένως, η αντοχή ενός γεωυλικού είναι ένα μέγεθος, το οποίο εξαρτάται από τη χρονική διάρκεια της επιβαλλόμενης φόρτισης. Στο Σχήμα 2.16 παρουσιάζονται αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών από τα οποία είναι εμφανής η μείωση της τάσης αστοχίας, όσο αυξάνεται η διάρκεια επιβολής της φόρτισης.



Σχήμα 2.16 Αποτελέσματα πειραμάτων σε νορίτη. Μεταβολή των τάσεων ως προς το χρόνο για διάφορες διαδρομές φόρτισης (John, 1974; Από: Goodman, 1989).

Οι Boukharon et al. (1995), λαμβάνοντας υπόψη το χρονικό παράγοντα προτείνουν τις ακόλουθες εξισώσεις για τον υπολογισμό της αντοχής του γεωυλικού σε συνάρτηση με το χρόνο και του χρόνου μέχρι την αστοχία σε συνάρτηση με την επιβαλλόμενη τάση. Τα πειραματικά αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.17 είναι ποιοτικά αντίστοιχα με την Εξ. (2-47).

$$\sigma^*(t) = (\sigma_0^* - \sigma_\infty)e^{-\beta t} + \sigma_\infty \quad (2-46)$$

$$t^* = \frac{\ln(\sigma_0^* - \sigma_\infty) - \ln(\sigma_0 - \sigma_\infty)}{\beta} \quad (2-47)$$

όπου:

$\sigma^*(t)$: Μακροπρόθεσμη αντοχή για φόρτιση διάρκειας t

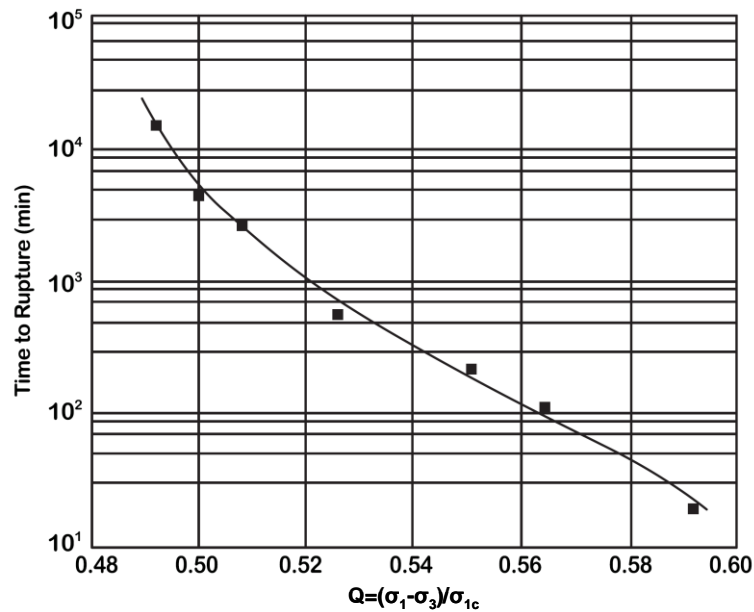
σ_0^* : Αντοχή σε άμεση φόρτιση

σ_∞ : Αντοχή σε φόρτιση πολύ μεγάλης διάρκειας

σ_0 : Επιβαλλόμενη τάση

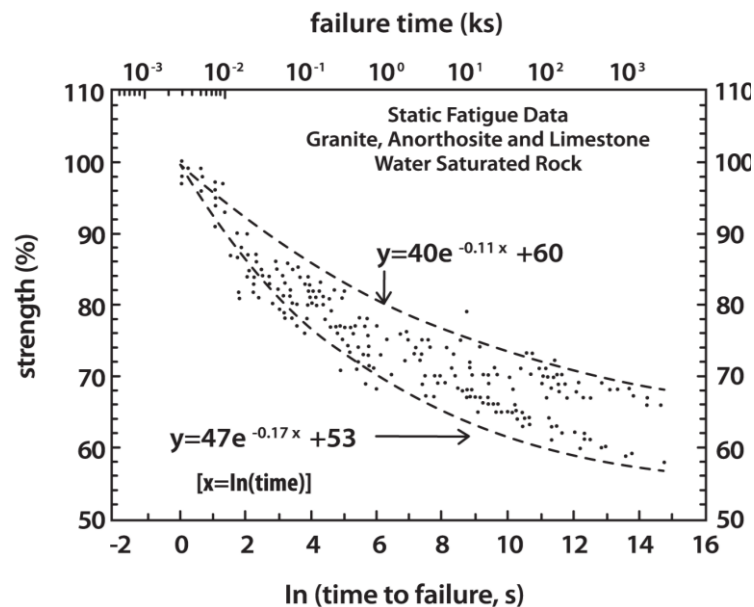
β : Χαρακτηριστική παράμετρος του γεωυλικού

t^* : Χρονικό διάστημα μέχρι την αστοχία



Σχήμα 2.17 Χρόνος μέχρι την αστοχία ως προς το επίπεδο επιβαλλόμενης έντασης (Campanella & Vaid, 1972; Από: Debernardi, 2008).

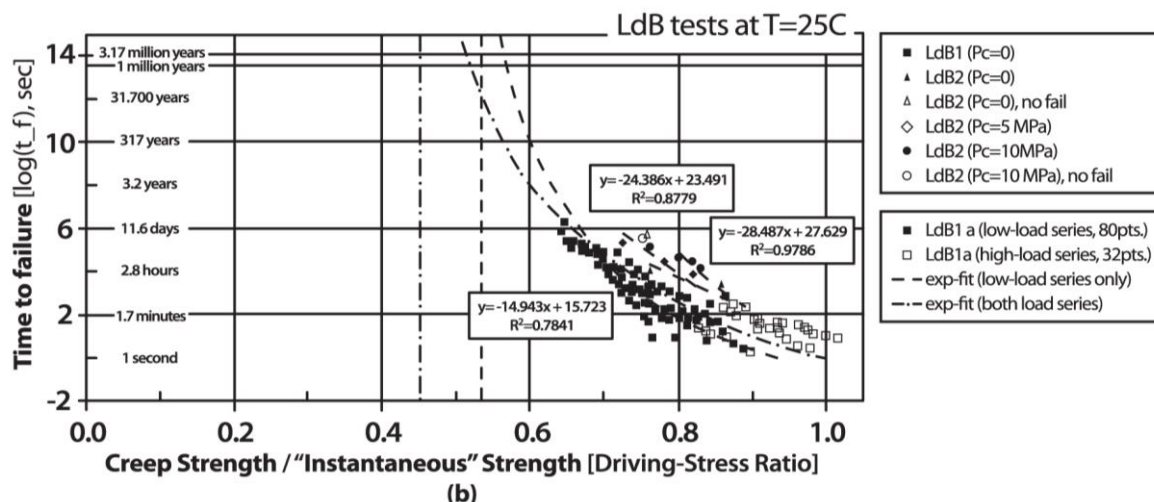
Συνδέοντας την αντοχή της βραχώμαζας με τη χρονική διάρκεια της φόρτισης ο Lajtai (1991) παρουσιάζει αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών σε γρανίτες, ανορθοσίτες κα ασβεστόλιθους (Σχήμα 2.18), όπου είναι εμφανής η πτώση της αντοχής όσο αυξάνεται ο χρόνος μέχρι την αστοχία, τείνοντας σε μία κάτω ασύμπτωτη, η οποία ουσιαστικά αποτελεί τη «μακροπρόθεσμη» αντοχή του υλικού.



Σχήμα 2.18 Κατανομή μακροπρόθεσμης αντοχής ανηγμένης στη βραχυχρόνια αντοχή για τρεις διαφορετικές βραχώμαζες ως συνάρτηση του χρόνου μέχρι την αστοχία (Lajtai, 1991).

Τέλος, σε μία πρόσφατα δημοσιευμένη εργασία οι Damjanac & Fairhurst (2010) προσεγγίζουν το πρόβλημα της μακροπρόθεσμης αντοχής των κρυσταλλικών βραχωδών σχηματισμών μέσω πειραμάτων (Σχήμα 2.19), επί τόπου παρατηρήσεων και αριθμητικών μεθόδων καταλήγοντας ότι - για

τα συγκεκριμένα δεδομένα που αναλύθηκαν - είναι περίπου ίση με το 40%-60% της βραχυπρόθεσμης αντοχής.



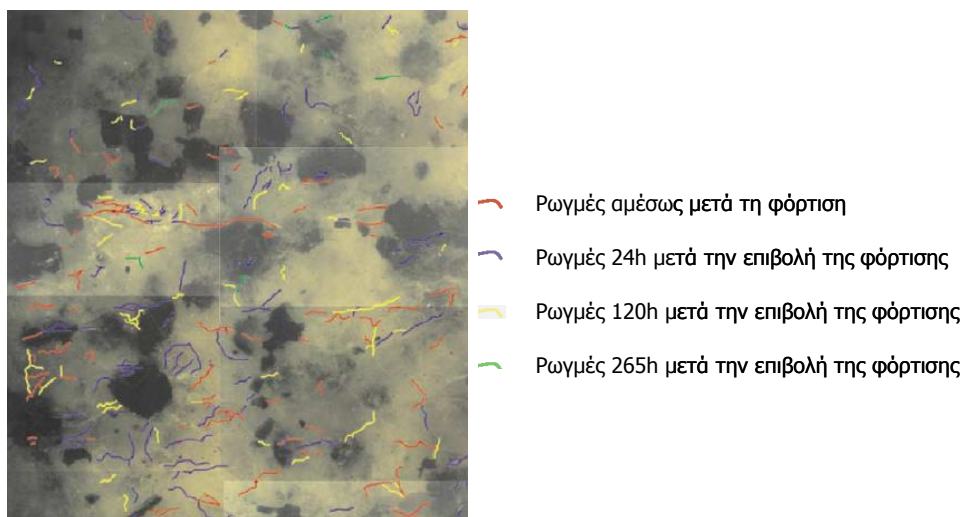
Σχήμα 2.19 Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών για το γρανίτη Lac du Bonnet. Το διάγραμμα είναι από την εργασία των Damjanac & Fairhurst (2010), ενώ τα δεδομένα προέρχονται από τις εργασίες των Potyondy (2007), Schmidtke & Lajtai (1985) και Lau et al. (2000).

2.4.4 Ερπυσμός βραχωδών σχηματισμών

Σε τεμάχια άρρηκτου βράχου παρατηρούνται κυρίως δύο μηχανισμοί ανάπτυξης των ερπυστικών παραμορφώσεων (Griggs, 1939; Goodman 1989):

- ο **Ροής μάζας**. Ο μηχανισμός αναπτύσσεται σε ασθενείς σχηματισμούς, όπως είναι το ορυκτό αλάτι, η ποτάσα και οι σχιστόλιθοι. Οι ερπυστικές παραμορφώσεις οφείλονται στην μετακίνηση των κρυστάλλων και στη διαδικασία της ανακρυστάλλωσης.
- ο **Ρωγμάτωση**. Στους σκληρούς βράχους, (π.χ. γρανίτης, ασβεστόλιθος, μάρμαρα) για να παρουσιαστεί ερπυσμός πρέπει η επιβαλλόμενη τάση να είναι ικανή να μεταβάλλει το δίκτυο των μικρορωγμών. Οι Boukharon et al. (1995) αναφέρουν ότι στον τριτογενή ερπυσμό δημιουργούνται νέες ρωγμές, επεκτείνονται οι υφιστάμενες με αποτέλεσμα να παρατηρούνται τομές και συνενώσεις μικρορωγμών δημιουργώντας ένα δίκτυο αλληλοτεμνόμενων ρωγμών, οι οποίες οδηγούν σε ένα ασταθές σύνολο. Στο Σχήμα 2.20 φαίνεται η σταδιακή δημιουργία και ανάπτυξη των μικρορωγμών κατά τη διάρκεια πειράματος ερπυσμού σε δείγμα γρανίτη. Στη εργασία των Damjanac & Fairhurst (2010) ο μηχανισμός αυτός της δημιουργίας και επέκτασης των μικρορωγμάτωσης προσεγγίζεται μέσω αριθμητικών αναλύσεων.

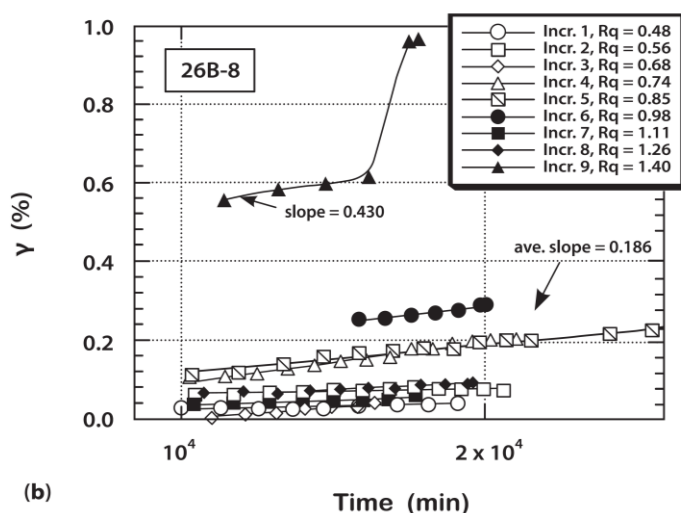
Όσον αφορά στη βραχώμαζα, στην ανάπτυξη των ερπυστικών παραμορφώσεων συνεισφέρουν και οι διατμητικές παραμορφώσεις κατά μήκος των ασυνεχειών καθιστώντας τη μελέτη του φαινομένου ιδιαίτερα περίπλοκη.



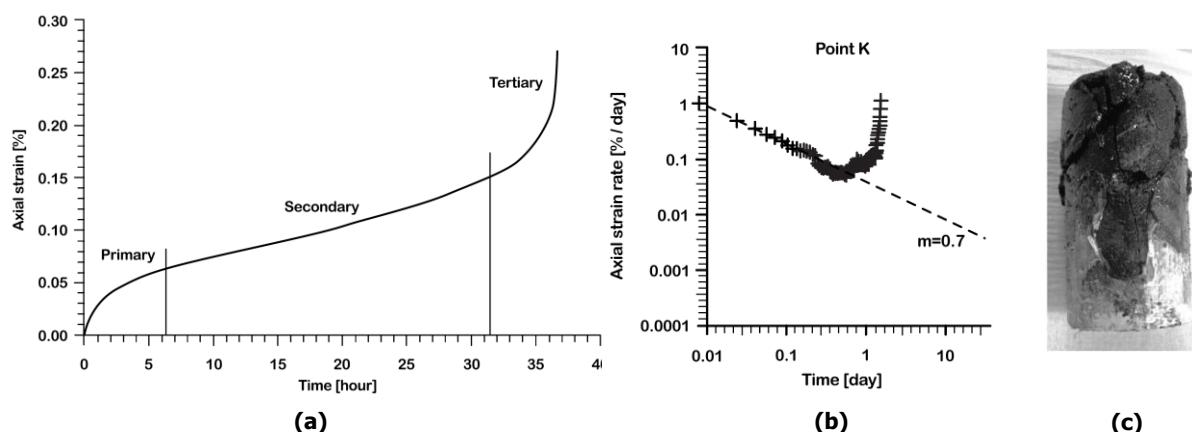
Σχήμα 2.20 Διεύρυνση ρωγμών σε πείραμα χαλάρωσης σε δείγμα γρανίτη.

Η εργαστηριακή μελέτη του ερπυσμού των βραχωδών γεωλικών είναι σαφώς πιο περιορισμένη σε σχέση με τον ερπυσμό των εδαφικών υλικών εξαιτίας των μεγάλων απαιτούμενων φορτίων για την πραγματοποίηση των πειραμάτων. Ο Cristescu (1989) συνοψίζει ορισμένες εργασίες στις οποίες παρουσιάζονται αποτελέσματα πειραμάτων ερπυσμού σε βραχώδεις σχηματισμούς: Langer (1979, 1984), Carter et al. (1981), Krieg (1982), Carter & Hansen (1982), Horseman & Passaris (1984), Wawersik (1985, 1986) και Wawersik & Zeuch (1986), Li & Xia (2000). Ιδιαίτερη μνεία γίνεται για πειράματα ερπυσμού με διάρκεια ετών που περιγράφονται στις εργασίες των Kumagai & Ito (1970), Sasajima & Ito (1980), Ito (1983), Mirza (1984) και Russel & Lomenick (1984). Οι Weng et al. (2010) παρουσιάζουν πειράματα ερπυσμού σε ψαμμίτη με μέση αντοχή σε μονοαξονική θλίψη 37.1MPa, τα οποία χρησιμοποιούν στην αξιολόγηση του καταστατικού προσομοιώματος που προτείνουν.

Οι Aristorenas (1987) και Debernardi (2008) στο πλαίσιο των διδακτορικών διατριβών τους εκτέλεσαν πειράματα ερπυσμού, τα οποία στη συνέχεια χρησιμοποιήθηκαν για τη βαθμονόμηση των καταστατικών προσομοιωμάτων που πρότειναν και στην ανάλυση σηράγγων που διανοίγονται εντός γεωλικού με έντονη ερπυστική συμπεριφορά. Πιο συγκεκριμένα, ο Aristorenas (1987) μελέτησε την ερπυστική συμπεριφορά των σχιστολίθων (Σχήμα 2.21) και ο Debernardi (2008) του άνθρακα (Σχήμα 2.22) με εφαρμογή στη σήραγγα Saint Martin La Porte.



Σχήμα 2.21 Αποτελέσματα πειράματος ερπυσμού σε σχιστολίθους (Aristorenas, 1987).



Σχήμα 2.22 Αποτέλεσμα πειράματος (A17a) ερπυσμού σε κάρβουνο για διεκτροπική τάση 18MPa (Debernardi, 2008). (a) Καμπύλη ερπυστικής παραμόρφωσης - χρόνου (b) Καμπύλη ρυθμού αύξησης ερπυστικής παραμόρφωσης - χρόνου (c) Φωτογραφία του δοκιμίου μετά την εκτέλεση του πειράματος.

2.4.5 Προσομοιώματα ερπυστικής συμπεριφοράς

Για την περιγραφή του φαινομένου του ερπυσμού έχουν προταθεί στη βιβλιογραφία πλήθος προσομοιωμάτων, τα οποία σύμφωνα με τους Liingaard et al. (2004) μπορούν να χωριστούν με κριτήριο την προσέγγιση του προβλήματος στις εξής κατηγορίες:

- ο Εμπειρικά προσομοιώματα.
- ο Αναλυτικά προσομοιώματα
- ο Γενικά καταστατικά προσομοιώματα

Στην εργασία των Liingaard et al. (2004) και στη διδακτορική διατριβή του Debernardi (2008) γίνεται επισκόπηση ερπυστικών προσομοιωμάτων για εδαφικά υλικά, ενώ οι Jaeger et al. (2007) παραθέτουν προσομοιώματα κυρίως για βραχώδη γεωυλικά.

Σημαντικό σημείο και βασικό δεδομένο για όλα τα προσομοιώματα αποτελεί η χρονική στιγμή (t_0), η οποία θεωρείται ως αφετηρία του ερπυστικού φαινομένου. Οι Mesri & Choi (1985), μελετώντας εδαφικά υλικά, καταλήγουν ότι ο ερπυσμός ξεκινάει μετά το τέλος της στερεοποίησης και επομένως η χρονική στιγμή (t_0) εξαρτάται από το πάχος του εδαφικού σχηματισμού. Αντίθετα, με βάση τα συμπεράσματα των Leroueil et al. (1985), Bjerrum (1967) και Yin (1999) ο ερπυσμός εξελίσσεται παράλληλα με τα υπόλοιπα φαινόμενα. Ωστόσο, συμβατικά ορίζεται χρονική στιγμή t_0 η οποία αποτελεί χαρακτηριστικό του γεωυλικού και είναι ανεξάρτητη από τις συνθήκες στράγγισης και το πάχος των σχηματισμών.

2.4.5.1 Εμπειρικά προσομοιώματα

Τα εμπειρικά προσομοιώματα προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων πειραματικών δοκιμών. Περιγράφουν ικανοποιητικά την ερπυστική συμπεριφορά ενός γεωυλικού εφόσον οι συνθήκες φόρτισης προσεγγίζουν τις συνθήκες εκτέλεσης των πειραμάτων. Γενικά, τα εμπειρικά προσομοιώματα περιγράφουν ικανοποιητικά το φαινόμενο, δίχως, όμως, να το εξηγούν επαρκώς.

2.4.5.1.1 Ημιλογαριθμικός νόμος ερπυσμού

Ο ημιλογαριθμικός νόμος αναφέρεται στην ογκομετρική συνιστώσα του ερπυσμού των εδαφικών υλικών, μελετάται μέσω πειραμάτων συμπιεσομέτρου και ποσοτικοποιείται μέσω της σταθεράς C_a . Για την εκτίμηση της σταθεράς C_a υπάρχουν οι ακόλουθες προσεγγίσεις:

- ο Η τιμή της σταθεράς C_a είναι σταθερή και ανεξάρτητη από την επιβαλλόμενη τάση.
- ο Η τιμή του λόγου C_a/C_c είναι σταθερή.
- ο Η τιμή της σταθεράς C_a μεταβάλλεται με το χρόνο.

$$C_a = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (2-48)$$

όπου:

C_a : Σταθερά ογκομετρικού ερπυσμού

Δe : Μεταβολή του λόγου κενών

2.4.5.1.2 Ερπυστικό προσομοίωμα Power-Law (Από: Betten, 2005)

$$\varepsilon_{cr} = A \sigma^n t^m \quad (2-49)$$

όπου:

ε_{cr} : Ερπυστική παραμόρφωση

A, n, m : Ερπυστικές παράμετροι γεωυλικού

σ : Επιβαλλόμενη διεκτροπική τάση q

2.4.5.1.3 Ερπυστικό προσομοίωμα Power-Law (Από: ABAQUS Documentation, 2009)

$$\varepsilon_{cr} = \frac{A}{1+m} q^{n+m+1} t^{m+1} \quad (2-50)$$

όπου:

ε_{cr} : Ερπυστική παραμόρφωση

A, n, m : Ερπυστικές παράμετροι γεωυλικού

q : Χαρακτηριστική ερπυστική τάση

2.4.5.1.4 Ερπυστικό προσομοίωμα Singh & Mitchell (1968)

Οι βασικές αρχές του προσομοιώματος Singh-Mitchell, οι οποίες προέκυψαν από πειράματα ερπυσμού σε εδαφικά υλικά και εκφράζονται ποσοτικά μέσα από τις ακόλουθες σκέψεις είναι:

- ο Ο λογάριθμος του ρυθμού αύξησης της παραμόρφωσης είναι γραμμικά ανάλογος με το λογάριθμο του χρόνου $\log \dot{\varepsilon}_{cr} = m \log t$
- ο Ο ρυθμός αύξησης της ερπυστικής παραμόρφωσης μεταβάλλεται εκθετικά ως προς το επίπεδο της επιβαλλόμενης διεκτροπικής τάσης για τα συνήθη εύρη επιβαλλόμενων τάσεων σε έργα πολιτικού μηχανικού. Οι Singh et al. (1968) για χαμηλά επίπεδα τάσης προτείνουν την υιοθέτηση συνάρτησης μορφής υπερβολικού ημιτόνου.

$$\dot{\epsilon}_{cr} = A\epsilon^{\bar{a}\bar{D}} \left(\frac{t_1}{t} \right)^m \quad (2-51)$$

$$\bar{a} = aD_{max} \quad (2-52)$$

$$\bar{D} = \frac{D}{D_{max}} \quad (2-53)$$

όπου:

ϵ_{cr} : Ερπυστική παραμόρφωση

A, a, m: Ερπυστικές παράμετροι γεωυλικού.

D: Διεκτροπική τάση

t_1 : Χαρακτηριστική χρονική στιγμή

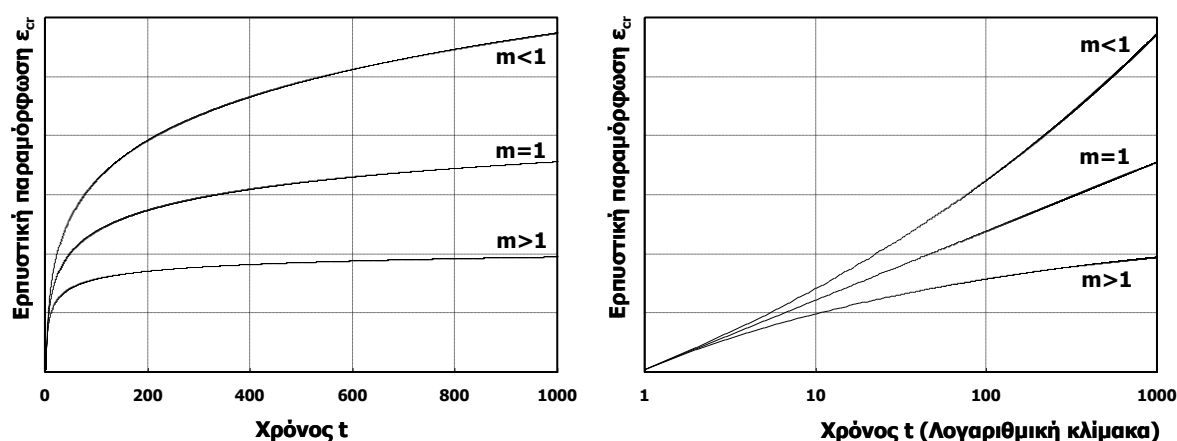
Όσον αφορά στον όρο της επιβαλλόμενης έντασης υπάρχουν δύο διαφορετικές δυνατότητες διατύπωσης: (α) η παράμετρος D αντιστοιχεί στην επιβαλλόμενη τάση και η παράμετρος a έχει μονάδες 1/kPa και (β) η παράμετρος D αντιστοιχεί στο επίπεδο της επιβαλλόμενης έντασης, δηλαδή είναι D/D_{max} και η παράμετρος a είναι καθαρός αριθμός.

Η ολοκλήρωση της Εξ. (2-51) και κατ' επέκταση η μορφή της καμπύλης ερπυστικής παραμόρφωσης χρόνου εξαρτάται από την τιμή της σταθεράς m. Για $t_1=1$ και με αρχικές συνθήκες $\epsilon=\epsilon_1$ όταν $t=1$ προκύπτει:

$$\epsilon_{cr} = \epsilon_1 - Ae^{aD} \frac{1}{1-m} + \frac{A}{1-m} e^{aD} t^{1-m}, \text{ για } m \neq 1 \quad (2-54)$$

$$\epsilon_{cr} = \epsilon_1 + Ae^{aD} \ln t, \text{ για } m=1 \quad (2-55)$$

Στο Σχήμα 2.23 παρουσιάζεται η γραφική απεικόνιση των παραπάνω εξισώσεων. Για τιμές $m \leq 1$ η καμπύλη της ερπυστικής παραμόρφωσης είναι συνεχώς αύξουσα, ενώ για τιμές $m > 1$ παρουσιάζει οριζόντια ασύμπτωτη όταν $t \rightarrow \infty$.



Σχήμα 2.23 Καμπύλη ερπυστικής παραμόρφωσης - χρόνου με βάση το προσομοίωμα Singh & Mitchell (1968) για διάφορες τιμές του συντελεστή m. Η χρονική κλίμακα είναι ενδεικτική.

Στην παράγραφο 2.4.6.1 περιγράφεται η προτεινόμενη διαδικασία βαθμονόμησης τους ερπυστικού προσομοιώματος Singh-Mitchell.

2.4.5.1.5 Ερπυστικό προσομοίωμα Semple-Hendron-Mesri (Semple et al., 1973)

$$\varepsilon_{cr} = B \left(\frac{t}{t_0} \right)^\lambda e^{\beta R} \quad (2-56)$$

όπου:

ε_{cr} : Ερπυστική παραμόρφωση

B, λ, β : Ερπυστικές παράμετροι γεωυλικού.

R : Λόγος επιβαλλόμενης διεκτροπικής τάσης q προς μέγιστη διεκτροπική τάση

t_0 : Χαρακτηριστική χρονική στιγμή

2.4.5.1.6 Ερπυστικό προσομοίωμα Kavazanjian & Mitchell (1977)

Το ερπυστικό προσομοίωμα που προτάθηκε από τους Kavazanjian & Mitchell (1977) διαχωρίζει την ογκομετρική και την διεκτροπική συνιστώσα. Η ογκομετρική συνιστώσα μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη σχέση, ενώ η διεκτροπική από τη σχέση του προσομοιώματος Singh-Mitchell (1968).

$$\dot{\varepsilon}_p = \frac{C_a}{\ln(10)} \frac{1}{t} \quad (2-57)$$

όπου:

C_a : Σταθερά ογκομετρικού ερπυσμού

ε_p : Ογκομετρική ερπυστική συνιστώσα

2.4.5.1.7 Ερπυστικό προσομοίωμα Tavenas et al. (1978)

Οι Tavenas et al. (1978) προτείνουν για τον υπολογισμό της ογκομετρικής και της διεκτροπικής συνιστώσας των ερπυστικών παραμορφώσεων τις σχέσεις (2-58) και (2-59), οι οποίες έχουν ανάλογη μορφή. Επισημαίνεται ότι ο εκθέτης m είναι κοινός και για τις δύο ερπυστικές συνιστώσες.

$$\dot{\varepsilon}_p = B \cdot f(\sigma'_{ij}) \cdot \left(\frac{t}{t_0} \right)^m \quad (2-58)$$

$$\dot{\varepsilon}_q = A \cdot g(\sigma'_{ij}) \cdot \left(\frac{t}{t_0} \right)^m \quad (2-59)$$

όπου:

ε_p : Ογκομετρική ερπυστική συνιστώσα

ε_q : Ογκομετρική ερπυστική συνιστώσα

A, B : Ερπυστικές παράμετροι γεωυλικού

t_0 : Χαρακτηριστική χρονική στιγμή

2.4.5.1.8 Προσομοιώματα περιγραφής πρωτογενούς και δευτερογενούς ερπυσμού

Από την Εξ. (2-60) φαίνεται ότι η ερπυστική παραμόρφωση προκύπτει από το «άθροισμα» των επιμέρους παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στα στάδια του πρωτογενούς, δευτερογενούς και τριτογενούς ερπυσμού. Με βάση τη λογική αυτή έχουν προταθεί στη βιβλιογραφία ερπυστικά προσομοιώματα για τα επιμέρους στάδια, ορισμένα εκ των οποίων παρατίθεται στη συνέχεια.

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_1(t) + V(t - t_1) + \varepsilon_3(t - t_2) \quad (2-60)$$

όπου:

ε : Συνολική παραμόρφωση

ε_e : Ελαστική άμεση παραμόρφωση

$\varepsilon_1(t)$: Ερπυστική παραμόρφωση πρωτογενούς ερπυσμού

$V(t-t_1)$: Ερπυστική παραμόρφωση δευτερογενούς ερπυσμού

$\varepsilon_3(t-t_2)$: Ερπυστική παραμόρφωση τριτογενούς ερπυσμού

t_1, t_2 : Χρονική στιγμή έναρξης δευτερογενούς και τριτογενούς ερπυσμού αντίστοιχα

Για την περιγραφή του πρωτογενούς ερπυσμού έχουν προταθεί προσομοιώματα εκθετικής ή λογαριθμικής μορφής.

$$\varepsilon_1(t) = At^n, \quad 0 < n < 1 \quad (\text{Cottrell, 1952}) \quad (2-61)$$

$$\varepsilon_1(t) = A \ln t \quad (\text{Griggs, 1939}) \quad (2-62)$$

$$\varepsilon_1(t) = A \ln(1 + at) \quad (\text{Lomnitz, 1956}) \quad (2-63)$$

$$\varepsilon_1(t) = A \left[(1 + at)^n - 1 \right] \quad (\text{Jeffreys, 1958}) \quad (2-64)$$

Όπου A, n, a : Σταθερές του γεωυλικού

Στο δευτερογενή ερπυσμό ο ρυθμός αύξησης των ερπυστικών παραμορφώσεων θεωρείται πρακτικά σταθερός ως προς το χρόνο, αλλά η τιμή του εξαρτάται από την επιβαλλόμενη τάση. Για την εκτίμηση του ρυθμού αύξησης των ερπυστικών παραμορφώσεων προτείνονται οι ακόλουθες σχέσεις.

$$V = V_0 \exp(\sigma / \sigma_0) \quad (\text{Ludvik, 1909}) \quad (2-65)$$

$$V = V_0 \sinh(\sigma / \sigma_0) \quad (\text{Nadai, 1938}) \quad (2-66)$$

$$V = V_0 (\sigma / \sigma_0)^n \quad (\text{Robertson, 1964}) \quad (2-67)$$

όπου:

V : Ρυθμός αύξησης ερπυστικών παραμορφώσεων στο στάδιο του δευτερογενούς ερπυσμού

σ_0 : Χαρακτηριστική τιμή τάσης

n : Αδιάστατος εκθέτης

2.4.5.2 Αναλυτικά προσομοιώματα ερπυστικής συμπεριφοράς

Τα αναλυτικά προσομοιώματα αποτελούν ιδιαίτερα χρήσιμα εργαλεία της θεωρίας ιξωδοελαστικότητας (βισκοελαστικότητας) και ιξωδοπλαστικότητας (βισκοπλαστικότητας), καθώς προσφέρουν πλήρη μαθηματική περιγραφή της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς των υλικών. Η δημιουργία των αναλυτικών προσομοιωμάτων βασίζεται σε τρία δομικά στοιχεία: το ελαστικό, το ιξώδες και το πλαστικό. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται συνοπτικά τόσο απλά στοιχεία όσο και πιο περίπλοκα αναλυτικά προσομοιώματα, οι μαθηματικές σχέσεις που διέπουν τη συμπεριφορά τους και οι αντίστοιχες καμπύλες τάσης - παραμόρφωσης, τάσης - χρόνου, παραμόρφωσης - χρόνου. Επισημαίνεται ότι στην παρουσίαση των αναλυτικών προσομοιωμάτων το σύμβολο « σ » αντιστοιχεί σε ορθή ή διατμητική τάση και το σύμβολο « ε » αντίστοιχα σε ορθή ή διατμητική παραμόρφωση.

2.4.5.2.1 Ελαστικό στοιχείο

Ως ελαστικό ορίζεται το στοιχείο που αποκρίνεται ακαριαία σε κάθε φόρτιση ή αποφόρτιση. Δηλαδή, επιβολή φόρτισης σε ένα ελαστικό στοιχείο επιφέρει ακαριαία ανάπτυξη του συνόλου των παραμορφώσεων, ενώ αφαίρεση της φόρτισης προκαλεί ακαριαίο μηδενισμό των παραμορφώσεων που είχαν εκδηλωθεί σε προηγούμενο στάδιο. Τα ελαστικά στοιχεία μπορούν να διαχωριστούν επιπλέον σε γραμμικά και μη-γραμμικά ανάλογα με τη μορφή της σχέσης τάσεων - παραμορφώσεων. Το μηχανικό ανάλογο του ελαστικού στοιχείου είναι το ελατήριο (Σχήμα 2.24).

$$\sigma = K\varepsilon \quad (2-68)$$

όπου:

σ : Ορθή ή διατμητική τάση

K : Σταθερά ελαστικού στοιχείου (μέτρο ελαστικότητας ή μέτρο διάτμησης)

ε : Ορθή ή διατμητική παραμόρφωση

2.4.5.2.2 Ιξώδες στοιχείο

Ως ιξώδες ορίζεται το στοιχείο, στο οποίο ο ρυθμός μεταβολής των παραμορφώσεων εξαρτάται από την επιβαλλόμενη τάση. Τα ιξώδη στοιχεία μπορούν να διαχωριστούν επιπλέον σε γραμμικά και μη-γραμμικά ανάλογα με τη μορφή της σχέσης τάσης - ρυθμού παραμόρφωσης. Μηχανικό ισοδύναμο του ιξώδους στοιχείου είναι ο αποσβεστήρας, δηλαδή ένας κύλινδρος με ένα έμβολο στο εσωτερικό του οποίου υπάρχει συνεκτικό υγρό (Σχήμα 2.24).

$$\sigma = \eta \dot{\varepsilon} \quad (2-69)$$

όπου:

σ : Ορθή ή διατμητική τάση

η : Σταθερά ιξώδους στοιχείου

ε : Ορθή ή διατμητική παραμόρφωση

2.4.5.2.3 Πλαστικό στοιχείο

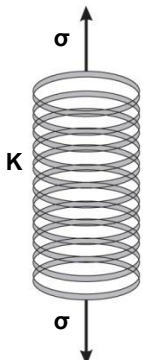
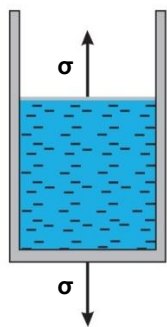

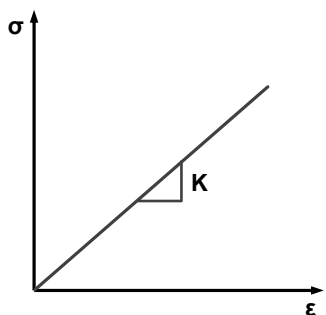
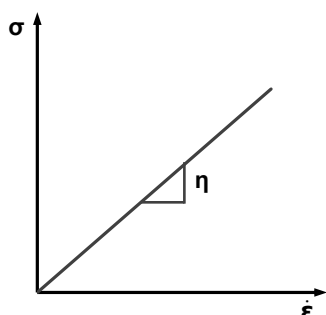
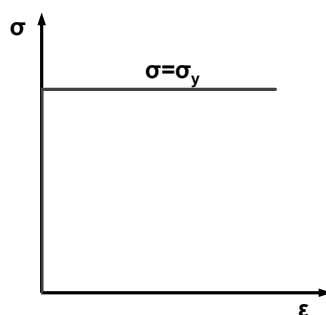
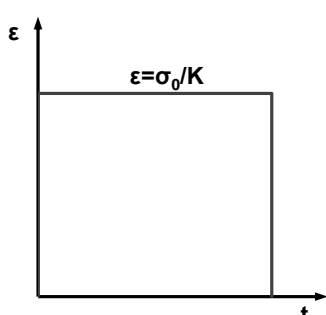
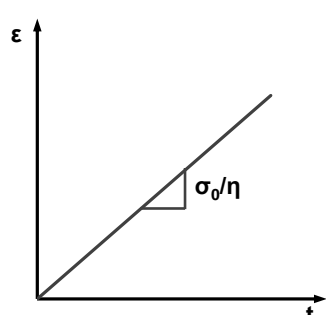
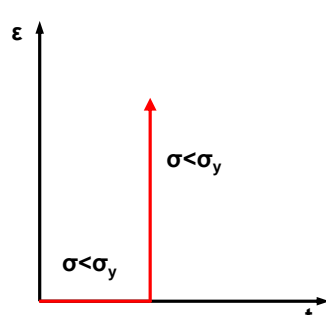
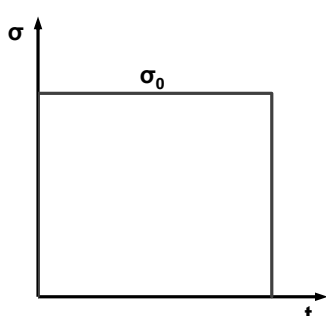
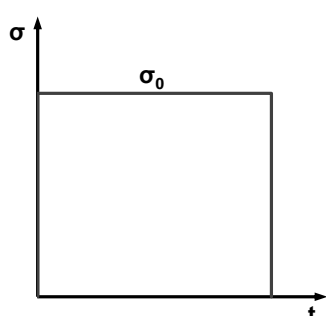
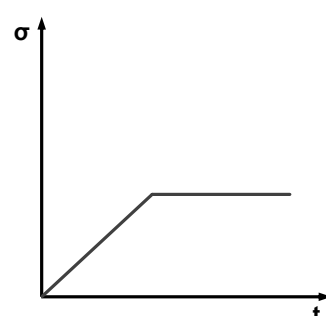
Ως πλαστικό ορίζεται το στοιχείο, το οποίο, όταν η ασκούμενη τάση (σ) είναι μικρότερη από την αντοχή του (σ_y), δεν επιτρέπει την εκδήλωση μετατοπίσεων και τη μετάδοση τάσεων, ενώ όταν η ασκούμενη τάση (σ) ξεπεράσει την αντοχή αυτού ολισθαίνει επιτρέποντας τη μετάδοση τάσης $\sigma - \sigma_y$. Το πλαστικό στοιχείο χρησιμοποιείται για την προσομοίωση της αστοχίας. Το μηχανικό ανάλογο είναι ο τριβέας Saint Venant (Σχήμα 2.24).

$$\sigma - \sigma_y = \begin{cases} 0 & \text{για } \sigma < \sigma_y \\ \sigma - \sigma_y & \text{για } \sigma > \sigma_y \end{cases} \quad (2-70)$$

όπου:

σ : Ορθή ή διατμητική τάση

σ_y : Αντοχή πλαστικού στοιχείου

Γραμμικό ελαστικό στοιχείο Στοιχείο Hooke Γραμμικό ελατήριο	Γραμμικό ιξώδες στοιχείο Στοιχείο Newton Γραμμικός αποσβεστήρας	Πλαστικό στοιχείο Στοιχείο Saint-Venant
		
		
		
		

Σχήμα 2.24 Βασικά στοιχεία αναλυτικών προσομοιωμάτων για την περιγραφή της ερπυστικής συμπεριφοράς (σ : ορθή ή διατμητική τάση, ϵ : ορθή ή διατμητική παραμόρφωση, K : σταθερά ελαστικού στοιχείου, η οποία αντιπροσωπεύει το μέτρο ελαστικότητας ή το μέτρο διάτμησης, η : σταθερά ιξώδους στοιχείου, σ_y : αντοχή πλαστικού στοιχείου Saint-Venant).

2.4.5.2.4 Στοιχείο Maxwell

Αποτελείται από ένα ελαστικό και ένα ιξώδες στοιχείο συνδεδεμένα σε σειρά (Σχήμα 2.25).

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{K} + \frac{\sigma_0}{\eta} t \quad (2-71)$$

όπου:

σ_0 : Επιβαλλόμενη ορθή ή διατμητική τάση

K : Σταθερά ελαστικού στοιχείου (μέτρο ελαστικότητας ή μέτρο διάτμησης)

η : Σταθερά ιξώδους στοιχείου

ε : Ορθή ή διατμητική παραμόρφωση

t : Χρόνος

2.4.5.2.5 Στοιχείο Kelvin-Voigt

Αποτελείται από ένα ελαστικό και ένα ιξώδες στοιχείο συνδεδεμένα παράλληλα (Σχήμα 2.25).

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{K} (1 - e^{-(K/\eta)t}) \quad (2-72)$$

όπου:

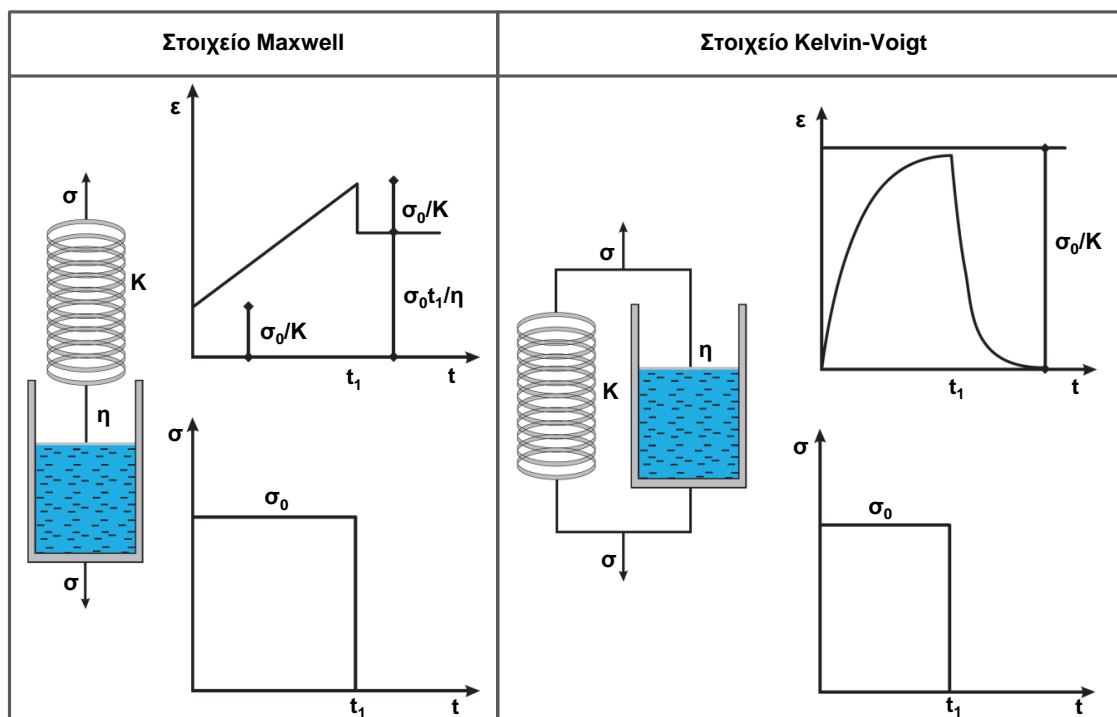
σ_0 : Επιβαλλόμενη ορθή ή διατμητική τάση

K : Σταθερά ελαστικού στοιχείου (μέτρο ελαστικότητας ή μέτρο διάτμησης)

η : Σταθερά ιξώδους στοιχείου

ε : Ορθή ή διατμητική παραμόρφωση

t : Χρόνος



Σχήμα 2.25 Αναλυτικά προσομοιώματα Maxwell και Kelvin-Voigt (σ : ορθή ή διατμητική τάση, ε : ορθή ή διατμητική παραμόρφωση, K : σταθερά ελαστικού στοιχείου, η οποία αντιπροσωπεύει το μέτρο ελαστικότητας ή το μέτρο διάτμησης, η : σταθερά ιξώδους στοιχείου).

2.4.5.2.6 Στοιχείο Poyting-Thomson

Αποτελείται από ένα στοιχείο Maxwell και ένα ελαστικό στοιχείο συνδεδεμένα παράλληλα (Σχήμα 2.26).

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{K_1 + K_2} + \sigma \left[\frac{1}{K_2} (1 - e^{-t/c}) + \frac{1}{K_1 + K_2} e^{-t/c} \right] \quad (2-73)$$

$$c = \frac{\eta(K_1 + K_2)}{K_1 K_2} \quad (2-74)$$

όπου:

σ_0 : Επιβαλλόμενη ορθή ή διατμητική τάση

K_1, K_2 : Σταθερές ελαστικών στοιχείων (μέτρο ελαστικότητας ή μέτρο διάτμησης)

η : Σταθερά ιξώδους στοιχείου

ε : Ορθή ή διατμητική παραμόρφωση

t : Χρόνος

2.4.5.2.7 Στοιχείο Burgers

Αποτελείται από ένα στοιχείο Kelvin-Voigt και ένα στοιχείο Maxwell συνδεδεμένα σε σειρά (Σχήμα 2.26).

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{K_2} + \frac{\sigma_0}{K_1} \left[1 - e^{-k_1 t / \eta_1} \right] + \frac{\sigma_0}{\eta} t \quad (2-75)$$

όπου:

σ_0 : Επιβαλλόμενη ορθή ή διατμητική τάση

K_1, K_2 : Σταθερές ελαστικών στοιχείων (μέτρο ελαστικότητας ή μέτρο διάτμησης)

η_1, η_2 : Σταθερές ιξώδων στοιχείων

ε : Ορθή ή διατμητική παραμόρφωση

t : Χρόνος

2.4.5.2.8 Στοιχείο Bingham

Αποτελείται από ένα ιξώδες και ένα πλαστικό στοιχείο συνδεδεμένα σε σειρά. Συχνά συνδυάζεται και με ένα ελαστικό στοιχείο για την προσομοίωση της άμεσης παραμόρφωσης (Σχήμα 2.27).

$$\varepsilon = \begin{cases} \frac{\sigma_0}{K} & \text{για } \sigma < \sigma_y \\ \frac{\sigma_0}{K} + \frac{\sigma_0 - \sigma_y}{\eta} t & \text{για } \sigma > \sigma_y \end{cases} \quad (2-76)$$

όπου:

σ_0 : Επιβαλλόμενη ορθή ή διατμητική τάση

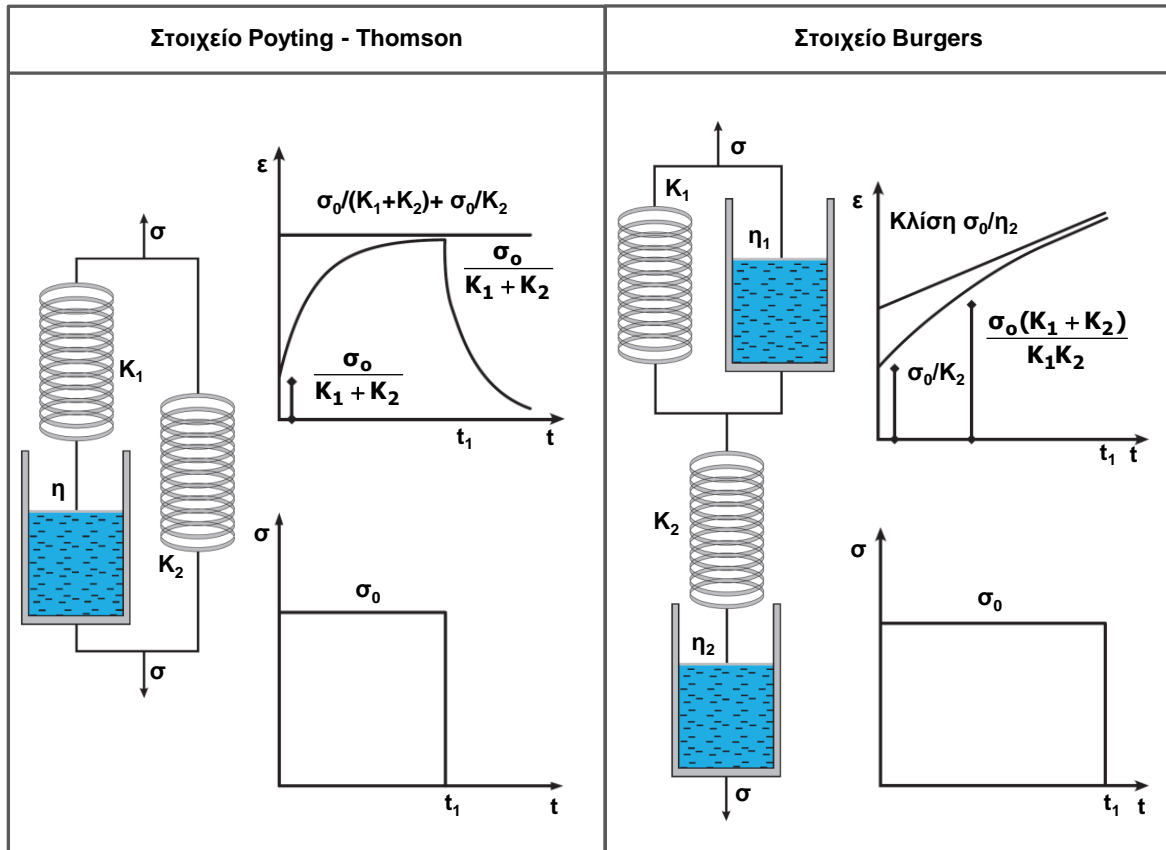
K : Σταθερά ελαστικού στοιχείου (Μέτρο ελαστικότητας ή μέτρο διάτμησης)

η : Σταθερά ιξώδους στοιχείου

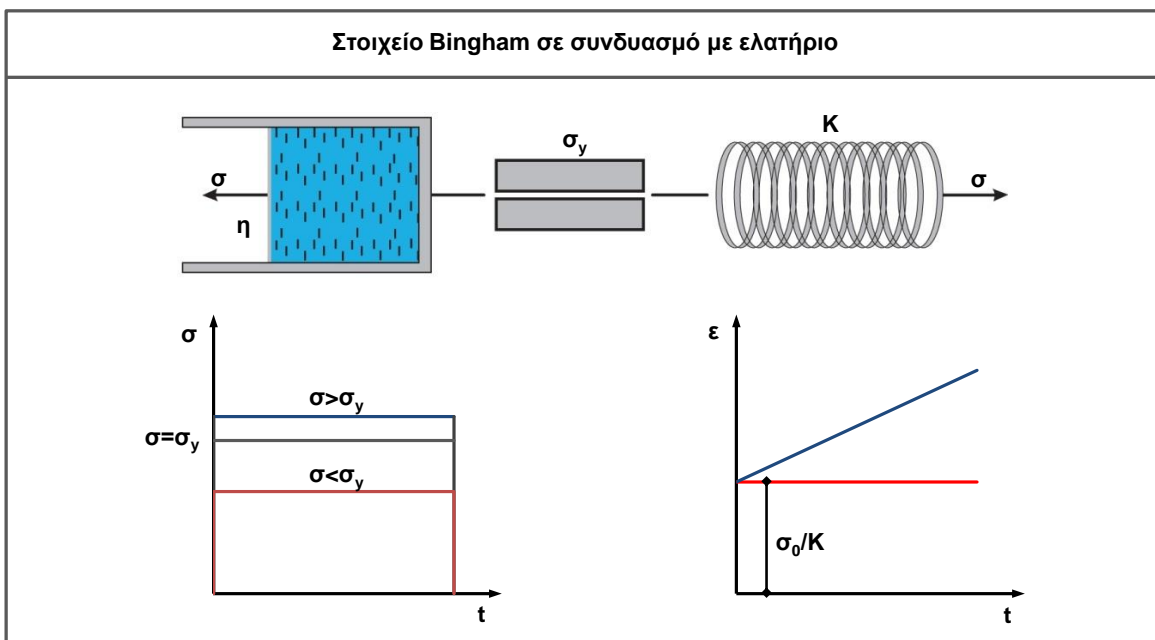
σ_y : Αντοχή πλαστικού στοιχείου Saint-Venant

ε : Ορθή ή διατμητική παραμόρφωση

t : Χρόνος



Σχήμα 2.26 Αναλυτικά προσομοιώματα Poyting-Thomson και Burgers (σ : ορθή ή διατμητική τάση, ϵ : ορθή ή διατμητική παραμόρφωση, K : σταθερά ελαστικού στοιχείου, η οποία αντιπροσωπεύει το μέτρο ελαστικότητας ή το μέτρο διάτμησης, η : σταθερά ιξώδους στοιχείου).



Σχήμα 2.27 Αναλυτικό προσομοίωμα Bingham (σ : ορθή ή διατμητική τάση, ϵ : ορθή ή διατμητική παραμόρφωση, K : σταθερά ελαστικού στοιχείου, η οποία αντιπροσωπεύει το μέτρο ελαστικότητας ή το μέτρο διάτμησης, η : σταθερά ιξώδους στοιχείου, σ_y : αντοχή πλαστικού στοιχείου Saint-Venant).

2.4.5.3 Γενικά καταστατικά προσομοιώματα τάσης - παραμόρφωσης - χρόνου

Με το όρο γενικά προσομοιώματα νοούνται σύνθετα, συνήθως τριδιάστατα, καταστατικά προσομοιώματα, τα οποία προσφέρουν μία ολοκληρωμένη προσέγγιση στην περιγραφή της συμπεριφοράς των γεωυλικών. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται ορισμένα καταστατικά προσομοιώματα τα οποία δίνουν τη δυνατότητα περιγραφής της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς των γεωυλικών χωρισμένα σε τρεις κατηγορίες, όπως προτείνεται από τους Liingaard et al. (2004) και τον Debernardi (2008).

- ο Καταστατικά προσομοιώματα με βάση τη θεωρία υπερφόρτισης (overstress theory). Προσομοίωμα Zienkiewicz (Zienkiewicz et al., 1975), προσομοίωμα Cristescu (Jim & Cristescu, 1998), προσομοίωμα Lemaitre (Boidy, 2000), προσομοίωμα SHELVIP (Debernardi, 2008).
- ο Καταστατικά προσομοιώματα με βάση τη θείωση χρονικά εξελισσόμενης-μεταβαλλόμενης επιφάνειας διαρροής (non stationary flow surface). Προσομοίωμα Dragon-Mroz (Dragon & Mroz, 1979), προσομοίωμα Nova (Nova, 1982).
- ο Λοιπά καταστατικά προσομοιώματα. Προσομοίωμα Kaliakin-Dafalias (Kaliakin & Dafalias, 1990a, 1990b), προσομοίωμα των Adachi et al. (1987).

Τέλος, αναφέρονται οι πρόσφατες εργασίες των Weng et al. (2010), στην οποία προτείνεται ένα ερπυστικό προσομοίωμα για ψαμμίτες, των Karaoulanis & Chatzigogos (2011), στην οποία προτείνεται ερπυστικό προσομοίωμα για μαλακούς βράχους, το οποίο ενσωματώνεται σε κώδικα πεπερασμένων στοιχείων σε συνδυασμό με το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown και των Oka et al. (2011), οι οποίοι παρουσιάζουν ένα ερπυστικό προσομοίωμα για ιζηματογενή πετρώματα.

2.4.6 Προσδιορισμός ερπυστικών παραμέτρων γεωυλικού

Βασικό σημείο για την περιγραφή της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς των γεωυλικών είναι η επιλογή του ερπυστικού προσομοιώματος, το οποίο πρέπει να ταιριάζει στα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του γεωυλικού, στο επίπεδο της έντασης που αναμένεται να αναπτυχθεί λόγω της κατασκευής του υπό μελέτη τεχνικού έργου και το χρονικό διάστημα μελέτης. Κατόπιν, οι παράμετροι του συγκεκριμένου προσομοιώματος υπολογίζονται μέσω εργαστηριακών δοκιμών, επί τόπου δοκιμών και ανάστροφων αναλύσεων με βάση δεδομένα από την κατασκευή ενός τεχνικού έργου.

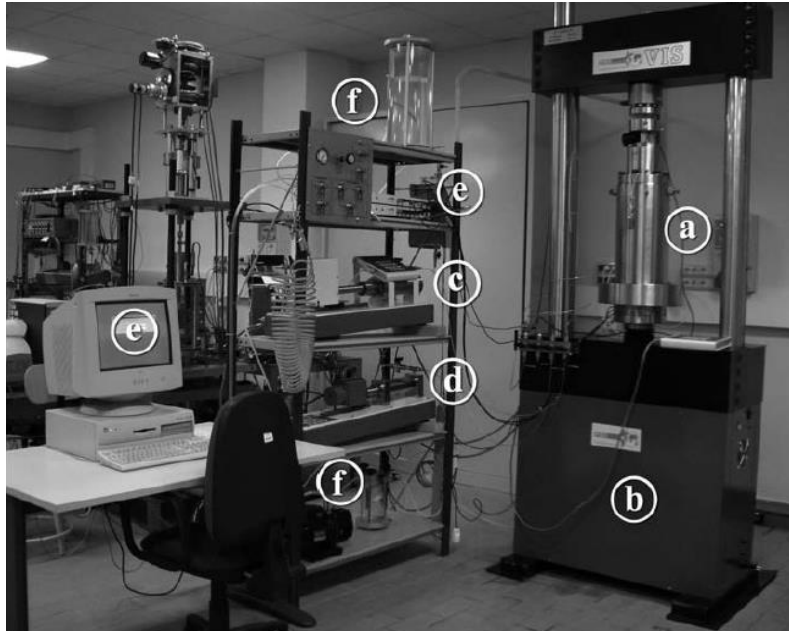
2.4.6.1 Εκτίμηση ερπυστικών παραμέτρων γεωυλικού μέσω εργαστηριακών δοκιμών

Κάθε ερπυστικό προσομοίωμα βαθμονομείται είτε με αναλυτική είτε με στατιστική (παλινδρόμηση) επεξεργασία των αποτελεσμάτων των πειραματικών δοκιμών. Με βάση τους Singh-Mitchell (1968) για την εκτίμηση των παραμέτρων του προσομοιώματος που προτείνουν είναι αναγκαία η εκτέλεση δύο δοκιμών ερπυσμού για διαφορετικό επίπεδο επιβαλλόμενης έντασης. Θεωρώντας ότι ο συντελεστής m είναι ανεξάρτητος από το επίπεδο της επιβαλλόμενης έντασης η τιμή του υπολογίζεται από την κλίση του διαγράμματος. Στη συνέχεια, με βάση την τιμή του ρυθμού αύξησης της ερπυστικής παραμόρφωσης για συγκεκριμένη χρονική στιγμή από τα δύο πειράματα δημιουργείται ένα σύστημα εξισώσεων από την επίλυση του οποίου προκύπτουν οι τιμές των υπολοίπων σταθερών A και a .

Επισημαίνεται ότι για την ποσοτικοποίηση των ερπυστικών παραμέτρων των βραχομαζών είναι απαραίτητο η εκτέλεση των πειραμάτων να γίνεται σε δοκίμια βραχομαζας και όχι άρρηκτου βράχου,

διότι δεν υπάρχουν μεθοδολογίες σύνδεσης των ιξωδοελαστικών παραμέτρων της βραχόμαζας με τις αντίστοιχες του άρρηκτου βράχου, όπως συμβαίνει με τις παραμέτρους αντοχής και παραμορφωσιμότητας.

Συνήθως, κατά την εκπόνηση της μελέτης μίας σήραγγας δεν εκτελούνται πειράματα ερπυσμού, εξαιτίας της μεγάλης χρονικής διάρκειάς τους, το μεγάλο κόστος τους και τον εξειδικευμένο εξοπλισμό που απαιτούν.



Σχήμα 2.28 Τριαξονική συσκευή υψηλής πίεσης (α. Κυψέλη τριαξονικής συσκευής, β. Πλαίσιο φόρτισης, γ. Υδραυλικό σύστημα ελέγχου πίεσης κυψέλης, δ. Υδραυλικό σύστημα ελέγχου αντιπίεσης, ε. Σύστημα ελέγχου δοκιμής και καταγραφής δεδομένων, φ. Δεξαμενή απαερωμένου νερού (Από: Debernardi, 2008).

2.4.6.2 Εκτίμηση ερπυστικών παραμέτρων γεωυλικού μέσω επί τόπου δοκιμών

Οι ερπυστικές παράμετροι των εδαφικών υλικών μπορούν να εκτιμηθούν μέσω επί τόπου δοκιμής πρεσσιομέτρου, ενώ των βραχωδών υλικών μέσω της επί τόπου δοκιμής ντιλατομέτρου. Το βασικό πλεονέκτημα των επί τόπου δοκιμών είναι ότι η εκτέλεσή τους αναφέρεται στη φυσική κατάσταση του γεωυλικού. Επομένως, οι παράμετροι που προκύπτουν προσεγγίζουν καλύτερα την πραγματικότητα σε σχέση με τις εργαστηριακές δοκιμές, όπου μεσολαβεί η διαδικασία δειγματοληψία - μεταφορά - διαμόρφωση δείγματος (Κούκης & Σαμπατακάκης, 2002).

Οι Chin & Rogers (1987) πραγματοποίησαν μία σειρά δοκιμών μεγάλης κλίμακας για την εκτίμηση των παραμέτρων ερπυσμού ασβεστολίθων, αργιλικών σχιστολίθων και τόφφων στο πλαίσιο του σχεδιασμού δύο υδροηλεκτρικών έργων. Οι δοκιμές εκτελέστηκαν σε φρέατα διαμέτρου 137cm, στο εσωτερικό των οποίων ασκήθηκε υδροστατική πίεση με αποτέλεσμα την παραμόρφωση της περιβάλλουσας βραχόμαζας. Η ερπυστική συμπεριφορά των βραχομαζών απεικονίστηκε γραφικά μέσω της μεταβολής της ακτίνας του φρέατος ως προς το χρόνο και τελικά μέσω παλινδρόμησης εκτιμήθηκαν οι βισκοελαστικές παράμετροι των υλικών για τρία διαφορετικά ερπυστικά προσομοιώματα.

2.4.6.3 Εκτίμηση ερπυστικών παραμέτρων γεωυλικού μέσω ανάστροφων αναλύσεων

Η διαδικασία των ανάστροφων αναλύσεων με βάση τα πραγματικά δεδομένα από την κατασκευή αποτελεί μία αξιόπιστη μέθοδο για την εκτίμηση ιδιοτήτων, άρα και των ερπυστικών παραμέτρων, του γεωυλικού. Ειδικά στην περίπτωση των σηράγγων, όπου οι αβεβαιότητες κατά τη φάση της μελέτης είναι μεγάλες, αποτελεί αναπόσπαστο κομμάτι της κατασκευής, καθώς βοηθάει στην αξιολόγηση της μελέτης και στη βελτιστοποίηση της διαδικασίας επιλογής διατομών υποστήριξης. Ως βασικά δεδομένα των ανάστροφων αναλύσεων στις σήραγγες λαμβάνονται οι μετρήσεις των συγκλίσεων, των καθιζήσεων στην επιφάνεια του εδάφους (μόνο για αβαθείς σήραγγες), των φορτίων στα αγκύρια και των πιέσεων στο κέλυφος της υποστήριξης. Ωστόσο, η εκτίμηση των ερπυστικών παραμέτρων του γεωυλικού μέσω ανάστροφων αναλύσεων αποτελεί μία ιδιαίτερα σύνθετη διαδικασία εξαιτίας του μεγάλου πλήθους των μεταβλητών που υπεισέρχονται στην ανάλυση (παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας, ερπυστικές παράμετροι, συντελεστής οριζοντίων τάσεων).

Στο Κεφάλαιο 6 παρουσιάζεται μία ολοκληρωμένη ανάστροφη ανάλυση για τη σήραγγα Ανθοχωρίου της Εγνατίας Οδού, στην οποία κατά τη διάνοιξη παρουσιάστηκαν χρονικά εξαρτημένα φαινόμενα. Με βάση τις μετρήσεις συγκλίσεων και την ακριβή προσομοίωση της αλληλουχίας των φάσεων κατασκευής προσδιορίζεται ένα αντιπροσωπευτικό εύρος για τις γεωτεχνικές και ερπυστικές παραμέτρους της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Ανάστροφες αναλύσεις μέσω αναλυτικών μεθόδων παρουσιάζονται στις εργασίες των Sulem et al. (1987), Xu & Huang (2004), Kontogianni et al. (2005), Sandrone et al. (2006) και Phienweij (2007), μέσω αριθμητικών μεθόδων στις εργασίες των Zhifa et al. (2001), Boidy et al. (2002), Fortsakis & Kavvadas (2009) και Nadimi et al. (2011) και με χρήση νευρωνικών δικτύων στην εργασία των Feng et al. (2006).

2.4.7 Ερπυσμός και σήραγγες

Συνήθως στο σχεδιασμό των σηράγγων δεν λαμβάνεται υπόψη το φαινόμενο του ερπυσμού του γεωυλικού, εξαιτίας της μικρής σχετικά πιθανότητας εμφάνισης, της απαίτησης εξειδικευμένων εργαστηριακών δοκιμών, της δυσκολίας στην ποσοτικοποίηση της ερπυστικής συμπεριφοράς του γεωυλικού, στην προσομοίωση στις αριθμητικές αναλύσεις. Γενικά, ανάπτυξη ερπυστικών παραμορφώσεων κατά τη διάνοιξη ή κατά την τεχνική διάρκεια ζωής των σηράγγων εμφανίζεται σε περιπτώσεις δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών όπου η διάνοιξη πραγματοποιείται εντός εδαφικών, εβαποριτικών, σχιστολιθικών ή ασθενών ιζηματογενών σχηματισμών. Στην περίπτωση των σηράγγων το φαινόμενο του ερπυσμού δεν εξελίσσεται ελεύθερα, καθώς η κατασκευή του κελύφους της άμεσης υποστήριξης και κατόπιν της τελικής επένδυσης δεν επιτρέπουν την πλήρη εκδήλωση των ερπυστικών παραμορφώσεων. Ο επιβαλλόμενος αυτός περιορισμός στην ανάπτυξη των δυναμικών μετακινήσεων λόγω του ερπυσμού έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των πιέσεων στο κέλυφος της σήραγγας.

Στην περίπτωση της μελέτης σηράγγων ο ερπυσμός του γεωυλικού, ανάλογα με το ρυθμό ανάπτυξης των ερπυστικών παραμορφώσεων μπορεί να χωριστεί στις εξής κατηγορίες (ο διαχωρισμός αυτό έχει νόημα μόνο σε συνδυασμό με τεχνικό έργο, το οποίο ορίζει τη χρονική κλίμακα):

- ο Βραχυπρόθεσμος ερπυσμός (Short-term creep). Στην περίπτωση που η εκδήλωση των ερπυστικών παραμορφώσεων είναι άμεση και επηρεάζει τη διαδικασία διάνοιξης της σήραγγας.

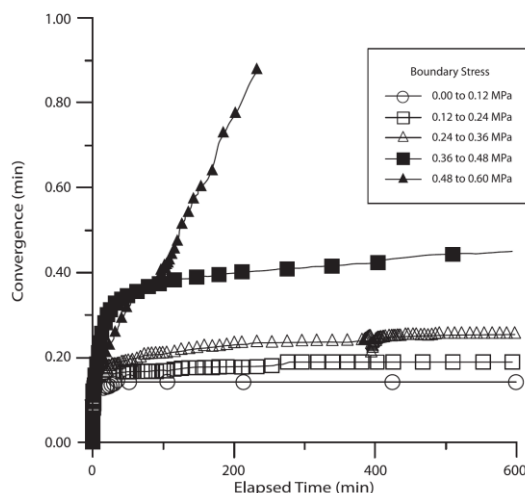
ο Μακροπρόθεσμος ερπυσμός (Long-term creep). Η εκδήλωση των ερπυστικών παραμορφώσεων γίνεται με αργό ρυθμό, δεν επηρεάζει τη διαδικασία της διάνοιξης, αλλά προσαυξάνει τα επιβαλλόμενα φορτία στην τελική επένδυση της σήραγγας κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου.

Η μελέτη σηράγγων λαμβάνοντας υπόψη τη χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά του περιβάλλοντος γεωυλικού είναι ένα πρόβλημα το οποίο έχει απασχολήσει πλήθος ερευνητών. Ενδεικτικά αναφέρονται οι εργασίες των Lo & Yuen (1981), Fritz (1984), Ladayni & Gill (1984), Cristescu et al. (1987), Sulem et al. (1987), Cristescu (1988), Cristescu (1989), Cristescu & Duda (1989), Goodman (1989), Pan & Dong (1991a, 1991b), Ladayni (1993), Phienwej (2007), Fahimifar et al. (2010), Nomikos et al. (2011) στις οποίες προτείνεται αναλυτική λύση του προβλήματος, καθώς και των Ghaboussi & Gioda (1977), Sakurai (1978), Cividini et al. (1991), De Moor & Taylor (1991), Malan (2002), Sterpi & Gioda (2009) και Athanasopoulos et al. (2011) στις οποίες το πρόβλημα προσεγγίζεται με αριθμητικές μεθόδους.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η διδακτορική διατριβή του Yu (1998) στο πλαίσιο της οποίας εκτελέστηκαν πειράματα μεγάλης κλίμακας, προσομοιώνοντας την επίδραση της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς του γεωυλικού σε σήραγγα που βρίσκεται σε διαξονικό εντατικό πεδίο (Σχήμα 2.29). Αντίστοιχη μελέτη είχαν πραγματοποιήσει και δημοσιεύσει σε μία σειρά από άρθρα οι Kaiser & Morgestern (1981a, 1981b, 1982).



(a)



(b)

Σχήμα 2.29 Πείραμα μεγάλης κλίμακας (Yu, 1998) για τη μελέτη της επίδρασης της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς του γεωυλικού σε σήραγγα που βρίσκεται σε διαξονικό εντατικό πεδίο (a) Πειραματική διάταξη (b) Αποτελέσματα πειραματικής δοκιμής: Μεταβολή συγκλίσεων ως προς το χρόνο.

2.5 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

Στο συγκεκριμένο εδάφιο παρουσιάζονται συνοπτικά ορισμένα στοιχεία από τη μηχανική των σηράγγων, τα οποία χρησιμοποιούνται στην εκπόνηση της παρούσας διδακτορικής διατριβής.

2.5.1 Προσομοίωση διαμήκους κατανομής συγκλίσεων

Όπως είναι γνωστό η διάνοιξη μίας σήραγγας προκαλεί ανακατανομή των τάσεων, τόσο στην περιοχή που έχει ήδη διανοιχθεί (και υποστηριχτεί), αλλά και στην περιοχή μπροστά από το μέτωπο. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την εκδήλωση μετακινήσεων στο γεωυλικό στο μη διανοιχθέν τμήμα της σήραγγας

(προσυγκλίσεις), με αποτέλεσμα τη μείωση της πιέσεων που καλείται να παραλάβει η άμεση υποστήριξη και κατ' επέκταση η τελική επένδυση. Για τη μελέτη μία σήραγγας μέσω διδιάστατων αναλυτικών ή αριθμητικών επιλύσεων είναι αναγκαία η εκτίμηση των συγκλίσεων που έχουν πραγματοποιηθεί στην υπό μελέτη διατομή πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης. Για το σκοπό αυτό έχουν προταθεί σχέσεις για την εκτίμηση των προσυγκλίσεων, από πλήθος ερευνητών, μέσω εμπειρικών, αναλυτικών και αριθμητικών μεθόδων. Ενδεικτικά αναφέρονται οι ακόλουθες:

2.5.1.1 Μέθοδος Panet (Panet, 1995)

$$\frac{u_R}{u_{R\infty}} = 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x}{R} \right)} \right]^2 \quad \text{για πλήρως ελαστική συμπεριφορά γεωυλικού} \quad (2-77)$$

$$\frac{u_R}{u_{R\infty,p}} = 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x}{R} \right) \xi} \right]^2 \quad \text{για ελαστοπλαστική συμπεριφορά γεωυλικού} \quad (2-78)$$

$$\frac{u_{R,p}}{u_{R\infty,e}} = \frac{1}{\xi} \quad (2-79)$$

όπου:

u_R : Ακτινική σύγκλιση στην περιφέρεια της εκσκαφής

$u_{R\infty}$: Τελική ακτινική σύγκλιση στην περιφέρεια της εκσκαφής, όταν έχει ολοκληρωθεί η αποτόνωση και το μέτωπο έχει απομακρυνθεί επαρκώς

x : Απόσταση από το μέτωπο διάνοιξης

R : Ακτίνα σε περίπτωση κυκλικής διατομής ή ισοδύναμη ακτίνα σε περίπτωση μη κυκλικής διατομής

$u_{R\infty,e}$: Τελική ακτινική σύγκλιση στην περιφέρεια της εκσκαφής, όταν έχει ολοκληρωθεί η αποτόνωση στην περίπτωση που το γεωυλικό παραμένει ελαστικό

2.5.1.2 Μέθοδος Chern (Chern et al., 1998)

$$\frac{u_R}{u_{R\infty}} = \left[1 + \exp \left(0.91 \frac{x}{R} \right) \right]^{-1.7} \quad (2-80)$$

όπου:

u_R : Ακτινική σύγκλιση στην περιφέρεια της εκσκαφής

$u_{R\infty}$: Τελική ακτινική σύγκλιση στην περιφέρεια της εκσκαφής, όταν έχει ολοκληρωθεί η αποτόνωση και το μέτωπο έχει απομακρυνθεί επαρκώς

x : Απόσταση από το μέτωπο διάνοιξης

R : Ακτίνα σε περίπτωση κυκλικής διατομής ή ισοδύναμη ακτίνα σε περίπτωση μη κυκλικής διατομής

2.5.1.3 Μέθοδος Vlachopoulos & Diederichs (Vlachopoulos & Diederichs, 2009)

$$u^*(X) = \frac{u}{u_{\max}} = u_0^* e^{X^*}, \text{ για το διανοιχθέν τμήμα} \quad (2-81)$$

$$u^*(X) = \frac{u}{u_{\max}} = 1 - (1 - u_0^*) e^{\frac{-3X^*}{2R^*}}, \text{ για το μη διανοιχθέν τμήμα} \quad (2-82)$$

$$u_0^* = \frac{u_0}{u_{\max}} = \frac{1}{3} e^{-0.15R^*} \quad (2-83)$$

$$X^* = \frac{X}{R_T} \quad (2-84)$$

$$R^* = \frac{R_p}{R_T} \quad (2-85)$$

όπου:

u : Ακτινική σύγκλιση στην περιφέρεια της εκσκαφής

u_{\max} : Τελική ακτινική σύγκλιση στην περιφέρεια της εκσκαφής, όταν έχει ολοκληρωθεί η αποτόνωση και το μέτωπο έχει απομακρυνθεί επαρκώς

u_0 : Ακτινική σύγκλιση στην περιφέρεια της εκσκαφής στη διατομή του μετώπου ($X=0$)

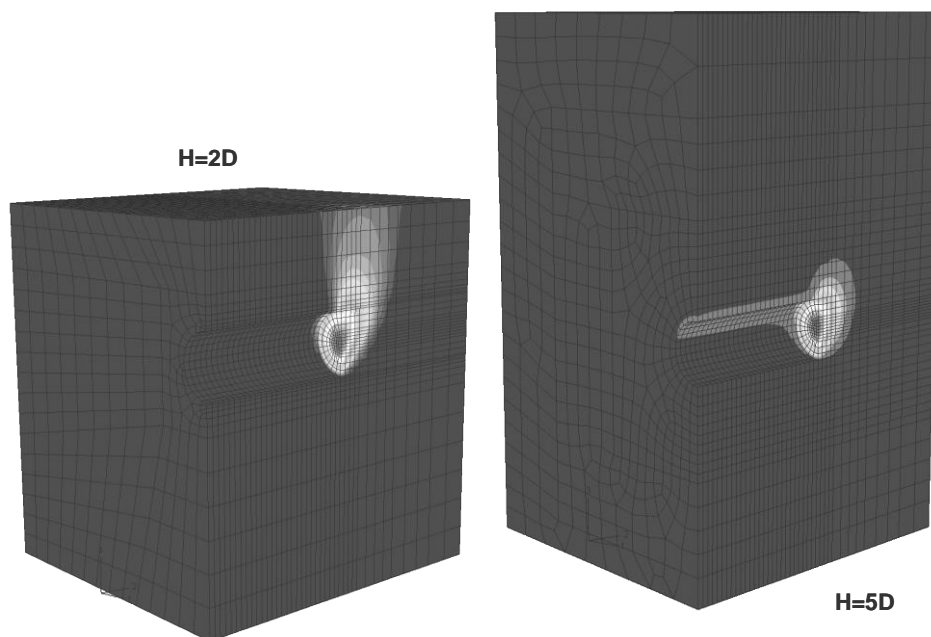
X : Απόσταση από το μέτωπο διάνοιξης

R_T : Ακτίνα σε περίπτωση κυκλικής διατομής ή ισοδύναμη ακτίνα σε περίπτωση μη κυκλικής διατομής

R_p : Ακτίνα πλαστικής ζώνης κατά την ολοκλήρωση της διάνοιξης

2.5.2 Ευστάθεια μετώπου

Εκτός από την πρόδρομη εκδήλωση συγκλίσεων στο τμήμα του γεωυλικού που δεν έχει εκσκαφεί, η διαδικασία της εκσκαφής και η απομάκρυνση του γεωυλικού, οδηγεί στη μεταβολή των συνθηκών ευστάθειας στην περιοχή του μετώπου διάνοιξης. Με βάση τον Lunardi (2000) η ευστάθεια της σήραγγας ελέγχεται κυρίως από την εντατική κατάσταση και την ευστάθεια του πυρήνα προώθησης της σήραγγας. Για τον έλεγχο ευστάθειας του μετώπου διάνοιξης έχουν προταθεί πλήθος αναλυτικών και αριθμητικών προσεγγίσεων. Ενδεικτικά αναφέρονται οι εργασίες των Anagnostou & Kovari (1994, 1996), στις οποίες προτείνουν αναλυτικές λύσεις με ευρεία εφαρμογή στην πράξη, η εργασία του Peila (1994), η διδακτορική διατριβή του Σπυρόπουλου (2007), η εργασία των Kanvadas et al. (2009), στην οποία ποσοτικοποιούνται μέσω αριθμητικών αναλύσεων οι συνθήκες που καθορίζουν την ευστάθεια του μετώπου αβαθών σηράγγων και η εργασία των Φορτσάκης et al. (2010b), στην οποία σχολιάζεται η επίδραση του βραχυχρόνιου ερπυσμού στις συνθήκες ευστάθειας του μετώπου.



Σχήμα 2.30 Κατανομές συνολικών μετατοπίσεων για την περίπτωση μη ευσταθούς μετώπου, ενδεικτικές για το μηχανισμό αστοχίας (Kanvadas et al., 2009).

3

ΠΕΡΙ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

Ως τελική επένδυση σήραγγας ορίζεται το δομικό σύστημα, το οποίο ικανοποιεί τις απαιτήσεις επιτελεσματικότητας για την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου (Μπακογιάννης, 2004). Πιο συγκεκριμένα, σκοπός της τελικής επένδυσης στις σήραγγες είναι η ανάληψη των φορτίσεων που αναμένεται να προκύψουν στην τεχνική διάρκεια ζωής του έργου, η επίτευξη αποδεκτού επιπέδου ασφάλειας και η ικανοποίηση των απαιτήσεων λειτουργικότητας (στεγάνωση, αποστράγγιση, πυραντίσταση - πυρασφάλεια) και αισθητικής. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι με βάση τις ΟΜΟΕ - Τεύχος Σηράγγων, η τεχνική διάρκεια ζωής μίας σήραγγας είναι 100 έτη.

Τα γενικά κριτήρια σχεδιασμού της τελικής επένδυσης εξαρτώνται άμεσα από τη χρήση της σήραγγας (οδική, σιδηροδρομική, υδραυλική, μεταλλευτική) και τη μέθοδο διάνοιξης. Η χρήση της σήραγγας καθορίζει τα κριτήρια λειτουργικότητας, όπως είναι το αίσθημα ασφάλειας των οδηγών σε οδικές σήραγγες, η ομαλότητα της επιφάνειας και οι απαιτήσεις στεγανότητας σε υδραυλικές σήραγγες. Η μέθοδος διάνοιξης καθορίζει το χρονοισμό της κατασκευής της τελικής επένδυσης και κατά συνέπεια τα γενικά κριτήρια σχεδιασμού. Στη συμβατική μέθοδο διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων με τη διάνοιξη, τοποθετούνται τα μέτρα άμεσης υποστήριξης, τα οποία περιλαμβάνουν, κυρίως, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αγκύρια βράχου και μεταλλικά πλαίσια, σε διάφορους συνδυασμούς, ενώ έπεται η κατασκευή της τελικής επένδυσης της σήραγγας με την οποία διαμορφώνεται η διατομή λειτουργίας. Η άμεση υποστήριξη στοχεύει στην αποφυγή ή στον περιορισμό εκδήλωσης αστοχιών και στην προστασία του προσωπικού και των μηχανημάτων κατά τη διάρκεια των εργασιών διάνοιξης, ενώ παράλληλα περιγράφει τη θέση κατασκευής της τελικής επένδυσης. Επομένως, η τελική επένδυση κατασκευάζεται εσωτερικά ενός συστήματος που ισορροπεί και καλείται να λειτουργήσει μακροχρόνια εξασφαλίζοντας τις απαιτήσεις επιτελεσματικότητας. Αντίθετα, στη μηχανοποιημένη διάνοιξη σηράγγων και ειδικά στη διάνοιξη με μηχανήματα ολομέτωπης κοπής (π.χ. TBM) η τοποθέτηση της τελικής επένδυσης, συνήθως υπό τη μορφή προκατασκευασμένων στοιχείων, γίνεται αμέσως μετά την εκσκαφή. Άρα η τελική επένδυση σχεδιάζεται επιπροσθέτως έναντι των μηχανισμών αστοχίας που είναι πιθανό να δημιουργηθούν κατά την εκσκαφή (ανάπτυξη συγκλίσεων, κατάπτωση σφηνών, καταρροή γεωυλικού κ.τ.λ.).

Συστάσεις και οδηγίες για τον τρόπο μελέτης και κατασκευής της τελικής επένδυσης σηράγγων έχουν παρουσιαστεί στον ελληνικό χώρο από τους Θεοδοσίου et al. (2001), Σοφιανός & Καπένης (2002), Σοφιανός & Καπένης (2003), Μπακογιάννης (2004), Καββαδάς (2004) και Κόλιας (2004), καθώς και

στο πλαίσιο των Οδηγιών Μελέτης Οδικών Έργων (Ο.Μ.Ο.Ε.) - Τεύχος Σηράγγων και των Οδηγιών Σύνταξης Μελέτης Εγνατίας Οδού (Ο.Σ.Μ.Ε.Ο.).

3.1 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΤΗ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ

Ο τρόπος και το υλικό κατασκευής της τελικής επένδυσης εξαρτώνται από τη χρήση της σήραγγας, τη μέθοδο διάνοιξης, τις γεωτεχνικές συνθήκες, καθώς και τη διαδικασία ελέγχου ποιότητας του έργου. Γενικά, η τελική επένδυση κατασκευάζεται από έγχυτο σκυρόδεμα: ωπλισμένο (Εικόνα 3.1), ινοπλισμένο ή άοπλο (Εικόνα 3.2), εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (Εικόνα 3.3): ωπλισμένο, ινοπλισμένο ή άοπλο, ενώ σε ειδικές περιπτώσεις η σήραγγα μπορεί να λειτουργεί ανεπένδυτη (Εικόνα 3.4).



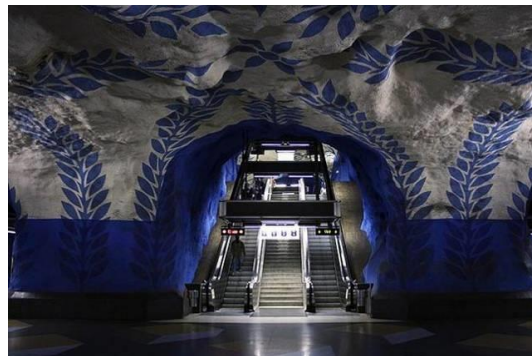
Εικόνα 3.1 Τελική επένδυση από ωπλισμένο σκυρόδεμα (Σήραγγα Τ2, Παράκαμψη Τεμπών).



Εικόνα 3.2 Τελική επένδυση από άοπλο σκυρόδεμα (Σήραγγα Αρτεμισίου, Αυτοκινητόδρομος Μορέας).



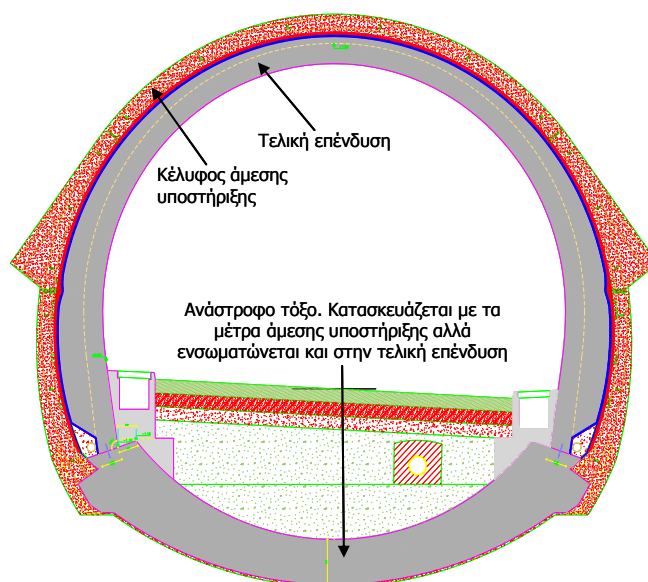
Εικόνα 3.3 Τελική επένδυση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (Σταθμός Μητροπολιτικού Σιδηρόδρομου Στοκχόλμης).



Εικόνα 3.4 «Τελική επένδυση από βραχώμαζα εξαιρετικής ποιότητας» (Zion National Park, Utah, USA).

Στη συνέχεια περιγράφεται αναλυτικά η διαδικασία κατασκευής και τα στοιχεία της τελικής επένδυσης με βάση τη συμβατική μέθοδο διάνοιξης και παρατίθενται συστάσεις και οδηγίες που ισχύουν στον ελληνικό χώρο.

Η κατασκευή ξεκινάει μετά το πέρας της διάνοιξης και της τοποθέτησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης σε ολόκληρο το μήκος της σήραγγας, για τη διευκόλυνση της αλληλουχίας των εργασιών. Επομένως, εύλογο είναι ότι η τελική επένδυση αμέσως μετά την κατασκευή της, εφόσον κατασκευάζεται στο εσωτερικό ενός συστήματος που ισορροπεί, είναι αφόρτιστη. Το διάστημα που μεσολαβεί αποτελεί, σε γεωυλικά με έντονη ερπυστική συμπεριφορά, όπως θα αναλυθεί εκτενώς σε επόμενο κεφάλαιο, κρίσιμο παράγοντα για το μέγεθος των φορτίσεων που θα παραλάβει η τελική επένδυση. Αξίζει, ωστόσο, να αναφερθεί ότι υπάρχουν περιπτώσεις σηράγγων που τμήμα της τελικής επένδυσης (συνήθως το δάπεδο) κατασκευάζεται συγχρόνως με την άμεση υποστήριξη. Αυτή η μέθοδος υιοθετείται σε περιπτώσεις σηράγγων που έχουν παρατηρηθεί αστοχίες λόγω εκτεταμένων συγκλίσεων, επομένως και μεγάλη αποδιοργάνωση της βραχώμαζας και έχει σκοπό τη δημιουργία άκαμπτων διατομών με μεγάλη φέρουσα ικανότητα (Σχήμα 3.1).



Σχήμα 3.1 Παράδειγμα μόνιμου αναστροφικού τόξου το οποίο κατασκευάζεται με τα μέτρα άμεσης υποστήριξης αλλά ενσωματώνεται και στην τελική επένδυση (Σήραγγα Ανθοχωρίου, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).

Στη συνέχεια τοποθετείται γεώφασμα για τη διοχέτευση των υπογείων υδάτων στα διαμήκη στραγγιστήρια και κατόπιν στεγανωτική μεμβράνη για την προστασία της τελικής επένδυσης. Τα διαμήκη στραγγιστήρια έχουν διάμετρο τουλάχιστον $\Phi 150$. Επίσης, κατασκευάζονται φρέατα επίσκεψης ανά 50-100m περίπου, έτσι ώστε να συντηρούνται και να καθαρίζονται για να μπορεί να διασφαλιστεί η λειτουργία τους κατά την τεχνική διάρκεια ζωής της σήραγγας. Η τοποθέτηση της στεγανωτικής μεμβράνης αποσκοπεί στην προστασία του οπλισμού από τα υπόγεια ύδατα και στην εξασφάλιση των απαιτήσεων λειτουργικότητας και ασφάλειας στο εσωτερικό της σήραγγας. Κατόπιν, κατασκευάζονται τα πέλδιλα σε περίπτωση ανοιχτής διατομής ή ο αναστροφικός πυθμένας σε περίπτωση κλειστής διατομής, με τις απαραίτητες αναμονές των οπλισμών. Επισημαίνεται ότι ακόμη και στην περίπτωση κατασκευής άοπλης τελικής επένδυσης, τα θεμέλια είναι πάντοτε οπλισμένα.



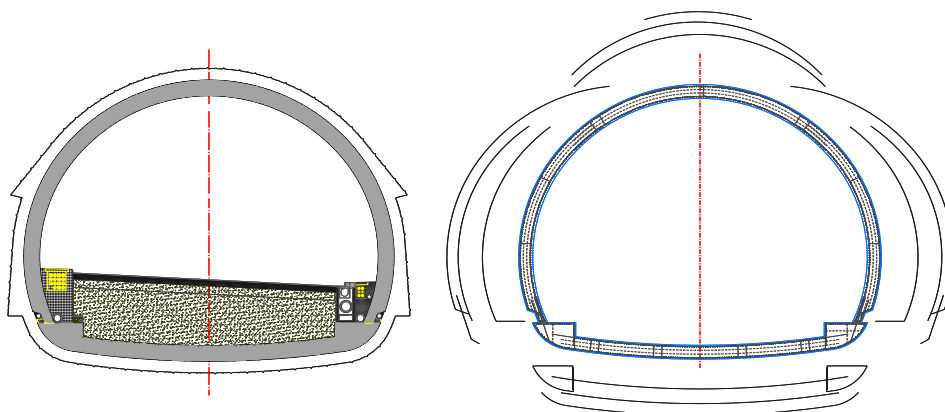
Εικόνα 3.5 Στεγανωτική μεμβράνη πριν την τοποθέτηση του οπλισμού. Διακρίνεται ο οπλισμός των πεδίων (Σήραγγα Σ13, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).



Εικόνα 3.6 Τοποθέτηση οπλισμού τελικής επένδυσης. Διακρίνεται το ήδη σκυροδετημένο ανάστροφο τόξο (Σήραγγα Σ13, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).

Στη συνέχεια τοποθετείται ο οπλισμός στο τόξο της διατομής και τέλος πραγματοποιείται η σκυροδέτηση με τη χρήση ειδικού μεταλλότυπου («χελώνα»), ο οποίος ορίζει το περιτύπωμα της διατομής. Η σκυροδέτηση γίνεται σε τμήματα μήκους 12.0 - 14.0m, ανάμεσα στα οποία προβλέπεται κατασκευαστικός αρμός ή αρμός διαστολής. Στους αρμούς διαστολής, οι οποίοι έχουν πάχος περίπου 2cm, διακόπτεται ο οπλισμός, με σκοπό τη δημιουργία σπονδυλωτής κατασκευής (Σοφιανός & Καπένης, 2002) για τη βελτίωση της συμπεριφορά έναντι σεισμικών φορτίσεων (π.χ. μετακινήσεις) και για τη μείωση των φορτίων καταναγκασμού (π.χ. μεταβολή θερμοκρασίας, συστολή ξήρανσης). Στις ΟΜΟΕ - Τεύχος Σηράγγων προβλέπεται ελάχιστο πάχος τελικής επένδυσης 30cm από σκυρόδεμα C20/25 με ανεκτή χαρακτηριστική τιμή εύρους ρωγμής 1mm (με πιθανότητα μη υπέρβασης 95%) και εξασφάλιση θλιβόμενης ζώνης 150mm, ενώ στις Ο.Σ.Μ.Ε.Ο. προβλέπεται ελάχιστο πάχος τελικής επένδυσης 30cm με ανεκτή χαρακτηριστική τιμή εύρους ρωγμής 0.3mm για ωπλισμένο σκυρόδεμα και 1mm για άοπλο σκυρόδεμα (με πιθανότητα μη υπέρβασης 95%).

Ανάλογα με τη θεώρηση του στατικού συστήματος του τόξου της τελικής επένδυσης μορφώνεται και ο κόμβος σύνδεσης με το σύστημα θεμελίωσης (πέδιλα ή ανάστροφος πυθμένας). Στην περίπτωση που θεωρηθεί πάκτωση με σκοπό τη μείωση των ροπών στην κλείδα προβλέπεται επαρκές μήκος μάτισης των οπλισμών με σκοπό τη μεταφορά ροπής, ενώ στην περίπτωση που θεωρείται ως άρθρωση τοποθετούνται οπλισμοί, οι οποίοι λειτουργούν ως βλήτρα εξασφαλίζοντας την παραλαβή της τέμνουσας.



Σχήμα 3.2 Ενδεικτικός ξυλότυπος και ενδεικτικός οπλισμός τελικής επένδυσης (Πηγή: ΟΔΟΤΕΧΝΙΚΗ Ε.Π.Ε.).



Εικόνα 3.7 Οπλισμός τελικής επένδυσης (Σήραγγα Σ13, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).



Εικόνα 3.8 Οπλισμός τελικής επένδυσης (Σήραγγα Σ13, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).



Εικόνα 3.9 Μεταλλότυπος για τη σκυροδέτηση τελικής επένδυσης, «χελώνα» (Σήραγγα Σ12, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).



Εικόνα 3.10 Μεταλλότυπος για τη σκυροδέτηση τελικής επένδυσης, «χελώνα» (Σήραγγα Σ13, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).



Εικόνα 3.11 Οπλισμός τελικής επένδυσης (Σήραγγα Σ13, Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος Β., 2007).



Εικόνα 3.12 Άποψη σήραγγας με άοπλη τελική επένδυση. Το μεταλλικό πλέγμα τοποθετείται έναντι ρωγμάτων και συστολής ξήρανσης, ενώ τα πέδιλα είναι οπλισμένα (Σήραγγα Νεοχωρίου).

3.2 ΦΟΡΤΙΑ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Τα φορτία της τελικής επένδυσης μπορούν να χωριστούν σε τέσσερις μεγάλες κατηγορίες ανάλογα με τη φύση τους και την πιθανότητα εμφάνισής τους: μόνιμα φορτία, μεταβλητά φορτία, τυχηματικά φορτία και σεισμικά φορτία. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται αναλυτικά τα φορτία που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση, καθώς και συστάσεις για τον τρόπο υπολογισμού τους.

3.2.1 Μόνιμα φορτία

3.2.1.1 Φορτία από το περιβάλλον γεωολικό

Τα φορτία που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση σηράγγων από το περιβάλλον γεωολικό χωρίζονται σε δύο κατηγορίες: τα άμεσα και τα έμμεσα. Ως άμεσα θεωρούνται τα φορτία που δημιουργούνται μετά την κατασκευή της τελικής επένδυσης και μοιράζονται στα μέτρα άμεσης υποστήριξης και στην τελική επένδυση σηράγγων ανάλογα με τη δυσκαμψία των στοιχείων, εφόσον δεν έχουν παρατηρηθεί φαινόμενα εκτεταμένων αστοχιών στη φάση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης. Ως έμμεσα θεωρούνται τα φορτία που αρχικά παραλαμβάνονται από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης και στη συνέχεια μεταβιβάζονται στην τελική επένδυση, εφόσον τα μέτρα άμεσης υποστήριξης απενεργοποιούνται μακροχρόνια. Αναλυτικά οι διατιθέμενες μέθοδοι για την εκτίμηση των φορτίων από το περιβάλλον γεωολικό παρουσιάζονται στην παράγραφο 3.4.

3.2.1.1.1 Άμεσα φορτία από το περιβάλλον γεωολικό

Η φόρτιση του συστήματος άμεση υποστήριξη - τελική επένδυση από το περιβάλλον γεωολικό, πέραν των φορτίων που αρχικά είχαν αναληφθεί από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης κατά τη διάνοιξη της σήραγγας, οφείλεται κυρίως σε χρονικά εξαρτημένα φαινόμενα, όπως είναι ο ερπυσμός, η διόγκωση και η στερεοποίηση του γεωολικού.

Το φαινόμενο του ερπυσμού έχει, ήδη, περιγραφεί αναλυτικά σε προηγούμενο κεφάλαιο και η ανάπτυξη των φορτίων στην τελική επένδυση λόγω του ερπυσμού μελετάται διεξοδικά στη συνέχεια. Ωστόσο, για λόγους πληρότητας του συγκεκριμένου εδάφιου αναφέρεται ότι η κατασκευή των μέτρων άμεσης υποστήριξης και της τελικής επένδυσης παρεμποδίζει την ελεύθερη εκδήλωση των ερπυστικών παραμορφώσεων, με αποτέλεσμα τη συνεχή και αυξανόμενη φόρτισή τους. Το μέγεθος των φορτίων λόγω ερπυσμού εξαρτάται από τα μηχανικά χαρακτηριστικά του γεωολικού, το ύψος υπερκειμένων, καθώς και το χρόνο κατασκευής της τελικής επένδυσης.

Το φαινόμενο της διόγκωσης παρουσιάζεται σε ορισμένους αργιλικούς εδαφικούς σχηματισμούς ή σε βραχώμαζες με μεγάλη περιεκτικότητα σε αργιλικά ορυκτά. Η εκσκαφή της σήραγγας προκαλεί μείωση της μέσης τάσης στην πλαστική ζώνη και ανάπτυξη αρνητικής πίεσης πόρων με αποτέλεσμα την απορρόφηση ποσότητας ύδατος από το γεωολικό και τη διόγκωσή του. Εφόσον η κατασκευή της τελικής επένδυσης δεν επιτρέπει την εξέλιξη του φαινομένου, παρατηρείται ανάπτυξη πιέσεων από το γεωολικό σε αυτή. Επίσης, φορτία λόγω διόγκωσης, με διαφορετικό, όμως, μηχανισμό αναπτύσσονται στην περίπτωση διάνοιξης σήραγγας εντός ανυδρίτη, ο οποίος με την επίδραση νερού μετατρέπεται σε γύψο με ταυτόχρονη αύξηση του όγκου του.

Τέλος, το φαινόμενο της στερεοποίησης παρουσιάζεται σε κορεσμένους αργιλικούς εδαφικούς σχηματισμούς, εξαιτίας της αδυναμίας άμεσης διαφυγής του νερού κατά την επιβολή φόρτισης. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία υπερπίεσεων αμέσως μετά την επιβολή της φόρτισης, οι οποίες εκτονώνονται σταδιακά, με ταυτόχρονη αύξηση των ενεργών τάσεων, άρα και των παραμορφώσεων του γεωολικού. Ομοίως με το φαινόμενο της διόγκωσης, εφόσον η κατασκευή της τελικής επένδυσης δεν επιτρέπει την εξέλιξη του φαινομένου, παρατηρείται ανάπτυξη πιέσεων από το γεωολικό σε αυτή. Φόρτιση της τελικής επένδυσης λόγω στερεοποίησης μπορεί να παρατηρηθεί είτε σε αβαθείς σήραγγες

εντός αργιλικών σχηματισμών στις οποίες δεν επιτρέπεται η στράγγιση λόγω μεταγενέστερων κατασκευών είτε σε σήραγγες εντός αργιλικών σχηματισμών στις οποίες επιτρέπεται η στράγγιση.

3.2.1.1.2 Έμμεσα φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό

Όπως παρουσιάζεται στην παράγραφο 3.6, σε όλες τις μελέτες τελικής επένδυσης σηράγγων της Εγνατίας Οδού, αλλά και σχεδόν σε όλες τις μελέτες στον ελληνικό χώρο θεωρείται κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου πλήρης απαξίωση των μέτρων άμεσης υποστήριξης (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αγκύρια, μεταλλικά πλαίσια) και μεταφορά ολόκληρου του φορτίου αυτών στην τελική επένδυση. Η επιλογή αυτή οφείλεται στις μεγάλες αβεβαιότητες που υπάρχουν για τη συμπεριφορά των μέτρων άμεσης υποστήριξης μακροχρόνια, λόγω περιορισμένων δεδομένων και χαμηλής ποιότητας κατασκευής, καθώς και στο πλαίσιο κανονισμών και οδηγιών, το οποίο επιβάλλει υπέρ της ασφαλείας τη θεώρηση της πλήρους απαξίωσης όλης της διατομής άμεσης υποστήριξης. Ακόμη, όμως, και αν θεωρηθεί πλήρης απενεργοποίηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης το ποσοστό των φορτίων που μεταφέρεται στην τελική επένδυση εξαρτάται από τις παραδοχές σχεδιασμού, τα χαρακτηριστικά των υλικών, την ποιότητα κατασκευής και τις γεωτεχνικές συνθήκες. Η περιγραφή και η προσομοίωση του φαινομένου της μεταφοράς αναλύεται εκτενώς σε επόμενο κεφάλαιο. Στη συγκεκριμένη παράγραφο παρουσιάζονται με βάση τη βιβλιογραφία και τη μέχρι σήμερα πρακτική στις μελέτες σηράγγων στοιχεία για την ανθεκτικότητα των μέτρων άμεσης υποστήριξης, οδηγίες - προτάσεις για την υιοθέτηση τους ως μόνιμα έργα και τα προβλήματα που είναι πιθανό να παρουσιάσουν μακροπρόθεσμα.

Αρχικά, για όλα τα μέτρα άμεσης υποστήριξης, παρατηρείται επιφόρτιση της τελικής επένδυσης λόγω της διαφοράς των επιμέρους συντελεστών προσωρινού και μόνιμου έργου. Πιο συγκεκριμένα, ο σχεδιασμός των διατομών μέτρων άμεσης υποστήριξης γίνεται, συνήθως, με την εφαρμογή συντελεστών ασφαλείας προσωρινού έργου. Επομένως, για να ληφθούν τα μέτρα άμεσης υποστήριξης υπόψη στα μόνιμα έργα είναι απαραίτητο να γίνει θεώρηση συντελεστή ασφαλείας μόνιμου έργου, με αποτέλεσμα τη μείωση της αντοχής στο σχεδιασμό και τελικά τη μεταφορά φορτίου στην τελική επένδυση (Καββαδάς, 2004).

Αγκύρια

Η φόρτιση της τελικής επένδυσης από τα αγκύρια οφείλεται, κυρίως, στη μακροχρόνια διάβρωσή τους. Με βάση αριθμητικές αναλύσεις που παρουσιάζονται στη συνέχεια προκύπτει ότι σε περιπτώσεις γεωυλικών με έντονα ερπυστική συμπεριφορά παρατηρείται αποφόρτιση των αγκυρίων λόγω παγίωσης της κεφαλής τους στην τελική επένδυση, η οποία, όμως, είναι σχετικά μικρή. Συνήθως, στις μελέτες τελικής επένδυσης σηράγγων θεωρείται πλήρης απενεργοποίηση των αγκυρίων. Ωστόσο, στην περίπτωση της συναρμογής της σήραγγας Ευήνου - Μόρνου με το θάλαμο θυροφραγμάτων, στην οποία λόγω της προβληματικής κατασκευαστικής διαρρύθμισης για την τοποθέτηση του οπλισμού, υιοθετήθηκε η λύση άοπλης τελικής επένδυσης και μεγάλου πλήθους μόνιμων αυτοδιατηρούμενων αγκυρίων της εταιρείας ISCHEBECK (Μπακογιάννης, 2004).

Μεταλλικά πλαίσια

Όσον αφορά στα μεταλλικά πλαίσια (συνήθως HEB, Lattice Girder), παρατηρείται σταδιακή αποφόρτιση τους λόγω της ανεπαρκούς επικάλυψης και στην επικράτηση δυσμενών γεωτεχνικών

συνθηκών, όπως η διαβρωτική δράση του υπόγειου νερού σε όξινο περιβάλλον. Επιπλέον η συνήθης διαδικασία κατασκευής των μέτρων άμεσης υποστήριξης δεν εξασφαλίζει τις απαιτήσεις μόνιμης σύμμικτης κατασκευής, καθώς πολύ συχνά ο εγκιβωτισμός των πλαισίων δεν είναι ικανοποιητικός (ιδιαίτερα στην περίπτωση των ΗΕΒ), με αποτέλεσμα να μην εξασφαλίζεται η συνεργασία τους με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Ο Franzen (1992) σε έκθεση της ΙΤΑ επισημαίνει ότι έχει αρχίσει σε ορισμένες περιπτώσεις το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα να εφαρμόζεται σε μόνιμα έργα και μάλιστα πραγματοποιούνται εκτεταμένα πειράματα και επί τόπου δοκιμές στη Γερμανία και την Αυστρία για την αξιολόγηση της συμπεριφοράς του. Στην έκθεση "Report N° 005. Shotcrete for rock support. A summary report on state-of-the-art" του Working Group N°12: Sprayed Concrete Use της International Tunnelling Association (ITA, 2010) αναφέρεται ότι ήδη αρκετές χώρες (Βραζιλία, Τσεχία, Νορβηγία, Ρωσία, Λεσόθο, Σουηδία) έχουν υιοθετήσει το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για την κατασκευή μόνιμων έργων.

Οι Γιούτα - Μήτρα et al. (2010) αναφέρουν ότι η απαξίωση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος οφείλεται στη μειωμένη ανθεκτικότητα, η οποία καθορίζεται από τα υλικά, τη μεθοδολογία εφαρμογής και κατασκευής και το εντατικό - παραμορφωσιακό παρελθόν του, καθώς και στην έντονη ερπυστική συμπεριφορά, η οποία εξαρτάται από την υγρασία του περιβάλλοντος, τη σύσταση του σκυροδέματος, τις διαστάσεις του δομικού στοιχείου, την ωριμότητα του σκυροδέματος όταν η φόρτιση εφαρμόζεται για πρώτη φορά, από τη διάρκεια και το μέγεθος της φόρτισης.

Με βάση τον Μπακογιάννη (2004) το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μπορεί να λαμβάνεται υπόψη ως στοιχείο της τελικής επένδυσης εφόσον οι απαιτήσεις ανθεκτικότητας που αφορούν στη σύνθεση, στην παραγωγή και στην εφαρμογή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος (σε σχέση με τις συνθήκες έκθεσής του) ικανοποιούνται, εφαρμόζεται πρόγραμμα διασφάλισης ποιότητας, η κύρια λειτουργία του είναι αποφυγή απεμπλοκής τεμαχώδους βραχώμαζας, η σφράγιση του ορίου εκσκαφής και η προστασία του προσωπικού από τυχαίες πτώσεις τεμαχών, οι συνολικές παραμορφώσεις είναι μικρότερες από αυτές που αντιστοιχούν σε μία κρίσιμη τροπή 0.8% και οι επιβαλλόμενες τάσεις δεν υπερβαίνουν το 70% της αντοχής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Επίσης, στην ίδια εργασία αναφέρεται ότι τμήμα της φόρτισης της τελικής επένδυσης από το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα οφείλεται στην έντονη ερπυστική συμπεριφορά λόγω της ανάληψης μεγάλων φορτίων σε «νεαρή ηλικία» και του τρόπου παρασκευής του, καθώς εμπλουτίζεται με επιταχυντές πήξης. Ο ερπυσμός του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι περίπου δέκα φορές μεγαλύτερος από τον ερπυσμό του έγχυτου. Η φόρτιση της τελικής επένδυσης προέρχεται από τη διαφορά μεταξύ του ερπυσμού του έγχυτου σκυροδέματος της τελικής επένδυσης και του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Οι Lee et al. (2005) αναφέρουν ότι μόνο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα υψηλής ποιότητας - αντοχής μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως τελική επένδυση, όπου το όριο μεταξύ συμβατικού και υψηλής ποιότητας εκτοξευόμενου σκυροδέματος διαφοροποιείται ανάλογα με τη χώρα. Στα πειράματα που παρουσιάζονται μελετάται η αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μεταβάλλοντας τους επιταχυντές και τα πρόσμικτα του που χρησιμοποιούνται, με στόχο την επίτευξη αντοχής αντίστοιχης με την κατηγορίας σκυροδέματος C50. Οι Lee et al. (2006) παρουσιάζουν αποτελέσματα ανθεκτικότητας εκτοξευόμενου σκυροδέματος, τα οποία προέρχονται από πειράματα επιβολής θερμοκρασιακών μεταβολών, ταχείας ενανθράκωσης και επιταχυνόμενης διείσδυσης χλωριδίων.

Στην εργασία των Franzen et al. (2001) δημοσιεύονται τα αποτελέσματα των εργασιών του "Working Group on Shotcrete Use" της ΙΤΑ μέχρι το συγκεκριμένο χρονικό σημείο όσον αφορά στη χρησιμοποίηση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος εξ ολοκλήρου ή ως τμήμα της τελικής επένδυσης. Στη συνέχεια, παρουσιάζεται μία σύνοψη της συγκεκριμένης εργασίας.

Αρχικά οι Franzen et al. (2001) επισημαίνουν τη μεγάλη σημασία στο υπό μελέτη πρόβλημα της ανθεκτικότητας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και τονίζουν τη μεγάλη έλλειψη στοιχείων που υπάρχει στο συγκεκριμένο πεδίο, καθώς τόσο τα πειραματικά δεδομένα όσο και τα δεδομένα από πραγματικές κατασκευές αφορούν σε διαστήματα κατά πολύ μικρότερα από την τεχνική διάρκεια ζωής ενός έργου (50 έως 100 έτη). Επίσης, αναφέρεται ότι σημαντική δυσκολία αποτελεί η μεταβλητότητα των παραγόντων που επηρεάζουν την ανθεκτικότητα του σκυροδέματος, οι οποίοι είναι:

- ο Έκθεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε διαφορετικούς τύπους μείωσης της ποιότητας και της αντοχής του σκυροδέματος (μεταβολή θερμοκρασίας, υγρασία, δονήσεις κ.τ.λ.).
- ο Διάρκεια έκθεσης σε παράγοντες απομείωσης της αντοχής.
- ο Ισορροπία μεταξύ απαιτήσεων και σχεδιασμό.

Για τη συγκέντρωση, την επεξεργασία και την αξιολόγηση όλων των απαραίτητων πληροφοριών, οι οποίες μπορούν να οδηγήσουν σε ένα αντιπροσωπευτικό συμπέρασμα όσον αφορά στη μακροχρόνια λειτουργία του σκυροδέματος προτείνεται στη συγκεκριμένη εργασία η συμπλήρωση ενός μητρώου που αποτελείται από τρεις υποπίνακες, οι οποίοι περιλαμβάνουν πληροφορίες για τα εξής:

- ο **Πίνακας 1.** Γενικές πληροφορίες, περιβαλλοντικοί παράγοντες, επιβαλλόμενα μηχανικά φορτία, λοιπά φορτία, ρωγμάτωση και βλάβες.
- ο **Πίνακας 2.** Στοιχεία τεχνολογίας σκυροδέματος: Μέθοδος κατασκευής, σύσταση εκτοξευόμενου σκυροδέματος, μέθοδος συντήρησης κατά την ωρίμανση (curing).
- ο **Πίνακας 3.** Παρακολούθηση της κατασκευής και καταχώρηση δεδομένων για τις μηχανικές και φυσικές ιδιότητες του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ανά ορισμένα χρονικά διαστήματα.

Τέλος, παρατίθεται κατάλογος 151 περιπτώσεων σηράγγων από 11 χώρες (Αυστρία, Βέλγιο, Καναδάς, Τσεχία, Γερμανία, Ιαπωνία, Νορβηγία, Ελβετία, Σουηδία, Ηνωμένο Βασίλειο και Ηνωμένες Πολιτείες) στις οποίες το κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος θεωρήθηκε ως μόνιμο έργο. Τα στοιχεία αφορούν σε σήραγγες ή υπόγειους θαλάμους, με έτος κατασκευής από το 1956 έως το 1999. Στον κατάλογο αναφέρονται συνοπτικά στοιχεία των έργων, της υποστήριξης και του οπλισμού. Γενικά, παρατηρήθηκε όλο το φάσμα συμπεριφορών, από εξαιρετική κατάσταση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ακόμη και μετά από δεκαετίες έως σημαντικές βλάβες μετά από πολύ μικρό χρονικό διάστημα.

Γενικά, για όλα τα έργα πολιτικού μηχανικού ως μόνιμα ορίζονται τα φορτία που επιβάλλονται στο έργο σε όλη την τεχνική διάρκεια ζωής του. Με βάση τους σύγχρονους κανονισμούς φορτίσεων (π.χ. EN 1990, EN 1991) τα μόνιμα φορτία όταν έχουν δυσμενή επίδραση στο υπό μελέτη φαινόμενο λαμβάνονται στους υπολογισμούς με επιμέρους συντελεστή $\gamma_g > 1.00$ ($\gamma_g = 1.35$ για τους Ευρωκώδικες), ενώ με επιμέρους συντελεστή $\gamma_g = 1.00$, όταν έχουν ευμενή επίδραση. Τα φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό, αν και θεωρούνται μόνιμα, δεν ασκούνται συνεχώς στην τελική επένδυση. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, η τελική επένδυση κατασκευάζεται στο εσωτερικό ενός συστήματος, το οποίο ισορροπεί με αποτέλεσμα να παραμένει στο πρώτο διάστημα κατασκευής της αφόρτιστη. Τα

φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό εφαρμόζονται σταδιακά, λόγω της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς του γεωυλικού και της σταδιακής απενεργοποίησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης. Επομένως, σε συνδυασμούς φόρτισης, όπου τα φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό έχουν ευμενή δράση δεν πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, $\gamma_g=0.00$, καθώς είναι πιθανό να μην έχουν αναπτυχθεί ακόμη.

3.2.1.2 Ίδια βάρη

Στην κατηγορία αυτή συμπεριλαμβάνονται το ίδιο βάρος της διατομής, το βάρος της επίχωσης σε περίπτωση ανάστροφου πυθμένα και το ίδιο βάρος των μηχανολογικών εξοπλισμών.

3.2.1.3 Φορτία από υπέργειες ή υπόγειες κατασκευές σε αβαθείς σήραγγες

Φορτία από επιφανειακές ή υπόγειες κατασκευές που υφίστανται ή πρόκειται να πραγματοποιηθούν, εφόσον αυτά δεν έχουν συμπεριληφθεί έμμεσα στα φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό.

3.2.1.4 Υδροστατικές πιέσεις σε σήραγγες κάτω από Υ.Υ.Ο. δίχως διάταξη αποστράγγισης

Οι υδατικές πιέσεις θεωρούνται μόνιμο φορτίο, όταν η σήραγγα βρίσκεται κάτω από τη στάθμη του Υπόγειου Υδροφόρου Ορίζοντα (Υ.Υ.Ο) και δεν προβλέπεται σύστημα αποστράγγισης. Συνήθως η προσέγγιση αυτή υιοθετείται σε αστικές σήραγγες στις οποίες δεν είναι δυνατή η αποστράγγιση και κατ'επέκταση η ταπεινώση του Υ.Υ.Ο. εξαιτίας των καθιζήσεων που θα προκληθούν στις γειτονικές και υπέργειες κατασκευές και σε περιπτώσεις όπου η μεταβολή του Υ.Υ.Ο δεν επιτρέπεται λόγω περιβαλλοντικών περιορισμών. Στην περίπτωση αυτή οι υπολογισμοί πραγματοποιούνται με βάση τη μέγιστη αναμενόμενη στάθμη του Υ.Υ.Ο. μέσα στην τεχνική διάρκεια ζωής του έργου. Επισημαίνεται ότι η επαλληλία των υδροστατικών πιέσεων με τα φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό, στην περίπτωση που τα τελευταία εκτιμούνται με βάση εμπειρικές ή αναλυτικές σχέσεις, οδηγεί σε ιδιαίτερα συντηρητικά αποτελέσματα, καθώς δεν λαμβάνεται υπόψη η αρχή των ενεργών τάσεων. Ο τρόπος υπολογισμού των υδροστατικών πιέσεων στην περίπτωση που προβλέπεται κατασκευή στραγγιστηρίων αναλύεται στην παράγραφο 3.2.3.1.

3.2.2 Μεταβλητά φορτία

3.2.2.1 Φορτία οχημάτων ή συρμών

Στην περίπτωση διατομών τελικής επένδυσης με ανάστροφο πυθμένα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό φορτία οχημάτων στην περίπτωση οδικών σιδηρόδρομων και φορτία συρμών στην περίπτωση σιδηροδρομικών σιδηρόδρομων. Οι ΟΜΟΕ - Τεύχος Σιδηρόδρομων προτείνουν για οδικές σήραγγες την επιβολή φορτίου που αντιστοιχεί σε όχημα SLW60 ανά λωρίδα κυκλοφορίας. Επίσης, στις σιδηροδρομικές σήραγγες λόγω του μεγάλου εμβαδού της εγκάρσιας τομής του συρμού ως προς το εμβαδόν της διατομής της σήραγγας και της μεγάλης ταχύτητας κίνησης των συρμών, ιδιαίτερα σημαντικά μπορεί να είναι τα αεροδυναμικά φορτία που προκύπτουν από την ανάπτυξη υποπίεσεων πίσω από το συρμό (piston effect). Ενδιαφέροντα συμπεράσματα και αποτελέσματα από πειράματα μεγάλης κλίμακας για το συγκεκριμένο φαινόμενο παρουσιάζονται στην πρόσφατη εργασία των Liu et al. (2010).

3.2.2.2 Φορτία καταναγκασμού

Στη μελέτη τελικής επένδυσης σηράγγων, ως φορτία καταναγκασμού θεωρούνται η ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας, η διαφορά θερμοκρασίας μεταξύ εσωτερικής και εξωτερικής ίνας του φορέα και η συστολή ξήρανσης σκυροδέματος.

Η επίδραση της συστολής ξήρανσης λαμβάνεται υπόψη με βάση την παράγραφο 6.3.2.6 του ΕΚΩΣ 2000, ως ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας ΔT_{Cd} .

$$\Delta T_{Cd} = 0.50 \epsilon_{cs} / \alpha_T \quad (3-1)$$

όπου:

ϵ_{cs} : Συστολή ξήρανσης σκυροδέματος, η οποία εξαρτάται από τις περιβαλλοντικές συνθήκες, τη σχετική υγρασία και τη γεωμετρία της διατομής.

α_T : Συντελεστής θερμικής διαστολής με τιμή 10^{-5} .

Ομοίως, η ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας υπολογίζεται με βάση την παράγραφο 6.3.2.6 του ΕΚΩΣ 2000. Ο μειωτικός συντελεστής (2/3) χρησιμοποιείται, καθώς η τελική επένδυση σηράγγων είναι υπόγειο έργο.

$$\Delta T_{red} = \pm(2 / 3) \times 20 = \pm 13^\circ \quad (3-2)$$

Για την περίπτωση της διαφοράς θερμοκρασίας στις ΟΜΟΕ - Τεύχος Σηράγγων προτείνεται τιμή $\Delta T = \pm 7.5^\circ\text{C}$ των ακραίων ινών από τη μέση ίνα.

Στις Ο.Σ.Μ.Ε.Ο. επισημαίνεται ότι στην ανάλυση και διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η χρονική στιγμή αφαίδωσης με την αντίστοιχη θερμοκρασία σκυροδέματος, δεδομένου ότι είναι καθοριστικός παράγων στη διαμόρφωση του πλήθους, του εύρους και της μορφής των ρωγμών.

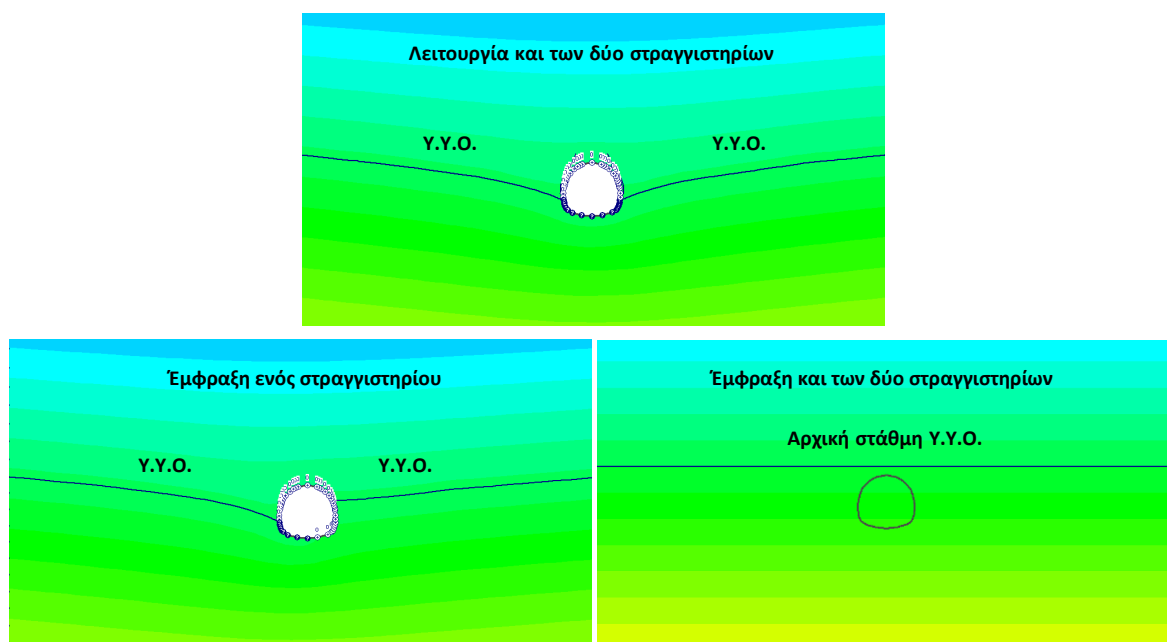
3.2.2.3 Εσωτερικές πιέσεις υδραυλικών σηράγγων

Στην ανάλυση υδραυλικών σηράγγων λαμβάνονται υπόψη εσωτερικές υδροστατικές και υδροδυναμικές φορτίσεις. Μία ιδιαιτερότητα των φορτίσεων αυτών σε σχέση με τις υπόλοιπες είναι η ύπαρξη φυσικού άνω ορίου στην τιμή που μπορούν να λάβουν, με αποτέλεσμα πολλές φορές η υιοθέτηση της συνηθισμένης πρακτικής των χαρακτηριστικών τιμών και τιμών σχεδιασμού να οδηγεί σε ιδιαίτερα συντηρητικά αποτελέσματα. Πιο συγκεκριμένα, η στέψη του φράγματος και η θέση του υπερχειλιστή ορίζουν την ανώτατη στάθμη του ταμιευτήρα, ανάλογες της οποίας είναι όλες οι υδραυλικές φορτίσεις. Ως εκ τούτου, ο πολλαπλασιασμός των χαρακτηριστικών τιμών των υδραυλικών φορτίσεων με τους συνήθεις επιμέρους συντελεστές οδηγεί σε τιμές σχεδιασμού, οι οποίες είναι φυσικά αδύνατον να αναπτυχθούν. Επομένως, στις περιπτώσεις αυτές πιθανώς να μπορούσε να εξεταστεί η υιοθέτηση μικρότερων επιμέρους συντελεστών, οι οποίοι αντιστοιχούν στην αβεβαιότητα του προσομοιώματος και της υπολογιστικής διαδικασίας.

3.2.3 Τυχηματικά φορτία

3.2.3.1 Υδροστατικές πιέσεις

Στις μη αστικές σήραγγες, όπου συνήθως είναι δυνατός ο τοπικός καταβιβασμός του Υ.Υ.Ο. (εκτός από περιπτώσεις αυστηρών περιβαλλοντικών διατάξεων στην ευρύτερη περιοχή) κατασκευάζονται διαμήκη στραγγιστήρια με σκοπό την απαλλαγή της τελικής επένδυσης από τις υδροστατικές πιέσεις. Τα διαμήκη στραγγιστήρια, όπως έχει ήδη αναφερθεί, κατασκευάζονται στη βάση της τελικής επένδυσης και διαθέτουν φρεάτια επίσκεψης ανά απόσταση της τάξης 50-100m. Ωστόσο, είναι πιθανόν εντός της τεχνικής διάρκειας ζωής του έργου να παρατηρηθεί αστοχία του συστήματος αποστράγγισης με αποτέλεσμα την ανύψωση της στάθμης του Υ.Υ.Ο. εξαιτίας: (α) έμφραξης των διαμηκών στραγγιστηρίων από τη συσσώρευση φερτών υλών, την εναπόθεση κρυσταλλικού υλικού και τη δράση βιολογικών παραγόντων και (β) έμφραξης της στραγγιστικής στρώσης ειδικά στην περίπτωση σημαντικών φορτίων από το περιβάλλον γεωυλικό. Επομένως, η συγκεκριμένη φόρτιση όσον αφορά στην πιθανότητα εμφάνισης μπορεί να χαρακτηριστεί τυχηματική. Με κριτήριο, όμως, τη διάρκεια επιβολής της φόρτισης, ο χαρακτηρισμός αυτής ως μόνιμη ή τυχηματική εξαρτάται από την προβλεπόμενη διαδικασία συντήρησης της σήραγγας. Εφόσον στο σχετικό εγχειρίδιο λειτουργίας και συντήρησης της σήραγγας προβλέπεται αντιμετώπιση όλων των πιθανών περιπτώσεων έμφραξης τότε η φόρτιση μπορεί να χαρακτηριστεί ως τυχηματική, διαφορετικά ως μόνιμη. Στην περίπτωση διάνοιξης αστικής σήραγγας κάτω από τη στάθμη του Υ.Υ.Ο. η υδροστατική φόρτιση "a priori" θεωρείται ως μόνιμο φορτίο.



Σχήμα 3.3 Μεταβολή της στάθμης του Υ.Υ.Ο. μετά από μεγάλο χρονικό διάστημα λόγω της έμφραξης ενός ή δύο στραγγιστηρίων αγνοώντας τη δυνατότητα κίνησης των υδάτων κατά τη διαμήκη διεύθυνση.

Στις ΟΜΟΕ - Τεύχος Σηράγγων προτείνεται η επιβολή ομοιόμορφα κατανεμημένης πίεσης κάθετα στο φορέα με τιμή $p=50\text{kPa}$. Ωστόσο, με βάση την παραπάνω περιγραφή του φαινομένου προκύπτει ότι είναι πρακτικά απίθανη η συμμετρική κατανομή των υδατικών πιέσεων και λαμβάνοντας υπόψη το γεγονός ότι ασύμμετρη φόρτιση είναι δυσμενής για το στατικό φορέα προτείνεται η εφαρμογή δύο διαφορετικών φορτίσεων: i) συμμετρική επιβολή υδατικών πιέσεων και ii) επιβολή πιέσεων μόνο από

τη μία πλευρά. Η τιμή των υδατικών πιέσεων πρέπει να καθορίζεται ανάλογα με τη στάθμη του Υ.Υ.Ο., την περατότητα των γεωυλικών και την κρίση του μηχανικού. Στο Σχήμα 3.3 παρουσιάζεται η μεταβολή της στάθμης του Υ.Υ.Ο. από την αρχική του στάθμη στην περίπτωση λειτουργίας ενός ή δύο στραγγιστηρίων. Σε κάθε περίπτωση βοηθητικά επιδρά η δυνατότητα κίνησης των υπογείων υδάτων κατά τη διεύθυνση του άξονα της σήραγγας προς σημεία που δεν έχει παρατηρηθεί έμφραξη.

Ομοίως με την παράγραφο 3.2.1.4 επισημαίνεται ότι η επαλληλία των υδροστατικών πιέσεων με τα φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό, στην περίπτωση που τα τελευταία εκτιμούνται με βάση εμπειρικές ή αναλυτικές σχέσεις, οδηγεί σε ιδιαίτερα συντηρητικά αποτελέσματα, καθώς δεν λαμβάνεται υπόψη η αρχή των ενεργών τάσεων.

3.2.3.2 Φορτίο πρόσκρουσης

Με βάση τις ΟΜΟΕ - Τεύχος Σηράγγων για την πρόσκρουση οχήματος προτείνεται η επιβολή κατανεμημένου φορτίου 60kPa σε πλάτος 1.50m και ύψος 1.50m πάνω από τη στάθμη του οδοστρώματος.

3.2.3.3 Φορτία έκρηξης

Για τη συγκεκριμένη φόρτιση είναι απαραίτητος ο καθορισμός των απαιτήσεων επιτελεσματικότητας, δηλαδή της αποδεκτής συμπεριφοράς του φορέα μετά την έκρηξη (π.χ. αποφυγή αλυσιδωτής κατάρρευσης), καθώς και του μεγέθους της αποδεκτής βλάβης. Με βάση τις ΟΜΟΕ - Τεύχος Σηράγγων η περίπτωση της έκρηξης λόγω διέλευσης οχήματος που μεταφέρει εκρηκτικές ύλες λαμβάνεται υπόψη με την εφαρμογή εσωτερικής πίεση 100kPa, μειούμενης στο μηδέν εντός ενός χιλιοστού του δευτερολέπτου.

3.2.3.4 Φορτία πυρκαγιάς

Μετά τα ατυχήματα που έλαβαν χώρα στις σήραγγες των Άλπεων, μεγάλη προσοχή έχει δοθεί στο σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς, οδηγώντας σε επιπλέον μέτρα ενεργητικής και παθητικής ασφάλειας για την προστασία των οδηγών και επιβατών των διερχόμενων οχημάτων. Ως ενεργά θεωρούνται η πυκνωση των σηράγγων διαφυγής, η πυκνωση των Σταθμών Έκτακτης Ανάγκης, η εγκατάσταση συστημάτων πυρανίχνευσης, η εγκατάσταση πυροσβεστικού δικτύου και οι αυξημένες απαιτήσεις στα συστήματα εξαερισμού. Ως παθητικό μέτρο λογίζεται ο σχεδιασμός της τελικής επένδυσης έναντι πυρκαγιάς, η διάρκεια και η ένταση της οποίας καθορίζεται από τον τύπο των διερχόμενων οχημάτων. Ομοίως με τα φορτία λόγω έκρηξης και στην περίπτωση της πυρκαγιάς είναι απαραίτητος ο καθορισμός των απαιτήσεων επιτελεσματικότητας, δηλαδή της αποδεκτής συμπεριφοράς του φορέα κατά τη διάρκεια και μετά την πυρκαγιά (π.χ. αποφυγή αλυσιδωτής κατάρρευσης), καθώς και του μεγέθους της αποδεκτής βλάβης. Η εκδήλωση πυρκαγιάς έχει ως αποτέλεσμα την απομείωση της αντοχής του σκυροδέματος και κυρίως τη μείωση της αντοχής του οπλισμού. Επομένως, στο σχεδιασμό απαιτείται ειδικός έλεγχος με απομειωμένες ιδιότητες του σκυροδέματος και του χάλυβα ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της πυρκαγιάς σχεδιασμού. Συνήθως για την εξασφάλιση της τελικής επένδυσης έναντι πυρκαγιάς επιλέγεται μεγάλο πάχος επικάλυψης με σκοπό την προστασία των οπλισμών και τη διατήρηση επαρκούς πάχους διατομής.

Με βάση τη «Μέθοδο ανάλυσης επικινδυνότητας οδικών σηράγγων χωρίς εμπλοκή οχημάτων που μεταφέρουν επικίνδυνα εμπορεύματα - Σεναριακή προσέγγιση» (Διοικητική Αρχή Σηράγγων, 2009) για την εξασφάλιση της δομοστατικής επάρκειας της τελικής επένδυσης της σήραγγας, μετά από έκθεση δύο ωρών σε πυρκαγιά πρέπει να ισχύουν τα ακόλουθα:

- ο Σε σήραγγες με επί τόπου έγχυτη από σκυρόδεμα επένδυση, η θερμοκρασία της επιφάνειας του σκυροδέματος δεν θα υπερβαίνει τους 380°C, ενώ η θερμοκρασία του οπλισμού τους 250°C (με επικάλυψη 25mm).
- ο Σε σήραγγες με επένδυση από προκατασκευασμένα στοιχεία σκυροδέματος θα αποκλείεται η απολέπιση (spalling).

Επιπροσθέτως στο πρότυπο "NFPA 502: Standard for Road Tunnels, Bridges, and Other Limited Access Highways" (National Fire Protection Association, 2011), καθώς και στην έκθεση του "Working Group 6: Repair and Maintenance of Underground Structures" της I.T.A. με τίτλο "I.T.A. Guidelines for Structural Fire Resistance of Road Tunnels" (Russel, 2004) παρουσιάζονται γενικές αρχές για το σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς, καθώς και προτάσεις για τις θερμοκρασίες σχεδιασμού ανάλογα με το υλικό κατασκευής. Τέλος, συστάσεις για τον ενεργητικό και παθητικό σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς αναφέρονται στην εργασία των Σαρηγιάννη et al. (2010), ενώ οι Σακκάς et al. (2010) παραθέτουν χρήσιμα στοιχεία για τις δυνατότητες αντιμετώπισης της πυρκαγιάς στο εσωτερικό των σηράγγων.

3.2.4 Σεισμικά φορτία

Η καταπόνηση των σηράγγων λόγω σεισμικών διεγέρσεων και αντιστοίχως οι επιβαλλόμενες φορτίσεις και οι απαιτούμενοι έλεγχοι χωρίζονται σε δύο βασικές κατηγορίες:

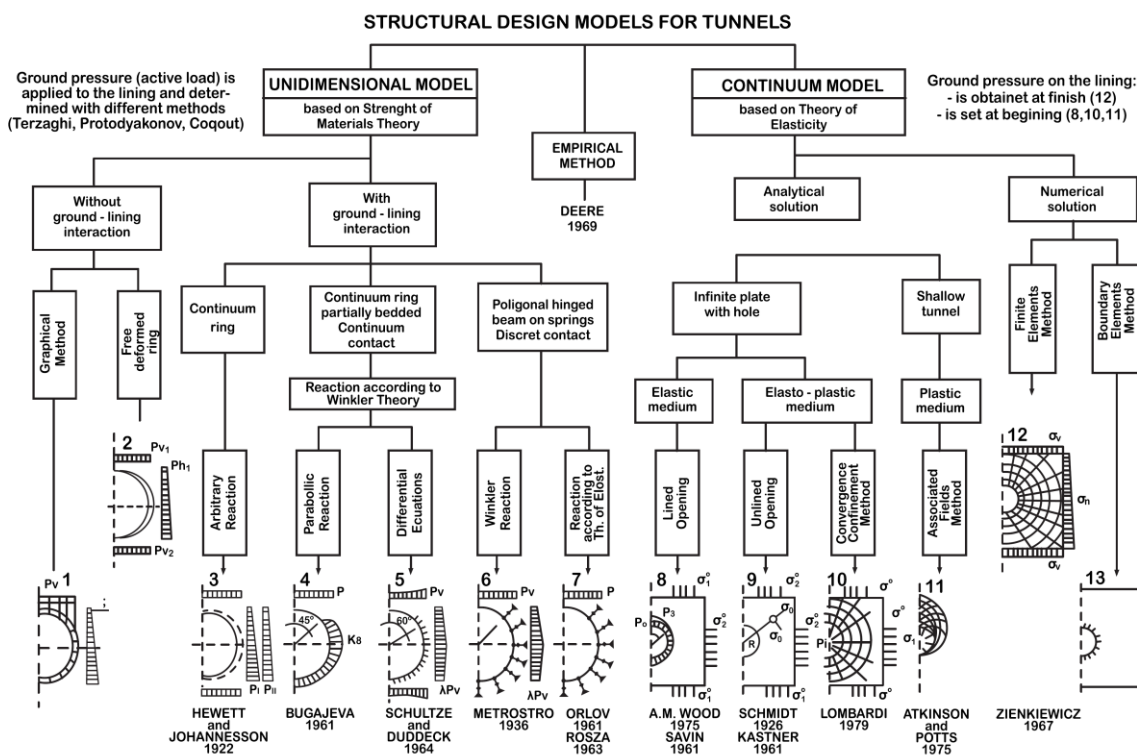
- 1) Εκδήλωση μόνιμων μετακινήσεων κατά το σεισμικό γεγονός.** Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται οι σήραγγες που διασχίζουν ενεργά ρήγματα και οι κλιτυοσήραγγες στις οποίες η σεισμική δράση είναι πιθανό να προκαλέσει κατολισθητικά φαινόμενα. Οι συνήθεις τρόποι αντιμετώπισης των ενεργών ρηγμάτων, είναι η αλλαγή της χάραξης της οδού, η μείωση του μήκους του υπογείου τμήματος εφόσον το ρήγμα εμφανίζεται στην περιοχή του στομίου (π.χ. σήραγγα Κνημίδας, ΠΑΘΕ, Αλεξανδρή et al., 2010), η κατασκευή αρμών έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η δυνατότητα μετακίνησης των τεμαχών δίχως σημαντικές βλάβες και τέλος η διάνοξη διατομής μεγαλύτερου εύρους, έτσι ώστε σε περίπτωση εκδήλωσης μετακινήσεων να είναι δυνατή η άμεση επιδιόρθωση.
- 2) Καταπόνηση της τελικής επένδυση λόγω της διάδοσης σεισμικών κυμάτων.** Ο τρόπος της καταπόνησης και αντίστοιχα του είδους του απαιτούμενου ελέγχου εξαρτώνται από τη σχετική δυσκαμψία σήραγγας και γεωυλικού. Η συνήθης περίπτωση είναι η σήραγγα να είναι πρακτικά πολύ εύκαμπτη σε σχέση με το περιβάλλον γεωυλικό με αποτέλεσμα να ακολουθεί την παραμόρφωσή του και για το σχεδιασμό να απαιτείται έλεγχος των επιβαλλόμενων παραμορφώσεων (Kuessel, 1969; Hashash et al., 2001). Στην περίπτωση που η σήραγγα είναι δύσκαμπτη σε σχέση με τον περιβάλλοντα σχηματισμό, τότε ανθίσταται στις επιβαλλόμενες παραμορφώσεις και απαιτείται έλεγχος επιβαλλόμενων φορτίων.
- 3) Καταπόνηση της τελικής επένδυσης λόγω ρευστοποίησης του περιβάλλοντος ή υπερκείμενου εδαφικού σχηματισμού.** Στην περίπτωση που η σήραγγα διανοίγεται εντός εδαφικού σχηματισμού ή κάτω από εδαφικό σχηματισμό (σε μικρή απόσταση), ο οποίος με

βάση τα κριτήρια κοκκομετρίας και αντοχής προκύπτει ότι μπορεί να ρευστοποιηθεί, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η φόρτιση στην τελική επένδυση λόγω της απότομης μείωσης της αντοχής και αύξησης της παραμορφωσιμότητας του εδάφους.

3.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Η τελική επένδυση σηράγγων αποτελεί συγχρόνως ένα έργο τόσο γεωτεχνικής φύσης, λόγω της προέλευσης των κυριότερων φορτίων από το περιβάλλον γεωλικό όσο και δομοστατικής φύσης, καθώς απαιτεί την ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός φορέα ωπλισμένου ή άοπλου σκυροδέματος για όλες τις φορτίσεις που παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο. Γενικές συστάσεις για την ανάλυση της τελικής επένδυσης δίνονται στις εκθέσεις της ITA (2000) και του U.S. Department of Transportation (2009). Οι δυνατότητες ανάλυσης της τελικής επένδυσης διαχωρίζονται με βάση τα ακόλουθα κριτήρια:

1) Μέθοδος επίλυσης: αναλυτική ή αριθμητική μέθοδος. Οι αναλυτικές μέθοδοι επίλυσης βασίζονται σε απλοποιητικές παραδοχές όσον αφορά στη γεωμετρία του φορέα, στη μορφή της φόρτισης και στις στηρίξεις του φορέα και προτείνουν σχέσεις κλειστής μορφής για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών. Ενδεικτικά αναφέρονται οι εργασίες των Bull (1944), Schultze & Duddeck (1964), Peck (1969), Muir Wood (1975), Einstein & Schwartz (1979) και De Waal et al. (1998). Επίσης, μία σύνοψη μεθόδων ανάλυσης παρατίθεται στις εργασίες του Iftimie (1994), η οποία παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.4 και των Duddeck & Erdmann (1985), οι οποίοι προχωρούν και σε ποσοτική σύγκριση των διαφορετικών προσεγγίσεων. Αντίθετα, οι αριθμητικές αναλύσεις είτε με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων είτε των πεπερασμένων διαφορών οδηγούν σε ακριβέστερη προσέγγιση του προβλήματος, καθώς επιτρέπουν την άμεση ή έμμεση προσομοίωση της αλληλεπίδρασης της τελικής επένδυσης με το περιβάλλον γεωλικό.



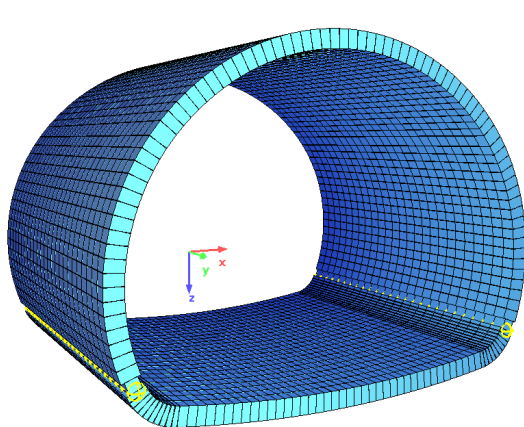
Σχήμα 3.4 Δεντροδιάγραμμα μεθόδων υπολογισμού φορτίων τελικής επένδυσης (Iftimie, 1994).

2) Αριθμητική ανάλυση με ή χωρίς προσομοίωση του περιβάλλοντος γεωυλικού. Στις αναλύσεις με προσομοίωση του περιβάλλοντος γεωυλικού η κατασκευή της τελικής επένδυσης ακολουθεί τη διαδικασία διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης, με αποτέλεσμα τα φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό να προκύπτουν ως αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης του συστήματος γεωυλικό - άμεση υποστήριξη - τελική επένδυση. Κρίσιμο σημείο στη συγκεκριμένη κατηγορία αναλύσεων είναι η επιλογή αντιπροσωπευτικών τιμών για τις παραμέτρους αντοχής και παραμορφωσιμότητας για το περιβάλλον γεωυλικό. Στα γεωτεχνικά προβλήματα σε αντίθεση με τα δομοστατικά, πραγματοποιούνται μη-γραμμικές αναλύσεις εξαιτίας των κριτηρίων αστοχίας που αντιστοιχούνται στα γεωυλικά. Επομένως, η υιοθέτηση των χαρακτηριστικών τιμών των παραμέτρων αντοχής στις αναλύσεις, όπως προτείνεται από τον Ευρωκώδικα 7 (EN 1997-1), έχει ως αποτέλεσμα την αλλοίωση των αποτελεσμάτων. Στις αναλύσεις δίχως προσομοίωση του γεωυλικού η αλληλεπίδραση του συστήματος γεωυλικό - τελική επένδυση, λαμβάνεται υπόψη έμμεσα, καθώς το γεωυλικό αντικαθιστάται από ένα σύστημα στηρίξεων (ελαστικές ή ελαστοπλαστικές) και φορτίων. Στις αναλύσεις αυτές, οι οποίες αποτελούν μέχρι και σήμερα τη συνήθη πρακτική στις μελέτες τελικής επένδυσης, υιοθετούνται ελαστικές σταθερές για τις στηρίξεις (βλ. §3.5) και οι τιμές του φορτίου από το περιβάλλον γεωυλικό εκτιμώνται με μία από τις μεθόδους που παρουσιάζονται στην επόμενη παράγραφο.

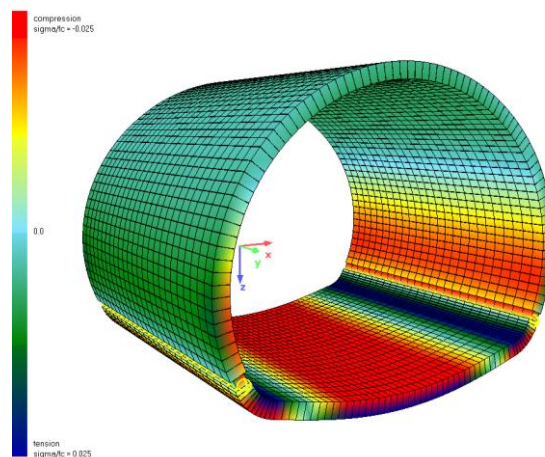
3) Είδος αριθμητικής ανάλυσης: διδιάστατη ή τριδιάστατη. Το είδος της αριθμητικής ανάλυσης είναι ανεξάρτητο από την προσομοίωση του περιβάλλοντος γεωυλικού. Οι τριδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις έχουν το πλεονέκτημα της πληρέστερης προσομοίωσης του φαινομένου, αλλά το μειονέκτημα του μεγαλύτερου υπολογιστικού φόρτου. Συνήθως στις τριδιάστατες αναλύσεις προσομοιώνεται ένα φάτνωμα της σήραγγας μήκους 12.0m έως 14.0m, μεταξύ δύο αρμών διαστολής, το οποίο είναι στατικά, αλλά όχι φορτικά, ανεξάρτητο από τα γειτονικά του. Ωστόσο, η συνήθης πρακτική μελέτη της τελικής επένδυση σήραγγων, λόγω του διαμήκους χαρακτήρα του έργου, είναι η ανάλυση σε δύο διαστάσεις, θεωρώντας συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης.

Βασικό μειονέκτημα των διδιάστατων αναλύσεων είναι η αδυναμία κατανομής της έντασης, ειδικά στην περίπτωση φορτίσεων που δεν εκτείνονται σε όλο το μήκος της σήραγγας, όπως είναι το φορτίο πρόσκρουσης, το φορτίο μηχανολογικού εξοπλισμού και το φορτίο έκρηξης. Στο Σχήμα 3.5 παρουσιάζεται ένα αριθμητικό προσομοίωμα τυπικής διατομής τελικής επένδυσης από τριδιάστατη αριθμητική ανάλυση με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, δίχως προσομοίωση του γεωυλικού και οι κατανομές των ορθών περιμετρικών τάσεων (hoop stresses) για ορισμένες φορτίσεις. Χαρακτηριστική είναι η μορφή της έντασης λόγω του φορτίου σύγκρουσης, το οποίο ασκείται μεν τοπικά αλλά η τριδιάστατη προσομοίωση επιτρέπει την κατανομή στο υπόλοιπο φορέα.

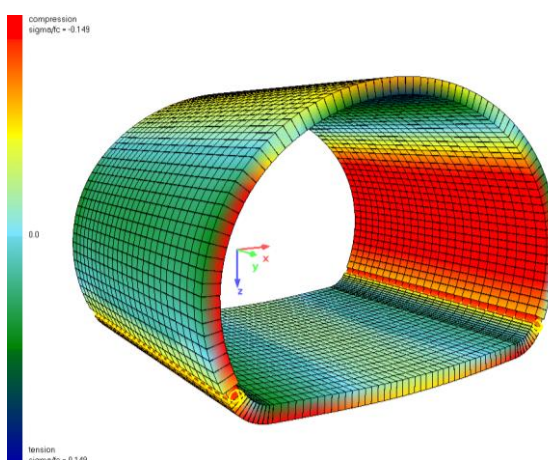
Ιδιαίτερες περιπτώσεις μελέτης της τελικής επένδυσης αποτελούν με βάση την εργασία του Oreste (2002), οι σήραγγες με σημαντικές αυξομειώσεις του πάχους της τελικής επένδυσης είτε λόγω της χρήσης δοκών προπορείας στην άμεση υποστήριξη είτε λόγω εκτεταμένων υπερκεκασμών κατά τη διάνοιξη, οι οποίες οδηγούν στην ανάπτυξη σημαντικών τάσεων κατά τη διαμήκη διεύθυνση επηρεάζοντας την ένταση και κατ' επέκταση τη διαστασιολόγηση του φορέα.



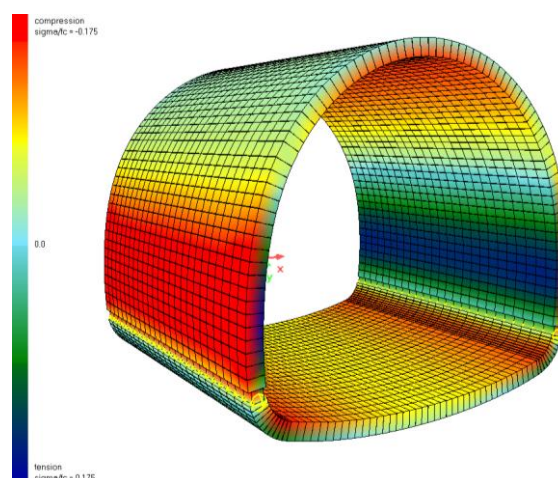
Αριθμητικό προσομοίωμα



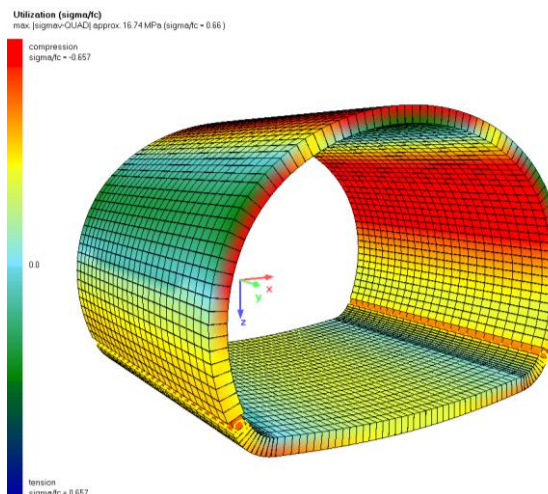
Ίδιον βάρος τελικής επένδυσης



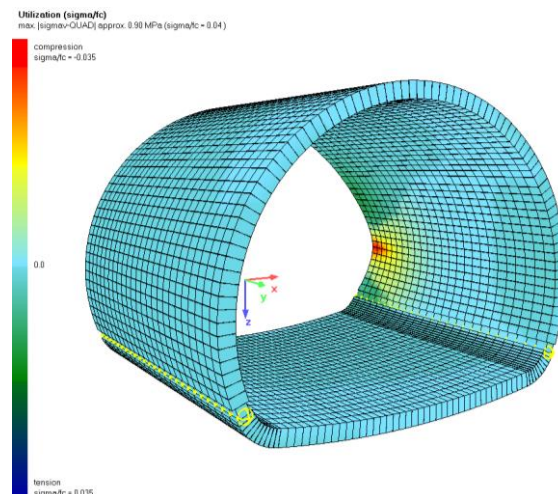
Κατακόρυφα φορτία από το περιβάλλον γεωλικό



Οριζόντια φορτία από το περιβάλλον γεωλικό



Ίδιον βάρος & φορτία από το περιβάλλον γεωλικό



Φορτίο πρόσκρουσης

Σχήμα 3.5 Χαρακτηριστικό προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για την ανάλυση τελικής επένδυσης και ενδεικτικές κατανομές ορθών περιμετρικών τάσεων (hoop stresses) για διάφορες φορτίσεις (Κώδικας πεπερασμένων στοιχείων: Sofistik, Πηγή: ΟΔΟΤΕΧΝΙΚΗ Ε.Π.Ε.).

3.4 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΦΟΡΤΙΩΝ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ ΓΕΩΥΛΙΚΟ

Η εκτίμηση των φορτίων που αναλαμβάνει η τελική επένδυση από το περιβάλλον γεωυλικό είναι μία σύνθετη διαδικασία, για την οποία μέχρι σήμερα δεν υπάρχει μία ευρέως αποδεκτή μέθοδος (U.S. Department of Transportation, 1983; Θεοδοσίου et al., 2001; Σοφιανός & Καπένης, 2002; Φορτσάκης et al., 2006; Φορτσάκης & Καββαδάς, 2010). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα φορτία που προέρχονται από το περιβάλλον γεωυλικό δεν είναι μονοσήμαντα καθορισμένα, αλλά είναι αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης του συστήματος γεωυλικού - μέτρα άμεσης υποστήριξης - τελική επένδυση και εξαρτώνται από το χρόνο. Ο υπολογισμός των φορτίων από το περιβάλλον γεωυλικό αποτελεί το βασικό στόχο της παρούσας διδακτορικής διατριβής και αναλύεται εκτενώς στα επόμενα κεφάλαια. Στις ακόλουθες παραγράφους πραγματοποιείται μία επισκόπηση των σημαντικότερων μεθόδων που έχουν προταθεί για την εκτίμηση των φορτίων της τελικής επένδυσης, οι οποίες μπορούν να χωριστούν στις εξής κατηγορίες ανάλογα με την προσέγγιση που υιοθετούν για την επίλυση του προβλήματος:

- ο Εμπειρικές μέθοδοι
- ο Αναλυτικές μέθοδοι φορτίζοντος στερεού
- ο Αναλυτικές μέθοδοι αλληλεπίδρασης γεωυλικού - υποστήριξης
- ο Αριθμητικές μέθοδοι

Αντίστοιχες επισκοπήσεις παρατίθενται στην εγχώρια και διεθνή βιβλιογραφία από τους Szechy (1967) και Falchi Delitala (1971), οι οποίοι περιγράφουν αναλυτικές μεθόδους που είχαν αναπτυχθεί μέχρι τη δεκαετία του 1960, τους Singh et al. (1992), οι οποίοι περιγράφουν εμπειρικές μεθόδους και συγκρίνουν τις προβλέψεις των μεθόδων με επί τόπου μετρήσεις φορτίων, τους Brown et al. (1983), οι οποίοι ασχολούνται με αναλυτικές μεθόδους αλληλεπίδρασης γεωυλικού - υποστήριξης, τον Kovari (2003a) και Kovari (2003b), ο οποίος περιγράφει γενικά την εξέλιξη της μελέτης και κατασκευής σηράγγων μέχρι τη δεκαετία του 1960, την έκθεση του U.S. Department of Transportation (2009), όπου παρατίθενται γενικές οδηγίες για τη μελέτη και κατασκευή σηράγγων και περιγράφονται αναλυτικές μέθοδοι και τέλος τον Iftimie (1994) στον οποίο αναφέρονται κυρίως αναλυτικές μέθοδοι.

Στο σημείο αυτό κρίνεται αναγκαίο να διευκρινιστεί η ορολογία που χρησιμοποιείται στην περιγραφή των μεθόδων που ακολουθεί:

- ο **Γεωυλικό / έδαφος / βραχώμαζα**. Στις περιπτώσεις όπου οι μέθοδοι δεν χρησιμοποιούν στοιχεία θεωρίας ή μεγέθη, τα οποία καθιστούν απαγορευτική την εφαρμογή τους σε εδαφικό ή βραχώδες υλικό, υιοθετείται ο γενικότερος όρος "γεωυλικό". Στις υπόλοιπες περιπτώσεις αναφέρεται συγκεκριμένα το είδος του γεωυλικού στο οποίο έχει εφαρμογή η μέθοδος.
- ο **Φορτία άμεσης υποστήριξης / τελικής επένδυσης / σηράγγων**. Στη περίπτωση διάνοιξης σηράγγων εντός γεωυλικού δίχως ερπυστική συμπεριφορά τα φορτία που παραλαμβάνει η διατομή άμεσης υποστήριξης κατά την εκσκαφή ποιοτικά μεταφέρονται μέσα στην τεχνική διάρκεια ζωής του έργου στην τελική επένδυση, εφόσον θεωρείται ότι απαξιώνονται τα μέτρα άμεσης υποστήριξης (βλ. 3.2.1.1). Επομένως, η άμεση υποστήριξη και η τελική επένδυση παραλαμβάνουν τα ίδια - όχι οπωσδήποτε ίσα - φορτία, αλλά σε διαφορετική χρονική στιγμή. Η τιμή του φορτίων καθορίζεται κυρίως από τα χαρακτηριστικά της άμεσης υποστήριξης, καθώς κατασκευάζεται πρώτη και καθορίζει το σημείο ισορροπίας του συστήματος γεωυλικό - υποστήριξη. Στην ακόλουθη παρουσίαση οι όροι «φορτία άμεσης υποστήριξης», «φορτία τελικής επένδυσης» και «φορτία

σηράγγων» θεωρούνται ταυτόσημοι και ορισμένες εκ των μεθόδων που παρατίθενται, οι οποίες έχουν αναπτυχθεί κυρίως για την άμεση υποστήριξη υιοθετούνται και για την τελική επένδυση.

3.4.1 Εμπειρικές μέθοδοι

Οι εμπειρικές μέθοδοι, οι οποίες έχουν εφαρμογή κυρίως σε σήραγγες που διανοίγονται εντός βραχωδών σχηματισμών, βασίζονται στην ποιοτική περιγραφή, τη βαθμονόμηση και το χαρακτηρισμό της βραχώμαζας. Οι συσχετίσεις που προτείνονται έχουν προκύψει από επί τόπου παρατηρήσεις και μετρήσεις τάσεων και παρέχουν πολλές φορές ικανοποιητικές προσεγγίσεις εφόσον εφαρμόζονται σε συνθήκες πολύ κοντινές με αυτές που χρησιμοποιήθηκαν για τη βαθμονόμησή τους. Με βάση τους Einstein et al. (1979) οι εμπειρικές μέθοδοι μπορούν να χωριστούν σε ποιοτικές (Terzaghi, 1946) και ποσοτικές (Deere et al., 1969 & 1970; Barton et al., 1974; Wickham et al., 1974; Unal, 1983), ανάλογα με τον τρόπο αξιολόγησης των χαρακτηριστικών του γεωλικού.

3.4.1.1 Εμπειρική μέθοδος Terzaghi (1946)

Με βάση την ακόλουθη μέθοδο, η οποία προτάθηκε από τον Terzaghi (1946), η κατακόρυφη πίεση στην οροφή της σήραγγας προκύπτει από το βάρος όγκου γεωλικού, μέχρι το σημείο «γεφύρωσης» των τάσεων (Σχήμα 3.6) και υπολογίζεται ισοδυνάμως από τη σχέση:

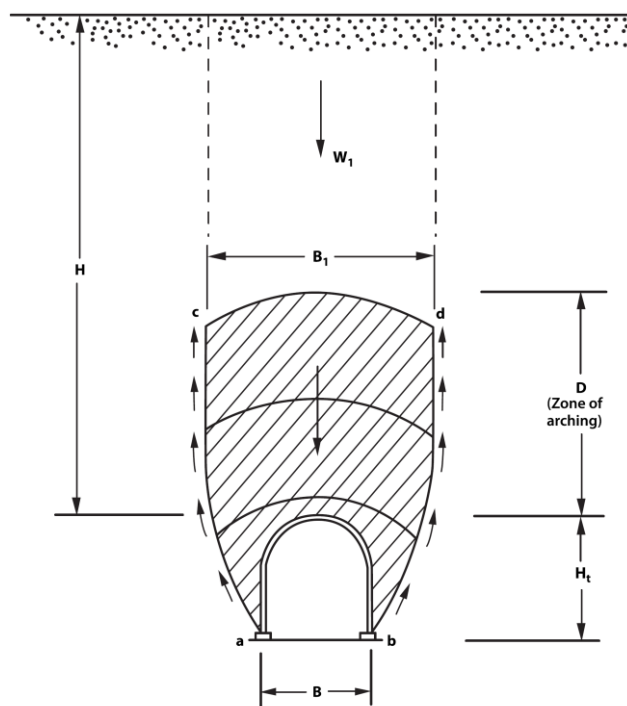
$$p_v = \gamma H_p \quad (3-3)$$

όπου:

γ : Ειδικό βάρος γεωλικού

H_p : Φορτίζον ύψος γαιών

Οι τιμές για το ύψος του φορτίζοντος στερεού που προτείνονται παρατίθενται στη συνέχεια (Πίνακας 3.1) μαζί με τις παρατηρήσεις των συγγραφέων ανά κατηγορία γεωλικού.



Σχήμα 3.6 Μηχανισμός φόρτισης σήραγγας (Terzaghi, 1946).

Πίνακας 3.1 Συστάσεις για το φορτίζον ύψος γεωυλικού σε σήραγγες με βάθος διάνοιξης* μεγαλύτερο από $1.5B+1.5H_i$ (Terzaghi, 1946).

	Ποιότητα γεωυλικού	Ύψος H_p	Παρατηρήσεις
1	Συμπαγής βράχος, πρακτικώς χωρίς διακλάσεις	0.00	Απαιτείται ελαφριά υποστήριξη, μόνο στην περίπτωση πτώσης τεμαχών.
2	Σκληρός βράχος στρωματωμένος ή με σχιστότητα	$(0.00-0.50) \times B$	Ελαφριά υποστήριξη. Το φορτίο μπορεί να μεταβάλλεται σημαντικά εντός μικρού διαστήματος.
3	Συμπαγής βραχώμαζα με μέτριες διακλάσεις	$(0.00-0.25) \times B$	
4	Κερματισμένη βραχώμαζα σε επιμέρους συμπαγή τεμάχια με ανοικτές ή κλειστές διακλάσεις χωρίς υλικό πλήρωσης	$0.25 \times B - 0.35 \times (B + H_i)$	Δεν ασκείται πλευρική πίεση.
5	Βραχώμαζα ως άνω, αλλά εντονότερα κερματισμένη	$(0.35-1.00) \times (B + H_i)$	Μικρή έως μηδενική πλευρική πίεση.
6	Κατακερματισμένη βραχώμαζα με ικανοποιητική εμπλοκή μεταξύ των τεμαχών	$(1.00-1.10) \times (B + H_i)$	Σημαντική πλευρική πίεση.
7	Συνθλίβοντα εδάφη, σήραγγες σε μικρά βάθη	$(1.10-2.10) \times (B + H_i)$	
8	Συνθλίβοντα εδάφη, σήραγγες σε μεγάλα βάθη	$(2.10-4.50) \times (B + H_i)$	Υψηλή πλευρική πίεση.

B: εύρος της σήραγγας, H_i : ύψος της σήραγγας

*Η οροφή της σήραγγας θεωρείται ότι βρίσκεται κάτω από τον Υ.Υ.Ο. Εάν βρίσκεται μόνιμα πάνω από τον Υ.Υ.Ο., οι τιμές που δίνονται για τους τύπους 4 και 6 μπορούν να μειωθούν κατά 50%.

Η συγκεκριμένη μεθοδολογία αναπτύχθηκε με βάση παρατηρήσεις και εμπειρίες σε σιδηροδρομικές σήραγγες για την υποστήριξη των οποίων χρησιμοποιούνταν μεταλλικά και ξύλινα πλαίσια. Το πεδίο εφαρμογής της συγκεκριμένης μεθοδολογίας είναι σήραγγες σε βάθος εκσκαφής μεγαλύτερο από $1.5(B+H_i)$. Επισημαίνεται ότι στην εκτίμηση του φορτίου δεν λαμβάνεται υπόψη το ύψος υπερκειμένων.

3.4.1.2 Μέθοδος Deere et al. (1969 & 1970)

Οι Deere et al. (1969 & 1970) προτείνουν φορτία τελικής επένδυσης σηράγγων για διάνοιξη σε εδαφικούς και βραχώδεις σχηματισμούς. Στους εδαφικούς σχηματισμούς, αν και επισημαίνουν ότι το τελικό φορτίο αναμένεται να είναι μικρότερο από την αρχική γεωστατική τάση, εξαιτίας των αβεβαιοτήτων για το μηχανισμό του φαινομένου, τελικά προτείνουν να λαμβάνεται τιμή ίση με την αρχική γεωστατική τάση. Στους βραχώδεις σχηματισμούς ακολουθούν τη λογική του Terzaghi (1946), προτείνοντας τιμές για το φορτίζον ύψος γεωυλικού πάνω από τη διατομή της σήραγγας, ανάλογα με τη μέθοδο διάνοιξης και την ποιότητα της βραχώμαζας, την οποία ποσοτικοποιούν μέσω του δείκτη RQD. Η ενσωμάτωση της μεθόδου διάνοιξης στην εκτίμηση των φορτίων αποτελεί μία πρόδρομη εκδοχή του συντελεστή διαταραχής που εισήχθη στο κριτήριο αστοχίας Hoek & Brown (Hoek et al., 2002).

Πίνακας 3.2 Συστάσεις για το φορτίζον ύψος γεωολικού (Deere et al., 1969 & 1970).

Ποιότητα βραχώμαζας	RQD	Μέθοδος εκσκαφής	Ύψος H _p
Εξαιρετική	> 90	Μηχανή ολομέτωπης κοπής Διάνοιξη με εκρηκτικά	(0.0 - 0.2)B (0.0 - 0.3)B
Καλή	75 - 90	Μηχανή ολομέτωπης κοπής Διάνοιξη με εκρηκτικά	(0.0 - 0.3)B (0.3 - 0.6)B
Μέτρια	50 - 75	Μηχανή ολομέτωπης κοπής Διάνοιξη με εκρηκτικά	(0.4 - 1.0)B (0.6 - 1.3)B
Πτωχή	25 - 50	Μηχανή ολομέτωπης κοπής Διάνοιξη με εκρηκτικά	(1.0 - 1.6)B (1.3 - 2.0)B
Πολύ πτωχή (Εκτός από περιπτώσεις σύνθλιψης και διόγκωσης)	< 25	Μηχανή ολομέτωπης κοπής Διάνοιξη με εκρηκτικά	(1.6 - 2.2)B (2.0 - 2.8)B
Πολύ πτωχή (Περιπτώσεις σύνθλιψης και διόγκωσης)	-	Για όλες τις μεθόδους	Μέχρι 250ft (76.2m)

H_p: ύψος φορτίζοντος στερεού, B: εύρος της σήραγγας

Οι συγγραφείς επισημαίνουν ότι οι προτάσεις τους έχουν ως πεδίο εφαρμογής σήραγγες διαμέτρου 20 - 40ft (6.5 - 13.5m).

3.4.1.3 Μέθοδος Barton et al. (1974)

Η συγκεκριμένη εμπειρική μέθοδος προτάθηκε από τους Barton et al. (1974) και βασίζεται στο σύστημα βαθμονόμησης Q. Η κατακόρυφη πίεση στην οροφή της σήραγγας υπολογίζεται με βάση τις Εξ. (3-4) και (3-5), οι οποίες έχουν βαθμονομηθεί για βραχώμαζες μέτριας έως πολύ καλής ποιότητας με $Q > 0.05$. Η γραφική απεικόνιση της προτεινόμενης σχέσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.7.

Τόσο από τις Εξ. (3-4) και (3-5), όσο και από το αντίστοιχο διάγραμμα είναι εμφανές ότι η προτεινόμενη τιμή για το φορτίο της τελικής επένδυσης εξαρτάται μόνο από την ποιότητα της βραχώμαζας και όχι από το ύψος των υπερκειμένων και από τις διαστάσεις της διατομής. Δημιουργείται λοιπόν, ευλόγως η σκέψη ότι η συγκεκριμένη πρόταση έχει προκύψει απλώς με στατιστική επεξεργασία δεδομένων από πραγματικά έργα, δίχως να υπάρχει θεώρηση ενός μηχανισμού για το φαινόμενο.

$$p_v (\text{kg} / \text{cm}^2) = \left(\frac{2}{3J_r} \right) J_n^{1/2} Q^{-1/3} \quad (3-4)$$

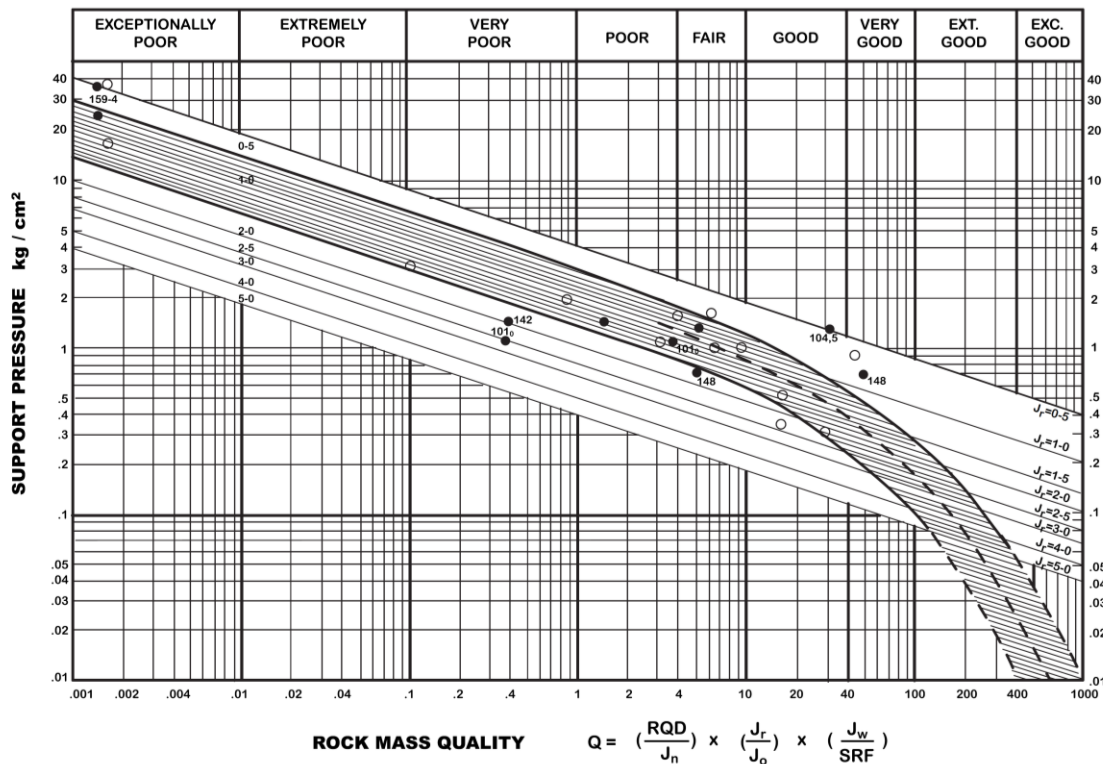
$$p_v (\text{kg} / \text{cm}^2) = \left(\frac{2}{3J_r} \right) Q^{-1/3}, \text{ για } J_n=9 \text{ που αντιστοιχεί σε τρεις οικογένειες ασυνεχειών} \quad (3-5)$$

όπου:

J_r: συντελεστής τραχύτητας ασυνεχειών

J_n: συντελεστής αριθμού ασυνεχειών

Q: συνολική τιμή βαθμονόμησης με βάση το σύστημα Q



Σχήμα 3.7 Γραφική απεικόνιση προτεινόμενης μεθοδολογίας για την εκτίμηση του κατακόρυφου φορτίου σηράγγων (Barton et al., 1974).

3.4.1.4 Μέθοδος Wickham et al. (1974)

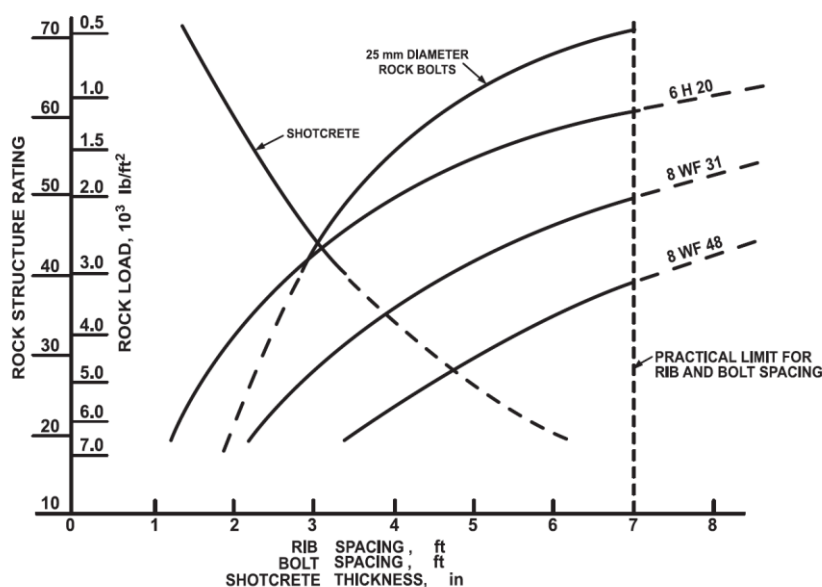
Η εκτίμηση του φορτίου της τελικής επένδυσης με βάση τη μέθοδο των Wickham et al. (1974) βασίζεται στη βαθμονόμηση RSR (Rock Structure Rating), η οποία προτάθηκε από τους Wickham et al. (1972). Η βαθμονόμηση RSR βασίζεται στους τρεις ακόλουθους παράγοντες:

- 1) Γενικά στοιχεία βραχώμαζας (τύπος, σκληρότητα, δομή)
- 2) Επίδραση των ασυνεχειών σε σχέση με τη φορά διάνοιξης της σήραγγας (απόσταση, κλίση και φορά κλίσης ασυνεχειών, διεύθυνση σήραγγας)
- 3) Επίδραση υπόγειων νερών (Κατάσταση ασυνεχειών, εισροές υδάτων)

Η συνολική τιμή RSR, προκύπτει από το άθροισμα των επιμέρους παραγόντων και κυμαίνεται από 0 έως 100. Τελικά η τιμή του φορτίου εκτιμάται από τον παρακάτω πίνακα ή από διαγράμματα όπως αυτό που παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.8. Η μέθοδος με βάση το σύστημα RSR συναξιολογεί τις διαστάσεις της διατομής, αλλά όχι το ύψος των υπερκειμένων.

Πίνακας 3.3 Προτεινόμενες τιμές κατακόρυφου φορτίου σηράγγων (Wickham et al., 1974).

(Wr) ROCK LOAD ON TUNNEL ARCH												
kp /sq. ft.	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
kPa	23.94	47.88	71.82	95.76	143.64	191.52	239.4	287.28	335.16	383.04	430.92	478.8
Tunnel Diameter	CORRESPONDING VALUES OF ROCK STRUCTURE RATING											
10 ft	62.5	49.9	40.2	32.7	21.6	13.8						
12 ft	65.0	53.7	44.7	37.5	26.6	18.7						
14 ft	66.9	56.6	48.3	41.4	30.8	22.9	16.8					
16 ft	68.3	59.0	51.2	44.7	34.4	26.6	20.4	15.5				
18 ft	69.5	61.0	53.7	47.6	37.6	29.9	23.8	18.8				
20 ft	70.4	62.5	55.7	49.9	40.2	32.7	26.6	21.6	17.4			
22 ft	71.3	63.9	57.5	51.9	42.7	35.3	29.3	24.3	20.1	16.4		
24 ft	72.0	65.0	59	53.7	44.7	37.5	31.5	26.6	22.3	18.7		
26 ft	72.6	66.1	60.3	55.3	46.7	39.6	33.8	28.8	24.6	20.9	17.7	
28 ft	73.0	66.9	61.5	56.6	48.3	41.4	35.7	30.8	26.6	22.9	19.7	16.8
30 ft	73.4	67.7	62.4	57.8	49.8	43.1	37.4	32.6	28.4	24.7	21.5	18.6



Σχήμα 3.8 Εκτίμηση φορτίου από το γεωλικό για σήραγγα διαμέτρου 20ft με τη μέθοδο Wickham et al. (1974).

3.4.1.5 Μέθοδος Unal (1983)

Με βάση τη μέθοδο που προτάθηκε από τον Unal (1983) η κατακόρυφη πίεση στην οροφή της σήραγγας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$p_v = \gamma H_t \tag{3-6}$$

$$H_t = \frac{100 - \text{RMR}}{100} B \tag{3-7}$$

όπου:

γ : Ειδικό βάρος γεωλικού

H_t : Φορτίζον ύψος γαιών

RMR: Βαθμονόμηση RMR της περιβάλλουσας βραχώμαζας

B: Εύρος της σήραγγας

Το πεδίο εφαρμογής της συγκεκριμένης μεθοδολογίας είναι σήραγγες εύρους 5-10m, σε βάθος εκσκαφής μέχρι 100m και σε περιβάλλον βραχώμαζας με RMR>50. Ομοίως με τη μέθοδος Terzaghi (1946) δεν λαμβάνεται υπόψη στην εκτίμηση των φορτίων το ύψος υπερκειμένων.

3.4.2 Αναλυτικές μέθοδοι φορτίζοντος στερεού

Ο υπολογισμός των φορτίων με βάση τις αναλυτικές μεθόδους φορτίζοντος στερεού, οι οποίες παρέχουν μία πιο μηχανιστική προσέγγιση του προβλήματος, βασίζεται στις εξισώσεις ισορροπίας ενός στερεού σώματος γεωυλικού, πάνω από τη διατομή της σήραγγας. Βασικό χαρακτηριστικό κάθε μεθόδου είναι η επίδραση του ύψους των υπερκειμένων και η γεωμετρία του φορτίζοντος στερεού. Γενικά, μπορούν να χωριστούν σε δύο μεγάλες κατηγορίες:

- ο **Μέθοδοι που λαμβάνουν υπόψη το ύψος υπερκειμένων.** (Bierbaumer, 1913; Maillart, 1923; Eszto, 1939; Terzaghi, 1943; Balla, 1963). Στις μεθόδους αυτές για τον υπολογισμό του φορτίου της τελικής επένδυσης λαμβάνεται υπόψη το ύψος υπερκειμένων, καθώς η τελική τιμή προκύπτει σε συνάρτηση με το αρχικό εντατικό πεδίο στην περιοχή της σήραγγας.
- ο **Μέθοδοι στις οποίες η επίλυση είναι ανεξάρτητη του ύψους των υπερκειμένων.** (Engesser, 1882; Forchheimer, 1882; Kommerel, 1912; Protodyakonov, 1948; Szechy, 1963, 1966, 1970). Αντίθετα, στην κατηγορία αυτή των μεθόδων, η φόρτιση θεωρείται ανεξάρτητη του ύψους υπερκειμένων. Η τιμή του φορτίου προκύπτει από το ανηγμένο βάρος υπερκείμενου στερεού γεωυλικού, συνήθως παραβολικού σχήματος. Οι μέθοδοι αυτές έχουν αναπτυχθεί κυρίως για κοκκώδη, μη συνεκτικά εδάφη στα οποία ενεργοποιείται η τριβή στις επιφάνειες ολίσθησης από την παραμόρφωση που προκαλείται λόγω της διάνοιξης.

3.4.2.1 Μέθοδος Bierbaumer (1913)

Η μέθοδος Bierbaumer (1913), η οποία αναπτύχθηκε κατά την κατασκευή σηράγγων στις Άλπεις, είναι η πρώτη αναλυτική μέθοδος φορτίζοντος στερεού, στην οποία ελήφθη υπόψη η επίδραση του ύψους υπερκειμένων. Βασική παραδοχή τις μεθόδους είναι ότι η σήραγγα φορτίζεται από υπερκείμενο στερεό γεωυλικού παραβολικού σχήματος (Σχήμα 3.9-α), το ύψος του οποίου εκφράζεται ως ποσοστό του συνολικού ύψους υπερκειμένων. Για την εκτίμηση του ύψους του φορτίζοντος στερεού γίνεται η θεώρηση ότι το κατακόρυφο φορτίο της σήραγγας είναι ίσο με το βάρος του ορθογώνιου παραλληλεπίπεδου πάνω από τη διατομή μείον τις πλευρικές τριβές που αναπτύσσονται στην παράπλευρη επιφάνεια. Οι πλευρικές τριβές εκτιμώνται με θεώρηση συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων από την εξίσωση:

$$S = 2E \tan \varphi = 2 \tan \varphi \tan^2(45 - \varphi / 2) \frac{H^2 \gamma}{2} \quad (3-8)$$

όπου:

φ : Γωνία εσωτερικής τριβής του γεωυλικού

γ : Ειδικό βάρος γεωυλικού

H : Ύψος υπερκειμένων

Επομένως το φορτίο, η κατακόρυφη πίεση που καλείται να παραλάβει η σήραγγα και η αντίστοιχη τιμή του συντελεστή a_1 είναι:

$$P = F_{np.} - S = H\gamma [b + 2m \tan(45 - \varphi / 2)] - H^2\gamma \tan^2(45 - \varphi / 2) \tan \varphi \quad (3-9)$$

$$p = \frac{P}{b + 2m \tan(45 - \varphi / 2)} = H\gamma \left[1 - \frac{\tan \varphi \tan^2(45 - \varphi / 2)H}{b + 2m \tan(45 - \varphi / 2)} \right] = H\gamma \alpha_1 \quad (3-10)$$

$$\alpha_1 = \left[1 - \frac{\tan \varphi \tan^2(45 - \varphi / 2)H}{b + 2m \tan(45 - \varphi / 2)} \right] = \quad (3-11)$$

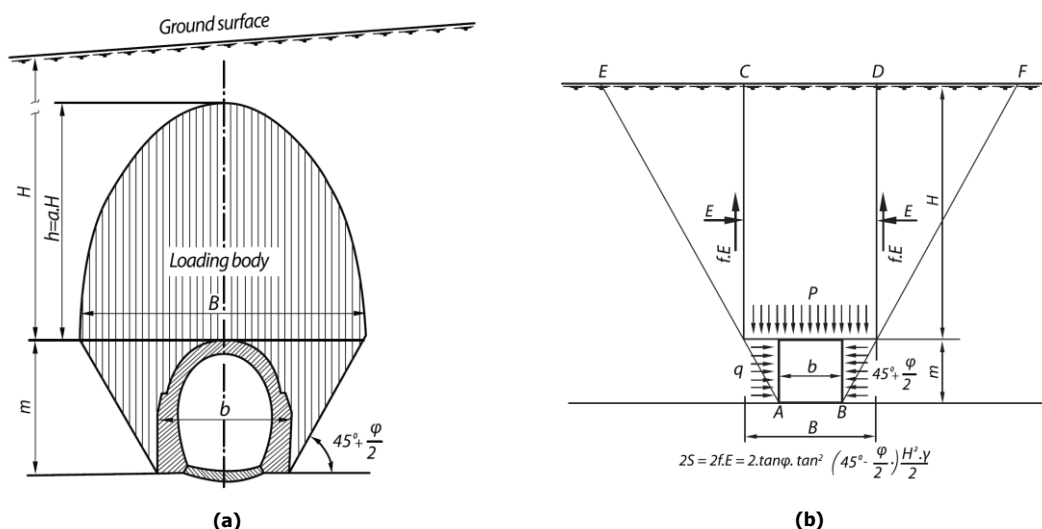
όπου:

$F_{np.}$: Βάρος πρίσματος

b : Πλάτος της διατομής της σήραγγας

m : Ύψος της διατομής της σήραγγας

Για μικρά βάρη η τιμή που συστήνεται για το συντελεστή απομείωσης είναι $\alpha_1=1$, ενώ για μεγάλα βάρη ($H>5B$) η τιμή του πλέον είναι ανεξάρτητη από το ύψος υπερκειμένων $\alpha_1=\tan^4(45-\varphi/2)$. Βασικά μειονεκτήματα της διαδικασίας υπολογισμών είναι η θεώρηση ενεργητικής κατάστασης για τον υπολογισμό των οριζοντίων τάσεων και ο υπολογισμός του φορτίου δίχως ολοκλήρωση.



Σχήμα 3.9 Παραδοχές μεθόδου Bierbaumer (1913, Από: Szechy, 1967).

3.4.2.2 Μέθοδος Maillart (1923)

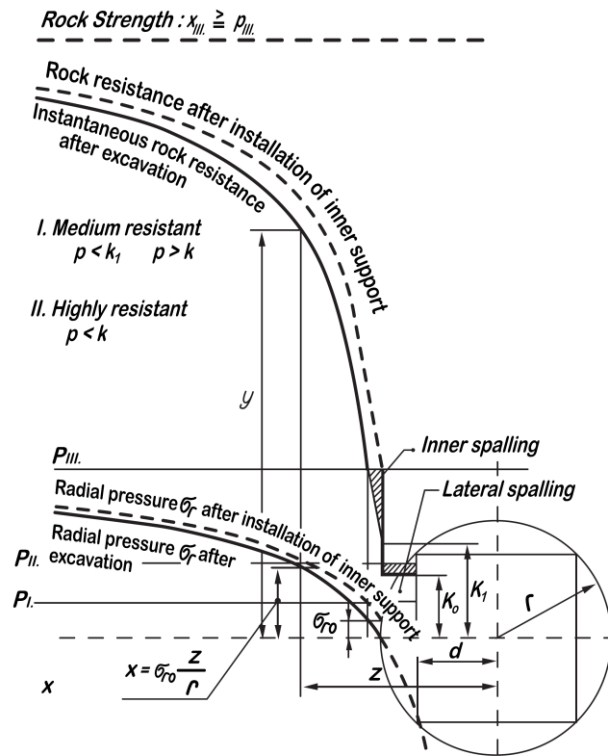
Η μέθοδος που προτάθηκε από τον Maillart (1923) αποτελεί μία προσέγγιση της αλληλεπίδρασης γεωυλικού - κατασκευής. Ο Maillart περιγράφει τη μεταβολή των τάσεων που προκαλείται κατά την εκσκαφή (μείωση ακτινικών τάσεων), οι οποίες μηδενίζονται σε περίπτωση ανυποστήρικτης διατομής, την επίδραση που έχει η τοποθέτηση άμεσης υποστήριξης (διατήρηση της ακτινικής τάσης σε υψηλότερα επίπεδα) και τέλος τη μεταβολή που προκαλεί το φαινόμενο στην αντοχή του περιβάλλοντος γεωυλικού. Ο υπολογισμός των φορτίων βασίζεται στην επίλυση της διαφορικής εξίσωσης της ακτινικής τάσης κυκλικής σήραγγας με τη θεώρηση αξονοσυμμετρίας.

$$p = \frac{(h\gamma)^2 - (k_1)^2}{\alpha(1 + k_1)^2} \quad (3-12)$$

όπου:

h : Ύψος υπερκειμένων

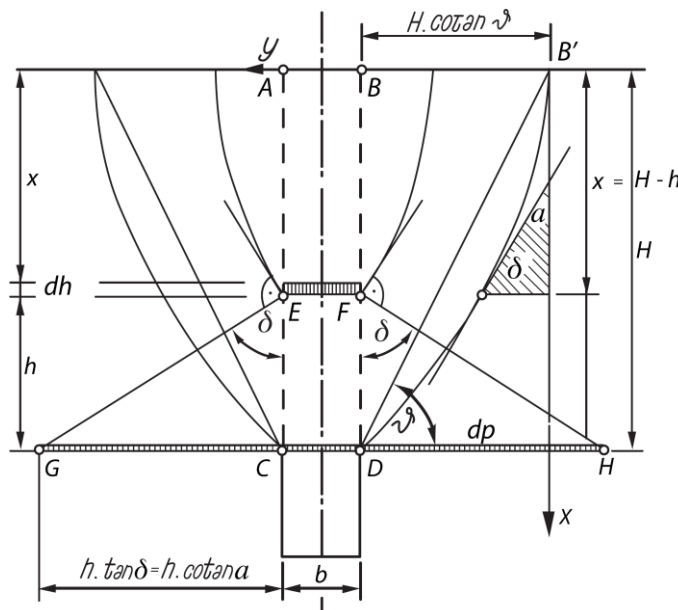
- γ: Ειδικό βάρος του γεωυλικού
- k_1 : Αντοχή του γεωυλικού
- α: Σταθερά του γεωυλικού



Σχήμα 3.10 Υπολογισμός φορτίων τελικής επένδυσης με βάση τη μέθοδο Maillart (1923, Από: Szechy, 1967).

3.4.2.3 Μέθοδος Eszto (1939)

Η μέθοδος που προτάθηκε από τον Eszto (1939) βασίζεται στην παραδοχή ότι η σήραγγα φορτίζεται από υπερκείμενο στερεό γεωυλικού παραβολικού σχήματος. Ως κρίσιμο μέγεθος θεωρείται η γωνία θ (Σχήμα 3.11) που ορίζεται από την εκσκαφή και τις «επιφάνειες ολίσθησης» του στερεού.



Σχήμα 3.11 Παραδοχές μεθόδου Eszto (1913, Από: Szechy, 1967).

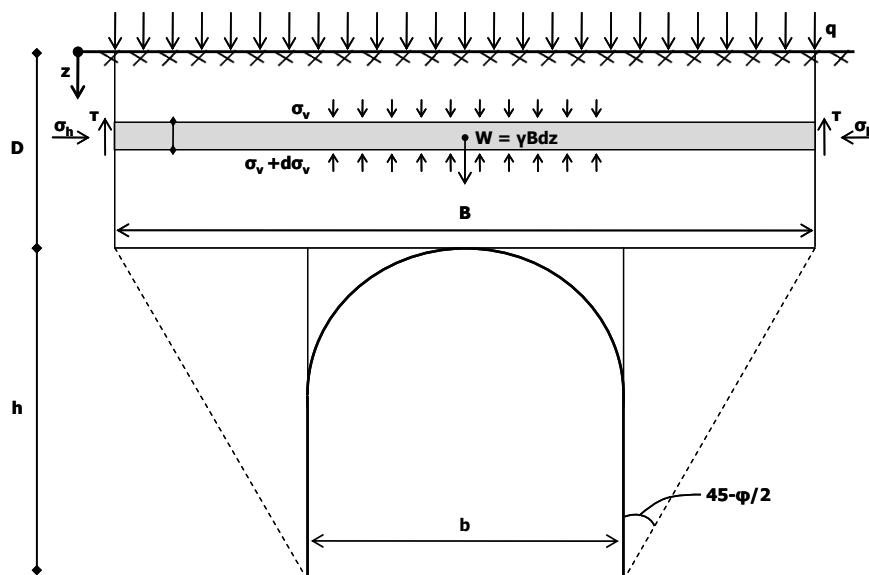
$$p_v = \gamma \frac{b \cot \theta}{\left(1 - \frac{H}{b}\right)^2} \left[\ln \frac{H \tan \theta}{b} - \frac{b}{H \tan \theta} - 1 \right] \tag{3-13}$$

όπου:

- v.: Πλάτος της διατομής της σήραγγας
- θ: βλ. Σχήμα 3.11 (προτείνεται τιμή 45+φ/2)
- H: Ύψος υπερκειμένων
- γ: Ειδικό βάρος γεωλικού

3.4.2.4 Αναλυτική μέθοδος Terzaghi (1943)

Η αναλυτική μέθοδος Terzaghi (1943) βασίζεται στην τοξωτή λειτουργία του εδάφους κατά τη διάνοιξη κοιλοτήτων στο εσωτερικό. Με βάση τη αναλυτική θεωρία Terzaghi (1943) το ύψος που διαταράσσεται πάνω από τη στέψη της σήραγγας είναι $H_{εν.} = 2.5B$, όπου το πλάτος B υπολογίζεται από την Εξ. (3-16). Στο Σχήμα 3.12 παρουσιάζονται σχηματικά οι παραδοχές επίλυσης της θεωρίας.



Σχήμα 3.12 Παραδοχές επίλυσης αναλυτικής μεθοδολογίας Terzaghi (1943).

Για τον υπολογισμό της κατακόρυφης πίεσης στη στέψη της σήραγγας επιλύεται η διαφορική εξίσωση της ισορροπίας εδαφικού στοιχείου λαμβάνοντας υπόψη την τριβή και συνοχή που αναπτύσσεται στις παρειές του ενεργοποιούμενου όγκου.

$$\tau = c + \sigma_h \tan \varphi, \text{ εξίσωση περιβάλλουσας Mohr-Coulomb} \tag{3-14}$$

$$\sigma_h = K\sigma_v \tag{3-15}$$

$$B = b + 2h \tan(45 - \varphi / 2) \tag{3-16}$$

$$\gamma B dz = B d\sigma_v + 2\tau dz, \text{ διαφορική εξίσωση ισορροπίας} \tag{3-17}$$

$$\frac{d\sigma_v}{dz} + \left(\frac{2K}{B} \tan \varphi \right) \sigma_v = \left(\frac{\gamma B - 2c}{B} \right) \tag{3-18}$$

$$\sigma_v(z = 0) = q, \text{ συνοριακή συνθήκη} \tag{3-19}$$

όπου:

c: Συνοχή γεωυλικού

φ : Γωνία τριβής γεωυλικού

γ : Ειδικό βάρος γεωυλικού

b: Πλάτος διατομής σήραγγας

h: Ύψος διατομής σήραγγας

K: Συντελεστής οριζοντίων τάσεων. Συστήνονται τιμές κοντά στη μονάδα.

q: Εξωτερικό φορτίο στην επιφάνεια του εδάφους

Από την επίλυση της διαφορικής εξίσωσης προκύπτει:

$$\sigma_v = qe^{-\Lambda z} + \frac{1}{\Lambda} \left(\gamma - \frac{2c}{B} \right) (1 - e^{-\Lambda z}) \quad (3-20)$$

$$\Lambda = \frac{2K}{B} \tan \varphi \quad (3-21)$$

Επομένως για το βάθος της στέψης $z=D$, προκύπτει η τιμή της κατακόρυφης πίεσης στη στέψη p_v και η οριζόντια πίεση στις παρειές υπολογίζεται με τη θεώρηση ανάπτυξης ενεργητικών τάσεων.

$$p_{v,D} = qe^{-\Lambda D} + \frac{1}{\Lambda} \left(\gamma - \frac{2c}{B} \right) (1 - e^{-\Lambda D}) \quad (3-22)$$

όπου:

D: Βάθος μέχρι τη στέψη της σήραγγας

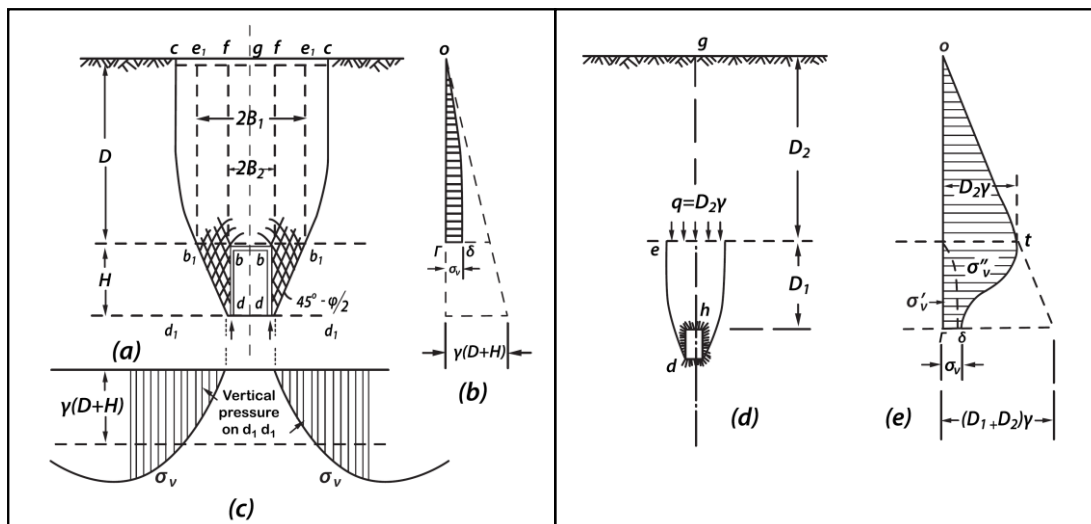
Στην περίπτωση που το βάθος εκσκαφής είναι μεγαλύτερο από το βάθος επιρροής ($H_{en.}$) η ανάπτυξη της τοξωτής λειτουργίας περιορίζεται μέχρι το $H_{en.}$ και τα ανώτερα στρώματα γεωυλικού λογίζονται ως κατανεμημένο φορτίο στην άνω παρειά του ενεργοποιούμενου όγκου. Στην περίπτωση αυτή η κατακόρυφη πίεση στη στέψη της σήραγγας υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$p_v = \gamma(D - H_{en.})e^{-\Lambda H_{en.}} + \frac{1}{\Lambda} \left(\gamma - \frac{2c}{B} \right) (1 - e^{-\Lambda H_{en.}}) \quad (3-23)$$

Η οριζόντια πίεση στις παρειές, σε κατακόρυφη απόσταση d από τη στέψη, υπολογίζεται με τη θεώρηση ανάπτυξης ενεργητικών τάσεων.

$$p_h = (p_{v,D} + \gamma d) \tan^2(45 - \varphi / 2) - 2c \tan(45 - \varphi / 2) \quad (3-24)$$

Στο ακόλουθο σχήμα παρουσιάζονται οι κατανομές των τάσεων για την περίπτωση σήραγγων σε μικρό και μεγάλο βάθος. Από τη μορφή των εξισώσεων και από τα αντίστοιχα διαγράμματα κατανομής των τάσεων γίνεται φανερό ότι τοξωτή λειτουργία, η οποία προκαλείται από τη δυνατότητα παραμόρφωσης της σήραγγας, οδηγεί σε σημαντική μείωση της κατακόρυφης πίεσης στη στέψη της σήραγγας, μεταφέροντας ωστόσο σημαντικά φορτία στη θεμελίωση της διατομής.



Σχήμα 3.13 Κατανομές τάσεων στο εσωτερικό του εδάφους λόγω της διάνοιξης σήραγγας (Terzaghi, 1943).

3.4.2.5 Μέθοδος Balla (1963)

Η μέθοδος που προτείνεται από τον Balla (1963), βασίζεται στην καμπύλη θεωρητικής κλίσης η οποία αποτελεί προέκταση της παραβολής - συνοχής από τη θεωρία ευστάθειας πρανών. Η γεωμετρία του φορτιζοντος στερεού που υιοθετείται φαίνεται στο Σχήμα 3.14 και η τελική κατακόρυφη πίεση υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

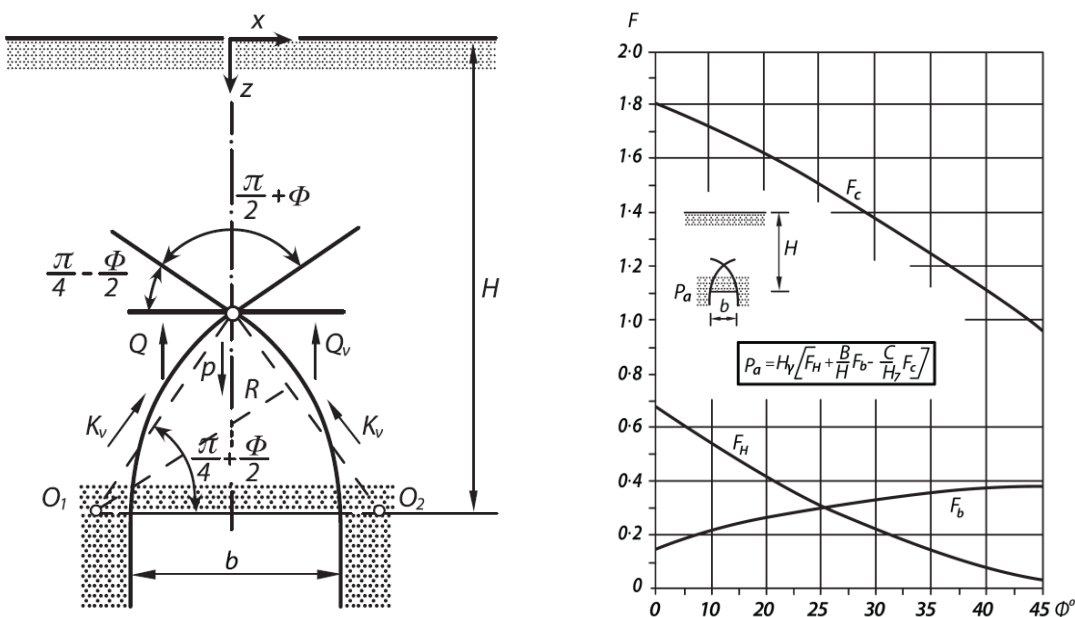
$$p_v = H\gamma \left[F_H + \frac{b}{H} F_B - \frac{c}{\gamma H} F_C \right] \tag{3-25}$$

όπου:

H: Ύψος υπερκειμένων

b: Πλάτος της διατομής

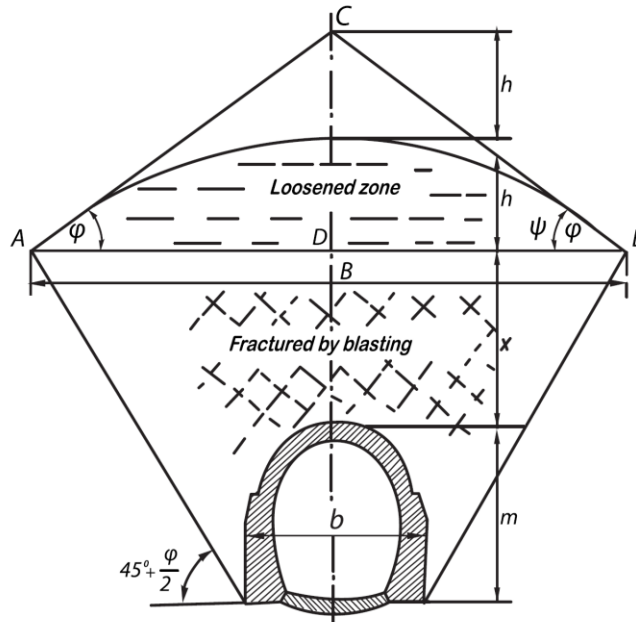
F_H, F_B, F_C: Συντελεστές υπολογισμού του φορτίου (Σχήμα 3.14)



Σχήμα 3.14 Γεωμετρία φορτιζοντος στερεού και συντελεστές υπολογισμού φορτίων σηράγγων με βάση τη μέθοδο Balla (1963, Από: Szechy, 1967).

3.4.2.6 Μέθοδος Engesser (1882)

Η μέθοδος που προτάθηκε από τον Engesser (1882), αναπτύχθηκε για μη συνεκτικά υλικά και μοιάζει με τη μέθοδο Protodyakonov (βλ. §3.4.2.9), αλλά υιοθετεί κυκλικό τόξο για το όριο, της περιοχής χαλάρωσης. Το «ύψος» του κυκλικού τμήματος, αλλά και η κλίση της τραπεζοειδούς περιοχής πάνω από της σήραγγα εξαρτώνται από τη γωνία τριβής του γεωυλικού (Σχήμα 3.15).



Σχήμα 3.15 Γεωμετρία φορτίζοντος στερεού με βάση τη μέθοδο Engesser (1882, Από: Szechy, 1967).

Τελικά, η κατακόρυφη πίεση στη στέψη της σήραγγας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$p_v = \chi\gamma + B\gamma \left[\tan^2(45 - \varphi/2) \frac{\cot \varphi}{2} + \frac{\tan \varphi}{6} \right] \quad (3-26)$$

$$B = 2(m + \chi) \tan(45 - \varphi/2) + b \quad (3-27)$$

$$\chi = \frac{2h}{\tan \varphi} - \frac{b}{2} \tan(45 + \varphi/2) - m \quad (3-28)$$

όπου:

b: Πλάτος της διατομής

m: Ύψος της διατομής

B, χ: βλ. Σχήμα 3.15

γ: Ειδικό βάρος του γεωυλικού

φ: Γωνία εσωτερικής τριβής του γεωυλικού

3.4.2.7 Μέθοδος Forchheimer (1882)

Η συγκεκριμένη μέθοδος αναπτύχθηκε για μη συνεκτικά, κοκκώδη γεωυλικά και προτείνει ότι το φορτίο που ασκείται στην οροφή της σήραγγας δεν εξαρτάται από το ύψος των υπερκειμένων, αλλά από το πλάτος της διατομής.

$$p = \frac{1}{4} \gamma b \frac{1 + 2 \tan^2 \varphi}{\tan \varphi} \quad (3-29)$$

όπου:

b: Πλάτος της διατομής

γ: Ειδικό βάρος του γεωυλικού

φ: Γωνία εσωτερικής τριβής του γεωυλικού

3.4.2.8 Μέθοδος Kommerel (1912)

Η μέθοδος που προτάθηκε από τον Kommerel (1912) βασίζεται στην εκτίμηση της απαιτούμενης παραμόρφωσης για τη χαλάρωση του υπερκείμενου γεωυλικού ανάλογα με τη φύση του (Πίνακας 3.4). Η κατακόρυφη πίεση στη στέψη της σήραγγας, η οποία δημιουργείται από στερεό παραβολικού σχήματος, υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$p_v = \gamma \frac{\pi b}{2} h \quad (3-30)$$

$$h = \frac{100e}{\delta} \quad (3-31)$$

όπου:

h: Ύψος του φορτιζοντος στερεού στη μέση της διατομής

b: Πλάτος της διατομής

γ: Ειδικό βάρος του γεωυλικού

e: Εκτιμώμενη κατακόρυφη μετακίνηση (σύγκλιση) του γεωυλικού στη μέση της διατομής

δ: Απαιτούμενη παραμόρφωση για τη χαλάρωση του γεωυλικού

Πίνακας 3.4 Προτεινόμενες τιμές της σταθεράς δ για τον υπολογισμό των φορτίων της τελικής επένδυσης με βάση τη μέθοδο Kommerell (1912, Από: Szechy, 1967).

Ποιότητα γεωυλικού	δ (%)
Χαλαρό κοκκώδες εδαφικό υλικό (άμμος)	1 - 3
Μέτρια συνεκτικό εδαφικό υλικό (ξηρή άργιλος)	3 - 5
Συνεκτικό εδαφικό υλικό (μάργα, χαλικώδης άργιλος)	5 - 8
Μαλακός βράχος (ψαμμίτης, ασβεστόλιθος)	8 - 12
Σκληρός βράχος	10 - 15

3.4.2.9 Μέθοδος Protodyakonov (1948)

Η μέθοδος Protodyakonov (1948) αναπτύχθηκε και εφαρμόστηκε ευρέως στη Σοβιετική Ένωση και ανήκει στην κατηγορία των μεθόδων όπου δεν λαμβάνεται υπόψη η επίδραση του βάθους διάνοιξης της σήραγγας. Η μέθοδος αρχικά αναπτύχθηκε για κοκκώδη υλικά με βάση τη θεώρηση ότι η σήραγγα φορτίζεται από ένα στερεό γεωυλικού παραβολικής μορφής πάνω από τη σήραγγα. Το ύψος του φορτιζοντος στερεού (H_p) εκτιμάται ανάλογα με τη φύση του γεωυλικού από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$H_p = \frac{b}{2f} \quad (3-32)$$

$$f = \frac{c}{\sigma_c} + \tan \varphi, \text{ για εδαφικά υλικά} \quad (3-33)$$

$$f = \frac{\sigma_c}{100}, \text{ για βραχώδη υλικά (}\sigma_c \text{ σε kg/cm}^2\text{)} \quad (3-34)$$

όπου:

c: Συνοχή γεωυλικού

φ : Γωνία τριβής γεωυλικού

b: Πλάτος διατομής σήραγγας

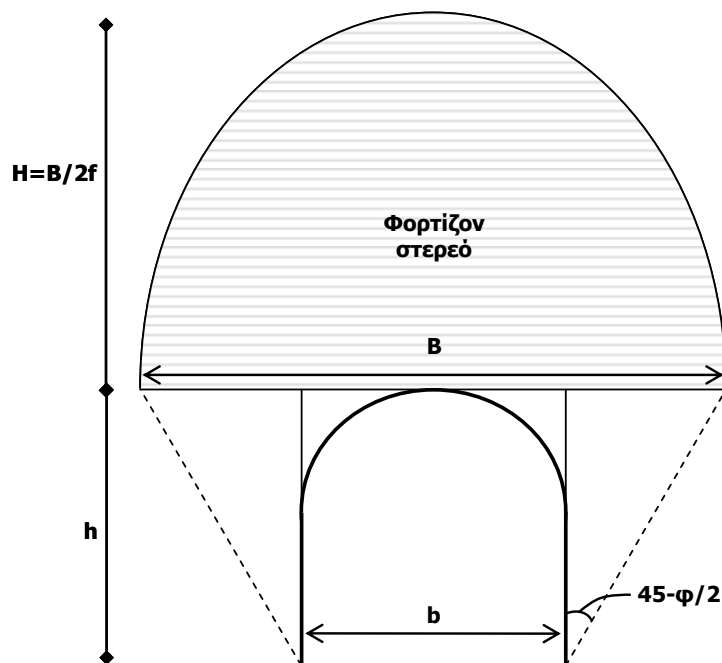
σ_c : Αντοχή βράχου σε θλίψη σε kg/cm^2

B: Πλάτος της μάζας που ενεργοποιείται με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi

Τελικά, η τιμή της μέσης πίεσης σε όλο το μήκος B προκύπτει από το βάρος τους παραβολικού στερεού ανηγμένο στο πλάτος της σήραγγας.

$$\bar{p}_v = \frac{1}{3} \gamma \frac{b}{\tan \varphi} \quad (3-35)$$

Ωστόσο, λαμβάνοντας υπόψη την αναλυτική μέθοδο Terzaghi το πλάτος της κινητοποιούμενης μάζας γεωυλικού είναι μεγαλύτερο από το πλάτος της σήραγγας. Τα παραπάνω συνοψίζονται στο Σχήμα 3.16 και στις ακόλουθες σχέσεις.



Σχήμα 3.16 Παραδοχές επίλυσης Protodyakonov (1948).

$$H_p = \frac{B}{2f} \quad (3-36)$$

$$B = b + 2h \tan(45 - \varphi / 2) \quad (3-37)$$

$$p_{v,max} = \gamma H_p, \text{ μέγιστη πίεση (στο μέσο της διατομής)} \quad (3-38)$$

$$p_v(x) = p_{v,max} \left[1 - \left(\frac{x}{B/2} \right)^2 \right], \text{ πίεση σε τυχαία θέση} \quad (3-39)$$

$$\bar{p}_v = \gamma H_p \left[1 - \frac{1}{3(B/b)^2} \right], \text{ μέση πίεση στην οροφή της σήραγγας} \quad (3-40)$$

Όπως αναφέρεται στον Szechy (1967) οι γενικές αρχές που εφαρμόζονταν στη Σοβιετική Ένωση σε συνδυασμό με τη μέθοδο Protodyakonov είναι:

- ο Τα μέτρα άμεσης υποστήριξης και η τελική επένδυση σχεδιάζονται για να παραλάβουν ολόκληρο το φορτίο του παραβολικού στερεού.
- ο Σε περίπτωση διάνοιξης της σήραγγας εντός βραχώδους υλικού με $\tan\phi < 0.8 (\phi < 40^\circ)$ και το βάθος εκσκαφής είναι μικρότερο από $2.5B$, όπου το B υπολογίζεται από την Εξ. (3-37), τότε η πίεση στο κέλυφος της σήραγγας θεωρείται ίση με την πλήρη γεωστατική πίεση.

3.4.2.10 Μέθοδος Szechy (1963, 1966, 1970)

Η μέθοδος που προτείνεται από τον Szechy (1963, 1966, 1970) βασίζεται στην εκτίμηση του μεγέθους της ζώνης χαλάρωσης του υλικού, η οποία φορτίζει τη σήραγγα μέσω του στατικού αναλόγου της δοκού. Θεωρώντας το τμήμα του γεωυλικού πάνω από το άνοιγμα της σήραγγας ως μία δοκό, ο Szechy αναφέρει ότι το μέγεθος της περιοχής χαλάρωσης καθορίζεται από την ανάπτυξη των εφελκυστικών τάσεων. Με βάση την ανακατανομή των τάσεων μετά τη διάνοιξη (Σχήμα 3.17-a) ο όγκος του χαλαρωμένου υλικού προσομοιώνεται με τριαρθρωτό τόξο από τη στατική επίλυση του οποίου προκύπτει η τριγωνική κατανομή κατακόρυφη πίεση στη στέψη της διατομής (Σχήμα 3.17-b).

$$p_{v,max} = \gamma h' = 3p \frac{b_0(1 + \beta / 2)^2}{3.52\sigma_t} \tag{3-41}$$

$$\frac{3.4}{4} \gamma b_0 \beta^3 + 3.4 \gamma b_0 \beta^2 - \left[\frac{2\sigma_c \sigma_t}{t\gamma} - 3.5 - 3.4 \gamma b_0 \right] \beta + 3\sigma_t = 0 \tag{3-42}$$

όπου:

$p_{v,max}$: Τιμή της κατακόρυφης πίεσης στη μέση της τριγωνικής κατανομής

γ : Ειδικό βάρος του γεωυλικού

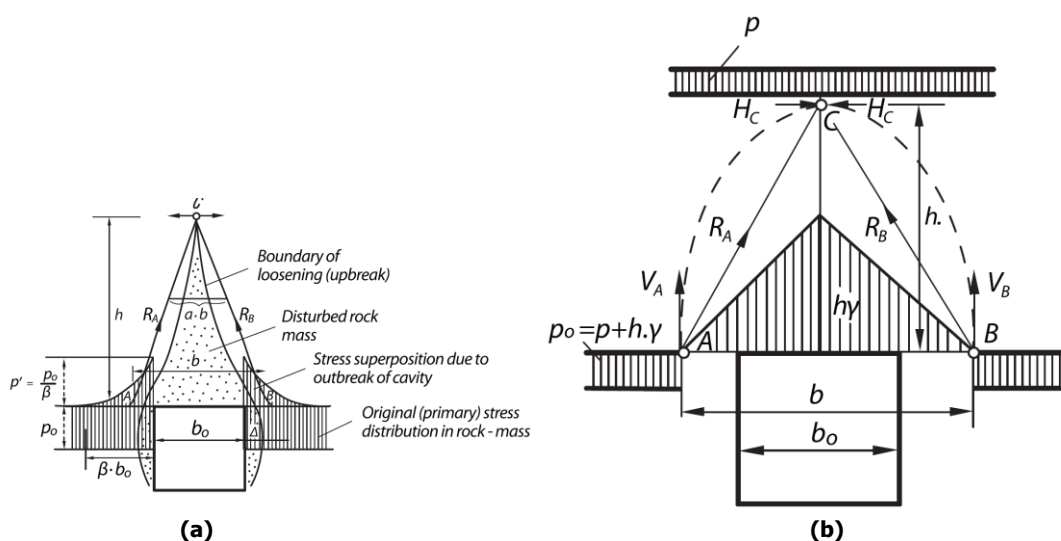
b_0 : Πλάτος διατομής της σήραγγας

β : Γωνία η οποία υπολογίζεται από την Εξ. (3-42)

σ_t : Εφελκυστική αντοχή γεωυλικού

σ_c : Θλιπτική αντοχή γεωυλικού

t : Ύψος υπερκειμένων

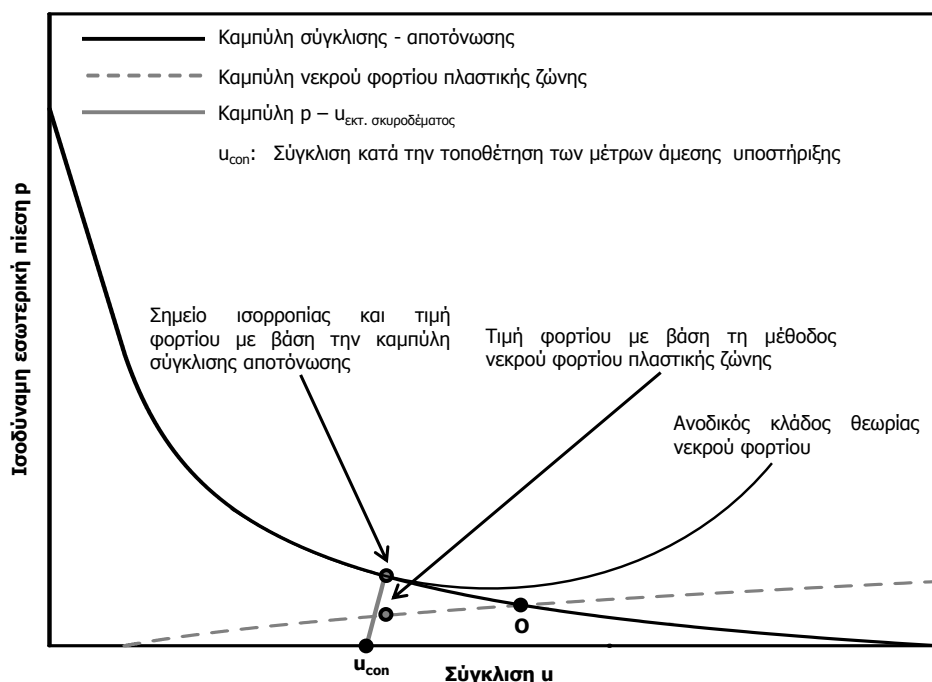


Σχήμα 3.17 Γεωμετρία φορτιζόντος στερεού με βάση τη μέθοδο Szechy (1963, 1966, 1970, Από: Szechy, 1967).

3.4.2.11 Μέθοδος νεκρού φορτίου πλαστικής ζώνης

Οι Φορτσάκης et al. (2006) και Φορτσάκης & Καββαδάς (2010) αναφέρουν ότι σε ορισμένες μελέτες τελικής επένδυσης σηράγγων της Εγνατίας Οδού (βλ. §3.6), οι οποίες αποτελούν χαρακτηριστικό δείγμα για τις προσεγγίσεις που υιοθετούνται εν γένει στη συγκεκριμένη κατηγορία μελετών, για την εκτίμηση των φορτίων της τελικής επένδυσης υιοθετήθηκε η μέθοδος του νεκρού φορτίου της πλαστικής ζώνης. Με βάση τη συγκεκριμένη μέθοδο θεωρείται ότι το φορτίο που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση είναι ίσο με το ανηγμένο βάρος του γεωυλικού εντός της πλαστικής ζώνης. Αποτελεί ουσιαστικά μία υβριδική μέθοδο «φορτίζοντας στερεού» και «αλληλεπίδρασης γεωυλικού - υποστήριξης», καθώς προσπαθεί να προσεγγίσει ορθολογικά τη μάζα του γεωυλικού που φορτίζει τη σήραγγα, για την οποία όλες οι ανωτέρω μέθοδοι υιοθετούν αυθαίρετες μηχανιστικές παραδοχές όσον αφορά στο σχήμα και στο εύρος.

Στο Σχήμα 3.18 παρουσιάζεται μία χαρακτηριστική καμπύλη σύγκλισης - αποτόνωσης ελαστικού - απολύτως πλαστικού γεωυλικού και η αντίστοιχη καμπύλη μεταβολής του φορτίου της μεθόδου του νεκρού φορτίου. Με βάση τη θεωρία των καμπυλών σύγκλισης αποτόνωσης αύξηση των ακτινικών μετατοπίσεων, οδηγεί σε αύξηση της αποτόνωσης και του εύρους της πλαστικής ζώνης, αλλά σε μείωση των φορτίων που ασκούνται στη σήραγγα. Επομένως, όπως είναι εμφανές και από το αντίστοιχο σχήμα, η λογική της συγκεκριμένης προσέγγισης αντιτίθεται σε βασικές αρχές της μηχανικής των σηράγγων, καθώς μείωση της αποτόνωσης (μείωση βήματος εκσκαφής, τοποθέτηση μέτρων προϋποστήριξης) οδηγεί σε μείωση του εύρους της πλαστικής ζώνης, άρα και σε μείωση των φορτίων.



Σχήμα 3.18 Καμπύλη σύγκλισης - αποτόνωσης και καμπύλη νεκρού φορτίου πλαστικής ζώνης.

Η φιλοσοφία της μεθόδου μπορεί να θεωρηθεί ρεαλιστική, μόνο στην περίπτωση δημιουργίας ενός ανοδικού κλάδου στην καμπύλη σύγκλισης - αποτόνωσης για πολύ μεγάλες παραμορφώσεις, ο οποίος οφείλεται στην εκτεταμένη χαλάρωση και αποδιοργάνωση του γεωυλικού. Ο κλάδος αυτός με βάση τις καμπύλες σύγκλισης αποτόνωσης δεν μπορεί να προσεγγιστεί ποσοτικά ακόμη και στην περίπτωση

γεωυλικών που παρουσιάζουν χαλάρωση ή ψαθυρή συμπεριφορά μετά την αστοχία (ενδεικτικά αναφέρονται οι εργασίες με τέτοιες θεωρήσεις Alonso et al., 2003; Park & Kim, 2006; Park et al., 2008). Με βάση τον Kovari (2000, Από: Fairhurst & Carranza-Torres, 2002) και τον Kolymbas (2008) ο συγκεκριμένος κλάδος, αν και εφόσον παρουσιαστεί, δεν μπορεί να εξηγηθεί και να εκφραστεί μέσω των καμπυλών σύγκλισης αποτόνωσης.

3.4.3 Αναλυτικές μέθοδοι αλληλεπίδρασης γεωυλικού - υποστήριξης

Με βάση τις μεθόδους αλληλεπίδρασης γεωυλικού - υποστήριξης το φορτίο που καλείται να παραλάβει η σήραγγα υπολογίζεται μέσω της επίλυσης των διαφορικών εξισώσεων ισορροπίας του γεωυλικού «μετά ή κατά τα διάρκεια» της διάνοιξης. Οι συγκεκριμένες μέθοδοι, με τρόπο ποσοτικό, λαμβάνουν υπόψη το αρχικό εντατικό πεδίο, τη γεωμετρία του προβλήματος και την ανακατανομή των τάσεων που προκαλείται λόγω της διάνοιξης, καταλήγοντας σε σχέσεις κλειστής μορφής για τις αναμενόμενες μετακινήσεις και τα επιβαλλόμενα φορτία στη διατομή υποστήριξης. Ωστόσο, για την επίλυση του προβλήματος, όλες οι μέθοδοι που παρουσιάζονται στη βιβλιογραφία υιοθετούν απλοποιητικές παραδοχές, όσον αφορά στα εξής:

- ο Γεωμετρία διατομής (κυκλική, ορθογωνική, πεταλοειδής κ.τ.λ.).
- ο Βάθος διάνοιξης σήραγγας, το οποίο συνδέεται με τη δυνατότητα ανάπτυξης της τοξωτής λειτουργίας του γεωυλικού.
- ο Επίλυση με θεώρηση διδιάστατης ή τριδιάστατης γεωμετρίας. Στην περίπτωση τριδιάστατων επιλύσεων, η μόρφωση των εξισώσεων γίνεται σε περιοχή πλησίον του μετώπου διάνοιξης.
- ο Τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων.
- ο Ελαστική ή ελαστοπλαστική θεώρηση του περιβάλλοντος γεωυλικού.
- ο Κριτήριο αστοχίας περιβάλλοντος γεωυλικού σε περίπτωση θεώρησης ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς (π.χ. Mohr-Coulomb, Hoek-Brown)
- ο Συμπεριφορά του γεωυλικού μετά την αστοχία (π.χ. ελαστικό - απολύτως πλαστικό γεωυλικό, χαλάρωση μετά την αστοχία)
- ο Χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά γεωυλικού (ερπυσμός γεωυλικού).
- ο Συναξιολόγηση συνθηκών υπογείων υδάτων και υπόγειας ροής λόγω της διάνοιξης.
- ο Προσομοίωση χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Στη βιβλιογραφία έχει προταθεί μεγάλο πλήθος αναλυτικών μεθόδων αλληλεπίδρασης γεωυλικού - υποστήριξης, οι οποίες με το πέρασμα των ετών χαρακτηρίζονται από σταδιακά αυξανόμενο βαθμό πολυπλοκότητας όσον αφορά στις παραδοχές, αλλά και στη διαδικασία επίλυσης. Οι Daemen (1975), Brown et al. (1983) και οι Fairhurst & Carranza-Torres (2002), παραθέτουν επισκοπήσεις των μεθόδων που έχουν αναπτυχθεί. Στον ακόλουθο πίνακα παρατίθεται μία εκτενής επισκόπηση των αναλυτικών μεθόδων αλληλεπίδρασης γεωυλικού - υποστήριξης που έχουν αναπτυχθεί και στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά μόνο ορισμένες εξ αυτών, οι οποίες κρίνονται πιο σημαντικές είτε λόγω της ιστορικής σημασίας τους είτε λόγω της ευρείας εφαρμογής τους. Διευκρινίζεται ότι αρκετά δεδομένα έχουν ληφθεί από τον αντίστοιχο πίνακα που παραθέτουν οι Brown et al. (1983).

Πίνακας 3.5 Σύνοψη αναλυτικών μεθόδων αλληλεπίδρασης γεωυλικού - υποστήριξης.

Δημοσίευση	Γεωμετρία διατομής	Συντελεστής οριζοντίων τάσεων	Πλαστικότητα	Παρατηρήσεις
Lame (1852)	Κυκλική	K=1	E	-
Kirsch (1898)	Κυκλική	K≠1	E	-
Fenner (1938) ¹	Κυκλική	K=1	M-C / E-P	-
Kastner (1949) ¹	Κυκλική	K≠1	M-C / E-P	-
Labasse (1949) ¹	Κυκλική	K≠1	M-C / E-P	Μηδενική συνοχή. Αξιολογεί μέση ογκομετρική παραμόρφωση στην πλαστική ζώνη.
Morrison & Coates (1955) ¹	Κυκλική	K=1	M-C / E-B-P	-
Hobbs (1966) ¹	Κυκλική	K=1	Μη-γραμμικό / E-B-P	Διαφορετικά E, ν στην πλαστική ζώνη.
Bray (1967) ¹	Κυκλική	K=1	M-C / E-P	Ολίσθηση σε λογαριθμικές σπείρες στην πλαστική ζώνη.
Diest (1967) ¹	Κυκλική	K=1	M-C / E-SS	Μηδενική παραμένουσα αντοχή
Salencon (1969) ¹	Κυκλική	K=1	Tresca & M-C / E-P	Ρυθμός μεταβολής πλαστικού όγκου ανεξάρτητος από την παραμόρφωση.
Daemen & Fairhurst (1971) ¹	Κυκλική	K=1	E-SS	Μεταβολή πλαστικού όγκου σταθερή ή μεταβαλλόμενη ανάλογα με την ακτινική παραμόρφωση. Δεν παρουσιάζονται σχέσεις κλειστής μορφής.
Lombardi (1970) ¹	Κυκλική	K=1	M-C / E-B-P	Εκτιμάται η μέση ογκομετρική παραμόρφωση στην πλαστική ζώνη. Στην πλαστική ζώνη διαφορετικές τιμές E, ν.
Hedron & Aiyer (1971) ¹	Κυκλική	K=1	M-C / E-P & E-B-P & E-SS	Σταθερή γωνία τριβής και συνοχή μεταβλητή συνοχή. Συζευγμένος νόμος ροής στην πλαστική ζώνη. Σε ορισμένες αναλύσεις διαφορετικές τιμές E, ν στην πλαστική ζώνη.
Ladayni (1974) ¹	Κυκλική	K=1	Fairhurst (1964) / E-B-P	Μη-γραμμικό κριτήριο αστοχίας για άρρηκτο και ρωγματομένο βράχο σε βραχυχρόνια και μακροχρόνια φόρτιση. Συζευγμένος νόμος ροής που εφαρμόζεται σε μικρό εύρος περί την αστοχία.
Egger (1974) ¹	Κυκλική	K=1	M-C / E-SS	Μηδενική παραμένουσα συνοχή. Μέγιστη και ελάχιστη κύρια πλαστική παραμόρφωση γραμμικά συσχετισμένες με την παράμετρο φ.
Muir Wood (1975)	Κυκλική	K≠1	E	Αναφορά και στο ρόλο των υπογείων υδάτων.
Panet (1976) ¹	Κυκλική	K=1	M-C / E-SS	Μηδενική παραμένουσα συνοχή. Μέγιστη και ελάχιστη κύρια πλαστική παραμόρφωση γραμμικά συσχετισμένες με την παράμετρο φ. Επιτρέπει την προσομοίωση της επίδρασης του μετώπου διάνοιξης.
Korbin (1976) ¹	Κυκλική	K=1	M-C / E-SS	Μη-γραμμική σχέση χαλάρωση - παραμόρφωσης. Υιοθετεί την παραδοχή των Hendron & Aiyer (1971) για το συζευγμένο νόμο ροής.
Atkinson & Potts (1977)	Κυκλική	K≠1	M-C	Επίλυση για ρηχές σήραγγες με θεώρηση αξονοσυμμετρικής κατάστασης κοντά στη διατομή και επίπεδης παραμόρφωσης πέραν της απόστασης επιρροής.
Kennedy & Lindberg(1977) ¹	Κυκλική	K=1	M-C / E-P	Ο νόμος ροής εφαρμόζεται σε ολόκληρη την πλαστική ζώνη. Παρουσιάζεται μία εναλλακτική λύση ασυμπίεστη ροής.
Florence & Schwer (1978) ¹	Κυκλική	K=1	M-C / E-P	Συζευγμένος νόμος ροής σε όλη την πλαστική ζώνη. Επιτρέπει την επίδραση αξονικής τάσης, η οποία οδηγεί έως και σε τρεις διαφορετικές πλαστικές ζώνες εξαρτώμενες από τις τιμές των ν και φ και τα σχετικά μεγέθη των εραπτομενικών, ακτινικών και αξονικών τάσεων.
Nguyen Minh & Berest (1979) ¹	Κυκλική	K=1	M-C / E-SS	Σταθερή γωνία τριβής στη μέγιστη και παραμένουσα αντοχή. Η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια πλαστική παραμόρφωση συσχετίζονται γραμμικά. Επιτρέπει την επίδραση αξονικής τάσης, η οποία οδηγεί σε δύο διαφορετικές πλαστικές ζώνες εξαρτώμενες τα σχετικά μεγέθη των εραπτομενικών, ακτινικών και αξονικών τάσεων.
Schwartz & Einstein (1979)	Κυκλική	K≠1	E	-
Schwartz & Einstein (1980) ¹	Κυκλική	K=1	M-C / E-P	Μηδενική ογκομετρική παραμόρφωση στην πλαστική ζώνη. Επιτρέπει την προσομοίωση της επίδρασης του μετώπου διάνοιξης.
Hoek & Brown (1980a) ¹	Κυκλική	K=1	Εμπειρικά μη-γραμμικά κριτήρια / E-B-P	Συζευγμένος νόμος ροής που εφαρμόζεται σε μικρό εύρος περί την αστοχία. Δίνονται βήματα για πλήρη επίλυση της αλληλεπίδρασης εδάφους - υποστήριξης.
Kaiser (1980) ¹	Κυκλική	K=1	M-C / E-B-P	Η μείωση στιβαρότητας και αντοχής εξαρτώνται από το ρυθμό μεταβολής. Η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια πλαστική παραμόρφωση συσχετίζονται γραμμικά.
Brown et al. (1983) ¹	Κυκλική	K=1	Εμπειρικά μη-γραμμικά κριτήρια / E-B-P & E-SS	Επίλυση κλειστής μορφής για απλά προσομοιώματα γεωυλικού. Σταδιακή αριθμητική επίλυση για περίπλοκα προσομοιώματα γεωυλικού.
Fritz (1984)	Κυκλική	K=1	M-C / E-P & E-SS	Θεώρηση ελαστο-βισκοπλαστικής συμπεριφοράς για το περιβάλλον γεωυλικό.
Muhlhaus (1985)	Κυκλική			Επίλυση με βάση το θεώρημα κατώτατου ορίου για διατομή σήραγγας υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης και για διατομής σήραγγας πλησίον του μετώπου εκσκαφής με την επίδραση της τρίτης διάστασης.
Detournay & Fairhurst (1987)	Κυκλική	K≠1	M-C / E-P	-
Cristescu et al. (1987)	Κυκλική	K=1	E	Θεώρηση βισκοελαστικής συμπεριφοράς για το περιβάλλον γεωυλικό.

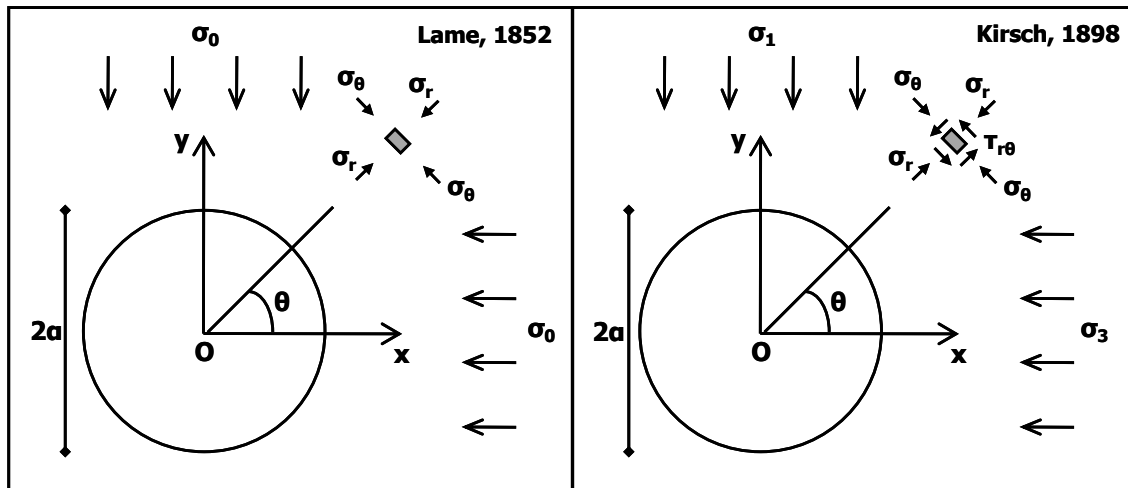
Δημοσίευση	Γεωμετρία διατομής	Συντελεστής οριζοντίων τάσεων	Πλαστικότητα	Παρατηρήσεις
Cristescu (1988)	Κυκλική	K=1	E-P	Θεώρηση βισκοπλαστικής συμπεριφοράς για το περιβάλλον γεωυλικό.
Sulem et al. (1987a, b)	Κυκλική	K=1	M-C / E-P	Θεώρηση βισκοελαστικής συμπεριφοράς για το περιβάλλον γεωυλικό.
Cristescu & Duda (1989)	Κυκλική	K=1	E	Θεώρηση βισκοελαστικής συμπεριφοράς για το περιβάλλον γεωυλικό. Στην επίλυση περιλαμβάνεται και ζώνη κερματισμένου βραχώδους υλικού, το οποίο τοποθετείται μεταξύ περιβάλλοντος γεωυλικού και υποστήριξης με σκοπό τη μείωση της επιβαλλόμενης πίεσης στην υποστήριξη.
Goodman (1989)	Κυκλική	K≠1	E	Θεώρηση βισκοελαστικής συμπεριφοράς για το περιβάλλον γεωυλικό.
Pan & Dong (1991a)	Κυκλική	K=1	E	Θεώρηση βισκοελαστικής συμπεριφοράς για το περιβάλλον γεωυλικό.
Pan & Dong (1991b)	Κυκλική	K=1	E	Θεώρηση βισκοελαστικής συμπεριφοράς για το περιβάλλον γεωυλικό.
Duncan Fama (1993)	Κυκλική	K=1	M-C / E-P & E-SS	-
Panet (1995)	Κυκλική	K=1	M-C / E-P & E-SS & E-B-P	-
Carranza-Torres & Fairhurst (1999)	Κυκλική	K=1	H-B / E-P	-
Carranza-Torres & Fairhurst (2000)	Κυκλική	K=1 K≠1	H-B / E-P	-
Carranza-Torres (2002)	Κυκλική	K=1	M-C / E-P	-
Exadaktylos & Stavropoulou (2002)	Πεταλοειδής Ημικυκλική	K≠1	E	-
Oreste (2003)	Κυκλική	-	-	Δίνεται έμφαση στην προσομοίωση των μέτρων άμεσης υποστήριξης (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αγκύρια κ.τ.λ.).
Alonso et al. (2003)	Κυκλική	K=1	M-C & H-B & Tresca / E-SS	-
Sharan (2003)	Κυκλική	K=1	H-B / E-B-P	Δεν χρησιμοποιεί ως εκθέτη την παράμετρο α (Hoek et al., 2002) αλλά τη συγκεκριμένη τιμή $\alpha=0.5$.
Carranza-Torres (2004)	Κυκλική	K=1	H-B / E-SS	Χρησιμοποιεί τη γενικευμένη έκφραση του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown.
Sharan (2005)	Κυκλική	K=1	H-B / E-B-P	Δεν χρησιμοποιεί ως εκθέτη την παράμετρο α (Hoek et al., 2002) αλλά τη συγκεκριμένη τιμή $\alpha=0.5$.
Park & Kim (2006)	Κυκλική	K=1	H-B & M-C / E-B-P	-
Kim & Eisenstein (2006)	Κυκλική	K=1	E	Τροποποίηση μεθόδου Einstein & Schwartz (1979).
Αγγελοπούλου et al. (2006)	Πεταλοειδής	K≠1	E	-
Li & Wang (2008)	Κυκλική	K≠1	E	Λαμβάνεται υπόψη η σχετική δυσκαμψία της υποστήριξης.
Park et al. (2008)	Κυκλική	K=1	H-B & M-C / E-SS	-
Bobet (2009)	Κυκλική	K≠1	E	Θεώρηση κυλινδρικής ανισοτροπίας στην περιοχή γύρω από τη διατομή εκσκαφής.
Fahimifar et al. (2010)	Κυκλική	K=1	E	Θεώρηση βισκοελαστικής συμπεριφοράς για το περιβάλλον γεωυλικό με βάση το προσομοίωμα Burgers.
Nomikos et al. (2011)	Κυκλική	K=1	E	Θεώρηση βισκοελαστικής συμπεριφοράς για το περιβάλλον γεωυλικό με βάση το προσομοίωμα Burgers.

¹Στοιχεία από Brown et al. (1983)

M-C: Mohr-Coulomb, E: Ελαστική συμπεριφορά, E-P: Ελαστοπλαστική συμπεριφορά, E-B-P: Ελαστική - Ψαθυρή - Πλαστική συμπεριφορά, E-SS: Ελαστική - Πλαστική συμπεριφορά με χαλάρωση μετά την αστοχία

Οι Alejano et al. (2009) παρουσιάζουν μία σύγκριση των χαρακτηριστικών καμπυλών για ευμενείς, μέτριες και δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες και για διαφορετικές περιπτώσεις συμπεριφοράς του περιβάλλοντος γεωυλικού: ελαστική - απολύτως πλαστική, ελαστική - ψαθυρά πλαστική, ελαστική - πλαστική με χαλάρωση.

Οι επιλύσεις που προτάθηκαν από τον Lamé (1852) και τον Kirsch (1898) - αν και δεν αποτελούν ουσιαστικά μεθόδους εκτίμησης φορτίου - έχουν ιδιαίτερη ιστορική σημασία, καθώς είναι οι πρώτες αναλυτικές επιλύσεις του προβλήματος της διάνοιξης σηράγγων. Προτείνουν εξισώσεις για τον υπολογισμό των τάσεων και των μετατοπίσεων εντός του περιβάλλοντος γεωυλικού θεωρώντας ελαστική συμπεριφορά. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι παραδοχές των δύο μεθόδων (Σχήμα 3.19) και οι αντίστοιχες εξισώσεις που προκύπτουν.



Σχήμα 3.19 Σχηματική απεικόνιση παραδοχών αναλυτικών μεθόδων με θεώρηση ελαστικού μέσου Lamé (1852) και Kirsch (1898).

Εξισώσεις Lamé (1852)

$$\sigma_r = \sigma_0 \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right), \text{ ακτινική τάση} \quad (3-43)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_0 \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right), \text{ εφαπτομενική τάση} \quad (3-44)$$

$$u_r = \sigma_0 \frac{1 + \nu}{E} \frac{a^2}{r^2}, \text{ ακτινική μετατόπιση} \quad (3-45)$$

όπου:

a: Ακτίνα διατομής (βλ. Σχήμα 3.19)

r: ακτινική απόσταση σημείου από το κέντρο της διατομής (βλ. Σχήμα 3.19)

E: Μέτρο παραμορφωσιμότητας υπό διάνοιξη γεωυλικού

σ_0 : Αρχική γεωστατική τάση πριν από τη διάνοιξη

Εξισώσεις Kirsch (1898)

$$\sigma_r = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta, \text{ ακτινική τάση} \quad (3-46)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta, \text{ εφαπτομενική τάση} \quad (3-47)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta, \text{ διατμητική τάση} \quad (3-48)$$

όπου:

a: Ακτίνα διατομής (βλ. Σχήμα 3.19)

r: Ακτινική απόσταση σημείου από το κέντρο της διατομής (βλ. Σχήμα 3.19)

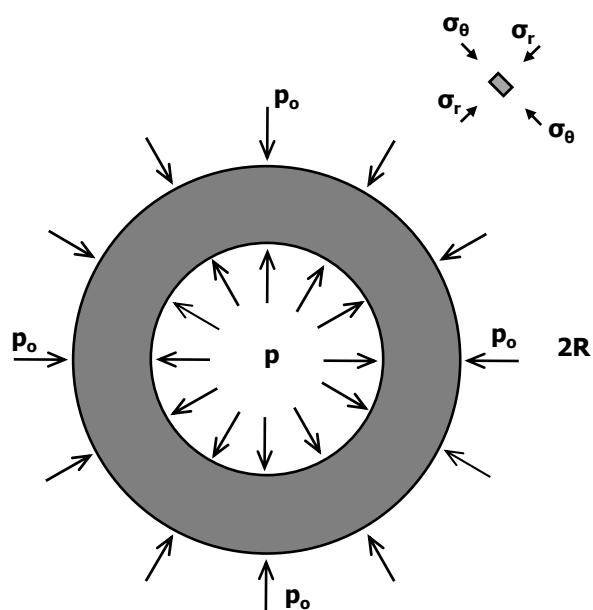
θ : Γωνία σημείου από τη διεύθυνση της σ_3 (βλ. Σχήμα 3.19)

σ_1 : Αρχική κατακόρυφη γεωστατική τάση πριν από τη διάνοιξη

σ_3 : Αρχική οριζόντια γεωστατική τάση πριν από τη διάνοιξη

Μέθοδος σύγκλισης - αποτόνωσης

Με βάση τους Fairhurst & Carranza-Torres (2002), η μέθοδος σύγκλισης - αποτόνωσης αποτελεί την πλέον λογική προσέγγιση του προβλήματος της διάνοιξης των σηράγγων. Στο συγκεκριμένο εδάφιο παρουσιάζεται ενδεικτική επίλυση των καμπυλών σύγκλισης - αποτόνωσης (βασισμένη στη λύση που παρουσιάζεται από τους Cantieni & Anagnostou, 2009) για κυκλική διατομή σήραγγας, η οποία διανοίγεται εντός υδροστατικού πεδίου τάσεων ($K=1$) και ελαστικού - απολύτως πλαστικού γεωλογικού Mohr-Coulomb (M-C / E-P), με διαστολική συμπεριφορά μετά την αστοχία. Η γραφική απεικόνιση των παραδοχών για τη γεωμετρία και το γεωστατικό πεδίο παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.20 και στη συνέχεια ακολουθεί η διαδικασία επίλυσης.



Σχήμα 3.20 Σχηματική απεικόνιση παραδοχών αναλυτικής μεθόδου σύγκλισης αποτόνωσης.

Ορισμός βασικών μεγεθών

$$k = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3-49)$$

$$K = \frac{1 + \sin \delta}{1 - \sin \delta} \geq 1 \quad (3-50)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} \quad (3-51)$$

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} \quad (3-52)$$

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{u}{r} \quad (3-53)$$

$$\lambda = 1 - p / p_o, \text{ συντελεστής αποτόνωσης} \quad (3-54)$$

$$N_s = \frac{2p_o}{\sigma_{cm}}, \text{ συντελεστής υπερφόρτισης} \quad (3-55)$$

$$\lambda_{cr} = 1 - \left(\frac{2}{1+k} \right) \left(\frac{N_s - 1}{N_s} \right), \text{ κρίσιμος συντελεστής αποτόνωσης} \quad (3-56)$$

$$D = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (3-57)$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (3-58)$$

όπου:

φ : Γωνία εσωτερικής τριβής γεωυλικού

δ : Γωνία διαστολικότητας

ϵ_{vol} : Ογκομετρική παραμόρφωση

ϵ_{shear} : Διατμητική παραμόρφωση

u : Ακτινική μετακίνηση

r : Απόσταση από το κέντρο της διατομής

p_0 : Γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας (παραδοχή αξονοσυμμετρίας $K=1$, βλ. Σχήμα 3.20)

p : Εσωτερική πίεση υποστήριξης (βλ. Σχήμα 3.20)

E : Μέτρο παραμορφωσιμότητας γεωυλικού

ν : Λόγος Poisson γεωυλικού

Εξισώσεις ισορροπίας για αξονοσυμμετρική φόρτιση

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (3-59)$$

όπου:

σ_r : Ακτινική τάση (Σχήμα 3.20)

σ_θ : Εφαπτομενική τάση (Σχήμα 3.20)

Κριτήρια εμφάνισης πλαστικής ζώνης γύρω από τη διατομή εκσκαφής

$$N_s > 1 \text{ και } \lambda > \lambda_{cr} \Rightarrow \text{Αναπτύσσεται πλαστική ζώνη} \quad (3-60)$$

$$N_s < 1 \text{ ή } \lambda < \lambda_{cr} \Rightarrow \text{Δεν αναπτύσσεται πλαστική ζώνη} \quad (3-61)$$

Σχέσεις τάσεων παραμορφώσεων στην ελαστική ζώνη

$$\sigma_r - p_0 = D[\epsilon_r + K_0 \epsilon_\theta] \quad (3-62)$$

$$\sigma_\theta - p_0 = D[\epsilon_\theta + K_0 \epsilon_r] \quad (3-63)$$

όπου:

ϵ_r : Ακτινική παραμόρφωση

ϵ_θ : Εφαπτομενική παραμόρφωση

Συνοριακές συνθήκες

$$r = \infty \Rightarrow u = 0 \quad (3-64)$$

$$r = R \Rightarrow \sigma_r = p \quad (3-65)$$

$$r = r_p \Rightarrow \sigma_{r,e} = \sigma_{r,p}, \text{ εφόσον αναπτύσσεται πλαστική ζώνη} \quad (3-66)$$

$$r = r_p \Rightarrow u_{r,e} = u_{r,p}, \text{ εφόσον αναπτύσσεται πλαστική ζώνη} \quad (3-67)$$

όπου:

r_p : Ακτίνα πλαστικής ζώνης

$\sigma_{r,e}$: Ακτινική τάση στην ελαστική ζώνη

$\sigma_{r,p}$: Ακτινική τάση στην πλαστική ζώνη

$u_{r,e}$: Ακτινική μετακίνηση στην ελαστική ζώνη

$u_{r,p}$: Ακτινική μετακίνηση στην πλαστική ζώνη

Περίπτωση που δεν αναπτύσσεται πλαστική ζώνη

$$\frac{u}{R} = \lambda \left(\frac{p_0}{2G} \right) \left(\frac{R}{r} \right), \quad (r \geq R) \quad (3-68)$$

$$\frac{\sigma_r}{p_0} = \left[1 - \lambda \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right], \quad (r \geq R) \quad (3-69)$$

$$\frac{\sigma_\theta}{p_0} = \left[1 + \lambda \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right], \quad (r \geq R) \quad (3-70)$$

$$\frac{u_R}{R} = \lambda \left(\frac{p_0}{2G} \right), \quad \text{στην περίμετρο της εκσκαφής (r=R)} \quad (3-71)$$

$$\frac{\sigma_{r,R}}{p_0} = [1 - \lambda], \quad \text{στην περίμετρο της εκσκαφής (r=R)} \quad (3-72)$$

$$\frac{\sigma_{\theta,R}}{p_0} = [1 + \lambda], \quad \text{στην περίμετρο της εκσκαφής (r=R)} \quad (3-73)$$

όπου:

G: Μέτρο διάτμησης γεωυλικού

R: Ακτίνα σήραγγας

Περίπτωση που αναπτύσσεται πλαστική ζώνη

$$\frac{r_p}{R} = \left[\left(\frac{2}{k+1} \right) \frac{N_s + \frac{2}{k-1}}{(1-\lambda)N_s + \frac{2}{k-1}} \right]^{\frac{1}{k-1}}, \quad \text{ακτίνα πλαστικής ζώνης} \quad (3-74)$$

$$\frac{u_R}{R} = \frac{N_s + \frac{2}{k-1}}{2E/\sigma_c} \left(\Delta_1 + \Delta_2 \frac{\frac{p}{p_0} + \frac{2}{N_s(k-1)}}{1 + \frac{2}{N_s(k-1)}} + \Delta_3 \left(\frac{\frac{p}{p_0} + \frac{2}{N_s(k-1)}}{1 + \frac{2}{N_s(k-1)}} \right)^{-\Delta_4} \right) \quad (3-75)$$

$$\Delta_1 = -(1-2\nu)(1+\nu) \quad (3-76)$$

$$\Delta_2 = (1+\nu) \frac{(1-\nu)(1+kK) - \nu(k+K)}{k+K} \quad (3-77)$$

$$\Delta_3 = \frac{2(1-\nu^2)(k-1)}{(k+K)} \left(\frac{2}{k+1} \right)^{\Delta_4}, \quad \Delta_4 = \frac{K+1}{k+1} \quad (3-78)$$

$$\frac{\sigma_r}{\rho_o} = \left[(1 - \lambda) + \frac{2}{(k-1)N_s} \right] \left(\frac{r}{R} \right)^{k-1} - \frac{2}{(k-1)N_s}, \quad (R \leq r \leq r_p) \quad (3-79)$$

$$\frac{\sigma_\theta}{\rho_o} = k \frac{\sigma_r}{\rho_o} + \frac{2}{N_s}, \quad (R \leq r \leq r_p) \quad (3-80)$$

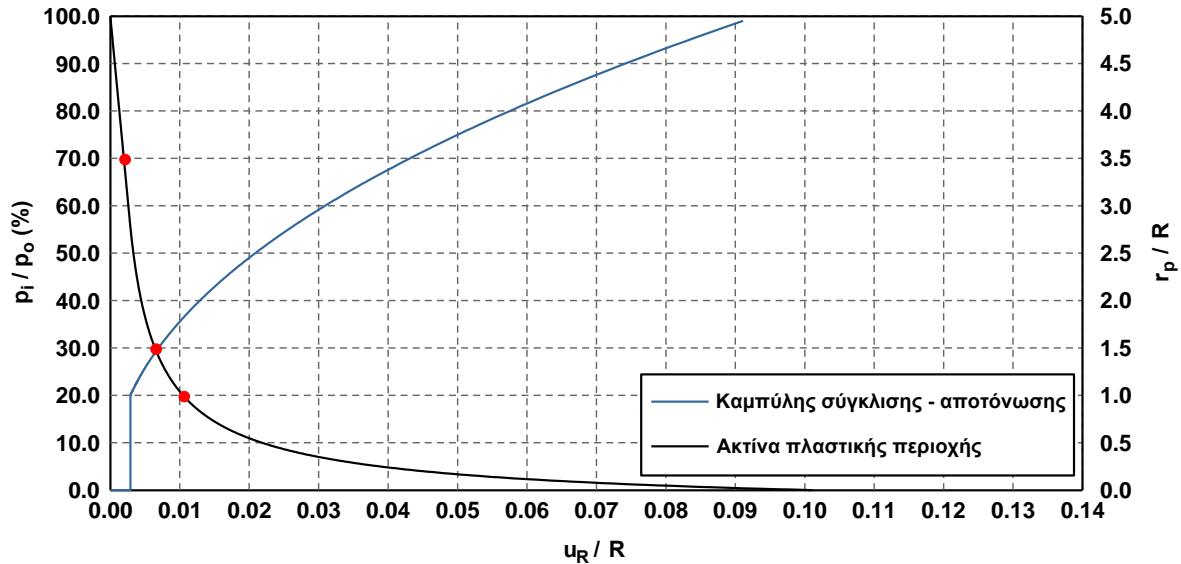
$$\frac{\sigma_r}{\rho_o} = 1 - \left[\left(1 - \frac{2}{k+1} \right) \left(1 + \frac{2}{(k-1)N_s} \right) \right] \frac{r_p^2}{r^2}, \quad (r \geq r_p) \quad (3-81)$$

$$\frac{\sigma_\theta}{\rho_o} = 1 + \left[\left(1 - \frac{2}{k+1} \right) \left(1 + \frac{2}{(k-1)N_s} \right) \right] \frac{r_p^2}{r^2}, \quad (r \geq r_p) \quad (3-82)$$

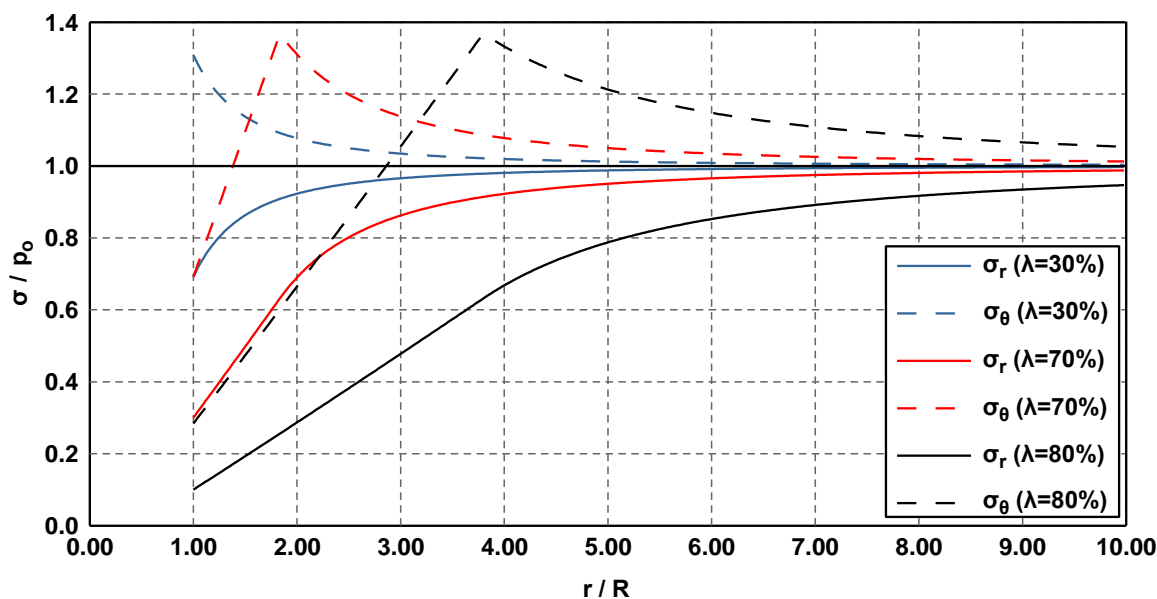
$$\frac{\sigma_r}{\rho_o} = [1 - \lambda], \quad \text{στην περίμετρο της εκσκαφής (} r=R \text{)} \quad (3-83)$$

$$\frac{\sigma_\theta}{\rho_o} = k(1 - \lambda) + \frac{2}{N_s}, \quad \text{στην περίμετρο της εκσκαφής (} r=R \text{)} \quad (3-84)$$

Στη συνέχεια παρουσιάζεται ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα καμπύλης - σύγκλισης αποτόνωσης (Σχήμα 3.21), όπου διακρίνεται η περιοχή ελαστικής συμπεριφοράς της βραχόμαζας (ευθύγραμμο τμήμα) και η περιοχή στην οποία έχει αρχίσει ο σχηματισμός πλαστικής ζώνης (καμπύλο τμήμα). Στο ίδιο διάγραμμα απεικονίζεται και η μεταβολή του εύρους της πλαστικής ζώνης. Τέλος, στο Σχήμα 3.22 απεικονίζονται χαρακτηριστικές κατανομές ακτινικών και εφαπτομενικών τάσεων ως προς την απόσταση από το κέντρο της διατομής για διαφορετικές τιμές του συντελεστή αποτόνωσης, οι οποίες αντιστοιχούν στα κόκκινα σημεία του προηγούμενου διαγράμματος.



Σχήμα 3.21 Καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης και καμπύλη μεταβολής εύρους πλαστικής ζώνης με βάση τη θεωρία σύγκλισης - αποτόνωσης.



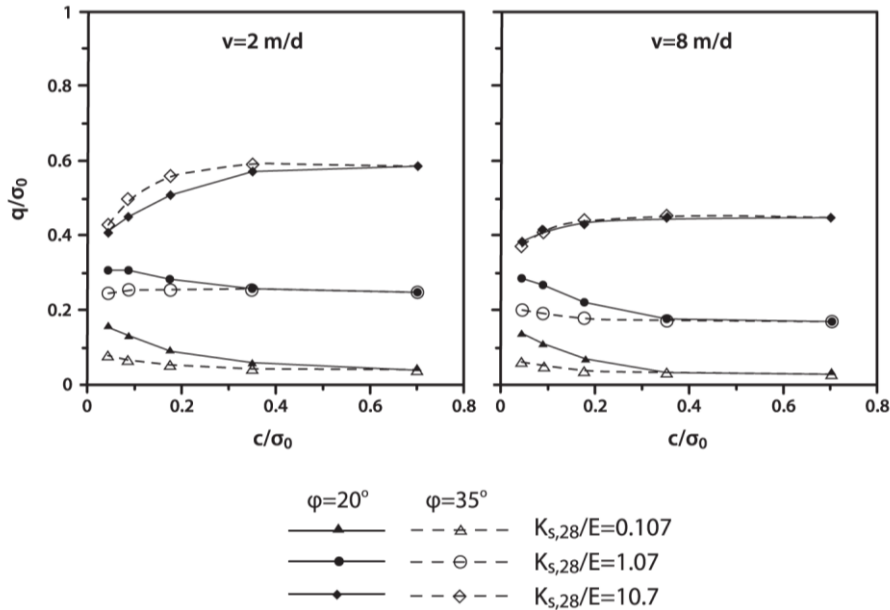
Σχήμα 3.22 Κατανομή ακτινικών (σ_r) και εφαπτομενικών τάσεων (σ_θ) ως προς την απόσταση από το κέντρο της διατομής εκσκαφής για διάφορες τιμές του συντελεστή αποτόνωσης λ με βάση τη θεωρία σύγκλισης αποτόνωσης.

3.4.4 Αριθμητικές μέθοδοι

Οι αριθμητικές αναλύσεις παρέχουν τη δυνατότητα ακριβούς προσομοίωσης της διάνοιξης της σήραγγας και στη συνέχεια της φόρτισης της τελικής επένδυσης, δίχως να υπόκεινται σε περιορισμούς όσον αφορά στη γεωμετρία, στο εντατικό πεδίο και στις ιδιότητες των γεωυλικών. Επομένως, προτάσεις για την εκτίμηση των φορτίων που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση μπορούν να προκύψουν μέσω παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων και στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων, με γνώμονα, όμως, τη φυσική του υπό μελέτη προβλήματος. Στην παρούσα διδακτορική διατριβή μέσω διδιάστατων και τριδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων προτείνονται σχέσεις και διαγράμματα για την εκτίμηση των φορτίων της τελικής επένδυσης.

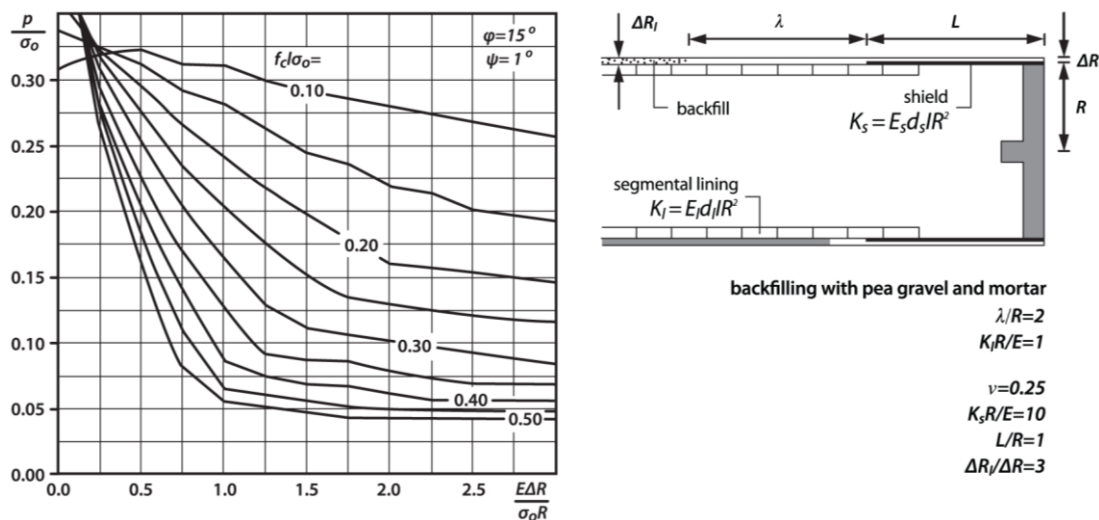
Γενικά οι προσεγγίσεις που αναφέρονται στη βιβλιογραφία για την εκτίμηση των φορτίων μέσω αριθμητικών μεθόδων αφορούν συνήθως είτε συγκεκριμένα έργα είτε ένα μικρό εύρος γεωμετρικών και γεωτεχνικών παραμέτρων, δίχως να χαρακτηρίζονται από γενικότητα. Επίσης συνήθως υιοθετούνται αξονοσυμμετρικά προσομοιώματα, τα οποία μπορούν να θεωρηθούν ρεαλιστικά μόνο για την περίπτωση κυκλικών σηράγγων σε μεγάλο βάθος και υδροστατικό τασικό πεδίο.

Οι Graziani et al. (2005) μέσω αξονοσυμμετρικών αναλύσεων προτείνουν τιμές για το ανηγμένο αξονικό φορτίο που καλείται να παραλάβει το κέλυφος της άμεσης υποστήριξης, λαμβάνοντας υπόψη τη χρονική μεταβολή των ιδιοτήτων του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Επίσης, αναφέρουν ότι η σχετική δυσκαμψία κελύφους και υποστήριξης είναι ο παράγοντας με τη μεγαλύτερη επίδραση, ενώ η αντοχή του γεωυλικού επηρεάζει περισσότερο την ανάπτυξη των προσυγκλίσεων από την επιβολή της φόρτισης και τις συγκλίσεις μετά την κατασκευή της υποστήριξης.



Σχήμα 3.23 Ανηγμένο φορτίο του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος στη θέση ισορροπίας με το γεωλικό. Όπου ϕ η γωνία τριβής του γεωλικού, c η συνοχή του γεωλικού, σ_0 η αρχική γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας, v ο ρυθμός προχώρησης της διάνοιξης, K η δυσκαμψία της υποστήριξης και q το φορτίο (Graziani et al., 2005).

Οι Ramoni et al. (2011) μελετάνε το πρόβλημα της φόρτισης της άμεσης υποστήριξης κατά τη διάνοιξη σηράγγων με TBM. Με βάση τα αποτελέσματα αξονοσυμμετρικών αναλύσεων προτείνουν κανονικοποιημένα διαγράμματα, στα οποία ενσωματώνεται μεγάλο πλήθος των παραμέτρων που υπεισέρχονται στη μελέτη σηράγγων με μηχανοποιημένη διάνοιξη. Χαρακτηριστικό παράδειγμα από τα προτεινόμενα νομογράμματα παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα, όπου είναι εμφανές ότι στην περιοχή των μικρών τιμών του λόγου $E\Delta R/\sigma_0 R$ βελτίωση της ποιότητας του εδάφους (αύξηση του λόγου f_c/σ_0) οδηγεί σε αύξηση του επιβαλλόμενου φορτίου. Αυτό αποτελεί ένα παράδοξο στα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και σχολιάζεται στο πλαίσιο της διδακτορικής διατριβής, αλλά και στις εργασίες των Cantieni & Anagnostou (2009) και Cantieni & Anagnostou (2011).



Σχήμα 3.24 Ενδεικτικό νομογράμμα για τον υπολογισμό του ανηγμένου φορτίου που ασκείται στην άμεση υποστήριξη κατά τη διάνοιξη σηράγγων με TBM. Όπου ϕ η γωνία τριβής του γεωλικού, ψ η γωνία διαστολικότητας του γεωλικού, f_c η αντοχή του γεωλικού σε μονοαξονική θλίψη κατά Mohr-Coulomb, σ_0 η αρχική γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας, E το μέτρο παραμορφωσιμότητας του γεωλικού και p το φορτίο της άμεσης υποστήριξης (Ramoni et al., 2011).

3.4.5 Οριζόντιες πιέσεις στις παρειές της διατομής

Στη βιβλιογραφία η ενασχόληση με την εκτίμηση των οριζοντίων πιέσεων στις παρειές της διατομής είναι πολύ μικρότερη σε σχέση με την εκτίμηση των κατακόρυφων φορτίων, αν και ο ρόλος τους στην ανάλυση της τελικής επένδυσης είναι ιδιαίτερα σημαντικός, διότι καθορίζουν το βαθμό εγκιβωτισμού και πλευρικής στήριξης της διατομής. Γενικά, η τιμή τους εξαρτάται ιδιαίτερα από την τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων πριν από το ξεκίνημα της διάνοιξης.

Οι περισσότερες θεωρίες προτείνουν γραμμική αύξηση των οριζοντίων πιέσεων με το βάθος ακολουθώντας τη λογική των γεωστατικών τάσεων. Για τον υπολογισμό του συντελεστή οριζοντίων τάσεων υιοθετούν τιμές μεταξύ του συντελεστή ενεργητικών και ουδετέρων ωθήσεων. Εξαιρέση, προφανώς, αποτελούν οι μέθοδοι που θεωρούν κυκλική διατομή εφόσον καταλήγουν σε σχέσεις για την ακτινική πίεση στη σήραγγα.

Οι Barton et al. (1974) προτείνουν ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί οι Εξ. (3-4) και (3-5), αλλά με προσαυξημένη την τιμή βαθμονόμησης Q (Q_{hor}). Για την καλή ποιότητα βραχώμαζας ($Q > 10$) προτείνεται προσαύξηση $Q_{hor} = 5Q$, για μέτρια ποιότητα βραχώμαζας ($0.1 < Q < 10$) $Q_{hor} = 2.5Q$ και για πτωχή ποιότητα βραχώμαζας $Q_{hor} = Q$. Υπολογίζοντας τις τιμές συντελεστή οριζοντίων τάσεων με βάση τις παραπάνω προτάσεις προκύπτουν οι τιμές που παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 3.6 Προτεινόμενες τιμές συντελεστή οριζοντίων τάσεων (Barton et al., 1974).

Ποιότητα γεωυλικού	Συντελεστής οριζοντίων τάσεων K
$Q > 10$	0.58
$10 > Q > 0.1$	0.74
$Q < 0.1$	1.00

Η αξιόπιστη εκτίμηση των οριζοντίων πιέσεων στο πλαίσιο της διατριβής θεωρείται ιδιαίτερα σημαντική, καθώς επηρεάζει την κατανομή της έντασης και τη διαδικασία της διαστασιολόγησης και μελετάται διεξοδικά στο κεφάλαιο 4.

3.4.6 Σχολιασμός των μεθόδων υπολογισμού των φορτίων της τελικής επένδυσης από το περιβάλλον γεωυλικό

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, τα φορτία και κατ' επέκταση η ένταση που αναπτύσσεται στο κέλυφος της άμεσης υποστήριξης και στην τελική επένδυση σηράγγων προέρχονται από την αλληλεπίδραση του συστήματος γεωυλικό - άμεση υποστήριξη - τελική επένδυση. Συγκεντρωτικά, οι παράγοντες που επηρεάζουν τα φορτία της τελικής επένδυσης συνοψίζονται παρακάτω:

- ο **Ποιότητα γεωυλικού** (παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας).
- ο **Χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά γεωυλικού** (ερπυσμός, διόγκωση, στερεοποίηση).
- ο **Ύψος υπερκειμένων**. Αποτελεί ουσιαστικά τη «φόρτιση» της σήραγγας μέσω του ίδιου βάρους του γεωυλικού. Αύξηση του ύψους υπερκειμένων συνεπάγεται αύξηση των φορτίων, η οποία, όμως, δεν είναι αναλογική, εξαιτίας της θολωτής λειτουργίας του εδάφους.
- ο **Συντελεστής οριζοντίων τάσεων**. Η τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων διαμορφώνει το μέσο εντατικό πεδίο στην περιοχή διάνοιξης επηρεάζοντας τόσο την τιμή όσο και την κατανομή των φορτίων.

- ο **Γεωμετρία της διατομής.** Τόσο το μέγεθος όσο και το σχήμα της διατομής επηρεάζουν την τιμή των φορτίων της τελικής επένδυσης. Όσον αφορά στη διάμετρο, η αύξηση του εμβαδού της διατομής χρήσης οδηγεί σε μεγαλύτερες εκσκαφές και τελικά σε μεγαλύτερη διαταραχή του γεωυλικού. Όσον αφορά στο σχήμα, το περιτύπωμα της διατομής χρήσης καθορίζεται από τον κύριο του έργου. Στη συνέχεια, η ακριβής γεωμετρία της διατομής της τελικής επένδυσης και της διατομής εκσκαφής αποτελούν επιλογή του μελετητή, η οποία δεν επηρεάζει μόνο τα εντατικά μεγέθη, αλλά και τις πιέσεις που καλείται να παραλάβει, καθώς η καμπυλότητά της καθορίζει την ενδοσιμότητά της και κατ' επέκταση την αποτόνωση του περιβάλλοντος γεωυλικού. Επισημαίνεται ιδιαίτερος η πολύ μεγάλη επιρροή στην τιμή των φορτίων από την κατασκευή προσωρινού και μόνιμου ανάστροφου τόξου, καθώς αυξάνουν τη δυσκαμψία της διατομής δημιουργώντας ένα κλειστό δακτύλιο οδηγώντας σε αύξηση των φορτίων.
- ο **Φάσεις εκσκαφής.** Η τιμή των φορτίων της τελικής επένδυσης διαφοροποιείται ανάλογα με τις φάσεις εκσκαφής. Γενικά, αύξηση των φάσεων εκσκαφής οδηγεί σε μικρότερη διαταραχή του περιβάλλοντος γεωυλικού.
- ο **Αριθμός κλάδων και απόσταση μεταξύ τους.** Η διάνοιξη δύο κλάδων επηρεάζει το εντατικό πεδίο εντός του γεωυλικού, καταργώντας πλήρως τη συμμετρία κατά την ανάλυση της τελικής επένδυσης, με τελικό αποτέλεσμα τη μεταβολή της τιμής αλλά κυρίως της κατανομής των φορτίων.
- ο **Διατομή μέτρων άμεσης υποστήριξης.** Η φιλοσοφία των μέτρων άμεσης υποστήριξης που χρησιμοποιούνται στη φάση της διάνοιξης επηρεάζουν τα αναπτυσσόμενα φορτία, καθώς η αποτόνωση του περιβάλλοντος γεωυλικού και ο καθορισμός του σημείου ισορροπίας της διατομής εξαρτάται άμεσα από τη συνολική δυσκαμψία του συστήματος υποστήριξης.
- ο **Μέτρα προϋποστήριξης.** Η εφαρμογή μέτρων προϋποστήριξης, η οποία έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των προσυγκλίσεων και τη μείωση της αποτόνωσης του γεωυλικού, οδηγεί σε αύξηση των φορτίων τόσο στην άμεση υποστήριξη όσο και στην τελική επένδυση.
- ο **Χρονική αλληλουχία εργασιών.** Σε γεωυλικά με έντονη ερπυστική συμπεριφορά η τιμή των φορτίων διαφοροποιείται ανάλογα με τη χρονική υστέρηση της τελικής επένδυσης σε σχέση με τη φάση διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης.

Με βάση τα παραπάνω γίνεται φανερό ότι η εκτίμηση των φορτίων της τελικής επένδυσης αποτελεί μία σύνθετη διαδικασία, η οποία επηρεάζεται ποικιλοτρόπως από πλήθος παραγόντων. Ωστόσο, οι εμπειρικές και αναλυτικές μέθοδοι εκτίμησης του φορτίου της τελικής επένδυσης, οι οποίες έχουν αποτελέσει ιδιαίτερα χρήσιμο εργαλείο στο σχεδιασμό σηράγγων, βασίζονται σε απλοποιητικές παραδοχές με αποτέλεσμα οι προτεινόμενες τιμές για τα φορτία της τελικής επένδυσης να χαρακτηρίζονται από μεγάλη διασπορά. Με βάση την εργασία των Singh et al. (1992), στην οποία συγκρίνονται οι εκτιμήσεις κυρίως εμπειρικών μεθόδων με επί τόπου μετρήσεις, προέκυψε ότι οι μέθοδοι που μελετήθηκαν ήταν γενικά μη αξιόπιστες. Οι Einstein et al. (1980) αναφέρουν ότι οι εμπειρικές σχέσεις είναι υποκειμενικές και οδηγούν σε υπερχεδιασμό των διατομών άμεσης υποστήριξης και τελικής επένδυσης και καταλήγουν ότι στη διαδικασία εξέλιξης των μεθόδων εκτίμησης των φορτίων είναι ιδιαίτερα σημαντική η αξιοποίηση δεδομένων από πραγματικά έργα.

3.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Όπως έχει ήδη αναφερθεί (βλ. §3.3), εφόσον στην ανάλυση της τελικής επένδυσης δεν προσομοιώνεται το περιβάλλον γεωυλικό, για την έμμεση προσομοίωση της αλληλεπίδρασης του συστήματος γεωυλικό - μέτρα άμεσης υποστήριξης - τελική επένδυση, εκτός από τα φορτία που επιβάλλει στη σήραγγα πρέπει να ληφθεί υπόψη και η στήριξη που προσφέρει. Για το σκοπό αυτό τοποθετούνται ακτινικά και εφαπτομενικά ελατήρια, οι τιμές των οποίων εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά του συστήματος. Ωστόσο, η συνήθης πρακτική στις μελέτες τελικής επένδυσης είναι στον υπολογισμό των ελαστικών στηρίξεων να αγνοείται η άμεση υποστήριξη και να λαμβάνεται υπόψη μόνο η αλληλεπίδραση γεωυλικού - τελικής επένδυσης.

Τα ακτινικά (ορθά) ελατήρια έχουν τη δυνατότητα να λειτουργήσουν μόνο θλιπτικά, καθώς στην περίπτωση ανάπτυξης εφελκυστικών παραμορφώσεων τα δύο τμήματα της διεπιφάνειας (τελική επένδυση - γεωυλικό) αποχωρίζονται (μηδενική εφελκυστική αντοχή). Η σταθερά των ακτινικών ελατηρίων μπορεί να προσεγγιστεί από την κλίση της χαρακτηριστικής καμπύλης $p - u$, η οποία μπορεί να υπολογιστεί με βάση τις μεθόδους που έχουν αναφερθεί στην παράγραφο 3.4.3. Εάν η συμπεριφορά του γεωυλικού θεωρηθεί ελαστική, τότε η δυστένεια του ελατηρίου είναι σταθερή και υπολογίζεται από την Εξ. (3-85). Αντίθετα, στην περίπτωση θεώρησης ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του γεωυλικού η δυστένεια είναι συνάρτηση της αναπτυσσόμενης μετατόπισης και πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι εκδηλωθείσες μετατοπίσεις πριν από την κατασκευή της τελικής επένδυσης για τον καθορισμό του σημείου αφετηρίας της ανάλυσης πάνω στη χαρακτηριστική καμπύλη.

$$k_r = \frac{E}{(1 + \nu)R} \quad (3-85)$$

όπου:

k_r : Σταθερά δυστένειας ακτινικού ελατηρίου

E : Μέτρο παραμορφωσιμότητας περιβάλλοντος γεωυλικού

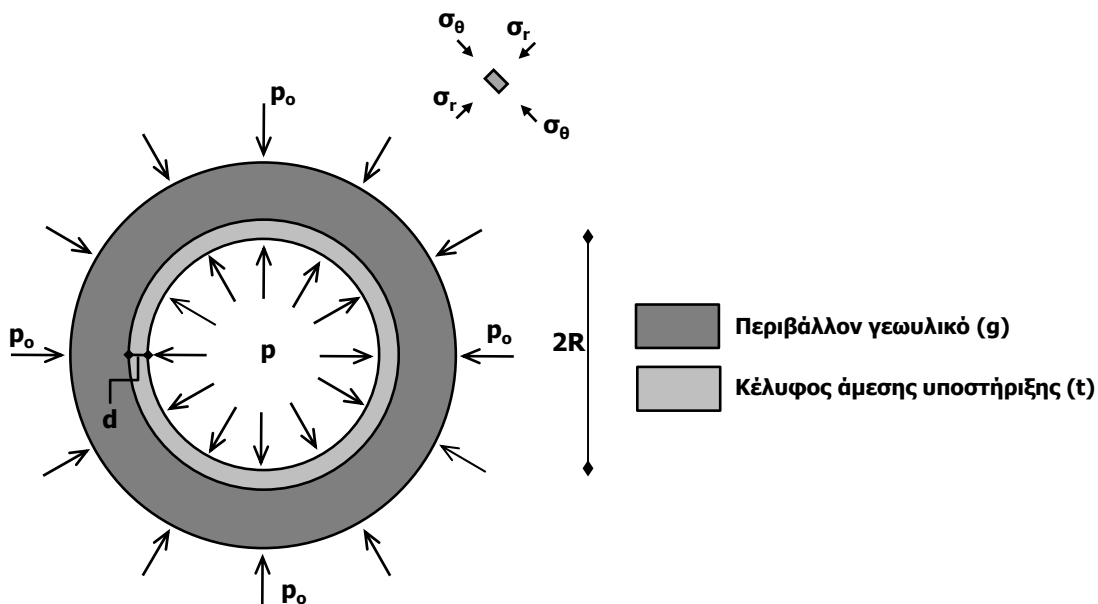
ν : Λόγος Poisson περιβάλλοντος γεωυλικού

R : Ακτίνα ή ισοδύναμη ακτίνα διατομής τελικής επένδυσης

Η σταθερά των εφαπτομενικών (διατμητικών) ελατηρίων εξαρτάται από τα διατμητικά χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας στην εξωτερική παρειά της τελικής επένδυσης. Στη συμβατική μέθοδο, όπως έχει περιγραφεί στην παράγραφο 3.1, μεταξύ εκτοξευόμενου σκυροδέματος και τελικής επένδυσης μεσολαβεί γεώφασμα και στεγανωτική μεμβράνη, τα οποία απομειώνουν, αλλά δεν μηδενίζουν, τα χαρακτηριστικά τριβής. Στο κεφάλαιο 4, μέσω των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων, προκύπτουν χρήσιμα συμπεράσματα για τις διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια και για τις τιμές των εφαπτομενικών ελατηρίων.

Ωστόσο, οι επιβαλλόμενοι περιορισμοί στην παραμόρφωση της τελικής επένδυσης δεν εξαρτώνται μόνο από τα χαρακτηριστικά του περιβάλλοντος γεωυλικού, αλλά και από τα χαρακτηριστικά της άμεσης υποστήριξης. Η επίδραση αυτή μπορεί να ληφθεί υπόψη, είτε προσομοιώνοντας το κέλυφος της άμεσης υποστήριξης περιμετρικά της τελικής επένδυσης είτε διαφοροποιώντας την τιμή της ακτινικής σταθεράς των ελατηρίων λαμβάνοντας υπόψη την επιπλέον δυσκαμψία που προσφέρεται από την άμεση υποστήριξη. Η υπολογιστική διαδικασία της δεύτερης προσέγγισης περιγράφεται αναλυτικά στη συνέχεια.

Για τον υπολογισμό της σταθεράς των ελατηρίων, λαμβάνοντας υπόψη την ύπαρξη της άμεσης υποστήριξης επιλύεται το πρόβλημα των καμπυλών σύγκλισης αποτόνωσης με τη θεώρηση δύο υλικών περιμετρικά της σήραγγας. Το πρώτο υλικό, στο δακτύλιο πάχους d , αντιστοιχεί στο κέλυφος της άμεσης υποστήριξης και το υλικό του εξωτερικού δακτυλίου στο περιβάλλον γεωλικό (Σχήμα 3.25). Οι παράμετροι της άμεσης υποστήριξης (πάχος κελύφους και μέτρο ελαστικότητας) στην περίπτωση όπου στο κέλυφος χρησιμοποιείται μόνο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αντιστοιχούν στις παραμέτρους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, ενώ στην περίπτωση σύμμικτης διατομής (εκτοξευόμενου σκυροδέμα και μεταλλικά πλαίσια) αντιστοιχούν στις ισοδύναμες παραμέτρους εκτοξευόμενου σκυροδέματος και μεταλλικών πλαισίων. Στην περίπτωση που περιμετρικά της διατομής προβλέπεται η κατασκευή αγκυριών, το γεωλικό μεταξύ του άκρου των αγκυριών και της υποστήριξης παρουσιάζει βελτιωμένες γενικά ιδιότητες λόγω του εγκιβωτισμού του. Το φαινόμενο αυτό δεν λαμβάνεται υπόψη στη ακόλουθη επίλυση, καθώς οι ιδιότητες του γεωλικού θεωρούνται σταθερές σε όλο τον όγκο γύρω από τη διατομή. Αναλυτική προσέγγιση της επίδρασης της «βελτιωμένης» ζώνης γεωλικού λόγω της δράσης των αγκυριών παρουσιάζεται από τον Bobet (2009).



Σχήμα 3.25 Σχηματική απεικόνιση παραδοχών για τον υπολογισμό της τιμής των ελατηρίων.

Ορισμός βασικών μεγεθών

Τα μεγέθη είναι χωριστά για κάθε υλικό.

$$\epsilon_r = \frac{du}{dr} \quad (3-86)$$

$$\epsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad (3-87)$$

$$k_{0t} = \frac{\nu_t}{1 - \nu_t} \quad (3-88)$$

$$D_t = \frac{E_t(1 - \nu_t)}{(1 + \nu_t)(1 - 2\nu_t)} \quad (3-89)$$

$$k_{0g} = \frac{v_g}{1 - v_g} \quad (3-90)$$

$$D_g = \frac{E_g(1 - v_g)}{(1 + v_g)(1 - 2v_g)} \quad (3-91)$$

$$\lambda = 1 - p / p_0 \quad (3-92)$$

όπου:

ϵ_r : Ακτινική παραμόρφωση

ϵ_θ : Εφαπτομενική παραμόρφωση

u : Ακτινική μετακίνηση

r : Απόσταση από το κέντρο της διατομής

E_t : Μέτρο ελαστικότητας άμεσης υποστήριξης

ν_t : Λόγος Poisson άμεσης υποστήριξης

E_g : Μέτρο ελαστικότητας περιβάλλοντος γεωυλικού

ν_g : Λόγος Poisson περιβάλλοντος γεωυλικού

λ : Συντελεστής αποτόνωσης

p_0 : Γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας (παραδοχή αξονοσυμμετρίας $K=1$, βλ. Σχήμα 3.25)

p : Εσωτερική πίεση υποστήριξης (βλ. Σχήμα 3.25)

Εξισώσεις ισορροπίας για αξονοσυμμετρική φόρτιση

Οι εξισώσεις ισορροπίας διατυπώνονται χωριστά εντός του κελύφους της άμεσης υποστήριξης και εντός του περιβάλλοντος γεωυλικού.

$$\frac{d\sigma_{r1}}{dr} + \frac{\sigma_{r1} - \sigma_{\theta1}}{r} = 0, \text{ για } R \leq r \leq R+d \quad (3-93)$$

$$\frac{d\sigma_{r2}}{dr} + \frac{\sigma_{r2} - \sigma_{\theta2}}{r} = 0, \text{ για } R+d \leq r \quad (3-94)$$

όπου:

σ_r : Ακτινική τάση

σ_θ : Εφαπτομενική τάση

R : Ακτίνα της διατομής

d : Πάχος κελύφους άμεσης υποστήριξης

Σχέσεις τάσεων παραμορφώσεων

$$\dot{\sigma}_{r1} = D_t(\epsilon_{r1} + k_{0t}\epsilon_{\theta1}) = \sigma_{r1} - p_0, \text{ για } R \leq r \leq R+d \quad (3-95)$$

$$\dot{\sigma}_{\theta1} = D_t(\epsilon_{\theta1} + k_{0t}\epsilon_{r1}) = \sigma_{\theta1} - p_0, \text{ για } R \leq r \leq R+d \quad (3-96)$$

$$\dot{\sigma}_{r2} = D_g(\epsilon_{r2} + k_{0g}\epsilon_{\theta2}) = \sigma_{r2} - p_0, \text{ για } R+d \leq r \quad (3-97)$$

$$\dot{\sigma}_{\theta2} = D_g(\epsilon_{\theta2} + k_{0g}\epsilon_{r2}) = \sigma_{\theta2} - p_0, \text{ για } R+d \leq r \quad (3-98)$$

Με βάση τις (3-95), (3-96), (3-97) και (3-98) οι εξισώσεις ισορροπίας γίνονται:

$$\frac{d^2 u_1}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du_1}{dr} - \frac{u_1}{r^2} = 0 \quad (3-99)$$

$$\frac{d^2 u_2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du_2}{dr} - \frac{u_2}{r^2} = 0 \quad (3-100)$$

Από την επίλυση των διαφορικών εξισώσεων προκύπτει:

$$u_1 = c_1 r + \frac{c_2}{r} \quad (3-101)$$

$$u_2 = c_3 r + \frac{c_4}{r} \quad (3-102)$$

Συνοριακές συνθήκες

Χρησιμοποιούνται οι δύο επιπλέον συνοριακές συνθήκες που προκύπτουν από την απαίτηση ισότητας των τάσεων και των μετατοπίσεων για τα δύο υλικά στη διεπιφάνεια μεταξύ της άμεσης υποστήριξης και του γεωυλικού.

$$r = \infty \Rightarrow u_2 = 0 \quad (3-103)$$

$$r = R + d \Rightarrow u_1 = u_2 \quad (3-104)$$

$$r = R \Rightarrow \sigma_{r1} = p \quad (3-105)$$

$$r = R + d \Rightarrow \sigma_{r1} = \sigma_{r2} \quad (3-106)$$

Από την Εξ. (3-103) προκύπτει:

$$\lim_{r \rightarrow \infty} u_2 = 0 \Rightarrow \lim_{r \rightarrow \infty} \left(c_3 r + \frac{c_4}{r} \right) = 0 \Rightarrow \lim_{r \rightarrow \infty} (c_3 r) + \lim_{r \rightarrow \infty} \left(\frac{c_4}{r} \right) = 0 \Rightarrow c_3 \lim_{r \rightarrow \infty} (r) + 0 = 0 \Rightarrow c_3 = 0 \quad (3-107)$$

Από την Εξ. (3-104) προκύπτει:

$$c_1 (R + d) + \frac{c_2}{(R + d)} = \frac{c_4}{(R + d)} \Rightarrow (R + d)^2 \cdot c_1 + c_2 = c_4 \quad (3-108)$$

Κατόπιν υπολογίζονται οι εκφράσεις των τάσεων με βάση τις σχέσεις (3-95) και (3-97):

$$\epsilon_{r1} = \frac{du}{dr} = c_1 - \frac{c_2}{r^2} \quad (3-109)$$

$$\epsilon_{\theta 1} = \frac{u_1}{r} = c_1 + \frac{c_2}{r^2} \quad (3-110)$$

$$\epsilon_{r2} = \frac{du}{dr} = -\frac{c_4}{r^2} \quad (3-111)$$

$$\epsilon_{\theta 2} = \frac{u_2}{r} = \frac{c_4}{r^2} \quad (3-112)$$

$$\sigma_{r1} = \dot{\sigma}_{r1} + p_o = p_o + D_t \left(c_1 - \frac{c_2}{r^2} + k_{0t} \left(c_1 + \frac{c_2}{r^2} \right) \right) \quad (3-113)$$

$$\sigma_{r2} = \dot{\sigma}_{r2} + p_o = p_o + D_g \left(-\frac{c_4}{r^2} + k_{0g} \frac{c_4}{r^2} \right) \quad (3-114)$$

Επομένως, από τη συνοριακή συνθήκη που εκφράζεται από την Εξ. (3-105) και την Εξ. (3-113) προκύπτει:

$$\left[D_t R^2 (1 + k_{0t}) \right] c_1 + \left[D_t (k_{0t} - 1) \right] c_2 = R^2 (p - p_0) \quad (3-115)$$

Αντίστοιχα από τη συνοριακή συνθήκη που εκφράζεται από την Εξ. (3-106) και τις Εξ. (3-113) και (3-114) προκύπτει:

$$\left[D_t (R + d)^2 (1 + k_{0t}) \right] c_1 + \left[D_t (k_{0t} - 1) \right] c_2 - \left[D_g (k_{0g} - 1) \right] c_4 = 0 \quad (3-116)$$

Τελικά για τον υπολογισμό των σταθερών ολοκλήρωσης προκύπτει το ακόλουθο σύστημα τεσσάρων εξισώσεων με τέσσερις αγνώστους (4×4).

$$c_3 = 0 \quad (3-117)$$

$$(R + d)^2 \cdot c_1 + c_2 = c_4 \quad (3-118)$$

$$\left[D_t R^2 (1 + k_{0t}) \right] c_1 + \left[D_t (k_{0t} - 1) \right] c_2 = R^2 (p - p_0) \quad (3-119)$$

$$\left[D_t (R + d)^2 (1 + k_{0t}) \right] c_1 + \left[D_t (k_{0t} - 1) \right] c_2 - \left[D_g (k_{0g} - 1) \right] c_4 = 0 \quad (3-120)$$

Σε μητρωική μορφή το παραπάνω σύστημα γίνεται:

$$[A] \times [C] = [B] \Rightarrow [C] = [A]^{-1} \times [B] \quad (3-121)$$

$$[A] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 \\ (R + d)^2 & 1 & 0 & -1 \\ D_t R^2 (1 + k_{0t}) & D_t (k_{0t} - 1) & 0 & 0 \\ D_t (R + d)^2 (1 + k_{0t}) & D_t (k_{0t} - 1) & 0 & -D_g (k_{0g} - 1) \end{bmatrix} \quad (3-122)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \\ c_3 \\ c_4 \end{bmatrix}, [B] = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ (p - p_0) R^2 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3-123)$$

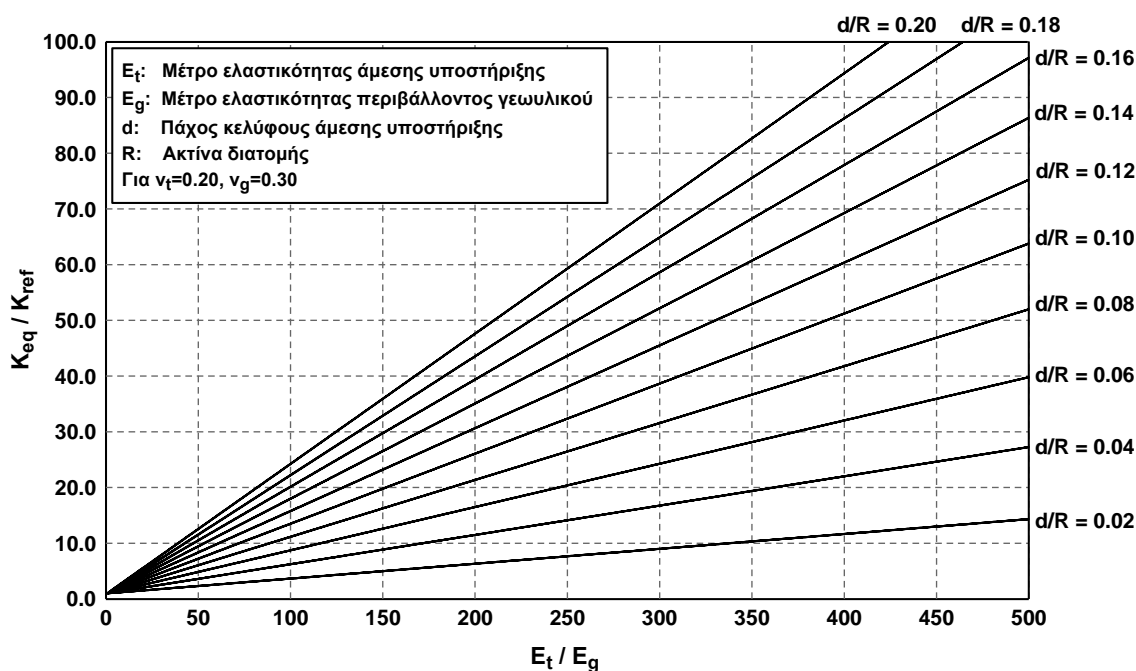
Από την επίλυση του συστήματος υπολογίζονται οι τιμές των σταθερών ολοκλήρωσης. Κατόπιν, εφόσον είναι πλέον γνωστή η έκφραση των μετατοπίσεων ως προς τις γεωμετρικές και γεωτεχνικές παραμέτρους, τις παραμέτρους της άμεσης υποστήριξης και την τιμή της εσωτερικής πίεσης, υπολογίζεται η σταθερά του ισοδύναμου ελατηρίου K_{eq} .

$$K_{eq} = \frac{p_0}{u_{R\infty}} \quad (3-124)$$

Τέλος, υπολογίζεται ο λόγος του ισοδύναμου ελατηρίου (K_{eq}) ως προς την τιμή του ελατηρίου δίχως την άμεση υποστήριξη (K_{ref}), η έκφραση του οποίου παρουσιάζεται στην Εξ. (3-125). Όπως είναι εμφανές η τιμή του λόγου K_{eq}/K_{ref} εξαρτάται από το λόγο d/R , το λόγο E_t/E_g και τις τιμές των λόγων Poisson των δύο υλικών, από τις οποίες υπολογίζονται οι τιμές των k_{0t} και k_{0g} .

$$\frac{K_{eq}}{K_{ref}} = \frac{\left[\left(2 + 2\frac{d}{R} - 2\frac{d}{R}k_t - \left(\frac{d}{R}\right)^2 k_t \right) (1 - k_g) + \left(\frac{d}{R}\right)^2 \right] \left(\frac{D_t}{D_g}\right) + (1 - k_t)(1 + k_t) \left[\left(\frac{d}{R}\right)^2 + 2\left(\frac{d}{R}\right) \right] \left(\frac{D_t}{D_g}\right)^2}{(1 - k_g) \left[\left(\frac{d}{R}\right)^2 + 2\left(\frac{d}{R}\right) \right] (1 - k_g) + \left(2 + 2\frac{d}{R}(1 + k_t) + \left(\frac{d}{R}\right)^2 (1 + k_t) \right) \left(\frac{D_t}{D_g}\right)} \quad (3-125)$$

Η γραφική απεικόνιση της Εξ. (3-125) παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.26 για τιμές του λόγου Poisson $\nu_t=0.20$ (άμεση υποστήριξης) και $\nu_g=0.30$ (περιβάλλον γεωυλικό), οι οποίες θεωρούνται εύλογες. Από την ανάλυση ευαισθησίας προέκυψε ότι διαφοροποίηση των λόγων Poisson για κάποιο από τα δύο υλικά οδηγεί σε μέγιστο σφάλμα περίπου 13% σε σχέση με τις τιμές του διαγράμματος, το οποίο θεωρείται ανεκτό στα πλαίσια των ευρύτερων αβεβαιοτήτων που υπάρχουν. Διαφορετικά η ακριβής τιμή του λόγου K_{eq}/K_{ref} μπορεί να υπολογιστεί από την Εξ. (3-125).



Σχήμα 3.26 Υπολογισμός της αυξημένης τιμής των ακτινικών ελαστικών στηρίξεων λόγω της ύπαρξης του κελύφους της άμεσης υποστήριξης ως προς την τιμή των λόγων E_t/E_g και d/R , για $\nu_t=0.20$ και $\nu_g=0.30$.

3.6 Η ΕΜΠΕΙΡΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟ

Στο πλαίσιο της διδακτορικής διατριβής αξιοποιήθηκαν διαθέσιμα δεδομένα από τη μελέτη και κατασκευή τη σηράγγων της Εγνατίας Οδού, τα οποία δίνουν τη δυνατότητα, πέρα από τη βιβλιογραφική, θεωρητική και αριθμητική προσέγγιση του προβλήματος, να μελετηθεί και η προσέγγισή του στην πράξη στο πλαίσιο ενός σύγχρονου έργου, όπως είναι η Εγνατία Οδός.

Η Εγνατία Οδός είναι ένας σύγχρονος αυτοκινητόδρομος δύο λωρίδων ανά κλάδο, με διαχωριστική νησίδα και δεξιά λωρίδα Έκτακτης Ανάγκης (ΛΕΑ). Εκτείνεται από την Ηγουμενίτσα του Νομού Θεσπρωτίας έως τους Κήπους του Νομού Έβρου και έχει συνολικό μήκος 670km. Κατά μήκος της Εγνατίας Οδού έχουν κατασκευαστεί 62 κόμβοι σύνδεσης με οδικό δίκτυο, 350 άνω και κάτω διαβάσεις εισόδου - εξόδου, 529 μεγάλες γέφυρες, συνολικού μήκους 40km περίπου και πολλές μικρές, 73 σήραγγες μέγιστου μήκους 4.8km. και συνολικού μήκους 49.5km περίπου ή 99km μονές, 43 περάσματα ποταμών και 11 δισταυρώσεις με σιδηροδρομικές γραμμές. Το συνολικό κόστος κατασκευής της Εγνατίας Οδού ανέρχεται σε 5900 εκ. ευρώ συμπεριλαμβανομένου και του ΦΠΑ.

Συγκεντρωτικά, οι σιηράγγες καταλαμβάνουν το 7% του μήκους του οδικού άξονα, ενώ το κόστος κατασκευής τους είναι περίπου το 30% της συνολικής δαπάνης κατασκευής της Οδού. Το κόστος των σιηράγγων κυμαίνεται από 8.000 ευρώ ανά μέτρο μήκους έως 30.000 ευρώ ανά μέτρο μήκους. Το συνολικό κόστος κατασκευής των σιηράγγων της Εγνατίας Οδού ανέρχεται περίπου στα 1.800 εκατ. ευρώ, συμπεριλαμβανομένου του ΦΠΑ.



Σχήμα 3.27 Χάραξη Εγνατίας Οδού (Πηγή: www.egnatia.gr).

3.6.1 Σύστημα Πληροφοριών και Ανάλυσης Σιηράγγων (TIAS)

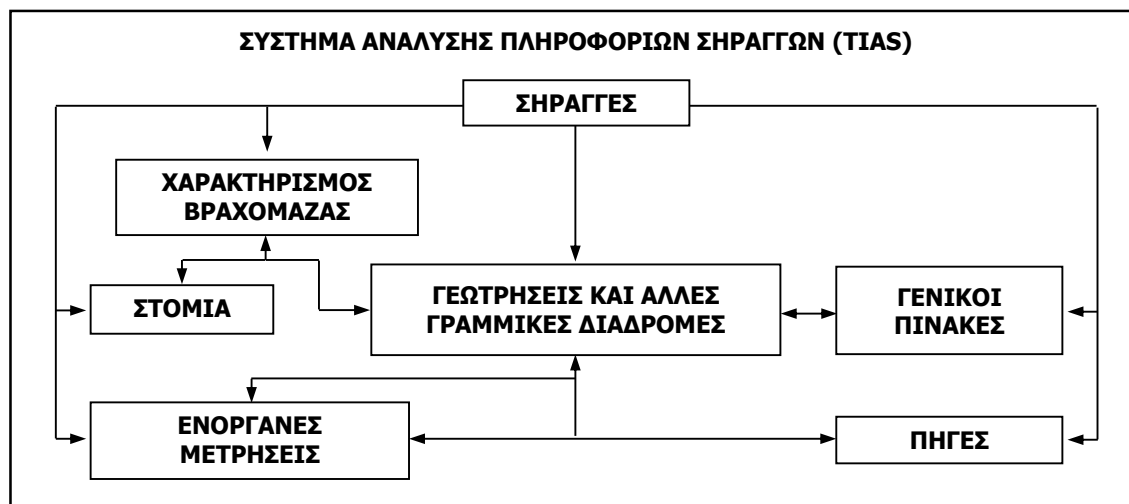
Βασικό εργαλείο για την αποθήκευση, ταξινόμηση και επεξεργασία των δεδομένων από τις σιηράγγες της Εγνατίας Οδού αποτέλεσε το «Σύστημα Ανάλυσης Πληροφοριών Σιηράγγων», (αναφέρεται ως TIAS: Tunnel Information and Analysis System), το οποίο δημιουργήθηκε στο πλαίσιο του ερευνητικού προγράμματος «Έρευνα επί της συμπεριφοράς των γεωυλικών κατά την κατασκευή των σιηράγγων της Εγνατίας Οδού και επί των παραγόντων διαμόρφωσης του τελικού κόστους κατασκευής» με επιστημονικό υπεύθυνο τον καθηγητή Π. Μαρίνο και έχει παρουσιαστεί από τους Μαρίνος et al. (2006), Μαρίνος Β. (2007) και Marinos et al. (2010). Στη συνέχεια, παρατίθεται μία συνοπτική περιγραφή του λογισμικού με έμφαση στο τμήμα που αφορά στην τελική επένδυση (Στοιχεία από: Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010).

3.6.1.1 Δομή της Βάσης Δεδομένων του TIAS

Η καταχώρηση των στοιχείων πραγματοποιήθηκε στη Βάση Δεδομένων του TIAS, η οποία χωρίζεται σε έξι κατηγορίες (Σχήμα 3.28):

- 1) **Σιηράγγες.** Βασική κατηγορία στοιχείων από την οποία «αναρτώνται» όλες οι υπόλοιπες.
- 2) **Γεωτρήσεις και άλλες γραμμικές διαδρομές.** Στοιχεία γεωτρήσεων, χαρτογραφήσεων και γεωλογικών αναγνώρισεων.

- 3) Χαρακτηρισμός βραχώμαζας.** Στοιχεία περιγραφή ποιοτικής και ποσοτικής περιγραφής της βραχώμαζας (Βαθμονομήσεις, αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών κ.τ.λ.).
- 4) Ενόργανες μετρήσεις.** Στοιχεία από ενόργανες μετρήσεις πιεζομέτρων, συγκλίσεων κ.τ.λ.
- 5) Πηγές.** Στοιχεία για τα έγγραφα προέλευσης των πληροφοριών.
- 6) Γενικοί πίνακες.** Πίνακες γενικών πληροφοριών (μονάδες, συντμήσεις κ.τ.λ.).



Σχήμα 3.28 Δομή Βάσης Δεδομένων ΤΙΑΣ (Μαρίνος Β., 2007).

3.6.1.2 Περιγραφή στοιχείων της Βάσης Δεδομένων

Τα στοιχεία που καταχωρήθηκαν στη Βάση Δεδομένων προέρχονται από όλες της φάσης μελέτης (Έκθεση εκτίμησης έργου, Μελέτη Γεωτεχνικής Αξιολόγησης, Μελέτη εκσκαφής και Προσωρινής Υποστήριξης, Μελέτη Στομίων, Μελέτη Τελικής Επένδυσης) και κατασκευής (διατομές υποστήριξης, μετρηθείσες συγκλίσεις, χαρτογραφήσεις μετώπου, καταπτώσεις, εισροές υδάτων κ.τ.λ.) των σηράγγων της Εγνατίας Οδού.

Πίνακας 3.7 Στοιχεία Βάσης Δεδομένων ΤΙΑΣ (Marinos et al., 2010).

Κατηγορία στοιχείων	Αριθμός καταχωρήσεων
Γεωτρήσεις	629
Εργαστηριακές δοκιμές	7248
Διατομές άμεσης υποστήριξης	280
Παράμετροι σχεδιασμού γεωυλικού	1784
Εισροές (Προβλεπόμενες από τη μελέτη)	1065
Εισροές (Παρατηρηθείσες κατά την κατασκευή)	2927
Καταπτώσεις (Προβλεπόμενες από τη μελέτη)	185
Καταπτώσεις (Παρατηρηθείσες κατά την κατασκευή)	6950
Ποιοτικά στοιχεία (Προβλεπόμενα από τη μελέτη)	1531
Ποιοτικά στοιχεία (Παρατηρηθέντα κατά την κατασκευή)	4523
Χαρτογραφήσεις μετώπου	5872
Μετρήσεις συγκλίσεων	2038

Πίνακας 3.8 Στατιστικά στοιχεία της Βάσης Δεδομένων TIAS (Marinos et al., 2010).

Κατηγορία στοιχείων	Τύπος στοιχείων
Γεωλογικά δεδομένα (Ανεξάρτητα του έργου)	Γεωτρήσεις (π.χ. συντεταγμένες, βάθος, RQD)
	Γεωλογική περιγραφή
	Επί τόπου δοκιμές (π.χ. Lugeon, SPT)
	Μετρήσεις ασυνεχειών
Γεωτεχνικά δεδομένα (Ανεξάρτητα του έργου)	Βαθμονόμηση βραχόμαζας
	Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών (π.χ. μονοαξονική θλίψη, σημειακή φόρτιση)
	Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού γεωυλικών (π.χ. παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας)
Στοιχεία σηράγγων (Με εφαρμογή μόνο σε σήραγγες)	Γενικές πληροφορίες (π.χ. θέση, μήκος, σχήμα διατομής)
	Συμπεριφορά βραχόμαζας (προβλεπόμενη από τη μελέτη και παρατηρηθείσα κατά την κατασκευή)
	Στοιχεία σχεδιασμού (π.χ. κατηγορίες υποστήριξης, μηχανισμοί αστοχίας)
	Στοιχεία κατασκευή (π.χ. κατηγορίες υποστήριξης, αστοχίες)

3.6.1.3 Λογισμικά

Το Σύστημα Πληροφοριών και Ανάλυσης Σηράγγων αποτελείται από τρία τμήματα: i) τη Βάση Δεδομένων, ii) τη βασική εφαρμογή για την επεξεργασία και την ανάλυση των δεδομένων και iii) το περιβάλλον χρήστη. Η Βάση Δεδομένων δημιουργήθηκε με γλώσσα προγραμματισμού Microsoft SQL Server 2000. Το λογισμικό ανάλυσης χωρίστηκε σε δύο υποτμήματα για χρήση του TIAS σε ένα προσωπικό υπολογιστή ή σε δίκτυο υπολογιστών. Το τρίτο τμήμα του TIAS παρέχει τη δυνατότητα πλοήγησης στα δεδομένα της βάσης και στην πραγματοποίηση συσχέτισης μεταξύ τους. Τα επιμέρους λογισμικά και το τελικό ενιαίο σύστημα λειτουργούν κάτω από το ενιαίο σύστημα WINDOWS XP (© Microsoft). Επίσης, στη Βάση Δεδομένων χρησιμοποιούνται γλώσσες προγραμματισμού Visual Basic, Visual C#. Για την καταχώρηση των γεωλογικών - γεωτεχνικών δεδομένων χρησιμοποιείται το πρότυπο ηλεκτρονικής καταχώρησης γεωτεχνικών και γεωπεριβαλλοντικών δεδομένων, το οποίο έχει αναπτυχθεί από την Association of Geotechnical Specialists (AGS-3, 1999), ενώ τα υπόλοιπα δεδομένα εντάσσονται στην τράπεζα σε πίνακες, οι οποίοι δημιουργήθηκαν ειδικά για τις ανάγκες του συγκεκριμένου σκοπού.

3.6.2 Παρουσίαση και επεξεργασία στοιχείων από σήραγγες της Εγνατίας Οδού

Τα διαθέσιμα στοιχεία από τη μελέτη και κατασκευή σηράγγων της Εγνατίας Οδού συγκεντρώθηκαν και καταχωρήθηκαν στη Βάση Δεδομένων TIAS στο πλαίσιο του ερευνητικού προγράμματος «Έρευνα επί της συμπεριφοράς των γεωυλικών κατά την κατασκευή των σηράγγων της Εγνατίας Οδού και επί των παραγόντων διαμόρφωσης του τελικού κόστους κατασκευής» και των διδακτορικών διατριβών του Μαρίνου Β. (2007) και της Πετρουτσάτου (2008).

Επισημαίνεται ότι τα στοιχεία αφορούν μόνο στο κυρίως υπόγειο τμήμα των σηράγγων, το οποίο διανοίγεται με συμβατική μέθοδο. Έχουν εξαιρεθεί λοιπόν, οι περιοχές των στομιών, οι οποίες διανοίγονται με τη μέθοδο εκσκαφής και επανεπίκωσης, καθώς και τμήματα των σηράγγων με ιδιαίτερη γεωμετρική διαμόρφωση (διατομές parking, εγκάρσιες στοές διαφυγής κ.τ.λ.). Επίσης για

λόγους γενικότητας των συμπερασμάτων έχουν εξαιρεθεί και διατομές ειδικών απαιτήσεων και συνθηκών, όπως είναι οι διατομές εισόδου στο υπόγειο τμήμα, οι διατομές που αφορούν ήδη σε διανοιχθέντα τμήματα που έχουν αστοχήσει κ.τ.λ. Στη συνέχεια, ακολουθεί η παρουσίαση και η επεξεργασία των στοιχείων που αφορούν στην τελική επένδυση σηράγγων.

3.6.2.1 Στοιχεία από τη μελέτη σηράγγων

Τα στοιχεία που παρουσιάζονται από τις μελέτες τελικής επένδυσης αφορούν στις μεθόδους ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν, στις γεωτεχνικές συνθήκες σχεδιασμού, καθώς και στις ποσότητες σκυροδέματος και χάλυβα που προέκυψαν από το σχεδιασμό. Αντίστοιχη επεξεργασία των στοιχείων αυτών με ορισμένες διαφοροποιήσεις παρατίθεται στις εργασίες των Φορτσάκης et al. (2006) και Φορτσάκης et al. 2010a. Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του δείγματος για τις μελέτες τελικής επένδυσης.

Πίνακας 3.9 Περιγραφή του δείγματος των στοιχείων από την κατασκευή σηράγγων της Εγνατίας Οδού.

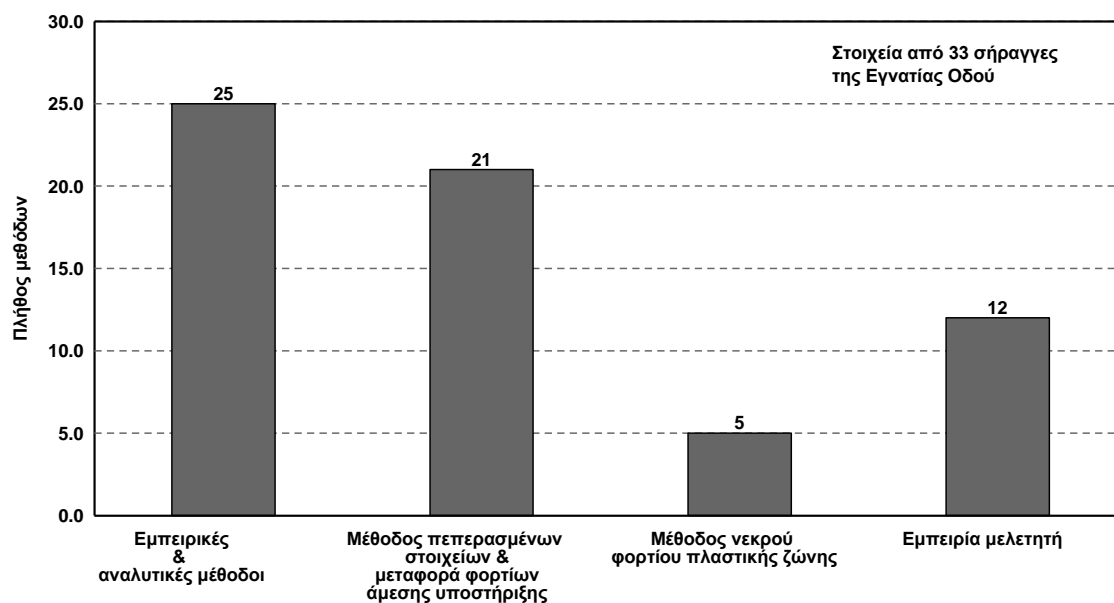
Κατηγορία στοιχείων	Τύπος στοιχείων
Πλήθος σηράγγων	35
Πλήθος διατομών τελικής επένδυσης	155
Συνολικό μήκος σηράγγων με διαθέσιμα στοιχεία (Οι δύο κλάδοι θεωρούνται χωριστά)	~63km

Αρχικά, παρατίθενται στοιχεία όσον αφορά στον τρόπο υπολογισμού των φορτίων που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση από το περιβάλλον γεωυλικό με θεώρηση πλήρους απενεργοποίησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης (απαίτηση των Ο.Σ.Μ.Ε.Ο.). Τα διαθέσιμα στοιχεία για τις συγκεκριμένες μεθόδους χωρίστηκαν σε τέσσερις κατηγορίες:

- ο **Εμπειρικές και αναλυτικές μέθοδοι.** Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλες οι εμπειρικές και αναλυτικές μέθοδοι που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 3.4. Στις υπόψη μελέτες χρησιμοποιήθηκαν η μέθοδος Unal (§3.4.1.5), η εμπειρική μέθοδος Terzaghi (3.4.1.1), η αναλυτική μέθοδος Terzaghi (§3.4.2.4), η μέθοδος Protodyakonov (§3.4.2.9), καθώς και συστάσεις κανονισμών ευρωπαϊκών χωρών.
- ο **Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων και μεταφορά φορτίων άμεσης υποστήριξης.** Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται οι περιπτώσεις στις οποίες πραγματοποιείται πλήρης προσομοίωση της κατασκευαστικής διαδικασίας με την τελική επένδυση να ενεργοποιείται στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης και εκείνες στις οποίες λαμβάνονται οι πιέσεις στην άμεση υποστήριξη από αριθμητικές αναλύσεις και στη συνέχεια επιβάλλονται ως εξωτερική φόρτιση στο αριθμητικό προσομοίωμα της τελικής επένδυσης.
- ο **Μέθοδος νεκρού φορτίου πλαστικής ζώνης** (βλ §3.4.2.11).
- ο **Εμπειρία μελετητή.** Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται οι περιπτώσεις στις οποίες ο μελετητής είτε χρησιμοποιεί την εμπειρία του, είτε υιοθετεί μεθόδους και παραδοχές με βάση τη γνώση του και τις αρχές της μηχανικής, συνήθως προς την πλευρά της ασφάλειας, οι οποίες δεν εντάσσονται σε κάποια από τις ευρέως γνωστές και χρησιμοποιούμενες μεθόδους.

Σε πολλές από τις διαθέσιμες μελέτες τελικής επένδυσης για την εκτίμηση των φορτίων δεν υιοθετήθηκε μία μόνο μέθοδος, αλλά περισσότερες και η τελική τιμή προέκυψε από τη συναξιολόγησή

τους, Συνολικά στις μελέτες των 35 σηράγγων εντοπίστηκαν 13 διαφορετικές μελετητικές προσεγγίσεις (ως μελετητική προσέγγιση εννοείται ο συνδυασμός των μεθόδων που υιοθετήθηκαν). Στο Σχήμα 3.29 παρουσιάζεται η κατανομή των μεθόδων στις ανωτέρω κατηγορίες, από το οποίο είναι εμφανής η εκτεταμένη χρήση των εμπειρικών και αναλυτικών μεθόδων. Επικουρικά αναφέρεται ότι σε 22 από τις 35 μελέτες πραγματοποιήθηκαν διδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις, δίχως προσομοίωση του γεωυλικού (προσομοίωση της τελικής επένδυσης με πεπερασμένα στοιχεία δοκού επί ελαστικών στηρίξεων και επιβολή των φορτίων) και στις υπόλοιπες 13 διδιάστατες αναλύσεις με προσομοίωση του γεωυλικού.

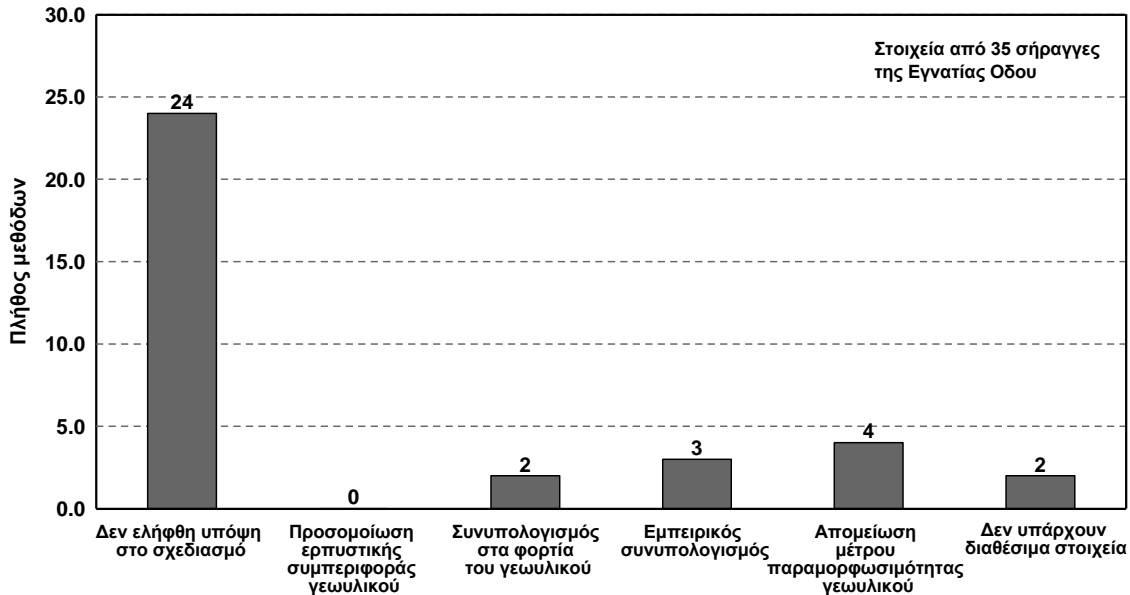


Σχήμα 3.29 Μέθοδοι υπολογισμού των φορτίων από το περιβάλλον γεωυλικό στην τελική επένδυση σηράγγων της Εγνατίας Οδού (Στοιχεία: Εγνατία Οδός Α.Ε.). Το άθροισμα των μεθόδων είναι μεγαλύτερο από 35 διότι σε αρκετές μελέτες χρησιμοποιήθηκαν περισσότερες από μία μέθοδοι.

Όσον αφορά στον ερπυσμό του γεωυλικού, λαμβάνεται υπόψη σε πολύ μικρό αριθμό μελετών, γεγονός το οποίο οφείλεται κυρίως στη δυσχέρεια που υπάρχει για την ποσοτικοποίηση και προσομοίωση του φαινομένου. Μάλιστα σε ορισμένες από τις περιπτώσεις που δεν ελήφθη υπόψη, οι γεωτεχνικές συνθήκες στην περιοχή διάνοιξης της σήραγγας θα μπορούσαν να οδηγήσουν στην εκδήλωση σημαντικών ερπυστικών παραμορφώσεων. Ωστόσο, ακόμη και στις περιπτώσεις που ελήφθη υπόψη, η προσομοίωσή του ήταν έμμεση και συνήθως βασιζόμενη σε γενικές παραδοχές. Η κατανομή των μελετών, με κριτήριο την αντιμετώπιση του ερπυσμού του γεωυλικού, παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.30 και οι κατηγορίες είναι εξής:

- ο Δεν ελήφθη υπόψη στο σχεδιασμό.
- ο Προσομοίωση ερπυστικής συμπεριφοράς γεωυλικού.
- ο Συνυπολογισμός στα φορτία του γεωυλικού. Εντάσσονται οι μελέτες στις οποίες γίνεται αναφορά στον ερπυσμό, δίχως χωριστή προσομοίωση, αλλά θεωρείται ότι η επίδρασή του ενσωματώνεται στις μεθόδους εκτίμησης των φορτίων.
- ο Εμπειρικός συνυπολογισμός. Εντάσσονται οι μελέτες στις οποίες γίνεται αναφορά στο φαινόμενο και η επίδρασή του θεωρείται ότι λαμβάνεται υπόψη έμμεσα μέσω εμπειρικών προσεγγίσεων.

- ο Απομείωση μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού. Έμμεση προσομοίωση του φαινομένου μέσω απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού με σκοπό την εκδήλωση αντίστοιχων παραμορφώσεων με τις ερπυστικές περί την εκσκαφή.
- ο Δεν υπάρχουν διαθέσιμα στοιχεία.



Σχήμα 3.30 Μέθοδοι προσομοίωσης του ερπυσμού του γεωυλικού στην τελική επένδυση σηράγγων της Εγνατίας Οδού (Στοιχεία: Εγνατία Οδός Α.Ε.).

Επομένως, ο σχεδιασμός της τελικής επένδυσης σηράγγων γίνεται από τους μελετητές με χρήση πολλών διαφορετικών μεθοδολογιών, όσον αφορά στον υπολογισμό των φορτίσεων από το γεωυλικό και στην προσομοίωση του φαινομένου του ερπυσμού, καθεμία από τις οποίες έχει προκύψει με διαφορετικές παραδοχές, όπως έχει αναλυθεί διεξοδικά στις προηγούμενες παραγράφους. Για τη διερεύνηση της επίδρασης των διαφορετικών μεθοδολογιών στο σχεδιασμό γίνεται μία προσπάθεια να ποσοτικοποιηθούν με ένα αντιπροσωπευτικό δείκτη οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού και τα προτεινόμενα μέτρα κάθε διατομής τελικής επένδυσης από τις μελέτες των υπόψη σηράγγων.

Προφανώς, οι διατομές της τελικής επένδυσης που προτείνονται από τους μελετητές είναι αποτέλεσμα όλων των φορτίσεων που περιγράφονται στην παράγραφο 3.1. Επειδή, όμως, όλες οι φορτίσεις εκτός από αυτές που προέρχονται από το γεωυλικό είναι σχεδόν ή και εντελώς όμοιες για κάθε τυπική διατομή μπορεί να θεωρηθεί ότι οι γεωτεχνικές συνθήκες είναι αυτές που αποτελούν τον παράγοντα εκείνο που θα διαφοροποιήσει τις προτεινόμενες διατομές. Κάνοντας λοιπόν την παραδοχή, η οποία ελάχιστα απέχει από την πραγματικότητα ότι οι υπόλοιπες φορτίσεις αποτελούν κοινό σημείο για όλες τις σήραγγες, αναμένει κανείς η ποσότητα των μέτρων υποστήριξης να παρουσιάζει σαν γενική τάση μία φθίνουσα πορεία με τη βελτίωση των γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού.

Στο σημείο αυτό είναι αναγκαίο να τονιστεί ότι η διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης δεν μπορεί να αποτελεί συνάρτηση μόνο των γεωτεχνικών συνθηκών, καθώς εξαρτάται από τη γεωμετρία της διατομής άμεσης υποστήριξης, ελάχιστες απαιτήσεις των κανονισμών, τη βελτιστοποίηση της κατασκευαστικής διαδικασίας, αστοχίες κατά τη διάνοιξη, φιλοσοφία και εμπειρία του μελετητή.

Στη συνέχεια διερευνάται η συσχέτιση που παρουσιάζουν τα χαρακτηριστικά των προτεινόμενων διατομών τελικής επένδυσης με τις γεωτεχνικές συνθήκες που υιοθετήθηκαν στο σχεδιασμό. Οι

γεωτεχνικές συνθήκες ποσοτικοποιήθηκαν μέσω του λόγου σ_c/ρ_o ($\sigma_c=2c\tan(45+\phi/2)$, αντοχή γεωυλικού σε μονοαξονική θλίψη κατά Mohr-Coulomb και $\rho_o=\gamma H$, γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας). Για τη διατομή τελικής επένδυσης ελήφθησαν στοιχεία για το πάχος των διατομών τελικής επένδυσης (h) και για τη συνολική ποσότητα του οπλισμού κάθε διατομής σε κιλά ανά μέτρο μήκους σήραγγας (M). Επισημαίνεται ότι στην ποσότητα του οπλισμού συμπεριλαμβάνονται όλα τα είδη των οπλισμών που τοποθετούνται (διαμήκεις, περιφερειακοί, συνδετήρες, οπλισμοί θεμελίων). Στη συνέχεια, έγινε προσπάθεια ποσοτικοποίησης των μεγεθών αυτών μέσω αντιπροσωπευτικών δεικτών. Τονίζεται ότι η προσπάθεια αυτή περιέχει πολλές παραδοχές και αβεβαιότητες, οι οποίες όμως είναι κοινές για όλες τις διατομές. Επομένως, τα μεγέθη που προκύπτουν δεν έχουν αξία ως απόλυτα μεγέθη, αλλά μόνο ως μέτρο σύγκρισης μεταξύ των διατομών.

Τελικά οι αντιπροσωπευτικοί δείκτες που επιλέχθηκαν είναι οι εξής:

- ο Πάχος διατομής τελικής επένδυσης (h)
- ο Ποσότητα οπλισμού διατομής τελικής επένδυσης ανά μέτρο μήκους σήραγγας (M)
- ο Εντατικά μεγέθη αντοχής (N_{eq} , M_{eq} , $M_{eq,tot}$)

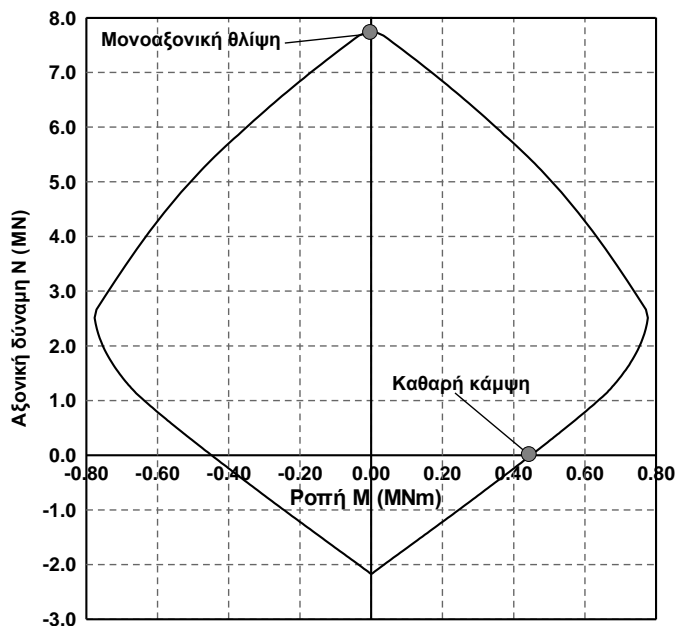
Για τον υπολογισμό των ισοδύναμων εντατικών μεγεθών αντοχής ακολουθήθηκε η εξής διαδικασία: Θεωρήθηκε τυπική διατομή σήραγγας διαμέτρου 12.0m (αντιπροσωπευτική για το έργο της Εγνατίας Οδού) και τμήμα της σήραγγας μήκους ενός μέτρου (1.0m), για το οποίο είναι γνωστά το πάχος της διατομής σε διάφορα σημεία (κλειδα, παρειές, θεμελίωση), η ποσότητα του σκυροδέματος και η ποσότητα του οπλισμού ανά μέτρο μήκους της σήραγγας και οι ποιότητες των υλικών κατασκευής (κατηγορία σκυροδέματος και χάλυβα). Στη συνέχεια, υπολογίζεται το μήκος της περιμέτρου και με βάση τον όγκο του σκυροδέματος υπολογίστηκε ένα ισοδύναμο πάχος. Επιλέχτηκε η προσέγγιση αυτή και όχι η τιμή του πάχους σε κάποιο χαρακτηριστικό σημείο, για να ενσωματωθεί στο μέγεθος έμμεσα και η γεωμετρία της διατομής (ανοιχτός ή κλειστός πυθμένας κ.τ.λ.) και η συνολική «δυσκαμψία» του κελύφους. Κατόπιν, υπολογίστηκε ο όγκος του οπλισμού και, διαιρώντας με το μήκος του κυκλικού τμήματος, το αντίστοιχο εμβαδόν του. Το εμβαδόν αυτό θεωρήθηκε ότι είναι ισομερώς κατανεμημένο στην εσωτερική και εξωτερική στοιβάδα του φορέα ως περιφερειακός οπλισμός. Τέλος, υπολογίστηκαν τα εντατικά μεγέθη αντοχής (Σχήμα 3.31):

Αντοχή σε θλίψη (N_{eq}):

$$N_{eq}=(A_c-A_s)\times f_{cd}+A_s\times f_{yd} \quad (3-126)$$

Ροπή αντοχής σε καθαρή κάμψη (M_{eq}):

$$M_{eq}=A_c\times f_{cd}\times[(h/2)-(x/2)]+F_{s1}\times[(h/2)-d_1]+F_{s2}\times[(h/2)-d_1] \quad (3-127)$$



Σχήμα 3.31 Ενδεικτικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης διατομής Ω/Σ στο οποίο διακρίνονται τα σημεία που αντιστοιχούν στη μονοαξονική θλίψη και την καθαρή κάμψη.

Ισοδύναμη συνολική ροπή αντοχής ($M_{eq,tot}$):

$$M_{eq,tot} = N_{eq} \cdot (h/8) M_{eq} \quad (3-128)$$

όπου:

A_c : Εμβαδόν διατομής σκυροδέματος

A_s : Συνολικό εμβαδόν διαμήκους οπλισμού

f_{cd} : Τιμή σχεδιασμού αντοχής σκυροδέματος σε μονοαξονική θλίψη

f_{yd} : Τιμή σχεδιασμού ανοχής χάλυβα σε μονοαξονική θλίψη / εφελκυσμό

h : Ύψος διατομής σκυροδέματος

d_1 : Πάχος επικάλυψης διαμήκους οπλισμού

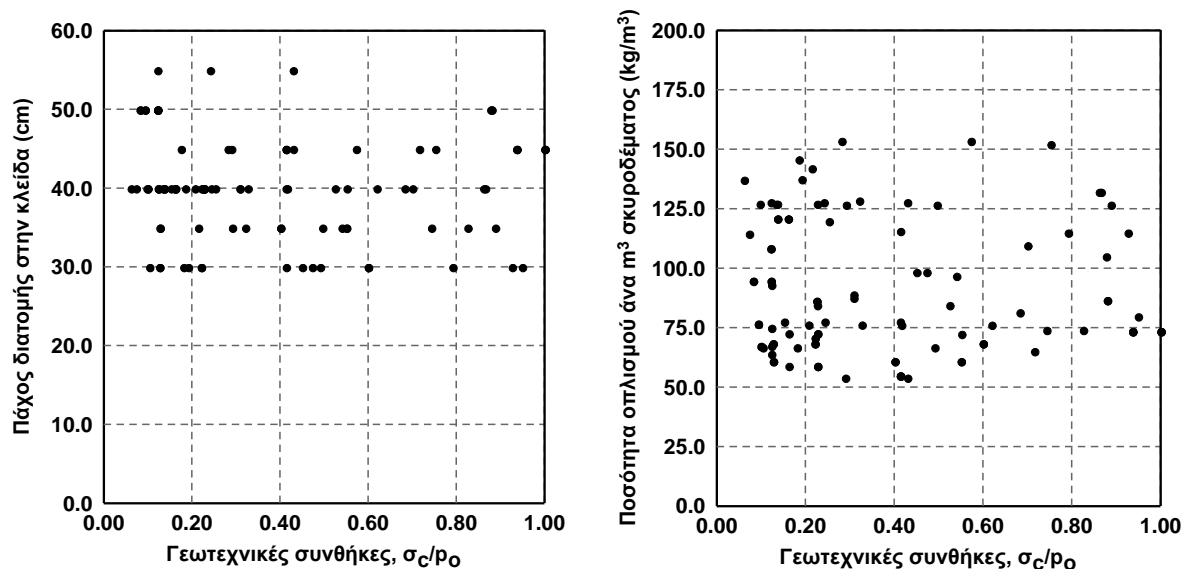
x : Βάθος θλιβόμενης ζώνης

F_s : Εφελκυστική ή θλιπτική δύναμη οπλισμών

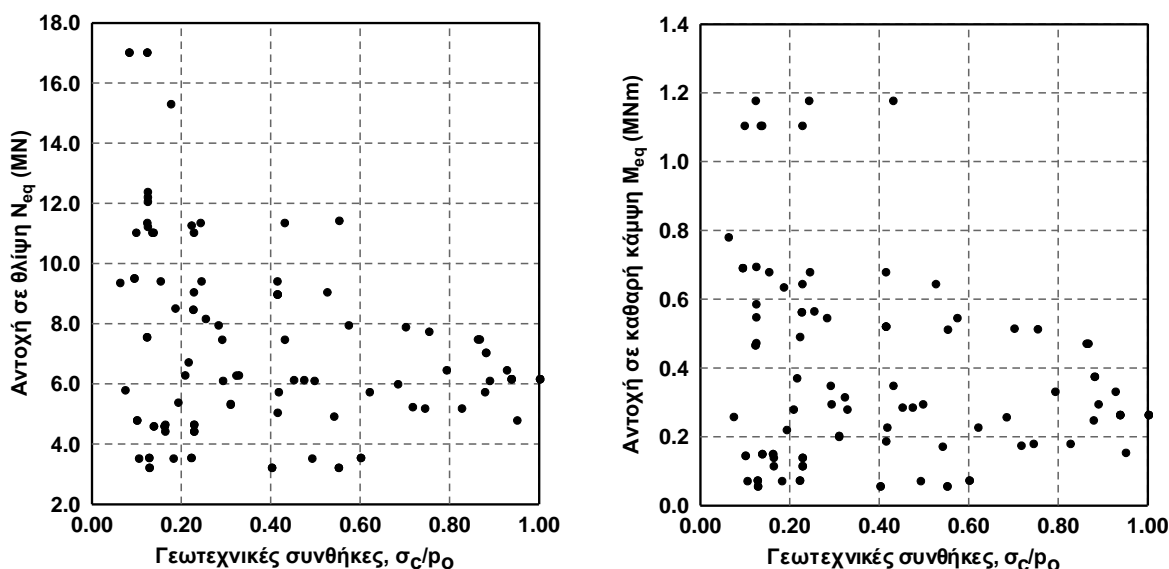
Το μέγεθος $M_{eq,tot}$ αν και δεν έχει φυσικό νόημα, χρησιμοποιήθηκε για να δώσει μία συνδυασμένη εικόνα, καθώς η αξονική δύναμη «ευνουεί» τις διατομές με μεγάλα πάχη και η ροπή αντοχής σε καθαρή κάμψη τις διατομές με μεγάλη ποσότητα οπλισμού. Ως μοχλοβραχίονας επιλέχτηκε το $h/8$ κατόπιν στατιστικής επεξεργασίας των αποτελεσμάτων, έτσι ώστε τα δύο μεγέθη να έχουν περίπου ίση επίδραση στο τελικό μέγεθος $M_{eq,tot}$.

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζεται η κατανομή των διαφόρων χαρακτηριστικών μεγεθών της τελικής επένδυσης ως προς τις γεωτεχνικές συνθήκες σχεδιασμού. Στο διάγραμμα δεν παρουσιάζονται ορισμένες τιμές (περίπου 20% του συνόλου των σημείων) για τιμές του λόγου $\sigma_c/\rho_o > 1$, καθώς κρίνεται ότι οι γεωτεχνικές συνθήκες στις περιπτώσεις αυτές είναι ευμενείς και κρίσιμος παράγοντας στη διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης είναι οι ελάχιστες απαιτήσεις των κανονιστικών διατάξεων και όχι η ένταση του φορέα. Επίσης, διευκρινίζεται ότι στα συγκεκριμένα σχήματα η γεωστατική τάση έχει υπολογιστεί από το άνω όριο του εύρους υπερκειμένων που προτείνεται η διατομή από τη μελέτη.

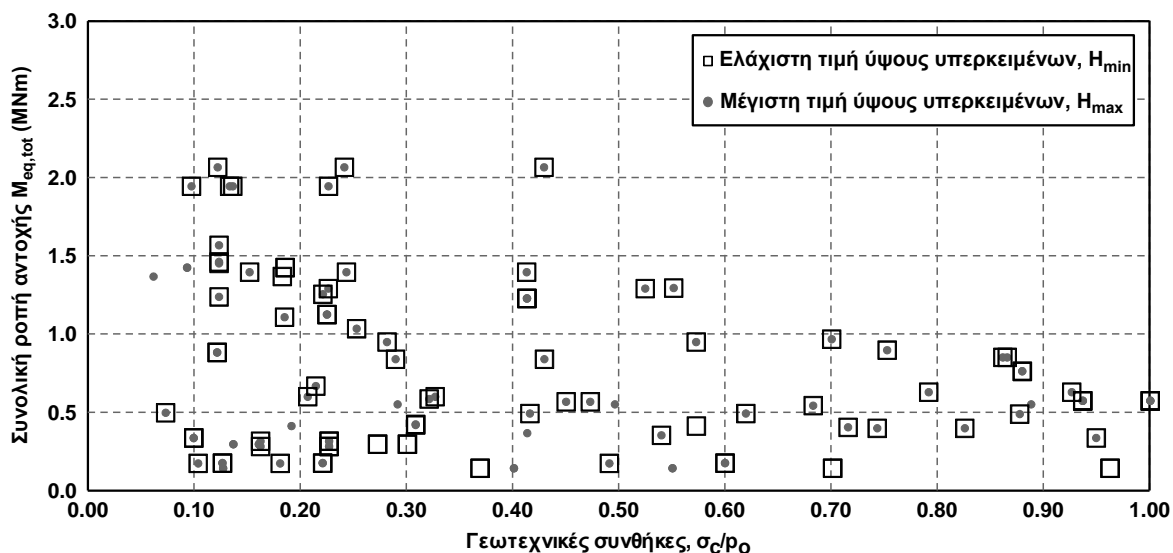
Στο Σχήμα 3.32 φαίνεται καθαρά ότι η κατανομή τόσο του πάχους όσο και της ποσότητας του οπλισμού είναι πρακτικά οριζόντια και δεν παρουσιάζεται μία εμφανής εξάρτηση από τις γεωτεχνικές συνθήκες. Στο Σχήμα 3.33 η κατανομή των εντατικών μεγεθών N_{eq} και M_{eq} προσεγγίζει την οριζόντια, αλλά παρουσιάζει μία μικρή τάση μείωσης των εντατικών μεγεθών όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Αντίστοιχη είναι και η κατανομή του $M_{eq,tot}$ στο Σχήμα 3.34, με ελαφρά πιο έντονη πτωτική τάση των σημείων, καθώς ενσωματώνεται η επίδραση των δύο επιμέρους ισοδύναμων εντατικών μεγεθών.



Σχήμα 3.32 Κατανομή του πάχους στην κλειδα και της ποσότητας οπλισμού των διατομών τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_o (Η γεωστατική τάση ρ_o έχει υπολογιστεί για το άνω όριο του προτεινόμενου εύρους εφαρμογής ύψους υπερκειμένων).



Σχήμα 3.33 Κατανομή του N_{eq} και M_{eq} των διατομών τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_o (Η γεωστατική τάση ρ_o έχει υπολογιστεί για το άνω όριο του προτεινόμενου εύρους εφαρμογής ύψους υπερκειμένων).



Σχήμα 3.34 Κατανομή του $M_{eq,tot}$ των διατομών τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_0 .

Συνοψίζοντας τις παρατηρήσεις από τα στοιχεία των μελετών τελικής επένδυσης των σηράγγων της Εγνατίας Οδού προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- ο Δεν υπάρχει μία συγκεκριμένη και ευρέως αποδεκτή μέθοδος για την προσέγγιση του προβλήματος της τελικής επένδυσης, γεγονός το οποίο αποδεικνύεται από το πλήθος των μεθόδων και των μελετητικών προσεγγίσεων που χρησιμοποιήθηκαν.
- ο Οι προτεινόμενες διατομές τελικής επένδυσης (πάχος σκυροδέματος, ποσότητα οπλισμού) δεν παρουσιάζουν ισχυρή εξάρτηση ως προς τις γεωτεχνικές συνθήκες. Η κατανομές όλων το δεικτών που χρησιμοποιήθηκαν για την ποσοτικοποίηση των διατομών έχουν μία μικρή φθίνουσα τάση ως προς τις γεωτεχνικές συνθήκες.
- ο Στις χαμηλές τιμές του λόγου σ_c/ρ_0 ($\sigma_c/\rho_0 < 0.50$) παρατηρείται ένα πολύ μεγάλο φάσμα προτεινόμενων διατομών όσον αφορά στο πάχος, την ποσότητα οπλισμού, αλλά και τα ισοδύναμα εντατικά μεγέθη.

3.6.2.2 Στοιχεία από την κατασκευή σηράγγων

Τα στοιχεία από τη κατασκευή τελικής επένδυσης σηράγγων αφορούν στα τμήματα τοποθέτησης των διατομών τελικής επένδυσης, στο είδος της διατομής (με ή χωρίς ανάστροφο τόξο) και στις ποσότητες σκυροδέματος, οπλισμού, στεγανωτικής μεμβράνης και γεωφύλακτος, όπως αυτά προέκυψαν από τις επιμετρήσεις. Τα στοιχεία της κατασκευής τελικής επένδυσης δεν μπορούν άμεσα να χρησιμοποιηθούν για την αξιολόγηση των μεθόδων σχεδιασμού ή και των παραμέτρων του γεωυλικού, καθώς η συντηρητική διαδικασία σχεδιασμού οδηγεί σε πολύ μεγάλο συνολικό συντελεστή ασφαλείας, ο οποίος δεν μπορεί να αποτιμηθεί με βάση τη συμπεριφορά της κατασκευής. Ο μόνος τρόπος για την αξιολόγηση στοιχείων από πραγματικά έργα είναι η τοποθέτηση κατά την κατασκευή συσκευών για τη μέτρηση των πιέσεων που ασκούνται στο κέλυφος της τελικής επένδυσης και των τάσεων που αναπτύσσονται εντός της διατομής του σκυροδέματος. Επομένως, στους επόμενους πίνακες παρουσιάζονται γενικά στοιχεία από την κατασκευή σηράγγων της Εγνατίας Οδού.

Πίνακας 3.10 Περιγραφή του δείγματος των στοιχείων από την κατασκευή σηράγγων της Εγνατίας Οδού.

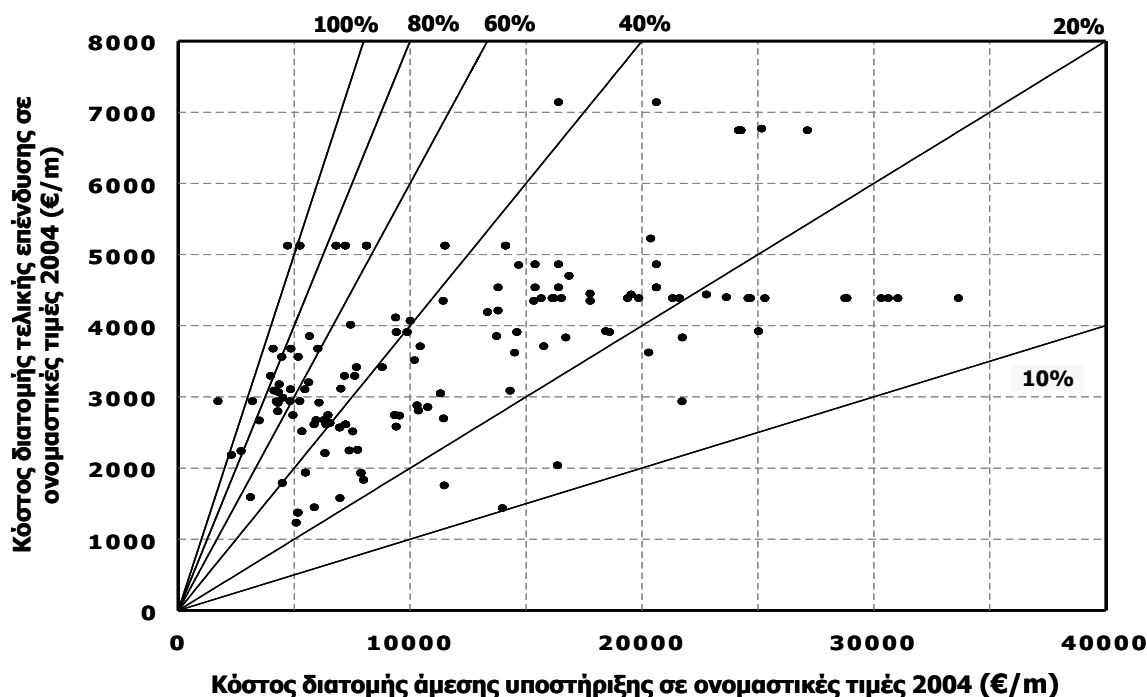
Κατηγορία στοιχείων	Τύπος στοιχείων
Πλήθος σηράγγων	33
Πλήθος διατομών τελικής επένδυσης	145
Συνολικό μήκος τμημάτων σηράγγων με διαθέσιμα στοιχεία	~44km

Πίνακας 3.11 Γενικά στοιχεία διατομών τελικής επένδυσης από την κατασκευή σηράγγων της Εγνατίας Οδού.

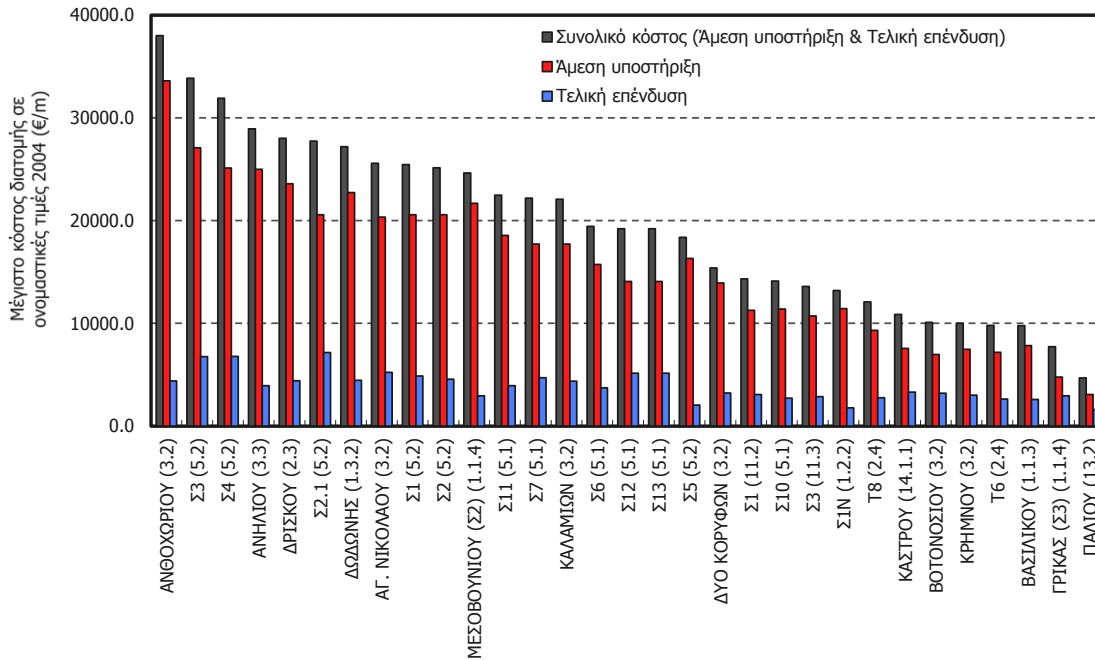
Κατηγορία στοιχείων	Μονάδες	Τύπος στοιχείων
Πάχος διατομής τελικής επένδυσης	cm	30* - 75
Όγκος σκυροδέματος ανά μέτρο μήκους σήραγγας	(m ³ /m)	10.9 - 33.4
Ποσότητα οπλισμού ανά μέτρο μήκους σήραγγας	(kg/m)	332 - 4489
Ποσότητα οπλισμού ανηγμένη στον όγκο του σκυροδέματος	(kg/m ³)	20.6 - 148.1

*Με βάση τις Ο.Σ.Μ.Ε.Ο. η ελάχιστη τιμή του πάχους τελικής επένδυσης είναι 30cm.

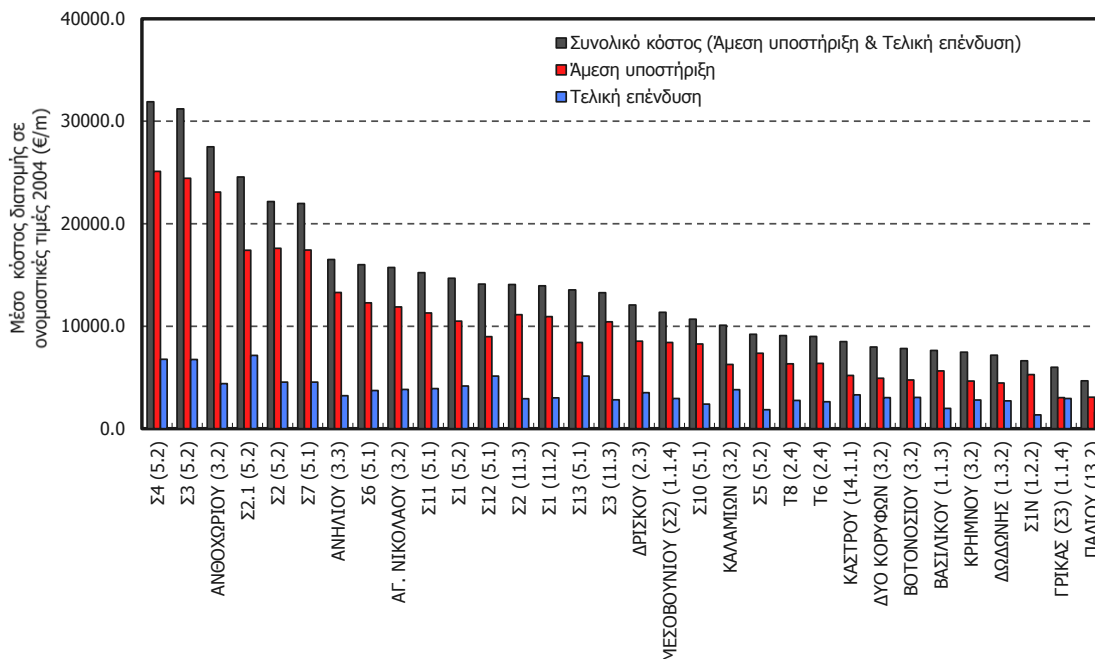
Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν τα στοιχεία που αφορούν στο κόστος (πραγματικό κόστος) κατασκευής των διατομών άμεσης υποστήριξης και τελικής επένδυσης των συγκεκριμένων σηράγγων. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.35, το κόστος κατασκευής διατομής τελικής επένδυσης κυμαίνεται από το 10% έως το 180% της αντίστοιχης διατομής άμεσης υποστήριξης στο ίδιο τμήμα της σήραγγας. Τα σημεία των περισσότερων διατομών συγκεντρώνονται στην περιοχή 10% έως 60%, ενώ η μέση τιμή του λόγου «Κόστος τελικής επένδυσης / Κόστος άμεσης υποστήριξης» είναι 40%. Γενικά, στην αριστερή περιοχή του διαγράμματος, όπου αντιστοιχούν οι διατομές άμεσης υποστήριξης με μικρό κόστος, δηλαδή οι διατομές σε περιοχές ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών (καλή ποιότητα βραχώμαζας), παρατηρούνται μεγάλες τιμές του λόγου, ενώ όσο αυξάνεται το κόστος της άμεσης υποστήριξης οι τιμές του λόγου μειώνονται. Η κατανομή των σημείων στην αριστερά περιοχή του διαγράμματος οφείλεται κυρίως στις ελάχιστες απαιτήσεις πάχους και οπλισμού τελικής επένδυσης των Ο.Σ.Μ.Ε.Ο.

**Σχήμα 3.35** Σύγκριση κόστους κατασκευής διατομών άμεσης υποστήριξης και τελικής επένδυσης. Οι τιμές των ποσοστών αντιστοιχούν στο λόγο του κόστους της τελικής επένδυσης προς το κόστος της άμεσης υποστήριξης.

Από τη γενική μορφή του διαγράμματος, δεν διακρίνεται μία μονοτονική συσχέτιση μεταξύ του κόστους άμεσης υποστήριξης και τελικής επένδυσης. Στις ευμενείς γεωτεχνικές συνθήκες (χαμηλό κόστος άμεσης υποστήριξης) επιλέγονται γενικά διατομές με βάση τις ελάχιστες απαιτήσεις των Ο.Σ.Μ.Ε.Ο. (χαμηλό κόστος). Στη συνέχεια, όσο αυξάνεται το κόστος της άμεσης υποστήριξης, αυξάνεται σταδιακά και το κόστος τελικής επένδυσης τείνοντας σε μία περιοχή (κόστος 3800€ - 5200€), όπου πρακτικά παραμένει σταθερό και ανεξάρτητο από το κόστος της άμεσης υποστήριξης. Κατόπιν, στα δύο παρακάτω σχήματα, παρουσιάζονται ανά σήραγγα στοιχεία για το κόστος κατασκευής άμεσης υποστήριξης και τελικής επένδυσης ανά σήραγγα.



Σχήμα 3.36 Μέγιστο κόστος διατομής ανά σήραγγα σε ονομαστικές τιμές 2004 (Για κάθε σήραγγα παρουσιάζεται η διατομή με το μεγαλύτερο συνολικό κόστος).



Σχήμα 3.37 Μέσο κόστος κατασκευής ανά σήραγγα (Η τιμή που παρουσιάζεται προκύπτει από το συνολικό κόστος της σήραγγας διαιρεμένο με το συνολικό μήκος).

ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΗΣ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕΣΩ ΤΡΙΔΙΑΣΤΑΤΩΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

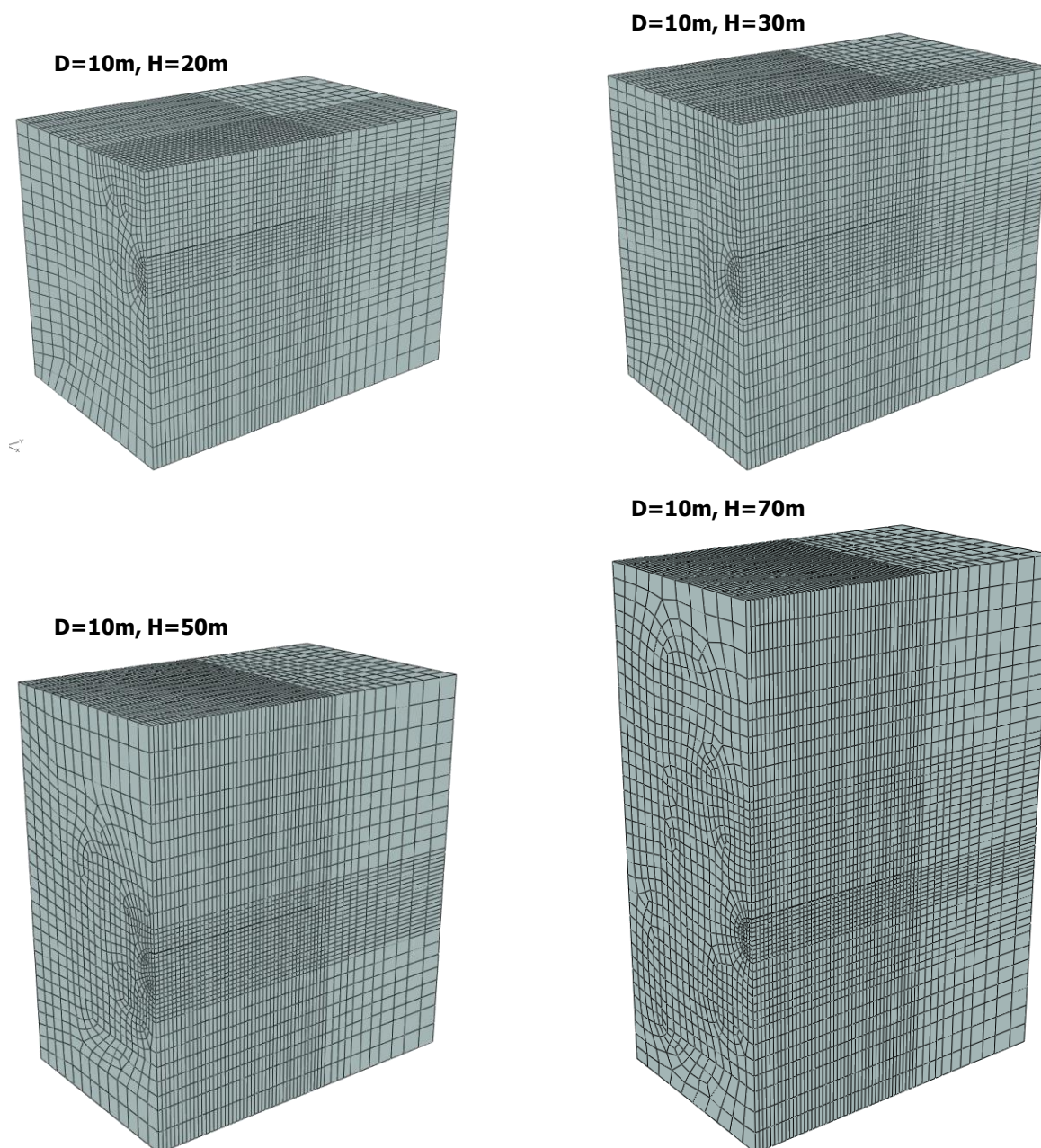
Η φάση της διάνοιξης των σηράγγων καθορίζει την κατανομή και την τιμή των τάσεων και των παραμορφώσεων εντός του περιβάλλοντος γεωυλικού και κατ' επέκταση τα φορτία που καλείται να παραλάβει το σύστημα υποστήριξης, το οποίο πρωτογενώς αποτελείται από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης και στη συνέχεια κατασκευάζεται η τελική επένδυση. Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο μελετώνται μέσω τριδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων τα φορτία που ασκούνται από το περιβάλλον γεωυλικό στο κέλυφος της άμεσης υποστήριξης, τα οποία στο επόμενο κεφάλαιο θα συσχετιστούν με τα φορτία της τελικής επένδυσης. Βασικά πλεονεκτήματα των τριδιάστατων αναλύσεων είναι (α) ότι τα αποτελέσματα είναι απαλλαγμένα από τις παραδοχές που υιοθετούν οι μέθοδοι αποτόνωσης, η χρήση των οποίων είναι απαραίτητη κατά την εκτέλεση των διδιάστατων αναλύσεων και (β) ότι επιτρέπουν την εκτίμηση της μορφής της κατανομής των φορτίων περί τη διατομή για μικρά βάθη ή για τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K \neq 1.0$, όπου δεν ισχύουν οι παραδοχές της αξονοσυμμετρίας.

Σημειώνεται ότι στην περίπτωση που η τελική επένδυση μίας σήραγγας κατασκευάζεται ήδη από τη φάση της διάνοιξης (π.χ. προκατασκευασμένα στοιχεία κατά τη διάνοιξη σήραγγας με TBM) αποτελώντας συγχρόνως και στοιχείο άμεσης υποστήριξης, τότε τα φορτία αυτής υπολογίζονται με βάση τη διαδικασία που περιγράφεται στο συγκεκριμένο κεφάλαιο και σε αυτά προστίθενται φορτίσεις που είναι πιθανό να αναπτυχθούν μακροπρόθεσμα στην τεχνική διάρκεια ζωής του έργου (βλ. §3.2).

4.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ

Το φυσικό πρόβλημα που μελετάται μέσω των αριθμητικών αναλύσεων είναι η ανάπτυξη των φορτίων στην άμεση υποστήριξη κατά τη διάνοιξη σηράγγων. Για λόγους γενικότητας των αποτελεσμάτων επιλέχθηκε κυκλική διατομή και άμεση υποστήριξη αποτελούμενη μόνο από κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Το μήκος του διανοιγόμενου τμήματος θεωρήθηκε, κατόπιν παραμετρικής διερεύνησης (βλ. §4.5) $L=40m \geq 4D$ (ανάλογα με τη διάμετρο της σήραγγας) και το βήμα εκσκαφής σε όλες τις αναλύσεις $x=1.0m$, παραδοχή η οποία κρίνεται εύλογη με βάση την κατασκευαστική πρακτική. Επομένως, οι αριθμητικές αναλύσεις αποτελούνταν από 40 στάδια σε καθένα από τα οποία προσομοιώνεται η εκσκαφή ενός βήματος μήκους 1m και η τοποθέτηση της διατομής άμεσης υποστήριξης στο προηγούμενο βήμα εκσκαφής. Ο κάρναβος των τριδιάστατων αριθμητικών προσομοιωμάτων δημιουργήθηκε στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ANSYS και στη συνέχεια

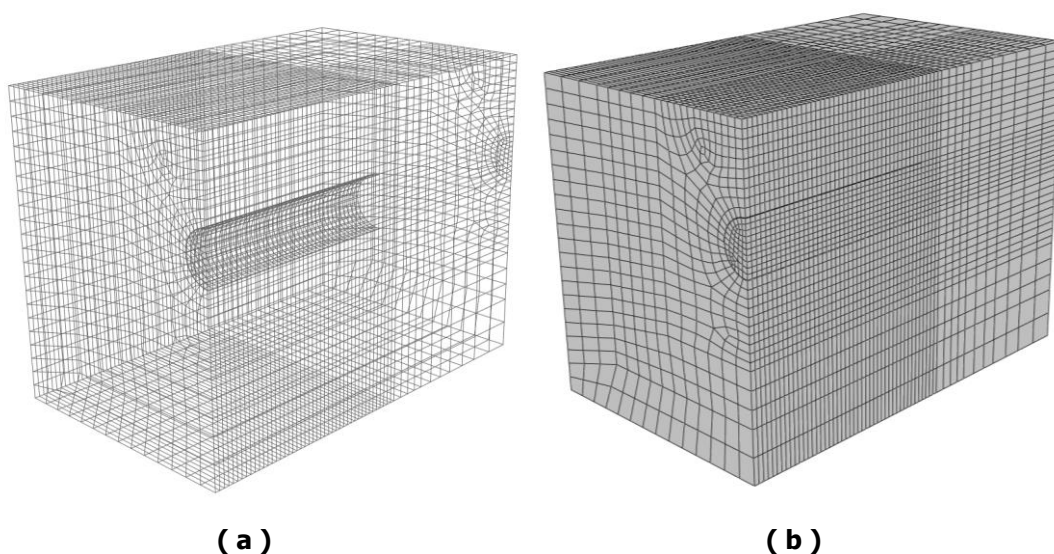
εισήχθη στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, με τον οποίο πραγματοποιήθηκαν οι αναλύσεις. Οι διαστάσεις των προσομοιωμάτων και η πυκνότητα του καννάβου προέκυψαν κατόπιν παραμετρικής διερεύνησης, χαρακτηριστικά σημεία της οποίας παρουσιάζονται στην παράγραφο 4.5. Βασικό σημείο διαφοροποίησης των αριθμητικών προσομοιωμάτων είναι το ύψος των υπερκειμένων γαιών, μετρούμενο από το κέντρο της σήραγγας (H) και η διάμετρος της διατομής της σήραγγας (D). Στο Σχήμα 4.1 παρατίθενται ορισμένα προσομοιώματα για διαφορετικά βάθη διάνοιξης και κατόπιν παρουσιάζεται αναλυτικά το αριθμητικό προσομοίωμα για σήραγγα που διανοίγεται σε βάθος $H=20m$. Οι αναλύσεις με ύψος υπερκειμένων $H>70m$ πραγματοποιήθηκαν με χρήση του προσομοιώματος με $H=70m$ και επιβολή κατανεμημένου φορτίου στην επιφάνεια, επιλογή η οποία αναλύεται στην παράγραφο 4.5.



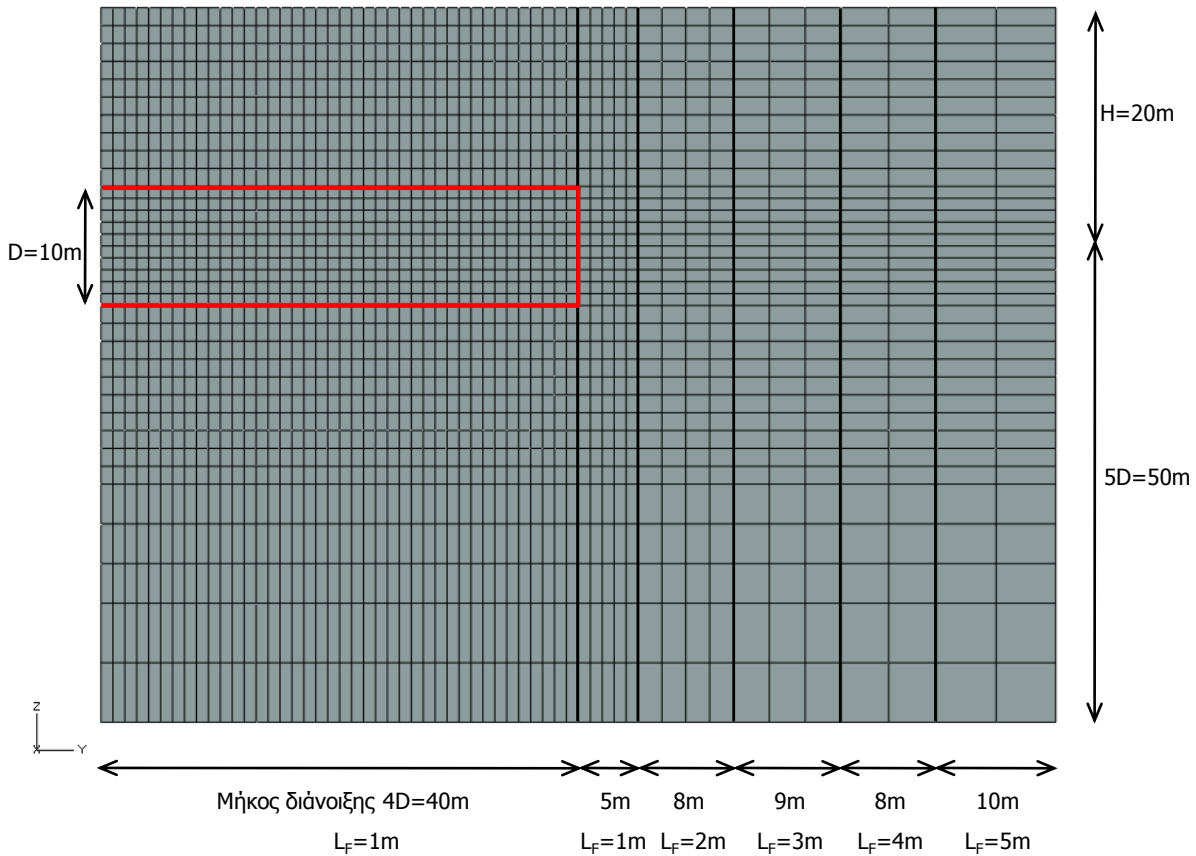
Σχήμα 4.1 Τριδιάστατα αριθμητικά προσομοιώματα.

Πιο συγκεκριμένα, για την προσομοίωση του περιβάλλοντος γεωυλικού χρησιμοποιήθηκαν τριδιάστατα εξαπλευρικά οκτακομβικά πεπερασμένα στοιχεία, μειωμένου πλήθους σημείων ολοκλήρωσης, με hourglass control (C3D8R) και για την προσομοίωση του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος πεπερασμένα στοιχεία κελύφους τετραπλευρικά τετρακομβικά (S4R5) με πέντε βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο. Για την αξιολόγηση των τριδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων εκτελέστηκαν συγκριτικές αναλύσεις με στοιχεία C3D8, δηλαδή με αυξημένο πλήθος σημείων ολοκλήρωσης και οι διαφορές που προέκυψαν για την πυκνότητα και ποιότητα του καννάβου πεπερασμένων στοιχείων που έχει επιλεγεί ήταν αμελητέες. Μεταξύ των πεπερασμένων στοιχείων κελύφους και των γειτονικών πεπερασμένων στοιχείων του περιβάλλοντος γεωυλικού διαμορφώθηκε διεπιφάνεια, έτσι ώστε να υπάρχει η δυνατότητα μέτρησης των ορθών και διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται σε αυτήν. Οι ορθές αυτές τάσεις αποτελούν το φορτίο που καταπονεί την υποστήριξη. Οι δύο εκατέρωθεν πλευρές της διεπιφάνειας θεωρήθηκαν δεσμευμένες μεταξύ τους, δίχως τη δυνατότητα ολίσθησης ή/και αποκόλλησης. Στα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων ελέγχονταν μέσω αλγορίθμων το πρόσημο των ορθών τάσεων, έτσι ώστε να διασφαλιστεί ότι δεν υπάρχει ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων, οι οποίες δεν μπορούν να αναπτυχθούν στη διεπιφάνεια, καθώς στην περίπτωση αυτή το κέλυφος της υποστήριξης θα απομακρυνόταν από το περιβάλλον γεωυλικό. Σημειώνεται ότι λόγω του κυκλικού σχήματος της διατομής, σε όλες τις αναλύσεις με ολομέτρη διάνοιξη δεν παρατηρήθηκε ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων. Σε λίγες μόνο περιπτώσεις σε αναλύσεις με τμηματική εκσκαφή παρατηρήθηκε ανάπτυξη μικρών εφελκυστικών τάσεων στο πρώτο πεπερασμένο στοιχείο της Άνω Ημιδιατομής (ακριβώς πάνω από το προσωρινό δάπεδο), οι οποίες θεωρήθηκαν μηδενικές κατά την επεξεργασία των αποτελεσμάτων. Στις πλευρικές παρειές των αριθμητικών προσομοιωμάτων τοποθετήθηκαν κυλίσεις και στην κάτω παρεία δεσμεύτηκαν όλες οι μετατοπίσεις των κόμβων.

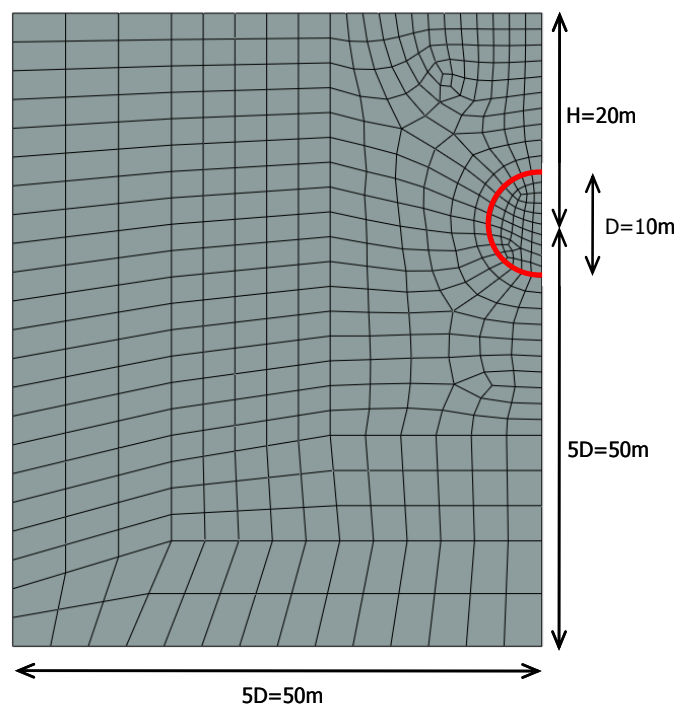
Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται το προσομοίωμα για διάμετρο σήραγγας $D=10\text{m}$ και ύψος υπερκειμένων $H=2D=20\text{m}$. Στη συνέχεια, παρατίθενται η διαμήκης και εγκάρσια όψη των αριθμητικών προσομοιωμάτων, στις οποίες διακρίνονται οι περιοχές διαφοροποίησης της πυκνότητας του καννάβου των πεπερασμένων στοιχείων.



Σχήμα 4.2 Αριθμητικό προσομοίωμα για διάμετρο διατομής $D=10\text{m}$ και ύψος υπερκειμένων $H=20\text{m}$.

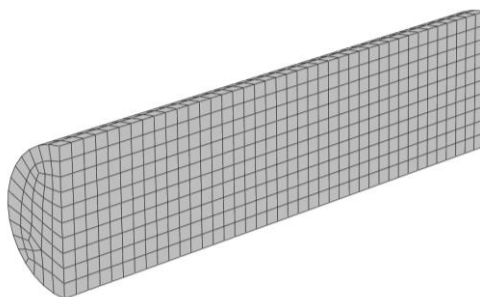


Σχήμα 4.3 Διαμήκης όψη του αριθμητικού προσομοιώματος για διάμετρο διατομής $D=10\text{m}$ και ύψος υπερκειμένων $H=20\text{m}$ στην οποία διακρίνονται οι περιοχές διαφορετικής πυκνότητας των πεπερασμένων στοιχείων (L_f : Μήκος πεπερασμένου στοιχείου κατά τη διαμήκη διεύθυνση).

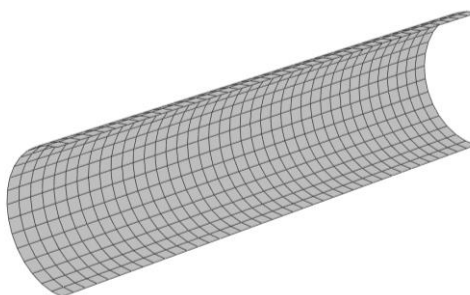


Σχήμα 4.4 Εγκάρσια όψη του αριθμητικού προσομοιώματος για διάμετρο διατομής $D=10\text{m}$ και ύψος υπερκειμένων $H=20\text{m}$.

Στα ακόλουθα σχήματα φαίνονται τα πεπερασμένα στοιχεία εντός της διατομής εκσκαφής και τα πεπερασμένα στοιχεία του κελύφους της άμεσης υποστήριξης.

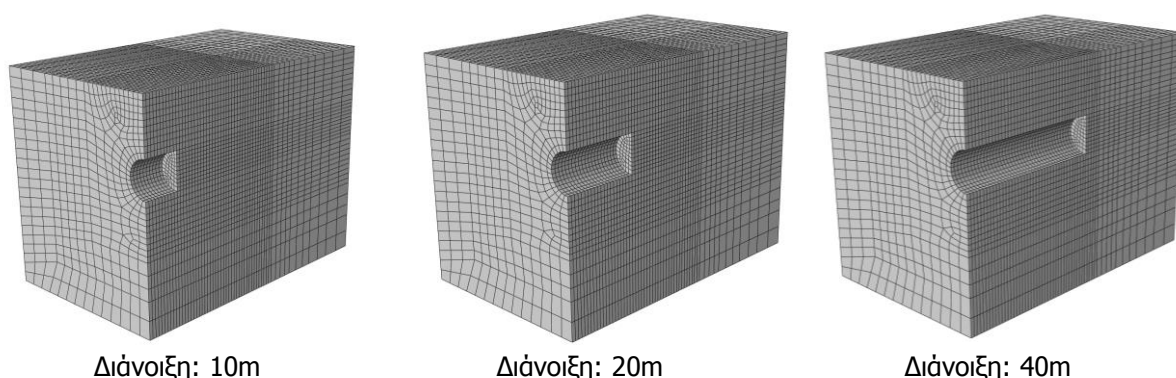


Σχήμα 4.5 Πεπερασμένα στοιχεία εντός της διατομής εκσκαφής, τα οποία αφαιρούνται στα διαδοχικά στάδια προσομοίωσης.



Σχήμα 4.6 Πεπερασμένα στοιχεία του κελύφους της άμεσης υποστήριξης, τα οποία ενεργοποιούνται στα διαδοχικά στάδια προσομοίωσης.

Τέλος, στο Σχήμα 4.7 παρουσιάζονται χαρακτηριστικές εικόνες στις οποίες φαίνεται η πρόοδος της διάνοιξης της σήραγγας με την αφαίρεση των πεπερασμένων στοιχείων εντός της διατομής εκσκαφής.



Σχήμα 4.7 Προσομοίωση της διαδικασίας εκσκαφής με σταδιακή αφαίρεση των πεπερασμένων στοιχείων εντός τη διατομής εκσκαφής.

4.2 ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΥΛΙΚΩΝ

Η συμπεριφορά του περιβάλλοντος γεωλικού στις αριθμητικές αναλύσεις θεωρήθηκε γραμμικώς ελαστική - απολύτως πλαστική και η αντοχή του ποσοτικοποιήθηκε μέσω του κριτηρίου αστοχίας Drucker-Prager. Το συγκεκριμένο κριτήριο αστοχίας, το οποίο είναι παραπλήσιο με το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb, επιλέχθηκε καθώς συνδυάζεται με τους ερπυστικούς νόμους που χρησιμοποιήθηκαν σε επόμενο κομμάτι της διδακτορικής διατριβής. Ωστόσο, όπως έχει ήδη αναφερθεί, η μελέτη που πραγματοποιείται στο πλαίσιο της διατριβής εστιάζει κυρίως σε βραχώδη γεωλικά. Επομένως, η αρχική ποσοτικοποίηση των ιδιοτήτων των γεωλικών γίνεται σε όρους του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown (βλ. §2.2.1), έτσι ώστε να υπάρχει εποπτεία και εύκολη αντιστοίχιση με πραγματικά γεωλικά. Για τη διασύνδεση των δύο κριτηρίων αστοχίας χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο

Mohr-Coulomb και οι διαδικασίες που περιγράφονται στις παραγράφους 2.2.4 και 2.2.5. Για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας της βραχόμαζας υιοθετήθηκαν οι σχέσεις που προτείνονται από τους Hoek et al. (2002) και Hoek & Diederichs (2006). Το εκτοξευόμενο σκυροδέμα της άμεσης υποστήριξης θεωρήθηκε ελαστικό, καθώς η παραδοχή αυτή συνάδει με την πρακτική στις μελέτες σήραγγων, οδηγεί στις μέγιστες δυνατές τιμές του ασκούμενου φορτίου και με τον τρόπο αυτό εξαλείφονται οι αβεβαιότητες λόγω της μετελαστικής συμπεριφοράς του σκυροδέματος.

4.3 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Στη παράγραφο 3.4.6 γίνεται αναλυτική αναφορά των παραγόντων που μπορούν να επηρεάσουν τα φορτία που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση. Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο, το οποίο αφορά στην άμεση υποστήριξη, εξετάζονται μέσω των παραμετρικών αναλύσεων, μόνο οι παράγοντες που επηρεάζουν τα φορτία που αναπτύσσονται στο κέλυφος της άμεσης υποστήριξης:

- ο Οι παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας του περιβάλλοντος γεωλικού. Ο ρόλος του μέτρου παραμορφωσιμότητας εξετάζεται περαιτέρω, καθώς πραγματοποιείται σύγκριση των φορτίων που προκύπτουν όταν το μέτρο παραμορφωσιμότητας υπολογιστεί με βάση δύο διαφορετικές μεθοδολογίες.
- ο Το ύψος υπερκειμένων με σκοπό τη μελέτη της επίδρασης του γεωστατικού πεδίου και την ποσοτική απεικόνιση του φαινομένου του θόλου σε συνδυασμό με τη διάμετρο της διατομής.
- ο Ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων, ο οποίος επηρεάζει το μέσο εντατικό πεδίο, αλλά και την κατανομή των διεκτροπικών τάσεων.
- ο Το καταστατικό προσομοίωμα για το γεωλικό. Πραγματοποιείται σύγκριση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από την υιοθέτηση των προσομοιωμάτων Mohr-Coulomb και Drucker-Prager.
- ο Οι γεωτεχνικές συνθήκες στο επίπεδο διάνοιξης της σήραγγας, στις οποίες ενσωματώνονται όλα τα παραπάνω μεγέθη και ποσοτικοποιούνται μέσω των λόγων σ_{cm}/p_o , $\sigma_{cm}/p_{o,mr}$, σ_c/p_o και $\sigma_c/p_{o,m}$ (σ_{cm} : αντοχή βραχόμαζας κατά Hoek et al., 2002, σ_c : αντοχή γεωλικού σε μονοαξονική θλίψη κατά Mohr-Coulomb, p_o : γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας, $p_{o,m}$: μέση γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας).
- ο Η δυσκαμψία του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος της άμεσης υποστήριξης, η οποία επηρεάζει την αναπτυσσόμενη παραμόρφωση / αποτόνωση του περιβάλλοντος γεωλικού και επομένως την τιμή του φορτίου.
- ο Η κατασκευαστική αλληλουχία. Εξετάζεται χωριστά η διαφοροποίηση που προκαλείται στην κατανομή και τιμή των φορτίων εάν η διάνοιξη πραγματοποιηθεί σε δύο φάσεις δίχως προσωρινό ανάστροφο τόξο, όπου δεν υπάρχει η λειτουργία του κλειστού δακτυλίου στην υποστήριξη.
- ο Η διαστολικότητα του περιβάλλοντος γεωλικού. Μελετάται η διαφοροποίηση στα επιβαλλόμενα φορτία λόγω της διαστολικής συμπεριφοράς του γεωλικού εντός της πλαστικής περιοχής.

Στον πίνακα παρουσιάζεται το φάσμα των παραμέτρων και των μεθοδολογιών που χρησιμοποιήθηκαν κατά την εκτέλεση των παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων.

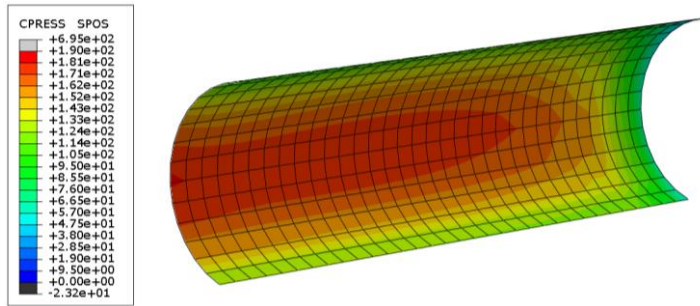
Πίνακας 4.1 Παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων.

Παράμετροι	Συμβολισμός	Εύρος	Μονάδες
Ύψος υπερκειμένων (μετράται από το κέντρο της διατομής)	H	20 - 300	m
Διάμετρος διατομής	D	8, 10	m
Συντελεστής οριζοντίων τάσεων	K	0.5 - 1.5	-
Ειδικό βάρος γεωυλικού	γ	0.025	MN/m ³
Βαθμονόμηση GSI	GSI	10 - 70	-
Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη	σ_{ci}	4 - 30	MPa
Σταθερά γεωυλικού	m_i	6, 10	-
Συντελεστής διαταραχής	D	0	-
Σταθερά MR (χρησιμοποιήθηκε μόνο στις αναλύσεις όπου το E_m υπολογίστηκε με βάση τη σχέση Hoek & Diederichs, 2006)	MR	350	-
Αντοχή βραχόμαζας	σ_{cm}	0.16 - 8.43	MPa
Λόγος σ_{cm} / p_o ($p_o = \gamma H$)	σ_{cm} / p_o	0.04 - 3.74	-
Λόγος $\sigma_{cm} / p_{o,m}$ ($p_{o,m} = 0.5(1+K)\gamma H$)	$\sigma_{cm} / p_{o,m}$	0.50 - 5.00	-
Κριτήρια αστοχίας		Mohr-Coulomb Drucker-Prager	
Ισοδύναμη συνοχή (Mohr-Coulomb)*	c	0.02 - 1.61	MPa
Ισοδύναμη γωνία τριβής (Mohr-Coulomb)*	φ	13.9 - 52.0	($^{\circ}$)
Ισοδύναμη παράμετρος συνοχής (Drucker-Prager)	d	0.03 - 2.00	MPa
Ισοδύναμη παράμετρος τριβής (Drucker-Prager)	β	24.0 - 51.3	($^{\circ}$)
Διαστολικότητα	δ	0 - $\varphi/4$	($^{\circ}$)
Μέθοδος υπολογισμού μέτρου παραμορφωσιμότητας βραχόμαζας		Hoek et al. (2002) Hoek & Diederichs (2006)	
Λόγος Poisson βραχόμαζας	ν_m	0.30	-
Πάχος εκτοξευόμενου σκυροδέματος	d_{sh}	0.20 - 0.40	m
Μέτρο ελαστικότητας εκτοξευόμενου σκυροδέματος	E_{sh}	20.0 - 30.0	GPa
Λόγος Poisson εκτοξευόμενου σκυροδέματος	ν_{sh}	0.20	-

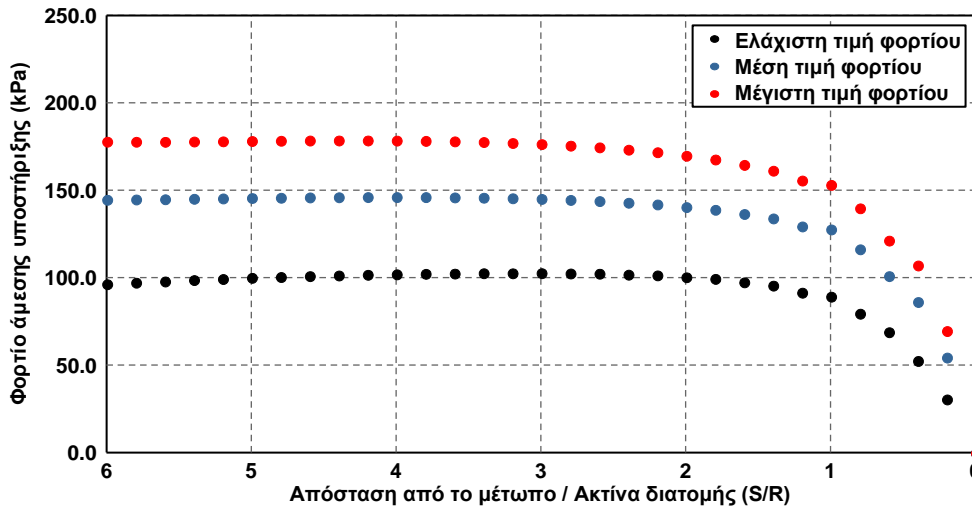
4.4 ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΤΩΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Στη συγκεκριμένη παράγραφο περιγράφεται η διαδικασία με την οποία γίνεται η πρωτογενής επεξεργασία των αποτελεσμάτων και ο τρόπος με τον οποίο καθορίζονται οι αντιπροσωπευτικές τιμές φορτίου για κάθε ανάλυση.

Αρχικά, λαμβάνονται οι τιμές των πιέσεων που ασκούνται σε όλη την παράπλευρη επιφάνεια του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Σχήμα 4.8). Στη συνέχεια, υπολογίζεται η ελάχιστη, η μέση και η μέγιστη τιμή για κάθε διατομή και κατόπιν η μηκοτομική κατανομή της ποσοστιαίας μεταβολής της μέσης και μέγιστης τιμής. Ως αντιπροσωπευτική θεωρείται η τρίτη διατομή στην οποία παρατηρείται ποσοστιαία μεταβολή τόσο της μέσης όσο και της μέγιστης τιμής μικρότερη από 1%, στην οποία πλέον έχει πρακτικά ισορροπήσει το σύστημα γεωυλικό - υποστήριξη λόγω της προχώρησης του μετώπου (Σχήμα 4.9).

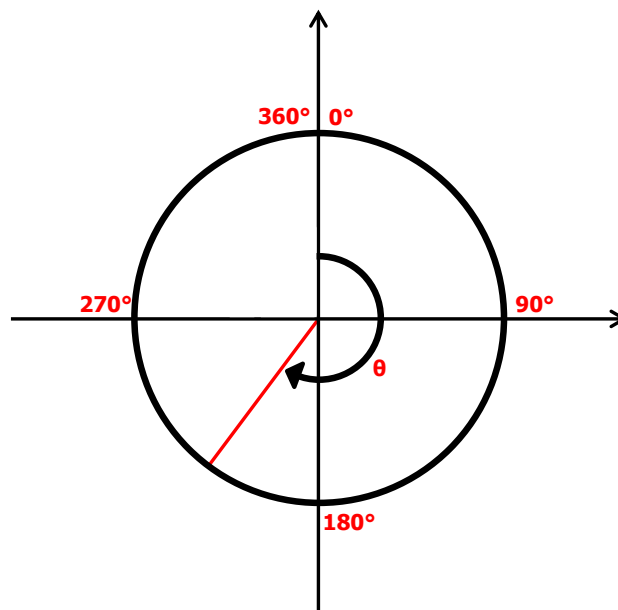


Σχήμα 4.8 Χαρακτηριστική κατανομή των πιέσεων στην άμεση υποστήριξη για μία ενδεικτική ανάλυση με ύψος υπερκειμένων $H=20m$.

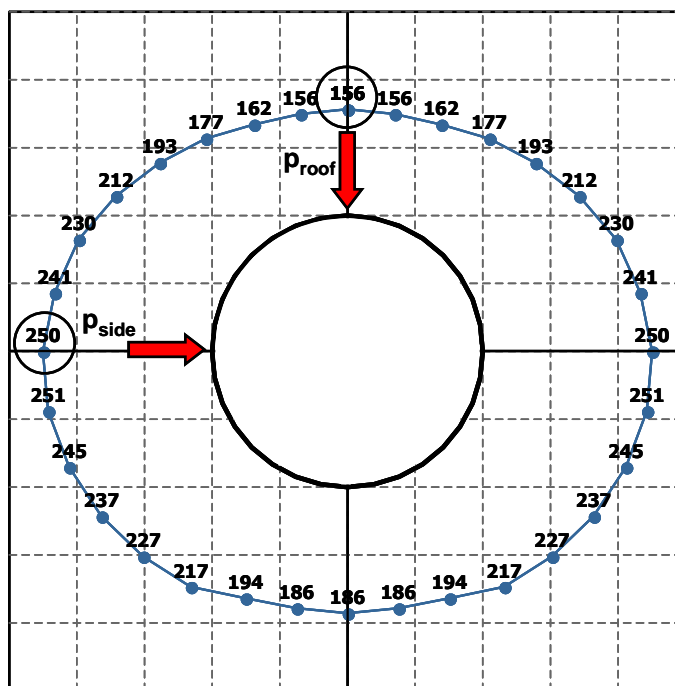


Σχήμα 4.9 Μηκοτομική κατανομή των τιμών και των ποσοσטיών μεταβολών της ελάχιστης, μέσης και μέγιστης τιμής της πίεσης επί της άμεσης υποστήριξης για την επιλογή της χαρακτηριστικής διατομής για μία ενδεικτική ανάλυση με $D=10m$ και $H=3D=30m$. Στη συγκεκριμένη περίπτωση η απόσταση της χαρακτηριστικής διατομής από το μέτωπο είναι $2.8R=14.0m$.

Για τη μελέτη της φόρτισης εν διατομή ορίζεται η γωνία θ , η οποία έχει θετική φορά την ωρολογιακή και το μηδέν αντιστοιχεί στην κλειδα (Σχήμα 4.10). Στο Σχήμα 4.11 παρουσιάζεται η κατανομή των πιέσεων στη χαρακτηριστική διατομή για μία ενδεικτική ανάλυση με ύψος υπερκειμένων $H=30m$.



Σχήμα 4.10 Γραφική απεικόνιση του ορισμού της γωνίας θ .



Σχήμα 4.11 Κατανομή της τιμής των πιέσεων p περί τη χαρακτηριστική διατομή για μία ενδεικτική ανάλυση με βάθος διάνοιξης $H=30m$. Οι τιμές που διακρίνονται είναι οι τιμές της πίεσης σε kPa. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

Τα βασικά μεγέθη που χρησιμοποιούνται για την ποσοτικοποίηση των αποτελεσμάτων είναι τα ακόλουθα:

- ο p_o : Κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας, $p_o = \gamma H$.
- ο $p_{o,m}$: Μέση γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας, $p_{o,m} = 0.5(1+K)\gamma H$.
- ο s : Η απόσταση της χαρακτηριστικής διατομής από το μέτωπο.
- ο p : Πίεση στο κέλυφος της άμεσης υποστήριξης.
- ο t_R : Διατμητική τάση περιμετρικά της διατομής.
- ο t_L : Διατμητική τάση κατά μήκος της διάνοιξης.
- ο $p_m, t_{R,m}, t_{L,m}$: ο δείκτης "m" συμβολίζει τη μέση τιμή και μπορεί να συνδυαστεί με οποιοδήποτε από τα μεγέθη που έχουν παρουσιαστεί.
- ο $p_{min}, t_{R,min}, t_{L,min}$: ο δείκτης "min" συμβολίζει την ελάχιστη τιμή και μπορεί να συνδυαστεί με οποιοδήποτε από τα μεγέθη που έχουν παρουσιαστεί.
- ο $p_{max}, t_{R,max}, t_{L,max}$: ο δείκτης "max" συμβολίζει τη μέγιστη τιμή και μπορεί να συνδυαστεί με οποιοδήποτε από τα μεγέθη που έχουν παρουσιαστεί.
- ο $p_{roof}, t_{R,roof}, t_{L,roof}$: ο δείκτης "roof" συμβολίζει το σημείο στην οροφή της διατομής και μπορεί να συνδυαστεί με οποιοδήποτε από τα μεγέθη που έχουν παρουσιαστεί.
- ο $p_{side}, t_{R,side}, t_{L,side}$: ο δείκτης "side" συμβολίζει το σημείο στην παρειά της διατομής και μπορεί να συνδυαστεί με οποιοδήποτε από τα μεγέθη που έχουν παρουσιαστεί.
- ο $p_{st}, t_{R,st}, t_{L,st}$: ο δείκτης "st" συμβολίζει την τυπική απόκλιση του μεγέθους εντός της χαρακτηριστικής διατομής.

- ο θ (min): Γωνία στην οποία παρατηρείται η ελάχιστη τιμή ενός μεγέθους.
- ο θ (max): Γωνία στην οποία παρατηρείται η μέγιστη τιμή του μεγέθους.

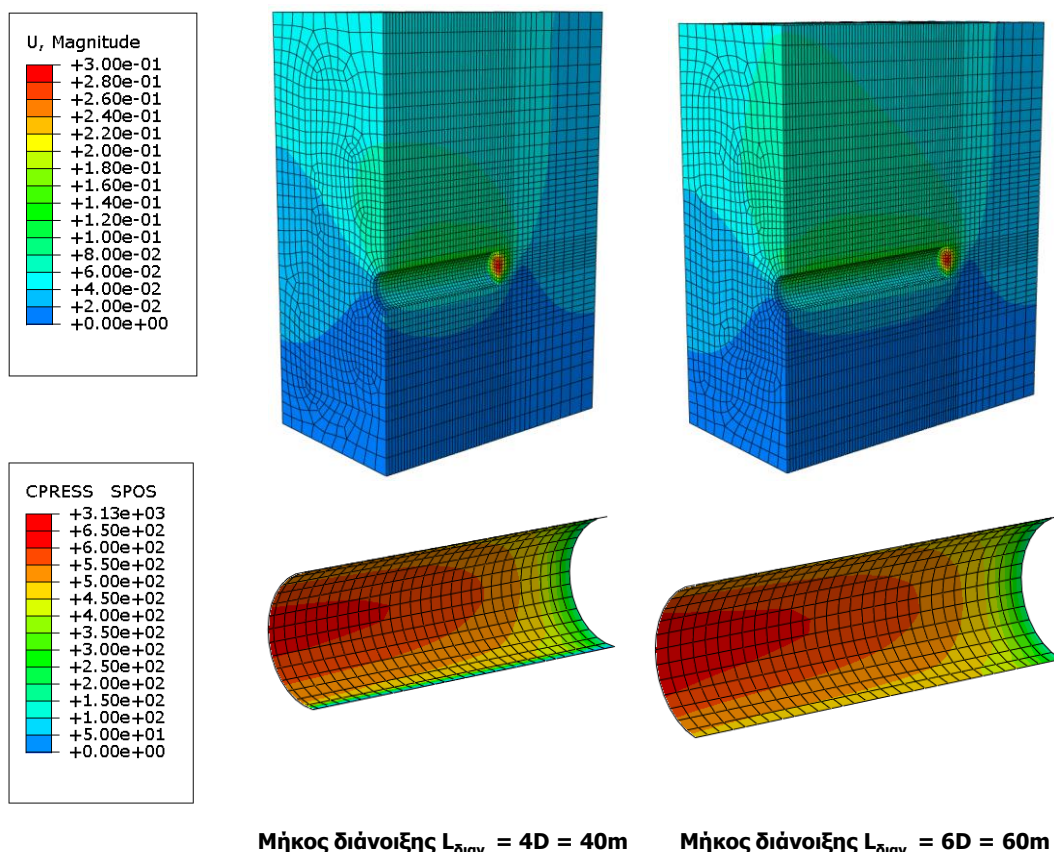
4.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ

Πριν από την παρουσίαση και επεξεργασία των αποτελεσμάτων από τις παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις παρατίθενται οι έλεγχοι αξιοπιστίας που πραγματοποιήθηκαν όσον αφορά στην επάρκεια των διαστάσεων των αριθμητικών προσομοιωμάτων και στην πυκνότητα του καννάβου των πεπερασμένων στοιχείων. Βασικό κριτήριο για το σχεδιασμό των προσομοιωμάτων ήταν η εξασφάλιση της μέγιστης δυνατής ακρίβειας στους υπολογισμούς δίχως ασύμμετρα μεγάλη αύξηση του υπολογιστικού χρόνου, για τη δεδομένη υπολογιστική δυνατότητα που υπήρχε στο πλαίσιο της διδακτορικής διατριβής. Σημειώνεται ότι οι έλεγχοι ανά κατηγορία επιλέχθηκε να πραγματοποιηθούν σε δυσμενείς γενικά γεωτεχνικές συνθήκες ανά περίπτωση. Επομένως, στις υπόλοιπες αναλύσεις οι έλεγχοι αξιοπιστίας θα οδηγούσαν σε αντίστοιχα ή και ευμενέστερα αποτελέσματα όσον αφορά στην επάρκεια των αριθμητικών προσομοιωμάτων. Επιπροσθέτως, αντίστοιχα είναι τα αποτελέσματα και για τα υπόλοιπα αριθμητικά προσομοιώματα διαφορετικού ύψους και διαμέτρου.

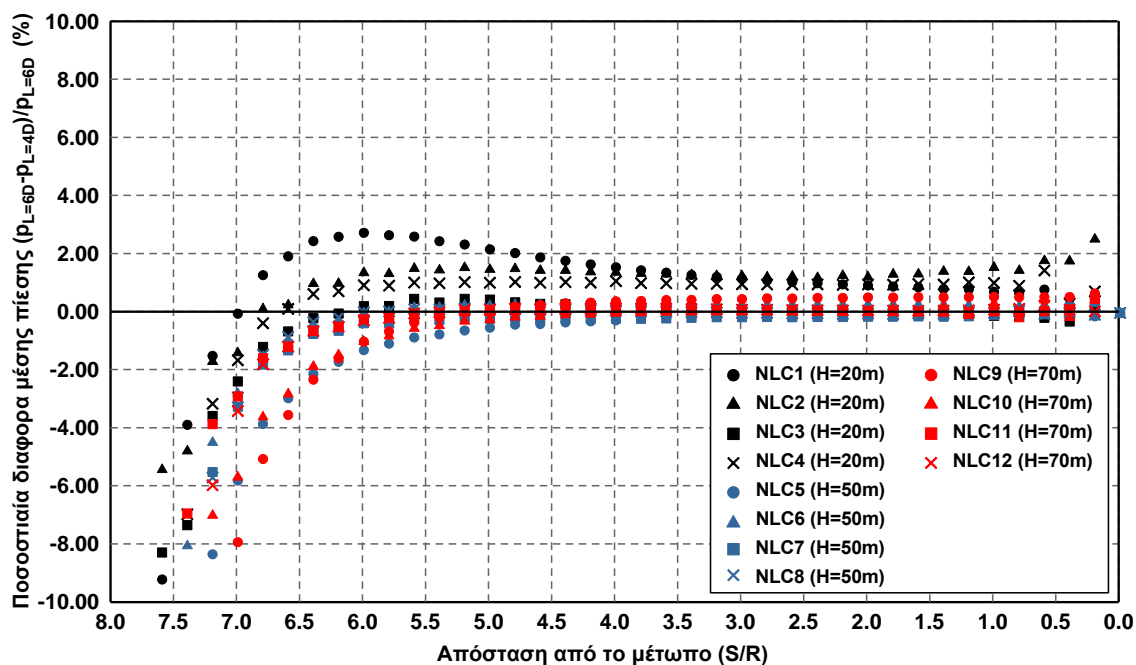
4.5.1 Επάρκεια μήκους αριθμητικού προσομοιώματος

Βασικό στοιχείο για την αξιοπιστία των τριδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων είναι ο έλεγχος της επάρκειας του μήκους διάνοιξης της σήραγγας στο αριθμητικό προσομοίωμα, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η αποτόνωση του περιβάλλοντος γεωυλικού, η πλήρης ανάπτυξη των πιέσεων και ο ορθός υπολογισμός της τιμής τους δίχως την επίδραση των συντοριακών συνθηκών. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκαν επιπλέον αριθμητικές αναλύσεις, για τα προσομοιώματα ύψους υπερκειμένων $H=20, 50, 70\text{m}$, με μήκος διάνοιξης σήραγγας $L_{\text{διαν.}}=6D$ ($L_{\text{διαν.}}=60\text{m}$, για $D=10\text{m}$). Το μήκος των έξι διαμέτρων θεωρείται ότι με βεβαιότητα εξασφαλίζει την ολοκλήρωση της αποτόνωσης του περιβάλλοντος γεωυλικού - εφόσον πρόκειται για υποστηριγμένη διατομή - και την ορθή μηκοτομική ανάπτυξη των πιέσεων και επομένως μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως επίπεδο αναφοράς.

Στο Σχήμα 4.12 παρουσιάζεται η ποιοτική σύγκριση των αναπτυσσόμενων μετατοπίσεων και πιέσεων για μία ενδεικτική ανάλυση με τα δύο διαφορετικά αριθμητικά προσομοιώματα, όπου είναι εμφανές ότι οι κατανομές και των δύο μεγεθών για τα δύο προσομοιώματα είναι πρακτικά όμοιες. Στο Σχήμα 4.13 απεικονίζεται η μηκοτομική κατανομή των ποσοστιαίων διαφορών των πιέσεων, όπου είναι εμφανές ότι στην περιοχή ενδιαφέροντος η μέγιστη ποσοστιαία διαφορά μεταξύ των δύο προσομοιωμάτων είναι περίπου 3.0%, ενώ οι δύο θεωρήσεις αποκλίνουν σημαντικά για τιμές $S/R \geq 6.5$, όπου πλέον επιδρούν οι συντοριακές συνθήκες του προσομοιώματος με μήκος $4D$.



Σχήμα 4.12 Σύγκριση των αναπτυσσόμενων μετατοπίσεων και πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης για δύο αριθμητικά προσομοιώματα με διαφορετικά μήκη διάνοιξης, $L_{\delta i a v.} = 4D = 40$ και $L_{\delta i a v.} = 6D = 60m$ ($H = 7D = 70m$, $K = 0.5$, $GSI = 10$, $\sigma_{ci} = 6MPa$).



Σχήμα 4.13 Κατανομή της ποσοστιαίας διαφοράς των αναπτυσσόμενων πιέσεων από τα δύο αριθμητικά προσομοιώματα κατά μήκος της διάνοιξης. Στην περιοχή ενδιαφέροντος η μέγιστη ποσοστιαία διαφορά είναι σχεδόν 3%.

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται ποσοτικά οι συγκρίσεις όλων των αναλύσεων. Από την ανάλυση των αποτελεσμάτων προκύπτει ότι η διαφοροποίηση των πιέσεων με την αύξηση του μήκους του προσομοιώματος κυμαίνεται από 0.20% έως 4%, ανάλογα με το ύψος υπερκειμένων (διαφορετικό αριθμητικό προσομοίωμα ανά ύψος υπερκειμένων). Επισημαίνεται ότι ένα ποσοστό από τις διαφορές που παρατηρούνται οφείλονται και στις διαφορές της γεωμετρίας των καννάβων των δύο προσομοιωμάτων. Ωστόσο, αύξηση του μήκους διάνοιξης από 4D σε 6D οδηγεί σε αύξηση του υπολογιστικού χρόνου από 110% έως 220% και σε απόλυτα μεγέθη από 8h έως 17h.

Πίνακας 4.2 Γεωτεχνικές παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων και ποσοστιαίες διαφορές πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης για αριθμητικά προσομοιώματα με διαφορετικό μήκος διάνοιξης ($D=10m$).

Κωδικός συνδυασμού	Χρόνος (h)	Γεωτεχνικές παράμετροι			Ποσοστιαία διαφορά πιέσεων ($p_{L=6D}-p_{L=4D}$)/ $p_{L=6D}$				
		H (m)	K	$\sigma_{cm}/p_{o,m}$	p_{min}	p_{max}	p_m	p_{roof}	p_{side}
NLC1 ($L_{\delta_{iav.}}=4D=40m$)	4.10	20	0.5	0.837	2.89%	2.33%	2.37%	2.89%	2.49%
NLC1 ($L_{\delta_{iav.}}=6D=60m$)	13.23								
NLC2 ($L_{\delta_{iav.}}=4D=40m$)	3.45	20	0.5	2.250	4.06%	0.55%	2.18%	1.37%	1.37%
NLC2 ($L_{\delta_{iav.}}=6D=60m$)	11.45								
NLC3 ($L_{\delta_{iav.}}=4D=40m$)	3.75	20	1	0.628	3.30%	1.95%	1.64%	3.64%	1.66%
NLC3 ($L_{\delta_{iav.}}=6D=60m$)	13.00								
NLC4 ($L_{\delta_{iav.}}=4D=40m$)	3.75	20	1.5	0.502	2.07%	2.74%	2.58%	2.09%	2.02%
NLC4 ($L_{\delta_{iav.}}=6D=60m$)	11.98								
NLC5 ($L_{\delta_{iav.}}=4D=40m$)	8.92	50	0.5	0.335	0.20%	1.69%	1.26%	0.27%	2.38%
NLC5 ($L_{\delta_{iav.}}=6D=60m$)	24.12								
NLC6 ($L_{\delta_{iav.}}=4D=40m$)	8.70	50	0.5	0.430	1.23%	2.40%	1.77%	1.23%	2.76%
NLC6 ($L_{\delta_{iav.}}=6D=60m$)	23.95								
NLC7 ($L_{\delta_{iav.}}=4D=40m$)	8.57	50	1	0.251	1.46%	-0.56%	0.68%	1.69%	2.31%
NLC7 ($L_{\delta_{iav.}}=6D=60m$)	23.17								
NLC8 ($L_{\delta_{iav.}}=4D=40m$)	8.82	50	1.5	0.201	1.39%	0.40%	1.32%	2.36%	1.34%
NLC8 ($L_{\delta_{iav.}}=6D=60m$)	26.13								
NLC9 ($L_{\delta_{iav.}}=4D=40m$)	12.57	70	0.5	0.179	1.98%	3.49%	2.60%	1.87%	3.49%
NLC9 ($L_{\delta_{iav.}}=6D=60m$)	26.88								
NLC10 ($L_{\delta_{iav.}}=4D=40m$)	9.10	70	0.5	3.327	0.50%	0.85%	0.39%	0.37%	0.85%
NLC10 ($L_{\delta_{iav.}}=6D=60m$)	20.00								
NLC11 ($L_{\delta_{iav.}}=4D=40m$)	11.88	70	1	0.231	1.13%	0.94%	0.92%	0.54%	1.01%
NLC11 ($L_{\delta_{iav.}}=6D=60m$)	24.88								
NLC12 ($L_{\delta_{iav.}}=4D=40m$)	12.08	70	1.5	0.184	1.02%	1.92%	1.48%	2.13%	1.02%
NLC12 ($L_{\delta_{iav.}}=6D=60m$)	25.88								

H: Ύψος υπερκειμένων, K: Συντελεστής οριζοντίων τάσεων. Για του συμβολισμούς των πιέσεων βλ. §4.4.

4.5.2 Διερεύνηση ελάχιστου απαιτούμενου ύψους αριθμητικού προσομοιώματος για την προσομοίωση διάνοιξης σηράγγων σε μεγάλα βάθη

Με βάση τη συνήθη πρακτική κατά την ανάλυση σηράγγων σε μεγάλο βάθος στις αριθμητικές αναλύσεις δεν προσομοιώνεται ολόκληρο το ύψος υπερκειμένων. Επιλέγεται μία τιμή ύψους πέραν της οποίας θεωρείται ότι η διάνοιξη της σήραγγας δεν έχει επίδραση. Το ύψος αυτό ενσωματώνεται στο

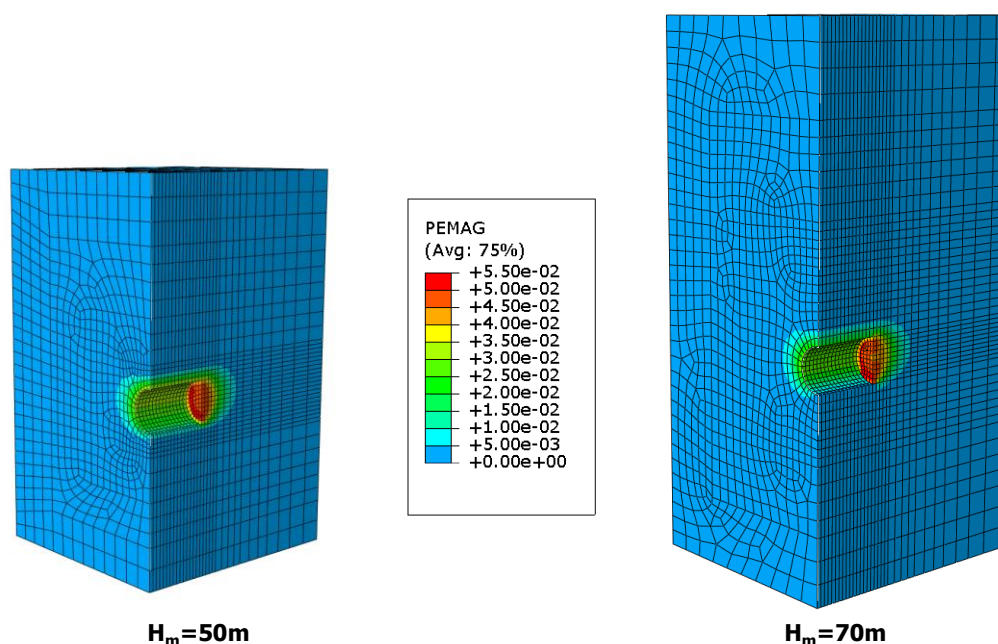
αριθμητικό προσομοίωμα και το υπόλοιπο προσομοιώνεται έμμεσα μέσω της εφαρμογής κατανεμημένης πίεσης στην πάνω πλευρά του προσομοιώματος ίση με την κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο αυτό. Στη συγκεκριμένη παράγραφο διερευνάται ποια είναι η μέγιστη τιμή του ύψους υπερκειμένων που θα ενσωματώνεται στο αριθμητικό προσομοίωμα. Επιλέγεται να συγκριθούν οι περιπτώσεις $H=5D=50m$ και $H=7D=70m$. Για το σκοπό αυτό εκτελέστηκαν αριθμητικές αναλύσεις για δύο περιπτώσεις σηράγγων σε βάθος διάνοιξης $H=70m$ και δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες, έτσι ώστε να υπάρχει μεγάλη ζώνη επιρροής. Κάθε ανάλυση εκτελέστηκε με δύο διαφορετικά αριθμητικά προσομοιώματα: (α) προσομοίωμα με ενσωμάτωση ολόκληρου του ύψους υπερκειμένων ($H_m=70m$) και (β) προσομοίωμα με ύψος υπερκειμένων στον κάρναβο $H_m=50m$ και εφαρμογή πίεσης στην πάνω πλευρά ίση με $p=0.025MN/m^3 \times 20m=0.50MPa$ για την προσομοίωση των άνω 20m. Η πυκνότητα του καννάβου είναι αντίστοιχη στα δύο προσομοιώματα.

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται οι γεωτεχνικές παράμετροι των αναλύσεων και οι ποσοστιαίες διαφορές που προκύπτουν στις πιέσεις από τις δύο διαφορετικές προσεγγίσεις. Ως ανάλυση αναφοράς θεωρείται εκείνη με το μεγαλύτερο ύψος προσομοιώματος ως πιο ακριβής. Η μέγιστη διαφορά στο μέσο φορτίο (p_m) είναι περίπου 3.00%, ενώ στο φορτίο οροφής 3.75%. Κατόπιν, από τα ενδεικτικά σχήματα που παρατίθενται με την κατανομή των πλαστικών παραμορφώσεων και των πιέσεων περί την τυπική διατομή, είναι εμφανές ότι οι διαφορές είναι μικρές.

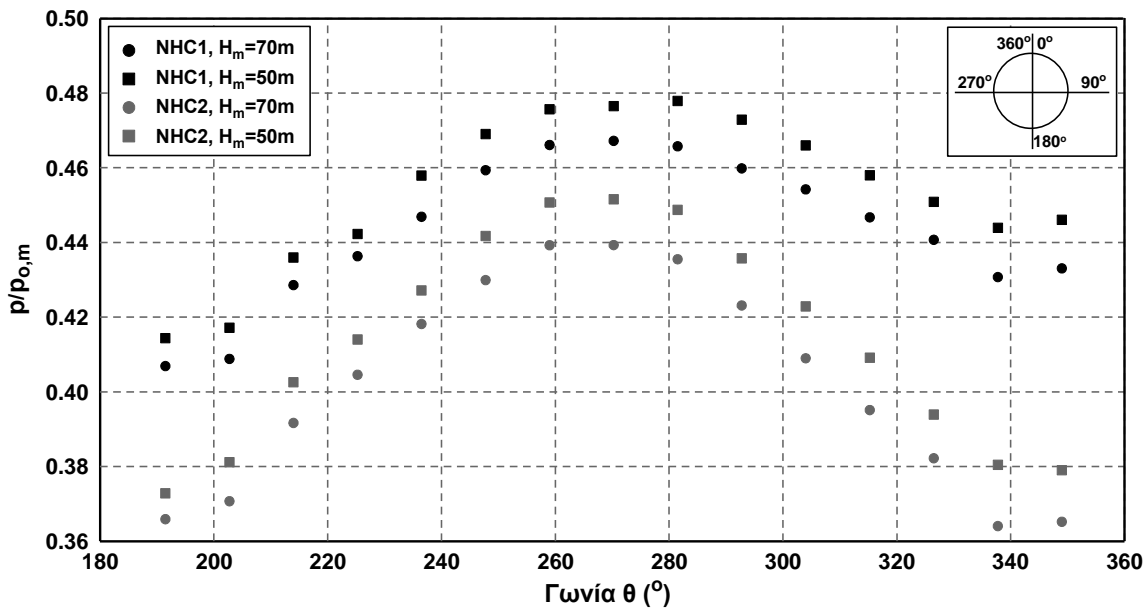
Πίνακας 4.3 Γεωτεχνικές παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων και ποσοστιαίες διαφορές πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης για αριθμητικά προσομοιώματα με διαφορετικό συνολικό ύψος ($D=10m$).

Κωδικός συνδυασμού	Γεωτεχνικές παράμετροι					Ποσοστιαία διαφορά πιέσεων ($p_{H=70}-p_{H=50}$)/ $p_{H=70}$				
	H (m)	K	GSI	σ_{ci} (MPa)	$\sigma_{cm}/p_{o,m}$	p_{min}	p_{max}	p_m	p_{proof}	p_{side}
NCH1	70	0.5	10	4	0.12	-1.94%	-2.48%	-2.45%	-3.08%	-2.19%
NCH2	70	0.5	10	6	0.18	-2.23%	-2.67%	-2.81%	-3.63%	-2.67%

H: Ύψος υπερκειμένων, K: Συντελεστής οριζοντίων τάσεων. Για του συμβολισμού των πιέσεων βλ. §4.4.



Σχήμα 4.14 Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων για τα δύο αριθμητικά προσομοιώματα με διαφορετικό ύψος (H_m : Ύψος υπερκειμένων του αριθμητικού προσομοιώματος, τομή αριθμητικού προσομοιώματος εγκάρσια στον άξονα της σηράγγας περί τη χαρακτηριστική διατομή).



Σχήμα 4.15 Σύγκριση των αναπτυσσόμενων πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης (περί τη χαρακτηριστική διατομή) για τα δύο αριθμητικά προσομοιώματα με διαφορετικό ύψος (H_m : Ύψος υπερκειμένων του αριθμητικού προσομοιώματος).

Με βάση τα παραπάνω η διαφορά μεταξύ των δύο προσεγγίσεων κρίνεται γενικά μικρή. Ωστόσο, επειδή η μελέτη της επίδρασης του βάθους διάνοιξης, η ανάπτυξη του φαινομένου του θόλου και η επίδραση του στα φορτία της σήραγγας κρίνεται ότι αποτελούν σημαντικό σημείο της διατριβής επιλέγεται, παρά την αύξηση του υπολογιστικού χρόνου, ως μέγιστη τιμή ύψους υπερκειμένων που ενσωματώνεται στον κάρναβο των πεπερασμένων στοιχείων $H_m=70m$.

4.5.3 Διερεύνηση της επίδρασης της πυκνότητας του καννάβου των πεπερασμένων στοιχείων

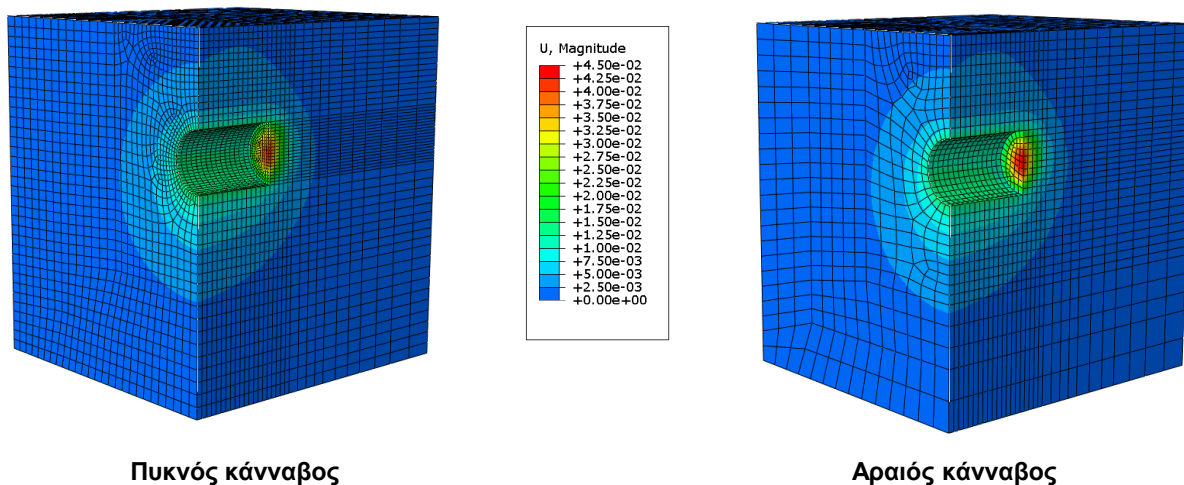
Σκοπός της σύγκρισης που παρατίθεται στη συγκεκριμένη παράγραφο είναι η εκτίμηση της ευαισθησίας των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων ως προς την πυκνότητα του καννάβου των πεπερασμένων στοιχείων. Οι αναλύσεις αφορούν στο προσομοίωμα με διάμετρο σήραγγας $D=10m$ και βάθος διάνοιξης $H=2D=20m$. Για τη σύγκριση δημιουργήθηκε ένα αριθμητικό προσομοίωμα με πολύ πυκνό κάρναβο το οποίο έχει ως αποτέλεσμα την πολύ μεγάλη αύξηση του αριθμού των πεπερασμένων στοιχείων (78448 πεπερασμένα στοιχεία έναντι 24944 του αρχικού) και κατ' επέκταση του υπολογιστικού χρόνου. Οι γεωτεχνικές παράμετροι των αναλύσεων και οι ποσοστιαίες διαφορές ενδεικτικών μεγεθών παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα. Είναι εμφανές ότι η πολύ μεγάλη πυκνωση του καννάβου οδηγεί περίπου σε δεκαπλασιασμό του υπολογιστικού χρόνου. Η αύξηση αυτή θα ήταν ακόμη μεγαλύτερη στην περίπτωση αντίστοιχης πυκνωσης σε προσομοίωμα μεγαλύτερου βάθους. Η διαφορά στις πιέσεις που υπολογίζονται κυμαίνεται από 2.5% έως 6.0% για τη μέση και την ελάχιστη πίεση και ~0% έως 7.6% για την πίεση στην οροφή και την παρειά και από 3.8% έως 8.7% για τη μέγιστη.

Πίνακας 4.4 Γεωτεχνικές παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων και ποσοστιαίες διαφορές πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης για διαφορετική πυκνότητα καννάβου (D=10m, GSI=15, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$).

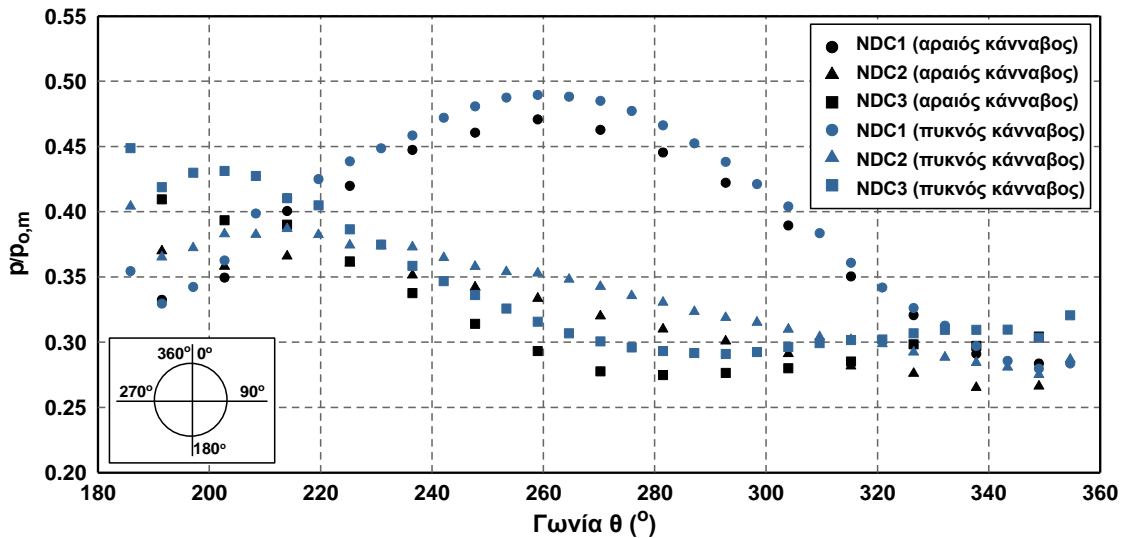
Κωδικός συνδυασμού	Χρόνος (h)	Γεωτεχνικές παράμετροι			Ποσοστιαία διαφορά πιέσεων ($P_{\text{πυκνός}} - P_{\text{αραιός}}$)/ $P_{\text{πυκνός}}$				
		H (m)	K	$\sigma_{cm}/\rho_{o,m}$	P_{min}	P_{max}	P_m	P_{proof}	P_{side}
NDC1 (αραιός κάνναβος*)	4.17	20	0.5	0.540	-1.27%	3.80%	2.53%	-0.15%	4.51%
NDC1 (πυκνός κάνναβος*)	42.58								
NDC2 (αραιός κάνναβος*)	4.13	20	1.0	0.403	3.54%	8.36%	5.29%	7.05%	6.59%
NDC2 (πυκνός κάνναβος*)	35.63								
NDC3 (αραιός κάνναβος*)	4.10	20	1.5	0.323	5.67%	8.65%	6.02%	5.16%	7.59%
NCH3 (πυκνός κάνναβος*)	39.52								

*Οι χαρακτηρισμοί «πυκνός» και «αραιός» έχουν μόνο συγκριτικό χαρακτήρα.

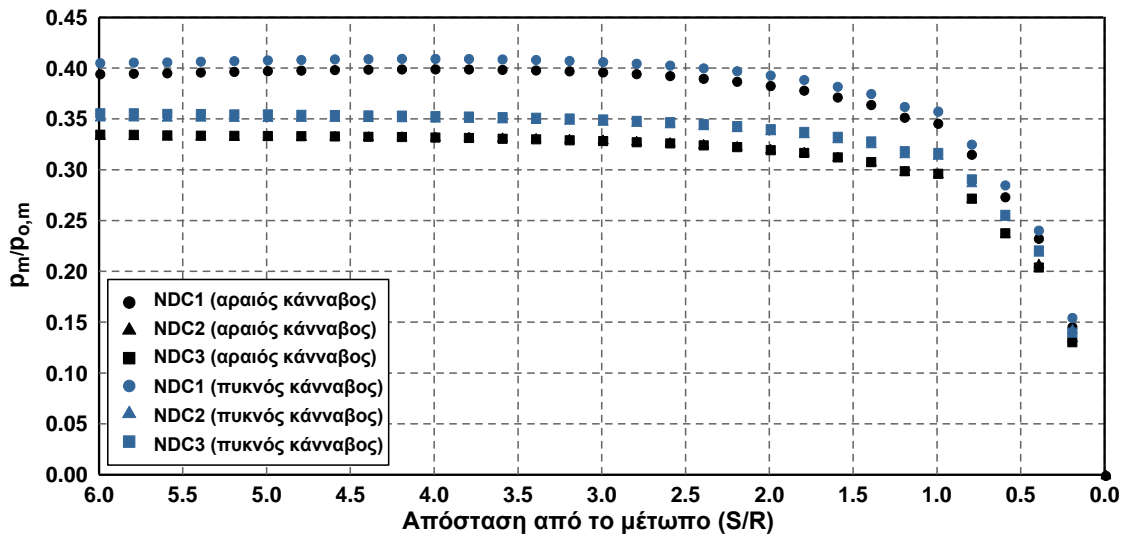
Στη συνέχεια παρουσιάζονται ενδεικτικές εικόνες από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, όπου φαίνεται ότι οι κατανομές των μετακινήσεων είναι πρακτικά όμοιες. Τέλος, συγκρίνεται η κατανομή των πιέσεων κατά μήκος του άξονα της σήραγγας και περί τη χαρακτηριστική διατομή, όπου φαίνεται ότι η πυκνότητα του καννάβου δεν αλλάζει τη θέση της χαρακτηριστικής διατομής και τη μορφή των κατανομών, αλλά μόνο ελάχιστα την τιμή τους, όπως φάνηκε από τις ποσοστιαίες μεταβολές. Μάλιστα σε όρους φορτίου ανηγμένου στη μέση γεωστατική τάση ($p/\rho_{o,m}$) φαίνεται ότι η μέγιστη απόκλιση είναι της τάξης του 2%, τιμή η οποία εμπίπτει σαφώς μέσα στα όρια της αβεβαιότητας των γεωτεχνικών παραμέτρων.



Σχήμα 4.16 Ανάπτυξη μετακινήσεων για τα δύο αριθμητικά προσομιώματα (NDC2) με διαφορετική πυκνότητα καννάβου (τομή προσομιώματος εγκάρσια στον άξονα της σήραγγας περί τη χαρακτηριστική διατομή).



Σχήμα 4.17 Σύγκριση των αναπτυσσόμενων πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης (περί τη χαρακτηριστική διατομή) για τα δύο αριθμητικά προσομοιώματα με διαφορετική πυκνότητα καννάβου.



Σχήμα 4.18 Σύγκριση των αναπτυσσόμενων πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης (κατά μήκος του διανοιχθέντος τμήματος) για τα δύο αριθμητικά προσομοιώματα με διαφορετική πυκνότητα καννάβου.

4.5.4 Σύνοψη

Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα των αναλύσεων που παρουσιάστηκαν στις προηγούμενες παραγράφους προκύπτει ότι τόσο οι διαστάσεις όσο και η πυκνότητα των αριθμητικών προσομοιωμάτων κρίνονται ικανοποιητικές. Προφανές είναι ότι η ακρίβεια των αναλύσεων μπορεί να βελτιώνεται συνεχώς αυξάνοντας, ωστόσο, τον υπολογιστικό χρόνο. Πιο συγκεκριμένα, εάν υιοθετούνταν συγχρόνως το μεγαλύτερο μήκος προσομοιώματος και ο πυκνός κάνναβος θα προέκυπτε μία διαφοροποίηση στις τιμές των πιέσεων για τους περισσότερους συνδυασμούς αναλύσεων έως 8%, ενώ σε λίγες μόνο περιπτώσεις πιθανώς να έφτανε περίπου 10-11%. Η αύξηση του χρόνου θα ήταν περίπου 20 φορές για τα προσομοιώματα μικρού βάθους διάνοιξης (περίπου 80h σε απόλυτα μεγέθη) και θα έφτανε πιθανώς τις 30 φορές για τα προσομοιώματα μεγαλύτερου βάθους (περίπου 250h σε απόλυτα μεγέθη). Επομένως, για το πλαίσιο των παραμετρικών αναλύσεων που πραγματοποιούνται στο πλαίσιο της διδακτορικής διατριβής κρίθηκε ότι οι διαστάσεις των προσομοιωμάτων και η πυκνότητα του καννάβου είναι ικανοποιητικές. Άλλωστε, όπως περιγράφεται στο κεφάλαιο 7, το

πιθανό σφάλμα στην τιμή των φορτίων, λόγω της αβεβαιότητας των γεωτεχνικών παραμέτρων είναι σημαντικά μεγαλύτερο σε σχέση με τις ποσοστιαίες διαφορές που παρατηρήθηκαν στις παραπάνω συγκριτικές αριθμητικές αναλύσεις. Αντίθετα, στην επιλογή του ελάχιστου απαιτούμενου ύψους αριθμητικού προσομοιώματος για την προσομοίωση διάνοιξης σηράγγων σε μεγάλα βάθη, επιλέχθηκε η τιμή $H=70\text{m}$ αντί για $H=50\text{m}$ με αντίστοιχη αύξηση του υπολογιστικού χρόνου.

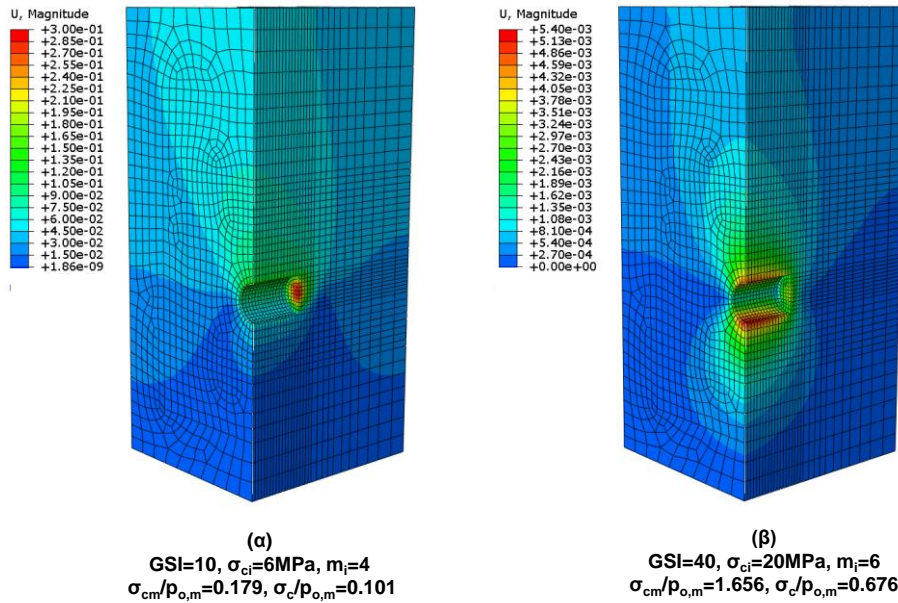
4.6 ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Όπως έχει ήδη περιγραφεί, οι αριθμητικές αναλύσεις εκτελέστηκαν για ένα μεγάλο φάσμα γεωμετρικών και γεωτεχνικών παραμέτρων, έτσι ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη προσέγγιση του υπό μελέτη φαινομένου. Αρχικά, πραγματοποιείται μελέτη της επίδρασης της ποιότητας της βραχώμαζας, του βάθους διάνοιξης, του συντελεστή οριζοντίων τάσεων, του μέτρου παραμορφωσιμότητας του περιβάλλοντος γεωυλικού και της δυσκαμψίας της άμεσης υποστήριξης, κατόπιν παρουσιάζεται σταδιακά ο ρόλος κάθε παραμέτρου και τελικά προτείνεται μία μεθοδολογία, η οποία ενσωματώνει όλες τις παραπάνω μεταβλητές. Χωριστά παρουσιάζεται ο ρόλος της διαστολικότητας του γεωυλικού, του καταστατικού προσομοιώματος του γεωυλικού και των φάσεων διάνοιξης.

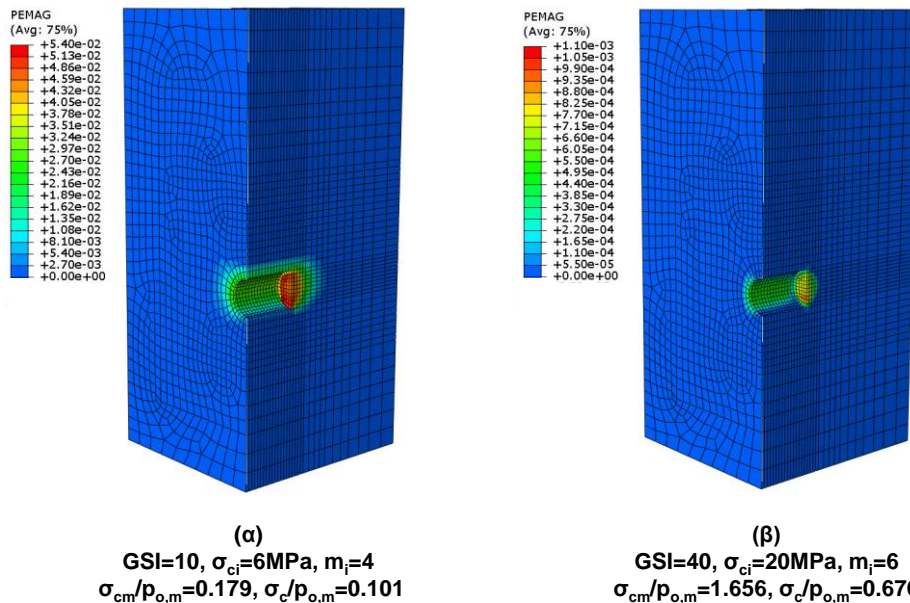
Η σταδιακή οικοδόμηση της προτεινόμενης μεθοδολογίας και η επεξήγηση του ρόλου κάθε παραμέτρου βασίζεται στην παρουσίαση εξαγομένων από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, έτσι ώστε να είναι αντιληπτή η κατανομή των μεγεθών γύρω από τη σήραγγα, στην παρουσίαση διαγραμμάτων κατανομής πιέσεων περί συγκεκριμένη διατομή και, τέλος, σε συνολικά διαγράμματα μεταβολής της πίεσης ως προς τις γεωμετρικές και γεωτεχνικές παραμέτρους του προβλήματος. Επισημαίνεται ότι εξαιτίας του μεγάλου εύρους των παραμέτρων δεν είναι δυνατόν να παρουσιαστούν εξαγόμενα και διαγράμματα για όλες τις περιπτώσεις, επομένως η επιλογή γίνεται έτσι ώστε συνολικά στο πλαίσιο του κεφαλαίου να δοθεί μία αντιπροσωπευτική εικόνα.

4.6.1 Επίδραση των γεωτεχνικών συνθηκών: ποιότητα βραχώμαζας και γεωστατικό πεδίο

Αρχικά, στα ακόλουθα σχήματα παρουσιάζεται σύγκριση δύο αριθμητικών αναλύσεων με ίδια διάμετρο $D=10\text{m}$, με ίδιο ύψος υπερκειμένων $H=7D=70\text{m}$ και συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.5$, για δυσμενείς και ευμενείς γεωτεχνικές συνθήκες. Είναι εμφανές ότι μείωση της ποιότητας της βραχώμαζας οδηγεί στην αύξηση των μετατοπίσεων (Σχήμα 4.19) και στην αύξηση του εύρους και της τιμής των πλαστικών παραμορφώσεων (Σχήμα 4.20). Επίσης, σημειώνεται ότι λόγω της τιμής του $K=0.5 \leq 1.0$, οι μέγιστες μετατοπίσεις εμφανίζονται στην οροφή και στο δάπεδο και το μέγιστο εύρος πλαστικής ζώνης στις παρειές της σήραγγας. Ο ρόλος του K στην κατανομή των μετατοπίσεων και των πλαστικών παραμορφώσεων εξηγείται αναλυτικά στη συνέχεια.

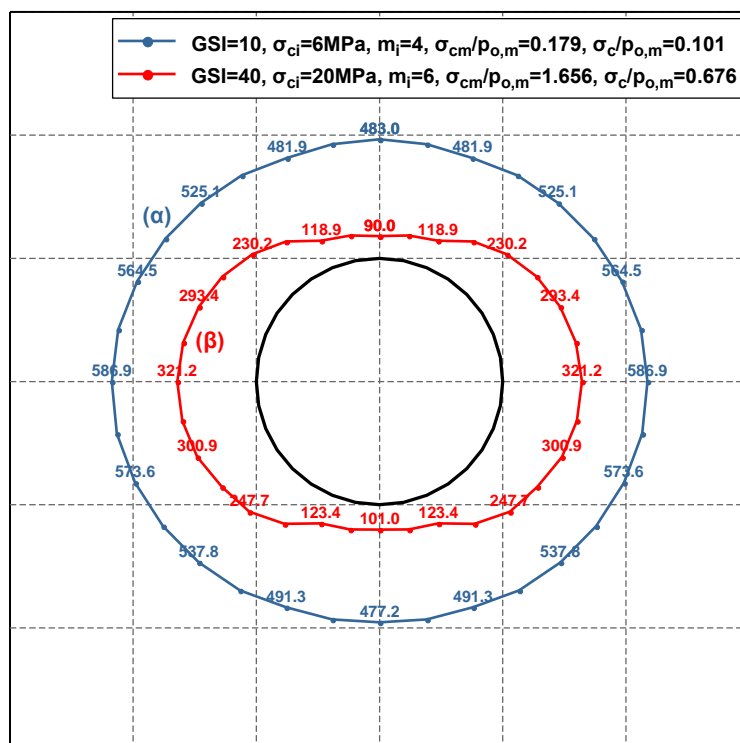


Σχήμα 4.19 Κατανομή συνολικών μετατοπίσεων για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10\text{m}$), ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70\text{m}$) και συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=0.5$) για περίπτωση (α) δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών και (β) ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών. Η κλίμακα των χρωμάτων είναι διαφορετική στα δύο υπομνήματα, εξαιτίας της μεγάλης διαφοράς των αναπτυσσόμενων μεγεθών στα δύο προσομοιώματα. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή.



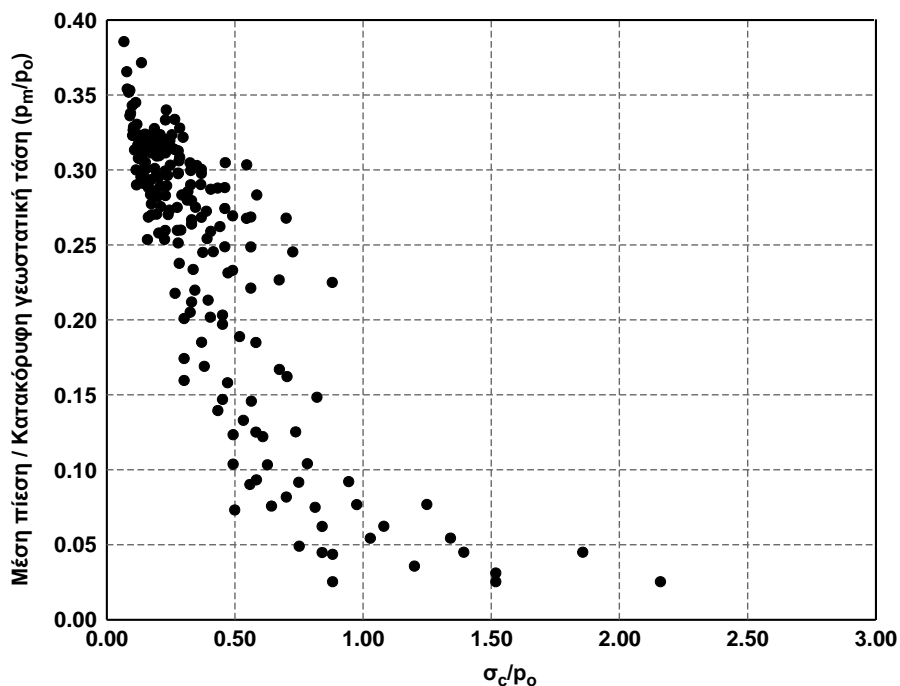
Σχήμα 4.20 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10\text{m}$), ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70\text{m}$) και συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=0.5$) για περίπτωση (α) δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών και (β) ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών. Η κλίμακα των χρωμάτων είναι διαφορετική στα δύο υπομνήματα, εξαιτίας της μεγάλης διαφοράς των αναπτυσσόμενων μεγεθών στα δύο προσομοιώματα. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή.

Κατόπιν συγκρίνοντας την κατανομή της πίεσης περί τη διατομή (Σχήμα 4.21) προκύπτει ότι μείωση της ποιότητας της βραχώμαζας, δηλαδή δυσμενέστερες γεωτεχνικές συνθήκες, οδηγεί σε αύξηση της τιμής των πιέσεων. Η κατανομή των πιέσεων είναι ελαφρώς πεπλατυσμένη με τις μέγιστες τιμές να εμφανίζονται στις παρειές της σήραγγας, λόγω της τιμής του $K=0.5$.

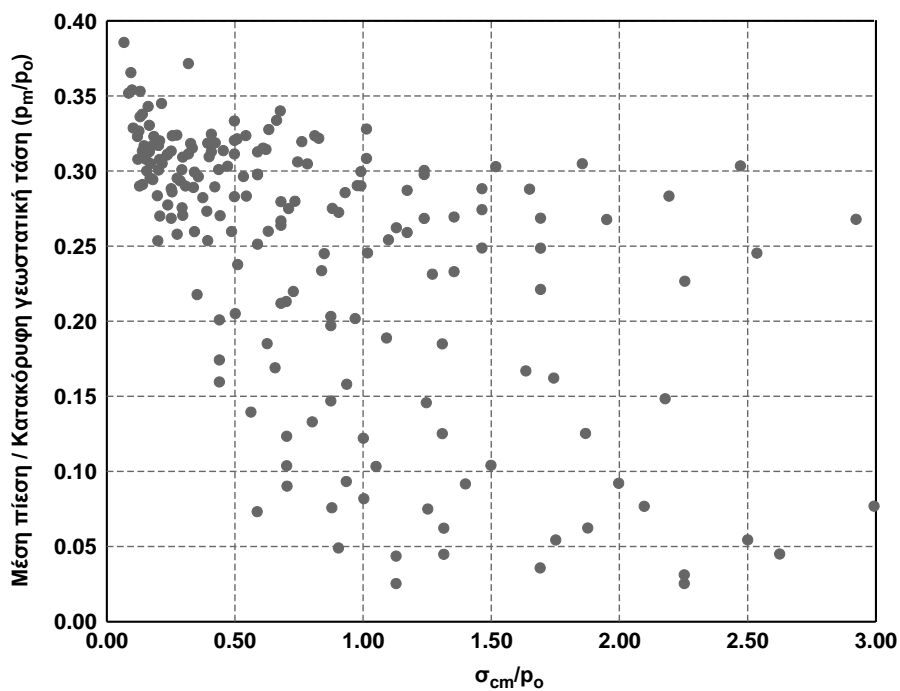


Σχήμα 4.21 Κατανομή πίεσης p περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10\text{m}$), ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70\text{m}$) και συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=0.5$) για περίπτωση (α) δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών και (β) ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών. Οι τιμές των πιέσεων σημειώνονται σε kPa, με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά δύο κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

Απεικονίζοντας τη μέση πίεση ανηγμένη ως προς τη μέση γεωστατική τάση συναρτήσει των λόγων σ_c/ρ_o (Σχήμα 4.22) και σ_{cm}/ρ_o , (Σχήμα 4.23) παρατηρεί κανείς ότι ο πρώτος εκ των δύο δίνει καλύτερη ερμηνεία του φαινομένου, καθώς η διασπορά των σημείων μειώνεται σημαντικά. Αυτό συμβαίνει διότι, αν και η πρωτογενής αντιστοίχιση ιδιοτήτων στα γεωυλικά έχει γίνει σε όρους Hoek-Brown, οι αναλύσεις εκτελούνται με χρήση του κριτηρίου αστοχίας Drucker-Prager, το οποίο προσεγγίζει πολύ το κριτήριο Mohr-Coulomb λόγω της γραμμικής τους μορφής (στη συνέχεια παρατίθεται και ποσοτική σύγκριση των αποτελεσμάτων με χρήση των δύο αυτών κριτηρίων).



Σχήμα 4.22 Κατανομή ανηγμένης μέσης πίεσης επί της άμεσης υποστήριξης ως προς την κατακόρυφη γεωστατική τάση p_m/p_0 ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_0 (σ_c : αντοχή σε μονοαξονική θλίψη κατά Mohr-Coulomb με βάση τις ισοδύναμες τιμές συνοχής και γωνίας τριβής) για $D=10.0\text{m}$ και $K=1.0$.



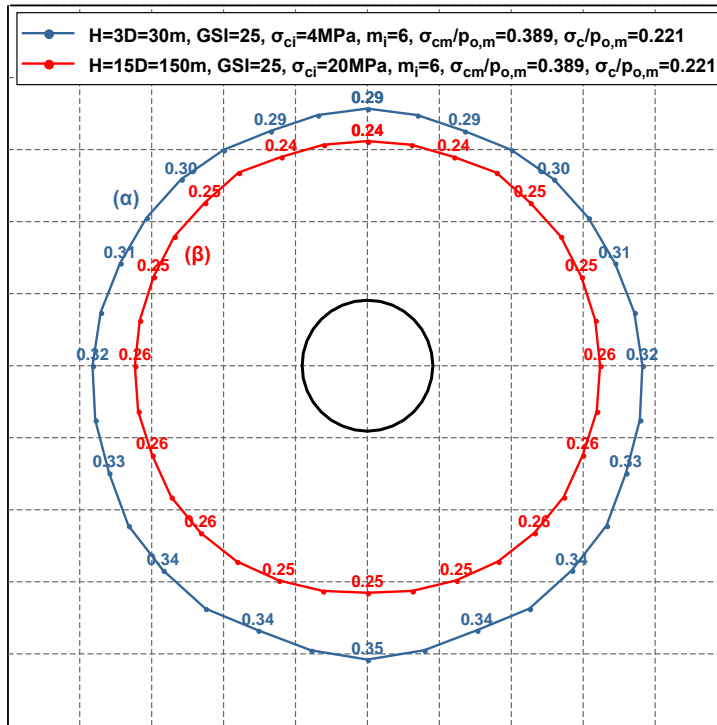
Σχήμα 4.23 Κατανομή ανηγμένης μέσης πίεσης επί της άμεσης υποστήριξης ως προς την κατακόρυφη γεωστατική τάση p_m/p_0 ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_{cm}/p_0 (σ_{cm} : αντοχή βραχόμαζας κατά Hoek et al., 2002) για $D=10.0\text{m}$ και $K=1.0$.

4.6.2 Επίδραση του βάθους διάνοιξης

Ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στον καθορισμό της τιμής των φορτίων που καλείται να παραλάβει το κέλυφος της άμεσης υποστήριξης έχει το βάθος στο οποίο διανοίγεται η σήραγγα (H) σε σχέση με τη διάμετρο (ή ισοδύναμη διάμετρο) της σήραγγας (D). Πιο συγκεκριμένα:

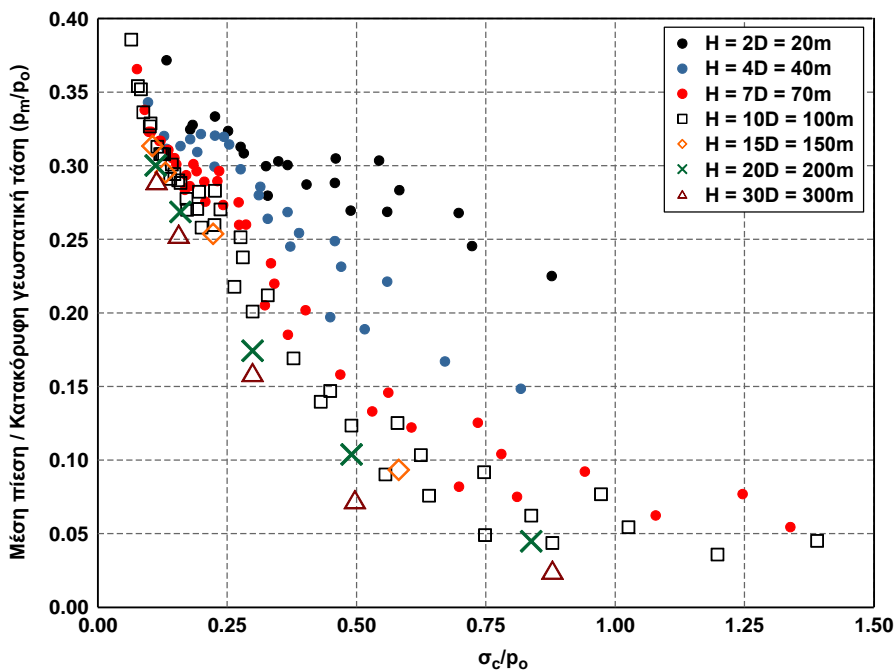
- ο Το ύψος υπερκειμένων σε συνδυασμό με το συντελεστή οριζοντίων τάσεων καθορίζει τις αρχικές γεωστατικές τάσεις πριν από τη διάνοιξη, ποσοστό των οποίων καλούνται να παραλάβουν τα μέτρα άμεσης υποστήριξης. Στην παρουσίαση των αποτελεσμάτων λοιπόν, στο κεφάλαιο 4 χρησιμοποιείται η ανηγμένη τιμή όλων των φορτίων (μέση τιμή, οροφής, παρειάς) ως προς την αρχική γεωστατική τάση (κατακόρυφη ή μέση), παραδοχή η οποία στην παράγραφο της συνολικής στατιστικής επεξεργασίας των αποτελεσμάτων (§4.6.11), αποδεικνύεται ότι με ικανοποιητική ακρίβεια μπορεί να περιγράψει το φαινόμενο.
- ο Σε μικρές τιμές βάθους, δηλαδή για μικρές τιμές του λόγου H/D , το ύψος του γεωυλικού πάνω από τη διατομή εκσκαφής δεν είναι επαρκές για την ανάπτυξη του φαινομένου του θόλου με αποτέλεσμα το ποσοστό των αρχικών γεωστατικών πιέσεων που μεταφέρονται στην υποστήριξη είναι μεγάλο. Όσο η τιμή του βάθους αυξάνεται, δίνεται η δυνατότητα για τη γεφύρωση των τάσεων με αποτέλεσμα το ποσοστό των αρχικών γεωστατικών τάσεων που αναλαμβάνει η υποστήριξη να μειώνεται. Η αλληλεπίδραση αυτή της σήραγγας με την επιφάνεια του εδάφους εξαρτάται σημαντικά και από τις γεωτεχνικές συνθήκες, καθώς για υψηλές τιμές του λόγου σ_c/ρ_o (ή αντίστοιχα σ_{cm}/ρ_o), η επίδραση της εκσκαφής είναι σε μικρή απόσταση από τη διατομή, με αποτέλεσμα την ευκολότερη ανάπτυξη του «θόλου». Στην περίπτωση των βαθιών σηράγγων η ανάπτυξη του φαινομένου του θόλου εξασφαλίζεται πάντα, ανεξαρτήτως γεωτεχνικών συνθηκών, επομένως η επίδραση του λόγου H/D στο ποσοστό της αναλαμβανόμενης πίεσης είναι αμελητέα. Στην εργασία των Chen et al. (2011) δίνονται ποσοτικές εκτιμήσεις για το ύψος γεωυλικού που απαιτείται για την ανάπτυξη του θόλου, με βάση την κατανομή των κατακόρυφων τάσεων από τριδιάστατες αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων διαφορών $FLAC^{3D}$. Από τις μεμονωμένες περιπτώσεις που παραθέτουν προκύπτει ότι ο λόγος D/H_t είναι περίπου ίσος με το 40% του λόγου H/H_t (D : ύψος χαλαρωμένης περιοχή πάνω από τη διατομή, H_t : ύψος σήραγγας και H : βάθος διάνοιξης μετρούμενο από τη στέψη της διατομής).

Στο Σχήμα 4.24 παρουσιάζεται μία χαρακτηριστική περίπτωση δύο αριθμητικών αναλύσεων για διάμετρο $D=10.0m$, $K=0.5$ και ίδιο λόγο ποσοτικοποίησης γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$, αλλά για διαφορετικά βάθη διάνοιξης, όπου είναι εμφανής η μείωση της ανηγμένης πίεσης για τη μεγαλύτερη τιμή του βάθους. Στο σημείο αυτό πρέπει να σχολιαστεί ότι ένας επιπλέον λόγος για τον οποίο παρατηρείται μείωση του ποσοστού της αρχικής γεωστατικής τάσης που αναλαμβάνεται από την άμεση υποστήριξη, είναι το μέτρο ελαστικότητας του γεωυλικού. Όπως θα περιγραφεί αναλυτικά στις επόμενες παραγράφους, το φορτίο που ασκείται στην άμεση υποστήριξη εξαρτάται τόσο από τις παραμέτρους αντοχής όσο και από τις παραμέτρους παραμορφωσιμότητας. Επομένως, συγκρίνοντας δύο περιπτώσεις με ίδια τιμή του λόγου σ_c/ρ_o εύλογο είναι ότι το γεωυλικό, για την περίπτωση του μεγαλύτερου βάθους διάνοιξης, θα έχει μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας, οδηγώντας σε μείωση του ανηγμένου φορτίου. Εξαιτίας αυτής της επίδρασης παρατηρείται μεταβολή του ανηγμένου φορτίου ακόμη και στην περίπτωση σύγκρισης μεταξύ δύο βαθιών σηράγγων όπου εξασφαλίζεται πάντα η γεφύρωση των τάσεων εκατέρωθεν της διατομής.



Σχήμα 4.24 Κατανομή ανηγμένης πίεσης $r/\rho_{o,m}$ περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=1.0$) και ίδιο λόγο ποσοτικοποίησης γεωτεχνικών συνθηκών διάνοιξης ($\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.389, \sigma_c/\rho_{o,m}=0.221$), αλλά για διαφορετικό ύψος υπερκειμένων: (α) $H=3D=30m$ και (β) $H=15D=150m$. Οι τιμές της ανηγμένης πίεσης $r/\rho_{o,m}$ σημειώνονται με τα νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά δύο κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

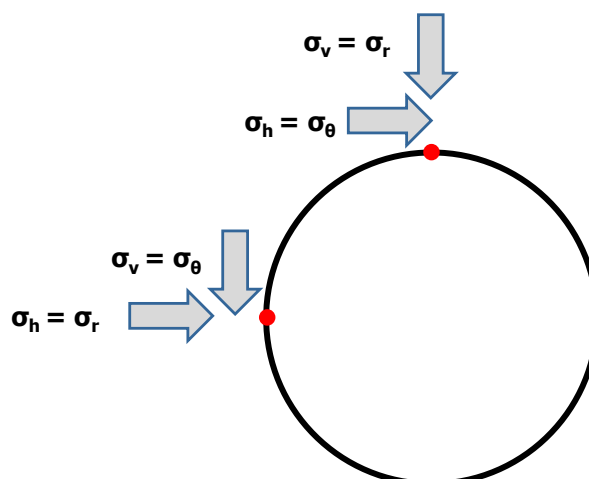
Στη συνέχεια παρουσιάζεται ξανά το διάγραμμα από το Σχήμα 4.22, αλλά με ξεχωριστή απεικόνιση των σημείων ανά τιμή του βάθους διάνοιξης, όπου είναι εμφανής η σταδιακή μετατόπιση προς τα κάτω του νέφους των σημείων, όσο η τιμή του H αυξάνεται.



Σχήμα 4.25 Κατανομή ανηγμένης μέσης πίεσης ως προς την κατακόρυφη γεωστατική τάση r_m/ρ_o συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_o (σ_c : αντοχή σε μονοαξονική θλίψη κατά Mohr-Coulomb) ανά τιμή του βάθους διάνοιξης H , για $D=10.0m$ και $K=1.0$.

4.6.3 Επίδραση του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K

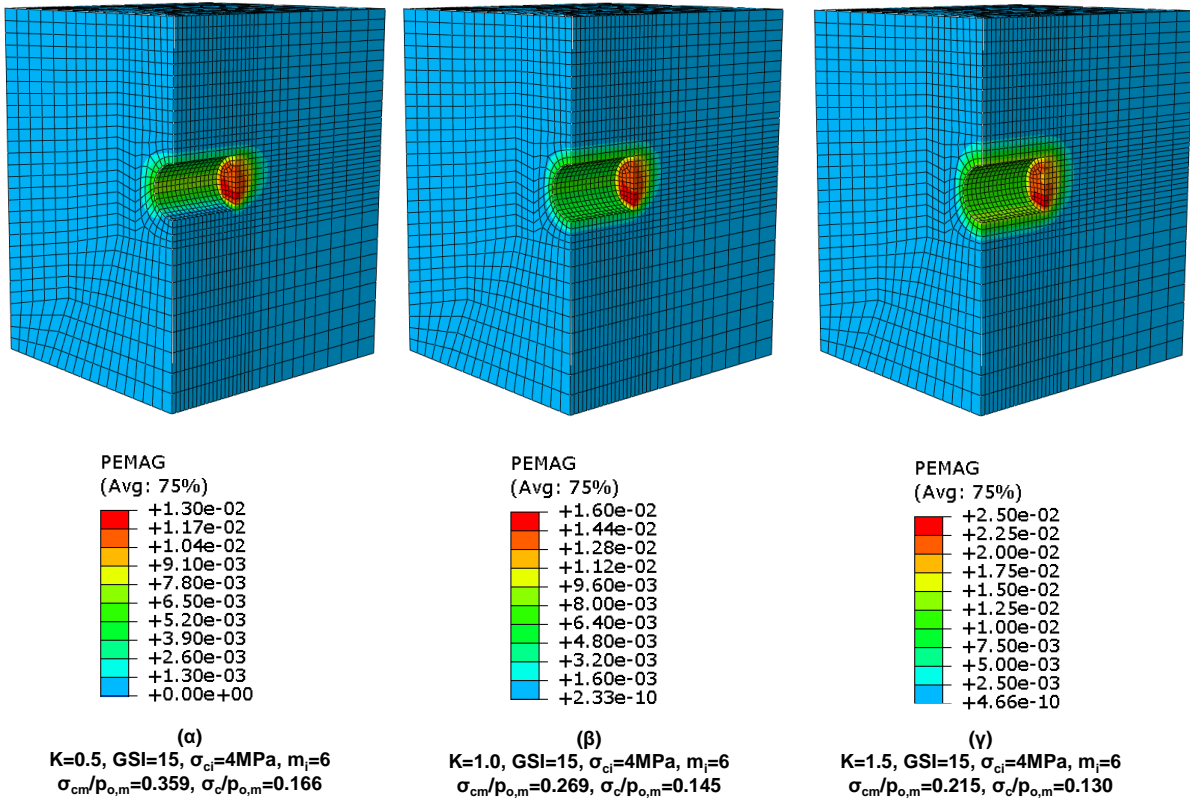
Κατόπιν μελετάται η επίδραση του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K στην κατανομή μετατοπίσεων, πλαστικών παραμορφώσεων και πιέσεων. Για τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων μικρότερες από τη μονάδα ($K < 1.0$) πριν από την εκσκαφή η οριζόντια τάση είναι μικρότερη από την κατακόρυφη, άρα η οριζόντια είναι η ελάχιστη κύρια τάση και η κατακόρυφη η μέγιστη κύρια τάση. Στην παρειά, η οριζόντια τάση είναι για την εκσκαφή ακτινική και η κατακόρυφη εφαπτομενική (Σχήμα 4.26).



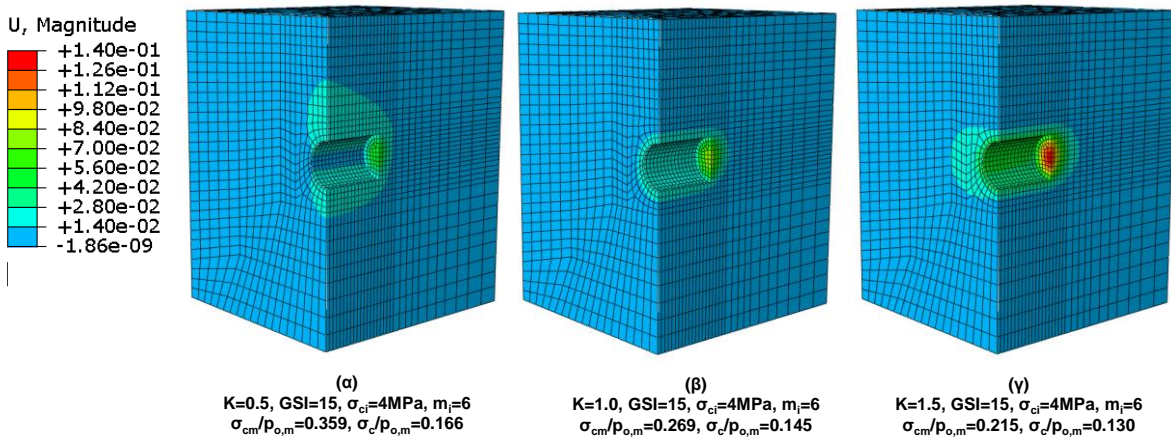
Σχήμα 4.26 Απεικόνιση των τάσεων στην παρειά και την οροφή της διατομής της σήραγγας.

Επομένως, κατά τη διάνοιξη η οριζόντια/ακτινική τάση, η οποία ήταν η μικρότερη εκ των δύο, μειώνεται και η κατακόρυφη/εφαπτομενική τάση, η οποία ήταν η μεγαλύτερη εκ των δύο, αυξάνεται. Αντίθετη ακριβώς είναι η ανακατανομή που προκαλείται στην κλειδα, με την οριζόντια/εφαπτομενική να αυξάνεται και την κατακόρυφη ακτινική τάση να μειώνεται. Ως εκ τούτου, στην παρειά παρατηρείται σαφώς μεγαλύτερη αύξηση των διεκτροπικών τάσεων, και αντίστοιχα του εύρους του κύκλου Mohr, με αποτέλεσμα να αναπτύσσεται μεγαλύτερο εύρος και μεγαλύτερες τιμές πλαστικών παραμορφώσεων. Στην περίπτωση όπου $K > 1.0$, ισχύουν ακριβώς τα αντίστροφα, με το μεγαλύτερο εύρος πλαστικών παραμορφώσεων να αναπτύσσεται στην οροφή και στο δάπεδο της διατομής. Ενδεικτικές κατανομές πλαστικών παραμορφώσεων για διάφορες τιμές του συντελεστή K παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.27.

Όσον αφορά στις συνολικές μετατοπίσεις (Σχήμα 4.28) φαίνεται ότι η κατανομή τους είναι αντίστροφη από την κατανομή των πλαστικών παραμορφώσεων. Δηλαδή, οι μέγιστες μετατοπίσεις παρατηρούνται σε κάθε περίπτωση στο τμήμα της διατομής, όπου η μέγιστη κύρια γεωστατική τάση έχει σχεδόν ακτινική διεύθυνση. Πιο συγκεκριμένα, στην περίπτωση όπου $K = 0.5$, οι μέγιστες μετατοπίσεις αναπτύσσονται στην οροφή και στην περίπτωση $K = 1.5$ στις παρειές.



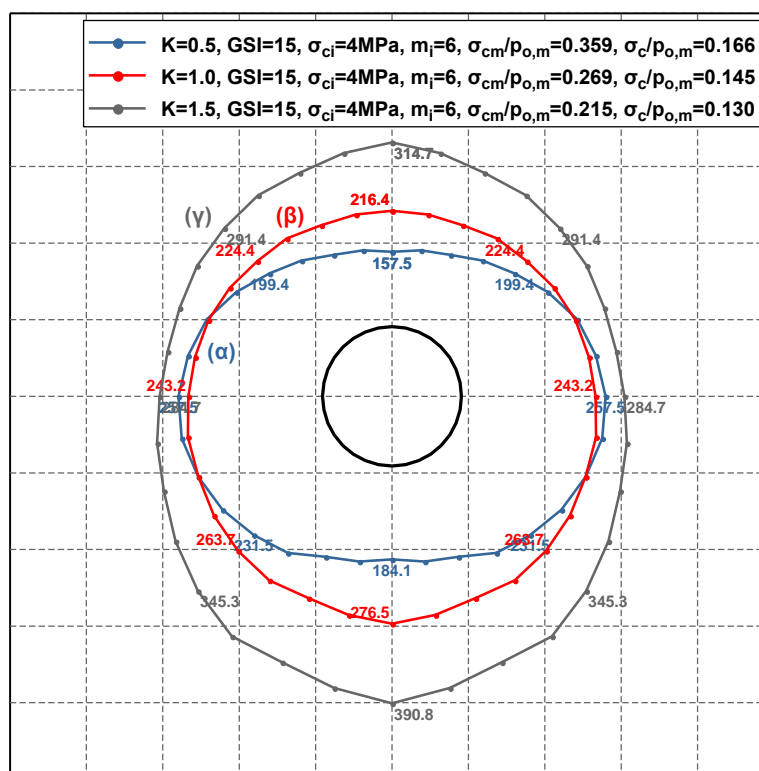
Σχήμα 4.27 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=3D=30m$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=15$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Η κλίμακα των χρωμάτων είναι διαφορετική στα τρία υπομνήματα, έτσι ώστε να είναι δυνατή η σύγκριση κυρίως της μορφής της κατανομής και όχι της τιμής του μεγέθους. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή.



Σχήμα 4.28 Κατανομή συνολικών μετατοπίσεων για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=3D=30m$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=15$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Η κλίμακα των χρωμάτων είναι διαφορετική στα τρία υπομνήματα, έτσι ώστε να είναι δυνατή η σύγκριση κυρίως της μορφής της κατανομής και όχι της τιμής του μεγέθους. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή.

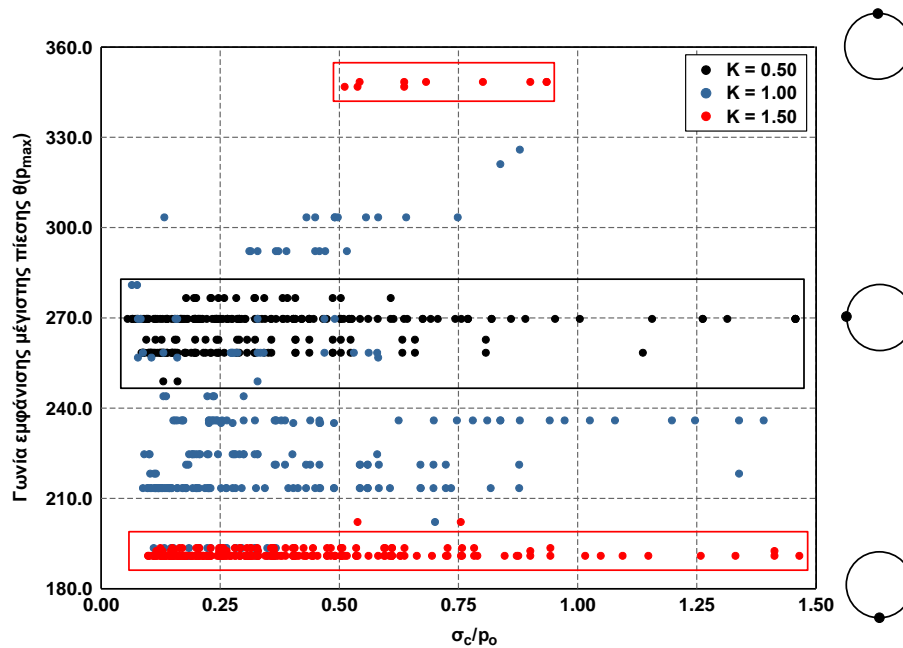
Όσον αφορά στις πιέσεις που αναπτύσσονται στο κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ο ρόλος του συντελεστή οριζοντίων τάσεων είναι διπλός: (α) από την τιμή του εξαρτάται η κατανομή των τάσεων περί τη διατομή, επηρεάζοντας σημαντικά, όπως φάνηκε στα προηγούμενα σχήματα, την κατανομή των πλαστικών παραμορφώσεων και των μετατοπίσεων στο υλικό, οι οποίες κατ' επέκταση επηρεάζουν την κατανομή της πίεσης επί του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και (β) καθορίζει το μέσο εντατικό πεδίο από το οποίο εξαρτάται η μέση πίεση που ασκείται στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Μελετώντας αρχικά τη μορφή της κατανομής, στο Σχήμα 4.29 παρουσιάζεται η μεταβολή της πίεσης περί τη διατομή της σήραγγας για συγκεκριμένη βραχώμαζα και βάθος διάνοιξης $H=3D=30m$, όπου είναι εμφανής η διαφοροποίηση της μορφής της κατανομής ανάλογα με την τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων. Για $K=0.5$ οι μέγιστες τιμές της πίεσης παρατηρούνται στις παρειές, στην περιοχή, δηλαδή των μέγιστων πλαστικών παραμορφώσεων και των ελάχιστων συνολικών μετατοπίσεων με βάση τα ανωτέρω εξαγόμενα από τον κώδικα ABAQUS. Επίσης για $K=1.5$ οι μέγιστες τιμές της πίεσης παρατηρούνται στην οροφή και στο δάπεδο, ομοίως με πριν στην περιοχή των μέγιστων πλαστικών παραμορφώσεων και των ελάχιστων συνολικών μετατοπίσεων. Για $K=1.0$ παρατηρείται μία γενικά πιο ομοιόμορφη κατανομή με τις πιέσεις στο δάπεδο να είναι ελαφρώς μεγαλύτερες. Σε περίπτωση μεγαλύτερου βάθους διάνοιξης, όπου το πρόβλημα προσεγγίζει περισσότερο τις παραδοχές της αξονοσυμμετρίας η κατανομή της πίεσης περί τη διατομή για $K=1.0$ είναι πρακτικά ομοιόμορφη. Συμπερασματικά, στις περιπτώσεις όπου $K \neq 1.0$ οι μέγιστες τιμές της πίεσης συμπίπτουν με την περιοχή ελάχιστων μετατοπίσεων του γεωυλικού, καθώς στην περιοχή αυτή έχει τοπικά αναπτυχθεί μικρότερη αποτόνωση των τάσεων.



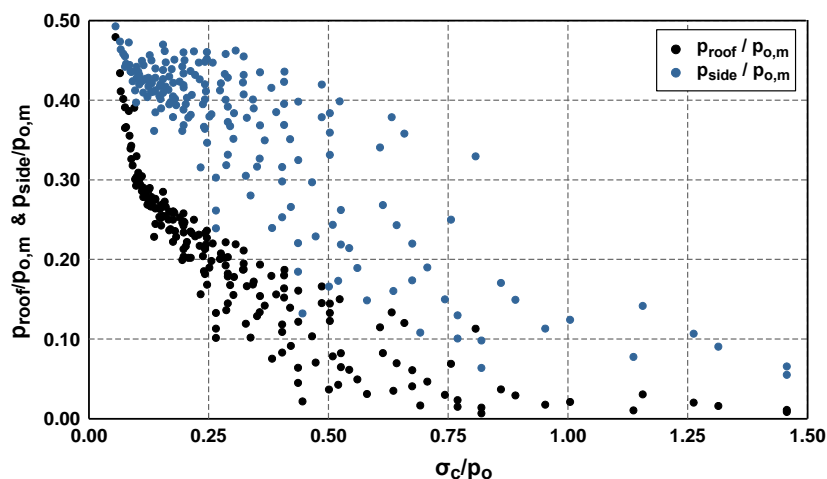
Σχήμα 4.29 Κατανομή πίεσης p περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=3D=30m$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=15$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Οι τιμές των πιέσεων σημειώνονται σε kPa, με νόμμερα αντίστοιχου χρώματος ανά τέσσερις κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

Από το Σχήμα 4.30, στο οποίο παρουσιάζεται η κατανομή του σημείου εμφάνισης μέγιστων πιέσεων ως προς τις γεωτεχνικές συνθήκες, προκύπτει ότι οι παραπάνω παρατηρήσεις μπορούν να γενικευτούν για όλο το εύρος των παραμέτρων που μελετήθηκαν. Σε κάθε περίπτωση για $K=0.5$ οι μέγιστες πιέσεις εμφανίζονται στις παρειές της διατομής, για $K=1.0$ δεν παρατηρείται κάποια συγκεκριμένη τάση και για $K=1.5$ εμφανίζονται στο δάπεδο και στην οροφή της διατομής. Η απεικόνιση ως προς το λόγο σ_c/ρ_0 επιλέχθηκε έτσι ώστε να είναι εμφανές ότι δεν υπάρχει εξάρτηση από την ποιότητα της βραχώμαζας και τις επί τόπου γεωστατικές τάσεις.

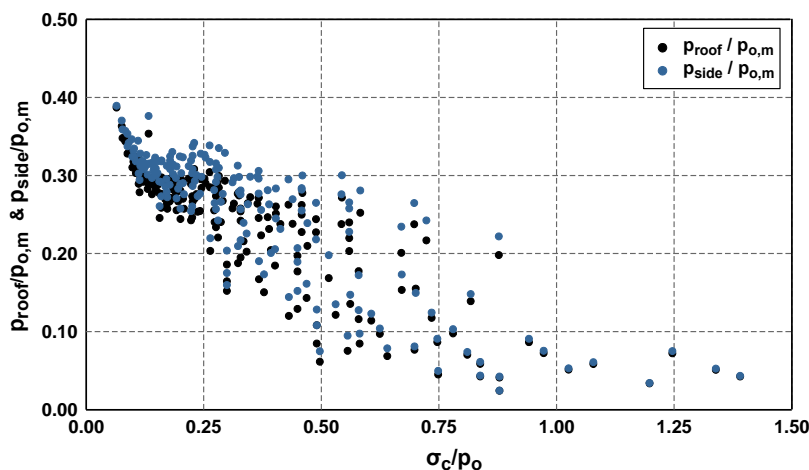


Σχήμα 4.30 Κατανομή γωνίας περί τη διατομή της σήραγγας στην οποία εμφανίζεται η μέγιστη πίεση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων. Οι τιμές της γωνίας θ ορίζονται στο Σχήμα 4.10 και στα σκαριφήματα δεξιά του διαγράμματος παρουσιάζονται βοηθητικά τα σημεία της διατομής που αντιστοιχούν στις 180° , 270° και $0^\circ/360^\circ$.

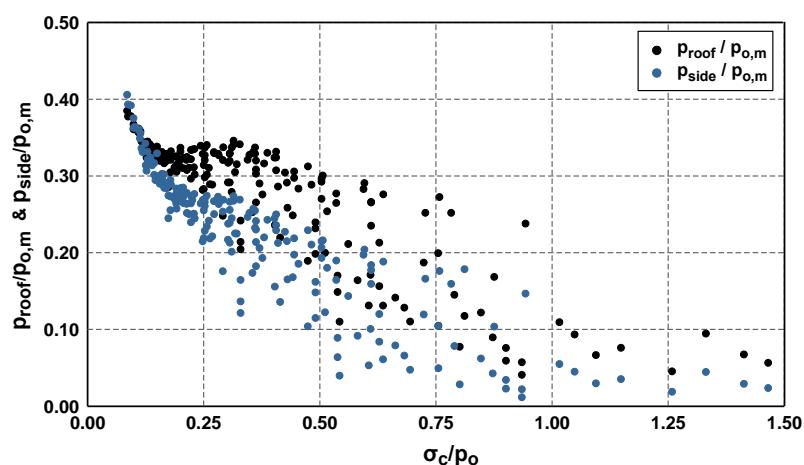
Αντίστοιχα συμπεράσματα προκύπτουν από τη μεταβολή της ανηγμένης πίεσης στην οροφή και στην παρειά της διατομής ως προς το λόγο σ_c/ρ_0 . Για την τιμή $K=0.5$ (Σχήμα 4.31) προκύπτει ότι η πίεση στην παρειά είναι σημαντικά μεγαλύτερη σε σχέση με την τιμή στην οροφή. Το αντίθετο συμβαίνει στην περίπτωση όπου $K=1.5$ (Σχήμα 4.33), ενώ στην περίπτωση όπου $K=1.0$ (Σχήμα 4.32) οι τιμές στα δύο σημεία είναι πολύ κοντά. Επισημαίνεται - θα αναλυθεί περαιτέρω στη συνέχεια - ότι η διαφορά μεταξύ των πιέσεων στην οροφή και στην παρειά τείνει να μειωθεί όσο μειώνεται η τιμή του λόγου σ_c/ρ_0 .



Σχήμα 4.31 Κατανομή της πίεσης στην οροφή (p_{roof}) και στην παρειά της διατομής (p_{side}) ως προς τη μέση γεωστατική τάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o για την τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.5$ ($D=10.0\text{m}$).

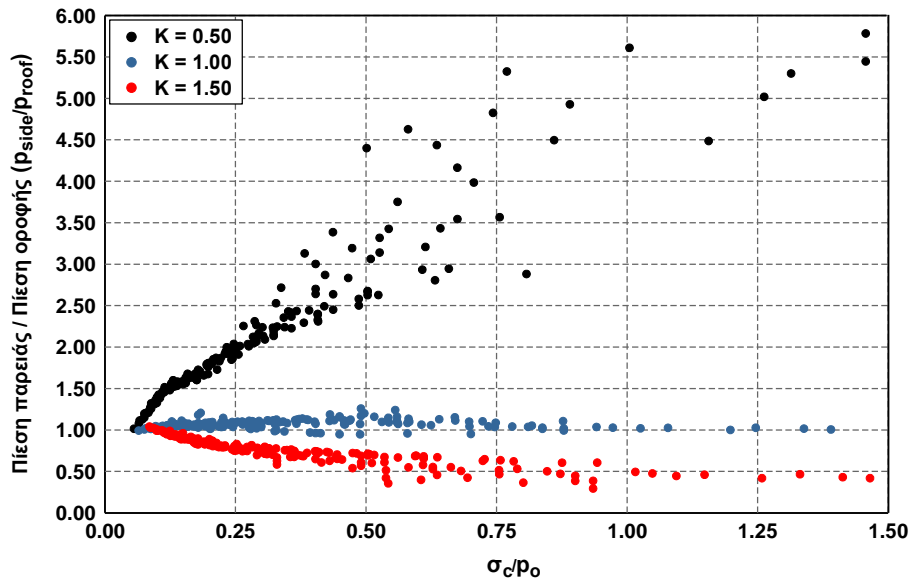


Σχήμα 4.32 Κατανομή της πίεσης στην οροφή (p_{roof}) και στην παρειά της διατομής (p_{side}) ως προς τη μέση γεωστατική τάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o για την τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.0$ ($D=10.0\text{m}$).



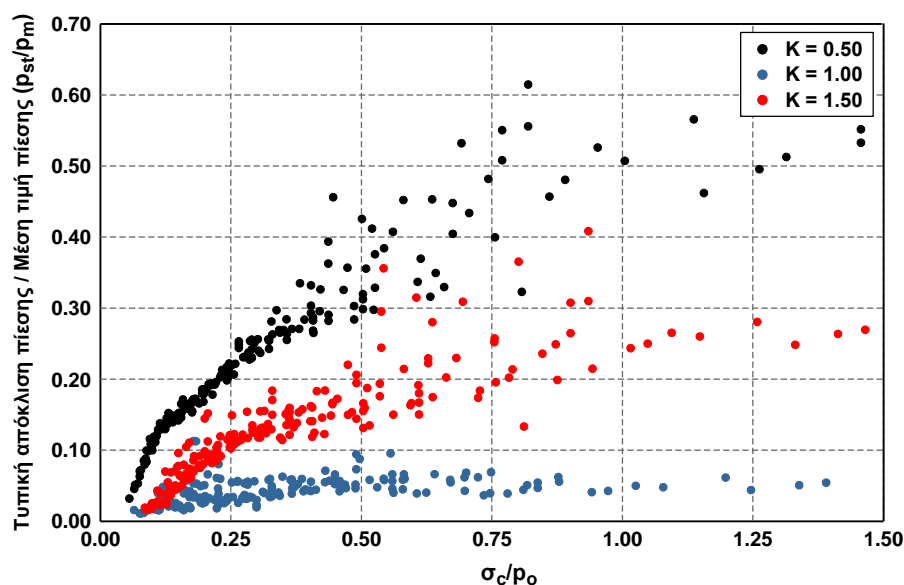
Σχήμα 4.33 Κατανομή της πίεσης στην οροφή (p_{roof}) και στην παρειά της διατομής (p_{side}) ως προς τη μέση γεωστατική τάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/p_o για την τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.5$ ($D=10.0\text{m}$).

Απεικονίζοντας υπό τη μορφή λόγων τα στοιχεία των παραπάνω διαγραμμάτων στο Σχήμα 4.34 προκύπτει ότι οι τιμές του λόγου $\rho_{\text{side}}/\rho_{\text{roof}}$ είναι πάνω από τη μονάδα για $K=0.5$ με αυξητική τάση όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες, φτάνοντας μέχρι και τιμές $\rho_{\text{side}}/\rho_{\text{roof}}=6.0$. Για $K=1.5$ οι τιμές είναι σταθερά κάτω από τη μονάδα και μειώνονται όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες, ενώ τέλος για $K=1.0$ οι τιμές του λόγου κυμαίνονται περί τη μονάδα. Ομοίως με τα προηγούμενα διαγράμματα είναι εμφανής η τάση για ομογενοποίηση των πιέσεων περί τη διατομή όσο οι γεωτεχνικές συνθήκες γίνονται πιο δυσμενείς, καθώς για όλες τις τιμές του K οι τιμές του λόγου $\rho_{\text{side}}/\rho_{\text{roof}}$ τείνουν στη μονάδα.

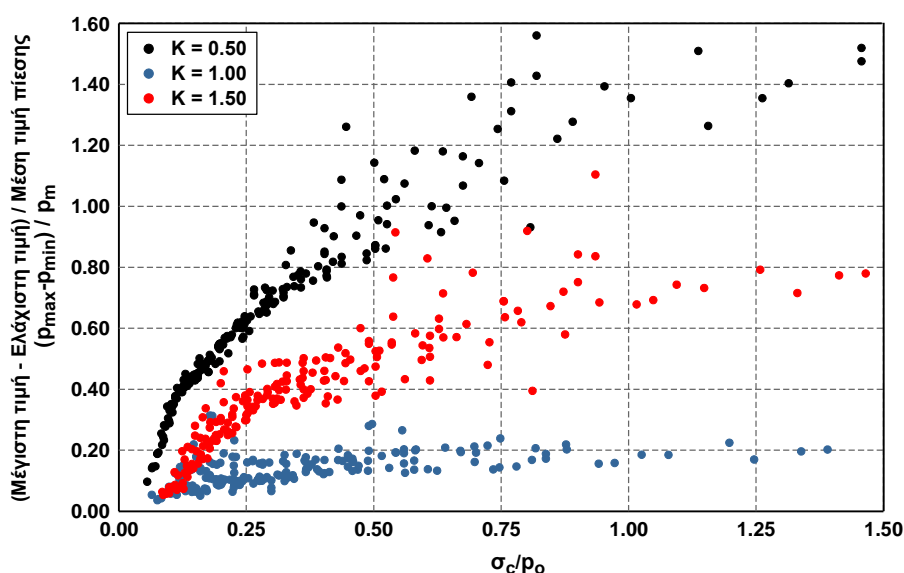


Σχήμα 4.34 Κατανομή του λόγου της πίεσης στην παρεία προς την πίεση στην οροφή ($\rho_{\text{side}}/\rho_{\text{roof}}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών (σ_c/ρ_0) για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K ($D=10.0\text{m}$).

Επεκτείνοντας τη μελέτη για την κατανομή της φόρτισης παρουσιάζονται στα δύο παρακάτω διαγράμματα δύο μεγέθη που δείχνουν την ομοιομορφία της πίεσης γύρω από τη διατομή της σήραγγας: (α) $\rho_{\text{st}}/\rho_{\text{m}}$ στο Σχήμα 4.35 και (β) $(\rho_{\text{max}}-\rho_{\text{min}})/\rho_{\text{m}}$ στο Σχήμα 4.36, όπου ρ_{st} : τυπική απόκλιση φορτίου στη χαρακτηριστική διατομή, ρ_{m} : μέση τιμή φορτίου στη χαρακτηριστική διατομή, ρ_{min} : ελάχιστη τιμή φορτίου στη χαρακτηριστική διατομή, ρ_{max} : μέγιστη τιμή φορτίου στη χαρακτηριστική διατομή (βλ. §4.4). Και από τα δύο διαγράμματα προκύπτει ότι η ομοιομορφία της κατανομής μειώνεται όσο η τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων απομακρύνεται από τη μονάδα και όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Απόκλιση του συντελεστή K από τη μονάδα οδηγεί στην εισαγωγή μίας επιπλέον παραμέτρου τασικής ανισοτροπίας στο προσομοίωμα. Μάλιστα οι μεγαλύτερες τιμές των λόγων για $K=1.0$ προέρχονται από τις περιπτώσεις μικρού βάθους διάνοιξης, όπου λόγω της αλληλεπίδρασης με την επιφάνεια του εδάφους δεν ευνοείται η δημιουργία ομοιόμορφου εντατικού πεδίου γύρω από τη διατομή μετά την εκσκαφή. Στην περίπτωση των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών το γεωυλικό κοντά στη διατομή δεν έχει τη δυνατότητα να παραλάβει τις αρχικά επιβαλλόμενες τάσεις, μεταφέροντας ένα ποσοστό αυτών σε πιο απομακρυσμένα στοιχεία, μετά την αστοχία. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η αρχική τασική ανισοτροπία, να εξομαλύνεται, καθώς η κατανομή των τάσεων εξαρτάται σημαντικά πλέον από την αντοχή του γεωυλικού που είναι σταθερή εφόσον πρόκειται για ομοιογενές και ισότροπο μέσο.

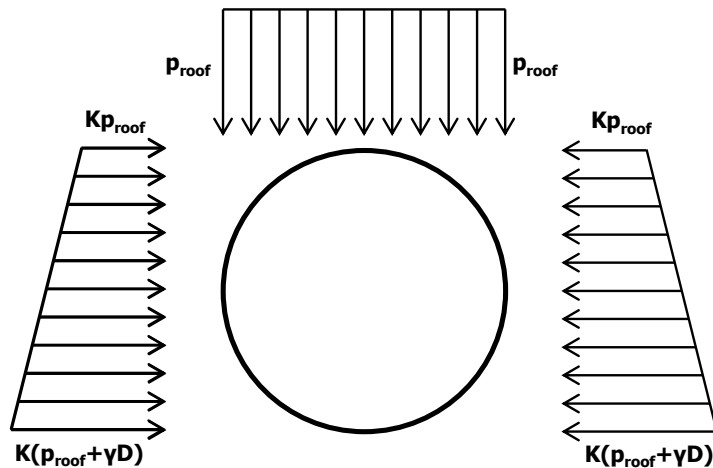


Σχήμα 4.35 Κατανομή του λόγου τυπικής της απόκλισης προς τη μέση τιμή του φορτίου περί τη χαρακτηριστική διατομή συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών (σ_c/ρ_o) για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($D=10.0m$).



Σχήμα 4.36 Κατανομή του λόγου της διαφοράς της μέγιστης και της ελάχιστης τιμής του φορτίου προς τη μέση τιμή του φορτίου περί τη χαρακτηριστική διατομή συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών (σ_c/ρ_o) για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($D=10.0m$).

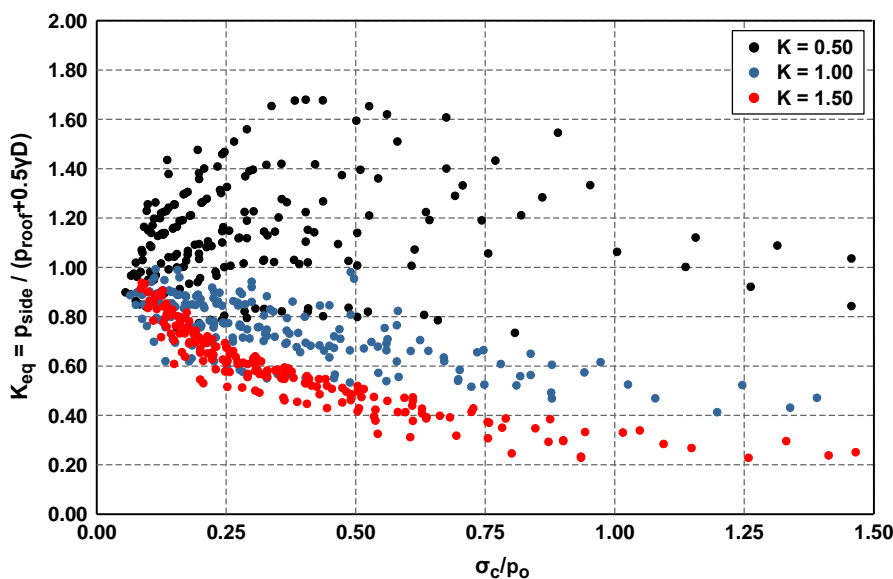
Με βάση τα στοιχεία από τις μελέτες τελικής επένδυσης που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 3.6 μία συνήθης πρακτική, η οποία εφαρμόστηκε σε ορισμένες περιπτώσεις είναι η αρχική εκτίμηση του φορτίου στην οροφή της σήραγγας μέσω εμπειρικών ή αναλυτικών μεθόδων. Το φορτίο αυτό εφαρμόζεται ως κατακόρυφο σε ολόκληρη τη διατομή και ο υπολογισμός των οριζοντίων πιέσεων στις πλευρές γίνεται μέσω της διαδικασίας των ουδετέρων/ενεργητικών ωθήσεων χρησιμοποιώντας την τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K . Η κατανομή των φορτίων με βάση τη συγκεκριμένη θεώρηση φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



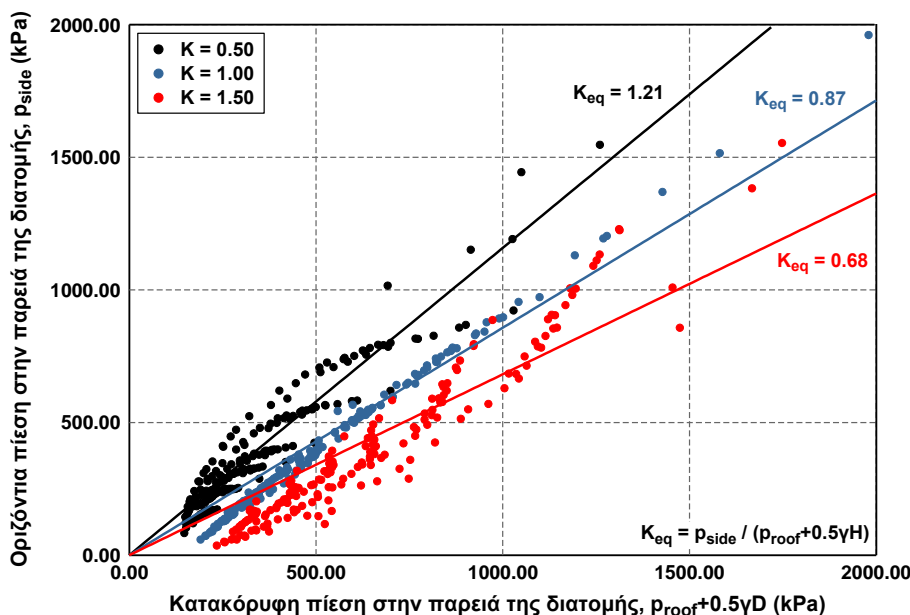
Σχήμα 4.37 Κατανομή κατακόρυφου φορτίου στην οροφή και οριζόντιου φορτίου στις παρειές της σήραγγας με βάση τη θεώρηση γραμμικής αύξησης του φορτίου καθ' ύψος της διατομής.

Για το σχολιασμό λοιπόν της συγκεκριμένης προσέγγισης υπολογίστηκαν οι τιμές που θα έπρεπε να έχει ένας ισοδύναμος συντελεστής K_{eq} έτσι ώστε με δεδομένη την τιμή της πίεσης στην οροφή να οδηγούσε μέσω της γραμμικής κατανομής σε ορθή εκτίμηση της οριζόντιας πίεσης στην παρειά. Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιείται η σχέση $K_{eq} = p_{side} / (p_{roof} + 0.5\gamma D)$. Από το Σχήμα 4.38 προκύπτει ότι για $K=1.5$ οι τιμές του K_{eq} είναι συνεχώς μικρότερες από τη μονάδα και έχουν όμοια κατανομή με τους λόγους p_{roof}/p_{side} (Σχήμα 4.34), καθώς η πρόσθεση του όρου $0.50\gamma D = 0.50 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 10 \text{ m} = 125 \text{ kPa}$ στον παρονομαστή δε μεταβάλλει την τάση του μεγέθους, αλλά μόνο μειώνει ελαφρά την τιμή του. Για $K=1.0$ οι τιμές του K_{eq} ξεκινάνε από τη μονάδα και μειώνονται όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Ο λόγος είναι ότι βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί στη μείωση των φορτίων, με αποτέλεσμα η επίδραση που έχει στο μέγεθος ο όρος $0.50\gamma D = 125 \text{ kPa}$ να αυξάνεται. Αντιστοίχως, για $K=0.5$ οι τιμές του K_{eq} ξεκινάνε από τη μονάδα για μικρές τιμές του σ_c/p_o - επομένως για μεγάλες τιμές του φορτίου - και όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες ο K_{eq} αυξάνεται, καθώς η αύξηση του φορτίου στην παρειά είναι πιο μεγάλη από το άθροισμα της μεταβολής του φορτίου στην οροφή και του όρου $0.50\gamma D = 125 \text{ kPa}$. Για ευμενείς πλέον γεωτεχνικές συνθήκες που τα φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά, η ύπαρξη του όρου $0.50\gamma D$ οδηγεί στη μείωση του K_{eq} . Η επίδραση του όρου $0.50\gamma D$ αυξάνεται όσο μειώνεται το υπερκείμενο, καθώς οι τιμές των αναπτυσσόμενων πιέσεων μειώνονται.

Στο Σχήμα 4.39 φαίνεται χαρακτηριστικά η σχετική μεταβολή των πιέσεων στην παρειά και στην οροφή της σήραγγας. Για $K=1.0$ η κατανομή είναι περίπου ευθεία, ενώ στις περιπτώσεις $K \neq 1.0$ οι κατανομές είναι καμπύλες τείνοντας προς την ευθεία $y=x$, όσο αυξάνονται τα φορτία άρα γίνονται πιο δυσμενείς οι γεωτεχνικές συνθήκες.

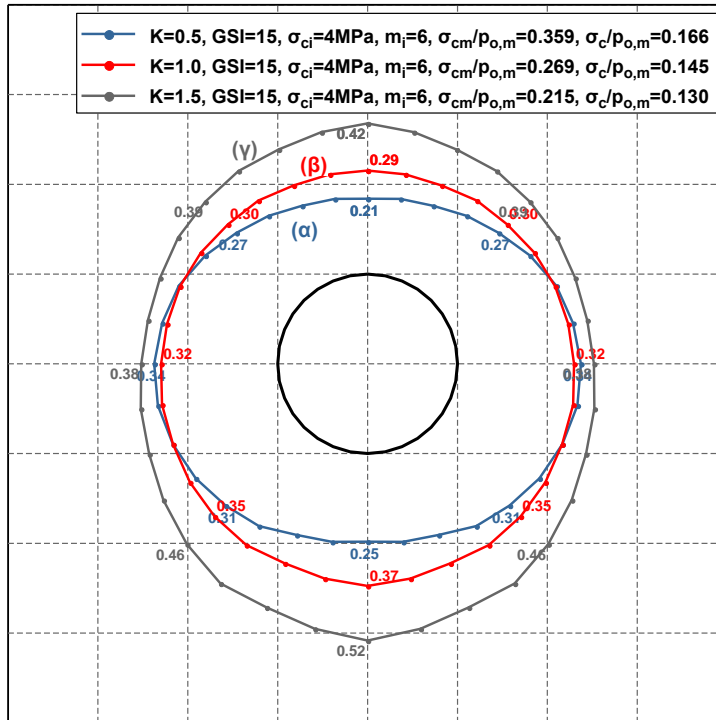


Σχήμα 4.38 Κατανομή του ισοδύναμου συντελεστή K_{eq} συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών (σ_c/ρ_0) για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K ($D=10.0m$).

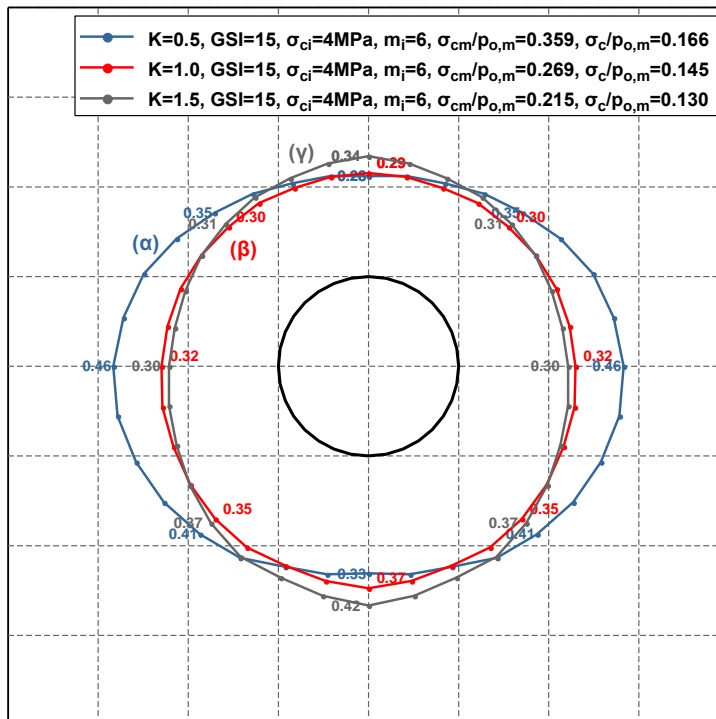


Σχήμα 4.39 Κατανομή της οριζόντιας πίεσης στην παρειά (p_{side}) συναρτήσει της κατακόρυφης πίεσης στην οροφή της διατομής (p_{roof}) και υπολογισμός της ισοδύναμης παραμέτρου K_{eq} ($D=10.0m$).

Αφού περιγράφηκε επαρκώς ο ρόλος του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K στη διαμόρφωση της μορφής της κατανομής των πιέσεων, αναλύεται η επίδραση του στην τιμή των αναπτυσσόμενων πιέσεων. Στα δύο ακόλουθα διαγράμματα παρουσιάζεται η αντίστοιχη κατανομή της πίεσης περί τη διατομή (ομοίως με το Σχήμα 4.29) αυτή τη φορά, όμως, ανηγμένη στην κατακόρυφη και στη μέση γεωστατική τάση. Στην πρώτη περίπτωση η κατανομή του λόγου p/ρ_0 είναι ακριβώς ίδια με την κατανομή της πίεσης, ενώ στην περίπτωση του λόγου $p/\rho_{0,m}$ φαίνεται ότι οι καμπύλες τείνουν να συγκλίνουν περισσότερο.

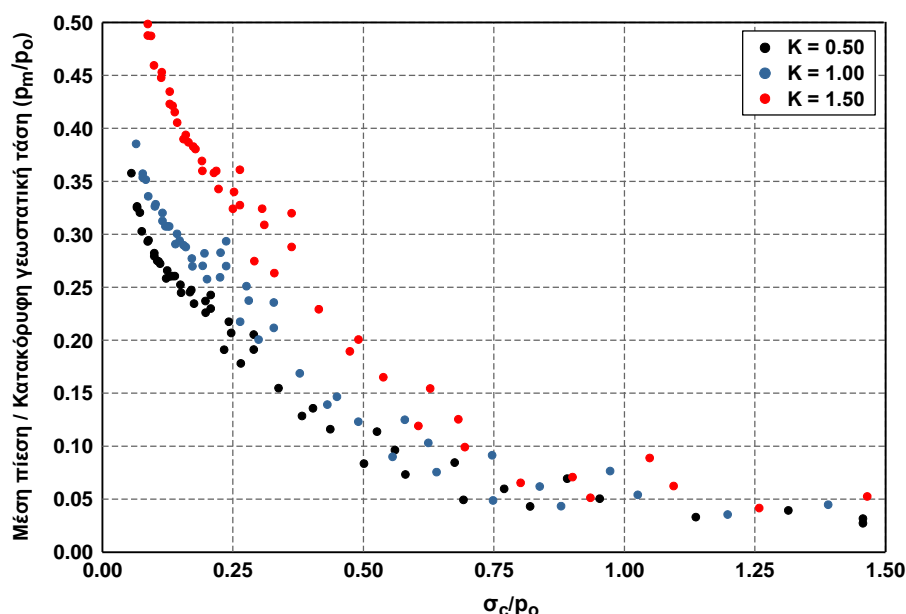


Σχήμα 4.40 Κατανομή ανηγμένης πίεσης p/p_o περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=3D=30m$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=15, \sigma_{ci}=4MPa, m_i=6$) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Οι τιμές των ανηγμένων πιέσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά τέσσερις κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

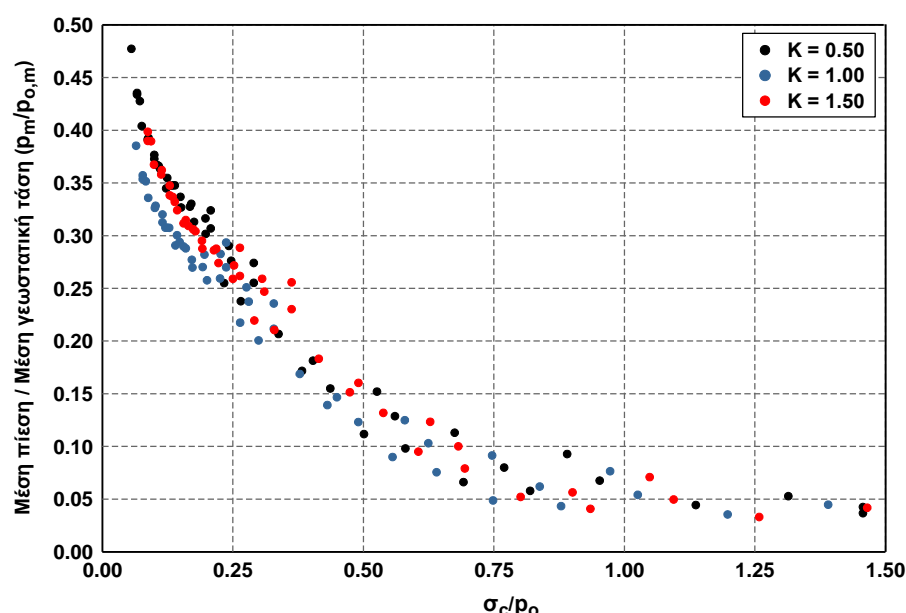


Σχήμα 4.41 Κατανομή πίεσης $p/p_{o,m}$ περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=3D=30m$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=15, \sigma_{ci}=4MPa, m_i=6$) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Οι τιμές των ανηγμένων πιέσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά τέσσερις κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

Αντίστοιχο συμπέρασμα προκύπτει από τη μεταβολή των λόγων ρ_m/ρ_o και $\rho_m/\rho_{o,m}$ ως προς το λόγο σ_c/ρ_o , όπου ενσωμάτωση του συντελεστή οριζοντίων τάσεων στο όρο της ανηγμένης πίεσης μειώνει τη διασπορά των σημείων και βελτιώνει σαφώς την ερμηνευτικότητα των παραγόντων που χρησιμοποιούνται. Επομένως, η μέση πίεση επί της διατομής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος εξαρτάται εκτός από τη γεωστατική τάση και από το συντελεστή οριζοντίων τάσεων.



Σχήμα 4.42 Κατανομή ανηγμένης μέσης πίεσης ως προς την κατακόρυφη γεωστατική τάση ρ_m/ρ_o ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_o (σ_c : αντοχή μονοαξονικής θλίψης Mohr-Coulomb με βάση τις ισοδύναμες τιμές συνοχής και γωνίας τριβής) ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K, για $D=10.0m$ και $H=100m$.



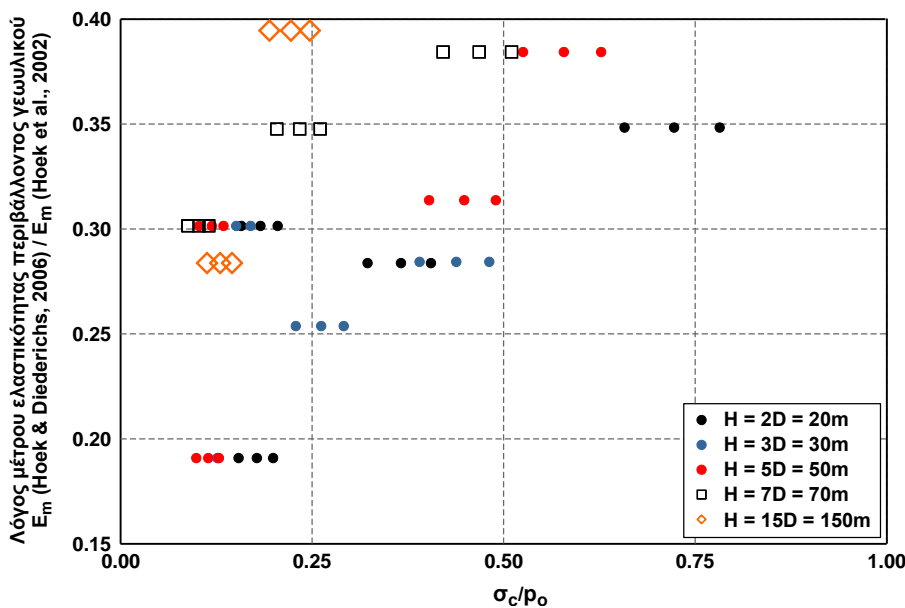
Σχήμα 4.43 Κατανομή ανηγμένης μέσης πίεσης ως προς τη μέση γεωστατική τάση $\rho_m/\rho_{o,m}$ ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_o (σ_c : αντοχή μονοαξονικής θλίψης Mohr-Coulomb με βάση τις ισοδύναμες τιμές συνοχής και γωνίας τριβής) ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K, για $D=10.0m$ και $H=100m$.

Στο σημείο αυτό είναι αναγκαίο να επισημανθεί ότι το ποσοστό της γεωστατικής τάσης που μεταφέρεται στην άμεση υποστήριξη για συγκεκριμένο βάθος διάνοιξης H και τιμή του συντελεστή

οριζοντίων τάσεων K , όπως έχει προκύψει από τα αποτελέσματα των τριδιάστατων αναλύσεων (Σχήμα 4.42), είναι πρακτικά φθίνουσα συνάρτηση των γεωτεχνικών συνθηκών, δηλαδή σε όλο το φάσμα του λόγου σ_c/ρ_o βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε μείωση του λόγου $\rho_m/\rho_{o,m}$, φαινόμενο το οποίο συνάδει τόσο με τις παρατηρήσεις σε πραγματικά έργα, όσο και με τη διαίσθηση του μηχανικού. Όπως έχει ήδη αναφερθεί στις αναλυτικές ή αριθμητικές επιλύσεις του προβλήματος παρατηρείται για ορισμένους συνδυασμούς παραμέτρων μία τάση αύξησης του επιβαλλόμενου φορτίου όσο αυξάνεται η αντοχή του γεωυλικού για σταθερή τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας, δηλαδή παρατηρείται η δημιουργία ενός ακροτάτου στην καμπύλη $\rho/\rho_{o,m} - \sigma_c/\rho_o$. Το «παράδοξο» αυτό το οποίο σχολιάζεται και στο κεφάλαιο 7 της διδακτορικής διατριβής (Σχήμα 7.21), επισημαίνεται και προσεγγίζεται ποσοτικά στις εργασίες των Cantieni & Anagnostou (2009) και Cantieni & Anagnostou (2011), ενώ αναφέρεται και σε προηγούμενες δημοσιεύσεις που ασχολούνται με την αλληλεπίδραση του περιβάλλοντος γεωυλικού με την άμεση υποστήριξη (ενδεικτικά αναφέρονται Cantieni & Anagnostou (2011): Nguyen Minh & Corbetta, 1992; Boldini et al., 2000; Graziani et al., 2005). Πιο συγκεκριμένα, οι Cantieni & Anagnostou (2011) παρουσιάζουν κρίσιμα σημεία της αλληλεπίδρασης υποστήριξης - γεωυλικού, τα οποία εφόσον δεν προσομοιώνονται επαρκώς στις διδιάστατες προσεγγίσεις οδηγούν στη δημιουργία του παραδόξου: (i) χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά γεωυλικού (ii) αντιστήριξη μετώπου (iii) ενδίδουσα υποστήριξη (iv) εκδήλωση αστοχιών στην υποστήριξη (v) τμηματική εκσκαφή (vi) σταδιακή κατασκευή υποστήριξης (vii) ανυποστήρικτο τμήμα μεταξύ κελύφους και μετώπου (viii) δυσκαμψία εκτοξευόμενου σκυροδέματος (ix) διάνοιξη μέσω TBM. Βασική διαφορά στις αναλύσεις της διδακτορικής διατριβής, η οποία οδηγεί στη συνεχή μείωση των φορτίων όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες, είναι το γεγονός ότι οι γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού δεν μεταβάλλονται «αυτόνομα», αλλά δεσμεύονται από τη σχέση του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown.

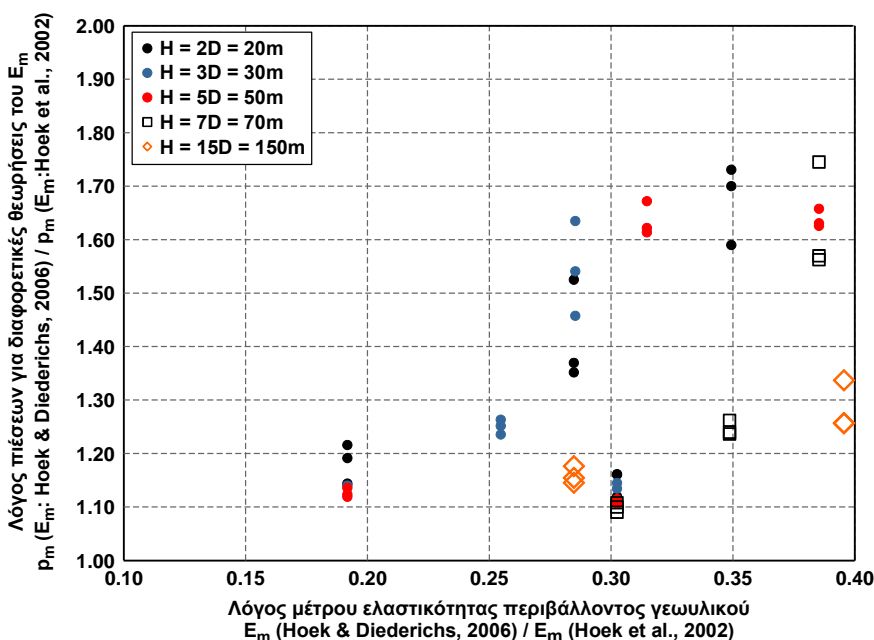
4.6.4 Επίδραση του μέτρου ελαστικότητας του περιβάλλοντος γεωυλικού

Εκτός από τις παραμέτρους της αντοχής ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στον καθορισμό του φορτίου έχουν οι παράμετροι παραμορφωσιμότητας, διότι επηρεάζουν το μέγεθος της τελικής δυναμικής σύγκλισης, ο περιορισμός της οποίας ουσιαστικά προκαλεί τη φόρτιση της υποστήριξης. Για τη μελέτη λοιπόν, της επίδρασης του μέτρου ελαστικότητας πραγματοποιήθηκε μία επιπλέον ομάδα αριθμητικών αναλύσεων, στις οποίες το μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας υπολογίστηκε με την εξίσωση που προτείνεται από τους Hoek & Diederichs (2006). Η συγκεκριμένη προσέγγιση απαιτεί την υιοθέτηση τιμής για το μέτρο ελαστικότητας του άρρηκτου βράχου, το οποίο υπολογίστηκε από την αντοχή του άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη μέσω της σχέσης $E_i = MR \times \sigma_{ci}$, όπου η παράμετρος MR (Modulus Ratio) αποτελεί σταθερά του γεωυλικού (§2.3 και Πίνακας 2.3). Για τις συγκεκριμένες αναλύσεις επιλέχθηκε η τιμή $MR=300$. Στο επόμενο σχήμα παρουσιάζεται η μεταβολή του λόγου των δύο μέτρων ελαστικότητας για την ίδια ανάλυση συναρτήσει των γεωτεχνικών συνθηκών. Από το διάγραμμα επιβεβαιώνεται ότι η μέθοδος Hoek & Diederichs (2006) προτείνει γενικά χαμηλές τιμές ειδικά για βραχώμαζες πτωχής ποιότητας, παρατηρείται μία ελαφρώς αυξητική τάση μεταβολής των λόγων όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες, η οποία, όμως, εξαρτάται από τις επιμέρους τιμές των GSI και σ_{ci} , ενώ δεν παρατηρείται κάποια εξάρτηση με το βάθος διάνοιξης.



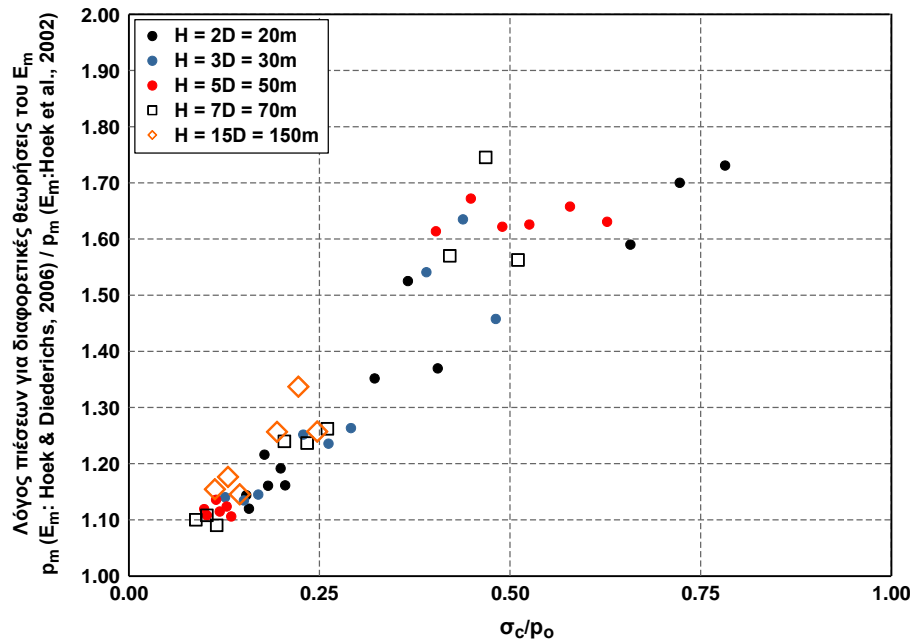
Σχήμα 4.44 Κατανομή του λόγου των μέτρων ελαστικότητας του περιβάλλοντος γεωλικού για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις (Hoek et al., 2002 και Hoek & Diederichs, 2006) ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_o ανά τιμή του ύψους υπερκειμένων.

Στο Σχήμα 4.45 παρουσιάζεται η μεταβολή του λόγου των πιέσεων με τις δύο διαφορετικές προσεγγίσεις ως συνάρτηση του λόγου των μέτρων ελαστικότητας. Είναι εμφανές ότι η θεώρηση μικρότερων τιμών για το E_m οδηγεί σε μεγαλύτερες τιμές των πιέσεων και αύξηση της τιμής του λόγου των μέτρων ελαστικότητας οδηγεί γενικά σε μεγαλύτερες τιμές για το λόγο των πιέσεων, παρατήρηση η οποία, όμως, είναι εν μέρει πλασματική, καθώς το μέτρο ελαστικότητας είναι συσχετισμένο με την ποιότητα της βραχώμαζας και τις γεωτεχνικές συνθήκες. Μάλιστα λαμβάνοντας υπόψη τη μορφή των εξισώσεων για τις δύο διαφορετικές μεθοδολογίες προκύπτει ότι το μέτρο ελαστικότητας που υπολογίζεται από τη σχέση των Hoek et al. (2002) αυξάνει ασύμμετρα σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές που προτείνουν οι Hoek & Diederichs (2006).



Σχήμα 4.45 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις του μέτρου ελαστικότητας (Hoek et al., 2002 και Hoek & Diederichs, 2006) του περιβάλλοντος γεωλικού ως προς το λόγο των μέτρων ελαστικότητας ανά τιμή του ύψους υπερκειμένων.

Στο Σχήμα 4.46 φαίνεται η κατανομή των λόγων των πιέσεων ως προς το λόγο σ_c/ρ_o , όπου είναι εμφανές ότι βελτίωση της ποιότητας των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί γενικά σε αύξηση του λόγου των πιέσεων. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στις δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες, όπου αναπτύσσεται μεγάλο εύρος πλαστικής ζώνης η μετελαστική συμπεριφορά του γεωυλικού καθορίζει τη φόρτιση της υποστήριξης, ενώ στην περίπτωση μέτριων - ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών, όπου οι αστοχίες είναι πιο περιορισμένες αυξάνεται η σημασία του μέτρου ελαστικότητας, καθώς οποιαδήποτε διαφοροποίηση της τιμής του είναι δυνατό να προκαλέσει σημαντική μεταβολή της τιμής του φορτίου (η μεταβολή αυτή μπορεί να είναι μικρή σε απόλυτα μεγέθη).



Σχήμα 4.46 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις του μέτρου ελαστικότητας (Hoek et al., 2002 και Hoek & Diederichs, 2006) του περιβάλλοντος γεωυλικού ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_o ανά τιμή του ύψους υπερκειμένων.

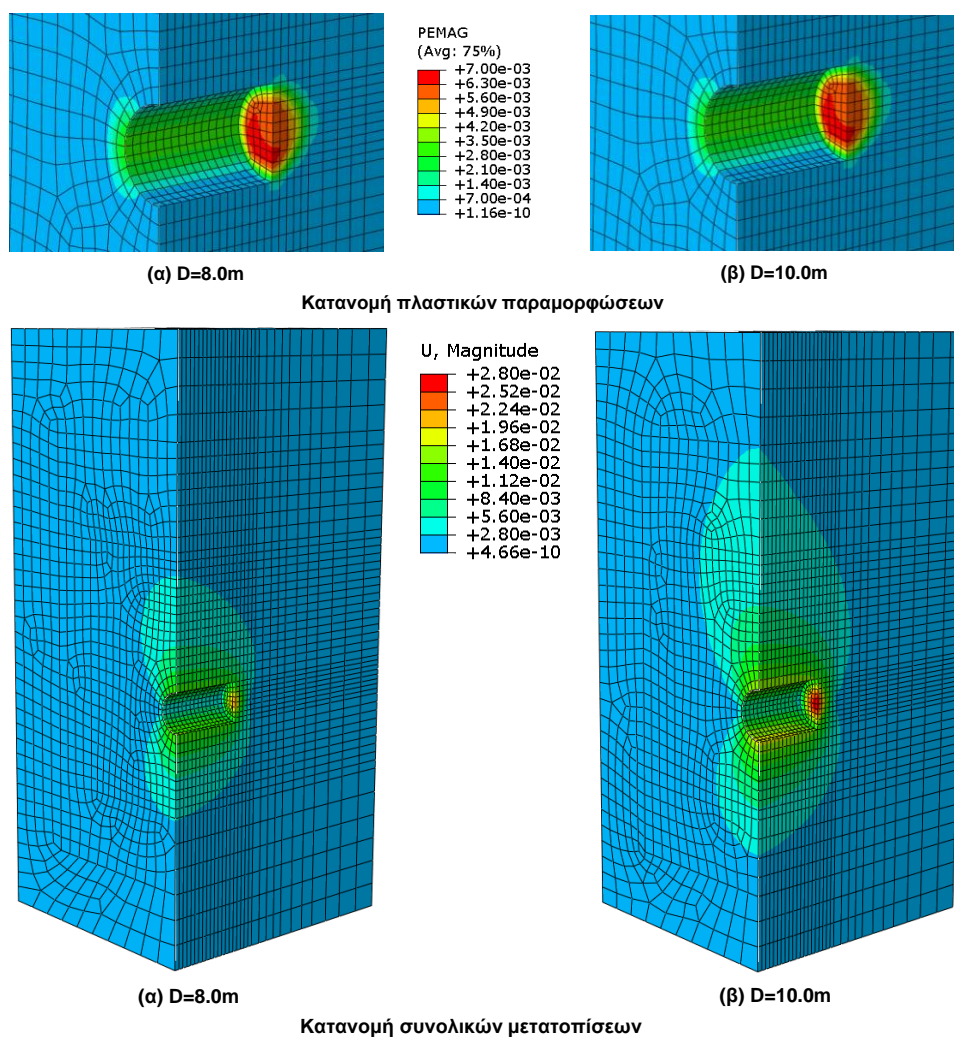
4.6.5 Επίδραση της διαμέτρου της διατομής

Η διάμετρος της διατομής εκσκαφής αποτελεί μία από τις πιο σημαντικές παραμέτρους, της οποίας, όμως, ο ρόλος είναι δύσκολο να ποσοτικοποιηθεί πλήρως εξαιτίας των διαφορετικών τρόπων που επηρεάζει την ανάπτυξη των φορτίων:

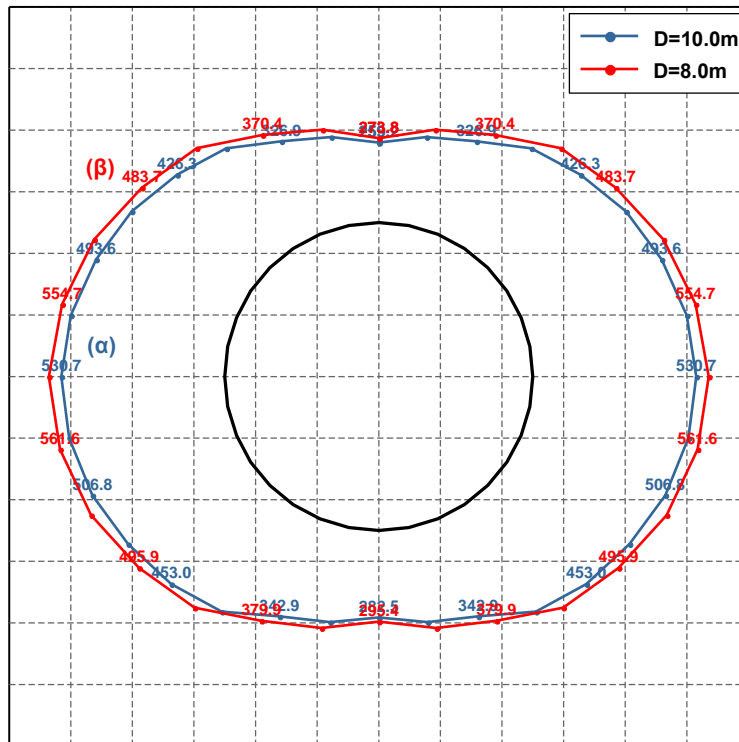
- ο Μεταβολή του λόγου H/D , ο οποίος αντιπροσωπεύει τη δυνατότητα δημιουργίας του φαινομένου του θόλου για τη γεφύρωση των τάσεων γύρω από τη διατομή. Η επίδραση αυτή είναι σημαντική κυρίως στα μικρά βάθη διάνοιξης, όπου μεταβολή της διαμέτρου μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική ποσοστιαία μεταβολή του λόγου H/D , ενώ για μεγάλες τιμές του βάθους διάνοιξης η μεταβολή της διαμέτρου ουσιαστικά αφήνει το λόγο H/D αμετάβλητο.
- ο Μεταβολή της αποτόνωσης πριν την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης για σταθερό βήμα εκσκαφής. Πιο συγκεκριμένα, αύξηση της διαμέτρου - με σταθερό βήμα εκσκαφής - οδηγεί σε μείωση της αποτόνωσης και κατ' επέκταση σε αύξηση των φορτίων.
- ο Μεταβολή της κλίσης της καμπύλης σύγκλισης αποτόνωσης. Για σταθερή τιμή λόγου x/R και της δυσκαμψίας της υποστήριξης, αύξηση της διαμέτρου προκαλεί αύξηση των φορτίων.

ο Μεταβολή της δυσκαμψίας του κελύφους της υποστήριξης. Μείωση της διαμέτρου καθιστά την υποστήριξη πιο δύσκαμπτη, οδηγώντας πιο γρήγορα σε ισορροπία το σύστημα περιβάλλον γεωυλικό - υποστήριξη και τελικά σε αύξηση των φορτίων.

Ο πολυδιάστατος ρόλος της διαμέτρου επισημαίνεται και από τους Ramoni et al. (2011), καθώς ενσωματώνεται τόσο στον όρο της δυσκαμψίας όσο και στους όρους που αφορούν στην εξέλιξη των συγκλίσεων μέχρι το σημείο ισορροπίας. Για τη μελέτη της επίδρασης της διαμέτρου της διατομής εκτελέστηκαν 51 πρόσθετες αριθμητικές αναλύσεις για $D=8.0\text{m}$, τα αποτελέσματα των οποίων συγκρίνονται με των αντίστοιχων για $D=10.0\text{m}$. Αρχικά, από τα αποτελέσματα δύο ενδεικτικών αριθμητικών αναλύσεων (Σχήμα 4.47) είναι εμφανές ότι στην περίπτωση της μεγαλύτερης διαμέτρου αυξάνονται τόσο οι μετατοπίσεις, όσο και οι πλαστικές παραμορφώσεις του περιβάλλοντος γεωυλικού. Επισημαίνεται, όμως, ότι η αύξηση των μετατοπίσεων αντιστοιχεί τόσο σε προσυγκλίσεις όσο και σε συγκλίσεις μετά την εκσκαφή. Στη συνέχεια, με βάση το Σχήμα 4.48 προκύπτει ότι για την περίπτωση βαθιάς σήραγγας που παρουσιάζεται ($H=7D=70\text{m}$), η μείωση της διαμέτρου από 10.0m σε 8.0m οδηγεί σε αύξηση των φορτίων από 5% έως 10% γύρω από τη διατομή, δίχως, όμως, να μεταβάλλεται η μορφή της κατανομής.

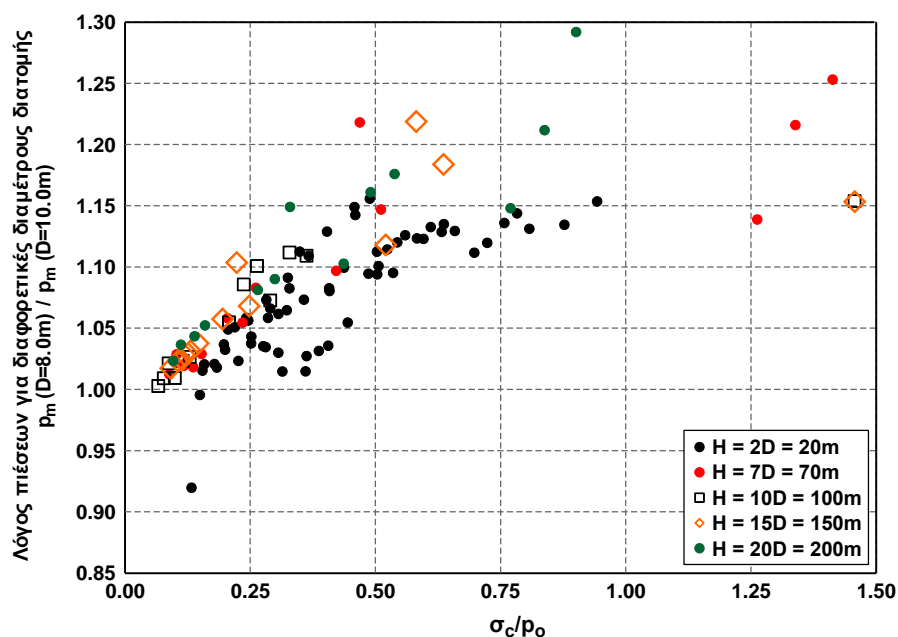


Σχήμα 4.47 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων και συνολικών μετατοπίσεων για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδιο ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70\text{m}$), συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=0.5$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=20$, $\sigma_{ci}=15\text{MPa}$, $m_i=6$) για δύο διαφορετικές διαμέτρους της διατομής (α) $D=8.0\text{m}$ (β) $D=10.0\text{m}$. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή.

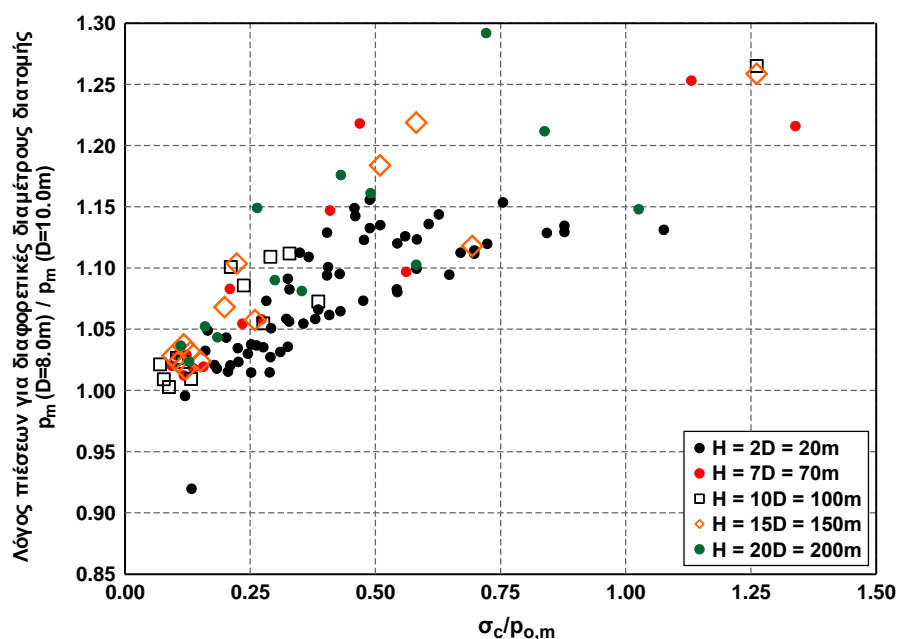


Σχήμα 4.48 Κατανομή ανηγμένης πίεσης περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδιο ύψος υπερκειμένων ($H=3D=70m$), συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=0.5$) και περιβάλλον γεωλικό ($GSI=20$, $\sigma_{ci}=15MPa$, $\mu_i=6$) για δύο διαφορετικές διαμέτρους της διατομής εκσκαφής (α) $D=8.0m$ και (β) $D=10.0m$. Οι τιμές των πιέσεων σημειώνονται με νόμμερα αντίστοιχου χρώματος ανά δύο κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

Από το σύνολο των αναλύσεων φαίνεται ότι γενικά για διάμετρο $D=8.0m$ αναπτύσσονται μεγαλύτερες τιμές μέσου φορτίου σε σχέση με την περίπτωση $D=10.0m$ (Σχήμα 4.49). Ο βασικός λόγος είναι ότι από τις τέσσερις συνιστώσες της επίδρασης της διαμέτρου που αναφέρθηκαν προηγουμένως, οι τρεις πρώτες διαδραματίζουν μικρό σχετικά ρόλο στις συγκεκριμένες αναλύσεις για το συγκεκριμένο εύρος των διαμέτρων που μελετάται (για διακύμανση της διαμέτρου μεταξύ $8.0m$ και $10.0m$, η μεταβολή των λόγων H/D και x/R είναι γενικά μικρή). Αντίθετα, ιδιαίτερα σημαντικός είναι ο ρόλος της δυσκαμψίας της διατομής, καθώς μείωση της διαμέτρου οδηγεί σε αύξηση της κλίσης της ευθείας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην καμπύλη σύγκλισης - αποτόνωσης, οδηγώντας σε αύξηση του φορτίου. Αντίστοιχος, όπως θα φανεί στην επόμενη παράγραφο, είναι ο ρόλος της δυσκαμψίας της διατομής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Εξάιρεση στη γενική αυτή εικόνα αποτελούν οι περιπτώσεις μικρού βάθους διάνοιξης και δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, όπου τιμές των λόγων μπορούν να βρίσκονται κάτω από τη μονάδα, καθώς η αύξηση της διαμέτρου οδηγεί σε ενεργοποίηση μεγαλύτερου όγκου που φορτίζει τη διατομή λόγω αδυναμίας πλήρους ανάπτυξης της θολωτής λειτουργίας. Τέλος, από το Σχήμα 4.50 προκύπτει ότι η απεικόνιση ως προς το λόγο $\sigma_c/\rho_{o,m}$ βελτιώνει την κατανομή των σημείων ειδικά στο κάτω τμήμα του νέφους.



Σχήμα 4.49 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για τις δύο διαφορετικές τιμές της διαμέτρους της διατομής εκσκαφής ($D=8.0\text{m}$, 10.0m) ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_0 .



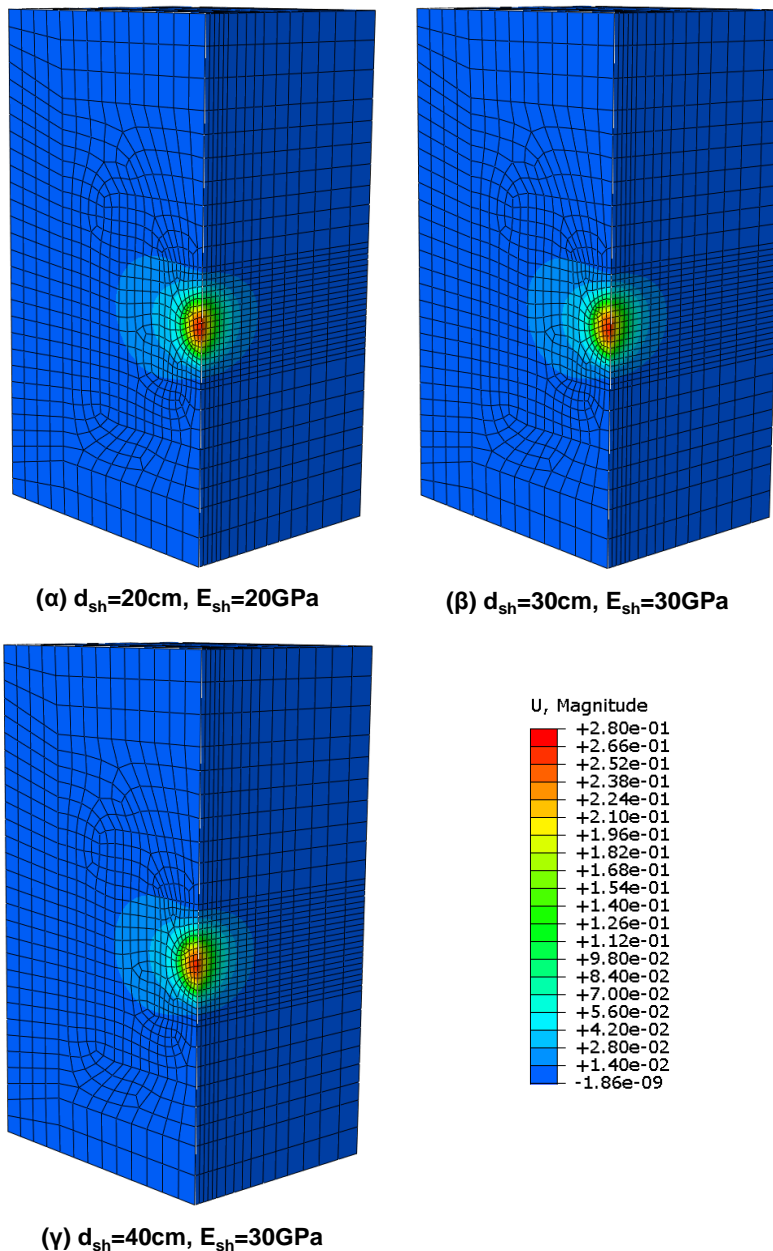
Σχήμα 4.50 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για τις δύο διαφορετικές τιμές της διαμέτρους της διατομής εκσκαφής ($D=8.0\text{m}$, 10.0m) ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{0,m}$.

4.6.6 Επίδραση της δυσκαμψίας της υποστήριξης

Στη μελέτη διάνοιξης σηράγγων η επιλογή της υποστήριξης είναι αποτέλεσμα μίας επαναληπτικής διαδικασίας δοκιμών, καθώς δεν είναι γνωστή "a priori" η φόρτιση που καλείται να παραλάβει η υποστήριξη. Η τιμή της φόρτισης, όπως έχει ήδη περιγραφεί, δεν αποτελεί χαρακτηριστικό του γεωυλικού και της γεωμετρίας της σήραγγας, αλλά εξαρτάται σημαντικά από την κατασκευαστική αλληλουχία και τη δυσκαμψία της ίδιας της υποστήριξης. Επομένως, στη συγκεκριμένη παράγραφο μελετάται ο τρόπος με τον οποίο επηρεάζει η δυσκαμψία του κελύφους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος την πίεση που το ίδιο καλείται να παραλάβει. Πιο συγκεκριμένα, εκτελέστηκαν 102

πρόσθετες αριθμητικές αναλύσεις με θεώρηση διαφορετικού πάχους ή/και διαφορετικού μέτρου ελαστικότητας για το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα: (α) $d_{sh}=20\text{cm}$ $E_{sh}=20\text{GPa}$ με $EI=13.3\text{MPa}\cdot\text{m}^4$, (β) $d_{sh}=40\text{cm}$ $E_{sh}=30\text{GPa}$ με $EI=90.0\text{MPa}\cdot\text{m}^4$, (γ) $d_{sh}=30\text{cm}$ $E_{sh}=30\text{GPa}$ με $EI=67.5\text{MPa}\cdot\text{m}^4$.

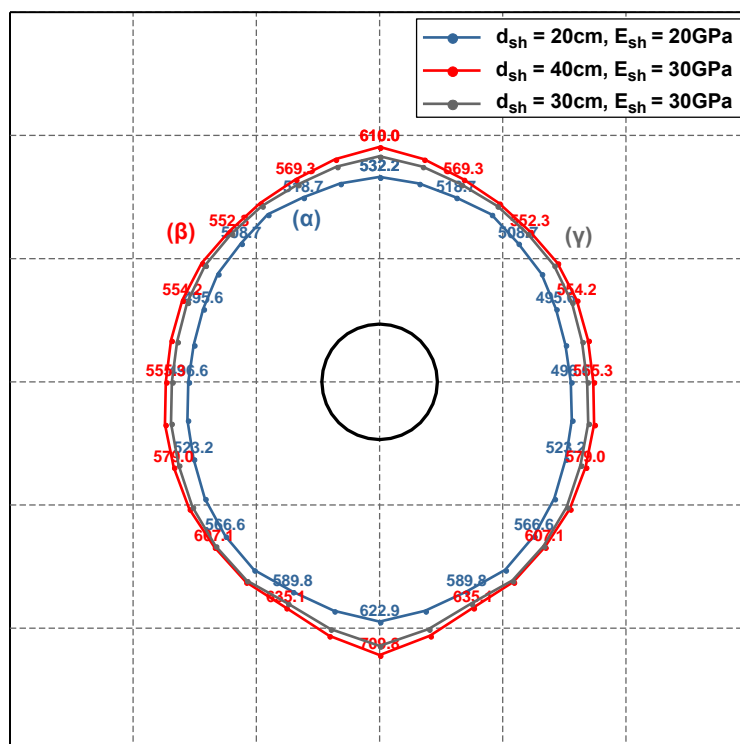
Αρχικά στο Σχήμα 4.51 παρουσιάζονται οι κατανομές των συνολικών μετατοπίσεων μπροστά από το μέτωπο της σήραγγας, όπου είναι εμφανές ότι η υιοθέτηση διαφορετικής άμεσης υποστήριξης δεν μεταβάλλει ούτε την τιμή ούτε την κατανομή των προσυγκλίσεων. Δηλαδή, με βάση τη λογική των καμπυλών σύγκλισης - αποτόνωσης το σημείο «εκκίνησης» της ευθείας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι κοινό και διαφοροποιείται η κλίση της ευθείας μεταβάλλοντας το σημείο ισορροπίας και τελικά την τιμή της ασκούμενης πίεσης.



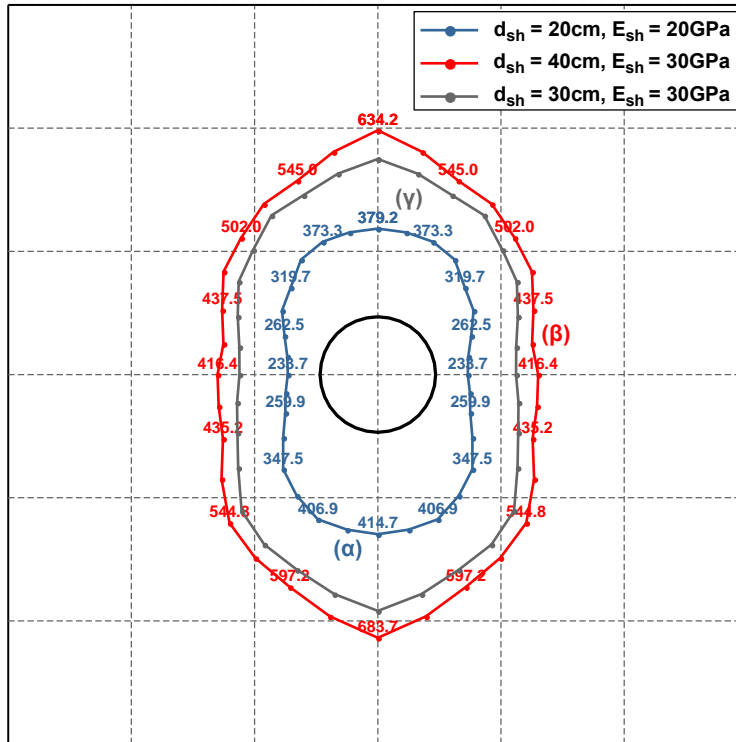
Σχήμα 4.51 Κατανομή συνολικών μετατοπίσεων για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδιο ύψος υπερκειμένων ($H=5D=50\text{m}$), ίδια διάμετρο διατομής εκσκαφής ($D=10.0\text{m}$) συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=1.5$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=10$, $\sigma_{ci}=8\text{MPa}$, $m_i=6$) για τρεις διαφορετικές διατομές άμεσης. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση του μετώπου εκσκαφής, έτσι ώστε να είναι δυνατή η σύγκριση των μετατοπίσεων στο τμήμα του γεωυλικού που δεν έχει εκσκαφθεί.

Κατόπιν στα δύο ακόλουθα σχήματα παρατίθεται η κατανομή των πιέσεων περί τη διατομή για την ίδια ανάλυση μεταβάλλοντας μόνο τη δυσκαμψία της υποστήριξης. Τόσο για την περίπτωση των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών (Σχήμα 4.52) όσο και για των ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών (Σχήμα 4.53) προκύπτει ότι αύξηση τη δυσκαμψίας οδηγεί σε αύξηση της πίεσης, δίχως, όμως, μεταβολή της κατανομής περί τη διατομή. Μάλιστα η διαφορά στις τιμές των φορτίων για τις διαφορετικές δυσκαμψίες υποστήριξης είναι πιο έντονη στην περίπτωση των ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών, λόγω της μεγαλύτερης κλίσης της καμπύλης σύγκλισης αποτόνωσης.

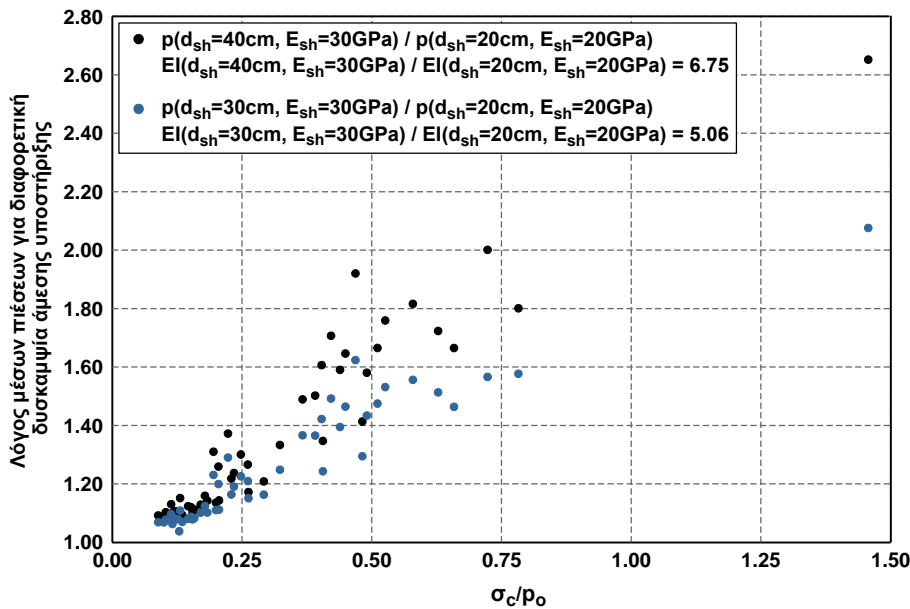
Μελετώντας συνολικά τα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων, τα οποία απεικονίζονται γραφικά στο Σχήμα 4.54 επιβεβαιώνεται η παρατήρηση από τις ανωτέρω ενδεικτικές αναλύσεις ότι η αύξηση του φορτίου λόγω αύξησης της δυσκαμψίας της υποστήριξης γίνεται πιο έντονη όσο αυξάνεται η τιμή του λόγου σ_c/ρ_o . Στην περιοχή των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών όπου ο ρυθμός μεταβολής της αποτόνωσης όσο εξελίσσονται οι συγκλίσεις είναι μικρός, η μέγιστη διαφοροποίηση του φορτίου κυμαίνεται από 5% έως 40%. Στις μεγαλύτερες τιμές του λόγου σ_c/ρ_o φαίνεται ότι για την περίπτωση όπου ο λόγος των δυσκαμψιών είναι 6.75 ο λόγος των δύο πιέσεων μπορεί να λάβει και τιμές πάνω από 2.50.



Σχήμα 4.52 Κατανομή της πίεσης περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδιο ύψος υπερκειμένων ($H=5D=50m$), ίδια διάμετρο διατομής εκσκαφής ($D=10.0m$) συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=1.5$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=10$, $\sigma_{ci}=8MPa$, $m_i=6$) για τρεις διαφορετικές διατομές άμεσης υποστήριξης. Οι τιμές των πιέσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά δύο κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.



Σχήμα 4.53 Κατανομή της πίεσης περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδιο ύψος υπερκειμένων ($H=5D=50m$), ίδια διάμετρο διατομής εκσκαφής ($D=10.0m$) συντελεστή οριζοντίων τάσεων ($K=1.5$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=40, \sigma_c=10MPa, m_i=6$) για τρεις διαφορετικές διατομές άμεσης υποστήριξης. Οι τιμές των πιέσεων σημειώνονται με νόμμερα αντίστοιχου χρώματος ανά δύο κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

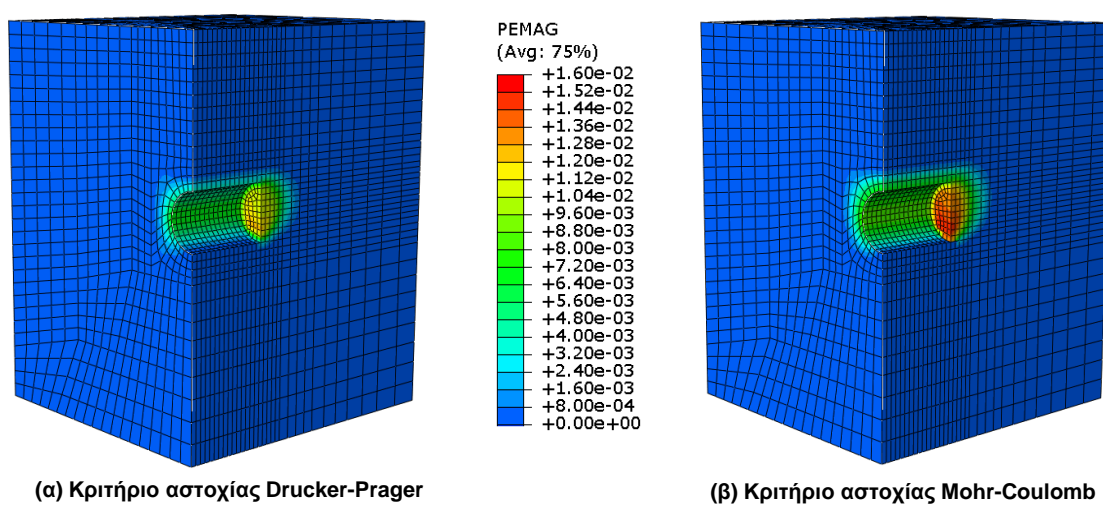


Σχήμα 4.54 Κατανομή του λόγου των μέσω πιέσεων για διαφορετική δυσκαμψία άμεσης υποστήριξης συναρτήσε του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_o (σ_c : αντοχή μονοαξονικής θλίψεως Mohr-Coulomb με βάση τις ισοδύναμες τιμές συνοχής και γωνίας τριβής).

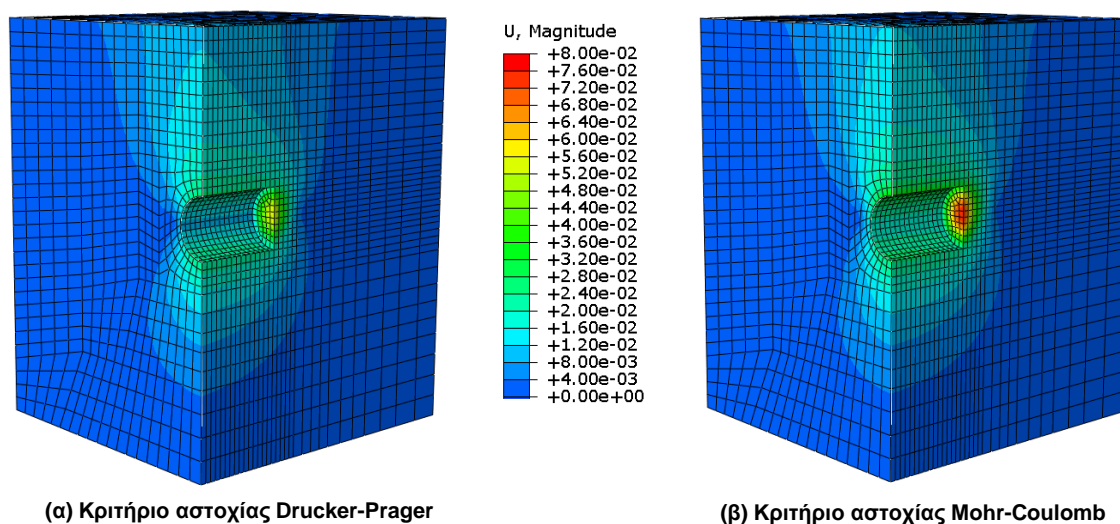
4.6.7 Επίδραση του καταστατικού προσομοιώματος

Σκοπός της συγκεκριμένης παραγράφου είναι να εκτιμηθεί η διαφοροποίηση στην τιμή του φορτίου που δημιουργείται από την υιοθέτηση διαφορετικού κριτηρίου αστοχίας - καταστατικού

προσομοιώματος για το περιβάλλον γεωυλικό. Για το λόγο αυτό εκτελέστηκαν 51 επιπρόσθετες αριθμητικές αναλύσεις στις οποίες χρησιμοποιήθηκε για την αντοχή του γεωυλικού το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Όπως περιγράφηκε στην παράγραφο της επισκόπησης των κριτηρίων αστοχίας (βλ. §2.2), τα κριτήρια αστοχίας Drucker-Prager και Mohr-Coulomb, παρουσιάζουν σημαντικές ομοιότητες και υπάρχουν στη βιβλιογραφία διαθέσιμες αναλυτικές σχέσεις για τη σύνδεση των παραμέτρων τους. Αρχικά, για μία ενδεικτική ανάλυση παρουσιάζονται οι κατανομές των μετατοπίσεων και των πλαστικών παραμορφώσεων και κατόπιν οι πιέσεις που αναπτύσσονται στο κέλυφος της άμεσης υποστήριξης για τις δύο αριθμητικές αναλύσεις με τα δύο διαφορετικά κριτήρια αστοχίας. Είναι εμφανές ότι η αλλαγή του κριτηρίου αστοχίας δεν μεταβάλλει την κατανομή των μεγεθών παρά μόνο της τιμής τους. Μάλιστα στην περίπτωση των εξαγομένων από τον κώδικα ABAQUS, είναι εμφανές ότι οι διαφορές παρατηρούνται κυρίως στην περιοχή του πυρήνα προώθησης και όχι περί τη διατομή εκσκαφής.



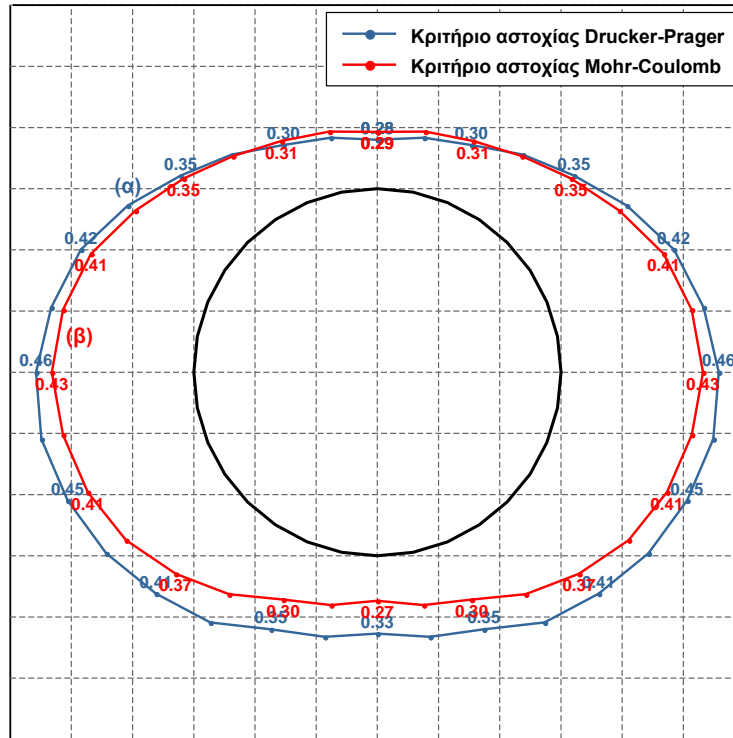
Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων



Κατανομή συνολικών μετατοπίσεων

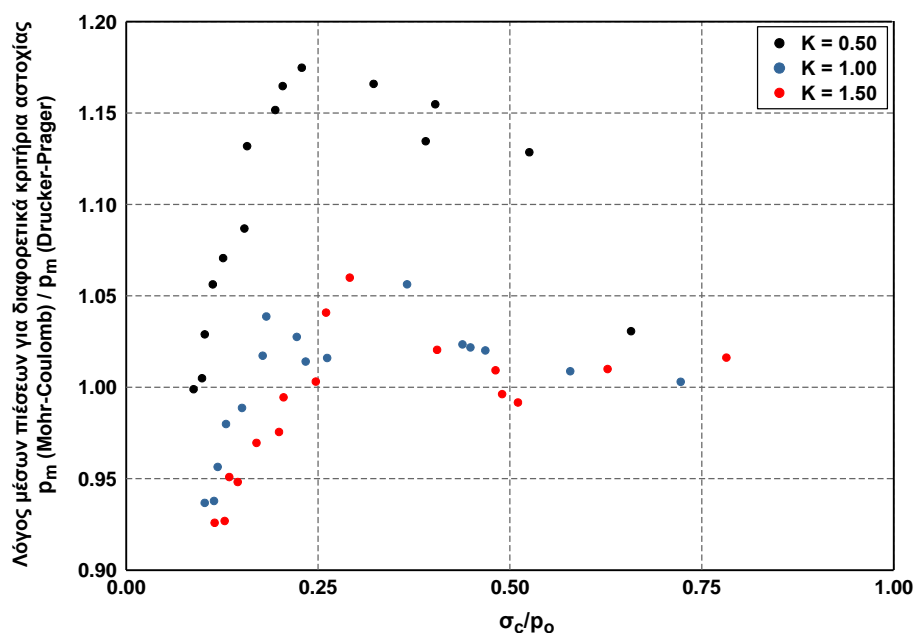
Σχήμα 4.55 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων και συνολικών μετατοπίσεων για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδιες όλες τις παραμέτρους ($D=10\text{m}$, $H=3D=30\text{m}$, $K=0.5$, $GSI=15$, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$, $m_i=6$), αλλά με διαφορετικά κριτήρια αστοχίας για το περιβάλλον γεωυλικό (Drucker-Prager και Mohr-Coulomb). Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή.

Κατόπιν παρουσιάζεται η κατανομή των πιέσεων περί της διατομή της σήραγγας για μία ενδεικτική περίπτωση, όπου είναι εμφανές ότι και για τα δύο κριτήρια αστοχίας η καμπύλες είναι πανομοιότυπες, οι τιμές στην περιοχή της οροφής σχεδόν συμπίπτουν, ενώ στην περιοχή του δαπέδου παρατηρείται μία διαφορά που κυμαίνεται από $0.01p/p_{o,m}$ έως $0.05p/p_{o,m}$.



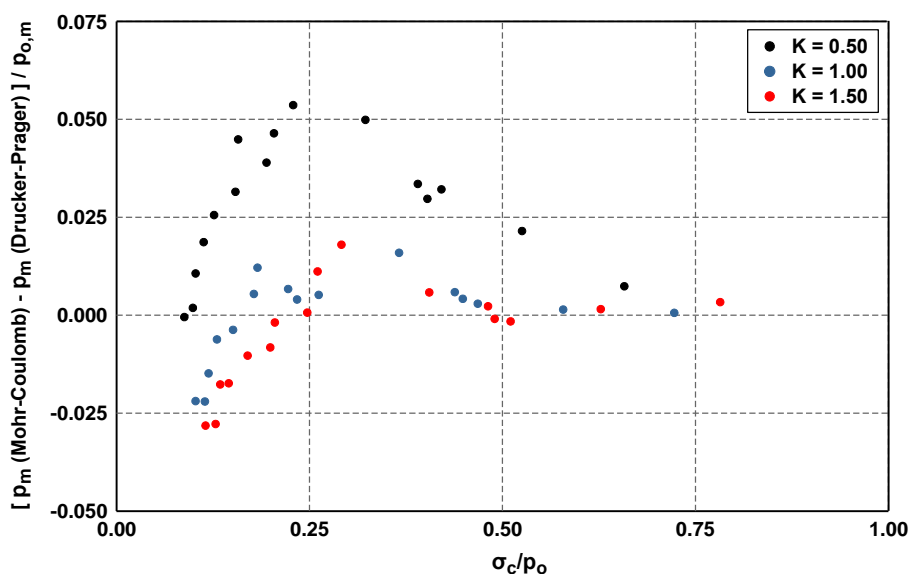
Σχήμα 4.56 Κατανομή πίεσης $p/p_{o,m}$ περί το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδιες όλες τις παραμέτρους ($D=10\text{m}$, $H=3D=30\text{m}$, $K=0.5$, $GSI=15$, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$, $n_i=6$), αλλά με διαφορετικά κριτήρια αστοχίας. Οι τιμές των ανηγμένων πιέσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά δύο κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

Η γραφική απεικόνιση του λόγου των μέσων πιέσεων που προκύπτουν για τις ίδιες αριθμητικές αναλύσεις με υιοθέτηση διαφορετικού κριτηρίου αστοχίας ως προς το λόγο σ_c/p_o δείχνει ότι υπάρχει σαφής εξάρτηση από τις γεωτεχνικές συνθήκες, αλλά και την τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K (Σχήμα 4.57). Στις δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες ($\sigma_c/p_o \leq 0.15$) οι αναλύσεις με το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb οδηγούν σταθερά σε μικρότερες τιμές πιέσεων. Όσο οι γεωτεχνικές συνθήκες βελτιώνονται οι τιμές του λόγου αυξάνονται, παρουσιάζοντας ένα τοπικό μέγιστο περίπου για $\sigma_c/p_o=0.25$ και στη συνέχεια μειώνονται τείνοντας στη μονάδα για ευμενείς γεωτεχνικές συνθήκες. Επίσης, οι τιμές του λόγου αυξάνονται (αύξηση των πιέσεων με βάση το Mohr-Coulomb σε σχέση με το Drucker-Prager) όσο αυξάνεται η τιμή του K . Επομένως, η υιοθέτηση διαφορετικού κριτηρίου αστοχίας προκαλεί μεταβολή των εκτιμώμενων πιέσεων στις περισσότερες περιπτώσεις από 0% έως 10%, ενώ για μικρές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων μπορεί να φτάσει και μέχρι 17%.



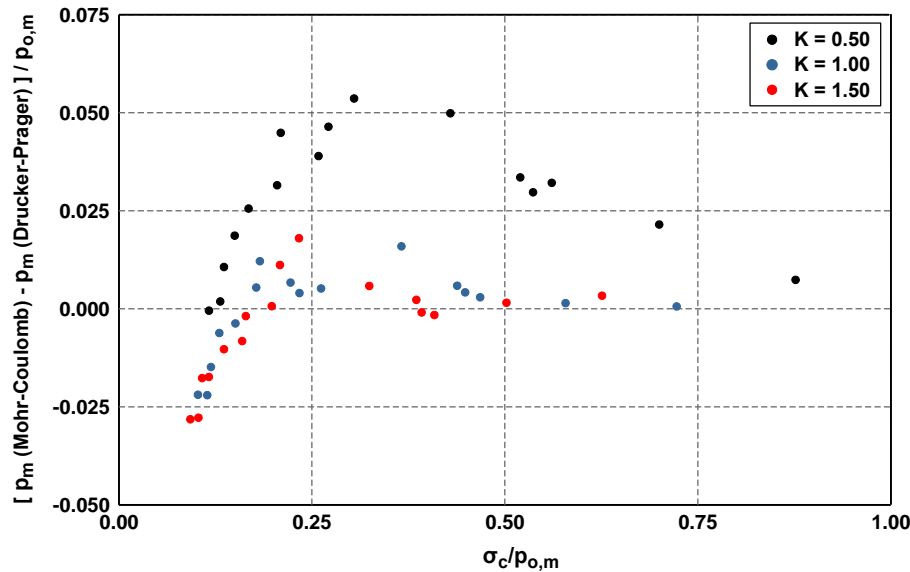
Σχήμα 4.57 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για τα δύο διαφορετικά κριτήρια αστοχίας: Mohr-Coulomb και Drucker-Prager ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_0 .

Ωστόσο, ιδιαίτερα σημαντικό είναι να φανεί όχι μόνο η διαφορά υπό τη μορφή λόγων, αλλά και υπό τη μορφή απόλυτης πίεσης ανηγμένης στη μέση γεωστατική τάση. Από το Σχήμα 4.58 προκύπτει ότι η διαφορά των δύο προσεγγίσεων για το μεγαλύτερο ποσοστό των περιπτώσεων που εξετάστηκαν είναι μικρότερη από $0.025\rho_{0,m}$, ενώ για τις μικρές τιμές του K μπορεί να φτάσει μέχρι $0.050\rho_{0,m}$.



Σχήμα 4.58 Κατανομή της διαφοράς των μέσων πιέσεων για τα δύο διαφορετικά κριτήρια αστοχίας: Mohr-Coulomb και Drucker-Prager ανηγμένης στο μέση γεωστατική τάση $\rho_{0,m}$ ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_0 .

Η προσέγγιση μεταξύ των καμπυλών για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων βελτιώνεται ειδικά στην περίπτωση των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών εφόσον τα αποτελέσματα απεικονιστούν ως προς το λόγο $\sigma_c/\rho_{0,m}$.

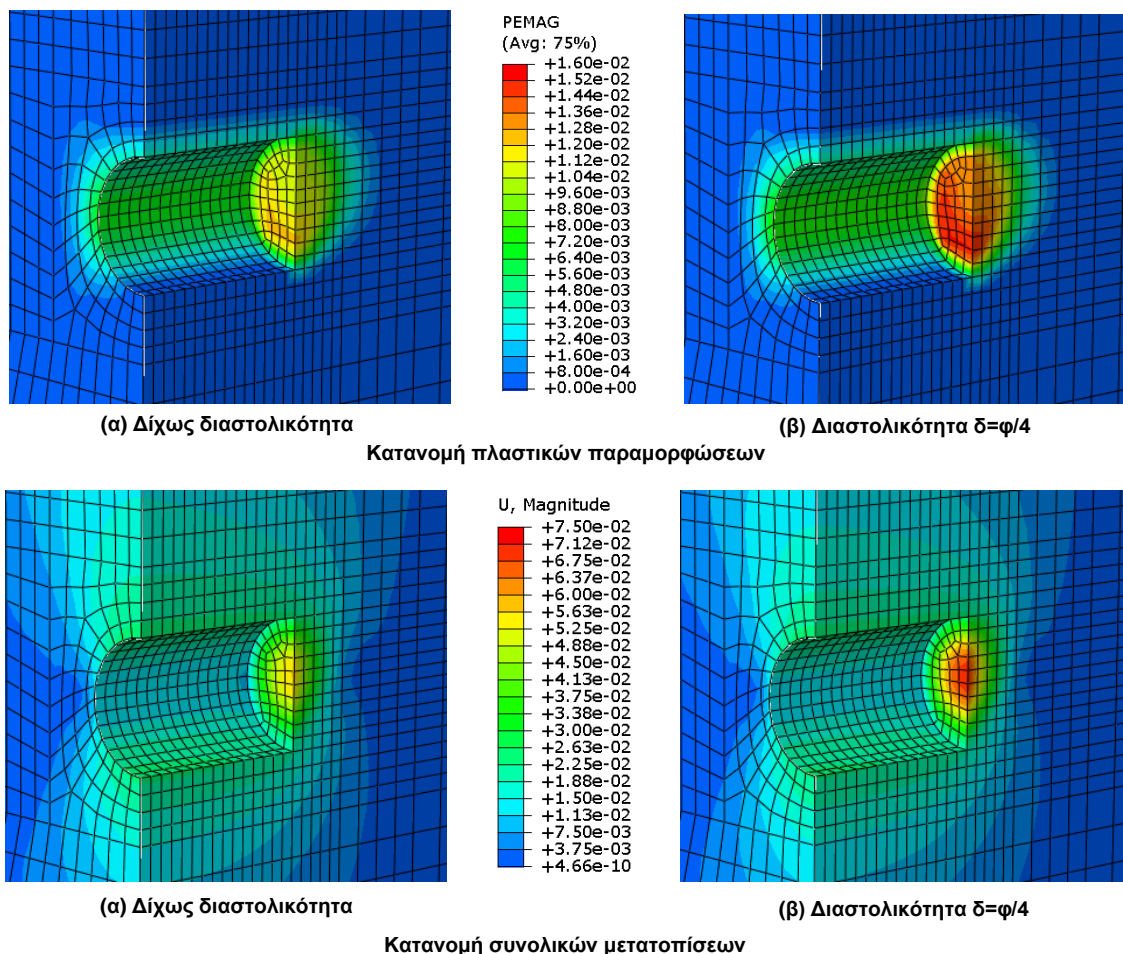


Σχήμα 4.59 Κατανομή της διαφοράς των μέσων πιέσεων για τα δύο διαφορετικά κριτήρια αστοχίας: Mohr-Coulomb και Drucker-Prager ανηγμένης στο μέση γεωστατική τάση $p_{o,m}$ ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$.

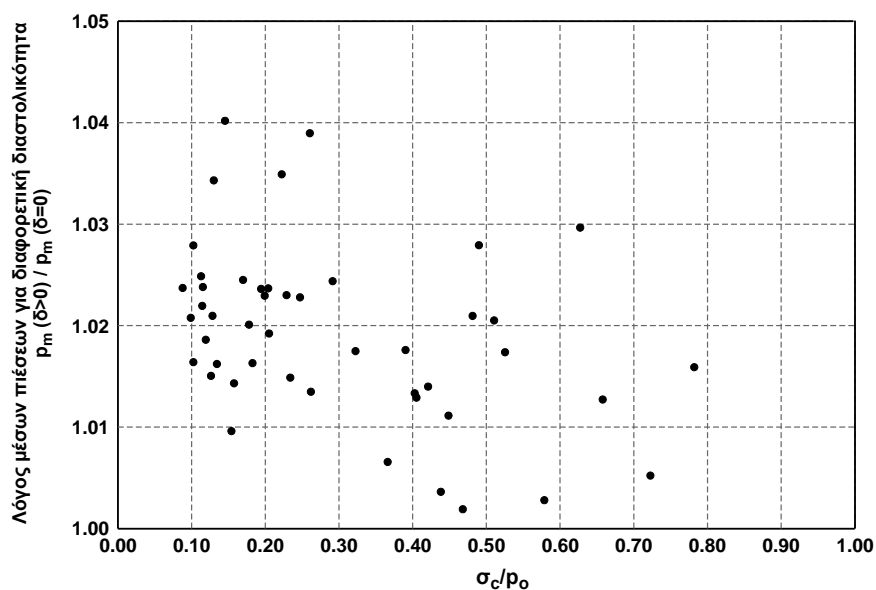
4.6.8 Επίδραση της διαστολικότητας του γεωυλικού

Στην επόμενη ομάδα αναλύσεων ελήφθη υπόψη η επίδραση της διαστολικότητας του γεωυλικού, η τιμή της οποίας θεωρήθηκε ίση με $\phi/4$. Εξαιτίας του μικρού σχετικά αριθμού των αναλύσεων (51 αριθμητικές αναλύσεις στη συγκεκριμένη κατηγορία), του μεγάλου πλήθους των παραμέτρων είναι δύσκολο να προκύψουν ποσοτικά συμπεράσματα, τα οποία θα εκφράζονται μέσω μαθηματικών σχέσεων ή/και καμπυλών. Επομένως, βασικός στόχος είναι η εκτίμηση του εύρους διακύμανσης της μεταβολής της πίεσης επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης, στην περίπτωση όπου το γεωυλικό παρουσιάζει διαστολική συμπεριφορά στην πλαστική περιοχή.

Αρχικά, παρουσιάζονται οι κατανομές των μετατοπίσεων και των πλαστικών παραμορφώσεων για δύο ενδεικτικές αναλύσεις με ίδιες παραμέτρους αλλά διαφορετικές θεωρήσεις για τη διαστολικότητα του γεωυλικού (Σχήμα 4.60). Φαίνεται, λοιπόν ότι η αύξηση της διαστολικότητας δεν επηρεάζει την κατανομή, παρά μόνο την τιμή των μεγεθών γύρω από τη διατομή και στην περιοχή του πυρήνα προώθησης. Στο Σχήμα 4.61 παρουσιάζεται η μεταβολή του λόγου των μέσων πιέσεων για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις της διαστολικότητας ως προς το λόγο σ_c/p_o . Η επίδραση της διαστολικότητας μειώνεται, όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες, καθώς μειώνεται σημαντικά το εύρος της περιοχής αστοχίας του γεωυλικού. Η μεγάλη διασπορά των σημείων οφείλεται στο γεγονός ότι για ίδιο εύρος γεωτεχνικών συνθηκών η πίεση αυξάνεται περισσότερο στις περιπτώσεις γεωυλικών με μεγάλη γωνία τριβής, εφόσον η γωνία διαστολικότητας έχει εκφραστεί ως ποσοστό αυτής. Οι τιμές του λόγου των μέσων πιέσεων είναι συνεχώς πάνω από τη μονάδα, καθώς η διαστολική συμπεριφορά του γεωυλικού οδηγεί σε αύξηση δυναμικών μετατοπίσεων και στη κατ' επέκταση σε αύξηση των επιβαλλόμενων πιέσεων. Ωστόσο, η επίδραση της διαστολικότητας ποσοτικά είναι γενικά μικρή, καθώς η μέγιστη τιμή του λόγου των πιέσεων είναι περίπου 1.04 (μέγιστη ποσοστιαία διαφορά 4%). Εύλογο είναι ότι υιοθέτηση μεγαλύτερης τιμής διαστολικότητας (συναρτήσει της γωνίας τριβής ϕ) θα οδηγήσει σε περαιτέρω αύξηση των πιέσεων. Η γενικευμένη, όμως, ανάλυση του ρόλου της διαστολικότητας ξεφεύγει από τους σκοπούς της διδακτορικής διατριβής.



Σχήμα 4.60 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων και συνολικών μετατοπίσεων για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδιες όλες τις παραμέτρους ($D=10m$, $H=3D=30m$, $K=0.5$, $GSI=15$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$), αλλά με διαφορετική διαστολικότητα του περιβάλλοντος γεωλικού. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή.

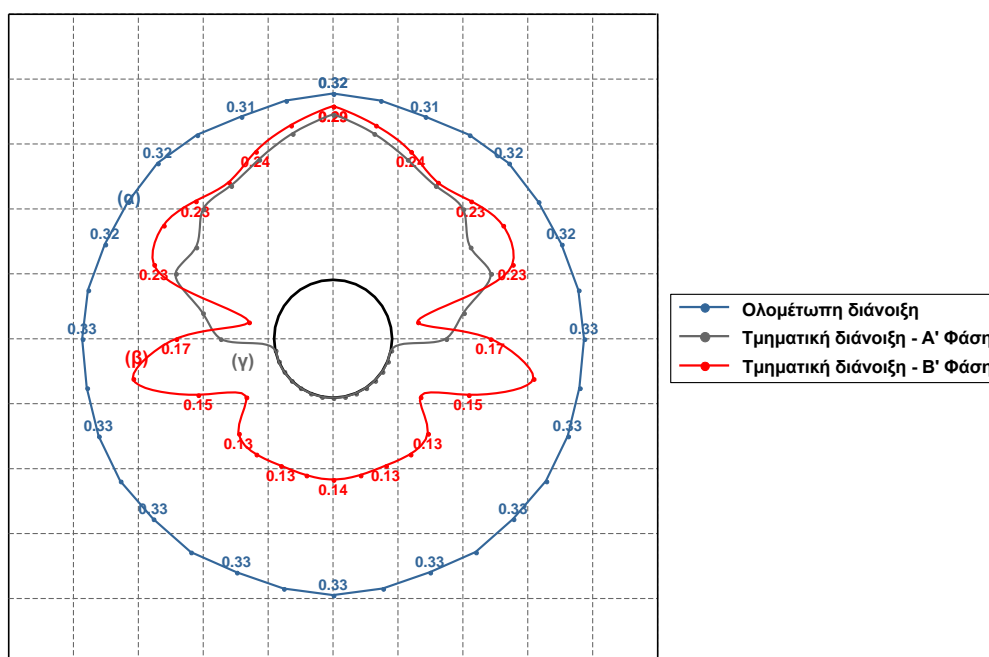
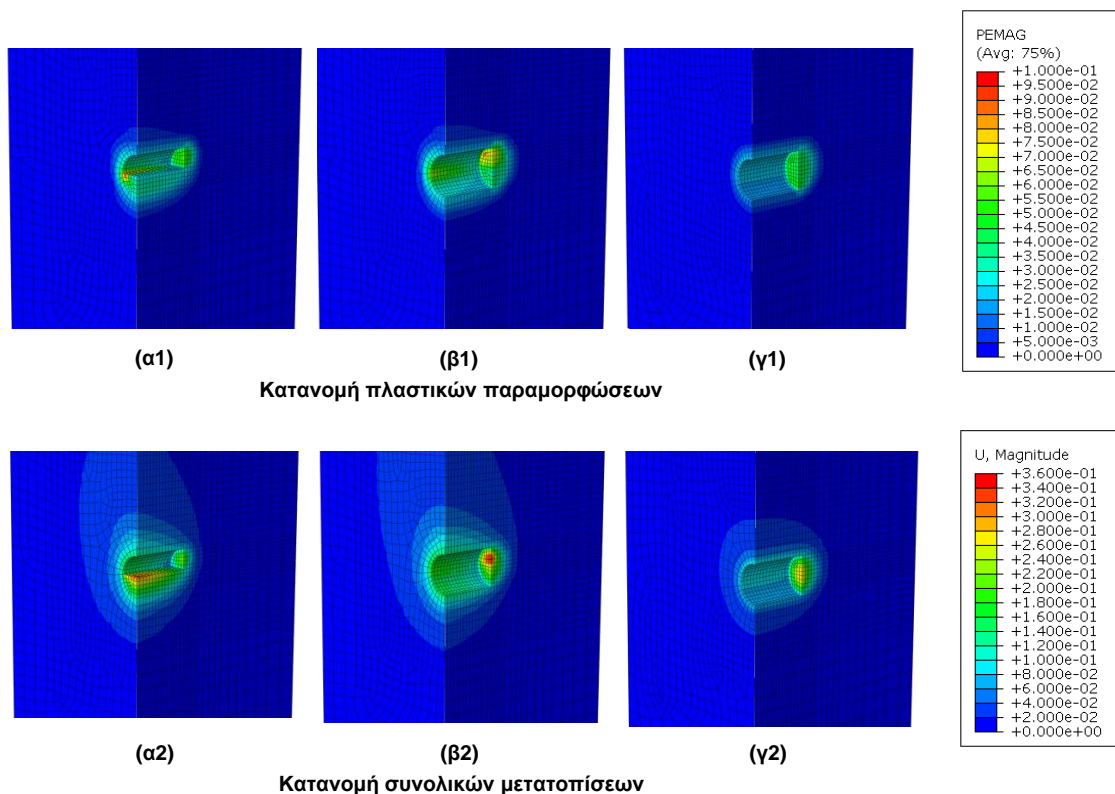


Σχήμα 4.61 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για τις δύο διαφορετικές τιμές της διαστολικότητας του περιβάλλοντος γεωλικού ($\delta=0^\circ$ και $\delta=\phi/4$) ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_o .

4.6.9 Επίδραση της αλληλουχίας των φάσεων διάνοιξης

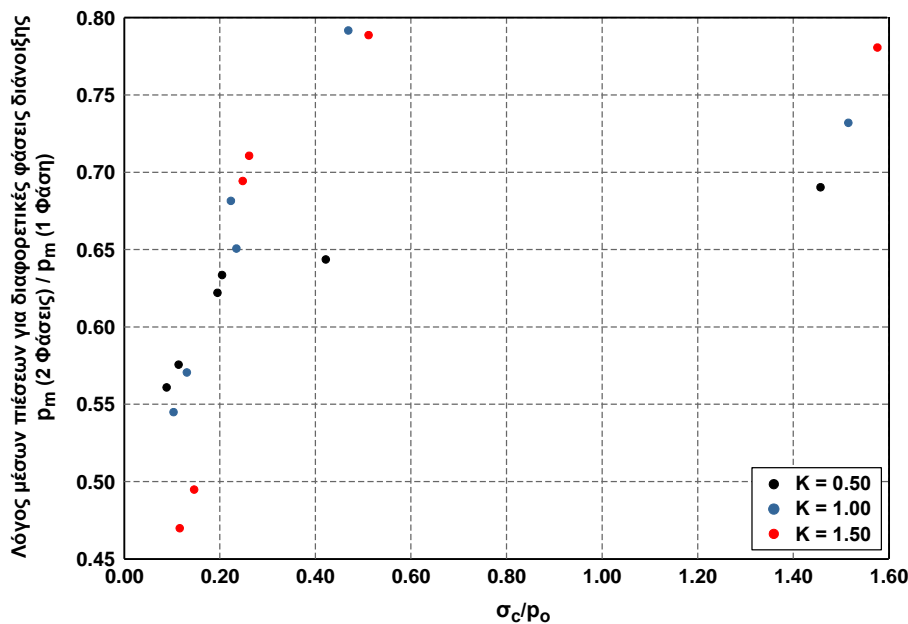
Μία επιπλέον παράμετρος της οποίας η επίδραση μελετήθηκε μέσω των αριθμητικών αναλύσεων είναι η διαφοροποίηση της κατασκευαστικής αλληλουχίας, δηλαδή η διάνοιξη της σήραγγας σε δύο φάσεις. Μάλιστα θεωρήθηκε ότι κατά την εκσκαφή της πρώτης φάσης το δάπεδο παραμένει ανεπένδυτο, έτσι ώστε να υπάρχει δυνατότητα παραμόρφωσης και η συμπεριφορά να μην προσεγγίζει αυτή του κλειστού δακτυλίου, όπως συμβαίνει στη ολομέτωπη διάνοιξη. Γενικά, η διάνοιξη σε δύο φάσεις αποτελεί μία πιο ρεαλιστική προσέγγιση της πραγματικής κατασκευαστικής διαδικασίας. Ειδικά η περίπτωση δίχως προσωρινό δάπεδο είναι αντιπροσωπευτική για την περίπτωση διάνοιξης σε βραχόμαζα καλής ποιότητας.

Στο Σχήμα 4.62 απεικονίζονται οι κατανομές των πλαστικών παραμορφώσεων, των συνολικών μετατοπίσεων και των πιέσεων στη διατομή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος για την Α' και Β' Φάση της τμηματικής διάνοιξης και για την ολομέτωπη διάνοιξη. Η επιλογή της διάνοιξης εφόσον καταργεί τη λειτουργία του δύσκαμπτου κλειστού δακτυλίου μεταβάλλει σημαντικά την κατανομή των παραμορφωσιακών μεγεθών μέσα στο γεωυλικό. Επισημαίνεται ότι οι μεγάλες μετακινήσεις που παρατηρούνται στο μέτωπο της Α' Φάσης της σήραγγας στο πέρας της Β' Φάσης της τμηματικής διάνοιξης είναι πλασματικές, καθώς σε περίπτωση υιοθέτησης αυτής της κατασκευαστικής διαδικασίας πάντα διατηρείται μία ελάχιστη απόσταση μεταξύ των δύο φάσεων. Παρατηρώντας τις πιέσεις προκύπτει ότι γενικά τα φορτία στην τμηματική εκσκαφή είναι μικρότερα, καθώς η διατομή υποστήριξης είναι πιο ενδόσιμη. Ωστόσο, εξίσου σημαντική διαφοροποίηση παρατηρείται στη μορφή της κατανομής των φορτίων, όπου ακόμη και για την περίπτωση $K=1$ που παρουσιάζεται, η τμηματική διάνοιξη οδηγεί σε σημαντική ανομοιομορφία των πιέσεων γύρω από τη διατομή. Το φορτίο του θόλου καθορίζεται κυρίως από την Α' Φάση εκσκαφής, αφού στο τέλος της διάνοιξης είναι πρακτικά ίσο με αυτό που έχει προκύψει από την Α' Φάση. Στο σημείο αυτό πρέπει να τονιστεί ότι η μείωση των φορτίων στην περίπτωση της τμηματικής διάνοιξης δεν οδηγεί απαραίτητα σε μείωση της απαιτούμενης υποστήριξης. Κατά την ολομέτωπη διάνοιξη αναπτύσσονται μεγάλα φορτία, αλλά η λειτουργία του κλειστού δακτυλίου οδηγεί σε διατομές κυρίως θλιβόμενες, ενώ στην τμηματική εκσκαφή υπάρχει ανάπτυξη μεγαλύτερων ροπών, η οποία είναι πιθανό να οδηγήσει σε δυσμενέστερους συνδυασμούς εντατικών μεγεθών.



Σχήμα 4.62 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων, συνολικών μετατοπίσεων και ανηγμένων πιέσεων $p/p_{o,m}$ για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδιες όλες τις παραμέτρους ($D=10m$, $H=7D=70m$, $K=1.0$, $GSI=10$, $\sigma_{ci}=8MPa$, $m_i=6$) για την περίπτωση ολομέτωπης και τμηματικής διάνοιαξης. Οι συμβολισμοί α1, α2 αφορούν στο πέρας της Α' Φάσης στην τμηματική διάνοιαξη, οι β1, β2 στο πέρας της Β' Φάσης στην τμηματική διάνοιαξη και οι γ1, γ2 στο πέρας της εκσκαφής στην ολομέτωπη διάνοιαξη. Τα αριθμητικά προσομοιώματα παρουσιάζονται με κατακόρυφη τομή στη θέση της χαρακτηριστικής διατομής, όπου έχει σταθεροποιηθεί η αύξηση των πιέσεων, έτσι ώστε να είναι εμφανής και η κατανομή των μεγεθών εν διατομή. Οι τιμές των ανηγμένων πιέσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά δύο κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

Από τη γραφική απεικόνιση του λόγου της μέσης πίεσης από τη διάνοιξη σε μία φάση προς τη μέση πίεση από τη διάνοιξη σε δύο φάσεις προκύπτει ότι η τμηματική εκσκαφή οδηγεί σε μείωση της μέσης πίεσης από 20% έως 60%. Οι τιμές του λόγου παρουσιάζουν μία αυξητική τάση όσο αυξάνεται η τιμή του λόγου σ_c/ρ_o , καθώς βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών καθιστά το μέσο επιβαλλόμενο φορτίο λιγότερο ευαίσθητο ως προς τη διαδικασία εκσκαφής. Ωστόσο, ο μικρός αριθμός των αναλύσεων δεν επιτρέπει την εξαγωγή μαθηματικής σχέσης ή καμπύλης. Σημειώνεται ότι το εύρος διακύμανσης του λόγου των φορτίων όπως προέκυψε από τις τριδιάστατες αναλύσεις (0.45 - 0.80) προσεγγίζει σημαντικά το εύρος του ίδιου λόγου όπως αυτό προέκυψε από τις διδιάστατες αναλύσεις (βλ. §5.1.7.2).



Σχήμα 4.63 Κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις των φάσεων διάνοιξης (τμηματική και ολομέτωπη εκσκαφή) ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_o ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K.

4.6.10 Ανάπτυξη διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια γεωυλικού - εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Όπως έχει αναφερθεί στην περιγραφή του αριθμητικού προσομοιώματος (βλ. §4.1) το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και το περιβάλλον γεωυλικό έχουν θεωρηθεί δεσμευμένα μεταξύ τους, δίχως τη δυνατότητα ολίσθησης ή αποκόλλησης, παραδοχή η οποία επιτρέπει την ανάπτυξη διατμητικών και εφελκυστικών τάσεων στη διεπιφάνεια. Ωστόσο, η διεπιφάνεια εκτοξευόμενου σκυροδέματος γεωυλικού δεν έχει τη δυνατότητα ανάληψης εφελκυστικών τάσεων, ενώ οι μέγιστες διατμητικές τάσεις που μπορεί να παραλάβει εξαρτώνται από την αντοχή της.

Εξαιτίας της κυκλικής διατομής και της ολομέτωσης διάνοιξης δεν παρουσιάστηκε σε καμία ανάλυση ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων, δηλαδή τάση του κελύφους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος για αποκόλληση από το περιβάλλον γεωυλικό. Σε συγκεκριμένες μόνο περιπτώσεις σε αναλύσεις με τμηματική εκσκαφή παρατηρήθηκε ανάπτυξη μικρών εφελκυστικών τάσεων στο πρώτο πεπερασμένο στοιχείο της Άνω Ημιδιατομής (ακριβώς πάνω από το προσωρινό δάπεδο), οι οποίες θεωρήθηκαν μηδενικές κατά την επεξεργασία των αποτελεσμάτων.

Όσον αφορά στις διατμητικές τάσεις, κρίνεται αναγκαίο να παρουσιαστούν αρχικά στοιχεία από τη διεθνή βιβλιογραφία που αφορούν στις παραμέτρους αντοχής της διεπιφάνειας εκτοξευόμενου σκυροδέματος - γεωυλικού, με βάση τα οποία θα γίνει η επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων.

Οι Saiang et al. (2005) παρουσιάζουν τα αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών σε σιμεντωμένες διεπιφάνειες σκυροδέματος - βράχου για διατμητική, θλιπτική και εφελκυστική καταπόνηση. Τα πειράματα εκτελούνται σε δοκίμια διαμέτρου από 80mm έως 180mm, τα οποία κατασκευάζονται με σκυροδέτηση πάνω στο τέμαχος βράχου για προσομοίωση της κατασκευαστικής διαδικασίας. Η τραχύτητα της ασυνέχειας προσεγγίζεται μέσω της σταθεράς JRC που προτείνεται από τους Barton & Choubey (1977). Από τις δοκιμές γενικά προκύπτει μία ενιαία μορφή του διαγράμματος διατμητικής τάσης - μετατόπισης, όπου σε μικρά επίπεδα τάσεων παρατηρείται τοπικό μέγιστο που αντιστοιχεί στην «αστοχία των δεσμών εκτοξευόμενου σκυροδέματος και γεωυλικού» και αντιστοιχεί στην εξάντληση της συνοχής και ένα δεύτερο ακρότατο το οποίο αντιστοιχεί στην εξάντληση της τριβής. Τα εύρη των παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας που προτείνονται για τη διεπιφάνεια συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 4.5 Σύνοψη παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας για τη διεπιφάνεια εκτοξευόμενου σκυροδέματος - βράχου (Saiang et al., 2005)

Παράμετρος	Τιμή για JRC=1-3	Τιμή για JRC=9-13
Διατμητική αντοχή δεσμών*	0.50MPa	1.37MPa
Γωνία τριβής διεπιφάνειας		
Μέγιστη, φ_p	40°	47°
Παραμένουσα, φ_r	35°	39°
Θλιπτική αντοχή διεπιφάνειας, JCS	16.0MPa	-
Θλιπτική στιβαρότητα διεπιφάνειας		
K_{ci}	100MPa/mm	-
K_{ct50}	288MPa/mm	-
K_{cs50}	182MPa/mm	-
Δυστημσία διεπιφάνειας	0.94MPa/mm	1.3MPa/mm

*Από τους συγγραφείς επισημαίνεται, ότι ο όρος αντοχή δεσμών (bond strength) στο συγκεκριμένο άρθρο χρησιμοποιείται για να περιγράψει την αντοχή των δεσμών μεταξύ εκτοξευόμενου σκυροδέματος και βράχου για την περίπτωση της απευθείας διάτμησης.

Υπογραμμίζεται ότι οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε δοκίμια μέγιστης διαμέτρου 180mm, δηλαδή δεν λαμβάνουν υπόψη τη μακροσκοπική κυμάτωση των διεπιφανειών βράχου - εκτοξευόμενου σκυροδέματος που δημιουργείται κατά τη διάνοιξη, ειδικά στις περιπτώσεις βραχομαζών που παρατηρούνται υπερεκκαφές. Στις δύο παρακάτω εικόνες φαίνονται χαρακτηριστικά παραδείγματα κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος, στα οποία διακρίνεται η κυμάτωση που έχει δημιουργηθεί λόγω της εκσκαφής.

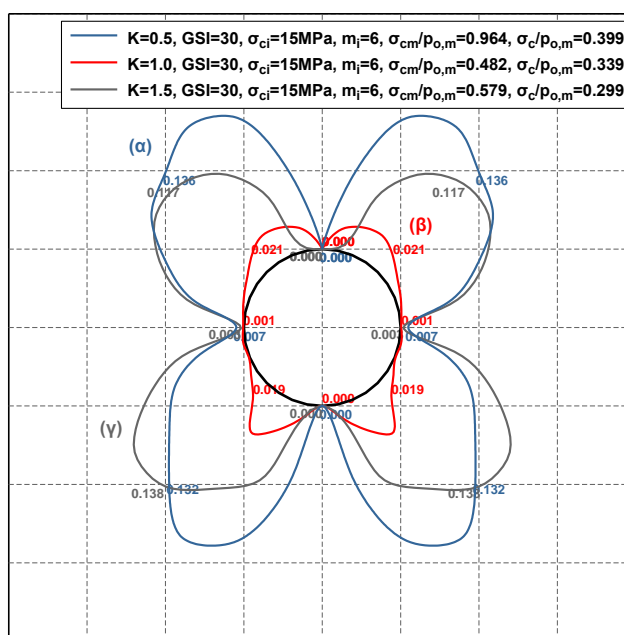


Εικόνα 4.1 Χαρακτηριστικές φωτογραφίες από την άμεση υποστήριξη σηράγγων στις οποίες διακρίνεται η μακροσκοπική κυμάτωση, η οποία διακρίνεται στην εσωτερική επιφάνεια του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Αποτέλεσμα της κυμάτωσης αυτής είναι η αύξηση της δυσμησίας και της διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια γεωυλικού - εκτοξευόμενου σκυροδέματος και εκτοξευόμενου σκυροδέματος - τελικής επένδυσης.

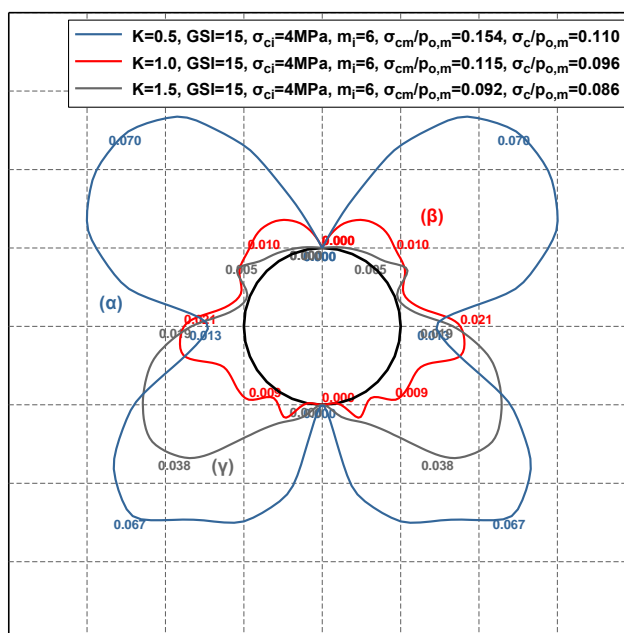
Μάλιστα οι Malmgren & Nordlund (2008), στην αριθμητική προσομοίωση εκσκαφής σε υπόγειο μεταλλείο που παραθέτουν επισημαίνουν τη σημασία της κυμάτωσης αυτής, συμπληρώνοντας ότι δεν μπορεί να αποφευχθεί ειδικά στην περίπτωση εκσκαφής με εκρηκτικά. Στις αναλύσεις τους λαμβάνουν για τη διεπιφάνεια: «αντοχή δεσμών» (συνοχή) $c=0.30-1.20\text{MPa}$, γωνία τριβής 30° και δυσμησία 1GPa/m .

Κατόπιν παρουσιάζονται αποτελέσματα κατανομής των διατμητικών τάσεων γύρω από τη διατομή από ενδεικτικές αριθμητικές αναλύσεις για διαφορετικές γεωτεχνικές συνθήκες και διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K . Από το Σχήμα 4.64 που αφορά σε σχετικά ευμενείς γεωτεχνικές συνθήκες φαίνεται ότι για $K=1.0$ οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται είναι γενικά μικρές, εξαιτίας της πρακτικά αξονοσυμμετρικής εντατικής κατάστασης της διατομής, ενώ για τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K \neq 1.0$ οι μέγιστες τιμές των διατμητικών τάσεων συγκεντρώνονται στα μέσα των τεταρτημορίων της σήραγγας, δηλαδή, στις μεταβατικές περιοχές μεταξύ μέγιστων και ελάχιστων μετατοπίσεων, εκατέρωθεν των οποίων η διατομή τείνει να αναπτύξει διαφορετική παραμορφωσιακή κατάσταση. Αντιθέτως, στο Σχήμα 4.65, το οποίο αντιπροσωπεύει δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες μόνο στην περίπτωση $K=0.5$ παρατηρείται τέτοιου είδους κατανομή. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις παρατηρείται μία σαφής μείωση των διατμητικών τάσεων, ειδικά στην περιοχή ανάπτυξης των μεγάλων πλαστικών παραμορφώσεων για την περίπτωση $K=1.5$ (με βάση την περιγραφή στη παράγραφο 4.6.3 για $K>1.0$ οι μέγιστες πλαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στην οροφή της διατομής). Η διαφοροποίηση αυτή στην κατανομή των διατμητικών τάσεων όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες οφείλεται στην ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης και τη «γεφύρωση» των τάσεων γύρω από τη διατομή εκσκαφής μέσω του φαινομένου του θόλου. Στην περίπτωση βελτίωσης της ποιότητας του γεωυλικού, η πλαστική ζώνη είναι πλέον πιο μικρή και οι πρόσθετες διεκτροπικές τάσεις που δημιουργούνται «συγκρατούνται» κοντά στη διατομή και μεταφέρονται από το γεωυλικό σε μεγαλύτερο βάθος. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την τάση για ανάπτυξη διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια μεταξύ εκτοξευόμενου σκυροδέματος και γεωυλικού. Αντίθετα, στην περίπτωση των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών δημιουργείται μεγάλης έκτασης πλαστική περιοχή, η οποία τείνει να ομοιομορφοποιήσει την κατανομή τάσεων και παραμορφώσεων γύρω από τη διατομή, μεταφέροντας την ανάπτυξη του θόλου σε μεγαλύτερη απόσταση από τη διατομή, οδηγώντας σε μείωση τελικά των αναπτυσσόμενων διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια. Εντούτοις, επισημαίνεται ότι η μεταβολή των

διατμητικών τάσεων δεν είναι μονοτονική ως προς τις γεωτεχνικές συνθήκες, καθώς μεγάλη βελτίωση οδηγεί σε μείωση των διατμητικών τάσεων, καθώς διαδραματίζει πλέον πολύ σημαντικό ρόλο η μεγάλη αντοχή και η μικρή παραμορφωσιμότητα του περιβάλλοντος γεωυλικού.

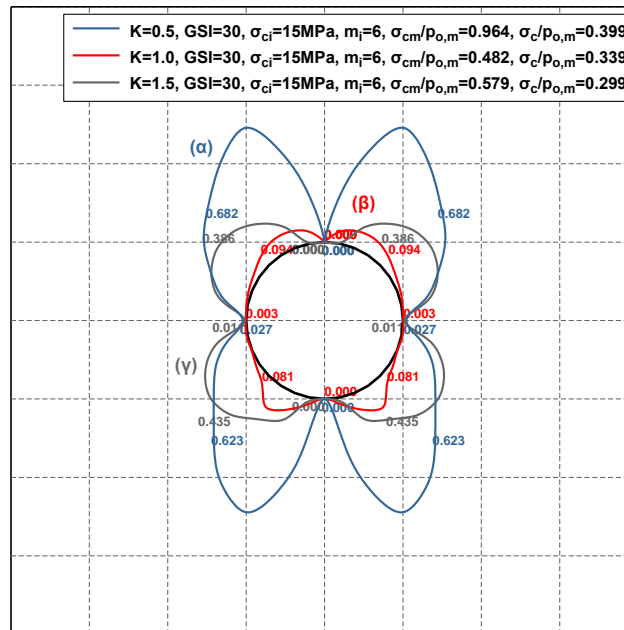


Σχήμα 4.64 Κατανομή ανηγμένων διατμητικών τάσεων (τ_R/ρ_o) περιμετρικά της διατομής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10\text{m}$), ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70\text{m}$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=30$, $\sigma_{ci}=15\text{MPa}$, $m_i=6$) για (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Οι τιμές των ανηγμένων διατμητικών τάσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά τέσσερις κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

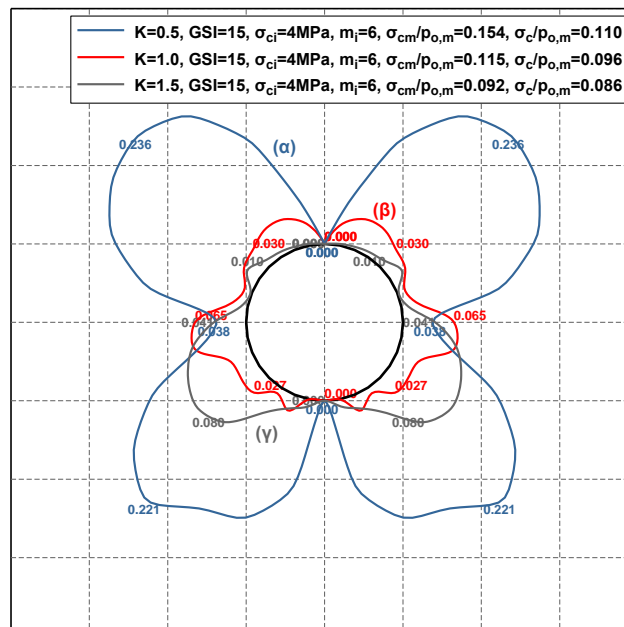


Σχήμα 4.65 Κατανομή ανηγμένων διατμητικών τάσεων (τ_R/ρ_o) περιμετρικά της διατομής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10\text{m}$), ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70\text{m}$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=15$, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$, $m_i=6$) για (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Οι τιμές των ανηγμένων διατμητικών τάσεων σημειώνονται με νούμερα αντίστοιχου χρώματος ανά τέσσερις κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

Ιδιαίτερα σημαντική είναι και η κατανομή του λόγου της διατμητικής τάσης τ_R περιμετρικά της διατομής ως προς την τιμή της ορθής πίεσης p_m στο αντίστοιχο σημείο. Το μέγεθος αυτό αποτελεί ένα μέτρο της δυναμικής για την ανάπτυξη σχετικής ολίσθησης των τμημάτων της διεπιφάνειας.



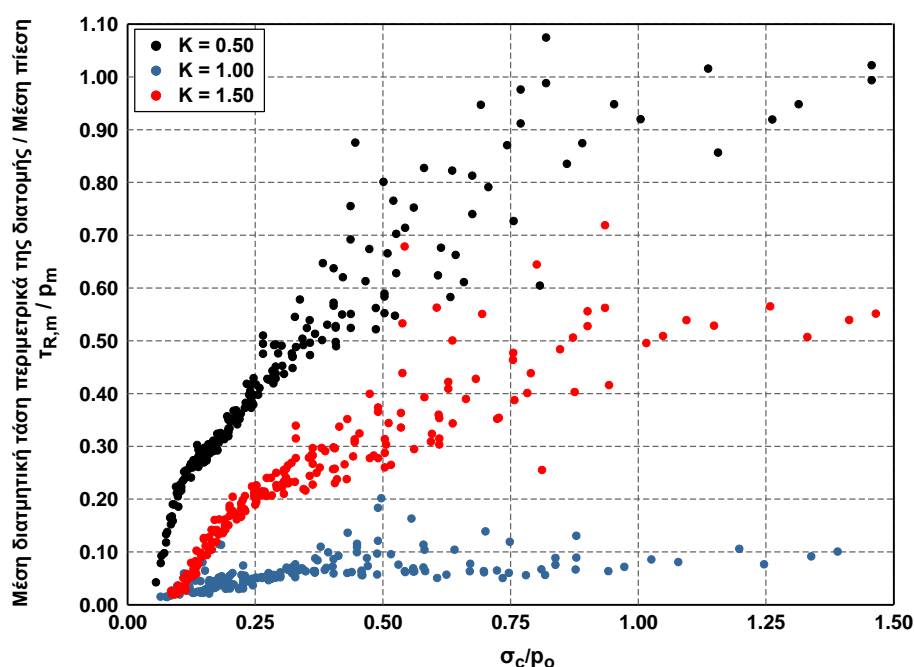
Σχήμα 4.66 Κατανομή του λόγου της διατμητικής τάσης περιμετρικά της διατομής προς την πίεση στο αντίστοιχο σημείο (τ_R/p) για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10\text{m}$), ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70\text{m}$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=30$, $\sigma_{ci}=15\text{MPa}$, $m_i=6$) για (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Οι τιμές των ανηγμένων διατμητικών σημειώνονται με νόμμερα αντίστοιχου χρώματος ανά τέσσερις κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.



Σχήμα 4.67 Κατανομή του λόγου της διατμητικής τάσης περιμετρικά της διατομής προς την πίεση στο αντίστοιχο σημείο (τ_R/p) για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10\text{m}$), ύψος υπερκειμένων ($H=7D=70\text{m}$) και περιβάλλον γεωυλικό ($GSI=15$, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$, $m_i=6$) για (α) $K=0.5$, (β) $K=1.0$ και (γ) $K=1.5$. Οι τιμές των ανηγμένων διατμητικών σημειώνονται με νόμμερα αντίστοιχου χρώματος ανά τέσσερις κόμβους. Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

Στο συγκριμένο σημείο δεν κρίνεται σκόπιμη η ποσοτική εκτίμηση των σημείων που δυνητικά θα μπορούσαν να παρουσιάσουν σχετική ολίσθηση λόγω υπέρβασης της αντοχής τους, εξαιτίας της πολύ μεγάλης αβεβαιότητας των παραμέτρων αντοχής της διεπιφάνειας. Ωστόσο είναι σημαντικό να σχολιαστεί η μορφή της κατανομής και οι περιοχές στις οποίες παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές. Από τα δύο παραπάνω σχήματα προκύπτει ότι η κατανομή του λόγου εξαρτάται κυρίως από τις διατμητικές τάσεις. Στις ευμενείς γεωτεχνικές συνθήκες οι μέγιστες τιμές παρουσιάζονται στα μέσα των τεταρτημορίων, ενώ στις δυσμενείς η κατανομή αυτή αντιστοιχεί μόνο στην τιμή $K=0.5$. Όσον αφορά στις τιμές των λόγων, στις ευμενείς γεωτεχνικές συνθήκες παρουσιάζονται αυξημένες, λόγω της μεγάλης μείωσης των πιέσεων, ενώ στις δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες λαμβάνουν τιμές έως ~ 0.24 .

Απεικονίζοντας τις τιμές του λόγου μέσης διατμητικής τάσης προς τη μέση ορθή πίεση ($\tau_{R,m}/p_m$) στη διεπιφάνεια γύρω από τη διατομή ως προς τις γεωτεχνικές συνθήκες (σ_c/p_o) στο Σχήμα 4.68, προκύπτει ότι η τιμή του αυξάνεται πρακτικά μονοτονικά όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Αυτό οφείλεται τόσο στην αύξηση των διατμητικών τάσεων που παρατηρείται μέχρι μία τιμή του σ_c/p_o , αλλά κυρίως στη σημαντική μείωση των ορθών πιέσεων.



Σχήμα 4.68 Κατανομή του λόγου της μέσης διατμητικής τάσης περιμετρικά της διατομής ($\tau_{R,m}$) προς τη μέση πίεση (p_m) συναρτήσει του λόγου σ_c/p_o ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K .

4.6.11 Προτεινόμενη μεθοδολογία εκτίμησης φορτίων άμεσης υποστήριξης

Συναξιολογώντας τις παρατηρήσεις, τα σχόλια, τα ποιοτικά και ποσοτικά συμπεράσματα από τις προηγούμενες παραγράφους, στις οποίες μελετήθηκε η επίδραση κάθε παράγοντα χωριστά, προτείνονται διαγράμματα και εξισώσεις για την εκτίμηση των φορτίων στην άμεση υποστήριξη. Αρχικά, όμως, κωδικοποιούνται ορισμένα βασικά σημεία τα οποία οδηγούν στις τελικές προτάσεις και παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα οι παράμετροι που επιλέγονται να χρησιμοποιηθούν με βάση τους μηχανισμούς του υπό μελέτη φαινομένου:

- ο Η ποσοτικοποίηση των γεωτεχνικών συνθηκών μέσω των λόγων σ_c/p_o και $\sigma_c/p_{o,m}$ σε μία ικανοποιητική αρχική προσέγγιση του φαινομένου. Ωστόσο, η απεικόνιση των αποτελεσμάτων

μόνο ως προς τις παραμέτρους αυτές δημιουργεί μεγάλη διασπορά εξαιτίας του σημαντικού ρόλου των παραμέτρων δυσκαμψίας.

- ο Το φορτίο που καλείται να παραλάβει η άμεση υποστήριξη μπορεί να εκφραστεί ως ποσοστό της γεωστατικής τάσης στο επίπεδο διάνοιξης. Μάλιστα, η προσέγγιση του μέσου φορτίου είναι καλύτερη, όταν το φορτίο εκφράζεται ως ποσοστό της μέσης γεωστατικής τάσης σε σχέση με την κατακόρυφη γεωστατική τάση, γεγονός το οποίο δείχνει την επίδραση του K . Η επίδραση του K αυξάνεται στην περίπτωση του φορτίου στην οροφή και μειώνεται στην περίπτωση του φορτίου στην παρειά της διατομής.
- ο Βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε μείωση των φορτίων της άμεσης υποστήριξης. Η σχέση αυτή για συγκεκριμένη τιμή του βάθους διάνοιξης (H) και του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (K) είναι σχεδόν μονοτονική, ειδικά για τις μεγαλύτερες τιμές του H .
- ο Αύξηση του μέτρου ελαστικότητας του γεωυλικού οδηγεί σε μείωση των φορτίων της άμεσης υποστήριξης.
- ο Αύξηση της διαμέτρου της διατομής, για τη δεδομένη τιμή του βήματος εκσκαφής που εξετάστηκε (τιμές $x/D=0.10 - 0.125$), οδηγεί σε μείωση του φορτίου λόγω μείωσης της δυσκαμψίας της υποστήριξης.
- ο Αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής της υποστήριξης (πάχος και μέτρο ελαστικότητας εκτοξευόμενου σκυροδέματος) οδηγεί σε σημαντική αύξηση των φορτίων.
- ο Στις περιπτώσεις αβαθών σηράγγων, αύξηση του βάθους διάνοιξης οδηγεί σε μείωση του ποσοστού της αρχικής γεωστατικής τάσης που καλείται να παραλάβει η άμεση υποστήριξη, λόγω της ενεργοποίησης του φαινομένου του θόλου και τη γεφύρωση των τάσεων γύρω από τη διατομή.
- ο Οι παράμετροι του καταστατικού προσομοιώματος, της διαστολικότητας και της αλληλουχίας των φάσεων διάνοιξης που εξετάστηκαν δεν ενσωματώνονται στις προτεινόμενες γενικές προσεγγίσεις.
- ο Επισημαίνεται ότι όλες οι σχέσεις που παρουσιάζονται στη συνέχεια έχουν εφαρμογή σε γεωυλικά, οι παράμετροι αντοχής των οποίων έχουν αρχικά εκτιμηθεί σε όρους του κριτηρίου Hoek-Brown και εμπίπτουν στο εύρος των παραμέτρων των αριθμητικών αναλύσεων. Όπως έχει ήδη αναφερθεί η "αυτόνομη" διαφοροποίηση των παραμέτρων αντοχής του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb, σε ορισμένες περιπτώσεις οδηγεί στην "παράδοξη" μεταβολή των φορτίων, η οποία έχει σχολιαστεί εκτενώς τόσο στο πλαίσιο της διατριβής όσο και στη βιβλιογραφία.

Πίνακας 4.6. Παράμετροι που εξετάστηκαν για την προτεινόμενη μεθοδολογία.

$\frac{\sigma_c}{p_o}$	<p>Ο λόγος αντιπροσωπεύει τις γεωτεχνικές συνθήκες, το εύρος της πλαστικοποίησης του γεωυλικού περί τη διατομή και την αποτόνωση που έχει πραγματοποιηθεί πριν την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης.</p>
$\frac{E/D}{E_{sh}d_{sh}/D^2} = \frac{ED}{E_{sh}d_{sh}}$	<p>Στον όρο αυτό ενσωματώνεται η στιβαρότητα του περιβάλλοντος γεωυλικού και η δυσκαμψία του κελύφους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος της άμεσης υποστήριξης. Ο όρος E/D αντιπροσωπεύει την κλίση της καμπύλης σύγκλισης - αποτόνωσης, αύξηση της οποίας οδηγεί σε μείωση του φορτίου. Ο όρος $E_{sh}d_{sh}/D^2$ αντιπροσωπεύει την κλίση της χαρακτηριστικής καμπύλης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, αύξηση της οποίας αντιστοιχεί σε αύξηση του φορτίου. Σχολιάζοντας τον όρο αυτό στην απλοποιημένη του μορφή και με βάση τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων (αύξηση των μεγθών του αριθμητή, E και D, οδηγεί σε μείωση του φορτίου της άμεσης υποστήριξης για το δεδομένο εύρος του λόγου x/D, ενώ αύξηση των μεγθών του παρονομαστή σε μείωση των φορτίων) προκύπτει ότι αύξηση της τιμής του συνολικά, για σταθερή τιμή του λόγου σ_c/p_o οδηγεί σε μείωση των φορτίων. Σημειώνεται ότι ο συγκεκριμένος όρος είναι πρακτικά όμοιος με το μέγεθος C* (compressibility ratio) που αναφέρεται από τους Einstein & Schwartz (1979).</p>
$\frac{p}{0.5(1+K)p_o}$	<p>Γενικά ο όρος αυτός αντιστοιχεί στην ανηγμένη τιμή του φορτίου. Το σύμβολο p μπορεί να αντιστοιχεί στη μέση πίεση περί τη διατομή, στην πίεση στην οροφή ή στην παρειά της διατομής. Σε καθεμία από αυτές τις περιπτώσεις μεταβάλλεται η επίδραση του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K, η οποία μπορεί να εκφράζεται μέσω ενός εκθέτη στον οποίο υψώνεται ο όρος (1+K). Όταν ο εκθέτης είναι ίσος με τη μονάδα τότε ο παρονομαστής αντιστοιχεί στη μέση γεωστατική τάση, ενώ όταν είναι μηδέν αντιστοιχεί στο μισό της κατακόρυφης γεωστατικής τάσης και προφανώς είναι ανεξάρτητος του K.</p>
$\frac{H}{D}$	<p>Ο συγκεκριμένος όρος εκφράζει το κανονικοποιημένο βάθος διάνοιξης και στην περίπτωση των αβαθών σηράγγων επηρεάζει την ανάπτυξη του φαινομένου του θόλου. Αύξηση του λόγου H/D οδηγεί σε μείωση του ποσοστού της αρχικής γεωστατικής τάσης που μεταφέρεται στην άμεση υποστήριξη</p>

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι συντελεστές συσχέτισης των φορτίων ανηγμένων στην κατακόρυφη γεωστατική τάση με τους παράγοντες $ED/E_{sh}d_{sh}$, σ_c/p_o , K και H/D. Από τις τιμές προκύπτει μία ισχυρή συσχέτιση όλων των φορτίων με τους παράγοντες $ED/E_{sh}d_{sh}$ και σ_c/p_o . Το μέσο φορτίο και το φορτίο στην οροφή εξαρτώνται από το συντελεστή οριζοντίων τάσεων, ενώ το φορτίο στην παρειά δεν παρουσιάζει συγκεκριμένη μονοτονική συσχέτιση με το K. Τέλος, οι λόγοι των φορτίων παρουσιάζουν συσχέτιση με τον όρο H/D, αλλά όχι τόσο σημαντική όσο με τους υπόλοιπους.

Πίνακας 4.7. Συντελεστές συσχέτισης (ρ) μεταξύ των σημαντικών παραμέτρων του προβλήματος.

	$ED/E_{sh}d_{sh}$	σ_c/p_o	K	H/D
p_m/p_o	-0.753	-0.677	0.387	-0.345
p_{roof}/p_o	-0.594	-0.502	0.654	-0.250
p_{side}/p_o	-0.822	-0.790	-0.008	-0.364

Τελικά, επιλέχθηκε ως ανεξάρτητη μεταβλητή το γινόμενο των λόγων σ_c/ρ_o και $ED/E_{sh}d_{sh}$, με καθένα εξ αυτών υψωμένο σε ένα εκθέτη: $(\sigma_c/\rho_o)^a(ED/E_{sh}d_{sh})^b$. Στον όρο αυτό ενσωματώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες, η στιβαρότητα του γεωυλικού και η δυσκαμψία της άμεσης υποστήριξης και αύξηση κάθε όρου χωριστά οδηγεί σε μείωση των ανηγμένων φορτίων. Οι τιμές των εκθετών προέκυψαν ως αποτέλεσμα στατιστικής επεξεργασίας, διαδικασιών βελτιστοποίησης και κριτικής αντιμετώπισης των αποτελεσμάτων. Η τελική μορφή του συντελεστή εκτίμησης των φορτίων της άμεσης υποστήριξης, ο οποίος συμβολίζεται με TLF (Tunnel Load Factor) είναι:

$$TLF = \left(\frac{\sigma_c}{\rho_o} \right)^{0.30} \left(\frac{ED}{E_{sh}d_{sh}} \right)^{0.70} \quad (4-1)$$

όπου:

σ_c : Αντοχή περιβάλλοντος γεωυλικού σε μονοαξονική θλίψη με βάση το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. $\sigma_c = 2c \tan(45 + \phi/2)$. Στην περίπτωση βραχώδους γεωυλικού χρησιμοποιούνται οι ισοδύναμες παράμετροι της βραχώμαζας.

ρ_o : Κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας. $\rho_o = \gamma H$, όπου γ το ειδικό βάρος του περιβάλλοντος γεωυλικού και H το βάθος διάνοιξης.

E : Μέτρο παραμορφωσιμότητας του περιβάλλοντος γεωυλικού. Στην περίπτωση βραχώδους γεωυλικού χρησιμοποιείται το μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας.

D : Η διάμετρος της διατομής εκσκαφής. Σε περίπτωση μη κυκλικής διατομής χρησιμοποιείται η ισοδύναμη διάμετρος, δηλαδή η διάμετρος ενός κύκλου με εμβαδόν ίσο με το εμβαδόν της διατομής εκσκαφής.

E_{sh} : Το μέτρο ελαστικότητας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Σε περίπτωση τοποθέτησης μεταλλικών πλαισίων χρησιμοποιούνται οι ισοδύναμες παράμετροι της σύμμικτης διατομής.

d_{sh} : Το πάχος του κελύφους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Σε περίπτωση τοποθέτησης μεταλλικών πλαισίων χρησιμοποιούνται οι ισοδύναμες παράμετροι της σύμμικτης διατομής.

Στη βιβλιογραφία ο όρος "tunnel load factor" αναφέρεται από τους Powrie (2004) και Atkinson (2007), συμβολίζεται με LF και αφορά στον υπολογισμό των καθιζήσεων στην επιφάνεια του εδάφους λόγω της διάνοιξης σήραγγας. Ο ορισμός του LF είναι:

$$LF = \frac{\gamma z_o + q - \sigma_T}{\gamma z_o + q - \sigma_{TC}} \quad (4-2)$$

όπου:

σ_c : Ειδικό βάρος εδάφους

z_o : Απόσταση του κέντρου της διατομής από την επιφάνεια του εδάφους

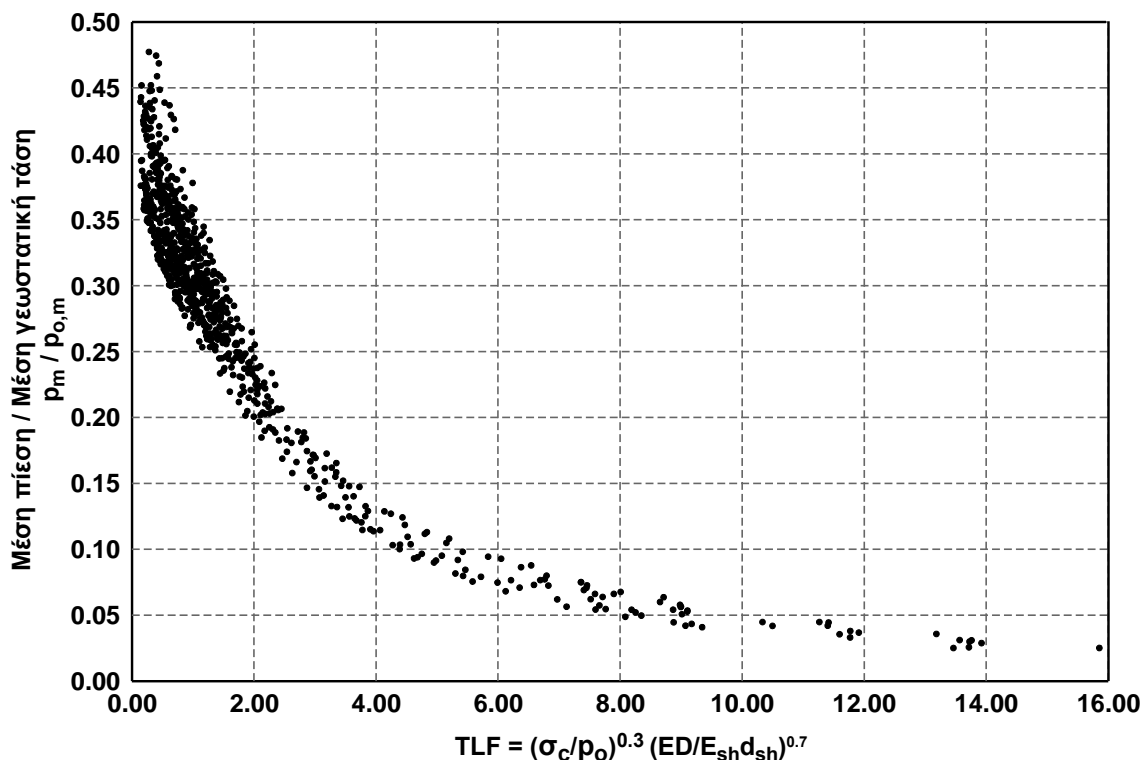
q : Φορτίο στην επιφάνεια του εδάφους

σ_T : Πίεση υποστήριξης

σ_{TC} : Οριακή πίεση υποστήριξης για να διατηρηθεί η διατομή ευσταθής

Ο εκθέτης του όρου $ED/E_{sh}d_{sh}$ είναι μεγαλύτερος από τον εκθέτη του όρου σ_c/ρ_o αποτυπώνοντας την αυξημένη σημαντικότητα των δυσκαμψιών του γεωυλικού και της υποστήριξης. Η σχέση αυτή μεταξύ των δύο όρων, επιβεβαιώνεται και από τους Graziani et al. (2005), οι οποίοι αναφέρουν ότι η σχετική δυσκαμψία κελύφους και υποστήριξης είναι ο παράγοντας με τη μεγαλύτερη επίδραση, ενώ η αντοχή του γεωυλικού επηρεάζει περισσότερο την ανάπτυξη των προσυγκλίσεων σε σχέση με την επιβολή της φόρτισης και τις συγκλίσεις μετά την κατασκευή της υποστήριξης.

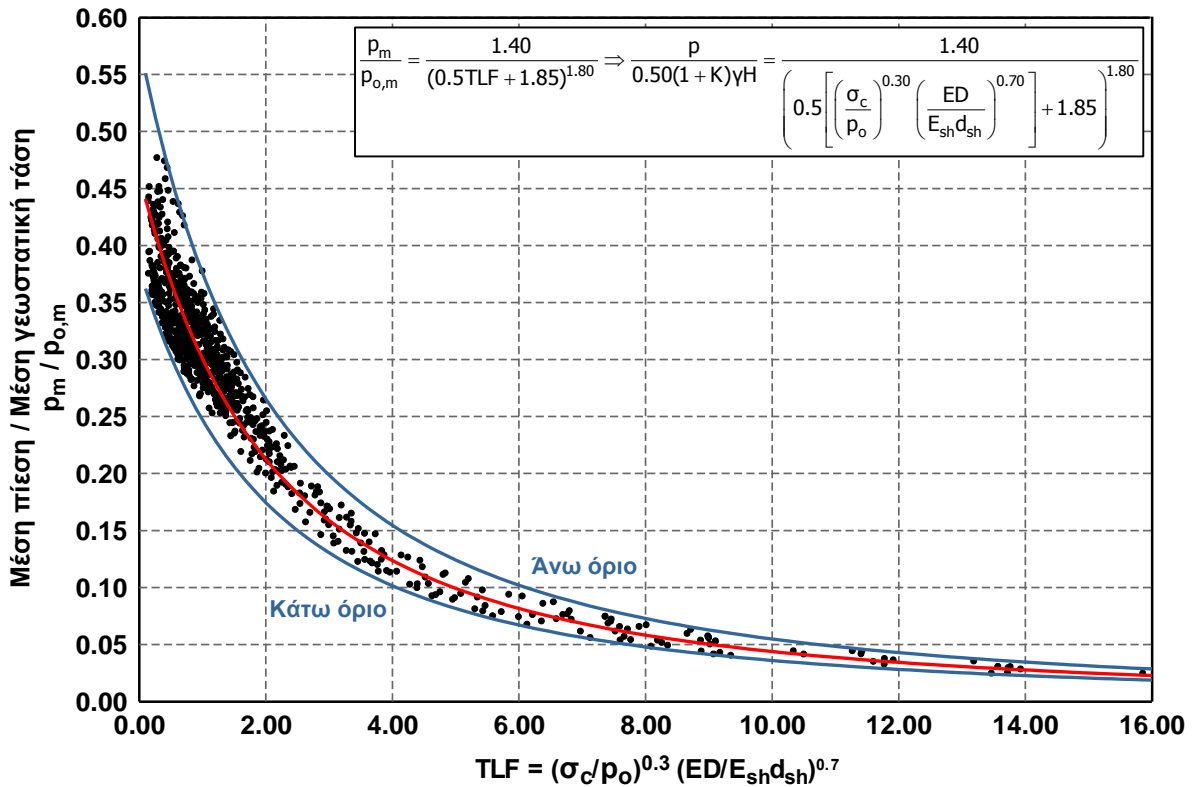
Για την παρουσίαση της διαδικασίας επιλογής της ακριβούς μορφής των όρων που θεωρούνται κρίσιμοι για την περιγραφή του φαινομένου και για την αξιόπιστη εκτίμηση των φορτίων επί της άμεσης υποστήριξης χρησιμοποιήθηκε το μέσο φορτίο, αλλά αντίστοιχη είναι η εικόνα και για τα φορτία στην οροφή και στην παρειά της διατομής. Στο Σχήμα 4.69 παρουσιάζεται η κατανομή των ανηγμένων μέσων πιέσεων ($p_m/p_{o,m}$) ως προς τον συντελεστή TLF. Είναι εμφανές ότι η διασπορά των σημείων έχει μειωθεί σημαντικά σε σχέση με αντίστοιχα διαγράμματα, όπου στον οριζόντιο άξονα υπήρχε μόνο ο όρος της αντοχής. Επίσης, η μορφή του νέφους συνάδει πλήρως με τη μηχανική του φαινομένου, δηλαδή όταν ο συντελεστής TLF τείνει στο άπειρο το επιβαλλόμενο μέσο φορτίο τείνει στο μηδέν και όταν ο TLF τείνει στο μηδέν το μέσο φορτίο τείνει στο άπειρο.



Σχήμα 4.69 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης προς τη μέση γεωστατική τάση ($p_m/p_{o,m}$) ως προς το συντελεστή εκτίμησης των φορτίων $TLF=(\sigma_c/p_o)^{0.3}(ED/E_{sh}d_{sh})^{0.7}$.

Στη συνέχεια μέσω μη-γραμμικής παλινδρόμησης προτείνεται συσχέτιση μεταξύ του μέσου ανηγμένου φορτίου $p_m/p_{o,m}$ και του συντελεστή TLF. Ο όρος H/D επιλέχθηκε να μην ενσωματωθεί στη διαδικασία υπολογισμών, καθώς η επίδραση του ποσοτικά ήταν γενικά μικρή και περιοριζόταν μόνο στην περίπτωση των αβαθών σηράγγων με δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες. Εξαιτίας της απότομης αλλαγής της κλίσης των δύο τμημάτων του νέφους υιοθετείται σχέση υπερβολικής μορφής. Επίσης, ο πολύ υψηλός βαθμός συσχέτισης και η πρακτικά αναλογική σχέση μεταξύ μέσου επιβαλλόμενου φορτίου και μέσης γεωστατικής τάσης οδηγεί στην πρόταση μίας ενιαίας εξίσωσης για όλες τις τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων. Τελικά, η προτεινόμενη σχέση είναι η ακόλουθη (συντελεστής $R^2=91.2\%$) και η γραφική της απεικόνιση παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.70.

$$\frac{p_m}{p_{o,m}} = \frac{1.40}{(0.5TLF + 1.85)^{1.80}} \Rightarrow \frac{p}{0.50(1 + K)\gamma H} = \frac{1.40}{\left(0.5 \left[\left(\frac{\sigma_c}{p_o}\right)^{0.30} \left(\frac{ED}{E_{sh}d_{sh}}\right)^{0.70} \right] + 1.85\right)^{1.80}} \quad (4-3)$$



Σχήμα 4.70 Προτεινόμενη εξίσωση και καμπύλες για την εκτίμηση του μέσου φορτίου της άμεσης υποστήριξης ως προς το συντελεστή TLF.

Για τα άνω και κάτω όρια της τιμής του μέσου ανηγμένου φορτίου $\rho_m/\rho_{o,m}$ χρησιμοποιείται ακριβώς η ίδια μορφή εξίσωσης, αλλάζοντας μόνο τον αριθμητή του κλάσματος:

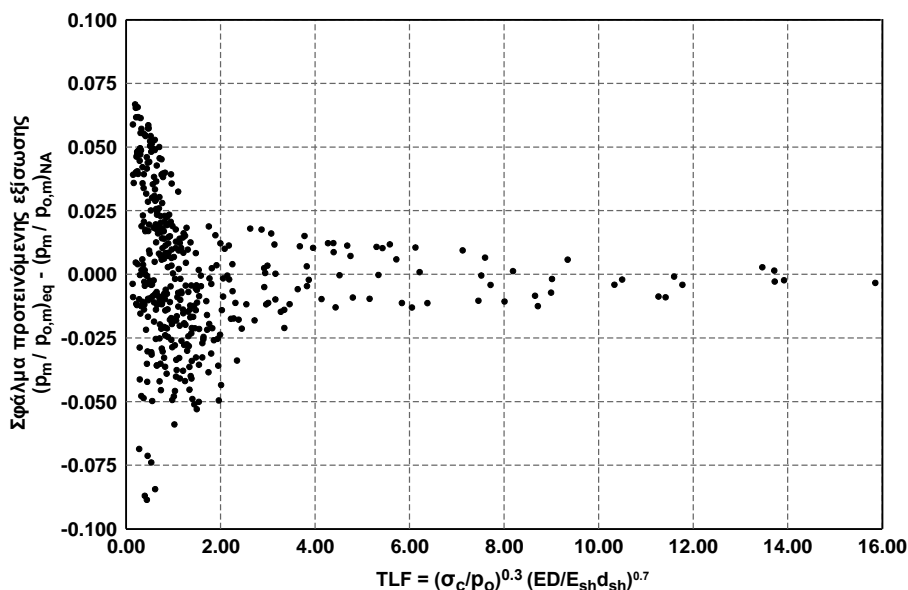
$$\frac{\rho_m}{\rho_{o,m}} = \frac{1.75}{(0.5TLF + 1.85)^{1.80}}, \text{ άνω όριο μέσου ανηγμένου φορτίου } \rho_m/\rho_{o,m} \quad (4-4)$$

$$\frac{\rho_m}{\rho_{o,m}} = \frac{1.15}{(0.5TLF + 1.85)^{1.80}}, \text{ κάτω όριο μέσου ανηγμένου φορτίου } \rho_m/\rho_{o,m} \quad (4-5)$$

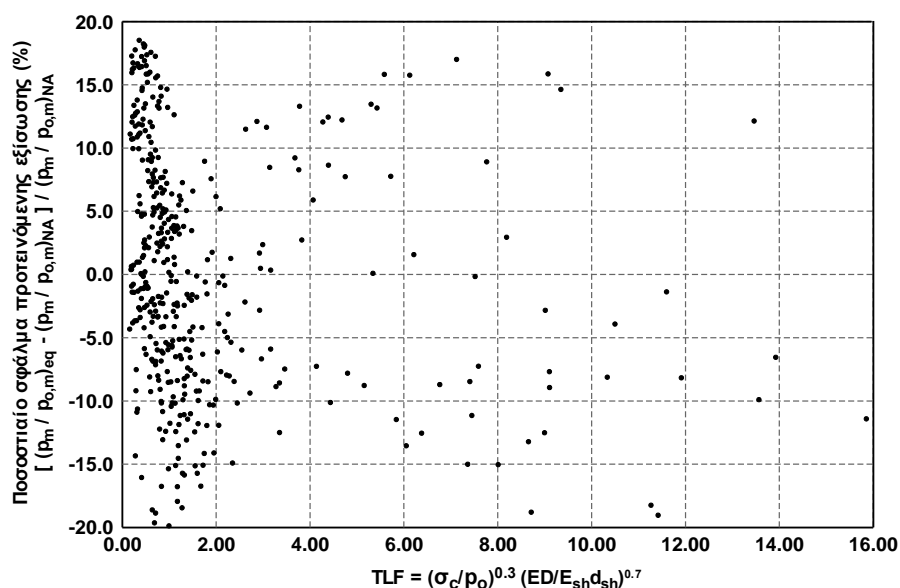
Υπογραμμίζεται ότι τα στατιστικά εργαλεία προσφέρουν τη βέλτιστη μαθηματικά εξίσωση, η οποία, όμως, εξαρτάται από την πυκνότητα των σημείων που έχουν επιλεγεί στις παραμετρικές αναλύσεις στα επιμέρους τμήματα του διαγράμματος. Επομένως, στην τελική επιλογή των συντελεστών της εξίσωσης ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο είχε η κατανόηση του μηχανισμού του φαινομένου, η κριτική αντιμετώπιση των αποτελεσμάτων, η εξασφάλιση φυσικού νοήματος στους όρους που χρησιμοποιούνται και η απαίτηση γεωτεχνικά ορθών τάσεων της προτεινόμενης καμπύλης, όταν ο συντελεστής TLF τείνει σε πολύ μικρές ή πολύ μεγάλες τιμές. Για παράδειγμα, εάν στο συντελεστή του ανηγμένου φορτίου $\rho_m/\rho_{o,m} = \rho_m / [0.5(1+K)\gamma H]$, ο όρος $(1+K)$ υψωθεί σε δύναμη έως και 0.90 βελτιώνεται ελάχιστα η προτεινόμενη σχέση με βάση στατιστικά κριτήρια, αλλά ο παρονομαστής παύει πλέον να είναι η μέση γεωστατική τάση, μειώνοντας τη γεωτεχνική λογική της πρότασης. Από τη γραφική απεικόνιση των σφαλμάτων και των ποσοστιαίων σφαλμάτων της προτεινόμενης εξίσωσης ως προς τις αρχικές τιμές του μέσου ανηγμένου φορτίου από τις αριθμητικές αναλύσεις προκύπτουν οι ακόλουθες παρατηρήσεις:

- ο Η πρακτικά ομοιόμορφη κατανομή των απόλυτων και των ποσοστιαίων σφαλμάτων αποδεικνύει τη στατιστική ορθότητα της προσέγγισης που έχει υιοθετηθεί.

- ο Το 92% των απόλυτων σφαλμάτων στην εκτίμηση της πίεσης κυμαίνεται μεταξύ $-0.05\rho_{o,m}$ και $0.05\rho_{o,m}$ και το 66% μεταξύ $-0.025\rho_{o,m}$ και $0.025\rho_{o,m}$.
- ο Τα ποσοστιαία σφάλματα παρουσιάζουν μεγαλύτερη διακύμανση, καθώς κινούνται γενικά από 20% έως -20%. Στις μεγάλες τιμές του λόγου TLF οι αυξημένες τιμές των ποσοστιαίων σφαλμάτων οφείλονται στο γεγονός ότι είναι πολύ μικρές οι τιμές των μέσων φορτίων, με αποτέλεσμα ακόμη και μία μικρή απόκλιση να οδηγεί σε σημαντική αύξηση της ποσοστιαίας διαφοράς. Στις μικρές τιμές του λόγου TLF οι μεγάλες τιμές των ποσοστιαίων διαφορών οφείλονται στην πολύ μεγάλη κλίση του νέφους των σημείων.



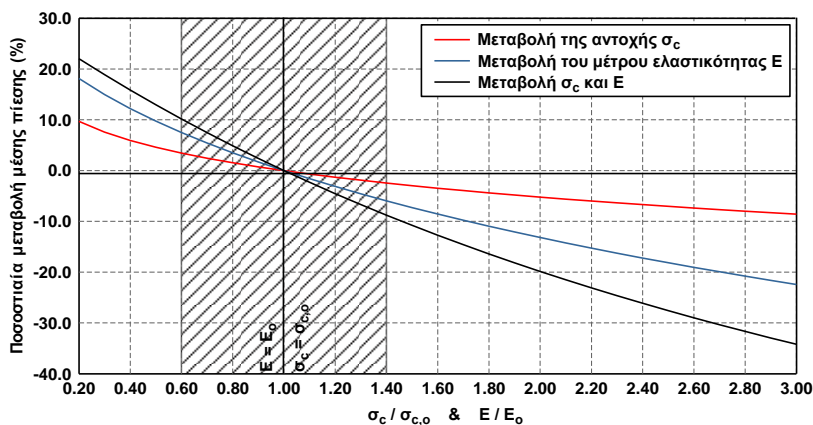
Σχήμα 4.71 Κατανομή σφάλματος της προτεινόμενης εξίσωσης ως συνάρτηση του συντελεστή TLF (NA: η τιμή του μέσου φορτίου όπως υπολογίστηκε από τις αριθμητικές αναλύσεις, eq: η τιμή του μέσου φορτίου όπως υπολογίζεται από την προτεινόμενη εξίσωση).



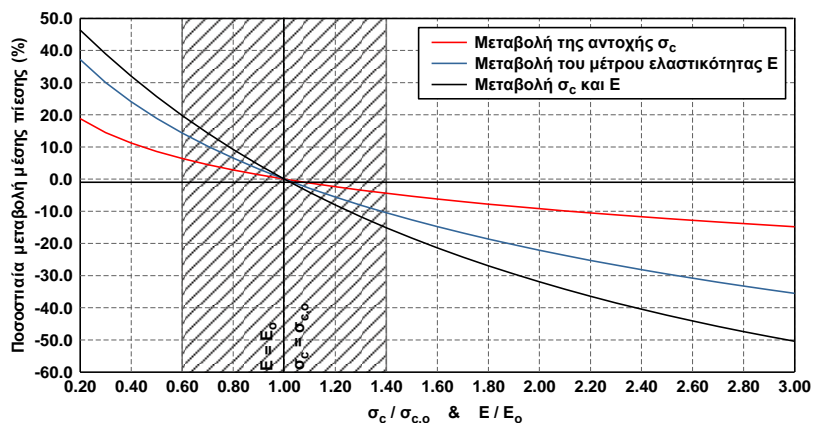
Σχήμα 4.72 Κατανομή ποσοστιαίου σφάλματος της προτεινόμενης εξίσωσης ως συνάρτηση του συντελεστή TLF (NA: η τιμή του μέσου φορτίου όπως υπολογίστηκε από τις αριθμητικές αναλύσεις, eq: η τιμή του μέσου φορτίου όπως υπολογίζεται από την προτεινόμενη εξίσωση).

Σημαντικό κομμάτι της στατιστικής επεξεργασίας των αποτελεσμάτων είναι η ανάλυση ευαισθησίας των φορτίων που προκύπτουν από την προτεινόμενη εξίσωση. Γενικά, όπως έχει ήδη σχολιαστεί με βάση τις τιμές των εκθετών στον όρο TLF, είναι εμφανές ότι η επίδραση του όρου των σχετικών δυσκαμψιών ($ED/E_{sh}d_{sh}$) είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του όρου της αντοχής (σ_c/ρ_o). Ωστόσο, εξαιτίας της μη-γραμμικής μορφής του όρου TLF και της προτεινόμενης εξίσωσης, η τιμή της μερικής παραγωγού ως προς κάθε όρο χωριστά εξαρτάται από τις τιμές όλων των μεγεθών. Επομένως, δεν είναι δυνατόν να οριστεί μονοσήμαντα η ποσοστιαία μεταβολή του φορτίου που προκύπτει από τη μεταβολή ενός εκ των μεγεθών που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς. Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε να παρουσιαστούν τρεις χαρακτηριστικές περιπτώσεις διαφορετικών γεωτεχνικών συνθηκών για διάνοιξη σήραγγας σε βάθος 100m και συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.0$. Για τους τρεις αυτούς συνδυασμούς υπολογίζονται οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας και της αντοχής, οι οποίες αποτελούν τις εκτιμώμενες τιμές ($\sigma_{c,o}$, E_o) και στη συνέχεια απεικονίζεται η ποσοστιαία μεταβολή της μέσης πίεσης (p_m) ανάλογα με την απόσταση των παραμέτρων σ_c και E από την εκτιμώμενη τιμή τους. Με κόκκινο χρώμα παρουσιάζεται η μεταβολή της μέσης πίεσης (p_m) που προκύπτει από την προτεινόμενη εξίσωση για μεταβολή της αντοχής σ_c και το μέτρο ελαστικότητας ίσο με την τιμή E_o , με μπλε χρώμα η μεταβολή της μέσης πίεσης για μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας και την αντοχή ίση $\sigma_{c,o}$ και τέλος με μαύρο χρώμα είναι η καμπύλη που προκύπτει εάν μεταβάλλονται συγχρόνως και τα δύο μεγέθη, όντας πλήρως συσχετισμένα.

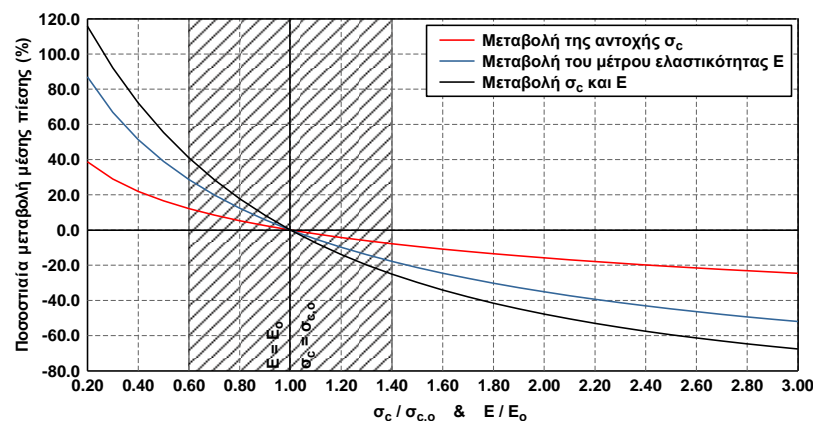
Όσον αφορά στη μορφή των καμπυλών που προκύπτουν, είναι εμφανές ότι σε κάθε περίπτωση η ευαισθησία των αποτελεσμάτων είναι μεγαλύτερη ως προς το μέτρο ελαστικότητας, καθώς η ποσοστιαία μεταβολή της τιμής του προκαλεί μεγαλύτερη ποσοστιαία μεταβολή της μέσης πίεσης (p_m). Επίσης το φάσμα διακύμανσης της μέσης πίεσης συνεχώς μειώνεται όσο οι γεωτεχνικές συνθήκες γίνονται πιο δυσμενείς, το οποίο επιβεβαιώνεται και από διαφορετικές αναλυτικές προσεγγίσεις στο κεφάλαιο 7. Το αποτέλεσμα αυτό - αν και η κλίση της καμπύλης στην περιοχή των μικρών τιμών του όρου TLF είναι μεγαλύτερη - οφείλεται στο γεγονός ότι η μεταβολή των παραμέτρων E και σ_c ορίζεται με μορφή ποσοστού, με αποτέλεσμα οι απόλυτες μεταβολές στην περιοχή των μικρών τιμών του TLF να είναι πρακτικά πολύ μικρές. Στο σημείο αυτό πρέπει να επισημανθεί ότι στην ανάλυση ευαισθησίας δεν έχει ληφθεί υπόψη η διακύμανση των παραμέτρων της εξίσωσης που προέκυψαν από την παλινδρόμηση, καθώς όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.70, η αξιοπιστία της προσέγγισης είναι σαφώς καλύτερη στις ευμενείς γεωτεχνικές παραμέτρους.



Σχήμα 4.73 Ανάλυση ευαισθησίας της μέσης πίεσης ως προς το μέτρο ελαστικότητας και την αντοχή του περιβάλλοντος γεωλικού για το συνδυασμό εκτιμώμενων παραμέτρων $H=100m$, $K=1.0$, $GSI=15$, $\sigma_{ci}=6MPa$, $TLF=0.56$ (με βάση τις τιμές $\sigma_c=\sigma_{c,0}$ και $E=E_0$). Στον οριζόντιο άξονα απεικονίζεται ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας E και της αντοχής του περιβάλλοντος γεωλικού, ως προς την εκτιμώμενη τιμή τους και στον κατακόρυφο η ποσοστιαία μεταβολή της μέσης πίεσης από την εκτιμώμενη τιμή της. Η γραμμοσκιασμένη περιοχή αντιστοιχεί σε φάσμα διακύμανσης των παραμέτρων, μόνο λόγω της ανομοιογένειας του γεωλικού.



Σχήμα 4.74 Ανάλυση ευαισθησίας της μέσης πίεσης ως προς το μέτρο ελαστικότητας και την αντοχή του περιβάλλοντος γεωλικού για το συνδυασμό εκτιμώμενων παραμέτρων $H=100m$, $K=1.0$, $GSI=25$, $\sigma_{ci}=15MPa$, $TLF=1.16$ (με βάση τις τιμές $\sigma_c=\sigma_{c,0}$ και $E=E_0$). Στον οριζόντιο άξονα απεικονίζεται ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας E και της αντοχής του περιβάλλοντος γεωλικού, ως προς την εκτιμώμενη τιμή τους και στον κατακόρυφο η ποσοστιαία μεταβολή της μέσης πίεσης από την εκτιμώμενη τιμή της. Η γραμμοσκιασμένη περιοχή αντιστοιχεί σε φάσμα διακύμανσης των παραμέτρων, μόνο λόγω της ανομοιογένειας του γεωλικού.



Σχήμα 4.75 Ανάλυση ευαισθησίας της μέσης πίεσης ως προς το μέτρο ελαστικότητας και την αντοχή του περιβάλλοντος γεωλικού για το συνδυασμό εκτιμώμενων παραμέτρων $H=100m$, $K=1.0$, $GSI=40$, $\sigma_{ci}=20MPa$, $TLF=2.85$ (με βάση τις τιμές $\sigma_c=\sigma_{c,0}$ και $E=E_0$). Στον οριζόντιο άξονα απεικονίζεται ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας E και της αντοχής του περιβάλλοντος γεωλικού, ως προς την εκτιμώμενη τιμή τους και στον κατακόρυφο η ποσοστιαία μεταβολή της μέσης πίεσης από την εκτιμώμενη τιμή της. Η γραμμοσκιασμένη περιοχή αντιστοιχεί σε φάσμα διακύμανσης των παραμέτρων, μόνο λόγω της ανομοιογένειας του γεωλικού.

Για το σχολιασμό της διαφοροποίησης στην τιμή του φορτίου (Πίνακας 4.8) πρέπει να εκτιμηθεί η αβεβαιότητα που υπάρχει κατά τον υπολογισμό των παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας των γεωυλικών, η οποία μπορεί να χωριστεί σε δύο συνιστώσες:

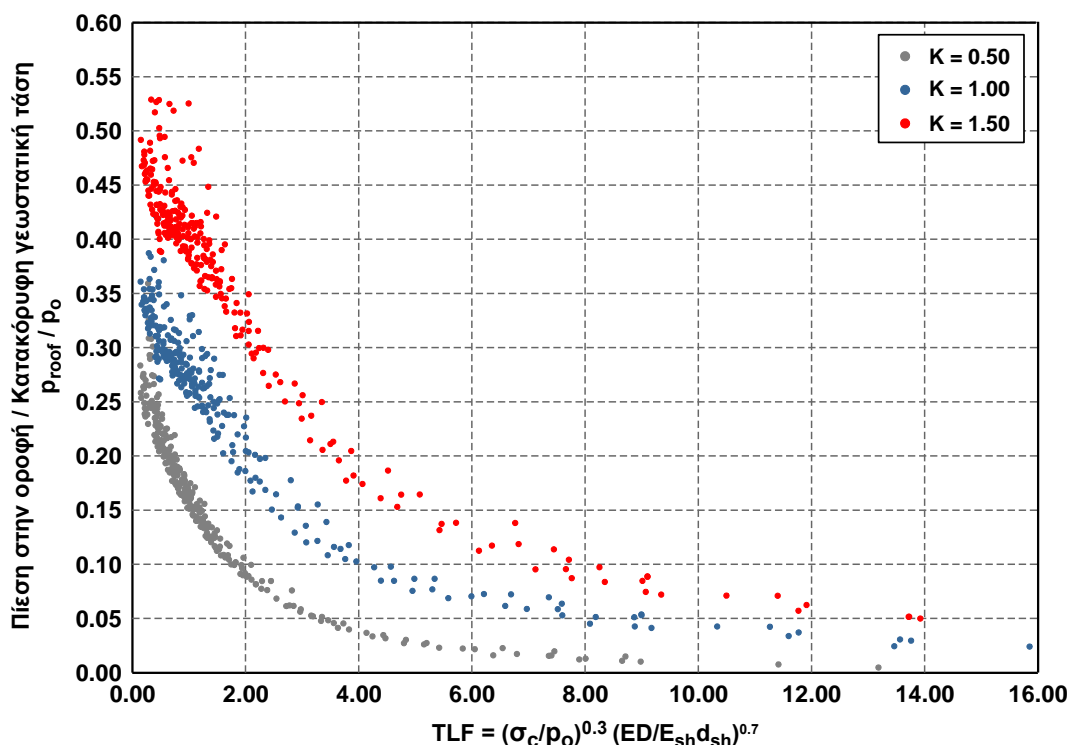
- ο Μεταβλητότητα της τιμής των παραμέτρων λόγω της εγγενούς ανομοιογένειας και ανισοτροπίας που συνήθως υπάρχει στα γεωυλικά και ειδικά στις βραχώμαζες. Με βάση στοιχεία από τη βιβλιογραφία (συνοχή: Fredlund & Dahlman, 1972; JCSS, 2001a, αστράγγιστη διατμητική αντοχή: Rethati, 1988; Harr, 1987; Kuhlway, 1992; Lacasse & Nadim, 1997; JCSS, 2001a, ανεμπόδιστη θλίψη: Fredlund & Dahlman, 1971; Schultze, 1971), τα οποία σχολιάζονται αναλυτικά στο κεφάλαιο 7, προκύπτει ότι ο συντελεστής μεταβλητότητας των παραμέτρων σ_c και E μπορεί να ληφθεί περίπου $V_{\sigma_c} = V_E = 0.30$. Επομένως, με θεώρηση κανονικής κατανομής και απομειώνοντας κατά 20% το συντελεστή μεταβλητότητας λόγω της συμμετοχής μεγάλου όγκου γεωυλικού στο υπό μελέτη πρόβλημα (βλ. §7.1.2.1), προκύπτει ότι το διάστημα εμπιστοσύνης 90% των δύο παραμέτρων είναι (0.60μ, 1.40μ), όπου "μ" η μέση τιμή.
- ο Σφάλμα των αναλυτικών και εμπειρικών μεθόδων εκτίμησης των παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας. Στη βιβλιογραφία διατίθεται πολύ μεγάλο πλήθος μεθόδων για τη συσχέτιση των γεωτεχνικών παραμέτρων τόσο για εδαφικά όσο και για βραχώδη υλικά (ενδεικτικά για το μέτρο παραμορφωσιμότητας των βραχομαζών βλ. §2.3), οι οποίες λόγω των διαφορετικών παραδοχών και επί τόπου συνθηκών, οδηγούν σε εξαιρετικά μεγάλο φάσμα προτεινόμενων τιμών, ακόμη και για ίδιες αρχικές παραμέτρους. Λαμβάνοντας υπόψη τον παράγοντα αυτό σε συνδυασμό με την εγγενή αβεβαιότητα των παραμέτρων, που περιγράφηκε προηγουμένως θεωρείται ότι η "πραγματική επί τόπου τιμή" του μέτρου παραμορφωσιμότητας και της αντοχής σ_c μπορεί να κυμαίνεται από 30% έως 300% της μέσης τιμής που εκτιμάται. Υπογραμμίζεται, ότι το συγκεκριμένο εύρος αποτελεί μία εκτίμηση για το σχολιασμό των αποτελεσμάτων και δεν βασίζεται σε βιβλιογραφικά ή πραγματικά δεδομένα.

Πίνακας 4.8 Ποσοστιαία μεταβολή της μέσης πίεσης p_m από την εκτιμώμενη τιμή της.

Παράμετροι	Εύρος $\sigma_c/\sigma_{c,0}$ & E/E_0	Μεταβολή σ_c	Μεταβολή E	Μεταβολή σ_c & E
TLF = 0.56 (Σχήμα 4.73)	0.60 - 1.40	-3% έως 5%	-6% έως 8%	-9% έως 10%
	0.30 - 3.00	-8% έως 10%	-22% έως 18%	-34% έως 22%
TLF = 1.16 (Σχήμα 4.74)	0.60 - 1.40	-5% έως 7%	-10% έως 15%	-15% έως 20%
	0.30 - 3.00	-15% έως 20%	-35% έως 36%	-50% έως 45%
TLF = 2.85 (Σχήμα 4.75)	0.60 - 1.40	-8% έως 12%	-18% έως 30%	-22% έως 41%
	0.30 - 3.00	-22% έως 40%	-50% έως 85%	-65% έως 115%

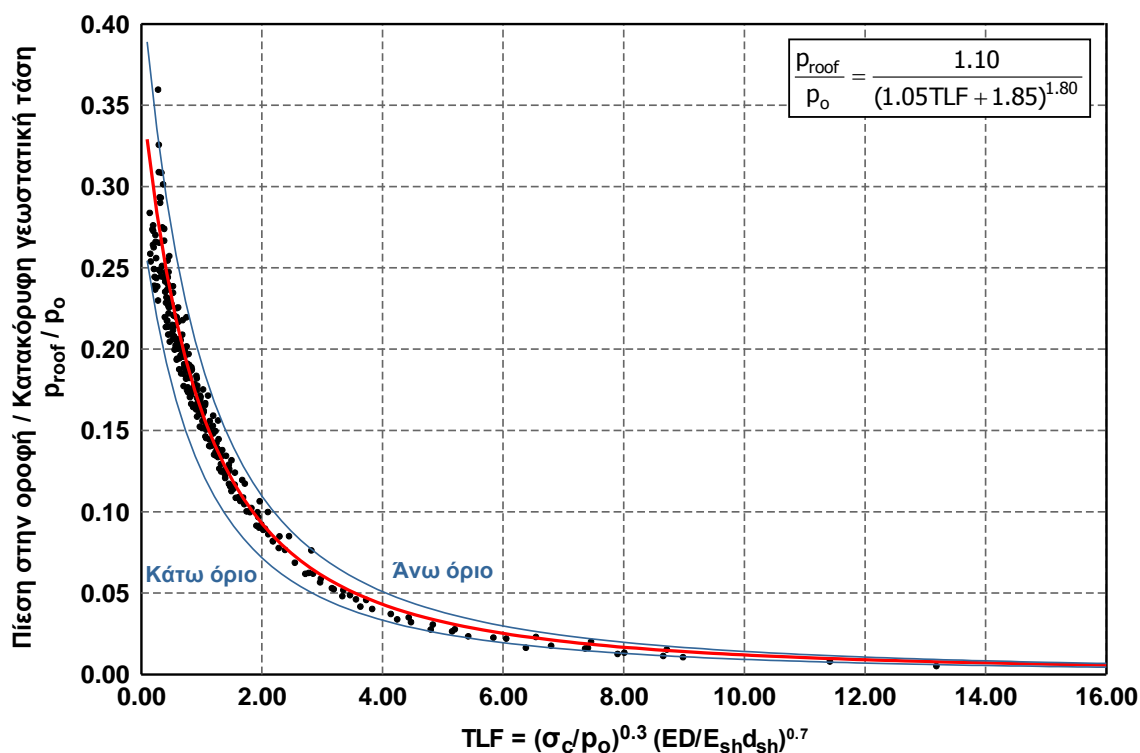
Σημείωση: Τα εύρη που παρουσιάζονται στον πίνακα αφορούν στις συγκεκριμένες τιμές των παραμέτρων και δεν μπορούν να γενικευτούν.

Στη συνέχεια προτείνονται σχέσεις και καμπύλες για τον υπολογισμό του φορτίου στην οροφή της διατομής (p_{roof}), υιοθετώντας το συντελεστή TLF. Στην περίπτωση αυτή οι τιμές του φορτίου οροφής δεν είναι ανάλογες του συντελεστή οριζοντίων τάσεων σε όλο το εύρος των γεωτεχνικών και γεωμετρικών παραμέτρων. Η γραφική απεικόνιση του λόγου p_{roof}/p_0 δείχνει ότι η επίδραση του K εξαρτάται από την τιμή του συντελεστή TLF (Σχήμα 4.76). Επομένως, προτείνεται διαφορετική καμπύλη και εξίσωση για καθμία τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων που έχει εξεταστεί. Σε περίπτωση διαφορετικής τιμής του συντελεστή οριζοντίων τάσεων οι προτεινόμενες καμπύλες και εξισώσεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν με γραμμική παρεμβολή.



Σχήμα 4.76 Κατανομή του λόγου της πίεσης στην οροφή της διατομής προς την κατακόρυφη γεωστατική τάση (p_{roof}/p_o) ως προς το συντελεστή εκτίμησης των φορτίων $TLF=(\sigma_c/p_o)^{0.3}(ED/E_{sh}d_{sh})^{0.7}$.

Συντελεστής οριζοντίων τάσεων K=0.5



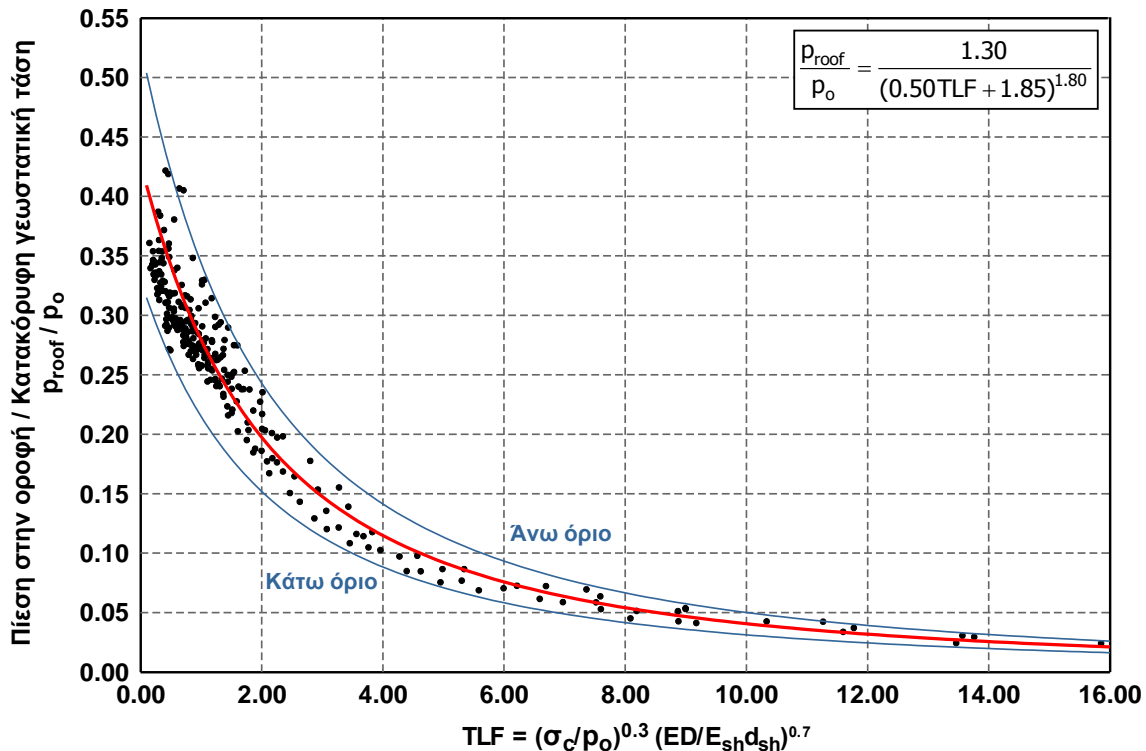
Σχήμα 4.77 Προτεινόμενη εξίσωση και καμπύλες για την εκτίμηση του φορτίου στην οροφή της άμεσης υποστήριξης ως προς το συντελεστή TLF για συντελεστή οριζοντίων τάσεων K=0.5.

$$\frac{p_{\text{roof}}}{p_o} = \frac{1.10}{(1.05\text{TLF} + 1.85)^{1.80}}, R^2=94.2\% \quad (4-6)$$

$$\frac{p_{\text{roof}}}{p_o} = \frac{1.30}{(1.05\text{TLF} + 1.85)^{1.80}}, \text{άνω όριο ανηγμένου οροφής φορτίου } p_{\text{roof}}/p_o \quad (4-7)$$

$$\frac{p_{\text{roof}}}{p_o} = \frac{0.85}{(1.05\text{TLF} + 1.85)^{1.80}}, \text{κάτω όριο ανηγμένου φορτίου οροφής } p_{\text{roof}}/p_o \quad (4-8)$$

Συντελεστής οριζοντίων τάσεων $K=1.0$



Σχήμα 4.78 Προτεινόμενη εξίσωση και καμπύλες για την εκτίμηση του φορτίου στην οροφή της άμεσης υποστήριξης ως προς το συντελεστή TLF για συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.0$.

$$\frac{p_{\text{roof}}}{p_o} = \frac{1.30}{(0.50\text{TLF} + 1.85)^{1.80}}, R^2=88.8\% \quad (4-9)$$

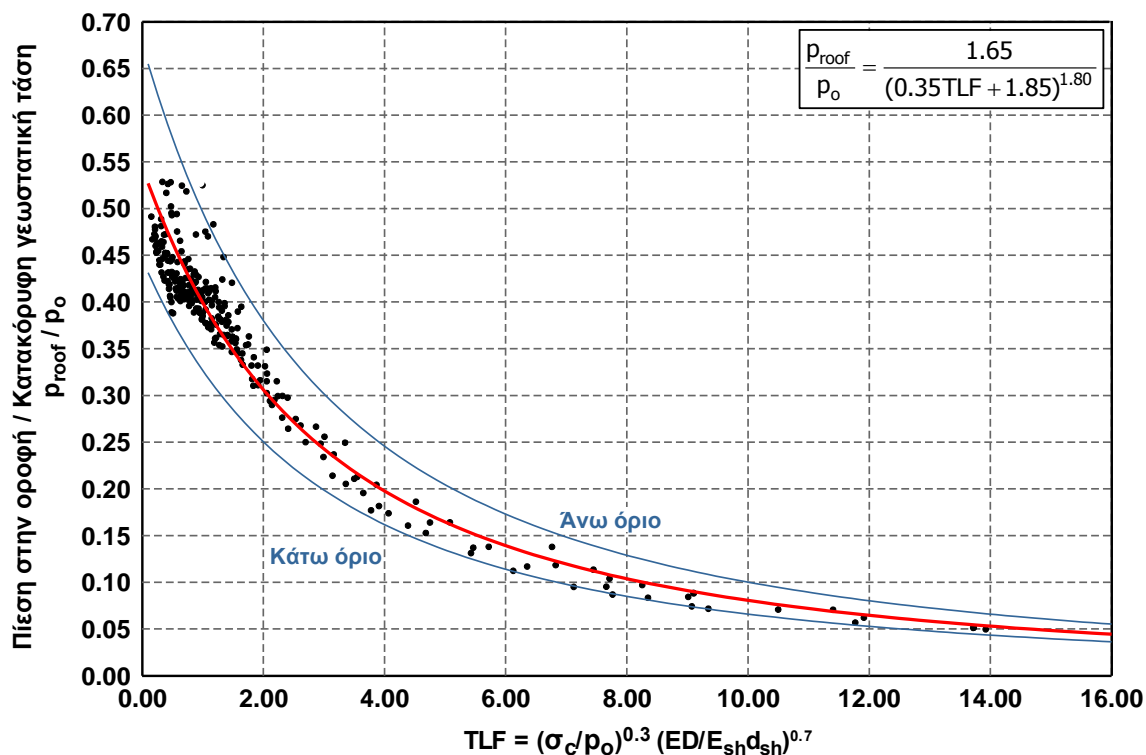
$$\frac{p_{\text{roof}}}{p_o} = \frac{1.60}{(0.50\text{TLF} + 1.85)^{1.80}}, \text{άνω όριο ανηγμένου φορτίου οροφής } p_{\text{roof}}/p_o \quad (4-10)$$

$$\frac{p_{\text{roof}}}{p_o} = \frac{1.00}{(0.50\text{TLF} + 1.85)^{1.80}}, \text{κάτω όριο ανηγμένου φορτίου οροφής } p_{\text{roof}}/p_o \quad (4-11)$$

Ένα στοιχείο το οποίο επιβεβαιώνει την αξιοπιστία των αναλύσεων και των αποτελεσμάτων είναι το γεγονός ότι η εξίσωση που προκύπτει για συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.0$ είναι πρακτικά όμοια με την εξίσωση που προέκυψε για το μέσο φορτίο, με μόνη μικρή διαφορά στην τιμή του αριθμητή του κλάσματος (1.40 για την περίπτωση του μέσου φορτίου και 1.30 για την περίπτωση του φορτίου οροφής για $K=1.0$). Η αντιστοιχία αυτή είναι εύλογη, καθώς για $K=1.0$ η κατακόρυφη γεωστατική τάση συμπίπτει με τη μέση γεωστατική τάση και η κατανομή της πίεσης περί τη διατομή εκσκαφής,

ειδικά για τα μεγάλα βάθη διάνοιξης είναι πρακτικά ομοιόμορφη με αποτέλεσμα το φορτίο οροφής (p_{roof}) να προσεγγίζει σημαντικά το μέσο φορτίο (p_m).

Συντελεστής οριζοντίων τάσεων K=1.5



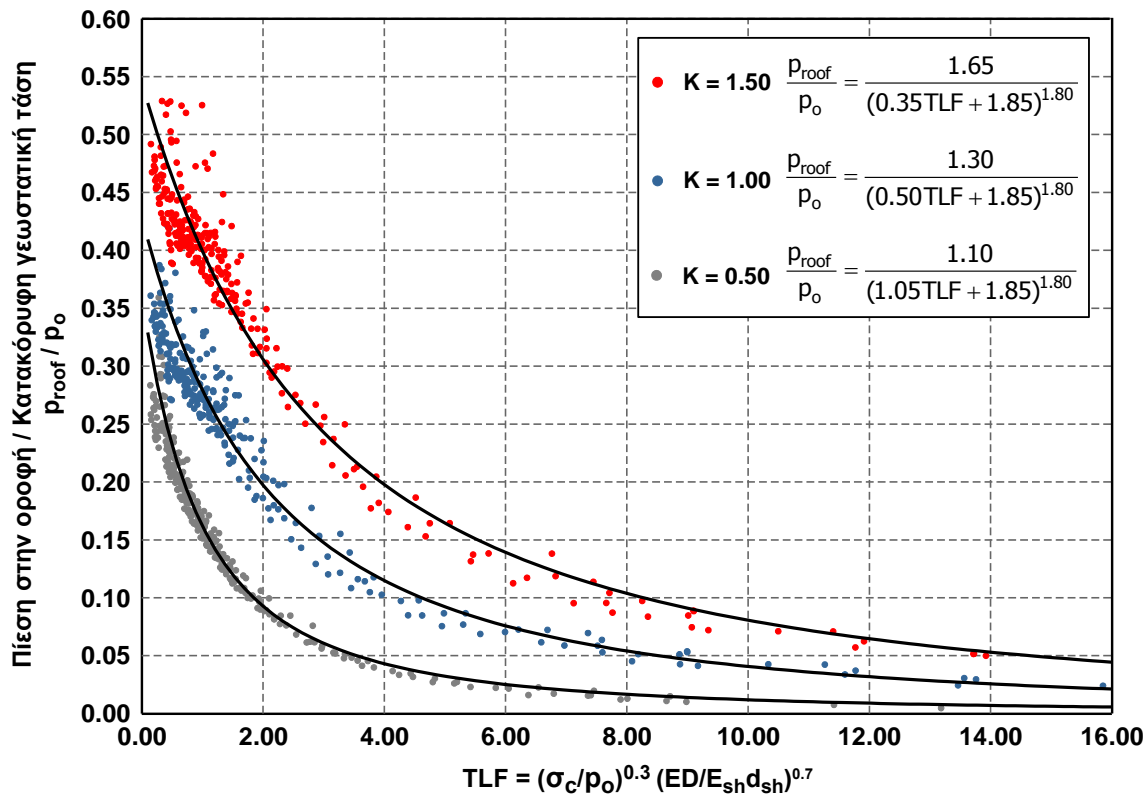
Σχήμα 4.79 Προτεινόμενη εξίσωση και καμπύλες για την εκτίμηση του φορτίου στην οροφή της άμεσης υποστήριξης ως προς το συντελεστή TLF για συντελεστή οριζοντίων τάσεων K=1.5.

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{1.65}{(0.35TLF + 1.85)^{1.80}}, R^2=92.4\% \tag{4-12}$$

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{2.05}{(0.35TLF + 1.85)^{1.80}}, \text{ άνω όριο ανηγμένου φορτίου οροφής } p_{roof}/p_o \tag{4-13}$$

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{1.35}{(0.35TLF + 1.85)^{1.80}}, \text{ κάτω όριο ανηγμένου φορτίου οροφής } p_{roof}/p_o \tag{4-14}$$

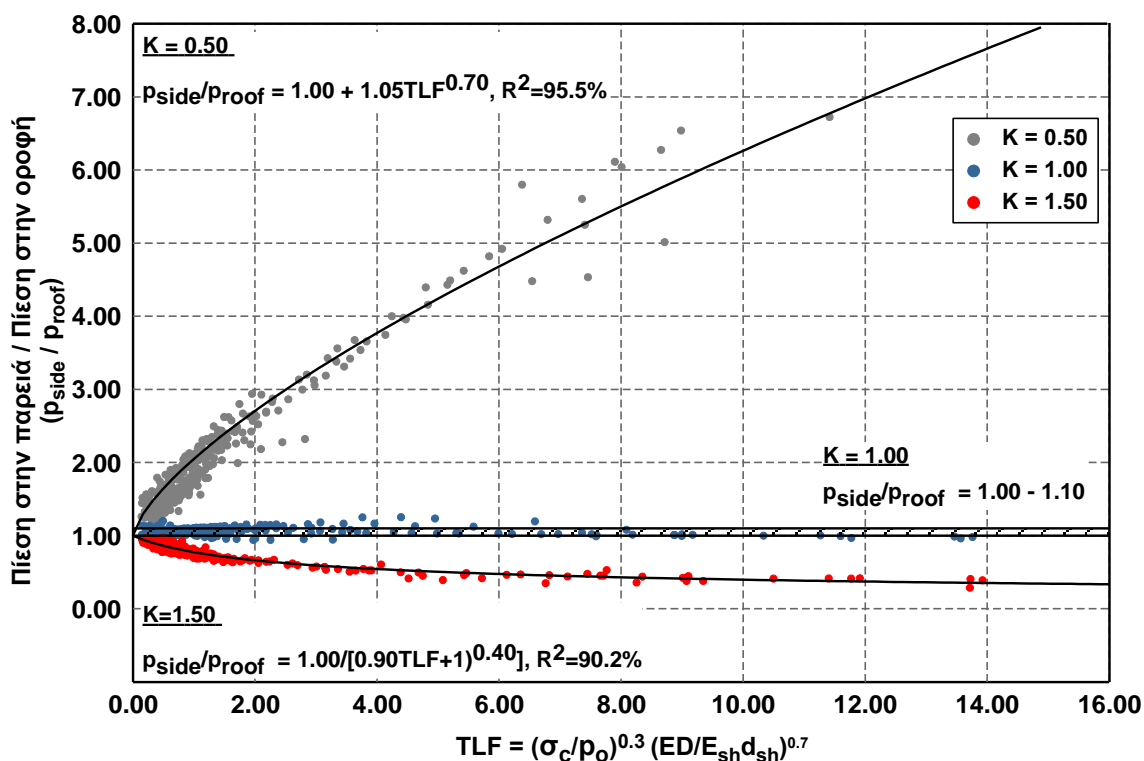
Συγκεντρωτικά, τα δεδομένα και οι προτεινόμενες σχέσεις για τις τρεις τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων που εξετάστηκαν παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.80, όπου είναι εμφανές ότι όσο μειώνεται η τιμή του K, αυξάνεται σημαντικά ο ρυθμός μεταβολής της κλίσης του νέφους των σημείων και της προτεινόμενης καμπύλης ως προς την τιμή του συντελεστή TLF.



Σχήμα 4.80 Προτεινόμενη εξίσωση και καμπύλες για την εκτίμηση του φορτίου στην οροφή της άμεσης υποστήριξης ως προς το συντελεστή TLF για συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.5$.

Όσον αφορά στην εκτίμηση της πίεσης στην παρειά της διατομής προτείνεται ο υπολογισμός της μέσω της πίεσης της οροφής, έτσι ώστε η σχέση αυτή να μπορεί να χρησιμοποιηθεί ανεξάρτητα από τη μεθοδολογία εκτίμησης της πίεσης στην οροφή. Με βάση τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 4.6.3, ο λόγος p_{side}/p_{roof} τείνει στη μονάδα όσο οι γεωτεχνικές συνθήκες γίνονται πιο δυσμενείς. Απεικονίζοντας τα αποτελέσματα ως προς τον όρο TLF φαίνεται ότι για $K=1.0$ η τιμή του λόγου είναι πρακτικά σταθερή και λίγο μεγαλύτερη από τη μονάδα, για $K=0.5$ έχει αύξουσα μορφή, ενώ για $K=1.5$ συνεχώς μειώνεται. Μάλιστα για τις τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων που είναι διάφορες της μονάδας, ο ρυθμός μεταβολής του λόγου είναι μεγαλύτερος για χαμηλές τιμές του TLF.

Στο επόμενο σχήμα παρουσιάζονται οι τελικές προτεινόμενες εξισώσεις και καμπύλες, για τη σχέση μεταξύ της πίεσης στην παρειά και στην οροφή της διατομής. Στην περίπτωση του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.0$, οι τιμές του λόγου p_{side}/p_{roof} κυμαίνονται κυρίως μεταξύ 1.00 και 1.10, ενώ λίγες μόνο (περίπου το 5% από το σύνολο των αναλύσεων για $K=1.0$) βρίσκονται κάτω από τη μονάδα. Η μικρή αυτή διαφορά οφείλεται κυρίως στις περιπτώσεις μικρού βάθους διάνοιξης και εν μέρει στη διαφορά που προκαλεί η επιπλέον γεωστατική τάση που αναπτύσσεται λόγω της μισής διαμέτρου που απέχουν καθ' ύψος τα δύο σημεία. Λόγω του πολύ μικρού εύρους διακύμανσης των τιμών δεν είναι δυνατόν να προταθεί συγκεκριμένη μαθηματική σχέση, παρά μόνο το εύρος $p_{side}/p_{roof} = 1.10 - 1.10$. Για τις περιπτώσεις $K=0.5$ και $K=1.5$ προτείνονται σχέσεις εκθετικής και υπερβολικής μορφής αντίστοιχα, στη μόρφωση των οποίων έχει ληφθεί υπόψη ότι οι τιμές του λόγου p_{side}/p_{roof} πρέπει να τείνουν στη μονάδα, όσο ο συντελεστής TLF τείνει στο μηδέν και συγκεκριμένα για την περίπτωση $K=1.5$ οι τιμές του λόγου να παραμένουν θετικές και να τείνουν στο μηδέν όσο η τιμή του συντελεστή TLF αυξάνεται.



Σχήμα 4.81 Μεταβολή του λόγου p_{side}/p_{roof} ως προς τον παράγοντα $TLF=(\sigma_c/p_o)^{0.3}(ED/E_{sh}d_{sh})^{0.7}$ για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K . Διακρίνονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, καθώς και οι προτεινόμενες σχέσεις - καμπύλες.

$$\frac{p_{side}}{p_{roof}} = 1.00 + 1.05TLF^{0.70}, R^2=95.5\% \text{ για } K=0.5 \quad (4-15)$$

$$\frac{p_{side}}{p_{roof}} = 1.00, \text{ για } K=1.0 \quad (4-16)$$

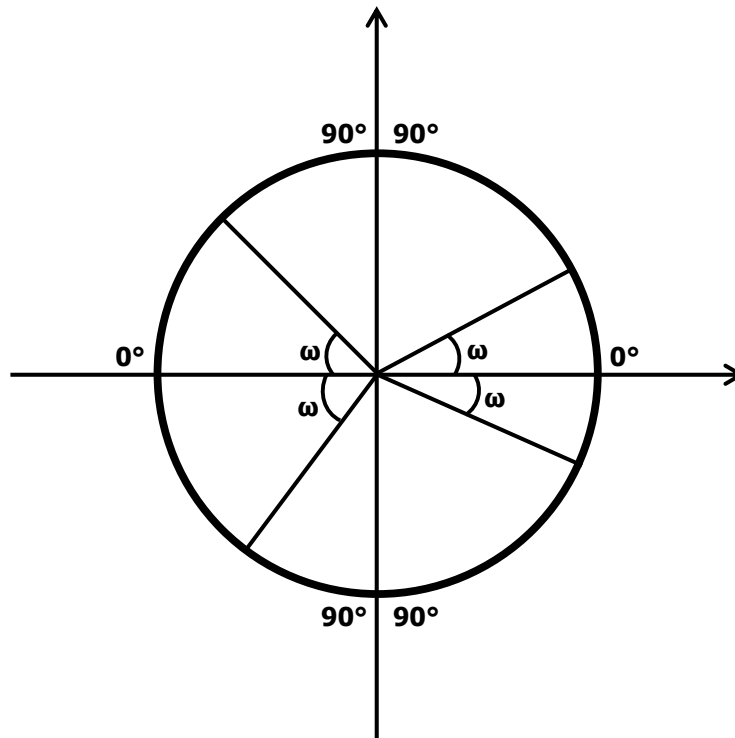
$$\frac{p_{side}}{p_{roof}} = \frac{1.00}{(0.90TLF + 1.00)^{0.40}}, R^2=90.2\%, \text{ για } K=1.5 \quad (4-17)$$

Συγκρίνοντας τις τιμές των πιέσεων στην παρειά που προκύπτουν από το συνδυασμό των σχέσεων $p_{roof}/p_o - TLF$ & $p_{side}/p_{roof} - TLF$ προκύπτει ότι για όλες τις τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων η σύμπτωση είναι πολύ καλή.

Όπως έχει ήδη σχολιαστεί, για τη διαστασιολόγηση των διατομών σκυροδέματος της τελικής επένδυσης, απαιτείται ρεαλιστική εκτίμηση τόσο της τιμής όσο και της κατανομής των φορτίων γύρω από τη διατομή. Επομένως, πέραν από τις εξισώσεις εκτίμησης της τιμής του επιβαλλόμενου φορτίου στην οροφή και στην παρειά της διατομής μέσω στατιστικής επεξεργασίας προσεγγίζεται ο τρόπος με τον οποίο μεταβάλλεται το φορτίο. Πιο συγκεκριμένα, η διαδικασία που ακολουθείται είναι η ακόλουθη, η οποία για λόγους απλότητας περιγράφεται για την περίπτωση συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.5$:

- ο Έστω p η πίεση σε ένα τυχαίο σημείο της διατομής και - με βάση τις συμβάσεις που έχουν αναφερθεί - p_{roof} είναι η πίεση στην οροφή της διατομής και p_{side} η πίεση στην παρειά της διατομής. Για $K=0.5$ η τιμή της p_{roof} είναι μικρότερη ή ίση από την αντίστοιχη της p_{side} .

- ο Σε κάθε σημείο της διατομής αντιστοιχείται μία γωνία ω με βάση τη σύμβαση που παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.82.
- ο Υπολογίζεται η διαφορά $p_{side} - p_{roof}$.
- ο Υπολογίζεται για κάθε σημείο η κανονικοποιημένη τιμή της πίεσης $(p_{side}-p)/(p_{side}-p_{roof})$, η οποία είναι μικρότερη της μονάδας.
- ο Μελετάται η συσχέτιση του κανονικοποιημένου μεγέθους $(p_{side}-p)/(p_{side}-p_{roof})$ ως προς τη γωνία ω για καθεμία ανάλυση χωριστά. Δηλαδή, μέσω διαδικασίας βελτιστοποίησης υπολογίζεται η μορφή της εξίσωσης και οι τιμές των συντελεστών που υπεισέρχονται σε αυτήν, που οδηγούν το άθροισμα των σφαλμάτων από το σύνολο των αναλύσεων στην ελάχιστη τιμή του.
- ο Η πίεση σε κάθε σημείο της διατομής εκφράζεται ως συνάρτηση της γωνίας ω , της πίεσης στην οροφή (p_{roof}) και της πίεσης στην παρειά (p_{side}).
- ο Η διαδικασία πραγματοποιείται χωριστά για το πάνω και το κάτω τμήμα της διατομής. Προφανώς λόγω συμμετρίας οι κατανομές στο αριστερό και το δεξιό τμήμα είναι όμοιες.



Σχήμα 4.82 Γραφική απεικόνιση του ορισμού της γωνίας ω .

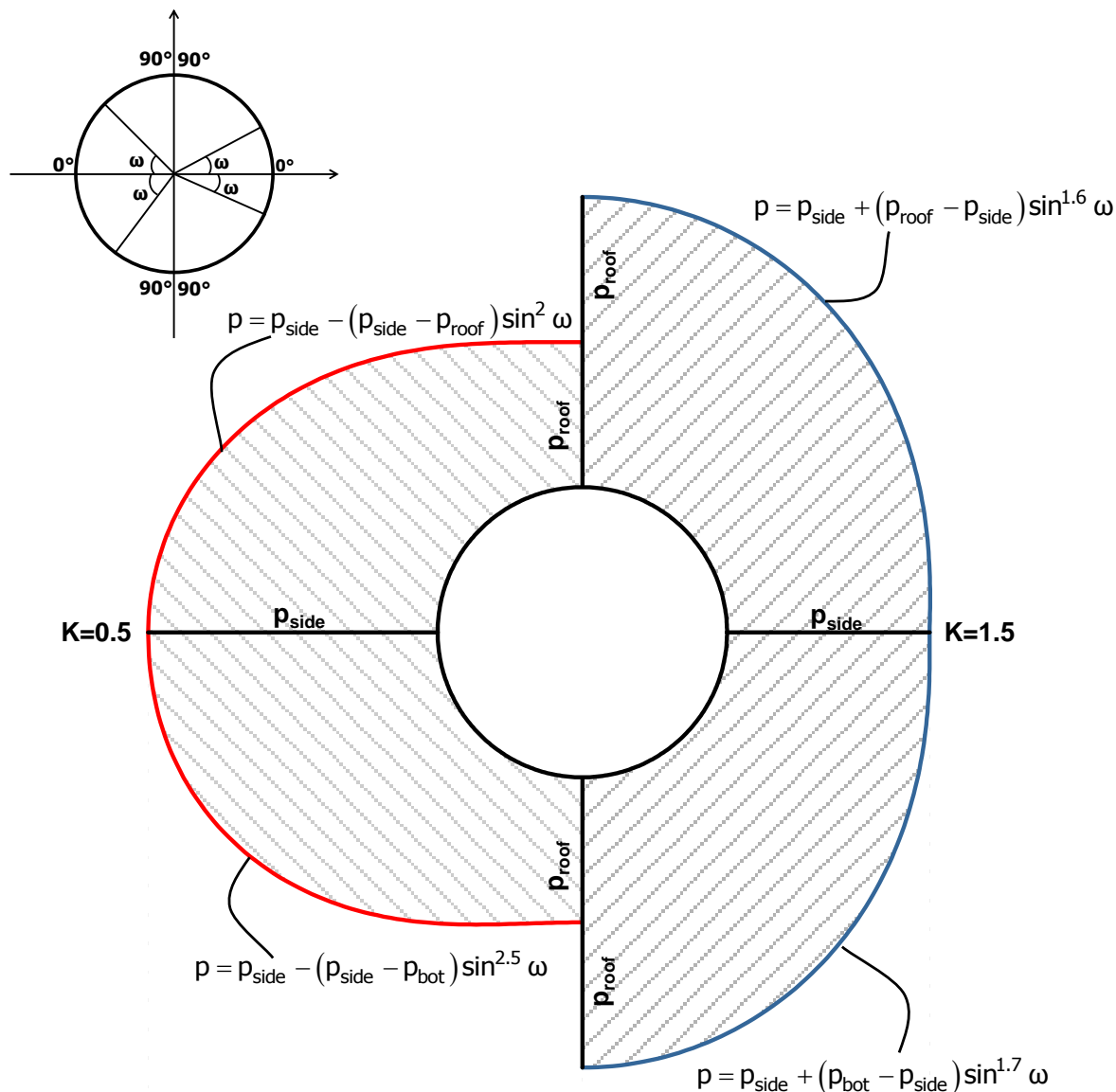
Για την περίπτωση $K=1.5$ ακολουθείται ίδια διαδικασία, με μόνη διαφορά ότι το κανονικοποιημένο μέγεθος είναι $(p-p_{side})/(p_{roof}-p_{side})$, καθώς στην οροφή απαντάται η μέγιστη και στην παρειά η ελάχιστη τιμή της πίεσης. Στο κάτω τμήμα της διατομής η τιμή p_{roof} αντικαθίσταται από την τιμή p_{bot} , η οποία είναι η πίεση στο δάπεδο της διατομής. Από τη στατιστική επεξεργασία προέκυψε ότι η κατανομή των πιέσεων δεν προσεγγίζεται ικανοποιητικά από την τιμή της γωνίας " ω ", αλλά από της ημίτονο αυτής. Οι σχέσεις που προέκυψαν από τη στατιστική επεξεργασία είναι οι ακόλουθες, ενώ η γραφική τους απεικόνιση παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.83:

$$p = p_{side} - (p_{side} - p_{roof}) \sin^2 \omega, \text{ πάνω τμήμα διατομής, } K=0.5 \quad (4-18)$$

$$p = p_{side} - (p_{side} - p_{bot}) \sin^{2.5} \omega, \text{ κάτω τμήμα διατομής, } K=0.5 \tag{4-19}$$

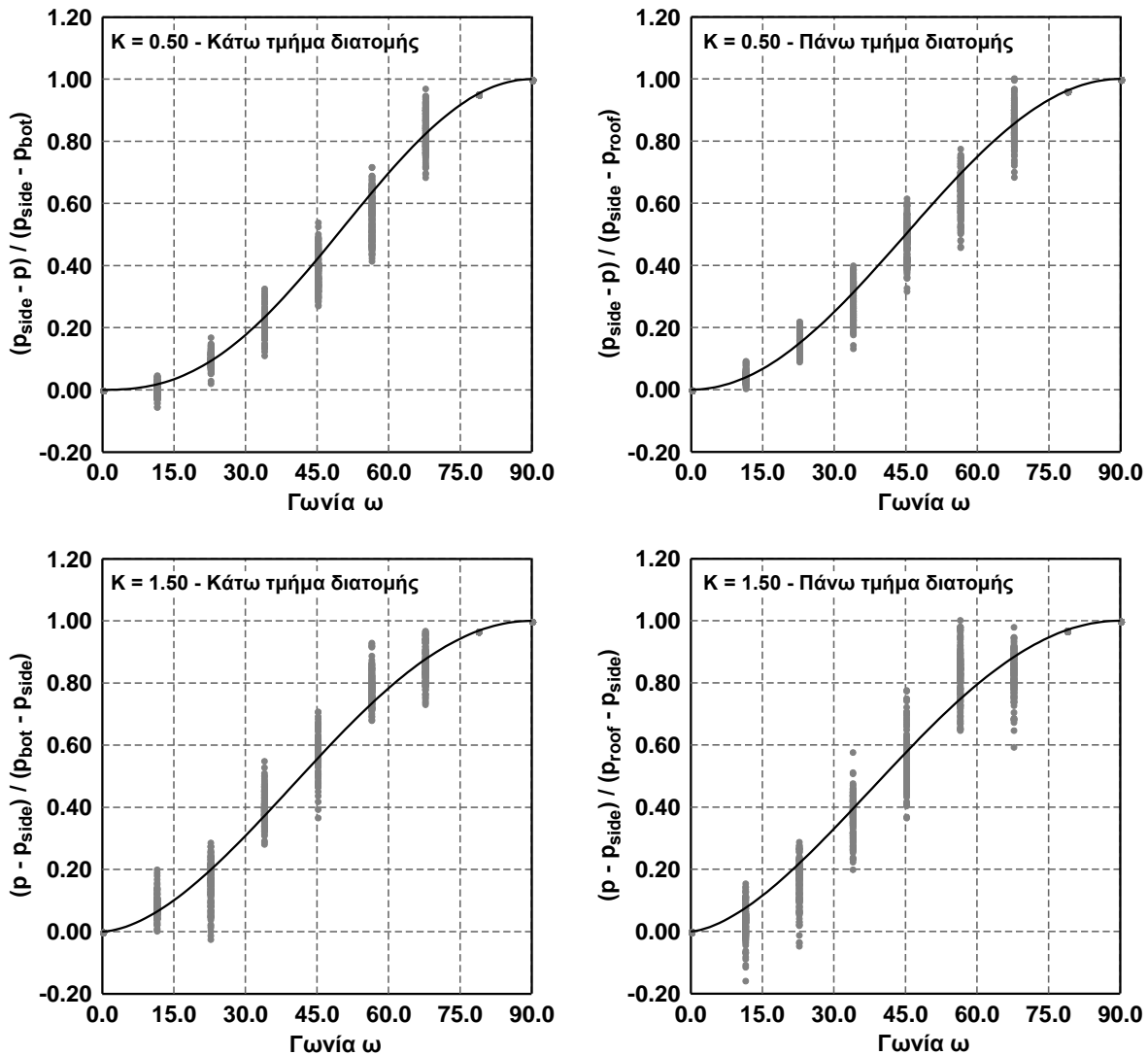
$$p = p_{side} + (p_{roof} - p_{side}) \sin^{1.6} \omega, \text{ πάνω τμήμα διατομής, } K=1.5 \tag{4-20}$$

$$p = p_{side} + (p_{bot} - p_{side}) \sin^{1.7} \omega, \text{ κάτω τμήμα διατομής, } K=1.5 \tag{4-21}$$



Σχήμα 4.83 Γραφική απεικόνιση των εξισώσεων μεταβολής της πίεσης περί της διατομή της σήραγγας. Στην αριστερή πλευρά του διαγράμματος με κόκκινο χρώμα αντιστοιχεί η κατανομή της πίεσης για K=0.5 και στη δεξιά πλευρά του διαγράμματος με μπλε χρώμα η περίπτωση για K=1.5.

Στο επόμενο σχήμα φαίνεται η σύγκριση των παραπάνω εξισώσεων με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων. Οι ημιτονοειδείς καμπύλες που περιγράφηκαν προσεγγίζουν ικανοποιητικά την τάση μεταβολής των δεδομένων, τα οποία δεν χαρακτηρίζονται από ένα σταθερό ρυθμό αύξησης. Η διασπορά των σημείων που παρατηρείται γύρω από τις καμπύλες οφείλεται στην πολυπλοκότητα του φαινομένου και στο μεγάλο πλήθος των παραμέτρων που το επηρεάζουν. Η διασπορά αυτή αυξάνει όσο μειώνονται οι τιμές του συντελεστή TLF, διότι παρατηρείται ομοιομορφοποίηση των πιέσεων περί τη διατομή, με αποτέλεσμα οι διαφορές μεταξύ των σημείων να είναι πολύ μικρές και τα αποτελέσματα να είναι ευαίσθητα σε ζητήματα της αριθμητικής επίλυσης.



Σχήμα 4.84 Σύγκριση των προτεινόμενων εξισώσεων για την κατανομή της πίεσης με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων.

4.7 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΩΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΜΕ ΤΙΣ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΤΩΝ ΕΜΠΕΙΡΙΚΩΝ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Η χρήση των εμπειρικών και αναλυτικών μεθόδων για την εκτίμηση των φορτίων αποτελεί συνήθη τακτική στις μελέτες τελικής επένδυσης σηράγγων, όπως φάνηκε από τα στοιχεία που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 3.6.2.1. Σκοπός των μεθόδων αυτών είναι η εκτίμηση των φορτίων που προκύπτουν σε ένα κέλυφος υποστήριξης λόγω της διάνοιξης της σήραγγας και της ανακατανομής των τάσεων, διαδικασία η οποία προσομοιώνεται με τις τριδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις. Επομένως, κρίθηκε αναγκαίο να συγκριθούν οι τιμές των φορτίων που προκύπτουν από τις μεθόδους αυτές με τα αποτελέσματα των τριδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων. Μάλιστα επιλέχθηκαν οι μέθοδοι που θεωρούνται πιο διαδεδομένες με βάση τα στοιχεία από τη βιβλιογραφία, αλλά και την πρακτική στο σχεδιασμό τελικής επένδυσης: η εμπειρική μέθοδος Terzaghi, η μέθοδος Unal, η αναλυτική μέθοδος Terzaghi και η μέθοδος Protodyakonov. Στο ξεκίνημα κάθε παραγράφου που αφορά σε μία αναλυτική ή εμπειρική μέθοδο παρατίθεται η διαδικασία με βάση την οποία οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για τις αριθμητικές αναλύσεις μεταφράζονται σε όρους που να είναι συμβατοί με τις εμπειρικές και

αναλυτικές μεθόδους είτε το αντίστροφο. Επισημαίνεται ότι η εμπειρική σχέση που προτείνεται από τους Barton et al. (1974), παρά την διαδεδομένη χρήση της, δεν συμπεριλήφθη στην παραμετρική ανάλυση, καθώς δεν υφίσταται αποδεκτός τρόπος συσχέτισης των δεδομένων που χρησιμοποιεί (βαθμονόμηση Q) με τα τις μεθόδους που υιοθετούνται στη διδακτορική διατριβή.

Για τη σύγκριση δεν χρησιμοποιήθηκαν οι αριθμητικές αναλύσεις που έγιναν για την αξιολόγηση του ρόλου της υποστήριξης, της διαστολικότητας, του μέτρου ελαστικότητας και του κριτηρίου αστοχίας, καθώς είναι παράμετροι που δεν επηρεάζουν τα αποτελέσματα των εμπειρικών και αναλυτικών μεθόδων. Επομένως, η διαφοροποίηση των μεγεθών που παρουσιάζονται στη συνέχεια, εφόσον ληφθεί υπόψη κάποιος από τους παράγοντες αυτούς, είναι αντίστοιχη με τη διαφοροποίηση που παρουσιάστηκε στην παράγραφο όπου αναλύθηκε ο παράγοντας αυτός.

Πριν την παράθεση των αποτελεσμάτων ανά μέθοδο επισημαίνεται ότι βασικό μειονέκτημα όλων των εμπειρικών και αναλυτικών μεθόδων είναι ότι η εκτίμηση του φορτίου που παρέχουν, ακόμη και αν είναι αξιόπιστη και ρεαλιστική, αφορά στην οροφή της σήραγγας, δίχως να παρέχουν πρόταση για την κατανομή στην υπόλοιπη διατομή με αποτέλεσμα, συνήθως, να υιοθετείται στις παρειές γραμμική κατανομή οριζοντίων τάσεων σύμφωνα με τη θεωρία ενεργητικών ή ουδετέρων ωθήσεων. Η προσέγγιση αυτή απέχει σημαντικά από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, όπου φάνηκε μεν η σημαντική επίδραση του συντελεστή οριζοντίων τάσεων, αλλά από τη μελέτη των κατανομών δε προέκυψε ότι οι τιμές του K_{eq} που υπολογίστηκαν διαφέρουν σημαντικά από τις τιμές του αρχικού K.

4.7.1 Εμπειρική μέθοδος Terzaghi

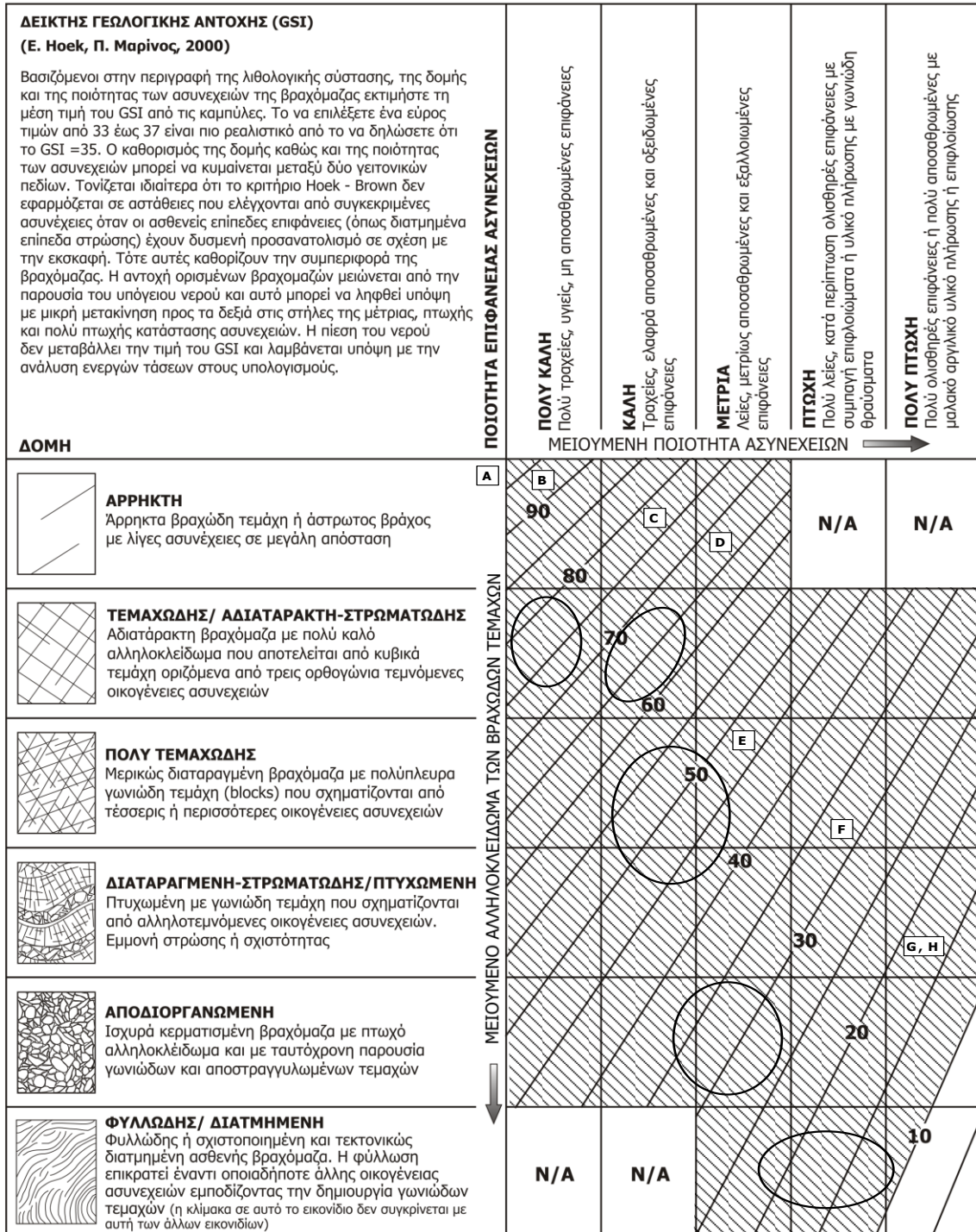
Η εμπειρική μέθοδος Terzaghi βασίζεται στην ποιοτική περιγραφή του γεωυλικού. Επομένως, για την πραγματοποίηση της σύγκρισης αντιστοιχήθηκαν στις ποιοτικές περιγραφές της μεθοδολογίας (Πίνακας 3.1) περιοχές του βασικού διαγράμματος GSI, οι οποίες παρουσιάζονται στο ακόλουθο σχήμα με τις ελλείψεις. Στη συνέχεια, κάθε κατηγορία της μεθόδου αντιστοιχήθηκε σε ολόκληρο το εύρος της περιοχής των τιμών GSI που αντιστοιχεί στην έλλειψη, έτσι ώστε να υπάρχει μονοσήμαντη αντιστοιχηση μεταξύ τιμών GSI και κατηγορίας γεωυλικού (Πίνακας 4.9).

Πίνακας 4.9 Αντιστοιχηση τιμών GSI στις ποιοτικές περιγραφές της εμπειρικής μεθόδου Terzaghi.

	Ποιότητα γεωυλικού	Τιμή GSI		Ύψος H_p
		Ελάχιστη	Μέγιστη	
A	Συμπαγής βράχος, πρακτικώς χωρίς διακλάσεις	95	100	0.00
B	Σκληρός βράχος στρωματωμένη ή με σχιστότητα	85	95	$(0.00-0.50) \times B$
C	Συμπαγής βραχώμαζα με μέτριες διακλάσεις	70	85	$(0.00-0.25) \times B$
D	Κερματισμένη βραχώμαζα σε επιμέρους συμπαγή τεμάχια με ανοικτές ή κλειστές διακλάσεις χωρίς υλικό πλήρωσης	60	70	$0.25 \times B - 0.35 \times (B + H_t)$
E	Βραχώμαζα ως άνω, αλλά εντονότερα κερματισμένη	40	60	$(0.35-1.00) \times (B + H_t)$
F	Κατακερματισμένη βραχώμαζα με ικανοποιητική εμπλοκή μεταξύ των τεμαχίων	25	40	$(1.00-1.10) \times (B + H_t)$
G	Συνθλίβοντα εδάφη, σήραγγες σε μικρά βάθη ¹	10	25	$(1.10-2.10) \times (B + H_t)$
H	Συνθλίβοντα εδάφη, σήραγγες σε μεγάλα βάθη ¹	10	25	$(2.10-4.50) \times (B + H_t)$

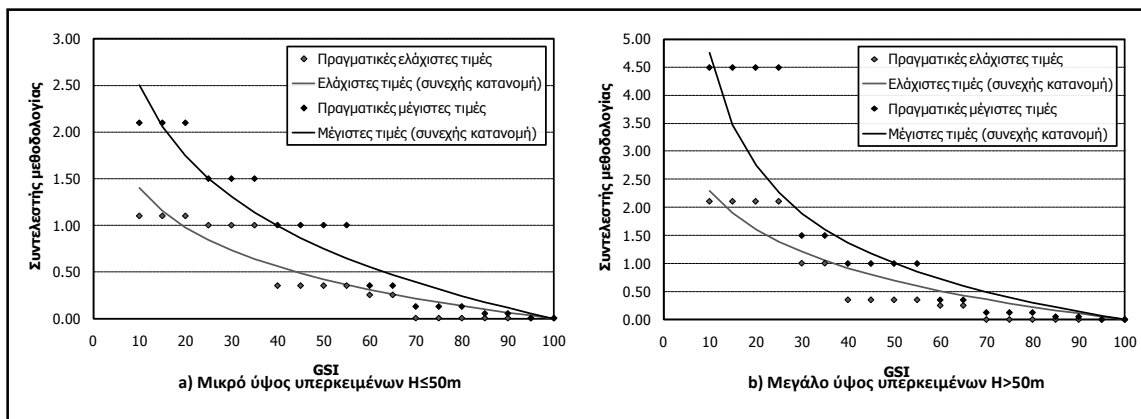
¹Ως διαχωριστικό όριο μεταξύ μικρού και μεγάλου βάθους θεωρήθηκε η τιμή $H=50m$

B: εύρος της σήραγγας, H_t : ύψος της σήραγγας



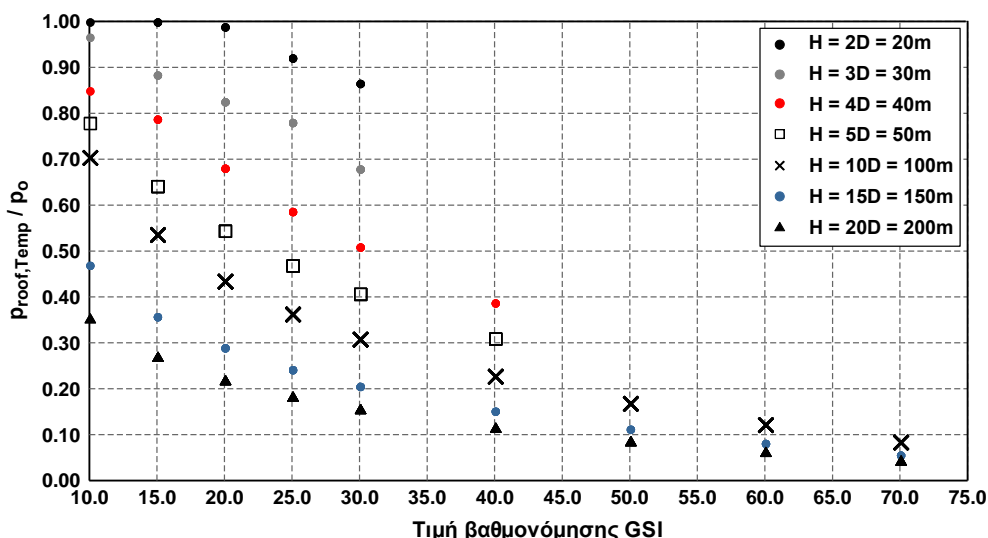
Σχήμα 4.85 Αντιστοίχιση περιοχών του διαγράμματος GSI στις ποιοτικές περιγραφές της εμπειρικής μεθόδου Terzaghi.

Ωστόσο, αποτέλεσμα της συγκεκριμένης προσέγγισης είναι η ασυνεχής αντιστοίχιση συντελεστών και κατ' επέκταση τιμών φορτίων καθώς αυξάνεται η τιμή GSI. Πιο συγκεκριμένα, στα διαστήματα τιμών GSI εντός των κατηγοριών του παραπάνω πίνακα οι τιμές του φορτίου παραμένουν σταθερές και στα όρια των κατηγοριών παρατηρείται κατακόρυφο άλμα στην τιμή του φορτίου. Για την ποσοτική απεικόνιση της σταδιακής μείωσης του φορτίου λόγω βελτίωσης της ποιότητας της βραχώμαζας, ακόμη και εντός μίας κατηγορίας, προσαρμόστηκαν στις προτεινόμενες τιμές συντελεστών συνεχείς καμπύλες, όπως φαίνεται στα παρακάτω διαγράμματα.



Σχήμα 4.86 Προσαρμογή συνεχούς καμπύλης στις διακριτές τιμές των προτεινόμενων συντελεστών της εμπειρικής μεθόδου Terzaghi.

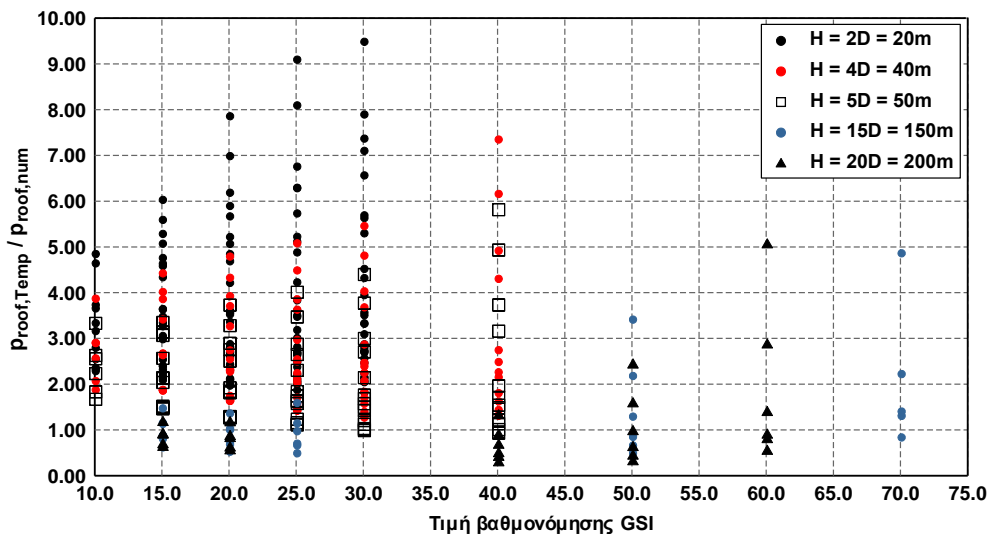
Στο Σχήμα 4.87 παρουσιάζεται η μεταβολή του ανηγμένου κατακόρυφου φορτίου (η μέση τιμή μεταξύ του κάτω και άνω ορίου των προτεινόμενων τιμών), όπως υπολογίζεται από τη συγκεκριμένη μέθοδο ως προς την τιμή βαθμονόμησης GSI της περιβάλλουσας βραχώμαζας για την περίπτωση $K=0.5$ και $D=10m$. Αντίστοιχα είναι τα αποτελέσματα και για τις υπόλοιπες τιμές των δύο παραμέτρων. Είναι εμφανής η μείωση του ανηγμένου φορτίου όσο αυξάνεται η τιμή του GSI και το βάθος διάνοιξης. Μάλιστα, με βάση τις παραδοχές που έχουν γίνει, η μείωση ως προς GSI είναι εκθετική, καθώς παρατηρείται συνεχώς μειούμενος ρυθμός μεταβολής των φορτίων όσο η ποιότητα της βραχώμαζας βελτιώνεται. Ειδικά στην περίπτωση μικρού βάθους διάνοιξης και πτωχής ποιότητας βραχώμαζας φαίνεται ότι το φορτίο γίνεται ακόμη και ίσο με την αρχική κατακόρυφη γεωστατική τάση.



Σχήμα 4.87 Κατανομή φορτίου στην οροφή ανηγμένο στην κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας ως προς την τιμή βαθμονόμησης GSI της βραχώμαζας - Εμπειρική μέθοδος Terzaghi ($K=0.5$, $D=10.0m$).

Στο ακόλουθο διάγραμμα συγκρίνονται οι τιμές που προκύπτουν από τη συγκεκριμένη μέθοδο με τις αντίστοιχες τιμές στην οροφή της σήραγγας από τις αριθμητικές αναλύσεις μέσω του λόγου $p_{roof,Temp}/p_{roof,num}$ ($p_{roof,Temp}$: κατακόρυφο φορτίο στην οροφή της διατομής με βάση την εμπειρική μέθοδο Terzaghi, $p_{roof,num}$: κατακόρυφο φορτίο στην οροφή της διατομής από τις αριθμητικές αναλύσεις). Η μονοπαραμετρική προσέγγιση της μεθόδου καθιστά δύσκολη τη σύγκριση, καθώς τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων λαμβάνουν υπόψη μεγάλο πλήθος παραμέτρων, με αποτέλεσμα ανά τιμή GSI να παρουσιάζεται μεγάλη διασπορά σημείων. Ωστόσο, από τις τιμές των

λόγων προκύπτει ότι οι εκτιμήσεις της εμπειρικής μεθόδου Terzaghi είναι ιδιαίτερα συντηρητικές, ειδικά για την περίπτωση του μικρού βάθους διάνοιξης. Επισημαίνεται ότι οι πολύ μεγάλες τιμές των λόγων αντιστοιχούν σε περιπτώσεις βραχομαζών με μεγάλες τιμές σ_{ci} στις οποίες οι αριθμητικές αναλύσεις οδηγούν σε μικρές τιμές των φορτίων, ενώ η εμπειρική μέθοδος μη λαμβάνοντας υπόψη τη συγκεκριμένη παράμετρο προτείνει γενικά πολύ μεγαλύτερες τιμές. Ως γενικό συμπέρασμα προκύπτει ότι βασικό μειονέκτημα της εμπειρικής μεθόδου Terzaghi είναι ότι βασίζεται μόνο σε ποιοτική περιγραφή της βραχώμαζας με αποτέλεσμα την ευαισθησία των αποτελεσμάτων ως προς την κρίση του μηχανικού - γεωλόγου και γενικά είναι πολύ συντηρητική οδηγώντας σε μεγάλες τιμές των φορτίων επί της τελικής επένδυσης.



Σχήμα 4.88 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την εμπειρική μέθοδο Terzaghi ($p_{proof,Temp}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($p_{proof,num}$) ως συνάρτηση της τιμής βαθμονόμησης GSI της βραχώμαζας.

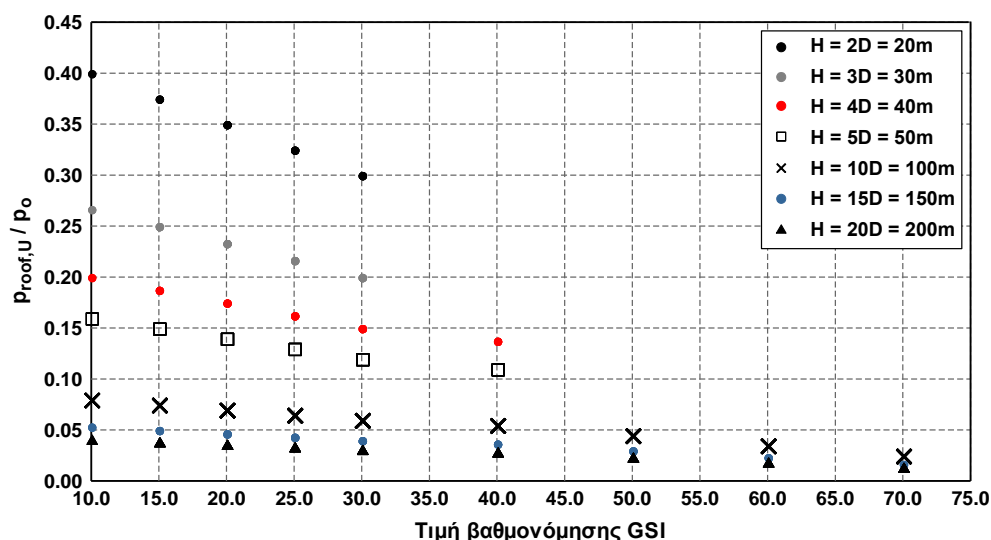
4.7.2 Μέθοδος Unal

Η μέθοδος Unal συσχετίζει το κατακόρυφο φορτίο στην οροφή της σήραγγας με τη βαθμονόμηση RMR της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Επομένως, για την πραγματοποίηση της σύγκρισης οι αρχικές τιμές GSI που θεωρήθηκαν για το περιβάλλον γεωυλικό μετατράπηκαν σε αντίστοιχες τιμές RMR μέσω των ακόλουθων εξισώσεων (Το σύστημα RMR τείνει να υπερεκτιμά την τιμή της βαθμονόμησης ιδιαίτερα στις βραχώμαζες χαμηλότερης ποιότητας):

$$RMR = GSI + 10, \text{ για } GSI \leq 30 \quad (4-22)$$

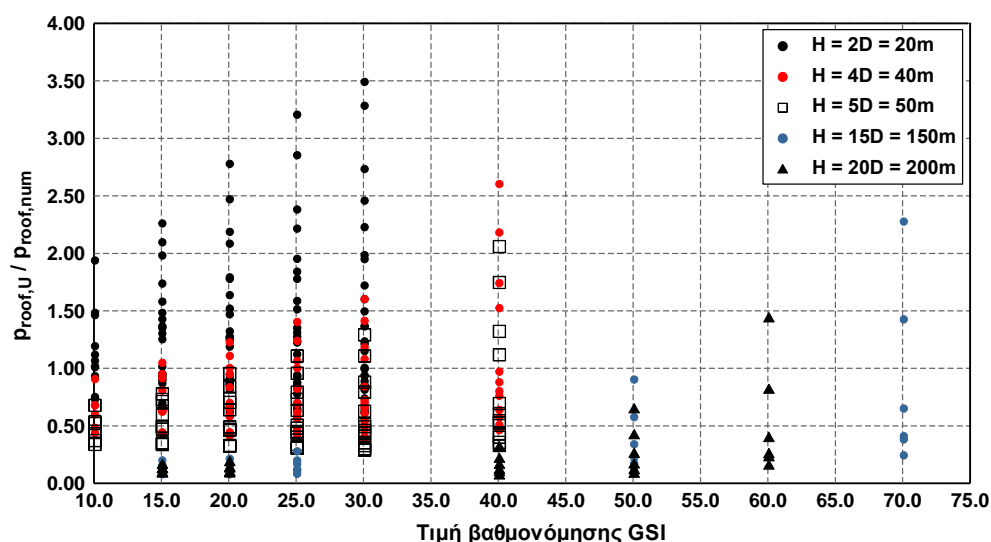
$$RMR = GSI + 5, \text{ για } GSI > 30 \quad (4-23)$$

Στο Σχήμα 4.89 παρουσιάζεται η μεταβολή του ανηγμένου κατακόρυφου φορτίου, όπως υπολογίζεται από τη συγκεκριμένη μέθοδο ως προς την τιμή βαθμονόμησης GSI της βραχώμαζας για την περίπτωση $K=0.5$ και $D=10m$. Αντίστοιχα είναι τα αποτελέσματα και για τις υπόλοιπες τιμές των δύο παραμέτρων. Όπως προκύπτει και από τις ανωτέρω εξισώσεις η μείωση του φορτίου ως προς GSI είναι γραμμική, ενώ το φορτίο ανά τιμή GSI παραμένει σταθερό για όλες τις τιμές του ύψους υπερκειμένων. Επομένως, οι διαφορετικές τιμές ανηγμένου φορτίου σε μία κατακόρυφη ευθεία προκύπτουν ουσιαστικά από τη διαίρεση της ίδιας τιμής με τη γεωστατική τάση σε διαφορετικά βάθη.



Σχήμα 4.89 Κατανομή φορτίου στην οροφή ανηγμένο στην κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας ως προς την τιμή βαθμονόμησης GSI της βραχώμαζας - Μέθοδος Unal ($K=0.5$, $D=10.0m$).

Στο ακόλουθο διάγραμμα συγκρίνονται οι τιμές που προκύπτουν από τη συγκεκριμένη μέθοδο με τις αντίστοιχες τιμές στην οροφή της σήραγγας από τις αριθμητικές αναλύσεις μέσω του λόγου $p_{roof,U}/p_{roof,num}$ ($p_{roof,U}$: κατακόρυφο φορτίο στην οροφή της διατομής με βάση τη μέθοδο Unal, $p_{roof,num}$: κατακόρυφο φορτίο στην οροφή της διατομής από τις αριθμητικές αναλύσεις). Αντίστοιχα με την εμπειρική μέθοδο Terzaghi η μονοπαραμετρική προσέγγιση της μεθόδου καθιστά δύσκολη τη σύγκριση. Είναι εμφανές ότι η κατανομή των σημείων είναι παραπλήσια με την κατανομή για την περίπτωση της εμπειρικής μεθόδου Terzaghi, καθώς και στην περίπτωση αυτή τα φορτία εκφράζονται ανά τιμή GSI ως ένα πολλαπλάσιο ή υποπολλαπλάσιο των διαστάσεων της σήραγγας. Το γεγονός ότι τα φορτία από την εφαρμογή της εμπειρικής μεθόδου είναι ανεξάρτητα του βάθους διάνοιξης οδηγεί σε μία σταδιακή μείωση του λόγου όσο αυξάνει η τιμή του ύψους υπερκειμένων. Πιο συγκεκριμένα, ήδη από την τιμή $H=4D$ οι περισσότερες τιμές του λόγου βρίσκονται κάτω από τη μονάδα. Ως γενικό συμπέρασμα προκύπτει ότι η μέθοδος Unal μπορεί ποσοτικά να προσεγγίσει την τιμή των φορτίων για μικρά μόνο βάθη διάνοιξης $H \leq 5D$ και για συγκεκριμένους συνδυασμούς των γεωτεχνικών παραμέτρων, οι οποίοι δεν είναι δυνατόν να προσδιοριστούν με γενικότητα.

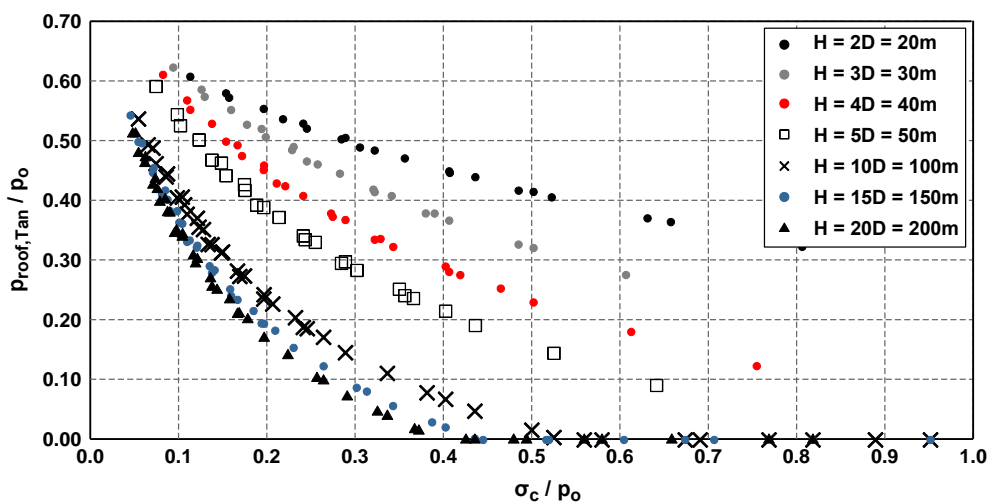


Σχήμα 4.90 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την εμπειρική μέθοδο Unal ($p_{roof,U}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($p_{roof,num}$) ως συνάρτηση της τιμής βαθμονόμησης GSI της βραχώμαζας.

Βασικό μειονέκτημα στη φιλοσοφία της μεθόδου Unal, κατά την άποψη του γράφοντος, είναι η γραμμικότητα που υιοθετεί για τη μεταβολή των φορτίων ως προς την ποιότητα της βραχώμαζας, καθώς, όπως έχει φανεί και στις προηγούμενες παραγράφους, ο ρυθμός μεταβολής του φορτίου αυξάνει σημαντικά όσο οι γεωτεχνικές συνθήκες γίνονται πιο δυσμενείς. Αντίθετα, η εμπειρική μέθοδος Terzaghi μέσω των συντελεστών που προτείνει υιοθετεί, έστω και ποιοτικά, μία πιο ρεαλιστική μεταβολή του φορτίου ως προς την ποιότητα της βραχώμαζας (βλ. προηγούμενη παράγραφο). Σημειώνεται ότι το συγκεκριμένο σχόλιο αφορά μόνο στη φιλοσοφία των μεθόδων και όχι στις ποσοτικές τους προτάσεις.

4.7.3 Αναλυτική μέθοδος Terzaghi

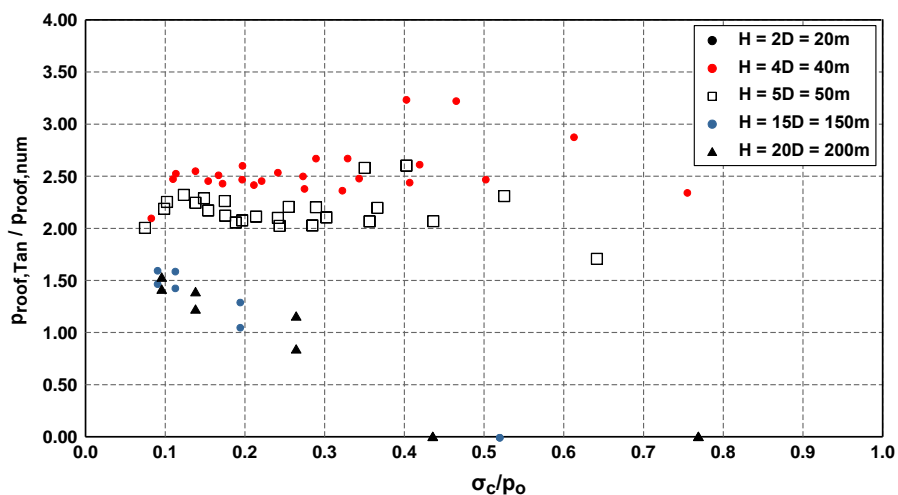
Για την αναλυτική μέθοδο Terzaghi εφαρμόστηκε η διαδικασία που περιγράφηκε στην παράγραφο 3.4.2.4 χρησιμοποιώντας τις ισοδύναμες παραμέτρους αντοχής της βραχώμαζας με βάση το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Στο Σχήμα 4.91 παρουσιάζεται η κατανομή του φορτίου στην οροφή της διατομής, όπως εκτιμάται από τη συγκεκριμένη μέθοδο, ανηγμένο ως προς την κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας ως συνάρτηση του παράγοντα σ_c/ρ_0 (σ_c : αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του γεωυλικού με βάση το κριτήριο Mohr-Coulomb και ρ_0 : κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας) για $K=0.5$ και $D=10.0m$. Είναι εμφανής η μείωση του φορτίου όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες, ενώ ιδιαίτερα σημαντικός είναι ο ρόλος του ύψους υπερκειμένων, καθώς αύξηση του H οδηγεί σε ταχεία μείωση του φορτίου, λόγω του μηχανισμού «σιλό» που υιοθετεί η συγκεκριμένη μέθοδος. Χαρακτηριστικό είναι ότι για μεγάλα βάθη, η αναλυτική μέθοδος Terzaghi οδηγεί πολύ γρήγορα σε πρακτικά μηδενικό φορτίο οροφής. Μάλιστα για τις τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.0$ και 1.5 , εξαιτίας της μεγάλης αύξησης των τάσεων συνάφειας στην παράπλευρη επιφάνεια οι τιμές των φορτίων που προκύπτουν είναι ακόμη μικρότερες.



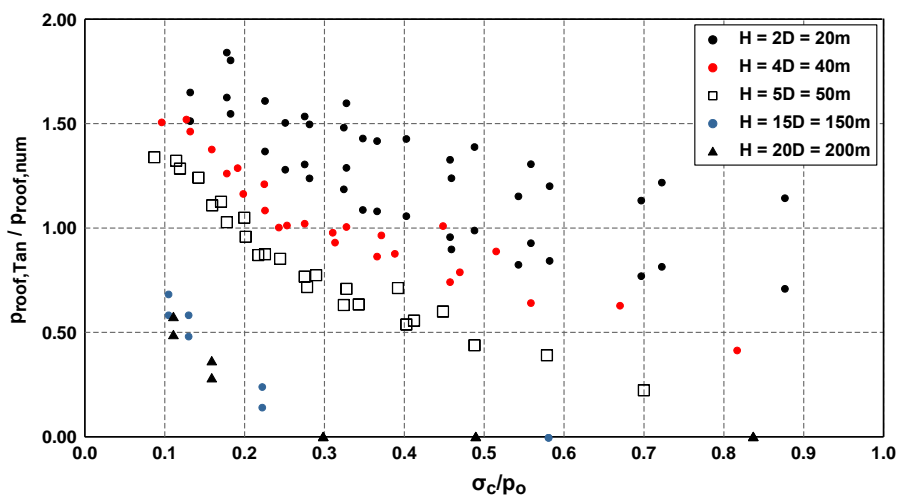
Σχήμα 4.91 Κατανομή φορτίου στην οροφή ανηγμένο στην κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας ως προς το λόγο σ_c/ρ_0 - Αναλυτική μέθοδος Terzaghi ($K=0.5$, $D=10.0m$).

Συγκρίνοντας τις προτάσεις της μεθόδου με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων μέσω του λόγου $\rho_{\text{Proof,Tan}}/\rho_{\text{Proof,num}}$ ($\rho_{\text{Proof,Tan}}$: κατακόρυφο φορτίο στην οροφή της διατομής με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi, $\rho_{\text{Proof,num}}$: κατακόρυφο φορτίο στην οροφή της διατομής από τις αριθμητικές αναλύσεις) προκύπτει ότι για $K=0.5$ η αναλυτική μέθοδος υπερεκτιμά τα φορτία για όλο το υπό εξέταση εύρος βάθους διάνοιξης και γεωτεχνικών συνθηκών. Όσο οι τιμές του K αυξάνονται η

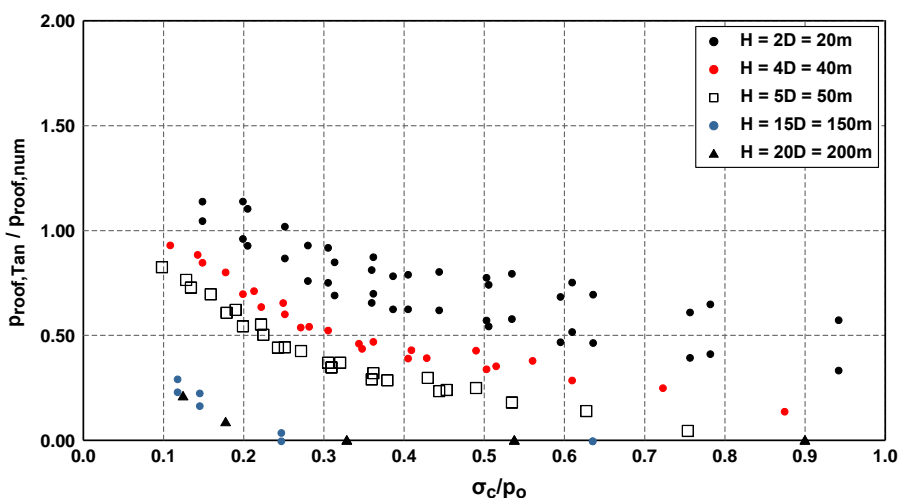
κατανομή των λόγων αποκτά μία φθίνουσα μορφή, ως προς τη βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών και μάλιστα στην περίπτωση όπου $K=1.5$ όλες οι τιμές του λόγου βρίσκονται κάτω από τη μονάδα.



Σχήμα 4.92 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi ($p_{roof,Tan}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($p_{roof,num}$) ως συνάρτηση του λόγου σ_c/ρ_o ($K=0.5$).



Σχήμα 4.93 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi ($p_{roof,Tan}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($p_{roof,num}$) ως συνάρτηση του λόγου σ_c/ρ_o ($K=1.0$).



Σχήμα 4.94 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi ($p_{roof,Tan}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($p_{roof,num}$) ως συνάρτηση του λόγου σ_c/ρ_o ($K=1.5$).

Επομένως, ως γενικό συμπέρασμα προκύπτει ότι η αναλυτική μέθοδος Terzaghi οδηγεί σε εκτιμήσεις υπέρ της ασφαλείας για μικρά γενικά βάθη ($H \leq 5D$) και μικρές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων. Σε αντίθετη περίπτωση ο μηχανισμός του «σιλό» οδηγεί σε τιμές κατακόρυφου φορτίου μικρότερες από αυτές που προκύπτουν από τις αριθμητικές αναλύσεις.

4.7.4 Μέθοδος Protodyakonov

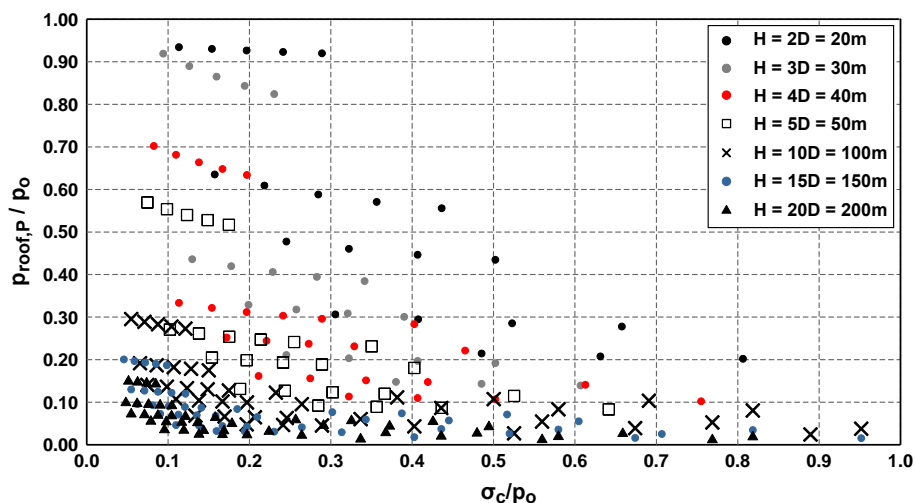
Ομοίως, για την μέθοδο Protodyakonov εφαρμόστηκε η διαδικασία που περιγράφηκε στην παράγραφο 3.4.2.9 χρησιμοποιώντας τις ισοδύναμες παραμέτρους αντοχής της βραχώμαζας με βάση το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Σημειώνεται ότι ο συντελεστής f υπολογίστηκε με τους τρεις ακόλουθους τρόπους:

$$f = \frac{c}{\sigma_c} + \tan \varphi \quad (4-24)$$

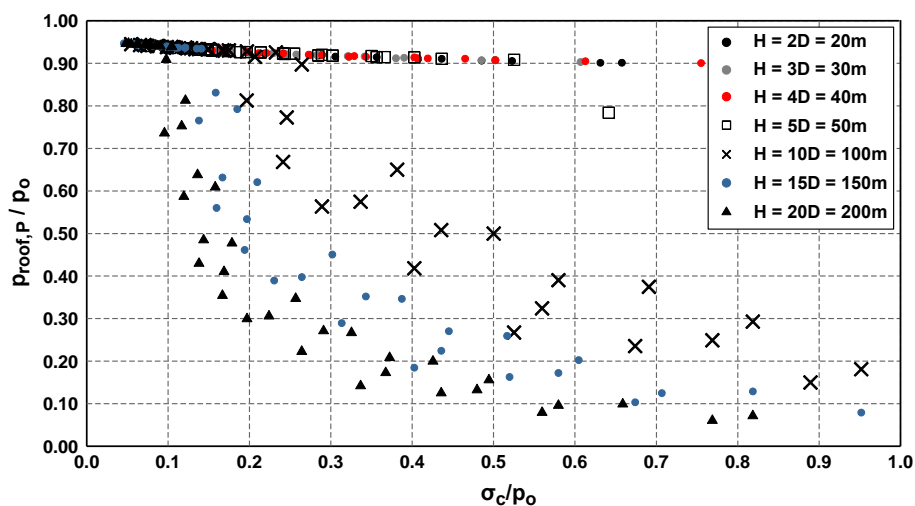
$$f = \frac{\sigma_{ci}}{100}, \sigma_{ci} \text{ σε kg/cm}^2 \quad (4-25)$$

$$f = \frac{\sigma_{cm}}{100}, \sigma_{cm} \text{ σε kg/cm}^2 \quad (4-26)$$

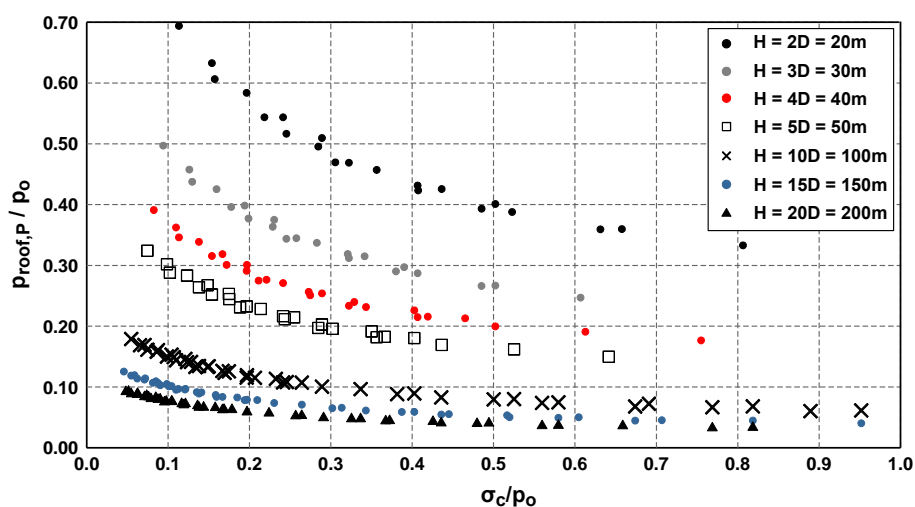
Στα ακόλουθα σχήματα παρουσιάζεται η κατανομή του φορτίου στην οροφή της διατομής, όπως εκτιμάται από τη συγκεκριμένη μέθοδο, ανηγμένο ως προς την κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας ως συνάρτηση του παράγοντα σ_c/ρ_0 (σ_c : αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του γεωυλικού με βάση το κριτήριο Mohr-Coulomb και ρ_0 : κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας) για $K=0.5$ και $D=10.0m$. Σε όλες τις περιπτώσεις είναι εμφανής η τάση μείωσης των φορτίων, σχεδόν με εκθετική μορφή, όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες και αυξάνει το ύψος υπερκειμένων. Στην περίπτωση, όπου $f=\sigma_{ci}/100$ (Σχήμα 4.95), παρατηρείται μία ασυνεχής κατανομή των σημείων, η οποία οφείλεται στη μεγάλη ευαισθησία των σημείων ως προς την αντοχή του άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη. Στην περίπτωση, όπου $f=\sigma_{cm}/100$ (Σχήμα 4.96), οι τιμές των φορτίων που προκύπτουν είναι ιδιαίτερα μεγάλες, γεγονός το οποίο οφείλεται στην έντονη μείωση της αντοχής της βραχώμαζας όσο μειώνεται το GSI και στην επακόλουθη αύξηση του ύψους του φορτίζοντος στερεού. Μάλιστα για τιμές του βάθους διάνοιξης μέχρι $H=50m=5D$, η τιμή του κατακόρυφου φορτίου στη στέψη είναι πρακτικά ίση με τη γεωστατική τάση. Τέλος, στην περίπτωση, όπου το γεωυλικό αντιμετωπίζεται ως εδαφικό υλικό και ο συντελεστής f υπολογίζεται μέσω της συνοχής και της γωνίας τριβής (Σχήμα 4.97), το ανηγμένο φορτίο παρουσιάζει εκθετική μείωση και οι τιμές του κυμαίνονται από 10% έως 70%.



Σχήμα 4.95 Κατανομή φορτίου στην οροφή ανηγμένο στην κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας ως προς το λόγο σ_c/ρ_0 - Αναλυτική μέθοδος Protodyakonov ($f=\sigma_c/100$, $K=0.5$, $D=10.0m$).

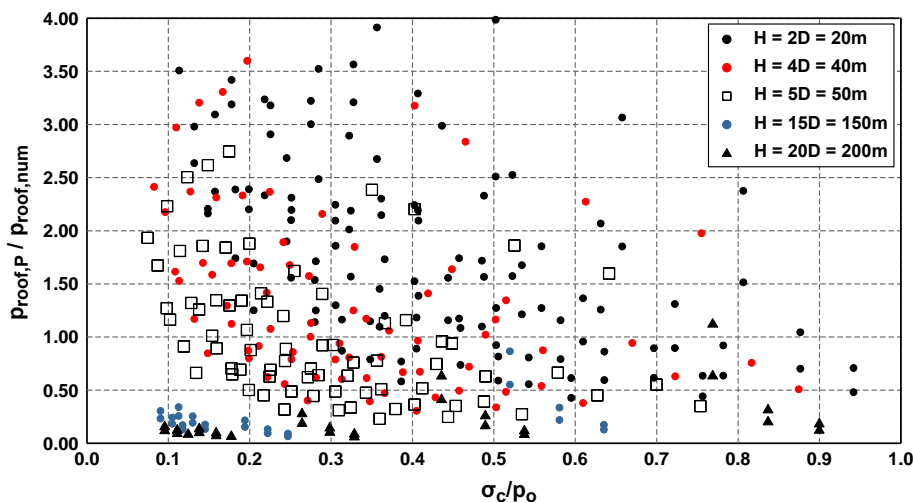


Σχήμα 4.96 Κατανομή φορτίου στην οροφή ανηγμένο στην κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας ως προς το λόγο σ_c/ρ_0 - Αναλυτική μέθοδος Protodyakonov ($f=\sigma_{cm}/100$, $K=0.5$, $D=10.0m$).

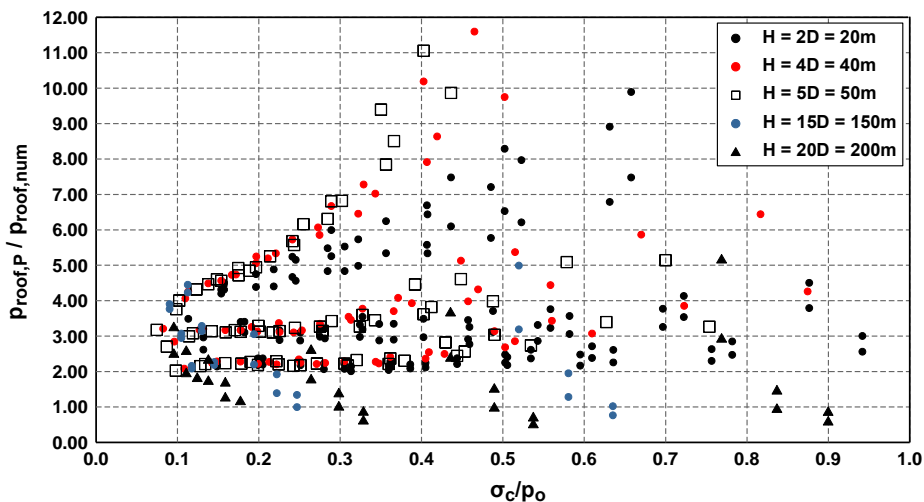


Σχήμα 4.97 Κατανομή φορτίου στην οροφή ανηγμένο στην κατακόρυφη γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας ως προς το λόγο σ_c/ρ_0 - Αναλυτική μέθοδος Protodyakonov ($f=(c/\sigma_c)+\tan\phi$, $K=0.5$, $D=10.0m$).

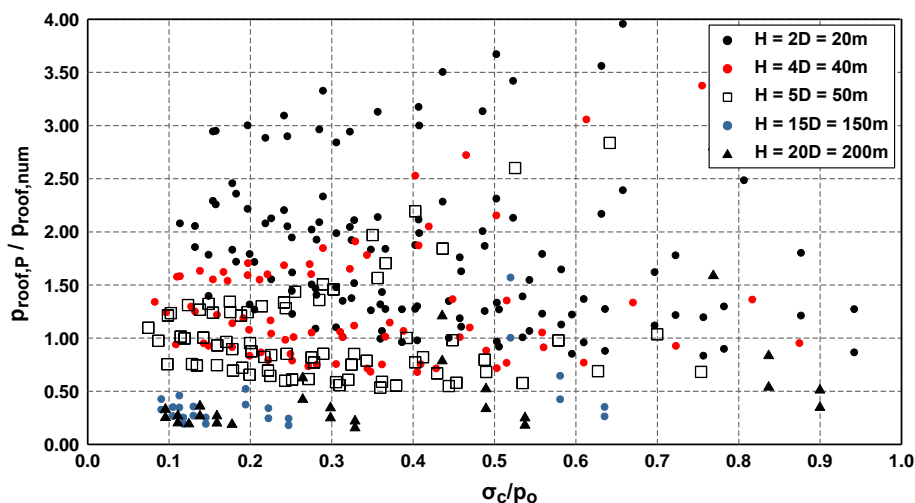
Κατόπιν παρατίθεται η σύγκριση των προτάσεων της μεθόδου με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων μέσω του λόγου $\rho_{roof,p}/\rho_{roof,num}$ ($\rho_{roof,p}$: κατακόρυφο φορτίο στην οροφή της διατομής με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov, $\rho_{roof,num}$: κατακόρυφο φορτίο στην οροφή της διατομής από τις αριθμητικές αναλύσεις) για τις τρεις διαφορετικές προσεγγίσεις του συντελεστή f . Στην παρουσίαση των αποτελεσμάτων δεν πραγματοποιείται διαχωρισμός ανάλογα με την τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων, καθώς έχει μικρή επίδραση στον καθορισμό των φορτίων, όπως αυτά υπολογίζονται από τη μέθοδο Protodyakonov. Για την περίπτωση, όπου $f=\sigma_{cl}/100$ (Σχήμα 4.98), οι λόγοι $\rho_{roof,p}/\rho_{roof,num}$ παρουσιάζουν μειωτική τάση όσο αυξάνονται οι τιμές του λόγου σ_c/ρ_o και όσο αυξάνεται το ύψος υπερκειμένων με τις τιμές να κυμαίνονται για $H\leq 5D$ κυρίως πάνω από τη μονάδα, ενώ για $H\geq 5D$, κυρίως κάτω από τη μονάδα. Στην περίπτωση, όπου $f=\sigma_{cm}/100$ (Σχήμα 4.99), οι λόγοι $\rho_{roof,p}/\rho_{roof,num}$ λαμβάνουν εξαιρετικά υψηλές τιμές, οι οποίες πρακτικά για όλο το εύρος των υπό εξέταση παραμέτρων βρίσκονται πάνω από τη μονάδα. Η συγκεκριμένη προσέγγιση οδηγεί σε αποτελέσματα που κρίνονται μη ρεαλιστικά. Για την τελευταία περίπτωση, όπου $f=(c/\sigma_c)+\tan\phi$, η διασπορά των λόγων $\rho_{roof,p}/\rho_{roof,num}$ είναι σχεδόν ομοιόμορφη για όλο το φάσμα των γεωτεχνικών συνθηκών (Σχήμα 4.100). Οι τιμές του λόγου κυμαίνονται από 0.50 έως 4.00 (το μεγαλύτερο ποσοστό, όμως, εντοπίζεται από 0.80 έως 3.00) για $H\leq 5D$ και κυρίως κάτω από 1.00 για $H\geq 5D$.



Σχήμα 4.98 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov ($\rho_{roof,p}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($\rho_{roof,num}$) ως συνάρτηση του λόγου σ_c/ρ_o ($f=\sigma_{cl}/100$).



Σχήμα 4.99 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov ($\rho_{roof,p}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($\rho_{roof,num}$) ως συνάρτηση του λόγου σ_c/ρ_o ($f=\sigma_{cm}/100$).



Σχήμα 4.100 Κατανομή φορτίου στην οροφή με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov ($p_{roof,P}$) ως προς το φορτίο στην οροφή από τις αριθμητικές αναλύσεις ($p_{roof,num}$) ως συνάρτηση του λόγου σ_c/ρ_o ($f=(c/\sigma_c)+\tan\phi$).

Γενικά, θα μπορούσε να πει κανείς ότι η αναλυτική μέθοδος Protodyakonov μπορεί να προσφέρει ρεαλιστικές - συνήθως συντηρητικές - εκτιμήσεις του φορτίου στην οροφή για βάθη διάνοιξης μέχρι και 5D. Ομοίως με τις προηγούμενες μεθόδους είναι δύσκολο να οριστεί με μεγαλύτερη ακρίβεια το εύρος των γεωτεχνικών συνθηκών που οι εκτιμήσεις της μεθόδου κρίνονται αξιόπιστες, καθώς δεν λαμβάνει υπόψη όλο το πλήθος των παραμέτρων και υιοθετεί έναν απλοποιητικό μηχανισμό για την περιγραφή του φαινομένου.

4.8 ΣΥΝΟΨΗ

Με βάση τα ποιοτικά και ποσοτικά αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων που παρουσιάστηκαν, τη στατιστική επεξεργασία που ακολούθησε, καθώς και την περιγραφή των μηχανισμών τα πιο σημαντικά συμπεράσματα όσον αφορά στα φορτία της άμεσης υποστήριξης είναι τα ακόλουθα:

- ο Εξετάζοντας το ρόλο των γεωτεχνικών συνθηκών, οι οποίες ποσοτικοποιήθηκαν μέσω των λόγων σ_c/ρ_o και $\sigma_c/\rho_{o,mr}$, προέκυψε σχεδόν μονοτονική σχέση μεταξύ της τιμής των λόγων και της μέσης τιμής της επιβαλλόμενης πίεσης, δηλαδή βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε μείωση του επιβαλλόμενου φορτίου. Η μορφή αυτή της κατανομής οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι οι γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού δεν μεταβάλλονται «αυτόνομα», αλλά δεσμεύονται από τη σχέση του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown. Αντίθετα είναι τα αποτελέσματα που προκύπτουν ορισμένες φορές από αριθμητικές αναλύσεις όπου οι γεωτεχνικές παράμετροι μεταβάλλονται «αυτόνομα» (π.χ. αύξηση της συνοχής για σταθερή τιμή της γωνίας τριβής και του μέτρου παραμορφωσιμότητας), καθώς αύξηση των παραμέτρων αντοχής του γεωυλικού είναι πιθανό να οδηγεί σε αύξηση των επιβαλλόμενων φορτίων (βλ. §7.1.2.2.6, Σχήμα 7.21, Cantieni & Anagnostou, 2009 και Cantieni & Anagnostou, 2011).
- ο Αύξηση του βάθους διάνοιξης οδηγεί σε μείωση του ποσοστού της αρχικής γεωστατικής τάσης που ασκείται ως φορτίο στην άμεση υποστήριξη για σταθερή τιμή του λόγου σ_c/ρ_o λόγω (α) ενεργοποίησης του φαινομένου του θόλου μόνο για την περίπτωση των αβαθών σπράγγων και (β) αύξησης του μέτρου ελαστικότητας όσο αυξάνεται το βάθος διάνοιξης, καθώς ο λόγος σ_c/ρ_o παραμένει σταθερός.

- ο Ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων έχει ιδιαίτερα σημαντική επίδραση στα φορτία της άμεσης υποστήριξης, καθώς μεταβολή της τιμής του οδηγεί σε διαφοροποίηση τόσο της κατανομής όσο και της τιμής των φορτίων. Για $K < 1.0$, οι μέγιστες τιμές των φορτίων αναπτύσσονται στην παρειά της διατομής, για $K > 1.0$ στην οροφή της διατομής και για $K = 1.0$ σε μεγάλα βάθη παρουσιάζουν σημαντική ομοιομορφία περί τη διατομή. Επίσης, προέκυψε ότι η θεώρηση της γραμμικής αύξησης των φορτίων της τελικής επένδυσης με το βάθος, η οποία αποτελεί συνήθη πρακτική στις μελέτες τελικής επένδυσης, δεν οδηγεί σε ρεαλιστική κατανομή των φορτίων και συγκεκριμένα της τιμής του οριζόντιου φορτίου στην παρειά της διατομής. Τέλος, ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων, επηρεάζει το μέσο εντατικό πεδίο, από το οποίο τελικά προσεγγίζεται καλύτερα η μέση πίεση που ασκείται στην άμεση υποστήριξη.
- ο Η επίδραση του μέτρου ελαστικότητας του περιβάλλοντος γεωυλικού E στη ανάπτυξη των φορτίων στην άμεση υποστήριξη εξετάστηκε μέσω πρόσθετων αριθμητικών αναλύσεων, στις οποίες η τιμή του εκτιμήθηκε μέσω δύο διαφορετικών προσεγγίσεων: Hoek et al. (2002) και Hoek & Diederichs (2006). Από τα αποτελέσματα προέκυψε ότι αύξηση της τιμής του E οδηγεί σε μείωση των αναπτυσσόμενων φορτίων, η οποία είναι πιο έντονη στις ευμενείς γεωτεχνικές συνθήκες.
- ο Όσον αφορά στη διάμετρο της διατομής περιγράφηκαν οι τέσσερις διαφορετικοί τρόποι με τους οποίους επηρεάζει την ανάπτυξη των φορτίων της άμεσης υποστήριξης. Πιο συγκεκριμένα, η μεταβολή της διαμέτρου οδηγεί σε: (α) μεταβολή του λόγου H/D , επηρεάζοντας την ανάπτυξη της θλωτής λειτουργίας του γεωυλικού πάνω από τη διατομή στην περίπτωση των αβαθών σηράγγων, (β) μεταβολή του λόγου x/D , επηρεάζοντας την αποτόνωση πριν την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης, (γ) μεταβολή της κλίσης της καμπύλης σύγκλισης - αποτόνωσης και δ) μεταβολή της δυσκαμψίας του κελύφους της υποστήριξης. Με βάση τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για το εύρος των παραμέτρων που εξετάστηκαν προέκυψε ότι ο ρόλος των τριών πρώτων είναι γενικά μικρός, ενώ ιδιαίτερα σημαντική είναι η επίδραση του τέταρτου.
- ο Όπως φάνηκε από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων η μεταβολή της δυσκαμψίας της υποστήριξης δεν επηρεάζει την κατανομή των μετατοπίσεων και των πλαστικών παραμορφώσεων μπροστά από το μέτωπο, αλλά επηρεάζει σημαντικά την τιμή του φορτίου που καλείται να παραλάβει η άμεση υποστήριξη. Αύξηση της δυσκαμψίας οδηγεί σε αύξηση του φορτίου, η οποία είναι πιο έντονη στην περιοχή των ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών. Για τιμή του λόγου δυσκαμψιών δύο διατομών υποστήριξης 5.06, η μέγιστη τιμή του λόγου των φορτίων προέκυψε 2.20, ενώ αντίστοιχα για λόγο δυσκαμψιών 6.75 η μέγιστη τιμή του λόγου των φορτίων είναι 2.70.
- ο Για να εκτιμηθεί η επίδραση του καταστατικού προσομοιώματος πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις για το ίδιο γεωυλικό με χρήση των προσομοιωμάτων Mohr-Coulomb και Drucker-Prager. Φάνηκε ότι η διαφορά που προκύπτει στις πιέσεις εξαρτάται από τις γεωτεχνικές συνθήκες ($\sigma_c/p_{o,m}$) και από το συντελεστή οριζοντίων τάσεων K . Για τις τιμές $K = 1.0$ & 1.5 η μέγιστη ποσοστιαία διαφορά της μέσης πίεσης για τις δύο διαφορετικές προσεγγίσεις είναι $\sim 7\%$, ενώ για $K = 0.5$ φτάνει μέχρι 17% , για πολύ περιορισμένο εύρος γεωτεχνικών συνθηκών. Η μέγιστη απόκλιση που παρατηρείται ανηγμένη στη μέση γεωστατική τάση είναι περίπου $0.05p_{o,m}$.
- ο Από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων προέκυψε ότι η επίδραση της διαστολικής συμπεριφοράς του γεωυλικού είναι γενικά μικρή, καθώς η μέγιστη διαφοροποίηση της μέσης πίεσης επί της άμεσης υποστήριξης για γωνία διαστολικότητας 0° και $\varphi/4$ είναι 4% .

- ο Ιδιαίτερα ενδιαφέρουσα ήταν η μελέτη της επίδρασης που έχει στην ανάπτυξη των φορτίων η κατασκευαστική αλληλουχία. Διάνοιξη της σήραγγας σε δύο φάσεις (Άνω και Κάτω Ημιδιατομή) έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική διαφοροποίηση της μορφής της κατανομής, τη συγκέντρωση μεγάλου μέρους των φορτίων στην Άνω Ημιδιατομή και τη μείωση της μέσης πίεσης από 20% έως 55% σε σχέση με την αντίστοιχη της ολομέτωπης διάνοιξης. Επισημαίνεται ότι το μεγαλύτερο φορτίο στην ολομέτωπη διάνοιξη δεν είναι πάντα δυσμενέστερο στη διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης, καθώς το κυκλικό σχήμα της διατομής οδηγεί σε μικρές ροπές εξασφαλίζοντας συνήθως καθεστώς προέχουσας θλίψης στο σκυρόδεμα.
- ο Όσον αφορά στις διατμητικές τάσεις προέκυψε ότι για συντελεστή οριζοντίων τάσεων K ίσο με τη μονάδα οι τιμές που λαμβάνουν είναι ιδιαίτερα χαμηλές. Για $K \neq 1.0$ οι μέγιστες τιμές τείνουν να συγκεντρωθούν στη μέση των τεταρτημορίων της διατομής, λόγω της διαφορικής παραμορφωσιακής κατάστασης των εκατέρωθεν τμημάτων. Επίσης βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί αρχικά σε αύξηση των διατμητικών τάσεων, λόγω της ανάπτυξης της θολωτής λειτουργίας κοντά στη διατομή και στη συνέχεια σε μείωση λόγω της αύξησης της αντοχής και της δυσκαμψίας του γεωλικού. Η ανάλυση που έγινε, όσον αφορά στη μορφή, είναι αντιπροσωπευτική για την περίπτωση της διεπιφάνειας άμεσης υποστήριξης - τελικής επένδυσης και γεωλικού - άμεσης υποστήριξης πίσω από τη χαρακτηριστική διατομή, όπου έχουν σταθεροποιηθεί οι ορθές και διατμητικές τάσεις. Πλησίον του μετώπου εκσκαφής, όπου οι ορθές πιέσεις δεν έχουν λάβει τη μέγιστη τιμή τους και παρατηρείται συγχρόνως ανάπτυξη διαμηκών διατμητικών τάσεων, η συμπεριφορά της διεπιφάνειας γεωλικού - εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι πιο περίπλοκη και η ανάλυσή της ξεφεύγει από τους στόχους της διατριβής.
- ο Λαμβάνοντας υπόψη τον μηχανισμό του φαινομένου, τον ποσοτικό και ποιοτικό ρόλο όλων των παραμέτρων που έχουν περιγραφεί στις προηγούμενες παραγράφους μέσω στατιστικής επεξεργασίας και διαδικασιών βελτιστοποίησης προτείνονται εξισώσεις και καμπύλες για τον υπολογισμό του μέσου φορτίου, καθώς και του φορτίου στην οροφή και στην παρειά της διατομής, οι οποίες αφορούν περιπτώσεις διάνοιξης με λόγο $x/D = 0.100 - 0.125$ (x : βήμα εκσκαφής, D : διάμετρος διατομής εκσκαφής). Για τιμές του λόγου μικρότερες από το συγκεκριμένο εύρος οι προτεινόμενες εξισώσεις υποεκτιμούν τα φορτία, ενώ για τιμές του λόγου μεγαλύτερες από το εύρος αυτό υπερεκτιμούν τα φορτία.
- ο Ο συντελεστής που τελικά επιλέχθηκε για την ερμηνεία και την ποσοτικοποίηση του φαινομένου είναι ο συντελεστής TLF, ο οποίος είναι το γινόμενο του λόγου σ_c/ρ_o που αντιπροσωπεύει τις γεωτεχνικές συνθήκες και του λόγου $ED/E_{sh}d_{sh}$ που αντιπροσωπεύει τη σχετική δυσκαμψία του περιβάλλοντος γεωλικού και της άμεσης υποστήριξης:

$$TLF = \left(\frac{\sigma_c}{\rho_o} \right)^{0.30} \left(\frac{ED}{E_{sh}d_{sh}} \right)^{0.70} \quad (4-27)$$

- ο Οι προτεινόμενες σχέσεις για την εκτίμηση του λόγου $p_m/p_{o,m}$, καθώς και του άνω και κάτω ορίου του εύρους διακύμανσης αυτού είναι (για γεωυλικά όπου οι παράμετροι αντοχής έχουν εκτιμηθεί αρχικά μέσω των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown):

$$\frac{p_m}{p_{o,m}} = \frac{1.40}{(0.5TLF + 1.85)^{1.80}} \Rightarrow \frac{p}{0.50(1+K)\gamma H} = \frac{1.40}{\left(0.5 \left[\left(\frac{\sigma_c}{p_o} \right)^{0.30} \left(\frac{ED}{E_{sh}d_{sh}} \right)^{0.70} \right] + 1.85 \right)^{1.80}} \quad (4-28)$$

$$\frac{p_m}{p_{o,m}} = \frac{1.75}{(0.5TLF + 1.85)^{1.80}}, \text{ άνω όριο μέσου ανηγμένου φορτίου } p_m/p_{o,m} \quad (4-29)$$

$$\frac{p_m}{p_{o,m}} = \frac{1.15}{(0.5TLF + 1.85)^{1.80}}, \text{ κάτω όριο μέσου ανηγμένου φορτίου } p_m/p_{o,m} \quad (4-30)$$

- ο Οι προτεινόμενες σχέσεις για την εκτίμηση του λόγου p_{roof}/p_o , καθώς και του άνω και κάτω ορίου του εύρους διακύμανσης αυτού ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K είναι (για γεωυλικά όπου οι παράμετροι αντοχής έχουν εκτιμηθεί αρχικά μέσω των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown):

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{1.10}{(1.05TLF + 1.85)^{1.80}}, K=0.5 \quad (4-31)$$

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{1.30}{(1.05TLF + 1.85)^{1.80}}, K=0.5, \text{ άνω όριο ανηγμένου οροφής φορτίου } p_{roof}/p_o \quad (4-32)$$

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{0.85}{(1.05TLF + 1.85)^{1.80}}, K=0.5, \text{ κάτω όριο ανηγμένου φορτίου οροφής } p_{roof}/p_o \quad (4-33)$$

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{1.30}{(0.50TLF + 1.85)^{1.80}}, K=1.0 \quad (4-34)$$

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{1.60}{(0.50TLF + 1.85)^{1.80}}, K=1.0, \text{ άνω όριο ανηγμένου φορτίου οροφής } p_{roof}/p_o \quad (4-35)$$

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{1.00}{(0.50TLF + 1.85)^{1.80}}, K=1.0, \text{ κάτω όριο ανηγμένου φορτίου οροφής } p_{roof}/p_o \quad (4-36)$$

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{1.65}{(0.35TLF + 1.85)^{1.80}}, K=1.5 \quad (4-37)$$

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{2.05}{(0.35TLF + 1.85)^{1.80}}, K=1.5, \text{ άνω όριο ανηγμένου φορτίου οροφής } p_{roof}/p_o \quad (4-38)$$

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{1.35}{(0.35TLF + 1.85)^{1.80}}, K=1.5, \text{ κάτω όριο ανηγμένου φορτίου οροφής } p_{roof}/p_o \quad (4-39)$$

- ο Οι προτεινόμενες σχέσεις για την εκτίμηση του λόγου p_{side}/p_{roof} ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K είναι (για γεωυλικά όπου οι παράμετροι αντοχής έχουν εκτιμηθεί αρχικά μέσω των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown):

$$\frac{p_{side}}{p_{roof}} = 1.00 + 1.05TLF^{0.70}, \text{ για } K=0.5 \quad (4-40)$$

$$\frac{p_{side}}{p_{roof}} = 1.00 - 1.10, \text{ για } K=1.0 \quad (4-41)$$

$$\frac{p_{side}}{p_{roof}} = \frac{1.00}{(0.90TLF + 1.00)^{0.40}}, \text{ για } K=1.5 \quad (4-42)$$

- ο Οι προτεινόμενες σχέσεις για την εκτίμηση της κατανομής του φορτίου περί τη διατομή άμεσης υποστήριξης ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K είναι (για γεωυλικά όπου οι παράμετροι αντοχής έχουν εκτιμηθεί αρχικά μέσω των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown):

$$p = p_{side} - (p_{side} - p_{roof}) \sin^2 \omega, \text{ πάνω τμήμα διατομής, } K=0.5 \quad (4-43)$$

$$p = p_{side} - (p_{side} - p_{bot}) \sin^{2.5} \omega, \text{ κάτω τμήμα διατομής, } K=0.5 \quad (4-44)$$

$$p = p_{side} + (p_{roof} - p_{side}) \sin^{1.6} \omega, \text{ πάνω τμήμα διατομής, } K=1.5 \quad (4-45)$$

$$p = p_{side} + (p_{bot} - p_{side}) \sin^{1.7} \omega, \text{ κάτω τμήμα διατομής, } K=1.5 \quad (4-46)$$

- ο Η σύγκριση των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων με τις εκτιμήσεις των εμπειρικών και αναλυτικών μεθόδων έδειξε ότι γενικά οι μέθοδοι δεν μπορούν να θεωρηθούν αξιόπιστες. Ανάλογα με τις γεωτεχνικές συνθήκες, την τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων, αλλά και της δυσκαμψίας της άμεσης υποστήριξης, την οποία δεν λαμβάνουν υπόψη, οδηγούν σε υποεκτίμηση ή υπερεκτίμηση των φορτίων. Επίσης, δεν είναι δυνατόν να οριστεί ένα συγκεκριμένο εύρος γεωμετρικών και γεωτεχνικών συνθηκών ανά μέθοδο για το οποίο οι εκτιμήσεις τους είναι αξιόπιστες.

ΦΟΡΤΙΣΗ ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

Με βάση την εκτενή παρουσίαση στο κεφάλαιο 3 των φορτίων που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση, προκύπτει ότι τα δύο από τα πιο σημαντικά είναι τα φορτία λόγω της σταδιακής απενεργοποίησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης και τα φορτία λόγω της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς του περιβάλλοντος γεωυλικού. Ωστόσο, όπως φάνηκε από τα στοιχεία πραγματικών μελετών (βλ. §3.6), η αντιμετώπισή τους κατά το σχεδιασμό βασίζεται κυρίως σε απλουστευτικές προσεγγίσεις. Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο παρατίθεται μία ποσοτική εκτίμηση των φορτίων αυτών με βάση διδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί βασικό μειονέκτημα των διδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων είναι ότι τα αποτελέσματά τους εξαρτώνται από τη μέθοδο που έχει υιοθετηθεί για την προσομοίωση της αποτόνωσης λόγω της προχώρησης του μετώπου. Επομένως, για τον περιορισμό της επίδρασης της συγκεκριμένης αδυναμίας τα φορτία που υπολογίζονται στο συγκεκριμένο κεφάλαιο δεν εκφράζονται ως απόλυτα μεγέθη ή ως ποσοστό της γεωστατικής τάσης, αλλά ως συνάρτηση ενός «προηγούμενου» φορτίου, το οποίο μπορεί να υπολογιστεί ανεξάρτητα. Πιο συγκεκριμένα:

- ο Στο προηγούμενο κεφάλαιο μελετήθηκε εκτενώς η φόρτιση που αναπτύσσεται στο κέλυφος της άμεσης υποστήριξης κατά τη διάνοιξη σηράγγων ως συνάρτηση ενός μεγάλου πλήθους γεωμετρικών και γεωτεχνικών παραμέτρων. Η μελέτη αυτή βασίστηκε σε τριδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις, έτσι ώστε τα αποτελέσματα να είναι απαλλαγμένα από τις παραδοχές των μεθοδολογιών για την εκτίμηση της αποτόνωσης που υιοθετούνται στις διδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις.
- ο Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο για την εκτίμηση των φορτίων της τελικής επένδυσης λόγω απαξίωσης των μέτρων άμεσης υποστήριξης προσομοιώνεται ολόκληρη η διαδικασία εκσκαφής, άμεσης υποστήριξης και κατασκευής της τελικής επένδυσης. Επομένως, σε ενδιάμεσο στάδιο της ανάλυσης υπολογίζεται το φορτίο της άμεσης υποστήριξης, στο τελευταίο στάδιο το φορτίο της τελικής επένδυσης και τελικά οι σχέσεις που προτείνονται αφορούν στο λόγο των φορτίων αυτών. Ως εκ τούτου, υιοθέτηση διαφορετικής μεθοδολογίας για την προσομοίωση της αποτόνωσης θα μεταβάλλει αντίστοιχα και τα δύο φορτία, με αποτέλεσμα τη σχετικά πολύ μικρότερη μεταβολή του λόγου τους (η μεταβολή δεν είναι μηδενική λόγω της μη-γραμμικότητας του προβλήματος).
- ο Για τα φορτία λόγω του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωυλικού ακολουθείται η αντίστοιχη διαδικασία. Σε ενδιάμεσο στάδιο της ανάλυσης υπολογίζεται το φορτίο της τελικής επένδυσης πριν την επιβολή του ερπυσμού και στο τέλος της ανάλυσης το φορτίο μετά την επιβολή του

ερπυσμού. Επομένως, το φορτίο με την επίδραση του ερπυσμού εκφράζεται ως συνάρτηση της τιμής του φορτίου της τελικής επένδυσης δίχως την προσομοίωση των χρονικά εξαρτημένων φαινομένων. Επιπροσθέτως, για τη συγκεκριμένη κατηγορία φόρτισης προτείνεται και μία απλοποιητική μεθοδολογία για την ισοδύναμη αντιμετώπιση του φαινομένου δίχως την εκτέλεση αριθμητικών αναλύσεων με προσομοίωση της ερπυστικής συμπεριφοράς του γεωυλικού.

5.1 ΦΟΡΤΙΣΗ ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΠΑΞΙΩΣΗΣ ΤΩΝ ΜΕΤΡΩΝ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ

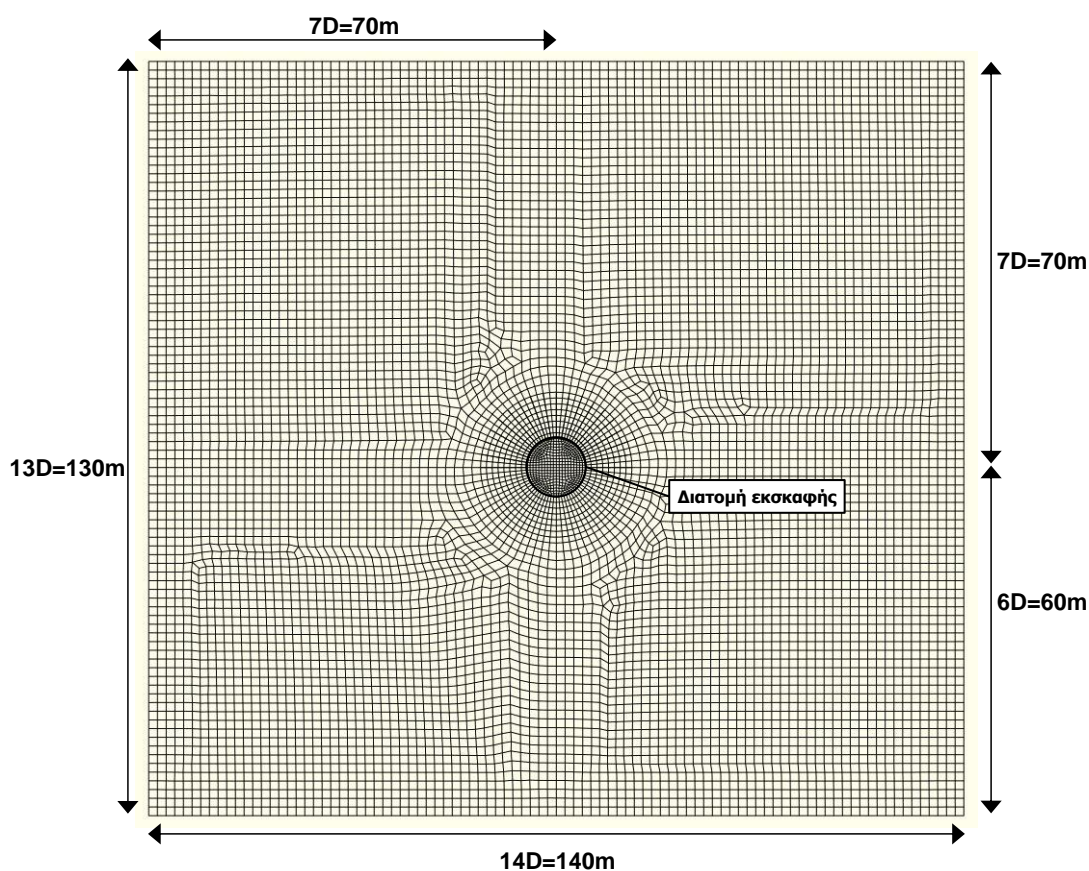
Όπως περιγράφηκε εκτενώς στην παράγραφο 3.2.1.1.2 δεν υπάρχει ούτε στη βιβλιογραφία, ούτε στην πρακτική των μελετών κάποια συγκεκριμένη και ευρέως αποδεκτή προσέγγιση όσον αφορά στην αντιμετώπιση των μέτρων άμεσης υποστήριξης κατά το σχεδιασμό της τελικής επένδυσης. Γενικά, όπως φάνηκε από την επισκόπηση της βιβλιογραφίας, υπάρχει αμφισβήτηση της ανθεκτικότητας των μέτρων άμεσης υποστήριξης κατά τη διάρκεια τεχνικής ζωής των σηράγγων, η οποία βασίζεται κυρίως στη χαμηλή ποιότητα κατασκευής - λόγω του προσωρινού χαρακτήρα - και στη μικρή τεκμηρίωση από πειραματικά δεδομένα ή στοιχεία από πραγματικές κατασκευές. Επιπροσθέτως, ακόμη και στην περίπτωση θεώρησης πλήρους απαξίωσης των μέτρων άμεσης υποστήριξης το φορτίο που μεταφέρεται στην τελική επένδυση εκτιμάται απλοποιητικά ίσο με το φορτίο που λάμβανε στο σύνολό της η διατομή άμεσης υποστήριξης. Στις παραγράφους που ακολουθούν, μελετάται λοιπόν, αυτή η διαδικασία μεταφοράς φορτίων από την άμεση υποστήριξη (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια) στην τελική επένδυση, έτσι ώστε να περιγραφεί ο μηχανισμός του φαινομένου, να ελεγχθούν οι προσεγγίσεις που γίνονται συνήθως στην πράξη και να προκύψουν ορθολογικές ποσοτικές εκτιμήσεις. Εξαιτίας της πολυπλοκότητας του φαινομένου πραγματοποιήθηκαν τρεις διαφορετικές κατηγορίες αναλύσεων (για ολομέτωπη και τμηματική διάνοιξη σε καθεμία από αυτές), έτσι ώστε να μελετηθούν τόσο οι επιμέρους συνιστώσες (φορτίο εκτοξευόμενου σκυροδέματος και αγκυρίων χωριστά), όσο και η συνδυαστική περίπτωση (ταυτόχρονη εφαρμογή και στη συνέχεια απενεργοποίηση εκτοξευόμενου σκυροδέματος και αγκυρίων):

- ο Αριθμητικές αναλύσεις για τη μελέτη της μεταφοράς του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση.
- ο Αριθμητικές αναλύσεις για τη μελέτη της μεταφοράς των φορτίων των αγκυρίων στο κέλυφος της υποστήριξης.
- ο Αριθμητικές αναλύσεις για τη μελέτη της μεταφοράς των φορτίων της άμεσης υποστήριξης (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια) στην τελική επένδυση.

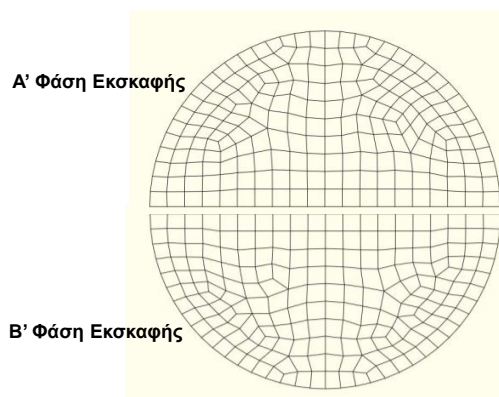
5.1.1 Περιγραφή αριθμητικού προσομοιώματος

Για τη μελέτη της μεταφοράς των φορτίων από την άμεση υποστήριξη στην τελική επένδυση, εφόσον θεωρηθεί απαξίωση των μέτρων άμεσης υποστήριξης, πραγματοποιήθηκαν διδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Οι αναλύσεις αφορούν μόνο σε βαθιές σήραγγες και μάλιστα θεωρήθηκε τιμή για το ύψος υπερκειμένων $H=100m$. Όπως έχει αναφερθεί, τα φορτία της τελικής επένδυσης εκφράζονται ως συνάρτηση του φορτίου της άμεσης υποστήριξης, επομένως η σχέση των φορτίων αυτών δεν επηρεάζεται σημαντικά από την απόλυτη τιμή του ύψους υπερκειμένων, αλλά από τη σχέση παραμέτρων βραχόμαζας ως προς το αρχικό εντατικό πεδίο.

Ο κώνναβος των πεπερασμένων στοιχείων κατασκευάστηκε στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Patran. Εξαιτίας του μικρού υπολογιστικού χρόνου επιλέχθηκαν μεγάλες διαστάσεις για το αριθμητικό προσομοίωμα (Σχήμα 5.1), καθώς και μεγάλη πυκνότητα κώνναβου πεπερασμένων στοιχείων (γενική διάσταση στοιχείων εντός της διατομής εκσκαφής $\sim 0.50\text{m}$, γενική διάσταση στοιχείων περί τη διατομή εκσκαφής $\sim 1.00\text{m}$, διάσταση στα όρια του προσομοιώματος 1.50m). Εφόσον στις αριθμητικές αναλύσεις λαμβάνεται ύψος υπερκειμένων 100m και το ύψος του αριθμητικού προσομοιώματος πάνω από τη διατομή είναι 70m , τα υπόλοιπα 30m προσομοιώνονται μέσω ισοδύναμης πίεσης $p=30\text{m}\times 25\text{kN/m}^3=750\text{kPa}$ στο άνω τμήμα του προσομοιώματος. Επίσης, αντιστοιχήθηκαν διαφορετικές ιδιότητες και υλικά στην Άνω και Κάτω Ημιδιατομή, έτσι ώστε να υπάρχει η δυνατότητα προσομοίωσης είτε ολομέτωπης είτε τμηματικής εκσκαφής σε δύο φάσεις (Σχήμα 5.2).



Σχήμα 5.1 Αριθμητικό προσομοίωμα για τη μελέτη της μεταφοράς των φορτίων της άμεσης υποστήριξης στην τελική επένδυση της σήραγγας.

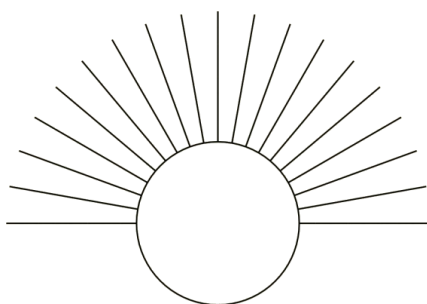


Σχήμα 5.2 Πεπερασμένα στοιχεία της Άνω και Κάτω Ημιδιατομής.

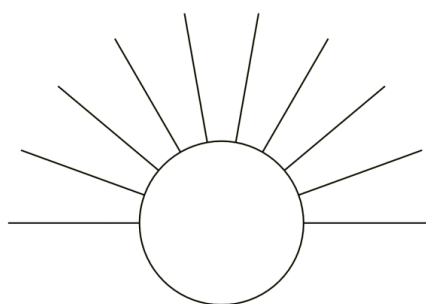
Για την προσομοίωση του περιβάλλοντος γεωυλικού χρησιμοποιήθηκαν διδιάστατα τετραπλευρικά τετρακομβικά πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης (CPE4), για την προσομοίωση του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος πεπερασμένα στοιχεία δοκού δύο κόμβων (B21) και για την προσομοίωση των αγκυρίων πεπερασμένα στοιχεία δικτυώματος δύο κόμβων (T2D2). Μεταξύ των πεπερασμένων στοιχείων κελύφους και των γειτονικών πεπερασμένων στοιχείων του περιβάλλοντος γεωυλικού διαμορφώθηκε διεπιφάνεια, έτσι ώστε να υπάρχει η δυνατότητα μέτρησης των ορθών και διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται σε αυτήν. Οι ορθές αυτές τάσεις αποτελούν το φορτίο που καταπονεί την υποστήριξη. Οι δύο εκατέρωθεν πλευρές της διεπιφάνειας θεωρήθηκαν δεσμευμένες μεταξύ τους δίχως τη δυνατότητα ολίσθησης ή/και αποκόλλησης. Στα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων ελέγχονταν μέσω αλγορίθμων το πρόσημο των ορθών τάσεων, έτσι ώστε να διασφαλιστεί ότι δεν παρατηρούνται εφελκυστικές τάσεις, οι οποίες δεν μπορούν να αναπτυχθούν στη διεπιφάνεια, καθώς στην περίπτωση αυτή το κέλυφος της υποστήριξης θα απομακρυνόταν από το περιβάλλον γεωυλικό. Στις πλευρικές παρειές των αριθμητικών προσομοιωμάτων τοποθετήθηκαν κυλίσεις και στην κάτω παρειά δεσμεύτηκαν όλες οι μετατοπίσεις των κόμβων.

Τα πεπερασμένα στοιχεία των αγκυρίων κατασκευάστηκαν και ομαδοποιήθηκαν, έτσι ώστε να είναι δυνατή η προσομοίωση διαφορετικού μήκους αγκυρίων και διαφορετικής πυκνότητας καννάβων αγκυρίων (Σχήμα 5.3). Πιο συγκεκριμένα, μελετήθηκαν αγκύρια μήκους 5.0m και 8.0m και οι δύο διαφορετικοί κάνναβοι που θεωρήθηκαν είναι¹:

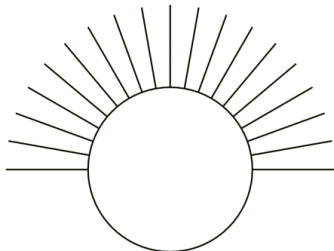
- ο Αραιός κάνναβος με απόσταση αγκυρίων εν διατομή $s=2.0m$, ανηγμένη στην ακτίνα της διατομής $s/R=2/5=0.40$ και πυκνότητα αγκυρίων $\rho=1$ αγκύριο ανά $2.0m \times 1.0 = 0.5$ αγκύρια/ m^2 (η απόσταση των αγκυρίων κατά τον διαμήκη άξονα θεωρείται 1.0m, ίση με το βήμα εκσκαφής).
- ο Πυκνός κάνναβος με απόσταση αγκυρίων εν διατομή $s=2.0m$, ανηγμένη στην ακτίνα της διατομής $s/R=1/5=0.20$ και πυκνότητα αγκυρίων $\rho=1$ αγκύριο ανά $1.0m \times 1.0m = 1$ αγκύριο/ m^2 (η απόσταση των αγκυρίων κατά το διαμήκη άξονα θεωρείται 1.0m, ίση με το βήμα εκσκαφής).



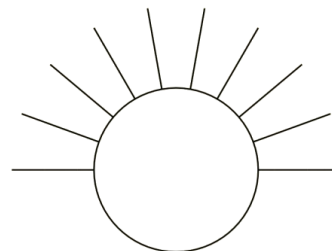
Πυκνός κάνναβος αγκυρίων, $L_b=8m$



Αραιός κάνναβος αγκυρίων, $L_b=8m$



Πυκνός κάνναβος αγκυρίων, $L_b=5m$



Αραιός κάνναβος αγκυρίων, $L_b=5m$

Σχήμα 5.3 Διατάξεις αγκυρίων που είναι δυνατόν να προσομοιωθούν με το αριθμητικό προσομοίωμα.

¹Ο χαρακτηρισμός αραιός ή πυκνός έχει συγκριτική και όχι απόλυτη σημασία.

5.1.2 Καταστατικά προσομοιώματα και κριτήρια αστοχίας

Ομοίως με τις τριδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις η συμπεριφορά του περιβάλλοντος γεωυλικού θεωρήθηκε γραμμικώς ελαστική - απολύτως πλαστική, η αντοχή του προσομοιώθηκε μέσω του κριτηρίου αστοχίας Drucker-Prager, ενώ η αρχική ποσοτικοποίηση των ιδιοτήτων των γεωυλικών γίνεται σε όρους του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown (βλ. §2.2.1). Για τη διασύνδεση των δύο κριτηρίων αστοχίας χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο Mohr-Coulomb και οι διαδικασίες που περιγράφονται στις παραγράφους 2.2.4 και 2.2.5. Για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας της βραχόμαζας υιοθετήθηκε η σχέση που προτείνεται από τους Hoek et al. (2002). Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα της άμεσης υποστήριξης, καθώς και το σκυρόδεμα της τελικής επένδυσης θεωρήθηκαν ελαστικά, ενώ τα αγκύρια θεωρήθηκαν ελαστικά - απολύτως πλαστικά.

5.1.3 Βασικές έννοιες και παραδοχές των αριθμητικών αναλύσεων

Στη συγκεκριμένη παράγραφο παρουσιάζονται οι βασικές μεταβλητές που χρησιμοποιούνται για την παρουσίαση και την επεξεργασία των αποτελεσμάτων:

- ο p_{sh} : η πίεση επί του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στο βήμα ή στα βήματα που λειτουργούν όλα τα μέτρα άμεσης υποστήριξης.
- ο $p_{sh,f}$: η πίεση επί του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μετά την απαξίωση των αγκυρίων. Ο συμβολισμός χρησιμοποιείται μόνο για τη δεύτερη κατηγορία αναλύσεων που αποσκοπεί στον υπολογισμό του φορτίου των αγκυρίων.
- ο p_{FL} : η πίεση επί της τελικής επένδυσης. Λαμβάνεται στο τελευταίο βήμα κάθε κατηγορίας αριθμητικής ανάλυσης.
- ο $p_{b,n}$: το ανηγμένο φορτίο που αναλαμβάνουν τα αγκύρια βράχου με αναγωγή της αξονικής δύναμης στην επιφάνεια επιρροής τους (για φορτίο αγκυρίου P_b και διαστάσεις καννάβου $a \times b$, προκύπτει $p_{b,n} = P_b / [a \times b]$).
- ο $p_{b,r}$: η «πραγματική» πίεση που αναλαμβάνουν τα αγκύρια βράχου, η οποία ορίζεται ως η διαφορά της πίεσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, όταν λειτουργούν τα αγκύρια με την αντίστοιχη πίεση μετά την αφαίρεση των αγκυρίων, $p_{b,r} = p_{sh,f} - p_{sh}$.
- ο p_i : η πίεση που αναλαμβάνουν συνολικά τα μέτρα άμεσης υποστήριξης, δηλαδή αθροιστικά τα αγκύρια και το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
- ο $p_{sh,m}, p_{sh,f,m}, p_{FL,m}, p_{b,n,m}, p_{b,r,m}$: ο δείκτης "m" συμβολίζει τη μέση τιμή και μπορεί να συνδυαστεί με οποιοδήποτε από τα μεγέθη που έχουν παρουσιαστεί.
- ο $p_{sh,min}, p_{sh,f,min}, p_{FL,min}, p_{b,n,min}, p_{b,r,min}$: ο δείκτης "min" συμβολίζει την ελάχιστη τιμή και μπορεί να συνδυαστεί με οποιοδήποτε από τα μεγέθη που έχουν παρουσιαστεί.
- ο $p_{sh,max}, p_{sh,f,max}, p_{FL,max}, p_{b,n,max}, p_{b,r,max}$: ο δείκτης "max" συμβολίζει τη μέγιστη τιμή και μπορεί να συνδυαστεί με οποιοδήποτε από τα μεγέθη που έχουν παρουσιαστεί.
- ο $p_{sh,roof}, p_{sh,f,roof}, p_{FL,roof}, p_{b,n,roof}, p_{b,r,roof}$: ο δείκτης "roof" συμβολίζει το σημείο στην οροφή της διατομής και μπορεί να συνδυαστεί με οποιοδήποτε από τα μεγέθη που έχουν παρουσιαστεί.

- ο $p_{sh,side}$, $p_{sh,f,side}$, $p_{FL,side}$, $p_{b,n,side}$, $p_{b,r,side}$: ο δείκτης "side" συμβολίζει το σημείο στην παρειά της διατομής και μπορεί να συνδυαστεί με οποιοδήποτε από τα μεγέθη που έχουν παρουσιαστεί.
- ο K_{sh} ή K_{fl} : η δυσκαμψία του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ή της τελικής επένδυσης αντίστοιχα.

5.1.4 Παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων

Στο πλαίσιο της μελέτης του συγκεκριμένου κεφαλαίου δόθηκε έμφαση στις παραμέτρους του περιβάλλοντος γεωυλικού, έτσι ώστε να μελετηθεί ένα ευρύ φάσμα γεωτεχνικών συνθηκών και στις διαφορετικές δυνατές διατάξεις μέτρων άμεσης υποστήριξης και τελικής επένδυσης. Συγκεντρωτικά, οι παράμετροι των αριθμητικών αναλύσεων παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 5.1 Παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων για τη μελέτη της μεταφοράς των φορτίων της άμεσης υποστήριξης στην τελική επένδυση.

Παράμετροι	Συμβολισμός	Εύρος	Μονάδες
Ύψος υπερκειμένων	H	100	m
Ακτίνα διατομής	R	5.0	m
Φάσεις εκσκαφής		1, 2	
Συντελεστής οριζοντίων τάσεων	K	0.5, 1.0, 1.5	-
Ειδικό βάρος γεωυλικού	γ	0.025	MN/m ³
Βαθμονόμηση GSI	GSI	10 - 50	-
Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη	σ_{ci}	6 - 20	MPa
Σταθερά γεωυλικού	m_i	6, 10	-
Συντελεστής διαταραχής	D	0	-
Κριτήρια αστοχίας		Drucker-Prager	
Ισοδύναμη παράμετρος συνοχής (Drucker-Prager)	d	0.097 - 0.612	MPa
Ισοδύναμη παράμετρος τριβής (Drucker-Prager)	β	24.5 - 50.5	(°)
Μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχώμαζας	E_m	245 - 4472	MPa
Μέθοδος υπολογισμού E_m		Hoek et al. (2002)	
Λόγος Poisson βραχώμαζας	ν_m	0.30	-
Πάχος εκτοξευόμενου σκυροδέματος	d_{sh}	0.20, 0.40	m
Μέτρο ελαστικότητας εκτοξευόμενου σκυροδέματος	E_{sh}	20.0	GPa
Λόγος Poisson εκτοξευόμενου σκυροδέματος	ν_{sh}	0.20	-
Πάχος τελικής επένδυσης	d_{FL}	0.40, 0.60	m
Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος τελικής επένδυσης	E_{FL}	29.0	GPa
Λόγος Poisson σκυροδέματος τελικής επένδυσης	ν_{FL}	0.20	-
Μήκος αγκυρίων	L_b	5.0, 8.0	m
Κάναβος αγκυρίων		2×1, 1×1	m ²
Διάμετρος αγκυρίων	D_b	25	mm
Αντοχή αγκυρίων	f_s	500	MPa
Μέτρο ελαστικότητας αγκυρίων	E_s	200000	MPa

Επίσης, σημειώνεται ότι η αποτόνωση της βραχώμαζας λόγω της προχώρησης του μετώπου προσομοιώθηκε μέσω της μεθοδολογίας που προτείνεται από τους Chern et al. (1998) και από τους Vlachopoulos & Diederichs (2009) με χρήση της παραμέτρου σ_{cm} του κριτηρίου Hoek-Brown.

5.1.5 Μεταφορά φορτίου εκτοξευόμενου σκυροδέματος

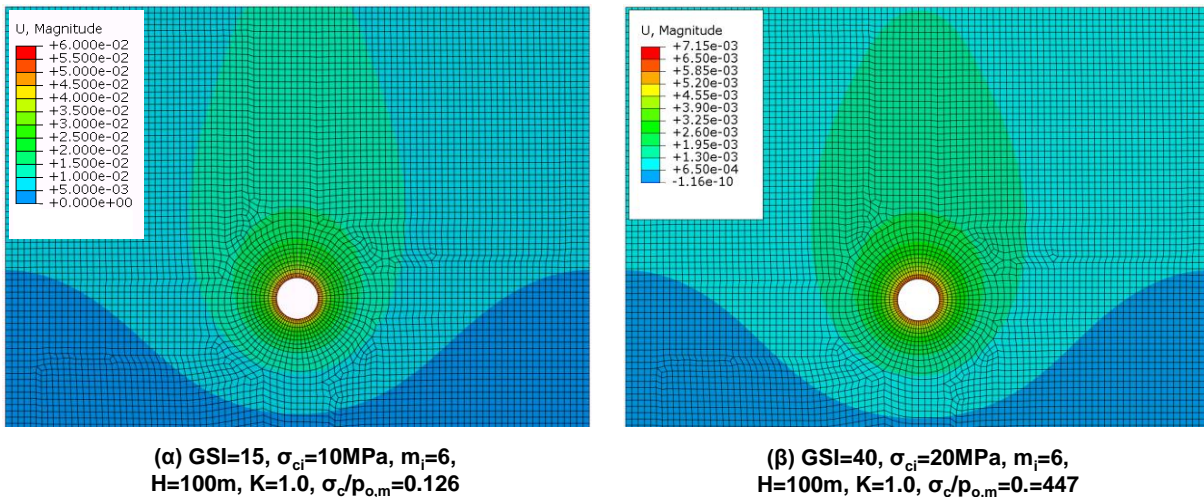
Το φαινόμενο της μεταφοράς των φορτίων από το κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στο κέλυφος της τελικής επένδυσης, με την προϋπόθεση ότι θεωρείται απαξίωση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, μελετήθηκε για την περίπτωση ολομέτωπης και τμηματικής διάνοιξης. Η σύγκριση πραγματοποιήθηκε για δύο διαφορετικούς συνδυασμούς πάχους εκτοξευόμενου σκυροδέματος και τελικής επένδυσης: (α) $d_{sh}=20\text{cm}$ & $d_{FL}=60\text{cm}$ και (β) $d_{sh}=40\text{cm}$ & $d_{FL}=40\text{cm}$, οδηγώντας σε δύο διαφορετικές τιμές σχετικής δυσκαμψίας. Επίσης, για τη συγκεκριμένη περίπτωση χρησιμοποιήθηκαν τόσο αριθμητικές αναλύσεις όσο και αναλυτικές προσεγγίσεις μέσω των καμπυλών σύγκλισης - αποτόνωσης.

5.1.5.1 Διάνοιξη σήραγγας σε μία φάση (ολομέτωπη διάνοιξη)

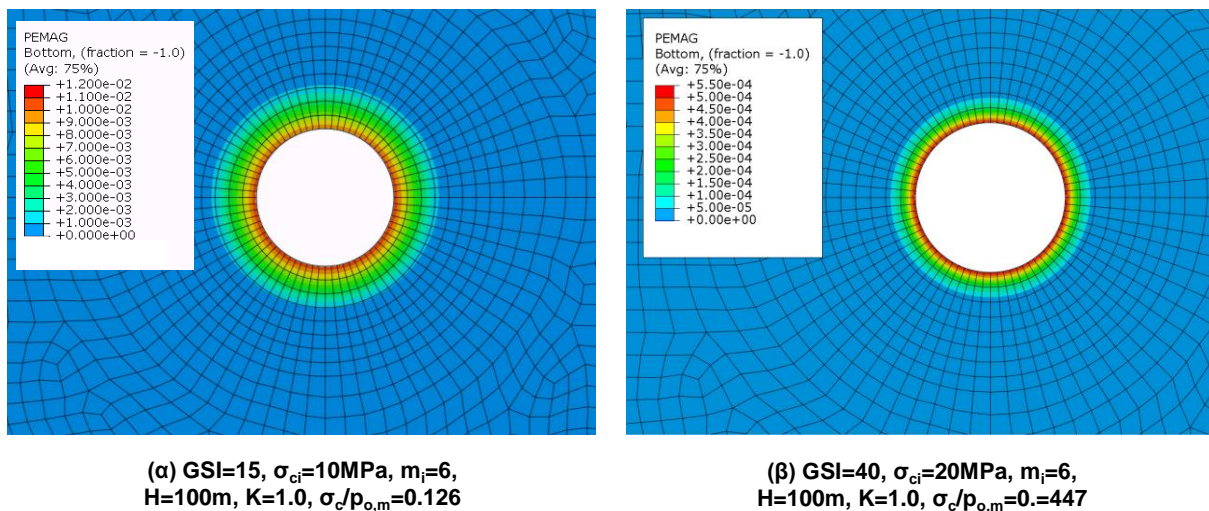
Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε, τα καταστατικά προσομοιώματα όλων των υλικών, καθώς και το εύρος των υπό μελέτη παραμέτρων έχουν περιγραφεί αναλυτικά στις παραγράφους 5.1.1, 5.1.2, και 5.1.4. Στη συγκεκριμένη κατηγορία αριθμητικών αναλύσεων η αλληλουχία των βημάτων προσομοίωσης είναι η ακόλουθη:

- ο **Βήμα 1^ο**: Επιβολή γεωστατικών τάσεων.
- ο **Βήμα 2^ο**: Προσομοίωση των προσυγκλίσεων που έχουν αναπτυχθεί πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης λόγω της προχώρησης του μετώπου μέσω ισοδύναμης απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωλικού εντός της διατομής εκσκαφής.
- ο **Βήμα 3^ο**: Πλήρης εκσκαφή της διατομής και ενεργοποίηση του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
- ο **Βήμα 4^ο**: Ενεργοποίηση του κελύφους της τελικής επένδυσης.
- ο **Βήμα 5^ο**: Απενεργοποίηση του κελύφους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Αρχικά, παρουσιάζονται χαρακτηριστικά αποτελέσματα από δύο ενδεικτικές αναλύσεις, μία για ευμενείς και μία για δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες. Επιλέχθηκε να μην χρησιμοποιηθεί ένα ενιαίο υπόμνημα στις δύο αναλύσεις για κάθε κατηγορία αποτελεσμάτων, έτσι ώστε να φανεί η μορφή της κατανομής των μεγεθών. Όσον αφορά στις μετατοπίσεις και στις πλαστικές παραμορφώσεις η μορφή των κατανομών είναι αντίστοιχη, αλλά όσο βελτιώνεται η ποιότητα του γεωλικού μειώνεται η τιμή και των δύο μεγεθών (Σχήμα 5.4 και Σχήμα 5.5). Όσον αφορά στις πιέσεις επί του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και της τελικής επένδυσης η κατανομή τους και στις δύο περιπτώσεις είναι σχεδόν κυκλική εφόσον η τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων είναι ίση με τη μονάδα (Σχήμα 5.6), με την τιμή αυτών στην περίπτωση των ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών να είναι σαφώς μικρότερη.

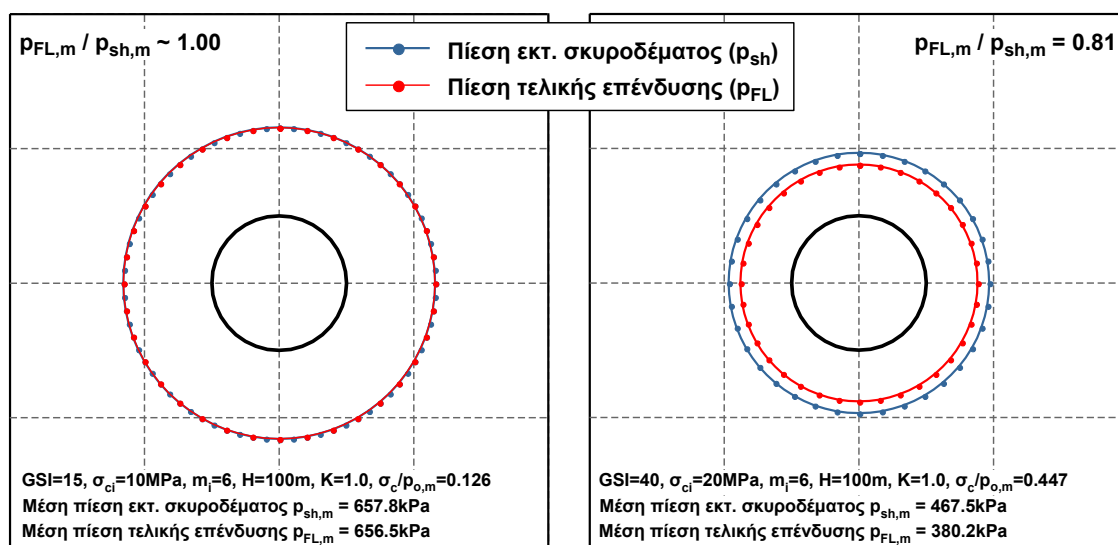


Σχήμα 5.4 Κατανομή συνολικών μετατοπίσεων για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$) για δύο διαφορετικούς συνδυασμούς γεωτεχνικών παραμέτρων του περιβάλλοντος γεωυλικού ($\sigma_c/\rho_{o,m} = 0.126$ & 0.447 και $\sigma_{cm}/\rho_{o,m} = 0.202$ & 0.869 αντίστοιχα).



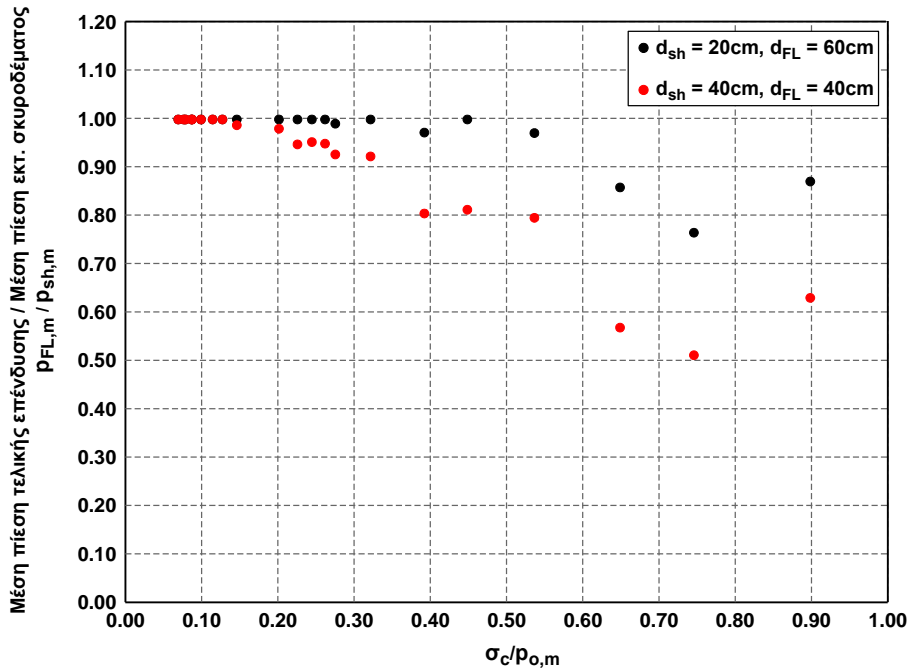
Σχήμα 5.5 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$) για δύο διαφορετικούς συνδυασμούς γεωτεχνικών παραμέτρων του περιβάλλοντος γεωυλικού ($\sigma_c/\rho_{o,m} = 0.126$ & 0.447 και $\sigma_{cm}/\rho_{o,m} = 0.202$ & 0.869 αντίστοιχα).

Στις δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες παρατηρείται πλήρης μεταβίβαση του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση, ενώ στην περίπτωση των ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών μεταβιβάζεται κατά μέσο όρο περίπου το 80% του φορτίου.



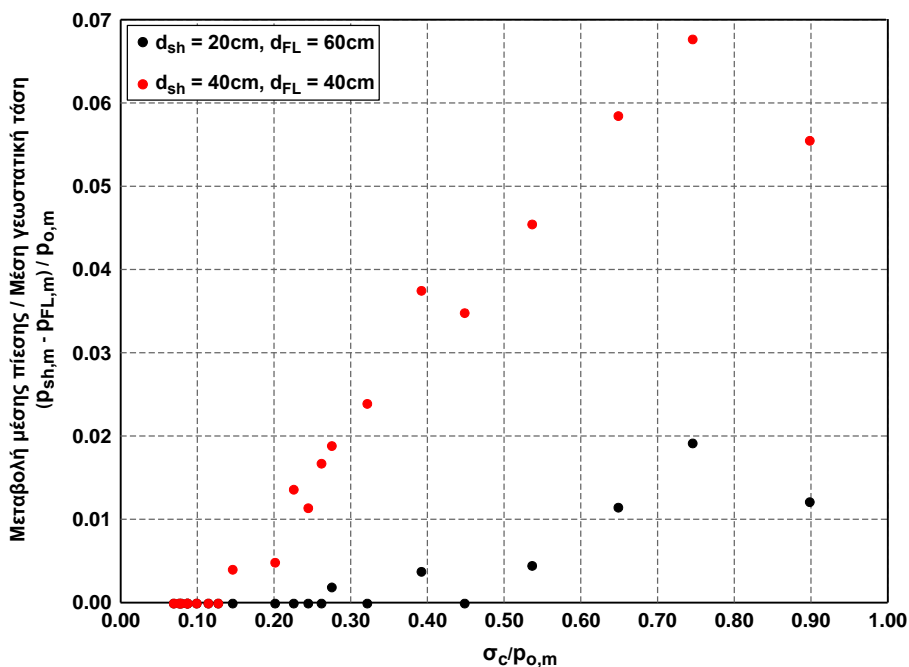
Σχήμα 5.6 Κατανομή πιέσεων περί τη διατομή στο κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος και τελικής επένδυσης για δύο αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10\text{m}$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100\text{m}$) για δύο διαφορετικούς συνδυασμούς γεωτεχνικών παραμέτρων του περιβάλλοντος γεωυλικού ($\sigma_c/p_{o,m} = 0.126$ & 0.447 και $\sigma_{cm}/p_{o,m} = 0.202$ & 0.869 αντίστοιχα). Η κλίμακα σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση πιέσεων στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

Στη συνέχεια μελετάται αναλυτικά, για όλους τους συνδυασμούς γεωτεχνικών παραμέτρων, ο τρόπος και το ποσοστό μεταφοράς του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση. Από το Σχήμα 5.7 προκύπτει ότι για χαμηλές τιμές του λόγου $\sigma_c/p_{o,m}$ ο λόγος της μέσης πίεσης επί του εκτοξευόμενου σκυροδέματος προς τη μέση πίεση της τελικής επένδυσης ($r_{FL,m}/r_{sh,m}$) είναι περίπου ίσος με τη μονάδα, δηλαδή ολόκληρο το φορτίο μεταβιβάζεται στην τελική επένδυση μετά τη θεώρηση απενεργοποίησης της άμεσης υποστήριξης. Κατόπιν, ο λόγος $r_{FL,m}/r_{sh,m}$ μειώνεται όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες φτάνοντας μέχρι την τιμή ~ 0.50 . Απομάκρυνση της άμεσης υποστήριξης οδηγεί στην εκδήλωση πρόσθετων μετατοπίσεων μέχρι την επίτευξη νέου σημείου ισορροπίας μεταξύ περιβάλλοντος γεωυλικού και τελικής επένδυσης. Στην περιοχή των ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών ακόμη και μικρές μετατοπίσεις οδηγούν στην απότομη μείωση του επιβαλλόμενου φορτίου και επομένως σε μικρές τιμές του λόγου $r_{FL,m}/r_{sh,m}$. Επίσης, παρατηρούνται μικρότερες τιμές του λόγου $r_{FL,m}/r_{sh,m}$ για το συνδυασμό πάχους εκτοξευόμενου σκυροδέματος $d_{sh}=20\text{cm}$ & πάχος τελικής επένδυσης $d_{FL}=60\text{cm}$ σε σχέση με το συνδυασμό $d_{sh}=40\text{cm}$ & $d_{FL}=40\text{cm}$. Όπως θα φανεί πιο καθαρά στην επόμενη παράγραφο, κρίσιμος για το ποσοστό μεταφοράς δεν είναι ο λόγος των δυσκαμψιών του κελύφους της άμεσης υποστήριξης και της τελικής επένδυσης, αλλά μόνο το πάχος της τελικής επένδυσης. Πιο συγκεκριμένα, μείωση του πάχους της τελικής επένδυσης οδηγεί σε μείωση του μεταφερόμενου φορτίου, καθώς αυξάνεται η παραμορφωσιμότητα του συστήματος και κατ' επέκταση οι απαιτούμενες μετακινήσεις μέχρι το νέο σημείο ισορροπίας.



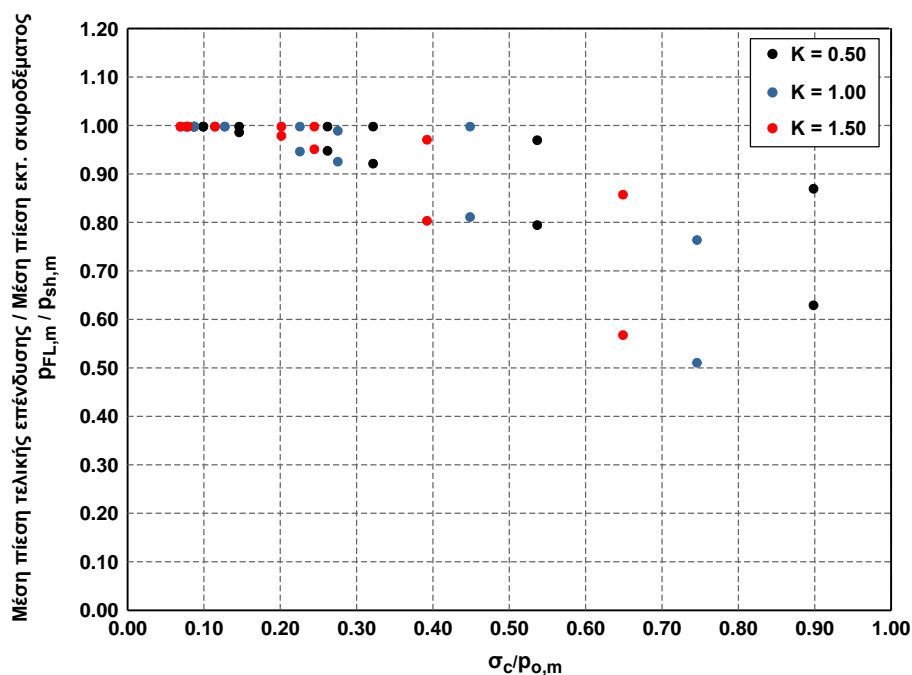
Σχήμα 5.7 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης της τελικής επένδυσης προς τη μέση πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ($p_{FL,m}/p_{sh,m}$) συναρτήσεσι του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για τους διαφορετικούς συνδυασμούς υποστήριξης για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.

Στο ακόλουθο διάγραμμα παρουσιάζεται η διαφορά του φορτίου εκτοξευόμενου σκυροδέματος και τελικής επένδυσης, λόγω της απενεργοποίησης του πρώτου, ανηγμένη στη μέση γεωστατική τάση. Με βάση τα παραπάνω, βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε αύξηση της διαφοράς, η οποία λαμβάνει τιμές μέχρι και 7% της μέση γεωστατικής τάσης.

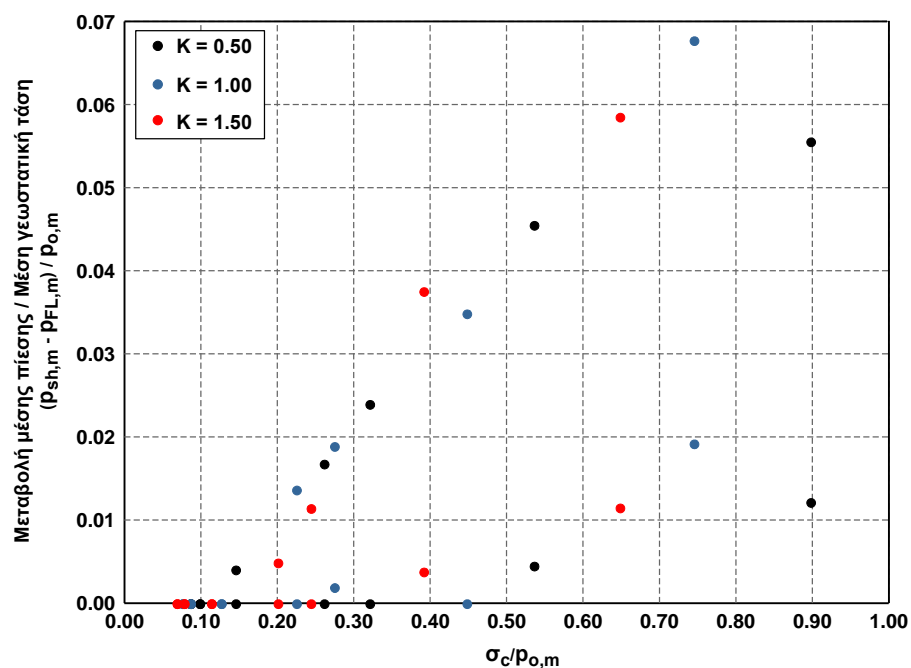


Σχήμα 5.8 Κατανομή της ανηγμένης μεταβολής της μέσης πίεσης ($p_{sh,m}-p_{FL,m}$) συναρτήσεσι του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για τους διαφορετικούς συνδυασμούς υποστήριξης για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.

Στα δύο παρακάτω σχήματα απεικονίζονται διαγράμματα που έχουν ήδη παρουσιαστεί, ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K . Εμφανές είναι ότι μηχανισμός της μεταφοράς δεν φαίνεται να εξαρτάται από την τιμή του K , πέραν της ενσωμάτωσης αυτού στη μέση γεωστατική τάση.



Σχήμα 5.9 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης της τελικής επένδυσης προς τη μέση πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ($\rho_{FL,m} / \rho_{sh,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c / \rho_{o,m}$ για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.



Σχήμα 5.10 Κατανομή της ανηγμένης μεταβολής της μέσης πίεσης ($\rho_{FL,m} - \rho_{sh,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c / \rho_{o,m}$ για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.

5.1.5.2 Διάνοιξη σήραγγας σε δύο φάσεις (τμηματική διάνοιξη)

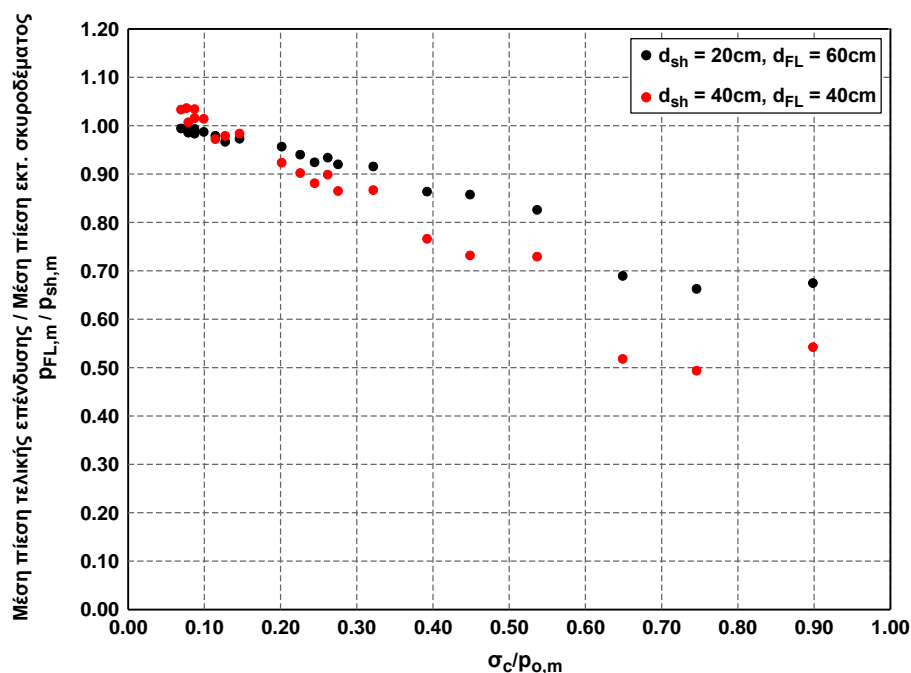
Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε, τα καταστατικά προσομοιώματα όλων των υλικών καθώς και το εύρος των υπό μελέτη παραμέτρων έχουν περιγραφεί αναλυτικά στις παραγράφους 5.1.1, 5.1.2, και 5.1.4. Στη συγκεκριμένη κατηγορία αριθμητικών αναλύσεων η αλληλουχία των βημάτων προσομοίωσης είναι η ακόλουθη:

- ο **Βήμα 1^ο**: Επιβολή γεωστατικών τάσεων.
- ο **Βήμα 2^ο**: Προσομοίωση των προσυγκλίσεων που έχουν αναπτυχθεί πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της Άνω Ημιδιατομής λόγω της προχώρησης του μετώπου μέσω ισοδύναμης απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού εντός της Άνω Ημιδιατομής.
- ο **Βήμα 3^ο**: Πλήρης εκσκαφή της Άνω Ημιδιατομής και ενεργοποίηση του άνω τμήματος του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
- ο **Βήμα 4^ο**: Προσομοίωση των προσυγκλίσεων που έχουν αναπτυχθεί πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της Κάτω Ημιδιατομής λόγω της προχώρησης του μετώπου μέσω ισοδύναμης απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού εντός της Κάτω Ημιδιατομής.
- ο **Βήμα 5^ο**: Ενεργοποίηση του κελύφους της τελικής επένδυσης.
- ο **Βήμα 6^ο**: Απενεργοποίηση του κελύφους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και των αγκυριών.

Η διάνοιξη της σήραγγας σε δύο φάσεις μεταβάλλει τόσο τη μορφή όσο και την τιμή των πιέσεων που ασκούνται στην άμεση υποστήριξη και στην τελική επένδυση, καθώς καταργείται η λειτουργία του κλειστού δακτυλίου, μειώνεται η δυσκαμψία της άμεσης υποστήριξης και αυξάνεται η αποτόνωση των τάσεων. Η διαφοροποίηση των παραμορφωσιακών και τασικών μεγεθών, καθώς και της κατανομής των πιέσεων περί τη διατομή αναλύεται διεξοδικά στην επόμενη παράγραφο, όπου σχολιάζεται συγχρόνως και ο ρόλος των αγκυριών. Στο Σχήμα 5.11 παρουσιάζεται η κατανομή του λόγου $\rho_{FL,m}/\rho_{sh,m}$ συναρτήσεως των γεωτεχνικών συνθηκών, η οποία προσεγγίζει την αντίστοιχη για την περίπτωση της ολομέτωπης διάνοιξης (Σχήμα 5.7) με μειωμένες, όμως, τιμές για το μεγαλύτερο εύρος του λόγου $\sigma_c/\rho_{o,m}$. Στη φάση της άμεσης υποστήριξης τα δύο τμήματα του εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Άνω και Κάτω Ημιδιατομή) δεν λειτουργούν ως ενιαίο κλειστό κέλυφος συγκεντρώνοντας το μεγαλύτερο ποσοστό της φόρτισης στην Άνω Ημιδιατομή. Κατά την απενεργοποίηση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, καταργείται η κατάσταση ισορροπίας και το φορτίο ανακατανέμεται στην τελική επένδυση, η οποία, όμως, είναι κλειστό κέλυφος. Η ανομοιομορφία της φόρτισης, όπως αυτή έχει αναπτυχθεί στη φάση της άμεσης υποστήριξης, έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της δυσκαμψίας με την οποία αντιδρά η τελική επένδυση, καθώς αυτή δεν εξαρτάται μόνο από τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά της, αλλά και από την κατανομή της επιβαλλόμενης φόρτισης (π.χ. επιβολή ακτινικής πίεσης ενεργοποιεί τη μέγιστη δυνατή δυσκαμψία της διατομής), οδηγώντας στη μείωση του ποσοστού του μεταφερόμενου φορτίου.

Εντούτοις, στην περιοχή των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών ($\sigma_c/\rho_{o,m} \leq 0.10$) παρατηρούνται σημεία με τιμές του λόγου $\rho_{FL,m}/\rho_{t,m}$ λίγο πάνω από τη μονάδα (≤ 1.04), δηλαδή το μέσο φορτίο της τελικής επένδυσης είναι μεγαλύτερο από το αντίστοιχο του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, καθώς οι πολύ δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες και η εκτεταμένη πλαστικοποίηση του γεωυλικού οδηγούν σε

σημαντική ανακατανομή των φορτίων, αύξηση των πιέσεων, κυρίως στον πυθμένα της διατομής, προκαλώντας την αύξηση της μέσης πίεσης έως 4%.



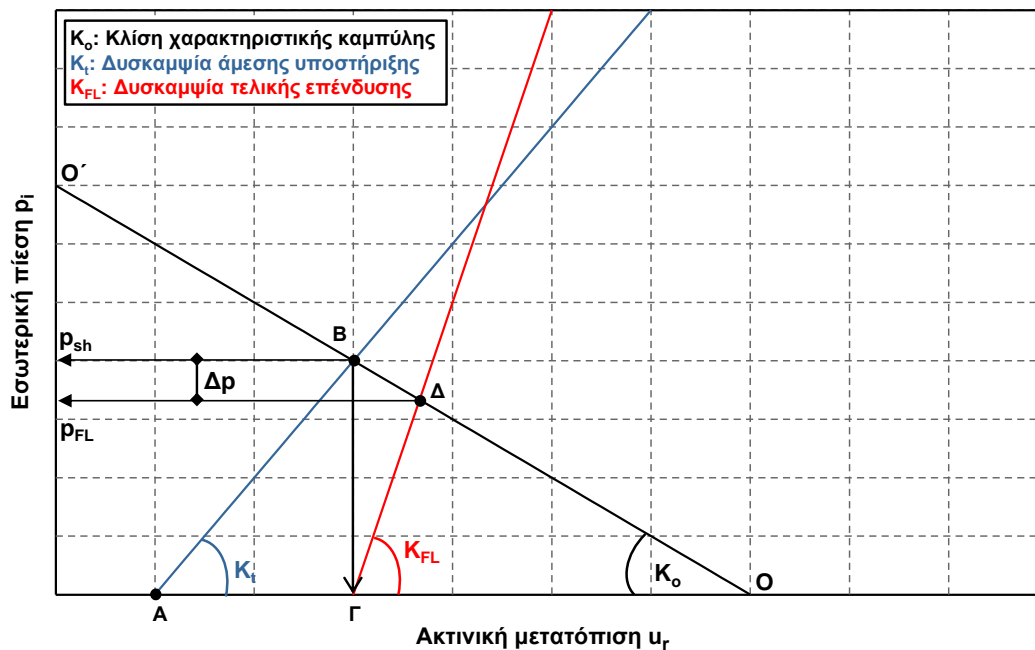
Σχήμα 5.11 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης της τελικής επένδυσης προς τη μέση πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ($p_{FL,m}/p_{sh,m}$) συναρτήσεως του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για τους διαφορετικούς συνδυασμούς υποστήριξης για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε δύο φάσεις.

5.1.5.3 Σχολιασμός με βάση τις καμπύλες σύγκλισης - αποτόνωσης

Η μεταφορά των φορτίων του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση για την περίπτωση της ολομέτωπης διάνοιξης μπορεί να προσεγγιστεί και μέσω των καμπυλών σύγκλισης - αποτόνωσης, καθώς τόσο η γεωμετρία (κυκλική διατομή, ολομέτωπη διάνοιξη), όσο και τα μέτρα υποστήριξης (άμεσα και τελικά) συνάδουν με τις παραδοχές της αναλυτικής αυτής προσέγγισης. Στην περίπτωση όπου ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων K είναι διάφορος της μονάδας στους υπολογισμούς θεωρείται η μέση γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας.

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται ο μηχανισμός του φαινομένου μέσω των καμπυλών σύγκλισης - αποτόνωσης. Η χαρακτηριστική καμπύλη της διάνοιξης (μαύρο χρώμα) εξαρτάται από το αρχικό γεωστατικό πεδίο, τη διατομή εκσκαφής και τις γεωτεχνικές παραμέτρους του γεωλικού (αντοχής και παραμορφωσιμότητας). Χρησιμοποιώντας μία εκ των μεθόδων για την εκτίμηση της διαμήκου κατανομής των συγκλίσεων (ενδεικτικά βλ. §2.5.1) υπολογίζονται οι προσυγκλίσεις που έχουν εκδηλωθεί πριν την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης (σημείο Α). Από το σημείο αυτό χαράσσεται η χαρακτηριστική ευθεία του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος (μπλε χρώμα), η κλίση της οποίας εξαρτάται από τη διάμετρο της διατομής, το πάχος του κελύφους και τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος. Το σημείο τομής αυτής με τη χαρακτηριστική καμπύλη της διάνοιξης (σημείο Β) αποτελεί το σημείο ισορροπίας και η τιμή της πίεσης που αντιστοιχεί στο σημείο αυτό είναι η πίεση που καλείται να παραλάβει το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η κατασκευή της τελικής επένδυσης δεν διαφοροποιεί την ένταση, καθώς λαμβάνει χώρα στο εσωτερικό ενός συστήματος που ισορροπεί δίχως να επιβάλλει φορτία στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Στη συνέχεια, απενεργοποίηση

του εκτοξευόμενου σκυροδέματος έχει ως αποτέλεσμα την κατάργηση της ισορροπίας και την τάση για επιπλέον παραμόρφωση του περιβάλλοντος γεωυλικού. Στο σημείο αυτό (σημείο Γ) αρχίζει να φορτίζεται η τελική επένδυση, η χαρακτηριστική ευθεία της οποίας (κόκκινο χρώμα) εξαρτάται αντιστοίχως από τη διάμετρο της διατομής, το πάχος του κελύφους και τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος (η ευθεία της τελικής επένδυσης έχει μεγαλύτερη κλίση από την αντίστοιχη του εκτοξευόμενου σκυροδέματος λόγω της μεγαλύτερης δυσκαμψίας της). Το νέο σημείο ισορροπίας είναι το σημείο τομής αυτής με τη χαρακτηριστική καμπύλη διάνοιξης (σημείο Δ) και η τιμή της πίεσης που αντιστοιχεί στο σημείο αυτό είναι η πίεση που παραλαμβάνει η τελική επένδυση. Η διαφορά, δηλαδή, του φορτίου εκτοξευόμενου σκυροδέματος και τελικής επένδυσης είναι η διαφορά των τεταγμένων των σημείων Α και Β και συμβολίζεται στο σχήμα με Δp .



Σχήμα 5.12 Μηχανισμός μεταφοράς των φορτίων από το κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση μέσω των καμπυλών σύγκλισης αποτόνωσης για ολομέτωπη διάνοιξη και κυκλική διατομή εκσκαφή.

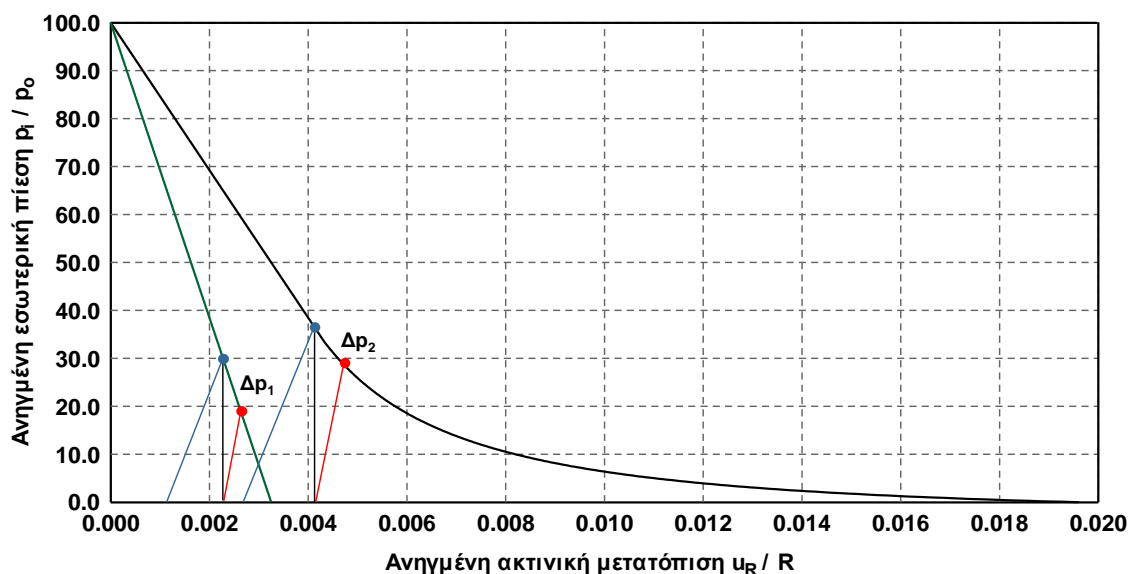
Οι τιμές των λόγων που προέκυψαν από τις καμπύλες σύγκλισης αποτόνωσης πρακτικά συμπίπτουν με τις αντίστοιχες τιμές των λόγων από τις αριθμητικές αναλύσεις στην περιοχή των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, ενώ η απόκλισή τους αυξάνεται όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Οι βασικοί λόγοι για τους οποίους παρατηρούνται οι διαφορές μεταξύ των αριθμητικών αναλύσεων και της αναλυτικής επίλυσης είναι οι ακόλουθοι:

- ο Η επίλυση των καμπυλών - σύγκλισης αποτόνωσης βασίζεται στη θεώρηση ακτινικού εντακτικού πεδίου. Αντίθετα, στις αριθμητικές αναλύσεις προσομοιώνεται η βαρύτητα με αποτέλεσμα να καταργείται η αξονοσυμμετρία οδηγώντας σε μεταβολή των αποτελεσμάτων περί τη διατομή, ακόμη και για την περίπτωση όπου ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων είναι ίσος με τη μονάδα ($K=1$). Λόγω του μεγάλου βάθους διάνοιξης η επίδραση αυτή είναι γενικά μικρή, οδηγεί, όμως, σε ορισμένες διαφοροποιήσεις των αποτελεσμάτων.
- ο Στις περιπτώσεις όπου ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων είναι διάφορος της μονάδας ($K \neq 1$), στην αναλυτική επίλυση ως αρχική γεωστατική τάση θεωρείται η μέση γεωστατική τάση $p_{o,m} = 0.5(1+K)\gamma H$. Αντιθέτως, στις αριθμητικές αναλύσεις προσομοιώνεται με ακρίβεια η ανάπτυξη

των αρχικών γεωστατικών τάσεων, η οποία στη συνέχεια οδηγεί σε μεταβολή των αποτελεσμάτων (μετατοπίσεων, πιέσεων κ.τ.λ.) περί τη διατομή εκσκαφής. Επομένως, συγκρίνοντας τη μέση πίεση από τις αριθμητικές αναλύσεις με την πίεση από την αναλυτική προσέγγιση εύλογο είναι ότι προκύπτουν μεγαλύτερες διαφοροποιήσεις από αυτές που περιγράφηκαν στην προηγούμενη παράγραφο.

- ο Στις ευμενείς γεωτεχνικές συνθήκες οι μετατοπίσεις που αναπτύσσονται, τόσο πριν την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης όσο και στο τέλος της εκσκαφής, είναι γενικά μικρές. Επομένως, μπορεί να προκύψει μικρή ποσοστιαία διαφοροποίηση στις τελικές τιμές των πιέσεων λόγω του αριθμητικού υπολογισμού των μετατοπίσεων.
- ο Η ποσοστιαία διαφορά μεταξύ των δύο προσεγγίσεων αυξάνεται στις ευμενείς γεωτεχνικές συνθήκες. Στην περιοχή αυτή, όμως, τα φορτία που αναπτύσσονται είναι γενικά μικρά, με αποτέλεσμα η διαφορά της αναλυτικής και αριθμητικής επίλυσης να είναι μικρό ποσοστό της μέσης γεωστατικής τάσης.

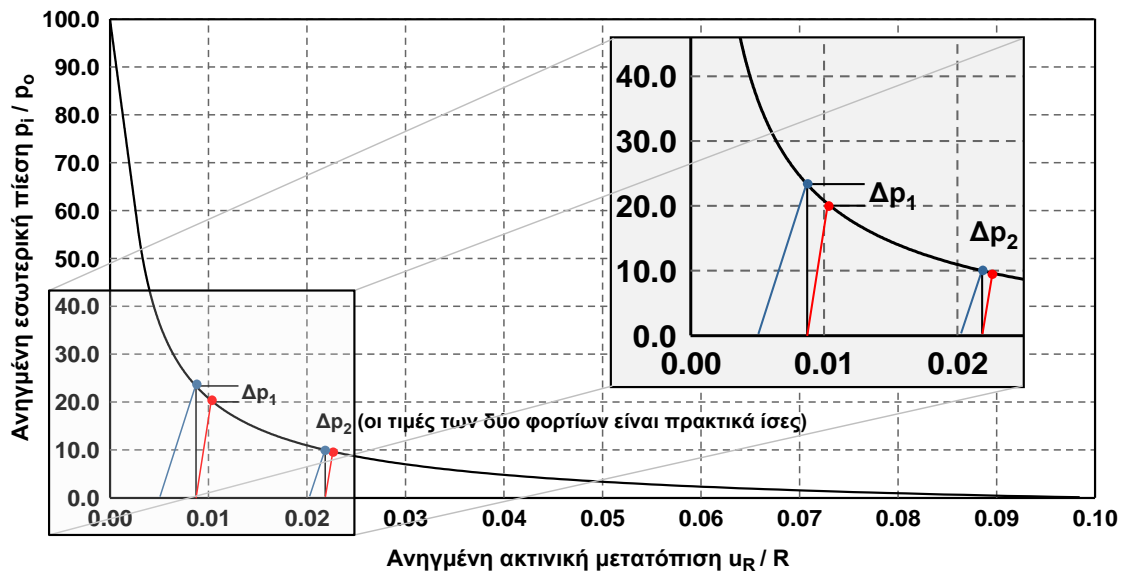
Για τη μελέτη της επίδρασης των γεωτεχνικών συνθηκών απεικονίζονται στο Σχήμα 5.14 δύο περιπτώσεις διάνοιξης σηράγγων σε διαφορετικές γεωτεχνικές συνθήκες με ίδιο, όμως, κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος και τελικής επένδυσης. Είναι εμφανές ότι στην περίπτωση των ευμενέστερων γεωτεχνικών συνθηκών (πράσινη ευθεία), λόγω της μεγαλύτερης κλίσης της χαρακτηριστικής καμπύλης, η μείωση του φορτίου κατά την απενεργοποίηση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι μεγαλύτερη ($\Delta p_1 > \Delta p_2$) οδηγώντας τελικά σε μείωση του λόγου $p_{FL,m}/p_{sh,m}$.



Σχήμα 5.13 Παράδειγμα μεταφοράς φορτίου εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση μέσω των καμπυλών σύγκλισης αποτόνωσης για την περίπτωση ολομέτωπης διάνοιξης και κυκλικής διατομής εκσκαφής, για δύο διαφορετικές περιπτώσεις γεωτεχνικών συνθηκών.

Αντίστοιχη είναι η διαφοροποίηση του λόγου $p_{FL,m}/p_{sh,m}$ στην περίπτωση της μεταβολής της αποτόνωσης πριν από την τοποθέτηση της άμεσης υποστήριξης (Σχήμα 5.14). Μείωση της αποτόνωσης (μείωση βήματος εκσκαφής, τοποθέτηση αγκυριών fibreglass, δοκών προπορείας κ.τ.λ.) οδηγεί σε αύξηση του φορτίου στην άμεση υποστήριξη, αλλά σε μείωση της τιμής του λόγου $p_{FL,m}/p_{sh,m}$, καθώς το σημείο ισορροπίας μετακινείται σε τμήμα της καμπύλης με μεγαλύτερη κλίση. Χαρακτηριστικό είναι ότι στην περίπτωση ιδιαίτερα δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, όπου το σημείο

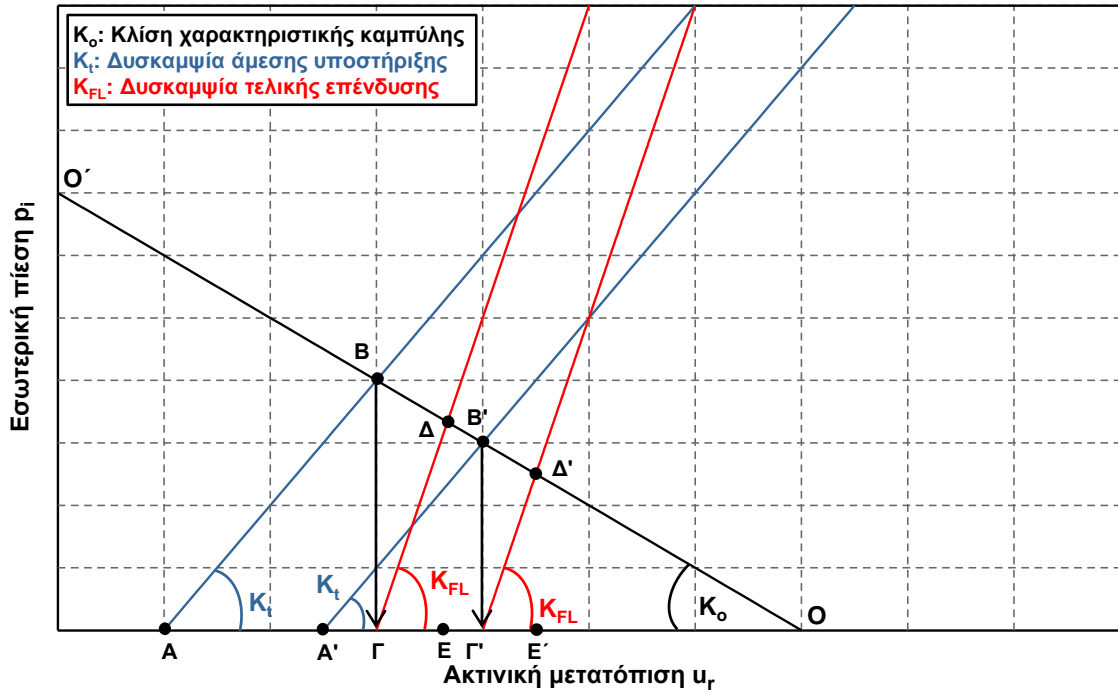
ισορροπίας βρίσκεται σε τμήμα της καμπύλης με πολύ μικρή κλίση, πρακτικά οι τιμές του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και της τελικής επένδυσης ταυτίζονται.



Σχήμα 5.14 Παράδειγμα μεταφοράς φορτίου εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση μέσω των καμπυλών σύγκλισης αποτόνωσης για ολομέτωπη διάνοιξη και κυκλική διατομή εκσκαφής, για δύο διαφορετικές περιπτώσεις αποτόνωσης πριν από την τοποθέτηση της άμεσης υποστήριξης.

Ειδικά για την περίπτωση όπου δεν αναπτύσσεται πλαστική ζώνη περί τη διατομή εκσκαφής προκύπτει εύκολα από τις καμπύλες σύγκλισης - αποτόνωσης, ότι ο λόγος του φορτίου της τελικής επένδυσης προς το αρχικό φορτίο του εκτοξευόμενου σκυροδέματος εξαρτάται μόνο από τις γεωτεχνικές συνθήκες και τα χαρακτηριστικά της υποστήριξης και είναι εντελώς ανεξάρτητος της αποτόνωσης που έχει λάβει χώρα πριν από την κατασκευή/τοποθέτηση της άμεσης υποστήριξης. Στη συνέχεια, παρατίθεται η απόδειξη, η οποία βασίζεται στην ομοιότητα των τριγώνων που σχηματίζονται από τις χαρακτηριστικές καμπύλες γεωυλικού και υποστήριξης (Μαριγούδης, 2011).

Έστω χαρακτηριστική καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης OO' , η οποία είναι ευθεία και αντιστοιχεί σε ελαστική συμπεριφορά του περιβάλλοντος γεωυλικού για όλο το φάσμα της αποτόνωσης (συντελεστής υπερφόρτισης $N_s < 1$). Θεωρούνται δύο διαφορετικά σημεία κατασκευής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος: A και A' . Τα σημεία B και B' είναι αντίστοιχα τα σημεία ισορροπίας του συστήματος άμεσης υποστήριξης - περιβάλλον γεωυλικό. Κατόπιν, θεωρείται απενεργοποίηση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και κατασκευή της τελικής επένδυσης (σημεία Γ και Γ') η οποία παραμορφώνεται μέχρι να ισορροπήσει στα σημεία Δ και Δ' αντίστοιχα. Τέλος, τα σημεία E και E' είναι οι κατακόρυφες προβολές των σημείων Δ και Δ' στον οριζόντιο άξονα. Επομένως, το μήκος των ευθυγράμμων τμημάτων $B\Gamma$ και $B'\Gamma'$ αντιπροσωπεύει το φορτίο του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και των ΔE και $\Delta'E'$ το φορτίο της τελικής επένδυσης αντίστοιχα. Στο ακόλουθο σχήμα απεικονίζεται γραφικά το πρόβλημα και κατόπιν περιγράφεται η αλληλουχία των συλλογισμών.



Σχήμα 5.15 Χαρακτηριστικές καμπύλες σύγκλισης - αποτόνωσης και υποστήριξης για σήραγγα με κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος ως άμεση υποστήριξη και ελαστική συμπεριφορά του περιβάλλοντος γεωυλικού, για δύο διαφορετικά σημεία τοποθέτησης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος (A και A').

Από την ομοιότητα τριγώνων (BΓO) και (B'Γ'O) προκύπτει:

$$\frac{B\Gamma}{B'\Gamma'} = \frac{BO}{B'O} = \frac{GO}{\Gamma'O} \quad (5-1)$$

Στη συνέχεια με βάση την ομοιότητα τριγώνων (ΔEO) και (Δ'E'O):

$$\frac{\Delta E}{\Delta'E'} = \frac{\Delta O}{\Delta'O} = \frac{EO}{E'O} \quad (5-2)$$

Επίσης, από την ομοιότητα τριγώνων (ΓΔO) και (Γ'Δ'O) προκύπτει:

$$\frac{\Gamma\Delta}{\Gamma'\Delta'} = \frac{\Gamma O}{\Gamma'O} = \frac{\Delta O}{\Delta'O} \quad (5-3)$$

Κατόπιν από τις δύο τελευταίες σχέσεις απορρέει:

$$\frac{\Delta E}{\Delta'E'} = \frac{\Gamma O}{\Gamma'O} \quad (5-4)$$

Τέλος, συνδυάζοντας την πρώτη σχέση (5-1) με την τελευταία (5-4) προκύπτει:

$$\frac{B\Gamma}{B'\Gamma'} = \frac{\Delta E}{\Delta'E'} \Rightarrow \frac{\Delta E}{B\Gamma} = \frac{\Delta'E'}{B'\Gamma'} = \text{σταθ.} = \frac{p_{FL}}{p_{sh}} \quad (5-5)$$

Συμπερασματικά είναι εμφανές ότι ο λόγος του φορτίου της τελικής επένδυσης προς το φορτίο του εκτοξευόμενου σκυροδέματος παραμένει σταθερός ανεξάρτητα από τις προσυγκλίσεις που έχουν εκδηλωθεί πριν από την κατασκευή της άμεσης υποστήριξης αφαιρώντας από το υπό μελέτη πρόβλημα μία σημαντική αβεβαιότητα.

5.1.6 Μεταφορά φορτίου αγκυρίων

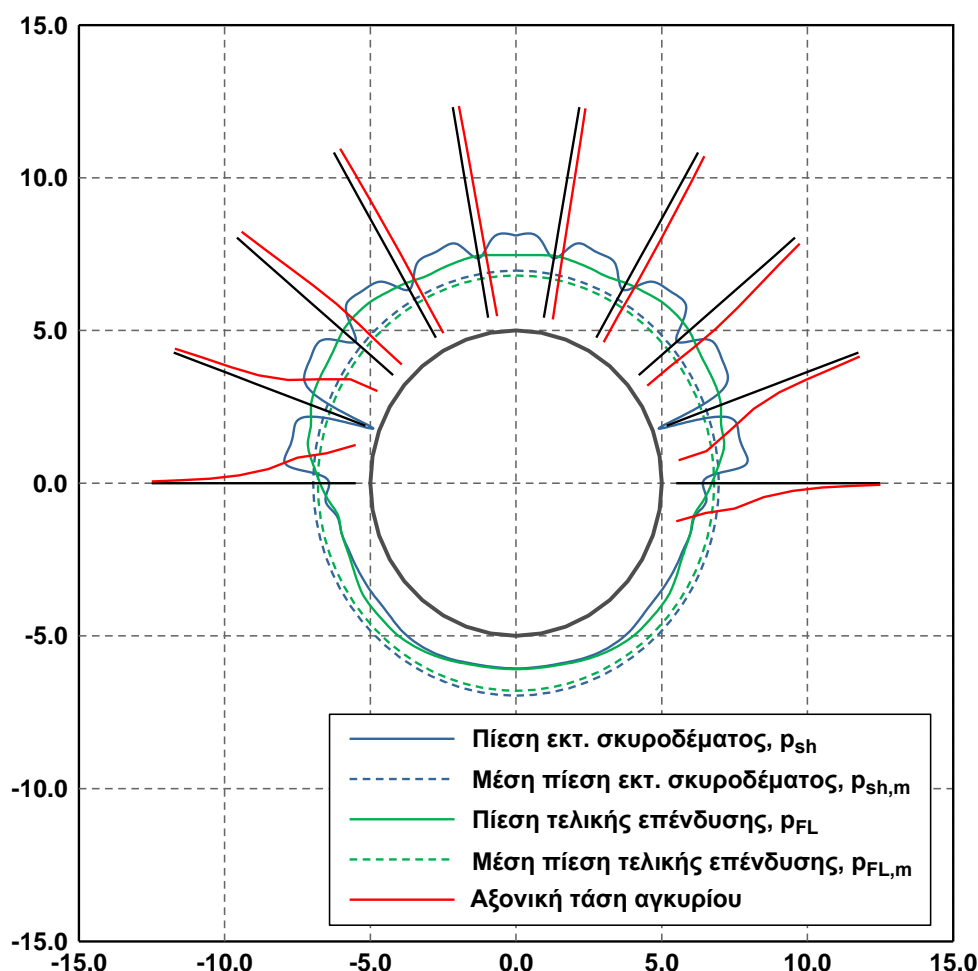
Η μεταφορά του φορτίου των αγκυρίων στην τελική επένδυση, εφόσον θεωρηθεί απαξίωση αυτών, παρουσιάζει μεγαλύτερες αβεβαιότητες και περισσότερες δυσκολίες ως προς το μηχανισμό σε σχέση με τη μεταφορά του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Βασική δυσκολία της διαδικασίας αυτής είναι η προσομοίωση του φορτίου των αγκυρίων και η εκτίμηση της μορφής και της τιμής της φόρτισης που επιβάλλεται στο κέλυφος της υποστήριξης.

Για να γίνει κατανοητό το φαινόμενο είναι αναγκαίο να περιγραφεί και να αναλυθεί, ήδη, από τη φάση της άμεσης υποστήριξης. Τα αγκύρια είναι σημειακά τοποθετημένα περί τη διατομή υποστήριξης και φορτίζονται λόγω της μεταβαλλόμενης ακτινικής μετατόπισης που επιβάλλεται στο γεωυλικό γύρω από τη διατομή εκσκαφής, προκαλώντας την παραμόρφωσή τους. Επομένως, στην κατάσταση ισορροπίας ασκούν στο κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μία δύναμη αντίρροπη με την πίεση που δέχεται από το περιβάλλον γεωυλικό, λειτουργώντας ουσιαστικά ως στηρίξεις. Τη δύναμη αυτή τη μεταβιβάζουν μέσω δυνάμεων συνάφειας που αναπτύσσονται στην παράπλευρη επιφάνεια του διατρήματος στο περιβάλλον γεωυλικό. Άρα, η απενεργοποίηση των αγκυρίων για το κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, σε αντίθεση με την τελική επένδυση, δεν είναι ουσιαστικά επιβολή πρόσθετης φόρτισης, αλλά κατάργηση της κατάστασης ισορροπίας και απομάκρυνση στήριξης, η οποία προκαλεί παραμόρφωση ενός τμήματος της διατομής και αύξηση της πίεσης που δέχεται μέχρι το νέο σημείο ισορροπίας. Δηλαδή το επιπλέον φορτίο δεν είναι σημειακό, αλλά ανηγμένο σε μία περιοχή περί το αγκύριο, προκαλώντας «τοπική» αύξηση της συνολικής πίεσης. Λαμβάνοντας υπόψη ότι τα αγκύρια τοποθετούνται σε κάρνα, η απενεργοποίησή τους μεταβάλλει το σημείο ισορροπίας ολόκληρης της διατομής και το συνολικό πρόσθετο φορτίο μπορεί να προσομοιωθεί με μία ισοδύναμη πίεση γύρω από τη διατομή, η οποία είναι αποτέλεσμα όλων των «τοπικών» πιέσεων στη γειτονία κάθε αγκυρίου. Όσον αφορά στην τιμή της πρόσθετης πίεσης, συνήθως παραδοχή στις περιπτώσεις αυτές είναι ο υπολογισμός της ισοδύναμης πίεσης ενός αγκυρίου μέσω διαίρεσης του φορτίου του με την επιφάνεια επιρροής (για αγκύριο τοποθετημένο σε κάρνα $a \times b$ με αξονικό φορτίο P_b , με βάση τη συγκεκριμένη προσέγγιση η πίεση είναι $p_{b,n} = P_b/a \times b$).

Στη συγκεκριμένη παράγραφο αρχικά εξετάζεται ο τρόπος φόρτισης των αγκυρίων, η συνεισφορά τους στην άμεση υποστήριξη και κατόπιν θεωρείται απενεργοποίησή τους εξετάζοντας τη μορφή και την τιμή της πρόσθετης φόρτισης που προκαλείται στο κέλυφος της υποστήριξης και στην ισχύ της προαναφερθείσας απλοποιητικής ποσοτικής προσέγγισης. Για τη συγκεκριμένη κατηγορία εκτελέστηκαν αριθμητικές αναλύσεις τόσο για ολομέτωπη όσο και για τμηματική διάνοιξη της σήραγγας. Η μελέτη των δύο αυτών περιπτώσεων κρίθηκε αναγκαία εξαιτίας της διαφορετικής έντασης, τόσο ως προς το μέγεθος όσο και ως προς τη μορφή, που προκαλείται στα αγκύρια ανάλογα με τη δυσκαμψία του κελύφους του σκυροδέματος (πολύ μεγαλύτερη δυσκαμψία στην ολομέτωπη διάνοιξη, όπου δημιουργείται άμεσα κλειστός δακτύλιος). Επίσης, για να απομονωθεί ο ρόλος των αγκυρίων δεν προσομοιώνεται η κατασκευή της τελικής επένδυσης, δηλαδή το πρόσθετο φορτίο λόγω της απενεργοποίησης των αγκυρίων επιβάλλεται στο κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Αξίζει να σημειωθεί ότι λόγω του πλήθους των αγκυρίων και της διακριτής λειτουργίας τους κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου, η πιθανή απενεργοποίησή τους δεν συμβαίνει συγχρόνως, αλλά αποτελεί τυχηματικό φαινόμενο. Επομένως, η φόρτιση στα ενδιάμεσα στάδια μέχρι την πλήρη απενεργοποίηση όλων των αγκυρίων ενδέχεται να λαμβάνει διαφορετικές μορφές, ορισμένες από τις οποίες μπορεί να είναι δυσμενείς λόγω της ασυμμετρίας που τις χαρακτηρίζει.

Για την εποπτική απεικόνιση των πιέσεων που ασκούνται στο κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και της τελικής επένδυσης, αλλά και των τάσεων που αναπτύσσονται στα αγκύρια χρησιμοποιούνται διαγράμματα αντίστοιχα με το παρακάτω. Με σκούρο γκρι χρώμα απεικονίζεται η περίμετρος της διατομής της σήραγγας και με μαύρο χρώμα τα αγκύρια, τα οποία σχεδιάζονται ενώνοντας τα μέσα των πεπερασμένων στοιχείων δικτυώματος. Για το λόγο αυτό, η αρχή του κάθε αγκυρίου, στο συγκεκριμένο διάγραμμα, βρίσκεται σε απόσταση 0.5m από τη διατομή της σήραγγας και όχι σε άμεση επαφή μ' αυτήν. Περί τη διατομή προβάλλεται στη συγκεκριμένη περίπτωση με συνεχή μπλε γραμμή η κατανομή της πίεσης που ασκείται στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, με μπλε διακεκομμένη γραμμή η μέση πίεση στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, με πράσινη συνεχή γραμμή η πίεση στην τελική επένδυση και με πράσινη διακεκομμένη γραμμή η μέση πίεση στην τελική επένδυση. Τέλος, με το κόκκινο χρώμα απεικονίζεται η κατανομή της αξονικής τάσης στα αγκύρια. Το διάγραμμα σχεδιάζεται υπό κλίμακα επιτρέποντας τη σύγκριση μόνο μεταξύ ίδιων μεγεθών (σύγκριση μεταξύ πιέσεων και σύγκριση μεταξύ αξονικών τάσεων αγκυρίων). Ανάλογα με την κατηγορία των αναλύσεων μπορεί να απεικονίζονται διαφορετικά μεγέθη.



Σχήμα 5.16 Ενδεικτικό διάγραμμα απεικόνισης των πιέσεων περί τη διατομή, σε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και τελική επένδυση και της τάσης των αγκυρίων. Η σχεδίαση είναι υπό κλίμακα επιτρέποντας τη σύγκριση μόνο μεταξύ ίδιων μεγεθών (σύγκριση μεταξύ πιέσεων και σύγκριση μεταξύ αξονικών τάσεων αγκυρίων) στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

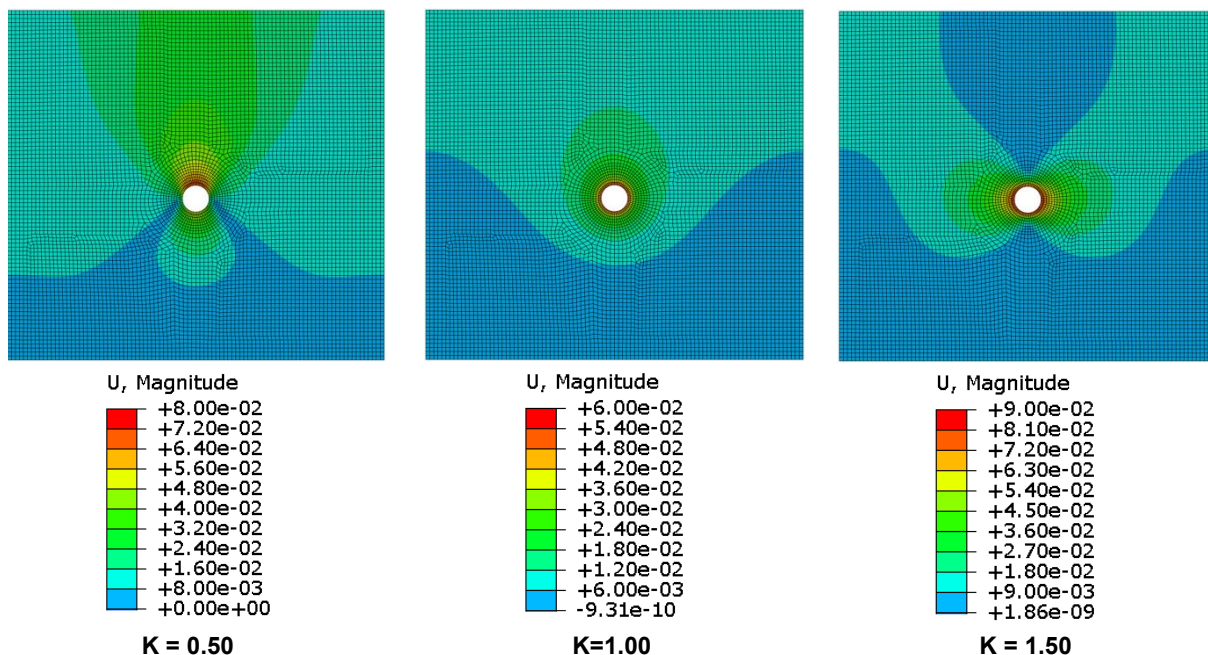
5.1.6.1 Διάνοιξη σήραγγας σε μία φάση (ολομέτωση διάνοιξη)

Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε, τα καταστατικά προσομοιώματα όλων των υλικών καθώς και το εύρος των υπό μελέτη παραμέτρων έχουν περιγραφεί αναλυτικά στις παραγράφους 5.1.1, 5.1.2, και 5.1.4. Στη συγκεκριμένη κατηγορία αριθμητικών αναλύσεων η αλληλουχία των βημάτων προσομοίωσης είναι η ακόλουθη:

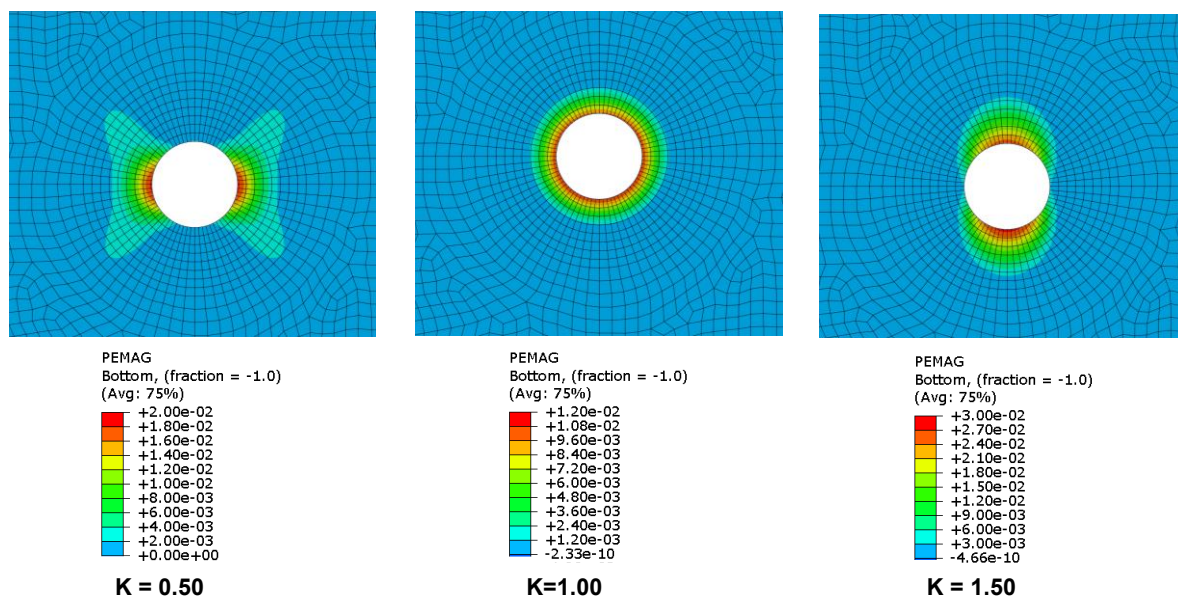
- ο **Βήμα 1^ο**: Επιβολή γεωστατικών τάσεων.
- ο **Βήμα 2^ο**: Προσομοίωση των προσυγκλίσεων που έχουν αναπτυχθεί πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης λόγω της προχώρησης του μετώπου μέσω ισοδύναμης απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού εντός της διατομής εκσκαφής.
- ο **Βήμα 3^ο**: Πλήρης εκσκαφή της διατομής και ενεργοποίηση του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος και των αγκυριών.
- ο **Βήμα 4^ο**: Απενεργοποίηση των αγκυριών.

Αρχικά παρουσιάζονται χαρακτηριστικά αποτελέσματα από τρεις ενδεικτικές αναλύσεις, για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K , έτσι ώστε να σχολιαστεί η συσχέτιση μεταξύ των αναπτυσσόμενων μετατοπίσεων, πιέσεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και φορτίων στα αγκύρια. Επιλέχθηκε να μην χρησιμοποιηθεί ένα ενιαίο υπόμνημα στις δύο αναλύσεις για κάθε κατηγορία αποτελεσμάτων, έτσι ώστε να φανεί η μορφή της κατανομής των μεγεθών. Τα χαρακτηριστικά της περιβάλλουσας βραχώμαζας στις συγκεκριμένες αναλύσεις είναι $GSI=15$, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$, $m_i=6$, πάχος εκτοξευόμενου σκυροδέματος $d_{sh}=40\text{cm}$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0\text{m}$ σε κάνναβο $1.0\text{m}\times 2.0\text{m}$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) και οι τιμές των δεικτών ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών είναι: (α) για $K=0.5$ $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.269$ & $\sigma_c/\rho_{o,m}=0.145$, (β) για $K=1.0$ $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.202$ & $\sigma_c/\rho_{o,m}=0.126$ και (γ) για $K=1.5$ $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.161$ & $\sigma_c/\rho_{o,m}=0.113$.

Σε αντιστοιχία με τις τριδιάστατες αναλύσεις που παρουσιάστηκαν και σχολιάστηκαν στο Κεφάλαιο 4 για $K=0.5 < 1.0$ οι πλαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται κυρίως στις παρειές της διατομής εκσκαφής, ενώ οι μέγιστες μετατοπίσεις στην οροφή. Για $K=1.5 > 1.0$, οι κατανομές των πλαστικών παραμορφώσεων και συνολικών μετατοπίσεων είναι πρακτικά αντίστροφες. Τέλος, για $K=1.0$ οι πλαστικές παραμορφώσεις αναπτύσσονται ως ομόκεντροι κύκλοι, ενώ οι συνολικές μετατοπίσεις προσεγγίζουν μία πεπλατυσμένη κυκλική κατανομή (ο μεγάλος άξονας συμπίπτει με την κατακόρυφο), λόγω της επίδρασης της βαρύτητας.



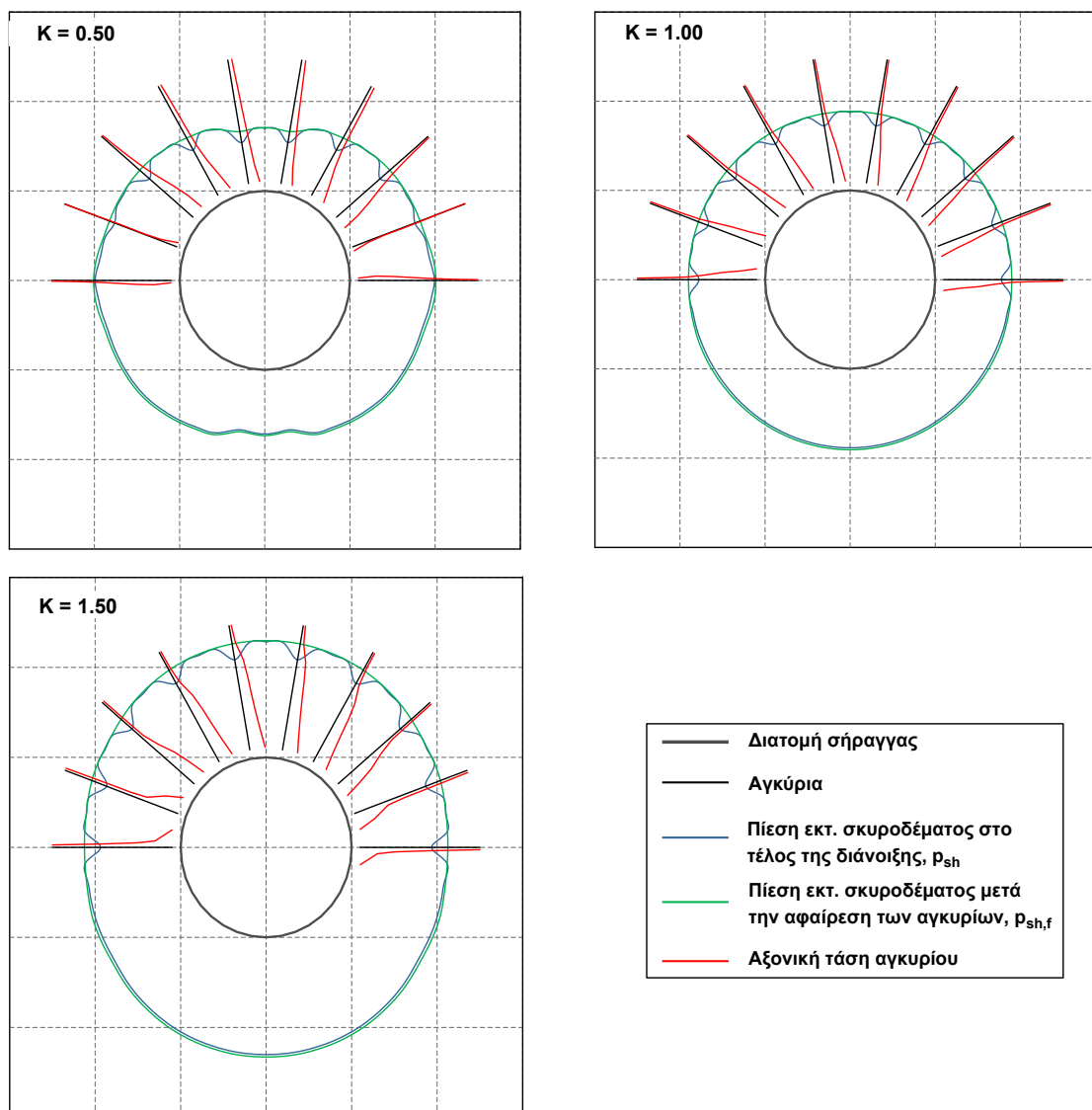
Σχήμα 5.17 Κατανομή συνολικών μετατοπίσεων στο τέλος της εκσκαφής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής (D=10m), διάνοιξη σε μία φάση, ύψος υπερκειμένων (H=10D=100m), ίδια περιβάλλουσα βραχώμαζα GSI=15, $\sigma_c=10\text{MPa}$, $m_i=6$, πάχος σκυροδέματος $d_{sh}=40\text{cm}$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0\text{m}$ σε κάρναβο $1.0\text{m}\times 2.0\text{m}$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων, (α) $K=0.5$: $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.269$ & $\sigma_d/\rho_{o,m}=0.145$, (β) $K=1.0$: $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.202$ & $\sigma_d/\rho_{o,m}=0.126$ και (γ) $K=1.5$: $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.161$ & $\sigma_d/\rho_{o,m}=0.113$.



Σχήμα 5.18 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στο τέλος της εκσκαφής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής (D=10m), διάνοιξη σε μία φάση, ύψος υπερκειμένων (H=10D=100m), ίδια περιβάλλουσα βραχώμαζα GSI=15, $\sigma_c=10\text{MPa}$, $m_i=6$, πάχος σκυροδέματος $d_{sh}=40\text{cm}$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0\text{m}$ σε κάρναβο $1.0\text{m}\times 2.0\text{m}$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$: $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.269$ & $\sigma_d/\rho_{o,m}=0.145$, (β) $K=1.0$: $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.202$ & $\sigma_d/\rho_{o,m}=0.126$ και (γ) $K=1.5$: $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.161$ & $\sigma_d/\rho_{o,m}=0.113$.

Στο Σχήμα 5.19 παρουσιάζονται οι κατανομές των πιέσεων στο εκτοξευόμενο σκυροδέμα πριν και μετά την απενεργοποίηση των αγκυρίων και οι αξονικές τάσεις στα αγκύρια. Στα σημεία όπου υπάρχουν αγκύρια παρατηρείται μια τοπική σχεδόν πτώση της πίεσης στο εκτοξευόμενο σκυροδέμα, λόγω της στήριξης που προσφέρει το αγκύριο, η οποία μετά την απενεργοποίηση των αγκυρίων αποκαθίσταται,

δημιουργώντας μία ομαλή κατανομή. Οι τιμές των φορτίων ακολουθούν παρόμοια κατανομή με τις τριδιάστατες αναλύσεις, καθώς οι μέγιστες τιμές συμπίπτουν γενικά με τις περιοχές των μεγάλων πλαστικών παραμορφώσεων και των μικρών μετατοπίσεων.

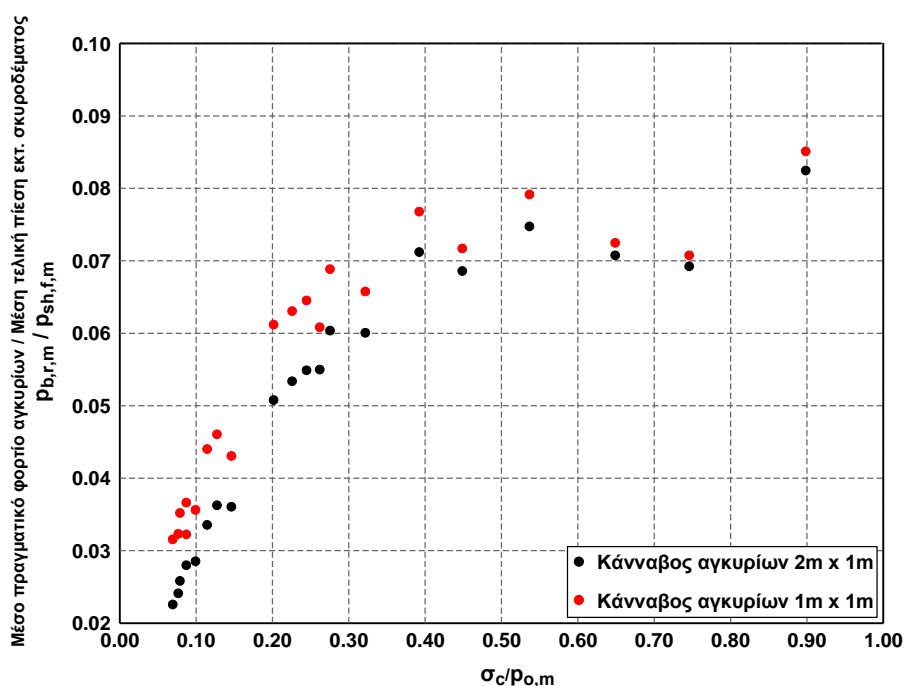


Σχήμα 5.19 Κατανομή φορτίων εκτοξευόμενου σκυροδέματος και φορτίων αγκυρίων στο τέλος της εκσκαφής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10\text{m}$), διάνοιξη σε μία φάση, ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100\text{m}$), ίδια περιβάλλουσα βραχώμαζα $GSI=15$, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$, $m_i=6$, πάχος σκυροδέματος $d_{sh}=40\text{cm}$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0\text{m}$ σε κάνναβο $1.0\text{m}\times 2.0\text{m}$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.269$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.145$, (β) $K=1.0$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.202$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.126$ και (γ) $K=1.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.161$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.113$. Η σχεδίαση είναι υπό κλίμακα επιτρέποντας τη σύγκριση μόνο μεταξύ ίδιων μεγεθών (σύγκριση μεταξύ πιέσεων και σύγκριση μεταξύ αξονικών τάσεων αγκυρίων) στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

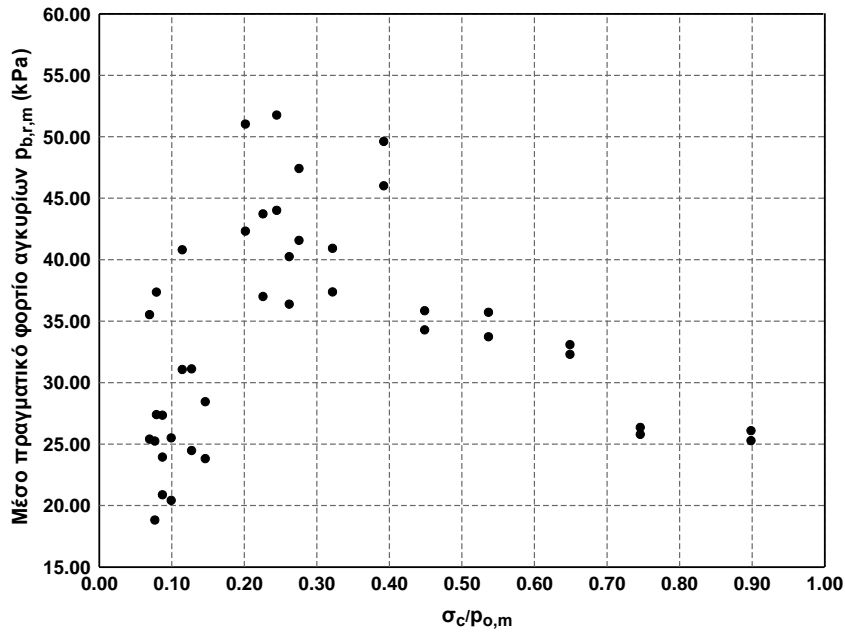
Αντίθετα, τα φορτία των αγκυρίων αυξάνονται στις περιοχές των μεγάλων μετακινήσεων, διότι η φόρτισή τους οφείλεται στην αξονική παραμόρφωσή τους. Πιο συγκεκριμένα, για $K=1.0$ αναπτύσσεται περίπου ίσο φορτίο σε όλα τα αγκύρια, για $K=0.5$ τα αγκύρια της οροφής, όπου οι μετακινήσεις είναι πολύ μεγαλύτερες παρουσιάζουν σαφώς μεγαλύτερη φόρτιση, ενώ στην περίπτωση του $K=1.5$ παρατηρείται σημαντική ενεργοποίηση πλέον και των πλευρικών αγκυρίων λόγω της στροφής του πεδίου των μετακινήσεων. Εξαιτίας της ύπαρξης του κλειστού δακτυλίου, οι συνολικές μετακινήσεις

που αναπτύσσονται είναι μικρές, με αποτέλεσμα να μην παρατηρείται αστοχία των αγκυριών (μηδενικές πλαστικές παραμορφώσεις).

Στο Σχήμα 5.20 παρουσιάζεται η μεταβολή του λόγου του μέσου πραγματικού φορτίου (υπενθυμίζεται ότι το μέσο πραγματικό φορτίο αγκυριών υπολογίζεται από τη μέση πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στο τελευταίο βήμα όπου έχουν αφαιρεθεί τα αγκύρια, μείον τη μέση πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στο προηγούμενο βήμα, όπου λειτουργούν τα αγκύρια) των αγκυριών ως προς το συνολικό φορτίο που αναλαμβάνει το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μετά την απενεργοποίηση των αγκυριών συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$. Η συνεισφορά των αγκυριών είναι γενικά μικρή εξαιτίας της λειτουργίας του κλειστού δακτυλίου, όπως έχει ήδη αναφερθεί, η οποία περιορίζει την ανάπτυξη μετατοπίσεων. Είναι εμφανές ότι όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες, η συνεισφορά των αγκυριών αυξάνεται, αναλαμβάνοντας τελικά μέχρι περίπου 8% του συνολικού φορτίου. Στην περίπτωση πιο πυκνής τοποθέτησης των αγκυριών αυξάνεται το ποσοστό συμμετοχής τους στην ανάληψη της φόρτισης, με τη διαφοροποίηση να είναι, όμως, και πάλι πολύ μικρή. Από το Σχήμα 5.21 προκύπτει ότι πρακτικά σε κάθε περίπτωση το φορτίο των αγκυριών είναι πολύ μικρό και μεταβάλλεται μη μονοτονικά ως προς τις γεωτεχνικές συνθήκες.

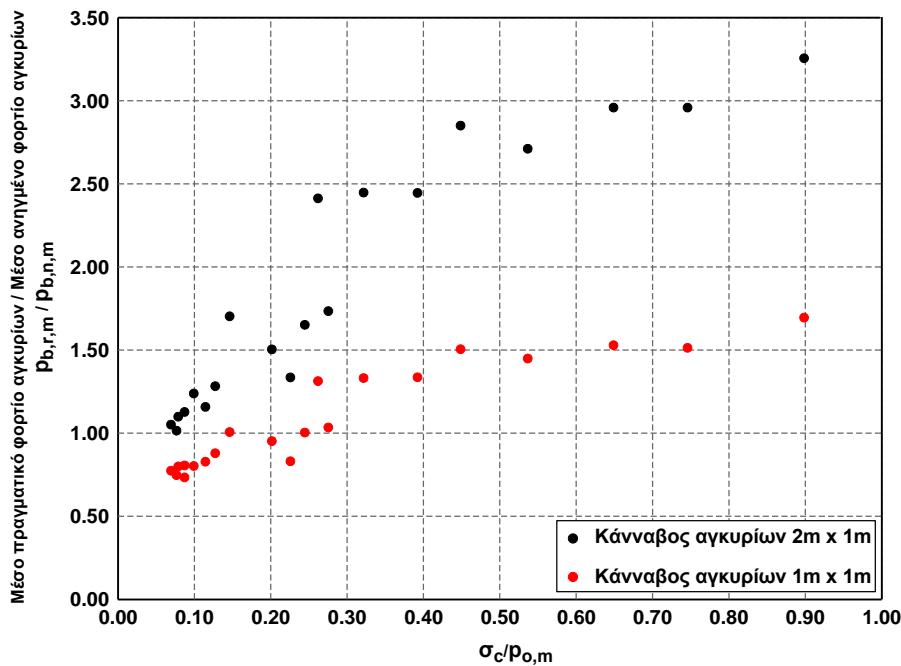


Σχήμα 5.20 Κατανομή του λόγου του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυριών ως προς τη μέση πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μετά την απενεργοποίηση των αγκυριών ($\rho_{b,r,m}/\rho_{sh,f}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυριών και την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.



Σχήμα 5.21 Κατανομή του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυριών συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυριών και την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.

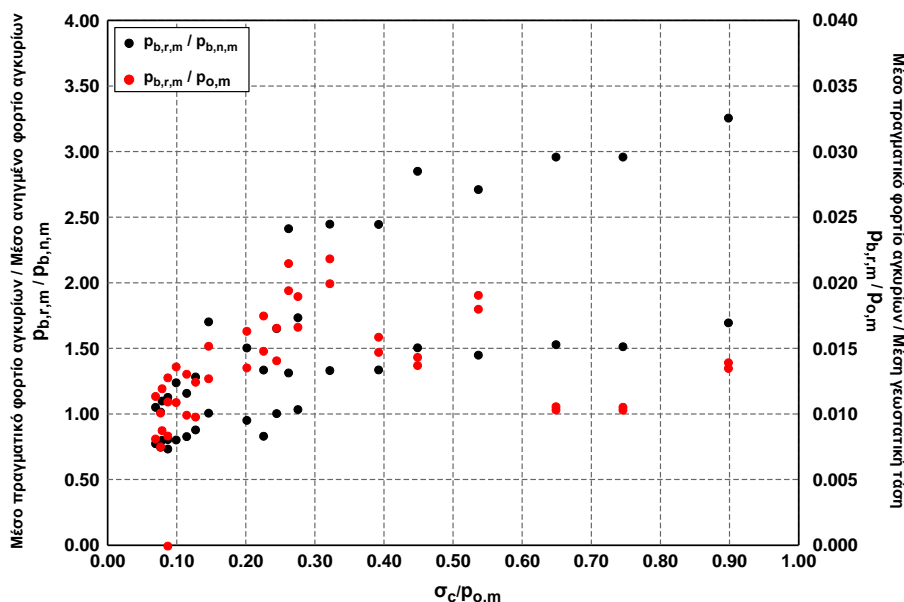
Εξετάζοντας την ισχύ της απλοποιητικής προσέγγισης για την εκτίμηση της ισοδύναμης πίεσης των αγκυριών (Σχήμα 5.22) προκύπτει ότι η τιμή του λόγου του μέσου πραγματικού ($\rho_{b,r,m}$) προς το μέσο ανηγμένο φορτίο ($\rho_{b,n,m}$: υπενθυμίζεται ότι το μέσο ανηγμένο φορτίο υπολογίζεται διαιρώντας τη μέση τιμή των αξονικών δυνάμεων των αγκυριών με το εμβαδόν της περιοχής επιρροής ενός τυπικού αγκυρίου) παρουσιάζει μία αυξητική τάση όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες, με τις τιμές του να κυμαίνονται κυρίως πάνω από τη μονάδα.



Σχήμα 5.22 Κατανομή του λόγου του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυριών ως προς το μέσο ανηγμένο φορτίο των αγκυριών ($\rho_{b,r,m}/\rho_{b,n,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυριών και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.

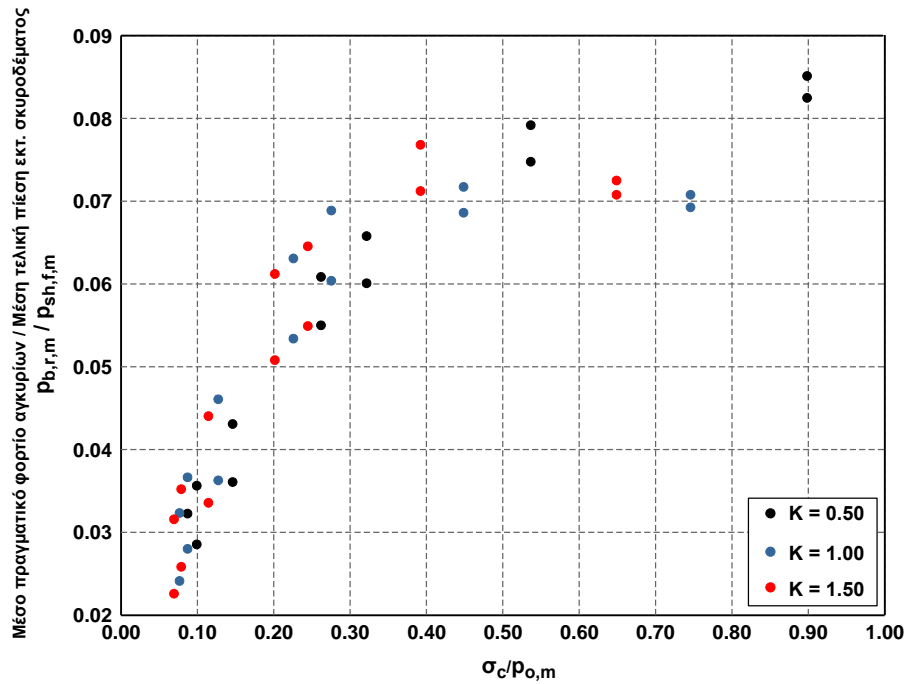
Πιο συγκεκριμένα για την περίπτωση του καννάβου αγκυρίων $2.0\text{m}\times 1.0\text{m}$ οι τιμές του λόγου κυμαίνονται από 1.00 έως 3.25 και για την περίπτωση του καννάβου $1.0\text{m}\times 1.0\text{m}$ από 0.75 έως 1.70. Τέλος, πύκνωση του καννάβου μειώνει σημαντικά τις τιμές του λόγου $\rho_{b,r,m}/\rho_{b,n,m}$, οι οποίες τείνουν προς στη μονάδα, καθώς μείωση της απόστασης μεταξύ των αγκυρίων έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία μίας πιο ομοιόμορφα κατανεμημένης πρόσθετης πίεσης που πλησιάζει τις παραδοχές της απλοποιητικής προσέγγισης.

Η απόκλιση αυτή στην απλοποιητική προσέγγιση δεν είναι υπέρ της ασφαλείας, εφόσον το ανηγμένο φορτίο είναι αυτό που χρησιμοποιείται συχνά για την εκτίμηση της πρόσθετης πίεσης στην τελική επένδυση. Ωστόσο, η τελική διαφορά που προκύπτει στα επιβαλλόμενα μεγέθη είναι μικρή διότι (α) τα φορτία των αγκυρίων γενικά στην ολομέτωπη διάνοιξη είναι μικρά και (β) οι αποκλίσεις παρουσιάζονται στην περιοχή των ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών, όπου παρατηρούνται οι ελάχιστες τιμές των ήδη μικρών φορτίων. Πιο συγκεκριμένα, από το παρακάτω σχήμα φαίνεται ότι στην περιοχή όπου ο λόγος $\rho_{b,r,m}/\rho_{b,n,m}$ λαμβάνει τιμές μεγαλύτερες από 2.0 το μέγιστο συνολικό φορτίο που αναλαμβάνουν τα αγκύρια είναι περίπου 2% της μέσης γεωστατικής τάσης. Επομένως, το μέγιστο απόλυτο σφάλμα είναι περίπου ίσο με το 1% της μέσης γεωστατικής τάσης.

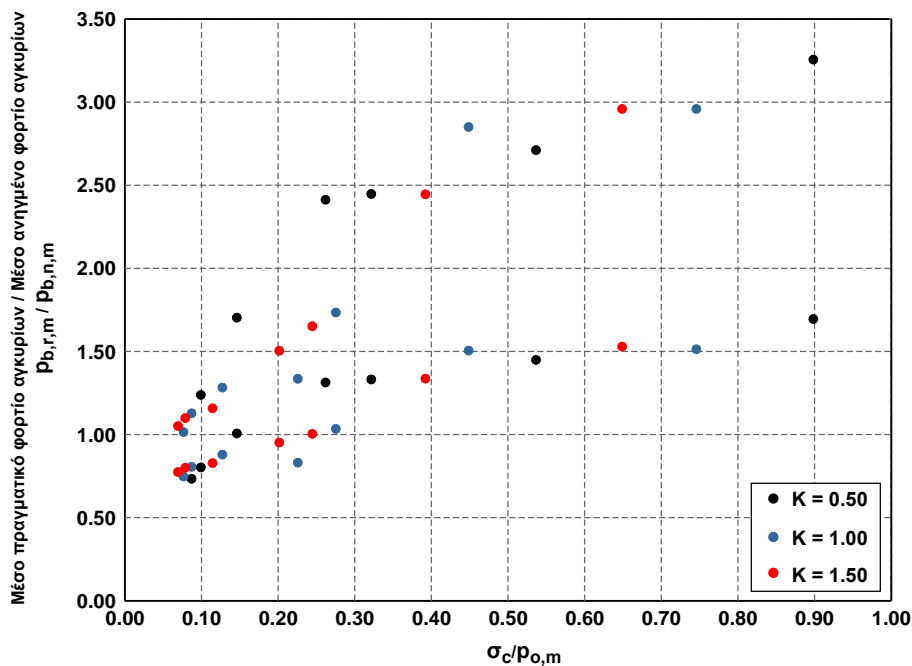


Σχήμα 5.23 Σύγκριση του μέσου πραγματικού φορτίου ($\rho_{b,r,m}$) με το μέσο ανηγμένο φορτίο των αγκυρίων ($\rho_{b,n,m}$) για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.

Στα δύο παρακάτω σχήματα απεικονίζονται διαγράμματα που έχουν ήδη παρουσιαστεί, ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K . Είναι εμφανές ότι ούτε η συνεισφορά των αγκυρίων στην ανάληψη της συνολικής φόρτισης, ούτε η συσχέτιση πραγματικού και ανηγμένου φορτίου αγκυρίων εξαρτώνται από την τιμή του K , πέραν της ενσωμάτωσης αυτού στη μέση γεωστατική τάση.



Σχήμα 5.24 Κατανομή του λόγου του πραγματικού φορτίου των αγκυριών ως προς την πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μετά την απενεργοποίηση των αγκυριών ($\rho_{b,r,m}/\rho_{sh,f,m}$) συναρτήσεως του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K και την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.



Σχήμα 5.25 Κατανομή του λόγου του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυριών ως προς το μέσο ανηγμένο φορτίο των αγκυριών ($\rho_{b,r,m}/\rho_{b,n,m}$) συναρτήσεως του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.

Τέλος, παρατίθενται τα αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων (Πίνακας 5.2) που δημοσιεύονται στην εργασία των Γιούτα - Μήτρα et al. (2010). Πιο συγκεκριμένα, φαίνεται η κατανομή των συνολικών φορτίων της άμεσης υποστήριξης στα επιμέρους μέτρα (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, πλαίσια, αγκύρια), καθώς και η συμμετοχή της τελικής επένδυσης, εφόσον θεωρηθεί απαξίωση κάποιου εξ αυτών, για την περίπτωση ολομέτρης διάνοιξης κυκλικής σήραγγας. Ομοίως με τα αποτελέσματα των αναλύσεων

που έχουν ήδη παρουσιαστεί από τις αναλύσεις στο πλαίσιο της διατριβής προκύπτει ότι η συνεισφορά των αγκυριών είναι γενικά μικρή, λόγω της λειτουργίας του κλειστού δακτυλίου και της ανάπτυξης μικρών μετατοπίσεων.

Πίνακας 5.2 Ανακατανομή της συνολικής προσφερόμενης προσωρινής υποστήριξης κατά την απαξίωση κάθε μέτρου (ρ/ρ_{total} %). Ως ρ ορίζεται η πίεση που παραλαμβάνει κάθε μέτρο υποστήριξης και ρ_{total} η συνολική αθροιστική πίεση όλων των μέτρων υποστήριξης (Γιούτα - Μήτρα et al., 2010).

Γεωυλικό	Αγκύρια	Πλαίσιο	Εκτ. Σκυρόδεμα	Εγγ. σκυρόδεμα
1	7	6	87	
	X	6	89	5
	7	X	89	4
2	9	11	X	80
	5	7	88	
	X	7	90	3
	5	X	90	5
	7	11	X	82
3	5	7	88	
	X	7	91	2
	5	X	91	4
	9	11	X	80

Γεωυλικό 1: Κατηγορία RMR II-III, $E_m=410\text{MPa}$, $\phi=27^\circ$, $c=351\text{kPa}$

Γεωυλικό 2: Κατηγορία RMR III-IV, $E_m=780\text{MPa}$, $\phi=24^\circ$, $c=270\text{kPa}$

Γεωυλικό 3: Κατηγορία RMR II-III, $E_m=1648\text{MPa}$, $\phi=35.1^\circ$, $c=524\text{kPa}$

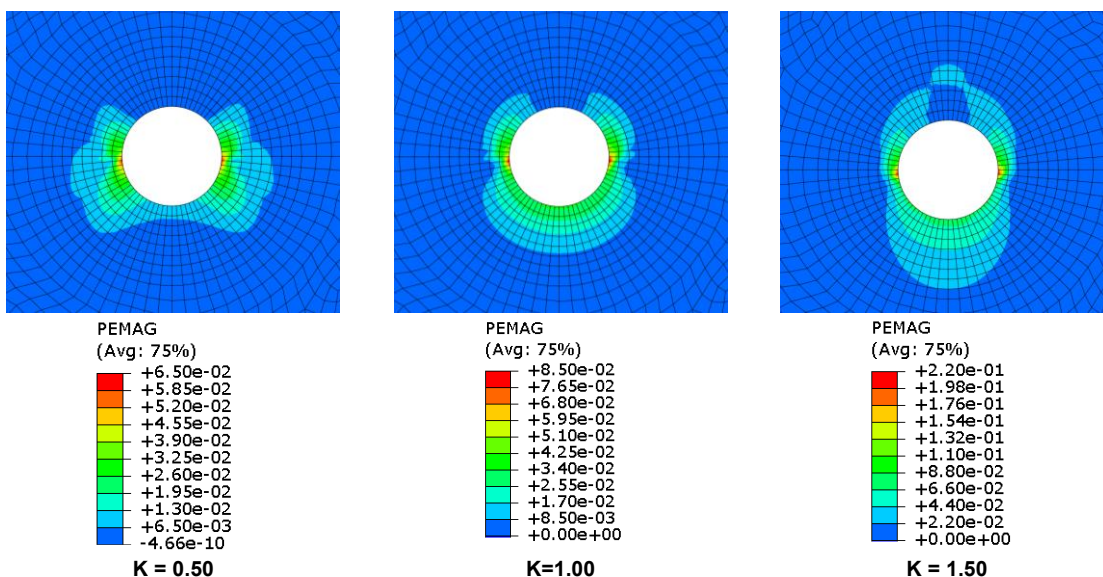
5.1.6.2 Διάνοιξη σήραγγας σε δύο φάσεις (τμηματική διάνοιξη)

Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε, τα καταστατικά προσομοιώματα όλων των υλικών, καθώς και το εύρος των υπό μελέτη παραμέτρων έχουν περιγραφεί αναλυτικά στις παραγράφους 5.1.1, 5.1.2, και 5.1.4. Στη συγκεκριμένη κατηγορία αριθμητικών αναλύσεων η αλληλουχία των βημάτων προσομοίωσης είναι η ακόλουθη:

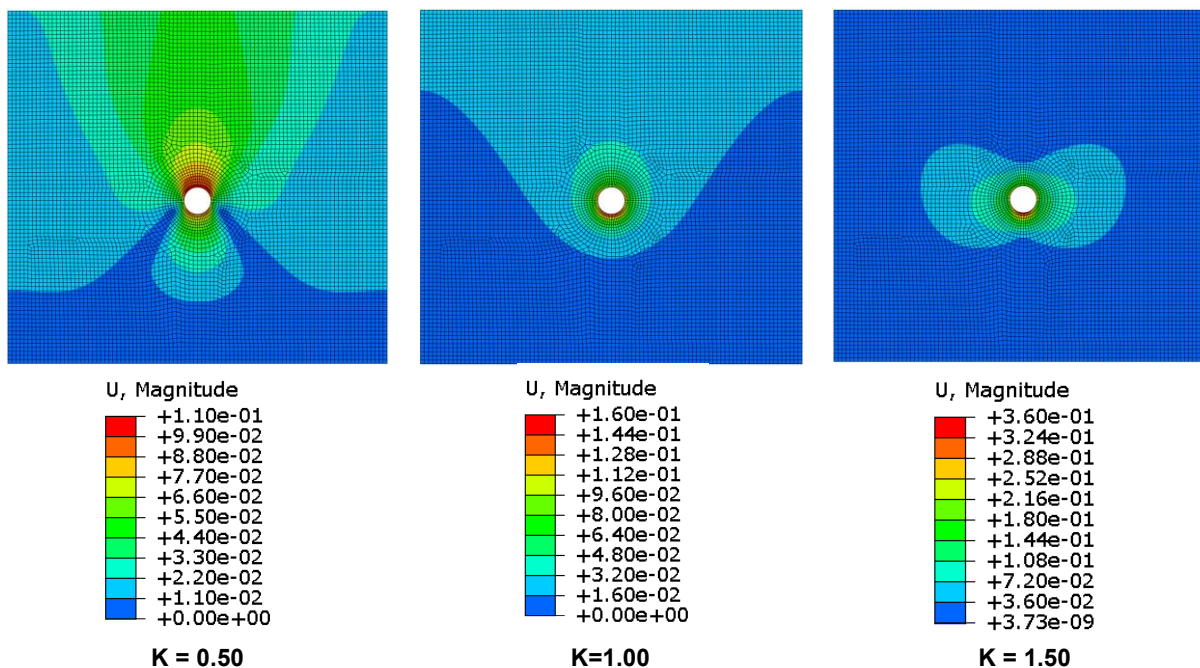
- ο **Βήμα 1^ο**: Επιβολή γεωστατικών τάσεων.
- ο **Βήμα 2^ο**: Προσομοίωση των προσυγκλίσεων που έχουν αναπτυχθεί πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της Άνω Ημιδιατομής λόγω της προχώρησης του μετώπου μέσω ισοδύναμης απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού εντός της Άνω Ημιδιατομής.
- ο **Βήμα 3^ο**: Πλήρης εκσκαφή της Άνω Ημιδιατομής και ενεργοποίηση του άνω τμήματος του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος και των αγκυριών.
- ο **Βήμα 4^ο**: Προσομοίωση των προσυγκλίσεων που έχουν αναπτυχθεί πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της Κάτω Ημιδιατομής λόγω της προχώρησης του μετώπου μέσω ισοδύναμης απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού εντός της Κάτω Ημιδιατομής.
- ο **Βήμα 5^ο**: Πλήρης εκσκαφή της Κάτω Ημιδιατομής και ενεργοποίηση του κάτω τμήματος του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
- ο **Βήμα 6^ο**: Απενεργοποίηση των αγκυριών.

Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται αποτελέσματα, από τρεις ενδεικτικές αναλύσεις, για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K , έτσι ώστε να σχολιαστεί η συσχέτιση μεταξύ των αναπτυσσόμενων μετατοπίσεων, πιέσεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και φορτίων στα αγκύρια (πρόκειται για τις ίδιες αναλύσεις που σχολιάστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο για την περίπτωση της ολομέτωπης διάνοιξης). Όπως στην προηγούμενη περίπτωση, επιλέχθηκε να μη χρησιμοποιηθεί ένα ενιαίο υπόμνημα στις δύο αναλύσεις για κάθε κατηγορία αποτελεσμάτων, έτσι ώστε να φανεί η μορφή της κατανομής των μεγεθών. Υπενθυμίζεται ότι τα χαρακτηριστικά της περιβάλλουσας βραχώμαζας στις αναλύσεις αυτές είναι $GSI=15$, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$, $m_i=6$, πάχος εκτοξευόμενου σκυροδέματος $d_{sh}=40\text{cm}$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0\text{m}$ σε κάρναβο $1.0\text{m}\times 2.0\text{m}$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) και οι τιμές των δεικτών ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών είναι: (α) για $K=0.5$ $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.269$ & $\sigma_d/\rho_{o,m}=0.145$, (β) για $K=1.0$ $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.202$ & $\sigma_d/\rho_{o,m}=0.126$ και (γ) για $K=1.5$ $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.161$ & $\sigma_d/\rho_{o,m}=0.113$.

Η διάνοιξη σε δύο φάσεις διαφοροποιεί σημαντικά τις κατανομές όλων των μεγεθών. Το γεγονός ότι δεν υπάρχει λειτουργία του κλειστού δακτυλίου στο τέλος της Α' Φάσης, επιτρέπει την παραμόρφωση της διατομής, ιδιαίτερα περί το δάπεδο της Άνω Ημιδιατομής. Στο σημείο αυτό, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.26 συγκεντρώνονται πλαστικές παραμορφώσεις και σημαντικά μεγαλύτερες μετατοπίσεις σε σχέση με την αντίστοιχη ανάλυση της ολομέτωπης διάνοιξης. Αντίθετα, πάνω από τη διατομή εκσκαφής δεν αναπτύσσονται καθόλου ή αναπτύσσονται μικρές πλαστικές παραμορφώσεις ακόμη και για την περίπτωση $K=1.5$, όπου στην ολομέτωπη διάνοιξη ήταν η κύρια περιοχή αστοχίας του περιβάλλοντος γεωλικού. Για την περίπτωση $K=1.0$ η τμηματική διάνοιξη καταργεί την αξονοσυμμετρία, οδηγώντας σε σημαντική αύξηση των πλαστικών παραμορφώσεων κυρίως στο κάτω τμήμα της εκσκαφής. Επίσης, η διαφοροποίηση της διαδικασίας διάνοιξης επηρεάζει σημαντικά την κατανομή των μετατοπίσεων, αλλά κυρίως την τιμή αυτών, καθώς η μείωση της δυσκαμψίας της υποστήριξης οδηγεί σε σημαντική αύξηση των μετακινήσεων, το μεγαλύτερο ποσοστό των οποίων αναπτύσσεται στην Α' Φάση διάνοιξης (Σχήμα 5.27).

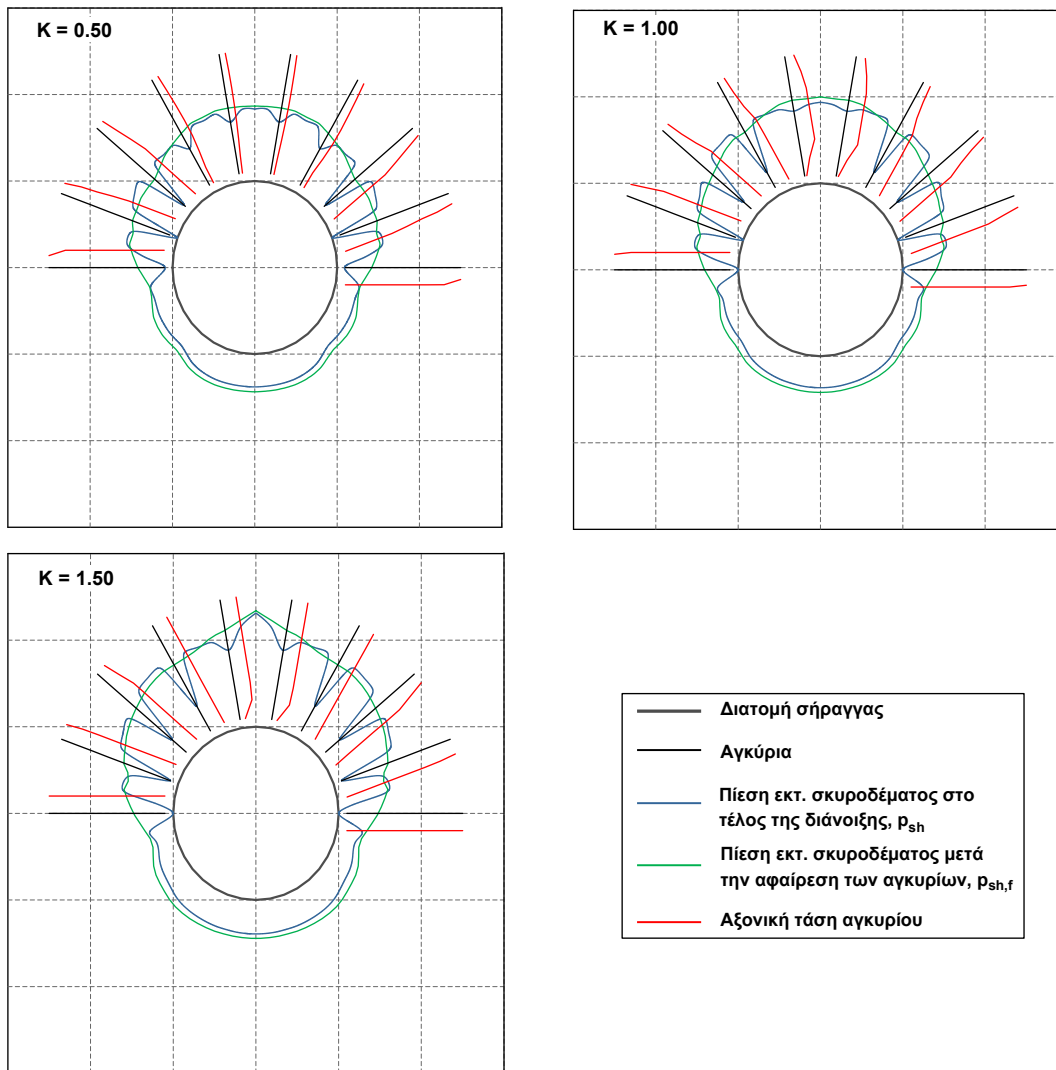


Σχήμα 5.26 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στο τέλος της εκσκαφής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10\text{m}$), διάνοιξη σε δύο φάσεις, ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100\text{m}$), ίδια περιβάλλουσα βραχώμαζα $GSI=15$, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$, $m_i=6$, πάχος σκυροδέματος $d_{sh}=40\text{cm}$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0\text{m}$ σε κάρναβο $1.0\text{m}\times 2.0\text{m}$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$: $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.269$ & $\sigma_d/\rho_{o,m}=0.145$, (β) $K=1.0$: $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.202$ & $\sigma_d/\rho_{o,m}=0.126$ και (γ) $K=1.5$: $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.161$ & $\sigma_d/\rho_{o,m}=0.113$.



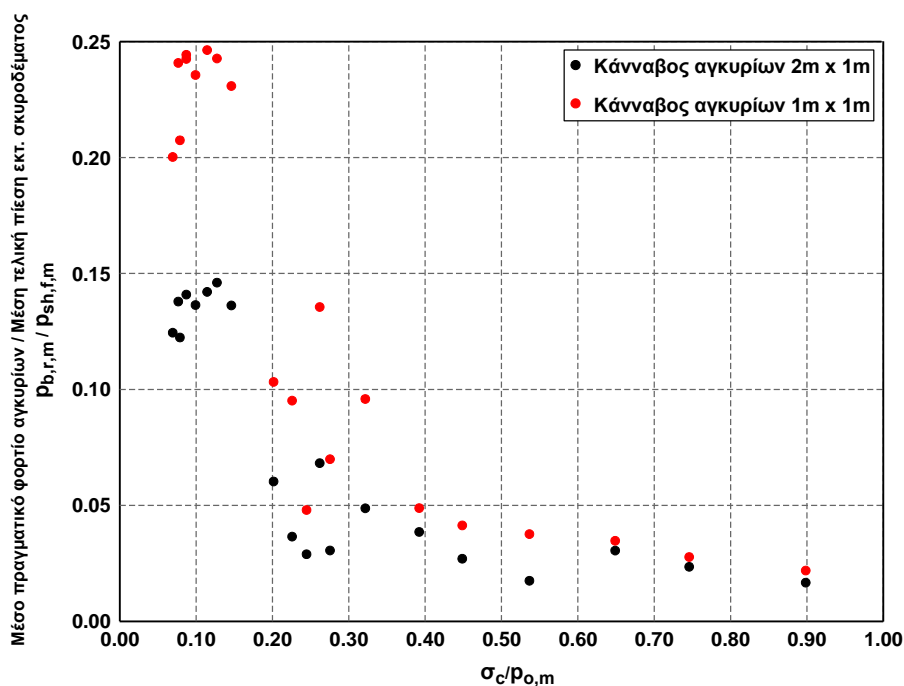
Σχήμα 5.27 Κατανομή συνολικών μετατοπίσεων στο τέλος της εκσκαφής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10\text{m}$), διάνοιξη σε δύο φάσεις, ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100\text{m}$), ίδια περιβάλλουσα βραχώμαζα $GSI=15$, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$, $m_i=6$, πάχος σκυροδέματος $d_{sh}=40\text{cm}$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0\text{m}$ σε κάρνα $1.0\text{m}\times 2.0\text{m}$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων, (α) $K=0.5$: $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.269$ & $\sigma_c/\rho_{o,m}=0.145$, (β) $K=1.0$: $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.202$ & $\sigma_c/\rho_{o,m}=0.126$ και (γ) $K=1.5$: $\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.161$ & $\sigma_c/\rho_{o,m}=0.113$.

Η διάνοιξη της σήραγγας σε δύο φάσεις μειώνει τις διαφορές στις κατανομές των πιέσεων για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K (Σχήμα 5.28), με το άνω τμήμα του εκτοξευόμενου σκυροδέματος να παραλαμβάνει πλέον περισσότερα φορτία. Όσον αφορά στα φορτία των αγκυριών η τιμή και η μορφή των κατανομών είναι διαφορετική σε σχέση με την περίπτωση της ολομέτωπης διάνοιξης. Η μείωση της δυσκαμψίας της διατομής μειώνει τη συνεισφορά του σκυροδέματος, οδηγεί σε αύξηση των μετακινήσεων και κατ' επέκταση παραμόρφωση και φόρτιση των αγκυριών, σημαντικό ποσοστό των οποίων λειτουργεί στην τάση διαρροής. Για όλες τις τιμές του συντελεστή K τα πλέον καταπονούμενα αγκύρια είναι αυτά που βρίσκονται στις παρειές της διατομής. Στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθεί, ότι γενικά η συμπεριφορά της άμεσης υποστήριξης, αλλά κυρίως των αγκυριών θα ήταν διαφορετική στην περίπτωση που στο δάπεδο της Α' Φάσης είχε τοποθετηθεί ακόμη και ένα λεπτό στρώμα εκτοξευόμενου σκυροδέματος, το οποίο λειτουργώντας ως θλιπτήρας δεν θα επέτρεπε την εκδήλωση των μεγάλων πλευρικών μετατοπίσεων στο επίπεδο του δαπέδου της Α' Φάσης.



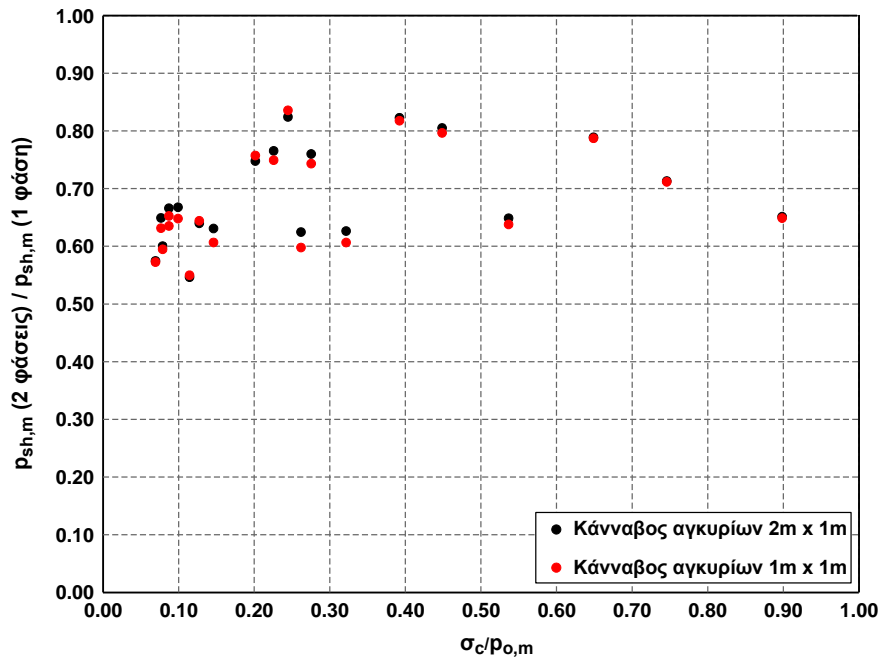
Σχήμα 5.28 Κατανομή φορτίων εκτοξευόμενου σκυροδέματος και φορτίων αγκυριών στο τέλος της εκσκαφής για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10\text{m}$), διάνοιξη σε δύο φάσεις, ύψος υπερκειμένου ($H=10D=100\text{m}$), ίδια περιβάλλουσα βραχόμαζα $GSI=15$, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$, $m_i=6$, πάχος σκυροδέματος $d_{sh}=40\text{cm}$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0\text{m}$ σε κάρναβο $1.0\text{m}\times 2.0\text{m}$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) για τρεις διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (α) $K=0.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.269$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.145$, (β) $K=1.0$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.202$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.126$ και (γ) $K=1.5$: $\sigma_{cm}/p_{o,m}=0.161$ & $\sigma_c/p_{o,m}=0.113$. Η σχεδίαση είναι υπό κλίμακα επιτρέποντας τη σύγκριση μόνο μεταξύ ίδιων μεγεθών (σύγκριση μεταξύ πιέσεων και σύγκριση μεταξύ αξονικών τάσεων αγκυριών) στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

Εξετάζοντας τη συνεισφορά των αγκυριών στην ανάληψη της συνολικής φόρτισης για την περίπτωση διάνοιξης σε δύο φάσεις προκύπτει, ότι ο ρόλος τους είναι εντελώς διαφορετικός σε σχέση με την ολομέτωπη διάνοιξη (Σχήμα 5.29). Αρχικά, όσον αφορά στη μορφή της κατανομής των λόγων $p_{b,r,m}/p_{sh,f,m}$, αυτή είναι φθίνουσα με τη βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών σε αντίθεση με την ολομέτωπη διάνοιξη που είναι αύξουσα. Επίσης, οι τιμές του λόγου παρουσιάζονται σημαντικά αυξημένες, καθώς κυμαίνονται από 2% έως 15% για τον κάρναβο αγκυριών $2.0\text{m}\times 1.0\text{m}$ και από 3% έως 25% για τον κάρναβο αγκυριών $1\text{m}\times 1\text{m}$. Υπενθυμίζεται, ότι η μέγιστη τιμή του λόγου για την ολομέτωπη διάνοιξη ήταν περίπου 9%.

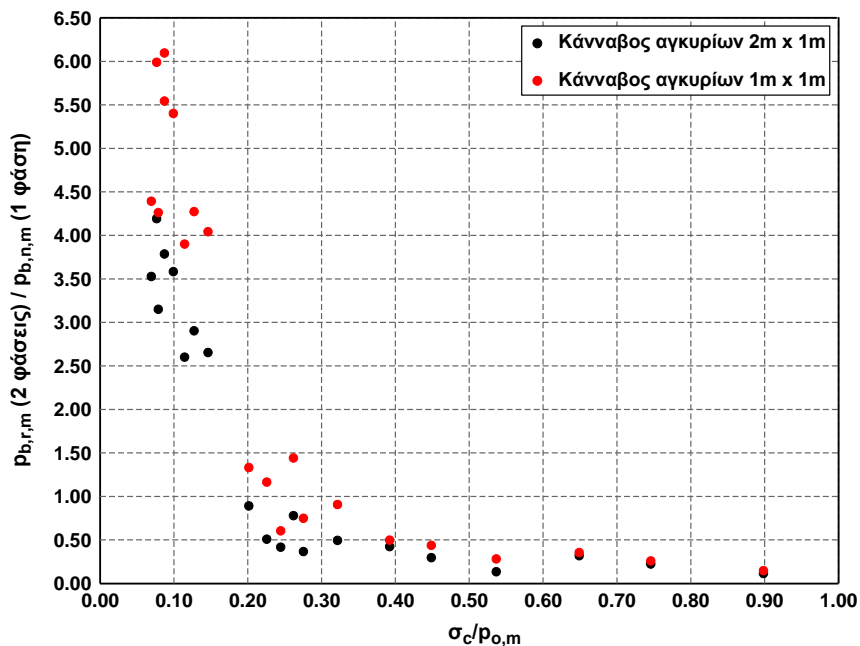


Σχήμα 5.29 Κατανομή του λόγου του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυρίων ως προς τη μέση πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μετά την απενεργοποίηση των αγκυρίων ($P_{b,r,m}/P_{sh,r,m}$) συναρτήσεως του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/P_{0,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε δύο φάσεις.

Η κατάργηση της λειτουργίας του κλειστού δακτυλίου έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των μετακινήσεων, η οποία οδηγεί στην αύξηση των φορτίων των αγκυρίων και συγχρόνως στη μείωση της δυσκαμψίας του κελύφους, η οποία με τη σειρά της προκαλεί μείωση των φορτίων που παραλαμβάνει το εκτοξευόμενο σκυροδέμα. Στα ακόλουθα διαγράμματα φαίνεται η σύγκριση των φορτίων αγκυρίων και του εκτοξευόμενου σκυροδέματος για ολομέτωπη και τμηματική διάνοιξη. Για όλο το εύρος των γεωτεχνικών συνθηκών το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος παραλαμβάνει μικρότερο φορτίο στην περίπτωση της διάνοιξης σε δύο φάσεις. Μάλιστα στην περιοχή των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, όπου το ανοιχτό δάπεδο Άνω Ημιδιατομής στην τμηματική διάνοιξη εκσκαφής προσφέρει τη δυνατότητα εκτόνωσης των μεγάλων δυναμικών πιέσεων μέσω παραμόρφωσης, ενώ ο κλειστός δακτύλιος «ανθίσταται», η μέση πίεση της τμηματικής διάνοιξης είναι περίπου 60%-80% της αντίστοιχης τιμής για την ολομέτωπη. Τα αγκύρια στην περιοχή των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών παραλαμβάνουν σαφώς μεγαλύτερα φορτία - έως και έξι φορές μεγαλύτερα - στην περίπτωση της τμηματικής διάνοιξης σε σχέση με την ολομέτωπη. Στην περιοχή των μεγάλων τιμών του λόγου $\sigma_c/P_{0,m}$, οι μετατοπίσεις ακόμη και στην τμηματική διάνοιξη είναι μικρές, οδηγώντας σε μικρά φορτία αγκυρίων, τα οποία είναι παραπλήσια ή και μικρότερα από τα αντίστοιχα της ολομέτωπης διάνοιξης.

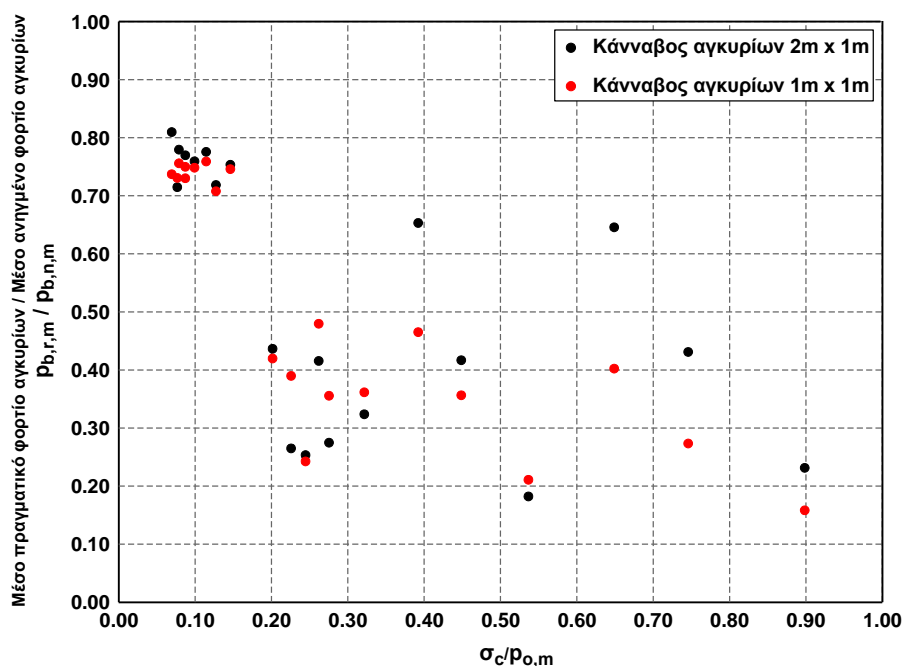


Σχήμα 5.30 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πριν την απενεργοποίηση των αγκυριών ($p_{sh,m}$) για τη διάνοιξη σε δύο φάσεις προς την αντίστοιχη τιμή από την περίπτωση της διάνοιξης σε μία φάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c / \rho_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυριών.



Σχήμα 5.31 Κατανομή του λόγου του μέσου πραγματικού φορτίου αγκυριών ($p_{b,r,m}$) για τη διάνοιξη σε δύο φάσεις προς την αντίστοιχη τιμή από την περίπτωση της διάνοιξης σε μία φάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c / \rho_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυριών.

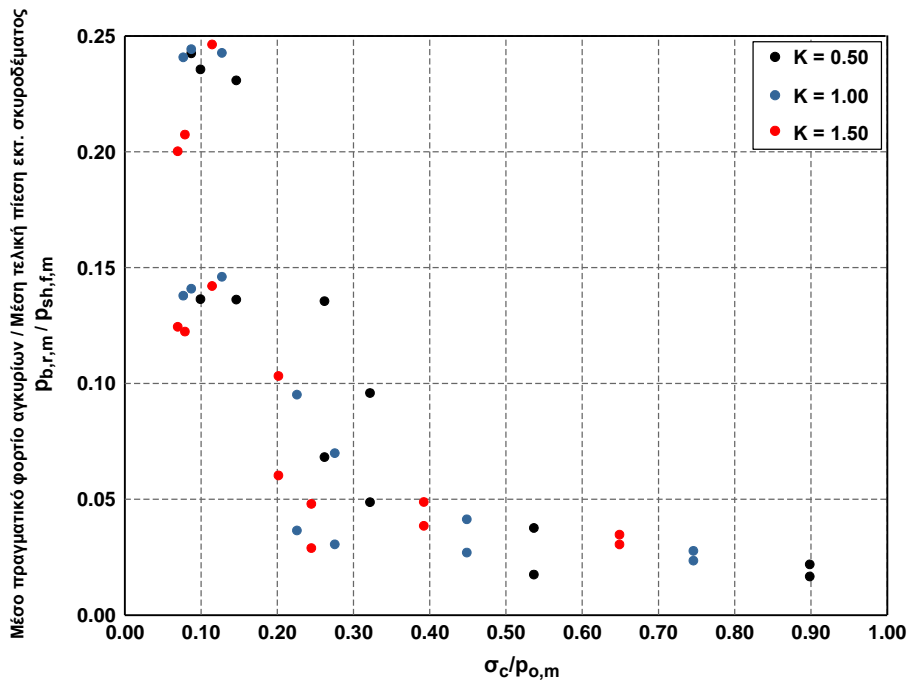
Κατόπιν εξετάζεται η ισχύς της απλοποιητικής σχέσης για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πίεσης αγκυριών μέσω της γραφικής απεικόνισης του λόγου $p_{b,r,m} / p_{b,n,m}$ (μέσο πραγματικό φορτίο αγκυριών προς μέσο ανηγμένο φορτίο αγκυριών) στο Σχήμα 5.32. Όλες οι τιμές του λόγου (0.15-0.82) είναι μικρότερες από τη μονάδα και μειώνονται συνεχώς όσο αυξάνεται η τιμή του λόγου $\sigma_c / \rho_{o,m}$, δηλαδή η απλοποιητική προσέγγιση του ανηγμένου φορτίου οδηγεί σε συντηρητική εκτίμηση των επιβαλλόμενων πρόσθετων πιέσεων λόγω απενεργοποίησης των αγκυριών για την περίπτωση διάνοιξης σε δύο φάσεις.



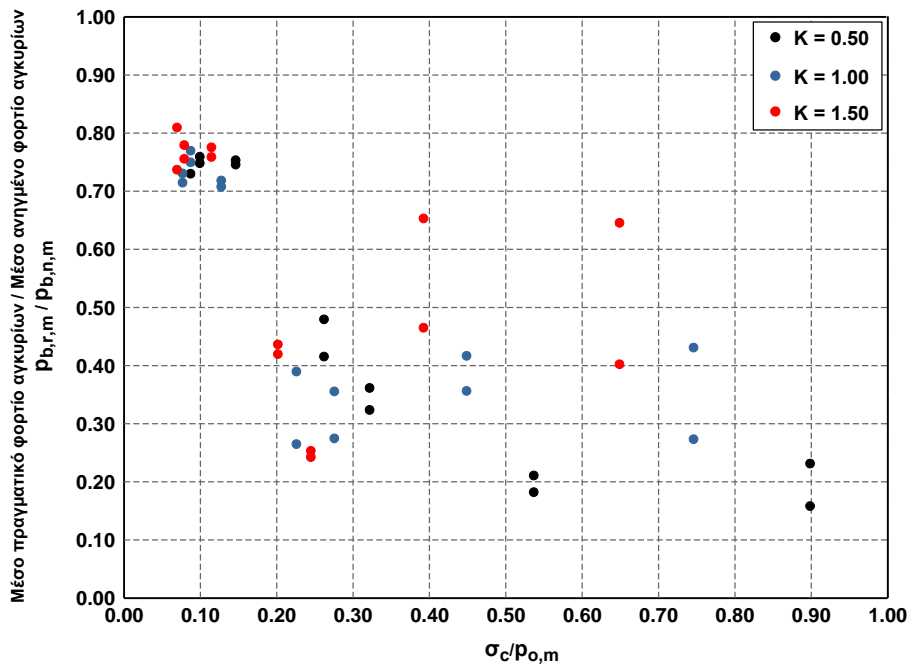
Σχήμα 5.32 Κατανομή του λόγου του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυρίων ως προς το μέσο ανηγμένο φορτίο των αγκυρίων ($\rho_{b,r,m}/\rho_{sh,f,m}$) συναρτήσεως του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε δύο φάσεις.

Ομοίως με την περίπτωση της ολομέτωπης διάνοιξης οι τιμές του λόγου $\rho_{b,r,m}/\rho_{b,n,m}$ προσεγγίζουν περισσότερο τη μονάδα, δηλαδή το πραγματικό φορτίο πλησιάζει την τιμή του ανηγμένου για την περίπτωση πιο πυκνού καννάβου αγκυρίων. Επίσης, ένα σημαντικό κοινό χαρακτηριστικό των δύο διαφορετικών διαδικασιών διάνοιξης είναι ότι στις δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες οι τιμές του λόγου $\rho_{b,r,m}/\rho_{b,n,m}$ τείνουν στη μονάδα, παρόλο που στη συνέχεια ακολουθούν αντίθετες πορείες όσο αυξάνεται η τιμή του λόγου $\sigma_c/\rho_{o,m}$. Ο λόγος είναι ότι η ανάπτυξη εκτεταμένων αστοχιών και πλαστικών παραμορφώσεων περί τη διατομή, οδηγεί το περιβάλλον γεωυλικό κοντά στη διατομή σε μία οριακή κατάσταση προκαλώντας μία «ομοιομορφοποίηση» των τασικών και εντατικών μεγεθών περί τη διατομή.

Στα δύο ακόλουθα σχήματα απεικονίζονται διαγράμματα που έχουν ήδη παρουσιαστεί, ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K . Είναι εμφανές ότι ούτε η συνεισφορά των αγκυρίων στην ανάληψη της συνολικής φόρτισης, ούτε η συσχέτιση πραγματικού και ανηγμένου φορτίου αγκυρίων εξαρτώνται από την τιμή του K , πέραν της ενσωμάτωσης αυτού στη μέση γεωστατική τάση.



Σχήμα 5.33 Κατανομή του λόγου του πραγματικού φορτίου των αγκυριών ως προς την πίεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μετά την απενεργοποίηση των αγκυριών ($\rho_{b,r,m} / \rho_{sh,f,m}$) συναρτήσεως του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c / \rho_{o,m}$ για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε δύο φάσεις.



Σχήμα 5.34 Κατανομή του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυριών ως προς το μέσο ανηγμένο φορτίο των αγκυριών ($\rho_{b,r,m} / \rho_{b,l,m}$) συναρτήσεως του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c / \rho_{o,m}$ για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε δύο φάσεις.

5.1.7 Μεταφορά φορτίου άμεσης υποστήριξης

Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα και τους μηχανισμούς που παρουσιάστηκαν στις δύο προηγούμενες παραγράφους για τη μεταφορά των φορτίων του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και των αγκυριών χωριστά, εκτελέστηκαν επιπλέον αριθμητικές αναλύσεις για μελέτη της μεταφοράς συνολικά

του φορτίου της άμεσης υποστήριξης στην τελική επένδυση. Οι αριθμητικές αναλύσεις αυτές πραγματοποιήθηκαν τόσο για μία όσο και για δύο φάσεις διάνοιξης, κυρίως λόγω της πολύ διαφορετικής συμπεριφοράς των αγκυρίων στις δύο αυτές περιπτώσεις.

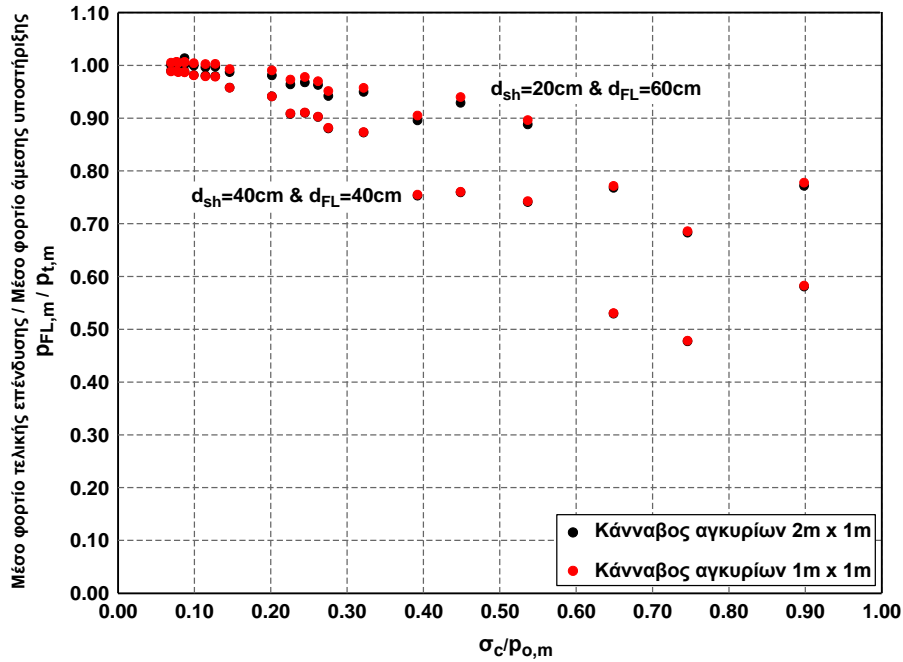
5.1.7.1 Διάνοιξη σήραγγας σε μία φάση (ολομέτωση διάνοιξη)

Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε, τα καταστατικά προσομοιώματα όλων των υλικών καθώς και το εύρος των υπό μελέτη παραμέτρων έχουν περιγραφεί αναλυτικά στις παραγράφους 5.1.1, 5.1.2, και 5.1.4. Στη συγκεκριμένη κατηγορία αριθμητικών αναλύσεων η αλληλουχία των βημάτων προσομοίωσης είναι η ακόλουθη:

- ο **Βήμα 1^ο**: Επιβολή γεωστατικών τάσεων.
- ο **Βήμα 2^ο**: Προσομοίωση των προσυγκλίσεων που έχουν αναπτυχθεί πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης λόγω της προχώρησης του μετώπου μέσω ισοδύναμης απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού εντός της διατομής εκσκαφής.
- ο **Βήμα 3^ο**: Πλήρης εκσκαφή της διατομής και ενεργοποίηση του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος και των αγκυρίων.
- ο **Βήμα 4^ο**: Ενεργοποίηση του κελύφους της τελικής επένδυσης.
- ο **Βήμα 5^ο**: Απενεργοποίηση του κελύφους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και των αγκυρίων.

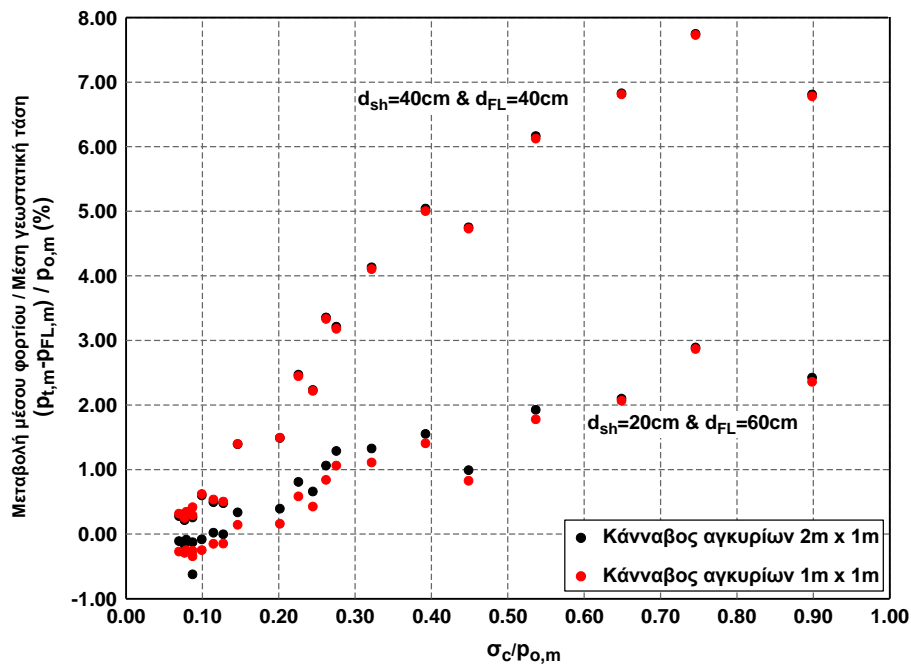
Επισημαίνεται ότι το μέσο φορτίο της τελικής επένδυσης υπολογίζεται στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης και το φορτίο της άμεσης υποστήριξης υπολογίζεται ως το άθροισμα του μέσου φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ($p_{sh,m}$) και του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυρίων ($p_{b,r,m}$) - και όχι του ανηγμένου ($p_{b,n,m}$), το οποίο δεν είναι αντιπροσωπευτικό - όπως αυτό έχει προκύψει από τις αναλύσεις της προηγούμενης παραγράφου για τον ίδιο συνδυασμό παραμέτρων.

Παρατηρώντας το Σχήμα 5.35 προκύπτει ότι η κατανομή του λόγου ($p_{FL,m}/p_{t,m}$) είναι πρακτικά ίδια με την κατανομή του λόγου του μέσου φορτίου τελικής επένδυσης προς το μέσο φορτίο εκτοξευόμενου σκυροδέματος, όπως αυτή παρουσιάστηκε στην παράγραφο 5.1.5 (Σχήμα 5.7). Αυτό οφείλεται στην πολύ μικρή συμμετοχή των αγκυρίων στην ανάληψη της φόρτισης στην περίπτωση της ολομέτωσης διάνοιξης. Συνεπώς, η διαφοροποίηση της πυκνότητας του καννάβου δεν μεταβάλλει τα αποτελέσματα, τα οποία, όμως, εξαρτώνται σημαντικά από το πάχος της τελικής επένδυσης (βλ. Σχήμα 5.7) Συμπερασματικά, το ποσοστό των φορτίων της άμεσης υποστήριξης που μεταφέρεται στην τελική επένδυση κυμαίνεται από ~50% στις ευμενείς γεωτεχνικές συνθήκες έως 100% στις πολύ δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες. Τα σημεία στην περιοχή των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών με τιμές του λόγου $p_{FL,m}/p_{t,m}$ πολύ λίγο πάνω από τη μονάδα (≤ 1.02), οφείλονται στον προσεγγιστικό τρόπο υπολογισμού του φορτίου των αγκυρίων.



Σχήμα 5.35 Κατανομή του λόγου του μέσου φορτίου τελικής επένδυσης ($\rho_{FL,m}$) ως προς το μέσο φορτίο της άμεσης υποστήριξης ($\rho_{t,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c / \rho_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.

Από το ακόλουθο διάγραμμα προκύπτει ότι το φορτίο που «χάνεται» κατά την απαξίωση των μέτρων άμεσης υποστήριξης είναι από 0% της μέσης γεωστατικής τάσης για τις χαμηλές τιμές του λόγου $\sigma_c / \rho_{o,m}$ έως 8% για τις υψηλές τιμές του λόγου $\sigma_c / \rho_{o,m}$. Οι αρνητικές τιμές στην περιοχή των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, όπως σχολιάστηκε και στο προηγούμενο διάγραμμα για τις τιμές του λόγου πάνω από τη μονάδα, οφείλονται στον προσεγγιστικό τρόπο υπολογισμού του φορτίου των αγκυρίων.



Σχήμα 5.36 Κατανομή της ανηγμένης μεταβολής του μέσου φορτίου στη μέση γεωστατική τάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c / \rho_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε μία φάση.

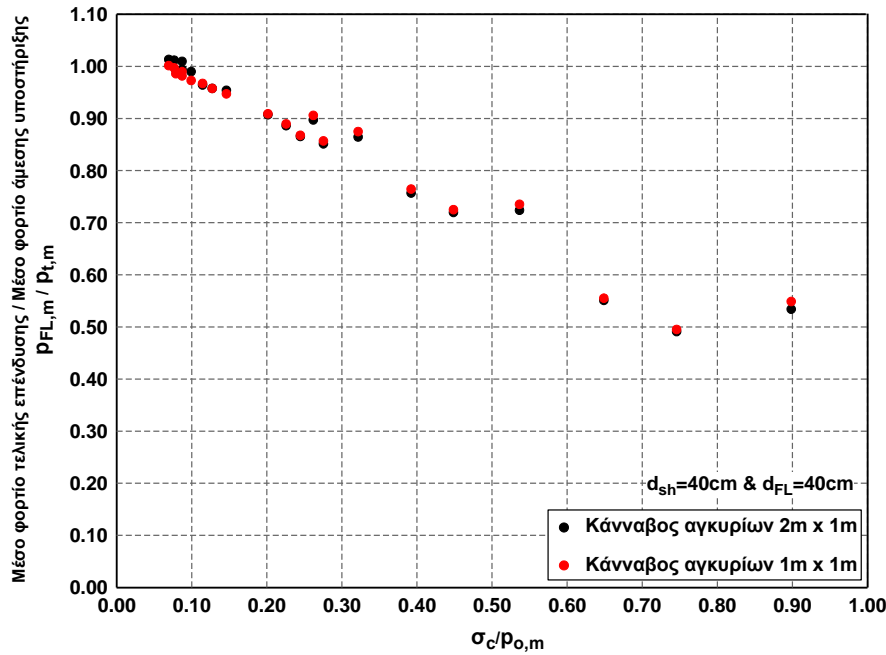
5.1.7.2 Διάνοιξη σήραγγας σε δύο φάσεις (τμηματική διάνοιξη)

Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε, τα καταστατικά προσομοιώματα όλων των υλικών, καθώς και το εύρος των υπό μελέτη παραμέτρων έχουν περιγραφεί αναλυτικά στις παραγράφους 5.1.1, 5.1.2, και 5.1.4. Στη συγκεκριμένη κατηγορία αριθμητικών αναλύσεων η αλληλουχία των βημάτων προσομοίωσης είναι η ακόλουθη:

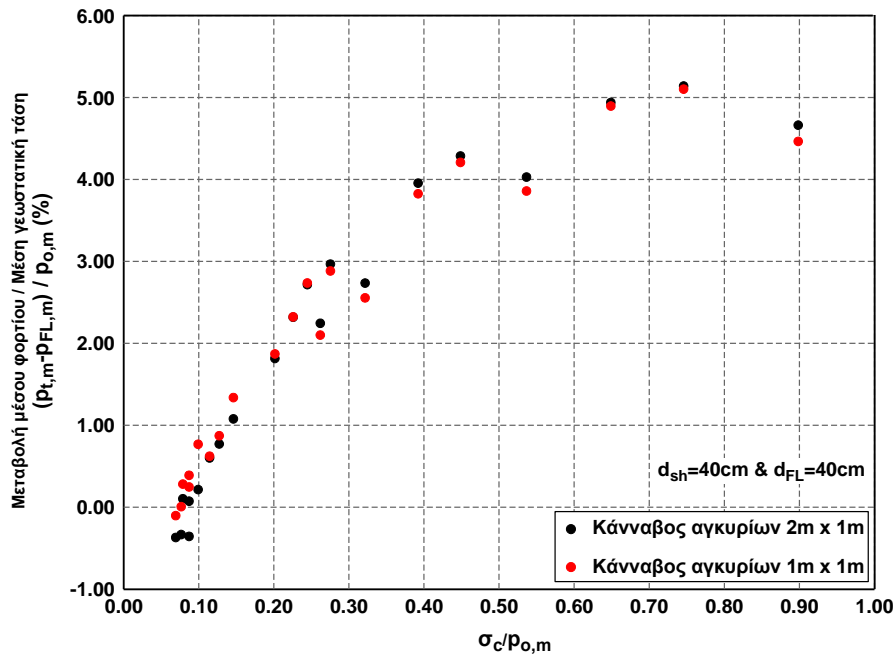
- ο **Βήμα 1^ο**: Επιβολή γεωστατικών τάσεων.
- ο **Βήμα 2^ο**: Προσομοίωση των προσυγκλίσεων που έχουν αναπτυχθεί πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της Άνω Ημιδιατομής λόγω της προχώρησης του μετώπου μέσω ισοδύναμης απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού εντός της Άνω Ημιδιατομής.
- ο **Βήμα 3^ο**: Πλήρης εκσκαφή της Άνω Ημιδιατομής και ενεργοποίηση του άνω τμήματος του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος και των αγκυριών.
- ο **Βήμα 4^ο**: Προσομοίωση των προσυγκλίσεων που έχουν αναπτυχθεί πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της Κάτω Ημιδιατομής λόγω της προχώρησης του μετώπου μέσω ισοδύναμης απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού εντός της Κάτω Ημιδιατομής.
- ο **Βήμα 5^ο**: Πλήρης εκσκαφή της Κάτω Ημιδιατομής και ενεργοποίηση του κάτω τμήματος του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
- ο **Βήμα 6^ο**: Ενεργοποίηση του κελύφους της τελικής επένδυσης.
- ο **Βήμα 7^ο**: Απενεργοποίηση του κελύφους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και των αγκυριών.

Επισημαίνεται ότι το μέσο φορτίο της τελικής επένδυσης υπολογίζεται στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης και το φορτίο της άμεσης υποστήριξης υπολογίζεται ως το άθροισμα του μέσου φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ($p_{sh,m}$) και του μέσου πραγματικού φορτίου των αγκυριών ($p_{b,r,m}$) - και όχι του ανηγμένου ($p_{b,n,m}$), το οποίο δεν είναι αντιπροσωπευτικό - όπως αυτό έχει προκύψει από τις αναλύσεις της προηγούμενης παραγράφου για των ίδιο συνδυασμό παραμέτρων.

Στο Σχήμα 5.37 παρουσιάζεται ο λόγος $p_{FL,m}/p_{t,m}$, ο οποίος μειώνεται σχεδόν γραμμικά όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Το εύρος των τιμών είναι αντίστοιχο με αυτό της ολομέτωπης διάνοιξης (50% έως 100%). Τα σημεία στην περιοχή των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών με τιμές του λόγου $p_{FL,m}/p_{t,m}$ λίγο πάνω από τη μονάδα (≤ 1.02), οφείλονται στον προσεγγιστικό τρόπο υπολογισμού του φορτίου των αγκυριών και στην έντονη ανακατανομή των πιέσεων που προκαλείται περί τη διατομή, λόγω των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, όπως έχει περιγραφεί στην παράγραφο 5.1.5.2.

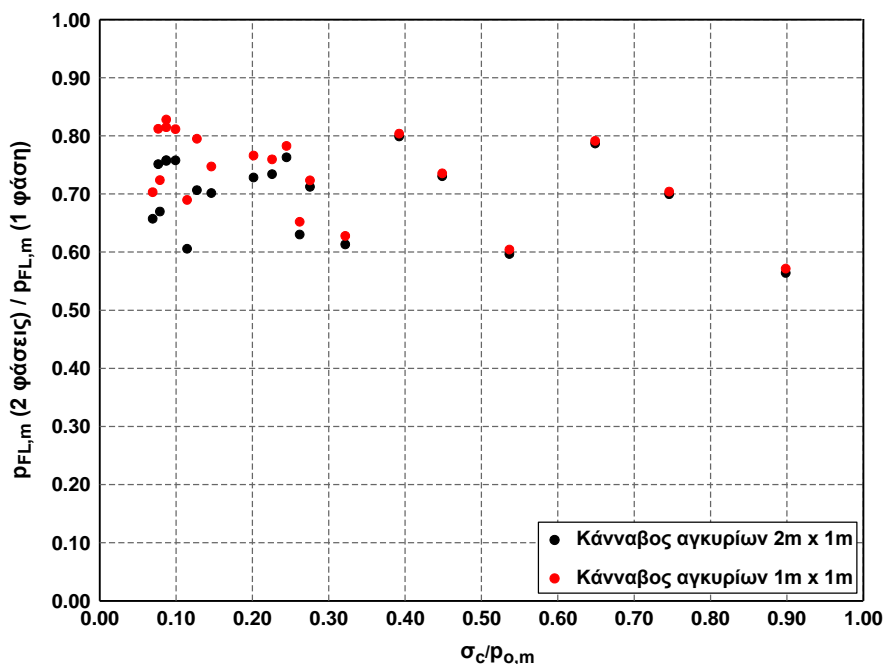


Σχήμα 5.37 Κατανομή του λόγου του μέσου φορτίου τελικής επένδυσης ($\rho_{FL,m}$) ως προς το μέσο φορτίο της άμεσης υποστήριξης ($\rho_{FL,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c / \rho_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε δύο φάσεις.



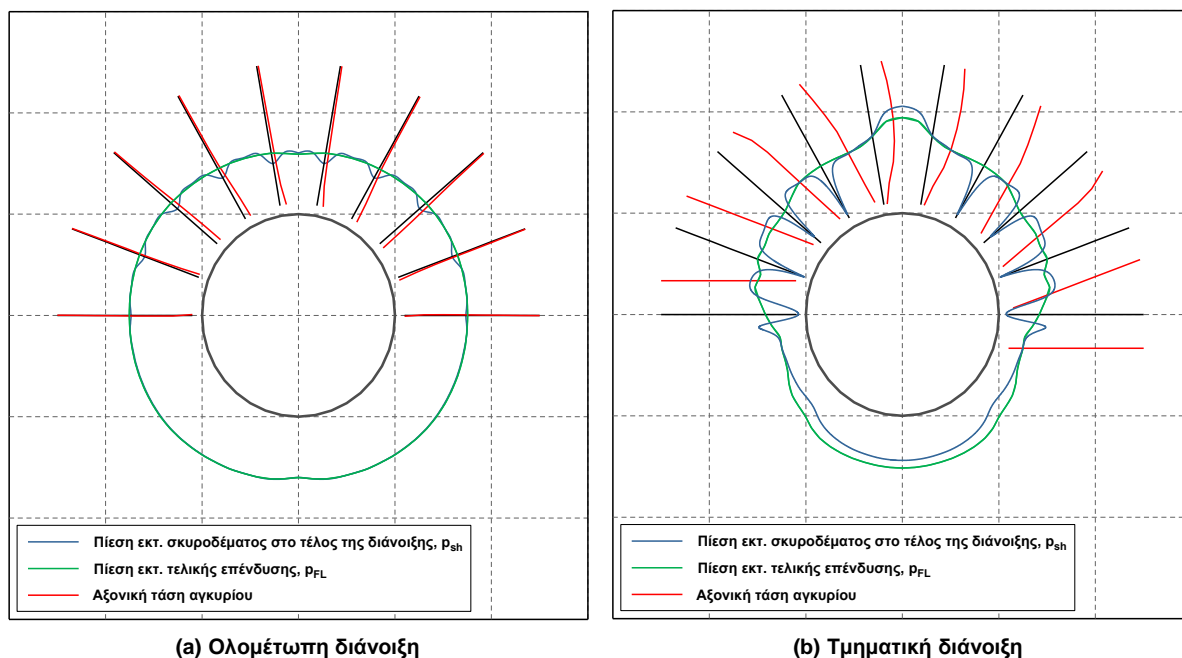
Σχήμα 5.38 Κατανομή της ανηγμένης μεταβολής του μέσου φορτίου στη μέση γεωστατική τάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c / \rho_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων και για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας σε δύο φάσεις.

Στο Σχήμα 5.39 απεικονίζεται η κατανομή του λόγου του συνολικού φορτίου της τελικής επένδυσης στην περίπτωση της διάνοιξης σε δύο φάσεις προς το φορτίο της τελικής επένδυσης για την ολομέτωπη διάνοιξη. Φαίνεται ότι το εύρος διακύμανσης του λόγου είναι πρακτικά σταθερό (55% έως 80%) για όλο το φάσμα των γεωτεχνικών συνθηκών που εξετάστηκαν. Η μείωση αυτή του φορτίου στην τμηματική διάνοιξη οφείλεται κυρίως στη μείωση του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Μάλιστα, οι τιμές του λόγου των φορτίων τμηματικής και ολομέτωπης διάνοιξης κυμαίνονται περίπου στο ίδιο εύρος (45% έως 80%), όπως έχει ήδη αναφερθεί στην παράγραφο 4.6.9.



Σχήμα 5.39 Κατανομή του λόγου του μέσου φορτίου τελικής επένδυσης ($\rho_{FL,m}$) για τη διάνοιξη σε δύο φάσεις προς την αντίστοιχη τιμή από την περίπτωση της διάνοιξης σε μία φάση συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για τους δύο διαφορετικούς καννάβους αγκυρίων.

Ωστόσο, αξίζει να σημειωθεί ότι το αυξημένο φορτίο στην ολομέτωπη διάνοιξη δεν είναι πάντα δυσμενέστερο στη διαστασιολόγηση, καθώς το κυκλικό σχήμα της διατομής οδηγεί σε μικρές ροπές εξασφαλίζοντας συνήθως καθεστώς προέχουσας θλίψης στο σκυροδέμα. Αυτή η διαφορά στη μορφή, αλλά και στην τιμή, της φόρτισης είναι εμφανής στις δύο αναλύσεις του επόμενου σχήματος.



Σχήμα 5.40 Κατανομή φορτίων εκτοξευόμενου σκυροδέματος και φορτίων αγκυρίων στο τέλος της εκσκαφής για δύο αριθμητικές αναλύσεις με διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.5$, ίδια περιβάλλουσα βραχόμαζα $GSI=10$, $\sigma_{ci}=8MPa$, $m_i=6$ ($\sigma_{cm}/\rho_{o,m}=0.31$ & $\sigma_c/\rho_{o,m}=0.098$), πάχος σκυροδέματος $d_{sh}=40cm$, πάχος τελικής επένδυσης $d_{FL}=40cm$, αγκύρια μήκους $L_b=8.0m$ σε καννάβο $1.0m \times 2.0m$ (μηκοτομική απόσταση \times απόσταση εν διατομή) για μία και δύο φάσης διάνοιξης. Η σχεδίαση είναι υπό κλίμακα επιτρέποντας τη σύγκριση μόνο μεταξύ ίδιων μεγεθών στο συγκεκριμένο σχήμα και όχι μεταξύ διαφορετικών σχημάτων.

5.1.8 Σύνοψη

Στη συνέχεια παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα σημαντικότερα συμπεράσματα που προέκυψαν με βάση τις ανωτέρω αναλύσεις και την επεξεργασία των αποτελεσμάτων, όσον αφορά στα φορτία που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση λόγω απαξίωσης των μέτρων άμεσης υποστήριξης.

Μεταφορά φορτίου εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση

- ο Στην περίπτωση της ολομέτωπης διάνοιξης, το ποσοστό του φορτίου που παραλαμβάνει το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα το οποίο μεταφέρεται στην τελική επένδυση μειώνεται όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Για τιμές του λόγου $\sigma_c/p_{o,m} \leq 0.30$ κυμαίνεται μεταξύ 90% και 100%, ενώ για τιμές $\sigma_c/p_{o,m} > 0.30$ από 50% έως 95%. Το ποσοστό μεταφοράς αυξάνεται όσο αυξάνεται το πάχος της τελικής επένδυσης.
- ο Στην περίπτωση της τμηματικής διάνοιξης, το ποσοστό του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος που μεταφέρεται στη τελική επένδυση μειώνεται όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Για τιμές του λόγου $\sigma_c/p_{o,m} \leq 0.30$ κυμαίνεται μεταξύ 85% και 104%, ενώ για τιμές $\sigma_c/p_{o,m} > 0.30$ από 50% έως 90%. Το ποσοστό μεταφοράς αυξάνεται όσο αυξάνεται το πάχος της τελικής επένδυσης.
- ο Η μεταφορά του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση για ολομέτωπη διάνοιξη περιγράφεται ικανοποιητικά από την αναλυτική προσέγγιση των καμπυλών σύγκλισης - αποτόνωσης. Μάλιστα για την περίπτωση ελαστικής απόκρισης του περιβάλλοντος γεωυλικού ο λόγος $p_{FL,m}/p_{sh,m}$ είναι ανεξάρτητος από την αποτόνωση των τάσεων πριν την τοποθέτηση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Φορτίο αγκυρίων

- ο Στην ολομέτωπη διάνοιξη η συνεισφορά των αγκυρίων στη ανάληψη της φόρτισης είναι πολύ μικρή, λόγω της λειτουργίας του κλειστού δακτυλίου που μειώνει σημαντικά τις αναπτυσσόμενες μετατοπίσεις. Βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε αύξηση του ποσοστού της συνολικής φόρτισης που αναλαμβάνουν φτάνοντας σε μία μέγιστη τιμή περίπου 9%.
- ο Στην περίπτωση της διάνοιξης σε δύο φάσεις αυξάνονται σημαντικά οι μετακινήσεις που αναπτύσσονται οδηγώντας σε σημαντική φόρτιση των αγκυρίων. Το ποσοστό του συνολικού φορτίου που αναλαμβάνουν κυμαίνεται από 3% έως 25% για τιμές του λόγου $\sigma_c/p_{o,m} \leq 0.30$ και από 2% έως 10% για τιμές $\sigma_c/p_{o,m} > 0.30$ και μειώνεται όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες.
- ο Η απλοποιητική προσέγγιση μέσω του ανηγμένου φορτίου $p_{b,n,m}$ στην περίπτωση της ολομέτωπης διάνοιξης οδηγεί σε υποεκτίμηση του πραγματικού φορτίου, καθώς οι τιμές του λόγου $p_{b,r,m}/p_{b,n,m}$ είναι από 0.70 έως 2.50 για τιμές του λόγου $\sigma_c/p_{o,m} \leq 0.30$ και από 1.30 έως 3.30 για τιμές $\sigma_c/p_{o,m} > 0.30$ και αυξάνονται όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Σημειώνεται ότι ακόμη και στην περιοχή όπου ο λόγος λαμβάνει τιμές μεγαλύτερες από 2.0 το μέγιστο σφάλμα είναι 1% της μέσης γεωστατικής τάσης, λόγω του μικρού φορτίου που παραλαμβάνουν τα αγκύρια.
- ο Αντίθετα, για τη διάνοιξη σε δύο φάσεις οι τιμές του λόγου $p_{b,r,m}/p_{b,n,m}$ είναι από 0.25 έως 0.80 για τιμές του λόγου $\sigma_c/p_{o,m} \leq 0.30$ και από 0.15 έως 0.65 για τιμές $\sigma_c/p_{o,m} > 0.30$ και μειώνονται όσο

βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Δηλαδή, στην περίπτωση αυτή η απλοποιητική προσέγγιση οδηγεί σε συντηρητική εκτίμηση του φορτίου των αγκυρίων.

- ο Το φορτίο των αγκυρίων που υπολογίζεται από την απλοποιητική προσέγγιση τείνει προς το πραγματικό φορτίο των αγκυρίων ($p_{b,r}$) όσο αυξάνεται η πυκνότητα του καννάβου, καθώς το «άθροισμα» των τοπικών πιέσεων που επιβάλλει κάθε αγκύριο όταν απενεργοποιηθεί προσεγγίζει μία πιο ομοιόμορφη κατανομή.
- ο Στην περιοχή των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, τόσο στην ολομέτωπη όσο και στην τμηματική διάνοιξη, οι τιμές του λόγου $p_{b,r,m}/p_{b,n,m}$ τείνουν στη μονάδα, καθώς η αστοχία του γεωυλικού περί τη διατομή οδηγεί σε αύξηση της «ομοιομορφοποίησης» των τασικών μεγεθών περί τη διατομή.

Μεταφορά φορτίου άμεσης υποστήριξης στην τελική επένδυση

Το φορτίο της άμεσης υποστήριξης υπολογίστηκε ως το άθροισμα του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στο τέλος της διάνοιξης και του πραγματικού φορτίου των αγκυρίων.

- ο Τόσο τα ποιοτικά όσο και τα ποσοτικά συμπεράσματα για την περίπτωση της ολομέτωπης διάνοιξης είναι σχεδόν ίδια με τα αντίστοιχα για τη μεταφορά του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση, εξαιτίας της πολύ μικρής συνεισφοράς και συμμετοχής των αγκυρίων. Επομένως, το ποσοστό του φορτίου που μεταφέρεται στα μέτρα άμεσης υποστήριξης συνολικά είναι για τιμές 85% και 100% του λόγου $\sigma_d/p_{o,m} \leq 0.30$ και 45% έως 90% για τιμές $\sigma_d/p_{o,m} > 0.30$.
- ο Στην τμηματική διάνοιξη τα ποσοστά του φορτίου της άμεσης υποστήριξης που μεταφέρονται στην τελική επένδυση παρουσιάζουν την ίδια κατανομή με την ολομέτωπη διάνοιξη, αλλά ελαφρώς μικρότερες τιμές.
- ο Το φορτίο της τελικής επένδυσης στην τμηματική διάνοιξη κυμαίνεται μεταξύ 50% έως 70% του φορτίου της ολομέτωπης διάνοιξης. Το αυξημένο φορτίο στην ολομέτωπη διάνοιξη δεν είναι πάντα δυσμενέστερο για τη διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης, καθώς το κυκλικό σχήμα της διατομής οδηγεί σε μικρές ροπές εξασφαλίζοντας συνήθως καθεστώς προέχουσας θλίψης στο σκυρόδεμα.
- ο Για την περίπτωση της διάνοιξης σε δύο φάσεις, στην περιοχή των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, παρατηρήθηκε σε ορισμένες αναλύσεις μικρή αύξηση του μέσου φορτίου της τελικής επένδυσης σε σχέση με το αντίστοιχο της άμεσης υποστήριξης. Αυτό οφείλεται κυρίως στην ανακατανομή των τάσεων περί τη διατομή και στον τρόπο υπολογισμού του φορτίου των αγκυρίων.

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται συνοπτικά τα βασικά ποσοτικά συμπεράσματα της παραγράφου ανάλογα με τη διαδικασία διάνοιξης, τις γεωτεχνικές συνθήκες και την πυκνότητα του καννάβου των αγκυρίων.

Πίνακας 5.3 Συνοπτική απεικόνιση αποτελεσμάτων για τη μεταφορά των φορτίων της άμεσης υποστήριξης.

Χαρακτηριστικό μέγεθος	Ολομέτωπη Διάνοιξη (1 Φάση Διάνοιξης)		Τμηματική Διάνοιξη (2 Φάσεις Διάνοιξης)	
	$\sigma_c / \rho_{o,m} \leq 0.30$	$\sigma_c / \rho_{o,m} > 0.30$	$\sigma_c / \rho_{o,m} \leq 0.30$	$\sigma_c / \rho_{o,m} > 0.30$
Λόγος της μέσης πίεσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος προς τη μέση πίεση της τελικής επένδυσης ($\rho_{FL,m} / \rho_{sh,m}$)	0.90 - 1.00	0.50 - 0.95	0.85 - 1.03	0.50 - 0.90
Λόγος του μέσου πραγματικού φορτίου αγκυρίων προς το μέσο ανηγμένο φορτίο αγκυρίων ($\rho_{b,m} / \rho_{b,n,m}$)*	1.00 - 1.70 (s=2.00m)	1.70 - 3.30 (s=2.00m)	0.25 - 0.80 (s=2.00m)	0.15 - 0.65 (s=2.00m)
	0.75 - 1.20 (s=1.00m)	1.20 - 1.70 (s=1.00m)	0.25 - 0.80 (s=1.00m)	0.15 - 0.65 (s=1.00m)
Λόγος του μέσου φορτίου της άμεσης υποστήριξης προς το μέσο φορτίο της τελικής επένδυσης ($\rho_{FL,m} / \rho_{t,m}$)	0.85 - 1.00	0.45 - 0.90	0.85 - 1.02	0.45 - 0.90

*Όπου s η απόσταση των αγκυρίων εν διατομή. Δηλαδή στην τιμή s=1.00m αντιστοιχεί ο πυκνότερος κάρναβος (1.0m×1.0m) και στην τιμή s=2.00m ο αραιότερος κάρναβος 1.0m×2.0m.

Επισημαίνεται ότι τα παραπάνω συμπεράσματα, όσον αφορά στο μηχανισμό των φαινομένων που μελετήθηκαν, ισχύουν για το σύνολο των σηράγγων. Τα ποσοτικά συμπεράσματα ισχύουν με ικανοποιητική ακρίβεια για την περίπτωση των βαθιών σηράγγων, καθώς στις αβαθείς σήραγγες υπάρχει η αλληλεπίδραση με την επιφάνεια του εδάφους, όπως έχει συζητηθεί στο προηγούμενο κεφάλαιο προκαλώντας πιθανή διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων.

5.2 ΦΟΡΤΙΣΗ ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΛΟΓΩ ΤΟΥ ΕΡΠΥΣΜΟΥ ΤΟΥ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΓΕΩΥΛΙΚΟΥ

Με βάση τα στοιχεία από τις μελέτες τελικής επένδυσης σηράγγων της Εγνατίας Οδού που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 3.6.2.1, προκύπτει ότι η αντιμετώπιση του φαινομένου του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωυλικού είναι συχνά ποιοτική και βασίζεται σε εξαιρετικά απλουστευτικές και συνάμα εμπειρικές προσεγγίσεις. Στη συγκεκριμένη ενότητα μέσω διδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων εκτιμάται το φορτίο που αναπτύσσεται λόγω ερπυσμού ως συνάρτηση αφενός των γεωμετρικών και γεωτεχνικών παραμέτρων και αφετέρου των ερπυστικών παραμέτρων του γεωυλικού.

Η ερπυστική συμπεριφορά του γεωυλικού ποσοτικοποιήθηκε μέσω του προσομοιώματος Singh-Mitchell (βλ. §2.4.5.1.4), το οποίο είναι ενσωματωμένο στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS και περιγράφει ικανοποιητικά την εξάρτηση του φαινομένου τόσο από το επίπεδο της επιβαλλόμενης έντασης όσο και από το χρονικό παράγοντα. Εντούτοις, επειδή οι παράμετροι του προσομοιώματος Singh-Mitchell (A , a , m , t_1) δεν παρέχουν εύκολα μία σαφή εικόνα για την «ποιότητα» και την «ένταση» του ερπυσμού, επιλέχθηκε η αρχική ποσοτικοποίηση του ερπυσμού να γίνει με μία νέα ομάδα παραμέτρων, η οποία μπορεί εύκολα να συσχετιστεί με όλα τα ερπυστικά προσομοιώματα. Για την επιλογή ρεαλιστικού εύρους ερπυστικών παραμέτρων αξιοποιήθηκαν τα αποτελέσματα πειραματικών δοκιμών ερπυσμού από τη βιβλιογραφία (§5.2.3). Κατόπιν, μέσω αριθμητικών ιξωδοπλαστικών αναλύσεων εκτιμήθηκε το φορτίο που προκύπτει λόγω του ερπυσμού στο πέρας της τεχνικής διάρκειας ζωής του έργου, η οποία συμβατικά θεωρήθηκε 100 έτη. Όπως έχει ήδη αναλυθεί το φορτίο αυτό δεν εκφράζεται ως απόλυτο μέγεθος, αλλά ανηγμένο στην τιμή του φορτίου της τελικής επένδυσης πριν από την έναρξη του ερπυσμού. Τέλος, προτείνεται μία απλοποιητική μεθοδολογία για ισοδύναμη προσομοίωση του ερπυσμού μέσω της απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας του περιβάλλοντος γεωυλικού περί τη διατομή διάνοιξης.

5.2.1 Ορισμός ερπυστικών παραμέτρων γεωυλικού

Οι παράμετροι για την αρχική περιγραφή της ερπυστικής συμπεριφοράς του γεωυλικού ορίστηκαν έτσι ώστε να παρέχουν άμεσα και με «φιλικό» ως προς το χρήστη τρόπο πληροφορίες, όσον αφορά στο μέτρο και στον τρόπο μεταβολής των ερπυστικών παραμορφώσεων και να μπορούν να συσχετιστούν εύκολα με οποιοδήποτε ερπυστικό προσομοίωμα. Σημειώνεται ότι στον ορισμό των ερπυστικών παραμέτρων και στην προσομοίωση της ερπυστικής συμπεριφοράς των γεωυλικών δεν έχουν ληφθεί υπόψη φαινόμενα ανισοτροπίας.

Ερπυστικός συντελεστής φ_{cr}

Ο συντελεστής αυτός ορίζει το μέγεθος των δυνητικών ερπυστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν σε συγκεκριμένο χρονικό διάστημα, εφόσον η παραμόρφωση του γεωυλικού δεν παρεμποδιστεί. Καθώς οι αναπτυσσόμενες ερπυστικές παραμορφώσεις εξαρτώνται από τις επιβαλλόμενες τάσεις, η τιμή του ορίζεται για δεδομένο επίπεδο έντασης q/q_f , όπου q η επιβαλλόμενη διεκτροπική τάση και q_f η διεκτροπική τάση αστοχίας για τη δεδομένη επιβαλλόμενη μέση τάση p . Τελικά, ο συντελεστής φ_{cr} ορίζεται ίσος με το πηλίκο της ερπυστικής παραμόρφωσης σε δεδομένη χρονική στιγμή και δεδομένη επιβαλλόμενη ένταση προς την ελαστική παραμόρφωση σε ιδεατό

πείραμα μονοαξονικής θλίψης στο ίδιο επίπεδο επιβαλλόμενης έντασης. Πιο συγκεκριμένα, ο ερπυστικός συντελεστής φ_{cr} ορίζεται ως εξής:

$$\varphi_{cr} \left(\frac{q}{q_f}, t_d \right) = \frac{\varepsilon_{cr}(t = t_d)}{\left(\frac{q}{q_f} \right) \frac{\sigma_c}{E}} \quad (5-6)$$

όπου:

φ_{cr} : Ερπυστικός συντελεστής.

q/q_f : Επίπεδο επιβαλλόμενης έντασης.

q : Επιβαλλόμενη διεκτροπική τάση.

q_f : Διεκτροπική τάση αστοχίας για τη δεδομένη επιβαλλόμενη μέση τάση p .

t_d : Χρονική στιγμή στην οποία υπολογίζονται ή μετρώνται οι ερπυστικές παραμορφώσεις. Στα πειράματα συμπίπτει με το τέλος της διαδικασίας, ενώ στις αριθμητικές αναλύσεις με την τεχνική διάρκεια ζωής, η οποία θεωρείται 100 έτη, δηλαδή 1200 μήνες.

ε_{cr} : Ερπυστική παραμόρφωση σε χρόνο $t=t_d$ για επίπεδο επιβαλλόμενης έντασης q/q_f .

t : Χρόνος.

σ_c : Αντοχή γεωυλικού σε μονοαξονική θλίψη κατά Mohr-Coulomb, $\sigma_c = 2c \tan(45 + \varphi/2)$.

E : Μέτρο παραμορφωσιμότητας γεωυλικού. Λαμβάνεται η τιμή που προκύπτει από πείραμα μονοαξονικής θλίψης στο 50% της αντοχής ($q/q_f = 50\%$).

Λόγος $t_{50\%}/t_d$

Το μέγεθος αυτό ουσιαστικά καθορίζει το ρυθμό μεταβολής των ερπυστικών παραμορφώσεων. Η παράμετρος t_d , όπως περιγράφηκε παραπάνω, είναι η χρονική στιγμή στην οποία ορίζεται ο συντελεστής φ_{cr} . Η παράμετρος $t_{50\%}$ είναι η χρονική στιγμή στην οποία αναπτύσσεται το 50% της τελικής ερπυστικής παραμόρφωσης που θα έχει αναπτυχθεί σε χρόνο t_d .

5.2.2 Διαδικασία βαθμονόμησης ερπυστικού προσομοιώματος

Αρχικά, παρατίθεται ξανά (βλ. §2.4.5.1.4) η διατύπωση του προσομοιώματος Singh-Mitchell και η επεξήγηση των μεγεθών. Ο ρυθμός μεταβολής των ερπυστικών παραμορφώσεων δίνεται από την παρακάτω σχέση (επιλέγεται η περίπτωση όπου στον όρο της τάσης αντιστοιχείται το επίπεδο της επιβαλλόμενης έντασης D/D_{max} και η παράμετρος a είναι καθαρός αριθμός):

$$\dot{\varepsilon}_{cr} = A e^{a\bar{D}} \left(\frac{t_1}{t} \right)^m \quad (5-7)$$

$$\bar{D} = \frac{D}{D_{max}} \quad (5-8)$$

όπου:

ε_{cr} : Ερπυστική παραμόρφωση.

A, a, m : Ερπυστικές παράμετροι γεωυλικού.

D : Διεκτροπική τάση.

t_1 : Χαρακτηριστική χρονική στιγμή.

Ολοκληρώνοντας την Εξ. (5-7), θεωρώντας $m \neq 1$ και με αρχικές συνθήκες $\varepsilon = \varepsilon_1$ όταν $t = t_1$ προκύπτει:

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_1 - Ae^{\bar{a}D} \frac{1}{1-m} + \frac{A}{1-m} e^{\bar{a}D} \left(\frac{t}{t_1} \right)^{1-m} \quad (5-9)$$

Θέτοντας $\varepsilon_1=0$ τελικά προκύπτει:

$$\varepsilon_{cr} = \frac{A}{1-m} e^{\bar{a}D} \left(\left(\frac{t}{t_1} \right)^{1-m} - 1 \right) \quad (5-10)$$

Αντικαθιστώντας το σύμβολο D που χρησιμοποιούν οι Singh-Mitchell για το επίπεδο της επιβαλλόμενης έντασης με το συμβολισμό q/q_f , η σχέση υπολογισμού της ερπυστικής παραμόρφωσης γίνεται:

$$\varepsilon_{cr} = \frac{A}{1-m} e^{\frac{a \cdot q}{q_f}} \left(\left(\frac{t}{t_1} \right)^{1-m} - 1 \right) \quad (5-11)$$

Συγκεντρωτικά, οι παράμετροι που απαιτούνται για το μονοσήμαντο ορισμό του ερπυστικού προβλήματος είναι οι ακόλουθες:

- ο Τελική χρονική στιγμή t_d .
- ο Δύο τιμές του συντελεστή φ_{cr} για $t=t_d$, για δύο διαφορετικά επίπεδα επιβαλλόμενης έντασης: $(q/q_f)_1 \sim \varphi_{cr1}$, $(q/q_f)_2 \sim \varphi_{cr2}$.
- ο Τιμή του λόγου $t_{50\%}/t_d$.
- ο Παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας γεωυλικού (c , φ , E).
- ο Τιμή της χρονικής παραμέτρου t_1 .

Αρχικά διατυπώνεται η Εξ. (5-11) για $t=t_d$ και $t=t_{50\%}$ για τυχαίο, αλλά ίδιο επίπεδο επιβαλλόμενης έντασης:

$$\varepsilon_{cr}(t=t_d) = \frac{A}{1-m} e^{\frac{a \cdot q}{q_f}} \left(\left(\frac{t_d}{t_1} \right)^{1-m} - 1 \right) \quad (5-12)$$

$$\varepsilon_{cr}(t=t_{50\%}) = \frac{A}{1-m} e^{\frac{a \cdot q}{q_f}} \left(\left(\frac{t_{50\%}}{t_1} \right)^{1-m} - 1 \right) \quad (5-13)$$

Με τη θεώρηση ότι $\varepsilon_{cr}(t_d) \neq$ και διαιρώντας τις δύο σχέσεις κατά μέλη προκύπτει:

$$\frac{\varepsilon_{cr}(t=t_{50\%})}{\varepsilon_{cr}(t=t_d)} = \frac{1}{2} = \frac{\left(\frac{t_{50\%}}{t_1} \right)^{1-m} - 1}{\left(\frac{t_d}{t_1} \right)^{1-m} - 1} \Rightarrow \left(\frac{t_d}{t_1} \right)^{1-m} - 2 \left(\frac{t_{50\%}}{t_1} \right)^{1-m} + 1 = 0 \quad (5-14)$$

Από την εξίσωση αυτή μπορεί να υπολογιστεί η τιμή του συντελεστή m , με δεδομένες τις τιμές μεγεθών t_d και $t_{50\%}$. Στη συνέχεια, αντικαθιστώντας την έκφραση του κριτηρίου Singh-Mitchell στη σχέση του ερπυστικού συντελεστή φ_{cr} προκύπτει:

$$\Phi_{cr}(t = t_d, q/q_f) = \frac{A}{1-m} e^{a \frac{q}{q_f}} \left(\left(\frac{t_d}{t_1} \right)^{1-m} - 1 \right) \frac{\left(\frac{q}{q_f} \right) \frac{\sigma_c}{E}}{\quad} \quad (5-15)$$

Επομένως, για τα δύο διαφορετικά επίπεδα έντασης:

$$\Phi_{cr1}(t = t_d, (q/q_f)_1) = \frac{A}{1-m} e^{a \left(\frac{q}{q_f} \right)_1} \left(\left(\frac{t_d}{t_1} \right)^{1-m} - 1 \right) \frac{\left(\frac{q}{q_f} \right)_1 \frac{\sigma_c}{E}}{\quad} \quad (5-16)$$

$$\Phi_{cr2}(t = t_d, (q/q_f)_2) = \frac{A}{1-m} e^{a \left(\frac{q}{q_f} \right)_2} \left(\left(\frac{t_d}{t_1} \right)^{1-m} - 1 \right) \frac{\left(\frac{q}{q_f} \right)_2 \frac{\sigma_c}{E}}{\quad} \quad (5-17)$$

Διαιρώντας τις δύο σχέσεις κατά μέλη και επιλύοντας ως προς την παράμετρο a προκύπτει:

$$a = \frac{\ln \left[\frac{\left(\frac{\Phi_{cr2}}{\Phi_{cr1}} \right) \left(\frac{q}{q_f} \right)_2}{\left(\frac{q}{q_f} \right)_1} \right]}{\left(\frac{q}{q_f} \right)_2 - \left(\frac{q}{q_f} \right)_1} \quad (5-18)$$

Εφόσον η παράμετρος a είναι θετική πρέπει να ικανοποιείται η συνθήκη:

$$\ln \left[\frac{\left(\frac{\Phi_{cr2}}{\Phi_{cr1}} \right) \left(\frac{q}{q_f} \right)_2}{\left(\frac{q}{q_f} \right)_1} \right] > 0 \Rightarrow \left(\frac{\Phi_{cr2}}{\Phi_{cr1}} \right) \frac{\left(\frac{q}{q_f} \right)_2}{\left(\frac{q}{q_f} \right)_1} > 1 \Rightarrow \left(\frac{\Phi_{cr2}}{\Phi_{cr1}} \right) > \frac{\left(\frac{q}{q_f} \right)_1}{\left(\frac{q}{q_f} \right)_2}, \text{ για } \left(\frac{q}{q_f} \right)_2 > \left(\frac{q}{q_f} \right)_1 \quad (5-19)$$

Αντιστοίχως, αφαιρώντας τις εξισώσεις (5-16) και (5-17) κατά μέλη και επιλύοντας ως προς την παράμετρο A προκύπτει:

$$A = \frac{\sigma_c}{E} \frac{(\Phi_{cr2} - \Phi_{cr1})(1-m)}{\left(\left(\frac{t_d}{t_1} \right)^{1-m} - 1 \right) \left[\frac{e^{a \left(\frac{q}{q_f} \right)_2}}{\left(\frac{q}{q_f} \right)_2} - \frac{e^{a \left(\frac{q}{q_f} \right)_1}}{\left(\frac{q}{q_f} \right)_1} \right]} \quad (5-20)$$

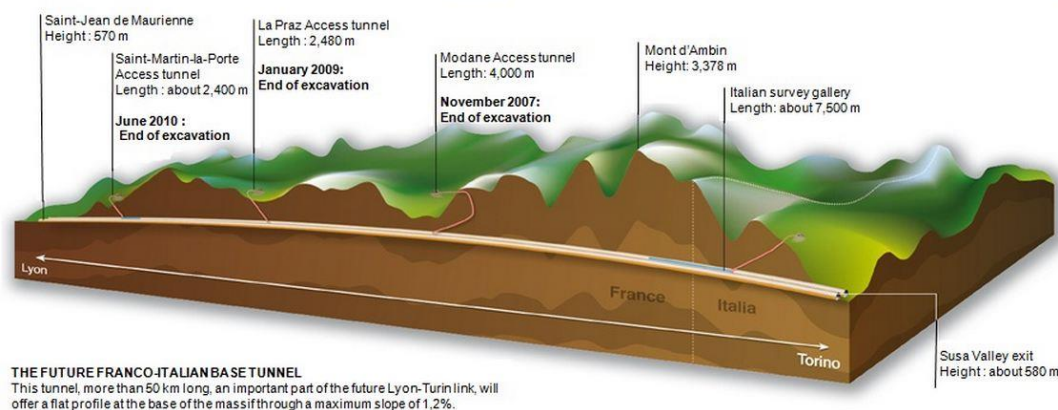
Συμπερασματικά, μέσω της διαδικασίας που παρουσιάστηκε παραπάνω υπάρχει μονοσήμαντη συσχέτιση μεταξύ της ομάδας παραμέτρων $\Phi_{cr1}[t=t_d, (q/q_f)_1]$, $\Phi_{cr2}[t=t_d, (q/q_f)_2]$, t_d , $t_{50\%}/t_d$ με τις αντίστοιχες παραμέτρους του ερπυστικού προσομοιώματος Singh-Mitchell A , a , m , t_1 .

5.2.3 Εκτίμηση ερπυστικών παραμέτρων από βιβλιογραφικά δεδομένα

Για την εκτίμηση ενός ρεαλιστικού εύρους των ερπυστικών παραμέτρων της περιβάλλουσας βραχώμαζας χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα πειραμάτων ερπυσμού από τις διδακτορικές διατριβές των Debernardi (2008) και Aristorenas (1987). Τα αποτελέσματα ψηφιοποιήθηκαν, καταχωρήθηκαν σε φύλλα υπολογισμού Microsoft Excel και στη συνέχεια ακολούθησε επεξεργασία των πρωτογενών στοιχείων, η οποία παρουσιάζεται αναλυτικά στη συνέχεια.

5.2.3.1 Πειραματικά αποτελέσματα από Debernardi (2008)²

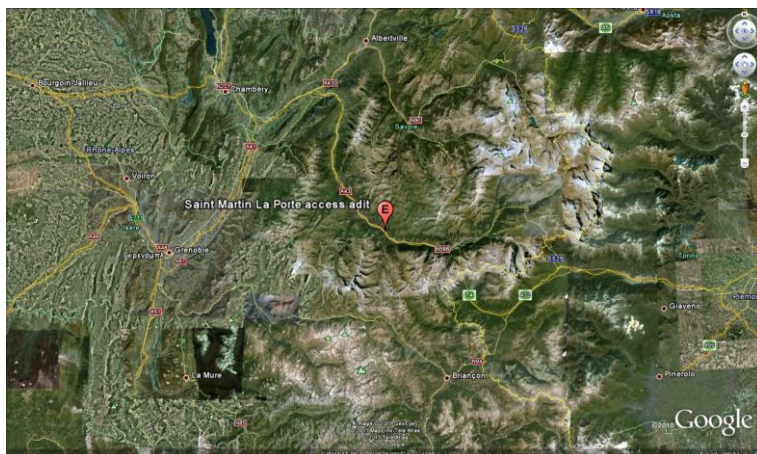
Ο Debernardi (2008) στο πλαίσιο της διδακτορικής του διατριβής διερεύνησε την ερπυστική συμπεριφορά των γεωυλικών και τα συνακόλουθα χρονικά εξαρτημένα φαινόμενα κατά τη διάνοιξη σηράγγων. Για τη βαθμονόμηση του ιξωδοπλαστικού προσομοιώματος που προτείνει εκτέλεσε πειράματα ερπυσμού σε δείγματα άνθρακα, από την περιοχή της σήραγγας βάσης Lyon - Turin και πιο συγκεκριμένα από την περιοχή της σήραγγας πρόσβασης Saint Martin La Porte (Σχήμα 5.41).



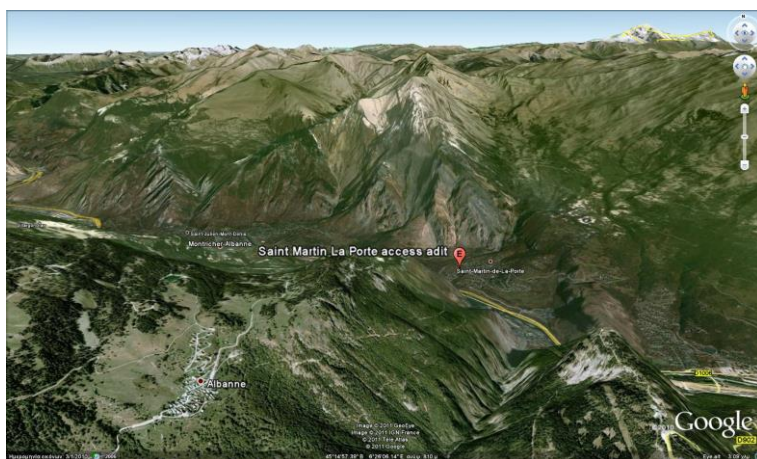
Σχήμα 5.41 Σχηματική μηκοτομή της σήραγγας βάσης Lyon - Turin, στην οποία διακρίνονται επιπροσθέτως οι σήραγγες πρόσβασης.

Η σήραγγα Lyon - Turin είναι μία από τις σήραγγες βάσης συνολικού μήκους 53km, η διάνοιξη της οποίας πραγματοποιείται συγχρόνως από τα μέτωπα εισόδου και εξόδου, αλλά και από ενδιάμεσες σήραγγες πρόσβασης (Σχήμα 5.41). Μία από τις σήραγγες πρόσβασης είναι και η Saint Martin La Porte, η οποία βρίσκεται στη γαλλική πλευρά του έργου και έχει συνολικό μήκος 2050m. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται αεροφωτογραφίες της περιοχής όπου χωροθετείται το στόμιο εισόδου της σήραγγας πρόσβασης, καθώς και μία ενδεικτική φωτογραφία από την κατασκευή της σήραγγας.

²Τα στοιχεία της συγκεκριμένης παραγράφου προέρχονται κυρίως από τη διδακτορική διατριβή του D. Debernardi "Viscoplastic behaviour and design of tunnels" και από το άρθρο των Barla et al. (2010).



Εικόνα 5.1 Αεροφωτογραφία της περιοχής της σήραγγας πρόσβασης Saint Martin La Porte. Με το κόκκινο σύμβολο σημειώνεται η περιοχή του στομιού εισόδου (Λογισμικό Google Earth, Ημερομηνία φωτογραφίας: 03/01/2010).



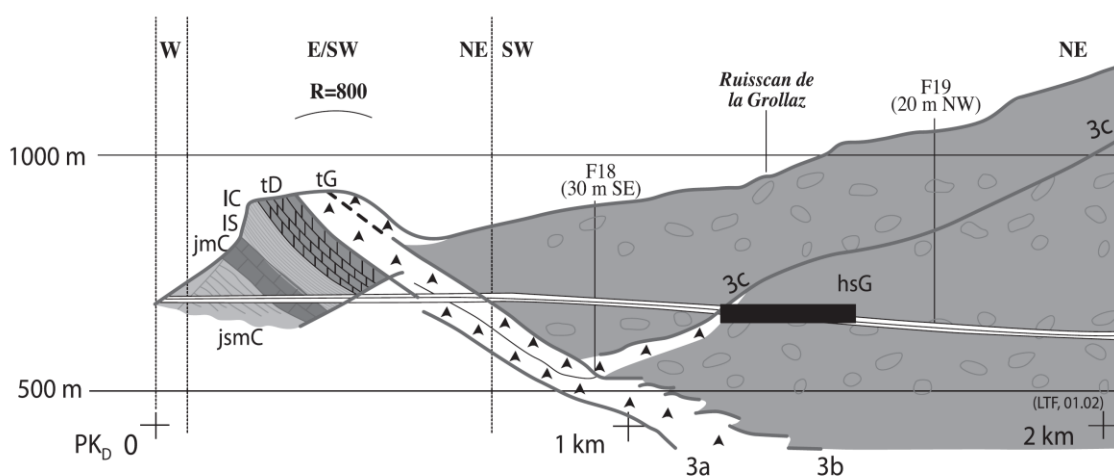
Εικόνα 5.2 Προοπτική απεικόνιση της περιοχής της σήραγγας πρόσβασης Saint Martin La Porte. Με το κόκκινο σύμβολο σημειώνεται η περιοχή του στομιού εισόδου (Λογισμικό Google Earth, Ημερομηνία φωτογραφίας: 03/01/2010).



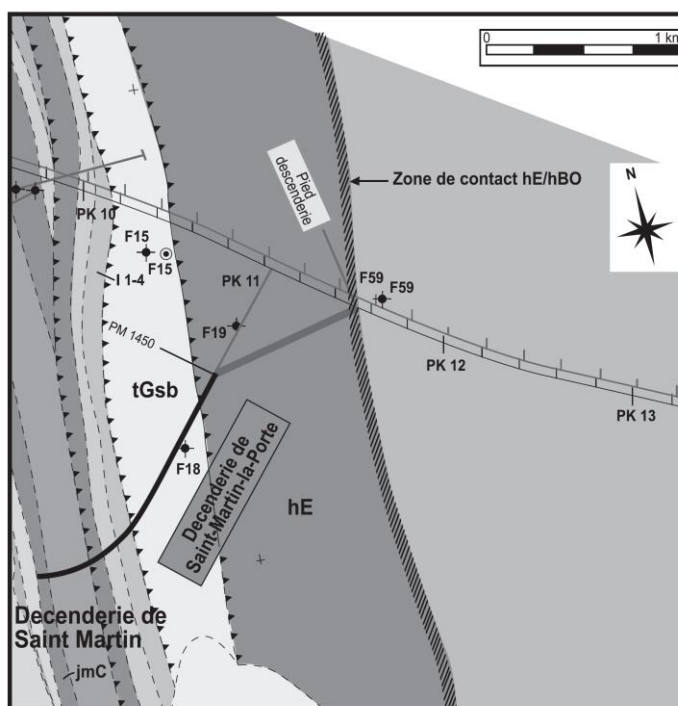
Εικόνα 5.3 Μέτωπο διάνοιξης της σήραγγας πρόσβασης Saint Martin La Porte στη σήραγγα βάσης Lyon - Turin.

Η σήραγγα Saint Martin La Porte είχε διατομή εκκαφής εμβαδού 80m^2 , μέγιστο ύψος υπερκειμένων περίπου 600m και η υψομετρική διαφορά μεταξύ του σημείου εισόδου και του σημείου τομής με την κύρια σήραγγα ήταν περίπου 84.0m . Με βάση τη γεωλογική οριζοντιογραφία (Σχήμα 5.43) και τη γεωλογική μηκοτομή (Σχήμα 5.42) τα γεωυλικά που απαντήθηκαν κατά τη διάνοιξη είναι τα εξής:

- ο Κώνος κορημάτων για συνολικό μήκος περίπου 560.0m .
- ο Ασβεστόλιθοι, μάργες, δολομίτες περίπου μέχρι τη Χ.Θ. $0+600$.
- ο Ενότητα Λιθανθρακοφόρου (Carboniferous), η οποία αποτελείται από γύψο και ανυδρίτη για συνολικό μήκος περίπου 200m .
- ο Ενότητα Λιθανθρακοφόρου (Productive Carboniferous), η οποία αποτελείται από ψαμμίτες, σχιστόλιθους και άνθρακα.

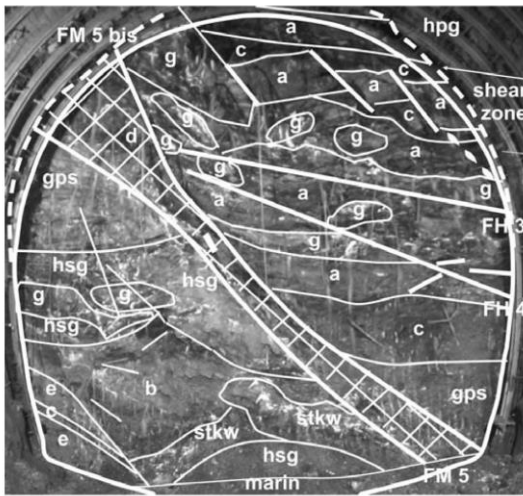


Σχήμα 5.42 Γεωλογική μηκοτομή κατά μήκος της σήραγγας Saint Martin La Porte (Rettighieri et al., 2008, από Debernardi, 2008). Με μαύρο χρώμα σημειώνεται η περιοχή της εκτεταμένης αστοχίας που περιγράφεται στη συνέχεια.



Σχήμα 5.43 Γεωλογική οριζοντιογραφία στην περιοχή της σήραγγας Saint Martin La Porte (Debernardi, 2008).

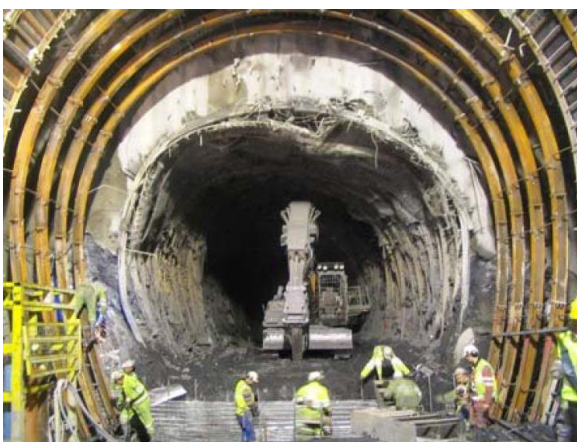
Κατόπιν παρουσιάζεται μια χαρακτηριστική χαρτογράφιση μετώπου στην οποία διακρίνονται οι γεωλογικοί σχηματισμοί εντός των οποίων πραγματοποιήθηκε η εκσκαφή, καθώς και ένα δείγμα από τους γραφικούς σχιστολίθους του λιθανρακοφόρου της συγκεκριμένης περιοχής.



Εικόνα 5.4 Τυπικές γεωλογικές συνθήκες στο μέτωπο διάνοιξης της σήραγγας Saint-Martin la Porte (a. γκρι αργιλικό σχιστόλιθοι, b. μαύροι σχιστόλιθοι, c. άνθρακας, d. κατακλασίτες, e. γκρι σχιστόλιθοι g. ψαμμίτες (sandstone), gps. Ψαμμίτες (psammitic sandstone), hsg. Ενότητα λιθανρακοφόρου (σχιστόλιθοι - ψαμμίτες), stkw. Ενότητα stokwerk³ α. χαλαζακή διείσδυση).

Εικόνα 5.5 Γραφικός σχιστόλιθος του λιθανρακοφόρου, ο οποίος απαντήθηκε κατά τη διάνοιξη της σήραγγας πρόσβασης Saint Martin La Porte στη σήραγγα βάσης Lyon - Turin.

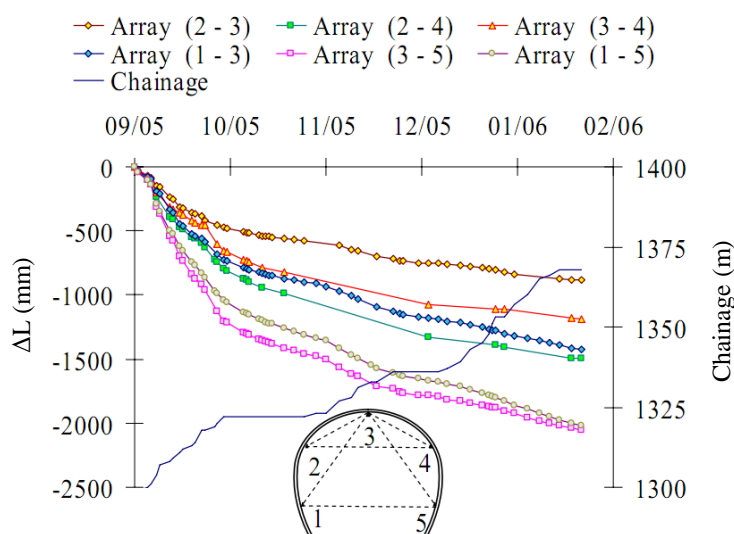
Η σήραγγα Saint Martin La Porte αντιμετώπισε σημαντικά προβλήματα συγκλίσεων (κλείσιμο διατομής έως και 2.00m) και τοπικές αστάθειες από τη Χ.Θ. 1+280 έως 1+400 (ενδεικτικά βλ. Εικόνα 5.6). Στο συγκεκριμένο τμήμα το ύψος των υπερκειμένων κυμαίνεται από 250m έως 400m και η διάνοιξη πραγματοποιήθηκε κυρίως εντός μαύρων σχιστολίθων, ψαμμιτών, άνθρακα, αργιλικών σχιστολίθων και κατακλασιτών. Μάλιστα στη δεξιά εικόνα από το σχήμα της παραμορφωμένης διατομής εκσκαφής γίνεται εμφανής η επίδραση της ανισοτροπίας ορισμένων εκ των σχηματισμών (πιθανότατα των σχιστολίθων και των αργιλικών σχιστολίθων).



Εικόνα 5.6 Παραμορφωμένη διατομή εξαιτίας των εκεταμένων συγκλίσεων στη σήραγγα πρόσβασης Saint Martin La Porte στη σήραγγα βάσης Lyon - Turin (Barla et al., 2010).

³Πέτρωμα που διατρέχεται από πλήθος πυκνών φλεβιδίων από μετάλλευμα, ώστε να θεωρείται και αυτό το ίδιο ως κοίτασμα.

Από την κατανομή των συγκλίσεων ως προς το χρόνο και την απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής (Σχήμα 5.44) είναι εμφανές ότι ένα σημαντικό ποσοστό της συνολικής τιμής οφείλεται στη χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά του περιβάλλοντος γεωυλικού.



Σχήμα 5.44 Εξέλιξη των συγκλίσεων στη Χ.Θ. 1+297.00 ως προς το χρόνο και τη Χ.Θ. του μετώπου εκσκαφής (Barla et al., 2010).

Λόγω της σημαντικής ετερογένειας στην ευρύτερη περιοχή της σήραγγας, στις ανάστροφες αναλύσεις που εκτελέστηκαν από τον Debernardi (2008) θεωρήθηκαν μέσες γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας για το περιβάλλον γεωυλικό. Για τα πειράματα του ερπυσμού επιλέχθηκε να μελετηθεί ο σχηματισμός του άνθρακα. Στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται τα γενικά στοιχεία των δειγμάτων, τα φυσικά χαρακτηριστικά και η ορυκτολογική σύσταση του σχηματισμού.

Πίνακας 5.4 Στοιχεία δειγμάτων άνθρακα για την εκτέλεση των εργαστηριακών δοκιμών (Debernardi, 2008).

Δείγμα	Βάθος οροφής (m)	Βάθος δαπέδου (m)	Μήκος (mm)	Διάμετρος (mm)
A10	394.20	394.40	200	85
A11	397.40	397.70	300	65
A12	398.50	399.00	500	65
A13	399.50	400.00	500	65
A15	507.40	507.65	250	65
A16	508.40	508.80	400	65
A17	509.50	510.20	700	65

Πίνακας 5.5 Μέσες τιμές φυσικών χαρακτηριστικών για τον σχηματισμό του άνθρακα (Debernardi, 2008).

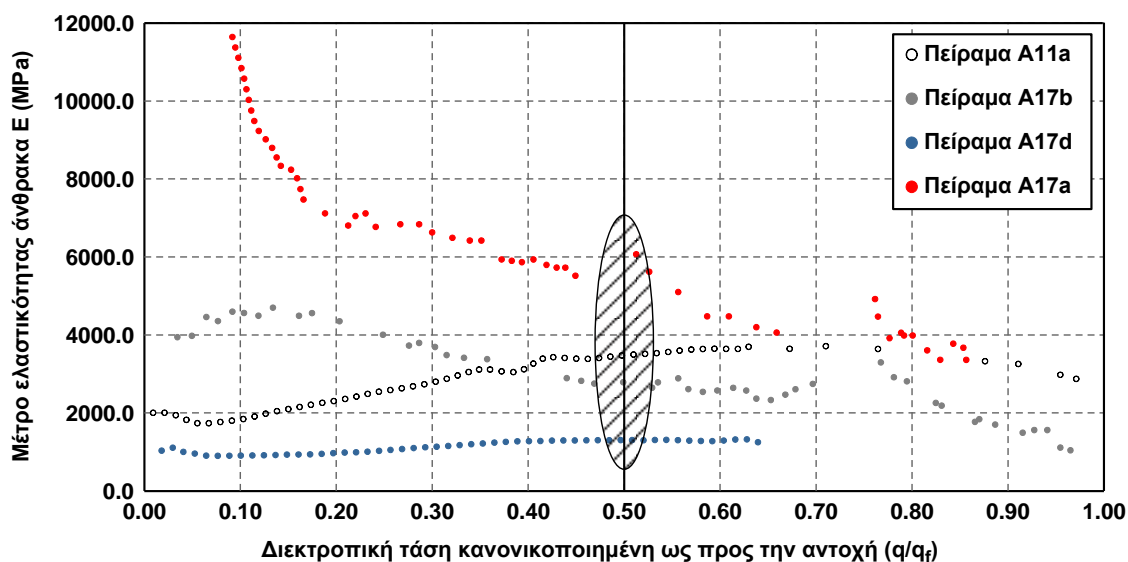
Ειδικό βάρος	γ	17.29	kN/m ³
Ειδικό βάρος στερεών κόκκων	γ_s	19.90	kN/m ³
Πορώδες	n	15.94	%
Δείκτης πόρων	e	0.19	
Φυσική υγρασία	w	3.36	%
Βαθμός κορεσμού	S	35.26	%
Όριο υδαρότητας	w_L	36.21	%
Όριο πλαστικότητας	w_p	25.71	%
Δείκτης πλαστικότητας	PI	10.56	%
Περιεκτικότητα σε CaCO ₃		0.70	%

Πίνακας 5.6 Ορυκτολογική σύσταση των δειγμάτων άνθρακα (Debernardi, 2008).

Δείγμα	Χαλαζίας (%)	Μαρμαρυγίας (%)	Χλωρίτης (%)	Άνθρακας ¹ (%)
A11	20	15	20	45
A13	15	15	30	40
A17	30	5	16	50

¹Άμορφη ή κρυσταλλική φάση του άνθρακα.

Οι γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής προσδιορίστηκαν από πειράματα τριαξονικής και μονοαξονικής καταπόνησης. Τελικά, ως αντιπροσωπευτικό θεωρήθηκε από τον Debernardi σε όρους Mohr-Coulomb το ζεύγος τιμών: συνοχή $c=3.50\text{MPa}$ και γωνία τριβής $\varphi=34.30^\circ$, το οποίο υιοθετείται για του υπολογισμούς της συγκεκριμένης παραγράφου. Όσον αφορά στο μέτρο παραμορφωσιμότητας παρατίθεται το διάγραμμα μεταβολής αυτού ως προς το ποσοστό της διατμητικής αντοχής q/q_f . Με βάση τη διαδικασία βαθμονόμησης του ερπυστικού προσομοιώματος που έχει περιγραφεί στην προηγούμενη παράγραφο, χρησιμοποιείται η τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας από το πείραμα της μονοαξονικής θλίψης που αντιστοιχεί περίπου στο 50% της αντοχής, η οποία από το Σχήμα 5.45 λαμβάνεται $E=1330\text{MPa}$.



Σχήμα 5.45 Μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας του άνθρακα ως προς το ποσοστό της αντοχής σε όρους διεκτροπικής τάσης (Δεδομένα από Debernardi, 2008). Τα πειράματα A11a, A17b και A17a αφορούν σε τριαξονική καταπόνηση και το πείραμα A17d μονοαξονική καταπόνηση του δοκιμίου.

Στο πλαίσιο της διατριβής του Debernardi εκτελέστηκαν τρία πειράματα ερπυσμού - για διαφορετικά επίπεδα φόρτισης το καθένα - σε τριαξονική φόρτιση, τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται στη συνέχεια σε διαγράμματα ερπυστικής παραμόρφωσης - χρόνου και ρυθμού μεταβολής ερπυστικής παραμόρφωσης - χρόνου. Οι συμβολισμοί που χρησιμοποιούνται είναι οι εξής:

- ο **s**: **μέση τάση**. $s=(\sigma_1+\sigma_3)/2$, όπου σ_1 και σ_3 η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια τάση αντίστοιχα.
- ο **t**: **διεκτροπική τάση**. $t=(\sigma_1-\sigma_3)/2$, όπου σ_1 και σ_3 η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια τάση αντίστοιχα.
- ο **t_f**: **διεκτροπική τάση αστοχίας**. Στα πειράματα όπου διατηρείται σταθερή η μέση τάση και μεταβάλλεται μόνο η διεκτροπική η τιμή της t_f λαμβάνεται από τα δεδομένα του πειράματος. Στην περίπτωση που μεταβάλλεται η μέση τάση η t_f υπολογίζεται για κάθε στάθμη φόρτισης με βάση τις τιμές των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb.

Πείραμα A17b

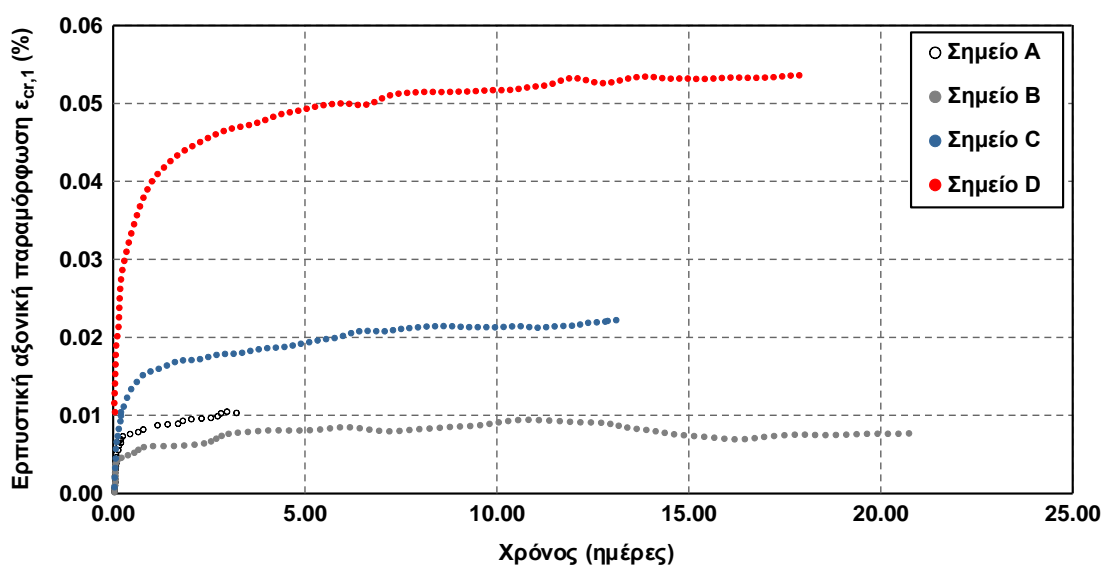
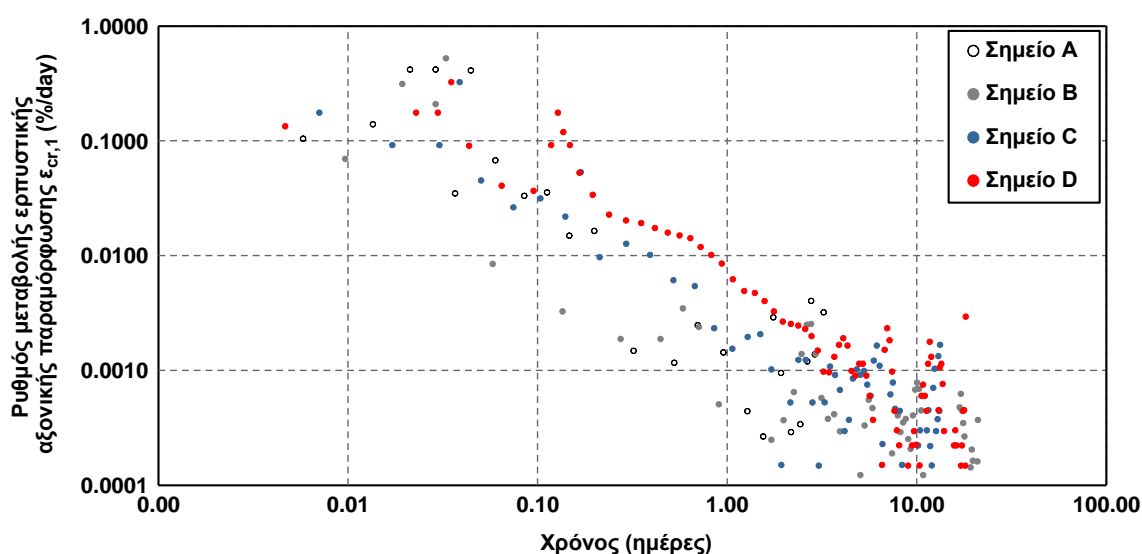
Στις δύο πρώτες στάθμες φόρτισης επιβλήθηκε ισότροπη συμπίεση, ενώ στη συνέχεια με σταθερή τη μέση τάση αυξάνεται η διεκτροπική επιβαλλόμενη τάση.

Πίνακας 5.7 Δεδομένα πειράματος A17b.

Σημείο	s^1 (MPa)	t^2 (MPa)	t/t_r
A	5	0	0.00
B	10	0	0.00
C	10	5	0.68
D	10	7	0.95
E	Αστοχία		1

¹s: Μέση τάση, $s=(\sigma_1+\sigma_3)/2$, όπου σ_1 και σ_3 η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια τάση αντίστοιχα.

²t: Διεκτροπική τάση, $s=(\sigma_1-\sigma_3)/2$, όπου σ_1 και σ_3 η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια τάση αντίστοιχα.

**Σχήμα 5.46** Πείραμα A17b: Ανάπτυξη ερπυστικών παραμορφώσεων ανά στάθμη επιβαλλόμενου φορτίου. Οι τοπικές ανωμαλίες οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές (Δεδομένα από Debernardi, 2008).**Σχήμα 5.47** Πείραμα A17b: Ρυθμός μεταβολής ερπυστικών παραμορφώσεων (Δεδομένα από Debernardi, 2008).

Γενικά, είναι εμφανές ότι η καμπύλη μεταβολής των ερπυστικών παραμορφώσεων τείνει σε πρακτικά οριζόντια ασύμπτωτη με το πέρασ του χρόνου. Επίσης, από την απεικόνιση του ρυθμού μεταβολής των ερπυστικών παραμορφώσεων ως προς το χρόνο σε διλογαριθμικό διάγραμμα προκύπτει ότι για όλες τις στάθμες φόρτισης τα σημεία έχουν αντίστοιχη κατανομή, δηλαδή αντίστοιχη τιμή της παραμέτρου m του προσομοιώματος Singh-Mitchell (η παράμετρος m ισούται με την κλίση του συγκεκριμένου διαγράμματος).

Πείραμα A17a

Αρχικά, επιβλήθηκε ισότροπη συμπίεση, στη συνέχεια με σταθερή τη μέση τάση αυξήθηκε η διεκτροπική επιβαλλόμενη τάση, κατόπιν ακολούθησε μία φάση χαλάρωσης και τέλος αυξήθηκαν συγχρόνως η μέση και διεκτροπική τάση. Στην τελευταία στάθμη φόρτισης παρατηρήθηκε ερπυστική αστοχία, η οποία αναπτύχθηκε περίπου σε 36hours.

Πίνακας 5.8 Δεδομένα πειράματος A17a.

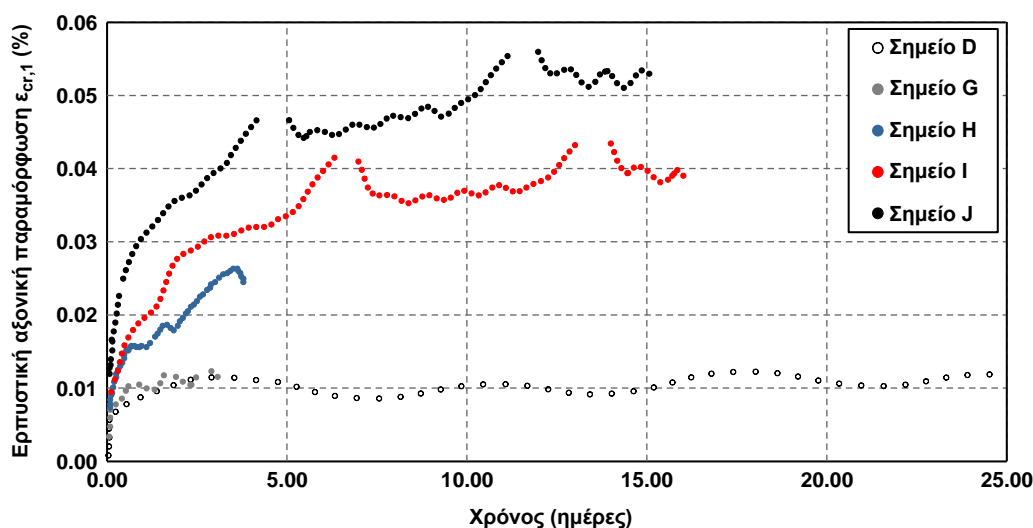
Σημείο	s^1 (MPa)	t^2 (MPa)	t/t_f
A	20	0	0.00
D	20	10	0.71
G	21	14	0.96
H	22	15	0.99
I	23	16	1.01^3
J	24	17	1.04^3
K (Ερπυστική αστοχία)	18	25	1.07^3

¹ s : Μέση τάση, $s=(\sigma_1+\sigma_3)/2$, όπου σ_1 και σ_3 η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια τάση αντίστοιχα.

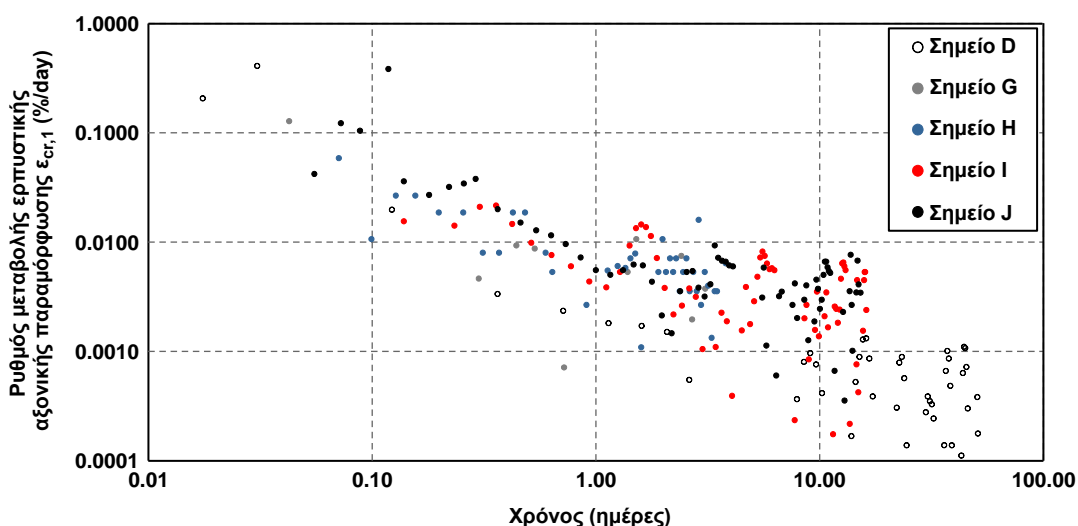
² t : Διεκτροπική τάση, $s=(\sigma_1-\sigma_3)/2$, όπου σ_1 και σ_3 η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια τάση αντίστοιχα.

³Οι τιμές που είναι ελαφρώς μεγαλύτερες από τη μονάδα προκύπτουν, καθώς οι παράμετροι αντοχής κατά Mohr-Coulomb που χρησιμοποιήθηκαν είναι μέσες τιμές.

Αντιστοίχως με το προηγούμενο πείραμα οι καμπύλες των ερπυστικών παραμορφώσεων φαίνεται να παρουσιάζουν οριζόντια ασύμπτωτη. Επίσης, η τιμή της σταθεράς m είναι αντίστοιχη για όλες τις στάθμες φόρτισης, αλλά η διασπορά των σημείων αυξάνεται σημαντικά μετά τη μία ημέρα, λόγω των ανωμαλιών που προκαλούν οι θερμοκρασιακές μεταβολές στο χώρο του εργαστηρίου.



Σχήμα 5.48 Πείραμα A17a: Ανάπτυξη ερπυστικών παραμορφώσεων ανά στάθμη επιβαλλόμενου φορτίου. Οι τοπικές ανωμαλίες οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές (Δεδομένα από Debernardi, 2008).



Σχήμα 5.49 Πείραμα A17a: Ρυθμός μεταβολής ερπυστικών παραμορφώσεων (Δεδομένα από Debernardi, 2008).

Πείραμα A17d

Το πείραμα αφορά σε μονοαξονική φόρτιση του δοκιμίου. Στην τελευταία στάθμη φόρτισης παρατηρήθηκε ερπυστική αστοχία, η οποία αναπτύχθηκε ιδιαίτερα γρήγορα, περίπου σε 33min, χρόνος πολύ μικρότερος από τον αντίστοιχο που καταγράφηκε στο πείραμα A17a.

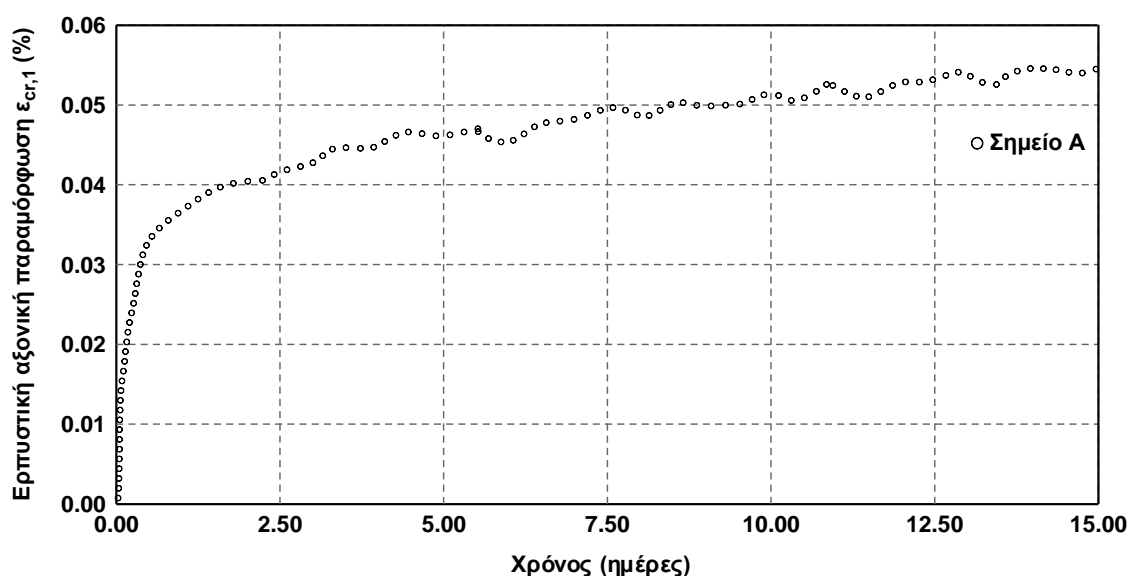
Πίνακας 5.9 Δεδομένα πειράματος A17d - μονοαξονική θλίψη.

Σημείο	s^1 (MPa)	t^2 (MPa)	t/t_f
A	3	3	0.46
B (Ερπυστική αστοχία)	4	4	0.61

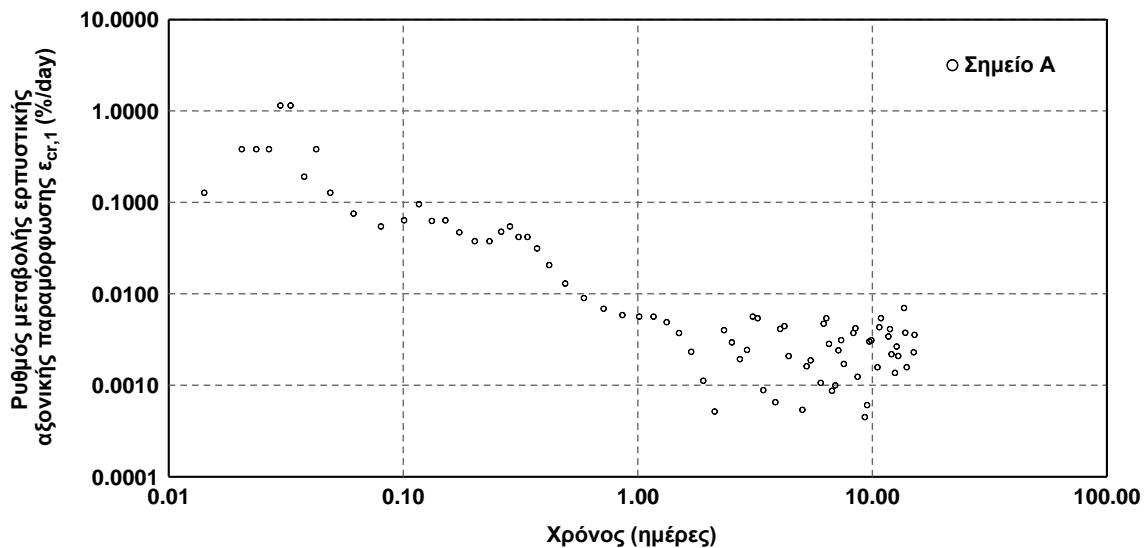
¹s: Μέση τάση, $s=(\sigma_1+\sigma_3)/2$, όπου σ_1 και σ_3 η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια τάση αντίστοιχα.

²t: Διεκτροπική τάση, $s=(\sigma_1-\sigma_3)/2$, όπου σ_1 και σ_3 η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια τάση αντίστοιχα.

Αντιθέτως με τα δύο προηγούμενα πειράματα ακόμη και προς το τέλος του πειράματος παρατηρείται μία τάση αύξησης των ερπυστικών παραμορφώσεων και όχι ασυμπτωτική προσέγγιση μίας συγκεκριμένης τιμής.



Σχήμα 5.50 Πείραμα A17d: Ανάπτυξη ερπυστικών παραμορφώσεων ανά στάθμη επιβαλλόμενου φορτίου. Οι τοπικές ανωμαλίες οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές (Δεδομένα από Debernardi, 2008).



Σχήμα 5.51 Πείραμα A17d: Ρυθμός μεταβολής ερπυστικών παραμορφώσεων (Δεδομένα από Debernardi, 2008).

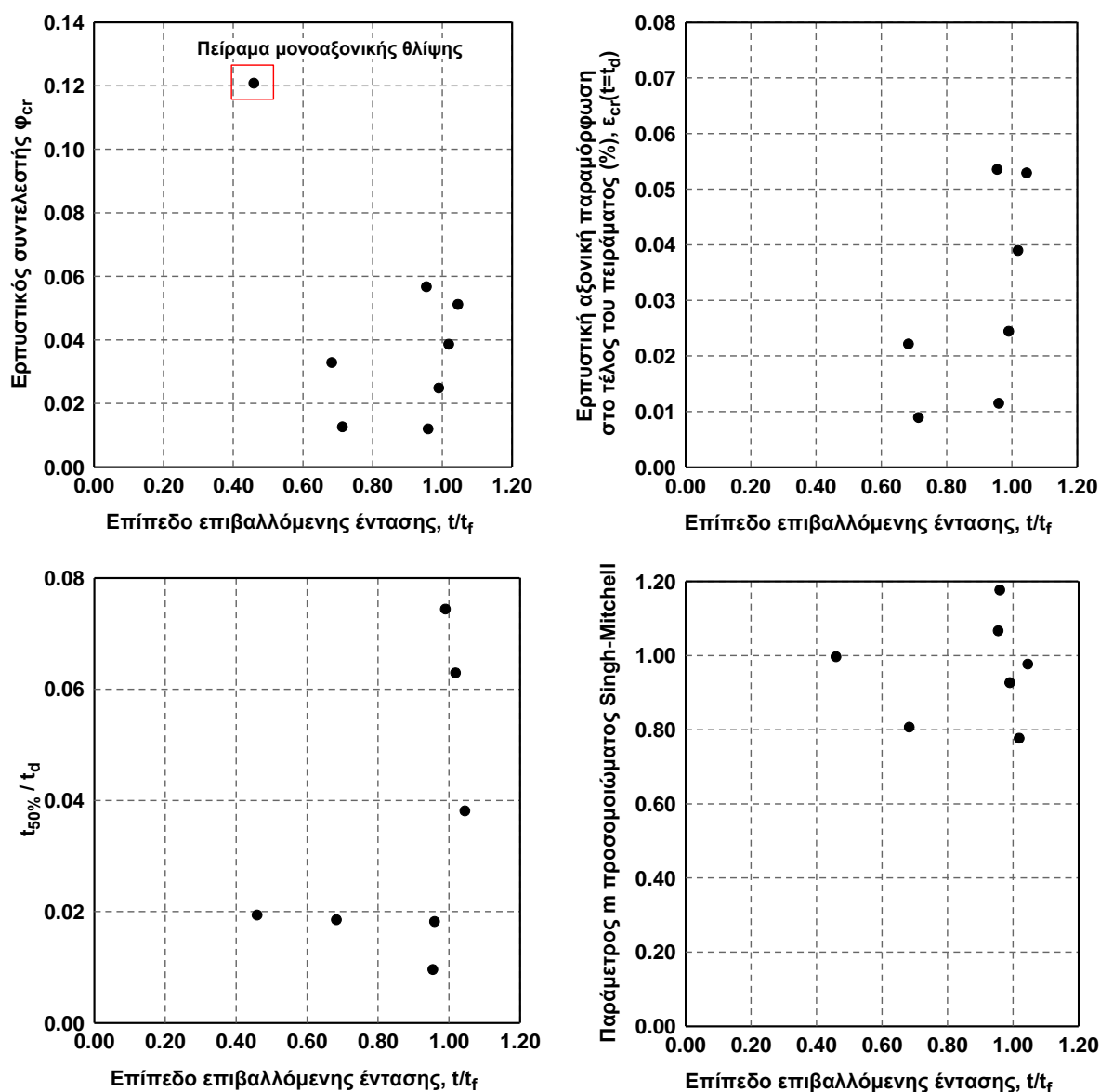


Σχήμα 5.52 Το δοκίμιο του πειράματος A17d κατόπιν της ερπυστικής αστοχίας για επιβαλλόμενη ένταση $t/t_f=0.46$ (Debernardi, 2008).

Τελικά, σε κάθε πείραμα εκτός από την παρατήρηση και τον ποιοτικό σχολιασμό της μορφής των καμπυλών λαμβάνονται οι τιμές των εξής παραμέτρων, οι οποίες θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια:

- ο Ερπυστική παραμόρφωση στο τέλος του πειράματος. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, συμβατικά η διάρκεια του πειράματος ορίζεται ως t_d .
- ο Επίπεδο επιβαλλόμενης έντασης t/t_f (αντίστοιχο με το λόγο q/q_f της παραγράφου 5.2.2)
- ο Ερπυστικός συντελεστής φ_{cr} . Υπολογίζεται για κάθε πείραμα από την Εξ. (5-6) με βάση την τελική ερπυστική παραμόρφωση, το επίπεδο της επιβαλλόμενης έντασης t/t_f , τις παραμέτρους αντοχής $c=3.50\text{MPa}$ και $\varphi=34.30^\circ$ και το μέτρο παραμορφωσιμότητας $E=1330\text{MPa}$.
- ο Χρονική στιγμή $t_{50\%}$ στην οποία αναπτύσσεται το 50% της τελικής ερπυστικής παραμόρφωσης.
- ο Τιμή της παραμέτρου m του προσομοιώματος Singh-Mitchell. Υπολογίζεται μέσω γραμμικής παλινδρόμησης ως η κλίση της βέλτιστης ευθείας σε διλογαριθμικό διάγραμμα της κατανομής του ρυθμού μεταβολής της ερπυστικής παραμόρφωσης ως προς το χρόνο.
- ο Τιμή λόγου $t_{50\%}/t_d$.

Τα αποτελέσματα όλων των πειραμάτων απεικονίζονται στα ακόλουθα διαγράμματα ως συνάρτηση του επιπέδου της επιβαλλόμενης έντασης. Γενικά παρατηρείται μία τάση αύξησης του ερπυστικού συντελεστή ϕ_{cr} όσο αυξάνεται η τιμή του λόγου t/t_f . Το σημείο εντός του κόκκινου περιγράμματος αντιστοιχεί στη δοκιμή μονοαξονικής θλίψης και δεν συνάδει με τα υπόλοιπα, καθώς για σχετικά μικρή τιμή του λόγου t/t_f παρουσιάζει αρκετά μεγαλύτερη τιμή ϕ_{cr} . Γενικά φαίνεται ότι οι τιμές του ϕ_{cr} κυμαίνονται μέχρι 0.12 και θεωρούνται χαμηλές, γεγονός το οποίο πιθανώς οφείλεται στην καλή ποιότητα του πετρώματος και στο γεγονός ότι τα πειράματα εκτελέστηκαν σε δείγματα άρρηκτου βράχου. Αντίστοιχη είναι η μορφή του διαγράμματος της τελικής ερπυστικής παραμόρφωσης στο οποίο έχει παραληφθεί το σημείο της μονοαξονικής θλίψης. Οι τιμές του λόγου $t_{50\%}/t_d$ κυμαίνονται από 0.02 έως 0.08 και οι τιμές της παραμέτρου m από 0.75 έως 1.20, δίχως κάποιο από τα δύο μεγέθη να παρουσιάζει σαφή τάση μεταβολής ως προς το λόγο t/t_f .



Σχήμα 5.53 Μεταβολή του ερπυστικού συντελεστή ϕ_{cr} , της τελικής ερπυστικής παραμόρφωσης $\epsilon_{cr}(t=t_d)$, του λόγου $t_{50\%}/t_d$ και της παραμέτρου m του προσομοιώματος Singh-Mitchell ως προς το επίπεδο της επιβαλλόμενης έντασης t/t_f . Οι τιμές του λόγου t/t_f που είναι μεγαλύτερες από τη μονάδα προκύπτουν, καθώς οι παράμετροι αντοχής κατά Mohr-Coulomb που χρησιμοποιήθηκαν είναι μέσες τιμές (Δεδομένα από Debernardi, 2008).

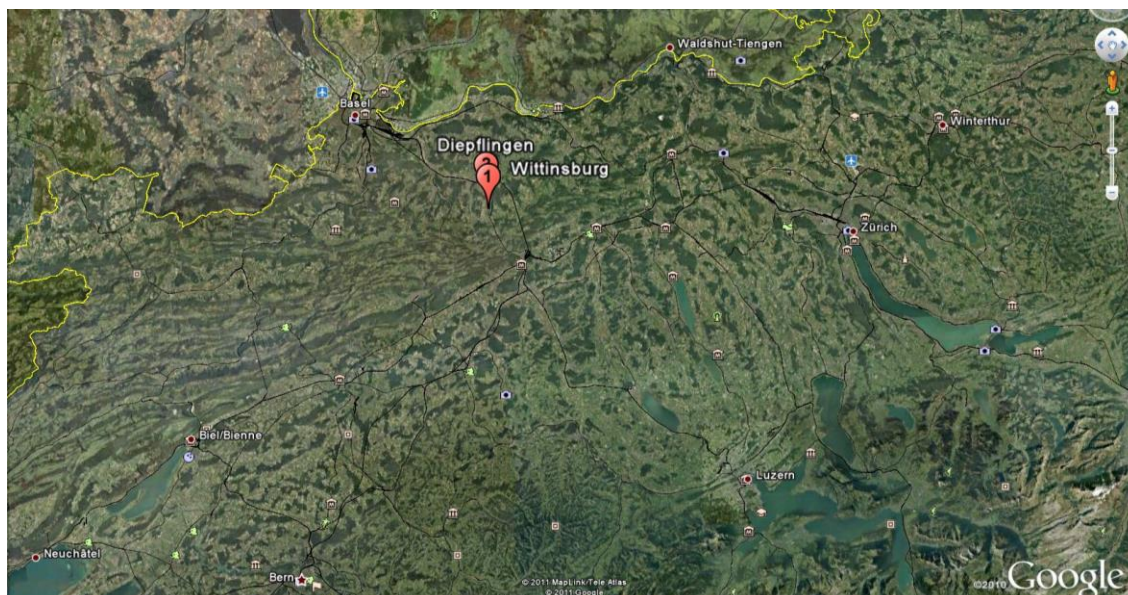
Συγκεντρωτικά, οι τιμές όλων των χρήσιμων παραμέτρων που θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια για τη βαθμονόμηση των ερπυστικών προσομοιωμάτων για την εκτέλεση των αριθμητικών αναλύσεων παρατίθενται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 5.10 Τιμές κρίσιμων ερπυστικών παραμέτρων με βάση τα πειράματα του Debernardi (2008). Οι τιμές του λόγου t/t_f που είναι ελαφρώς μεγαλύτερες από τη μονάδα προκύπτουν, καθώς οι παράμετροι αντοχής κατά Mohr-Coulomb που χρησιμοποιήθηκαν είναι μέσες τιμές.

Πείραμα	Σημείο	s (MPa)	t (MPa)	t/t_f	$\epsilon_{cr} (t=t_d)$ (%)	$t_{50\%}/t_d$	ϕ_{cr}	m	Παρατηρήσεις
A17a	D	20	10	0.71	0.0091	0.0005	0.013	-	Η τιμή του λόγου $t_{50\%}/t_d$ δεν λαμβάνεται υπόψη διότι είναι πολύ μικρή σε σχέση με τις υπόλοιπες.
A17a	G	21	14	0.69	0.0117	0.0184	0.012	1.18	
A17a	H	22	15	0.99	0.0246	0.0746	0.025	0.93	
A17a	I	23	16	1.02	0.0392	0.0631	0.039	0.78	
A17a	J	24	17	1.04	0.0531	0.0383	0.052	0.98	
A17b	C	10	5	0.68	0.0224	0.0187	0.033	0.81	
A17b	D	10	7	0.95	0.0537	0.0098	0.057	1.07	
A17d	A	3	3	0.46	0.0546	0.0195	0.121	1.00	

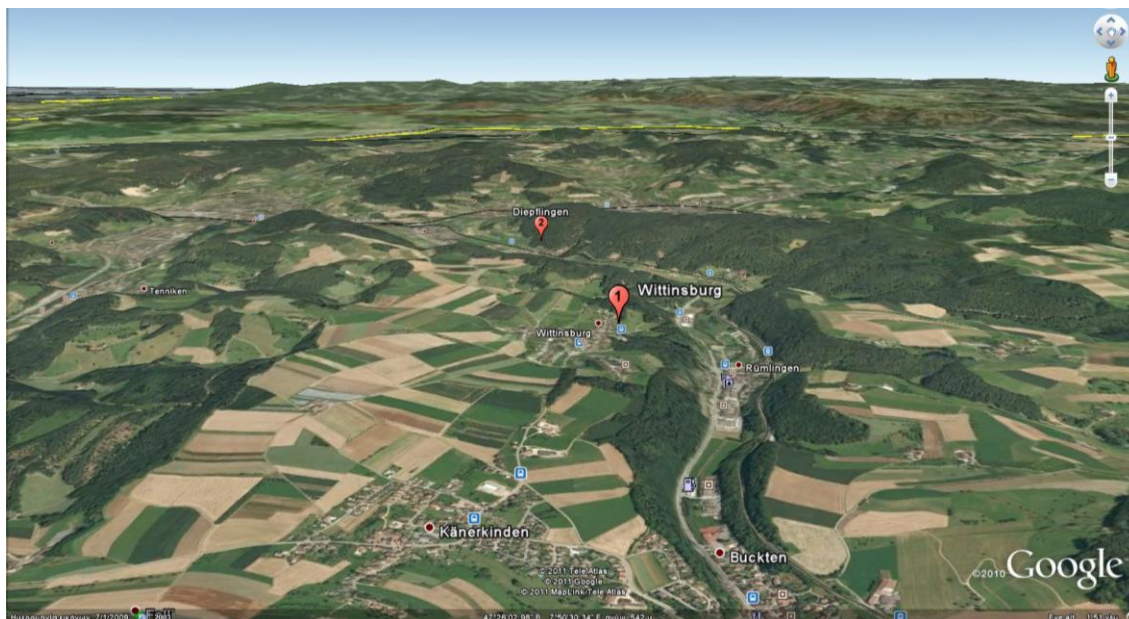
5.2.3.2 Πειραματικά αποτελέσματα από Aristorenas (1987)⁴

Ο Aristorenas (1987) στο πλαίσιο της διδακτορικής του διατριβής μελέτησε τη χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά των σηράγγων οι οποίες διανοίγονται εντός αργιλικών σχιστολίθων. Για τα πειράματα ερπυσμού που εκτέλεσε χρησιμοποίησε δείγματα από τις περιοχές Diepflingen και Wittinsburg της Ελβετίας, οι οποίες φαίνονται στις παρακάτω αεροφωτογραφίες από το λογισμικό Google Earth. Τα δείγματα ελήφθησαν στο πλαίσιο της γεωτεχνικής έρευνας για τη σήραγγα Wisenberg.



Εικόνα 5.7 Αεροφωτογραφία της ευρύτερης περιοχής της σήραγγας Wisenberg, όπου διακρίνονται οι περιοχές Diepflingen και Wittinsburg (Λογισμικό Google Earth, Ημερομηνία φωτογραφίας: 07/01/2009).

⁴Τα στοιχεία της συγκεκριμένης παραγράφου προέρχονται από τη διδακτορική διατριβή του G.V. Aristorenas "Time - dependent behaviour of tunnels excavated in shale".



Εικόνα 5.8 Προοπτική απεικόνιση της ευρύτερης περιοχής της σήραγγας Wisenberg, όπου διακρίνονται οι περιοχές Diepflingen και Wittinsburg (Λογισμικό Google Earth, Ημερομηνία φωτογραφίας: 07/01/2009).

Κατόπιν, στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται τα στοιχεία για τα δείγματα από τα οποία ελήφθησαν τα δοκίμια για τα πειράματα ερπυσμού (βάθος, ορυκτολογική σύσταση, φυσικά χαρακτηριστικά, παράμετροι αντοχής).

Πίνακας 5.11 Στοιχεία δειγμάτων αργιλικού σχιστόλιθου για την εκτέλεση των εργαστηριακών δοκιμών (Aristorenas, 1987).

Δείγμα	Προέλευση	Γεωλογικός σχηματισμός	Βάθος (m)
23-1	Diepflingen	Οπαλίνιος Αργ. σχιστόλιθος ⁵ (Oralinus shale)	22
23-5	Diepflingen	Οπαλίνιος Αργ. Σχιστόλιθος (Oralinus shale)	50
23-6	Diepflingen	Οπαλίνιος Αργ. Σχιστόλιθος (Oralinus shale)	55
23-9	Diepflingen	Αργ. Σχιστόλιθος του Λιασίου (Lias shale)	73
23-10	Diepflingen	Αργ. Σχιστόλιθος του Λιασίου (Lias shale)	77
26B-4	Wittinsburg	Οπαλίνιος Αργ. Σχιστόλιθος (Oralinus shale)	38
26B-6	Wittinsburg	Οπαλίνιος Αργ. Σχιστόλιθος (Oralinus shale)	47
26B-8	Wittinsburg	Οπαλίνιος Αργ. Σχιστόλιθος (Oralinus shale)	58

Πίνακας 5.12 Ορυκτολογική σύσταση των δειγμάτων αργιλικού σχιστόλιθου (Aristorenas, 1987).

Δείγμα	Χαλαζίας/Άστριος/Θειούχα (%)	Ανθρακικά (%)	Άργιλος (%)
23-1	40	26	34
23-5	37	6	57
23-6	9	60	31
23-9	37	12	51
23-10	53	10	37
26B-4	46	7	47
26B-6	43	7	50
26B-8	43	8	49

⁵Αργιλικός σχιστόλιθος εντός του οποίου απαντώνται αμμωνίτες. Συγκεκριμένα ο σχηματισμός έχει λάβει το όνομα του από τον αμμωνίτη *Leioceras oralinum* (Gautschi, 2000).

Πίνακας 5.13 Φυσικά χαρακτηριστικά των δειγμάτων Αργ. Σχιστολίθου (Aristorenas, 1987).

Δείγμα	w _o (%)	e _o	S _o (%)	G _s	γ _{do} (Mg/m ³)	w _L (%)	w _P (%)	I _p (%)
23-1	9.6	0.269	99.9	2.79	2.20	31.5	18.6	12.9
23-5	7.5	0.220	94.2	2.75	2.25	31.6	19.1	12.5
23-6	5.1	0.185	76.3	2.77	2.34	33.1	20.2	12.9
23-9	5.7	0.199	79.6	2.79	2.33	28.6	23.7	4.9
23-10	6.2	0.175	99.5	2.83	2.40	28.2	23.5	4.7
26B-4	5.7	0.168	92.4	2.73	2.34	32.7	22.4	10.3
26B-6	6.7	0.203	90.6	2.75	2.29	30.7	21.3	9.4
26B-8	6.4	0.184	98.0	2.80	2.36	31.4	21.7	9.7

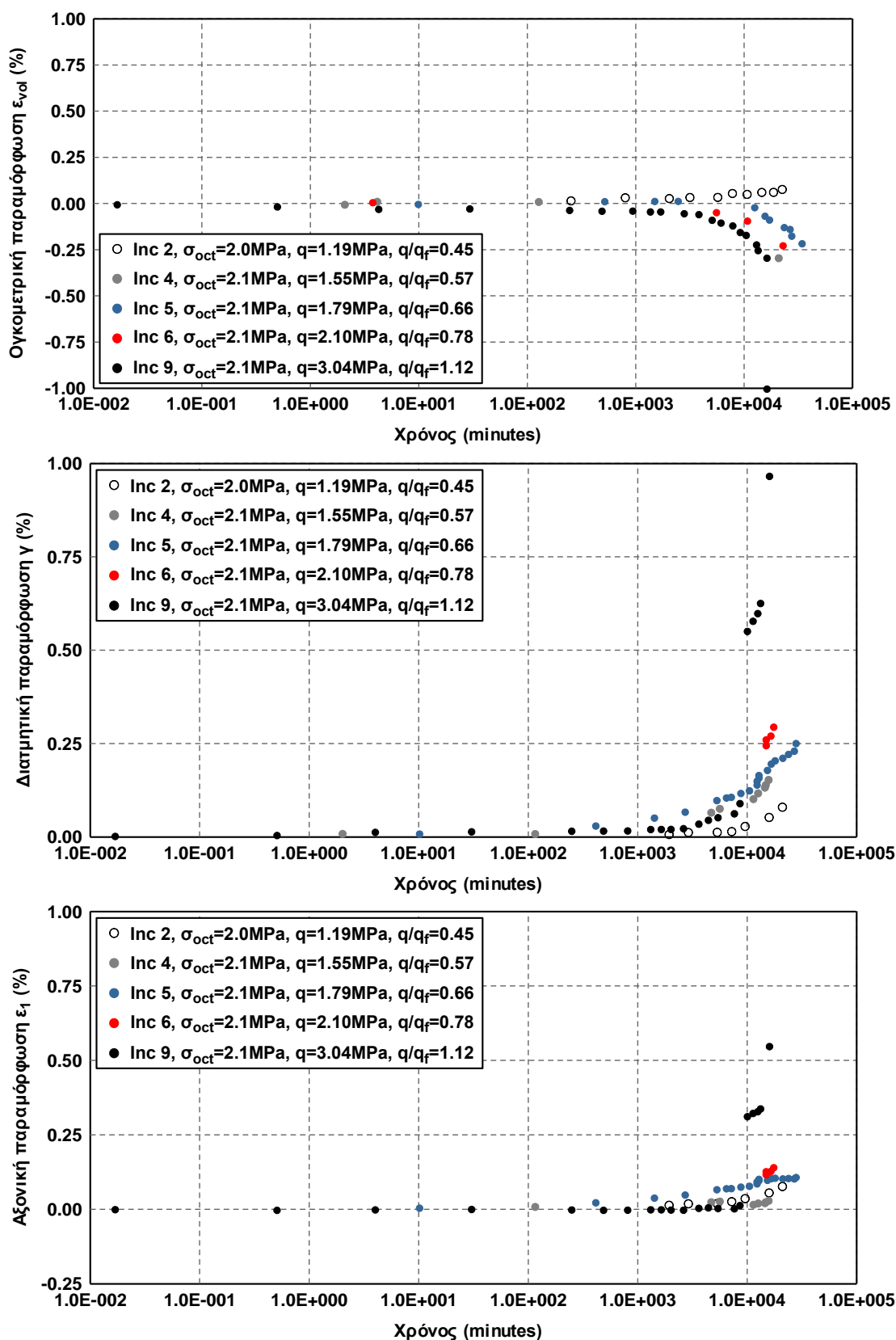
Πίνακας 5.14 Μηχανικά χαρακτηριστικά των δειγμάτων αργ. σχιστολίθου (Aristorenas, 1987).

Δείγμα	Ενεργός μέση τάση στερεοποίησης σ _{co'} (MPa)	Διατμητική αντοχή q _f (MPa)	Ενεργός γωνία τριβής φ (°)	Ενεργός συνοχή c (MPa)	Μέτρο διάτμησης G στο 50%q _f (MPa)
23-1	0.80	1.30	27.0	0.79	162.5
23-5	1.30	1.96	63.4	0.38	146.7
23-9	2.50	2.66	36.7	0.90	560.6
26B-6	1.80	2.40	20.3	1.60	200.1
26B-8	2.10	3.00	32.5	1.31	428.6

Στο πλαίσιο της διατριβής του Aristorenas οι συμβολισμοί που χρησιμοποιούνται οι εξής:

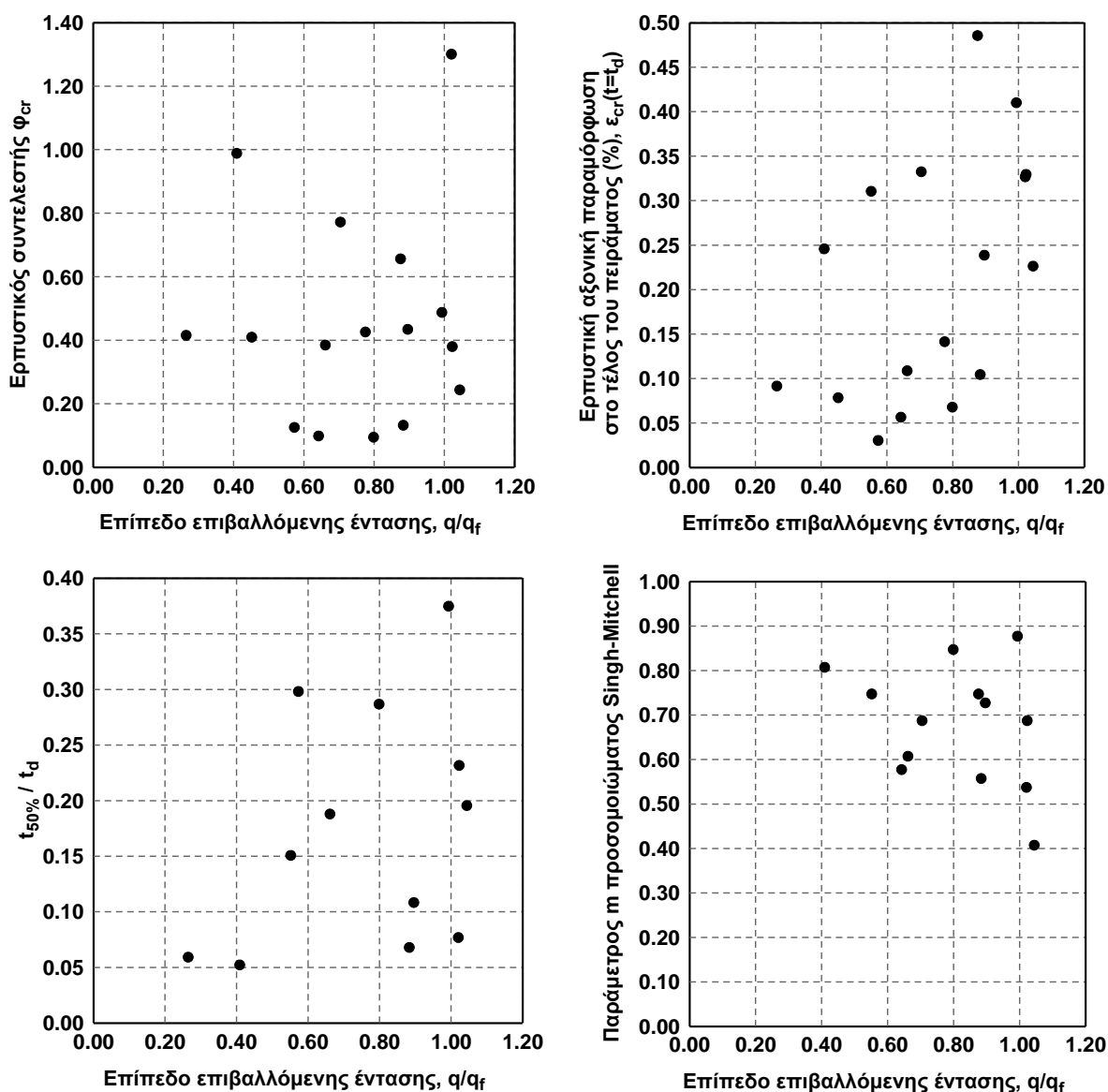
- ο **σ_{oct}**: μέση οκταεδρική τάση. $\sigma_{oct}=(\sigma_1+2\sigma_3)/3$, όπου σ_1 και σ_3 η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια τάση αντίστοιχα.
- ο **q**: διεκτροπική τάση. $q=(\sigma_1-\sigma_3)/2$, όπου σ_1 και σ_3 η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια τάση αντίστοιχα.
- ο **q_f**: διεκτροπική τάση αστοχίας. Στα πειράματα όπου διατηρήθηκε σταθερή η μέση τάση και μεταβλήθηκε μόνο η τιμή της q_f λαμβάνεται από τα δεδομένα του πειράματος. Στην περίπτωση που μεταβλήθηκε η μέση τάση η q_f υπολογίζεται για κάθε στάθμη φόρτισης με βάση τις τιμές των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb.
- ο **ε_{vol}**: ογκομετρική παραμόρφωση. $\varepsilon_{vol}=\varepsilon_1+\varepsilon_2+\varepsilon_3$, όπου $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ οι τρεις κύριες παραμορφώσεις.
- ο **γ**: διατμητική παραμόρφωση. $\gamma=\varepsilon_1-\varepsilon_3$, όπου $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ οι τρεις κύριες παραμορφώσεις.

Τα αποτελέσματα των πειραμάτων ερπυσμού στη συγκεκριμένη διατριβή δίνονται σε όρους ογκομετρικής (ε_{vol}) και διατμητικής (γ) παραμόρφωσης. Επομένως, η αξονική παραμόρφωση μία συγκεκριμένη χρονική στιγμή υπολογίζεται από την ογκομετρική και διατμητική παραμόρφωση την ίδια στιγμή. Για τους υπολογισμούς αξιολογήθηκαν οι μετρήσεις από την αρχή του πειράματος, καθώς σύμφωνα με το συγγραφέα, η παραμορφωσιακή συνιστώσα του διατμητικού ερπυσμού είναι σημαντική από το ξεκίνημα των πειραμάτων και οι παραμορφώσεις λόγω δευτερογενούς στερεοποίησης μπορούν να θεωρηθούν συγκριτικά μικρές. Δεν ελήφθησαν υπόψη οι περιπτώσεις όπου από τη μορφή των καμπυλών ήταν εμφανής η ύπαρξη σημαντικής συνιστώσας παραμορφώσεων λόγω δευτερογενούς στερεοποίησης. Σημαντική ιδιαιτερότητα του γεωυλικού που χρησιμοποιεί ο Aristorenas είναι η ανισότροπη συμπεριφορά λόγω της σχιστότητας, η οποία επηρεάζει και την ερπυστική του συμπεριφορά. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα από μία συγκεκριμένη δοκιμή.



Σχήμα 5.54 Κατανομή ογκομετρικής, διατμητικής και αξονικής παραμόρφωσης από το πείραμα 26B-8. Η τιμή $q/q_f > 1.00$ οφείλεται στο γεγονός ότι οι παράμετροι αντοχής έχουν προκύψει από αντίστοιχο, αλλά όχι το ίδιο δοκίμιο με αποτέλεσμα να υπάρχουν διακυμάνσεις στις τιμές. Στο τελευταίο στάδιο φόρτισης είναι εμφανής η αστοχία λόγω τριτογενούς ερπυσμού (Δεδομένα από Aristorenas, 1987).

Ομοίως με την προηγούμενη παράγραφο σε κάθε πείραμα εκτός από την παρατήρηση και τον ποιοτικό σχολιασμό της μορφής των καμπυλών λαμβάνονται οι τιμές της ερπυστικής παραμόρφωσης στο τέλος του πειράματος, του επιπέδου της επιβαλλόμενης έντασης q/q_f , του ερπυστικού συντελεστή ϕ_{cr} (υπολογίζεται για κάθε πείραμα με βάση την τελική τιμή της ερπυστικής παραμόρφωσης, το επίπεδο της επιβαλλόμενης έντασης q/q_f , τις παραμέτρους αντοχής και το μέτρο παραμορφωσιμότητας δοκιμίου), της χρονικής στιγμής $t_{50\%}$, του λόγου $t_{50\%}/t_d$ και της παραμέτρου m του προσομοιώματος Singh-Mitchell. Σε αντίθεση με την προηγούμενη παράγραφο τα μηχανικά χαρακτηριστικά του γεωυλικού δίνονται από τον Aristorenas ανά δοκίμιο. Οι τιμές του συντελεστή m του προσομοιώματος Singh-Mitchell υπολογίστηκαν πρωτογενώς στο πλαίσιο της παρούσας διδακτορικής διατριβής μέσω γραμμικής παλινδρόμησης.



Σχήμα 5.55 Μεταβολή του ερπυστικού συντελεστή ϕ_{cr} , της τελικής ερπυστικής παραμόρφωσης, του λόγου $t_{50\%}/t_d$ και της παραμέτρου m του προσομοιώματος Singh-Mitchell ως προς το επίπεδο της επιβαλλόμενης έντασης q/q_f . Οι τιμές του λόγου q/q_f που είναι ελαφρώς μεγαλύτερες από τη μονάδα προκύπτουν, καθώς οι παράμετροι αντοχής κατά Mohr-Coulomb που χρησιμοποιήθηκαν είναι μέσες τιμές (Δεδομένα από Aristorenas, 1987).

Τα αποτελέσματα όλων των πειραμάτων απεικονίζονται στα παραπάνω διαγράμματα ως συνάρτηση του επιπέδου της επιβαλλόμενης έντασης. Οι τιμές του ϕ_{cr} κυμαίνονται από 0.15 έως 1.30,

εμφανίζονται, δηλαδή, αρκετά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες που προέκυψαν από τα πειράματα του Debernardi, λόγω των αυξημένων ερπυστικών παραμορφώσεων. Η πιο έντονη ερπυστική συμπεριφορά οφείλεται πιθανώς στο γεγονός ότι ο αργιλικός σχιστόλιθος που χρησιμοποιήθηκε από τον Aristorenas είναι πέτρωμα σαφώς χαμηλότερης ποιότητας, τόσο σε επίπεδο άρρηκτου βράχου όσο και σε επίπεδο βραχόμαζας σε σχέση με τον άνθρακα που χρησιμοποίησε ο Debernardi. Η διαφορά γίνεται άλλωστε εμφανής και από τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δύο υλικών. Σε αντίθεση με το αντίστοιχο διάγραμμα της προηγούμενης παραγράφου δεν παρατηρείται κάποια σαφής τάση μεταβολής του φ_{cr} όσο μεταβάλλεται ο λόγος q/q_f . Αν και η ερπυστική παραμόρφωση παρουσιάζει αυξητική τάση - ειδικά εάν απεικονιστούν τα σημεία ανά πείραμα - η αναλογικά μεγάλη αύξηση της «ελαστικής παραμόρφωσης» στον παρονομαστή του φ_{cr} οδηγεί σε ορισμένες περιπτώσεις σε σταθεροποίηση ή και ελαφρά μείωση του συντελεστή φ_{cr} όσο αυξάνεται ο λόγος q/q_f . Οι τιμές του λόγου $t_{50\%}/t_d$ κυμαίνονται από 0.05 έως 0.36 και παρουσιάζουν μία ελαφρά αυξητική τάση όσο αυξάνεται η επιβαλλόμενη ένταση. Τέλος, οι τιμές της παραμέτρου m κυμαίνονται από 0.40 έως 0.90, δίχως κάποια συγκεκριμένη τάση μεταβολής ως προς το λόγο q/q_f . Στους ακόλουθους πίνακες παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας των δοκιμών και τα αποτελέσματα των πειραμάτων.

Πίνακας 5.15 Παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας και επιβαλλόμενες τάσεις για όλα τα στάδια φόρτισης των πειραμάτων ερπυσμού (Aristorenas, 1987).

Πείραμα	Στάδιο φόρτισης	σ_{oct} (MPa)	q (MPa)	c (MPa)	φ (°)	E (MPa)
23-1 DC	1	0.63	0.48	0.79	27.0	420
23-1 DC	2	0.53	0.78	0.79	27.0	420
23-1 DC	3	1.04	0.76	0.79	27.0	420
23-1 DC	4	0.90	1.17	0.79	27.0	420
23-1 DC	5	0.85	1.27	0.79	27.0	420
23-5 DC	1	0.80	0.33	0.38	63.4	380
23-5 DC	2	0.80	1.10	0.38	63.4	380
23-5 DC	3	1.15	1.69	0.38	63.4	380
23-5 DC	4	1.35	2.00	0.38	63.4	380
23-9 DC	1	1.94	1.61	0.90	36.7	1450
23-9 DC	2	2.35	2.70	0.90	36.7	1450
26B-6 DC	1	1.70	1.27	1.60	20.3	520
26B-6 DC	2	1.70	1.51	1.60	20.3	520
26B-6 DC	3	-	-	-	-	-
26B-6 DC	4	1.70	1.88	1.60	20.3	520
26B-6 DC	5	1.70	2.08	1.60	20.3	520
26B-6 DC	6	1.70	2.46	1.6	20.3	520
26B-8 DC	1	2.00	0.96	1.31	32.5	1110
26B-8 DC	2	2.00	1.19	1.31	32.5	1110
26B-8 DC	3	-	-	-	-	-
26B-8 DC	4	2.10	1.55	1.31	32.5	1110
26B-8 DC	5	2.10	1.79	1.31	32.5	1110
26B-8 DC	6	2.10	2.10	1.31	32.5	1110
26B-8 DC	7	-	-	-	-	-
26B-8 DC	8	2.10	2.68	1.31	32.5	1110
26B-8 DC	9	2.10	3.04	1.31	32.5	1110

Πίνακας 5.16 Αποτελέσματα για όλα τα στάδια φόρτισης των πειραμάτων ερπυσμού (Aristorenas, 1987).

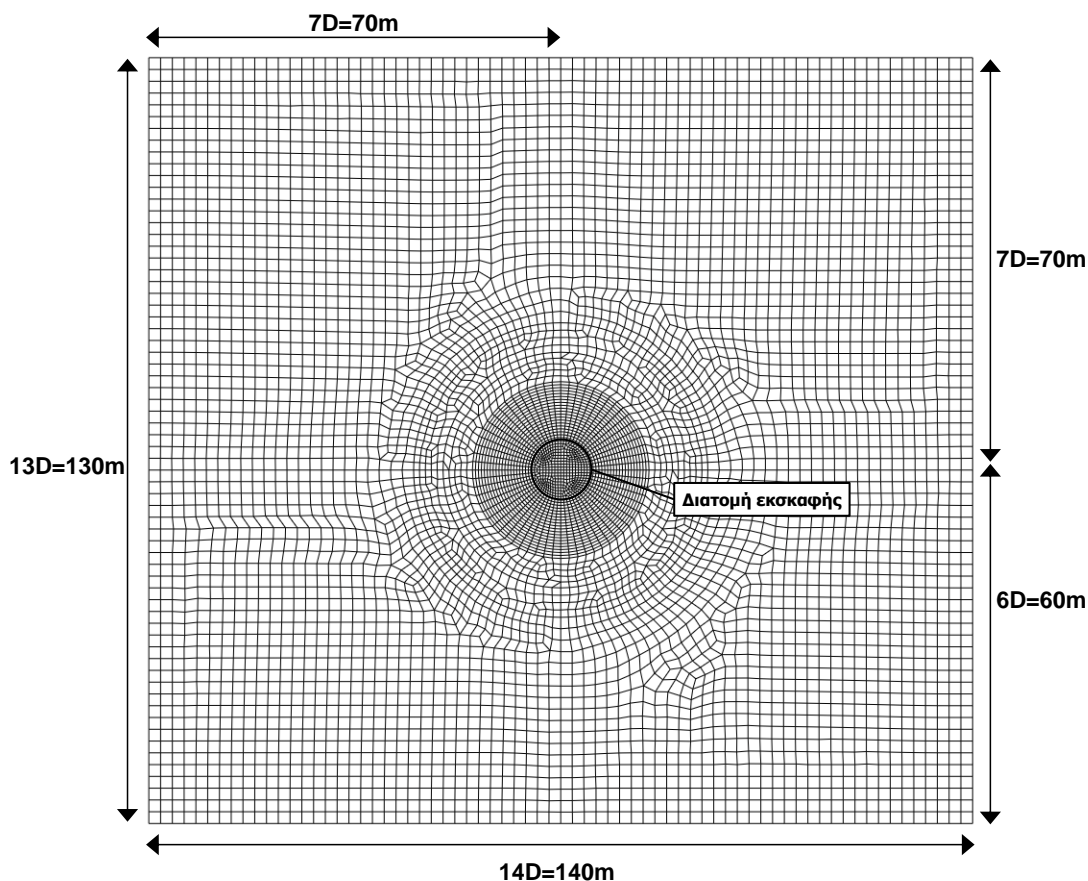
Πείραμα	Στάδιο φόρτισης	Φ_{cr}	q/q_f	ϵ_{cr} (%)	$t_{50\%}/t_d$	m	Παρατηρήσεις
23-1 DC	1	0.99	0.41	0.25	0.053	0.81	-
23-1 DC	2	0.78	0.70	0.33	0.006	0.69	Μη ρεαλιστική τιμή του λόγου $t_{50\%}/t_d$.
23-1 DC	3	0.93	0.55	0.31	0.152	0.75	Μόνο ογκομετρική συνιστώσα φόρτισης.
23-1 DC	4	0.44	0.89	0.24	0.109	0.73	-
23-1 DC	5	0.08	0.99	0.05	0.252	-	Μικρή χρονική διάρκεια. Μη ρεαλιστική τιμή του συντελεστή m .
23-5 DC	1	0.42	0.26	0.09	0.060	-	Μη ρεαλιστική τιμή του συντελεστή m .
23-5 DC	2	0.66	0.87	0.49	0.014	0.75	Μη ρεαλιστική τιμή του λόγου $t_{50\%}/t_d$.
23-5 DC	3	0.49	0.99	0.41	0.376	0.88	-
23-5 DC	4	0.38	1.02	0.33	0.233	0.69	-
23-9 DC	1	0.62	0.69	0.10	0.00012	1.03	Προκύπτουν αρνητικές αξονικές παραμορφώσεις.
23-9 DC	2	1.30	1.02	0.33	0.078	0.54	-
26B-6 DC	1	1.29	0.54	0.61	0.012	1.00	Σημαντική επίδραση συνιστώσας στερεοποίησης. Μη ρεαλιστική τιμή του λόγου $t_{50\%}/t_d$.
26B-6 DC	2	0.10	0.64	0.06	1.000	0.58	Μη ρεαλιστική τιμή του λόγου $t_{50\%}/t_d$.
26B-6 DC	3	-	-	-	-	-	Περιορισμένη ευκρίνεια στο διάγραμμα.
26B-6 DC	4	0.10	0.80	0.07	0.288	0.85	-
26B-6 DC	5	0.14	0.88	0.11	0.069	0.56	-
26B-6 DC	6	0.25	1.04	0.23	0.197	0.41	-
26B-8 DC	1	-	-	-	-	-	Περιορισμένη ευκρίνεια στο διάγραμμα.
26B-8 DC	2	0.41	0.45	0.08	0.755	-	Μη ρεαλιστική τιμή του συντελεστή m . Μη ρεαλιστική τιμή του λόγου $t_{50\%}/t_d$.
26B-8 DC	3	-	-	-	-	-	Περιορισμένη ευκρίνεια στο διάγραμμα.
26B-8 DC	4	0.13	0.57	0.03	0.299	-	Μη ρεαλιστική τιμή του συντελεστή m .
26B-8 DC	5	0.39	0.66	0.11	0.189	0.61	-
26B-8 DC	6	0.43	0.77	0.14	0.855	-	Μη ρεαλιστική τιμή του συντελεστή m . Μη ρεαλιστική τιμή του λόγου $t_{50\%}/t_d$.
26B-8 DC	7	-	-	-	-	-	Περιορισμένη ευκρίνεια στο διάγραμμα.
26B-8 DC	8	0.01	0.99	0.003	-	-	Περιορισμένη ευκρίνεια στο διάγραμμα.
26B-8 DC	9	1.14	1.12	9.55	0.630	0.23	Ερπυστική αστοχία.

5.2.4 Περιγραφή αριθμητικού προσομοιώματος

Για τη μελέτη της ανάπτυξης φορτίων στην τελική επένδυση λόγω του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωυλικού πραγματοποιήθηκαν διδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Ομοίως με τις αναλύσεις της προηγούμενης παραγράφου θεωρήθηκε μία μόνο τιμή για το ύψος υπερκειμένων $H=100m$. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, τα φορτία της τελικής επένδυσης που ενσωματώνουν την δράση του ερπυσμού του γεωυλικού εκφράζονται ως συνάρτηση του φορτίου της τελικής επένδυσης δίχως την επίδραση του ερπυσμού. Επομένως, η σχέση των φορτίων αυτών δεν επηρεάζεται σημαντικά από την απόλυτη τιμή του ύψους υπερκειμένων, αλλά κυρίως από τη σχέση παραμέτρων βραχόμαζας ως προς το αρχικό εντατικό πεδίο και φυσικά τις ερπυστικές ιδιότητες του γεωυλικού.

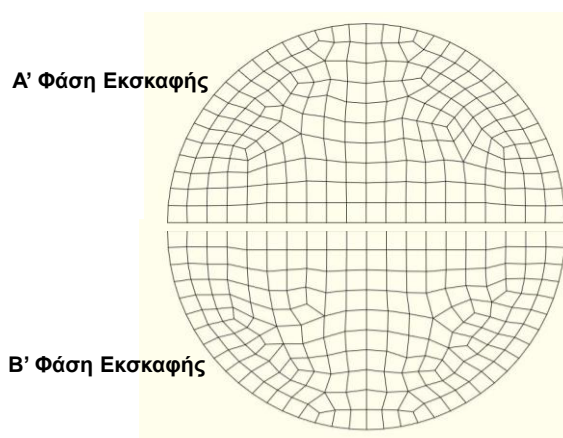
Ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων κατασκευάστηκε στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Patran. Εξαιτίας του μικρού υπολογιστικού χρόνου επιλέχθηκαν μεγάλες διαστάσεις για το αριθμητικό προσομοίωμα (Σχήμα 5.56), καθώς και μεγάλη πυκνότητα κάρναβου πεπερασμένων στοιχείων (γενική

διάσταση στοιχείων εντός της διατομής εκσκαφής $\sim 0.50\text{m}$, γενική διάσταση στοιχείων περί τη διατομή εκσκαφής $0.50\text{-}1.00\text{m}$, διάσταση στα όρια του προσομοιώματος 2.00m). Εφόσον στις αριθμητικές αναλύσεις λαμβάνεται ύψος υπερκειμένων 100m και το ύψος του αριθμητικού προσομοιώματος πάνω τη διατομή είναι 70m , τα υπόλοιπα 30m προσομοιώνονται μέσω ισοδύναμης πίεσης $p=30\text{m}\times 25\text{kN/m}^3=750\text{kPa}$ στο άνω τμήμα του προσομοιώματος.



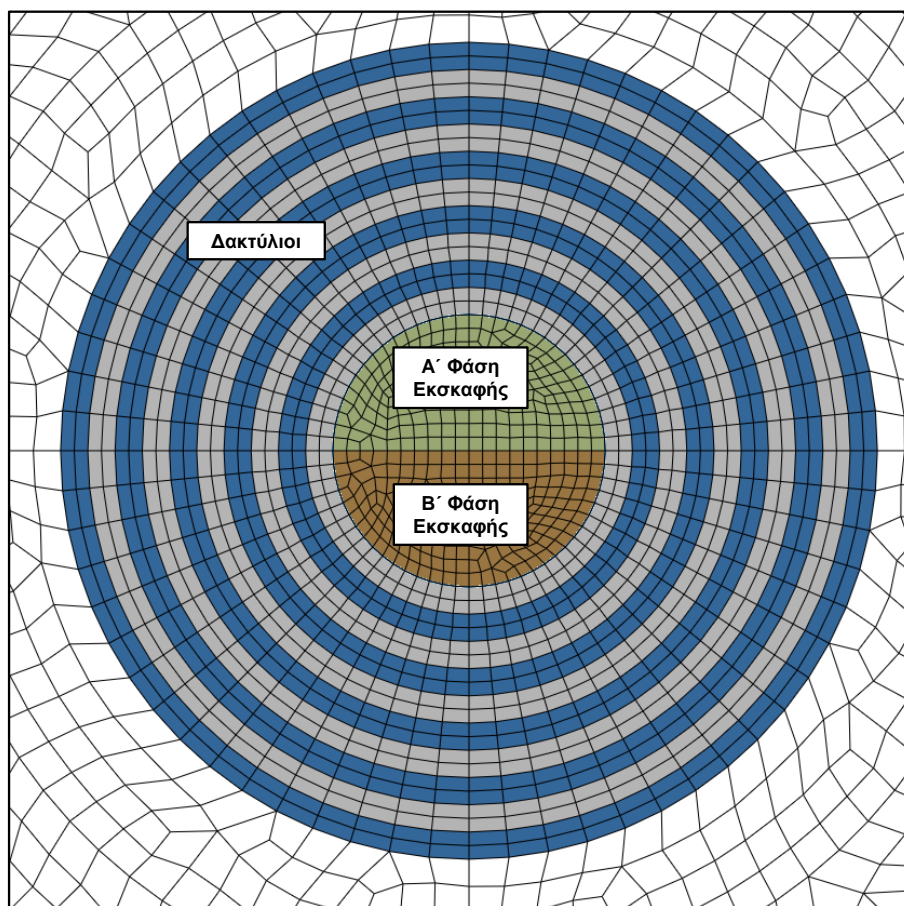
Σχήμα 5.56 Αριθμητικό προσομοίωμα για τη μελέτη της ανάπτυξης φορτίων στην τελική επένδυση λόγω του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωλικού.

Επίσης, αντιστοιχήθηκαν διαφορετικές ιδιότητες και υλικά στην Άνω και Κάτω Ημιδιατομή έτσι ώστε να υπάρχει η δυνατότητα προσομοίωσης είτε ολομέτωπης είτε τμηματικής εκσκαφής σε δύο φάσεις (Σχήμα 5.57).



Σχήμα 5.57 Πεπερασμένα στοιχεία της Άνω και Κάτω Ημιδιατομής.

Σημαντικό στοιχείο του καννάβου του συγκεκριμένου προσομοιώματος είναι η δημιουργία δακτύλιων, ομόκεντρων με τη διατομή εκσκαφής, πλάτους 1.00m. Οι δακτύλιοι αυτοί θα χρησιμοποιηθούν στη δεύτερη φάση των αναλύσεων, όπου προτείνεται μία απλοποιημένη μεθοδολογία για την ισοδύναμη προσομοίωση του ερπυσμού μέσω απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωλικού περί τη διατομή εκσκαφής.



Σχήμα 5.58 Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων στην περιοχή της διατομής εκσκαφής. Διακρίνονται οι δακτύλιοι που θα χρησιμοποιηθούν στην απλοποιημένη μεθοδολογία.

Για την προσομοίωση του περιβάλλοντος γεωλικού χρησιμοποιήθηκαν διδιάστατα τετραπλευρικά τετρακομβικά πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης (CPE4) και για την προσομοίωση του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος πεπερασμένα στοιχεία δοκού δύο κόμβων (B21). Μεταξύ των πεπερασμένων στοιχείων κελύφους και των γειτονικών πεπερασμένων στοιχείων του περιβάλλοντος γεωλικού διαμορφώθηκε διεπιφάνεια, έτσι ώστε να υπάρχει η δυνατότητα μέτρησης των ορθών και διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται σε αυτήν. Οι ορθές αυτές τάσεις αποτελούν το φορτίο που καταπονεί την υποστήριξη. Οι δύο εκατέρωθεν πλευρές της διεπιφάνειας θεωρήθηκαν δεσμευμένες μεταξύ τους δίχως τη δυνατότητα ολίσθησης ή/και αποκόλλησης. Στα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων ελέγχονταν μέσω αλγορίθμων το πρόσημο των ορθών τάσεων, έτσι ώστε να διασφαλιστεί ότι δεν υπάρχει ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων, οι οποίες δεν μπορούν να αναπτυχθούν στη διεπιφάνεια, καθώς στην περίπτωση αυτή το κέλυφος της υποστήριξης θα απομακρυνόταν από το περιβάλλον γεωλικό. Στις πλευρικές παρειές των αριθμητικών προσομοιωμάτων τοποθετήθηκαν κυλίσεις και στην κάτω παρειά δεσμεύτηκαν όλες οι μετατοπίσεις των κόμβων.

5.2.5 Καταστατικά προσομοιώματα και κριτήρια αστοχίας

Ομοίως με τις αριθμητικές αναλύσεις που έχουν ήδη παρουσιαστεί η συμπεριφορά του περιβάλλοντος γεωυλικού θεωρήθηκε γραμμικώς ελαστική - απολύτως πλαστική, η αντοχή του προσομοιώθηκε μέσω του κριτηρίου αστοχίας Drucker-Prager, ενώ η αρχική ποσοτικοποίηση των ιδιοτήτων των γεωυλικών γίνεται σε όρους του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown (βλ. §2.2.1). Για τη διασύνδεση των δύο κριτηρίων αστοχίας χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο Mohr-Coulomb και οι διαδικασίες που περιγράφονται στις παραγράφους 2.2.4 και 2.2.5. Για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας της βραχόμαζας υιοθετήθηκε η σχέση που προτείνεται από τους Hoek et al. (2002). Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα της άμεσης υποστήριξης, καθώς και το σκυρόδεμα της τελικής επένδυσης θεωρήθηκαν ελαστικά. Η ερπυστική συμπεριφορά του περιβάλλοντος γεωυλικού ποσοτικοποιήθηκε μέσω του προσομοιώματος Singh-Mitchell.

5.2.6 Βασικές έννοιες και παραδοχές των αριθμητικών αναλύσεων

Στη συγκεκριμένη παράγραφο παρουσιάζονται οι βασικές μεταβλητές που χρησιμοποιούνται για την παρουσίαση και την επεξεργασία των αποτελεσμάτων:

- ο p_{sh} : η πίεση επί του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
- ο p_{FL} : η πίεση επί της τελικής επένδυσης πριν την επιβολή του ερπυσμού.
- ο p_{cr} : η πίεση επί της τελικής επένδυσης μετά την επιβολή του ερπυσμού.
- ο $p_{sh,min}$, $p_{FL,min}$, $p_{cr,min}$: ο δείκτης "min" συμβολίζει την ελάχιστη τιμή και μπορεί να συνδυαστεί με οποιοδήποτε από τα μεγέθη που έχουν παρουσιαστεί.
- ο $p_{sh,max}$, $p_{FL,max}$, $p_{cr,max}$: ο δείκτης "max" συμβολίζει τη μέγιστη τιμή και μπορεί να συνδυαστεί με οποιοδήποτε από τα μεγέθη που έχουν παρουσιαστεί.
- ο $p_{sh,roof}$, $p_{FL,roof}$, $p_{cr,roof}$: ο δείκτης "roof" συμβολίζει το σημείο στην οροφή της διατομής και μπορεί να συνδυαστεί με οποιοδήποτε από τα μεγέθη που έχουν παρουσιαστεί.
- ο $p_{sh,side}$, $p_{FL,side}$, $p_{cr,side}$: ο δείκτης "side" συμβολίζει το σημείο στην παρειά της διατομής και μπορεί να συνδυαστεί με οποιοδήποτε από τα μεγέθη που έχουν παρουσιαστεί.

5.2.7 Παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων

Η επιλογή των γεωτεχνικών παραμέτρων βασίστηκε στα δεδομένα από τις διδακτορικές διατριβές των Debernardi (2008) και Aristorenas (1987) που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 5.2.3 και σε δεδομένα από τη βιβλιογραφία.

Παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας της βραχόμαζας

Επιλέχθηκαν τιμές που αντιστοιχούν κυρίως σε βραχόμαζες πτωχής ποιότητας και δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες - για ύψος υπερκειμένων $H=100m$ - όπου είναι πιο πιθανή η ανάπτυξη ερπυσμού ($\sigma_{cm}/p_{o,m} = 0.10 - 0.60$, $\sigma_c/p_{o,m} = 0.11 - 0.30$). Τα άνω όρια των λόγων σ_{cm}/p_o και $\sigma_c/p_{o,m}$ δεν αντιστοιχούν σε δυσμενείς συνθήκες, αλλά επιλέχθηκαν έτσι ώστε να φανεί η τάση εξέλιξης του φαινομένου όσο βελτιώνεται η ποιότητα της βραχόμαζας.

Παράμετροι που αφορούν στην κατασκευή και τη λειτουργία της σήραγγας

Η διατομή άμεσης υποστήριξης που θεωρήθηκε στις αναλύσεις αποτελείται από κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 20cm και η τελική επένδυση από κέλυφος σκυροδέματος πάχους 60cm. Η τεχνική διάρκεια ζωής της σήραγγας ελήφθη ίση με 100 έτη, δηλαδή 1200 μήνες. Ως χρονική μονάδα για την εκτέλεση των αναλύσεων επιλέχθηκε ο μήνας (month).

Ερπυστικός συντελεστής ϕ_{cr}

Όπως έχει ήδη περιγραφεί στην παράγραφο 5.2.2 η τιμή του ερπυστικού συντελεστή ϕ_{cr} για συγκεκριμένο γεωυλικό εξαρτάται από το επίπεδο της επιβαλλόμενης έντασης και τη χρονική διάρκεια που αυτή επιβάλλεται. Επίσης, για τον ορισμό των παραμέτρων του προσομοιώματος Singh-Mitchell απαιτούνται δύο τιμές του συντελεστή ϕ_{cr} σε δύο διαφορετικά επίπεδα επιβαλλόμενης έντασης (q/q_f). Στο πλαίσιο των συγκεκριμένων αναλύσεων τα επίπεδα αναφοράς για τον ορισμό του ϕ_{cr} επιλέχθηκε να λαμβάνουν τις τιμές $q/q_f=30\%$ και $q/q_f=70\%$, εύρος που εμπίπτει στο διάστημα εντός του οποίου θεωρούν οι Singh-Mitchell (1968) ότι ισχύουν οι παρατηρήσεις τους και κατ' επέκταση οι σχέσεις που προτείνουν. Οι τιμές του ϕ_{cr} που προκύπτουν από τα πειράματα του Debernardi (2008) είναι μικρότερες από 0.12 και κρίνονται ως χαμηλές εξαιτίας της καλής ποιότητας του βραχώδους υλικού στο οποίο πραγματοποιήθηκαν οι δοκιμές ερπυσμού. Αντίθετα, στα πειράματα του Aristorenas (1987) οι τιμές του ϕ_{cr} κυμαίνονται από 0.10 έως 1.20. Υπογραμμίζεται ότι οι τιμές αυτές που προκύπτουν από τις εργαστηριακές δοκιμές ουσιαστικά αποτελούν το κάτω όριο των τιμών για το ϕ_{cr} που πρέπει να ληφθούν υπόψη για τη μελέτη μίας κατασκευής για τους εξής λόγους:

- ο Αφορούν σε μικρό χρονικό διάστημα σε σχέση με την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου. Αύξηση του χρονικού διαστήματος επιβολής της φόρτισης έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των ερπυστικών παραμορφώσεων που δύνανται να αναπτυχθούν.
- ο Οι εργαστηριακές δοκιμές εκτελούνται συνήθως σε δοκίμια άρρηκτου βράχου. Αμελείται, δηλαδή, η συνεισφορά των ασυνεχειών στην εκδήλωση ερπυστικών παραμορφώσεων στο σύνολο της βραχώμαζας. Το φαινόμενο αυτό είναι σε αντιστοιχία με τον υπολογισμό της αντοχής της βραχώμαζας μέσω απομείωσης της αντοχής του άρρηκτου βράχου λόγω των ασυνεχειών.

Επομένως, επιλέχθηκαν τέσσερις τιμές για την τιμή του ϕ_{cr} ($q/q_f=30\%$) = 0.20, 0.40, 0.60, 2.00 και δύο σχέσεις μεταξύ των ϕ_{cr} ($q/q_f=30\%$) και ϕ_{cr} ($q/q_f=70\%$): ϕ_{cr} ($q/q_f=70\%$) = 1.25× ϕ_{cr} ($q/q_f=30\%$) και ϕ_{cr} ($q/q_f=70\%$) = 1.50× ϕ_{cr} ($q/q_f=30\%$). Η σχέση μεταξύ των τιμών του ϕ_{cr} για τα δύο διαφορετικά επίπεδα έντασης καθορίζει την τιμή του συντελεστή "α" του προσομοιώματος Singh-Mitchell.

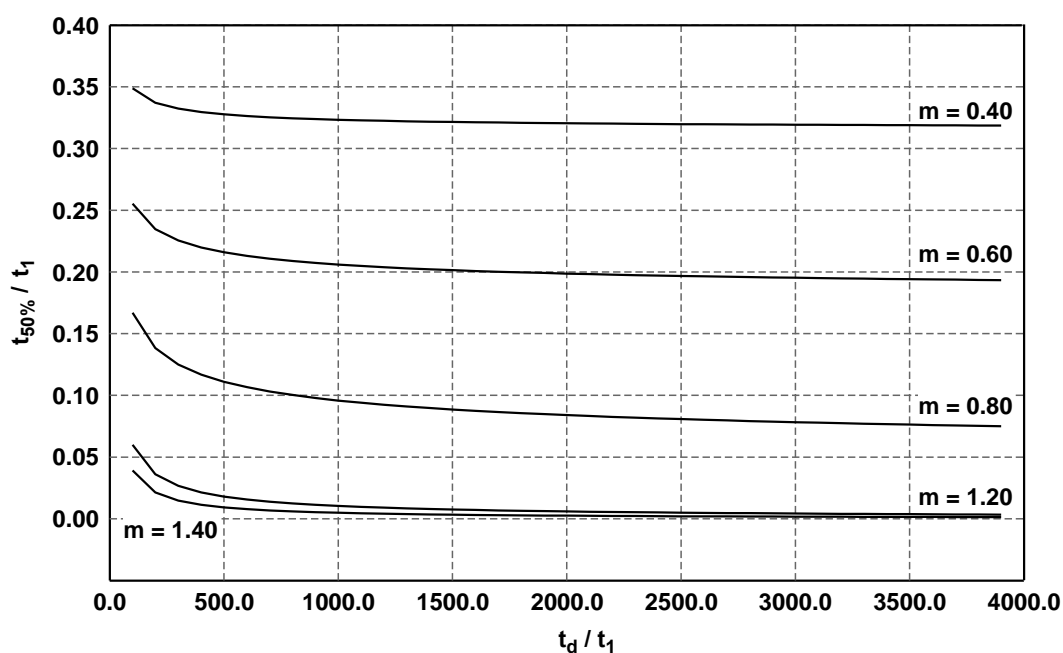
Χρονική παράμετρος t_1

Η χρονική παράμετρος t_1 για τους υπολογισμούς και τις αριθμητικές αναλύσεις που παρουσιάζονται λαμβάνεται $t_1=1\text{month}$.

Λόγος $t_{50\%}/t_d$ και συντελεστής m του προσομοιώματος Singh-Mitchell

Τα μεγέθη $t_{50\%}/t_d$ και m συνδέονται μονοσήμαντα μεταξύ τους μέσω της Εξ. (5-14), για δεδομένη τιμή του χρόνου t_d , καθώς ορίζουν το ρυθμό μεταβολής της ερπυστικής παραμόρφωσης ως προς το χρόνο. Από τη γραφική απεικόνιση της εξίσωσης στο Σχήμα 5.59 φαίνεται ότι υπάρχει σημαντική συσχέτιση

μεταξύ των όρων m και $t_{50\%}/t_d$, ενώ η επίδραση του όρου t_d/t_1 είναι γενικά μικρή. Όσον αφορά στην τιμή του συντελεστή m στην εργασία της Hunaj-Sarihan (2009), συνοψίζονται αποτελέσματα τριαξονικών δοκιμών από τη βιβλιογραφία, σύμφωνα με τα οποία το m κυμαίνεται μεταξύ 0.70-0.80 (Tavenas et al., 1978), 0.50-1.30 (Lacasse & Berre, 2005) και 0.90-1.3 (Mansour et.al., 2008). Συναξιολογώντας λοιπόν, τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών της παραγράφου 5.2.3 και τα δεδομένα από τη βιβλιογραφία στις αριθμητικές αναλύσεις λαμβάνεται $m=0.80$, τιμή η οποία για $t_d/t_1=1200$ αντιστοιχεί σε $t_{50\%}/t_d \sim 0.10$.



Σχήμα 5.59 Γραφική απεικόνιση της σχέσης μεταξύ συντελεστή m του προσομοιώματος Singh-Mitchell, του χρόνου t_d και του λόγου $t_{50\%}/t_d$.

Συγκεντρωτικά, οι τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιούνται στις ανάστροφες αναλύσεις παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 5.17 Παράμετροι αριθμητικών αναλύσεων για τη μελέτη των φορτίων της τελικής επένδυσης λόγω του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωυλικού.

Παράμετροι	Συμβολισμός	Εύρος	Μονάδες
Ύψος υπερκειμένων	H	100	m
Ακτίνα διατομής	R	5.0	m
Φάσεις εκσκαφής		1	
Συντελεστής οριζοντίων τάσεων	K	0.7, 1.0, 1.3	-
Ειδικό βάρος γεωυλικού	γ	0.025	MN/m ³
Βαθμονόμηση GSI	GSI	20 - 30	-
Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη	σ_{ci}	4 - 15	MPa
Σταθερά γεωυλικού	m_i	6	-
Συντελεστής διαταραχής	D	0	-
Κριτήρια αστοχίας	Drucker-Prager		
Ισοδύναμη παράμετρος συνοχής (Drucker-Prager)	d	0.16 - 0.34	MPa
Ισοδύναμη παράμετρος τριβής (Drucker-Prager)	β	28.4 - 41.4	(°)
Μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχώμαζας	E_m	474 - 1225	MPa
Μέθοδος υπολογισμού E_m	Hoek et al. (2002)		
Λόγος Poisson βραχώμαζας	ν_m	0.30	-
Πάχος εκτοξευόμενου σκυροδέματος	d_{sh}	0.20	m
Μέτρο ελαστικότητας εκτοξευόμενου σκυροδέματος	E_{sh}	20.0	GPa
Λόγος Poisson εκτοξευόμενου σκυροδέματος	ν_{sh}	0.20	-
Πάχος τελικής επένδυσης	d_{FL}	0.60	m
Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος τελικής επένδυσης	E_{FL}	29.0	GPa
Λόγος Poisson σκυροδέματος τελικής επένδυσης	ν_{FL}	0.20	-
Ερπυστικός συντελεστής φ_{cr} για δύο επίπεδα επιβαλλόμενης έντασης	φ_{cr} ($q/q_f=30\%, 70\%$)	0.20, 0.25	
		0.20, 0.30	
		0.40, 0.50	
		0.40, 0.60	
		0.60, 0.75	
		0.60, 0.90	
		2.00, 3.00	
Χρόνος μελέτης	t_d	1200	months
Χρόνος ανάπτυξης του 50% της τελικής ερπυστικής παραμόρφωσης	$t_{50\%}/t_d$	0.10	
	A	$7.5 \times 10^{-7} - 1.1 \times 10^{-5}$	
Παράμετροι ερπυστικού προσομοιώματος Singh-Mitchell	α	2.68, 3.13	
	m	0.80	
	t_1	1	month

Επίσης, η αποτόνωση της βραχώμαζας λόγω της προχώρησης του μετώπου προσομοιώθηκε μέσω της μεθοδολογίας των Chern et al. (1998) και των Vlachopoulos & Diederichs (2009) με χρήση της παραμέτρου σ_{cm} του κριτηρίου Hoek-Brown.

5.2.8 Αριθμητικές αναλύσεις με προσομοίωση του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωυλικού

Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε, τα καταστατικά προσομοιώματα όλων των υλικών, καθώς και το εύρος των υπό μελέτη παραμέτρων έχουν περιγραφεί αναλυτικά στις παραγράφους

5.2.4, 5.2.5 και 5.2.7. Στη συγκεκριμένη κατηγορία αριθμητικών αναλύσεων η αλληλουχία των βημάτων προσομοίωσης είναι η ακόλουθη:

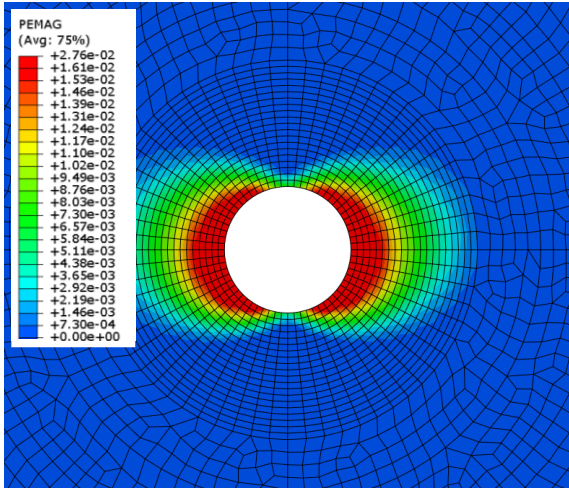
- ο **Βήμα 1^ο**: Επιβολή γεωστατικών τάσεων.
- ο **Βήμα 2^ο**: Προσομοίωση των προσυγκλίσεων που έχουν αναπτυχθεί πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης λόγω της προχώρησης του μετώπου, μέσω ισοδύναμης απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού εντός της διατομής εκσκαφής.
- ο **Βήμα 3^ο**: Πλήρης εκσκαφή της διατομής και ενεργοποίηση του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
- ο **Βήμα 4^ο**: Ενεργοποίηση του κελύφους της τελικής επένδυσης.
- ο **Βήμα 5^ο**: Απενεργοποίηση του κελύφους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
- ο **Βήμα 6^ο**: Προσομοίωση του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωυλικού.

Αρχικά, παρουσιάζονται αποτελέσματα από ενδεικτικές αναλύσεις, έτσι ώστε να φανεί η επίδραση του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K και του ερπυστικού συντελεστή φ_{cr} στη μορφή της κατανομής και στην τιμή των ερπυστικών παραμορφώσεων. Από το Σχήμα 5.60 είναι εμφανές ότι η κατανομή των ερπυστικών παραμορφώσεων εμφανίζεται αντίστοιχη με εκείνη των πλαστικών παραμορφώσεων, καθώς εξαρτάται από την τιμή του λόγου q/q_f (q : επιβαλλόμενη διεκτροπική τάση και q_f : διεκτροπική τάση αντοχής για δεδομένη τιμή της μέσης τάσης p). Πιο συγκεκριμένα, για $K=0.70 < 1.00$, οι μέγιστες ερπυστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στις παρειές της διατομής, για $K=1.30 > 1.00$ στην οροφή και στο δάπεδο και για $K=1.00$ να κατανέμονται περίπου ομοιόμορφα γύρω από τη διατομή.

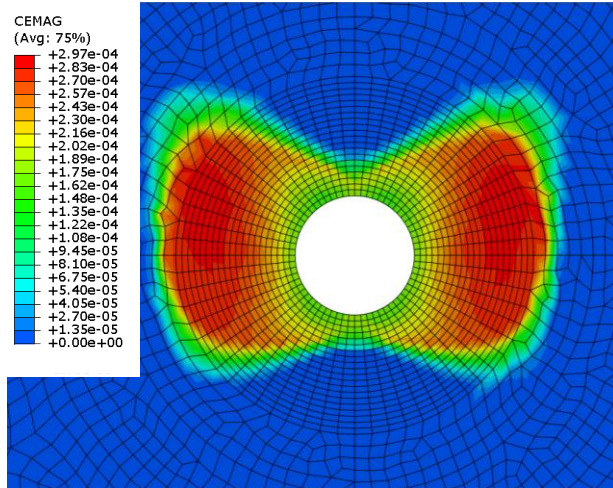
Επίσης, προκύπτει ότι οι τιμές των ερπυστικών παραμορφώσεων δεν φθίνουν μονοτονικά όσο αυξάνεται η απόσταση από τη διατομή εκσκαφής, αλλά αρχικά μειώνονται, φτάνουν μία μέγιστη τιμή και στη συνέχεια φθίνουν ξανά τείνοντας στο μηδέν. Στο τέλος του βήματος 5 - πριν την επιβολή του ερπυσμού - έχει ολοκληρωθεί το ελαστοπλαστικό τμήμα της ανάλυσης και έχει διαμορφωθεί η πλαστική ζώνη. Επομένως, στο ξεκίνημα του βήματος του ερπυσμού όλη η πλαστική ζώνη πρακτικά αναπτύσσει ίσες ερπυστικές παραμορφώσεις, καθώς σε όλο το εύρος της ισχύει $q/q_f=1.00$. Η επιβολή των ερπυστικών παραμορφώσεων, οι οποίες δεν μπορούν να εκδηλωθούν ελεύθερα εξαιτίας του περιορισμού που επιβάλλει η τελική επένδυση, έχει ως αποτέλεσμα αφενός την αύξηση της πίεσης στην τελική επένδυση και αφετέρου την αύξηση της μέσης τάσης (p) στα εδαφικά στοιχεία περί τη διατομή. Αυτό συνεπάγεται αύξηση της οριακής τάσης αστοχίας για τα στοιχεία κοντά στη διατομή, τα οποία τελικά έρπουν με τιμές του λόγου q/q_f μικρότερες από τη μονάδα. Για να επιβεβαιωθεί αυτή η ερμηνεία εκτελέστηκαν οι εξής πρόσθετες ιξωδοπλαστικές αριθμητικές αναλύσεις: (α) ελαστικό γεωυλικό - ανυποστήρικτη διατομή, (β) ελαστικό γεωυλικό - διατομή με υποστήριξη και (γ) ελαστοπλαστικό γεωυλικό - ανυποστήρικτη διατομή. Σε όλες τις περιπτώσεις η μείωση της τιμής των ερπυστικών παραμορφώσεων ήταν μονοτονική, καθώς σε καμία εξ αυτών δεν αναπτύσσεται το φαινόμενο που περιγράφηκε προηγουμένως.

Κατόπιν παρατηρώντας το Σχήμα 5.61 προκύπτει ότι η αύξηση των ερπυστικών συντελεστών φ_{cr1} και φ_{cr2} οδηγεί σε αύξηση της τιμής των ερπυστικών παραμορφώσεων, δίχως να μεταβάλλεται η μορφή της κατανομής τους.

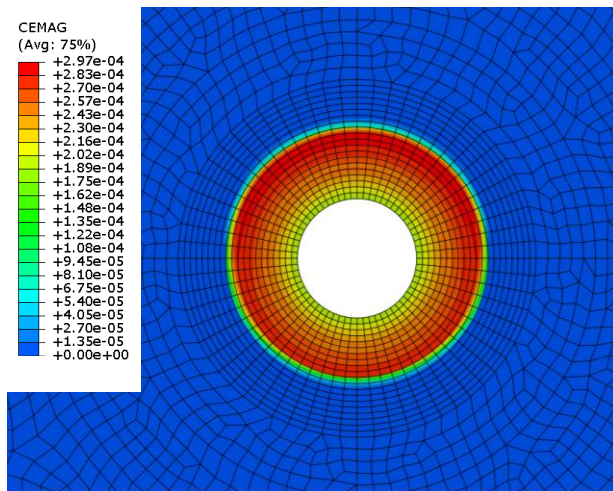
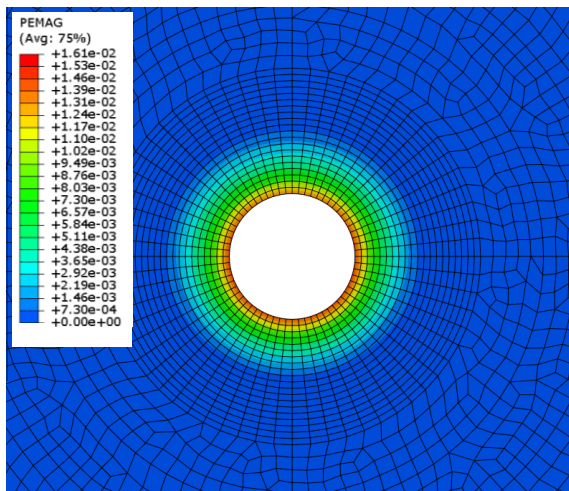
Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων



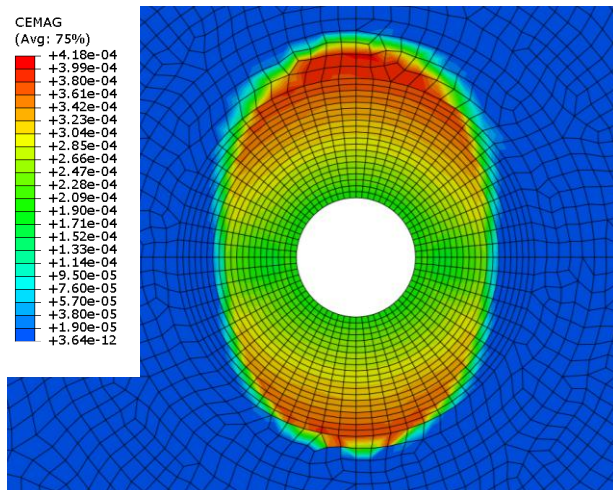
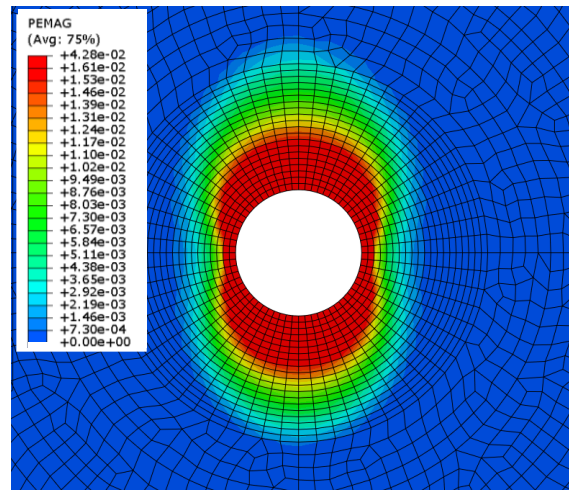
Κατανομή ερπυστικών παραμορφώσεων



Συντελεστής οριζοντίων τάσεων K=0.70

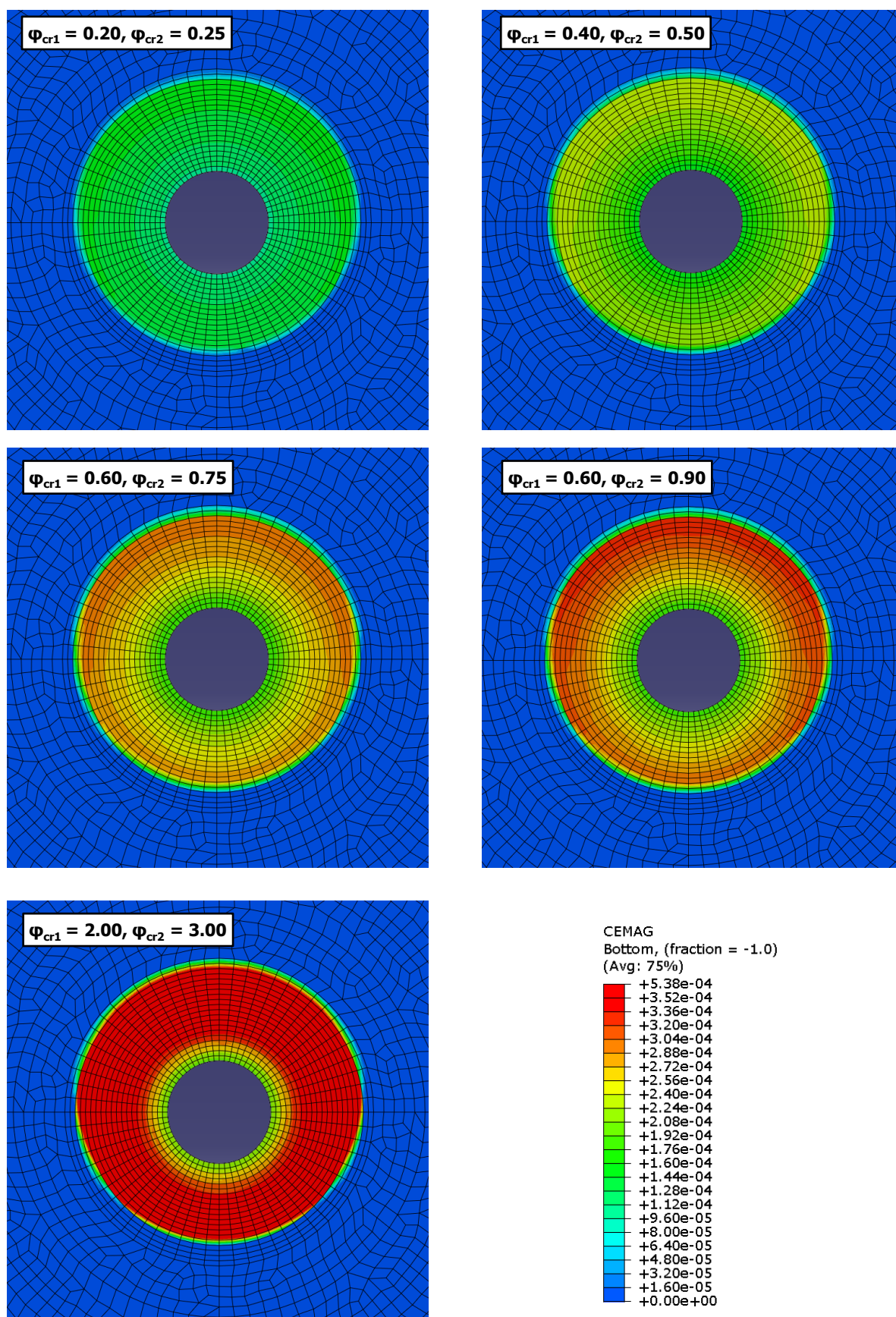


Συντελεστής οριζοντίων τάσεων K = 1.00



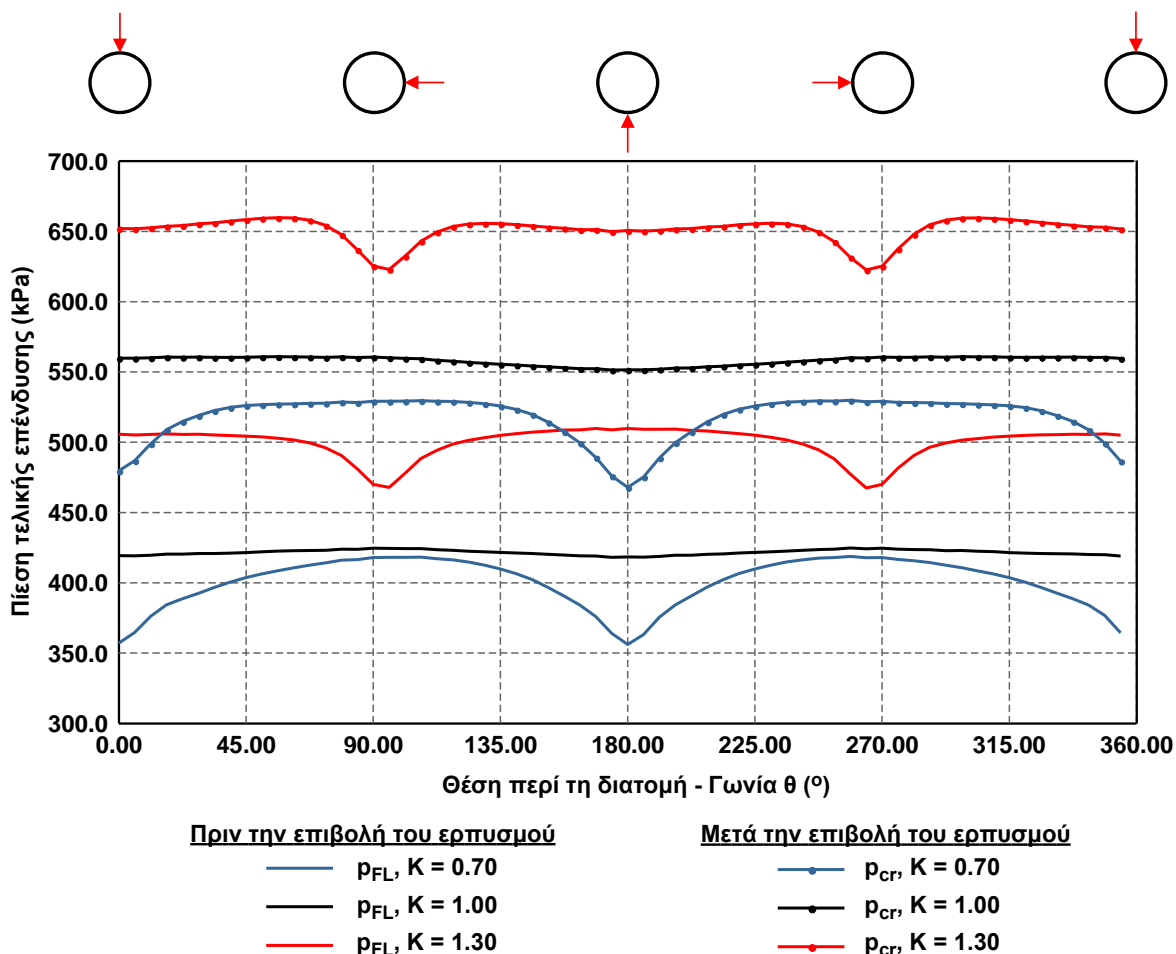
Συντελεστής οριζοντίων τάσεων K = 1.30

Σχήμα 5.60 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων (αριστερή στήλη) και ερπυστικών παραμορφώσεων (δεξιά στήλη) στο τέλος του σταδίου επιβολής του ερπυσμού για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), παραμέτρους βραχόμαζας $GSI=25$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$ και ερπυστικούς συντελεστές $\varphi_{cr1}=0.60$, $\varphi_{cr2}=0.75$ για τρεις τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70, 1.00, 1.30$.



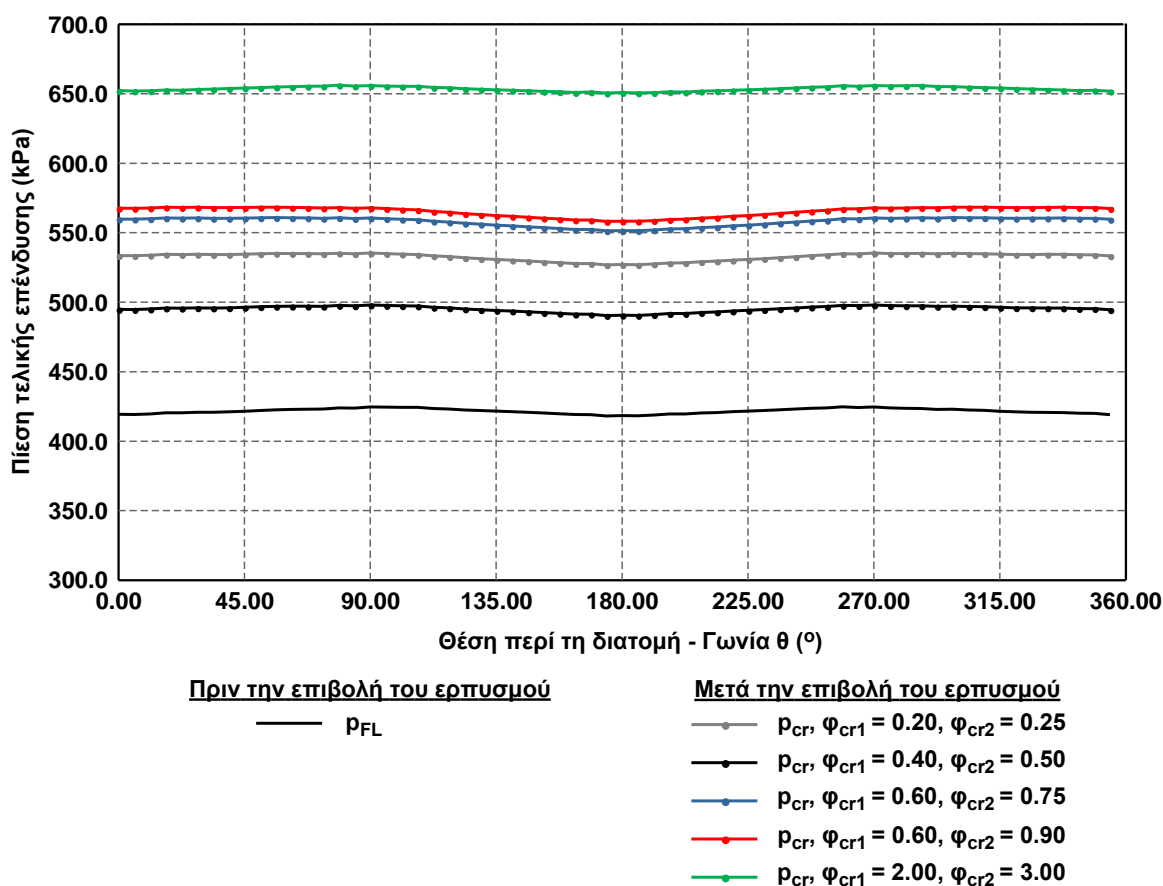
Σχήμα 5.61 Κατανομή ερπυστικών παραμορφώσεων στο τέλος του σταδίου επιβολής του ερπυσμού για πέντε αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.00$, παραμέτρους βραχώμαζας $GSI=25$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$ για διαφορετικές τιμές των ερπυστικών συντελεστών ϕ_{cr1} και ϕ_{cr2} .

Στο Σχήμα 5.62 παρουσιάζεται η κατανομή των πιέσεων γύρω από την τελική επένδυση πριν και μετά την επιβολή του ερπυσμού (η γωνία θ χρησιμοποιείται για την απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης γύρω από τη διατομή και ορίζεται στο Σχήμα 4.10). Φαίνεται ότι η ιξώδης συμπεριφορά του γεωυλικού δεν επηρεάζει σημαντικά τη μορφή της κατανομής, καθώς δεν μεταβάλλονται οι θέσεις των τοπικών μεγίστων και ελαχίστων, αλλά μεταθέτει ολόκληρη την καμπύλη προς μεγαλύτερες τιμές πίεσης. Μάλιστα, η κατανομή των πιέσεων για όλες τις τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων συμπίπτει πλήρως με όσα έχουν περιγραφεί στο κεφάλαιο 4 και στην παράγραφο 5.1. Επίσης, η προσομοίωση του ερπυσμού προκαλεί ομοιομορφοποίηση των επιβαλλόμενων πιέσεων στην τελική επένδυση, καθώς αυξάνεται η μέση πίεση ενώ η απόσταση μεταξύ των ακραίων τιμών παραμένει πρακτικά σταθερή. Για παράδειγμα, όπως διακρίνεται στο παρακάτω διάγραμμα, στην περίπτωση του συντελεστή $K=0.70$ πριν την επιβολή του ερπυσμού η μέση τιμή του φορτίου είναι 400.3kPa και η διαφορά μέγιστης και ελάχιστης τιμής 62.7kPa, δηλαδή το εύρος διακύμανσης των τιμών είναι ίσο με $62.7/400.3 = 15.6\%$ της μέσης τιμής. Αντιστοίχως στο βήμα μετά την επιβολή του ερπυσμού η μέση τιμή του φορτίου είναι 517.4kPa, και η διαφορά μέγιστης και ελάχιστης τιμής 61.9kPa, δηλαδή το εύρος διακύμανσης των τιμών είναι ίσο με $61.9/517.4 = 12.0\%$ της μέσης τιμής, μικρότερο από το αντίστοιχο του προηγούμενου βήματος. Φαίνεται λοιπόν, ότι η περαιτέρω αύξηση των ερπυστικών παραμέτρων θα οδηγούσε σε ακόμη μεγαλύτερη αύξηση της μέσης πίεσης με περίπου σταθερό το εύρος διακύμανσης, τείνοντας σε μία καμπύλη της οποίας η τιμή θα μπορούσε να θεωρηθεί πρακτικά σταθερή.



Σχήμα 5.62 Κατανομή πίεσης περί τη διατομή τελικής επένδυσης πριν και μετά την επιβολή του ερπυσμού του γεωυλικού για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), παραμέτρους βραχόμαζας $GSI=25$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$ και ερπυστικούς συντελεστές $\phi_{cr1}=0.60$, $\phi_{cr2}=0.75$ για τρεις τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70, 1.00, 1.30$ (η γωνία θ ορίζεται Σχήμα 4.10).

Η σταδιακή αύξηση της πίεσης στην τελική επένδυση όσο αυξάνονται οι τιμές των ερπυστικών συντελεστών φαίνεται χαρακτηριστικά στο Σχήμα 5.63. Λόγω της τιμής του συντελεστή $K=1.00$, η τιμή της πίεσης είναι πρακτικά σταθερή περί τη διατομή.

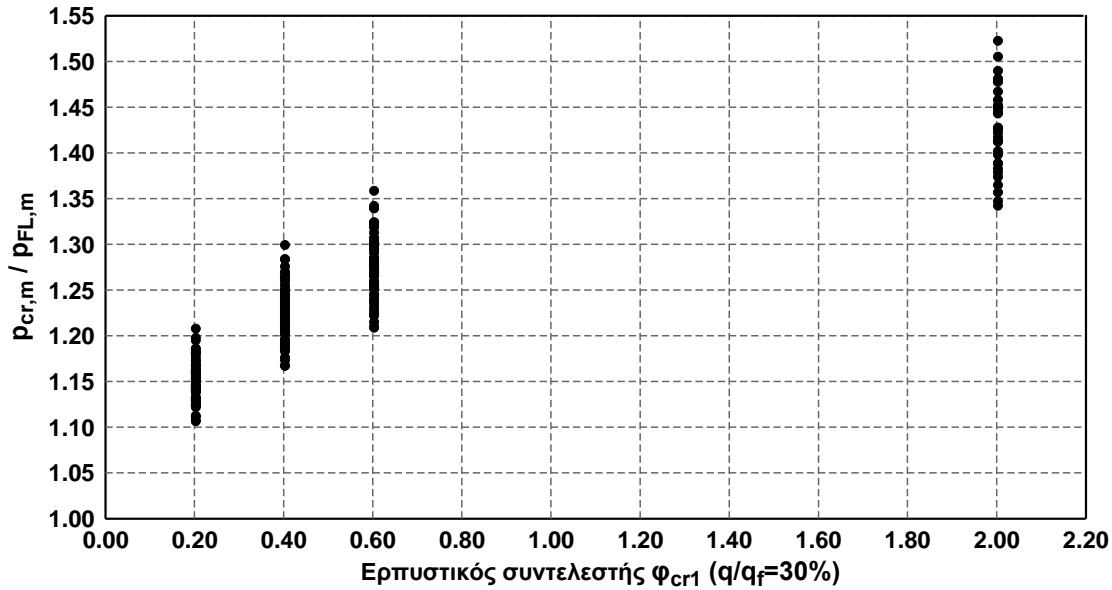


Σχήμα 5.63 Κατανομή πίεσης περί τη διατομή τελικής επένδυσης πριν και μετά την επιβολή του ερπυσμού του γεωυλικού για πέντε αριθμητικές αναλύσεις με ίδια διάμετρο διατομής ($D=10m$), ύψος υπερκειμένων ($H=10D=100m$), συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=1.00$, παραμέτρους βραχόμαζας $GSI=25$, $\sigma_{ci}=4MPa$, $m_i=6$ για διαφορετικές τιμές των ερπυστικών συντελεστών φ_{cr1} και φ_{cr2} (η γωνία θ ορίζεται στο Σχήμα 4.10).

Στη συνέχεια μελετάται αναλυτικά, για όλους τους συνδυασμούς γεωτεχνικών και ερπυστικών παραμέτρων, η ανάπτυξη των φορτίων στην τελική επένδυση λόγω του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωυλικού. Επιλέχθηκε, τα φορτία μετά την επίδραση του ερπυσμού (p_{cr}) να μην εκφραστούν απευθείας ως προς τις αρχικές γεωτεχνικές και ερπυστικές παραμέτρους, αλλά ως προσαύξηση των φορτίων πριν την επιβολή του ερπυσμού (p_{FL}). Με τον τρόπο αυτό, η προτεινόμενη μεθοδολογία για την ενσωμάτωση της ερπυστικής συμπεριφοράς του γεωυλικού στον υπολογισμό των φορτίων, μπορεί να συνδυαστεί με οποιαδήποτε μέθοδο για την εκτίμηση των φορτίων δίχως την επίδραση του ερπυσμού. Επομένως, το χαρακτηριστικό μέγεθος για την παρουσίαση των αποτελεσμάτων είναι ο λόγος των φορτίων μετά την επίδραση του ερπυσμού προς την αντίστοιχη τιμή των φορτίων πριν την επιβολή του ερπυσμού (p_{cr}/p_{FL}).

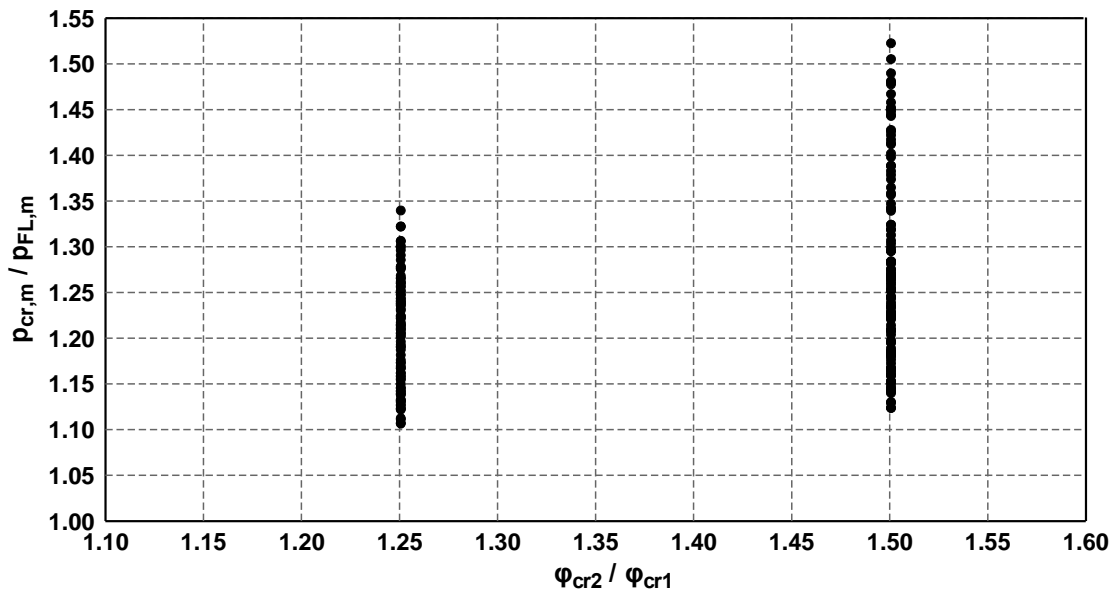
Αρχικά, στο Σχήμα 5.64 φαίνεται η κατανομή του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$ ως προς την τιμή του ερπυστικού συντελεστή φ_{cr1} ($q/q_f=30\%$), όπου είναι εμφανές ότι αύξηση του φ_{cr1} , η οποία συνεπάγεται αύξηση των δυνατικών ερπυστικών παραμορφώσεων, τελικά οδηγεί σε αύξηση του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$. Μάλιστα, ο ρυθμός αύξησης της τιμής του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$ μειώνεται συνεχώς όσο αυξάνεται η τιμή του φ_{cr1} ,

γεγονός το οποίο οφείλεται στη σταδιακή αύξηση της μέσης τάσης περί τη διατομή και στη μείωση του λόγου q/q_f που περιγράφηκε έχει ήδη περιγραφεί,



Σχήμα 5.64 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης μετά την επιβολή του ερπυσμού ($p_{cr,m}$) ως προς τη μέση πίεση πριν την επιβολή του ερπυσμού ($p_{FL,m}$) συναρτήσει του ερπυστικού συντελεστή ϕ_{cr1} .

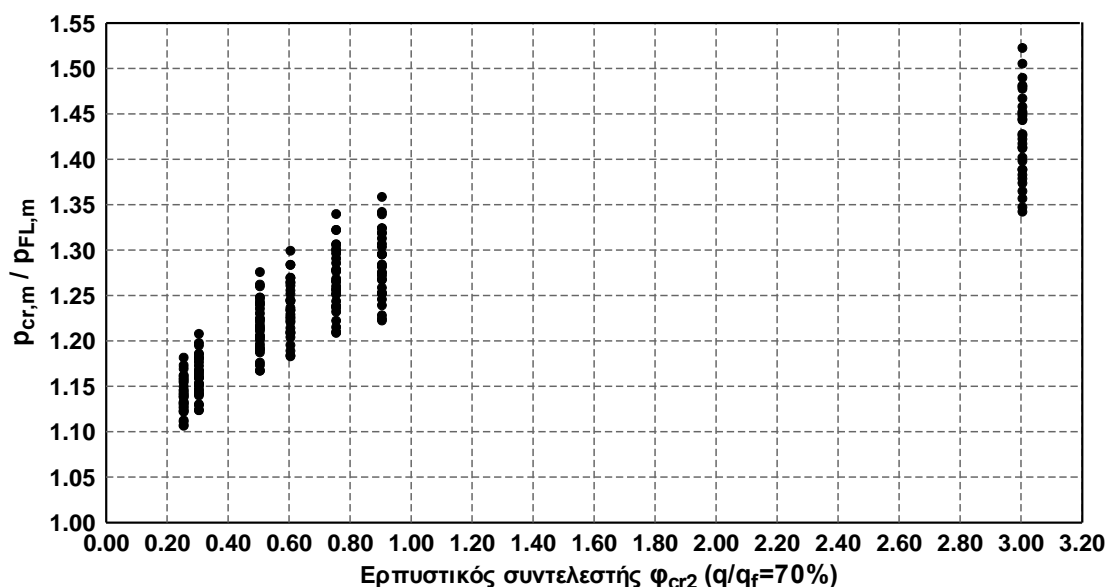
Στο Σχήμα 5.65 παρουσιάζεται η μεταβολή του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$ ως προς το λόγο των δύο ερπυστικών συντελεστών ϕ_{cr2}/ϕ_{cr1} , που συσχετίζεται μονοσήμαντα με την τιμή της παραμέτρου a του ερπυστικού προσομοιώματος Singh-Mitchell, η οποία ποσοτικοποιεί την επίδραση της εντατικής κατάστασης στην ανάπτυξη των ερπυστικών παραμορφώσεων. Είναι εμφανές ότι αύξηση του λόγου ϕ_{cr2}/ϕ_{cr1} , που συνεπάγεται αύξηση της παραμέτρου a οδηγεί τελικά σε αύξηση του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$.



Σχήμα 5.65 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης μετά την επιβολή του ερπυσμού ($p_{cr,m}$) ως προς τη μέση πίεση πριν την επιβολή του ερπυσμού ($p_{FL,m}$) συναρτήσει του λόγου των ερπυστικών συντελεστών ϕ_{cr2}/ϕ_{cr1} .

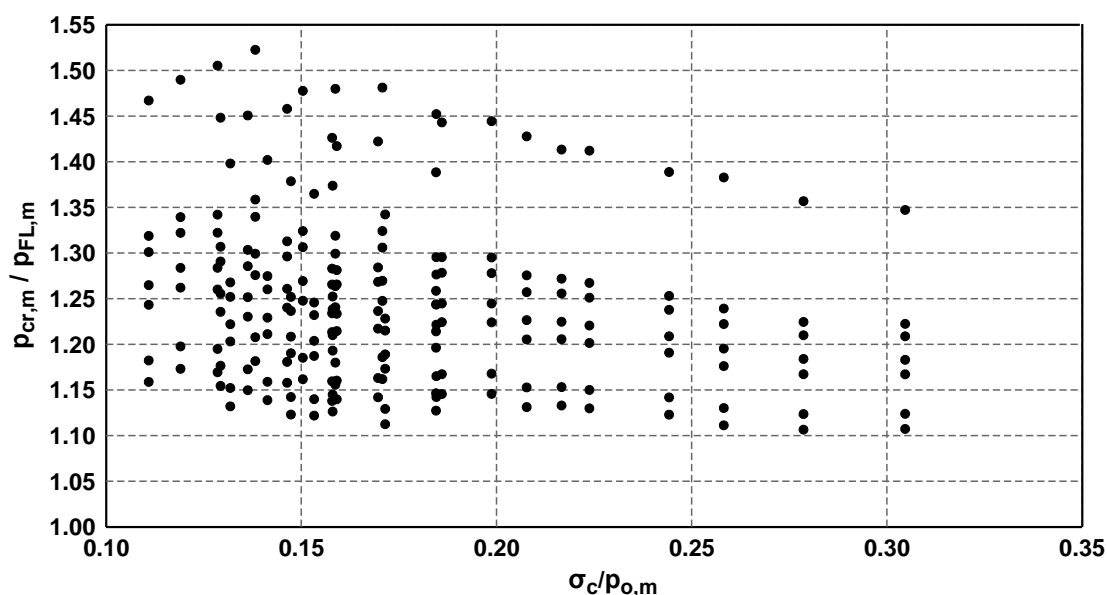
Συνδυαστικά τα συμπεράσματα των δύο προηγούμενων διαγραμμάτων απεικονίζονται στο Σχήμα 5.66, στο οποίο παρουσιάζεται η μεταβολή του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$ ως προς τον ερπυστικό συντελεστή

$\varphi_{cr2}(q/q_f=70\%)$. Ο συντελεστής φ_{cr2} ουσιαστικά εκφράζει το συνδυασμό του «ερπυστικού δυναμικού» που ορίζεται πρωτογενώς από τον φ_{cr1} , αλλά και του ρόλου του επιπέδου της επιβαλλόμενης έντασης που ορίζεται από το λόγο $\varphi_{cr2}/\varphi_{cr1}$. Στο ακόλουθο σχήμα λοιπόν, είναι εμφανής η αύξηση του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ με μειούμενο ρυθμό, όσο αυξάνεται η τιμή του φ_{cr2} . Κάθε ομάδα σημείων αντιστοιχεί σε ένα συγκεκριμένο συνδυασμό φ_{cr1} και $\varphi_{cr2}/\varphi_{cr1}$.



Σχήμα 5.66 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης μετά την επιβολή του ερπυσμού ($\rho_{cr,m}$) ως προς τη μέση πίεση πριν την επιβολή του ερπυσμού ($\rho_{FL,m}$) συναρτήσει του ερπυστικού συντελεστή φ_{cr2} .

Στη συνέχεια μελετάται η επίδραση των γεωτεχνικών συνθηκών στην ανάπτυξη των επιπρόσθετων φορτίων λόγω της ερπυστικής συμπεριφοράς του περιβάλλοντος γεωλικού. Υπενθυμίζεται ότι οι γεωτεχνικές παράμετροι που έχουν επιλεγεί αντιστοιχούν γενικά σε πτωχής ποιότητας βραχώμαζες και δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες, όπου είναι δυνατή η ανάπτυξη σημαντικών ερπυστικών φαινομένων (βλ. §5.2.7).

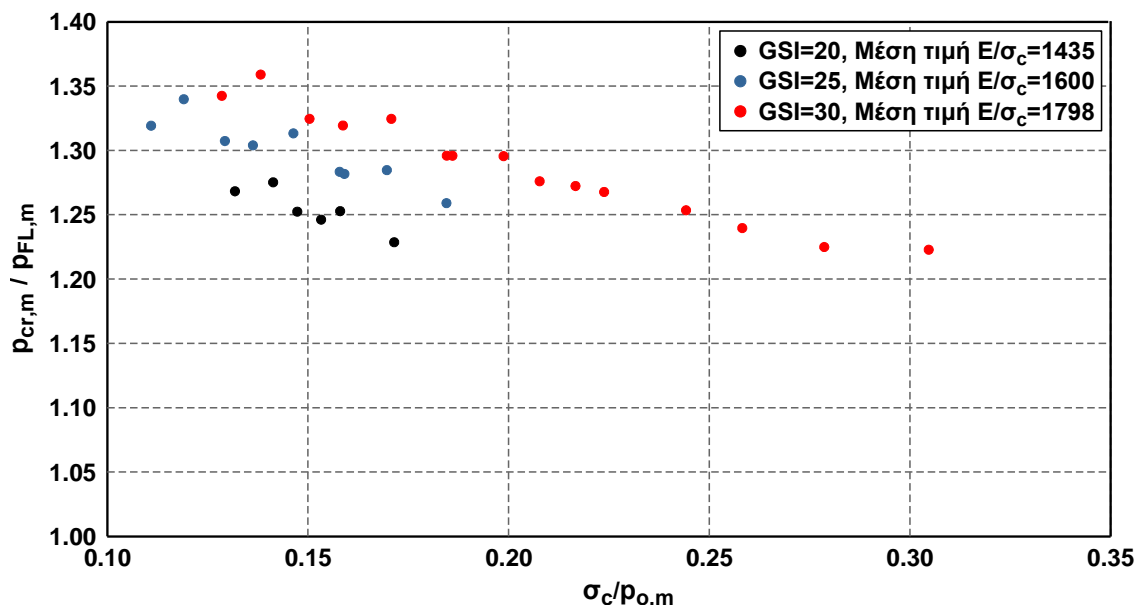


Σχήμα 5.67 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης μετά την επιβολή του ερπυσμού ($\rho_{cr,m}$) ως προς τη μέση πίεση πριν την επιβολή του ερπυσμού ($\rho_{FL,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$.

Από το Σχήμα 5.67 προκύπτει ότι ο λόγος $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ μειώνεται όσο αυξάνεται ο λόγος $\sigma_c/\rho_{o,m}$. Δηλαδή βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε μείωση των φορτίων που αναπτύσσονται στην τελική επένδυση λόγω ερπυσμού. Η μεγάλη καθ' ύψος διασπορά των σημείων οφείλεται κυρίως στις διαφορετικές τιμές των ερπυστικών συντελεστών (φ_{cr1} , φ_{cr2}), αλλά και στις διαφορετικές τιμές του λόγου E/σ_c του γεωυλικού, όπως αναλύεται στη συνέχεια.

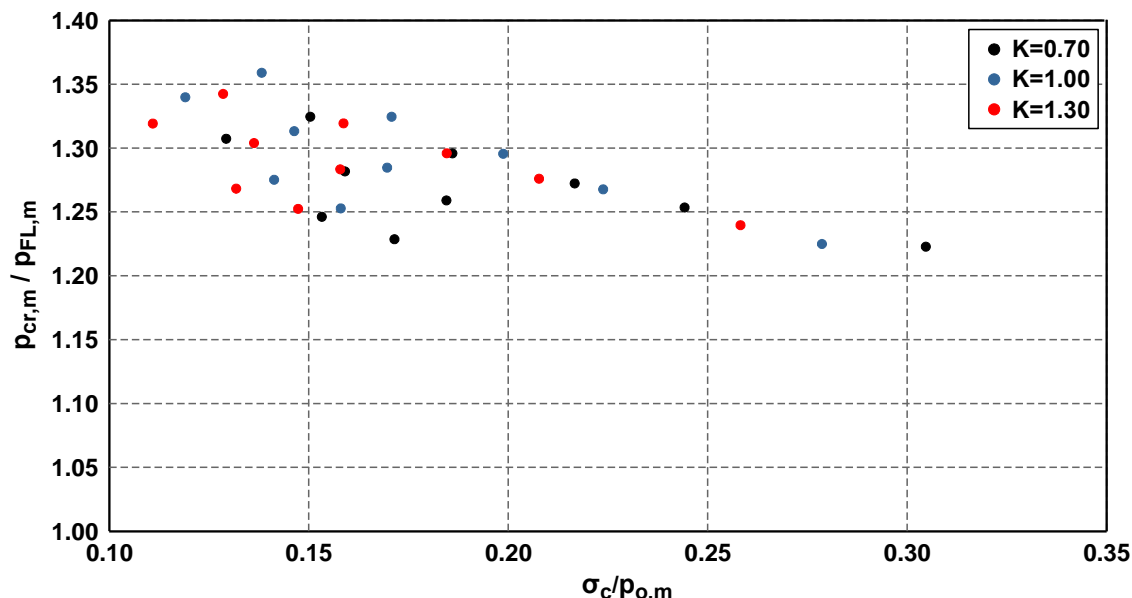
Για να γίνει πιο κατανοητός ο ρόλος κάθε παραμέτρου απομονώθηκαν τα σημεία που αντιστοιχούν σε ένα συγκεκριμένο ζεύγος ερπυστικών συντελεστών ($\varphi_{cr1}=0.60$ $\varphi_{cr2}=0.90$) και παρουσιάζονται στο παρακάτω διάγραμμα. Τα συμπεράσματα που προκύπτουν είναι τα εξής:

- ο Οι τιμές του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ εξαρτώνται από την τιμή του GSI, καθώς αύξηση της τιμής του οδηγεί σε σχεδόν παράλληλη μετατόπιση των σημείων προς τα πάνω. Προφανώς, η επίδραση του GSI δεν είναι άμεση, καθώς δεν υπεισέρχεται στους υπολογισμούς, αλλά έμμεση, διότι η τιμή του καθορίζει την τιμή του λόγου E/σ_c (μέτρο παραμορφωσιμότητας γεωυλικού / αντοχή γεωυλικού κατά Mohr-Coulomb). Μεταβολή της τιμής του μέτρου παραμορφωσιμότητας μεταβάλλει την τιμή των φορτίων πριν την επίδραση του ερπυσμού και επηρεάζει τις τιμές των ερπυστικών παραμέτρων μέσω της διαδικασίας βαθμονόμησης που έχει περιγραφεί στην παράγραφο 5.2.2. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτει ότι η πρώτη συνιστώσα είναι πιο σημαντική, με αποτέλεσμα αύξηση της τιμής του E με σταθερές τις παραμέτρους αντοχής να οδηγεί ουσιαστικά σε αύξηση του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$, δηλαδή των επιπρόσθετων φορτίων που ασκούνται στην τελική επένδυση λόγω ερπυσμού.
- ο Για συγκεκριμένη τιμή του GSI, δηλαδή συγκεκριμένο εύρος του λόγου E/σ_c , η τιμή του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ μειώνεται σχεδόν γραμμικά ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$. Τα χαρακτηριστικά αυτής της γραμμικής κατανομής εξαρτώνται από τις τιμές των ερπυστικών συντελεστών και το λόγο E/σ_c .

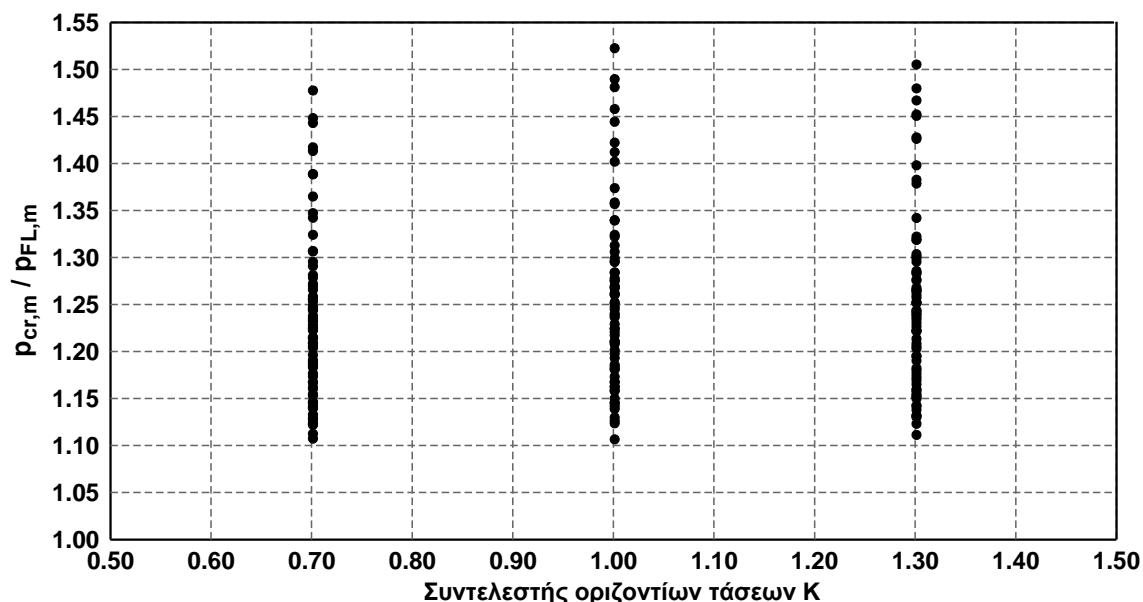


Σχήμα 5.68 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης μετά την επιβολή του ερπυσμού ($\rho_{cr,m}$) ως προς τη μέση πίεση πριν την επιβολή του ερπυσμού ($\rho_{FL,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για διαφορετικές τιμές του λόγου E/σ_c και τιμές των ερπυστικών συντελεστών $\varphi_{cr1}=0.60$ και $\varphi_{cr2}=0.90$.

Από τα δύο ακόλουθα σχήματα φαίνεται ότι η επίδραση του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K είναι γενικά μικρή. Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 5.69 φαίνεται ότι τα σημεία για σταθερή τιμή του συντελεστή K δεν έχουν συγκεκριμένη μορφή, ενώ από το Σχήμα 5.70 προκύπτει ότι για όλες τιμές του K το εύρος διακύμανσης των λόγων $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ είναι πρακτικά σταθερό.



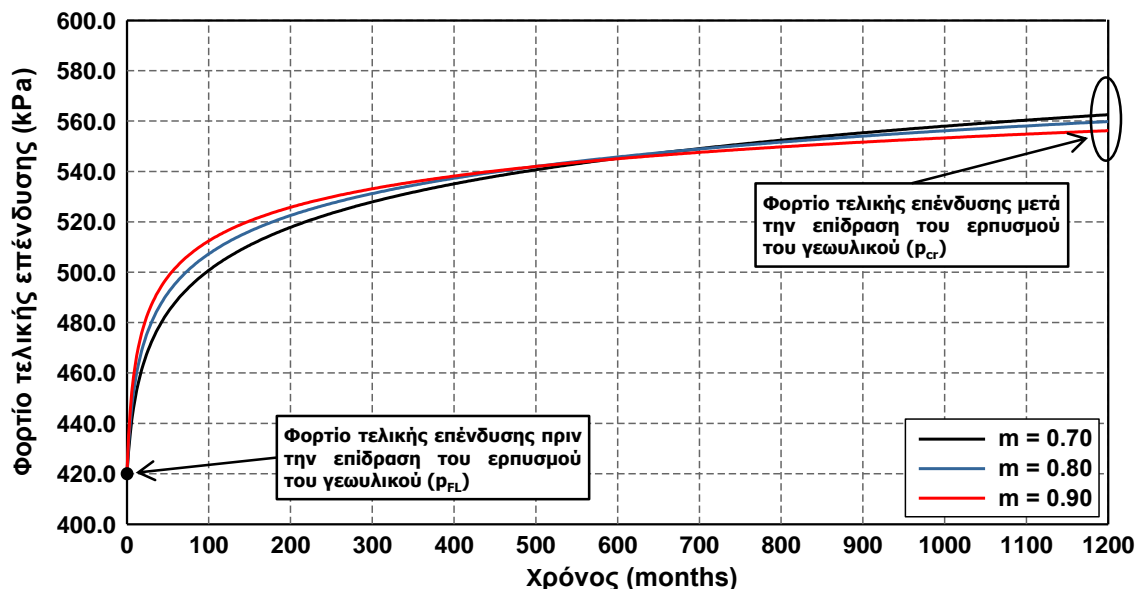
Σχήμα 5.69 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης μετά την επιβολή του ερπυσμού ($\rho_{cr,m}$) ως προς τη μέση πίεση πριν την επιβολή του ερπυσμού ($\rho_{FL,m}$) συναρτήσει του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$ για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K και τιμές των ερπυστικών συντελεστών $\varphi_{cr1}=0.60$ και $\varphi_{cr2}=0.90$.



Σχήμα 5.70 Κατανομή του λόγου της μέσης πίεσης μετά την επιβολή του ερπυσμού ($\rho_{cr,m}$) ως προς τη μέση πίεση πριν την επιβολή του ερπυσμού ($\rho_{FL,m}$) συναρτήσει του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K .

Για τη μελέτη της επίδρασης του ρυθμού μεταβολής των ερπυστικών παραμορφώσεων ως προς το χρόνο, ο οποίος εκφράζεται μέσω του συντελεστή m στο προσομοίωμα Singh-Mitchell, πραγματοποιήθηκαν πρόσθετες αριθμητικές αναλύσεις με τιμές του συντελεστή $m=0.70$, 0.90 (στις παραμετρικές αναλύσεις έχει ληφθεί $m=0.80$). Από το ακόλουθο διάγραμμα φαίνεται ότι μεταβολή της

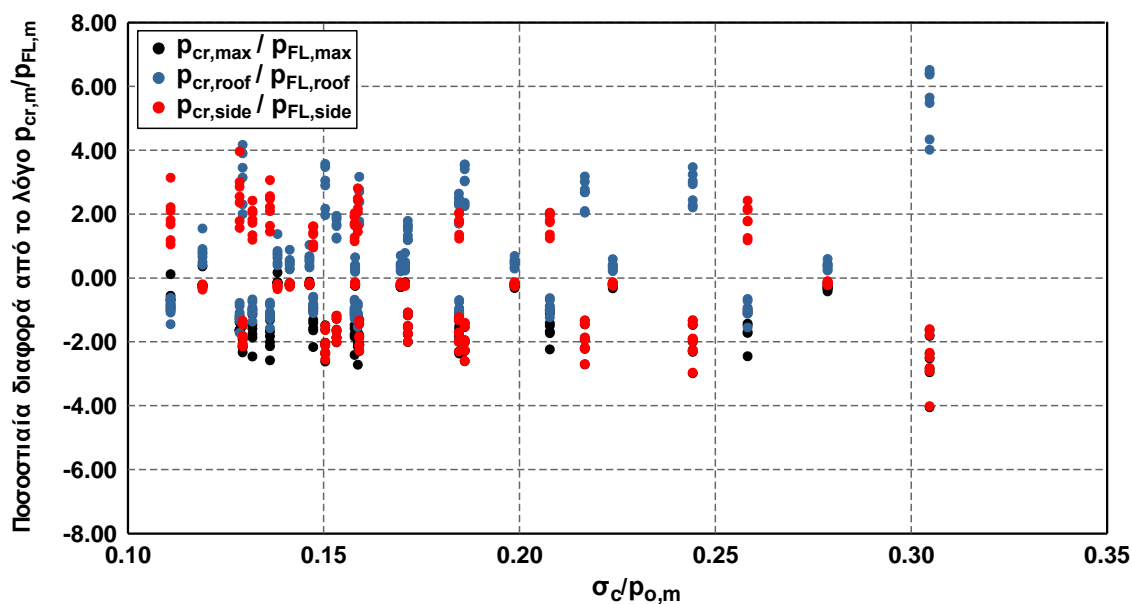
τιμής του συντελεστή m , οδηγεί σε μεταβολή της χρονικής εξέλιξης των φορτίων, τα οποία στο τέλος της ανάλυσης λαμβάνουν τιμές με πολύ μικρή διαφορά. Όσον αφορά στις τιμές του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ η μεταβολή της τιμής του m κατά 0.10 από την αρχική ανάλυση οδηγεί σε μέγιστη μεταβολή $\Delta(\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m})=0.01$ και μέγιστη ποσοστιαία μεταβολή 0.70%.



Σχήμα 5.71 Χρονική εξέλιξη των φορτίων στην οροφή της τελικής επένδυσης για τρεις αριθμητικές αναλύσεις με διαφορετικές τιμές του συντελεστή m του προσομοιώματος Singh-Mitchell.

Τέλος, για τη μελέτη της επίδρασης της δυσκαμψίας της τελικής επένδυσης στο υπό μελέτη φαινόμενο εκτελέστηκαν πρόσθετες αριθμητικές αναλύσεις με πάχος τελικής επένδυσης $d_{FL}=40\text{cm}$, 80cm (στις παραμετρικές αναλύσεις έχει ληφθεί $d_{FL}=60\text{cm}$). Τελικά, από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτει ότι η επίδραση της δυσκαμψίας της τελικής επένδυσης είναι αμελητέα, καθώς μεταβολή του πάχους κατά 20cm , οδηγεί σε μέγιστη μεταβολή του λόγου $\Delta(\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}) \sim 0.01$ και μέγιστη ποσοστιαία μεταβολή μικρότερη από 1.0%.

Σημειώνεται ότι τα σχόλια και συμπεράσματα που προέκυψαν μέσω της μελέτης του λόγου των μέσων πιέσεων μετά και πριν την επιβολή του ερπυσμού $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$, ισχύουν με ικανοποιητική ακρίβεια και για τους λόγους υπόλοιπων χαρακτηριστικών τιμών της πίεσης (ρ_{max} , ρ_{roof} , ρ_{side}). Στο επόμενο διάγραμμα απεικονίζεται η ποσοστιαία διαφορά των λόγων $\rho_{cr,max}/\rho_{FL,max}$, $\rho_{cr,roof}/\rho_{FL,roof}$, $\rho_{cr,side}/\rho_{FL,side}$ από τις αντίστοιχες του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$. Είναι εμφανές ότι πρακτικά για όλο το εύρος των γεωτεχνικών συνθηκών η ποσοστιαία διαφορά για όλα τα μεγέθη κυμαίνεται κυρίως μεταξύ -4.0% και 4.0%. Για λίγες μόνο περιπτώσεις του λόγου των πιέσεων στην οροφή η ποσοστιαία διαφορά φτάνει μέχρι τιμές λίγο μεγαλύτερες από 6.0%.



Σχήμα 5.72 Κατανομή της ποσοστιαίας διαφοράς των λόγων $\rho_{cr,max}/\rho_{FL,max}$, $\rho_{cr,roof}/\rho_{FL,roof}$, $\rho_{cr,side}/\rho_{FL,side}$ από τις αντίστοιχες του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ ως προς το λόγο ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι συντελεστές συσχέτισης του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ με τους παράγοντες $\sigma_c/\rho_{o,m}$, Φ_{cr1} , Φ_{cr2} , E/σ_c και K . Από τις τιμές προκύπτει μία ισχυρή συσχέτιση του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ με τους ερπυστικούς συντελεστές, ενώ μικρότερος είναι ο συντελεστής ρ με το λόγο $\sigma_c/\rho_{o,m}$. Όσον αφορά στους όρους E/σ_c και K δεν υπάρχει συγκεκριμένη μονοτονική συσχέτιση με το λόγο των φορτίων.

Πίνακας 5.18. Συντελεστές συσχέτισης (ρ) μεταξύ των σημαντικών παραμέτρων του προβλήματος.

	$\sigma_c/\rho_{o,m}$	Φ_{cr1}	Φ_{cr2}	E/σ_c	K
$\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$	-0.22	0.89	0.89	0.054	0.077

Κατόπιν συνοψίζονται τα πιο σημαντικά σημεία από την ανωτέρω ανάλυση, τα οποία λαμβάνονται υπόψη στην επιλογή της μορφής των σχέσεων και των παραμέτρων που χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση της τιμής του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$:

- ο Βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε μείωση της τιμής του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$.
- ο Αύξηση της τιμής των ερπυστικών συντελεστών οδηγεί σε αύξηση της τιμής του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ με μειούμενο ρυθμό αύξησης.
- ο Τόσο από τη γραφική απεικόνιση των αποτελεσμάτων όσο και από τις τιμές των συντελεστών συσχέτισης ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων δεν επηρεάζει σημαντικά την τιμή του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$.
- ο Από τις τιμές των συντελεστών συσχέτισης και από την περαιτέρω στατιστική επεξεργασία προκύπτει ότι ο λόγος E/σ_c δεν αποτελεί στατιστικά σημαντική παράμετρο και η ενσωμάτωση του στις προτεινόμενες εξισώσεις αυξάνει την πολυπλοκότητα αυτών προσφέροντας μικρή βελτίωση στην εκτίμηση της τιμής του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$.
- ο Δεν χρησιμοποιείται ο λόγος Φ_{cr2}/Φ_{cr1} , διότι δεν οδηγεί σε ρεαλιστικά αποτελέσματα για χαμηλές τιμές των ερπυστικών συντελεστών και ειδικά σε περιπτώσεις που τείνουν στο μηδέν.

ο Όταν η δυναμική του γεωυλικού για ερπυσμό τείνει στο μηδέν, δηλαδή όταν οι τιμές των ερπυστικών συντελεστών φ_{cr1} και φ_{cr2} είναι ίσες με το μηδέν η τιμή του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ πρέπει να είναι ίση με τη μονάδα.

Τελικά, ως ανεξάρτητη μεταβλητή επιλέγεται το γινόμενο των ερπυστικών συντελεστών και του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$, με καθένα εξ αυτών υψωμένο σε ένα εκθέτη. Οι τιμές των εκθετών προέκυψαν ως αποτέλεσμα στατιστικής επεξεργασίας, διαδικασιών βελτιστοποίησης και κριτικής αντιμετώπισης των αποτελεσμάτων. Η τελική μορφή του συντελεστή για την εκτίμηση του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$, ο οποίος συμβολίζεται με CLF (Creep Load Factor) είναι:

$$CLF = \frac{\varphi_{cr1}^{0.20} \varphi_{cr2}^{0.70}}{\left(\frac{\sigma_c}{\rho_{o,m}}\right)^{1.5}} \quad (5-21)$$

όπου:

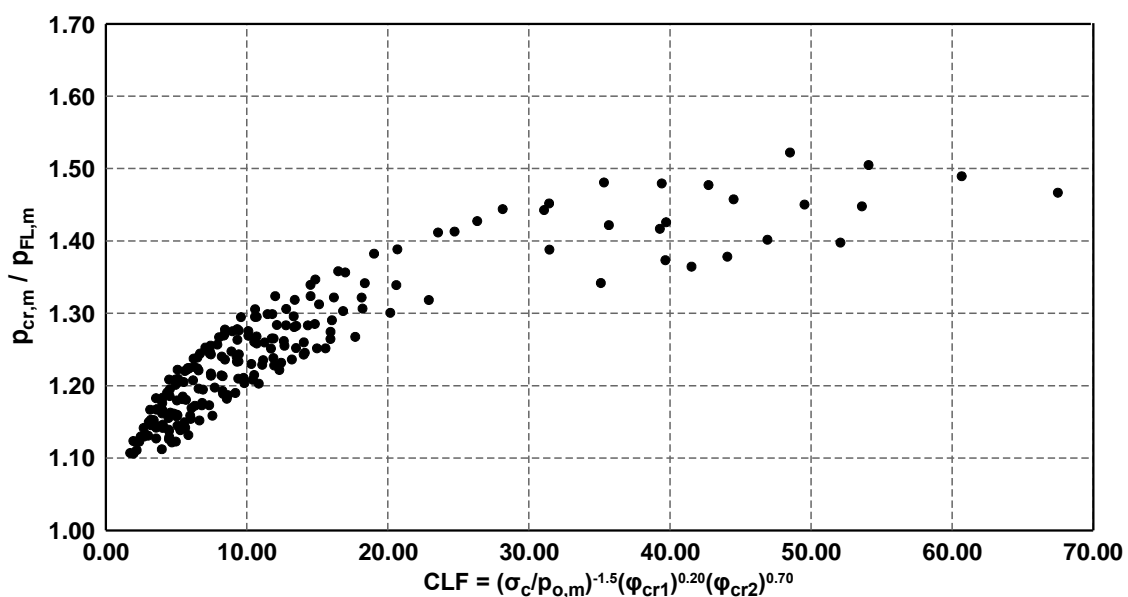
σ_c : Αντοχή περιβάλλοντος γεωυλικού σε μονοαξονική θλίψη με βάση το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. $\sigma_c = 2c \tan(45 + \varphi/2)$. Στην περίπτωση βραχώδους γεωυλικού χρησιμοποιούνται οι ισοδύναμες παράμετροι της βραχώμαζας.

$\rho_{o,m}$: Μέση γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας. $\rho_o = 0.5(1+K)\gamma H$, όπου γ το ειδικό βάρος του περιβάλλοντος γεωυλικού, H το βάθος διάνοιξης και K ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων.

φ_{cr1} : Ερπυστικός συντελεστής για επίπεδο επιβαλλόμενης έντασης $q/q_f = 30\%$.

φ_{cr2} : Ερπυστικός συντελεστής για επίπεδο επιβαλλόμενης έντασης $q/q_f = 70\%$.

Η τιμή του εκθέτη του ερπυστικού συντελεστή φ_{cr2} είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του συντελεστή φ_{cr1} , καθώς μεταβολή της τιμής του φ_{cr2} οδηγεί σε ομόσημη μεταβολή των παραμέτρων A και a του προσομοιώματος Singh-Mitchell. Αντίθετα, η μεταβολή του συντελεστή φ_{cr1} οδηγεί σε αύξηση του A και μείωση του a ή αντίστροφα. Στο Σχήμα 5.73 είναι εμφανής η μείωση της διασποράς των σημείων όταν απεικονίζονται συναρτήσει του συντελεστή CLF, σε σχέση με το Σχήμα 5.66, στο οποίο απεικονίζεται συναρτήσει του συντελεστή φ_{cr2} .



Σχήμα 5.73 Κατανομή των τιμών του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ ως προς τον συντελεστή CLF.

Κατόπιν μέσω γραμμικής παλινδρόμησης προτείνεται η ακόλουθη εξίσωση για τη συσχέτιση μεταξύ του λόγου E_{SL}/E_o και του συντελεστή CLF (συντελεστής $R^2=85.3\%$)

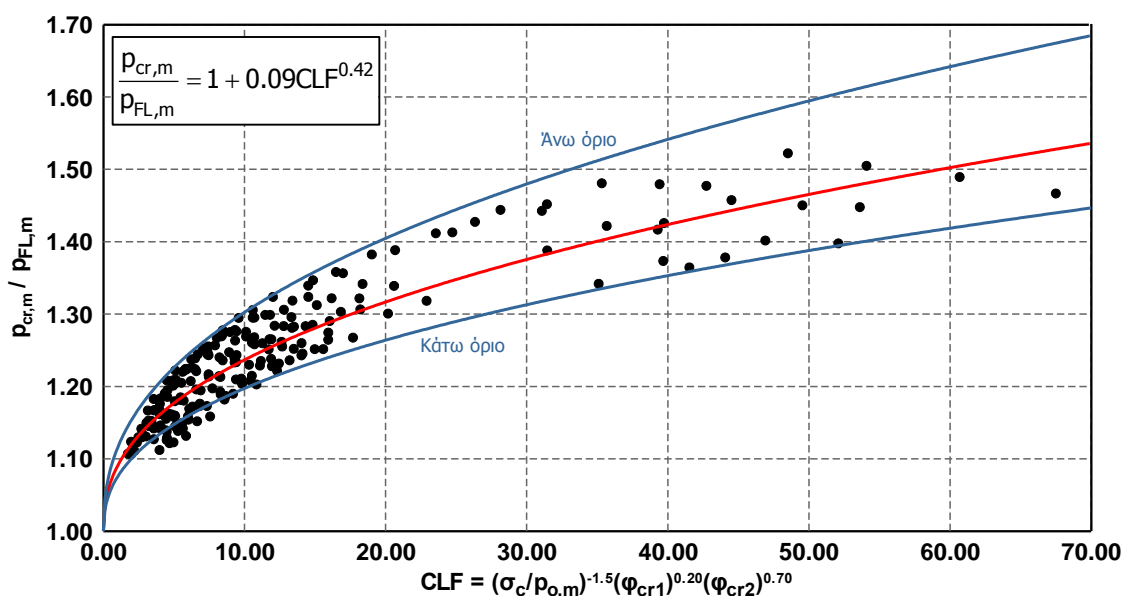
$$\frac{\rho_{cr,m}}{\rho_{FL,m}} = 1 + 0.09CLF^{0.42} \quad (5-22)$$

Για τα άνω και κάτω όρια της τιμής του λόγου E_{SL}/E_o χρησιμοποιείται ακριβώς η ίδια μορφή εξίσωσης, αλλάζοντας τον παράγοντα με τον οποίο πολλαπλασιάζεται ο συντελεστή CLF:

$$\frac{\rho_{cr,m}}{\rho_{FL,m}} = 1 + 0.115CLF^{0.42}, \text{ άνω όριο του λόγου } \rho_{cr,m}/\rho_{FL,m} \quad (5-23)$$

$$\frac{\rho_{cr,m}}{\rho_{FL,m}} = 1 + 0.075CLF^{0.42}, \text{ κάτω όριο του λόγου } \rho_{cr,m}/\rho_{FL,m} \quad (5-24)$$

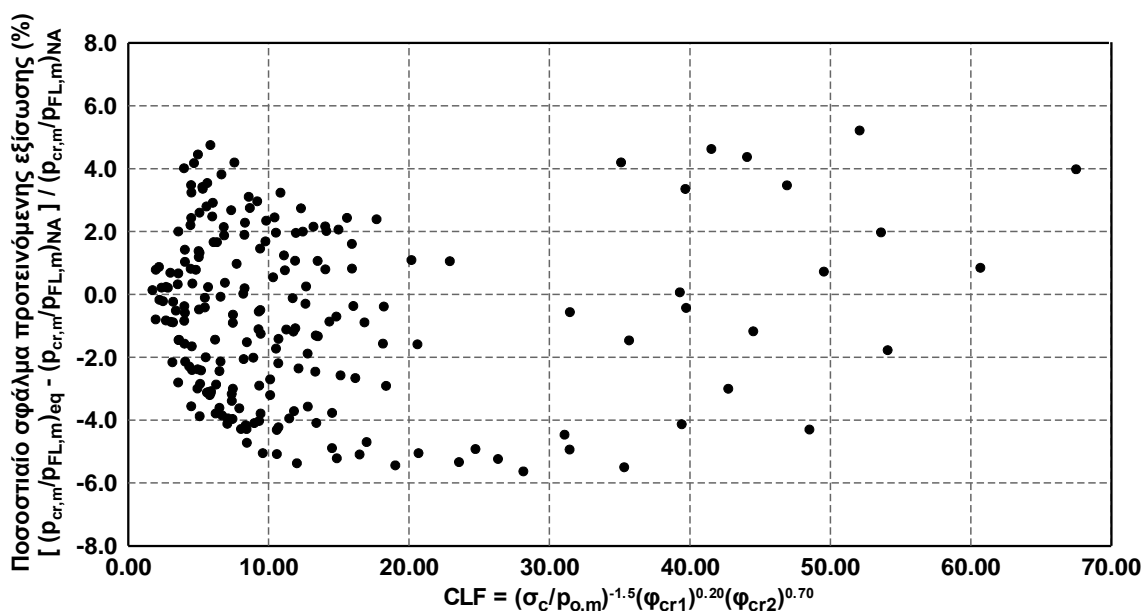
Η γραφική απεικόνιση όλων των παραπάνω εξισώσεων και η σύγκριση τους με τις τιμές που έχουν προκύψει από τις αριθμητικές αναλύσεις φαίνεται στο Σχήμα 4.70.



Σχήμα 5.74 Προτεινόμενη εξίσωση και καμπύλες για την εκτίμηση του λόγου E_{SL}/E_o ως προς το συντελεστή CLF.

Από τους υπολογισμούς και τη γραφική απεικόνιση των ποσοστιαίων σφαλμάτων της προτεινόμενης εξίσωσης ως προς τις αρχικές τιμές του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ από τις αριθμητικές αναλύσεις προκύπτουν οι ακόλουθες παρατηρήσεις:

- ο Το μέγιστο σφάλμα στην εκτίμηση της τιμής του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ είναι 0.08.
- ο Η πρακτικά ομοιόμορφη κατανομή των ποσοστιαίων σφαλμάτων αποδεικνύει τη στατιστική ορθότητα της προσέγγισης που έχει υιοθετηθεί.
- ο Το 94.3% των ποσοστιαίων σφαλμάτων κυμαίνονται από -5.0% έως 5.0% και το μέγιστο ποσοστιαίο σφάλμα στην εκτίμηση της τιμής του λόγου E_{SL}/E_o είναι ~5.6%.



Σχήμα 5.75 Κατανομή ποσοστιαίου σφάλματος της προτεινόμενης εξίσωσης ως συνάρτηση του συντελεστή CLF (NA: η τιμή του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ όπως υπολογίστηκε από τις αριθμητικές αναλύσεις, eq: η τιμή του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ όπως υπολογίζεται από την προτεινόμενη εξίσωση).

5.2.9 Απλοποιημένη μεθοδολογία για την ισοδύναμη προσομοίωση του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωλικού

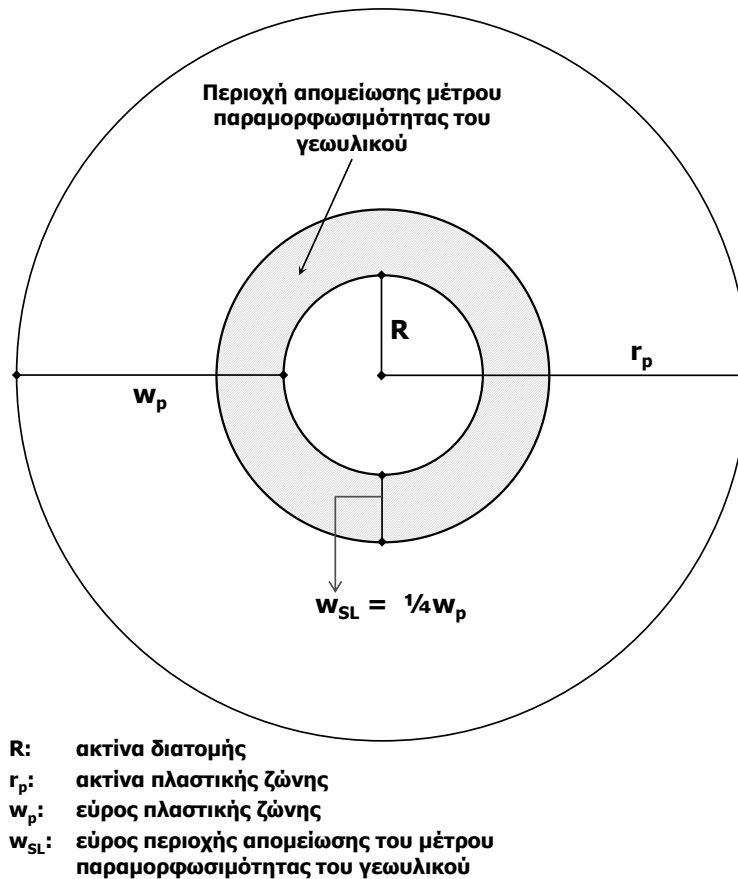
Εξαιτίας της αυξημένης πολυπλοκότητας των αναλύσεων με προσομοίωση της ερπυστικής συμπεριφοράς του περιβάλλοντος γεωλικού κρίθηκε σκόπιμο στο πλαίσιο της διατριβής να προταθεί μία απλοποιημένη μεθοδολογία για την ισοδύναμη προσομοίωση του φαινομένου με κριτήριο τα φορτία που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση. Πιο συγκεκριμένα, σκοπός της απλοποιημένης μεθοδολογίας είναι η επιβολή στην τελική επένδυση, με έμμεσο τρόπο, φορτίων αντίστοιχων με αυτά που θα αναπτυχθούν λόγω του ερπυσμού του γεωλικού, δίχως την εκτέλεση ερπυστικής ανάλυσης. Η έμμεση φόρτιση της τελικής επένδυσης επιτυγχάνεται μέσω απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωλικού σε μία περιοχή συγκεκριμένου εύρους γύρω από τη διατομή της σήραγγας. Η μείωση του E έχει ως αποτέλεσμα, σε αντιστοιχία με το φαινόμενο του ερπυσμού, την τάση του γεωλικού να αναπτύξει επιπλέον παραμορφώσεις, οι οποίες περιορίζονται από την τελική επένδυση με αποτέλεσμα την πρόσθετη φόρτιση αυτής.

Ως εκ τούτου, σκοπός της διαδικασίας που ακολουθεί είναι ο προσδιορισμός του εύρους εντός του οποίου πρέπει να απομειώνεται το μέτρο παραμορφωσιμότητας και το ποσοστό απομείωσης αυτού. Εύλογο είναι ότι το συγκεκριμένο πρόβλημα έχει θεωρητικά άπειρες λύσεις, καθώς για οποιαδήποτε τιμή του εύρους υπάρχει μία τιμή απομείωσης του E , η οποία οδηγεί σε φορτία ίσα με της αντίστοιχης ερπυστικής ανάλυσης. Επομένως, επιλέχθηκε να δοθεί συγκεκριμένη τιμή στο εύρος της περιοχής απομείωσης και μέσω των αριθμητικών αναλύσεων να προσδιορίζεται η τιμή της απομείωσης αυτής.

Από το Σχήμα 5.60 της προηγούμενης παραγράφου είναι εμφανής η σημαντική συσχέτιση μεταξύ της πλαστικής ζώνης και της περιοχής ανάπτυξης των ερπυστικών παραμορφώσεων. Επομένως, επιλέχθηκε η περιοχή απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας να εκφραστεί συναρτήσει της πλαστικής ζώνης. Ωστόσο, για τη μείωση των αβεβαιοτήτων στους υπολογισμούς που μπορεί να προκύψουν από τη χρήση διαφορετικής μεθόδου σύγκλισης - αποτόνωσης ή μεθόδου εκτίμησης προσυγκλίσεων, ως χαρακτηριστική θεωρήθηκε η τιμή της ακτίνας της πλαστικής ζώνης που προκύπτει

για πλήρη αποτόνωση των τάσεων (υπολογίζεται από την Εξ. (3-74) για συντελεστή αποτόνωσης $\lambda=1.0$). Μάλιστα, στους υπολογισμούς ελήφθη το $\frac{1}{4}$ αυτής, καθώς για δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες οι τιμές που προκύπτουν για την ακτίνα της πλαστικής ζώνης είναι ιδιαίτερα μεγάλες. Επίσης, λόγω της τοποθέτησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης το εύρος της πλαστικής ζώνης που δημιουργείται και αντιστοιχεί στην περιοχή μεγάλων ερπυστικών παραμορφώσεων είναι σημαντικά μικρότερο από την τιμή που υπολογίζεται για $\lambda=1.00$ ($w_{p,\lambda}/w_{p,\infty}=0.20-0.30$ για $\lambda=0.65-0.85$, όπου $w_{p,\lambda}$: εύρος πλαστικής ζώνης για δεδομένη τιμή του συντελεστή αποτόνωσης λ , $w_{p,\infty}$: εύρος πλαστικής ζώνης για $\lambda=1.00$). Αναλυτικά η διαδικασία για την εκτίμηση των παραμέτρων της απλοποιημένης μεθοδολογίας για μία συγκεκριμένη περίπτωση γεωτεχνικών και ερπυστικών παραμέτρων είναι η εξής (οι συμβολισμοί απεικονίζονται στο Σχήμα 5.76):

- ο Εκτέλεση αριθμητικής ανάλυσης με προσομοίωση του ερπυσμού του γεωυλικού.
- ο Υπολογισμός των τελικών φορτίων που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση μετά την ολοκλήρωση του ερπυσμού.
- ο Υπολογισμός της ακτίνας της πλαστικής ζώνης (r_p) για τις συγκεκριμένες γεωτεχνικές παραμέτρους με θεώρηση πλήρους αποτόνωσης των τάσεων ($\lambda=1.00$).
- ο Υπολογισμός εύρους της περιοχής απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού E , $w_{SL}=\frac{1}{4}w_p=\frac{1}{4}(r_p-R)$ (w_{SL} : εύρος της περιοχής απομείωσης του E , w_p : εύρος πλαστικής ζώνης για πλήρη αποτόνωση των τάσεων, r_p : ακτίνα πλαστικής ζώνης για πλήρη αποτόνωση των τάσεων, R : ακτίνα διατομής εκσκαφής).
- ο Εκτέλεση αριθμητικών αναλύσεων μεταβάλλοντας το ποσοστό απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας.
- ο Προσδιορισμός του λόγου E_{SL}/E_o (όπου E_{SL} : η απομειωμένη τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας, E_o η αρχική τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού) για την οποία τα φορτία από την απλοποιημένη προσέγγιση συγκλίνουν με τα φορτία από την ανάλυση με προσομοίωση του ερπυσμού. Το κριτήριο της σύγκλισης είναι $(p_{SL,m}-p_{cr,m})/p_{cr,m}\leq 1.0\%$, όπου $p_{SL,m}$ η μέση τιμή του φορτίου στο τέλος της ανάλυσης με την απομείωση του μέτρου παραμορφωσιμότητας και $p_{cr,m}$ η μέση τιμή του φορτίου στο τέλος της ανάλυσης με προσομοίωση του ερπυσμού.

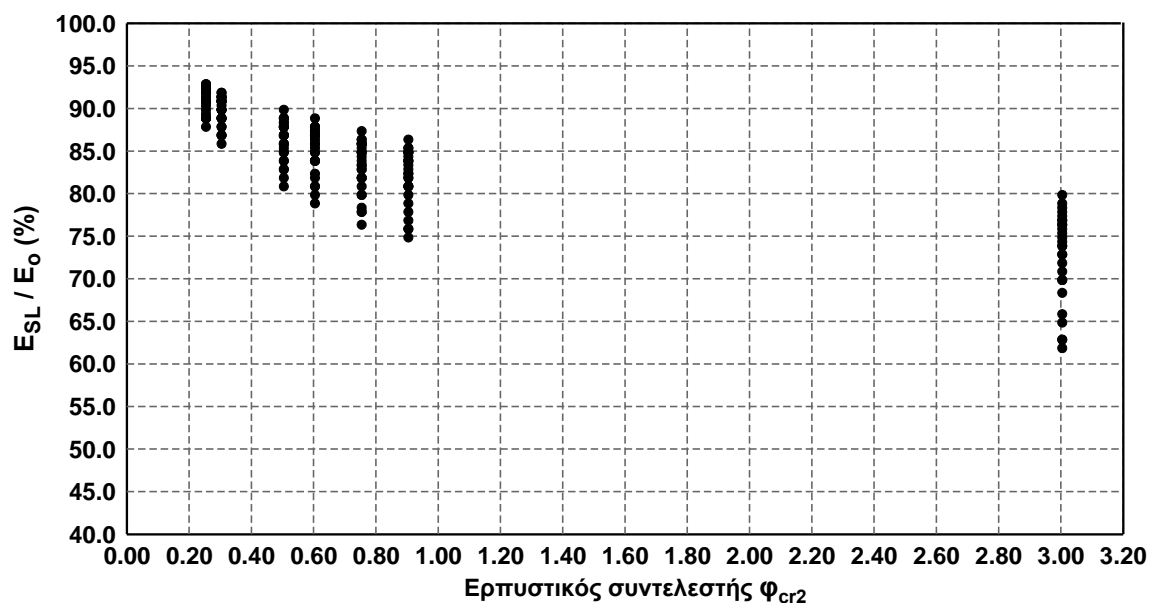


Σχήμα 5.76 Απεικόνιση γεωμετρικών παραμέτρων απλοποιημένης μεθοδολογίας.

Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε, τα καταστατικά προσομοιώματα όλων των υλικών, καθώς και το εύρος των υπό μελέτη παραμέτρων έχουν περιγραφεί αναλυτικά στις παραγράφους 5.2.4, 5.2.5 και 5.2.7. Στη συγκεκριμένη κατηγορία αριθμητικών αναλύσεων η αλληλουχία των βημάτων προσομοίωσης είναι η ακόλουθη:

- ο **Βήμα 1^ο**: Επιβολή γεωστατικών τάσεων.
- ο **Βήμα 2^ο**: Προσομοίωση των προσυγκλίσεων που έχουν αναπτυχθεί πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης λόγω της προχώρησης του μετώπου, μέσω ισοδύναμης απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού εντός της διατομής εκσκαφής.
- ο **Βήμα 3^ο**: Πλήρης εκσκαφή της διατομής και ενεργοποίηση του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
- ο **Βήμα 4^ο**: Ενεργοποίηση του κελύφους της τελικής επένδυσης.
- ο **Βήμα 5^ο**: Απενεργοποίηση του κελύφους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
- ο **Βήμα 6^ο**: Απομείωση του μέτρου παραμορφωσιμότητας του περιβάλλοντος γεωυλικού σε περιοχή γύρω από τη διατομή της σήραγγας με πλάτος ίσο με το $\frac{1}{4}$ του εύρους της πλαστικής περιοχής.

Οι τιμές που προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις για το λόγο E_{SL}/E_o παρουσιάζονται στο παρακάτω διάγραμμα ως προς την τιμή του ερπυστικού συντελεστή φ_{cr2} . Είναι εμφανές ότι αύξηση των ερπυστικών παραμέτρων απαιτεί μεγαλύτερη απομείωση (μικρότερη τιμή του λόγου E_{SL}/E_o) για να αναπτυχθούν στην τελική επένδυση φορτία ίσα εκείνα της αντίστοιχης ερπυστικής ανάλυσης.



Σχήμα 5.77 Κατανομή των τιμών του λόγου E_{SL}/E_0 ως προς την τιμή του ερπυστικού συντελεστή ϕ_{cr2} .

Για την επιλογή της μορφής των σχέσεων και των παραμέτρων που χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση της τιμής του λόγου E_{SL}/E_0 λαμβάνονται υπόψη τα εξής:

- ο Αν και η επίδραση των γεωτεχνικών παραμέτρων στο φαινόμενο της ανάπτυξης των πιέσεων λόγω ερπυσμού ενσωματώνεται στο εύρος της πλαστικής ζώνης, από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων προκύπτει ότι οι τιμές του λόγου E_{SL}/E_0 που προκύπτουν εξαρτώνται εκτός από τις τιμές των ερπυστικών συντελεστών και από την τιμή του λόγου $\sigma_c/\rho_{o,m}$.
- ο Όταν η δυναμική του γεωυλικού για ερπυσμό τείνει στο μηδέν πρέπει η απομειωμένη τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας E_{SL} να είναι ίση με την αρχική τιμή αυτού E_0 . Δηλαδή, για μηδενικές τιμές των ερπυστικών συντελεστών ϕ_{cr1} και ϕ_{cr2} πρέπει να ισχύει $E_{SL}/E_0=100\%$.
- ο Όταν οι τιμές των ερπυστικών συντελεστών ϕ_{cr1} και ϕ_{cr2} τείνουν στο άπειρο ο λόγος E_{SL}/E_0 πρέπει να τείνει στο μηδέν.
- ο Ομοίως με την προηγούμενη παράγραφο δεν χρησιμοποιείται ο λόγος ϕ_{cr2}/ϕ_{cr1} , διότι δεν οδηγεί σε ρεαλιστικά αποτελέσματα για χαμηλές τιμές των ερπυστικών συντελεστών και ειδικά σε περιπτώσεις που τείνουν στο μηδέν.

Τελικά, ως ανεξάρτητη μεταβλητή επιλέγεται το γινόμενο των ερπυστικών συντελεστών και του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$, με καθένα εξ αυτών υψωμένο σε ένα εκθέτη. Οι τιμές των εκθετών προέκυψαν ως αποτέλεσμα στατιστικής επεξεργασίας, διαδικασιών βελτιστοποίησης και κριτικής αντιμετώπισης των αποτελεσμάτων. Η τελική μορφή του συντελεστή για την εκτίμηση του λόγου E_{SL}/E_0 , ο οποίος συμβολίζεται με SLF (Simplified Load Factor) είναι:

$$SLF = \left(\frac{\sigma_c}{\rho_{o,m}} \right)^2 \phi_{cr1}^{0.20} \phi_{cr2}^{0.70} \quad (5-25)$$

όπου:

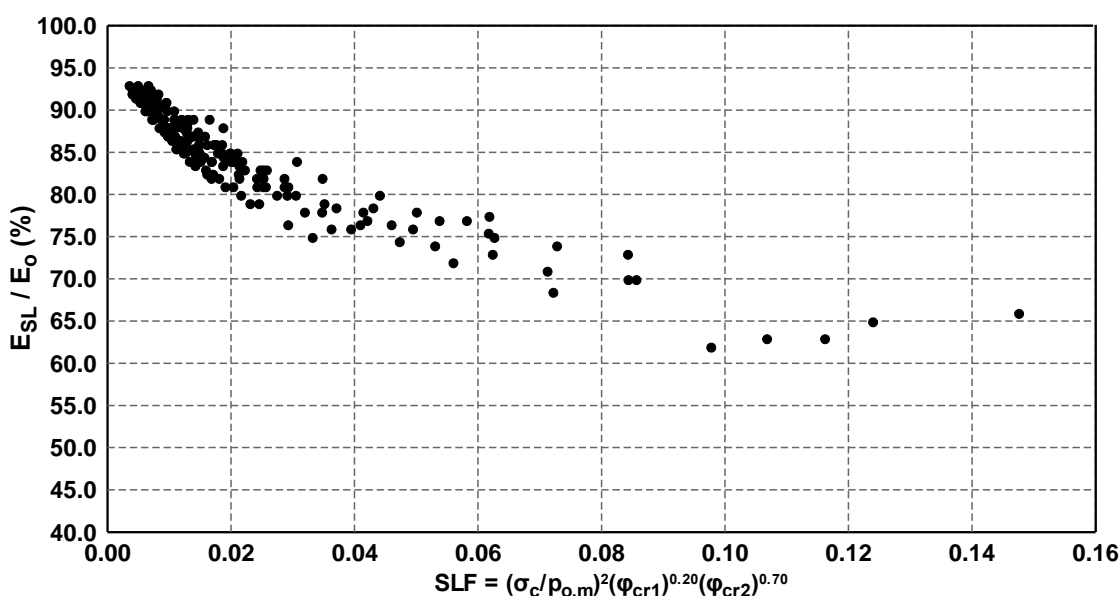
- σ_c : Αντοχή περιβάλλοντος γεωυλικού σε μονοαξονική θλίψη με βάση το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. $\sigma_c=2c \tan(45+\phi/2)$. Στην περίπτωση βραχώδους γεωυλικού χρησιμοποιούνται οι ισοδύναμες παράμετροι της βραχώμαζας.

$\rho_{o,m}$: Μέση γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας, $\rho_o = 0.5(1+K)\gamma H$, όπου γ το ειδικό βάρος του περιβάλλοντος γεωυλικού και H το βάθος διάνοιξης και K ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων.

φ_{cr1} : Ερπυστικός συντελεστής για επίπεδο επιβαλλόμενης έντασης $q/q_f=30\%$.

φ_{cr2} : Ερπυστικός συντελεστής για επίπεδο επιβαλλόμενης έντασης $q/q_f=70\%$.

Ομοίως με το συντελεστή CLF της προηγούμενης παραγράφου ο εκθέτης του συντελεστή φ_{cr2} είναι μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο του φ_{cr1} εξαιτίας της μεγαλύτερης ευαισθησίας των αποτελεσμάτων ως προς το φ_{cr2} . Στο Σχήμα 5.78 είναι εμφανής η μείωση της διασποράς των σημείων όταν απεικονίζονται συναρτήσει του συντελεστή SLF, σε σχέση με το προηγούμενο διάγραμμα, στο οποίο απεικονίζεται συναρτήσει του συντελεστή φ_{cr2} .



Σχήμα 5.78 Κατανομή των τιμών του λόγου E_{SL}/E_o ως προς το συντελεστή SLF.

Κατόπιν μέσω μη-γραμμικής παλινδρόμησης προτείνεται η ακόλουθη εξίσωση για τη συσχέτιση μεταξύ του λόγου E_{SL}/E_o και του συντελεστή SLF (συντελεστής $R^2=89.7\%$)

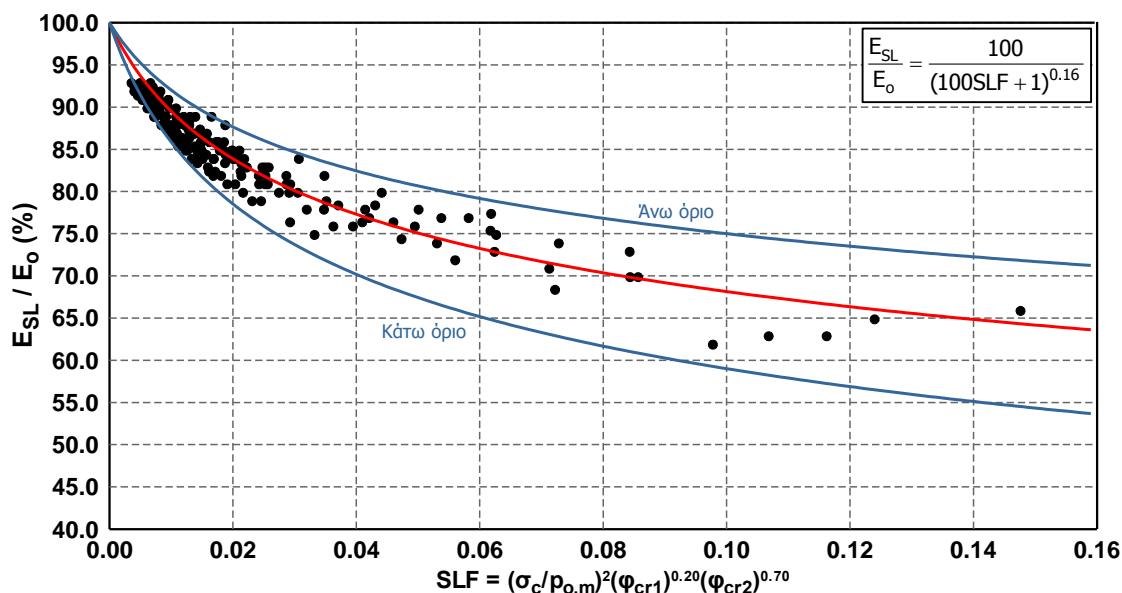
$$\frac{E_{SL}}{E_o} (\%) = \frac{100}{(100SLF + 1)^{0.16}} \quad (5-26)$$

Για τα άνω και κάτω όρια της τιμής του λόγου E_{SL}/E_o χρησιμοποιείται ακριβώς η ίδια μορφή εξίσωσης, αλλάζοντας μόνο τον εκθέτη στον παρονομαστή του κλάσματος:

$$\frac{E_{SL}}{E_o} (\%) = \frac{100}{(100SLF + 1)^{0.12}}, \text{ άνω όριο του λόγου } E_{SL}/E_o \quad (5-27)$$

$$\frac{E_{SL}}{E_o} (\%) = \frac{100}{(100SLF + 1)^{0.22}}, \text{ κάτω όριο του λόγου } E_{SL}/E_o \quad (5-28)$$

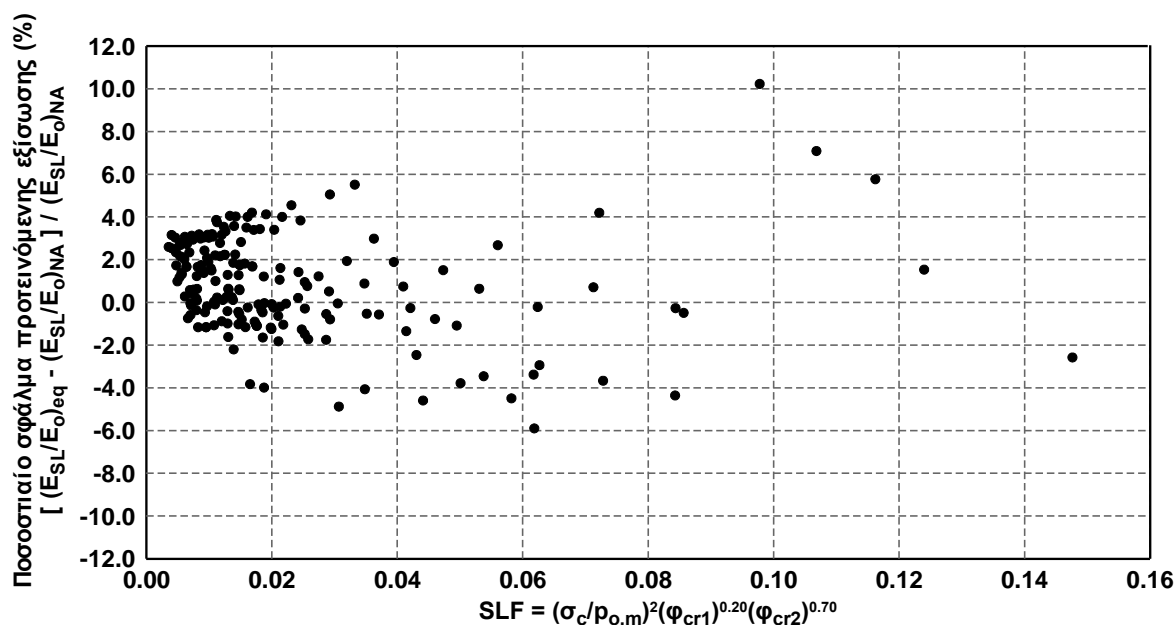
Η γραφική απεικόνιση όλων των παραπάνω εξισώσεων και η σύγκριση τους με τις τιμές που έχουν προκύψει από τις αριθμητικές αναλύσεις φαίνεται στο Σχήμα 4.70.



Σχήμα 5.79 Προτεινόμενη εξίσωση και καμπύλες για την εκτίμηση του λόγου E_{SL}/E_0 ως προς το συντελεστή SLF.

Από τη γραφική απεικόνιση των ποσοστιαίων σφαλμάτων της προτεινόμενης εξίσωσης ως προς τις αρχικές τιμές του λόγου E_{SL}/E_0 από τις αριθμητικές αναλύσεις προκύπτουν οι ακόλουθες παρατηρήσεις:

- ο Η πρακτικά ομοιόμορφη κατανομή των ποσοστιαίων σφαλμάτων αποδεικνύει τη στατιστική ορθότητα της προσέγγισης που έχει υιοθετηθεί.
- ο Το 96.8% ποσοστιαίων σφαλμάτων κυμαίνονται από -5.0% έως 5.0% και το μέγιστο σφάλμα στην εκτίμηση της τιμής του λόγου E_{SL}/E_0 είναι ~10%.



Σχήμα 5.80 Κατανομή ποσοστιαίου σφάλματος της προτεινόμενης εξίσωσης ως συνάρτηση του συντελεστή SLF (NA: η τιμή του λόγου E_{SL}/E_0 όπως υπολογίστηκε από τις αριθμητικές αναλύσεις, eq: η τιμή του λόγου E_{SL}/E_0 όπως υπολογίζεται από την προτεινόμενη εξίσωση).

5.2.10 Σύνοψη

Με βάση τα ποιοτικά και ποσοτικά αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων που παρουσιάστηκαν, τη στατιστική επεξεργασία που ακολούθησε, καθώς και την περιγραφή των μηχανισμών τα πιο σημαντικά συμπεράσματα όσον αφορά στα φορτία της άμεσης υποστήριξης είναι τα ακόλουθα:

- ο Για την ποσοτικοποίηση της ερπυστικής συμπεριφοράς του γεωυλικού προτείνεται η χρησιμοποίηση του ερπυστικού συντελεστή φ_{cr} και του λόγου $t_{50\%}/t_d$.

$$\varphi_{cr} \left(\frac{q}{q_f}, t_d \right) = \frac{\varepsilon_{cr}(t = t_d)}{\left(\frac{q}{q_f} \right) \frac{\sigma_c}{E}} \quad (5-29)$$

- ο Για τη βαθμονόμηση του ερπυστικού προσομοιώματος Singh-Mitchell, με βάση τις παραμέτρους φ_{cr} και $t_{50\%}/t_d$ απαιτούνται δύο τιμές του φ_{cr} για δύο διαφορετικά επίπεδα έντασης (επιλέχθηκαν οι τιμές $q/q_f=30\%$ και 70%), το χρονικό διάστημα μελέτης t_d και η τιμή του λόγου $t_{50\%}/t_d$.
- ο Οι παράμετροι του ερπυστικού προσομοιώματος Singh-Mitchell συσχετίστηκαν με τις προτεινόμενες παραμέτρους μέσω των παρακάτω σχέσεων:

$$\frac{\varepsilon_{cr}(t = t_{50\%})}{\varepsilon_{cr}(t = t_d)} = \frac{1}{2} = \frac{\left(\frac{t_{50\%}}{t_1} \right)^{1-m} - 1}{\left(\frac{t_d}{t_1} \right)^{1-m} - 1} \Rightarrow \left(\frac{t_d}{t_1} \right)^{1-m} - 2 \left(\frac{t_{50\%}}{t_1} \right)^{1-m} + 1 = 0 \quad (5-30)$$

$$a = \frac{\ln \left[\frac{\left(\frac{\varphi_{cr2}}{\varphi_{cr1}} \right) \left(\frac{q}{q_f} \right)_2}{\left(\frac{q}{q_f} \right)_1} \right]}{\left(\frac{q}{q_f} \right)_2 - \left(\frac{q}{q_f} \right)_1} \quad (5-31)$$

$$\ln \left[\frac{\left(\frac{\varphi_{cr2}}{\varphi_{cr1}} \right) \left(\frac{q}{q_f} \right)_2}{\left(\frac{q}{q_f} \right)_1} \right] > 0 \Rightarrow \left(\frac{\varphi_{cr2}}{\varphi_{cr1}} \right) \frac{\left(\frac{q}{q_f} \right)_2}{\left(\frac{q}{q_f} \right)_1} > 1 \Rightarrow \left(\frac{\varphi_{cr2}}{\varphi_{cr1}} \right) > \frac{\left(\frac{q}{q_f} \right)_1}{\left(\frac{q}{q_f} \right)_2}, \text{ για } \left(\frac{q}{q_f} \right)_2 > \left(\frac{q}{q_f} \right)_1 \quad (5-32)$$

- ο Χρησιμοποιώντας αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών ερπυσμού από τις διδακτορικές διατριβές του Debernardi (2008) και του Aristorenas (1987) εκτιμήθηκαν χαρακτηριστικές τιμές των προτεινόμενων παραμέτρων, οι οποίες κατόπιν ελήφθησαν υπόψη για την επιλογή των παραμέτρων στις αριθμητικές αναλύσεις.

- ο Τα φορτία της τελικής επένδυσης λόγω του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωυλικού δεν εκφράζονται απευθείας ως συνάρτηση των γεωτεχνικών και ερπυστικών παραμέτρων, αλλά με τη μορφή του λόγου r_{cr}/r_{FL} (r_{cr} : φορτία τελικής επένδυσης μετά την επιβολή του ερπυσμού και r_{FL} : φορτία τελικής επένδυσης πριν την επιβολή του ερπυσμού). Με τον τρόπο αυτό μειώνεται η ευαισθησία των αποτελεσμάτων ως προς ορισμένες παραδοχές των αναλύσεων (π.χ. μέθοδοι εκτίμησης προσυγκλίσεων) και δίνεται η δυνατότητα χρησιμοποίησης της προτεινόμενης

συσχέτισης σε συνδυασμό με οποιαδήποτε μέθοδο εκτίμησης των φορτίων δίχως επίδραση του ερπυσμού.

- ο Από τις αριθμητικές αναλύσεις προκύπτει ότι η μορφή της κατανομής των ερπυστικών παραμορφώσεων προσεγγίζει σημαντικά τη μορφή της κατανομής των πλαστικών παραμορφώσεων, λόγω του μεγάλου επιπέδου επιβαλλόμενης έντασης ($q/q_f=1.0$). Επίσης, προκύπτει ότι οι τιμές των ερπυστικών παραμορφώσεων δεν φθίνουν μονοτονικά όσο αυξάνεται η απόσταση από τη διατομή εκσκαφής, αλλά αρχικά μειώνονται, φτάνουν μία μέγιστη τιμή και στη συνέχεια φθίνουν ξανά τείνοντας στο μηδέν. Πριν την επιβολή του ερπυσμού έχει ολοκληρωθεί το ελαστοπλαστικό τμήμα της ανάλυσης και έχει διαμορφωθεί η πλαστική ζώνη. Επομένως, στο ξεκίνημα του βήματος του ερπυσμού, όλη η πλαστική ζώνη πρακτικά αναπτύσσει ίσες ερπυστικές παραμορφώσεις, καθώς σε όλο το εύρος της ισχύει $q/q_f=1.00$. Η επιβολή των ερπυστικών παραμορφώσεων, οι οποίες δεν μπορούν να εκδηλωθούν ελεύθερα εξαιτίας του περιορισμού που επιβάλλει η τελική επένδυση, έχει ως αποτέλεσμα αφενός την αύξηση της πίεσης στην τελική επένδυση και αφετέρου την αύξηση της μέσης τάσης (p) στα εδαφικά στοιχεία περί τη διατομή. Αυτό συνεπάγεται αύξηση της οριακής τάσης αστοχίας για τα στοιχεία κοντά στη διατομή, τα οποία τελικά έρπουν με τιμές του λόγου q/q_f μικρότερες από τη μονάδα.
- ο Η επιβολή του ερπυσμού δεν μεταβάλλει τη μορφή της κατανομής των πιέσεων επί της τελικής επένδυσης, αλλά προκαλεί αύξηση των τιμών τους. Μάλιστα, η αύξηση των ερπυστικών παραμέτρων οδηγεί στην ομοιομορφοποίηση των πιέσεων περί τη διατομή, καθώς η απόσταση μεταξύ ελάχιστης και μέγιστης τιμής παραμένει περίπου σταθερή, αλλά αυξάνεται η μέση τιμή της πίεσης.
- ο Οι ερπυστικοί συντελεστές $\varphi_{cr1}(q/q_f=30\%)$ και $\varphi_{cr2}(q/q_f=70\%)$ είναι οι πιο σημαντικές μεταβλητές στον καθορισμό της τιμής του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$. Μάλιστα, η ευαισθησία των αποτελεσμάτων είναι μεγαλύτερη ως προς το συντελεστή φ_{cr2} , καθώς μεταβολή της τιμής αυτού οδηγεί σε ομόσημη μεταβολή των παραμέτρων A και a του προσομοιώματος Singh-Mitchell, ενώ μεταβολή του συντελεστή φ_{cr1} οδηγεί σε ετερόσημη μεταβολή των δύο παραμέτρων.
- ο Βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών, δηλαδή αύξηση του λόγου $\sigma_c/p_{o,m}$, οδηγεί σε μείωση του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$. Επίσης, η τιμή του λόγου εξαρτάται από την τιμή του λόγου E/σ_c , καθώς αύξηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού επηρεάζει σημαντικά τα φορτία πριν την επίδραση του ερπυσμού δίχως να μεταβάλλει σημαντικά την εξέλιξη του ερπυσμού.
- ο Ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων, όπως φάνηκε από τα αντίστοιχα διαγράμματα και τις τιμές των συντελεστών συσχέτισης, δεν επηρεάζει σημαντικά τις τιμές του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$.
- ο Ο συντελεστής που τελικά επιλέχθηκε για την ερμηνεία και την ποσοτικοποίηση του φαινομένου είναι ο συντελεστής CLF, ο οποίος είναι το γινόμενο των ερπυστικών συντελεστών και του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/p_{o,m}$ με καθένα εξ αυτών υψωμένο σε ένα εκθέτη.

$$CLF = \frac{\varphi_{cr1}^{0.20} \varphi_{cr2}^{0.70}}{\left(\frac{\sigma_c}{p_{o,m}} \right)^{1.5}} \quad (5-33)$$

- ο Οι προτεινόμενες σχέσεις για την εκτίμηση του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$, καθώς και του άνω και κάτω ορίου του εύρους διακύμανσής του είναι:

$$\frac{\rho_{cr,m}}{\rho_{FL,m}} = 1 + 0.09CLF^{0.42} \quad (5-34)$$

$$\frac{\rho_{cr,m}}{\rho_{FL,m}} = 1 + 0.115CLF^{0.42}, \text{ άνω όριο του λόγου } \rho_{cr,m}/\rho_{FL,m} \quad (5-35)$$

$$\frac{\rho_{cr,m}}{\rho_{FL,m}} = 1 + 0.075CLF^{0.42}, \text{ κάτω όριο του λόγου } \rho_{cr,m}/\rho_{FL,m} \quad (5-36)$$

- ο Προτείνεται απλοποιημένη μεθοδολογία για την ισοδύναμη επιβολή των φορτίων λόγω ερπυσμού του γεωυλικού στην τελική επένδυση, δίχως τη εκτέλεση αριθμητικής ανάλυσης με προσομοίωση του ερπυσμού. Η μεθοδολογία αυτή βασίζεται στην απομείωση του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού σε μία περιοχή γύρω από τη διατομή της σήραγγας.
- ο Το εύρος της περιοχής απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας επιλέγεται να είναι ίσο με το $\frac{1}{4}$ του εύρους της πλαστικής ζώνης γύρω από τη διατομή με θεώρηση πλήρους αποτόνωσης των τάσεων ($\lambda=1.00$). Πιο συγκεκριμένα, $w_{SL}=\frac{1}{4}w_p=\frac{1}{4}(r_p-R)$ (w_{SL} : εύρος της περιοχής απομείωσης του E , w_p : εύρος πλαστικής ζώνης για πλήρη αποτόνωση των τάσεων, r_p : ακτίνα πλαστικής ζώνης για πλήρη αποτόνωση των τάσεων, R : ακτίνα διατομής εκσκαφής).
- ο Η απομείωση του μέτρου παραμορφωσιμότητας εκφράζεται μέσω του λόγου E_{SL}/E_o , όπου E_{SL} το απομειωμένο και E_o το αρχικό μέτρο παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού. Ο συντελεστής που τελικά επιλέχθηκε για την ερμηνεία και την ποσοτικοποίηση του φαινομένου είναι ο συντελεστής SLF, ο οποίος είναι το γινόμενο των ερπυστικών συντελεστών και του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$, με καθένα εξ αυτών υψωμένο σε ένα εκθέτη.

$$SLF = \left(\frac{\sigma_c}{\rho_{o,m}} \right)^2 \Phi_{cr1}^{0.20} \Phi_{cr2}^{0.70} \quad (5-37)$$

- ο Οι προτεινόμενες σχέσεις για την εκτίμηση του λόγου E_{SL}/E_o , καθώς και του άνω και κάτω ορίου του εύρους διακύμανσής του είναι:

$$\frac{E_{SL}}{E_o} (\%) = \frac{100}{(100SLF + 1)^{0.16}} \quad (5-38)$$

$$\frac{E_{SL}}{E_o} (\%) = \frac{100}{(100SLF + 1)^{0.12}}, \text{ άνω όριο του λόγου } E_{SL}/E_o \quad (5-39)$$

$$\frac{E_{SL}}{E_o} (\%) = \frac{100}{(100SLF + 1)^{0.22}}, \text{ κάτω όριο του λόγου } E_{SL}/E_o \quad (5-40)$$

6

ΑΝΑΣΤΡΟΦΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Στον επιστημονικό χώρο της μηχανικής των σηράγγων, αλλά και γενικότερα στο πεδίο της γεωτεχνικής μηχανικής η διαδικασία των ανάστροφων αναλύσεων συνιστά αναπόσπαστο κομμάτι τόσο στο πεδίο της εφαρμογής όσο και στο πεδίο της έρευνας. Η πολυπλοκότητα των υπό μελέτη φαινομένων, η έντονη ανομοιογένεια και ανισοτροπία των υλικών, η αβεβαιότητα στις παραμέτρους των υλικών, καθώς και η περιορισμένη πολλές φορές γνώση για τη συμπεριφορά τους δημιουργούν την ανάγκη για συνεχή έλεγχο, βαθμονόμηση και αξιολόγηση των μεθόδων που χρησιμοποιούνται σε όλες τις φάσεις των υπολογισμών, από τη γεωτεχνική αξιολόγηση μέχρι το σχεδιασμό. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιούνται τα αποτελέσματα πειραματικών δοκιμών, αλλά και τα αποτελέσματα από τα «πειράματα μεγάλης κλίμακας», τα οποία είναι τα πραγματικά έργα που κατασκευάζονται.

Στις ανάστροφες αναλύσεις ακολουθώντας την «ανάστροφη διαδρομή», θεωρώντας, δηλαδή, τα συνήθη δεδομένα ως ζητούμενα και τα συνήθη ζητούμενα ως δεδομένα, είναι δυνατή η αξιολόγηση όλων των προσομοιωμάτων και μεθοδολογιών που έχουν χρησιμοποιηθεί. Πιο συγκεκριμένα, στην περίπτωση των σηράγγων, είτε κατά τη διάρκεια είτε μετά το πέρας της κατασκευής με βάση μετρήσεις από όργανα παρακολούθησης (ενδεικτικά αναφέρονται οπτικοί στόχοι, κυψέλες φορτίου, πιεζόμετρα, κλισιόμετρα, ρωγμόμετρα) μπορούν να προκύψουν χρήσιμα συμπεράσματα για:

- ο Τις τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων που ελήφθησαν κατά τη μελέτη.
- ο Την αξιολόγηση των καταστατικών προσομοιωμάτων και των κριτηρίων αστοχίας που χρησιμοποιούνται.
- ο Την ποιότητα της προσομοίωσης του φαινομένου από το αριθμητικό μοντέλο που έχει υιοθετηθεί.

Στο σημείο αυτό επισημαίνεται ότι η διαδικασία των ανάστροφων αναλύσεων είναι ουσιαστικά ισοδύναμη με την επίλυση ενός συστήματος, στο οποίο ο αριθμός των εξισώσεων είναι μικρότερος από τον αριθμό των αγνώστων, έχει συνεπώς άπειρες λύσεις. Επομένως, κάποιες από τις προς διερεύνηση παραμέτρους πρέπει από το ξεκίνημα της διαδικασίας να θεωρηθούν ως δεδομένες, με βάση την κρίση του μηχανικού και κατόπιν, μέσω της υπολογιστικής διαδικασίας να προκύψουν συμπεράσματα για τις υπόλοιπες. Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο παρουσιάζονται δύο ανάστροφες αναλύσεις:

- ο **Σήραγγα Ανθοχωρίου στην Εγνατία Οδό**. Προσομοίωση της διαδικασίας διάνοιξης και της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Σκοπός των συγκεκριμένων αναλύσεων είναι να φανεί η επίδραση του βραχυχρόνιου ερπυσμού και να περιγραφεί μια

διαδικασία για την ποσοτικοποίηση των ερπυστικών παραμέτρων του περιβάλλοντος γεωυλικού με βάση τις μετρήσεις συγκλίσεων κατά την κατασκευή.

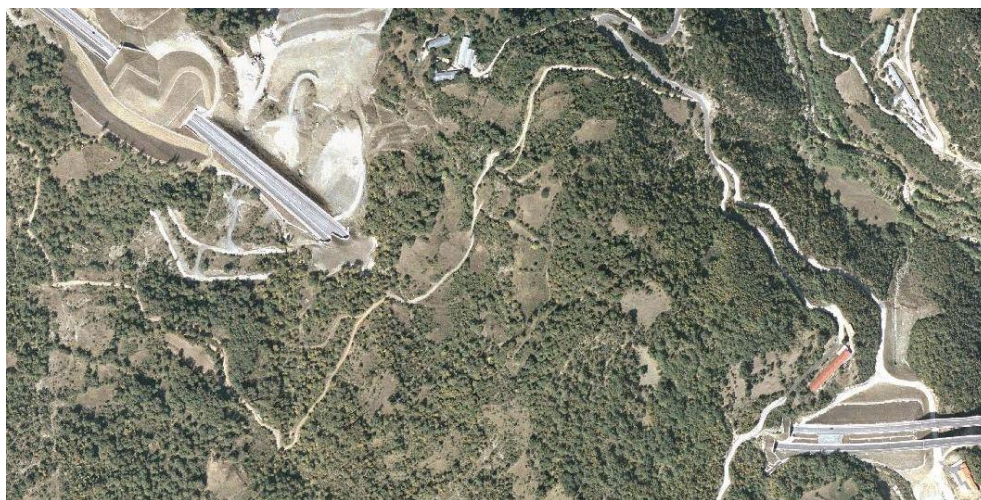
- ο **Σήραγγα διπλής τροχιάς πριν από το Σταθμό Περιστερίου του Αττικό Μετρό.** Προσομοίωση της διάνοιξης σήραγγας σε αστικό περιβάλλον μέσω τριδιάστατων αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία. Σκοπός των αναλύσεων αυτών ήταν η χρησιμοποίηση των μετρήσεων φορτίων σε κυψέλες πίεσης για την εκτίμηση των γεωτεχνικών παραμέτρων των γεωυλικών στην περιοχή διάνοιξης, καθώς και η αξιολόγηση των αριθμητικών αναλύσεων και των προτεινόμενων διαγραμμάτων στο πλαίσιο της διατριβής με πραγματικά δεδομένα. Η συγκεκριμένη διαδικασία κρίνεται ως ιδιαίτερα ενδιαφέρουσα, καθώς καταδεικνύει την αποτελεσματικότητα και τη χρησιμότητα των μετρήσεων πιέσεων για την εκτέλεση ανάστροφων αναλύσεων, ειδικά σε περιπτώσεις ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών, όπου οι καθιζήσεις είναι ιδιαίτερος μικρές και δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν.

6.1 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΕΡΠΥΣΤΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ ΜΕΣΩ ΑΝΑΣΤΡΟΦΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΗ ΣΗΡΑΓΓΑ ΑΝΘΟΧΩΡΙΟΥ ΤΗΣ ΕΓΝΑΤΙΑΣ ΟΔΟΥ

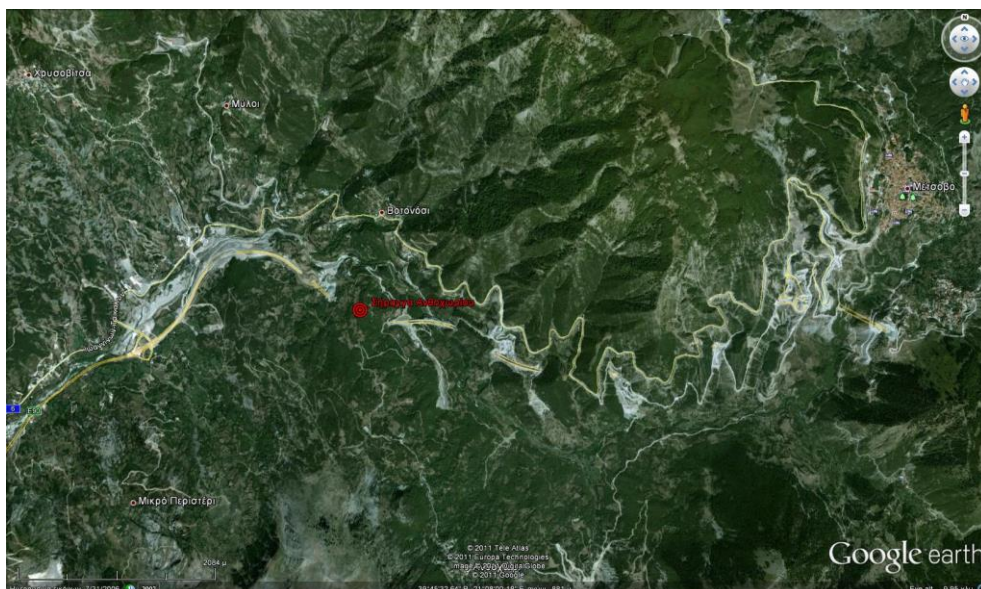
Στην περίπτωση διάνοιξης σηράγγων εντός ασθενών γεωυλικών οι αναπτυσσόμενες συγκλίσεις είναι πιθανό να οφείλονται τόσο στην προχώρηση του μετώπου (χωρική συνιστώσα) όσο και σε χρονικά εξαρτημένα φαινόμενα (χρονική συνιστώσα), όπως είναι ο ερπυσμός του γεωυλικού (Pan & Dong, 1991a; Sulem et al., 1987b). Στην περίπτωση αυτή η εκτίμηση των ερπυστικών παραμέτρων του γεωυλικού είναι σημαντική για τη βελτιστοποίηση του σχεδιασμού της άμεσης υποστήριξης και της τελικής επένδυσης. Εφόσον πειράματα ερπυσμού συνήθως δεν εκτελούνται κατά τη φάση του σχεδιασμού, οι ανάστροφες αναλύσεις με βάση τις μετρήσεις των συγκλίσεων ή/και των πιέσεων επί του κελύφους της άμεσης υποστήριξης κατά την κατασκευή συνιστούν ένα χρήσιμο εργαλείο. Η σημασία των ανάστροφων αναλύσεων αυξάνεται στην περίπτωση χαοτικών και έντονα διατμημένων βραχομαζών, καθώς τις περισσότερες φορές είναι δύσκολο έως πρακτικά αδύνατο να μορφωθούν δοκίμια άρρηκτου βράχου (Marinos et al., 2006). Ο διαχωρισμός αναπτυσσομένων συγκλίσεων στη χωρική και τη χρονική συνιστώσα τους είναι μία σύνθετη διαδικασία εξαιτίας της σημαντικής μη γραμμικότητας του φαινομένου. Στη βιβλιογραφία έχουν παρουσιαστεί προσεγγίσεις βασιζόμενες σε στατιστικές (Kontogianni et al., 2006) και αναλυτικές (ενδεικτικά αναφέρονται Pan & Dong, 1991b; Sulem et al., 1987a; Fahimiifar et al., 2010, Nomikos et al., 2011) μεθόδους, οι οποίες, όμως, εξαιτίας των παραδοχών ή/και των περιορισμών τους μπορούν να θεωρηθούν εφαρμόσιμες μόνο σε σήραγγες μονού κλάδου, σχεδόν κυκλικής διατομής, με απλή διατομή υποστήριξης και κατασκευαστική αλληλουχία. Επομένως, στο συγκεκριμένο κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαδικασία εκτίμησης των γεωτεχνικών παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας, καθώς και των ερπυστικών παραμέτρων του περιβάλλοντος γεωυλικού της σήραγγας Ανθοχωρίου μέσω ανάστροφων αριθμητικών αναλύσεων, στις οποίες γίνεται πλήρης προσομοίωση της κατασκευαστικής αλληλουχίας. Επιμέρους τμήμα των αναλύσεων που παρουσιάζονται στο συγκεκριμένο κεφάλαιο έχει δημοσιευτεί από τους Fortsakis & Kanvadas (2009). Κλείνοντας αξίζει να αναφερθούν και ορισμένες άλλες περιπτώσεις σηράγγων στον ελληνικό χώρο που παρουσίασαν μεγάλες συγκλίσεις με εμφανή το ρόλο της χρονικής συνιστώσας: σήραγγα Δρίσκου στην Εγνατία Οδό (Marinos et al., 2006), σήραγγα Τυμφρηστού (Tsatsanifos et al., 2000) και σήραγγα Καλλιδρομου (Diasakos et al., 2010).

6.1.1 Στοιχεία για τη σήραγγα Ανθοχωρίου

Η σήραγγα Ανθοχωρίου ανήκει στην Εγνατία Οδό και αποτελεί μία από τις πιο ενδιαφέρουσες περιπτώσεις διάνοιξης σηράγγων μέχρι σήμερα στον ελληνικό χώρο εξαιτίας του ιδιαίτερου γεωλογικού και τεκτονικού καθεστώτος της περιοχής, των προβλημάτων που αντιμετωπίστηκαν στη φάση της εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης και των προσεγγίσεων που υιοθετήθηκαν για την επίλυση τους. Εντάσσεται στο τμήμα 3.2 (Ανθοχώρι - Α/Κ Μετσόβου) της Εγνατίας Οδού, βρίσκεται μεταξύ των χωριών Βοτονοσίου και Ανθοχωρίου στην περιοχή της Ηπείρου, απέχει περίπου 10km από το Μέτσοβο και ενώνεται με τη σήραγγα Βοτονοσίου μέσω της γέφυρας Βοτονοσίου. Στις ακόλουθες εικόνες παρουσιάζεται η ευρύτερη περιοχή της σήραγγας μέσω φωτογραφιών από το λογισμικό Google Earth και από τον ιστότοπο της Κτηματολόγιο Α.Ε. (www.ktimatologio.gr).



Εικόνα 6.1 Αεροφωτογραφία της περιοχής της σήραγγας Ανθοχωρίου (Ιστότοπος www.ktimatologio.gr, Περίοδος φωτοληψίας: 2007-2009).



Εικόνα 6.2 Αεροφωτογραφία της περιοχής της σήραγγας Ανθοχωρίου (Λογισμικό Google Earth, Ημερομηνία φωτογραφίας: 09/12/2004).

Πρόκειται για σήραγγα πεταλοειδούς διατομής, με δύο κλάδους, με μία συνδετήρια σήραγγα περίπου 200m από την πλευρά της εισόδου. Το συνολικό μήκος του υπογείου τμήματος είναι περίπου 710m

(μήκος Αριστερού Κλάδου: 706m και μήκος Δεξιού Κλάδου: 717m), η απόσταση των δύο κλάδων παραμένει πρακτικά σταθερή ~25.0m και το μέγιστο ύψος υπερκειμένων είναι περίπου 90.0m. Ο άξονας της σήραγγας έχει γενική διεύθυνση ΔΒΔ-ΑΝΑ, αναπτύσσεται οριζοντιογραφικά σε καμπύλα τμήματα και η κατά μήκος κλίση της ερυθράς είναι της τάξεως του 5%.



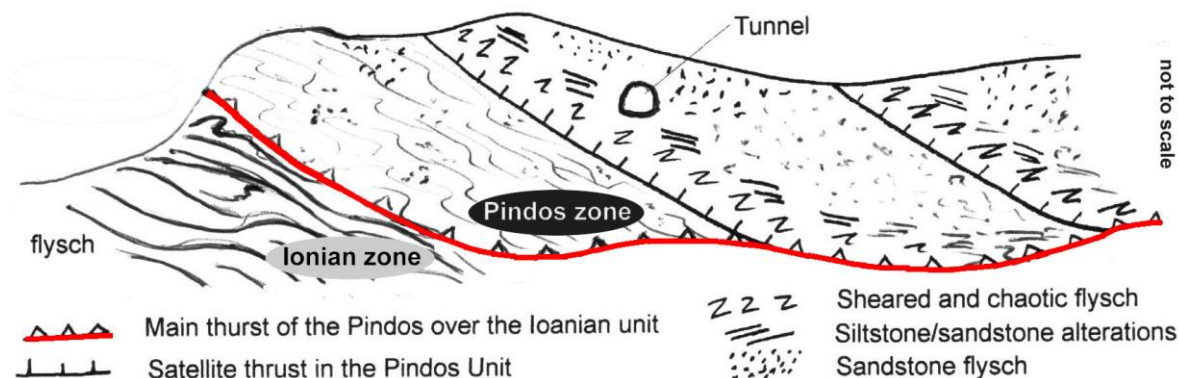
Εικόνα 6.3 Προοπτική απεικόνιση της περιοχής της σήραγγας Ανθοχωρίου (Λογισμικό Google Earth, Ημερομηνία φωτογραφίας: 09/12/2004).



Εικόνα 6.4 Άποψη της εισόδου της σήραγγας Ανθοχωρίου κατά τη φάση της εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης (Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Μαρίνος et al., 2010).

6.1.1.1 Γεωλογικά - Γεωτεχνικά στοιχεία⁶

Η σήραγγα Ανθοχωρίου διανοίχθηκε εντός του σχηματισμού του Πινδικού φλύσχη, ο οποίος στην ευρύτερη περιοχή αποτελείται, από κάτω προς τα πάνω, από μια ερυθρή ηλιτική ζώνη πάχους 60m περίπου, ακολουθεί μία ζώνη εναλλαγών ψαμμιτικών και ιλυολιθικών στρωμάτων πάχους 50m και στη συνέχεια η στρωματογραφική κολώνα της περιοχής κλείνει με μία ζώνη παχυστρωματώδων ψαμμιτών με πάχος μεγαλύτερο από 200m. Συχνά παρατηρούνται λεπιώσεις και επιπευτικά ανάστροφα ρήγματα ακόμη και εντός του σχηματισμού των παχυστρωματώδων ψαμμιτών, τα οποία δεν είναι πάντοτε σαφή. Ο φλύσχος της ενότητας της Πίνδου είναι επωθημένος πάνω στο φλύσχη της Ιόνιας ενότητας. Η επώθηση είναι αποτέλεσμα ενός μεγάλου συμπιεστικού γεγονότος του Τριτογενούς (Άνω Ηώκαινο - Άνω Μειόκαινο), κατά το οποίο μετακινήθηκε ο Πινδικός φλύσχος τεκτονικά από ΑΒΑ προς ΔΝΔ και τοποθετήθηκε πάνω στα ιζήματα των ενοτήτων Γαβρόβου και εσωτερικής Ιονίου. Σχηματικά η θέση της σήραγγας ως προς την επώθηση του Πινδικού φλύσχη επί του Ιονίου παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 6.1 Γεωλογικό καθεστώς στην ευρύτερη περιοχή της σήραγγας Ανθοχωρίου (Marinos & Hoek, 2001b).

Πιο συγκεκριμένα οι σχηματισμοί που εντοπίστηκαν στη ζώνη διέλευσης του έργου ήταν οι εξής:

- ο **Παχυστρωματώδεις ψαμμίτες**. Ο σχηματισμός αυτός αποτελείται κυρίως από στρώσεις ψαμμίτη μέγιστου πάχους 2.00m, οι οποίοι είναι γκριζου χρώματος, λεπτόκοκκοι έως μεσόκοκκοι. Μεταξύ των πάγκων των ψαμμιτών παρεμβάλλονται ιλυολιθικές ενδιστρώσεις ή και ιλυολιθικές στρώσεις σημαντικού πάχους. Ο τεκτονισμός τους είναι μέτριος έως έντονος με χαρακτηριστικές ζώνες διάτμησης σε διάφορα βάθη που συνήθως σχετίζονται με την παρουσία των ιλυολιθικών ενδιστρώσεων.
- ο **Ερυθροπηλίτες**. Ο σχηματισμός αποτελείται από ιλυόλιθους τεφρού και ερυθρού χρώματος. Σε ορισμένα σημεία παρεμβάλλονται λεπτές ψαμμιτικές στρώσεις. Οι ερυθροπηλίτες παρουσιάζονται τοπικά έντονα τεκτονισμένοι.
- ο **Εναλλαγές λεπτοστρωματώδων έως μεσοστρωματώδων ψαμμιτών και ιλυολιθών**. Αποτελείται από τεφρούς λεπτόκοκκους ψαμμίτες και τεφρούς ιλυόλιθους. Ο τεκτονισμός του σχηματισμού είναι μέτριος έως έντονος.

⁶ Τα στοιχεία της συγκεκριμένης παραγράφου προέρχονται κυρίως από τη γεωλογική μελέτη της σήραγγας Ανθοχωρίου: «Γεωλογική / Γεωτεχνική μελέτη. Τμήμα 3.2. από Ανθοχώρι έως Ανήλιο της Εγνατίας Οδού. Παρασκευάς Παντζαρτζής. Μάρτιος 2000». Στο πλαίσιο της μελέτης εκτελέστηκαν είκοσι (20) γεωτρήσεις συνολικού μήκους ~1260.0m.

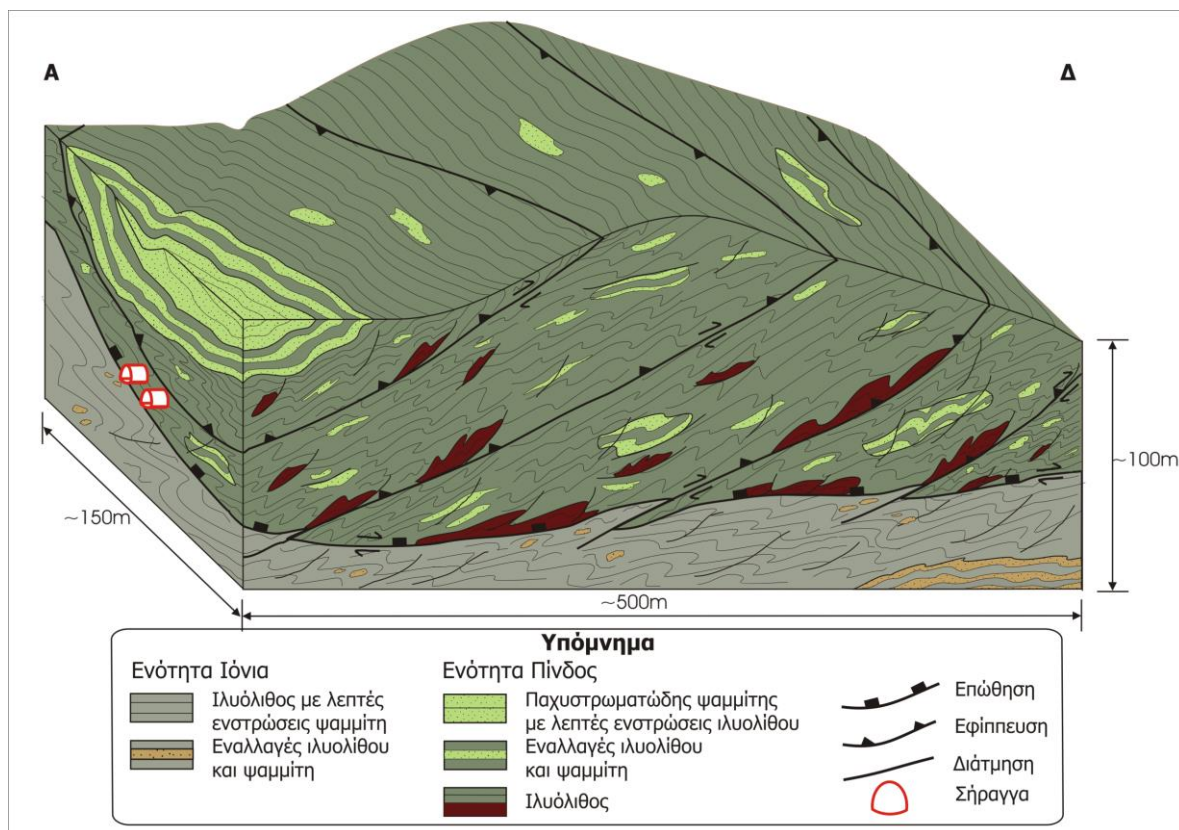
- ο **Υλικά επώθησης**. Η δημιουργία του συγκεκριμένου σχηματισμού οφείλεται στην επώθηση της ενότητας της Πίνδου πάνω στην Ιόνια. Αποτελείται από γκριζοπράσινους ή ερυθρούς κατακερματισμένους ιλυολίθους και τεμάχια ψαμμιτών, ασβεστολίθων, αργιλικών σχιστολίθων διαφόρων διαστάσεων. Σε ορισμένα τμήματα η ιλυολιθική μάζα απουσιάζει και παρατηρούνται ακανόνιστες εναλλαγές στρωμάτων μικρού πάχους ψαμμιτών, ιλυολίθων, αργιλικών σχιστολίθων και ασβεστολίθων. Ο σχηματισμός έχει υποστεί έντονη τεκτονική καταπόνηση, γεγονός το οποίο φαίνεται από τη συχνή παρουσία σπλιγνών επιφανειών διάτμησης και μυλωνιτίωσης. Σημειώνεται ότι παρά τον έντονο κερματισμό των πετρωμάτων παρουσιάζει ιδιαίτερα μεγάλες τιμές του δείκτη RQD (pseudoRQD).
- ο **Σχηματισμός χαλαρής δομής**. Αποτελείται από τεμάχια αποσαθρωμένου ψαμμίτη και ιλυολίθου με αμμοαργιλώδες υλικό. Τοπικά εμφανίζονται επιφανειακοί ερπυσμοί και εδαφικές θραύσεις μικρής έκτασης και αμελητέας σημασίας για τη σήραγγα.
- ο **Υλικά κατολισθήσεων**. Ο σχηματισμός αυτός αποτελείται από καστανοπράσινα υλικά αργιλοϊλυώδους σύστασης με διάσπαρτες λατύπες. Έχει χαλαρή δομή και τοπικά παρουσιάζονται επιφανειακός ερπυσμός και εδαφικές θραύσεις.
- ο **Υλικά μανδύα αποσάθρωσης**. Ο σχηματισμός αυτός αποτελείται από καστανοπράσινα αμμοϊλυώδη υλικά με ψαμμιτικά και ιλυολιθικά τεμάχια. Το μέγιστο πάχος του είναι περίπου 11.50m.

Τελικά, με βάση τα δεδομένα από την κατασκευή της σήραγγας, στο μεγαλύτερο τμήμα η διάνοιξη πραγματοποιήθηκε εντός των υλικών επώθησης (χαστικό μίγμα αποτελούμενο από έντονα διατμημένους ιλυολίθους και διάσπαρτα τεμάχια ψαμμίτη εντός της ιλυολιθικής μάζας, δίχως συνεχή ανάπτυξη), τα οποία σε συνδυασμό με το βάθος διάνοιξης οδήγησαν σε συνθήκες σύνθλιψης και τελικά στη ανάπτυξη εκτεταμένων συγκλίσεων και αστοχιών της άμεσης υποστήριξης όπως περιγράφεται στη συνέχεια. Στην Εικόνα 6.5 παρουσιάζεται χαρακτηριστική εμφάνιση του διατμημένου ιλυολίθου, όπως συναντήθηκε κατά την εκσκαφή της σήραγγας.



Εικόνα 6.5 Χαρακτηριστική εμφάνιση τεκτονικά διατμημένου ιλυολίθου με χαστική δομή στη σήραγγα Ανθοχωρίου. (Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010).

Όλα τα παραπάνω συνοψίζονται στην εκτίμηση των Marinós et al. (2006) και Μαρίνος (2007) για το τριδιάστατο γεωλογικό προσομοίωμα, της ευρύτερης περιοχής της σήραγγας Ανθοχωρίου, στο οποίο διακρίνεται η επώθηση, καθώς και οι προαναφερθέντες γεωλογικοί σχηματισμοί. Για τη δημιουργία του προσομοιώματος έχουν ληφθεί υπόψη στοιχεία από τις γεωλογικές μελέτες της σήραγγας, τις γεωτεχνικές έρευνες, τη γεωτεχνική αξιολόγηση, όλες τις μελέτες άμεσης υποστήριξης, στοιχεία από την κατασκευή (χαρτογραφήσεις μετώπου, καταγραφές καταπτώσεων, εισροών κ.τ.λ.), καθώς και στοιχεία από επί τόπου αυτοψίες.



Σχήμα 6.2 Εκτίμηση του τριδιάστατου γεωλογικού προσομοιώματος της ευρύτερης περιοχής της σήραγγας Ανθοχωρίου (Marinós et al., 2006; Μαρίνος, 2007).

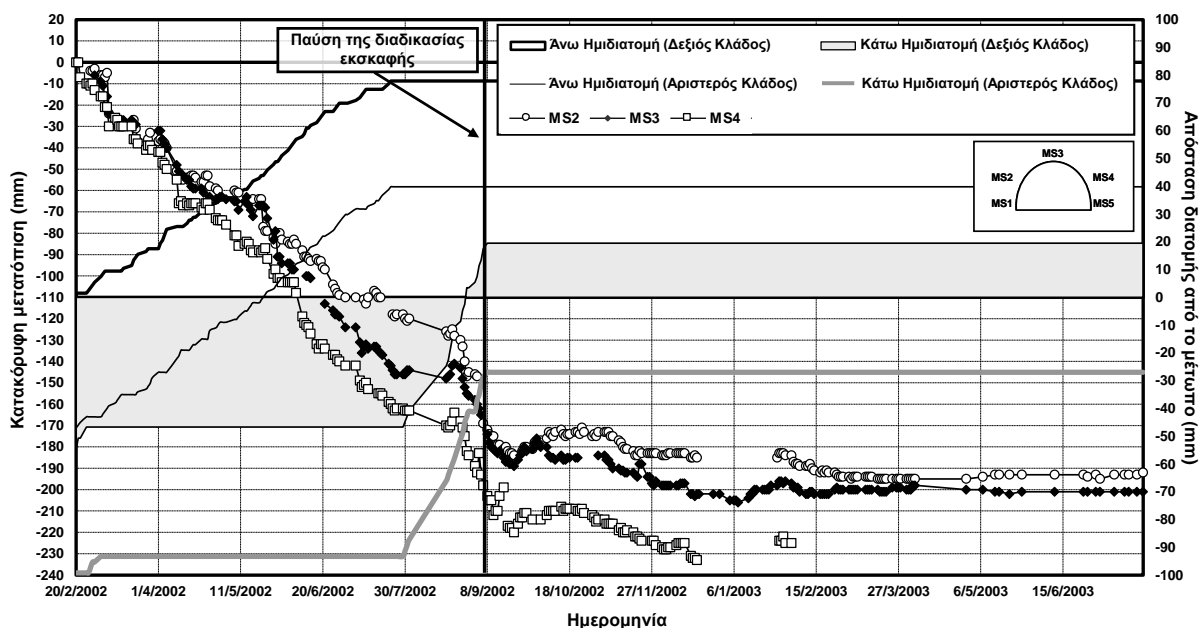
6.1.1.2 Ιστορικό

Στην αρχική μελέτη εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης της σήραγγας Ανθοχωρίου προβλέπονταν πέντε διατομές άμεσης υποστήριξης ανάλογα με την κατηγορία βραχώμαζας που απαντάται. Οι εργασίες εκσκαφής στα στόμια ξεκίνησαν το χειμώνα του 2000 και ακολούθησαν οι εργασίες της υπόγειας διάνοιξης. Οι δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες που απαντήθηκαν από τα πρώτα μέτρα εκσκαφής οδήγησαν στην υιοθέτηση της πιο βαριάς διατομής που προβλέπονταν από τη μελέτη, καθώς και παραλλαγές αυτής. Η ανάπτυξη σημαντικών μετακινήσεων και η εμφάνιση ρωγματώσεων οδήγησαν στην εφαρμογή πρόσθετων μέτρων σε ορισμένα τμήματα.

Τον Μάιο του 2001 ξεκίνησε νέα μελέτη για το επανασχεδιασμό των διατομών άμεσης υποστήριξης. Στο ενδιάμεσο χρονικό διάστημα μέχρι την ολοκλήρωση της μελέτης η διάνοιξη συνεχίστηκε υιοθετώντας ορισμένες τροποποιήσεις στις αρχικές διατομές άμεσης υποστήριξης. Στη μελέτη επανασχεδιασμού προβλέπονταν τρεις κατηγορίες διατομών άμεσης υποστήριξης (N1, N2, N3) με

βασικά στοιχεία: κελύφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους ~30cm, μεταλλικά πλαίσια Lattice Girder, αγκύρια, ελαφρές δοκούς προπορείας μήκους 6.00m.

Οι νέες μελέτες ξεκίνησαν να εφαρμόζονται το Μάρτιο του 2002, χωρίς, όμως, να οδηγήσουν στην πλήρη επίλυση των προβλημάτων. Η συνεχιζόμενη αύξηση των συγκλίσεων (Σχήμα 6.3) και οι αστοχίες του κελύφους (Εικόνα 6.6) οδήγησαν το Σεπτέμβριο του 2002 στην απόφαση να επανεπιχωθεί ένα τμήμα της σήραγγας μήκους περίπου 70.0m για το περιορισμό των συγκλίσεων. Πριν την έναρξη της επανεπιχώσης πραγματοποιήθηκε διερευνητική τομή στον πυθμένα του Αριστερού Κλάδου, ώστε να διαπιστωθεί η κατάσταση του τελικού ανάστροφου τόξου, το οποίο βρέθηκε έντονα ρωγματωμένο.

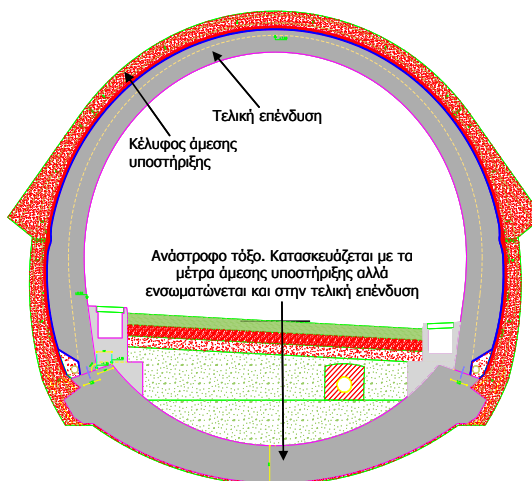


Σχήμα 6.3 Μετρήσεις κατακόρυφων μετατοπίσεων κατά τη φάση κατασκευής της σήραγγας Ανθοχωρίου στο σταθμό μέτρησης στη Χ.Θ. 5+465.650 του Νότιου Κλάδου (Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Μαρίνος et al., 2010). Στο διάγραμμα παρουσιάζεται η χρονική εξέλιξη των μετατοπίσεων, καθώς και η προχώρηση των φάσεων εκσκαφής και των δύο κλάδων. Επισημαίνεται ότι με βάση τη σύμβαση της Εγνατίας Οδού ο Νότιος Κλάδος είναι ο Δεξιός, καθώς οι κλάδοι ονομάζονται με θεώρηση φοράς από Δύση προς Ανατολή.



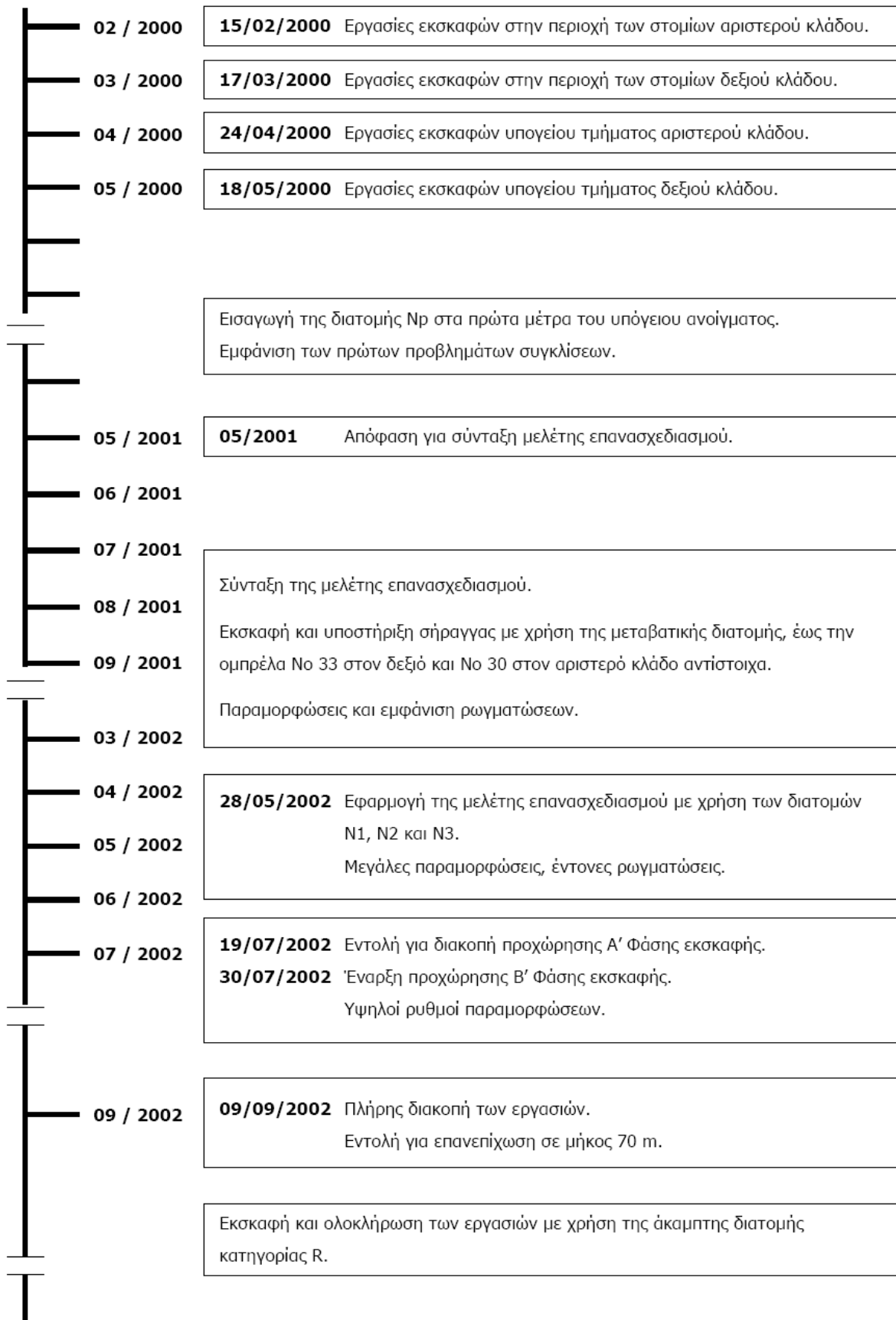
Εικόνα 6.6 Αστοχία των πλαισίων Lattice Girder στη σήραγγα Ανθοχωρίου λόγω υπερφόρτισης του κελύφους της υποστήριξης (Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Μαρίνος et al., 2010).

Τελικά, η διάνοιξη ολοκληρώθηκε με την εφαρμογή της διατομής R που προτάθηκε από μία νέα μελέτη εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης, η οποία έπρεπε να αντιμετωπίσει αποτελεσματικά τις υψηλές απαιτήσεις πιέσεων, σε ένα ήδη αποδιοργανωμένο και διαταραγμένο γεωλικό. Με βάση τη διατομή αυτή προβλεπόταν μικρό βήμα προχώρησης, τοποθέτηση αγκυρίων σε όλη την περίμετρο, χρήση έντονα δύσκαμπτου πλαισίου HEA240 και τοποθέτηση δοκών προπορείας και αγκυρίων fibreglass στο μέτωπο. Χαρακτηριστική είναι η εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος συνολικού πάχους 50cm στη διατομή, καθώς και έγχυτου σκυροδέματος πάχους 1.00m στον πυθμένα, το οποίο χρησιμοποιήθηκε και ως στοιχείο της τελικής επένδυσης, αυξάνοντας την δυσκαμψία της διατομής.

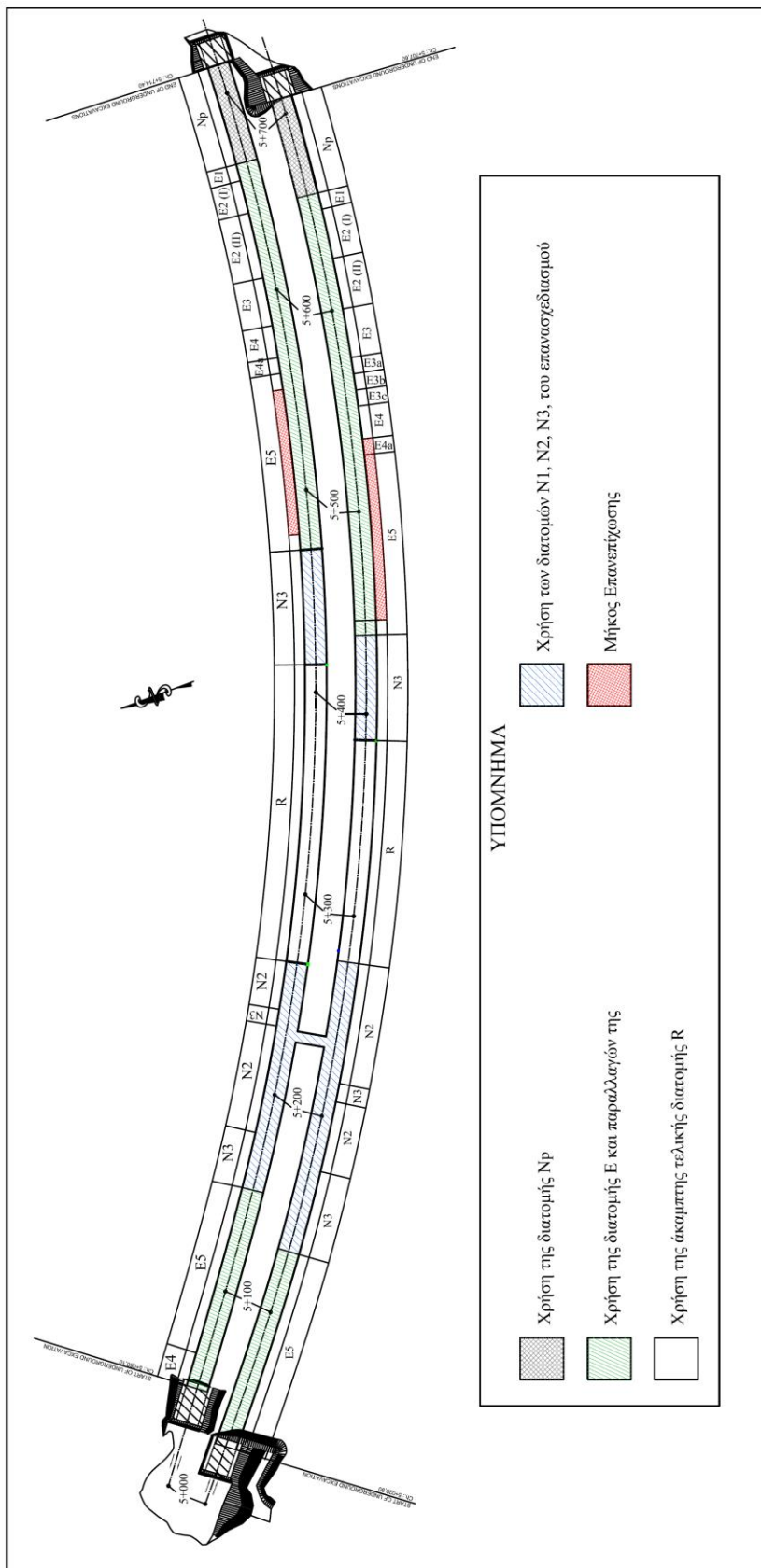


Σχήμα 6.4 Διατομή R με την οποία ολοκληρώθηκε η διάνοιξη της σήραγγας Ανθοχωρίου (Πηγή: TIAS, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Μαρίνος et al., 2010).

Στο Σχήμα 6.5 απεικονίζεται η αλληλουχία των φάσεων μελέτης, κατασκευής και αστοχιών στη σήραγγα Ανθοχωρίου, ενώ στο Σχήμα 6.6 παρατίθεται μία κάτοψη της σήραγγας στην οποία διακρίνονται οι διατομές που εφαρμόστηκαν ανά τμήμα, καθώς και το τμήμα που επανεπιχώθηκε με βάση στοιχεία από τον Φεβρουάριο του 2004.



Σχήμα 6.5 Περιγραφή της αλληλουχίας των διαδικασιών κατά την κατασκευή της σήραγγας Ανθοχωρίου (Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010).



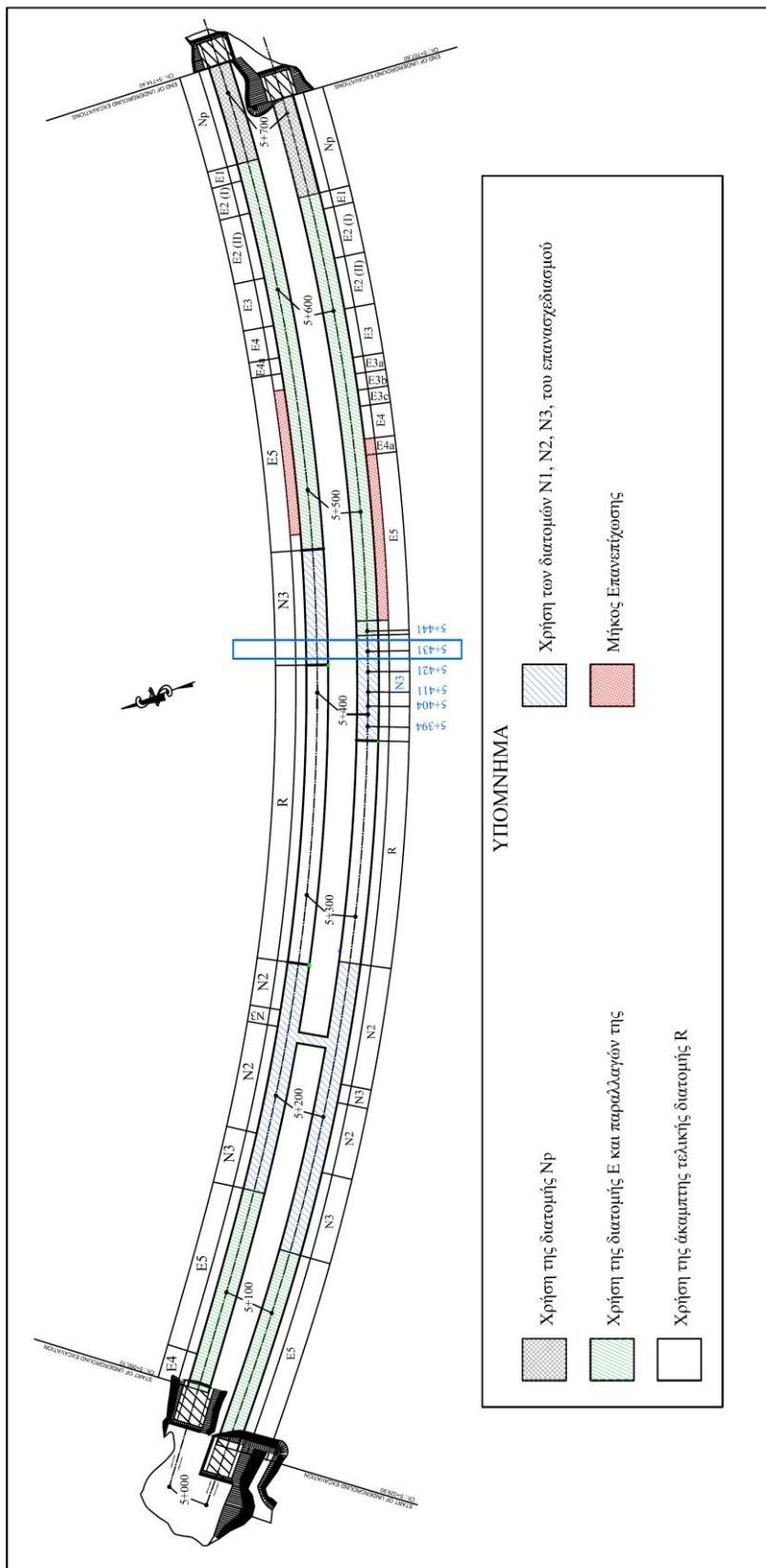
Σχήμα 6.6 Απεικόνιση των εργασιών και των διατομών άμεσης υποστήριξης στη σήραγγα Ανθοχωρίου. Ημερομηνία τελευταίας ενημέρωσης συγκεκριμένου σχεδίου: 05/02/2004. Η διάνοιξη πραγματοποιήθηκε συγχρόνως και από τα δύο μέτωπα (Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010).

6.1.2 Περιγραφή αριθμητικών αναλύσεων

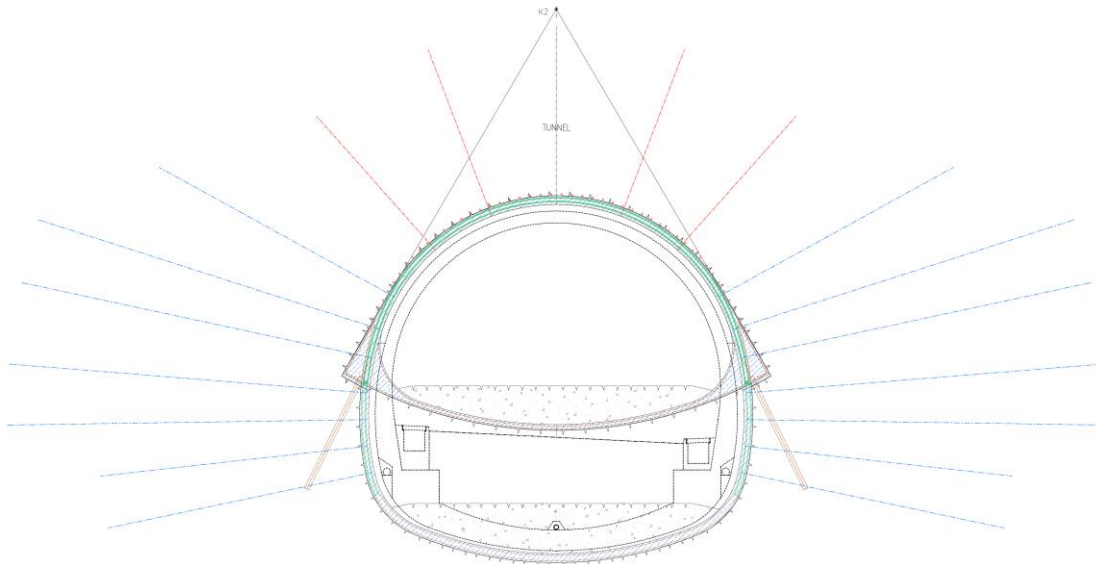
Σκοπός των ανάστροφων αναλύσεων είναι να φανεί η επίδραση του βραχυχρόνιου ερπυσμού κατά τη διάνοιξη της σήραγγας Ανθοχωρίου και η εκτίμηση ενός εύλογου εύρους για τις γεωτεχνικές παραμέτρους αντοχής και παραμορφωσιμότητας, καθώς και για τις ερπυστικές παραμέτρους της περιβάλλουσας βραχώμαζας με βάση τις διαθέσιμες μετρήσεις συγκλίσεων από την κατασκευή της σήραγγας (δεν πραγματοποιήθηκαν μετρήσεις πιέσεων επί της άμεσης υποστήριξης και μετρήσεις φορτίων στα αγκύρια). Τα κριτήρια επιλογής της διατομής που χρησιμοποιήθηκε στις ανάστροφες αναλύσεις ήταν τα ακόλουθα:

- ο **Αξιόπιστα δεδομένα για τη διατομή άμεσης υποστήριξης.** Εξαιτίας του μεγάλου πλήθους των διατομών που εφαρμόστηκαν, καθώς και των διαφορετικών μελετών εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης, δεν υπήρχε επαρκής πληρότητα δεδομένων για το σύνολο των διατομών που εφαρμόστηκαν. Επομένως, η αξιοπιστία των δεδομένων όσον αφορά στην υποστήριξη αποτέλεσε ιδιαίτερα σημαντικό κριτήριο επιλογής.
- ο **Αξιόπιστες μετρήσεις συγκλίσεων.** Για την επιλογή της διατομής προηγήθηκε ποιοτική, αλλά και ποσοτική μελέτη των μετρήσεων όλων των σταθμών στο τμήμα, όπου παρουσιάστηκαν οι αστοχίες και οι μεγάλες τιμές συγκλίσεων. Βασική απαίτηση ήταν η χρονική και χωρική κατανομή των συγκλίσεων στην υπό μελέτη διατομή να είναι αντίστοιχη με τις καταγραφές στους σταθμούς στην ευρύτερη περιοχή και να παρατηρείται μία τάση αύξησης των τιμών των συγκλίσεων με την αύξηση της απόστασης από το μέτωπο.
- ο **Επαρκώς ομοιογενές γεωυλικό - Απουσία γνωστής γεωλογικής ανωμαλίας.** Εφόσον στις αριθμητικές αναλύσεις γίνεται παραδοχή συνεχούς, «οιονεί» ομοιογενούς και ισότροπου υλικού μελετήθηκαν τα διαθέσιμα δεδομένα έτσι ώστε να εξασφαλιστεί ότι η υπό μελέτη διατομή διανοίγεται εντός συγκεκριμένου γεωυλικού και ότι στην ευρύτερη περιοχή δεν έχει χαρτογραφηθεί κάποια επαφή διαφορετικών σχηματισμών. Η συνθήκη αυτή εξασφαλίζεται πρακτικά στο μεγαλύτερο μήκος της σήραγγας Ανθοχωρίου, καθώς διανοίχθηκε εντός διατμημένου, χαοτικού ιλυολιθικού σχηματισμού με διάσπαρτα τεμάχια ψαμμίτη, τα οποία όντας ασύνδετα δεν συνεισέφεραν στην συνολική αντοχή της βραχώμαζας.

Λαμβάνοντας υπόψη λοιπόν, τα παραπάνω ως αντιπροσωπευτική διατομή επιλέχθηκε η διατομή στη Χ.Θ. 5+431.439 του Νότιου Κλάδου (Δεξιός Κλάδος με βάση τη σύμβαση της Εγνατίας Οδού). Όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα στη συγκεκριμένη διατομή εφαρμόστηκε η διατομή άμεσης υποστήριξης N3, η οποία παρουσιάζεται αναλυτικά στη συνέχεια.



Σχήμα 6.7 Απεικόνιση των εργασιών και των διατομών άμεσης υποστήριξης στη σήραγγα Ανθοχωρίου. Με το μπλε ορθογώνιο επισημαίνεται η διατομή που επιλέχθηκε για τις ανάστροφες αναλύσεις στη Χ.Θ. 5+431.439 του Νότιου Κλάδου και η ευρύτερη περιοχή αυτής (Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marinos et al., 2010).



Σχήμα 6.8 Απεικόνιση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της υπό μελέτη διατομής (Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος Β., 2007; Marininos et al., 2010).

Γεωμετρικά στοιχεία

ο Ύψος διατομής:	12.35m
ο Ύψος Άνω Ημιδιατομής:	7.90m
ο Ύψος Κάτω Ημιδιατομής:	4.45m
ο Μέγιστο πλάτος:	13.05m
ο Συνολικό εμβαδόν:	~134.00m ²
ο Εμβαδόν Άνω Ημιδιατομής:	~78.00m ²
ο Εμβαδόν Κάτω Ημιδιατομής:	~56.00m ²
ο Ισοδύναμη διάμετρος:	~13.20m
ο Ισοδύναμη διάμετρος Άνω Ημιδιατομής:	~10.00m
ο Ισοδύναμη διάμετρος Κάτω Ημιδιατομής:	~8.50m

Άνω Ημιδιατομή (Top heading)

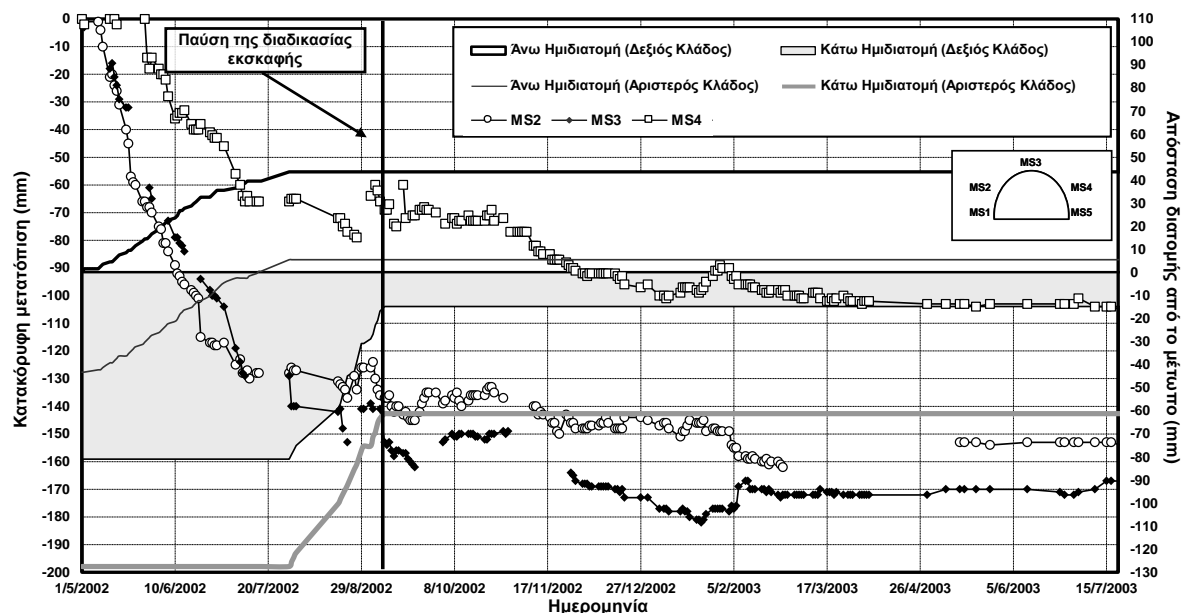
- ο Βήμα εκσκαφής 1.00m.
- ο 48 ελαφρές δοκοί προπορείας εξωτερικής διαμέτρου $D_{ext}=51\text{mm}$, εσωτερικής διαμέτρου $D_{int}=31\text{mm}$, μήκους $L=6.00\text{m}$, ανά 35cm.
- ο 5 αποστραγγιστικές οπές στο θόλο της Άνω Ημιδιατομής μήκους $L=6.00\text{m}$.
- ο 41 αγκύρια fibreglass στο μέτωπο εκσκαφής, μήκους $L=12.00\text{m}$, φέρουσας ικανότητας $F=250\text{kN}$.
- ο Ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 30cm στις παρειές και στο θόλο της διατομής.
- ο Δικτυωτά μεταλλικά πλαίσια Lattice Girder στις παρειές και στο θόλο της διατομής ανά 1.00m.

- ο Ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 20cm στο προσωρινό ανάστροφο τόξο ωπλισμένο με μεταλλικό πλέγμα.
- ο 4 αυτοδιατηρούμενα αγκύρια μήκους $L=12.00m$ και φέρουσας ικανότητας $F=450kN$.
- ο 2 αυτοδιατηρούμενα αγκύρια μήκους $L=9.00m$ και φέρουσας ικανότητας $F=300kN$.
- ο Elephant foot για τη θεμελίωση του κελύφους με 2 μικροπασσάλους μήκους $L=4.00m$, αποτελούμενους από μεταλλική σωλήνα $\Phi 114/101$ εντός διατρήματος $D_{ext}=160mm$.

Κάτω Ημιδιατομή (Bench)

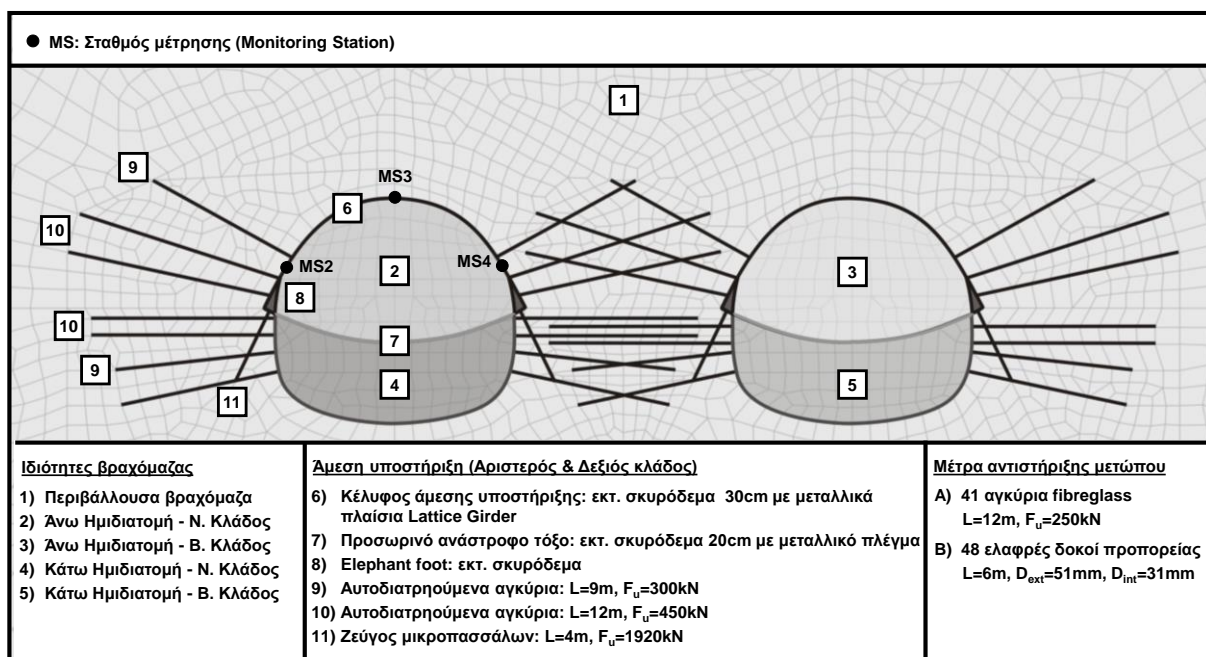
- ο Βήμα εκσκαφής 2.00m.
- ο Ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 30cm στις παρειές της διατομής.
- ο Δικτυωτά μεταλλικά πλαίσια Lattice Girder στις παρειές της διατομής ανά 1.00m.
- ο Ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 30cm στο ανάστροφο τόξο ωπλισμένο με μεταλλικό πλέγμα.
- ο 4 αγκύρια πλήρους πάκτωσης μήκους $L=12.00m$ και φέρουσας ικανότητας $F=450kN$.
- ο 4 αγκύρια πλήρους πάκτωσης μήκους $L=9.00m$ και φέρουσας ικανότητας $F=300kN$.

Στο Σχήμα 6.9 παρουσιάζεται η εξέλιξη των συγκλίσεων στη συγκεκριμένη διατομή, καθώς και η απόσταση όλων των κατασκευαστικών φάσεων από αυτή. Από τη μορφή των καμπυλών είναι εμφανές ότι ακόμη και μετά την παύση των εργασιών υπάρχει εξέλιξη των συγκλίσεων, ειδικά εάν ληφθεί υπόψη ότι η διάνοιξη του βόρειο κλάδου έχει σταματήσει περίπου 10.0m πριν από την υπό μελέτη διατομή και ότι από τον 09/2002 επανεπιχώθηκε ένα μεγάλο τμήμα της σήραγγας περίπου 13.0m (~1.0D) πιο πίσω από την υπό μελέτη διατομή.



Σχήμα 6.9 Μετρήσεις κατακόρυφων μετατοπίσεων κατά τη φάση κατασκευής της σήραγγας Anthochoriou στο σταθμό μέτρησης στη Χ.Θ. 5+431.439 του Νότιου Κλάδου (Πηγή: ΤΙΑΣ, Μαρίνος et al., 2006; Μαρίνος B., 2007; Μαρίνος et al., 2010). Στο διάγραμμα παρουσιάζεται η χρονική εξέλιξη των μετατοπίσεων, καθώς και η προχώρηση των φάσεων εκσκαφής και των δύο κλάδων. Επισημαίνεται ότι με βάση τη σύμβαση της Εγνατίας Οδού ο Νότιος Κλάδος είναι ο Δεξιός, καθώς οι κλάδοι ονομάζονται με θεώρηση φοράς από Δύση προς Ανατολή.

Οι αναστροφες αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με χρήση διδιάστατου αριθμητικού προσομοιώματος στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Οι γεωτεχνικές παράμετροι της περιβάλλουσας βραχώμαζας ποσοτικοποιήθηκαν αρχικά μέσω των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown (GSI, σ_{ci}, m_i, D), ενώ οι αριθμητικές αναλύσεις εκτελέστηκαν με το κριτήριο αστοχίας Drucker-Prager, υιοθετώντας τη διαδικασία μετατροπής που έχει ήδη περιγραφεί. Για την ποσοτικοποίηση της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς της βραχώμαζας χρησιμοποιήθηκαν τα ερπυστικά προσομοιώματα Singh-Mithcell (1968, βλ. §2.4.5.1.4) και Power-Law (βλ. §2.4.5.1.3). Ως χρονική μονάδα για τις αριθμητικές αναλύσεις θεωρήθηκε η μία ημέρα (day), εξαιτίας του μικρού χρονικού διαστήματος που προσομοιώνεται. Η αποτόνωση λόγω της προχώρησης του μετώπου εκτιμήθηκε μέσω των μεθοδολογιών που προτείνονται από τους Chern et al. (1998) και Vlachopoulos & Diederichs (2009), λαμβάνοντας υπόψη απλοποιητικά στη διαδικασία υπολογισμού και την τοποθέτηση αγκυρίων fibreglass στο μέτωπο της σήραγγας, με γενικά μικρή διαφοροποίηση των τιμών. Αρχικά, υπολογίζεται η μηκοτομική κατανομή των συγκλίσεων (ως προς τον παράγοντα x/R , όπου x η απόσταση από το μέτωπο), στη συνέχεια υπολογίζεται η ισοδύναμη οριζόντια πίεση που ασκούν στο μέτωπο τα αγκύρια fibreglass, θεωρώντας εξάντληση της αντοχής τους λόγω των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών. Κατόπιν, υπολογίζεται η «αύξηση» της αντοχής της βραχώμαζας λόγω της πίεσης αυτής και η μηκοτομική κατανομή των συγκλίσεων που προκύπτει από την υιοθέτηση της «νέας αυξημένης αντοχής». Από τη συναρμογή των δύο καμπυλών προσδιορίζεται η τελική μηκοτομική κατανομή των συγκλίσεων, από την οποία στη συνέχεια υπολογίζεται η αποτόνωση στις θέσεις ενδιαφέροντος.



Σχήμα 6.10 Αριθμητικό προσομοίωμα αναστροφών αναλύσεων. Διακρίνονται όλες οι φάσεις εκσκαφής και τα μέτρα άμεσης υποστήριξης και για τους δύο κλάδους.

Στη συγκεκριμένη διατομή με βάση τα δεδομένα από την κατασκευή της σήραγγας, το αριθμητικό προσομοίωμα αποτελείται από ένα γεωυλικό, για το οποίο - όπως έχει ήδη αναφερθεί - μπορεί να γίνει η εύλογη παραδοχή ότι συμπεριφέρεται ως «οιονεί» ομοιογενές και ισότροπο υλικό εξαιτίας του έντονου τεκτονισμού. Στο Σχήμα 6.10 παρουσιάζεται το αριθμητικό προσομοίωμα στην περιοχή των δύο κλάδων, στο οποίο διακρίνονται όλα τα μέτρα άμεσης υποστήριξης. Η διάνοιξη της Κάτω Ημιδιατομής δεν προσομοιώνεται, καθώς οι διαθέσιμες μετρήσεις αφορούν μόνο στο χρονικό διάστημα

μέχρι τη διάνοιξη της Άνω Ημιδιατομής των δύο κλάδων. Ο αριστερός κλάδος του αριθμητικού προσομοιώματος είναι ο Νότιος (Δεξιός Κλάδος με βάση τη σύμβαση της Εγνατίας Οδού) και ο δεξιός κλάδος είναι ο Βόρειος (Αριστερός Κλάδος με βάση τη σύμβαση της Εγνατίας Οδού). Για την αρχική εκτίμηση του εύρους των γεωτεχνικών παραμέτρων του τεκτονικού μίγματος ελήφθησαν υπόψη τα συμπεράσματα των Marinou et al. (2006), οι οποίοι πραγματοποίησαν ανάστροφες αναλύσεις στη συγκεκριμένη σήραγγα, χρησιμοποιώντας μετρήσεις συγκλίσεων για τις οποίες δεν υπήρχαν ενδείξεις επίδρασης της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς της βραχώμαζας.

Στη διαδικασία του σχεδιασμού στις παραμέτρους αντοχής του σκυροδέματος και του χάλυβα αντιστοιχούνται χαρακτηριστικές τιμές, δηλαδή τιμές με πιθανότητα υπέρβασης 5%, εισάγοντας έναν επιπλέον «έμμεσο συντελεστή ασφαλείας» στη μελέτη. Στη διαδικασία, όμως, των αναστροφών αναλύσεων στις παραμέτρους αντοχής κρίνεται ότι πρέπει να αντιστοιχούνται οι μέσες τιμές για τη ρεαλιστική προσομοίωση του προβλήματος, καθώς η υιοθέτηση χαρακτηριστικών τιμών μπορεί να μεταβάλλει τα αποτελέσματα εξαιτίας της μη-γραμμικότητας του προβλήματος. Επομένως, με βάση τις χαρακτηριστικές τιμές των αντοχών για το σκυρόδεμα και το χάλυβα, οι οποίες ορίζονται στη μελέτη και υιοθετώντας μία τιμή για το συντελεστή μεταβλητότητας κάθε υλικού από τη βιβλιογραφία μπορεί υπολογιστούν οι μέσες τιμές που τελικά ενσωματώνονται στους υπολογισμούς. Στη συνέχεια, παρατίθεται συνοπτικά η διαδικασία υπολογισμού των παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας των μέτρων άμεσης υποστήριξης για την εισαγωγή τους στο αριθμητικό προσομοίωμα.

Παράμετροι αντοχής εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής σκυροδέματος με βάση τη μελέτη είναι $f_{ck}=20\text{MPa}$. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα παρουσιάζει σταδιακή ωρίμανση κατά τη διάρκεια της εξέλιξης των συγκλίσεων, κυρίως στο διάστημα αμέσως μετά την τοποθέτησή του και ο χρόνος που απαιτείται για την πλήρη ανάπτυξη της αντοχής και της δυσκαμψίας του εξαρτάται από τον τρόπο κατασκευής του. Επομένως, κρίνοντας ότι η προσομοίωση της σταδιακής ωρίμανσης εισάγει ένα σημαντικό παράγοντα αβεβαιότητας στους υπολογισμούς οι παράμετροι του εκτοξευόμενου σκυροδέματος λαμβάνονται σταθερές και ελαφρώς μειωμένες σε σχέση με τις προβλεπόμενες τιμές από τη μελέτη. Τελικά, λαμβάνεται $f_{ck}=17\text{MPa}$. Για το συντελεστή μεταβλητότητας επιλέγεται η τιμή $V_c=0.10$ (ενδεικτικά Araujo, 2001 και Thomos & Trezos, 2006, αναλυτική παρουσίαση στο κεφάλαιο 7).

Λαμβάνοντας υπόψη τις τιμές αυτές υπολογίζεται η μέση τιμή της αντοχής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος:

$$m_{fc} = \frac{f_{ck}}{1 + \text{Erf}^{-1}(5\%)V_c} = \frac{17\text{MPa}}{1 - 1.644 \times 0.10} = 20.34\text{MPa} \quad (6-1)$$

Τελικά, επιλέγεται τιμή $f_c=20\text{MPa}$. Το μέτρο παραμορφωσιμότητας εκτιμάται από τη σχέση που προτείνεται στον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Εξ. Σ 2.3):

$$E_{cm}(\text{GPa}) = 9.50(f_{ck}(\text{MPa}) + 8)^{1/3} = 9.50(17 + 8)^{1/3} = 27.7\text{GPa} \quad (6-2)$$

Τελικά, επιλέγεται τιμή $E_{cm}=27\text{GPa}$.

Παράμετροι αντοχής χάλυβα των πλαισίων Lattice Girder

Ακολουθώντας την αντίστοιχη διαδικασία υπολογίζεται η μέση τιμή της αντοχής του χάλυβα. Με βάση τη μελέτη ο χάλυβας είναι ποιότητας S500, δηλαδή η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής είναι $f_{sk}=500\text{MPa}$. Θεωρώντας συντελεστή μεταβλητότητας $V_s=0.05$ (ενδεικτικά Araujo, 2001 και Thomas & Trezos, 2006, αναλυτική παρουσίαση στο κεφάλαιο 7) προκύπτει:

$$m_{fs} = \frac{f_{sk}}{1 + \text{Erf}^{-1}(5\%)V_s} = \frac{500\text{MPa}}{1 - 1.644 \times 0.05} = 544.8\text{MPa} \quad (6-3)$$

Τελικά, επιλέγεται τιμή $f_s=545\text{MPa}$. Το μέτρο παραμορφωσιμότητας λαμβάνεται $E_s=200\text{GPa}$.

Κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος - Μεταλλικά πλαίσια Lattice Girder: Θόλος και παρειές Άνω Ημιδιατομής

Το κέλυφος της υποστήριξης προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού (beam elements) ελαστικής - απολύτως πλαστικής συμπεριφοράς, ισοδύναμης διατομής η οποία έχει δυσκαμψία, δυστένεια και αντοχή ίση με τις αντίστοιχες τιμές της σύμμικτης διατομής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και του μεταλλικού πλαισίου.

$$E_{eq}I_{eq} = E_c I_c + E_s I_s \quad (6-4)$$

$$E_{eq}A_{eq} = E_c A_c + E_s A_s \quad (6-5)$$

όπου:

E_{eq}, E_c, E_s : Μέτρο ελαστικότητας ισοδύναμης διατομής, σκυροδέματος, χάλυβα

I_{eq}, I_c, I_s : Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής, σκυροδέματος, χάλυβα

A_{eq}, A_c, A_s : Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής, σκυροδέματος, χάλυβα

Τα μεταλλικά πλαίσια Lattice Girder αποτελούνται από 4 ράβδους $\Phi 32$, ποιότητας S500 ($f_{sk}=500\text{MPa}$, $E_s=200\text{GPa}$ με αξονική απόσταση μεταξύ των ράβδων 0.132m .

$$A_s = 4\pi \frac{\Phi^2}{4} = 3.2 \times 10^{-3}\text{m}^2, \text{ όπου } \Phi=32\text{mm} \quad (6-6)$$

$$I_s = 4\pi \left(\frac{\Phi^4}{64} \right) + 4 \left(\frac{A_s}{4} \right) \left(\frac{s}{2} \right)^2 = 1.42 \times 10^{-5}\text{m}^4, \text{ όπου } s=0.132\text{m} \quad (6-7)$$

Τα αντίστοιχα μεγέθη για το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι:

$$A_c = b \times h - A_s = 0.297\text{m}^2, \text{ όπου } b=1.00\text{m}, h=0.30\text{m} \quad (6-8)$$

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} - I_s = 2.24 \times 10^{-3}\text{m}^4 \quad (6-9)$$

Επομένως, τα χαρακτηριστικά της ισοδύναμης σύμμικτης διατομής είναι:

$$E_{eq}I_{eq} = E_c I_c + E_s I_s = 63.2\text{MPa} \cdot \text{m}^2 \quad (6-10)$$

$$E_{eq}A_{eq} = E_c A_c + E_s A_s = 8656.5\text{MN} \quad (6-11)$$

$$h_{eq} = \sqrt{\frac{12E_{eq}I_{eq}}{E_{eq}A_{eq}}} = 0.296\text{m}, \quad E_{eq} = 29243.8\text{MPa} \quad (6-12)$$

$$\sigma_{eq} = \frac{f_c A_c + f_s A_s}{bh_{eq}} = 26.0 \text{MPa}, \quad \rho_{eq} = 2.5 \frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \quad (6-13)$$

Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα: Προσωρινό και μόνιμο ανάστροφο τόξο

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στο προσωρινό και στο μόνιμο ανάστροφο τόξο προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού (beam elements) ελαστικής - απολύτως πλαστικής συμπεριφοράς, στα οποία αντιστοιχούνται οι παράμετροι του εκτοξευόμενου σκυροδέματος που έχουν ήδη αναφερθεί: $f_c=20\text{MPa}$ και $E_{cm}=27\text{GPa}$.

Γενική παρατήρηση για το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Η θεώρηση του σκυροδέματος ως γραμμικώς ελαστικό - απολύτως πλαστικό είναι απλοποιητική, καθώς διαφέρει σημαντικά η αντοχή του σε θλίψη και εφελκυσμό. Ωστόσο η χρήση μεταλλικών ινών και η πυκνή τοποθέτηση δικτυωτών πλαισίων Lattice Girder αυξάνει σημαντικά την εφελκυστική αντοχή του κελύφους και μειώνει την εγγενή ανισοτροπία της αντοχής του.

Αυτοδιατηρούμενα αγκύρια: Παρείς Άνω και Κάτω Ημιδιατομής

Όπως έχει περιγραφεί παραπάνω και παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.8 η διατομή άμεσης υποστήριξης περιλαμβάνει δύο διαφορετικά είδη αυτοδιατηρούμενων αγκυρίων κοίλης διατομής. Τα αγκύρια στις αριθμητικές αναλύσεις προσομοιώνονται με στοιχεία δικτυώματος (truss elements) ελαστικής - απολύτως πλαστικής συμπεριφοράς. Με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κοίλης διατομής, υπολογίζεται το εμβαδόν της καθαρής διατομής χάλυβα, και κατόπιν από τη μέγιστη δύναμη που αντιστοιχεί σε κάθε τύπο αγκυρίου υπολογίζεται η τιμή της οριακής τάσης διαρροής. Το μέτρο παραμορφωσιμότητας λαμβάνεται ίσο με το μέτρο παραμορφωσιμότητας του χάλυβα $E_s=200\text{GPa}$.

Για τα αγκύρια μήκους $L=9.00\text{m}$ και αντοχής $F_u=300\text{kN}$, η κοίλη διατομή έχει εξωτερική διάμετρο $D_{ext}=30\text{mm}$, εσωτερική διάμετρο $D_{int}=11.0\text{mm}$. Άρα το εμβαδόν της διατομής είναι $A_s=612\text{mm}^2$ και η αντίστοιχη οριακή τάση είναι $\sigma_y = F_u/A_s = 490\text{MPa}$.

Για τα αγκύρια μήκους $L=12.00\text{m}$ και αντοχής $F_u=450\text{kN}$, η κοίλη διατομή έχει εξωτερική διάμετρο $D_{ext}=37\text{mm}$, εσωτερική διάμετρο $D_{int}=19.4\text{mm}$. Άρα το εμβαδόν της διατομής είναι $A_s=780\text{mm}^2$ και η αντίστοιχη οριακή τάση είναι $\sigma_y = F_u/A_s = 577\text{MPa}$.

Περιοχή θεμελίωσης κελύφους: Elephant foot και μικροπάσσαλοι

Το elephant foot στη θεμελίωση του κελύφους της Άνω Ημιδιατομής προσομοιώθηκε κατά τις αριθμητικές αναλύσεις εξαιτίας του σημαντικού ρόλου που διαδραματίζει στη συμπεριφορά της διατομής, καθώς βελτιώνει τη διαδικασία μεταφοράς των φορτίων στο γεωυλικό και ανεξαρτητοποιεί στατικά το θόλο και το δάπεδο. Η προσομοίωση του έγινε με τετραπλευρικά πεπερασμένα στοιχεία, τα οποία θεωρήθηκαν ελαστικά.

Στη διατομή υποστήριξης προβλέπεται σε κάθε πλευρά η τοποθέτηση δύο μικροπάσσάλων για τη βελτίωση των συνθηκών θεμελίωσης. Οι μικροπάσσαλοι προσομοιώνονται με στοιχεία δοκού (beam elements) ελαστικής - απολύτως πλαστικής συμπεριφοράς, στα οποία αντιστοιχείται η δυστένεια και η αντοχή του ζεύγους πασσάλων. Κάθε μικροπάσσαλος αποτελείται από ένα κοίλο σωλήνα εξωτερικής διαμέτρου $D_{ext}=114\text{mm}$ και εσωτερικής διαμέτρου $D_{int}=101\text{mm}$, με μέτρο παραμορφωσιμότητας

$E_s=200\text{GPa}$ και αντοχή $f_{yk}=275\text{MPa}$, ο οποίος τοποθετείται εντός διατρήματος διαμέτρου 160mm. Κατόπιν, το διάτρημα πληρώνεται με ένεμα στο οποίο αντιστοιχούνται οι παράμετροι που έχουν αναφερθεί για το εκτοξευόμενο σκυροδέμα. Τελικά, για το σκυροδέμα και το χάλυβα υπολογίζεται η μέση τιμή της αντοχής και στα πεπερασμένα στοιχεία αντιστοιχούνται οι ισοδύναμες παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας της σύμμικτης διατομής, με διαδικασία αντίστοιχη με αυτή που έχει περιγραφεί για το κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

$$E_{eq}I_{eq} = E_c I_c + E_s I_s \quad (6-14)$$

$$E_{eq}A_{eq} = E_c A_c + E_s A_s \quad (6-15)$$

όπου:

E_{eq}, E_c, E_s : Μέτρο ελαστικότητας ισοδύναμης διατομής, σκυροδέματος, χάλυβα

I_{eq}, I_c, I_s : Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής, σκυροδέματος, χάλυβα

A_{eq}, A_c, A_s : Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής, σκυροδέματος, χάλυβα

$$A_s = \pi \frac{D_{ext}^2}{4} - \pi \frac{D_{int}^2}{4} = 2.2 \times 10^{-3} \text{m}^2, \text{ ανά μικροπάσσαλο} \quad (6-16)$$

$$I_s = \pi \frac{D_{ext}^4}{64} - \pi \frac{D_{int}^4}{64} = 3.18 \times 10^{-6} \text{m}^4, \text{ ανά μικροπάσσαλο} \quad (6-17)$$

Αντιστοίχως, για το ένεμα εντός του διατρήματος ισχύει:

$$A_c = \pi \frac{D_{\text{διατρ.}}^2}{4} - A_s = 1.79 \times 10^{-2} \text{m}^2, \text{ ανά μικροπάσσαλο, όπου } D_{\text{διατρ.}}=160\text{mm} \quad (6-18)$$

$$I_c = \pi \frac{D_{\text{διατρ.}}^4}{64} - I_s = 2.89 \times 10^{-5} \text{m}^4, \text{ ανά μικροπάσσαλο} \quad (6-19)$$

Επομένως, τα χαρακτηριστικά της ισοδύναμης σύμμικτης διατομής είναι:

$$E_{eq}I_{eq} = E_c I_c + E_s I_s = 2.84 \text{MPa} \cdot \text{m}^2 \quad (6-20)$$

$$E_{eq}A_{eq} = E_c A_c + E_s A_s = 1845.3 \text{MN} \quad (6-21)$$

$$d_{eq} = 4 \sqrt{\frac{E_{eq}I_{eq}}{E_{eq}A_{eq}}} = 0.157 \text{m}, E_{eq} = 95464.6 \text{MPa} \quad (6-22)$$

$$\sigma_{eq} = \frac{f_c A_c + f_s A_s}{A_{eq}} = 105.2 \text{MPa}, \rho_{eq} = 3.21 \frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \quad (6-23)$$

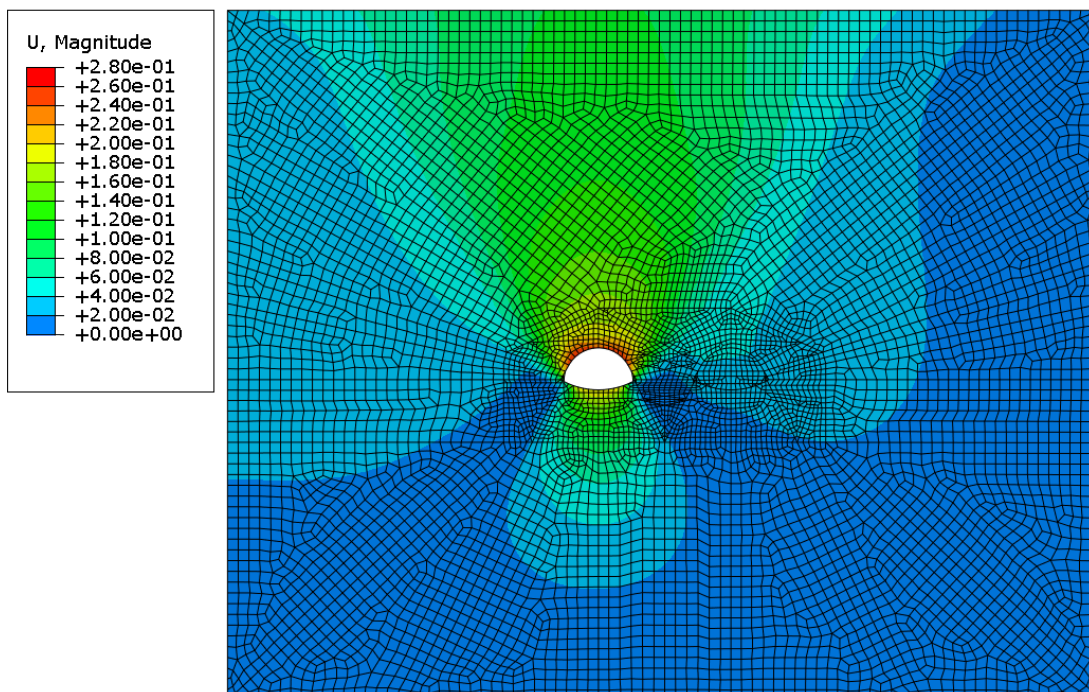
Τελικά, επιλέγονται οι τιμές $d_{eq}=0.157\text{m}$, $E_{eq}=95465\text{MPa}$, $\sigma_{eq}=105\text{MPa}$ και $\rho_{eq}=3.20\text{Mg/m}^3$.

6.1.3 Αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων

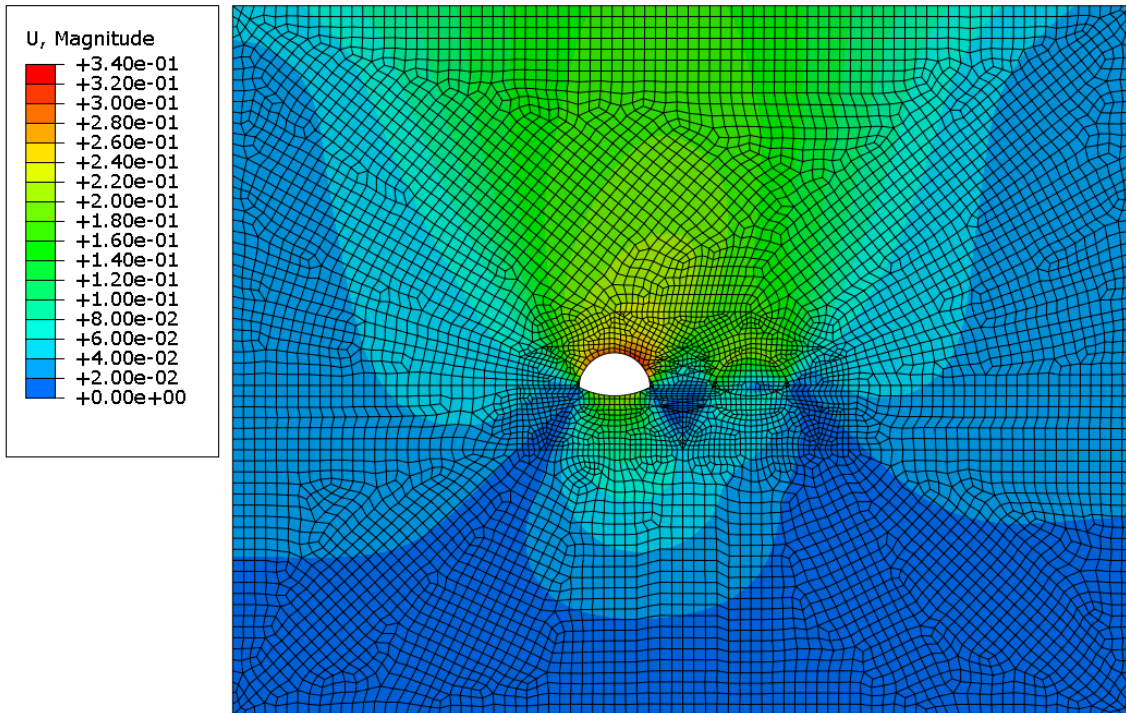
Όπως έχει ήδη περιγραφεί οι συγκεκριμένες ανάστροφες αναλύσεις αφορούν σε δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες, οι οποίες οδήγησαν στην ανάπτυξη μεγάλων συγκλίσεων και στην εκδήλωση αστοχιών στις διατομές άμεσης υποστήριξης της σήραγγας Ανηθοχωρίου. Εξαιτίας λοιπόν, της οριακής κατάστασης των αναλύσεων, η οποία οδηγεί σε μεγάλη ευαισθησία των αποτελεσμάτων ως προς τις μεταβολές όλων των δεδομένων και λόγω των πολλών παραμέτρων που υπεισέρχονται στις ανάστροφες αναλύσεις είναι ιδιαίτερα σημαντική πέραν της ποσοτικής επεξεργασίας, η κατανόηση του μηχανισμού του προβλήματος, της βραχόμαζας και η συναξιολόγηση όλων των αριθμητικών αναλύσεων. Για το

φάσμα των γεωτεχνικών παραμέτρων που δοκιμάζεται στις αριθμητικές αναλύσεις τόσο τα γεωυλικά όσο και τα μέτρα υποστήριξης αναπτύσσουν σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις και για ορισμένους συνδυασμούς παραμέτρων δεν είναι δυνατή η σύγκλιση του κώδικα επίλυσης. Η αδυναμία σύγκλισης της αριθμητικής ανάλυσης πρέπει να αντιμετωπίζεται κριτικά και όχι να συνδέεται μονοσήμαντα με την κατάρρευση του συστήματος, καθώς είναι πιθανό να οφείλεται σε μία «τοπική» αριθμητική αστάθεια της επίλυσης. Τα αποτελέσματα λοιπόν, των αναλύσεων που δεν ολοκληρώθηκαν μπορούν να δώσουν σημαντική πληροφορία για την τιμή των μεγεθών μέχρι το σημείο που σταμάτησαν και επιπλέον για την τάση μεταβολής των μεγεθών, ακόμη και μετά από αυτό. Σημειώνεται ότι τα προβλήματα σύγκλισης παρουσιάστηκαν σε μεγαλύτερο εύρος γεωτεχνικών συνθηκών για το προσομοίωμα Singh - Mitchell. Επομένως, τα ενδεικτικά αποτελέσματα που παρουσιάζονται στα παρακάτω σχήματα προέρχονται από αντιπροσωπευτικές αναλύσεις με το προσομοίωμα Power-Law, οι οποίες ολοκληρώθηκαν επιτυχώς. Σημειώνεται ότι επειδή η εξίσωση του προσομοιώματος Power-Law δεν είναι αδιάστατη, οι τιμές των παραμέτρων που παρουσιάζονται στη συνέχεια ισχύουν για μονάδα τάσης: 1kPa και μονάδα χρόνου: 1days. Αντίθετα, η εξίσωση του προσομοιώματος Singh-Mitchell είναι αδιάστατη και οι τιμές των παραμέτρων έχουν γενική εφαρμογή.

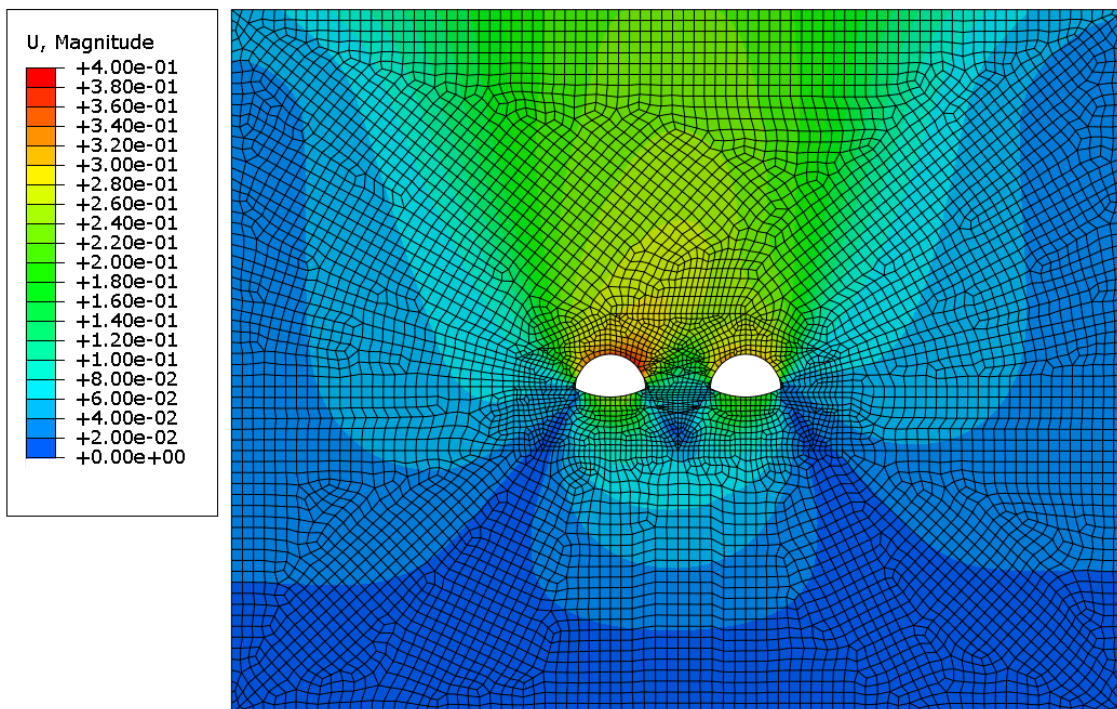
Αρχικά, παρουσιάζεται η εξέλιξη της κατανομής των συνολικών μετακινήσεων για μία ανάλυση με τεχνικογεωλογικές παραμέτρους για την περιβάλλουσα βραχώμαζα $GSI=13$, $\sigma_{ci}=4MPa$ και $m_i=4$ και ερπυστικές παραμέτρους $A=3 \times 10^{-5}$, $n=0.90$, $m=-0.43$ (προσομοίωμα Power-Law), η οποία συνέκλινε ικανοποιητικά με τις μετρήσεις από την κατασκευή. Είναι εμφανής η αλληλεπίδραση των δύο κλάδων, καθώς, ήδη από το στάδιο όπου ξεκινάει η ανάπτυξη των προσυγκλίσεων στο Βόρειο Κλάδο, παρατηρείται μεταβολή της τιμής και της κατανομής των μετακινήσεων στο Νότιο.



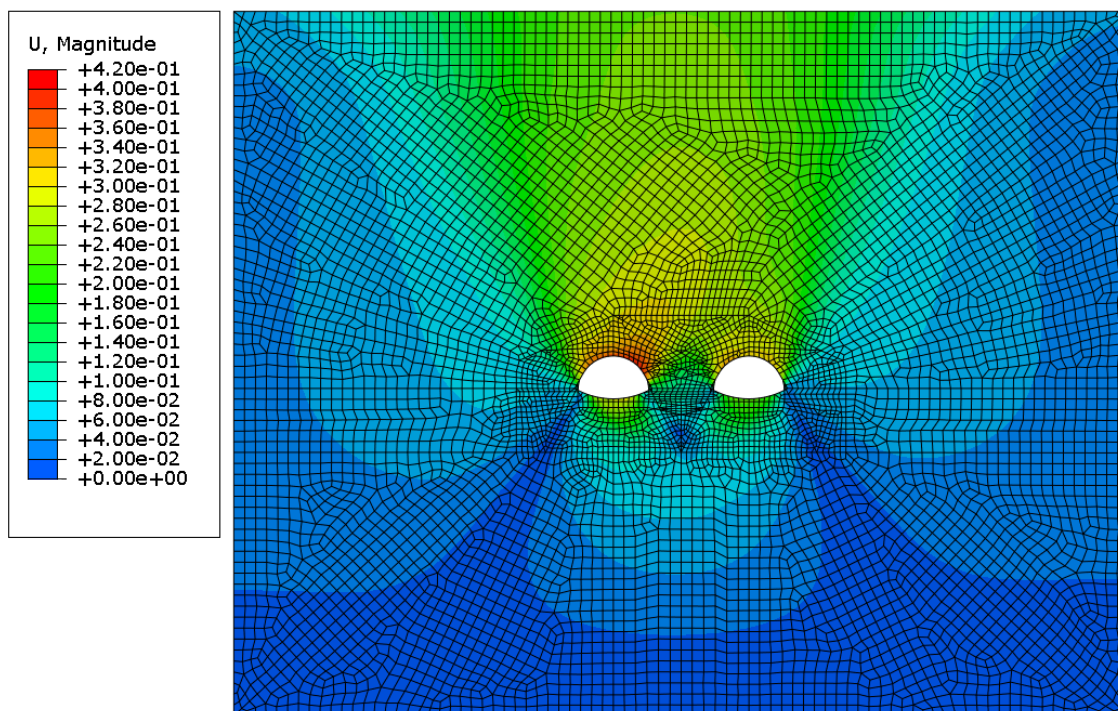
Σχήμα 6.11 Κατανομή μετακινήσεων πριν το στάδιο που ξεκινάει η αποτόνωση του Βόρειου Κλάδου. Στις μετακινήσεις περιλαμβάνονται και οι προσυγκλίσεις, οι οποίες έχουν πραγματοποιηθεί πριν την εκσκαφή της διατομής λόγω της αποτόνωσης της βραχώμαζας.



Σχήμα 6.12 Κατανομή μετακινήσεων ενώ έχει ξεκινήσει η ανάπτυξη των προσυγκλίσεων στο Βόρειο Κλάδο. Στις μετακινήσεις περιλαμβάνονται και οι προσυγκλίσεις, οι οποίες έχουν πραγματοποιηθεί πριν την εκκαφή της διατομής λόγω της αποτόνωσης της βραχόμαζας.

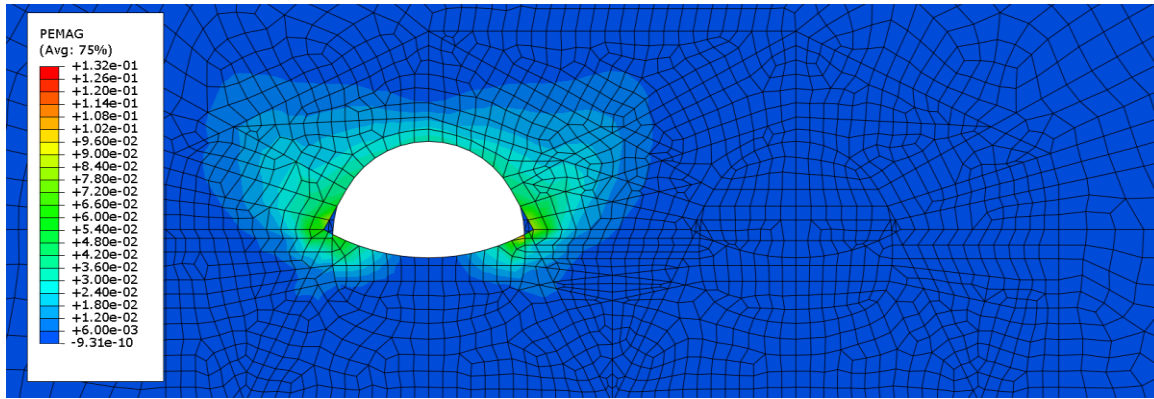


Σχήμα 6.13 Κατανομή μετακινήσεων στο τέλος της κατασκευαστικής διαδικασίας πριν από το τελευταίο στάδιο ερπυσμού. Στις μετακινήσεις περιλαμβάνονται και οι προσυγκλίσεις, οι οποίες έχουν πραγματοποιηθεί πριν την εκκαφή της διατομής λόγω της αποτόνωσης της βραχόμαζας.

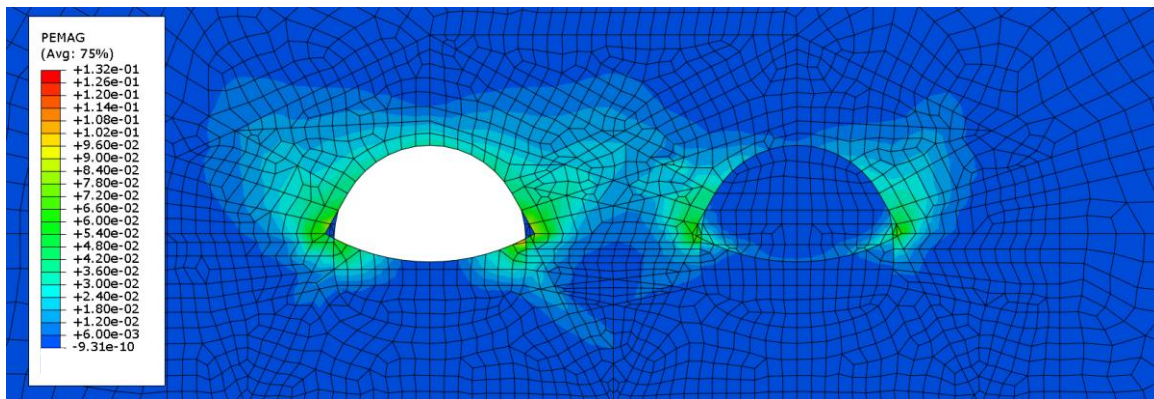


Σχήμα 6.14 Κατανομή μετακινήσεων στο τέλος της ερπυστικής ανάλυσης. Στις μετακινήσεις περιλαμβάνονται και εκείνες που έχουν πραγματοποιηθεί πριν την εκσκαφή της διατομής του Νότιου Κλάδου λόγω της αποτόνωσης της βραχόμαζας.

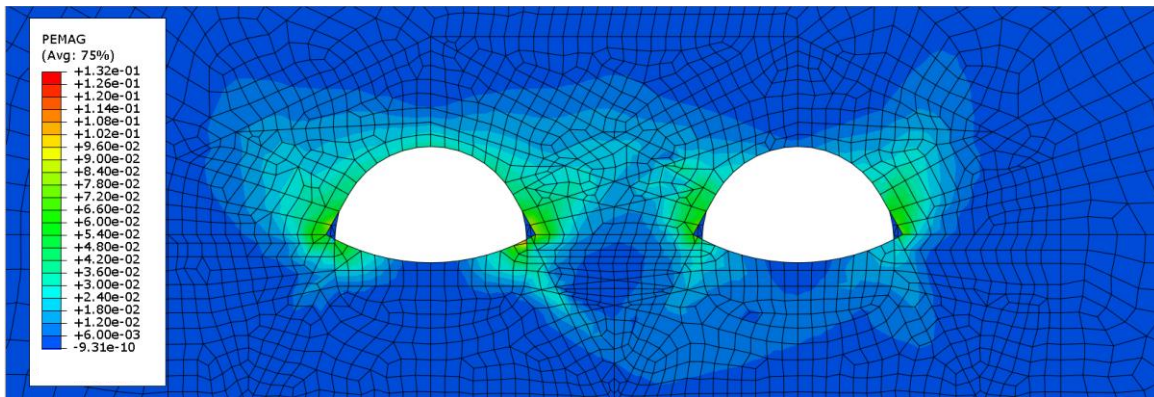
Όσον αφορά στις πλαστικές παραμορφώσεις είναι εμφανές ότι συγκεντρώνονται κυρίως μεταξύ των παρειών και της οροφής των διατομών, πάνω περίπου από το τμήμα της διατομής που παρουσιάζει μικρή καμπυλότητα. Στο πάνω μέρος της διατομής η έκταση και η τιμή των πλαστικών παραμορφώσεων παρουσιάζουν μία μικρή μείωση εξαιτίας της τιμής του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K < 1.00$ (βλ. κεφάλαια 4 και 5), της τοξωτής λειτουργίας της διατομής, της λειτουργίας του κλειστού δακτυλίου και της θεμελίωσης με elephant foot και μικροπασσάλους. Χαρακτηριστικό είναι ότι σε ορισμένες αναλύσεις στις οποίες δεν ενεργοποιήθηκαν οι μικροπασσαλοι - στο πλαίσιο της διερεύνησης του φαινομένου, καθώς συγκεντρώνουν μεγάλες τάσεις στο κάτω άκρο τους - οι κατακόρυφες μετακινήσεις αυξήθηκαν κατά $\sim 2.50\text{cm}$. Επίσης, σημαντική συγκέντρωση πλαστικών παραμορφώσεων παρατηρείται στην περιοχή θεμελίωσης του κελύφους της Άνω Ημιδιατομής εξαιτίας της αναλογικά μεγάλης δυσκαμψίας του elephant foot (ελαστικό υλικό) και της ύπαρξης των μικροπασσάλων. Τέλος, κατά τη διάρκεια του ερπυστικού βήματος οι πλαστικές παραμορφώσεις παραμένουν πρακτικά αμετάβλητες.



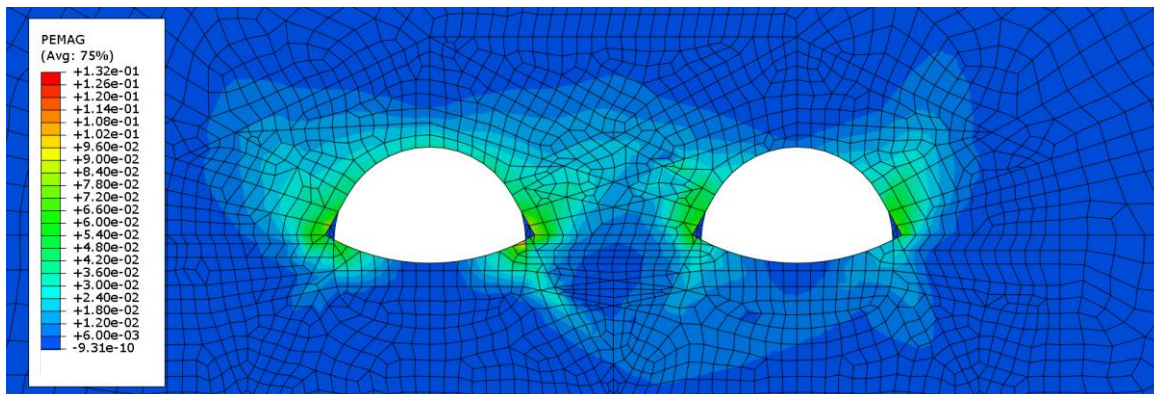
Σχήμα 6.15 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων πριν το στάδιο της αποτόνωσης του Βόρειου Κλάδου.



Σχήμα 6.16 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων ενώ έχει ξεκινήσει η ανάπτυξη των προσυγκλίσεων στο Βόρειο Κλάδο.



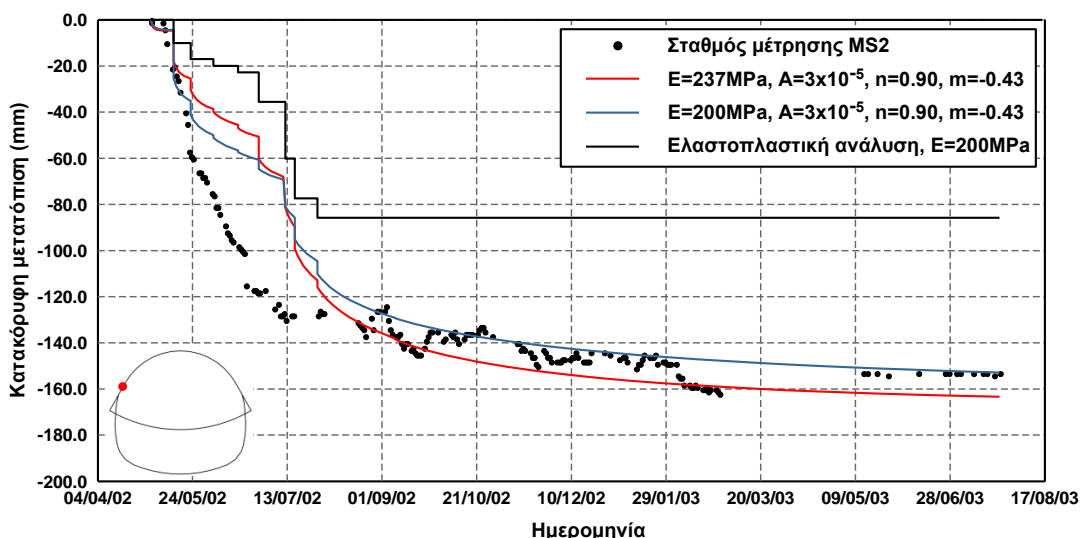
Σχήμα 6.17 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στο τέλος της κατασκευαστικής διαδικασίας πριν από το τελευταίο στάδιο ερπυσμού.



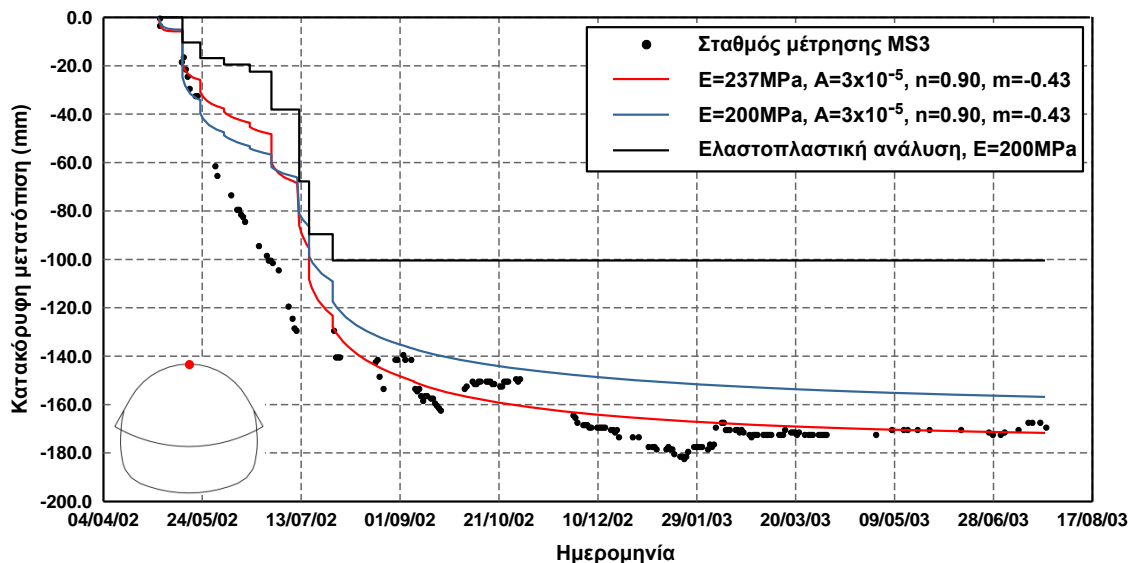
Σχήμα 6.18 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στο τέλος της ερπυστικής ανάλυσης.

Στις ανάστροφες αναλύσεις εξετάστηκαν εκτός των παραμέτρων αντοχής, παραμορφωσιμότητας και ερπυσμού της περιβάλλουσας βραχώμαζας, η επίδραση του συντελεστή οριζοντίων τάσεων, η αποτόνωση λόγω της προχώρησης του μετώπου διάνοιξης και η προσομοίωση της διατομής υποστήριξης. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται διαγράμματα σύγκρισης των μετρηθεισών μετακινήσεων κατά την κατασκευή και των αποτελεσμάτων από τις ανάστροφες αναλύσεις με θεώρηση ελαστοπλαστικής και ιξωδοπλαστικής συμπεριφοράς (με τα δύο ερπυστικά προσομοιώματα: Power-Law και Singh-Mitchell). Επισημαίνεται, ότι για να θεωρηθεί μία ανάλυση αντιπροσωπευτική, πρέπει οι κατακόρυφες μετακινήσεις που προκύπτουν να είναι τουλάχιστον ίσες ή και μεγαλύτερες από τις τιμές των μετρήσεων, καθώς η διαδικασία επανεπίκωσης τμήματος της σήραγγας, η οποία οδήγησε σε σταθεροποίηση της εξέλιξης των συγκλίσεων δεν μπορεί να προσομοιωθεί στις αριθμητικές αναλύσεις.

Αρχικά, όσον αφορά στο ερπυστικό προσομοίωμα Power-Law, φαίνεται ότι τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων στο Μετρητικό Σταθμό MS2 προσεγγίζουν ικανοποιητικά τις μετρήσεις ως προς τις τελικές τιμές και τη χρονική εξέλιξη, ειδικά στο τελευταίο τμήμα της καμπύλης. Η πιο απότομη κλίση των μετρήσεων σε σχέση με τα αποτελέσματα των αναλύσεων στο πρώτο τμήμα οφείλεται στο γεγονός ότι η τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας είναι μάλλον μικρότερη από αυτές που θεωρήθηκαν στις αναλύσεις. Επιπλέον, όσον αφορά στο μέτρο παραμορφωσιμότητας δοκιμάστηκαν χαμηλότερες τιμές, στις οποίες, όμως, οι αναλύσεις δεν συνέκλιναν από τα πρώτα στάδια ανάλυσης. Η μείωση της αποτόνωσης προκάλεσε μικρή αύξηση της κλίσης. Επομένως, το ελαστοπλαστικό τμήμα των μετακινήσεων που προκύπτει από τις αναλύσεις κρίνεται ότι είναι μικρότερο από το πραγματικό. Τα αποτελέσματα των ελαστοπλαστικών αναλύσεων αφορούν στην ανάλυση - από αυτές που συνέκλιναν επαρκώς - που έδωσε τις μεγαλύτερες μετακινήσεις. Είναι εμφανές ότι οι υπολογιζόμενες συγκλίσεις είναι μικρότερες κατά 50% από τις πραγματικές. Ωστόσο, ομοίως με τις ιξωδοπλαστικές αναλύσεις, μείωση του μέτρου ελαστικότητας και της αποτόνωσης θα οδηγούσε σε αντίστοιχη αύξηση των μετακινήσεων. Όμοια είναι και τα σχόλια στο Μετρητικό Σταθμό MS3.

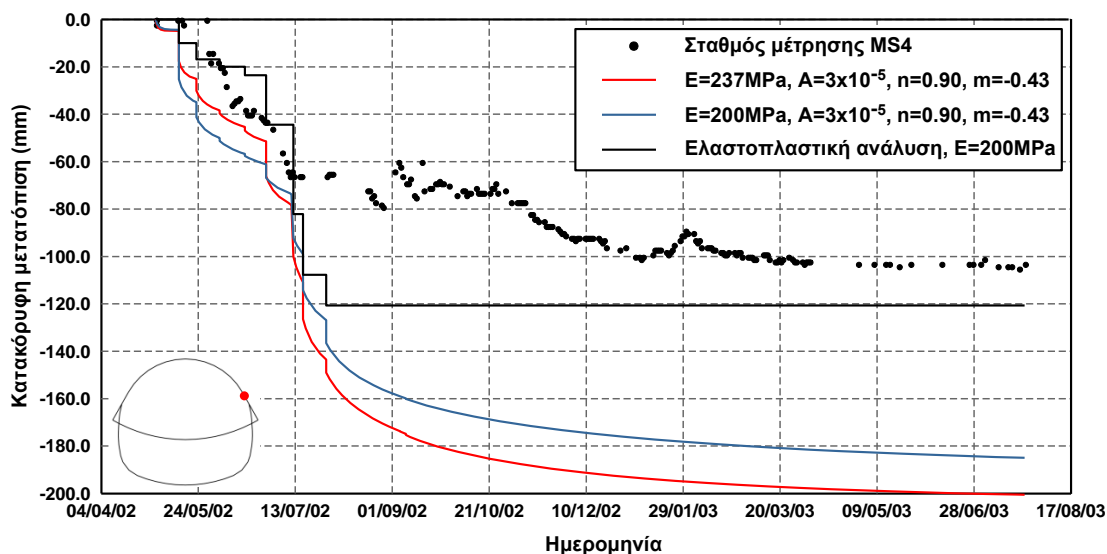


Σχήμα 6.19 Κατανομή μετακινήσεων στον Σταθμό Μέτρησης MS2 με βάση τις μετρήσεις κατά την κατασκευή και τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αντιστοιχούν σε συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70$, περιβάλλουσα βραχώμαζα με $GSI=13$, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$ και $m_i=4$ και ερπυστικό προσομοίωμα Power-Law. Επειδή η εξίσωση του προσομοιώματος Power-Law δεν είναι αδιάστατη, οι τιμές των παραμέτρων που παρουσιάζονται στη συνέχεια ισχύουν για μονάδα τάσης: 1kPa και μονάδα χρόνου: 1days .



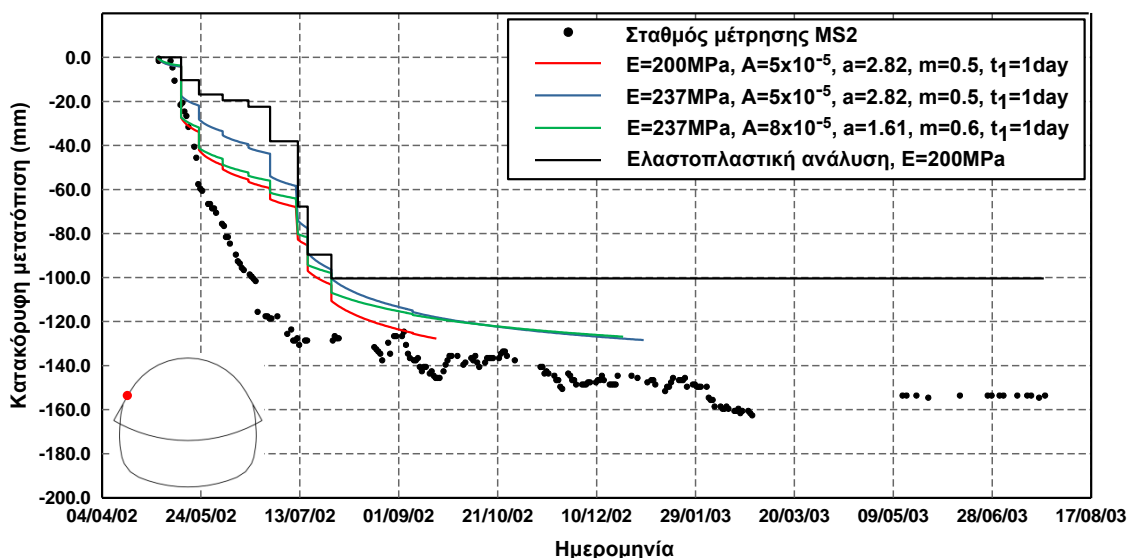
Σχήμα 6.20 Κατανομή μετακινήσεων στον Σταθμό Μέτρησης MS3 με βάση τις μετρήσεις κατά την κατασκευή και τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αντιστοιχούν σε συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70$, περιβάλλουσα βραχώμαζα με $GSI=13$, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$ και $m_i=4$ και ερπυστικό προσομοίωμα Power-Law. Επειδή η εξίσωση του προσομοιώματος Power-Law δεν είναι αδιάστατη, οι τιμές των παραμέτρων που παρουσιάζονται στη συνέχεια ισχύουν για μονάδα τάσης: 1kPa και μονάδα χρόνου: 1days .

Αντίθετα, στο Μετρητικό Σταθμό MS4 οι ίδιες παράμετροι που παρουσιάστηκαν στα προηγούμενα διαγράμματα, έχουν ως αποτέλεσμα την εκδήλωση κατακόρυφων μετακινήσεων μεγαλύτερων από τις τιμές των μετρήσεων. Μάλιστα με βάση τις μετρήσεις οι μετακινήσεις του σταθμού MS4 είναι οι μικρότερες όλων, γεγονός το οποίο δεν επιβεβαιώνεται από καμία αριθμητική ανάλυση, με βάση τις οποίες στο σταθμό MS4 παρατηρούνται οι μέγιστες μετατοπίσεις, καθώς βρίσκεται στον ενδιάμεσο στύλο, δηλαδή, στο τμήμα της διατομής προς το Βόρειο Κλάδο. Λαμβάνοντας υπόψη το μηχανισμό του φαινομένου κρίνεται ότι πιο ρεαλιστικές είναι οι μετρήσεις του σταθμού MS3 και κατ' επέκταση του MS2, ενώ στην περιοχή του MS4 λόγω τοπικών γεωτεχνικών ή κατασκευαστικών συνθηκών δεν αναπτύχθηκαν μεγάλες μετακινήσεις.

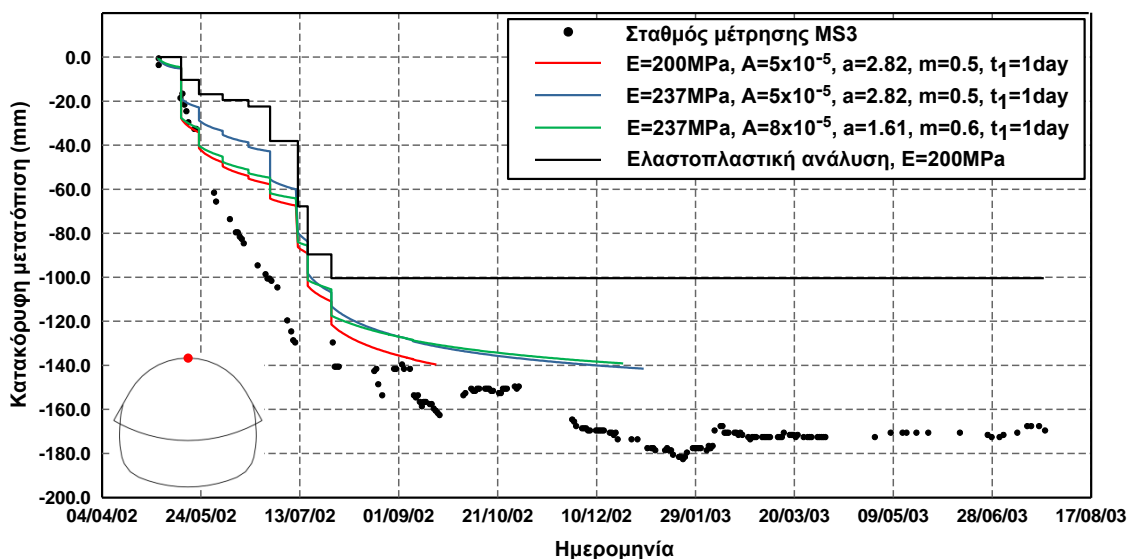


Σχήμα 6.21 Κατανομή μετακινήσεων στον Σταθμό μέτρησης MS4 με βάση τις μετρήσεις κατά την κατασκευή και τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αντιστοιχούν σε συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70$, περιβάλλουσα βραχώμαζα με $GSI=13$, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$ και $m_i=4$ και ερπυστικό προσομοίωμα Power-Law. Επειδή η εξίσωση του προσομοιώματος Power-Law δεν είναι αδιάστατη, οι τιμές των παραμέτρων που παρουσιάζονται στη συνέχεια ισχύουν για μονάδα τάσης: 1kPa και μονάδα χρόνου: 1days .

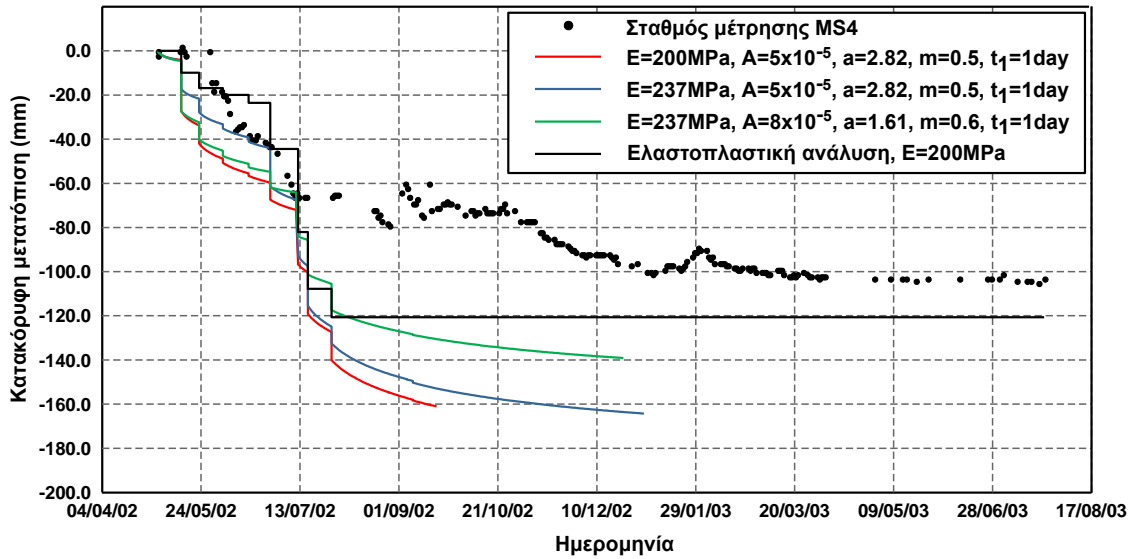
Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι αντίστοιχες καμπύλες από τις αριθμητικές αναλύσεις με υιοθέτηση του προσομοιώματος Singh-Mitchell. Επιλέχθηκε να παρουσιαστούν τα αποτελέσματα από τις αναλύσεις που πλησίασαν περισσότερο τις πραγματικές μετρήσεις, ακόμη και αν δεν ολοκληρώθηκαν. Είναι εμφανές ότι η προεκβολή των καμπυλών οδηγεί σε ικανοποιητική προσέγγιση της κατανομής, αλλά σε τιμές μικρότερες από αυτές των μετρήσεων. Επομένως, οι ερπυστικές παράμετροι της βραχώμαζας είναι ελαφρώς μεγαλύτερες σε σχέση με αυτές των αριθμητικών αναλύσεων που παρουσιάζονται, έτσι ώστε να προσεγγίζονται επαρκώς οι τελικές τιμές των μετρήσεων. Υπογραμμίζεται ότι οι παρατηρήσεις που διατυπώθηκαν όσον αφορά στο μέτρο παραμορφωσιμότητας και στην αποτόνωση για τις αναλύσεις με το προσομοίωμα Power-Law ισχύουν και για τις αντίστοιχες με το προσομοίωμα Singh-Mitchell.



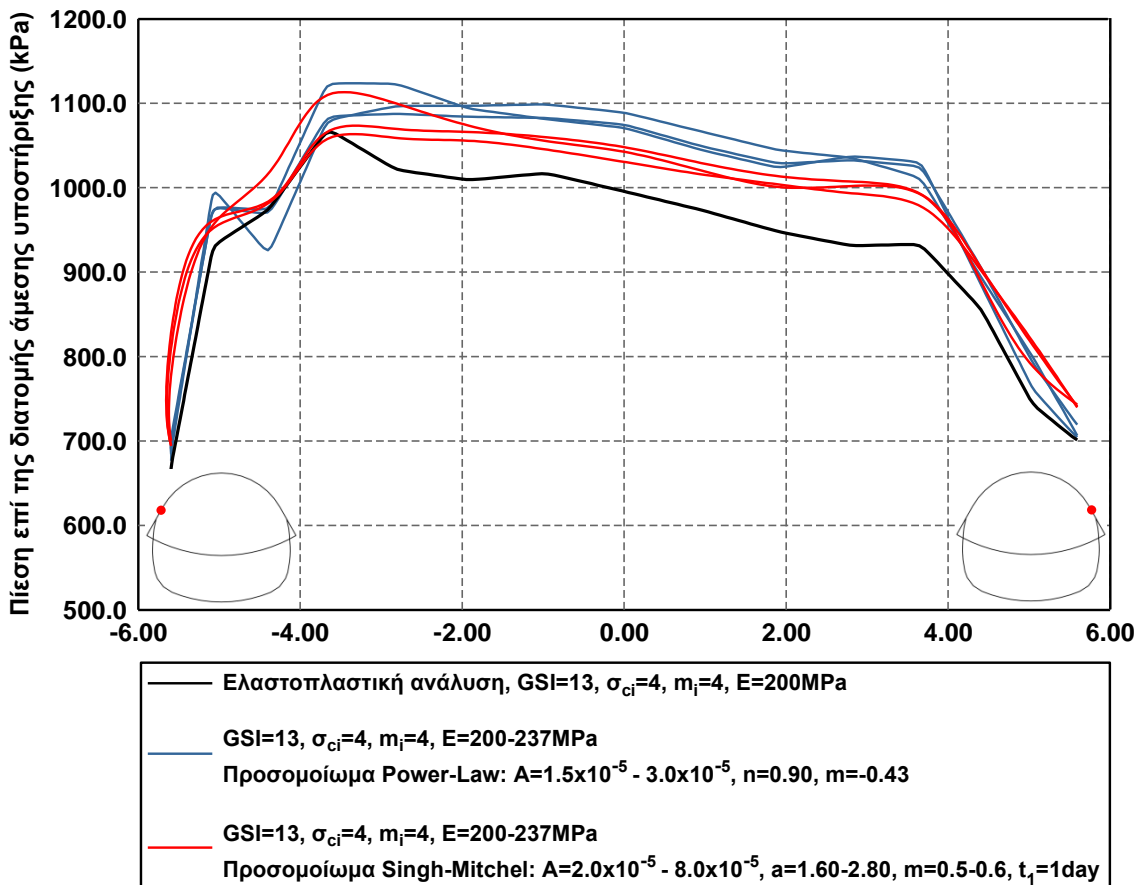
Σχήμα 6.22 Κατανομή μετακινήσεων στον Σταθμό μέτρησης MS2 με βάση τις μετρήσεις κατά την κατασκευή και τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αντιστοιχούν σε συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70$, περιβάλλουσα βραχώμαζα με $GSI=13$, $\sigma_c=4MPa$ και $m_i=4$ και ερπυστικό προσομοίωμα Singh-Mitchell.



Σχήμα 6.23 Κατανομή μετακινήσεων στον Σταθμό μέτρησης MS3 με βάση τις μετρήσεις κατά την κατασκευή και τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αντιστοιχούν σε συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70$, περιβάλλουσα βραχώμαζα με $GSI=13$, $\sigma_c=4MPa$ και $m_i=4$ και ερπυστικό προσομοίωμα Singh-Mitchell.



Σχήμα 6.24 Κατανομή μετακινήσεων στον Σταθμό μέτρησης MS4 με βάση τις μετρήσεις κατά την κατασκευή και τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αντιστοιχούν σε συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.70$, περιβάλλουσα βραχώμαζα με $GSI=13$, $\sigma_{ci}=4MPa$ και $m_i=4$ και ερπυστικό προσομοίωμα Singh-Mitchell.



Σχήμα 6.25 Κατανομή πιέσεων στο κέλυφος της άμεσης υποστήριξης για τις πιο αντιπροσωπευτικές ελαστοπλαστικές και ιξωδοπλαστικές αναλύσεις. Επειδή η εξίσωση του προσομοιώματος Power-Law δεν είναι αδιάστατη, οι τιμές των παραμέτρων που παρουσιάζονται στη συνέχεια ισχύουν για μονάδα τάσης: 1kPa και μονάδα χρόνου: 1days.

Στο Σχήμα 6.25 παρουσιάζονται οι κατανομές των πιέσεων που προκύπτουν στο κέλυφος του Νότιο Κλάδου για τις διαφορετικές αριθμητικές αναλύσεις για το εύρος των παραμέτρων που έχει ήδη

παρουσιαστεί. Είναι εμφανές ότι ενσωμάτωση της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς της βραχώμαζας οδηγεί σε αύξηση των πιέσεων, η οποία θα ήταν ακόμη μεγαλύτερη σε περίπτωση απαίτησης ελαστικής συμπεριφοράς των μέτρων υποστήριξης. Οι πιέσεις παρουσιάζονται αυξημένες στην αριστερή παρειά (εξωτερική πλευρά του Νότιου Κλάδου) για όλες τις περιπτώσεις αναλύσεων λόγω της μικρότερης αποτόνωσης. Αντίθετα, η προσαύξηση των πιέσεων λόγω του επιβαλλόμενου ερπυσμού είναι μεγαλύτερη στη δεξιά παρειά (εσωτερική πλευρά του Νότιο Κλάδου), καθώς στην περιοχή αυτή παρουσιάζεται μεγαλύτερη πλαστική περιοχή, άρα και ερπυστικές παραμορφώσεις. Τέλος, ένας από τους λόγους που οι πιέσεις από τις αναλύσεις με το προσομοίωμα Singh-Mitchell παρουσιάζονται μικρότερες σε σχέση με τις αντίστοιχες με το προσομοίωμα Power-Law είναι ότι οι πρώτες δεν ολοκληρώθηκαν και τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε μικρότερη χρονική διάρκεια επιβαλλόμενων ερπυστικών παραμορφώσεων.

Επομένως, μέσω των αριθμητικών αναλύσεων προσομοιώθηκε ικανοποιητικά η κατασκευαστική αλληλουχία και οι αναπτυσσόμενες μετακινήσεις στη διατομή που επιλέχθηκε, καθώς και η ιξωδοπλαστική συμπεριφορά της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Τελικά, λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, το μηχανισμό του φαινομένου, στοιχεία από τη βιβλιογραφία και την εικόνα της βραχώμαζας από τις επί τόπου επισκέψεις, εκτιμήθηκε ένα αντιπροσωπευτικό εύρος για τις γεωτεχνικές και ερπυστικές παραμέτρους του διατμημένου, χαστικού, ιλυολιθικού σχηματισμού το οποίο παρουσιάζεται στο επόμενο πίνακα. Οι παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας που προέκυψαν επιβεβαιώνουν το εύρος που είχε εκτιμηθεί από τους Marinis et al. (2006): $GSI=13-17$, $\sigma_{ci}=4-5$, $m_i=5.6$.

Πίνακας 6.1 Εκτιμώμενο εύρος γεωτεχνικών και ερπυστικών παραμέτρων του διατμημένου, χαστικού ιλυόλιθου στην περιοχή της σήραγγας Ανθοχωρίου.

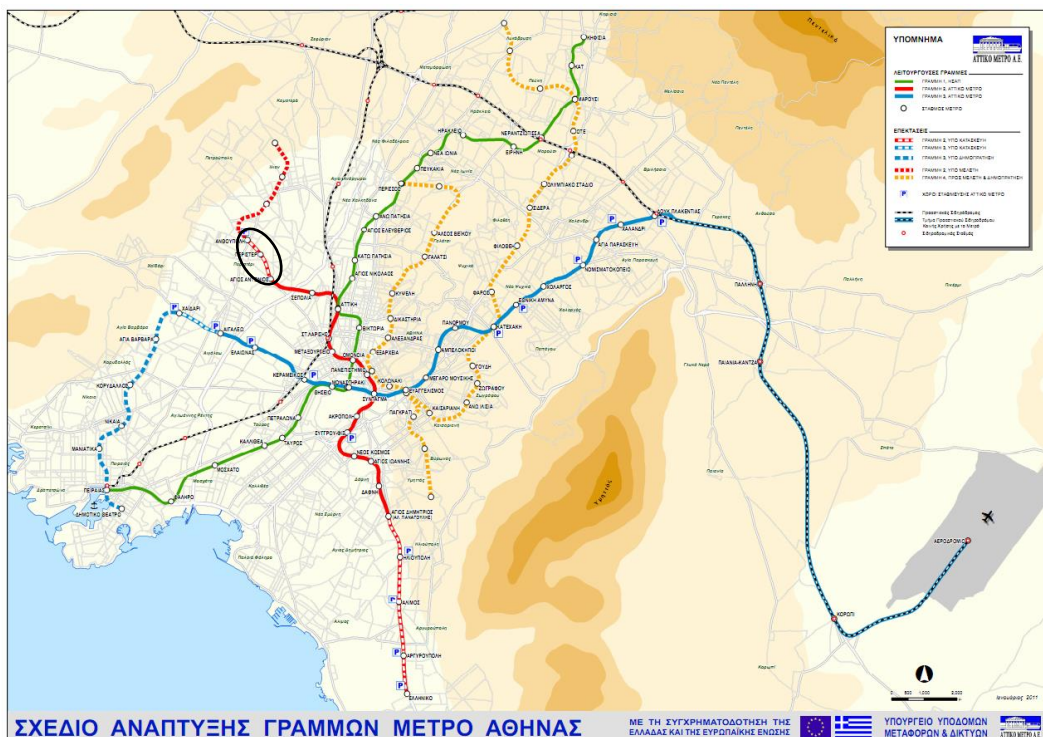
Τιμή βαθμονόμησης GSI	13 - 15	
Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη, σ_{ci} (MPa)	3 - 5	
Σταθερά γεωυλικού, m_i	3 - 5	
Μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχώμαζας, E_m (MPa)	150 - 200	
Ερπυστικό προσομοίωμα Power-Law*	A	$2 \times 10^{-5} - 5 \times 10^{-5}$
	n	0.80 - 0.90
	m	(-0.35) - (-0.45)
Ερπυστικό προσομοίωμα Singh-Mitchell	A	$7 \times 10^{-5} - 10^{-4}$
	a	2.0 - 2.5
	m	0.50 - 0.60
	t_1 (days)	1

*Επειδή η εξίσωση του προσομοιώματος Power-Law δεν είναι αδιάστατη, οι τιμές των παραμέτρων που παρουσιάζονται στη συνέχεια ισχύουν για μονάδα τάσης: 1kPa και μονάδα χρόνου: 1days.

Εκτός από τη χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά του γεωυλικού υπάρχουν και άλλα αίτια, τα οποία είναι πιθανό να συνεισφέρουν στην απόκλιση μεταξύ των πραγματικών μετρήσεων και των ελαστοπλαστικών αναλύσεων, όπως είναι οι τοπικές γεωλογικές συνθήκες, οι διαφοροποιήσεις στην κατασκευή, οι αποκλίσεις των μεθοδολογικών που χρησιμοποιήθηκαν και οι αβεβαιότητες των καταστατικών προσομοιωμάτων. Αυξομείωση της επίδρασης κάποιων εξ αυτών προκαλεί αντίστοιχη διαφοροποίηση της συνεισφοράς της ιξωδοπλαστικής συμπεριφοράς της βραχώμαζας στο υπό μελέτη πρόβλημα.

6.2 ΑΝΑΣΤΡΟΦΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΙΣ ΜΕΤΡΗΣΕΙΣ ΣΕ ΚΥΦΕΛΕΣ ΠΙΕΣΗΣ ΣΤΟ ΚΕΛΥΦΟΣ ΤΗΣ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΗ ΣΗΡΑΓΓΑ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ ΠΡΙΝ ΑΠΟ ΤΟ ΣΤΑΘΜΟ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙΟΥ ΤΟΥ ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ.

Με βάση την εμπειρία από την κατασκευή σηράγγων στον ελληνικό χώρο προκύπτει ότι δεν τοποθετούνται συχνά στην άμεση υποστήριξη και στην τελική επένδυση κυψέλες μέτρησης των πιέσεων. Η Αττικό Μετρό εξαιτίας της κατασκευής των έργων εντός αστικών περιοχών, όπου οι απαιτήσεις ενόργανης παρακολούθησης είναι αυξημένες, έχει τοποθετήσει σε αρκετές περιοχές κυψέλες πίεσης σε συνδυασμό με άλλα μέτρα παρακολούθησης. Στο πλαίσιο της διδακτορικής διατριβής, μας παραχωρήθηκαν στοιχεία γεωλογίας, γεωτεχνικής αξιολόγησης, μελετών άμεσης υποστήριξης, στοιχεία κατασκευής και ενόργανες μετρήσεις που αφορούν στο τμήμα υπόγειας διάνοιξης του Σταθμού Περιστερίου και στη σήραγγα διπλής τροχιάς πριν από το σταθμό (προς το Σταθμό Αγ. Αντωνίου). Με βάση τα στοιχεία αυτά κατασκευάστηκε αριθμητικό μοντέλο με σκοπό την προσομοίωση της διαδικασίας διάνοιξης, την εκτίμηση των γεωτεχνικών παραμέτρων των γεωλικών μέσω των ανάστροφων αναλύσεων και την αξιολόγηση της μεθοδολογίας που έχει προταθεί για την εκτίμηση των φορτίων της διατομής άμεσης υποστήριξης. Στο ακόλουθο σχήμα παρουσιάζεται ο χάρτης που περιλαμβάνει τις υφιστάμενες γραμμές του Αττικό Μετρό, καθώς και τις μελλοντικές επεκτάσεις, όπου έχει σημειωθεί με μαύρη έλλειψη η περιοχή του υπό μελέτη τμήματος, το οποίο ανήκει στην επέκταση της Γραμμής 2: Αγ. Αντώνιος - Ανθούπολη.



Σχήμα 6.26 Σχέδιο ανάπτυξης μελλοντικών γραμμών μετρό Αθήνας (Ηλεκτρονική σελίδα Αττικό Μετρό www.ametro.gr). Με την μαύρη έλλειψη σημειώνεται το υπό μελέτη τμήμα.

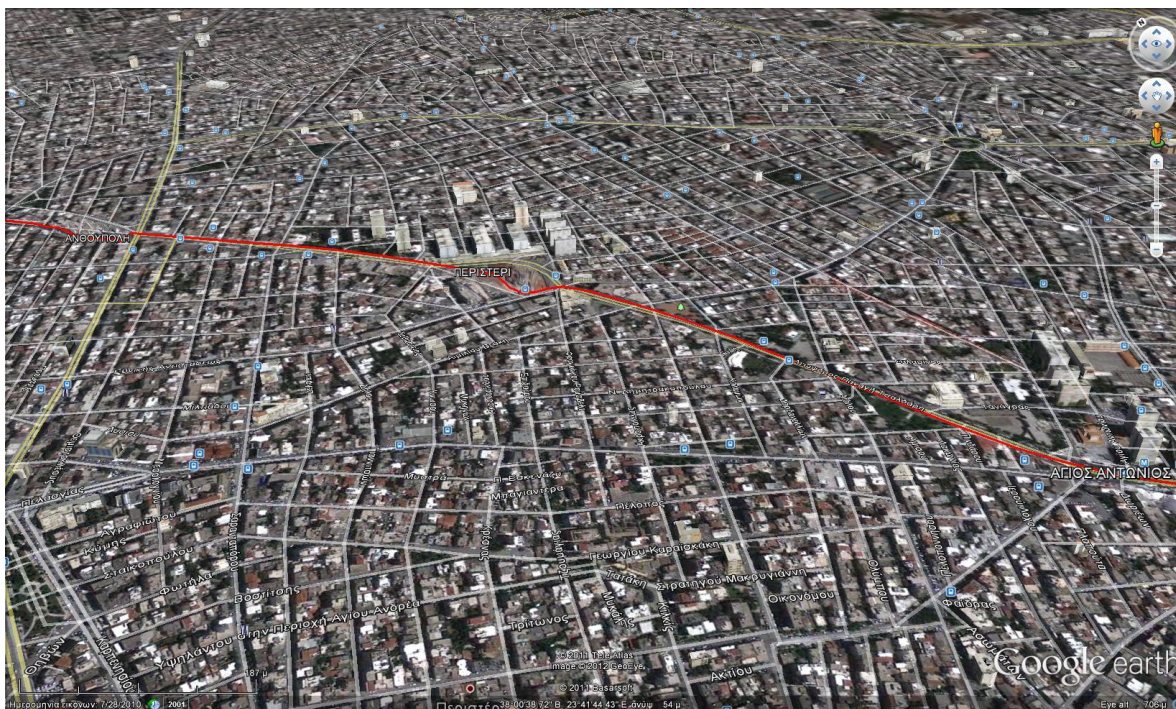
6.2.1 Παρουσίαση διαθέσιμων στοιχείων

Όλα τα στοιχεία που μας παραχωρήθηκαν από την Αττικό Μετρό, τα οποία αξιολογήθηκαν για την κατασκευή ενός ρεαλιστικού αριθμητικού προσομοιώματος, για την εκτέλεση των αναλύσεων και για την κριτική των αποτελεσμάτων παρουσιάζονται αναλυτικά στο Παράρτημα Β. Κατόπιν, παρατίθενται

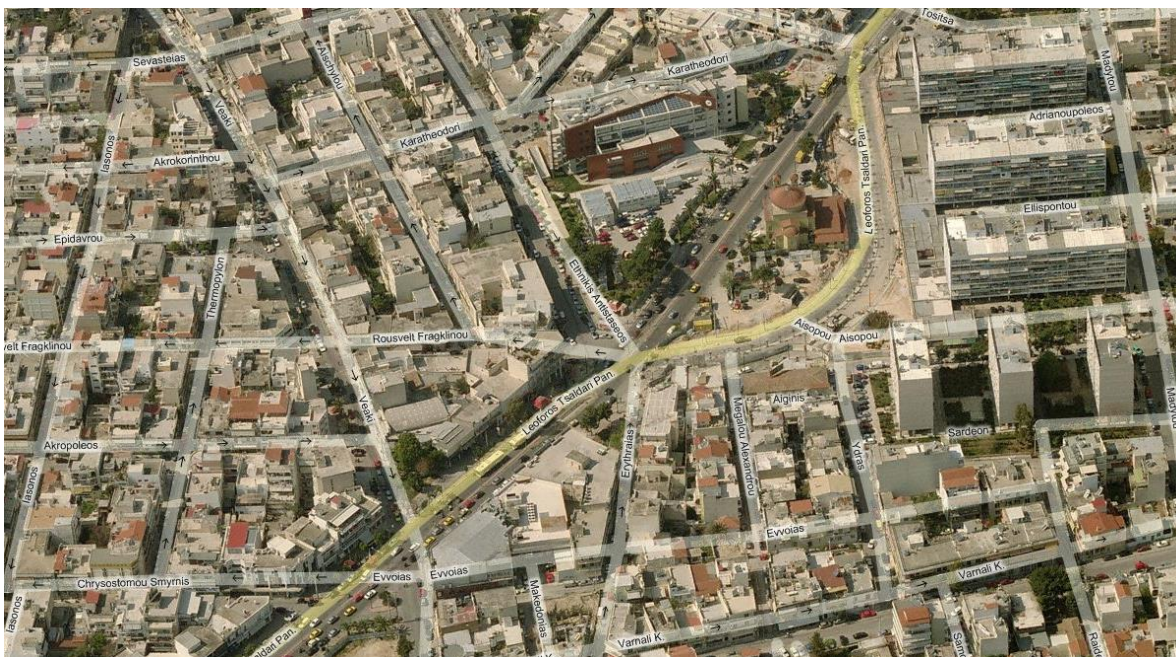
οι τίτλοι των μελετών που κυρίως χρησιμοποιήθηκαν και αντιστοιχούνται σε αυτές κωδικοί έτσι ώστε να είναι πιο εύκολη και απλή η αναφορά τους μέσα στο κείμενο (δηλαδή θα αναφέρονται μέσα στο κείμενο ως: π.χ. Έγγραφο D1, Έγγραφο C1).

- ο ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΓΕΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ, Κ/Ξ J&P - ΑΒΑΞ Α.Ε. FCC CONSTRUCCION, ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., 22/05/2007 (2GW0CW180S901C) - ΚΩΔΙΚΟΣ D1.
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΣΗΡΑΓΓΑ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, ΕΚΘΕΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ, Κ/Ξ J&P - ΑΒΑΞ Α.Ε. FCC CONSTRUCCION, ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε, ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2007, (2TW2CW180S901B) - ΚΩΔΙΚΟΣ D2.
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΕΓΓΡΑΦΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, Κ/Ξ J&P - ΑΒΑΞ Α.Ε. FCC CONSTRUCCION, ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε, ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397R902C) - ΚΩΔΙΚΟΣ D3.
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΕΓΓΡΑΦΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ - ΥΠΟΓΕΙΑ ΕΚΣΚΑΦΗ, ΕΚΘΕΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ, Κ/Ξ J&P - ΑΒΑΞ Α.Ε. FCC CONSTRUCCION, ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., 07/11/2007 (2SW2CW180S903B) - ΚΩΔΙΚΟΣ D4.
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΕΓΓΡΑΦΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ-ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ, Κ/Ξ J&P - ΑΒΑΞ Α.Ε. FCC CONSTRUCCION, Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008,(2SW2CW397F902A) - ΚΩΔΙΚΟΣ D5.
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΤΕΛΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΓΔΠ, ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ (Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29), ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΓΕΩΛΟΓΙΚΗ ΤΟΜΗ & ΠΕΡΙΤΥΠΩΜΑ - ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΣΥΝΑΝΤΗΘΕΙΣΩΝ ΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ, ΥΔΡΟΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ & ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ "ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗΚΕ", Κ/Ξ J&P - ΑΒΑΞ Α.Ε. FCC CONSTRUCCION, ΜΑΪΟΣ 2010, (2TW2CW180S1011) - ΚΩΔΙΚΟΣ C1.
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΓΔΠ, ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ, ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ (Χ.Θ. 1+681.3 - 1+724.3), ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΓΕΩΛΟΓΙΚΗ ΤΟΜΗ & ΠΕΡΙΤΥΠΩΜΑ - ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΣΥΝΑΝΤΗΘΕΙΣΩΝ ΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ, ΥΔΡΟΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ & ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ "ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗΚΕ", Κ/Ξ J&P - ΑΒΑΞ Α.Ε. FCC CONSTRUCCION, ΜΑΪΟΣ 2010, (2SW2CW180S4031) - ΚΩΔΙΚΟΣ C2.

Το υπό μελέτη τμήμα της σήραγγας διπλής τροχιάς βρίσκεται πριν από το Σταθμό Περιστερίου, ο οποίος χωροθετείται κάτω από την πλατεία Δημοκρατίας του Δήμου Περιστερίου, επί της Λεωφόρου Παναγή Τσαλδάρη. Το συγκεκριμένο τμήμα επιλέχθηκε με βάση τη διατομή στην οποία τοποθετήθηκαν οι κυψέλες μέτρησης πιέσεων επί της άμεσης υποστήριξης και τελικής επένδυσης (Χ.Θ. 1+636.00). Στις δύο παρακάτω εικόνες παρουσιάζεται προοπτική απεικόνιση της ευρύτερης περιοχής σε διαφορετικές χρονικές στιγμές (στην Εικόνα 6.7 φαίνονται οι ανοιχτές εκσκαφές για την κατασκευή του Σταθμού Περιστερίου). Ας σημειωθεί ότι ολόκληρο το τμήμα Αγ. Αντώνιος - Ανθούπολη έχει πλέον κατασκευαστεί επιτυχώς δίχως να παρουσιαστούν προβλήματα ή αστοχίες.



Εικόνα 6.7 Προοπτική απεικόνιση της περιοχής επέκτασης της Γραμμής 2: Αγ. Αντώνιος – Ανθούπολη, η οποία σημειώνεται με την κόκκινη γραμμή (Λογισμικό Google Earth, Ημερομηνία φωτογραφίας: 28/07/2010).



Εικόνα 6.8 Προοπτική απεικόνιση ευρύτερης περιοχής μελέτης (ιστότοπος <http://www.bing.com/maps/>). Διακρίνεται το Δημαρχείο Περιστερίου και ο Ναός Ευαγγελιστρίας,

Στη συνέχεια παρουσιάζονται φωτογραφίες από την επί τόπου επίσκεψη στην περιοχή κατασκευής του υπό μελέτη τμήματος. Η σήραγγα διπλής τροχιάς διανοίγεται κάτω από τη Λεωφόρο Π. Τσαλδάρη που φαίνεται στην Εικόνα 6.9. Είναι εμφανές ότι τα υφιστάμενα κτίρια απέχουν από τον άξονα της οδού που βρίσκεται πολύ κοντά με τον άξονα της σήραγγας και ότι δεν υπάρχουν κτίρια με περισσότερους από τρεις ορόφους. Επίσης, από τις αεροφωτογραφίες (στις οποίες υπάρχουν δεδομένα για υψόμετρα) και από την επί τόπου επίσκεψη προκύπτει ότι η περιοχή είναι γενικά επίπεδη με μικρές υψομετρικές διαφορές, γεγονός το οποίο επιβεβαιώνεται στη συνέχεια από τα ακριβή στοιχεία τοπογραφίας.



Εικόνα 6.9 Λεωφόρος Παναγή Τσαλδάρη με κατεύθυνση προς τον Αγ. Αντώνιο, κάτω από την οποία διανοίγεται η σήραγγα διπλής τροχιάς που μελετάται.



Εικόνα 6.10 Γυάλινος θόλος στην οροφή του Σταθμού Περιστερίου με σκοπό την εξασφάλιση του φυσικού φωτισμού του σταθμού και την ανάδειξη του Ναού Ευαγγελιστρίας.

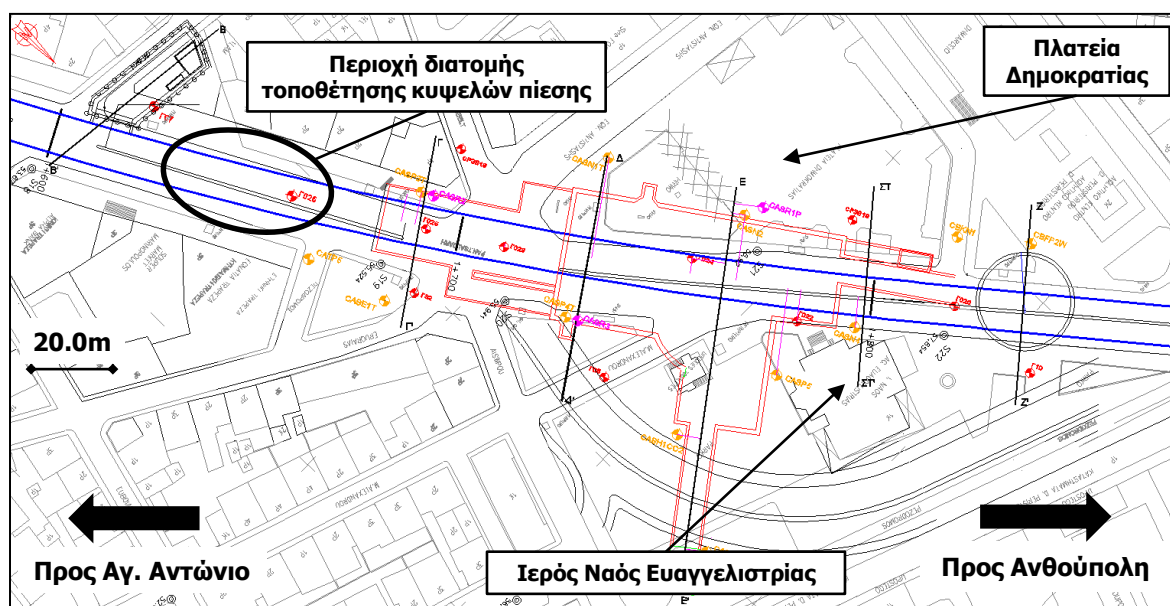


Εικόνα 6.11 Πανοραμική άποψη της πλατείας Δημοκρατίας. Διακρίνεται ο Ναός Ευαγγελιστρίας.



Εικόνα 6.12 Πανοραμική άποψη της πλατείας Δημοκρατίας.

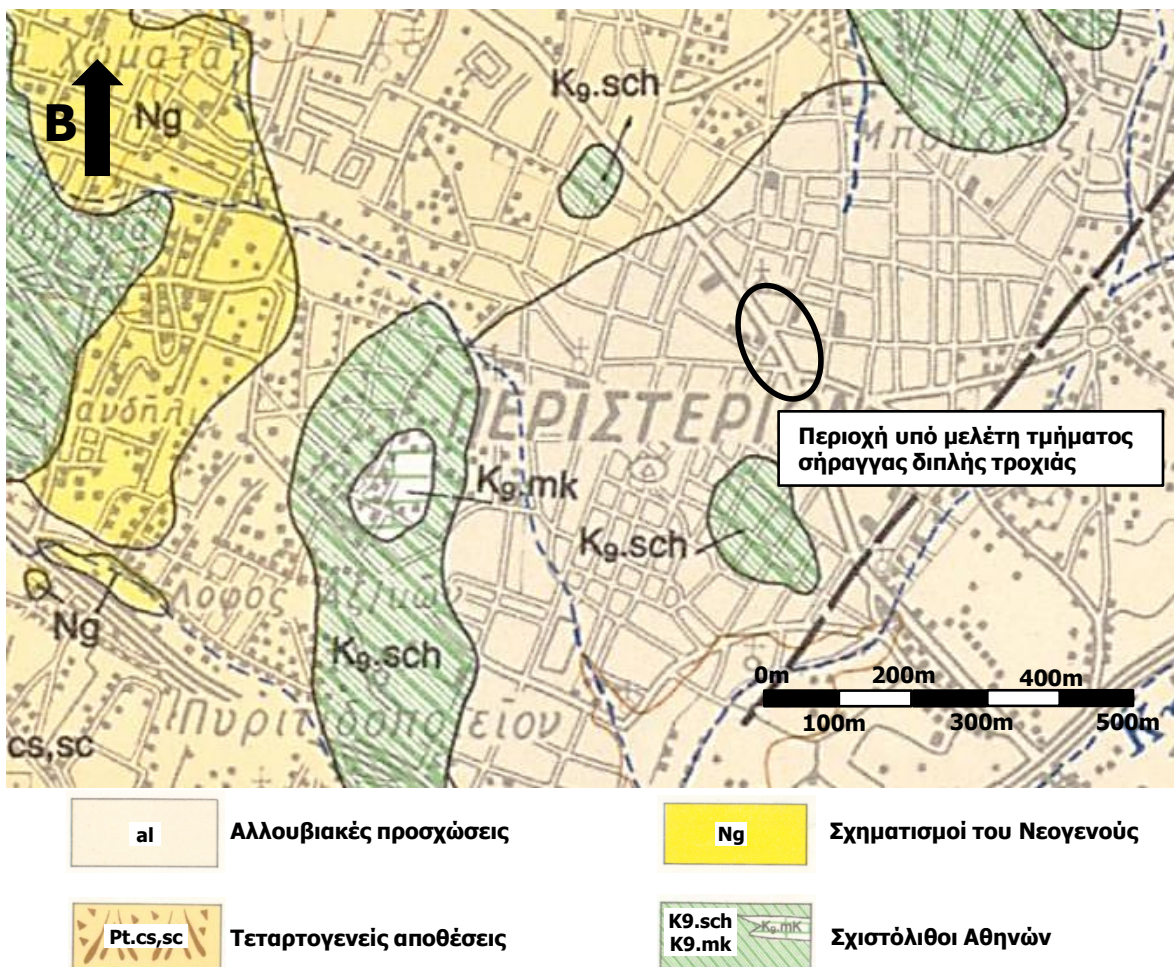
Πιο συγκεκριμένα, το τμήμα το οποίο ερευνάται φαίνεται στην ακόλουθη οριζοντιογραφία. Διακρίνεται η σήραγγα διπλής τροχιάς με μπλε χρώμα, η οποία κινείται κάτω από τη Λεωφόρο Π. Τσαλδάρη και ο Σταθμός Περιστερίου με κόκκινο χρώμα. Το τμήμα του σταθμού αμέσως μετά τη σήραγγα διπλής τροχιάς κατασκευάστηκε με υπόγεια διάνοιξη, ενώ το υπόλοιπο μέσω ανοιχτής εκσκαφής.



Σχήμα 6.27 Οριζοντιογραφία της περιοχής του υπό μελέτη τμήματος. Διακρίνεται με μπλε χρώμα η σήραγγα διπλής τροχιάς και με κόκκινο χρώμα το περίγραμμα του Σταθμού Περιστερίου.

6.2.1.1 Στοιχεία γεωλογίας - τεκτονικής - υδρογεωλογίας υπό μελέτη τμήματος

Στο Σχήμα 6.28 παρουσιάζεται απόσπασμα από τον αντίστοιχο γεωλογικό χάρτη του ΙΓΜΕ (Φύλλο Αθήνα - Ελευσίνα), στον οποίο απεικονίζεται η ευρύτερη περιοχή του υπό μελέτη τμήματος.



Σχήμα 6.28 Απόσπασμα Γεωλογικού Χάρτη ΙΓΜΕ (Φύλλο Αθήνα - Ελευσίνα, ΙΓΜΕ, 1986, Κλίμακα 1:50000) της ευρύτερης περιοχής του υπό μελέτη τμήματος.

Αναλυτικά, οι σχηματισμοί που απαντώνται με βάση το συγκεκριμένο χάρτη είναι:

- ο **Αλλουβιακές προσχώσεις (al)**. Αποτελούνται από χαλαρά αργιλοαμμώδη υλικά, ασύνδετα υλικά από άμμους και κροκαλολατύπες στις κοίτες των χειμάρρων, ερυθρογή με κροκαλολατύπες σε μικρές εσωτερικές λεκάνες, υλικά χειμαρρωδών αναβαθμίδων και υλικά ελουβιακού μανδύα.
- ο **Τεταρτογενείς αποθέσεις (Pt.cs.sc)**. Ριπίδια χειμάρρων, κώνοι κορημάτων, πλευρικά κορήματα και προσχωσιγενή υλικά κοιλάδων. Αποτελούνται από λατυποκροκάλες ποικίλου μεγέθους, κυρίως σβεστολιθικές, ισχυρά συνδεδεμένες με συνδεδητικό υλικό ψαμμιτομαργαϊκό, σε μικρό ποσοστό με μορφή λατυποκροκαλοπαγών πολλές φορές σε παχιές τράπεζες. Κατά περιοχές εγκλείουν ακανόνιστες φακοειδείς ενστρώσεις καστανέρυθρου, αμμούχου αργιλομαργαϊκού υλικού. Μέγιστο ορατό πάχος 30.0m, ενώ με γεωτρήσεις έχει διαπιστωθεί ότι φτάνει τα 100.0m περίπου.
- ο **Σχηματισμοί του Νεογενούς (Ng)**. Σχηματισμοί που στη βάση τους αποτελούνται από εναλλασσόμενα στρώματα λιμναίας φάσης μαργών, αργίλων και ψαμμιτών, με παρεμβολές κροκαλοπαγών και κοιτάσματα λιγνιτών (περιοχή Περιστερίου). Μέγιστο πάχος 100.0m περίπου.

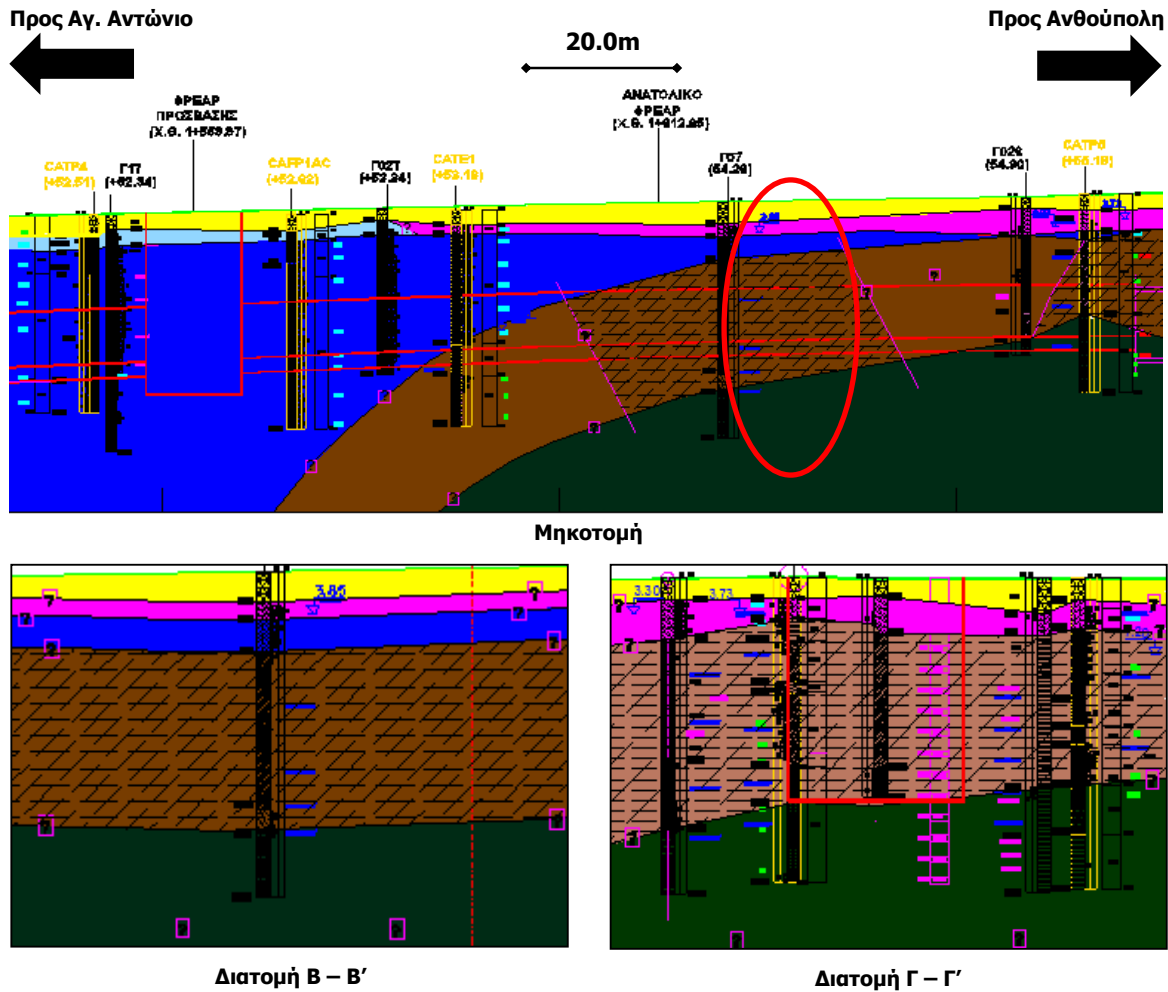
ο **Σχιστόλιθοι Αθηνών (K9.sch)**. Φλυσχοειδή ιζήματα που αποτελούνται από τεφρούς, γαλανότεφρους ή υποπράσινους αργιλικούς, ψαμμιτικούς σχιστόλιθους, ασβεστιτικούς ψαμμίτες και γραουβάκες με ενστρώσεις ασβεστολίθων και σχιστωδών μαργών και με μικρά σώματα εκρηξιγενών πετρωμάτων, κυρίως σπιλιτών.


Αξιοποιώντας τα γενικά γεωλογικά στοιχεία της περιοχής και στοιχεία από παλαιότερες και νέες γεωτρήσεις, η μελέτη γεωτεχνικής αξιολόγησης της ευρύτερης περιοχής (Έγγραφο D1) προτείνει τη γεωλογική μηκοτομή και τις γεωλογικές διατομές που φαίνονται στο Σχήμα 6.29.


Επομένως, περί τη διατομή στην οποία έχουν τοποθετηθεί οι κυψέλες πίεσης αναπτύσσονται πέντε σχηματισμοί, οι επαφές μεταξύ των οποίων τόσο κατά τη διαμήκη όσο και κατά την εγκάρσια έννοια μπορούν να θεωρηθούν με επαρκή ακρίβεια οριζόντιες. Η διάνοιξη, όπως επιβεβαιώνεται και από τα στοιχεία της κατασκευής, αναμένονταν να γίνει μέσα στον Αθηναϊκό Σχιστόλιθο και μάλιστα στην Ανώτερη Ενότητα αυτού, όπου υπάρχει επικράτηση του μεταψαμμίτη. Επίσης, από τα τοπογραφικά στοιχεία των σχεδίων επιβεβαιώνεται η παρατήρηση ότι η επιφάνεια του εδάφους είναι γενικά επίπεδη με πολύ μικρές υψομετρικές διαφορές τόσο κατά μήκος όσο και εγκάρσια στη σήραγγα. Τέλος, η ίδια η σήραγγα μπορεί να θεωρηθεί οριζόντια, από τη μηκοτομή φαίνεται ότι η κλίση της είναι πολύ μικρή.

Όσον αφορά στην τεκτονική της περιοχής του όρους Αιγάλεω υπάρχουν αλληπάλληλες επιπευσεις, ενώ οι κύριες διευθύνσεις ρηγματώσεων είναι BAA - ΝΔΔ και ΒΔ-ΝΑ. Το ίδιο το όρος Αιγάλεω αποτελεί αντίκλινο με διεύθυνση άξονα ΒΑ - ΝΔ. Οι κύριες διευθύνσεις των τεκτονικών στοιχείων στην ευρύτερη περιοχή είναι ΒΑ - ΝΔ (Έγγραφο D1). Η υδρογεωλογική συμπεριφορά των λιθολογικών σχηματισμών στην περιοχή μελέτης έχει ως εξής (Έγγραφα D1 & D2):


- ο Οι ανθρωπογενείς και ολοκαινικές αποθέσεις παρουσιάζουν μέτρια έως υψηλή υδροπερατότητα λόγω της αδρομερούς, κυρίως, φύσης τους σε συνδυασμό με την χαμηλή τους πυκνότητα.
- ο Τα νεογενή κροκαλοπαγή, λόγω της έντονης αποσάθρωσης και του κερματισμού τους, παρουσιάζουν υψηλό δευτερογενές πορώδες, με αποτέλεσμα να επιτρέπουν την κυκλοφορία του υπόγειου νερού μέσα από τη μάζα τους.
- ο Ο σχηματισμός του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου», λόγω της μεγάλης ετερογένειάς του, παρουσιάζει ανομοιομορφη υδρογεωλογική συμπεριφορά. Γενικά, θεωρείται αδιαπέρατος, ιδιαίτερα στη φάση του μεταίλυο λίθου και αργιλικού σχιστολίθου. Οι ενδιάμεσες, όμως, φάσεις του με αργιλικό και ψαμμιτικό σχιστόλιθο, καθώς και η αμιγώς ψαμμιτική του φάση αναπτύσσουν δευτερογενές πορώδες και συνεπώς μικρή έως μέτρια υδροπερατότητα. Το ίδιο συμβαίνει και στην περίπτωση εναλλαγών του με ασβεστολίθους. Από τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών κατάταξης, αλλά κι από την μακροσκοπική εξέταση των δειγμάτων και τις αντίστοιχες περιγραφές του σχηματισμού, ο «Αθηναϊκός Σχιστόλιθος» περιέχει υψηλό ποσοστό λεπτόκοκκων (της τάξης του 30%), δηλαδή είναι πρακτικά αδιαπέρατος. Επομένως, ο Υπόγειος Υδροφόρος Ορίζοντας που έχει παρατηρηθεί από τις γεωτρήσεις δεν αναπτύσσεται μέσα στο σχηματισμό του Αθηναϊκού Σχιστολίθου, αλλά βρίσκεται επικρεμάμενος στους ανώτερους σχηματισμούς (αποθέσεις, κροκαλοπαγές, ασβεστιτικό μεταψαμμίτη) δημιουργώντας μόνο υψηλό βαθμό κορεσμού στον Αθηναϊκό Σχιστόλιθο.
- ο Οι μάργες είναι επίσης αδιαπέρατος σχηματισμός και μόνο σε θέσεις ψαμμιτικής σύστασης και κροκαλοπαγών είναι δυνατή η κυκλοφορία υδάτων.




 Τεχνητές επιχώσεις και επιφανειακές αποθέσεις σε μορφή καστανής, μέσης συνεκτικότητας έως σφιγρής αμμόδους αργίλου με χάλικες κατά θέσεις.

 Καστανέρυθρο έως ερυθρό ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΙΚΟ ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ μέτρια ισχυρό, ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένο και κερματισμένο κατά θέσεις.

 Τεφρός, ισχυρός, μέτρια τεκτονισμένος ΑΣΒΕΣΤΙΤΙΚΟΣ ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ

 Ανώτερη Ενότητα Αθηναϊκού Σχιστόλιθου. Αποτελείται από τεφρό έως τεφροπράσινο, μέτρια ασθενή έως μέτρια ισχυρό, μέτρια αποσαθρωμένο ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ, εναλλαγές ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ με ΜΕΤΑΪΛΥΟΛΙΘΟ με επικράτηση του πρώτου, εναλλαγές τεμαχών ΑΣΒΕΣΤΙΚΟΥ ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ με ΜΕΤΑΪΛΥΟΛΙΘΟ και ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ (έντονα τεκτονισμένη ζώνη - ζώνη διάτμησης) και τεκτονικό λατυποπαγές έως μυλονίτη εναλλαγών ΜΕΤΑΪΛΥΟΛΙΘΟΥ και ΑΣΒΕΣΤΙΤΙΚΟΥ ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ, με τεμάχη και λατύπες ασβ. μεταψαμμίτη σε πολύ ασθενή, καστανοπράσινη, εντελώς διατμημένη αγιοϊλυώδη μάζα (ζώνη διάτμησης).

 Κατώτερη Ενότητα Αθηναϊκού Σχιστόλιθου. Αποτελείται από τεφροπράσινο, μέτρια ασθενή έως ασθενή, μέτρια έως εντελώς αποσαθρωμένο, (εξαλλοιωμένος) ΜΕΤΑΪΛΥΟΛΙΘΟ, εναλλαγές τεφροπράσινου ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ με ΜΕΤΑΪΛΥΟΛΙΘΟ (μέτρια ασθενής έως ασθενής σχηματισμός τοπικά κερματισμένος με κυρίαρχη την μεταίλυολιθική φάση), ΜΕΤΑΪΛΥΟΛΙΘΟ σε εναλλαγές με ΑΡΓΙΛΙΚΟ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟ τεφρού έως τεφροπράσινου χρώματος και σκουρότεφο μέτρια ασθενή έως ασθενή, μέτρια έως εντελώς αποσαθρωμένο, (εξαλλοιωμένο) ΑΡΓΙΛΙΚΟ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟ.

Σχήμα 6.29 Γεωλογική μηκτομή και γεωλογικές διατομές περιοχής υπό μελέτη τμήματος (Έγγραφο D1). Με την κόκκινη έλλειψη σημειώνεται η περιοχή της υπό μελέτη διατομής (Χ.Θ. 1+636.00). Η θέση των διατομών προσδιορίζεται στην οριζοντιογραφία της περιοχής.

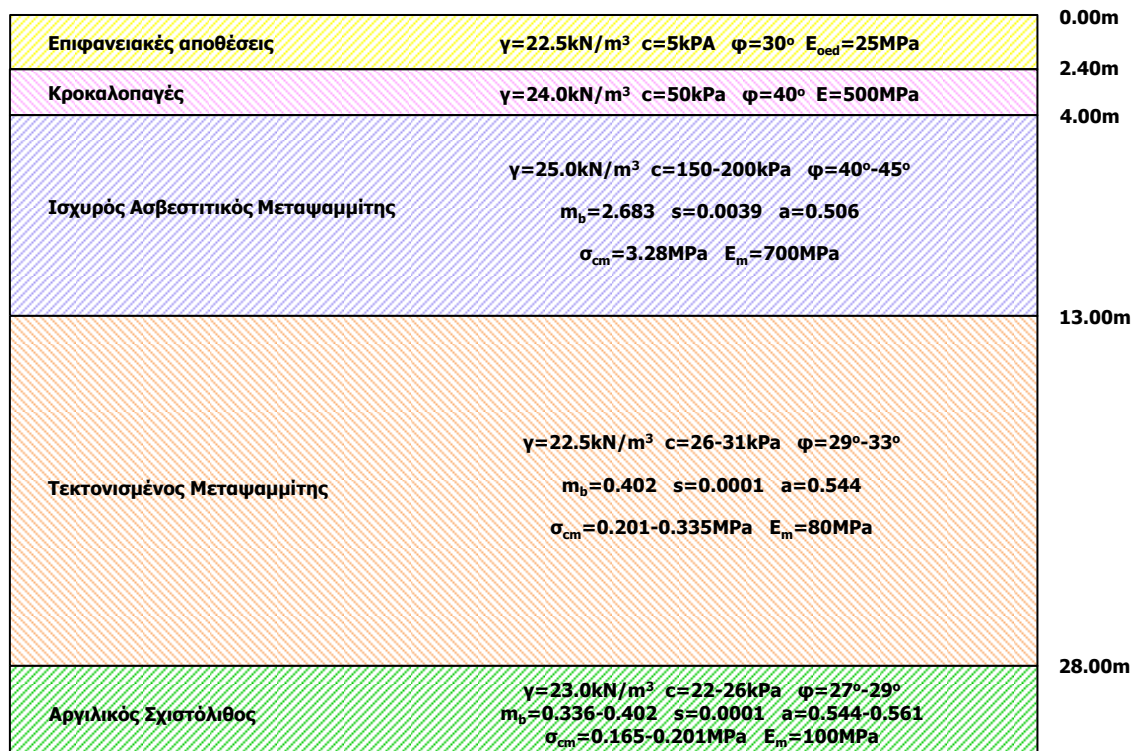
6.2.1.2 Στοιχεία γεωτεχνικής αξιολόγησης στη φάση της μελέτης του έργου

Στη συγκεκριμένη ενότητα παρατίθενται στοιχεία από τη γεωτεχνική αξιολόγηση των σχηματισμών στην περιοχή της σήραγγας διπλής τροχιάς από τη Χ.Θ. 1+392.50 έως τη Χ.Θ. 1+681.29, στην οποία βρίσκεται το υπό μελέτη τμήμα. Πιο συγκεκριμένα, συγκεντρώθηκαν από την αντίστοιχη μελέτη (Έγγραφο D2) πρωτογενή δεδομένα, αποτελέσματα της στατιστικής επεξεργασίας και παράμετροι σχεδιασμού, από την αξιολόγηση των οποίων καθορίζονται τα εύρη των γεωτεχνικών παραμέτρων στις ανάστροφες αναλύσεις. Αρχικά, στον ακόλουθο πίνακα παρατίθενται τα εύρη των γεωτεχνικών παραμέτρων για κάθε σχηματισμό και έπειτα στα αντίστοιχα σχήματα παρουσιάζονται τα γεωτεχνικά προφίλ που προτείνει η μελέτη για το τμήμα γύρω από την υπό μελέτη διατομή.

Πίνακας 6.2 Συγκεντρωτική παρουσίαση των τιμών των τεχνικογεωλογικών παραμέτρων των σχηματισμών που απαντώνται στην υπό μελέτη περιοχή (Έγγραφο D2).

Σχηματισμοί	GSI	σ_{ci} (MPa)				m_i
		Από	Έως	Μέση τιμή	Πλήθος δοκιμών	
Επιφανειακές αποθέσεις		Εδαφικός σχηματισμός: $c=5\text{kPa}$, $\varphi=30^\circ$, $E_{\text{oed}}=30\text{MPa}$				
Κροκαλοπαγές - Λατυποπαγές	55-80	17.5	23.3	20.00	4	18
Έντονα αποσθρωμένοι ασβεστιπικός μεταψαμμίτης	20-35	0.16	10.58	2.73	5	16
Ισχυρός ασβεστιπικός μεταψαμμίτης	30-70	0.37	50.60	15.77	29	16
Τεκτονικό λατυποπαγές μεταψαμμίτη						
Μεταϊλυόλιθος του τεκτονικού λατυποπαγούς μεταψαμμίτη	15-40	0.19	7.70	3.02	3	7
Ασθενής μεταψαμμίτης του τεκτονικού λατυποπαγούς	20-38	8.58	8.58	8.58	1	11
Αργιλικός σχιστόλιθος	12-33	36.00*	36.00*	36.00*	1	7

*Δοκιμή σημειακής φόρτισης



Σχήμα 6.30 Γεωτεχνικό προσομοίωμα Da3: Χ.Θ. 1+585.00 - 1+600.00 (Έγγραφο D2).

Επιφανειακές αποθέσεις	$\gamma=22.5\text{kN/m}^3$ $c=5\text{kPa}$ $\varphi=30^\circ$ $E_{\text{oed}}=25\text{MPa}$	0.00m
Κροκαλοπαγές	$\gamma=24.0\text{kN/m}^3$ $c=50\text{kPa}$ $\varphi=40^\circ$ $E=500\text{MPa}$	2.40m
Ισχυρός Ασβ. Μεταψαμμίτης	$\gamma=25.0\text{kN/m}^3$ $c=100\text{kPa}$ $\varphi=40^\circ$ $m_b=1.877$ $s=0.0013$ $a=0.511$ $\sigma_{\text{cm}}=1.766\text{MPa}$ $E_m=400\text{MPa}$	4.00m
Τεκτονισμένος Μεταψαμμίτης	$\gamma=22.5\text{kN/m}^3$ $c=26-31\text{kPa}$ $\varphi=29^\circ-33^\circ$ $m_b=0.402$ $s=0.0001$ $a=0.544$ $\sigma_{\text{cm}}=0.201-0.335\text{MPa}$ $E_m=80\text{MPa}$	5.00m
Αργιλικός Σχιστόλιθος	$\gamma=23.0\text{kN/m}^3$ $c=22-26\text{kPa}$ $\varphi=27^\circ-29^\circ$ $m_b=0.336-0.402$ $s=0.0001$ $a=0.544-0.561$ $\sigma_{\text{cm}}=0.165-0.201\text{MPa}$ $E_m=100\text{MPa}$	18.00m

Σχήμα 6.31 Γεωτεχνικό προσομοίωμα Dc1: Χ.Θ. 1+600.00 - 1+660.00 (Έγγραφο D2).

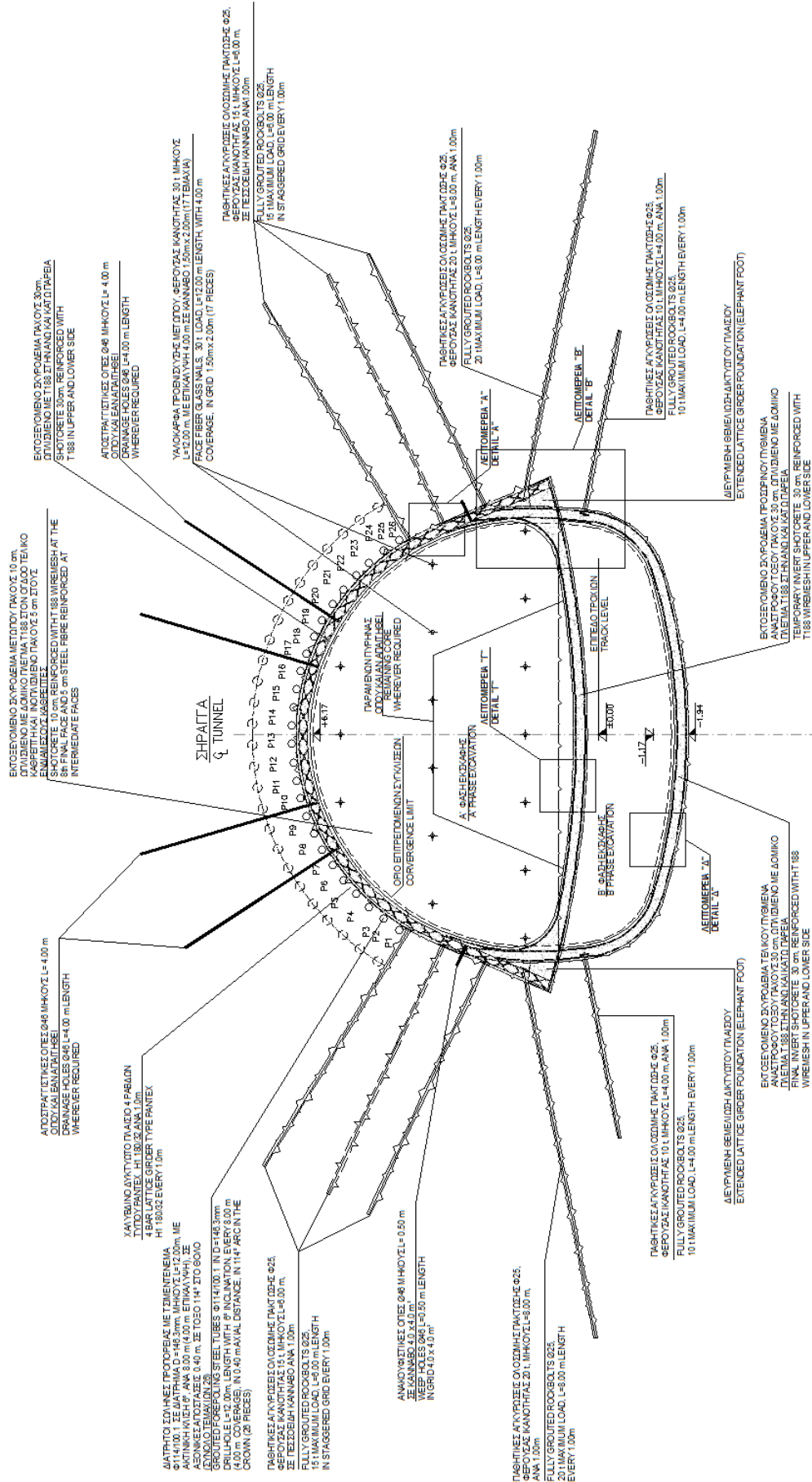
Επιφανειακές αποθέσεις	$\gamma=22.5\text{kN/m}^3$ $c=5\text{kPa}$ $\varphi=30^\circ$ $E_{\text{oed}}=25\text{MPa}$	0.00m
Κροκαλοπαγές	$\gamma=24.0\text{kN/m}^3$ $c=50\text{kPa}$ $\varphi=40^\circ$ $E=500\text{MPa}$	2.40m
Τεκτονισμένος Μεταψαμμίτης	$\gamma=22.5\text{kN/m}^3$ $c=26-31\text{kPa}$ $\varphi=29^\circ-33^\circ$ $m_b=0.402$ $s=0.0001$ $a=0.544$ $\sigma_{\text{cm}}=0.201-0.335\text{MPa}$ $E_m=80\text{MPa}$	4.00m
Αργιλικός Σχιστόλιθος	$\gamma=23.0\text{kN/m}^3$ $c=22-26\text{kPa}$ $\varphi=27^\circ-29^\circ$ $m_b=0.336-0.402$ $s=0.0001$ $a=0.544-0.561$ $\sigma_{\text{cm}}=0.165-0.201\text{MPa}$ $E_m=100\text{MPa}$	13.00m

Σχήμα 6.32 Γεωτεχνικό προσομοίωμα Dc2: Χ.Θ. 1+660.00 - 1+681.29 (Έγγραφο D2).

Όπως αναφέρεται στο έγγραφο D2, σε ορισμένες περιπτώσεις εξαιτίας της φύσης των σχηματισμών δεν κατέστη δυνατή η μόρφωση ικανοποιητικού πλήθους δοκιμών. Επομένως, για την επιλογή των γεωτεχνικών παραμέτρων των αριθμητικών αναλύσεων που παρουσιάζονται σε επόμενη παράγραφο συναξιολογήθηκαν δεδομένα από τη βιβλιογραφία και από την εμπειρία σε αντίστοιχους σχηματισμούς. Το εύρος του συντελεστή οριζοντίων τάσεων που προτείνεται για όλους τους σχηματισμούς είναι 0.50 έως 0.65.

6.2.1.3 Διατομή άμεσης υποστήριξης υπό μελέτη τμήματος

Στο υπό μελέτη τμήμα της σήραγγας διπλής τροχιάς εφαρμόστηκαν οι διατομές IIIα και IIIγ, οι οποίες είναι πανομοιότυπες με μία μικρή διαφοροποίηση του συνολικού μεγέθους κατά 20cm. Στη συνέχεια, παρατίθεται η διατομή IIIα, η οποία προσομοιώθηκε και περιγράφονται αναλυτικά τα γεωμετρικά στοιχεία της και τα μέτρα υποστήριξης που περιλαμβάνονται σε αυτή.



Σχήμα 6.33 Απεικόνιση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της διατομής ΙΙΙα (Έγγραφο D3).

Γεωμετρικά στοιχεία

- ο Ύψος διατομής: 8.80m
- ο Μέγιστο πλάτος: 10.20m
- ο Συνολικό εμβαδόν: 76.50m²
- ο Ισοδύναμη διάμετρος: 9.90m

Μέτρα άμεσης υποστήριξης - Άνω Ημιδιατομή (Top heading)

- ο Βήμα εκσκαφής 1.00m.
- ο 26 δοκοί προπορείας εξωτερικής διαμέτρου $D_{ext}=114\text{mm}$, εσωτερικής διαμέτρου $D_{int}=100.1\text{mm}$, μήκους $L=12.00\text{m}$, ανά 40cm εγκάρσια απόσταση και ανά 8.00m κατά τη διαμήκη διάσταση, με κλίση 6°.
- ο 4 αποστραγγιστικές οπές στο θόλο της Άνω Ημιδιατομής μήκους $L=4.00\text{m}$, διαμέτρου $\Phi 46$, εφόσον απαιτηθούν.
- ο Ανακουφιστικές οπές διαμέτρου $\Phi 46$, μήκους 0.50m, σε κάρναβο 4.0m×4.0m.
- ο 16 θυσιαζόμενα αγκύρια fibreglass στο μέτωπο εκσκαφής, μήκους $L=12.00\text{m}$, ανά 8.00 κατά τη διαμήκη διάσταση, φέρουσας ικανότητας $F=300\text{kN}$, σε κάρναβο 1.5m×2.0m.
- ο Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 30cm στις παρειές και στο θόλο της διατομής, ωπλισμένο με μεταλλικό πλέγμα T188 στην άνω και κάτω παρειά.
- ο Δικτυωτά μεταλλικά πλαίσια Lattice Girder 4 ράβδων $\Phi 32$ στις παρειές και στο θόλο της διατομής ανά 1.00m.
- ο Προσωρινό ανάστροφο τόξο από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 30cm, ωπλισμένο με μεταλλικό πλέγμα T188 στην άνω και κάτω παρειά.
- ο 6 αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης $\Phi 25$, μήκους $L=6.00\text{m}$, φέρουσας ικανότητας $F=150\text{kN}$.
- ο 2 αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης $\Phi 25$, μήκους $L=8.00\text{m}$, φέρουσας ικανότητας $F=200\text{kN}$.
- ο Elephant foot για τη θεμελίωση του κελύφους.

Μέτρα άμεσης υποστήριξης - Κάτω Ημιδιατομή (Bench)

- ο Βήμα εκσκαφής 2.00m.
- ο Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 30cm στις παρειές και στο θόλο της διατομής, ωπλισμένο με μεταλλικό πλέγμα T188 στην άνω και κάτω παρειά.
- ο Προσωρινό ανάστροφο τόξο από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 30cm, ωπλισμένο με μεταλλικό πλέγμα T188 στην άνω και κάτω παρειά.
- ο 2 αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης $\Phi 25$, μήκους $L=4.00\text{m}$, φέρουσας ικανότητας $F=100\text{kN}$.

Πίνακας 6.3 Κατασκευαστική αλληλουχία διατομής IIIa (Έγγραφο D3).

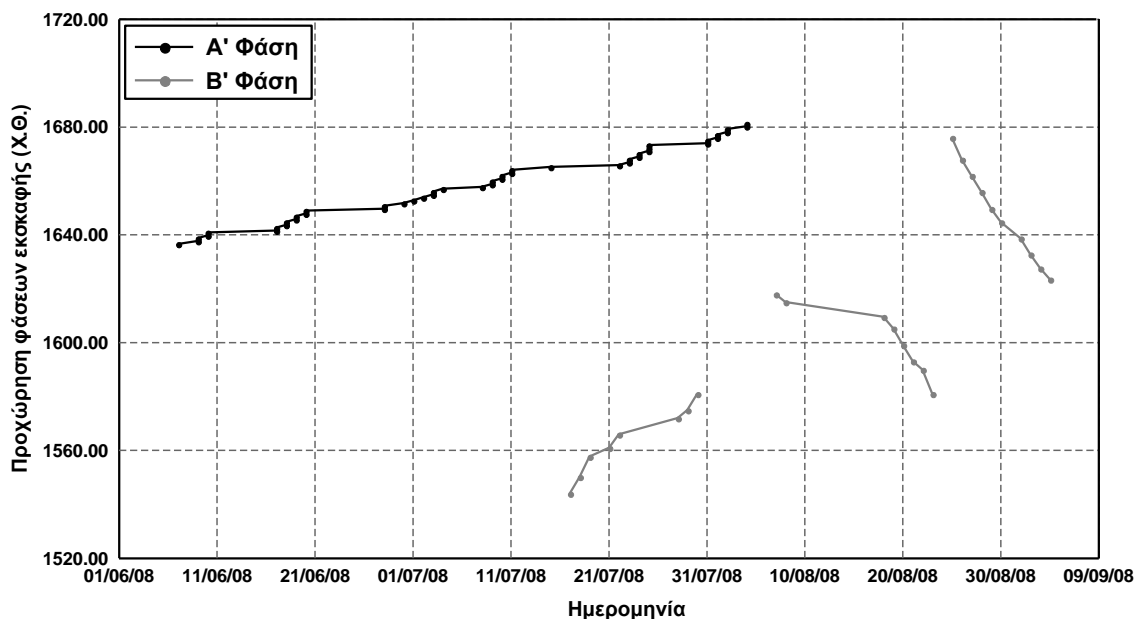
Άνω Ημιδιατομή	Βήμα
Εκσκαφή	κ
Εφαρμογή 1 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος	κ
Τοποθέτηση δικτυωτών πλαισίων	κ
Εφαρμογή 2 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 15cm ωπλισμένου με T188	κ
Τοποθέτηση αγκυρίων οροφής και παρειών	κ
Διάτρηση αποστραγγιστικών και ανακουφιστικών οπών	κ
Εφαρμογή 3 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 10cm	κ-1
Κατασκευή προσωρινού ανάστροφου τόξου	κ-2

Κάτω Ημιδιατομή	
Εκσκαφή	B
Εφαρμογή 1 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος	B
Τοποθέτηση αγκυρίων παρειών	B
Εφαρμογή 2 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 15cm ωπλισμένου με T188	B
Διάτρηση αποστραγγιστικών και ανακουφιστικών οπών	B

6.2.1.4 Στοιχεία από τη διαδικασία κατασκευής του έργου

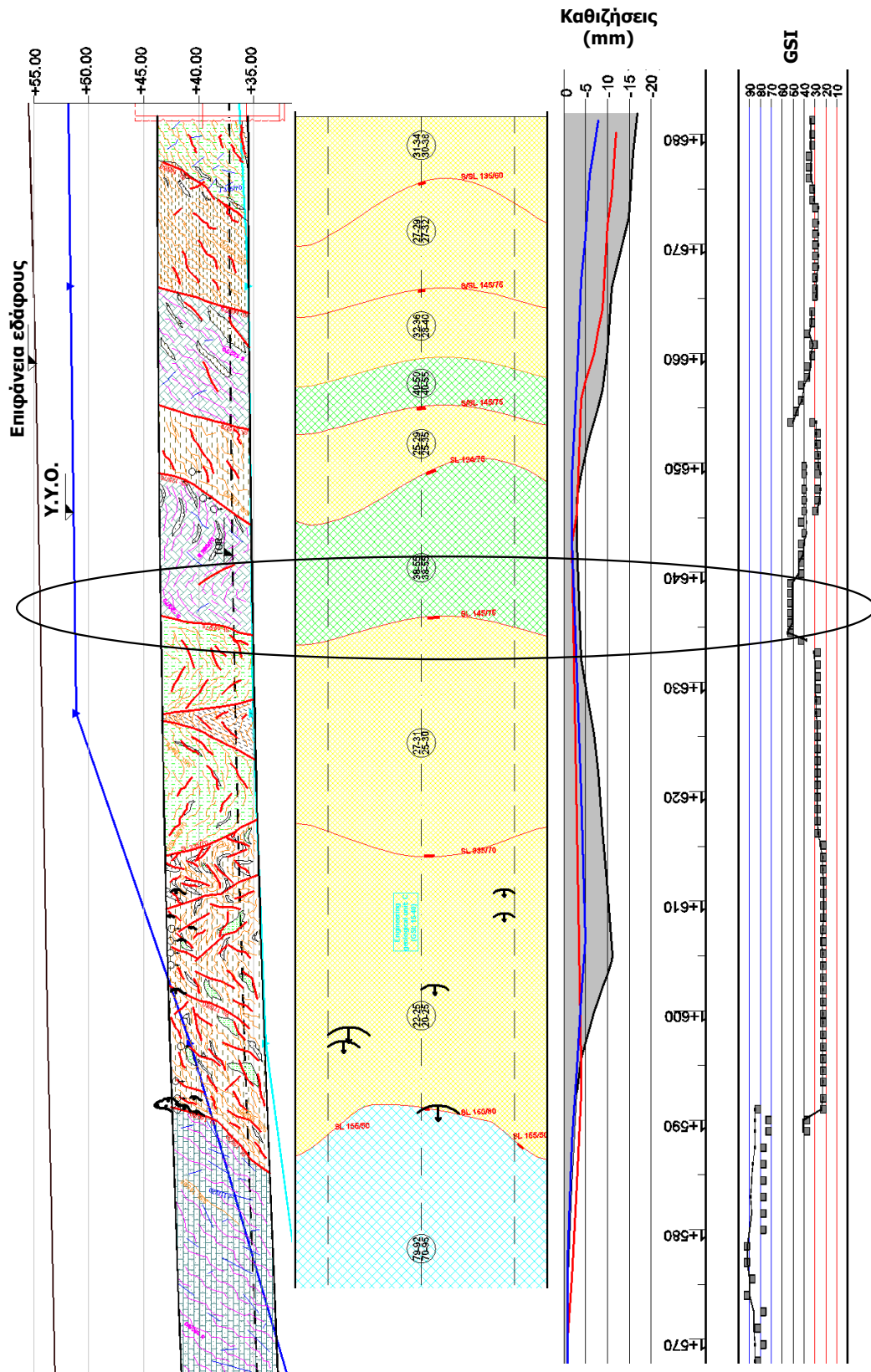
Τα στοιχεία από την κατασκευή του έργου περιλαμβάνουν στοιχεία προχώρησης, γεωλογική περιγραφή της εκσκαπόμενης βραχώμαζας (χαρτογραφίες μετώπου, γεωλογική μηκοτομή, γεωλογικό περιτύπωμα), βαθμονόμηση και περιγραφή της τεχνικογεωλογικής συμπεριφοράς της βραχώμαζας, περιγραφή των μέτρων άμεσης υποστήριξης που εφαρμόστηκαν και μετρήσεις γεωδομητικής παρακολούθησης. Τα γεωτεχνικά στοιχεία αφορούν μόνο στο τμήμα της σήραγγας που διανοίγεται και πρέπει να συναξιολογηθούν με τις μελέτες γεωτεχνικής αξιολόγησης, στις οποίες υπάρχουν δεδομένα και για τους υποκείμενους και υπερκείμενους γεωτεχνικούς σχηματισμούς. Αρχικά, στο Σχήμα 6.34 παρουσιάζεται η εξέλιξη της διάνοιξης, η οποία συνοπτικά είναι:

- ο Εκσκαφή της Άνω Ημιδιατομής έως το Σταθμό Περιστερίου, με φορά διάνοιξης από το Σταθμό Αγ. Αντωνίου προς το Σταθμό Περιστερίου (τα στοιχεία του διαγράμματος ξεκινούν από τη Χ.Θ. 1+636.00. καθώς αυτή είναι η διατομή ενδιαφέροντος).
- ο Εκσκαφή Κάτω Ημιδιατομής από Χ.Θ. 1+544.00 έως Χ.Θ. 1+581, με φορά διάνοιξης από το Σταθμό Αγ. Αντωνίου προς το Σταθμό Περιστερίου.
- ο Εκσκαφή Κάτω Ημιδιατομής από Χ.Θ. 1+581.00 έως Χ.Θ. 1+618, με φορά διάνοιξης από το Σταθμό Περιστερίου προς το Σταθμό Αγ. Αντωνίου.
- ο Εκσκαφή Κάτω Ημιδιατομής από Χ.Θ. 1+618.00 έως το Σταθμό Περιστερίου, με φορά διάνοιξης από το Σταθμό Περιστερίου προς το Σταθμό Αγ. Αντωνίου.










Σχήμα 6.34 Προχώρηση εργασιών διάνοιξης σήραγγας διπλής τροχιάς (Έγγραφο C1).

Στο υπό μελέτη τμήμα η διάνοιξη πραγματοποιείται, όπως προβλεπόταν από τη μελέτη, εντός της ανώτερης ενότητας του Αθηναϊκού Σχιστολίθου. Όπως φαίνεται από τα γεωλογικά σχέδια και τις φωτογραφίες που παρατίθενται στη συνέχεια ο σχηματισμός αυτός δεν παρουσιάζει κάποια συγκεκριμένη δομή, καθώς οι επαφές μεταξύ των επιμέρους ενοτήτων μεταίλυολίθου και μεταψαμμίτη είναι ακανόνιστες και μεταβάλλονται συνεχώς κατά μήκος της σήραγγας, καθιστώντας τη βραχόμαζα ιδιαίτερα ετερογενή και ανισότροπη. Λαμβάνοντας, όμως, υπόψη την κλίμακα των εναλλαγών και την κλίμακα της σήραγγας προκύπτει, ότι ανά τμήματα, όπου οι βαθμονομήσεις του γεωλογικού παρουσιάζουν μία συνέχεια, η συμπεριφορά της βραχόμαζας μπορεί με επαρκή ακρίβεια να προσομοιωθεί με ένα ομοιογενές και ισότροπο υλικό στο αριθμητικό προσομοίωμα. Πιο συγκεκριμένα, στο ακόλουθο σχήμα φαίνεται η γεωλογική μηκοτομή, όπως προέκυψε από τις παρατηρήσεις κατά τη διάνοιξη. Είναι εμφανής η συνεχής εναλλαγή μεταξύ των μεταίλυολιθικών και μεταψαμμιτικών ενοτήτων σε διάφορες ποσοστώσεις. Γενικά παρατηρείται ότι οι επαφές όταν προβάλλονται στο διαμήκες κατακόρυφο επίπεδο είναι παρακατακόρυφες. Με βάση τη μηκοτομή στη διατομή, όπου τοποθετήθηκαν οι κυψέλες πίεσης (X.Θ. 1+636.00) απαντήθηκε ασβεστιτικός μεταψαμμίτης με μεταίλυόλιθο, λίγο πριν εναλλαγές μεταίλυολίθου με μεταψαμμίτη με επικράτηση του πρώτου και λίγο μετά μεταίλυόλιθος. Από την τεχνικογεωλογική ταξινόμηση, αλλά και τις βαθμονομήσεις GSI κατά την κατασκευή προκύπτει ότι από τη X.Θ. ~1+590.00 όπου η σήραγγα εισέρχεται στον Αθηναϊκό Σχιστόλιθο μέχρι τη X.Θ. ~1+632.00 η τιμή του GSI κυμαίνεται από 20 έως 30. Στη συνέχεια, απαντάται ένα τμήμα μήκους ~20.0m, όπου λόγω της μεγαλύτερης συμμετοχής του μεταψαμμίτη η τιμή του GSI αυξάνεται και κυμαίνεται από 40 έως 50, ενώ μετά τη X.Θ. ~1+655.00, η τιμή του GSI μειώνεται λαμβάνοντας τιμές γύρω στο 30. Η αυξομείωση αυτή στην τιμή της βαθμονόμησης GSI αντικατοπτρίζεται και στη μεταβολή των καθιζήσεων στην επιφάνεια.






Σχήμα 6.35 Γεωλογική μηκτομή, τεχνικογεωλογική ταξινόμηση, καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους, τιμή βαθμονόμησης GSI με βάση τα στοιχεία της κατασκευής (Έγγραφο C1).

Υπόμνημα γεωλογικών σχηματισμών

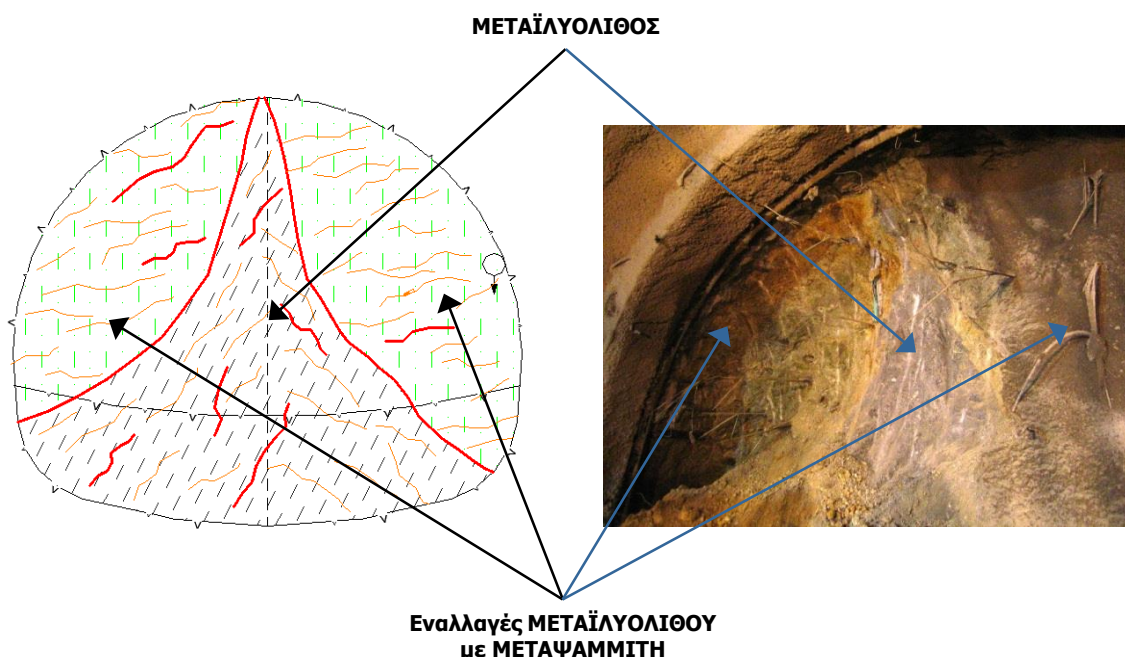
-  **ΑΣΒΕΣΤΙΤΙΚΟΣ ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ έως ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟΣ.** Τεφρός έως καστανός, ισχυρός έως τοπικά πολύ ισχυρός, υγιής έως μέτρια αποσαθρωμένος, τοπικά με οξειδία σιδήρου στις επιφάνειες ασυνεχειών, με σαφή και λεπτοστρωματώδη φολίωση. Εμφανίζεται πτυχωμένος, τοπικά διερρηγμένος και είναι κατά θέσεις ελαφρά καρστικοποιημένος.
-  **Εναλλαγές ΑΣΒΕΣΤΙΤΙΚΟΥ ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ με ΜΕΤΑΪΥΟΛΙΘΟ.** Τεφρός έως καστανότεφρος, μέτρια ισχυρός έως ισχυρός, ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένος, με ασαφή φολίωση. Εμφανίζεται πτυχωμένος, τοπικά ελαφρά διατμημένος με πληθώρα ασβεστίτη στις επιφάνειες ασυνεχειών.
-  **Εναλλαγές ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ με ΜΕΤΑΪΥΟΛΙΘΟ,** με επικράτηση του πρώτου. Καστανός έως πράσινος, μέτρια ισχυρός έως μέτρια ασθενής, ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένος, με μέση έως λεπτή φολίωση. Εμφανίζεται πτυχωμένος, διερρηγμένος και τοπικά διατμημένος. Πολύ συχνοί διαποτισμοί και φλεβίδια χαλαζία παράλληλα προς την φολίωση.
-  **Εναλλαγές ΜΕΤΑΪΥΟΛΙΘΟΥ με ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ,** με επικράτηση του πρώτου. Πράσινος έως τεφρός, μέτρια ασθενής, ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένος, με πολύ λεπτή φολίωση. Εμφανίζεται διατμημένος, πτυχωμένος και τοπικά διερρηγμένος. Πολύ συχνοί διαποτισμοί και φλεβίδια χαλαζία παράλληλα προς την φολίωση.
-  **ΜΕΤΑΪΥΟΛΙΘΟΣ.** Πράσινος, ασθενής έως πολύ ασθενής, ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένος, με αναστρωμένη φολίωση που συχνά φέρει γραμμές ολίσησης. Εμφανίζεται έντονα διατμημένος και πτυχωμένος. Τοπικά εμφανίζονται ακανόνιστα σώματα εναλλαγών μεταψαμίτη με μεταίλυολιθο καθώς και φλεβίδια χαλαζία./
-  **ΜΕΤΑΪΥΟΛΙΘΟΣ.** Τεφρός, ασθενής έως πολύ ασθενής, ελαφρά αποσαθρωμένος, με αναστρωμένη φολίωση που συχνά φέρει γραμμές ολίσησης. Εμφανίζεται έντονα διατμημένος και πτυχωμένος.
-  **ΧΑΛΑΖΙΑΚΗ ΦΛΕΒΑ**

Υπόμνημα τεχνικογεωλογικής περιγραφής

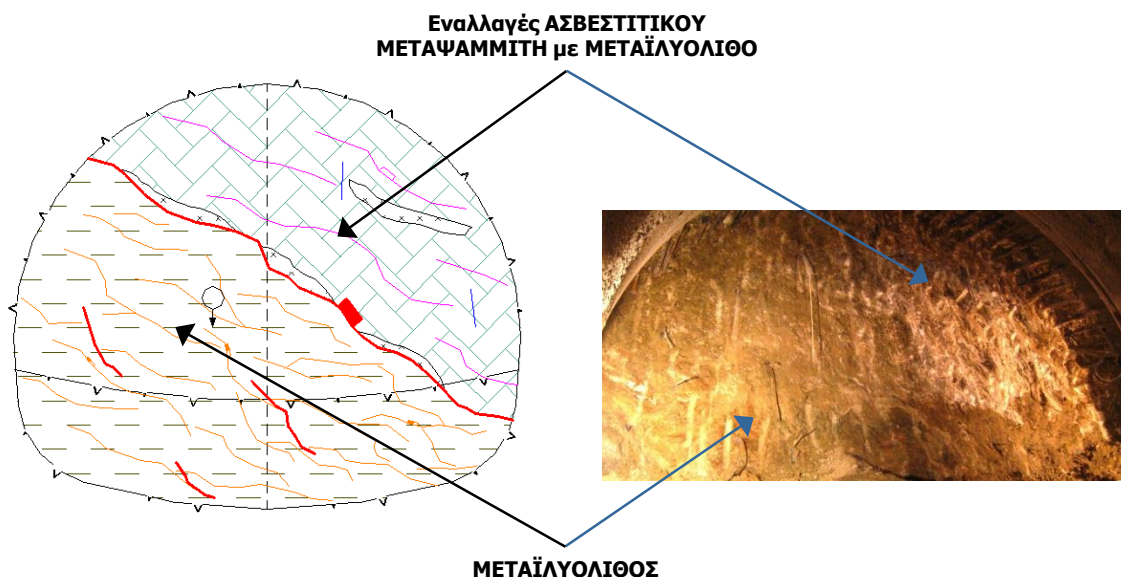
-  **Τεχνικογεωλογική ενότητα Α (GSI > 50)**
Γεωλικά με βραχώδη συμπαγή δομή, καλών έως υψηλών γεωμηχανικών ιδιοτήτων. Ευσταθής συμπεριφορά κατά την εκσκαφή αλλά με δυσκολίες στην εκσκαψιμότητα λόγω υψηλών αντοχών.
-  **Τεχνικογεωλογική ενότητα Β (GSI: 40-50)**
Γεωλικά με βραχώδη δομή, μέτριων γεωμηχανικών ιδιοτήτων. Ευσταθής συμπεριφορά κατά την εκσκαφή με καλή εκσκαψιμότητα.
-  **Τεχνικογεωλογική ενότητα C (GSI: 15-40)**
Γεωλικά με μέτριο έως ασθενή βραχώδη ιστό, μέτριων έως πτωχών γεωμηχανικών ιδιοτήτων. Εύθρυπτη έως και καταπίπτουσα συμπεριφορά με δυσχέρειες κατά την εκσκαφή όπου τα συναντηθέντα γεωλικά ταξινομήθηκαν με GSI και MR μικρότερο του 25 (GSI<25, MR<25).

Σχήμα 6.36 Υπόμνημα γεωλογικής περιγραφής και τεχνικογεωλογικής περιγραφής για τους συμβολισμούς του προηγούμενου σχήματος (Έγγραφο C1).

Από τις χαρτογραφίες του μετώπου και τις αντίστοιχες φωτογραφίες είναι εμφανής η ανομοιογένεια της βραχώμαζας και η ακανόνιστη και γρήγορη εναλλαγή μεταξύ των γεωλογικών ενοτήτων.



Σχήμα 6.37 Γεωλογική χαρτογράφηση και φωτογραφία του μετώπου στη Χ.Θ. 1+626.00 (Έγγραφο C1).



Σχήμα 6.38 Γεωλογική χαρτογράφηση και φωτογραφία του μετώπου στη Χ.Θ. 1+647.00 (Έγγραφο C1).

Γενικά, στο συγκεκριμένο τμήμα εφαρμόστηκε ένα πλήρες πρόγραμμα παρακολούθησης, τα επιμέρους όργανα του οποίου παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα. Κατόπιν, παρουσιάζονται ορισμένες από τις μετρήσεις γεωδομητικής παρακολούθησης (μετρήσεις καθιζήσεων και πιέσεων), οι οποίες θα είναι χρήσιμες στις ανάστροφες αναλύσεις.

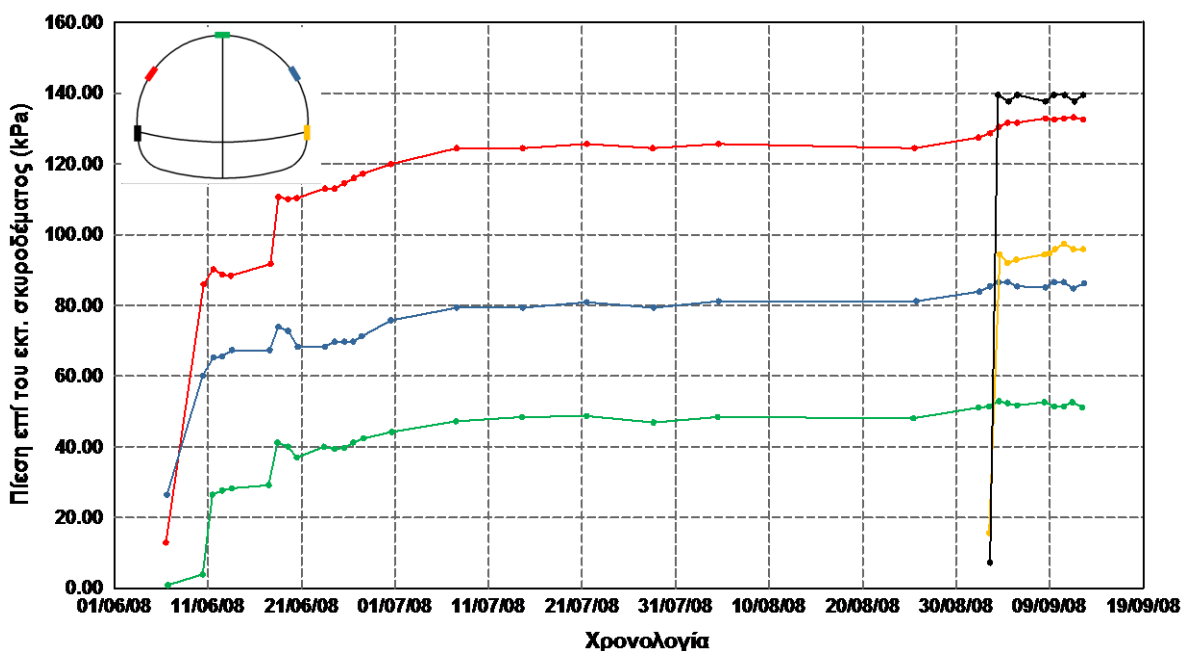
Πίνακας 6.4 Προτεινόμενα μέτρα γεωτεχνικής και δομητικής παρακολούθησης (Έγγραφο D3).

Στοιχείο προς μέτρηση	Όργανο μέτρησης
Μετακινήσεις κτιρίων	Μάρτυρες 3D
	Χωροσταθμικές ακίδες
	Ρωγμόμετρα
Μετακινήσεις επιφάνειας οδοστρώματος	Χωροσταθμικές ακίδες
Μετακινήσεις επιφάνειας εδάφους	Χωροσταθμικές ακίδες
	Εκτασιόμετρα 5 σημείων
Οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις σε βάθος	Κλισιόμετρα και Ολισθαίνοντα μικρόμετρα (διπλά όργανα)
	Εκτασιόμετρα 5 σημείων
Κατακόρυφες μετακινήσεις εδαφικών στρώσεων	Μάρτυρες 3D
	3 Σημεία για την Α΄ Φάση εκσκαφής
	2 Σημεία για τη Β΄ Φάση εκσκαφής
Παραμορφώσεις και πιέσεις στην προσωρινή υποστήριξη της σήραγγας	Κυψέλες πίεσης (1 διατομή 5 σημείων)
	Μάρτυρες 3D
Παραμορφώσεις και πιέσεις στην τελική επένδυση της σήραγγας	Παραμορφωσίμετρα
	Κυψέλες πίεσης
	Πιεζόμετρα ανοικτού τύπου
Στάθμη υπογείων υδάτων	Πιεζόμετρα τύπου Casagrande
	Πιεζόμετρα τύπου δονούμενης χορδής
	Αγωγοί τριγωνικής διατομής (v-notch)
Εισροή υπογείων υδάτων	Ωρομετρητές αντλιών



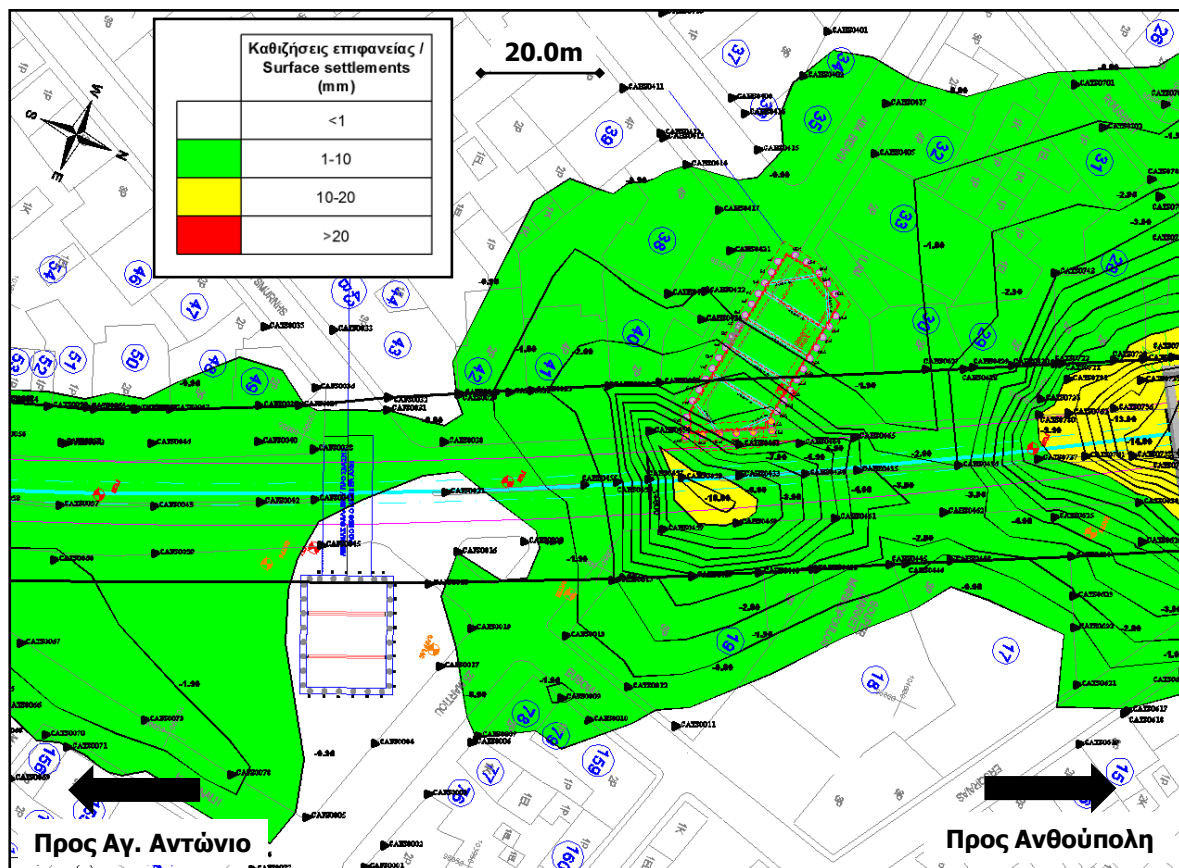
Εικόνα 6.13 Κυψέλες πίεσης για NATM (Sisgeo, Geotechnical Instrumentation Manufacturing Company, Stress Cells-Instruction Manual, Πηγή: <http://www.sisgeo.com>).

Στις κυψέλες της Άνω Ημιδιατομής (Σχήμα 6.39) οι πιέσεις αυξάνονται σταδιακά όσο το μέτωπο εκσκαφής επηρεάζει τη διατομή μέτρησης και στη συνέχεια σταθεροποιούνται σε μία συγκεκριμένη τιμή, στοιχείο το οποίο δείχνει ότι δεν υπάρχει χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά των γεωλικών στην περιοχή. Κατά την εκσκαφή της Κάτω Ημιδιατομής παρατηρείται μία μικρή αύξηση των πιέσεων στις κυψέλες της Άνω Ημιδιατομής σε συμφωνία με τα αποτελέσματα των παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων βλ. § 4.6.9). Οι μετρήσεις στις κυψέλες πίεσης της δεξιάς και αριστερής παρειάς διαφέρουν, στοιχείο που δείχνει την ύπαρξη κάποιας γεωλογικής ασυμμετρίας στο συγκεκριμένο τμήμα, η οποία πρέπει να ληφθεί υπόψη ποιοτικά κατά την επεξεργασία των αποτελεσμάτων. Σημειώνεται ότι η διαφορά που παρατηρείται μεταξύ των μετρήσεων αριστερής και δεξιάς παρειάς είναι όμοια τόσο για την Α΄ όσο και για τη Β΄ Φάση εκσκαφής. Τέλος, το γεγονός ότι οι πιέσεις που αναπτύσσονται στην οροφή είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες στην παρειά με βάση τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων (βλ. §4.6.3), οδηγεί στο συμπέρασμα ότι ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων K είναι μικρότερος της μονάδας επιβεβαιώνοντας τις θεωρήσεις της μελέτης γεωτεχνικής αξιολόγησης.



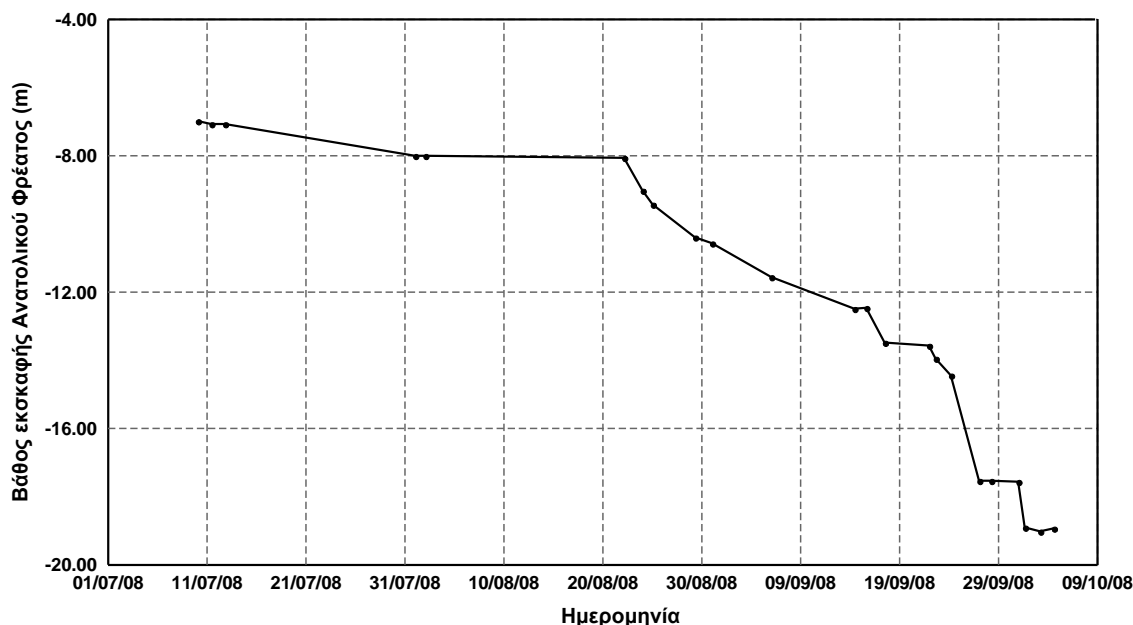
Σχήμα 6.39 Μετρήσεις στις κυψέλες πίεσης επί του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Έγγραφο C1).

Στις αστικές σήραγγες το πιο σημαντικό μέγεθος που μετράται και αποτελεί το βασικό κριτήριο αξιολόγησης της επίδοσης μίας διατομής υποστήριξης είναι οι καθιζήσεις που αναπτύσσονται στην επιφάνεια, καθώς αποτελούν το μέτρο των δυνητικών βλαβών στις παρακείμενες κατασκευές. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.40 στο μεγαλύτερο ποσοστό της ευρύτερης περιοχής οι αναπτυσσόμενες καθιζήσεις είναι μικρότερες από 10.0mm. Μόνο στις περιοχές πλησίον του ανατολικού φρέατος και του τμήματος υπόγειας διάνοιξης του Σταθμού Περιστερίου παρατηρήθηκαν καθιζήσεις από 10.0mm έως 20.0mm.



Σχήμα 6.40 Κατανομή καθιζήσεων κατά την κατασκευή των έργων του Μετρό στην ευρύτερη περιοχή του υπό μελέτη τμήματος (Έγγραφο C1).

Στο σημείο αυτό είναι αναγκαίο να σχολιαστεί η ύπαρξη του Ανατολικού Φρέατος, η οποία καταργεί την κατασκευαστική και γεωμετρική συμμετρία. Με βάση τις μετρήσεις των καθιζήσεων είναι εμφανές ότι η διαδικασία εκσκαφής του φρέατος έχει διαφοροποιήσει τοπικά την τιμή των αναπτυσσόμενων καθιζήσεων. Ωστόσο, συναξιολογώντας το Σχήμα 6.41, στο οποίο παρουσιάζεται η εξέλιξη των εργασιών για το φρέαρ και το Σχήμα 6.39, προκύπτει ότι οι μετρήσεις των πιέσεων δεν παρουσιάζουν καμία ασυνέχεια και γενικά δεν φαίνεται να επηρεάζονται καθόλου από τις εργασίες εκσκαφής του φρέατος. Επομένως, κρίνεται ότι λόγω της γενικά καλής ποιότητας των σχηματισμών και της δύσκαμπτης αντιστήριξης κατά την εκσκαφή του φρέατος, η επίδραση της ανοιχτής εκσκαφής στο τμήμα της υπόγειας διάνοιξης όπου τοποθετήθηκαν οι κυψέλες πίεσης είναι πολύ μικρή και μπορεί να αμεληθεί.



Σχήμα 6.41 Προχώρηση εργασιών εκσκαφής του Ανατολικού Φρέατος.

6.2.2 Περιγραφή αριθμητικών αναλύσεων

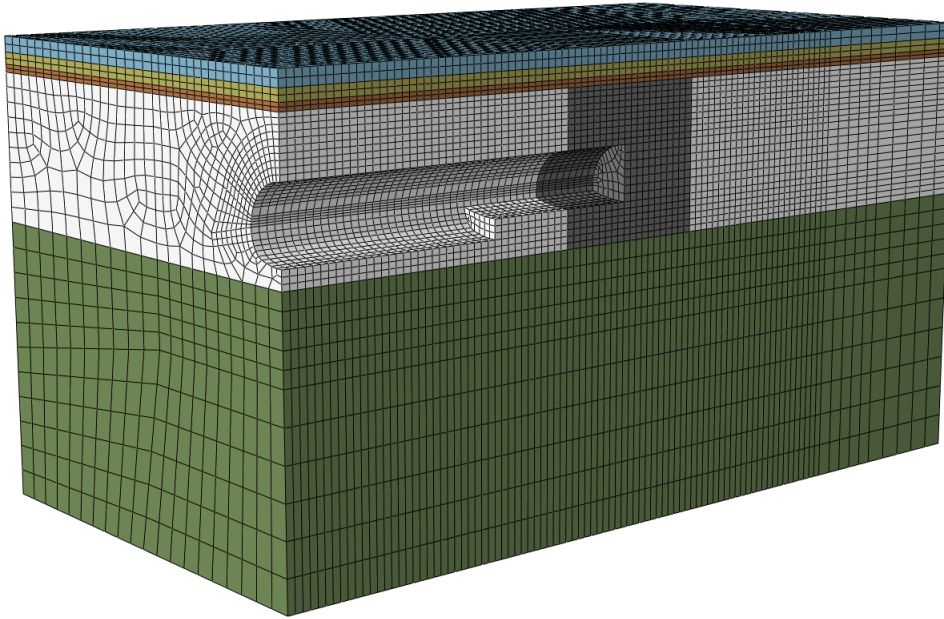
Για την εκτέλεση των αριθμητικών αναλύσεων συναξιολογήθηκαν όλα τα δεδομένα από τις διαθέσιμες μελέτες, τα στοιχεία κατασκευής, καθώς και οι παρατηρήσεις από τις επί τόπου επισκέψεις. Αρχικά, παρουσιάζονται ορισμένες βασικές παραδοχές της διαδικασίας των αριθμητικών αναλύσεων που ελήφθησαν υπόψη για την κατασκευή του αριθμητικού προσομοιώματος:

- ο Η διατομή στην οποία τοποθετήθηκαν οι κυψέλες πίεσης βρίσκεται στη Χ.Θ. 1+636.00. Επιλέχθηκε να προσομοιωθεί τμήμα της σήραγγας διπλής τροχιάς μήκους 80.0m (περίπου 40.0m εκατέρωθεν της διατομής ενδιαφέροντος), το οποίο ουσιαστικά εκτείνεται από τη Χ.Θ. ~1+600.00 έως το ξεκίνημα του τμήματος υπόγειας διάνοιξης του Σταθμού Περιστερίου (Χ.Θ. 1+681.29). Το μήκος αυτό κρίνεται επαρκές για την εξέλιξη και σταθεροποίηση των πιέσεων επί της άμεσης υποστήριξης και των καθιζήσεων στην επιφάνεια γύρω από τη συγκεκριμένη διατομή.
- ο Γίνεται παραδοχή ότι το κατακόρυφο επίπεδο κατά μήκος του άξονα της σήραγγας αποτελεί επίπεδο συμμετρίας και έτσι στις αριθμητικές αναλύσεις προσομοιώνεται μόνο η μισή διατομή, με σκοπό τη μείωση του μεγέθους του προσομοιώματος και κατ' επέκταση τη μείωση του υπολογιστικού χρόνου. Η παραδοχή αυτή κρίνεται εύλογη λόγω της συνεχούς εναλλαγής των σχηματισμών στην κλίμακα του έργου και της πρακτικής αδυναμίας γνώσης και προσομοίωσης της ακριβούς γεωλογίας στην υπό μελέτη περιοχή (βλ. §6.2.1.4). Όπως έχει ήδη αναφερθεί τόσο από τις χαρτογραφήσεις του μετώπου όσο και από τις μετρήσεις των πιέσεων προκύπτει ότι οι γεωλογικές συνθήκες δεν είναι πλήρως συμμετρικές (βλ. §6.2.1.4). Ωστόσο θεωρείται ότι η παραδοχή αυτή, εφόσον ληφθεί υπόψη στην αξιολόγηση των αποτελεσμάτων, δεν δημιουργεί πρόβλημα και μπορεί να οδηγήσει σε ρεαλιστική προσομοίωση του φαινομένου.
- ο Η επιφάνεια του εδάφους θεωρήθηκε οριζόντια. Η παραδοχή αυτή είναι ρεαλιστική, καθώς η υψομετρική διαφορά του εδάφους πάνω στον άξονα της σήραγγας στο μήκος των 80.0m είναι ~1.60m.

- ο Το γεωτεχνικό προσομοίωμα που υιοθετήθηκε αποτελείται από πέντε γεωτεχνικές ενότητες: (α) Επιφανειακές Αποθέσεις, (β) Κροκαλοπαγές, (γ) Ασβεστιτικό Μεταψαμμίτη, (δ) Εναλλαγές Μεταψαμμίτη και Μεταίλυο λίθου σε διάφορες ποσοτώσεις (Ανώτερη Ενότητα Αθηναϊκού Σχιστολίθου και (ε) Αργιλικός Σχιστόλιθος (Κατώτερη Ενότητα Αθηναϊκού Σχιστολίθου). Όλες οι ενότητες προσομοιώθηκαν ως ομοιογενή και ισότροπα υλικά (βλ. §6.2.1.4).
- ο Οι επαφές μεταξύ των γεωλογικών σχηματισμών θεωρήθηκαν οριζόντιες, παραδοχή η οποία κρίνεται ρεαλιστική με βάση τις γεωλογικές μηκοτομές και διατομές που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 6.2.1.1.
- ο Τόσο η επιφάνεια του εδάφους όσο και οι επαφές μεταξύ των σχηματισμών προσομοιώθηκαν με οριζόντια επιφάνεια, η οποία διέρχεται περίπου από το μέσον της υψομετρικής διαφοράς που προκύπτει κατά μήκος του υπό μελέτη τμήματος, δίνοντας ιδιαίτερη βαρύτητα στις συνθήκες γύρω από τη Χ.Θ. 1+636.00. Το ύψος υπερκειμένων από τη στέψη είναι περίπου 11.50m.
- ο Η ύπαρξη του Υ.Υ.Ο. δεν ελήφθη υπόψη καθώς με βάση τα στοιχεία της υδρογεωλογίας που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 6.2.1.1, η στάθμη που εντοπίζεται στα πιεζόμετρα πιθανώς δεν ανταποκρίνεται σε συνεχή ανάπτυξη υδροφόρου ορίζοντα, αλλά στη συγκέντρωση υδάτων στη διεπιφάνεια των ανώτερων περατών σχηματισμών με τους κατώτερους αδιαπέρατους. Ωστόσο, προσομοίωση του υδροφόρου ορίζοντα με τη στάθμη που εντοπίζεται στις γεωτρήσεις δεν πρόκειται να διαφοροποιήσει σημαντικά τα αποτελέσματα, λόγω της πολύ καλής ποιότητας των γεωυλικών που έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη πολύ μικρών πλαστικών ζωνών.

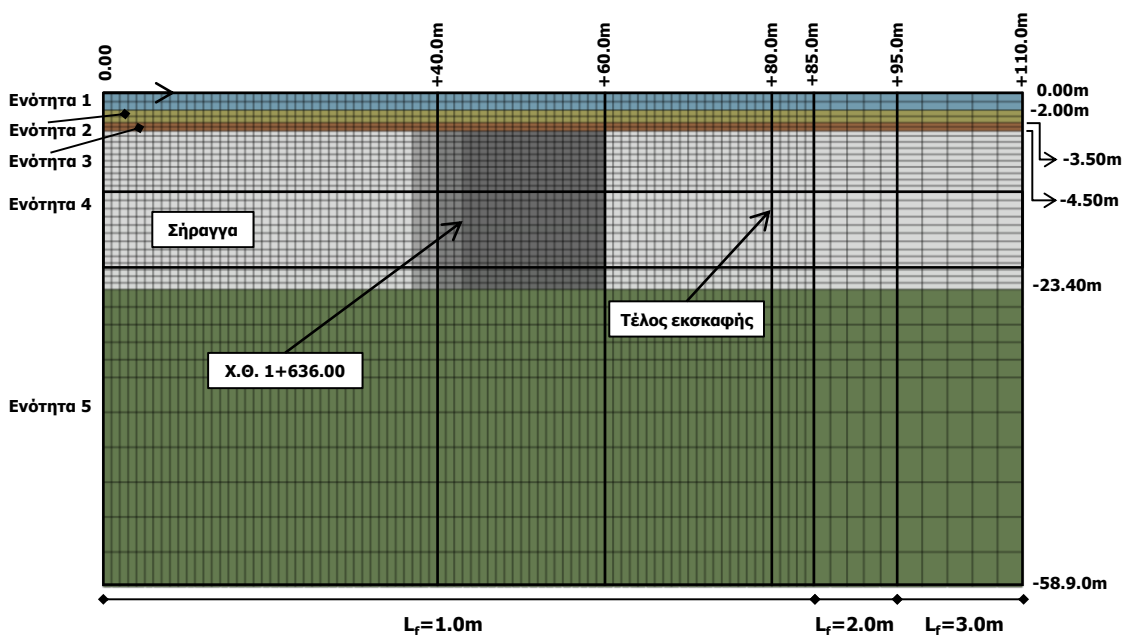
Στη διαδικασία των ανάστροφων αναλύσεων, για να προσδιοριστεί ένα εύλογο και ρεαλιστικό εύρος γεωτεχνικών παραμέτρων, συναξιολογήθηκαν όλα τα διαθέσιμα στοιχεία μετρήσεων: καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους και πιέσεις επί της άμεσης υποστήριξης. Λόγω των ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών, αλλά κυρίως λόγω της φιλοσοφίας σχεδιασμού των αστικών υπογείων έργων οι καθιζήσεις που μετρήθηκαν στην επιφάνεια του εδάφους είχαν πολύ μικρές τιμές. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να μειώνεται η χρησιμότητα τους στη διαδικασία των ανάστροφων αναλύσεων, καθώς από ένα εύρος γεωτεχνικών παραμέτρων και πάνω οι καθιζήσεις που υπολογίζονται από τις αριθμητικές αναλύσεις είναι αντίστοιχες με αυτές που έχουν μετρηθεί (<10mm) και συνάμα η μικρή τιμή τους δεν επιτρέπει την πιο ακριβή σύγκριση των μετρηθεισών και υπολογισθεισών τιμών. Επομένως, το βασικό εργαλείο για τις ανάστροφες αναλύσεις ήταν οι μετρήσεις των κυψελών πίεσης της άμεσης υποστήριξης ενώ οι τιμές των καθιζήσεων χρησιμοποιήθηκαν επικουρικά προσφέροντας ουσιαστικά ένα κάτω όριο στις υπό διερεύνηση παραμέτρους.

Για την κατασκευή του αριθμητικού προσομοιώματος χρησιμοποιήθηκε αρχικά το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ANSYS, ενώ στη συνέχεια για την εκτέλεση των αναλύσεων και την επεξεργασία των αποτελεσμάτων χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Στο Σχήμα 6.42 παρουσιάζεται μία προοπτική απεικόνιση του αριθμητικού προσομοιώματος στην οποία διακρίνονται οι Γεωτεχνικές Ενότητες, ενώ έχουν αφαιρεθεί ορισμένα στοιχεία της Άνω και Κάτω Ημιδιατομής.



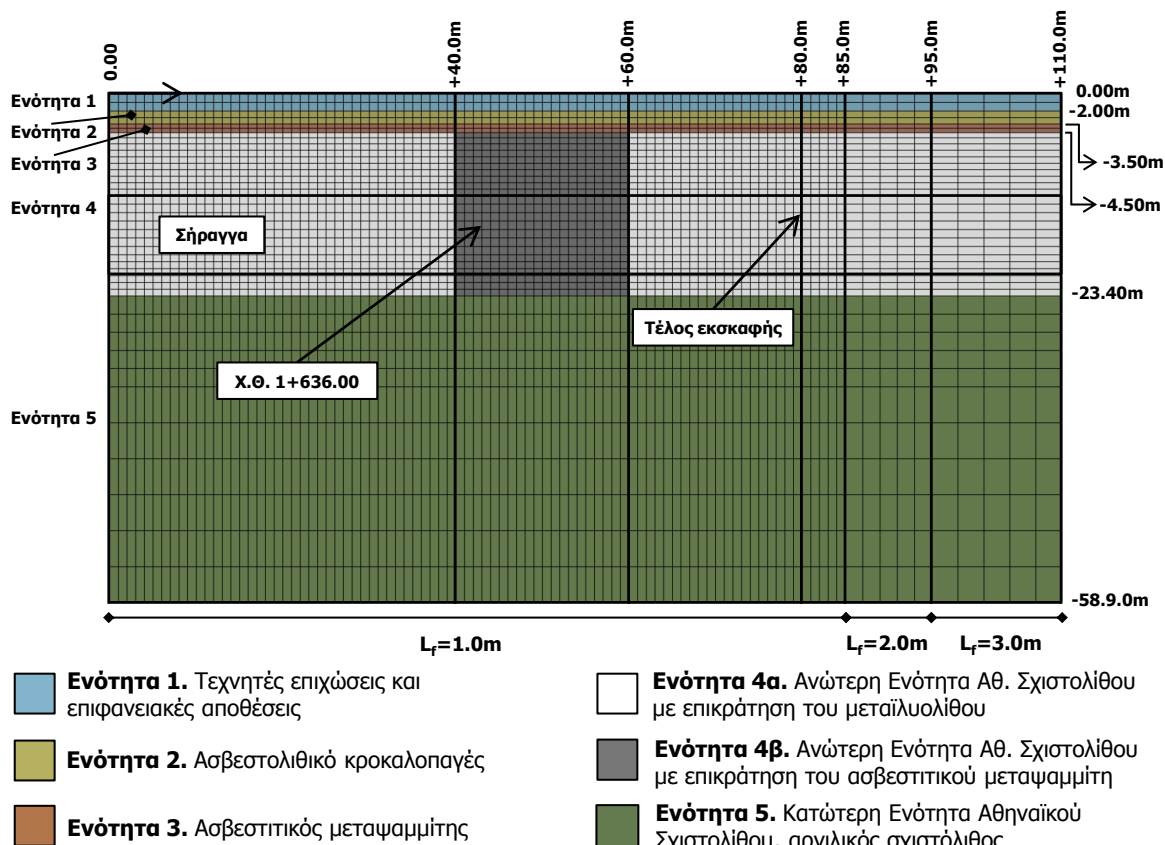
Σχήμα 6.42 Προοπτική απεικόνιση του αριθμητικού προσομοιώματος.

Στο Σχήμα 6.43 παρουσιάζεται διαμήκης όψη του αριθμητικού προσομοιώματος, όπου διακρίνονται τα πάχη των Γεωτεχνικών Ενότητων, τα οποία ελήφθησαν από τη γεωλογική μελέτη και τη γεωτεχνική αξιολόγηση (Έγγραφα D1 και D2). Πέραν του διαχωρισμού του αριθμητικού προσομοιώματος σε οριζόντιες στρώσεις λόγω των διαφορετικών γεωλογικών σχηματισμών, η Ενότητα 4 (Ανώτερη Ενότητα του Αθηναϊκού Σχιστολίθου), εντός της οποίας γίνεται η διάνοιξη, χωρίστηκε σε επιμέρους τμήματα, ώστε να υπάρχει η δυνατότητα διαφοροποίησης των παραμέτρων αυτής μηκοτομικά. Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.35 φάνηκε ότι με βάση τη βαθμονόμηση GSI παρατηρείται βελτίωση της ποιότητας της βραχώμαζας από τη Χ.Θ. $\sim 1+633.00$ έως τη Χ.Θ. $\sim 1+654.00$ (Ενότητα 4β, προς το τέλος του τμήματος εμφανίζονται μικτά μέτωπα), η οποία οφείλεται στην εμφάνιση εναλλαγών ασβεστίτικου μεταψαμμίτη με μεταϊλυόλιθο. Για την προσομοίωση λοιπόν, της διαφοροποίησης αυτής δημιουργήθηκαν διαφορετικοί όγκοι (αποχρώσεις του γκρι) εντός της Ενότητας 4.

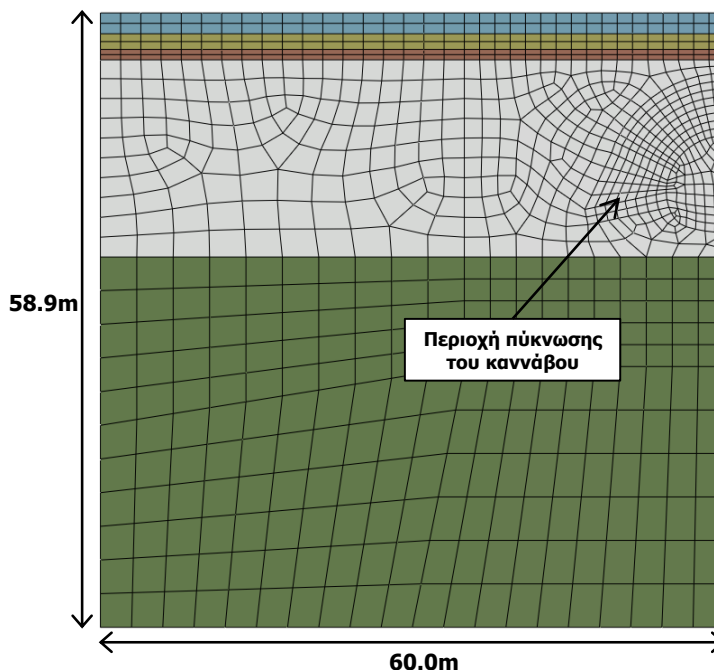


Σχήμα 6.43 Διαμήκης όψη του αριθμητικού προσομοιώματος.

Με βάση τα γεωτεχνικά στοιχεία επιλέχθηκε η Ενότητα 4β να αντιστοιχηθεί στο τμήμα μεταξύ +40.0m έως +60.0m, κατά το διαμήκη άξονα (Σχήμα 6.44). Στο Σχήμα 6.45 παρουσιάζεται η εγκάρσια όψη του προσομοιώματος, όπου φαίνεται ότι το συνολικό πλάτος αυτού είναι 60.0m > 6.0D, το οποίο κρίνεται επαρκές για την εξασφάλιση της απαιτούμενης ακρίβειας στις αναλύσεις. Επίσης διακρίνεται η πύκνωση του καννάβου των πεπερασμένων στοιχείων στην περιοχή περί τη διατομή διάνοιξης.

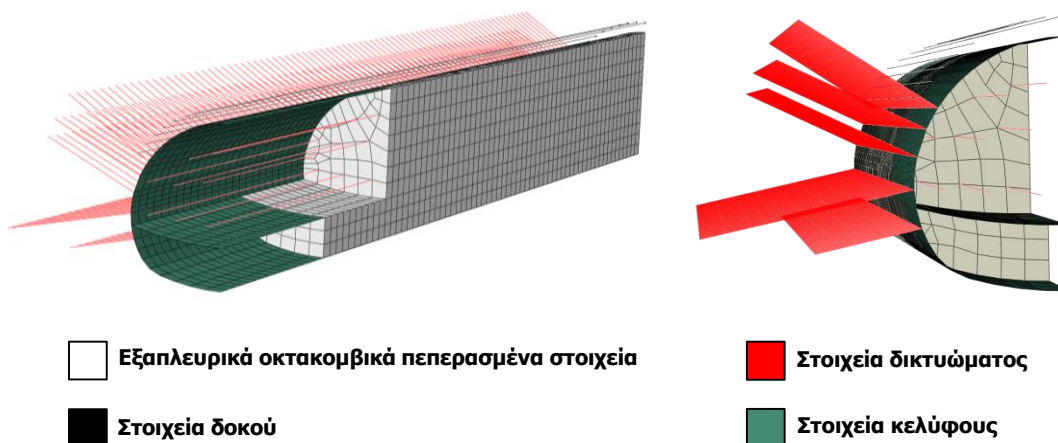


Σχήμα 6.44 Απεικόνιση των γεωτεχνικών ενοτήτων στο αριθμητικό προσομοίωμα.

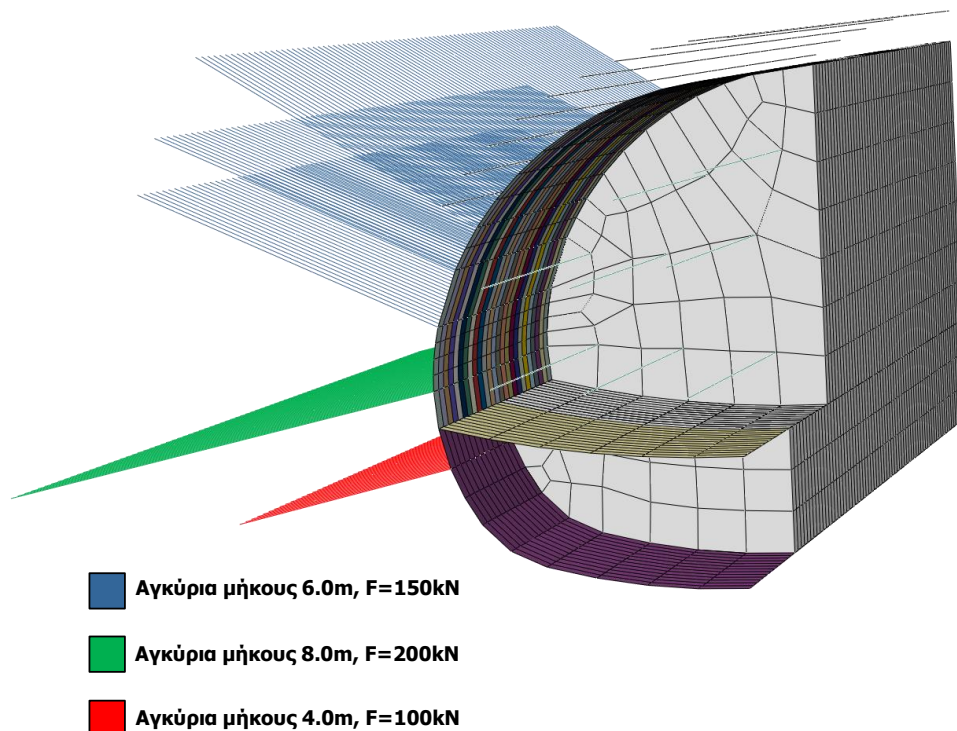


Σχήμα 6.45 Εγκάρσια όψη του αριθμητικού προσομοιώματος.

Για την προσομοίωση του περιβάλλοντος γεωυλικού χρησιμοποιήθηκαν τριδιάστατα εξαπλευρικά οκτακομβικά πεπερασμένα στοιχεία μειωμένων σημείων ολοκλήρωσης με hourglass control (C3D8R), για το κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος και το ανάστροφο τόξο πεπερασμένα τετραπλευρικά τετρακομβικά στοιχεία κελύφους (S4), για τα θυσιαζόμενα αγκύρια μετώπου fibreglass πεπερασμένα στοιχεία δικτυώματος (T3D2) και για τις δοκούς προπορείας πεπερασμένα στοιχεία δοκού (B31). Η συμπεριφορά των στοιχείων του γεωυλικού θεωρήθηκε γραμμικώς ελαστική - απολύτως πλαστική με βάση το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb και των στοιχείων υποστήριξης γραμμικώς ελαστική - απολύτως πλαστική.



Σχήμα 6.46 Απεικόνιση των πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν στο αριθμητικό προσομοίωμα.



Σχήμα 6.47 Προοπτική απεικόνιση του αριθμητικού προσομοιώματος στην οποία διακρίνονται η θέση, το μήκος και η φέρουσα ικανότητα των αγκυριών.

Με βάση προκαταρκτικές αναλύσεις φάνηκε η μεγάλη ευαισθησία των αποτελεσμάτων κυρίως στις παραμέτρους της Ενότητας 4, μέσα στην οποία γίνεται η διάνοιξη. Επομένως, βασικός στόχος των ανάστροφων αναλύσεων ήταν η εκτίμηση ενός ρεαλιστικού εύρους για τις γεωτεχνικές παραμέτρους

της ενότητας αυτής, ενώ οι παράμετροι των υπόλοιπων ενοτήτων ελήφθησαν από τις αντίστοιχες μελέτες και η επίδραση τους ελέγχθηκε μέσω ανάλυσης ευαισθησίας. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται για τις ενότητες 2, 3 και 5 συνοπτικά τα εύρη των παραμέτρων GSI, σ_{ci} , m_i και MR και στη συνέχεια οι τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων γ , c , ϕ , E , δ που υιοθετούνται στις ανάστροφες αναλύσεις, για την ενότητα 1, η οποία αντιστοιχεί σε εδαφικό υλικό, παρουσιάζονται απευθείας οι τελικές τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων και για τις ενότητες 4α και 4β παρουσιάζεται το εύρος όλων των παραμέτρων που διερευνήθηκε στις ανάστροφες αναλύσεις.

Πίνακας 6.5 Συγκεντρωτική παρουσίαση των γεωτεχνικών παραμέτρων των ανάστροφων αναλύσεων. Για τις ενότητες 1, 2, 3 και 5 οι τιμές των γ , c , ϕ , E και δ είναι αυτές που χρησιμοποιήθηκαν στις ανάστροφες αναλύσεις.

Γεωτεχνικός Παράμετροι	Ενότητες					
	1	2	3	4α ¹	4β ¹	5
GSI	-	55-80	30-70 (60-90) ³	20-30	40-50	15
σ_{ci} (MPa)	-	17.5-23.5	0.37-50.6	5.0-10.0	10.0-15.0	5.0
m_i	-	18.0-24.0	16.0-22.0	8.0-9.0	10.0-11.0	5.0
MR ²	-	-	-	200-400	200-400	-
γ (kN/m ³)	22.0	24.0	25.0	24.0	24.0	24.0
c (kPa)	10.0	50.0	200.0	60.0-80.0	80.0-120.0	30.0
ϕ (°)	30.0	40.0	45.0	35.0-40.0	45.0	27.0
E (MPa)	30.0	500.0	1000.0	300.0-500.0	600.0-1500.0	150.0
δ (°) ⁴	3.0	6.0	7.0	7.0	6.0	6.0

¹Για τις ενότητες 4α και 4β οι τιμές που αναφέρονται αποτελούν τα εύρη εντός των οποίων αναζητούνται οι παράμετροι που δίνουν τη βέλτιστη σύγκλιση μεταξύ αριθμητικών αναλύσεων και επί τόπου μετρήσεων.

²Τα εύρη των τιμών MR δεν προέρχονται από τη μελέτη και έχουν εκτιμηθεί με βάση τις συστάσεις των Hoek & Diederichs, 2006; Marinou V. & Tsiambaos, 2010 και Karagianni et al., 2010).

³Τιμές που προέκυψαν από τη βαθμονόμηση των μετώπων, στο τμήμα που η σήραγγα διέρχονταν μέσα από τον ασβεστοπικό μεταψαμμίτη.

⁴Όπου δ η γωνία διαστολικότητας, η τιμή της οποίας λαμβάνεται περίπου ίση με $\phi/6$. Η επίδραση της διαστολικότητας είναι ελάχιστη λόγω των πολύ περιορισμένων αστοχιών του γεωυλικού.

Όπως έχει περιγραφεί αναλυτικά στην παράγραφο 6.1.2, στις ανάστροφες αναλύσεις δεν χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές των παραμέτρων αντοχής των μέτρων υποστήριξης, αλλά οι μέσες, ο υπολογισμός των οποίων γίνεται με βάση την παρακάτω διαδικασία.

Παράμετροι αντοχής εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής σκυροδέματος με βάση τη μελέτη είναι $f_{ck}=25\text{MPa}$. Για το συντελεστή μεταβλητότητας επιλέγεται η τιμή $V_c=0.10$ (ενδεικτικά Araujo, 2001 και Thomos & Trezos, 2006, αναλυτική παρουσίαση στο κεφάλαιο 7).

Λαμβάνοντας υπόψη τις τιμές αυτές υπολογίζεται η μέση τιμή της αντοχής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος:

$$m_{fc} = \frac{f_{ck}}{1 + \text{Erf}^{-1}(5\%)V_c} = \frac{25\text{MPa}}{1 - 1.644 \times 0.10} = 29.91\text{MPa} \quad (6-24)$$

Τελικά επιλέγεται τιμή $f_c=29.9\text{MPa}$. Το μέτρο παραμορφωσιμότητας εκτιμάται από τη σχέση που προτείνεται στον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Εξ. Σ 2.3):

$$E_{cm}(\text{GPa}) = 9.50(f_{ck}(\text{MPa}) + 8)^{1/3} = 9.50(25 + 8)^{1/3} = 30.47\text{GPa} \quad (6-25)$$

Τελικά επιλέγεται τιμή $E_{cm}=30\text{GPa}$

Παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας χάλυβα των πλαισίων Lattice Girder

Ακολουθώντας την αντίστοιχη διαδικασία υπολογίζεται η μέση τιμή της αντοχής του χάλυβα. Με βάση τη μελέτη ο χάλυβας είναι ποιότητας S500, δηλαδή η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής είναι $f_{sk}=500\text{MPa}$. Θεωρώντας συντελεστή μεταβλητότητας $V_s=0.05$ (ενδεικτικά Araujo, 2001 και Thomas & Trezos, 2006, βλ. αναλυτική παρουσίαση στο κεφάλαιο 7) προκύπτει:

$$m_{f_s} = \frac{f_{sk}}{1 + \text{Erf}^{-1}(5\%)V_s} = \frac{500\text{MPa}}{1 - 1.644 \times 0.05} = 544.8\text{MPa} \quad (6-26)$$

Τελικά, επιλέγεται τιμή $f_s=545\text{MPa}$. Το μέτρο παραμορφωσιμότητας λαμβάνεται $E_s=200\text{GPa}$.

Κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος - Μεταλλικά πλαίσια Lattice Girder: Θόλος και παρειές Άνω Ημιδιατομής

Το κέλυφος της υποστήριξης προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού (beam elements) ελαστικής - απολύτως πλαστικής συμπεριφοράς, ισοδύναμης διατομής η οποία έχει δυσκαμψία, δυστένεια και αντοχή ίση τις αντίστοιχες τιμές της σύμμικτης διατομής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και του μεταλλικού πλαισίου.

$$E_{eq}I_{eq} = E_c I_c + E_s I_s \quad (6-27)$$

$$E_{eq}A_{eq} = E_c A_c + E_s A_s \quad (6-28)$$

όπου:

E_{eq}, E_c, E_s : Μέτρο ελαστικότητας ισοδύναμης διατομής, σκυροδέματος, χάλυβα

I_{eq}, I_c, I_s : Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής, σκυροδέματος, χάλυβα

A_{eq}, A_c, A_s : Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής, σκυροδέματος, χάλυβα

Τα μεταλλικά πλαίσια Lattice Girder αποτελούνται από 4 ράβδους $\Phi 32$, ποιότητας S500 ($f_s=500\text{MPa}$, $E_s=200\text{GPa}$ με αξονική απόσταση μεταξύ των ράβδων 0.148m .

$$A_s = 4\pi \frac{\Phi^2}{4} = 3.2 \times 10^{-3} \text{m}^2, \text{ όπου } \Phi=32\text{mm} \quad (6-29)$$

$$I_s = 4\pi \left(\frac{\Phi^4}{64} \right) + 4 \left(\frac{A_s}{4} \right) \left(\frac{s}{2} \right)^2 = 1.78 \times 10^{-5} \text{m}^4, \text{ όπου } s=0.148\text{m} \quad (6-30)$$

Τα αντίστοιχα μεγέθη για το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι:

$$A_c = b \times h - A_s = 0.297\text{m}^2, \text{ όπου } b=1.00\text{m}, h=0.30\text{m} \quad (6-31)$$

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} - I_s = 2.23 \times 10^{-3} \text{m}^4 \quad (6-32)$$

Επομένως τα χαρακτηριστικά της ισοδύναμης σύμμικτης διατομής είναι:

$$E_{eq}I_{eq} = E_c I_c + E_s I_s = 70.5\text{MPa} \cdot \text{m}^2 \quad (6-33)$$

$$E_{eq}A_{eq} = E_c A_c + E_s A_s = 9546.9\text{MN} \quad (6-34)$$

Επομένως προκύπτει:

$$h_{eq} = \sqrt{\frac{12E_{eq}I_{eq}}{E_{eq}A_{eq}}} = 0.298m, E_{eq} = 32063.9MPa \quad (6-35)$$

$$\sigma_{eq} = \frac{f_c A_c + f_s A_s}{bh_{eq}} = 35.7MPa, \rho_{eq} = 2.5 \frac{Mg}{m^3} \quad (6-36)$$

Η σταδιακή κατασκευή του σκυροδέματος προσομοιώθηκε με σταδιακή αύξηση του μέτρου ελαστικότητας.

Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα: Παρειές Β' Φάσης, προσωρινό και μόνιμο ανάστροφο τόξο

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στο προσωρινό και στο μόνιμο ανάστροφο τόξο προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού (beam elements) ελαστικής - απολύτως πλαστικής συμπεριφοράς, στα οποία αντιστοιχούνται οι παράμετροι του εκτοξευόμενου σκυροδέματος που έχουν ήδη αναφερθεί: $f_c=29.9MPa$ και $E_{cm}=30GPa$.

Γενική παρατήρηση για το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Η θεώρηση του σκυροδέματος ως γραμμικώς ελαστικό - απολύτως πλαστικό είναι απλοποιητική, καθώς διαφέρει σημαντικά η αντοχή του σε θλίψη και εφελκυσμό. Ωστόσο η χρήση μεταλλικών ινών, μεταλλικού πλέγματος στις δύο παρειές και η πυκνή τοποθέτηση δικτυωτών πλαισίων Lattice Girder αυξάνει σημαντικά την εφελκυστική αντοχή του κελύφους και μειώνει την εγγενή ανισοτροπία της αντοχής του. Επίσης, λόγω των γενικά ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών και της αναλογικά βαριάς υποστήριξης, η οποία υιοθετείται με κριτήριο την μείωση των καθιζήσεων, η συμπεριφορά του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στις συγκεκριμένες αναλύσεις είναι ελαστική, δηλαδή οι παράμετροι αντοχής του δεν επηρεάζουν τα αποτελέσματα.

Αγκύρια: Παρειές Άνω και Κάτω Ημιδιατομής

Για τα αγκύρια δεν λαμβάνεται η μέση αντοχή του χάλυβα, αλλά η φέρουσα ικανότητα που δίνεται από τη μελέτη, η οποία προκύπτει από το συνυπολογισμό της αντοχής του χάλυβα και της αντοχής του βολβού του ενέματος σε εξόλκευση. Πιο συγκεκριμένα:

- ο Ομάδα αγκυριών μήκους 4m: Παθητικές αγκυρώσεις ολόσωμης πάκτωσης Φ25, Φέρουσας Ικανότητας 100kN. $\sigma_y = F_u/A_s = 100kN/(π0.025m^2/4) = 203.8MPa$.
- ο Ομάδα αγκυριών μήκους 4m: Παθητικές αγκυρώσεις ολόσωμης πάκτωσης Φ25, Φέρουσας Ικανότητας 100kN. $\sigma_y = F_u/A_s = 150kN/(π0.025m^2/4) = 305.6MPa$.
- ο Ομάδα αγκυριών μήκους 4m: Παθητικές αγκυρώσεις ολόσωμης πάκτωσης Φ25, Φέρουσας Ικανότητας 100kN. $\sigma_y = F_u/A_s = 200kN/(π0.025m^2/4) = 407.4MPa$.

Σε όλες τις περιπτώσεις η πυκνότητα ελήφθη $\rho=7.85Mg/m^3$ και το μέτρο ελαστικότητας λαμβάνεται $E_s=200GPa$.

Ομπρέλα δοκών προπορείας

Οι δοκοί προπορείας είναι κοίλες μεταλλικές δοκοί Φ114/100.1, οι οποίες τοποθετούνται σε απόσταση 0.40m εν διατομή. Με βάση τη μελέτη ο χάλυβας είναι ποιότητας Fe360, δηλαδή η χαρακτηριστική τιμή της τάσης διαρροής είναι $f_{yk}=235MPa$. Θεωρώντας συντελεστή μεταβλητότητας $V_s=0.05$

(ενδεικτικά Araujo, 2001 και Thomos & Trezos, 2006, αναλυτική παρουσίαση στο κεφάλαιο 7) προκύπτει:

$$m_{fs} = \frac{f_{sk}}{1 + \text{Erf}^{-1}(5\%)V_s} = \frac{235\text{MPa}}{1 - 1.644 \times 0.05} = 255.0\text{MPa} \quad (6-37)$$

Τελικά επιλέγεται τιμή $f_s=255\text{MPa}$. Το μέτρο παραμορφωσιμότητας λαμβάνεται $E_s=200\text{GPa}$.

Θυσιαζόμενα αγκύρια μετώπου fibreglass

Αντιστοίχως με τα χαλύβδινα αγκύρια χρησιμοποιείται η φέρουσα ικανότητα που δίνεται από τη μελέτη, η οποία προκύπτει από το συνυπολογισμό της αντοχής του αγκυρίου και της αντοχής του βολβού του ενέματος σε εξόλκευση. Επομένως, θεωρώντας διάμετρο αγκυρίου $\Phi 20$ προκύπτει $\sigma_y = F_u/A_s = 300\text{kN}/(\pi 0.020\text{m}^2/4) = 960\text{MPa}$, τιμή η οποία είναι μικρότερη από τις αναφερόμενες στη βιβλιογραφία για την εφελκυστική ανοχή του συγκεκριμένου υλικού. Το μέτρο ελαστικότητας λαμβάνεται ίσο με 40GPa .

Λαμβάνοντας υπόψη τα δεδομένα από τις διαθέσιμες μελέτες, τα δεδομένα από την κατασκευή, καθώς και τα αποτελέσματα μεγάλου εύρους αριθμητικών αναλύσεων, οι παράμετροι των τελικών αντιπροσωπευτικών αναλύσεων παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα. Κάθε αριθμητική ανάλυση που αντιστοιχεί σε ένα συνδυασμό παραμέτρων στη συνέχεια θα αναφέρεται με τον κωδικό αριθμό στην πρώτη στήλη του πίνακα (A1, A2, A13 κ.τ.λ.).

Πίνακας 6.6 Παράμετροι αντιπροσωπευτικών ανάστροφων αριθμητικών αναλύσεων.

Κωδικός ανάλυσης	K	Ενότητα 4a ¹			Ενότητα 4b ¹			Φορτίο στην επιφάνεια, p_{sur} (kPa)	Ποσοστιαία ² μεταβολή παραμέτρων ενότητων 1, 2, 3, 5
		E (MPa)	c (kPa)	φ (°)	E (MPa)	c (kPa)	φ (°)		
A1	0.5	400	70	40	1200	100	45	0	0%
A2	0.6	400	70	40	1200	100	45	0	0%
A3	0.7	400	70	40	1200	100	45	0	0%
A4	0.8	400	70	40	1200	100	45	0	0%
A5	0.5	400	70	40	1500	100	45	0	0%
A6	0.6	400	70	40	1500	100	45	0	0%
A7	0.5	400	70	40	1200	100	45	30	0%
A8	0.5	400	70	40	1500	100	45	30	0%
A9	0.5	400	70	40	1200	100	45	0	+20%
A10	0.5	400	70	40	1200	100	45	0	-20%
A11	0.5	400	70	40	1200	120	45	0	0%
A12	0.5	400	70	40	1200	80	45	0	0%
A13	0.5	300	60	35	1200	100	45	0	0%

K: Συντελεστής οριζοντίων τάσεων, E: Μέτρο παραμορφωσιμότητας, c: Συνοχή, φ : Γωνία τριβής.

¹Βλ. Σχήμα 6.44.

²Οι ποσοστιαίες μεταβολές ορίζονται ως προς τις τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων που έχουν θεωρηθεί αντιπροσωπευτικές για κάθε ενότητα (Πίνακας 6.5).

Οι αριθμητικές αναλύσεις ανάλογα με την παράμετρο της οποίας η επίδραση μελετάται μπορούν να χωριστούν στις εξής κατηγορίες:

- ο Μελέτη της επίδρασης του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K (A1001, A1002, A1003, A1004). Ο συντελεστής K είναι ιδιαίτερα σημαντικός, καθώς από την τιμή του εξαρτάται όχι μόνο η τιμή της πίεσης που αναπτύσσεται, αλλά και κατανομή της, δηλαδή καθορίζει τη σχέση μεταξύ των πιέσεων

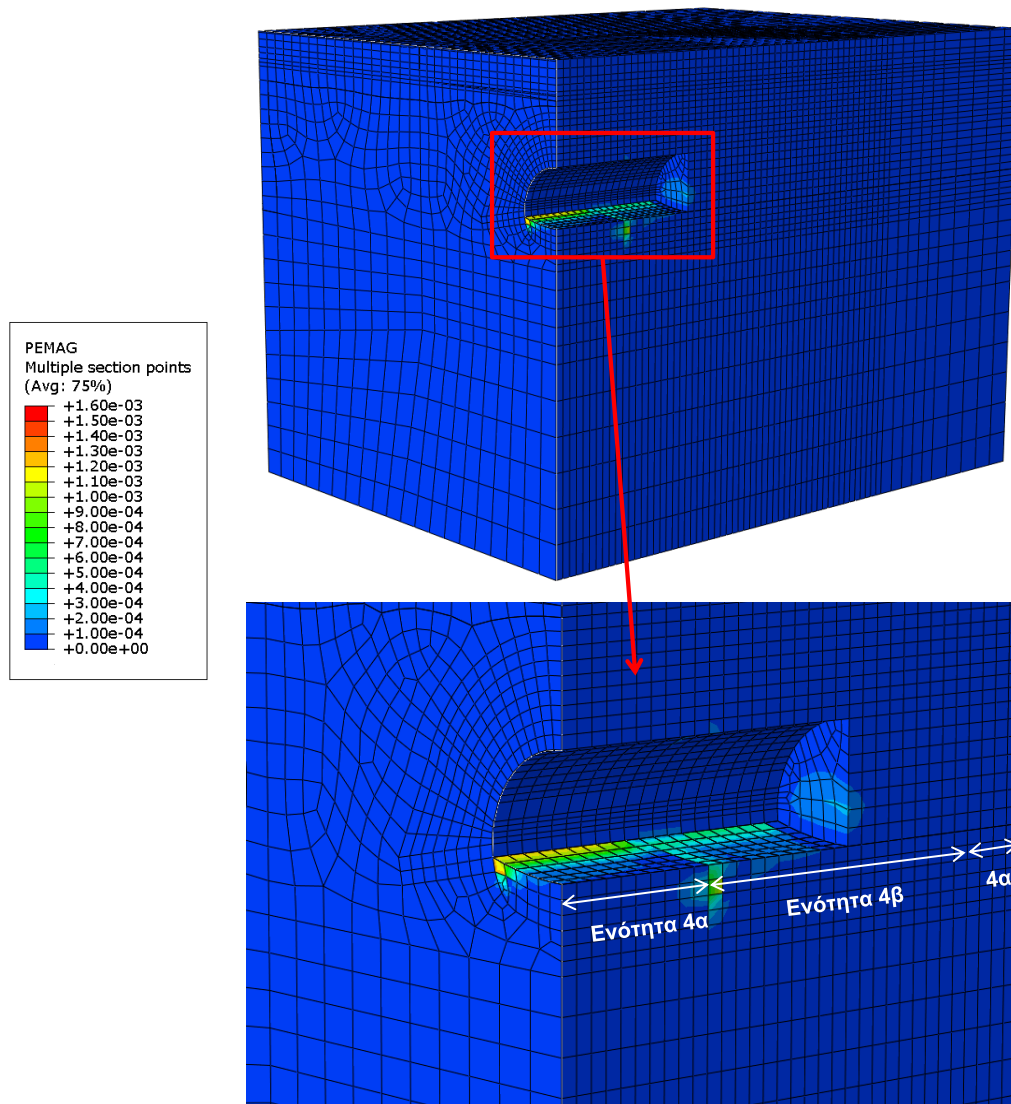
σε διαφορετικά σημεία της επένδυσης. Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε να παρουσιαστούν στην αρχή οι αναλύσεις αυτές, καθώς η σχέση μεταξύ των πιέσεων που έχουν μετρηθεί στην οροφή και στην παρειά της διατομής οδηγεί στην προσέγγιση του εύρους διακύμανσης του K.

- ο Μελέτη της επίδρασης του μέτρου παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β (A1005, A1006). Από τις προκαταρκτικές αναλύσεις φάνηκε η μεγάλη ευαισθησία των αποτελεσμάτων ως προς τις παραμέτρους της ενότητας 4β, μέσα στην οποία βρίσκεται η διατομή των κυψελών πίεσης. Μάλιστα, εξαιτίας των αναλογικά ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών - με δεδομένο το σύστημα υποστήριξης και το βήμα εκσκαφής - η πλαστικοποίηση των γεωτεχνικών σχηματισμών ήταν περιορισμένη με αποτέλεσμα οι αναπτυσσόμενες πιέσεις να εξαρτώνται κυρίως από την τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας.
- ο Μελέτη της επίδρασης του φορτίου που ασκείται στην επιφάνεια (A1007, A1008). Εξαιτίας του μικρού καλύμματος μεταξύ της σήραγγας και της επιφάνειας του εδάφους, η επιβολή φορτίου στην επιφάνεια οδηγεί στην αύξηση των αναπτυσσόμενων πιέσεων στην άμεση υποστήριξη. Όπως έχει ήδη αναφερθεί η σήραγγα κινείται κάτω από οδικό άξονα με αποτέλεσμα το επιφανειακό φορτίο ακριβώς πάνω από τον άξονα της να είναι πρακτικά μηδενικό. Ωστόσο παρακείμενα βρίσκονται κτίρια τα οποία επιβάλλουν επιφανειακό φορτίο μέσω της θεμελίωσης τους. Για τη μελέτη λοιπόν, της επίδρασης του μεγέθους αυτού εκτελέστηκαν πρόσθετες αριθμητικές αναλύσεις με θεώρηση επιφανειακού φορτίου 30kPa, τιμή η οποία κρίνεται εύλογη για το μέγεθος των κατασκευών. Σημειώνεται ότι το επιφανειακό φορτίο εφαρμόστηκε σε ολόκληρη την άνω παρειά του αριθμητικού προσομοιώματος.
- ο Μελέτη της επίδρασης των γεωτεχνικών παραμέτρων των ενότητων 1, 2, 3, 5 (A1009, A1010). Εξαιτίας της πολυπαραμετρικότητας του προβλήματος στο μεγαλύτερο ποσοστό των αναλύσεων μεταβάλλονταν οι παράμετροι της ενότητας 4, οι οποίες κρίθηκαν ως οι πλέον σημαντικές για τη μορφή και την τιμή των αναπτυσσόμενων πιέσεων. Ωστόσο για να επαληθευτεί η παραδοχή αυτή και να ποσοτικοποιηθεί η επίδραση των γεωτεχνικών παραμέτρων των υπολοίπων ενότητων εκτελέστηκαν οι δύο αυτές αναλύσεις στις οποίες μεταβλήθηκαν η συνοχή και το μέτρο παραμορφωσιμότητας των σχηματισμών $\pm 20\%$.
- ο Μελέτη της επίδρασης των παραμέτρων αντοχής της ενότητας 4β (A1011, A1012). Εκτελέστηκαν δύο αναλύσεις στις οποίες μεταβλήθηκαν η συνοχή και το μέτρο παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β στο φάσμα $\pm 20\%$ με σκοπό την ποσοτικοποίηση της επίδρασης τους.
- ο Μελέτη της επίδρασης των γεωτεχνικών παραμέτρων 4α (A1013). Από τις προκαταρκτικές αναλύσεις φάνηκε ότι οι γεωτεχνικές παράμετροι της ενότητας 4α επηρεάζουν, αλλά σε μικρό σχετικά βαθμό, τις πιέσεις που αναπτύσσονται στην υπό μελέτη διατομή. Για την ποσοτικοποίηση της επίδρασης αυτής εκτελέστηκε μία αριθμητική ανάλυση στην οποία όλες οι παράμετροι της ενότητας 4α απομειώθηκαν περίπου κατά 20%.

6.2.3 Αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων

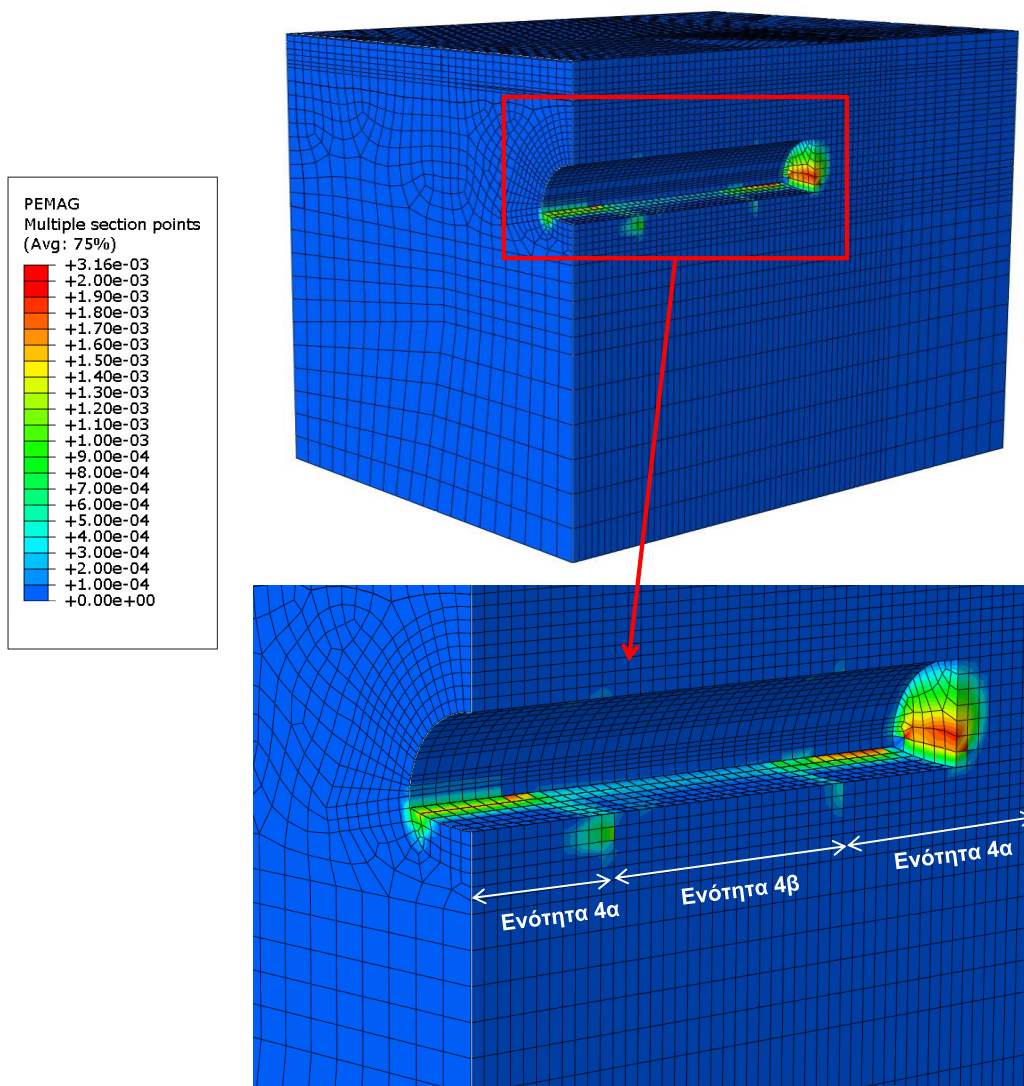
Ξεκινώντας την επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων είναι σημαντικό να παρουσιαστούν εξαγόμενα από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, με την κατανομή μετακινήσιων, παραμορφωσιακών και τασικών μεγεθών, έτσι ώστε να περιγραφεί ο μηχανισμός του υπό μελέτη προβλήματος και να σχολιαστούν ορισμένα κρίσιμα σημεία. Αρχικά, στο Σχήμα 6.48

απεικονίζεται η κατανομή των πλαστικών παραμορφώσεων κατά τη διάνοιξη της Α΄ Φάσης, σε στάδιο όπου το μέτωπο βρίσκεται εντός της πιο ισχυρής ενότητας 4β (το συγκεκριμένο σχήμα αντιστοιχεί στην ανάλυση A12, όπου έχουν ληφθεί απομειωμένες τιμές των παραμέτρων αντοχής της ενότητας 4β). Είναι εμφανές ότι η έκταση της πλαστικής ζώνης είναι πολύ μικρή και οι τιμές των πλαστικών παραμορφώσεων ιδιαίτερα χαμηλές. Μάλιστα, οι μεγαλύτερες πλαστικές παραμορφώσεις παρατηρούνται στη βραχόμαζα της Κάτω Ημιδιατομής, η οποία θα εκσκαφεί στην επόμενη φάση. Χαρακτηριστική είναι, επίσης, η τοπική αύξηση των πλαστικών παραμορφώσεων στο σύνορο μεταξύ Άνω και Κάτω Ημιδιατομής και στην περιοχή μετάβασης από την ενότητα 4α στην 4β.



Σχήμα 6.48 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων κατά τη διάνοιξη της Α΄ Φάσης, σε στάδιο όπου το μέτωπο βρίσκεται εντός της πιο ισχυρής ενότητας 4β. Τα σημεία που παρατηρείται τοπική αύξηση των πλαστικών παραμορφώσεων αντιστοιχούν στο σύνορο μεταξύ Άνω και Κάτω Ημιδιατομής και στην περιοχή μετάβασης από την ενότητα 4α στην 4β (Ανάλυση A12: Μειωμένες τιμές γεωτεχνικών παραμέτρων για την ενότητα 4β).

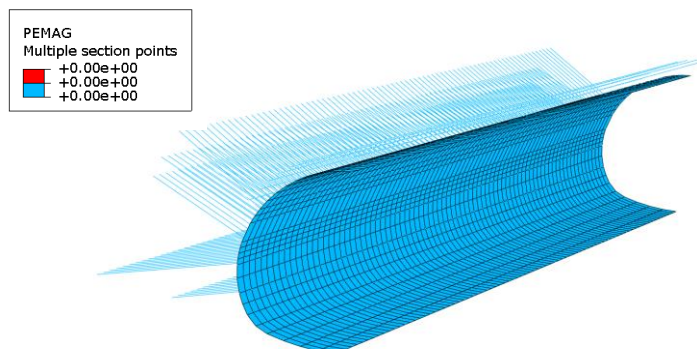
Αντίστοιχη είναι η κατανομή των πλαστικών παραμορφώσεων και στην περίπτωση όπου το μέτωπο βρίσκεται εντός της πιο ασθενούς ενότητας 4α, με μόνη διαφορά την αύξηση των τιμών τους στην περιοχή του μετώπου (το συγκεκριμένο σχήμα αντιστοιχεί στην ανάλυση A13, όπου έχουν ληφθεί απομειωμένες τιμές των παραμέτρων αντοχής της ενότητας 4α).



Σχήμα 6.49 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων κατά τη διάνοιξη της Α΄ Φάσης, σε στάδιο όπου το μέτωπο βρίσκεται εντός της πιο ασθενούς ενότητας 4α. Τα σημεία που παρατηρείται τοπική αύξηση των πλαστικών παραμορφώσεων αντιστοιχούν στο σύνορο μεταξύ Άνω και Κάτω Ημιδιατομής και στην περιοχή μετάβασης από την ενότητα 4α στην 4β (Ανάλυση A13: Μειωμένες τιμές γεωτεχνικών παραμέτρων για την ενότητα 4α).

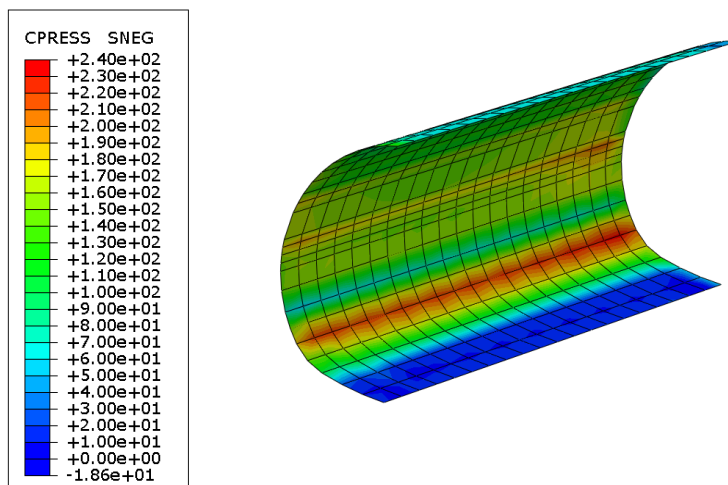
Επομένως, με βάση τα δύο παραπάνω σχήματα μπορεί να προκύψει το γενικό συμπέρασμα, ότι για όλους τους συνδυασμούς γεωτεχνικών παραμέτρων που εξετάστηκαν η πλαστικοποίηση του περιβάλλοντος γεωυλικού είναι περιορισμένη και ότι κυρίαρχο ρόλο στην ανάπτυξη των μετατοπίσεων, των καθιζήσεων στην επιφάνεια και των πιέσεων στην άμεση υποστήριξη διαδραματίζουν οι παράμετροι παραμορφωσιμότητας των γεωυλικών, ενώ η επίδραση των παραμέτρων αντοχής είναι περιορισμένη.

Κατόπιν από το Σχήμα 6.50 προκύπτει ότι κατά τη διάρκεια της διάνοιξης δεν παρατηρούνται αστοχίες στα μέτρα άμεσης υποστήριξης (αγκύρια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και δοκοί προπορείας). Αυτό οφείλεται στα χαρακτηριστικά της διατομής άμεσης υποστήριξης, αλλά και στην αναλογικά καλή ποιότητα της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Η παρατήρηση αυτή αυξάνει την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων, καθώς δεν επηρεάζονται από τη μεταλαστική συμπεριφορά των μέτρων άμεσης υποστήριξης.

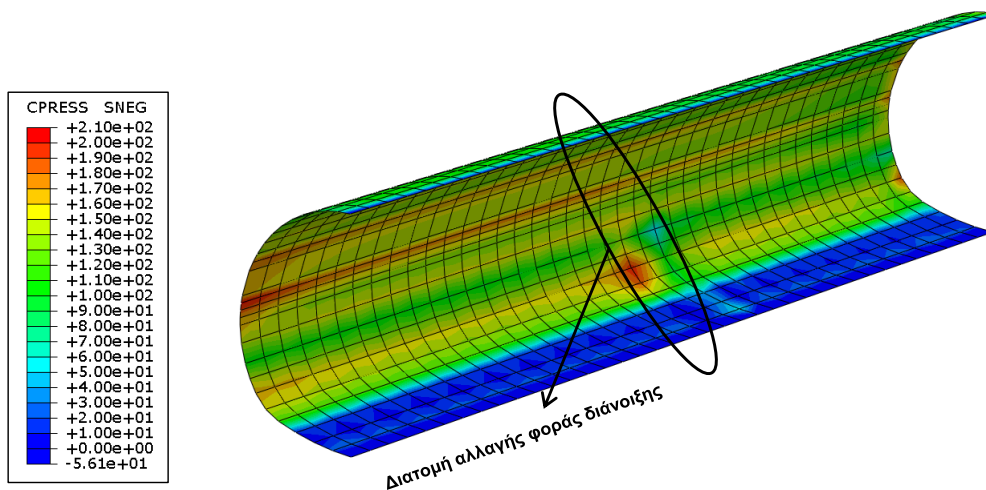


Σχήμα 6.50 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στα αγκύρια, στο κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και στις δοκούς προπορείας στο τέλος της διάνοιξης και των δύο φάσεων. Είναι εμφανές ότι με βάση τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων δεν παρατηρείται αστοχία στα συγκεκριμένα μέτρα υποστήριξης σε όλη τη διάρκεια της διάνοιξης (Ανάλυση A12: Μειωμένες τιμές γεωτεχνικών παραμέτρων για την ισχυρή ενότητα 4β).

Στη συνέχεια παρατίθενται δύο χαρακτηριστικές κατανομές πιέσεων στο κέλυφος της άμεσης υποστήριξης από την ανάλυση A1. Τόσο στο τμήμα που βρίσκεται εντός της ενότητας 4α, όσο και στο τμήμα που βρίσκεται εντός της ενότητας 4β η κατανομή της πίεσης περί τη διατομή είναι αντίστοιχη. Οι μέγιστες τιμές παρατηρούνται λίγο πάνω από το σημείο συμβολής του κελύφους με το μόνιμο ανάστροφο τόξο, λόγω της αλλαγής της ακτίνας καμπυλότητας. Επίσης, η κατανομή των πιέσεων δεν είναι ομαλή, αλλά παρατηρούνται συνεχείς αυξομειώσεις, οι οποίες οφείλονται στην ύπαρξη των αγκυριών που αναλαμβάνουν φορτία οδηγώντας τοπικά στη μείωση των αναπτυσσόμενων πιέσεων, φαινόμενο το οποίο μελετάται εκτενώς στη συνέχεια. Η κατά μήκος διαφοροποιήσεις των πιέσεων οφείλονται στη μεταβολή της περιβάλλουσας βραχόμαζας ή της κατασκευαστικής διαδικασίας.

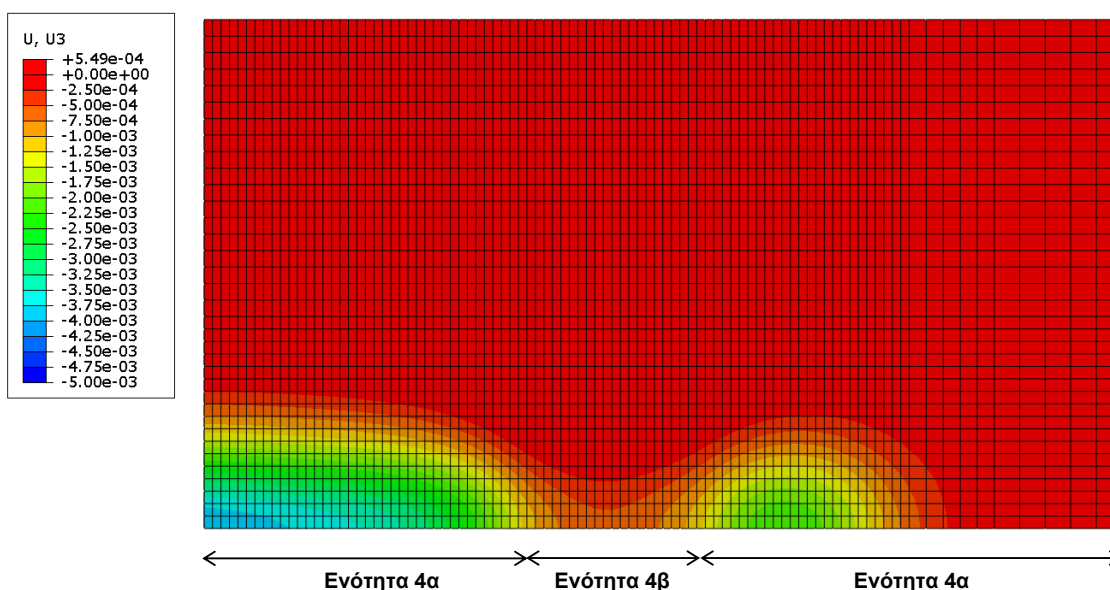


Σχήμα 6.51 Κατανομή των πιέσεων στο κέλυφος της άμεσης υποστήριξης, για το τμήμα που βρίσκεται εντός της ισχυρής ενότητας 4β, στο τέλος της διάνοιξης και των δύο φάσεων. Τα σημεία της τοπικής αύξησης των πιέσεων αντιστοιχούν στο σύνορο μεταξύ Άνω και Κάτω Ημιδιατομής και στην περιοχή μετάβασης από την ενότητα 4α στην 4β (Ανάλυση A1).



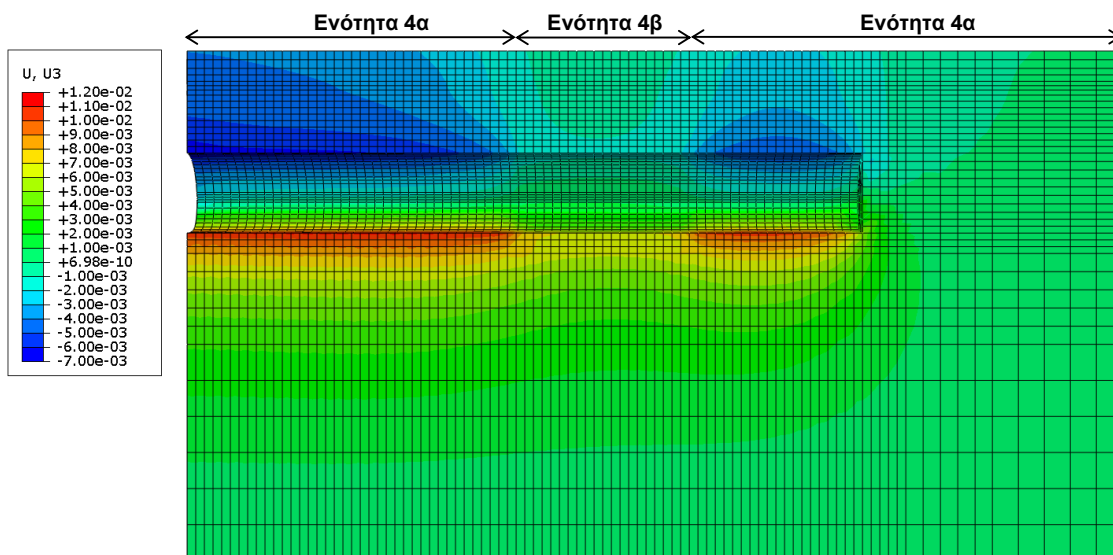
Σχήμα 6.52 Κατανομή των πιέσεων στο κέλυφος της άμεσης υποστήριξης, για το τμήμα που βρίσκεται εντός της ασθενούς ενότητας 4α, στο τέλος της διάνοιξης και των δύο φάσεων. Τα σημεία της τοπικής αύξησης των πιέσεων αντιστοιχούν στο σύνορο μεταξύ Άνω και Κάτω Ημιδιατομής, στην περιοχή μετάβασης από την ενότητα 4α στην 4β και στην περιοχή όπου έγινε αλλαγή στη φορά διάνοιξης (βλ. Σχήμα 6.34, σελ. 333 - Ανάλυση A1).

Οι καθιζήσεις αποτελούν μαζί με τις μετρήσεις των κυψελών πίεσης τα δύο βασικά δεδομένα για την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των αναστροφών αναλύσεων. Στο Σχήμα 6.53 παρουσιάζεται η κατανομή των καθιζήσεων στην επιφάνεια του εδάφους, όπως αυτή έχει προκύψει από την ανάλυση A13, στην οποία έχουν ληφθεί απομειωμένες οι παράμετροι της ενότητας 4α. Οι καθιζήσεις αναπτύσσονται κυρίως πάνω από τη διατομή της σήραγγας, ενώ η πλευρική επιρροή είναι πολύ μικρή, λόγω της καλής ποιότητας των γεωυλικών. Όσον αφορά στις καθιζήσεις ιδιαίτερα σημαντική είναι και η επίδραση των ενότητων 2 και 3, οι οποίες χαρακτηρίζονται από μεγάλη αντοχή και μεγάλες τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας. Σε όλο το μήκος της διάνοιξης οι τιμές των αναπτυσσόμενων καθιζήσεων είναι μικρότερες από 1.00cm, δηλαδή εμπίπτουν μέσα στο φάσμα που δίνεται από τα δεδομένα των μετρήσεων (Σχήμα 6.40).



Σχήμα 6.53 Οριζοντιογραφική απεικόνιση της κατανομής των καθιζήσεων στο τέλος της διάνοιξης και των δύο φάσεων. Είναι εμφανής η αύξηση των καθιζήσεων γύρω από την περιοχή διάνοιξης, οι οποίες λαμβάνουν τις μέγιστες τιμές όταν η σήραγγα διανοίγεται εντός της ασθενούς ενότητας 4α και μειώνονται όταν η διάνοιξη γίνεται εντός της ισχυρής ενότητας 4β (Ανάλυση A13: Μειωμένες τιμές γεωτεχνικών παραμέτρων για την ασθενή ενότητα 4α).

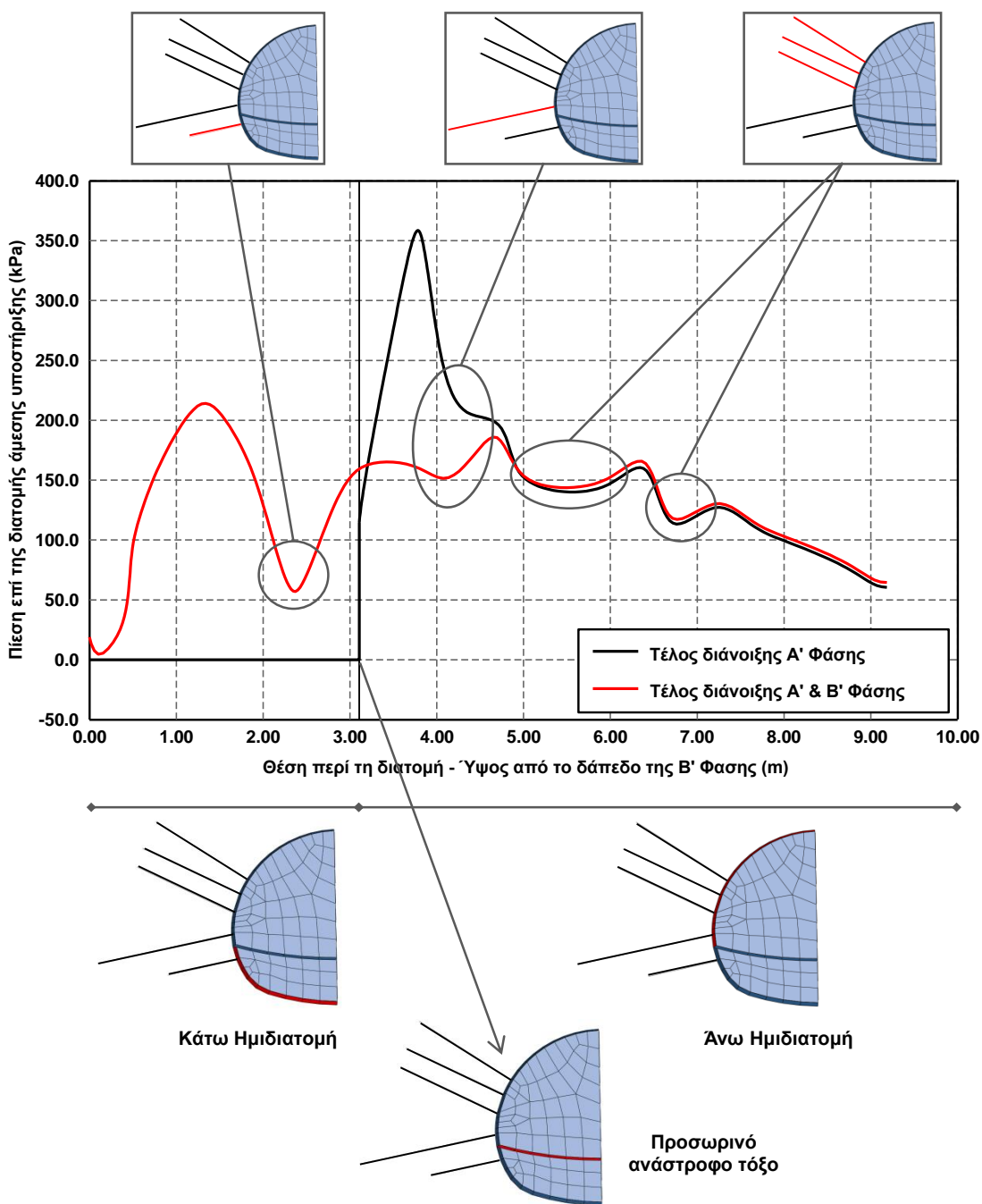
Επίσης, εμφανής είναι η μείωση των καθιζήσεων και γενικά των κατακόρυφων μετακινήσεων (Σχήμα 6.54) στην περιοχή όπου η σήραγγα διέρχεται μέσα από την ενότητα 4β. Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι καθιζήσεις του συγκεκριμένου σχήματος αντιστοιχούν πρακτικά στο κάτω όριο των γεωτεχνικών παραμέτρων που εξετάζονται στο πλαίσιο των ανάστροφων αναλύσεων, προκύπτει ότι για όλο το φάσμα των παραμέτρων οι καθιζήσεις που υπολογίζονται θα συμφωνούν με τα δεδομένα από την κατασκευή. Δηλαδή, οι μετρήσεις αυτές δεν μπορούν να αποτελέσουν σαφές κριτήριο για την εκτίμηση ενός αντιπροσωπευτικού εύρους γεωτεχνικών ιδιοτήτων, παρά μόνο για τον προσδιορισμό του κάτω ορίου αυτών.



Σχήμα 6.54 Κατανομή των κατακόρυφων μετακινήσεων στο τέλος της διάνοιξης και των δύο φάσεων. Είναι εμφανής η αύξηση των καθιζήσεων γύρω από την περιοχή διάνοιξης, οι οποίες λαμβάνουν τις μέγιστες τιμές όταν η σήραγγα διανοίγεται εντός της ασθενούς ενότητας 4α και μειώνονται όταν η διάνοιξη γίνεται εντός της ισχυρής ενότητας 4β (Ανάλυση A13: Μειωμένες τιμές γεωτεχνικών παραμέτρων για την ασθενή ενότητα 4α).

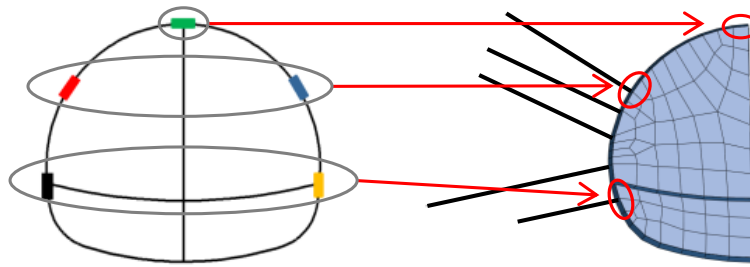
Στη συνέχεια ακολουθεί η ποσοτική επεξεργασία των αποτελεσμάτων, εστιάζοντας στη σύγκριση των πιέσεων που έχουν μετρηθεί στις κυψέλες πίεσης στη Χ.Θ. 1+636.00 με τις αντίστοιχες τιμές των πιέσεων που υπολογίζονται μέσω των αριθμητικών αναλύσεων. Η παρουσίαση των αποτελεσμάτων γίνεται μέσω διαγραμμάτων κατανομής της πίεσης γύρω από τη διατομή και διαγραμμάτων πίεσης - χρόνου στα σημεία της διατομής, όπου έχουν τοποθετηθεί οι κυψέλες πίεσης.

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται μία ενδεικτική κατανομή πιέσεων στο τέλος της Α' και Β' Φάσης διάνοιξης για την ανάλυση A1, με σκοπό την εξήγηση των μεγεθών και το γενικό σχολιασμό της μορφής της κατανομής, η οποία είναι κοινή για όλες τις αναλύσεις. Στο τέλος της διάνοιξης της Α' Φάσης η μέγιστη πίεση αναπτύσσεται στη συμβολή του ανάστροφου τόξου και του κελύφους της Άνω Ημιδιατομής. Στο τέλος της διάνοιξης και των δύο φάσεων, δεν παρατηρείται πλέον η πολύ μεγάλη τιμή στην περιοχή του προσωρινού ανάστροφου τόξου. Η κατανομή της πίεσης στην Άνω Ημιδιατομή διαμορφώνεται κυρίως κατά την πρώτη φάση διάνοιξης και αυξάνεται λίγο μετά την ολοκλήρωση της δεύτερης. Οι απότομες μεταβολές στην κατανομή της πίεσης οφείλονται στην αλλαγή της γεωμετρίας, στην κατασκευαστική αλληλουχία και στην ύπαρξη των δοκών προπορείας.



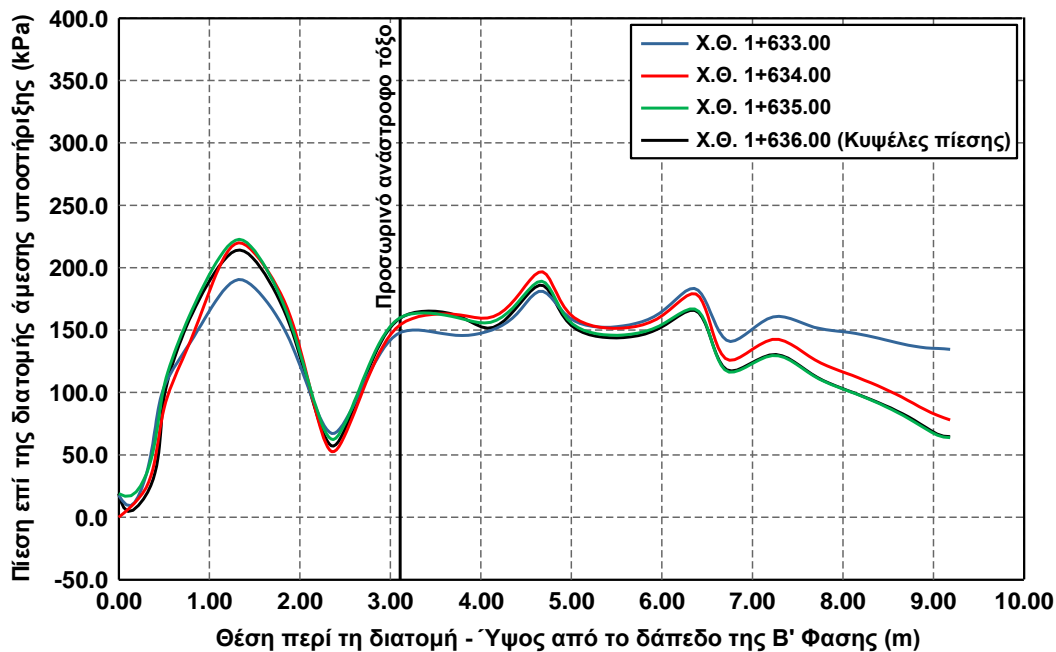
Σχήμα 6.55 Κατανομή πιέσεων στην ανάλυση Α1 μετά το τέλος της διάνοιξης της Α' και Β' Φάσης.

Η αντιστοίχιση των τμημάτων τοποθέτησης των κυψελών πίεσης με τα τμήματα της άμεσης υποστήριξης του αριθμητικού προσομοιώματος, για τη σύγκριση των αποτελεσμάτων φαίνεται στο Σχήμα 6.56. Για την αύξηση της αξιοπιστίας της διαδικασίας και για την αποφυγή επίδρασης σημειακών παραγόντων (π.χ. σημεία τοποθέτησης αγκυρίων) η πίεση που θεωρείται αντιπροσωπευτική για κάθε ανάλυση υπολογίζεται ως η μέση τιμή των πιέσεων από δύο ή τρεις διαδοχικούς κόμβους.



Σχήμα 6.56 Αντιστοίχιση των σημείων τοποθέτησης των κυψελών πίεσης με τμήματα της διατομής άμεσης υποστήριξης στο αριθμητικό προσομοίωμα. Το κατώτερο ζεύγος των κυψελών πίεσης έχει αντιστοιχηθεί στο τμήμα κάτω από το ανάστροφο τόξο, καθώς οι μετρήσεις του ξεκινάνε μετά την εκσκαφή της Κάτω Ημιδιατομής (Σχήμα 6.39).

Η διατομή στην οποία έχουν τοποθετηθεί οι κυψέλες πίεσης βρίσκεται εντός της ενότητας 4β, σε πολύ μικρή απόσταση, όμως, από την περιοχή μετάβασης στην 4α (Σχήμα 6.44). Με βάση τις κατανομές των πιέσεων για τέσσερις διαδοχικές διατομές (Σχήμα 6.57) προκύπτει ότι υπάρχει μία σταδιακή μείωση των πιέσεων όσο η σήραγγα εισέρχεται μέσα στην πιο ισχυρή ενότητα. Ωστόσο, η μετάβαση αυτή ολοκληρώνεται γρήγορα, καθώς η κατανομή των πιέσεων στη Χ.Θ. 1+636.00 (διατομή τοποθέτησης των κυψελών πίεσης) είναι πρακτικά ίδια με την κατανομή στην αμέσως προηγούμενη διατομή.

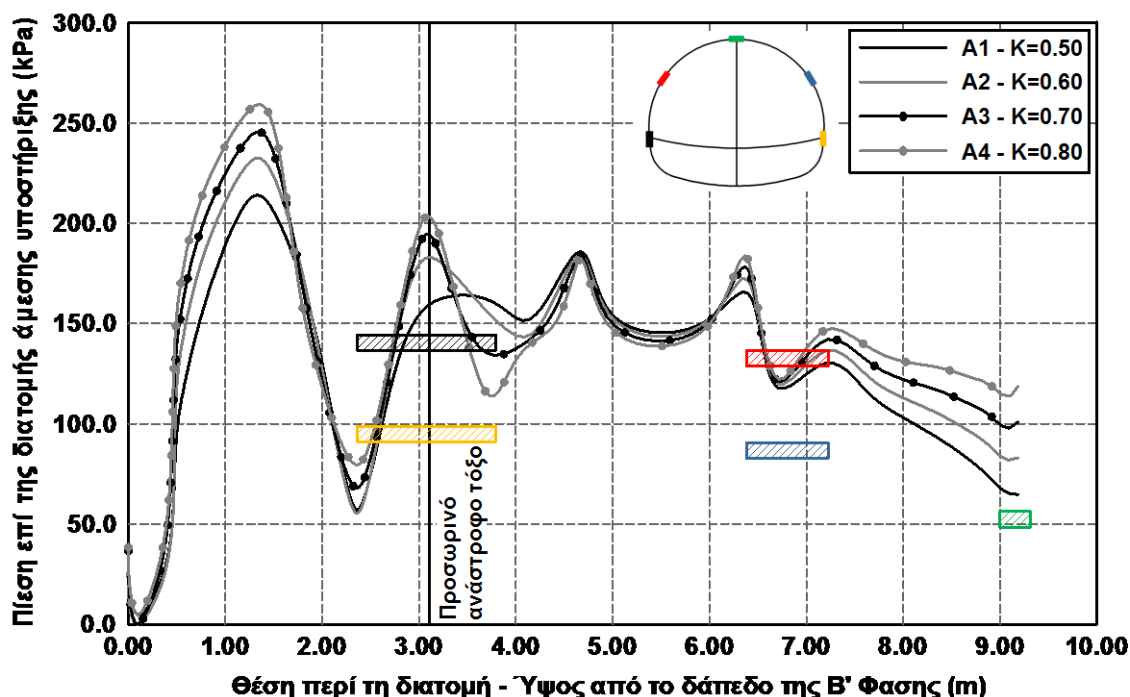


Σχήμα 6.57 Κατανομή πιέσεων στην ανάλυση A1 μετά το τέλος της διάνοιξης της Α' και Β' Φάσης για τέσσερις διαδοχικές διατομές (Χ.Θ. 1+633.00 - 1+636.00). Η μετάβαση από την ενότητα 4α στην 4β γίνεται στη Χ.Θ. 1+633.00.

Κατόπιν παρουσιάζονται οι κατανομές των πιέσεων στη διατομή που έχουν τοποθετηθεί οι κυψέλες πίεσης από όλες τις αριθμητικές αναλύσεις, συγκρίνονται με τις πραγματικές μετρήσεις και σχολιάζεται η ευαισθησία των αποτελεσμάτων ως προς τα γεωτεχνικά μεγέθη που εξετάστηκαν.

Επίδραση συντελεστή οριζοντίων τάσεων K

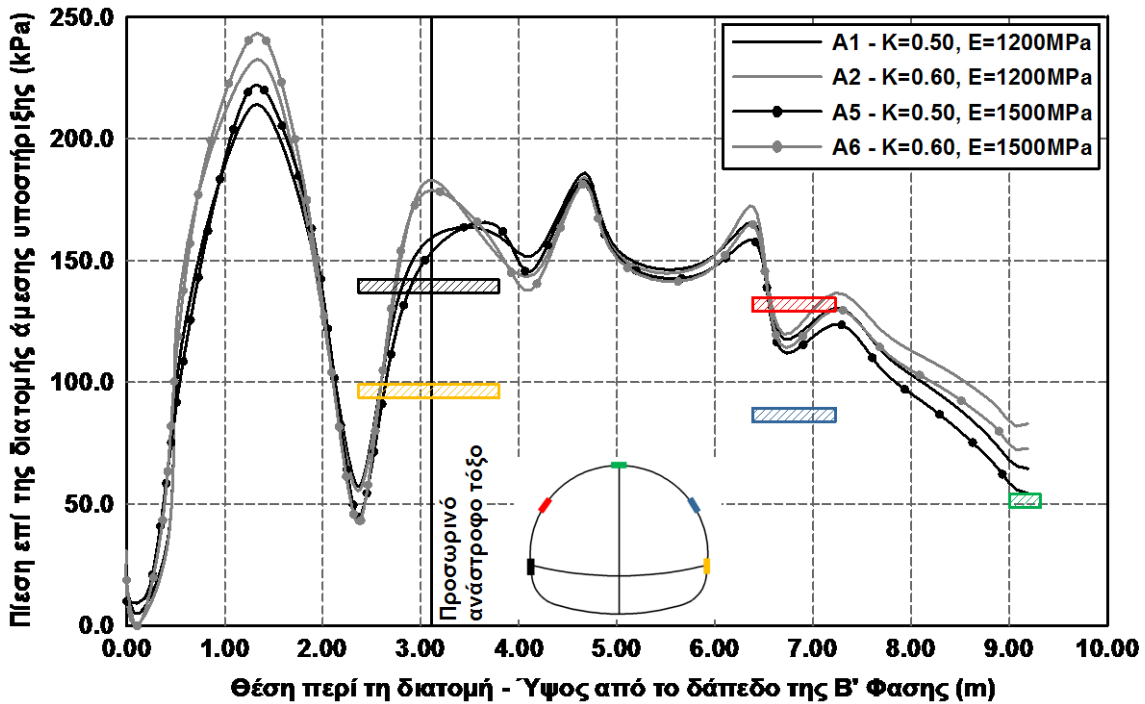
Στο ακόλουθο σχήμα παρατίθεται η κατανομή της πίεσης από τέσσερις αριθμητικές αναλύσεις για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων. Είναι εμφανές ότι η μεταβολή του K επηρεάζει κυρίως τις πιέσεις στην οροφή και ελάχιστα τις πιέσεις στην παρειά της διατομή και ότι αύξηση του K οδηγεί σε αύξηση της πίεσης στην οροφή. Οι παρατηρήσεις αυτές είναι σε συμφωνία με τα αποτελέσματα των παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 4.6.3. Επίσης, προκύπτει ότι τόσο οι τιμές των πιέσεων όσο και η αναλογία των τιμών οροφής - παρειάς προσεγγίζονται καλύτερα για τις τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.50$, τιμή η οποία συμφωνεί με τις προτάσεις της γεωτεχνικής μελέτης ($K=0.50-0.65$). Τέλος, τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων συγκλίνουν περισσότερο με τις μετρήσεις των κυψελών πίεσης που βρίσκονται στην αριστερή πλευρά της διατομής.



Σχήμα 6.58 Κατανομή πιέσεων μετά το τέλος της διάνοιξης της Α' και Β' Φάσης για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων (Αναλύσεις: A1, A2, A3, A4). Κάθε ορθογώνιο αντιστοιχεί στις μετρήσεις στο τέλος της διάνοιξης της κυψέλης πίεσης με το ίδιο χρώμα.

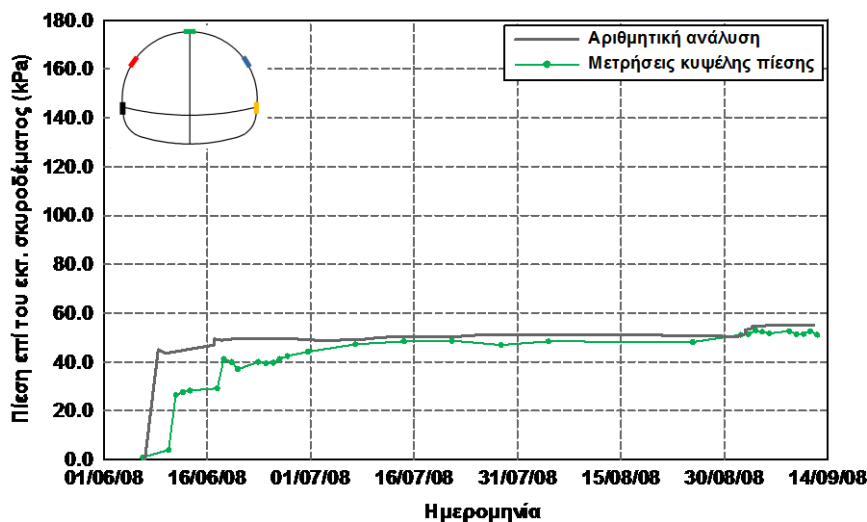
Επίδραση μέτρου παραμορφωσιμότητας ενότητας 4β

Το μέτρο παραμορφωσιμότητας του περιβάλλοντος γεωυλικού, όπως έχει περιγραφεί αναλυτικά στο κεφάλαιο 4, επηρεάζει σημαντικά την τιμή των επιβαλλόμενων φορτίων στην άμεση υποστήριξη. Στις συγκεκριμένες αναλύσεις που παρουσιάζονται στο Σχήμα 6.59 φαίνεται ότι αύξηση του E από 1200MPa σε 1500MPa προκαλεί μείωση του φορτίου της οροφής περίπου 15% για $K=0.5$ και 12% για $K=0.6$.

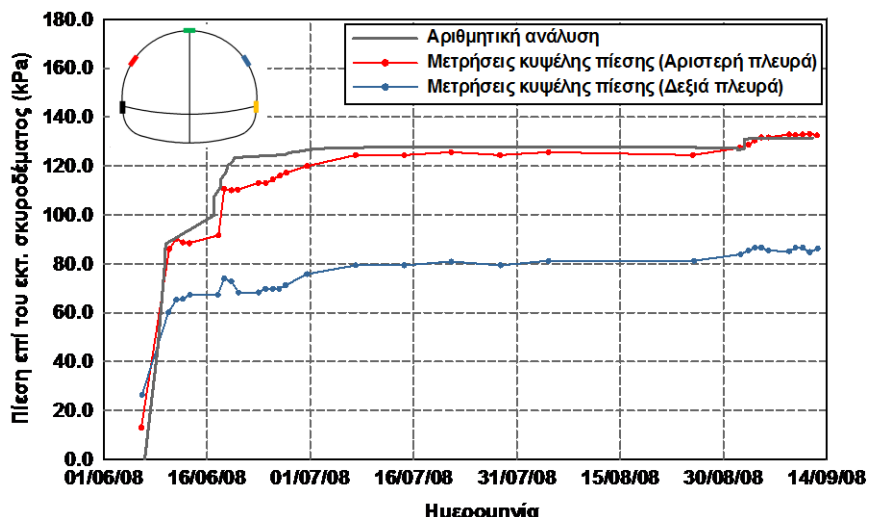


Σχήμα 6.59 Κατανομή πιέσεων μετά το τέλος της διάνοιξης της Α' και Β' Φάσης για διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων και του μέτρου παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β (Αναλύσεις: A1, A2, A5, A6). Κάθε ορθογώνιο αντιστοιχεί στις μετρήσεις στο τέλος της διάνοιξης της κυψέλης πίεσης με το ίδιο χρώμα.

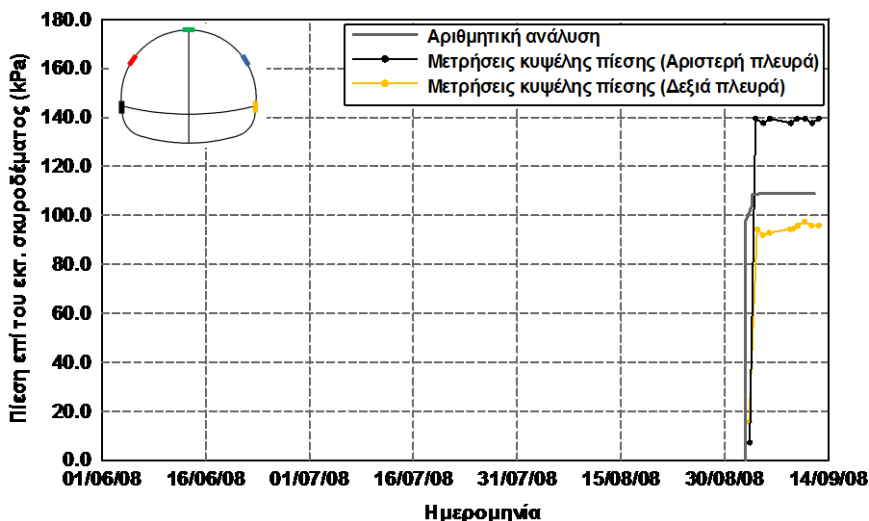
Συναξιολογώντας τα δύο προηγούμενα διαγράμματα προκύπτει ότι οι μετρήσεις των κυψελών πίεσης προσεγγίζονται καλύτερα από τα αποτελέσματα της ανάλυσης A5, στην οποία η τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων είναι $K=0.50$ και το μέτρο παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β $E=1500\text{MPa}$. Για αυτό το συνδυασμό παραμέτρων παρουσιάζεται στα επόμενα σχήματα η σύγκριση της χρονικής εξέλιξης των μετρήσεων από τις κυψέλες πίεσης με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων. Σε όλες τις περιπτώσεις είναι εμφανές ότι η αριθμητική προσομοίωση προσεγγίζει ικανοποιητικά, όχι μόνο τις τιμές, αλλά και τη χρονική εξέλιξη (ουσιαστικά πρόκειται για χωρική εξέλιξη, καθώς εξαρτάται από την προχώρηση του μετώπου και όχι από τη χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά των γεωυλικών) των πιέσεων, ακόμη και στα σημεία κατασκευής του προσωρινού ανάστροφου τόξου και διάνοιξης της Β' Φάσης.



Σχήμα 6.60 Εξέλιξη των πιέσεων στην οροφή της διατομής ως προς το χρόνο με βάση τις μετρήσεις των κυψελών πίεσης και τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων.



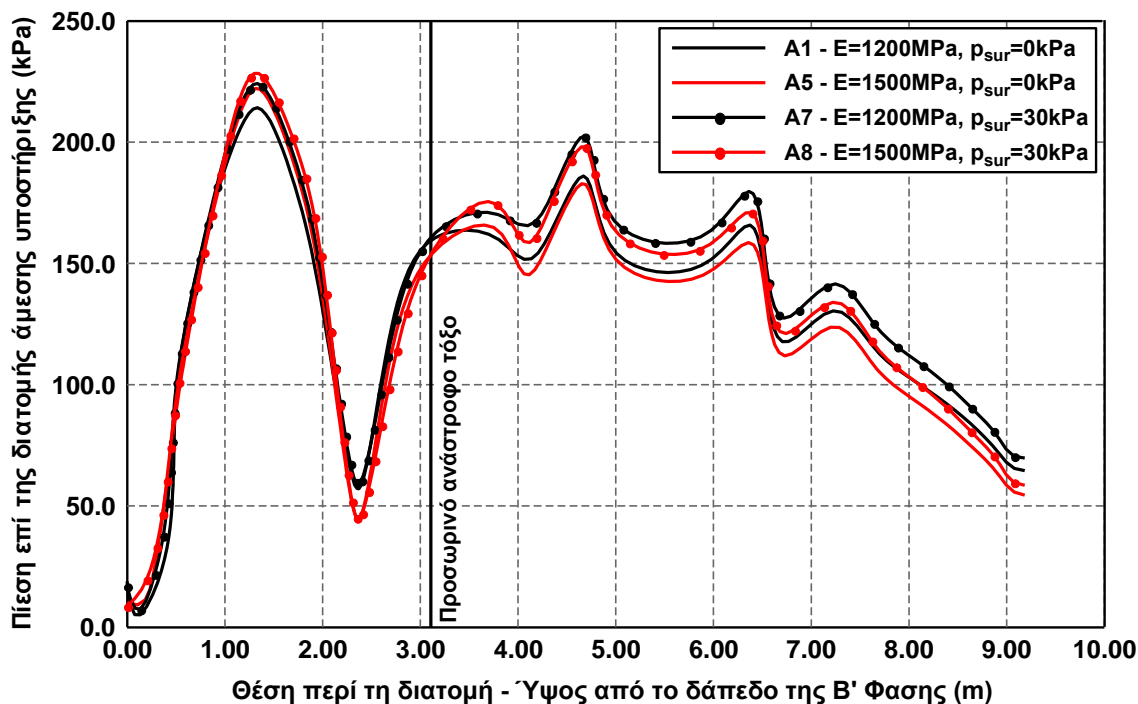
Σχήμα 6.61 Εξέλιξη των πιέσεων στις παρειές της Α΄ Φάσης της διατομής ως προς το χρόνο με βάση τις μετρήσεις των κυψελών πίεσης και τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων.



Σχήμα 6.62 Εξέλιξη των πιέσεων στις παρειές της Β΄ Φάσης της διατομής ως προς το χρόνο με βάση τις μετρήσεις των κυψελών πίεσης και τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων.

Επίδραση φορτίου στην επιφάνεια του εδάφους

Με βάση τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων που απεικονίζονται στο Σχήμα 6.63 προκύπτει ότι η επιβολή του κατανεμημένου φορτίου $p_{sur}=30kPa$ στην άνω παρειά του προσομοιώματος μεταβάλλει την τιμή των πιέσεων, οι οποίες, όμως, διατηρούν την ίδια κατανομή. Για την περίπτωση όπου $E=1500MPa$ η επιβολή του φορτίου οδηγεί στην οροφή σε αύξηση της πίεσης κατά $4.0kPa$ ($\sim 7.0\%$) και στην παρειά σε αύξηση της πίεσης $9.0-11.0kPa$ ($\sim 8.0\%$). Δηλαδή, θεώρηση του επιφανειακού φορτίου θα οδηγούσε σε περαιτέρω αύξηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β, έτσι ώστε να υπάρχει σύγκλιση μεταξύ των μετρήσεων της κατασκευής και των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων.



Σχήμα 6.63 Κατανομή πιέσεων μετά το τέλος της διάνοιξης της Α' και Β' Φάσης για διαφορετικές τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β και του φορτίου στην επιφάνεια (Αναλύσεις: A1, A5, A7, A8).

Επίδραση των γεωτεχνικών παραμέτρων των ενότητων 1, 2, 3, 5

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των αναλύσεων A1, A9 και A10 προκύπτει ότι μεταβολή της συνοχής και του μέτρου παραμορφωσιμότητας των ενότητων 1, 2, 3 και 5 σε ένα εύρος $\pm 20\%$ έχει πολύ μικρή επίδραση στις τελικές τιμές των πιέσεων. Πιο συγκεκριμένα, στην Άνω Ημιδιατομή η επίδραση είναι πολύ μικρή, καθώς η μέγιστη διαφοροποίηση είναι 6.0kPa (3.5%), ενώ στην περιοχή του προσωρινού ανάστροφου τόξου και στην Κάτω Ημιδιατομή η μεταβολή είναι λίγο μεγαλύτερη με μέγιστη τιμή 17kPa ($\sim 9.0\%$).

Επίδραση των παραμέτρων αντοχής της ενότητας 4β

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, η πλαστικοποίηση στην ενότητα 4β είναι πολύ μικρή και περιορίζεται στην περιοχή του μετώπου διάνοιξης. Επομένως, μεταβολή των παραμέτρων αντοχής της ενότητας 4β, μεταβάλλει τις αναπτυσσόμενες προσυγκλίσεις και την αποτόνωση λόγω της προχώρησης του μετώπου. Από τη σύγκριση των αναλύσεων A1, A11 και A12 προκύπτει ότι μεταβολή της συνοχής και του μέτρου παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β σε ένα εύρος $\pm 20\%$ έχει ως αποτέλεσμα στην Άνω Ημιδιατομή μέγιστη διαφοροποίηση των πιέσεων 6kPa και μέγιστη ποσοστιαία διαφοροποίηση 5.2%. Αντίστοιχα, στην περιοχή του προσωρινού ανάστροφου τόξου και στην Κάτω Ημιδιατομή η μέγιστη διαφοροποίηση των πιέσεων είναι 17.2kPa και η μέγιστη ποσοστιαία διαφοροποίηση 9.9%.

Επίδραση των γεωτεχνικών παραμέτρων της ενότητας 4α

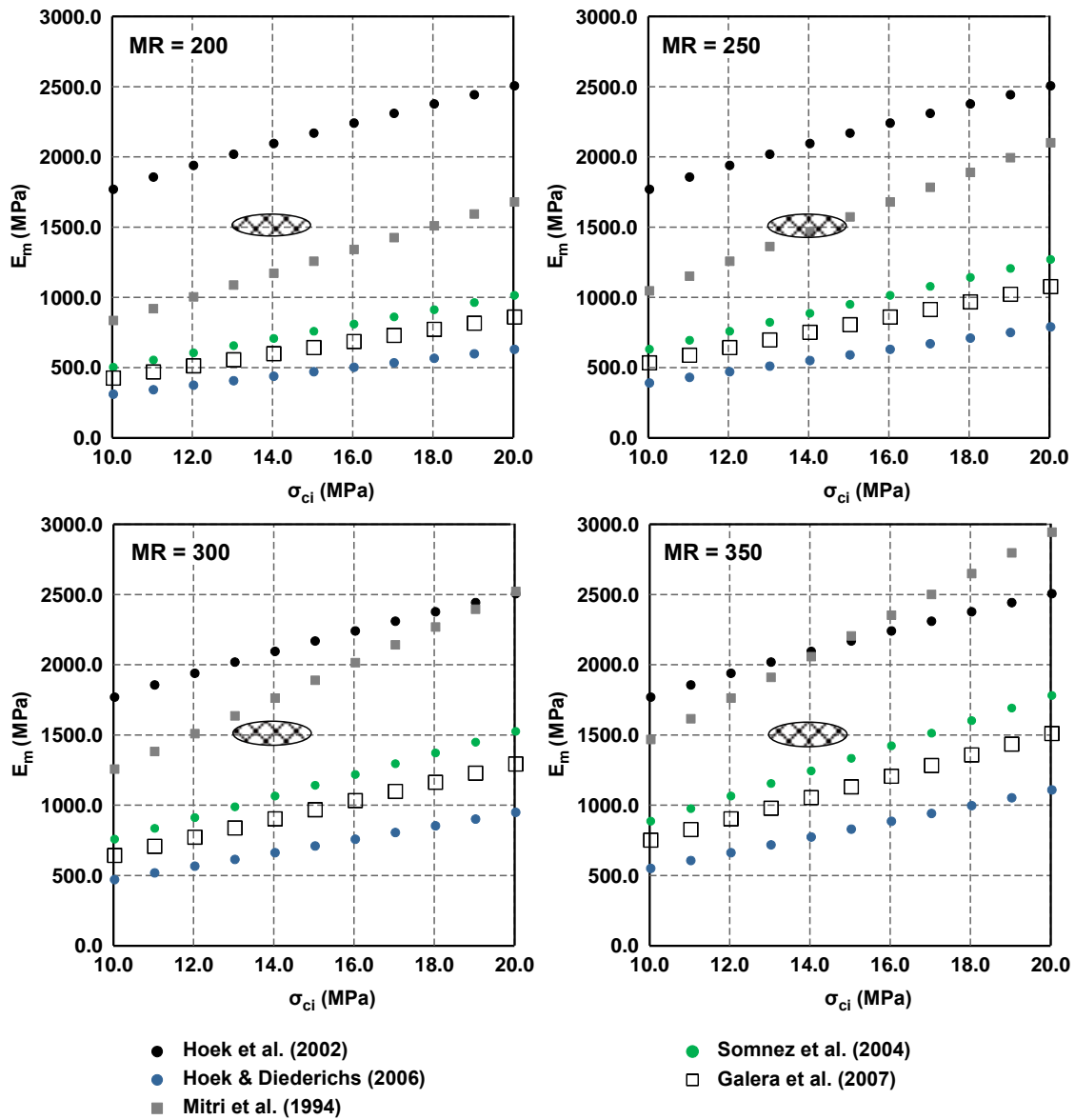
Η μείωση των γεωτεχνικών παραμέτρων της ενότητας 4α περίπου κατά 20% οδηγεί σε μία μικρή αύξηση των πιέσεων στην υπό μελέτη διατομή. Η μέγιστη αύξηση που παρατηρείται είναι περίπου 5kPa και η μέγιστη ποσοστιαία μεταβολή 6.6%. Πιο συγκεκριμένα, στην Άνω Ημιδιατομή η μεταβολή

των πιέσεων είναι εξαιρετικά μικρή με μέγιστη απόλυτη μεταβολή 4.4kPa και μέγιστη ποσοστιαία μεταβολή 2.6%.

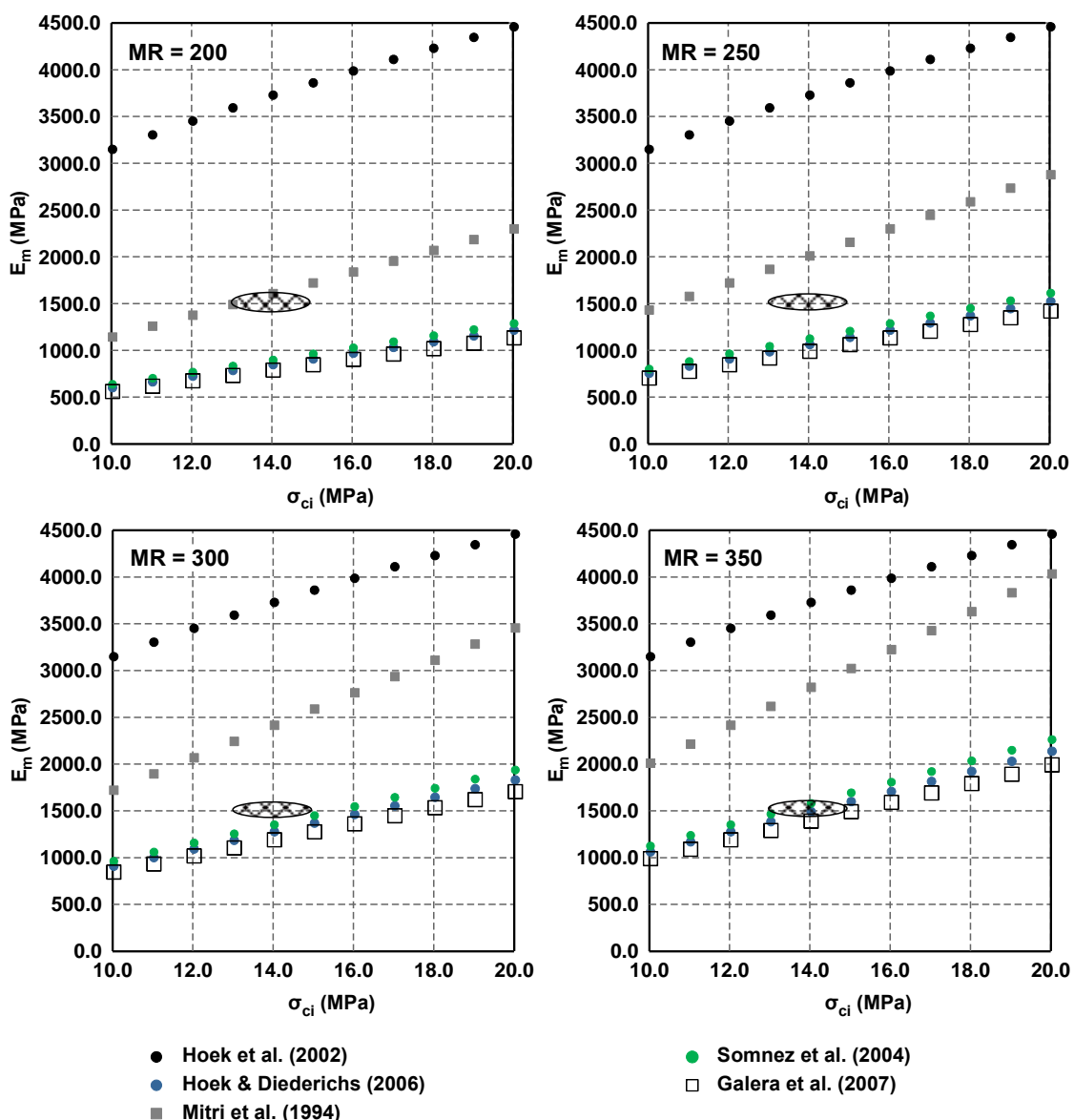
Συνοψίζοντας τον ποιοτικό και ποσοτικό σχολιασμό των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- ο Οι τιμές των πιέσεων και η αναλογία των τιμών οροφής - παρειάς προσεγγίζονται καλύτερα για τις τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων $K=0.50$.
- ο Οι μετρήσεις των κυψελών πίεσης προσεγγίζονται ικανοποιητικά για τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β $E=1500\text{MPa}$.
- ο Οι πιέσεις που προκύπτουν στην παρεία και στην περιοχή του ανάστροφου τόξου μέσω των αριθμητικών αναλύσεων συγκλίνουν περισσότερο με τις μετρήσεις των κυψελών πίεσης της αριστερής πλευράς της σήραγγας.
- ο Γενικά η επίδραση των υπόλοιπων παραμέτρων που εξετάστηκαν (φορτίο στην επιφάνεια του εδάφους, γεωτεχνικές παράμετροι ενότητων 1, 2, 3, 4α, 5 και παράμετροι αντοχής ενότητας 4β) ήταν μικρή. Πιο συγκεκριμένα, για το εύρος που εξετάστηκε η μέγιστη μεταβολή που παρουσιάστηκε στην Άνω Ημιδιατομή ήταν περίπου 6kPa και η μέγιστη ποσοστιαία μεταβολή 6.6%. Στην περιοχή του ανάστροφου τόξου και στην Κάτω Ημιδιατομή η μέγιστη ποσοστιαία μεταβολή της πίεσης ήταν περίπου 10%, η οποία όμως παρουσιάζεται σημειακά.

Επομένως, χρησιμοποιώντας ως βασικό δεδομένα την τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας που εκτιμήθηκε από τις ανάστροφες αναλύσεις και την τιμή του GSI, η οποία προέρχεται από πρωτογενή βαθμονόμηση της βραχώμαζας κατά την κατασκευή και συναξιολογώντας τα δεδομένα από τη γεωτεχνική αξιολόγηση, τις μελέτες υποστήριξης, τη μεταβλητότητα των γεωτεχνικών παραμέτρων, καθώς και δεδομένα από τη διεθνή βιβλιογραφία μπορούν να εκτιμηθούν οι τιμές όλων των τεχνικογεωλογικών και γεωτεχνικών παραμέτρων της ενότητας 4β. Στα δύο παρακάτω σχήματα απεικονίζεται η κατανομή των μέτρων παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β ως συνάρτηση της αντοχής του άρρηκτου βράχου σ_{ci} για διαφορετικές τιμές των παραμέτρων GSI και MR. Εξαιτίας της ετερογένειας της υπό μελέτη βραχώμαζας ως σ_{ci} θεωρείται η σταθμισμένη τιμή του ισοδύναμου ομοιογενούς σχηματισμού. Με την έλλειψη σημειώνεται η περιοχή συνδυασμών E και σ_{ci} που θεωρείται πιο αντιπροσωπευτική.



Σχήμα 6.64 Υπολογισμός του μέτρου παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β ως συνάρτηση της αντοχής του άρρηκτου βράχου σ_{ci} για $GSI=40$ και για διαφορετικές τιμές του δείκτη MR μέσω διαφορετικών εξισώσεων από τη διεθνή βιβλιογραφία.



Σχήμα 6.65 Υπολογισμός του μέτρου παραμορφωσιμότητας της ενότητας 4β ως συνάρτηση της αντοχής του άρρηκτου βράχου σ_{ci} για $GSI=50$ και για διαφορετικές τιμές του δείκτη MR μέσω διαφορετικών εξισώσεων από τη διεθνή βιβλιογραφία.

Στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται τα τελικά προτεινόμενα εύρη των τεχνικογεωλογικών και γεωτεχνικών παραμέτρων των ενότητων 4α και 4β, όπως προέκυψαν από την ανωτέρω διαδικασία. Επισημαίνεται ότι για τις παραμέτρους της ενότητας 4α το μοναδικό διαθέσιμο ποσοτικό κριτήριο είναι το γεγονός ότι οι καθιζήσεις που αναπτύσσονται στην άνω παρεία του αριθμητικού προσομοιώματος εμπίπτουν στο εύρος των μετρήσεων από την κατασκευή. Τελικά οι προτεινόμενες τιμές για την ενότητα αυτή προκύπτουν λαμβάνοντας υπόψη τη φύση του γεωυλικού, τη συμπεριφορά που επέδειξε η σήραγγα κατά τη διάνοιξη, τις τιμές των καθιζήσεων και συνυπολογίζοντας ποιοτικά το γεγονός ότι η υιοθέτηση των τιμών αυτών οδηγεί σε ρεαλιστικά αποτελέσματα όσον αφορά στις πιέσεις εντός της ενότητας 4β.

Πίνακας 6.7 Εκτιμώμενα εύρη τεχνικογεωλογικών και γεωτεχνικών παραμέτρων για τις ενότητες 4α και 4β.

Παράμετρος	Ενότητα 4α ¹	Ενότητα 4β
Τιμή βαθμονόμησης GSI	25 - 30	45 - 50
Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη, σ_{ci} (MPa) ²	7.0 - 9.0	13.0 - 15.0
Σταθερά γεωυλικού, m_i^2	8 - 9	10 - 11
Σταθερά MR	200 - 300	300 - 350
Μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχώμαζας, E_m (MPa)	350 - 400	1400 - 1600
Ισοδύναμη συνοχή βραχώμαζας, c_m (kPa)	60 - 70	100 - 120
Ισοδύναμη γωνία τριβής βραχώμαζας ϕ_m (°)	38 - 40	44 - 46

¹Οι προτεινόμενες τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων της ενότητας 4α προκύπτουν λαμβάνοντας υπόψη τη φύση του γεωυλικού, τη συμπεριφορά που επέδειξε η σήραγγα κατά τη διάνοιξη, τις τιμές των καθιζήσεων και συνυπολογίζοντας ποιοτικά το γεγονός ότι η υιοθέτηση των τιμών αυτών οδηγεί σε ρεαλιστικά αποτελέσματα όσον αφορά στις πιέσεις εντός της ενότητας 4β.

²Οι τιμές των παραμέτρων σ_{ci} και m_i αντιστοιχούν στον ισοδύναμο ομοιογενή και ισότροπο σχηματισμό.

Τέλος, έχοντας πλέον καταλήξει σε αντιπροσωπευτικά εύρη γεωτεχνικών παραμέτρων, συγκρίνονται οι τιμές των φορτίων από τις μετρήσεις των κυψελών πίεσης με τις τιμές που θα προέκυπταν με την εφαρμογή της προτεινόμενης μεθοδολογίας για την εκτίμηση των φορτίων της άμεσης υποστήριξης στο κεφάλαιο 4. Αρχικά, όμως, επισημαίνονται ορισμένα σημεία σύγκλισης και απόκλισης των παραδοχών των παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων του κεφαλαίου 4 με την περίπτωση που προσομοιώθηκε στις ανάστροφες αναλύσεις:

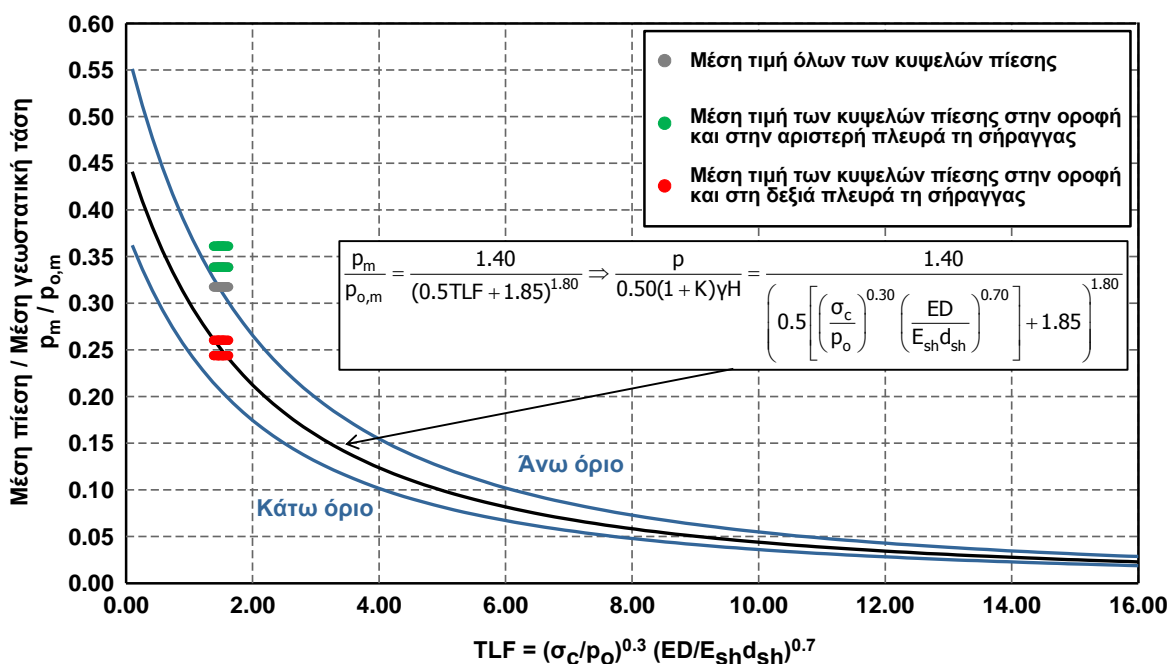
- ο Η διάνοιξη της σήραγγας στις ανάστροφες αναλύσεις γίνεται σε δύο φάσεις, ενώ ο βασικός όγκος των παραμετρικών αναλύσεων έγινε για ολομέτωπη διάνοιξη. Με βάση τις πρόσθετες αριθμητικές αναλύσεις της παραγράφου 4.6.9 προκύπτει ότι η υιοθέτηση τμηματικής διάνοιξης οδηγεί σε μείωση του φορτίου και ότι τα φορτία της Άνω Ημιδιατομής διαμορφώνονται κυρίως στην Α' Φάση διάνοιξης. Ωστόσο, οι αναλύσεις αυτές αναφέρονται σε τμηματική διάνοιξη δίχως προσωρινό ανάστροφο τόξο, όπως στην περίπτωση των ανάστροφων αναλύσεων, το οποίο αυξάνει σημαντικά τη δυσκαμψία της διατομής υποστήριξης από την Α' Φάση και δεν επιτρέπει την επιπλέον αποτόνωση των τάσεων. Επομένως, κρίνεται ότι εξαιτίας της λειτουργίας του κλειστού δακτυλίου που εξασφαλίζεται και στις δύο φάσεις διάνοιξης στις ανάστροφες αναλύσεις η επίδραση της τμηματικής διάνοιξης είναι περιορισμένη.
- ο Η διατομή της σήραγγας στις ανάστροφες αναλύσεις είναι πεταλοειδής, ενώ στις παραμετρικές αναλύσεις είναι κυκλική. Η μειωμένη καμπυλότητα της πεταλοειδούς διατομής οδηγεί γενικά σε μείωση των φορτίων, αλλά σε αύξηση των ροπών κάμψης.
- ο Η διατομή μέτρων άμεσης υποστήριξης στις αριθμητικές αναλύσεις είναι αρκετά περίπλοκη, καθώς αποτελείται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, πλαίσια, αγκύρια, αγκύρια fibreglass και δοκούς προπορείας, ενώ στις παραμετρικές αναλύσεις έχει γίνει θεώρηση μόνο κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Δεν είναι εύκολο να προσδιοριστεί μονοσήμαντα εάν η εφαρμογή των λοιπών μέτρων οδηγεί σε μείωση ή αύξηση των φορτίων της άμεσης υποστήριξης, καθώς για παράδειγμα τα αγκύρια παραλαμβάνουν μέρος του φορτίου μειώνοντας το φορτίο που παραλαμβάνει το κέλυφος, ενώ οι δοκοί προπορείας και τα αγκύρια fibreglass μειώνουν τις προσυγκλίσεις και την αποτόνωση, οδηγώντας σε αύξηση του φορτίου του κελύφους.
- ο Οι παραμετρικές αναλύσεις αφορούν στη διάνοιξη εντός ενός ομοιογενούς και ισότροπου γεωυλικού, ενώ στις ανάστροφες αναλύσεις έγινε θεώρηση έξι γεωτεχνικών ενότητων. Εντούτοις από τις αναλύσεις ευαισθησίας φάνηκε, ότι οι αναπτυσσόμενες πιέσεις εξαρτώνται κυρίως από τις

παραμέτρους της ενότητας 4β και μεταβολή των παραμέτρων των υπόλοιπων ενοτήτων - εντός ευλόγων ορίων - δεν μεταβάλλει σημαντικά τα αποτελέσματα. Σημαντικό σημείο είναι ότι η διατομή τοποθέτησης των κυψελών πίεσης βρίσκεται κοντά στη διεπιφάνεια δύο γεωτεχνικών ενοτήτων.

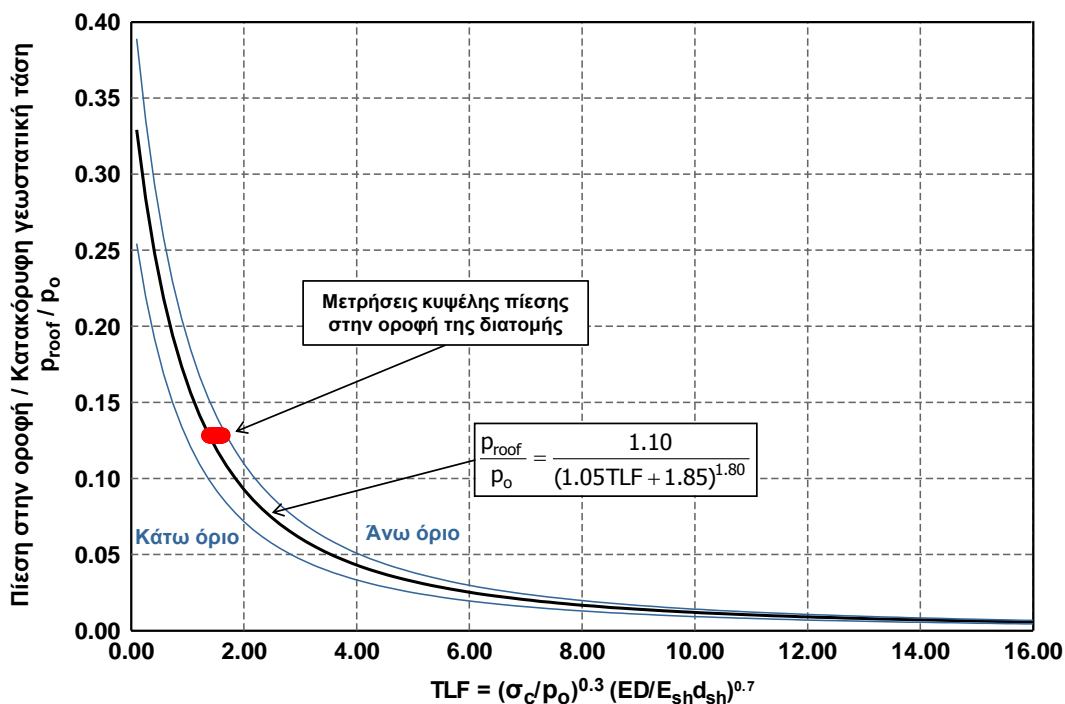
ο Από τις φωτογραφίες της κατασκευής, τις χαρτογραφήσεις μετώπου, αλλά και τις μετρήσεις των πιέσεων προέκυψε ότι το υπό μελέτη πρόβλημα στις ανάστροφες αναλύσεις δεν είναι συμμετρικό. Μάλιστα, όπως έχει ήδη αναφερθεί, τα αποτελέσματα της προσομοίωσης συγκλίνουν περισσότερο με τις μετρήσεις των κυψελών πίεσης της αριστερής πλευράς.

Επομένως, είναι εμφανές ότι οι απλοποιητικές παραδοχές των παραμετρικών αναλύσεων παρουσιάζουν ορισμένα σημεία απόκλισης σε σχέση με το πραγματικό πρόβλημα που μελετήθηκε στις ανάστροφες αναλύσεις, δημιουργώντας αβεβαιότητες στη σύγκριση των μετρήσεων από την κατασκευή με τις τιμές που προκύπτουν από την προτεινόμενη μεθοδολογία. Ωστόσο, αυτό είναι σύνηθες στο χώρο της γεωτεχνικής και της μηχανικής των σηράγγων, καθώς η πολυπλοκότητα των πραγματικών έργων δεν μπορεί να ενσωματωθεί με γενικότητα σε μεθόδους, εξισώσεις ή καμπύλες. Άρα, η σύγκριση των προτάσεων των μεθόδων με δεδομένα από πραγματικά έργα είναι απαραίτητη, έχοντας πάντα υπόψη τα σημεία που οι παραδοχές των μεθόδων αυτών αποκλίνουν από το συγκεκριμένο έργο.

Εξαιτίας της εγγενούς αβεβαιότητας των γεωτεχνικών παραμέτρων, αλλά και της αβεβαιότητας της διαδικασίας των ανάστροφων αναλύσεων η σύγκριση πραγματοποιείται όχι για ένα μόνο συνδυασμό γεωτεχνικών παραμέτρων, αλλά για το εύρος των τιμών που παρουσιάστηκε στον προηγούμενο πίνακα. Στην περίπτωση της μέσης πίεσης η σύγκλιση διαφοροποιείται ανάλογα με τις κυψέλες πίεσης πολύ λαμβάνονται υπόψη. Εάν δοθεί ένας αυξημένος συντελεστής βαρύτητας στις κυψέλες της αριστερής πλευράς, οι μετρήσεις των οποίων προσεγγίζονται καλύτερα από τις ανάστροφες αναλύσεις, προκύπτει ότι οι επί τόπου μετρήσεις κείνται κοντά στα άνω όρια των τιμών που εκτιμώνται από τη μεθοδολογία του κεφαλαίου 4. Όσον αφορά στην πίεση στην οροφή της σήραγγας η σύγκλιση της προτεινόμενης μεθόδου και των επί τόπου μετρήσεων είναι πολύ ικανοποιητική.



Σχήμα 6.66 Σύγκριση της μέσης τιμής των μετρήσεων των κυψελών πίεσης με την προτεινόμενη μεθοδολογία εκτίμησης της μέσης πίεσης περί το κέλυφος της άμεσης υποστήριξης.



Σχήμα 6.67 Σύγκριση των μετρήσεων από την κυψέλη πίεσης στην οροφή της διατομής με την προτεινόμενη μεθοδολογία εκτίμησης της πίεσης στην οροφή της άμεσης υποστήριξης.

Υπογραμμίζεται ότι η σύγκλιση μεταξύ των παραμετρικών και των ανάστροφων αναλύσεων, συνυπολογίζοντας τις διαφορές μεταξύ τους που έχουν περιγραφεί αναλυτικά, ήταν μέχρι ένα βαθμό αναμενόμενη, καθώς πρόκειται για δύο διαδικασίες, οι οποίες χρησιμοποιούν το ίδιο εργαλείο (αριθμητικά προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων) με αντίστροφη φορά. Δηλαδή, στις παραμετρικές αναλύσεις με βάση τις τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων υπολογίζονται οι τιμές των φορτίων, ενώ στις ανάστροφες αναλύσεις με δεδομένες τις επί τόπου μετρήσεις (πίεσεις, μετακινήσεις κ.τ.λ.) εκτιμάται ένα αντιπροσωπευτικό εύρος των γεωτεχνικών παραμέτρων. Το στοιχείο εκείνο που συνιστά το κριτήριο για την ικανοποιητική προσέγγιση του υπό μελέτη φαινομένου, τόσο από τις παραμετρικές αναλύσεις όσο και από τις ανάστροφες αναλύσεις, είναι ότι οι γεωτεχνικές παράμετροι που εκτιμήθηκαν συνάδουν με τα διαθέσιμα γεωτεχνικά δεδομένα για τη βραχόμαζα: τιμές βαθμονόμησης GSI από τις χαρτογραφήσεις μετώπου, τιμές σ_{ci} και m_i από τα εργαστηριακά δεδομένα, τα διαθέσιμα στοιχεία από τη βιβλιογραφία και την εμπειρία από τα συγκεκριμένα υλικά.

6.3 ΣΥΝΟΨΗ

Από τις δύο ανάστροφες αναλύσεις που παρουσιάστηκαν, για περιπτώσεις σηράγγων σε μη αστικό και αστικό περιβάλλον προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα.

Σήραγγα Ανθοχωρίου της Εγνατίας Οδού

- ο Γενικά σε περιπτώσεις πολύ δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών οι αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις του περιβάλλοντος γεωυλικού, οι συγκλίσεις της διατομής και οι πιέσεις που ασκούνται στο κέλυφος της υποστήριξης συχνά περιέχουν μία χρονικά εξαρτημένη συνιστώσα. Ο διαχωρισμός των συνολικών συγκλίσεων στις δύο συνιστώσες τους (χρονική και προχώρησης του μετώπου) με βάση αναλυτικές και στατιστικές μεθόδους που προτείνονται στη βιβλιογραφία, μπορεί σε λίγες

μόνο περιπτώσεις να οδηγήσει σε αξιόπιστα αποτελέσματα εξαιτίας της έντονης μη-γραμμικότητας του προβλήματος και της αλληλεπίδρασης της κατασκευής με το περιβάλλον γεωυλικό.

- ο Για το φάσμα το γεωτεχνικών παραμέτρων που δοκιμάστηκε στις αριθμητικές αναλύσεις τόσο τα γεωυλικά όσο και τα μέτρα υποστήριξης αναπτύσσουν σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις και για ορισμένους συνδυασμούς παραμέτρων δεν ήταν δυνατή η σύγκλιση του κώδικα επίλυσης. Η αδυναμία σύγκλισης της αριθμητικής ανάλυσης πρέπει να αντιμετωπίζεται κριτικά και όχι να συνδέεται μονοσήμαντα με την κατάρρευση του συστήματος, καθώς είναι πιθανό να οφείλεται σε μία «τοπική» αριθμητική αστάθεια της επίλυσης. Τα αποτελέσματα λοιπόν, των αναλύσεων που δεν ολοκληρώθηκαν έδωσαν σημαντική πληροφορία για την τιμή των μεγεθών μέχρι το σημείο που σταμάτησαν και επιπλέον για την τάση μεταβολής των μεγεθών, ακόμη και μετά από αυτό.
- ο Μέσω των ανάστροφων αναλύσεων, στις οποίες θεωρήθηκε ιξωδοπλαστική συμπεριφορά του περιβάλλοντος γεωυλικού, έγινε εμφανής η επίδραση που μπορεί να έχει ο βραχυχρόνιος ερπυσμός της περιβάλλουσας βραχόμαζας στη διάνοιξη σηράγγων και προσομοιώθηκε ρεαλιστικά η διάνοιξη της σήραγγας Ανθοχωρίου της Εγνατίας Οδού, καθώς τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων συνέκλιναν ικανοποιητικά με τις μετρηθείσες συγκλίσεις.
- ο Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, το μηχανισμό του φαινομένου, στοιχεία από τη βιβλιογραφία και την εικόνα της βραχόμαζας από τις επί τόπου επισκέψεις, εκτιμήθηκε ένα αντιπροσωπευτικό εύρος για τις γεωτεχνικές και ερπυστικές παραμέτρους του διατμημένου, χαστικού, ιλυολιθικού σχηματισμού το οποίο παρουσιάζεται στο επόμενο πίνακα. Οι παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας που προέκυψαν επιβεβαιώνουν το εύρος που είχε εκτιμηθεί από τους Marinou et al. (2006): $GSI=13-17$, $\sigma_{ci}=4-5$, $m_i=5.6$.

Πίνακας 6.8 Εκτιμώμενο εύρος γεωτεχνικών και ερπυστικών παραμέτρων του διατμημένου, χαστικού ιλυόλιθου στην περιοχή της σήραγγας Ανθοχωρίου.

Τιμή βαθμονόμησης GSI	13 - 15	
Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη, σ_{ci} (MPa)	3 - 5	
Σταθερά γεωυλικού, m_i	3 - 5	
Μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχόμαζας, E_m (MPa)	150 - 200	
Ερπυστικό προσομοίωμα Power-Law*	A	$2 \times 10^{-5} - 5 \times 10^{-5}$
	n	0.80 - 0.90
	m	(-0.35) - (-0.45)
Ερπυστικό προσομοίωμα Singh-Mitchell	A	$7 \times 10^{-5} - 10^{-4}$
	a	2.0 - 2.5
	m	0.50 - 0.60
	t_1 (days)	1

*Επειδή η εξίσωση του προσομοιώματος Power-Law δεν είναι αδιάστατη, οι τιμές των παραμέτρων που παρουσιάζονται στη συνέχεια ισχύουν για μονάδες τάσης: kPa και μονάδες χρόνου: days.

- ο Εκτός από τη χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά του γεωυλικού υπάρχουν και άλλα αίτια, τα οποία είναι πιθανό να συνεισφέρουν στην απόκλιση μεταξύ των πραγματικών μετρήσεων και των ελαστοπλαστικών αναλύσεων, όπως είναι οι τοπικές γεωλογικές συνθήκες, οι διαφοροποιήσεις στην κατασκευή, οι αποκλίσεις των μεθοδολογικών που χρησιμοποιήθηκαν και οι αβεβαιότητες των καταστατικών προσομοιωμάτων. Αυξομείωση της επίδρασης κάποιων εξ αυτών προκαλεί αντίστοιχη διαφοροποίηση της συνεισφοράς της ιξωδοπλαστικής συμπεριφοράς της βραχόμαζας στο υπό μελέτη πρόβλημα.

Σήραγγα διπλής τροχιάς πριν από το σταθμό Περιστερίου του Αττικό Μετρό

- ο Στην περίπτωση διάνοιξης σηράγγων στις οποίες παρατηρούνται πολύ μικρά παραμορφωσιακά μεγέθη (συγκλίσεις, καθιζήσεις, μετακινήσεις) η μέτρηση των πιέσεων που ασκούνται στην άμεση υποστήριξη μπορεί να οδηγήσει σε μία ρεαλιστική εκτίμηση των γεωτεχνικών παραμέτρων του γεωυλικού και στη συνέχεια στη βελτιστοποίηση των εφαρμοζόμενων μέτρων άμεσης υποστήριξης στο υπολειπόμενο τμήμα της σήραγγας. Χαρακτηριστική περίπτωση αποτελούν οι σήραγγες σε αστικό περιβάλλον, όπου για την προστασία των κατασκευών στην επιφάνεια του εδάφους, συνήθως υιοθετούνται πολύ δύσκαμπτες διατομές υποστήριξης, με αποτέλεσμα την ανάπτυξη πολύ μικρών μετακινήσεων.
- ο Μέσω των τριδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων προσομοιώθηκε ρεαλιστικά η διάνοιξη του τμήματος της σήραγγας που μελετήθηκε. Η σύγκλιση των καθιζήσεων και των πιέσεων όπως προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις με τις αντίστοιχες τιμές των επί τόπου μετρήσεων ήταν ικανοποιητική.
- ο Εξαιτίας της γενικά καλής ποιότητας της υπό διάνοιξη βραχόμαζας αναλογικά με το βάθος διάνοιξης, τη διάμετρο της διατομής, τα μέτρα υποστήριξης και τους υπερκείμενους σχηματισμούς, οι αστοχίες στα στοιχεία του γεωυλικού ήταν πολύ περιορισμένες, με αποτέλεσμα η επίδραση των παραμέτρων αντοχής στα αποτελέσματα των αναλύσεων να είναι πολύ μικρή. Αντίθετα, ιδιαίτερα σημαντική επίδραση είχαν το μέτρο ελαστικότητας και η τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K , που αποτέλεσαν τον πυρήνα των ανάστροφων αναλύσεων. Επίσης, μέσω αναλύσεων ευαισθησίας, προέκυψε ότι οι αναπτυσσόμενες πιέσεις εξαρτώνται κυρίως από τα χαρακτηριστικά των ενοτήτων εντός των οποίων γίνεται η διάνοιξη, ενώ μεταβολή των γεωτεχνικών παραμέτρων των υπολοίπων ενοτήτων μέσα σε ένα ρεαλιστικό εύρος προκαλεί μικρή διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων.
- ο Τελικά, με βάση τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, τα εύρη των παραμέτρων που προέκυψαν για την Ανώτερη Ενότητα του Αθηναϊκού Σχιστολίθου με επικράτηση του μεταίλυου λίθου (Ενότητα 4α) και για την Ανώτερη Ενότητα του Αθηναϊκού Σχιστολίθου με επικράτηση του ασβεστιτικού μεταψαμμίτη (Ενότητα 4β) είναι τα εξής:

Πίνακας 6.9 Εκτιμώμενα εύρη τεχνικογεωλογικών και γεωτεχνικών παραμέτρων για τις ενότητες 4α και 4β.

Παράμετρος	Ενότητα 4α ¹	Ενότητα 4β
Τιμή βαθμονόμησης GSI	25 - 30	45 - 50
Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη, σ_{ci} (MPa) ²	7.0 - 9.0	13.0 - 15.0
Σταθερά γεωυλικού, m_i ²	8 - 9	10 - 11
Σταθερά MR	200 - 300	300 - 350
Μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχόμαζας, E_m (MPa)	350 - 400	1400 - 1600
Ισοδύναμη συνοχή βραχόμαζας, c_m (kPa)	60 - 70	100 - 120
Ισοδύναμη γωνία τριβής βραχόμαζας ϕ_m (°)	38 - 40	44 - 46

¹Οι προτεινόμενες τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων της ενότητας 4α προκύπτουν λαμβάνοντας υπόψη τη φύση του γεωυλικού, τη συμπεριφορά που επέδειξε η σήραγγα κατά τη διάνοιξη, τις τιμές των καθιζήσεων και συνυπολογίζοντας ποιοτικά το γεγονός ότι η υιοθέτηση των τιμών αυτών οδηγεί σε ρεαλιστικά αποτελέσματα όσον αφορά στις πιέσεις εντός της ενότητας 4β.

²Οι τιμές των παραμέτρων σ_{ci} και m_i αντιστοιχούν στον ισοδύναμο ομοιογενή και ισότροπο σχηματισμό.

- ο Οι μετρήσεις στις κυψέλες πίεσης συγκρίθηκαν με τις τιμές που θα προέκυπταν από την εφαρμογή της μεθόδου για την εκτίμηση των φορτίων της άμεσης υποστήριξης μέσω του συντελεστή TFL που προτείνεται στο κεφάλαιο 4. Αν και η σήραγγα του Αττικό μετρό που προσομοιώθηκε στις

ανάστροφες αναλύσεις απέχει από τις παραδοχές των παραμετρικών αναλύσεων του κεφαλαίου 4, η σύγκλιση μεταξύ των διαθέσιμων γεωτεχνικών δεδομένων για τη βραχώμαζα, των προτεινόμενων τιμών από τη μεθοδολογία και των μετρήσεων κατά την κατασκευή κρίνεται ικανοποιητική.

ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΜΕΣΩ ΣΤΟΧΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

7.1 ΑΒΕΒΑΙΟΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, με τα σημερινά δεδομένα η ανάλυση της τελικής επένδυσης γίνεται μέσω του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ) ή ισοδύναμα του Ευρωκώδικα 2 (EC2). Οι δύο συγκεκριμένοι κανονισμοί ισχύουν γενικά για συμβατικά κτιριακά έργα και γέφυρες, όπου η μεταβλητότητα των μόνιμων φορτίων είναι μικρή, καθώς προέρχεται, κυρίως, από την αβεβαιότητα του ειδικού βάρους των υλικών κατασκευής (σκυρόδεμα, επικαλύψεις, ασφαλτοτάπητας). Αντιθέτως, στις σήραγγες η εκτίμηση των μόνιμων φορτίων της τελικής επένδυσης έχει μεγάλη αβεβαιότητα, η οποία προέρχεται από τις παραμέτρους του γεωυλικού, τις μεθόδους εκτίμησης των φορτίων και την αλληλεπίδραση του συστήματος γεωυλικό - άμεση υποστήριξη - τελική επένδυση. Κατά συνέπεια, τα φορτία της τελικής επένδυσης σήραγγων έχουν μεγαλύτερη μεταβλητότητα σε σχέση με τα αντίστοιχα των συμβατικών κατασκευών.

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο εκτιμάται ένα αντιπροσωπευτικό εύρος για το συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων της τελικής επένδυσης μέσω της μεθόδου επαναληπτικής προσομοίωσης Monte Carlo, η οποία εφαρμόζεται στις αναλυτικές και εμπειρικές μεθόδους που περιγράφηκαν στην παράγραφο 3.4 και μέσω της μεθόδου σημειακής εκτίμησης (Point Estimation Method), η οποία εφαρμόζεται σε τριδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις. Στη συνέχεια, μέσω στοχαστικών αναλύσεων υπολογίζεται η πιθανότητα αστοχίας και το επίπεδο αξιοπιστίας διατομών τελικής επένδυσης από ωπλισμένο σκυρόδεμα (Ω/Σ), οι οποίες καταπονούνται από μεγέθη ορθής έντασης, για διάφορες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων και τέλος προτείνονται τιμές για τους επιμέρους συντελεστές των μόνιμων φορτίων. Επιμέρους τμήμα των αναλύσεων που παρουσιάζονται στο συγκεκριμένο κεφάλαιο έχει δημοσιευτεί από τους Φορτσάκης et al. (2010a).

Η εφαρμογή των πιθανοτικών μεθόδων σε προβλήματα γεωτεχνικής μηχανικής αυξάνεται συνεχώς, κυρίως λόγω της ταχείας βελτίωσης της διαθέσιμης υπολογιστικής ισχύος. Ενδεικτικά αναφέρονται ορισμένες πρόσφατες εργασίες με πιθανοτικές προσεγγίσεις προβλημάτων που αφορούν υπόγεια έργα. Οι Παραιογιάννου et al. (2009) μελετάνε μέσω στοχαστικών πεπερασμένων στοιχείων τις αναπτυσσόμενες συγκλίσεις σε σήραγγα κυκλικής διατομής με θεώρηση σταθερής εσωτερικής πίεσης. Στην εργασία των Νομικός et al. (2010) παρουσιάζεται η μελέτη των αναπτυσσόμενων συγκλίσεων και της αξονικής δύναμης στην άμεση υποστήριξη για σήραγγα πεταλοειδούς διατομής, μέσω αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία και εφαρμογή της μεθόδου FOSM (First Order Second Moment) και της

Μεθόδου Σημειακής Εκτίμησης. Οι Lu et al. (2011) παρουσιάζουν την πιθανοτική ανάλυση σήραγγας με χρήση των καμπυλών σύγκλισης - αποτόνωσης και των μεθόδων FORM (First Order Reliability Method) και SORM (Second Order Reliability Method). Η πιθανοτική προσέγγιση της ευστάθειας του μετώπου διάνοιξης μελετάται μέσω αναλυτικής επίλυσης από τους Huber et al. (2011) και μέσω συνδυασμού αναλυτικών και αριθμητικών μεθόδων από τους Mollon et al. (2009a, 2009b). Τέλος, οι Nomikos & Sofianos (2011) παρουσιάζουν μία αναλυτική πιθανοτική προσέγγιση με γενική εφαρμογή σε προβλήματα βραχομηχανικής σε υπόγεια έργα.

7.1.1 Παράγοντες καθορισμού αβεβαιότητας φορτίων τελικής επένδυσης

Με βάση τα αποτελέσματα των αναλύσεων που έχουν παρουσιαστεί στα προηγούμενα κεφάλαια είναι σαφές ότι η εκτίμηση των φορτίων της τελικής επένδυσης είναι μία πολυσύνθετη διαδικασία με αρχικά δεδομένα, αλλά και εργαλεία, τα οποία χαρακτηρίζονται από εξαιρετικά μεγάλη αβεβαιότητα. Συγκεντρωτικά, οι παράγοντες που καθορίζουν το μέγεθος της αβεβαιότητας αυτής είναι οι εξής:

- ο **Γεωμετρικές παράμετροι**. Χαρακτηρίζονται γενικά από μικρή αβεβαιότητα, καθώς το ύψος των υπερκειμένων και το ανάγλυφο του εδάφους υπολογίζονται και απεικονίζονται με μεγάλη ακρίβεια μέσω των σύγχρονων τοπογραφικών μεθόδων και η διατομή εκσκαφής ελέγχεται πλήρως κατά την κατασκευή. Επομένως, στις στοχαστικές αναλύσεις θεωρούνται ως ντετερμινιστικές μεταβλητές.
- ο **Γεωτεχνικές παράμετροι**. Οι γεωτεχνικές παράμετροι των γεωυλικών χαρακτηρίζονται από υψηλό επίπεδο αβεβαιότητας λόγω της εγγενούς ανομοιογένειας, αλλά και λόγω των περιορισμένων δοκιμών, οι οποίες δεν επιτρέπουν την ικανοποιητική προσέγγιση της πραγματικής κατανομής τους. Ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο, επίσης, έχει η χωρική μεταβλητότητα των παραμέτρων, καθώς στα περισσότερα γεωτεχνικά προβλήματα συμμετέχει μεγάλος όγκος γεωυλικού.
- ο **Παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας υλικών κατασκευής**. Η αβεβαιότητα στα τεχνικά υλικά είναι μικρή σε σχέση με την αβεβαιότητα των γεωτεχνικών παραμέτρων. Ωστόσο, η αβεβαιότητα αυτή καθορίζει σε μεγάλο βαθμό το επίπεδο αξιοπιστίας του δομοστατικού σχεδιασμού. Στις αναλύσεις για τον υπολογισμό της μεταβλητότητας των φορτίων συμμετέχει το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και θεωρείται ντετερμινιστική μεταβλητή, ενώ στις στοχαστικές αναλύσεις διατομών Ω/Σ συμμετέχουν οι αντοχές του σκυροδέματος και του χάλυβα, οι οποίες θεωρούνται στοχαστικές μεταβλητές.
- ο **Καταστατικά προσομοιώματα και κριτήρια αστοχίας**. Αποτελούν απλοποιητικές προσεγγίσεις της συμπεριφοράς των γεωυλικών και προκύπτουν από τη μελέτη και στατιστική επεξεργασία περιορισμένων δειγμάτων, τα οποία, συνήθως, προέρχονται από συγκεκριμένες περιοχές. Επομένως, εισάγουν ένα επιπλέον παράγοντα αβεβαιότητας, ο οποίος, όμως, είναι δύσκολο να ποσοτικοποιηθεί. Στην παράγραφο 4.6.7 σχολιάζονται οι διαφορές που προκύπτουν στα φορτία επί της άμεσης υποστήριξης - και κατ' επέκταση της τελικής επένδυσης (βλ. §4.6.7) λόγω της υιοθέτησης διαφορετικών κριτηρίων αστοχίας.
- ο **Εμπειρικές μέθοδοι**. Γενικά, η χρήση τους σε γεωτεχνικά προβλήματα είναι ιδιαίτερα διαδεδομένη με χαρακτηριστικά παραδείγματα την εκτίμηση γεωτεχνικών παραμέτρων μέσω εργαστηριακών ή επί τόπου δοκιμών, την εκτίμηση της αποτόνωσης λόγω προχώρησης του μετώπου, αλλά και την εκτίμηση των φορτίων της τελικής επένδυσης. Συνήθως προέρχονται από

τη μελέτη συγκεκριμένων δειγμάτων με βέλτιστη προσαρμογή καμπυλών στα δεδομένα. Άρα, αφενός δεν χαρακτηρίζονται από γενικότητα (την οποία πολλές φορές αποκτούν λανθασμένα στην πρακτική εφαρμογή) και αφετέρου έχουν μεγάλη διασπορά και στατιστικά σφάλματα στις προβλέψεις τους, εισάγοντας επιπρόσθετη αβεβαιότητα στα προβλήματα που χρησιμοποιούνται η οποία, όμως, είναι δύσκολο να ποσοτικοποιηθεί.

- ο **Απλοποιήσεις προσομοίωσης**. Οι αριθμητικές αναλύσεις αποτελούν την πλέον ακριβή προσέγγιση των γεωτεχνικών προβλημάτων. Ωστόσο, επειδή η μετάβαση από το φυσικό προσομοίωμα στο αριθμητικό απαιτεί απλοποιήσεις, εισέρχονται στη μελέτη επιπλέον παράγοντες αβεβαιότητας. Οι απλοποιήσεις αυτές μπορεί ενδεικτικά να είναι η επιλογή των πεπερασμένων στοιχείων, η ομαλοποίηση της επιφάνειας του εδάφους στο αριθμητικό προσομοίωμα κ.τ.λ. Ο συγκεκριμένος παράγοντας αβεβαιότητας δεν μπορεί να ποσοτικοποιηθεί.
- ο **Μακροχρόνια συμπεριφορά μέτρων άμεσης υποστήριξης**. Η κατανομή και η τιμή των φορτίων της τελικής επένδυσης επηρεάζεται άμεσα από τη μακροχρόνια συμπεριφορά των μέτρων άμεσης υποστήριξης, η οποία με τη σειρά της εξαρτάται από την ποιότητα των υλικών, τη διαδικασία και την ποιότητα της κατασκευής, καθώς και τις γεωτεχνικές συνθήκες. Η προσομοίωση της αβεβαιότητας αυτής είναι ιδιαίτερα δύσκολη, καθώς δεν υπάρχουν μέχρι σήμερα επαρκή δεδομένα για την περιγραφή του φαινομένου (βλ. §3.2.1.1.2).

7.1.2 Εκτίμηση πιθανοτικών χαρακτηριστικών φορτίων τελικής επένδυσης

Τα πιθανοτικά χαρακτηριστικά των φορτίων της τελικής επένδυσης που απαιτείται να προσδιοριστούν είναι ο τύπος της κατανομής που ακολουθούν και η μεταβλητότητά τους. Η μεταβλητότητα των φορτίων εκφράζεται μέσω του συντελεστή μεταβλητότητας V_p , ο οποίος ορίζεται ως το πηλίκο της τυπικής απόκλισης της τιμής των φορτίων προς τη μέση τιμή τους. Όσο μεγαλύτερη η τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας τόσο μεγαλύτερο είναι το εύρος διακύμανσης της τιμής των φορτίων.

$$V_p = \frac{\sigma_p}{m_p} \quad (7-1)$$

όπου:

σ_p : Η τυπική απόκλιση των φορτίων

m_p : Η μέση τιμή των φορτίων

Με βάση όσα αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο ο πιο σημαντικός παράγοντας καθορισμού της μεταβλητότητας των φορτίων της τελικής επένδυσης από το περιβάλλον γεωυλικό είναι οι γεωτεχνικές παράμετροι του προβλήματος. Συνάμα αναγνωρίζεται ο σημαντικό ρόλος και άλλων παραγόντων, οι οποίοι, όμως, είναι δύσκολο έως αδύνατον να ληφθούν υπόψη υπολογιστικά. Λαμβάνονται, όμως, έμμεσα υπόψη, μέσω της παραμετρικής διερεύνησης του δομοστατικού προβλήματος ως προς τη μεταβλητότητα των φορτίων.

7.1.2.1 Πιθανοτικά χαρακτηριστικά γεωτεχνικών παραμέτρων

Εφόσον το υπό μελέτη πρόβλημα αφορά κυρίως σε βραχώδη γεωυλικά επιλέγεται η αβεβαιότητα να ενσωματωθεί πρωτογενώς στις παραμέτρους του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown (GSI , σ_{ci} , m_i , D), με βάση τη διαδικασία που περιγράφεται στη συνέχεια, η οποία αναπτύχθηκε στο πλαίσιο της διατριβής.

Αντίστοιχη ποσοτικοποίηση των πιθανοτικών χαρακτηριστικών του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown έχει προταθεί από τον Hoek (1998). Επίσης, προτάσεις για την προσομοίωση των πιθανοτικών χαρακτηριστικών βραχωδών γεωυλικών με έμφαση στις ασυνέχειες δίνονται στις εργασίες των Baecher (1983) και Park et al. (2005).

Ιδιαίτερα σημαντικό σημείο σε πιθανοτικές θεωρήσεις είναι η κατανομή που θεωρείται ότι ακολουθούν οι μεταβλητές. Στο πλαίσιο της διατριβής γίνεται η θεώρηση ότι οι μεταβλητές ακολουθούν κόλουρη κανονική κατανομή (δεν λαμβάνουν αρνητικές τιμές) και μόνο για το GSI γίνεται θεώρηση και ομοιόμορφης κατανομής. Η παραδοχή αυτή κρίνεται ικανοποιητική και ρεαλιστική για γεωτεχνικές παραμέτρους, όπως αναφέρεται από τον Schultze (1971). Ο συντελεστής διαταραχής θεωρείται σε όλους του υπολογισμούς $D=0$ (βλ. §2.2.1).

Στο υπό μελέτη πρόβλημα, στη διαμόρφωση των φορτίων που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση συμμετέχει μεγάλο όγκος βραχόμαζας με αποτέλεσμα η τιμή τους να μην εξαρτάται από την κατανομή της κάθε μεταβλητής, αλλά από την κατανομή της μέσης τιμής αυτής στον υπόψη όγκο, η οποία έχει μικρότερη μεταβλητότητα (El Ramly et al., 2002). Η ακριβής προσομοίωση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων της βραχόμαζας απαιτεί εφαρμογή της θεωρίας των τυχαίων πεδίων (random fields), η οποία ξεφεύγει από τους σκοπούς της συγκεκριμένης διδακτορικής διατριβής (ενδεικτικά βλ. Papaioannou et al., 2009 & Tietje et al., 2011). Οι σύγχρονοι κανονισμοί, όπως είναι οι Ευρωκώδικες, λαμβάνοντας έμμεσα υπόψη το συγκεκριμένο φαινόμενο για δεδομένο επίπεδο αξιοπιστίας προτείνουν διαφορετικές εξισώσεις για την εκτίμηση των χαρακτηριστικών τιμών των γεωτεχνικών παραμέτρων. Πιο συγκεκριμένα, οι Frank et al. (2007) βασιζόμενοι στην εργασία του Schneider (1999) προτείνουν τη σχέση $X_k = \mu_x - 0.5\sigma_x$ σε αντίθεση με $X_k = \mu_x - 1.645\sigma_x$ για τον υπολογισμό χαρακτηριστικής τιμής γεωτεχνικών παραμέτρων με πιθανότητα υποσκελισμού 5%. Επομένως, για να ληφθεί υπόψη το φαινόμενο η τιμή της μεταβλητότητας των παραμέτρων σ_i και m_i που επιλέχθηκε αρχικά απομειώθηκε περίπου κατά 20%. Η τιμή βαθμονόμησης GSI αποτελεί από τη φύση της μία παράμετρο που αφορά σε μεγάλο όγκο βραχόμαζας, καθώς προκύπτει από μακροσκοπική παρατήρηση και επομένως δεν εφαρμόστηκε αντίστοιχη απομείωση.

7.1.2.1.1 Βαθμονόμηση βραχόμαζας GSI

Το σύστημα βαθμονόμησης GSI με βάση τη δομή της βραχόμαζας και την ποιότητα των επιφανειών των ασυνεχειών προτείνει ένα εύρος τιμών. Το εύρος αυτό εξαρτάται από την περιοχή του διαγράμματος, καθώς διαφοροποιείται η πυκνότητα των γραμμών. Πιο συγκεκριμένα, όσο αυξάνεται η τιμή βαθμονόμησης αυξάνεται το απόλυτο εύρος των τιμών (Σχήμα 7.1).

Κατά τη διαδικασία των στοχαστικών αναλύσεων η τιμή βαθμονόμησης GSI προσομοιώθηκε με δύο διαφορετικές κατανομές:

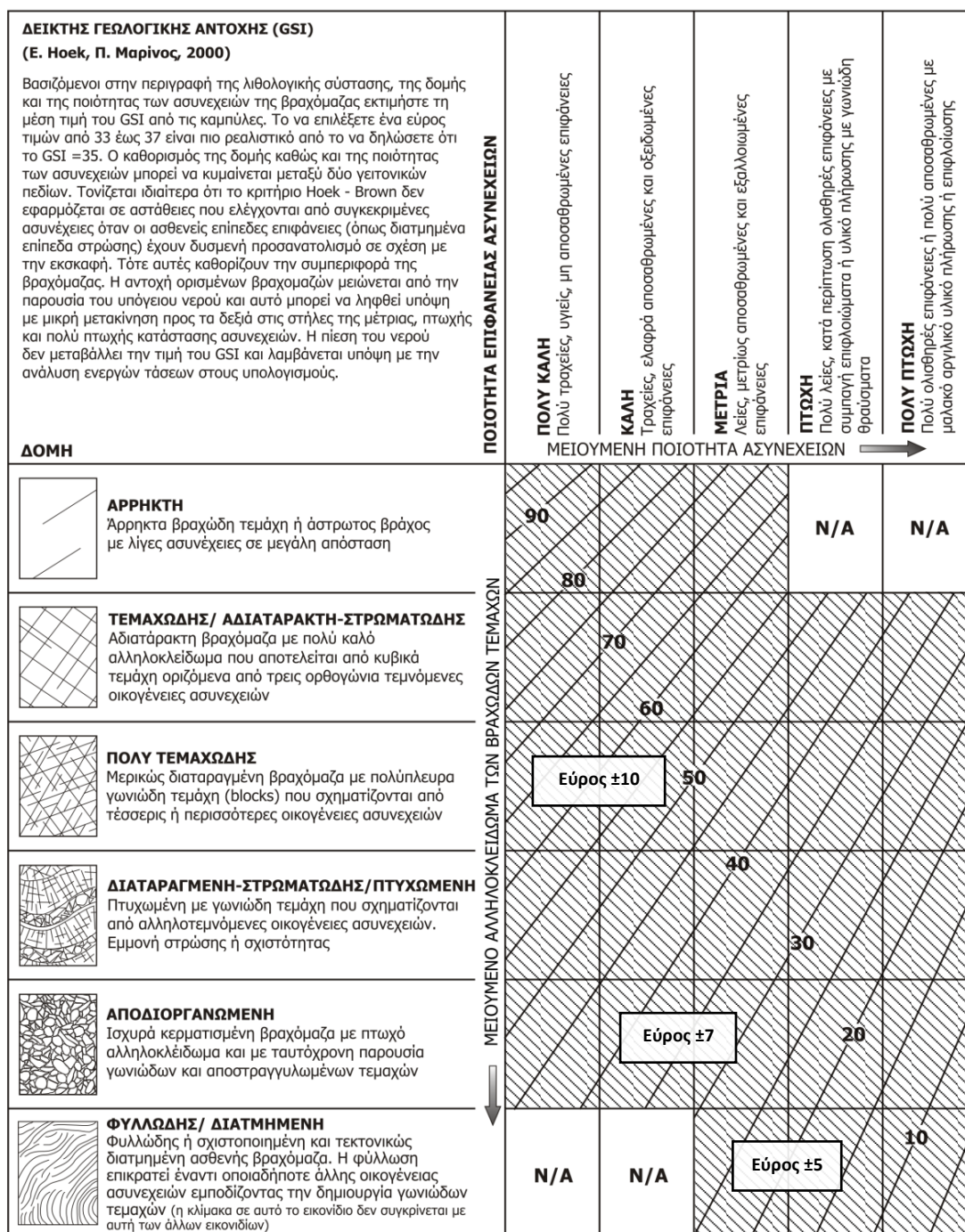
- ο Κανονική κατανομή θεωρώντας ότι το αμφίπλευρο διάστημα που ορίζεται από τα εύρη του προηγούμενου σχήματος αποτελεί το διάστημα εμπιστοσύνης 90% για τη μεταβλητή GSI.
- ο Ομοιόμορφη κατανομή θεωρώντας ότι το αμφίπλευρο διάστημα που ορίζεται αντιστοιχεί στην ελάχιστη και μέγιστη τιμή της ομοιόμορφης κατανομής.

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται τα εύρη των τιμών GSI και οι αντίστοιχες στοχαστικές παράμετροι για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις.

Πίνακας 7.1 Τιμές στοχαστικών χαρακτηριστικών βαθμονόμησης GSI.

Μέση τιμή GSI m_{GSI}^*		Εύρος	Κανονική κατανομή		Ομοιόμορφη	
Από	Έως		Τυπική απόκλιση σ_{GSI}	Συντελεστής μεταβλητότητας V_{GSI} (%)	Τυπική απόκλιση σ_{GSI}	Συντελεστής μεταβλητότητας V_{GSI} (%)
5	30	±5	3.04	10 - 60	2.89	11 - 58
30	40	±7	4.25	10 - 15	4.04	10 - 13
40	90	±10	6.08	7 - 15	5.78	6.5 - 13

*Τα διαστήματα που παρατίθενται αντιστοιχούν στη διακύμανση της μέση τιμής και όχι στη διακύμανση της παραμέτρου GSI. Επομένως, για παράδειγμα, στην πρώτη γραμμή για μέση τιμή της παραμέτρου GSI από 5 έως 30 το εύρος διακύμανσης των τιμών της παραμέτρου είναι ±5 περί τη μέση τιμή.



Σχήμα 7.1 Απεικόνιση του εύρους διακύμανσης των εκτιμώμενων τιμών GSI.

7.1.2.1.2 Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη σ_{ci}

Η αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη θεωρήθηκε ότι ακολουθεί κόλουρη κανονική κατανομή με κάτω όριο τη μηδενική τιμή. Με βάση προτάσεις από τη βιβλιογραφία, οι οποίες αφορούν μεν σε εδαφικά υλικά, αλλά μεγέθη ποιοτικά αντίστοιχα με την αντοχή σ_{ci} προτείνεται τιμή για το συντελεστή μεταβλητότητας $V_{\sigma_{ci}}$. Συνοψίζοντας λοιπόν, τις προτάσεις των Fredlund & Dahlgren (1972) από τον Harr (1987) και του JCSS (2001a) ο συντελεστής μεταβλητότητας της συνοχής είναι $V_c = 10\% - 50\%$, των Rethati (1988), Harr (1987), Kuhlway (1992), Lacasse & Nadim (1997) και JCSS (2001a) για την αστράγγιστη διατμητική αντοχή προκύπτει $V_{cu} = 13\% - 40\%$ και των Fredlund & Dahlgren (1971) και Schultze (1971) για την αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη $V_{qu} = 25\% - 50\%$. Τελικά επιλέγεται χαρακτηριστικό εύρος $V_{\sigma_{ci}} = 30\% - 40\%$ και λαμβάνοντας υπόψη τη συμμετοχή μεγάλου όγκου βραχώμαζας στο υπό μελέτη φαινόμενο υιοθετείται η τιμή $V_{\sigma_{ci}} = 25\%$.

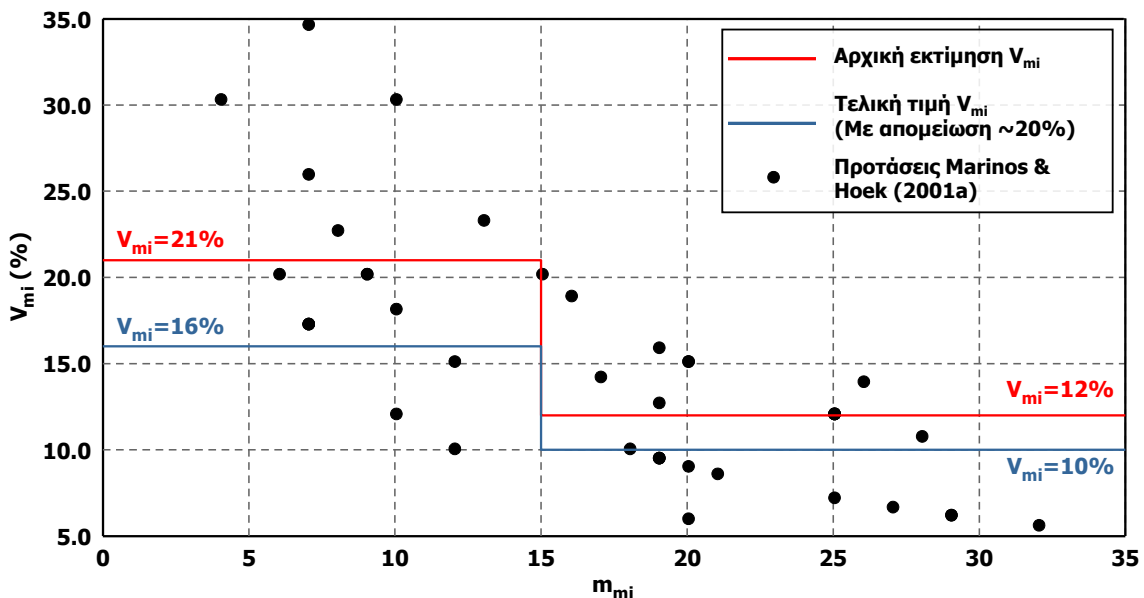
7.1.2.1.3 Σταθερά γεωυλικού m_i

Η σταθερά γεωυλικού m_i θεωρήθηκε ότι ακολουθεί κόλουρη κανονική κατανομή με κάτω όριο τη μηδενική τιμή. Για τον υπολογισμό της μεταβλητότητας V_{m_i} χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές και τα εύρη που προτείνονται στην παράγραφο 2.2.1 (Πίνακας 2.1). Θεωρώντας την κεντρική προτεινόμενη τιμή ως μέση τιμή της κατανομής και τα εύρη αυτά ως αμφίπλευρο διάστημα εμπιστοσύνης 90% υπολογίζεται η τυπική απόκλιση σ_{m_i} και στη συνέχεια ο συντελεστής μεταβλητότητας V_{m_i} .

$$m_{m_i} \pm scatter_{m_i} \rightarrow p(m_{m_i} - scatter_{m_i} < m_i < m_{m_i} + scatter_{m_i}) = 90\% \xrightarrow{m_i \rightarrow N(m_{m_i}, \sigma_{m_i})}$$

$$\left(\frac{-scatter_{m_i}}{\sigma_{m_i}} < \frac{m_i - m_{m_i}}{\sigma_{m_i}} < \frac{scatter_{m_i}}{\sigma_{m_i}} \right) = 90\% \xrightarrow{\frac{m_i - m_{m_i}}{\sigma_{m_i}} \sim N(0,1)} \frac{scatter_{m_i}}{\sigma_{m_i}} = Erf^{-1}(5\%)$$

$$\sigma_{m_i} = \frac{scatter_{m_i}}{Erf^{-1}(5\%)} \rightarrow V_{m_i} = \frac{\sigma_{m_i}}{m_{m_i}} = \frac{scatter_{m_i}}{m_{m_i} \times Erf^{-1}(5\%)}$$



Σχήμα 7.2 Μεταβολή συντελεστή μεταβλητότητας σταθεράς γεωυλικού V_{m_i} ως προς τη μέση τιμή m_{m_i} .

Από τη γραφική απεικόνιση της μεταβολής του V_{mi} ως προς το m_{mi} στο Σχήμα 7.2 είναι εμφανής η μείωση της μεταβλητότητας όσο αυξάνει η μέση τιμή της μεταβλητής. Επομένως, για μεγαλύτερη ακρίβεια οι τιμές m_{mi} χωρίστηκαν σε δύο διαστήματα, σε καθένα από τα οποία αντιστοιχήθηκαν διαφορετικές τιμές V_{mi} . Στο Σχήμα 7.2 φαίνονται με κόκκινο χρώμα οι αρχικές εκτιμήσεις για το συντελεστή μεταβλητότητας και με μπλε οι απομειωμένες, περίπου κατά 20%, λόγω της συμμετοχής μεγάλου όγκου βραχόμαζας στο υπό μελέτη φαινόμενο.

7.1.2.1.4 Συντελεστής οριζοντίων τάσεων K

Ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων K αποτελεί μία ιδιαίτερα σημαντική και συγχρόνως αβέβαιη γεωτεχνική παράμετρο. Η τιμή του K εξαρτάται κυρίως από τη γεωλογική και τεκτονική ιστορία της υπό μελέτη περιοχής. Η ιδιαιτερότητα της αβεβαιότητας του συντελεστή οριζοντίων τάσεων είναι ότι η βασική συνιστώσα αυτής δεν οφείλεται στην ανομοιογένεια ή στην ανισοτροπία των γεωλογικών συνθηκών στην περιοχή του υπό μελέτη έργου, καθώς παραμένει πρακτικά σταθερός για πολύ μεγάλο εύρος, αλλά στην αβεβαιότητα στη γνώση της μέσης τιμής κατά την εκπόνηση της μελέτης. Συνήθως στις μελέτες των γεωτεχνικών έργων αντιμετωπίζεται παραμετρικά με τη μορφή περιβάλλουσας καταστάσεων. Στις στοχαστικές αναλύσεις με τις εμπειρικές και αναλυτικές μεθόδους επιλέχθηκε να θεωρηθεί ως ντετερμινιστική μεταβλητή και να μελετηθεί η επίδρασή του μέσω των παραμετρικών αναλύσεων, και ως εκ τούτου πραγματοποιούνται υπολογισμοί για τρεις διαφορετικές, σταθερές ανά ανάλυση, τιμές ($K=0.5, 1.0, 1.5$). Η επίδραση της θεώρησης του K ως πιθανοτική μεταβλητή εξετάζεται στις στοχαστικές αναλύσεις με αριθμητικές μεθόδους, στις οποίες θεωρήθηκε ότι ακολουθεί ομοιόμορφη κατανομή εντός του διαστήματος $[0.40, 0.90]$.

7.1.2.2 Υπολογισμός μεταβλητότητας των φορτίων μέσω αναλυτικών και εμπειρικών μεθόδων

Οι εμπειρικές και αναλυτικές μέθοδοι για τον υπολογισμό των φορτίων παρουσιάζουν το σημαντικό πλεονέκτημα του μικρού υπολογιστικού χρόνου, γεγονός το οποίο επιτρέπει την εκτέλεση παραμετρικών αναλύσεων για μεγάλο φάσμα τιμών των υπό εξέταση παραμέτρων. Ο τρόπος με τον οποίο εφαρμόζεται καθεμία από τις μεθόδους, έχει περιγραφεί στην παράγραφο 4.7. Επομένως, στη συνέχεια περιγράφονται και σχολιάζονται μόνο οι διαφοροποιήσεις που αφορούν στη διαδικασία των στοχαστικών αναλύσεων.

Σε όλες τις μεθόδους ως χαρακτηριστικό μέγεθος για τους υπολογισμούς έχει θεωρηθεί το κατακόρυφο φορτίο στη στέψη της σήραγγας, εκτός από τη μέθοδο σύγκλισης - αποτόνωσης, όπου το φορτίο που υπολογίζεται είναι ακτινικό και σταθερό σε όλη την περίμετρο της διατομής. Το εύρος των γεωμετρικών και γεωτεχνικών παραμέτρων που μελετήθηκαν παρουσιάζεται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 7.2 Παράμετροι στοχαστικών αναλύσεων για τον υπολογισμό της μεταβλητότητας των φορτίων (Μέθοδος Monte Carlo - Εμπειρικές και αναλυτικές μέθοδοι).

Παράμετροι	Συμβολισμός	Εύρος	Μονάδες	Κατανομή
Ύψος υπερκειμένων	H	20 - 300	m	Ντετερμινιστική μεταβλητή
Διάμετρος διατομής	D	8, 10	m	Ντετερμινιστική μεταβλητή
Συντελεστής οριζοντίων τάσεων	K	0.5 - 1.5	-	Παραμετρική διερεύνηση
Ειδικό βάρος γεωλικού	γ	0.025	MN/m ³	Ντετερμινιστική μεταβλητή
Βαθμονόμηση GSI	m_{GSI}	10 - 70		Κανονική, Ομοιόμορφη
	σ_{GSI}	Εξαρτάται από το m_{GSI}		
Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη	$m_{\sigma ci}$	4 - 30	MPa	Κανονική
	$V_{\sigma ci}$	25%		
Σταθερά γεωλικού	m_{mi}	6, 10	-	Κανονική
	V_{mi}	10%, 16% (Εξαρτάται από το m_{mi})		
Συντελεστής διαταραχής	D	0	-	Ντετερμινιστική μεταβλητή
Λόγος Poisson βραχώμαζας ¹	ν_m	0.30	-	Ντετερμινιστική μεταβλητή
Πάχος εκτοξευόμενου σκυροδέματος ¹	d_{shot}	0.20 - 0.40	m	Ντετερμινιστική μεταβλητή
Μέτρο ελαστικότητας εκτοξευόμενου σκυροδέματος ¹	E_{shot}	20 - 30	GPa	Ντετερμινιστική μεταβλητή
Λόγος Poisson εκτοξευόμενου Σκυροδέματος ¹	ν_{shot}	0.20	-	Ντετερμινιστική μεταβλητή

¹Χρησιμοποιούνται μόνο στη μέθοδο σύγκλισης - αποτόνωσης.

7.1.2.2.1 Αξιολόγηση των στοχαστικών χαρακτηριστικών των γεωτεχνικών παραμέτρων

Εφόσον η αβεβαιότητα των παραμέτρων της βραχώμαζας ποσοτικοποιήθηκε μέσω των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown, για τα στοχαστικά χαρακτηριστικά των οποίων δεν υπάρχουν διαθέσιμα χαρακτηριστικά στη βιβλιογραφία κρίθηκε σκόπιμο να υπολογιστούν οι συντελεστές μεταβλητότητας που προκύπτουν για τις ισοδύναμες παραμέτρους αντοχής του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb και να συγκριθούν με δεδομένα από τη βιβλιογραφία. Επομένως, πραγματοποιήθηκε επαναληπτική προσομοίωση Monte Carlo για όλους τους συνδυασμούς γεωμετρικών και γεωτεχνικών παραμέτρων που υιοθετούνται στις αναλύσεις (Πίνακας 7.2) με σκοπό την εκτίμηση της κατανομής που ακολουθούν η ισοδύναμη συνοχή και ισοδύναμη γωνία τριβής, καθώς και τον υπολογισμό της μέσης τιμής και της τυπικής απόκλισής τους. Για τον υπολογισμό των ισοδύναμων c και ϕ σε κάθε επανάληψη χρησιμοποιήθηκε, όπως και παραπάνω, η μεθοδολογία που προτείνεται από τους Hoek et al. (2002, βλ. §2.2.4).

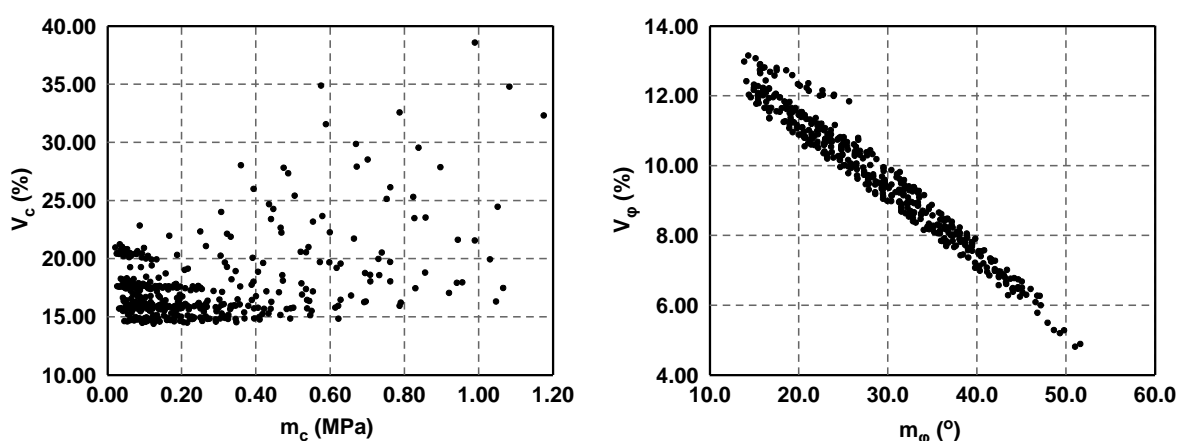
Τα εύρη για τους συντελεστές μεταβλητότητας που προέκυψαν από την παραπάνω διαδικασία για τις τιμές των μεταβλητών της προηγούμενης παραγράφου παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα. Είναι εμφανές ότι υπάρχει ικανοποιητική προσέγγιση με τις συνήθεις τιμές που απαντώνται στη βιβλιογραφία, γεγονός το οποίο επιβεβαιώνει ότι είναι ρεαλιστική η ποσοτικοποίηση της αβεβαιότητας των παραμέτρων Hoek-Brown.

Πίνακας 7.3 Συντελεστές μεταβλητότητας ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb. Σύγκριση προτεινόμενης προσέγγισης με στοιχεία από τη βιβλιογραφία.

	GSI Κανονική κατανομή	GSI Ομοιόμορφη κατανομή	Βιβλιογραφία	
Συνοχή, V_c (%)	15 - 39	14 - 36	40	Fredlund & Dahlman (1972)
			10 - 50	JCSS (2001a)
Γωνία τριβής, V_ϕ (%)	5 - 13	5 - 13	12	Schultze (1972)
			10 - 20	JCSS (2001a)
			2 - 13	Harr (1987)
				Kuhlway (1992)
Duncan (2000)				

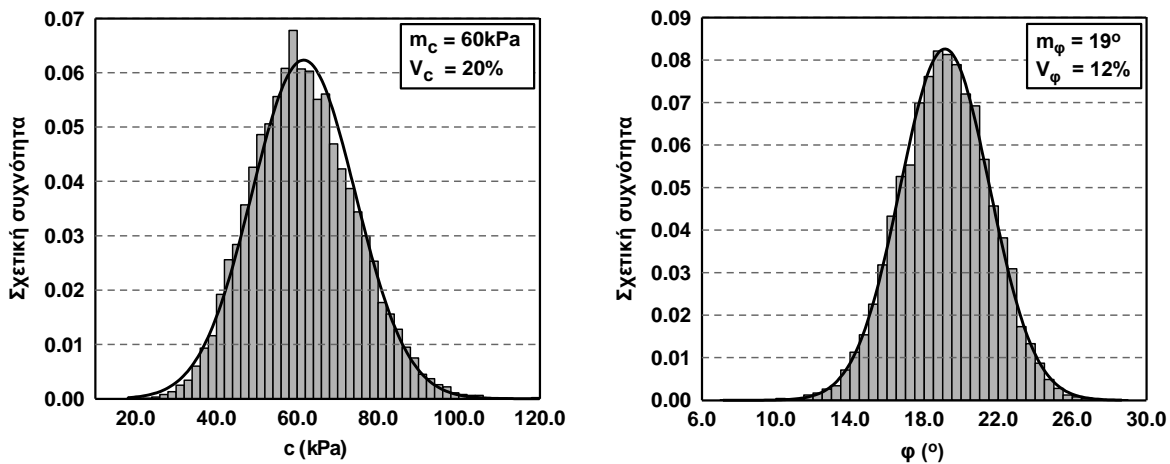
Στο Σχήμα 7.3 παρουσιάζεται η μεταβολή των συντελεστών μεταβλητότητας ως προς τις μέσες τιμές τους για όλο το εύρος των υπόλοιπων παραμέτρων. Είναι εμφανές ότι ο συντελεστής μεταβλητότητας της συνοχής γενικά αυξάνεται όσο αυξάνεται η μέση τιμή, δηλαδή όσο βελτιώνεται η ποιότητα της βραχώμαζας. Μάλιστα, η κατανομή των σημείων παρουσιάζει ένα τοπικό ελάχιστο, το οποίο δεν είναι διακριτό στο συγκεκριμένο σχήμα διότι απεικονίζεται όλο το πλήθος των σημείων. Το σημείο του ελαχίστου εξαρτάται από τις γεωτεχνικές συνθήκες και μετατοπίζεται προς τα δεξιά όσο αυξάνεται το ύψος υπερκειμένων. Αντίθετα, ο συντελεστής μεταβλητότητας της γωνίας τριβής μειώνεται σχεδόν γραμμικά όσο αυξάνεται η μέση τιμή.

Από την κατανομή των σημείων φαίνεται ότι το μεγαλύτερο ποσοστό των τιμών του συντελεστή V_c κείται μεταξύ 15% και 22%, δηλαδή στο κάτω όριο του προτεινόμενου εύρους από τη βιβλιογραφία, ενώ ο συντελεστής V_ϕ κατανέμεται πρακτικά ομοιόμορφα σε όλο το διάστημα μεταξύ ελάχιστης και μέγιστης τιμής. Από τις γενικά χαμηλές τιμές του λόγου V_c προκύπτει ότι οι τιμές της μεταβλητότητας των φορτίων που υπολογίζονται μέσω της συγκεκριμένης διαδικασίας θα ήταν μεγαλύτερες στην περίπτωση που ως πιθανοτικές μεταβλητές θεωρούνταν πρωτογενώς οι παράμετροι του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb.

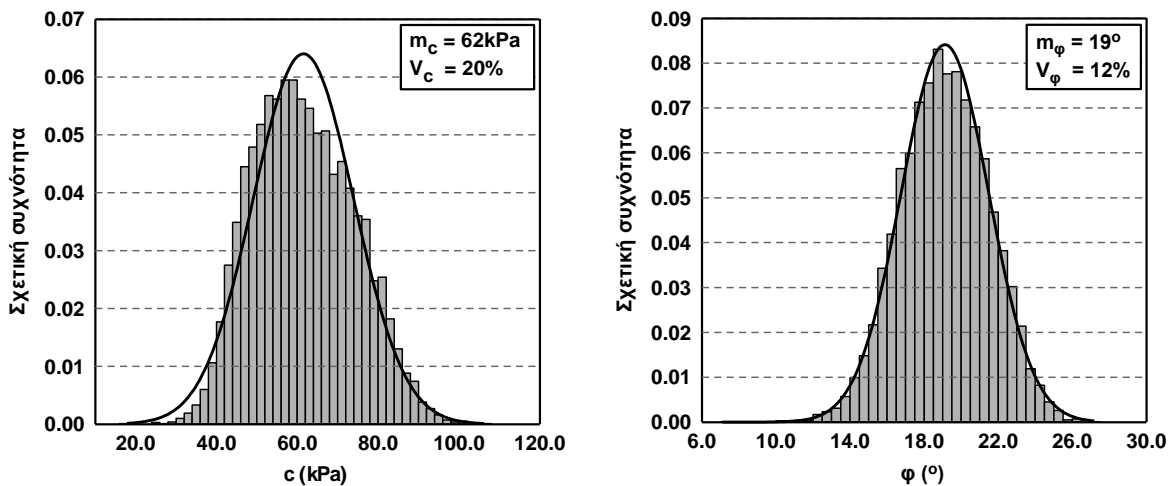
**Σχήμα 7.3** Κατανομή μεταβλητότητας ως προς τη μέση τιμή για την ισοδύναμη συνοχή και την ισοδύναμη γωνία τριβής.

Η κατανομή που ακολουθούν η συνοχή και η γωνία τριβής εξαρτώνται κυρίως από την κατανομή που θεωρείται για το GSI, καθώς η κατανομή των άλλων δύο μεταβλητών (σ_{ci} , m_i) είναι κανονική. Στο Σχήμα 7.4 παρουσιάζεται η κατανομή των δύο παραμέτρων από μια ενδεικτική προσομοίωση Monte

Carlo, όπου είναι εμφανές ότι προσεγγίζονται ικανοποιητικά από κανονική κατανομή. Στην περίπτωση υιοθέτησης ομοιόμορφης κατανομής για το GSI (Σχήμα 7.5) η προσέγγιση με την κανονική κατανομή είναι και πάλι ικανοποιητική, αν και για τη συνοχή παρατηρείται μία μικρή κατάργηση της συμμετρίας, καθώς υπάρχει μεγαλύτερη συγκέντρωση τιμών προς τα αριστερά της κατανομής. Μελετώντας συνολικά τις τιμές της τρίτης (λοξότητα) και τέταρτης (κυρτότητα) κεντρικής ροπής προκύπτει ότι οι δύο παράμετροι προσεγγίζονται από συμμετρική κατανομή για πτωχής έως μέτριας ποιότητας βραχώμαζες. Όσο βελτιώνεται η ποιότητα η λοξότητα της συνοχής αυξάνεται (μετατόπιση της κατανομής προς τα δεξιά) και της γωνίας τριβής μειώνεται (μετατόπιση της κατανομής προς τα αριστερά).



Σχήμα 7.4 Κατανομή ισοδύναμης συνοχής και ισοδύναμης γωνίας τριβής για μία ενδεικτική ανάλυση ($H=70\text{m}$, K : Ντετερμινιστική μεταβλητή, $K=1.0$, GSI : Κανονική κατανομή, $m_{GSI}=10$, $m_{\sigma_{ci}}=8\text{MPa}$, $m_{mi}=6$). Διακρίνονται τα ιστογράμματα και οι αντίστοιχες προσαρμοσμένες καμπύλες κανονικής κατανομής για την ίδια τιμή.



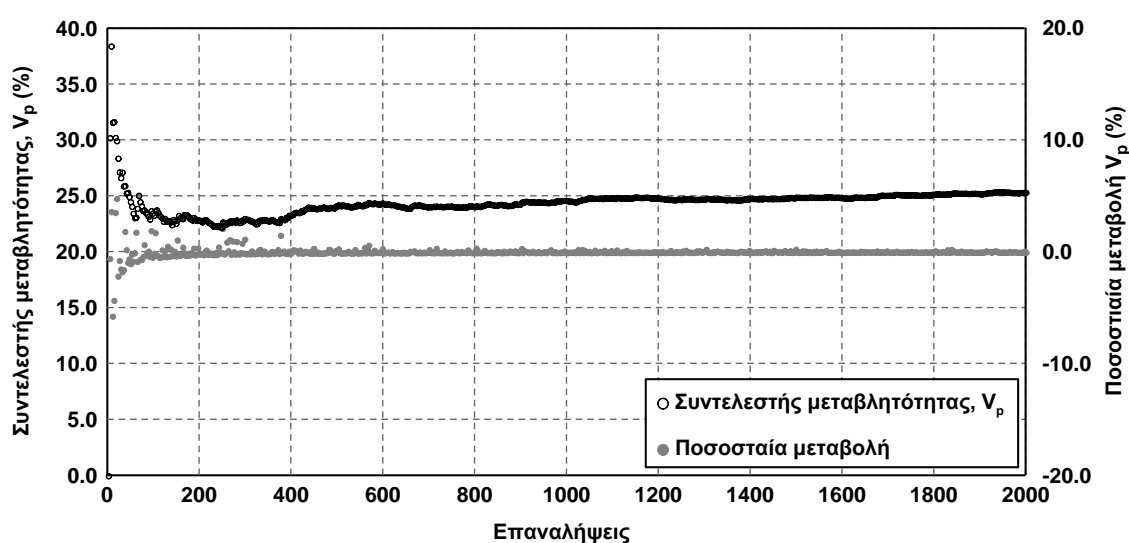
Σχήμα 7.5 Κατανομή ισοδύναμης συνοχής και ισοδύναμης γωνίας τριβής για μία ενδεικτική ανάλυση ($H=70\text{m}$, K : Ντετερμινιστική μεταβλητή, $K=1.0$, GSI : Ομοιόμορφη κατανομή, $m_{GSI}=10$, $m_{\sigma_{ci}}=8\text{MPa}$, $m_{mi}=6$). Διακρίνονται τα ιστογράμματα και οι αντίστοιχες προσαρμοσμένες καμπύλες κανονικής κατανομής.

7.1.2.2.2 Εμπειρική μέθοδος Terzaghi

Η εκτίμηση των φορτίων με βάση τη συγκεκριμένη μέθοδο βασίζεται μόνο στην ποιοτική περιγραφή της βραχώμαζας, η οποία έχει αντιστοιχηθεί σε μία περιοχή του διαγράμματος GSI και κατ' επέκταση σε μία συγκεκριμένη τιμή. Επομένως, η μεταβλητότητα των φορτίων που προκύπτουν εξαρτάται μόνο από την κατανομή και τη μεταβλητότητα της παραμέτρου GSI. Εξαιτίας του ποιοτικού χαρακτήρα της

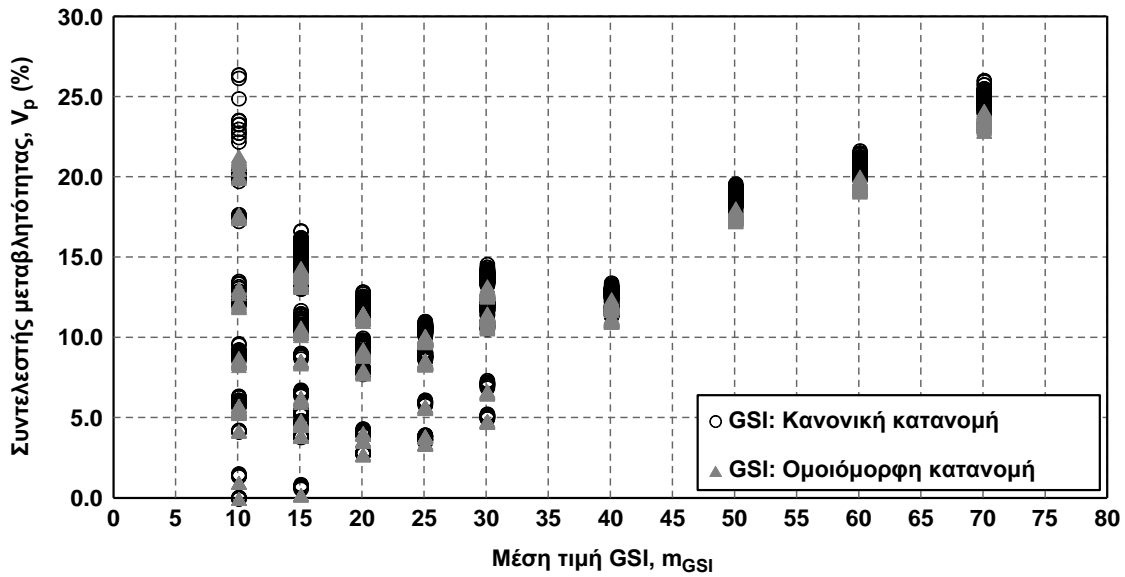
μεθόδου η βαρύτητά της στην τελική αξιολόγηση και επιλογή των αντιπροσωπευτικών παραμέτρων είναι μειωμένη.

Κατόπιν παραμετρικής διερεύνησης επιλέχθηκε πλήθος 2000 επαναλήψεων για την επαναληπτική προσομοίωση Monte Carlo, το οποίο είναι επαρκές για την σύγκλιση των αποτελεσμάτων. Στο Σχήμα 7.6 παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων V_p ως προς τον αριθμό των επαναλήψεων και η ποσοστιαία μεταβολή του μεταξύ δύο διαδοχικών επαναλήψεων για μία συγκεκριμένη ανάλυση. Τόσο για τη συγκεκριμένη μέθοδο, όσο και για τις υπόλοιπες που παρουσιάζονται στη συνέχεια, για τον έλεγχο επάρκειας των επαναλήψεων έχουν επιλεγθεί να παρουσιαστούν περιπτώσεις με ιδιαίτερα μεγάλη μεταβλητότητα, οι οποίες συγκριτικά εμφανίζουν αργή σύγκλιση. Είναι λοιπόν, εμφανές ότι, ήδη από τις 1000 επαναλήψεις, η τιμή της μεταβλητότητας έχει πρακτικά συγκλίνει στην τελική τιμή και η ποσοστιαία μεταβολή έχει μηδενιστεί.



Σχήμα 7.6 Σύγκλιση της διαδικασίας επαναληπτικής προσομοίωσης για μία ενδεικτική ανάλυση με την εμπειρική μέθοδο Terzaghi. Μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας και της ποσοστιαίας μεταβολής αυτού μεταξύ δύο διαδοχικών επαναλήψεων ως προς τον αριθμό των επαναλήψεων ($H=150\text{m}$, GSI : Κανονική κατανομή, $m_{GSI}=70$, $m_{\sigma_{ci}}=8\text{MPa}$, $m_{mi}=10$).

Στο Σχήμα 7.7 φαίνεται η μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων ως προς την μέση τιμή της παραμέτρου GSI . Η τιμή του γενικά κυμαίνεται από 5% έως 25% και η μορφή της κατανομής εξαρτάται από τον τρόπο ποσοτικοποίησης της αβεβαιότητας του GSI και την «ευκολία» ανά περιοχή η βραχόμαζα να αλλάζει κατηγορία. Η διαφορές μεταξύ των δύο θεωρήσεων για την κατανομή του GSI (κανονική και ομοιόμορφη) είναι αμελητέες. Η αυξητική τάση της μεταβλητότητας όσο βελτιώνεται η ποιότητα της βραχόμαζας στο δεξιό τμήμα του διαγράμματος επιβεβαιώνεται και από τις υπόλοιπες μεθόδους και οφείλεται στην αναντίστοιχα μεγάλη μείωση του παρονομαστή (μέση τιμή φορτίου) σε σχέση με τον αριθμητή (τυπική απόκλιση).



Σχήμα 7.7 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή GSI (m_{GSI}) με βάση την εμπειρική μέθοδο Terzaghi για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις της κατανομής του GSI (Κανονική και ομοιόμορφη κατανομή).

7.1.2.2.3 Μέθοδος Unal

Με βάση την εμπειρική μέθοδο Unal, το φορτίο υπολογίζεται ως συνάρτηση της βαθμονόμησης RMR της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Επομένως, στις στοχαστικές αναλύσεις ως πιθανοτική μεταβλητή θεωρείται το GSI, για κάθε τιμή της οποίας κατά την επαναληπτική προσομοίωση υπολογίζεται η αντίστοιχη τιμή RMR, σύμφωνα με τις σχέσεις που περιγράφηκαν στην παράγραφο 4.7.2.

Στο Σχήμα 7.8 παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή V_p ως προς τη μέση τιμή του GSI, όπου είναι εμφανής η αύξηση μεταβλητότητας όσο βελτιώνεται η ποιότητα της βραχώμαζας μεταξύ της θεώρησης κανονικής και ομοιόμορφης κατανομής για το GSI. Για την εξήγηση της μορφής της καμπύλης παρατίθενται οι εξισώσεις για τον αναλυτικό υπολογισμό της μεταβλητότητας με τη θεώρηση κανονικής κατανομής για το GSI.

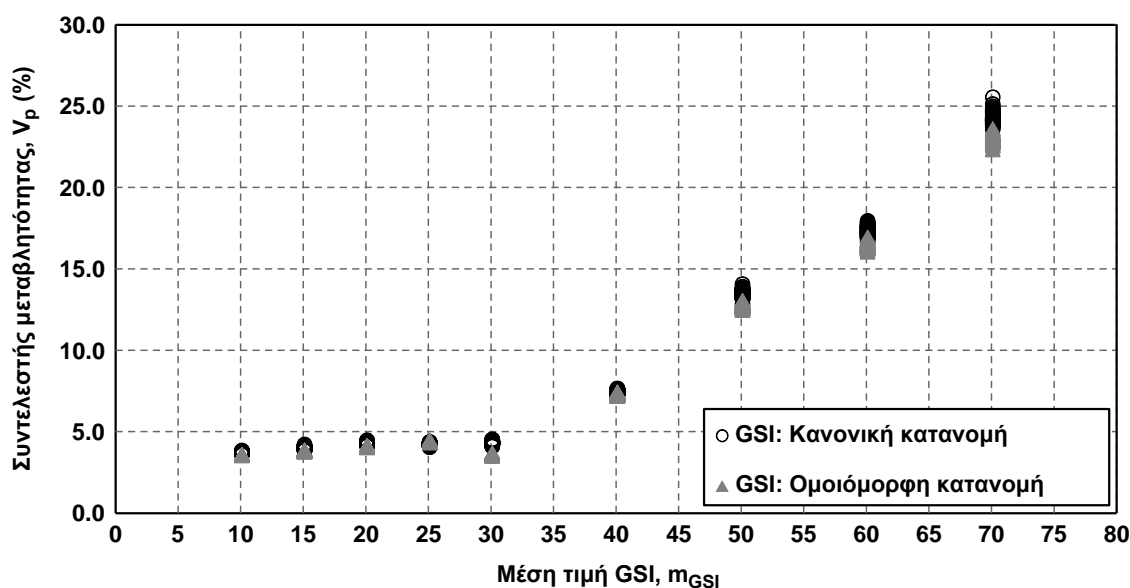
$$GSI \rightarrow N(m_{GSI}, \sigma_{GSI}) \quad (7-2)$$

$$RMR = GSI + a \begin{cases} a=10, GSI \leq 30 \\ a=5, GSI > 30 \end{cases} \rightarrow RMR \rightarrow N(m_{GSI} + a, \sigma_{GSI}) \quad (7-3)$$

$$p = \gamma H_t = \gamma \left(\frac{100 - RMR}{100} \right) B = \gamma B - \frac{\gamma B}{100} RMR \Rightarrow p \rightarrow N \left(\gamma B - \frac{\gamma B}{100} m_{RMR}, \frac{\gamma B}{100} \sigma_{RMR} \right) \quad (7-4)$$

$$V_p = \frac{\sigma_p}{m_p} = \frac{\frac{\gamma B}{100} \sigma_{RMR}}{\gamma B - \frac{\gamma B}{100} m_{RMR}} = \frac{\sigma_{GSI}}{100 - (m_{GSI} + a)} \quad (7-5)$$

Λαμβάνοντας υπόψη τα πιθανοτικά χαρακτηριστικά που υιοθετήθηκαν για το GSI, όπου η τυπική απόκλιση παραμένει σταθερή ανά διαστήματα, εύλογο είναι ότι όσο αυξάνεται η μέση τιμή, μειώνεται ο παρονομαστής του συντελεστή V_p και εφόσον ο αριθμητής παραμένει σταθερός η μεταβλητότητα αυξάνεται.



Σχήμα 7.8 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή GSI (m_{GSI}) με βάση την εμπειρική μέθοδο Unal για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις της κατανομής του GSI (Κανονική και ομοιόμορφη κατανομή).

Το εύρος διακύμανσης του συντελεστή μεταβλητότητας είναι από 5% έως 25%. Ομοίως με την εμπειρική μέθοδο Terzaghi, η βαρύτητα της μεθόδου Unal στην τελική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων είναι μικρή, καθώς είναι μονοπαραμετρική και δεν λαμβάνει υπόψη κρίσιμες παραμέτρους του προβλήματος.

7.1.2.2.4 Αναλυτική μέθοδος Terzaghi

Στη συγκεκριμένη μέθοδο για τον υπολογισμό των φορτίων χρησιμοποιούνται οι παράμετροι αντοχής με βάση το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Επομένως, σε κάθε μία επανάληψη της επαναληπτικής προσομοίωσης από τις τυχαίες τιμές των GSI, σ_{ci} , m_i υπολογίζονται οι ισοδύναμες τιμές της συνοχής και της γωνίας τριβής. Για κάθε συνδυασμό γεωμετρικών και γεωτεχνικών παραμέτρων πραγματοποιούνται 10000 επαναλήψεις στην επαναληπτική προσομοίωση. Στο Σχήμα 7.9 παρουσιάζεται η εξέλιξη του συντελεστή V_p και της ποσοστιαίας μεταβολής του για μία χαρακτηριστική ανάλυση με μεγάλη μεταβλητότητα φορτίων, στο οποίο είναι εμφανές ότι η σύγκλιση επιτυγχάνεται πρακτικά από τις 3000 επαναλήψεις. Σε αντίθεση με την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov και τη μέθοδο σύγκλισης - αποτόνωσης, όπως θα αναλυθεί, στη συνέχεια η αναλυτική μέθοδος Terzaghi, δεν παρουσίασε φαινόμενα αριθμητικής αστάθειας σε κανένα τμήμα του εύρους των παραμέτρων που μελετήθηκαν.

Για τον υπολογισμό της παραμέτρου m_{oc} θεωρούνται οι μέσες τιμές όλων των στοχαστικών μεταβλητών, υπολογίζονται οι τιμές της ισοδύναμης συνοχής και γωνίας τριβής και κατόπιν υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση η μέση μονοαξονική θλιπτική αντοχή με βάση το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb:

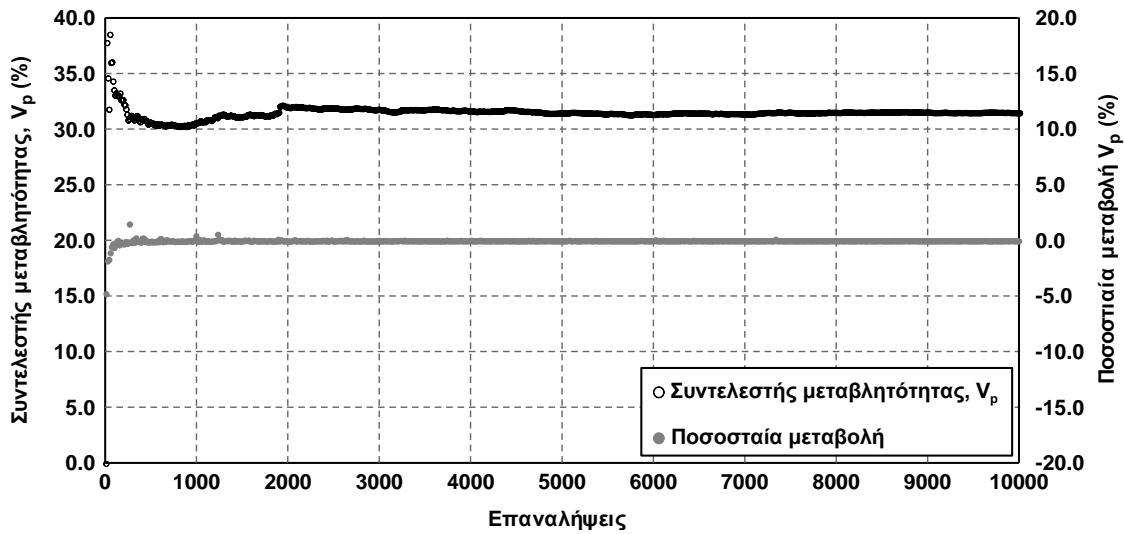
$$m_{oc} = 2c_m \tan(45 + \phi_m / 2) \quad (7-6)$$

όπου:

m_{oc} : Μέση μονοαξονική θλιπτική αντοχή με βάση το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb

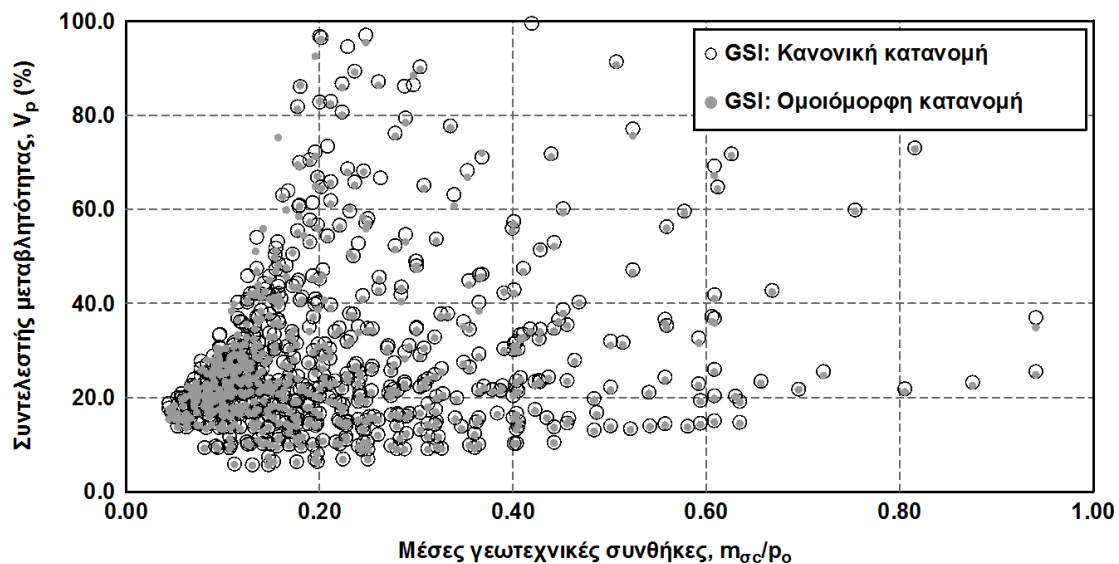
c_m : Ισοδύναμη συνοχή της βραχώμαζας που αντιστοιχεί στις μέσες τιμές όλων των στοχαστικών παραμέτρων

Φ_m : Ισοδύναμη γωνία τριβής της βραχώμαζας που αντιστοιχεί στις μέσες τιμές όλων των στοχαστικών παραμέτρων



Σχήμα 7.9 Μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας και της ποσοστιαίας μεταβολής αυτού μεταξύ δύο διαδοχικών επαναλήψεων ως προς τον αριθμό των επαναλήψεων ($H=30m$, GSI : Κανονική κατανομή, $m_{GSI}=30$, $m_{\sigma_c}=20MPa$, $m_{mi}=6$). Σύγκλιση της διαδικασίας επαναληπτικής προσομοίωσης για μία ενδεικτική ανάλυση με την αναλυτική μέθοδο Terzaghi.

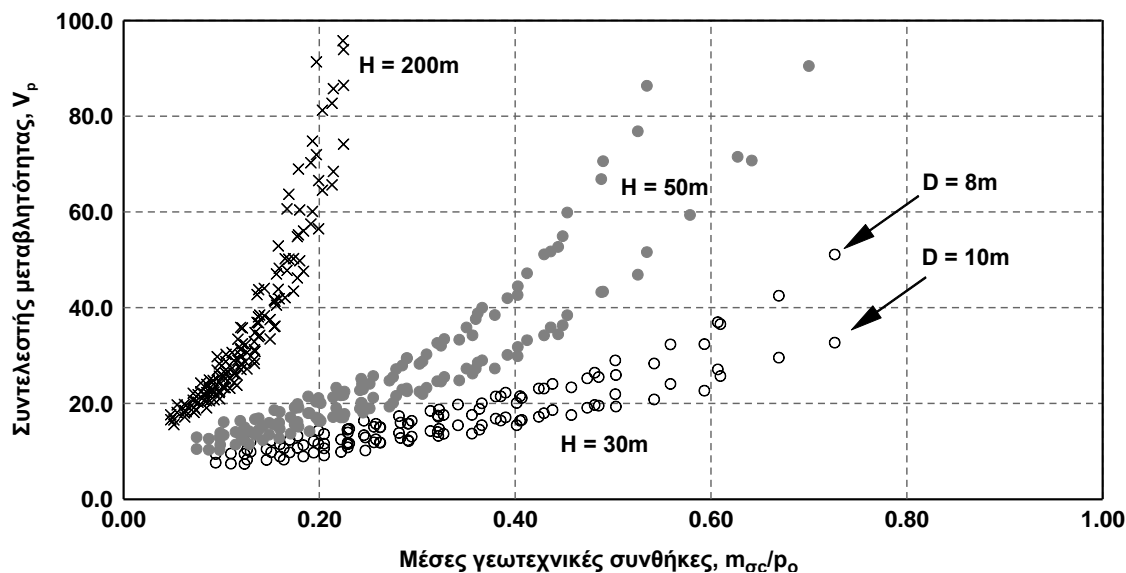
Η κατανομή του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων V_p ως προς τις μέσες γεωτεχνικές συνθήκες όπως αυτές εκφράζονται από το λόγο m_{σ_c}/p_0 δεν παρουσιάζει κάποια σαφή μονοτονική τάση αύξησης ή μείωσης. Η κατανομή των σημείων είναι ακτινική, με κάθε «ακτίνα» να αντιστοιχεί σε ένα συγκεκριμένο ύψος υπερκειμένων.



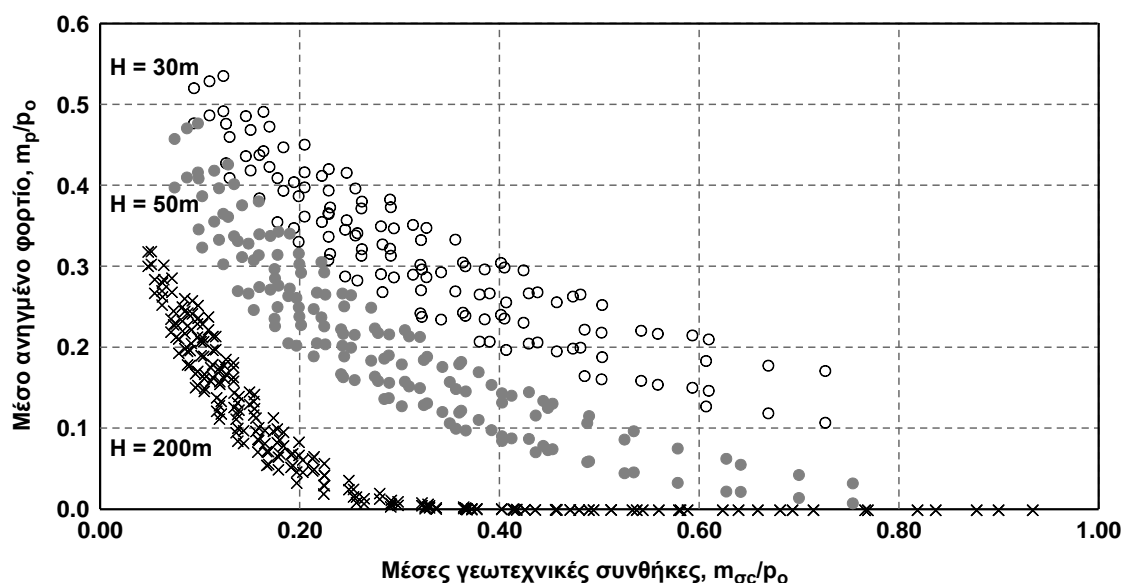
Σχήμα 7.10 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς το λόγο m_{σ_c}/p_0 με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις της κατανομής του GSI (Κανονική και ομοιόμορφη κατανομή).

Το φαινόμενο αυτό γίνεται πιο κατανοητό στο παρακάτω σχήμα, στο οποίο απεικονίζονται τα σημεία μόνο για τρεις τιμές του ύψους υπερκειμένων. Πλέον, είναι φανερό ότι η βελτίωση των μέσων γεωτεχνικών συνθηκών και η αύξηση του ύψους των υπερκειμένων οδηγούν σε αύξηση της μεταβλητότητας των φορτίων. Η αύξηση αυτή και στις δύο περιπτώσεις συνδέεται κυρίως με τη

μείωση της μέσης τιμής των φορτίων. Όπως έχει αναλυθεί στην παράγραφο 4.7 και φαίνεται στο Σχήμα 7.12, η βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε μείωση του φορτίου και αντίστοιχα η αύξηση του ύψους υπερκειμένων οδηγεί σε σημαντική μείωση των φορτίων εξαιτίας του μηχανισμού του «σιλό» που υιοθετείται για τους υπολογισμούς.

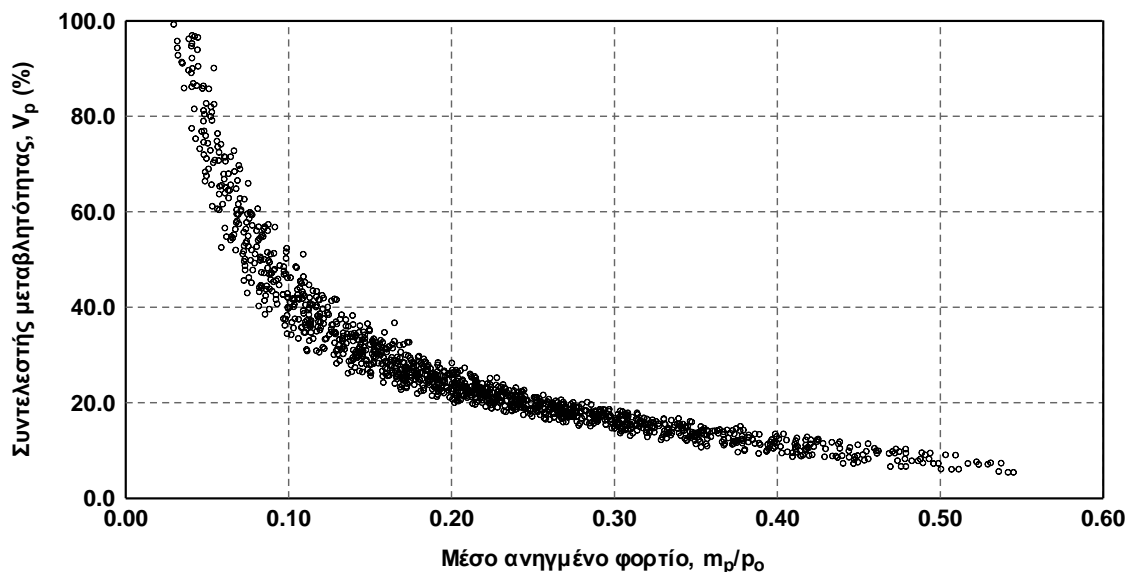


Σχήμα 7.11 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς το λόγο m_{sc}/ρ_o με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi για τρεις τιμές του ύψους υπερκειμένων, $H=30\text{m}$, 50m , 100m (GSI: Κανονική κατανομή).



Σχήμα 7.12 Μέση τιμή ανηγμένου φορτίου (m_p/ρ_o) ως προς το λόγο m_{sc}/ρ_o με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi για τρεις τιμές του ύψους υπερκειμένων, $H=30\text{m}$, 50m , 100m (GSI: Κανονική κατανομή).

Συνδυαστικά, η μεταβλητότητα των φορτίων ως προς την μέση τιμή των φορτίων παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα, όπου είναι εμφανές ότι οι μεγάλες τιμές της μεταβλητότητας παρουσιάζονται για τις μικρές τιμές των φορτίων. Επισημαίνεται ότι οι πολύ μεγάλες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας κρίνονται μη ρεαλιστικές, καθώς προέρχονται κυρίως από μεγάλα βάθη όπου δεν συνιστάται η χρήση της μεθόδου. Τελικά ως αντιπροσωπευτικό εύρος τιμών του συντελεστή μεταβλητότητας V_p με βάση τη συγκεκριμένη μέθοδο επιλέγεται 10% - 60%.

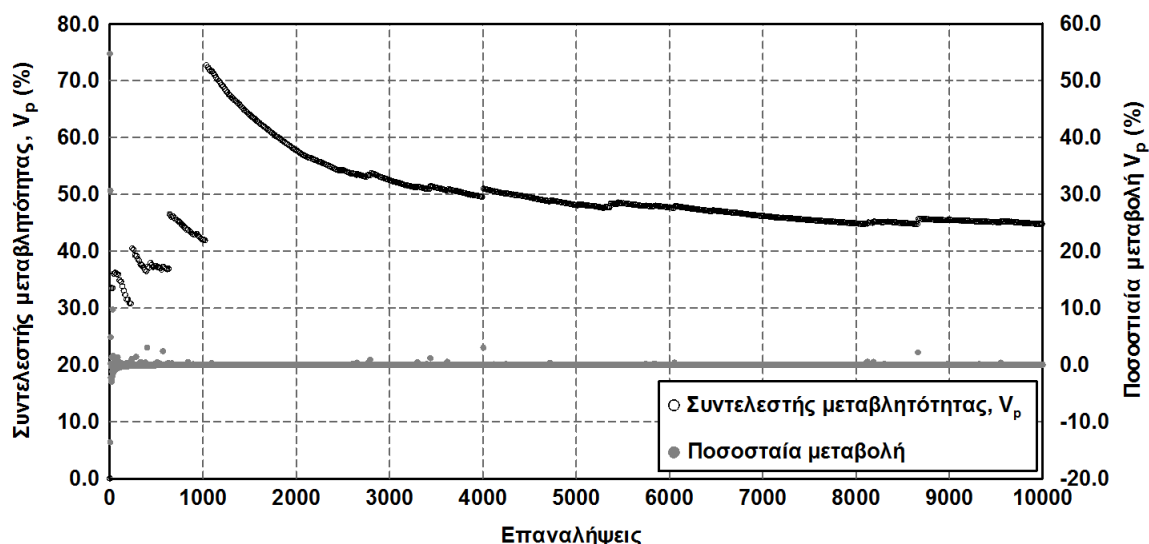


Σχήμα 7.13 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή του ανηγμένου φορτίου (m_p/ρ_o) με βάση την αναλυτική μέθοδο Terzaghi (GSI: Κανονική κατανομή).

7.1.2.2.5 Μέθοδος Protodyakonov

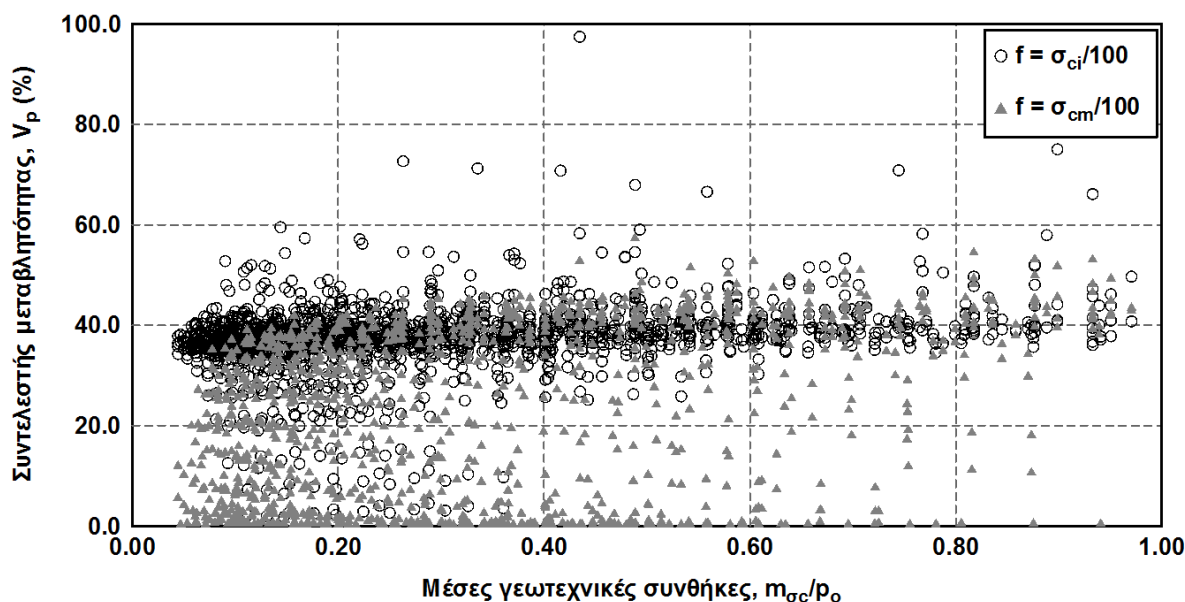
Στη αναλυτική μέθοδο Protodyakonov το κατακόρυφο φορτίο υπολογίζεται από το βάρος ενός φορτίζοντος στερεού παραβολικού σχήματος, το ύψος του οποίου εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της βραχώμαζας. Με βάση όσα έχουν αναφερθεί στην παράγραφο 0, από τη διατύπωση της μεθοδολογίας δεν είναι σαφές αν ο εμπειρικός συντελεστής f υπολογίζεται με βάση την αντοχή του άρρηκτου βράχου σ_{ci} ή την αντοχή της βραχώμαζας σ_{cm} . Επομένως, στους υπολογισμούς που ακολουθούν υιοθετούνται και οι δύο προσεγγίσεις και τελικά συναξιολογούνται τα αποτελέσματα.

Από τις αναλύσεις προέκυψε ότι στην περίπτωση που ο συντελεστής f υπολογίζεται από την αντοχή του άρρηκτου βράχου οι τιμές των φορτίων που προκύπτουν είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες ως προς την τιμή που λαμβάνει το σ_{ci} , καθώς αυτή καθορίζει το ύψος του φορτίζοντος στερεού. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα σε ορισμένες περιπτώσεις που κατά την επαναληπτική προσομοίωση του σ_{ci} παράγεται κάποιος πολύ μικρός τυχαίος αριθμός, άρα πολύ μικρή τιμή του σ_{ci} , να προκύπτει αναλογικά πολύ μεγάλο ύψος φορτίζοντος στερεού και τελικά πολύ μεγάλη τιμή του φορτίου δημιουργώντας σημαντική αριθμητική αστάθεια. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος επιλέχθηκε πλήθος επαναλήψεων ίσο με 10000, το οποίο αποδείχθηκε επαρκές για κάθε περίπτωση. Στο Σχήμα 7.14 παρουσιάζεται μία ενδεικτική ανάλυση στην οποία αν και παρουσιάστηκε το συγκεκριμένο πρόβλημα τρεις φορές ο συνολικός αριθμός των επαναλήψεων είναι επαρκής έτσι ώστε τα αποτελέσματα να συγκλίνουν με πολύ μικρό σφάλμα.



Σχήμα 7.14 Μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας και της ποσοστιαίας μεταβολής αυτού μεταξύ δύο διαδοχικών επαναλήψεων ως προς τον αριθμό των επαναλήψεων ($H=70m$, GSI : Κανονική κατανομή, $m_{GSI}=70$, $m_{\sigma_{ci}}=30MPa$, $m_{mi}=10$, $f=\sigma_{ci}/100$). Σύγκλιση της διαδικασίας επαναληπτικής προσομοίωσης για μία ενδεικτική ανάλυση με την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov.

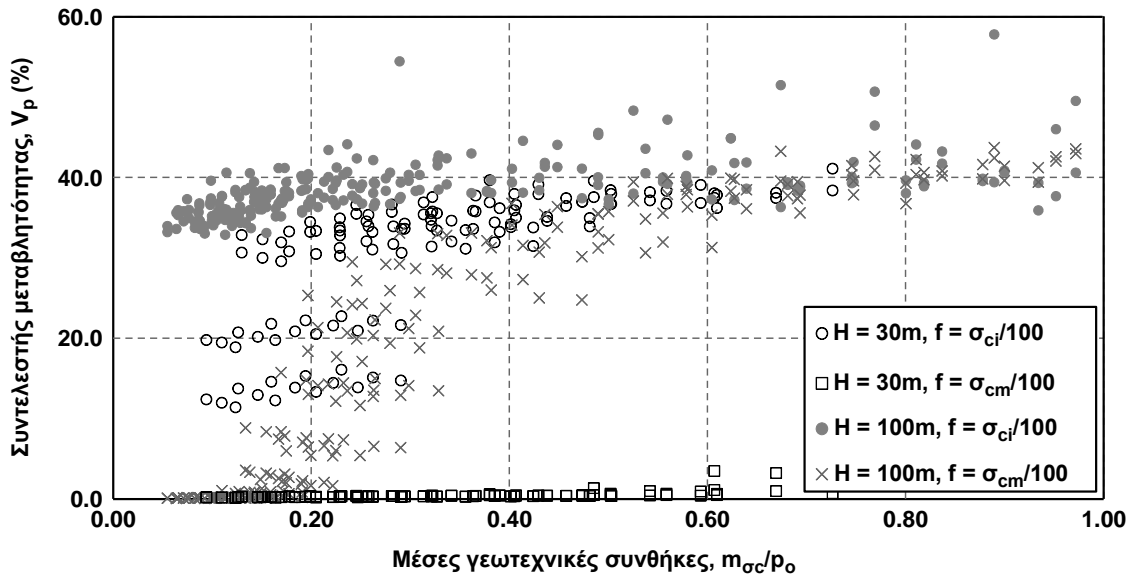
Όσον αφορά στην κατανομή και στην τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων παρατηρούνται σημαντικές διαφορές ανάλογα με τον τρόπο υπολογισμού του συντελεστή f . Στην περίπτωση που υπολογίζεται ως κλάσμα του σ_{ci} παρατηρείται μία πολύ μεγάλη συγκέντρωση των τιμών περί το 40%, για τιμές του λόγου $m_{\sigma_{ci}}/\rho_0$ υπάρχει ένα νέφος σημείων μεταξύ 0 και 0.40 και λίγες μόνο τιμές είναι μεγαλύτερες από 0.50 (Σχήμα 7.15).



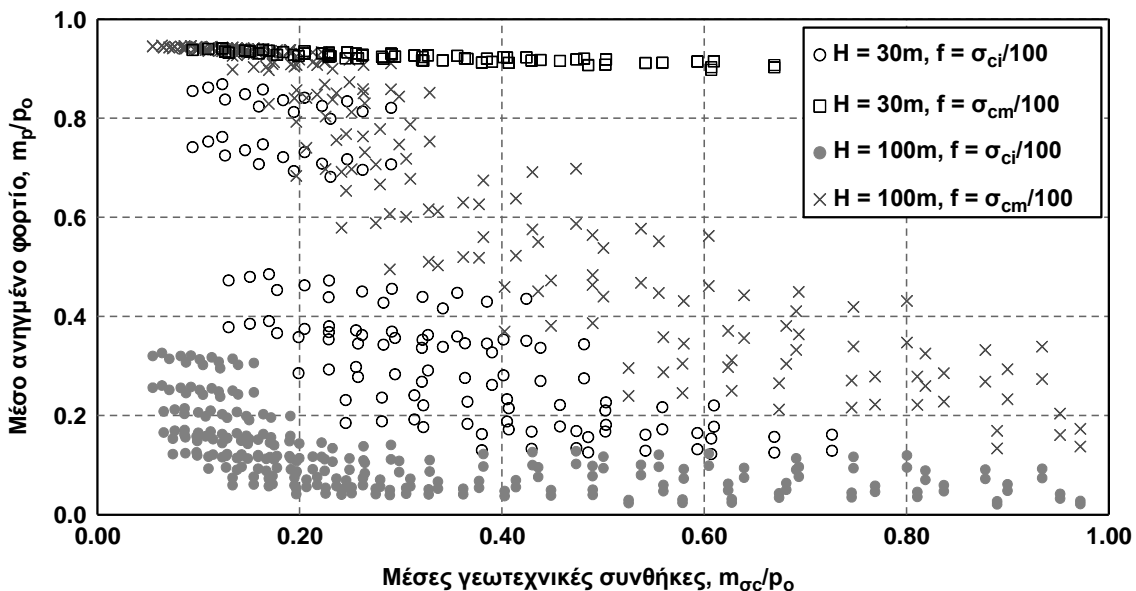
Σχήμα 7.15 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς το λόγο $m_{\sigma_{ci}}/\rho_0$ με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις της κατανομής του GSI (GSI : κανονική κατανομή).

Αντίθετα, στην περίπτωση υπολογισμού του συντελεστή f από την αντοχή σ_{cm} οι περισσότερες τιμές κείνται πολύ κοντά στο μηδέν. Αυτό συμβαίνει διότι οι τιμές της αντοχής της βραχώμαζας σ_{cm} είναι πολύ μικρές, με αποτέλεσμα να προκύπτει μεγάλο ύψος φορτιζοντος στερεού, το οποίο για μικρά βάθη διάνοιξης είναι ίσο με το ύψος υπερκειμένων. Το φορτίο, δηλαδή, είναι πρακτικά σταθερό και ίσο με τη γεωστατική πίεση έχοντας αμελητέα μεταβλητότητα.

Το φαινόμενο αυτό φαίνεται καθαρά στα παρακάτω σχήματα. Όταν $f=f(\sigma_{cm})$ και για μικρό ύψος υπερκειμένων, $H=30m$, η μέση τιμή του φορτίου είναι πρακτικά σταθερή και η μεταβλητότητα σχεδόν μηδενική. Αύξηση του ύψους των υπερκειμένων οδηγεί σε σταδιακή μείωση της μέσης τιμής και αύξηση της μεταβλητότητας όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Στην περίπτωση όπου $f=f(\sigma_{ci})$ και για τη μικρή τιμή του ύψους παρατηρούνται αντίθετα μεταβαλλόμενες κατανομές μέσης τιμής και μεταβλητότητας, ενώ για $H=100m$ ο συντελεστής μεταβλητότητας έχει πλέον σταθεροποιηθεί περί την τιμή 40%.



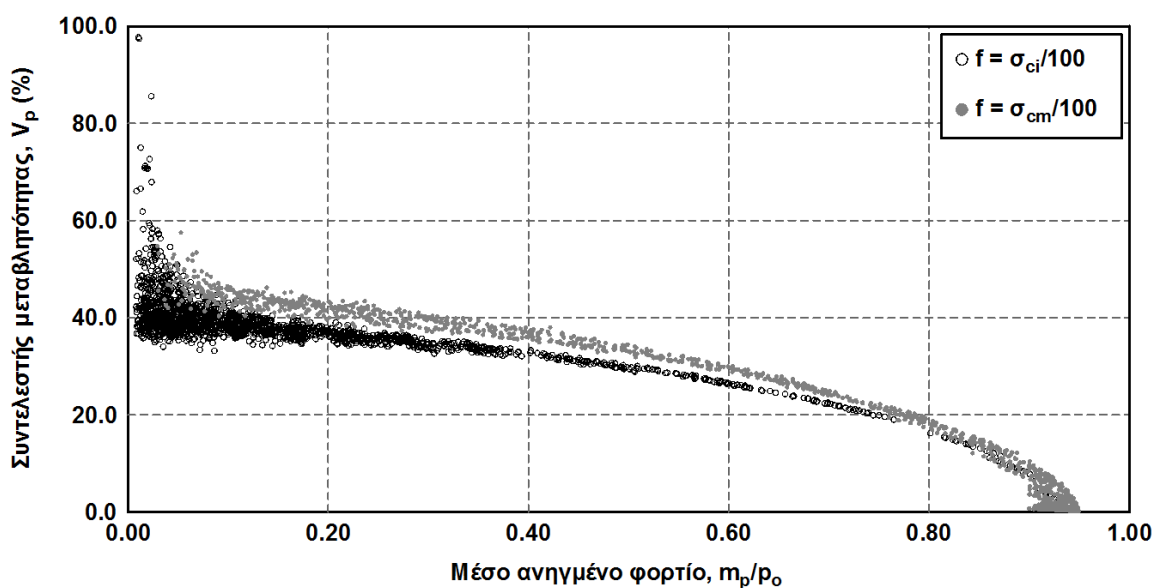
Σχήμα 7.16 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς το λόγο m_{sc}/r_0 με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov για δύο τιμές του ύψους υπερκειμένων, $H=30m, 100m$ (GSI: Κανονική κατανομή).



Σχήμα 7.17 Μέση τιμή ανηγμένου φορτίου (m_p/r_0) ως προς το λόγο m_{sc}/r_0 με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov για δύο τιμές του ύψους υπερκειμένων, $H=30m, 100m$ (GSI: Κανονική κατανομή).

Στο Σχήμα 7.18 παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας ως προς τη μέση τιμή του φορτίου, όπου επιβεβαιώνεται ότι γενικά η τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας του φορτίου είναι αντιστρόφως ανάλογη προς τη μέση τιμή αυτού. Επίσης είναι φανερό η σαφώς μεγαλύτερη

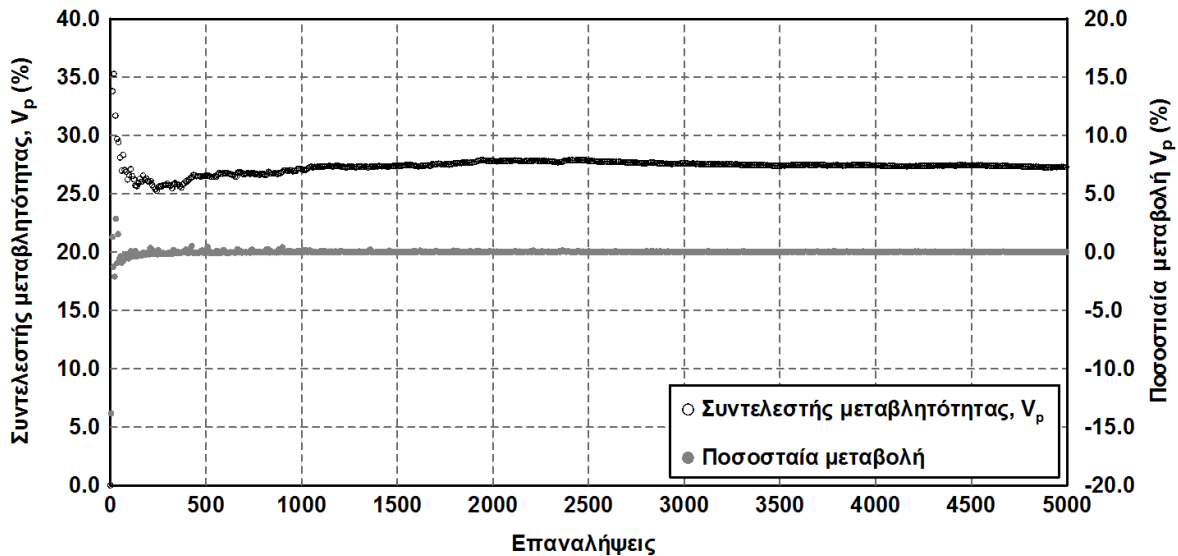
συγκέντρωση σημείων στη δεξιά πλευρά των καμπυλών (μεγάλη μέση τιμή - μικρή μεταβλητότητας) για την περίπτωση, όπου ο εμπειρικός συντελεστής f υπολογίζεται από την αντοχή της βραχόμαζας σ_{cm} .



Σχήμα 7.18 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή του ανηγμένου φορτίου (m_p/ρ_o) με βάση την αναλυτική μέθοδο Protodyakonov (GSI: Κανονική κατανομή).

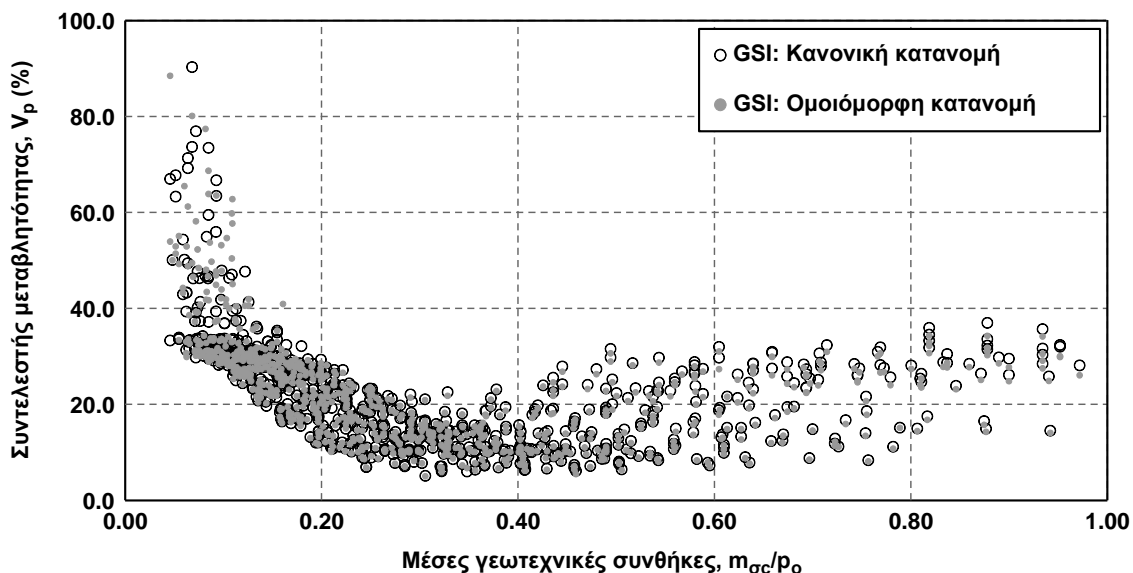
7.1.2.2.6 Μέθοδος σύγκλισης - αποτόνωσης

Η μέθοδος σύγκλισης αποτόνωσης αποτελεί, ίσως, αξιόπιστη προσέγγιση ειδικά για σήραγγες μεγάλου βάθους, όπου οι γεωτεχνικές συνθήκες προσεγγίζουν τις παραδοχές της μεθόδου, καθώς δεν υπάρχει αλληλεπίδραση με την επιφάνεια του εδάφους. Για τη συγκεκριμένη μέθοδο επιλέχθηκε να πραγματοποιηθούν 5000 επαναλήψεις στην επαναληπτική προσομοίωση Monte Carlo για κάθε συνδυασμό γεωμετρικών και γεωτεχνικών παραμέτρων, πλήθος το οποίο αποδείχτηκε επαρκές για την ικανοποιητική σύγκλιση των αποτελεσμάτων. Χαρακτηριστικό παράδειγμα της διαδικασίας σύγκλισης παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα. Επισημαίνεται ότι οι μόνες περιπτώσεις στις οποίες παρατηρήθηκε μικρή αριθμητική αστάθεια είναι στους συνδυασμούς που αντιστοιχούν σε πολύ δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες, εξαιτίας του μεγάλου ρυθμού μεταβολής της καμπύλης Chern ως προς το συντελεστή υπερφόρτισης, γεγονός το οποίο οδηγεί σε μεγάλη μεταβολή της αποτόνωσης και κατ' επέκταση των φορτίων για μικρή μεταβολή των γεωτεχνικών παραμέτρων.



Σχήμα 7.19 Μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας και της ποσοστιαίας μεταβολής αυτού μεταξύ δύο διαδοχικών επαναλήψεων ως προς τον αριθμό των επαναλήψεων ($H=150m$, GSI : Κανονική κατανομή, $m_{GSI}=60$, $m_{\sigma c}=15MPa$, $m_{mi}=10$). Σύγκλιση της διαδικασίας επαναληπτικής προσομοίωσης για μία ενδεικτική ανάλυση με τη μέθοδο των καμπυλών σύγκλισης αποτόνωσης.

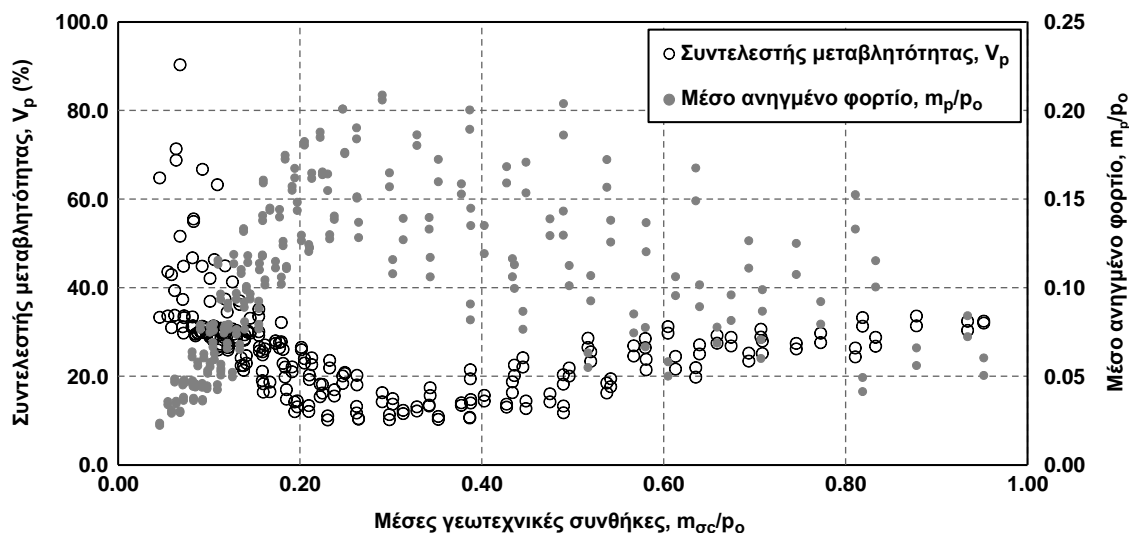
Με βάση τη μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας ως προς το λόγο $m_{\sigma c}/\rho_0$, η οποία παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.20 προκύπτει ότι οι διαφορές μεταξύ των δύο θεωρήσεων για την κατανομή του GSI είναι αμελητέες. Η τιμή της μεταβλητότητας για πολύ μικρές τιμές του λόγου $m_{\sigma c}/\rho_0$ λαμβάνει πολύ υψηλές τιμές, στη συνέχεια σταδιακά μειώνεται μέχρι τις τιμές $m_{\sigma c}/\rho_0=0.30-0.40$ και στη συνέχεια αυξάνεται σταδιακά μέχρι την τιμή $V_p=30\%$. Οι δύο αυτοί κλάδοι αναπτύσσονται λόγω της ταυτόχρονης επίδρασης των μέγιστων μετατοπίσεων που δύναται να αναπτύξει η διατομή, από την παρεμπόδιση των οποίων προκύπτει η φόρτιση της διατομής και της αποτόνωσης του γεωλικού.



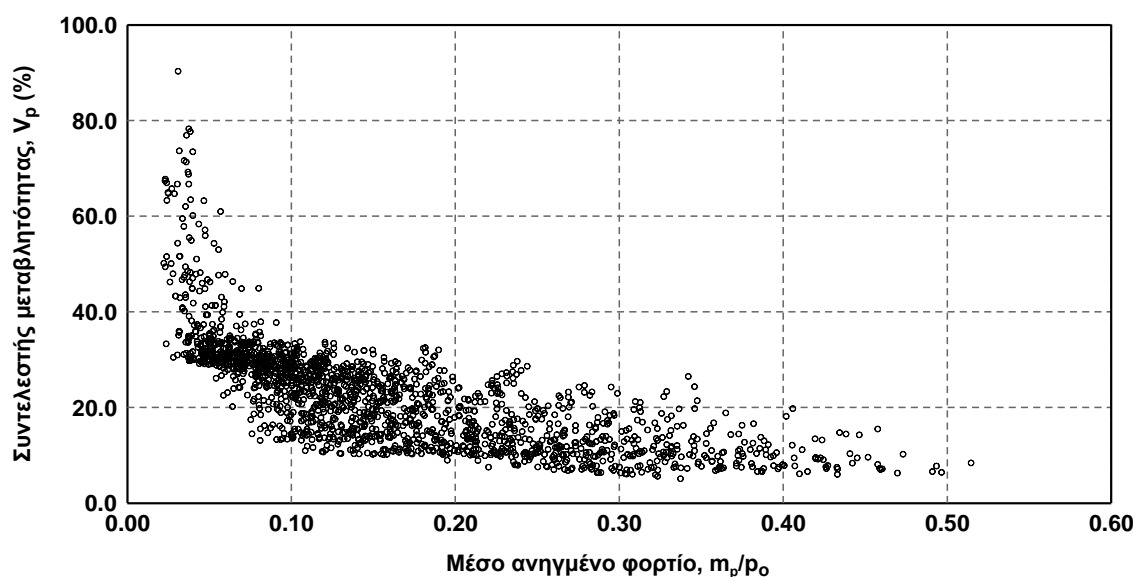
Σχήμα 7.20 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς το λόγο $m_{\sigma c}/\rho_0$ με βάση τη μέθοδο σύγκλισης - αποτόνωσης για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις της κατανομής του GSI (Κανονική και ομοιόμορφη κατανομή).

Πιο συγκεκριμένα, για πολύ δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες αν και στη διατομή υπάρχει η προδιάθεση για την ανάπτυξη σημαντικών φορτίων, η αποτόνωση του γεωλικού, όπως προκύπτει από τη μέθοδο Chern, είναι ιδιαίτερα μεγάλη με αποτέλεσμα η τελική τιμή των φορτίων να είναι μικρή, όπως φαίνεται

στο Σχήμα 7.21 (μικρή μέση τιμή του φορτίου) με αντίστοιχη πολύ μεγάλη μεταβλητότητα. Η βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε σταδιακή αύξηση της μέσης τιμής του φορτίου και μείωση της μεταβλητότητας. Στο τμήμα $m_{sc}/p_0=0.25-0.40$ οι δύο κατανομές παρουσιάζουν τοπικά ακρότατα και στη συνέχεια μεταβάλλονται με τρόπο αντίθετο από πριν.



Σχήμα 7.21 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) και μέση τιμή ανηγμένου φορτίου (m_p/p_0) ως προς το λόγο m_{sc}/p_0 για ύψος υπερκειμένων $H=150m$ με βάση τη μέθοδο σύγκλισης - αποτόνωσης (GSI: Κανονική κατανομή).

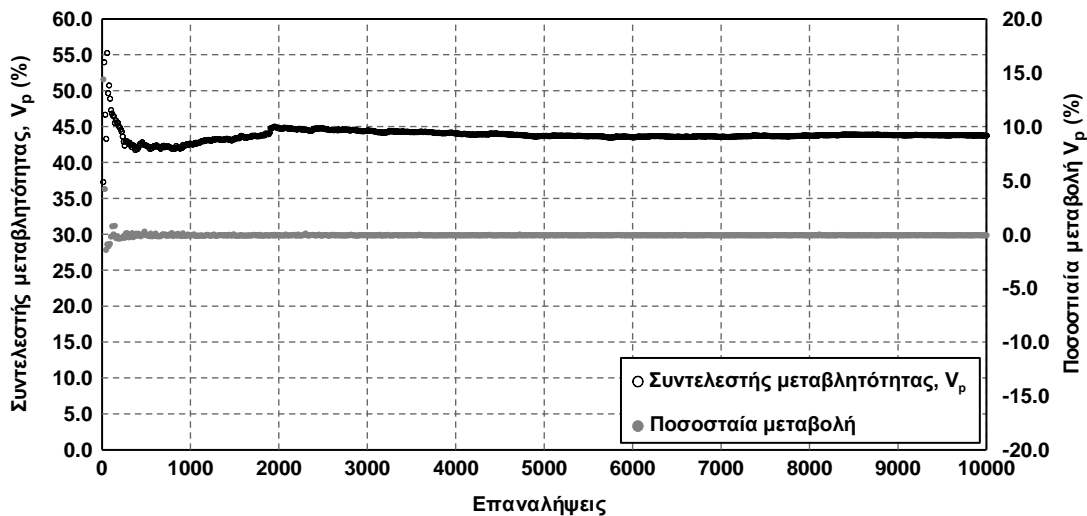


Σχήμα 7.22 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή ανηγμένου φορτίου (m_p/p_0) με βάση τη μέθοδο σύγκλισης - αποτόνωσης (GSI: Κανονική κατανομή).

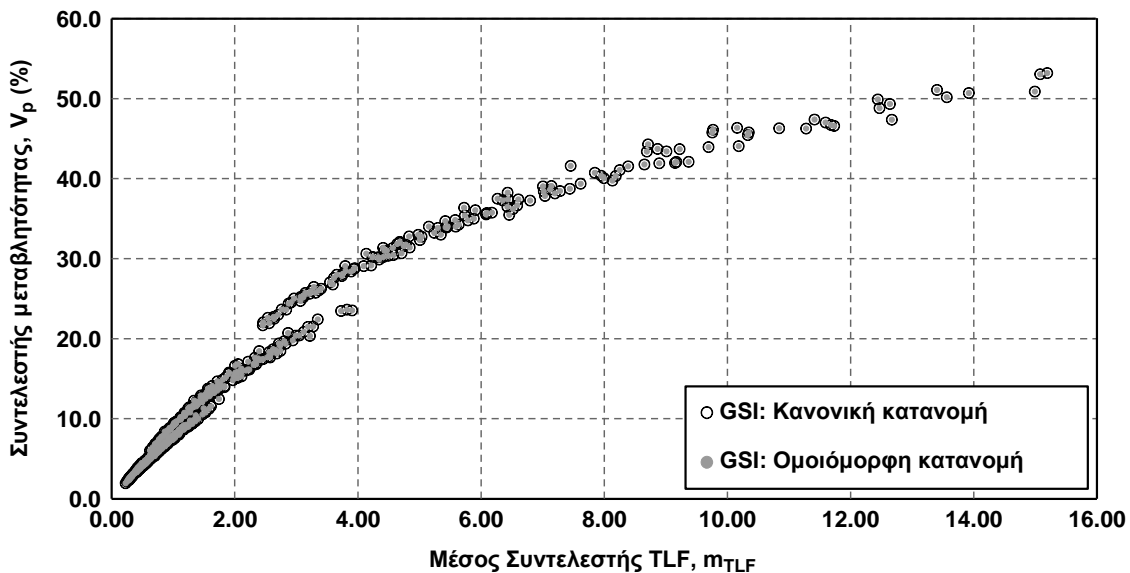
Απεικονίζοντας την τιμή του συντελεστή V_p ως προς τον όρο m_p/p_0 γίνεται αντιληπτό ότι και στην περίπτωση της μεθόδου σύγκλισης - αποτόνωσης ο συντελεστής μεταβλητότητας μειώνεται, σχεδόν εκθετικά, όσο αυξάνεται η μέση τιμή των φορτίων. Θεωρώντας τις ιδιαίτερα μεγάλες τιμές του V_p ως μη ρεαλιστικές και εν μέρει αποτέλεσμα πιθανής αριθμητικής αστάθειας ως αντιπροσωπευτικό εύρος μεταβλητότητας για τη συγκεκριμένη μέθοδο επιλέγεται $V_p=10\%-40\%$.

7.1.2.2.7 Μέθοδος συντελεστή TLF

Στη συγκεκριμένη παράγραφο εκτιμάται η μεταβλητότητα των φορτίων με βάση τη μέθοδο του συντελεστή TLF που έχει αναπτυχθεί στο πλαίσιο της διατριβής και περιγράφεται στην παράγραφο 4.6.11. Ως χαρακτηριστική τιμή φορτίου θεωρήθηκε το μέσο φορτίο περί τη διατομή, καθώς η σχέση υπολογισμού που προτείνεται στην Εξ. (4-3) είναι ενιαία για όλες τις τιμές του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K . Για τη συγκεκριμένη μέθοδο επιλέχθηκε να πραγματοποιηθούν 10000 επαναλήψεις στην προσομοίωση Monte Carlo για κάθε συνδυασμό γεωμετρικών και γεωτεχνικών παραμέτρων, πλήθος το οποίο αποδείχτηκε επαρκές για τη σύγκλιση των αποτελεσμάτων. Χαρακτηριστικό παράδειγμα της διαδικασίας σύγκλισης παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.23.



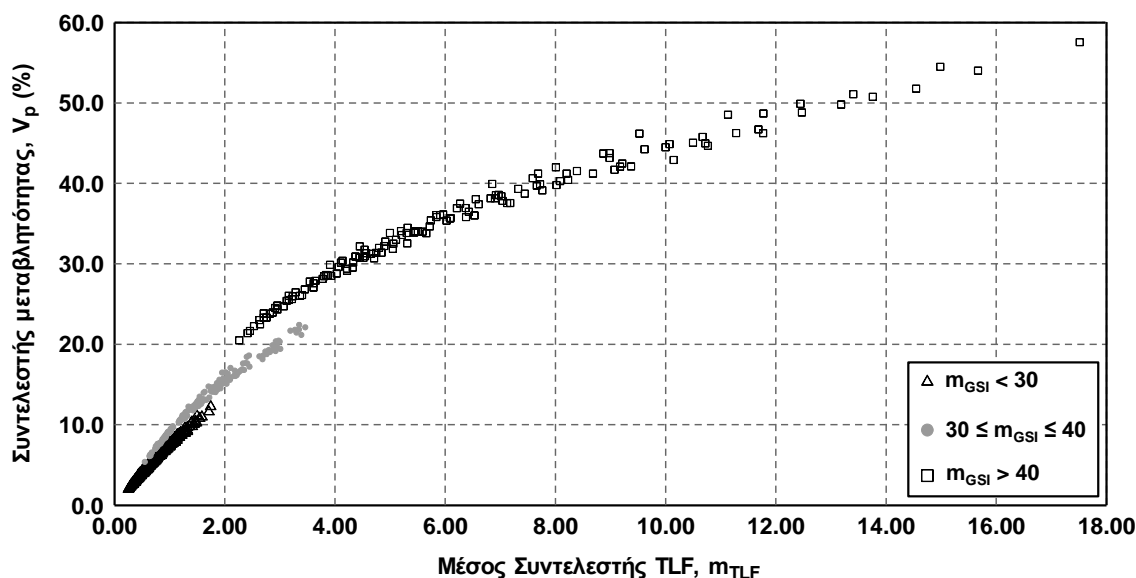
Σχήμα 7.23 Μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας και της ποσοστιαίας μεταβολής αυτού μεταξύ δύο διαδοχικών επαναλήψεων ως προς τον αριθμό των επαναλήψεων ($H=150\text{m}$, GSI : Κανονική κατανομή, $m_{GSI}=60$, $m_{\sigma_{ci}}=30\text{MPa}$, $m_{mi}=10$). Σύγκλιση της διαδικασίας επαναληπτικής προσομοίωσης για μία ενδεικτική ανάλυση με τη μέθοδο του συντελεστή TLF.



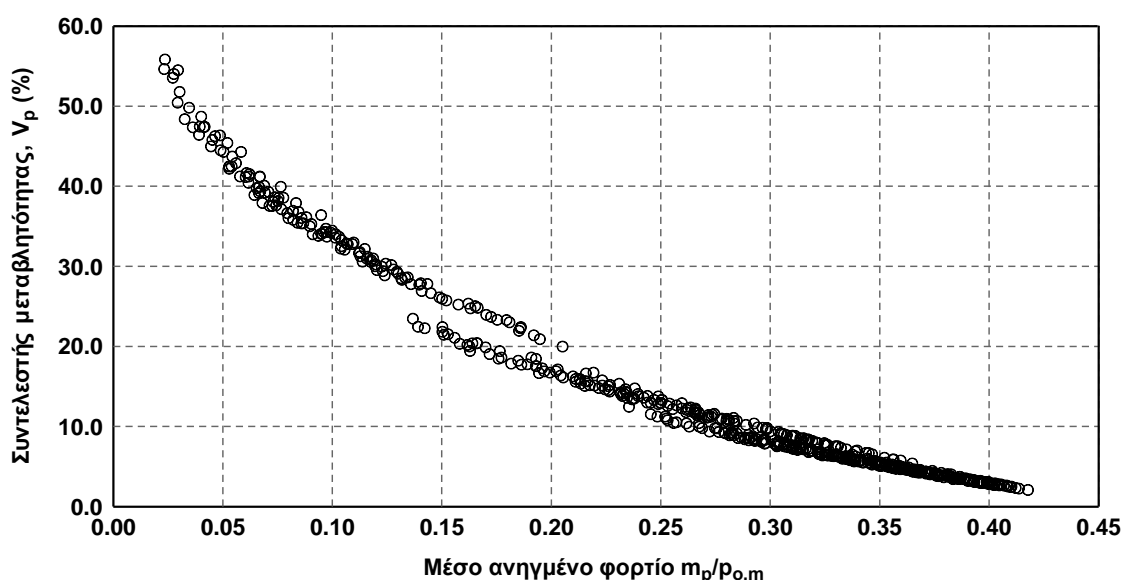
Σχήμα 7.24 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή m_{TLF} για τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις της κατανομής του GSI (Κανονική και ομοιόμορφη κατανομή).

Στο Σχήμα 7.24 απεικονίζεται η μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων V_p ως προς τη μέση τιμή του συντελεστή TLF, m_{TLF} (η τιμή m_{TLF} υπολογίζεται από τις μέσες τιμές των παραμέτρων

GSI, σ_{ci} , m_i και τις τιμές των ντετερμινιστικών παραμέτρων). Είναι εμφανές ότι η αύξηση της τιμής του συντελεστή m_{TLF} οδηγεί σε αύξηση της τιμής του συντελεστή μεταβλητότητας και ότι οι διαφορές που προκύπτουν μεταξύ θεώρησης κανονικής και ομοιόμορφης κατανομής για το GSI είναι αμελητέες. Επίσης, τα σημεία φαίνεται να χωρίζονται σε τρεις ενότητες, στις κοινές περιοχές των οποίων παρατηρείται απότομη μεταβολή της μεταβλητότητας. Υπενθυμίζεται ότι η ποσοτικοποίηση της αβεβαιότητας της παραμέτρου GSI (βλ. §7.1.2.1.1) έχει γίνει με αντιστοίχιση συγκεκριμένου εύρους διακύμανσης το οποίο είναι ± 5 για $m_{GSI} < 30$, ± 7 για $30 \leq m_{GSI} \leq 40$ και ± 10 για $m_{GSI} > 40$. Απεικονίζοντας, λοιπόν, με διαφορετικό σύμβολο τις τιμές που αντιστοιχούν στα διαφορετικά αυτά διαστήματα γίνεται εμφανές, ότι οι τρεις ενότητες αντιστοιχούν στις τρεις διαφορετικές τιμές εύρους διακύμανσης GSI.



Σχήμα 7.25 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή m_{TLF} για διαφορετικά εύρη των τιμών m_{GSI} (GSI: Κανονική κατανομή).



Σχήμα 7.26 Συντελεστής μεταβλητότητας (V_p) ως προς τη μέση τιμή ανηγμένου φορτίου ($m_p/r_{o,m}$) με βάση τη μέθοδο του συντελεστή TLF (GSI: Κανονική κατανομή).

Απεικονίζοντας την τιμή του συντελεστή V_p ως προς τον όρο $m_p/r_{o,m}$ γίνεται αντιληπτό ότι, σε συμφωνία με τις παρατηρήσεις από τις προηγούμενες μεθόδους, και στην περίπτωση της μεθόδου του

συντελεστή TLF ο συντελεστής μεταβλητότητας μειώνεται, σχεδόν εκθετικά, όσο αυξάνεται η ανηγμένη μέση τιμή των φορτίων. Τελικά, ως αντιπροσωπευτικό εύρος μεταβλητότητας για τη συγκεκριμένη μέθοδο επιλέγεται $V_p=5\%-50\%$.

7.1.2.3 Υπολογισμός μεταβλητότητας των φορτίων μέσω τριδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων και της μεθόδου σημειακής εκτίμησης (Point Estimation Method)

Η μέθοδος της σημειακής εκτίμησης (Point Estimation Method) παρουσιάστηκε αρχικά από τον Rosenbluth (1975) επεκτάθηκε από τον ίδιο (1981) και στη συνέχεια έχουν προταθεί σημαντικές διαφοροποιήσεις και επεκτάσεις. Η μέθοδος αποσκοπεί στη μείωση του υπολογιστικού χρόνου, καθώς «αντικαθιστά» την κατανομή των «μεταβλητών εισόδου» με δύο σημεία και στη συνέχεια τα πιθανοτικά χαρακτηριστικά των «μεταβλητών εξόδου» υπολογίζονται με την επίλυση ενός συστήματος. Ο υπολογισμός των κεντρικών ροπών των «μεταβλητών εξόδου» μέσω της μεθόδου σημειακής εκτίμησης παρέχει ικανοποιητική αξιοπιστία, ειδικά στην περίπτωση απλών προβλημάτων, τα οποία δεν περιέχουν έντονη μη-γραμμικότητα στις εξισώσεις τους και ασυμμετρία στις μεταβλητές τους (βλ. Φορτσάκης et al., 2010c). Στο πλαίσιο της διδακτορικής διατριβής χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τριδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις για την εκτίμηση της μεταβλητότητας των φορτίων. Όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 7.1.2.1.4, στην προσέγγιση αυτή επιλέχθηκε να μελετηθεί η επίδραση της θεώρησης του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K ως στοχαστική μεταβλητή, καθώς επηρεάζει τόσο την τιμή όσο και την κατανομή των φορτίων. Εξαιτίας του μεγάλου υπολογιστικού χρόνου των τριδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων μελετήθηκαν τέσσερις συνδυασμοί γεωμετρικών και γεωτεχνικών παραμέτρων, οι οποίοι παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 7.4 Παράμετροι στοχαστικών αναλύσεων για τον υπολογισμό της μεταβλητότητας των φορτίων (Μέθοδος σημειακής εκτίμησης - Τριδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις).

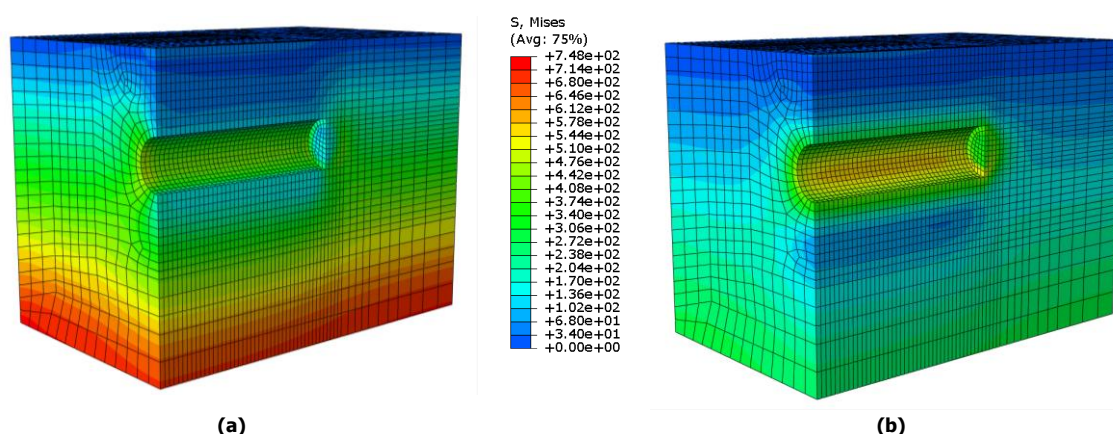
Παράμετροι		Συνδυασμός			
		C1	C2	C3	C4
Ύψος υπερκειμένων, H (m)		20	20	50	50
Διάμετρος διατομής, D (m)		10	10	10	10
Συντελεστής οριζοντίων τάσεων, K		Ομοιόμορφη κατανομή $[0.4, 0.9]$, $m_k=0.65$			
Ειδικό βάρος γεωυλικού, γ (MN/m ³)		0.025	0.025	0.025	0.025
Βαθμονόμηση GSI	m_{GSI}	15	30	15	40
	V_{GSI}	20%	20%	15%	15%
Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη, σ_{ci}	$m_{\sigma_{ci}}$ (MPa)	10	10	8	10
	$V_{\sigma_{ci}}$	25%	25%	25%	25%
Σταθερά γεωυλικού m_i	m_{m_i}	6	6	6	6
	V_{m_i}	16%	16%	16%	16%
Συντελεστής διαταραχής, D		0	0	0	0
Λόγος Poisson βραχώμαζας, ν		0.30	0.30	0.30	0.30
Πάχος εκτοξευόμενου σκυροδέματος d_{shot} (cm)		20	20	20	20
Μέτρο ελαστικότητας εκτοξευόμενου σκυροδέματος, E_{shot} (GPa)		20	20	20	20
Λόγος Poisson εκτοξευόμενου σκυροδέματος, ν_{shot}		0.20	0.20	0.20	0.20
Γεωτεχνικές συνθήκες, m_{σ_c/ρ_0}		0.310	0.628	0.174	0.504

Όπου C1, C2, C3, C4 οι ονομασίες των συνδυασμών γεωμετρικών και γεωτεχνικών παραμέτρων.

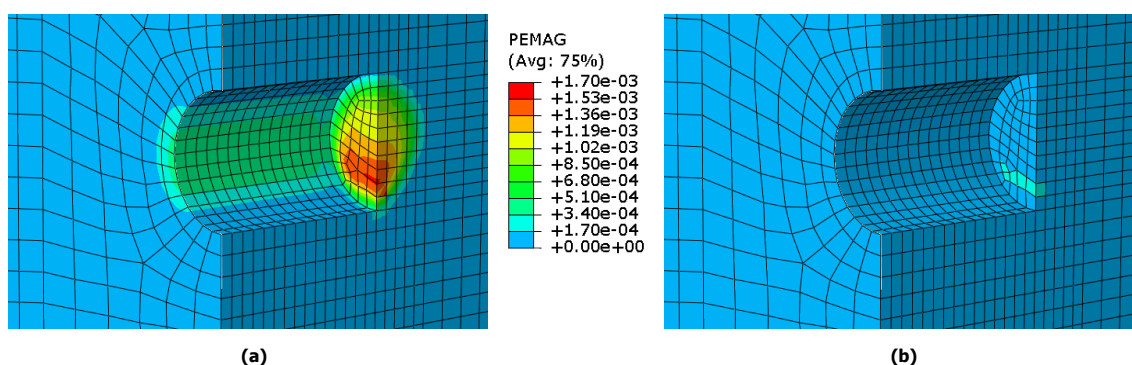
Εφόσον στη Μέθοδο Σημειακής Εκτίμησης κάθε στοχαστική μεταβλητή λαμβάνει δύο τιμές, για κάθε συνδυασμό εκτελέστηκαν $2^4=16$ αριθμητικές αναλύσεις. Οι δύο τιμές των στοχαστικών μεταβλητών θα συμβολίζονται $X^+=m_x+\sigma_x$ και $X^-=m_x-\sigma_x$ (όπου X μία εκ των μεταβλητών K , GSI , σ_{ci} , m_i).

Από την επεξεργασία των τιμών για την ισοδύναμη συνοχή και γωνία τριβής, όπως αυτές προέκυψαν για τους τέσσερις υπό μελέτη συνδυασμούς, προέκυψε ότι οι τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας είναι $V_c = 19.5\%-21.5\%$ και $V_\phi = 7.70\%-11.0\%$. Επομένως, ομοίως με την περίπτωση των εμπειρικών και αναλυτικών μεθόδων η μεταβλητότητα των φορτίων θα ήταν μεγαλύτερη στην περίπτωση που ως πιθανοτικές μεταβλητές θεωρούνταν πρωτογενώς οι παράμετροι του κριτηρίου Mohr-Coulomb.

Αρχικά παρατίθενται χαρακτηριστικές εικόνες από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, στις οποίες είναι φανερή η διαφοροποίηση της συμπεριφοράς του περιβάλλοντος γεωυλικού κατά τη διάνοιξη όταν οι πιθανοτικές παράμετροι κυμαίνονται μέσα στο εύρος μίας τυπικής απόκλισης εκατέρωθεν της μέσης τιμής. Επισημαίνεται ότι η διαφοροποίηση μεταξύ των δύο αναλύσεων δεν έγκειται μόνο στην τιμή, αλλά και στην κατανομή των μεγεθών, εξαιτίας της σημαντικής επίδρασης του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K . Ενδεικτικά στην περίπτωση του συνδυασμού C2 που αντιστοιχεί σε βάθος διάνοιξης $H=2D=20m$ και ευμενείς γεωτεχνικές συνθήκες για την περίπτωση που όλες οι πιθανοτικές παράμετροι λαμβάνουν την τιμή X^+ αναπτύσσονται σημαντικά μικρότερες πλαστικές παραμορφώσεις σε σχέση με την περίπτωση X^- , ενώ οι τάσεις Mises λαμβάνουν μεγαλύτερες τιμές περιμετρικά της σήραγγας εξαιτίας της μεγαλύτερης αντοχής της περιβάλλουσας βραχώμαζας.

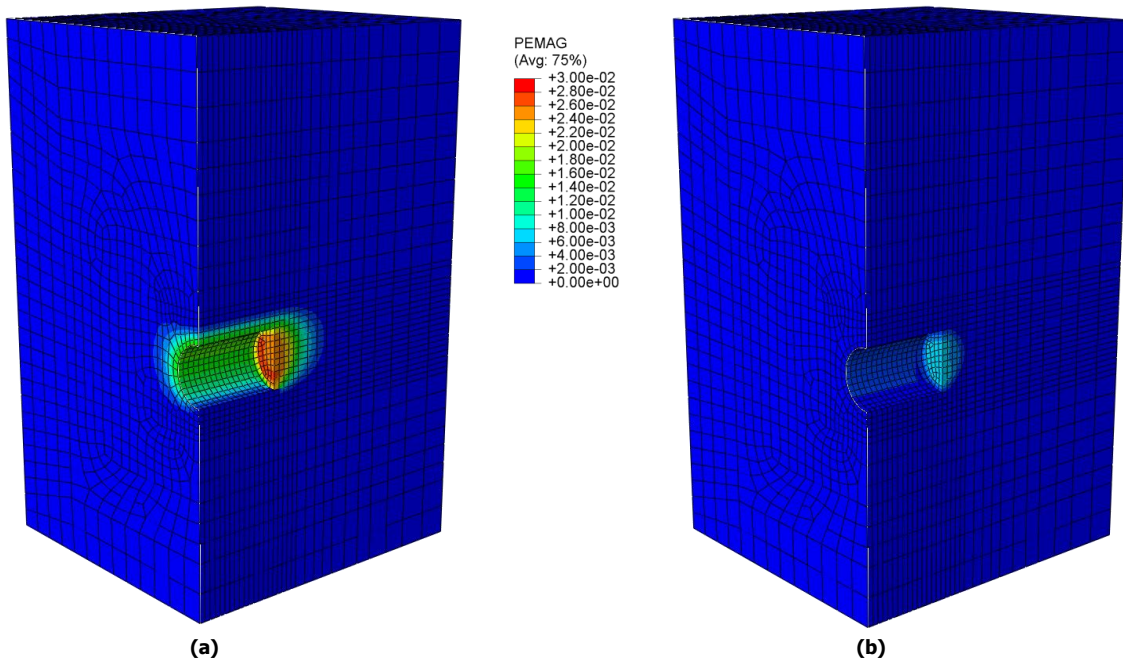


Σχήμα 7.27 Κατανομή τάσεων Mises για το συνδυασμό C2, για τις περιπτώσεις που όλες οι παράμετροι λαμβάνουν (a) την τιμή X^- και (b) την τιμή X^+ .

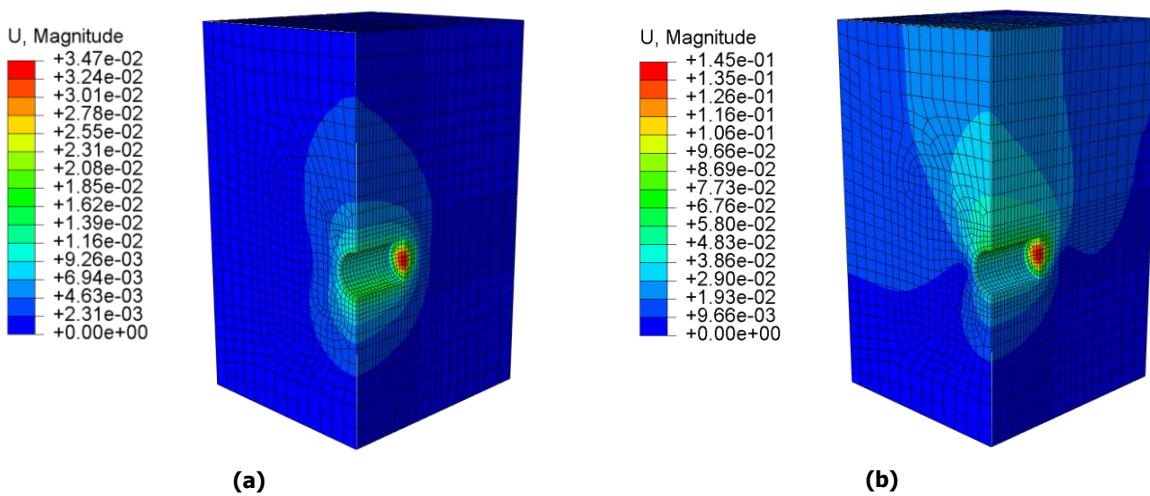


Σχήμα 7.28 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων για το συνδυασμό C2, για τις περιπτώσεις που όλες οι παράμετροι λαμβάνουν (a) την τιμή X^- και (b) την τιμή X^+ (Τομή αριθμητικού προσομοιώματος εγκάρσια στον άξονα της σήραγγας περί τη χαρακτηριστική διατομή).

Για τις αναλύσεις του συνδυασμού C3 που αντιστοιχεί βάθος διάνοιξης $H=5D=50m$ και δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες παρουσιάζονται οι κατανομές πλαστικών παραμορφώσεων και μετατοπίσεων για τις περιπτώσεις όπου όλες οι μεταβλητές λαμβάνουν την τιμή X^- και X^+ αντίστοιχα. Τα αριθμητικά προσομοιώματα έχουν τμηθεί σε επίπεδο εγκάρσια στον άξονα της σήραγγας περί τη χαρακτηριστική διατομή έτσι ώστε να μπορούν να συγκριθούν και οι κατανομές περί τη διατομή. Εκτός από τη διαφορά στις τιμές είναι εμφανής και η διαφορά στη μορφή των κατανομών - ειδικά στην περίπτωση των μετατοπίσεων όπου έχουν χρησιμοποιηθεί διαφορετικά υπομνήματα - καθώς στις περιπτώσεις όπου ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων λαμβάνει την τιμή K^+ και προσεγγίζει τη μονάδα η ανάπτυξη των παραμορφωσιακών μεγεθών τείνει προς κυκλική κατανομή περί τη διατομή.

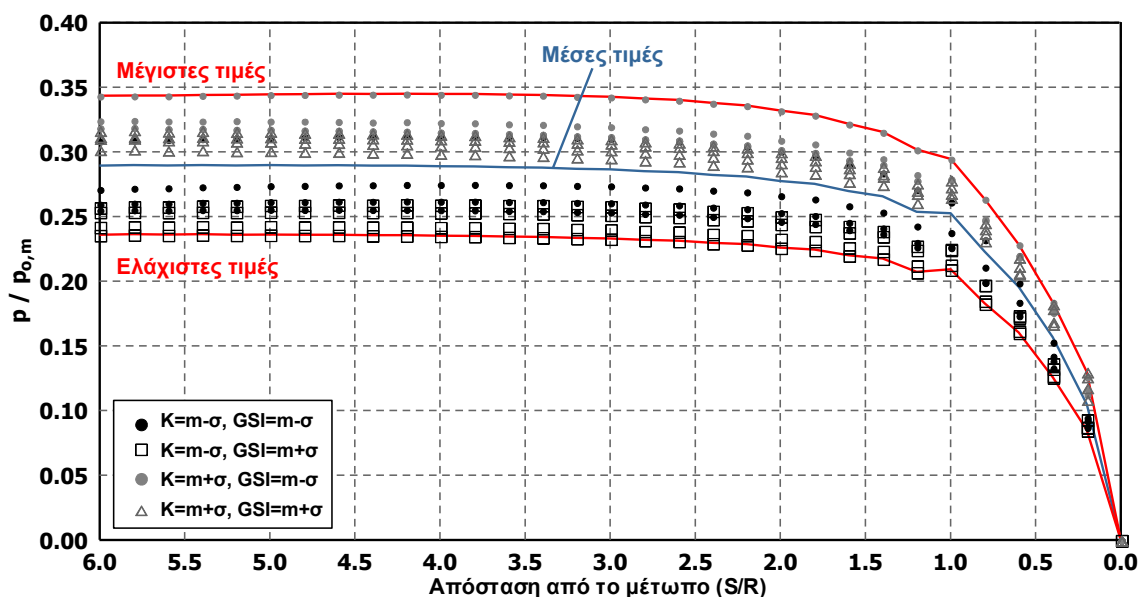


Σχήμα 7.29 Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων για το συνδυασμό C3, για τις περιπτώσεις που όλες οι παράμετροι λαμβάνουν (a) τις τιμές X^- και (b) τις τιμές X^+ (Τομή αριθμητικού προσομοιώματος εγκάρσια στον άξονα της σήραγγας περί τη χαρακτηριστική διατομή).

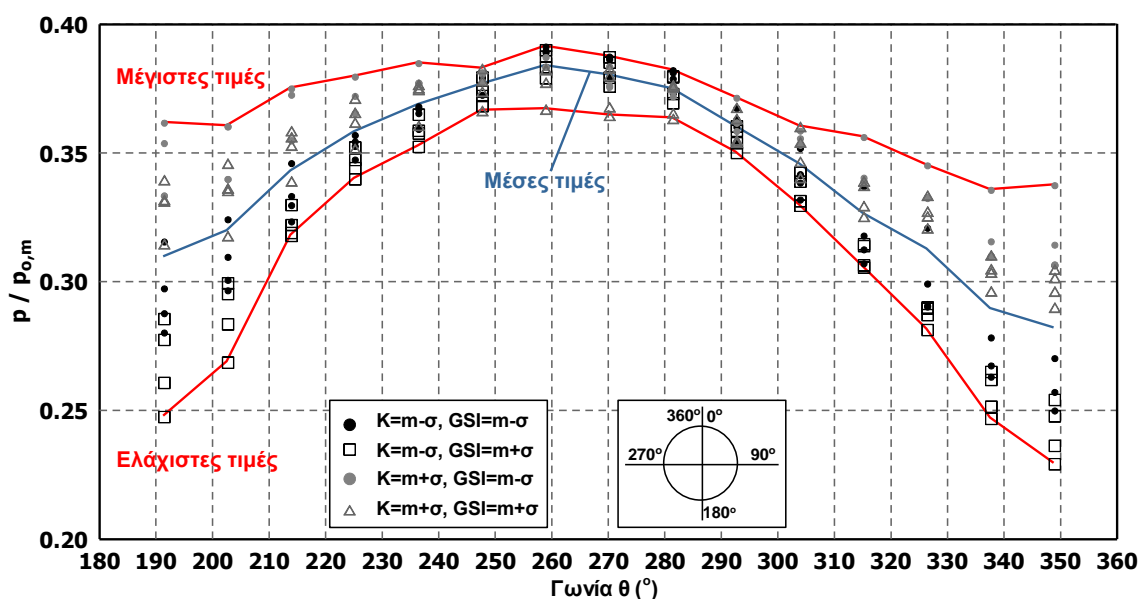


Σχήμα 7.30 Κατανομή μετατοπίσεων για το συνδυασμό C3, για τις περιπτώσεις που όλες οι παράμετροι λαμβάνουν (a) τις τιμές X^- και (b) τις τιμές X^+ . Τα υπομνήματα είναι σε διαφορετική κλίμακα έτσι ώστε να είναι εμφανής η διαφορά στην κατανομή των μετατοπίσεων (Τομή αριθμητικού προσομοιώματος εγκάρσια στον άξονα της σήραγγας περί τη χαρακτηριστική διατομή).

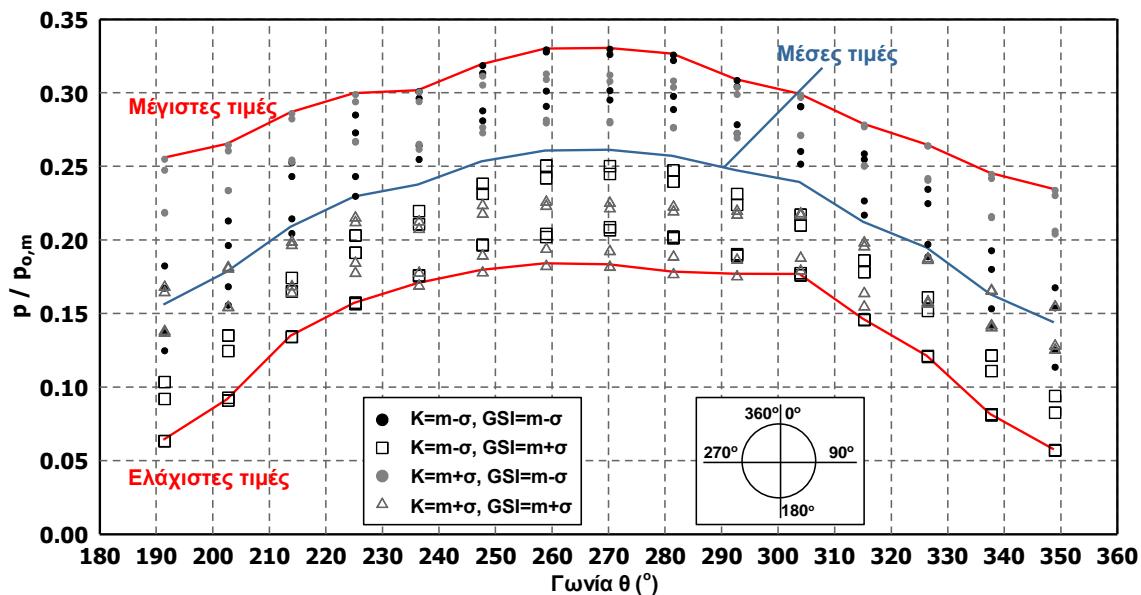
Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζεται ενδεικτικά η μηκοτομική μεταβολή της πίεσης στην οροφή της διατομής για την περίπτωση του συνδυασμού C3, καθώς και η κατανομή της πίεσης περί τη διατομή για τους συνδυασμούς C3 και C4, για όλες τις επιμέρους επαναλήψεις. Μελετώντας κανείς τα νέφη που δημιουργούνται ανά ομάδες αναλύσεων παρατηρεί ότι μεταβάλλεται σημαντικά τόσο η τιμή όσο και η κατανομή των πιέσεων. Πιο συγκεκριμένα, στις περιπτώσεις όπου ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων λαμβάνει την τιμή K^- παρατηρείται μεγάλη διαφορά μεταξύ των πιέσεων οροφής και παρειάς, ενώ στην περίπτωση που λαμβάνει την τιμή K^+ οι πιέσεις ομοιομορφοποιούνται, σε συμφωνία με όσα έχουν παρουσιαστεί στο κεφάλαιο 4. Γενικά, η τιμή του φορτίου της παρειάς (p_{side}) παρουσιάζει μικρότερη μεταβλητότητα σε σχέση με την τιμή του φορτίου στην οροφή (p_{roof}).



Σχήμα 7.31 Μηκοτομική κατανομή των φορτίων στην οροφή της διατομής κατά μήκος του διανοιχθέντος τμήματος για το συνδυασμό C3.



Σχήμα 7.32 Κατανομή των φορτίων περί την τελική επένδυση για το συνδυασμό C3.



Σχήμα 7.33 Κατανομή των φορτίων περί την τελική επένδυση για το συνδυασμό C4.

Τέλος, στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται η μέση τιμή και η μεταβλητότητα που προκύπτει για την τιμή του κατακόρυφου φορτίου στην οροφή της σήραγγας. Σε ποιοτική συμφωνία με τα αποτελέσματα των εμπειρικών και αναλυτικών μεθόδων η μεταβλητότητα των φορτίων αυξάνεται όσο μειώνεται η μέση τιμή τους. Γενικά, οι τιμές της μεταβλητότητας προκύπτουν σε αντίστοιχο εύρος, αλλά ελαφρώς μικρότερες σε σχέση με τις τιμές της προηγούμενης παραγράφου. Υπενθυμίζεται ότι η Μέθοδος Σημειακής Εκτίμησης δεν παρέχει δεδομένα για τη μορφή της κατανομής των μεταβλητών που υπολογίζονται, παρά μόνο για τις κεντρικές ροπές αυτών.

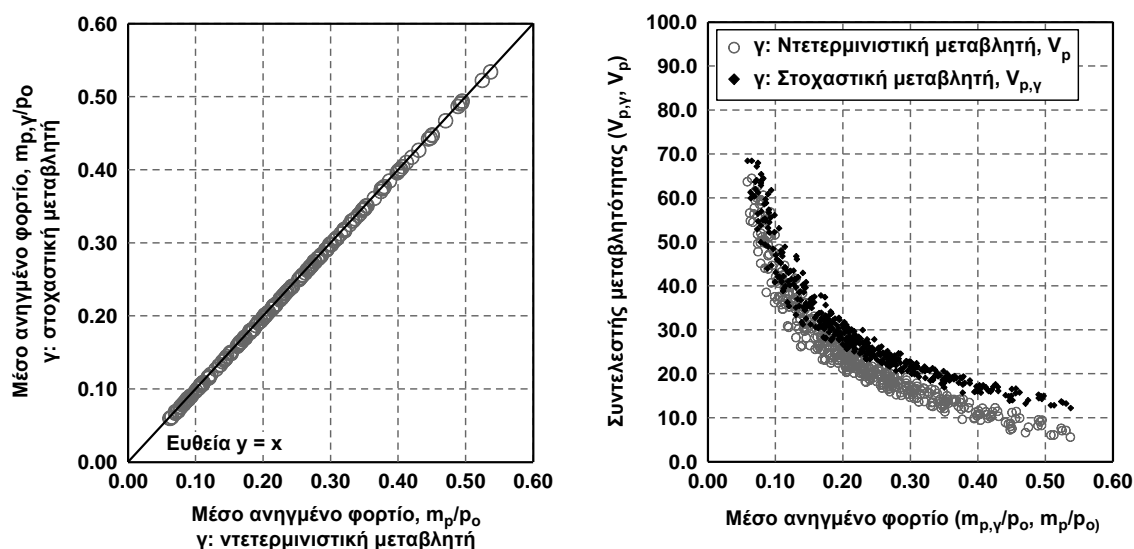
Πίνακας 7.5 Μέση τιμή και μεταβλητότητα κατακόρυφου φορτίου στην κλειδα της διατομής.

	C1	C2	C3	C4
Μέση τιμή ανηγμένου φορτίου, $m_p/p_{0,m}$	0.247	0.178	0.283	0.144
V_p (%)	14	30	11	39

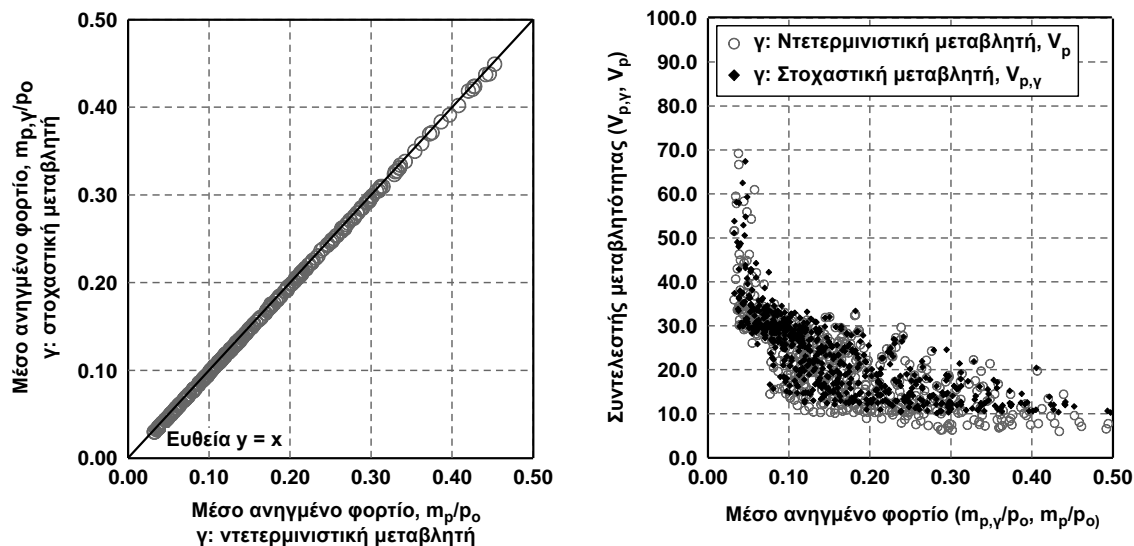
7.1.2.4 Επίδραση της θεώρησης του ειδικού βάρους της βραχώμαζας ως πιθανοτική μεταβλητή

Στα αποτελέσματα των αναλύσεων που παρατεθήκαν το ειδικό βάρος είχε θεωρηθεί ως ντετερμινιστική μεταβλητή. Η επιλογή αυτή οφείλεται στην προσπάθεια για μείωση των στοχαστικών μεταβλητών και επομένως του υπολογιστικού χρόνου, ειδικά στην περίπτωση της Μεθόδου Σημειακής Εκτίμησης, στη μικρή συμμετοχή του ειδικού βάρους στη μόρφωση του μηχανισμού φόρτισης και στην πρακτικά αναλογική μεταβολή της τιμής του φορτίου ως προς τη γεωστατική τάση στο επίπεδο διάνοιξης. Ωστόσο, για λόγους πληρότητας πραγματοποιήθηκαν επιπλέον αναλύσεις, για τις ίδιες τιμές όλων των υπολοίπων παραμέτρων (ντετερμινιστικών και στοχαστικών) με τη θεώρηση του ειδικού βάρους ως στοχαστική μεταβλητή με μέση τιμή $m_v=0.025\text{MN/m}^3$ (ίση με την ντετερμινιστική τιμή των προηγούμενων αναλύσεων) και συντελεστή μεταβλητότητας $V_v=10\%$ (JCSS, 2001b; Haar, 1987). Για το συγκεκριμένο σκοπό επιλέχθηκαν η αναλυτική μέθοδος Terzaghi και η μέθοδος σύγκλισης - αποτόνωσης, καθώς είναι πιο σταθερές υπολογιστικά και παρέχουν την πιο ικανοποιητική περιγραφή του φαινομένου, με βάση διαφορετικές, βέβαια, παραδοχές.

Από τα διαγράμματα και για τις δύο μεθόδους προκύπτει ότι δεν υπάρχει καμία πρακτικά διαφορά στην προβλεπόμενη μέση τιμή των μεθόδων με τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις για το ειδικό βάρος. Όσον αφορά στο συντελεστή μεταβλητότητας, η θεώρηση του ειδικού βάρους ως στοχαστική μεταβλητή, οδηγεί σε μικρή αύξηση των τιμών του δίχως, να μεταβάλλεται, όμως, το συνολικό εύρος διακύμανσης.



Σχήμα 7.34 Μεταβολή του λόγου μέσης τιμής φορτίου και συντελεστή μεταβλητότητας για τις δύο περιπτώσεις θεώρησης του ειδικού βάρους της βραχώμαζας: ως ντετερμινιστική και ως στοχαστική μεταβλητή (Αναλυτική μέθοδος Terzaghi).

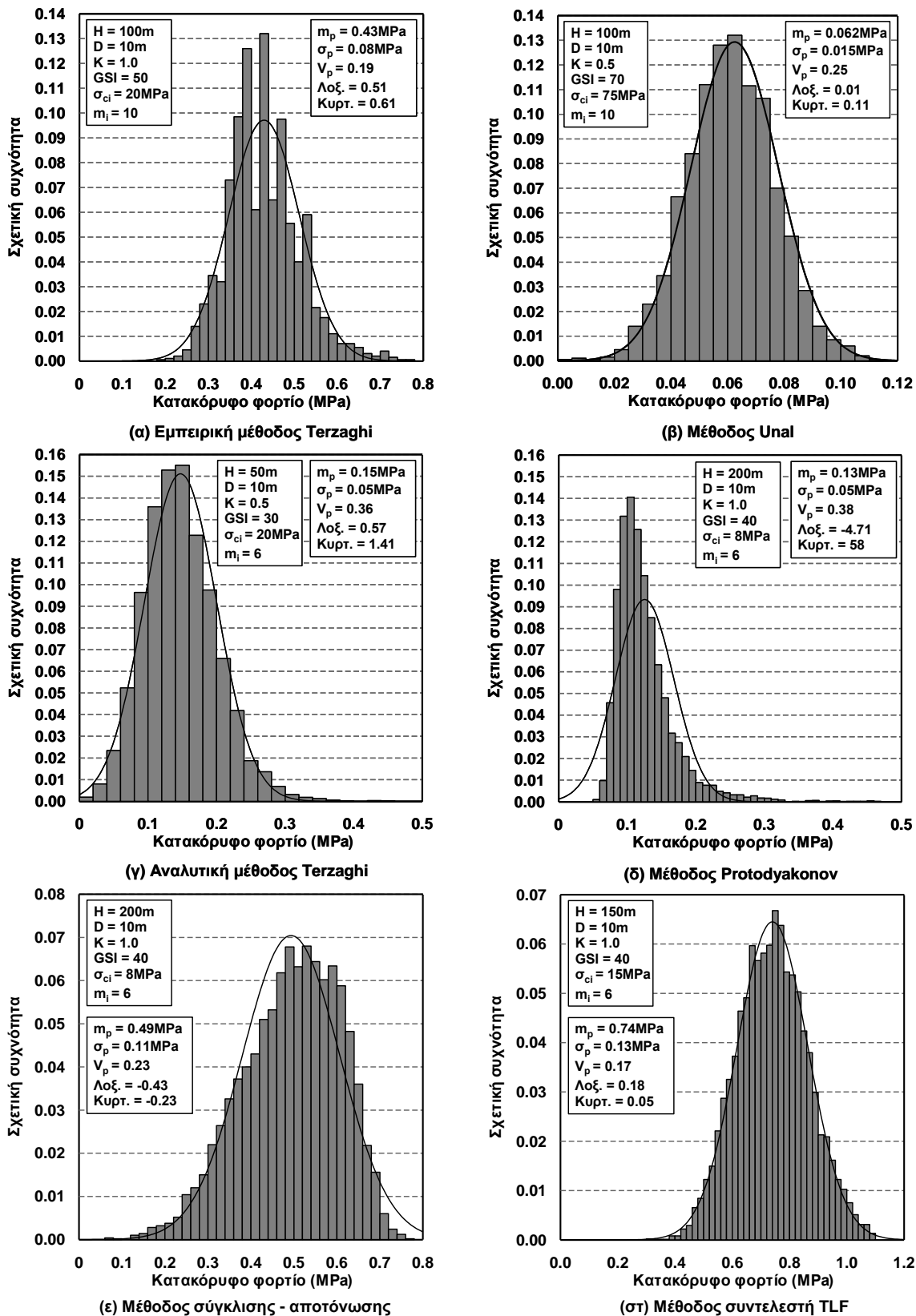


Σχήμα 7.35 Μεταβολή του λόγου μέσης τιμής φορτίου και συντελεστή μεταβλητότητας για τις δύο περιπτώσεις θεώρησης του ειδικού βάρους της βραχώμαζας: ως ντετερμινιστική και ως στοχαστική μεταβλητή (Μέθοδος σύγκλισης - αποτόνωσης).

7.1.2.5 Κατανομή των φορτίων

Ιδιαίτερα σημαντικό δεδομένο για τις πιθανοτικές αναλύσεις πέρα από τη μεταβλητότητα είναι ο τύπος της κατανομής των φορτίων, για την εκτίμηση του οποίου μπορούν να χρησιμοποιηθούν μόνο τα αποτελέσματα των αναλύσεων μέσω των εμπειρικών και αναλυτικών μεθόδων, καθώς η μέθοδος σημειακής εκτίμησης παρέχει μόνο τιμές των ροπών των αποτελεσμάτων. Η προσέγγιση του

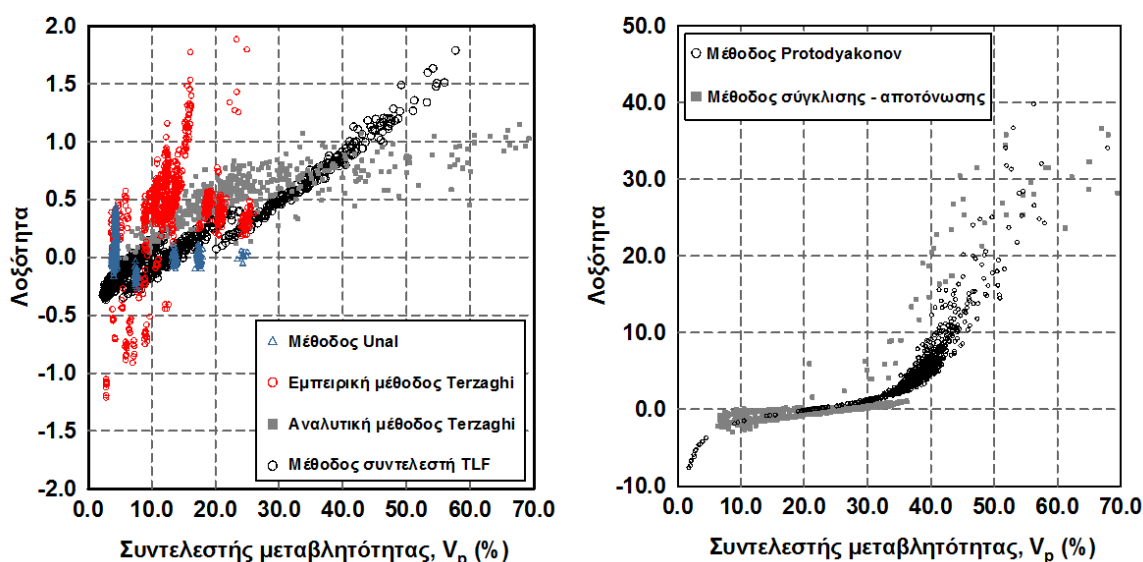
προβλήματος βασίζεται στη μελέτη χαρακτηριστικών ιστογραμμάτων, καθώς και στη μεταβολή των τιμών της λοξότητας (3^η κεντρική ροπή) και της κυρτότητας (4^η κεντρική ροπή) ως προς την τιμή της μεταβλητότητας για κάθε συνδυασμό γεωτεχνικών παραμέτρων.



Σχήμα 7.36 Ενδεικτικές κατανομές φορτίων για όλες τις μεθόδους. Στα ιστογράμματα έχει προσαρμοστεί η βέλτιστη κανονική κατανομή για ίδια τιμή της μέσης τιμής και τυπικής απόκλισης.

Στο Σχήμα 7.36 παρουσιάζονται ενδεικτικές κατανομές φορτίων για συγκεκριμένες τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων από όλες τις μεθόδους. Όπως είναι φανερό δεν παρατηρείται μία συγκεκριμένη κατανομή, καθώς η μορφή των ιστογραμμάτων μπορεί να είναι είτε πρακτικά συμμετρική (περιπτώσεις α, β, γ, στ στο σχήμα), είτε ασύμμετρη προς τα αριστερά (περίπτωση δ) ή και ασύμμετρη προς τα δεξιά (περίπτωση ε). Ωστόσο, στις συγκεκριμένες περιπτώσεις που παρουσιάζονται η απόκλιση από τη συμμετρική κατανομή είναι μικρή. Διευκρινίζεται ότι οι κατανομές αυτές είναι ενδεικτικές και δεν αντιπροσωπεύουν εξ ολοκλήρου τις μεθόδους.

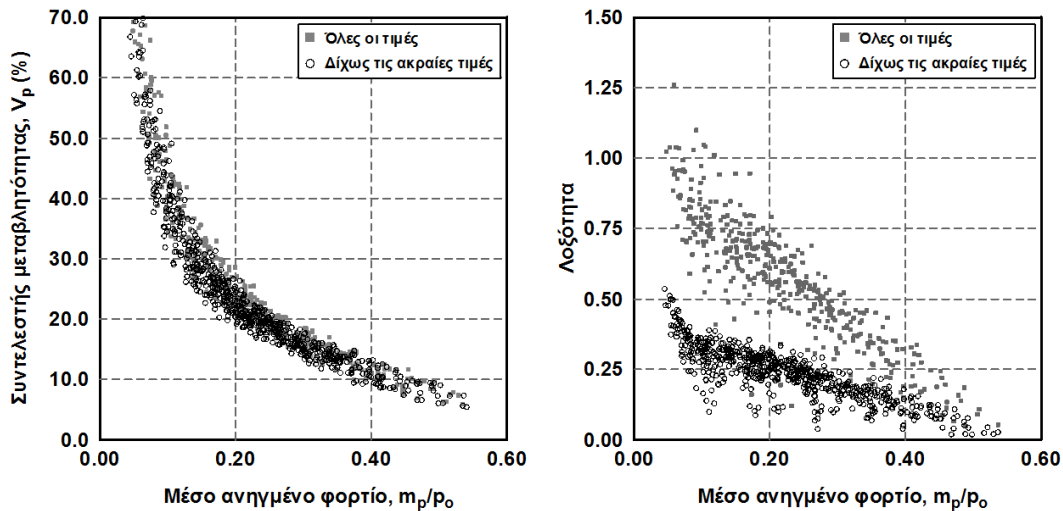
Σε αντίστοιχα συμπεράσματα καταλήγει κανείς μελετώντας τις τιμές της λοξότητας και της κυρτότητας για όλο το πλήθος των παραμετρικών αναλύσεων. Οι τιμές της λοξότητας κυμαίνονται από αρνητικές τιμές έως μεγάλες θετικές τιμές και σε ορισμένο φάσμα γεωτεχνικών συνθηκών - διαφορετικό ανά μέθοδο - συγκεντρώνονται περί το μηδέν, τιμή η οποία υποδηλώνει συμμετρική κατανομή. Γενικά, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.37, οι εμπειρικές μέθοδοι, η αναλυτική μέθοδος Terzaghi και η μέθοδος του συντελεστή TLF, οδηγούν σε μικρές τιμές λοξότητας, δηλαδή, σε καλή προσέγγιση συμμετρικής κατανομής των φορτίων. Η μέθοδος Protodyakonov και καμπυλών σύγκλισης - αποτόνωσης οδηγούν σε μεγαλύτερο φάσμα τιμών λοξότητας, με τις μεγαλύτερες τιμές να παρατηρούνται γενικά για μεγάλες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας.



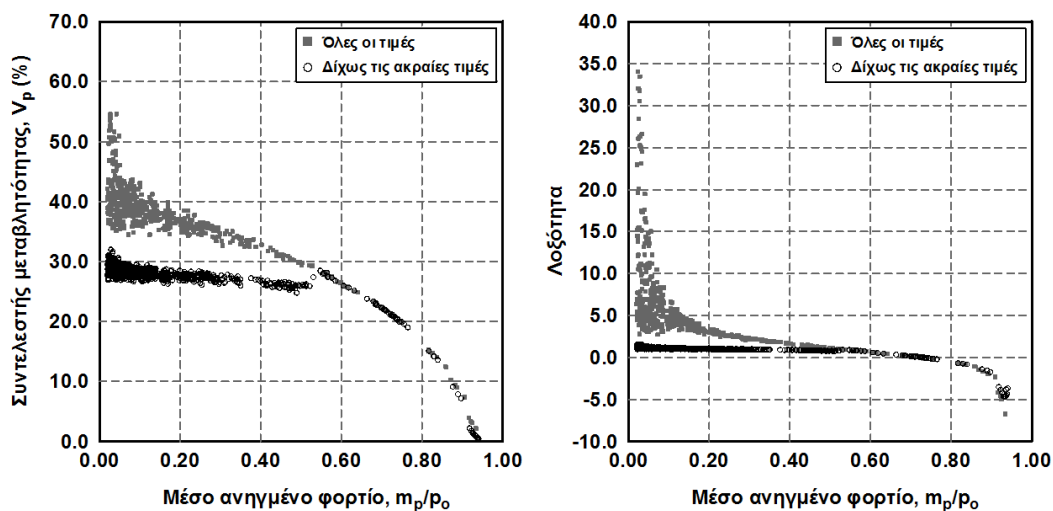
Σχήμα 7.37 Μεταβολή της λοξότητας ως προς την τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας για την περίπτωση των εμπειρικών και αναλυτικών μεθόδων. (Παρουσιάζονται δεδομένα με $V_p \leq 70\%$)

Παρατηρήθηκε, όμως, ότι σημαντικό ποσοστό των περιπτώσεων που αποκλίνουν σημαντικά από τη συμμετρία οφείλονται κυρίως σε μεμονωμένες ακραίες τιμές, οι οποίες επηρεάζουν σημαντικά τις τιμές των ανώτερων ροπών σε αντίθεση με τις δύο πρώτες (μέση τιμή και τυπική απόκλιση). Επομένως, για τη διερεύνηση του φαινομένου πραγματοποιήθηκαν επιπρόσθετες αναλύσεις με την αναλυτική μέθοδο Terzaghi και τη μέθοδο Protodyakonov. Στις αναλύσεις αυτές, μετά την πραγματοποίηση του πλήθους των επαναλήψεων κατά την προσομοίωση Monte Carlo, υπολογίζονταν το αμφίπλευρο διάστημα εμπιστοσύνης 99% και οι τιμές εκτός του διαστήματος δεν λαμβάνονταν υπόψη στον καθορισμό των κεντρικών ροπών των αποτελεσμάτων. Στην αναλυτική μέθοδο Terzaghi, η διαδικασία αυτή οδηγεί σε μικρή μείωση της μεταβλητότητας, αλλά σε σημαντική ποσοστιαία μείωση της λοξότητας, η οποία, όμως, ήδη ελάμβανε σχετικά μικρές τιμές. Στην περίπτωση της μεθόδου Protodyakonov, η μεταβολή αυτή αποδεικνύεται ιδιαίτερα σημαντική, προκαλώντας ποσοστιαία μείωση του συντελεστή

μεταβλητότητας κατά 20% περίπου και της λοξότητας ακόμη και κατά μία τάξη μεγέθους. Αυτό οφείλεται στη μεγάλη σημασία της μεταβλητής σ_{ci} , η οποία καθορίζει το ύψος του φορτιζοντος στερεού. Στις περιπτώσεις, όπου στην παραγωγή τυχαιών τιμών προκύπτει μία πολύ μικρή τιμή σ_{ci} , αυτό οδηγεί σε μία μεγάλη συγκριτικά τιμή του φορτίου αυξάνοντας το συντελεστή μεταβλητότητας και οδηγώντας σε μεγάλες θετικές τιμές λοξότητας (ασύμμετρη κατανομή προς τα αριστερά).



Σχήμα 7.38 Μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας και της λοξότητας ως συνάρτηση των μέσων γεωτεχνικών συνθηκών για την περίπτωση της αναλυτικής μεθόδου Terzaghi. Σύγκριση των αποτελεσμάτων για την περίπτωση που συναξιολογούνται όλες οι τιμές της επαναληπτικής προσομοίωσης και για την περίπτωση όπου αγνοούνται οι τιμές εκτός του αρχικού διαστήματος εμπιστοσύνης 99%. (Παρουσιάζονται δεδομένα με $V_p \leq 70\%$)



Σχήμα 7.39 Μεταβολή του συντελεστή μεταβλητότητας και της λοξότητας ως συνάρτηση των μέσων γεωτεχνικών συνθηκών για την περίπτωση της μεθόδου Protodyakonov. Σύγκριση των αποτελεσμάτων για την περίπτωση που συναξιολογούνται όλες οι τιμές της επαναληπτικής προσομοίωσης και για την περίπτωση όπου αγνοούνται οι τιμές εκτός του αρχικού διαστήματος εμπιστοσύνης 99%. (Παρουσιάζονται δεδομένα με $V_p \leq 70\%$)

7.1.3 Σύνοψη

Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα των δύο διαφορετικών προσεγγίσεων που παρουσιάστηκαν, για την πιθανοτική προσομοίωση της φόρτισης των σηράγγων προκύπτουν συμπεράσματα όσον αφορά στην τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας και στην κατανομή των φορτίων, τα οποία χρησιμοποιούνται στη συνέχεια στις στοχαστικές αναλύσεις των διατομών τελικής επένδυσης.

Η αβεβαιότητα των γεωτεχνικών παραμέτρων της βραχώμαζας ενσωματώθηκε πρωτογενώς στις παραμέτρους του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown, από τις οποίες, κατόπιν, υπολογίζονται οι ισοδύναμες παράμετροι του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb. Η σύγκριση των πιθανοτικών χαρακτηριστικών της ισοδύναμης συνοχής και γωνίας τριβής με δεδομένα από τη βιβλιογραφία έδειξε ότι η προσέγγιση είναι ρεαλιστική, καθώς οι τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των δύο παραμέτρων κινούνται στα εύρη των προτεινόμενων τιμών. Ειδικά για τη συνοχή επισημαίνεται ότι η τιμή του συντελεστή V_c κινείται στα κάτω όρια του προτεινόμενου φάσματος στη βιβλιογραφία. Για τον καθορισμό του τελικού προτεινόμενου εύρους του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων συναξιολογούνται οι ακόλουθες παρατηρήσεις:

- ο Εφόσον δεν είναι δυνατή η ενσωμάτωση όλων των παραγόντων που διαμορφώνουν την αβεβαιότητα του υπό μελέτη φαινομένου στους υπολογισμούς, καθώς και την προηγούμενη παρατήρηση για την τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας V_c προκύπτει ότι οι τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας για τα φορτία της τελικής επένδυσης V_p αποτελούν μία ικανοποιητική προσέγγιση, αλλά συγχρόνως είναι ένα κάτω όριο της πραγματικής μεταβλητότητας.
- ο Η βαρύτητα κάθε μεθόδου δεν είναι ίδια στη διαμόρφωση του τελικού προτεινόμενου εύρους εξαιτίας του διαφορετικού βαθμού πολυπλοκότητας που τις χαρακτηρίζει. Πιο συγκεκριμένα, τα αποτελέσματα των αναλυτικών μεθόδων σε συνδυασμό με τη μέθοδο Monte Carlo, καθώς και των τριδιάστατων αναλύσεων σε συνδυασμό με τη Μέθοδο Σημειακής Εκτίμησης λαμβάνονται υπόψη με αυξημένη βαρύτητα σε σχέση με τις εμπειρικές μεθόδους (Monte Carlo), καθώς περιγράφουν πληρέστερα το υπό μελέτη φαινόμενο.
- ο Από τη μελέτη μέσω της μεθόδου Monte Carlo, αποδείχθηκε ότι η μεταβλητότητα των φορτίων εξαρτάται σημαντικά από τις γεωτεχνικές συνθήκες και αντίστοιχα από τη μέση τιμή του φορτίου. Η ενσωμάτωση, όμως, μίας τέτοιας συσχέτισης αυξάνει σημαντικά την πολυπλοκότητα του προβλήματος. Ωστόσο, προτείνοντας εύρος τιμών και όχι συγκεκριμένη τιμή για το συντελεστή V_p , το πρόβλημα αντιμετωπίζεται δημιουργώντας μία περιβάλλουσα καταστάσεων.
- ο Στην προσέγγιση μέσω της μεθόδου Monte Carlo οι εμπειρικές μέθοδοι (μέθοδος Unal, εμπειρική μέθοδος Terzaghi) δίνουν εύρος $V_p=5\%-25\%$, οι αναλυτικές (αναλυτική μέθοδος Terzaghi, μέθοδος Protodyakonov, μέθοδος σύγκλισης - αποτόνωσης) $V_p=10\%-60\%$, ενώ η μέθοδος του συντελεστή TLF $V_p=5\%-50\%$.
- ο Από την προσέγγιση μέσω των τριδιάστατων αναλύσεων και της Μεθόδου Σημειακής Εκτίμησης προκύπτει εύρος $V_p=10\%-40\%$. Ιδιαίτερα σημαντικό στοιχείο, το οποίο προέκυψε από τη συγκεκριμένη προσέγγιση και δεν είναι δυνατόν να ενσωματωθεί σε μία παράμετρο, είναι η διαφοροποίηση της κατανομής των φορτίων μηκοτομικά και περί τη διατομή της σήραγγας.
- ο Θεώρηση του ειδικού βάρους του περιβάλλοντος γεωυλικού ως στοχαστική μεταβλητή δεν μεταβάλλει την προβλεπόμενη μέση τιμή των φορτίων, αλλά αυξάνει ελαφρώς το συντελεστή μεταβλητότητας V_p . Η επίδραση αυτή λαμβάνεται υπόψη στο προτεινόμενο εύρος του V_p .

Επομένως, είναι εμφανές ότι ο καθορισμός του χαρακτηριστικού εύρους για το συντελεστή μεταβλητότητας V_p δεν είναι μία καθαρά λογιστική επιλογή, αλλά απαιτεί συγχρόνως και την κριτική αντιμετώπιση των αποτελεσμάτων. Τελικά, με βάση τα παραπάνω επιλέγεται χαρακτηριστικό εύρος για το συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων $V_p=20\% - 50\%$.

Όσον αφορά στην κατανομή που ακολουθούν τα φορτία γενικά δεν παρατηρήθηκε κάποια συγκεκριμένη μορφή. Με βάση τις τιμές της λοξότητας και της κυρτότητας από τις παραμετρικές αναλύσεις, οι κατανομές που προκύπτουν ανάλογα με τη μέθοδο και τις γεωτεχνικές συνθήκες μπορεί να είναι ασύμμετρες προς τα αριστερά, συμμετρικές ή και ασύμμετρες προς τα δεξιά. Ωστόσο, μέσω της διερεύνησης που πραγματοποιήθηκε φάνηκε η μεγάλη ευαισθησία των ανώτερων κεντρικών ροπών σε μεμονωμένες ακραίες τιμές κατά τη διάρκεια της επαναληπτικής διαδικασίας. Απαλοιφή των τιμών αυτών μεταβάλλει ελάχιστα τη μέση τιμή και την τυπική απόκλιση του φορτίου και κατ' επέκταση το συντελεστή μεταβλητότητας, ενώ μειώνει σημαντικά την απόλυτη τιμή της λοξότητας δείχνοντας ότι η κατανομή μπορεί να προσεγγίσει συμμετρική μορφή.

7.2 ΣΤΟΧΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Οι προτεινόμενες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση είναι σημαντικά μεγαλύτερες σε σχέση με την τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας για τα ίδια βάρη που προτείνεται στη βιβλιογραφία $V_f=10\%$ (JCSS, 2001b; Haar, 1987). Η αύξηση της μεταβλητότητας των φορτίων, με δεδομένο ότι όλοι οι υπόλοιποι παράγοντες που επηρεάζουν την επάρκεια της τελικής επένδυσης παραμένουν πρακτικά σταθεροί, οδηγεί σε μείωση του επιπέδου αξιοπιστίας ή ισοδυνάμως σε αύξηση της πιθανότητας αστοχίας.

Οι κανονισμοί, ακόμη και οι πλέον σύγχρονοι, όπως είναι οι Ευρωκώδικες, ενσωματώνουν έμμεσα την έννοια της πιθανότητας αστοχίας στη διαδικασία σχεδιασμού, με την επιλογή των χαρακτηριστικών τιμών και των επιμέρους συντελεστών. Ωστόσο, τα διάφορα επίπεδα σχεδιασμού συνδέονται, στη φιλοσοφία του κανονισμού, με απαιτούμενες τιμές του δείκτη αξιοπιστίας β , ο οποίος υπολογίζεται από την αντίστροφη τυποποιημένη κανονική κατανομή για την τιμή της πιθανότητας αστοχίας, δηλαδή:

$$\beta = \text{Erf}^{-1}(1 - p_f) \quad (7-7)$$

όπου:

β : Συντελεστής αξιοπιστίας

p_f : Πιθανότητα αστοχίας

Στους δύο παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 0 (EC0) για τα επίπεδα αξιοπιστίας με ορισμένες προσθήκες από τους Gulvanessian et al. (2009).

Πίνακας 7.6 Κλάσεις συνεπειών και αξιοπιστίας και τιμές του δείκτη αξιοπιστίας β (Gulvanessian et al., 2009).

Κλάση συνεπειών	Κλάση αξιοπιστίας	Τιμή του δείκτη αξιοπιστίας					
		Οριακή κατάσταση αστοχίας		Κόπωση		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
		Περίοδος επαναφοράς 1 έτος	Περίοδος επαναφοράς 50 έτη	Περίοδος επαναφοράς 1 έτος	Περίοδος επαναφοράς 50 έτη	Περίοδος επαναφοράς 1 έτος	Περίοδος επαναφοράς 50 έτη
CC3	RC3	5.2	4.3				
CC2	RC2	4.7	3.8		1.5 - 3.8	2.9	1.5
CC1	RC1	4.2	3.3				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)

Πίνακας 7.7 Μητρώο κλάσης συνεπειών β (Gulvanessian et al., 2009).

Συχνότητα χρήσης	Συνέπειες της αστοχίας		
	Χαμηλή	Μεσαία	Υψηλή
Χαμηλή	CC1	CC2	CC3
Μεσαία	CC2	CC2	CC3
Υψηλή	Δεν ισχύει	CC3	CC3

Στη συνέχεια πραγματοποιούνται πιθανοτικές αναλύσεις σε διατομές τελικής επένδυσης από ωπλισμένο σκυρόδεμα θεωρώντας οριακή κατάσταση αστοχίας από μεγέθη ορθής έντασης (αξονική δύναμη και ροπή) αμελώντας άλλους πιθανούς μηχανισμούς αστοχίας (διάτμηση, αγκύρωση, ρωγμάτωση κ.τ.λ.). Εφόσον οι αναλύσεις για τον προσδιορισμό της έντασης και τη διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης είναι σχεδόν πάντα ελαστικές μπορεί ευλόγως να γίνει η παραδοχή ότι η μεταβλητότητα των εντατικών μεγεθών είναι πρακτικά ίση με τη μεταβλητότητα των φορτίων. Οι επιμέρους συντελεστές που προβλέπονται από τους Ευρωκώδικες για μελέτη κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα είναι οι εξής:

- ο Επιμέρους συντελεστής για μόνιμα φορτία με δυσμενή δράση: $\gamma_g = 1.35$
- ο Επιμέρους συντελεστής για μεταβλητά φορτία με δυσμενή δράση: $\gamma_Q = 1.50$
- ο Επιμέρους συντελεστής για την αντοχή του σκυροδέματος: $\gamma_c = 1.50$
- ο Επιμέρους συντελεστής για την αντοχή του χάλυβα: $\gamma_s = 1.15$

7.2.1 Πιθανοτικά χαρακτηριστικά των μεταβλητών

Στο πλαίσιο της παρούσας διδακτορικής διατριβής για την πιθανοτική προσομοίωση συμπεριφοράς διατομής ωπλισμένου σκυροδέματος, ως στοχαστικές μεταβλητές θεωρήθηκαν οι παράμετροι αντοχής σκυροδέματος και χάλυβα, καθώς και τα επιβαλλόμενα εντατικά μεγέθη. Οι διαστάσεις της διατομής και η θέση των οπλισμών θεωρήθηκαν ντετερμινιστικές παράμετροι εξαιτίας της μικρής σχετικά αβεβαιότητας και επίδρασης που έχουν στην διαμόρφωση του τελικού αποτελέσματος. Οι συντελεστές μεταβλητότητας για το σκυρόδεμα και το χάλυβα επιλέχθηκαν με βάση τις προτάσεις των Araujo (2001) και Thomos & Trezos (2006). Αναλυτικά τα εύρη των παραμέτρων που εξετάστηκαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Για την επεξεργασία των αποτελεσμάτων χρησιμοποιούνται η ανηγμένη αξονική δύναμη (v) και η ανηγμένη ροπή (μ):

$$v = \frac{N}{bh f_{cd}} \quad (7-8)$$

$$\mu = \frac{M}{bh^2 f_{cd}} \quad (7-9)$$

όπου:

- v : Ανηγμένη αξονική δύναμη
- μ : Ανηγμένη ροπή
- N : Αξονική δύναμη
- M : Ροπή
- b : Πλάτος διατομής

h : Ύψος διατομής

f_{cd} : Τιμή σχεδιασμού αντοχής σκυροδέματος

Επισημαίνεται ότι σε όλες τις πιθανοτικές αναλύσεις τα εντατικά μεγέθη (αξονική δύναμη και ροπή) θεωρούνται μη συσχετισμένα μεταξύ τους.

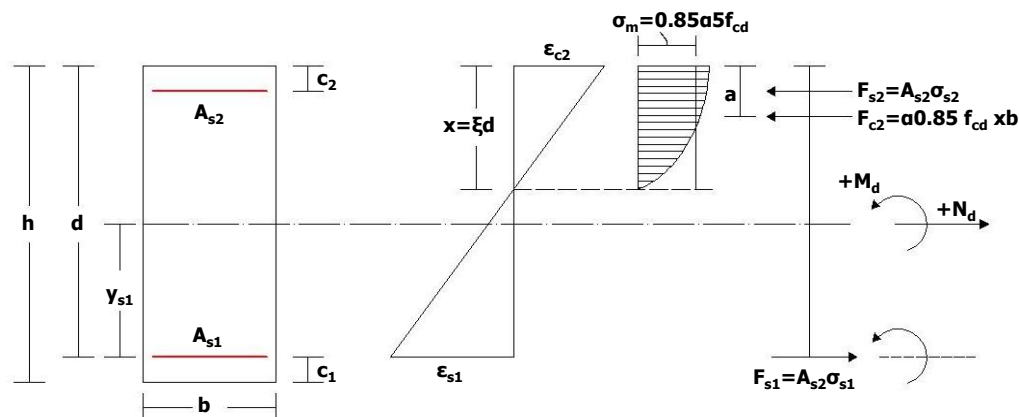
Πίνακας 7.8 Παράμετροι στοχαστικών αναλύσεων για την ανάλυση αξιοπιστίας των διατομών τελικής επένδυσης από ωπλισμένο σκυρόδεμα.

Παράμετροι	Συμβολισμός	Εύρος	Μονάδες	Κατανομή
Πλάτος διατομής Ω/Σ (εφόσον πρόκειται για διατομή τελικής επένδυσης)	b_{RC}	1.00	m	Ντετερμινιστική μεταβλητή
Ύψος διατομής Ω/Σ	h_{RC}	0.30 - 1.00	m	Ντετερμινιστική μεταβλητή
Αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη	f_{ck}	20, 25, 30	MPa	Κανονική
	V_c	10%		
Αντοχή χάλυβα (θλίψη & εφελκυσμός)	f_{yk}	400, 500	MPa	Κανονική
	V_s	5%		
Ονομαστική επικάλυψη οπλισμού	c	5	cm	Ντετερμινιστική μεταβλητή
Αξονική δύναμη	m_N	0.10 - 8.00	MN	Κανονική
	$V_N=V_p$	20% - 50%		
Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης	$e/h_{RC} = m_M/m_N$	0, 0.20, 0.40		Ντετερμινιστική μεταβλητή
Καμπτική ροπή	m_M	0.00 - 3.20	MNm	Κανονική
	$V_M=V_p$	20% - 50%		

*Στις διατομές όπου υπάρχει εκκεντρότητα η μέση τιμή της ροπής υπολογίζεται ως το γινόμενο της μέσης τιμής της αξονικής δύναμης επί την εκκεντρότητα.

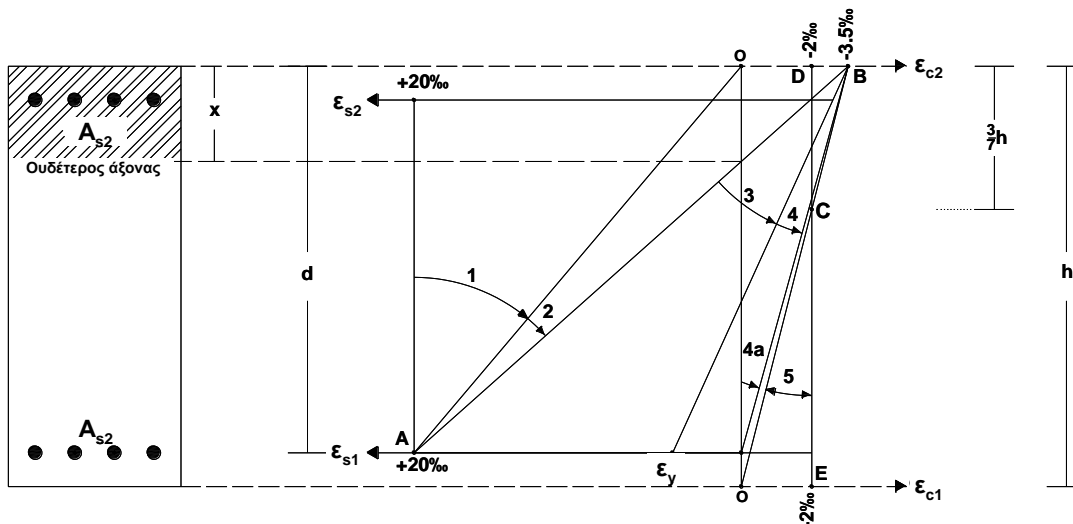
7.2.2 Σχολιασμός της πιθανοτικής προσομοίωσης διατομών Ω/Σ

Η διαδικασία των υπολογισμών βασίζεται στη θεμελιώδη υπορουτίνα δημιουργία διαγράμματος αλληλεπίδρασης. Στην υπορουτίνα αυτή, έχοντας ως δεδομένα τα γεωμετρικά στοιχεία της διατομής, το εμβαδόν του οπλισμού και την αντοχή σκυροδέματος και χάλυβα, υπολογίζεται η ροπή αντοχής για διάφορες τιμές αξονικής δύναμης (1000 τιμές) μεταξύ της αντοχής της διατομής σε μονοαξονική θλίψη και μονοαξονικό εφελκυσμό (Σχήμα 7.40). Τα ζεύγη αξονικής και ροπής αντοχής σχηματίζουν το διάγραμμα αλληλεπίδρασης.

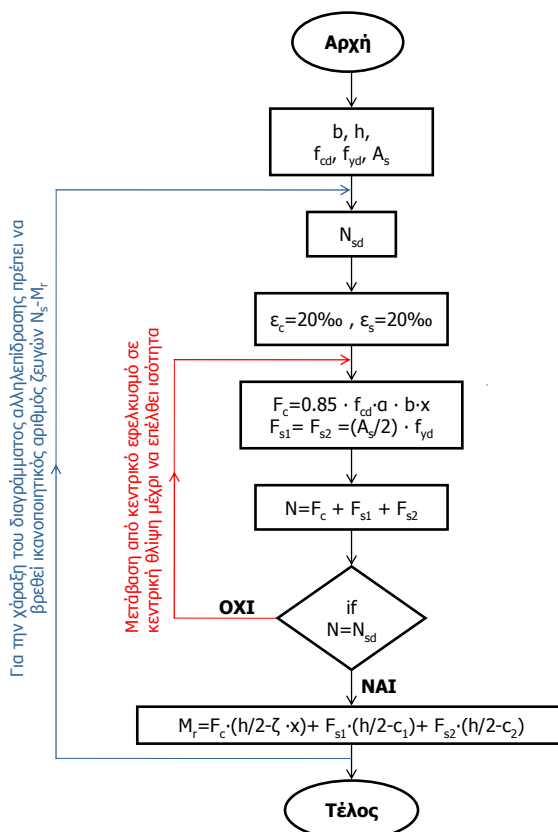


Σχήμα 7.40 Εσωτερικές και εξωτερικές δυνάμεις που δρουν σε διατομή ωπλισμένου σκυροδέματος.

Για μία τιμή αξονικής δύναμης η ροπή αντοχής υπολογίζεται μεταβάλλοντας την παραμόρφωση των ακραίων ινών από την περιοχή του προέχοντος εφελκυσμού (περιοχή 1 στο Σχήμα 7.41) έως την περιοχή προέχουσας θλίψης (περιοχή 5 στο Σχήμα 7.41) μέχρι να επιτευχθεί ισοδυναμία των αξονικών δυνάμεων. Αναλυτικά η διαδικασία παρουσιάζεται σε διάγραμμα ροής στο Σχήμα 7.42.



Σχήμα 7.41 Διάγραμμα παραμορφώσεων καθ’ ύψος της διατομής ωπλισμένου σκυροδέματος, για τις διάφορες περιοχές παραμόρφωσης, στην οριακή κατάσταση αστοχίας από μεγέθη ορθής έντασης.

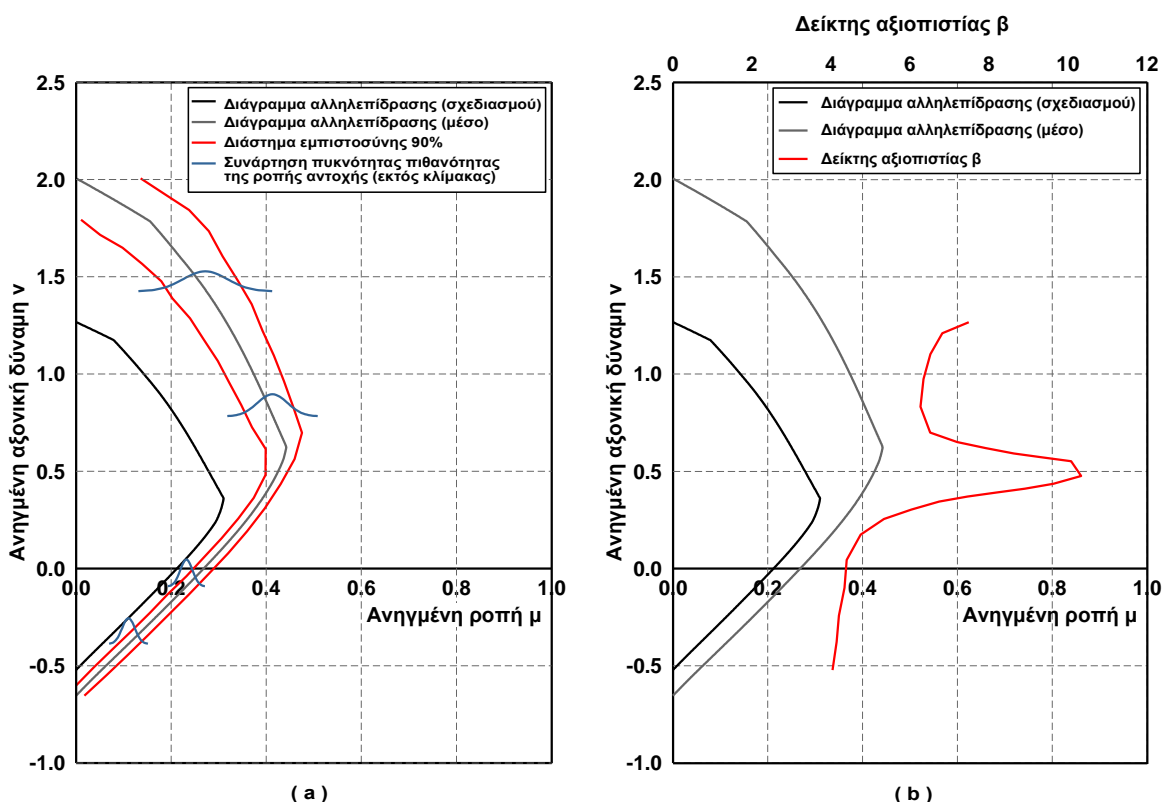


Σχήμα 7.42 Διάγραμμα ροής για τη διαδικασία δημιουργίας διαγράμματος αλληλεπίδρασης διατομής ωπλισμένου σκυροδέματος (Λίτσα, 2010).

Στη συνέχεια η συγκεκριμένη υπορουτίνα τροποποιήθηκε έτσι ώστε να είναι δυνατή η εκτέλεση πιθανοτικών αναλύσεων. Δηλαδή, για καθεμία από τις συγκεκριμένες τιμές της αξονικής δύναμης

πραγματοποιείται επαναληπτική προσομοίωση Monte Carlo, θεωρώντας ως πιθανοτικές μεταβλητές την αντοχή του σκυροδέματος f_c και την αντοχή του χάλυβα f_y και υπολογίζεται η κατανομή της ροπής αντοχής M_R . Επομένως, για κάθε τιμή της αξονικής δύναμης υπολογίζεται η μέση τιμή και η τυπική απόκλιση της ροπής αντοχής από τις οποίες μπορεί να υπολογιστεί το εύρος οποιουδήποτε διαστήματος εμπιστοσύνης.

Στο Σχήμα 7.43 παρουσιάζεται ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα της διαδικασίας αυτής. Αύξηση της αξονικής δύναμης, είναι εμφανές ότι οδηγεί σε μονοτονική αύξηση του εύρους του διαστήματος εμπιστοσύνης 90%, καθώς όσο αυξάνεται η θλίψη αυξάνεται η συνεισφορά του σκυροδέματος του οποίου η αντοχή έχει μεγαλύτερη μεταβλητότητα σε σχέση με το χάλυβα. Ωστόσο, η τάση αυτή δεν συνοδεύεται από μονοτονική αύξηση της πιθανότητας αστοχίας (μείωση του δείκτη αξιοπιστίας β). Ο δείκτης αξιοπιστίας β διατηρεί μία πρακτικά σταθερή τιμή στην περιοχή του προέχοντος εφελκυσμού μέχρι και την καθαρή κάμψη, στη συνέχεια αυξάνεται η τιμή του, μέχρι ένα τοπικό ακρότατο, το οποίο παρατηρείται περίπου στο σημείο της μέγιστης ροπής στο διάγραμμα αλληλεπίδρασης, κατόπιν μειώνεται ξανά και παραμένει πρακτικά σταθερή στην περιοχή της προέχουσας θλίψης. Μάλιστα ο δείκτης αξιοπιστίας είναι μεγαλύτερος στην περιοχή της θλίψης, όπου είναι πιο σημαντικός ο ρόλος του σκυροδέματος σε σχέση με την περιοχή του εφελκυσμού, γεγονός το οποίο οφείλεται στην αναλογικά μεγάλη τιμή του επιμέρους συντελεστή της αντοχής του σκυροδέματος.

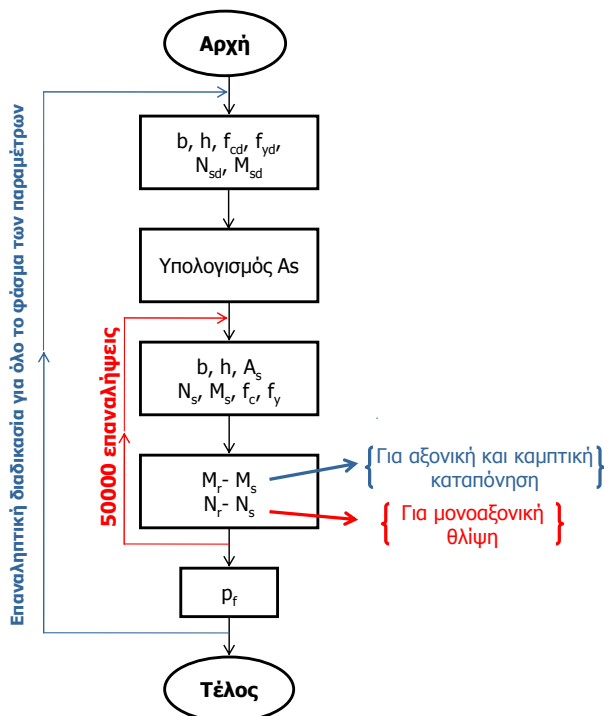


Σχήμα 7.43 (α) Διάγραμμα αλληλεπίδρασης με βάση τη διαδικασία σχεδιασμού και την πιθανοτική θεώρηση. (β) Διαγράμματα αλληλεπίδρασης και κατανομή του δείκτη αξιοπιστίας β ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη v_d ($b_{RC}=1.00\text{m}$, $h_{RC}=0.50\text{m}$, $A_S=40\text{cm}^2$ ανά πλευρά, $f_{ck}=25\text{MPa}$, $f_{yk}=500\text{MPa}$, $V_p=0.10$).

7.2.3 Υπολογισμός πιθανότητας αστοχίας / επιπέδου αξιοπιστίας

Για την πραγματοποίηση των παραμετρικών πιθανοτικών αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε η παραπάνω διαδικασία με ορισμένες διαφοροποιήσεις, έτσι ώστε να θεωρούνται τυχαίες μεταβλητές τόσο η

επιβαλλόμενη αξονική δύναμη όσο και η ροπή. Η αλληλουχία των υπολογισμών απεικονίζεται γραφικά σε διάγραμμα ροής στο Σχήμα 7.44 και στη συνέχεια περιγράφεται αναλυτικά:



Σχήμα 7.44 Διάγραμμα ροής για τις αναλύσεις υπολογισμού πιθανότητας αστοχίας (επίπεδο αξιοπιστίας) διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος (Λίτσας, 2010).

- ο Αρχικές παράμετροι: $b_{RC}, h_{RC}, m_{N_r}, e, V_N=V_M=V_p, f_{ck}, V_{cr}, f_{yk}, V_s$.
- ο Υπολογισμός της μέσης τιμής της αντοχής του σκυροδέματος και του χάλυβα (η παράμετρος α αντιστοιχεί σε ποσοστμόριο 5% με βάση τον Ευρωκώδικα 2).

$$m_c = \frac{f_{ck}}{1 + \alpha V_c}, \quad m_s = \frac{f_{yk}}{1 + \alpha V_s} \tag{7-10}$$

- ο Υπολογισμός της μέσης τιμής της ροπής δρώσας ροπής: $m_M = m_{N_r} \times e$.
- ο Υπολογισμός της χαρακτηριστικής τιμής των δράσεων: αξονική δύναμη και ροπή.

$$N_k = m_{N_r}(1 + \alpha V_p), \quad M_k = m_M(1 + \alpha V_p) \tag{7-11}$$

- ο Υπολογισμός των τιμών σχεδιασμού για τις δράσεις με βάση τους επιμέρους συντελεστές που προτείνονται από τους Ευρωκώδικες.

$$N_d = \gamma_g N_k, \quad M_d = \gamma_g M_k \tag{7-12}$$

- ο Υπολογισμός των τιμών σχεδιασμού για την αντοχή του χάλυβα και του σκυροδέματος.

$$N_d = \gamma_g N_k, \quad M_d = \gamma_g M_k, \quad f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = f_{ck} / 1.50, \quad f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1.50, \tag{7-13}$$

- ο Υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού (A_s), ο οποίος θεωρείται συμμετρικά τοποθετημένος. Η ελάχιστη τιμή του γεωμετρικού ποσοστού λαμβάνεται $\rho_{min} = 0.8\%$.

- ο Επαναληπτική προσομοίωση Monte Carlo (50000 επαναλήψεις), με πιθανοτικές μεταβλητές τις N, M, f_{cr}, f_y . Σε κάθε επανάληψη υπολογίζεται η ροπή αντοχής για τις δεδομένες τιμές των υπολοίπων μεταβλητών, με βάση τη διαδικασία που έχει, ήδη, περιγραφεί και υπολογίζεται το περιθώριο

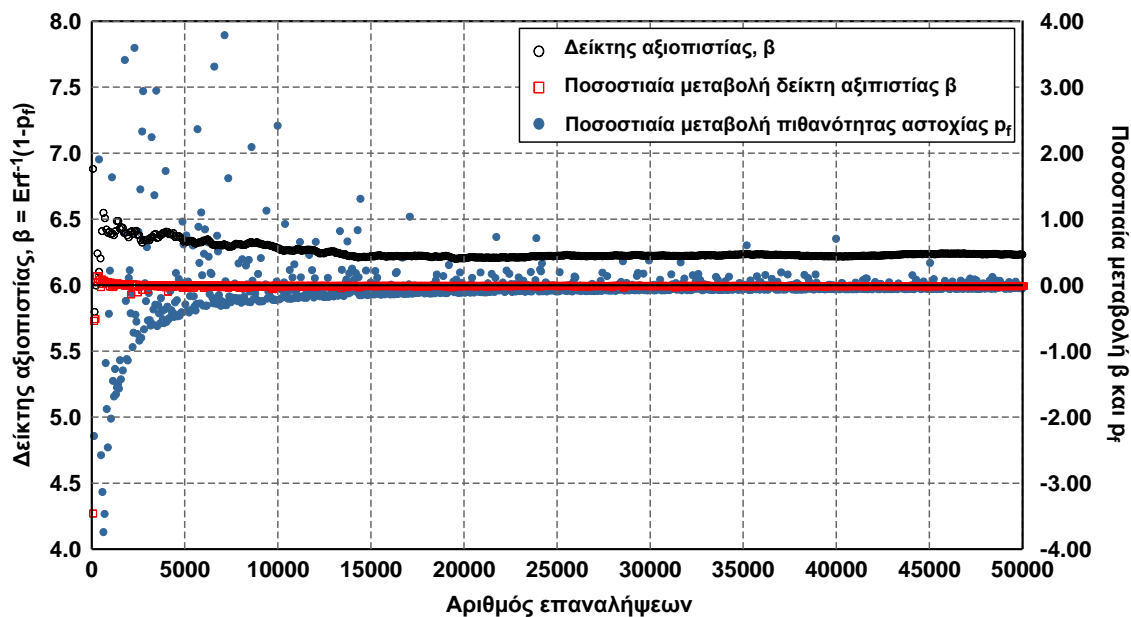
ασφαλείας σε όρους ροπής ($M_R - M_S$) ή σε όρους αξονική δύναμης ($N_R - N_S$), εφόσον η διατομή υπόκειται σε μονοαξονική θλίψη. Κατόπιν, υπολογίζεται η μέση τιμή, η τυπική απόκλιση και η κατανομή του περιθωρίου ασφαλείας, το οποίο αποδεικνύεται ότι προσεγγίζεται πολύ ικανοποιητικά από κανονική κατανομή. Τέλος, υπολογίζεται η πιθανότητα αστοχίας με βάση την εξίσωση:

$$p_f = p(M_R - M_S < 0), \text{ για διατομή στην οποία ασκείται ροπή} \quad (7-14)$$

$$p_f = p(N_R - N_S < 0), \text{ για διατομή που υπόκειται σε μονοαξονική θλίψη} \quad (7-15)$$

Πριν από το σχολιασμό και την επεξεργασία των αποτελεσμάτων παρατίθενται οι έλεγχοι που έγιναν για να διαπιστωθεί ότι (α) επαρκεί ο αριθμός των επαναλήψεων για τη σύγκλιση των αποτελεσμάτων και (β) το περιθώριο ασφαλείας προσεγγίζεται ικανοποιητικά από κανονική κατανομή.

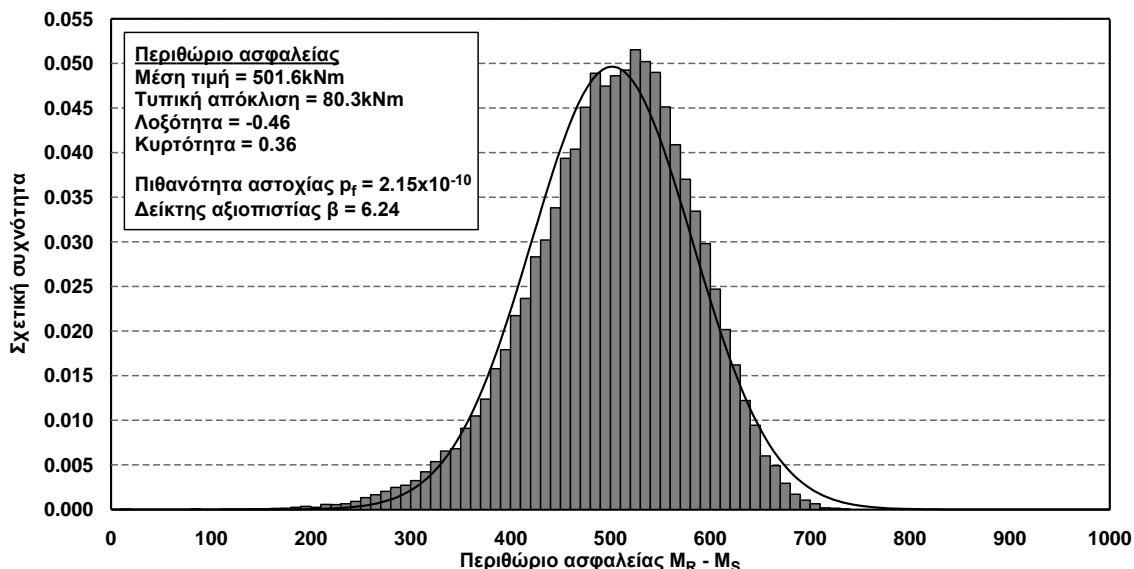
Το πλήθος των επαναλήψεων αποδείχθηκε επαρκές εφόσον, ακόμη και για πολύ μικρές της πιθανότητας αστοχίας, η σύγκλιση των αποτελεσμάτων ήταν ικανοποιητική. Στο Σχήμα 7.45 παρουσιάζεται χαρακτηριστική καμπύλη της μεταβολής του δείκτη αξιοπιστίας, της ποσοστιαίας μεταβολής αυτού, καθώς και της ποσοστιαίας μεταβολής της πιθανότητας αστοχίας ως προς τον αριθμό των επαναλήψεων από μία ανάλυση με υψηλό δείκτη αξιοπιστίας $\beta=6.24$ (χαμηλή πιθανότητα αστοχίας $p_f=2.15 \times 10^{-10}$). Από το διάγραμμα είναι εμφανές ότι η σύγκλιση είναι επαρκής, καθώς η ποσοστιαία μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας γίνεται μικρότερη από 1% για πολύ μικρό πλήθος επαναλήψεων, ενώ η ποσοστιαία μεταβολή της p_f γίνεται σταθερά μικρότερη από 1%, ήδη από τις 17000 περίπου επαναλήψεις.



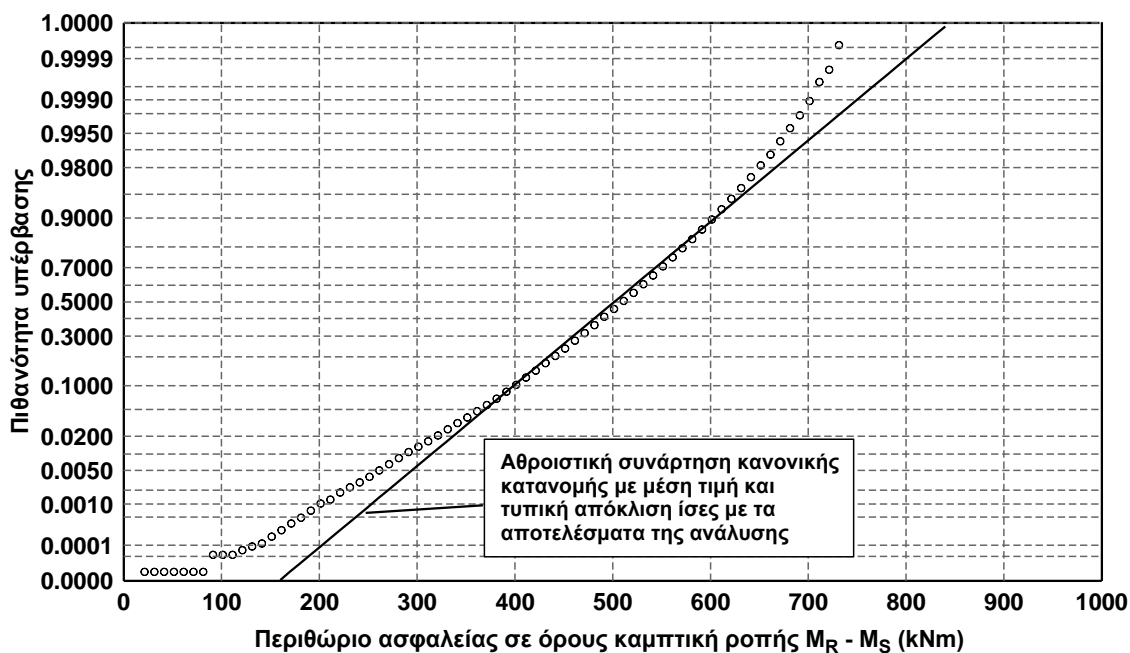
Σχήμα 7.45 Σύγκλιση της διαδικασίας επαναληπτικής προσομοίωσης για μία ενδεικτική ανάλυση. Μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας ως προς τον αριθμό των επαναλήψεων ($b_{RC}=1.00\text{m}$, $h_{RC}=0.30\text{m}$, $f_{ck}=25\text{MPa}$, $f_{yk}=500\text{MPa}$, $e/h_{RC}=0.20$, $V_p=50\%$, $A_s=41.9\text{cm}^2$ ανά παρειά).

Ο δεύτερος έλεγχος βασίστηκε στη μελέτη των κατανομών του περιθωρίου ασφαλείας από ένα μεγάλο φάσμα αναλύσεων και στη μελέτη των τιμών λοξότητας και κυρτότητας για όλους τους συνδυασμούς παραμέτρων. Στο Σχήμα 7.46 παρατίθεται η κατανομή του περιθωρίου ασφαλείας, από μία χαρακτηριστική ανάλυση και στο Σχήμα 7.47 η αντίστοιχη αθροιστική κατανομή, από τα οποία φαίνεται ότι προσεγγίζει ικανοποιητικά την κανονική κατανομή. Επιπροσθέτως, με βάση την κατανομή

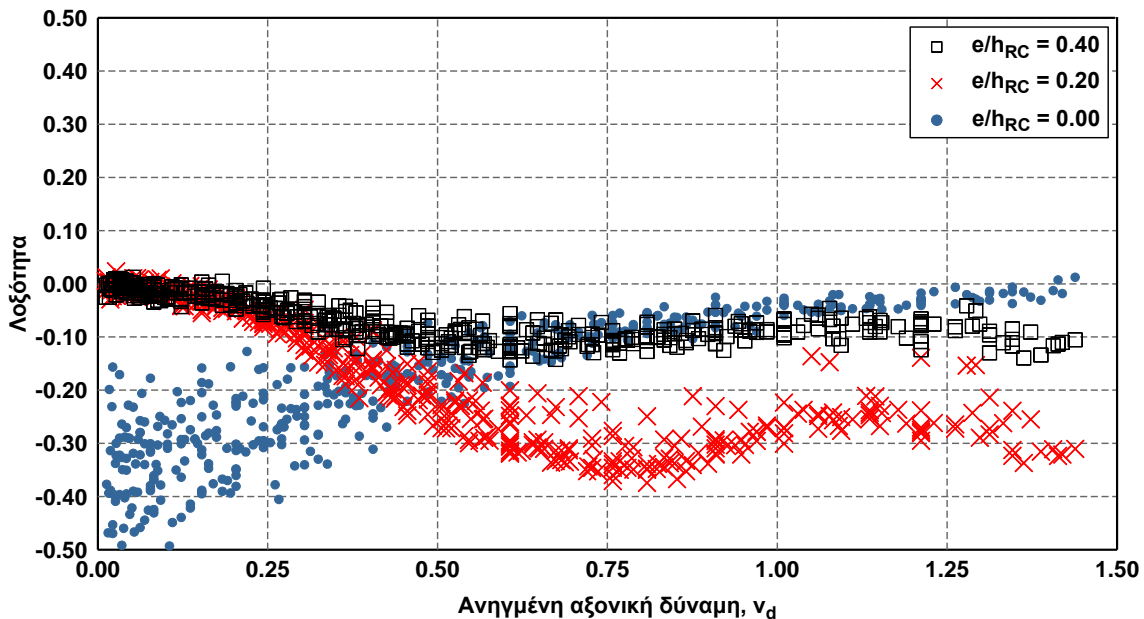
των τιμών της λοξότητας (Σχήμα 7.48) φαίνεται ότι προσεγγίζουν πολύ τη μηδενική τιμή που αντιστοιχεί σε συμμετρική κατανομή. Αντίστοιχη είναι η εικόνα τόσο για την κυρτότητα - εκτός από λίγες περιπτώσεις για μεγάλες τιμές του V_p όπου φτάνει μέχρι την τιμή 15 - όσο και για τις υπόλοιπες τιμές του συντελεστή V_p και της εκκεντρότητας e . Συμπερασματικά, η παραδοχή της κανονικής κατανομής για το περιθώριο ασφαλείας κρίνεται απόλυτα ικανοποιητική.



Σχήμα 7.46 Κατανομή περιθωρίου ασφαλείας σε όρους ροπών για μία ενδεικτική ανάλυση ($b_{RC}=1.00m$, $h_{RC}=0.30m$, $f_{ck}=25MPa$, $f_{yk}=500MPa$, $e/h_{RC}=0.20$, $V_p=50\%$, $A_s=41.9cm^2$ ανά παρειά).



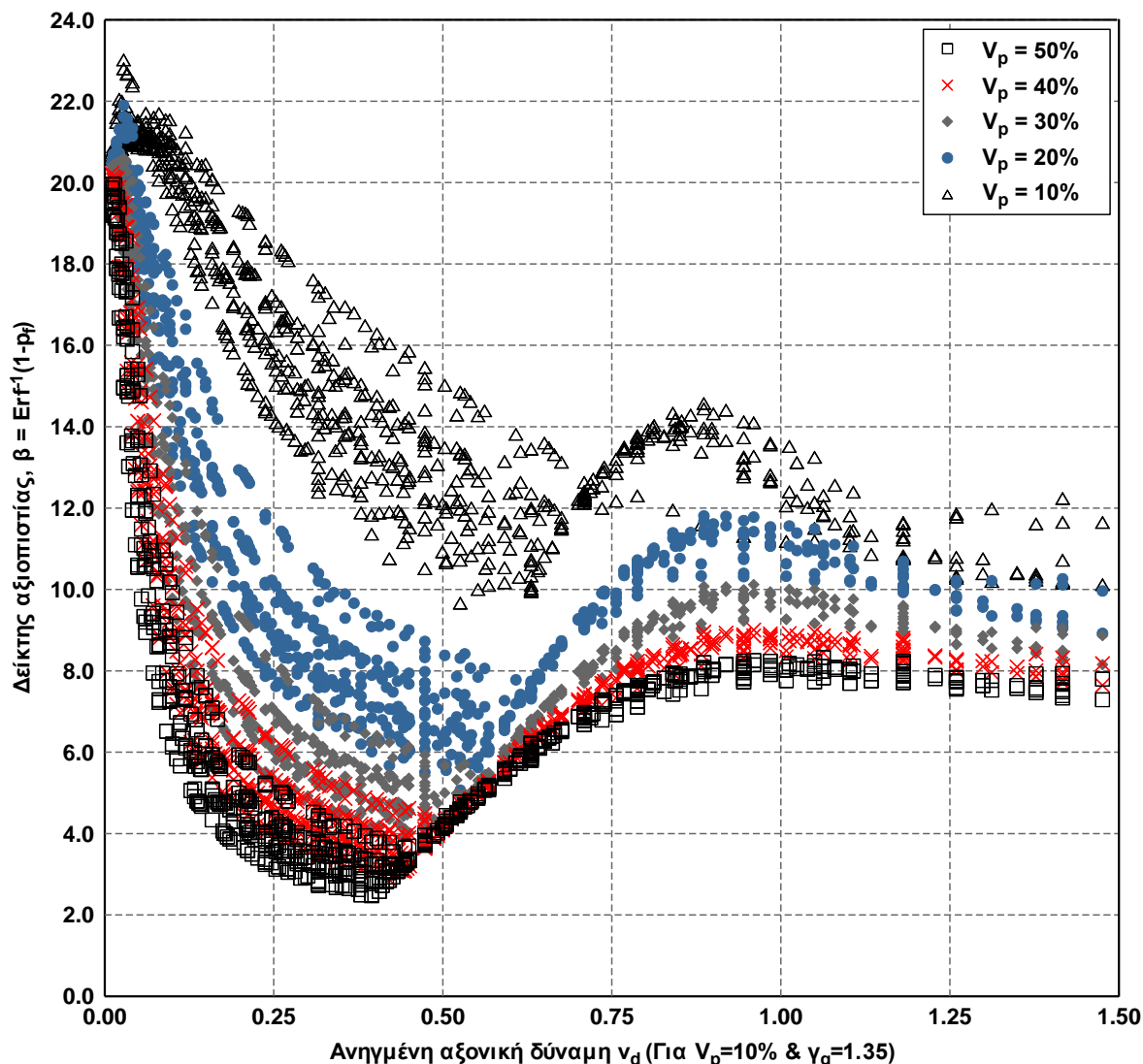
Σχήμα 7.47 Αθροιστική κατανομή περιθωρίου ασφαλείας σε όρους ροπών για μία ενδεικτική ανάλυση ($b_{RC}=1.00m$, $h_{RC}=0.30m$, $f_{ck}=25MPa$, $f_{yk}=500MPa$, $e/h_{RC}=0.20$, $V_p=50\%$, $A_s=41.9cm^2$ ανά παρειά). Ο κατακόρυφος άξονας είναι πιθανοτικός τέτοιος ώστε η αθροιστική συνάρτηση κανονική κατανομής να απεικονίζεται ως ευθεία γραμμή.



Σχήμα 7.48 Κατανομή λοξότητας περιθωρίου ασφαλείας M_R-M_s διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού για $V_p=30\%$ και $e/h_{RC}=0.20$.

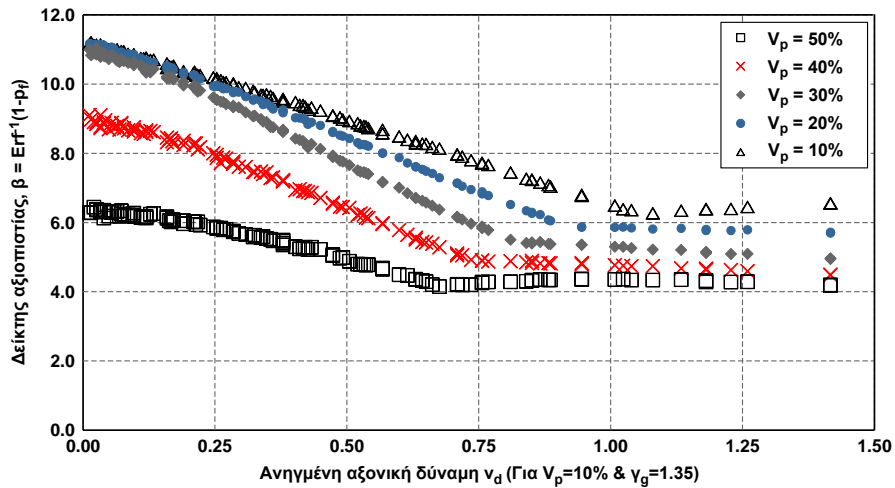
Κατόπιν παρουσιάζεται η κατανομή του δείκτη αξιοπιστίας ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού για τις διάφορες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων της τελικής επένδυσης V_p και της εκκεντρότητας e . Επισημαίνεται ότι οι τιμές $\nu_d > 1.00$ κρίνονται πολύ μεγάλες και συνήθως δεν απαντώνται στην πράξη, αλλά παρουσιάζονται στα διαγράμματα έτσι ώστε να φανεί η εξέλιξη του φαινομένου. Σε πολλά από τα διαγράμματα που ακολουθούν έχει επιλεγεί για διευκόλυνση στη χρήση τους οι τιμές στον οριζόντιο άξονα να αντιστοιχούν στην τιμή σχεδιασμού των συμβατικών φορτίων, δηλαδή στην τιμή που προκύπτει για $V_p=10\%$ και $\gamma_g=1.35$. Σε κάθε τέτοια περίπτωση αυτό φαίνεται σαφώς στην ονομασία του άξονα.

Στο πρώτο από τα σχήματα (Σχήμα 7.49) τα αποτελέσματα αφορούν σε όλες τις ποιότητες σκυροδέματος και χάλυβα και εκκεντρότητα $e/h_{RC}=0.20$. Όλες οι καμπύλες παρουσιάζουν ένα φθίνοντα κλάδο μέχρι ένα τοπικό ελάχιστο και στη συνέχεια στρέφουν τα κοίλα προς τα κάτω δημιουργώντας ένα σημείο τοπικού μεγίστου. Το τμήμα της καμπύλης πριν το τοπικό ελάχιστο αντιστοιχεί στην περιοχή του ελάχιστου οπλισμού. Όσον αφορά στο τμήμα της καμπύλης μετά το τοπικό ελάχιστο συνάδει με τη μορφή της καμπύλης μεταβολής του δείκτη αξιοπιστίας «καθ' ύψος» του διαγράμματος αλληλεπίδρασης (βλ. Σχήμα 7.43). Αύξηση του συντελεστή μεταβλητότητας οδηγεί σε μείωση του συντελεστή αξιοπιστίας β , φαινόμενο, το οποίο δεν είναι γραμμικό καθώς οι καμπύλες δεν έχουν σταθερή απόσταση μεταξύ τους. Για πολύ μεγάλες τιμές της ανηγμένης αξονικής δύναμης οι καμπύλες τείνουν να σταθεροποιηθούν σε μία τιμή.

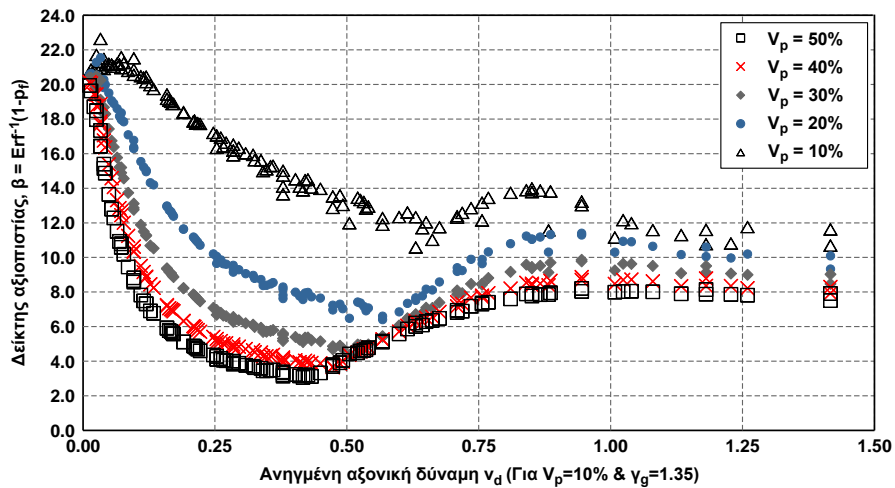


Σχήμα 7.49 Μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού για τις διάφορες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων V_p ($e/h_{RC} = 0.20$).

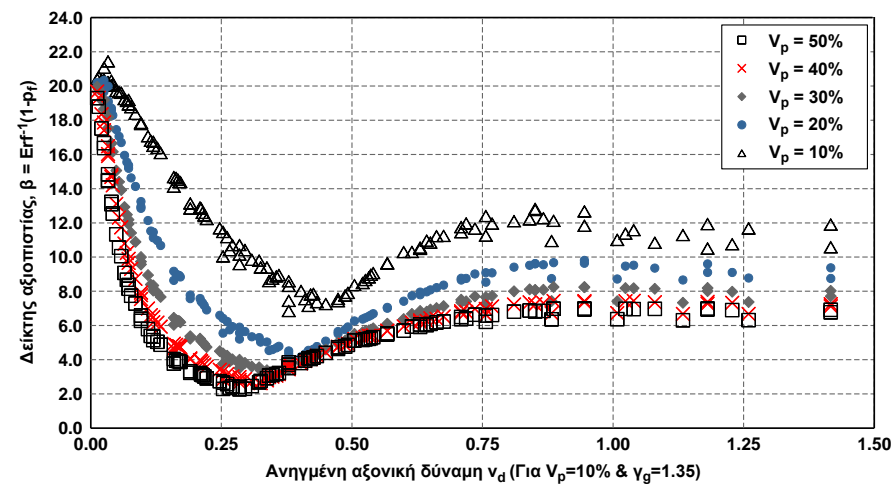
Μέσα στο νέφος καθεμίας τιμής του συντελεστή μεταβλητότητας παρατηρούνται διαφορετικές καμπύλες οι οποίες αντιστοιχούν σε διαφορετικούς συνδυασμούς ποιότητας σκυροδέματος και χάλυβα. Για την περαιτέρω μελέτη λοιπόν, των αποτελεσμάτων απομονώνονται για λόγους ευκρίνειας μόνο οι περιπτώσεις που αντιστοιχούν σε $f_{ck}=25\text{MPa}$ και $f_{yk}=500\text{MPa}$. Ποιοτικά οι κατανομές είναι κοινές και για τους υπόλοιπους συνδυασμούς ποιότητας των δύο υλικών.



Σχήμα 7.50 Μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (για $V_p=10\%$ & $\gamma_g=1.35$) για τις διάφορες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων V_p ($e/h_{RC}=0.00$, $f_{ck}=25\text{MPa}$ & $f_{yk}=500\text{MPa}$).

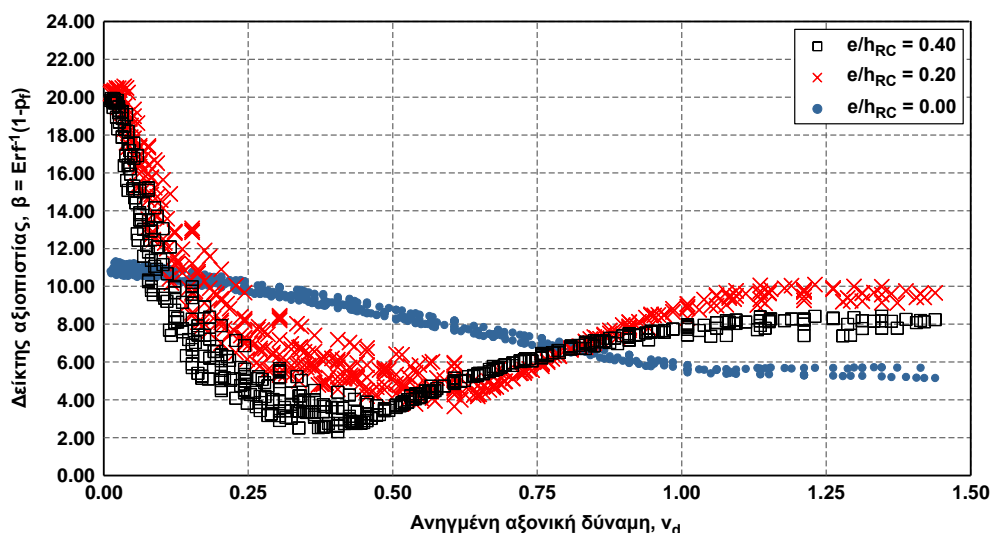


Σχήμα 7.51 Μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (για $V_p=10\%$ & $\gamma_g=1.35$) για τις διάφορες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων V_p ($e/h_{RC}=0.20$, $f_{ck}=25\text{MPa}$ & $f_{yk}=500\text{MPa}$).



Σχήμα 7.52 Μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (για $V_p=10\%$ & $\gamma_g=1.35$) για τις διάφορες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων V_p ($e/h_{RC}=0.40$, $f_{ck}=25\text{MPa}$ & $f_{yk}=500\text{MPa}$).

Για να φανεί, όμως και η επίδραση της εκκεντρότητας e , στο Σχήμα 7.53 φαίνεται η κατανομή του δείκτη β για σταθερή μεταβλητότητα και για τις διάφορες τιμές e/h_{RC} . Οι δύο περιπτώσεις έκκεντρης φόρτισης έχουν μικρές διαφορές μεταξύ τους κυρίως όσον αφορά στις τιμές, ενώ η περίπτωση της μονοαξονικής θλίψης, διαφοροποιείται σημαντικά, καθώς οι τιμές του β έχουν πολύ πιο μικρό εύρος ($\beta=5.00-11.00$) και εφόσον προβάλλεται σε κοινό διάγραμμα με τις άλλες δύο είναι πιο ήπια δίχως τόσο έντονες αλλαγές στην κλίση της.



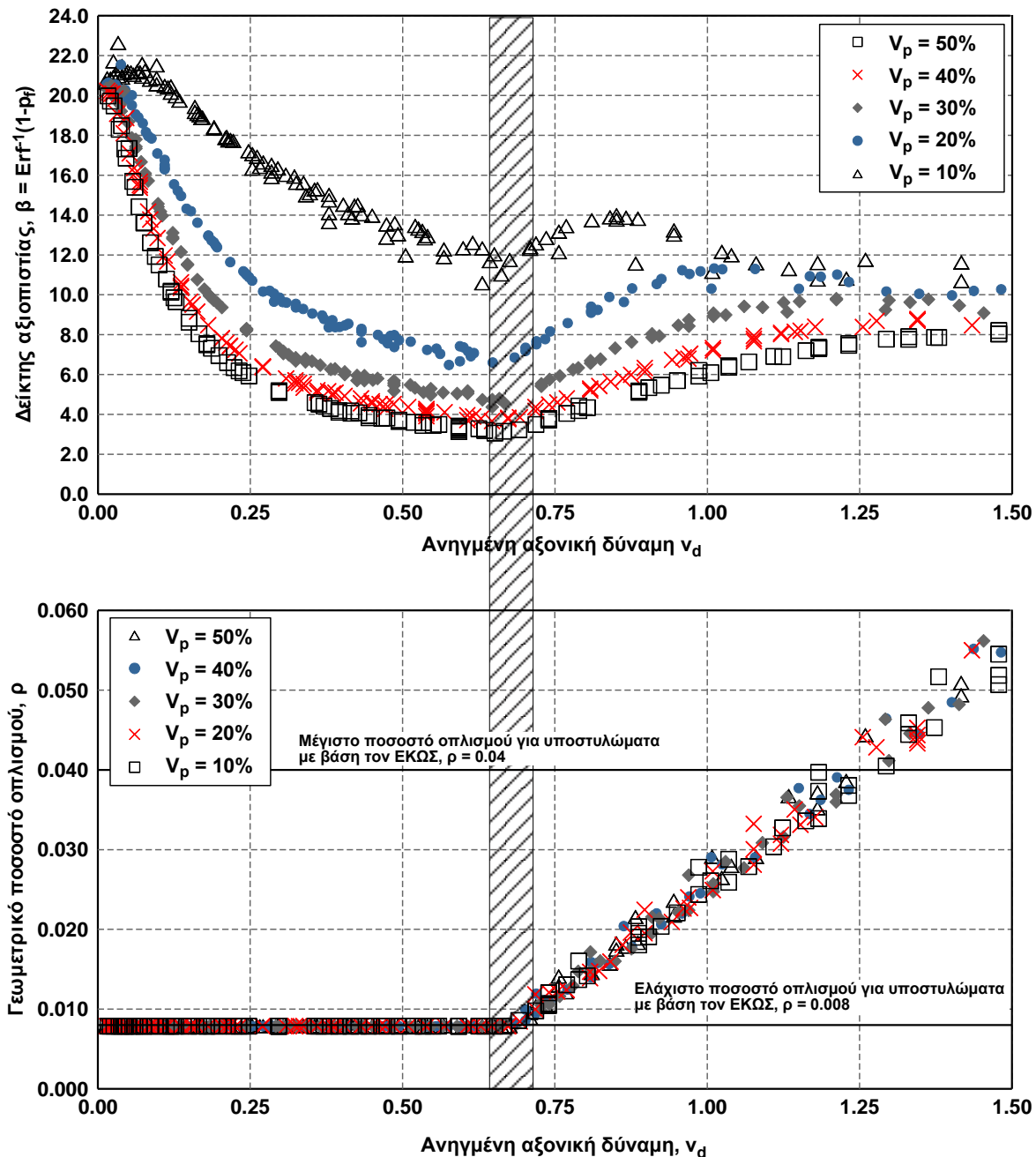
Σχήμα 7.53 Μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού για τις διάφορες τιμές της εκκεντρότητας της φόρτισης e ($V_p=30\%$).

Από τα παραπάνω σχήματα για τις διαφορετικές τιμές της εκκεντρότητας και μεταβλητότητας προκύπτουν οι εξής παρατηρήσεις:

- ο Η μορφή των καμπυλών για την περίπτωση με $e/h_{RC}=0.40$ είναι αντίστοιχη με τη μορφή που περιγράφηκε στο Σχήμα 7.49 για $e/h_{RC}=0.20$.
- ο Στην περίπτωση της μονοαξονικής θλίψης το τμήμα της καμπύλης μετά το τοπικό ελάχιστο παρουσιάζει πολύ μικρή καμπυλότητα και οι τιμές του δείκτη αξιοπιστίας κυμαίνονται σε πολύ μικρότερο εύρος από τις αντίστοιχες των περιπτώσεων με εκκεντρότητα.
- ο Το τοπικό ελάχιστο των καμπυλών για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή V_p αντιστοιχεί σε διαφορετική τιμή του ν_d (για $V_p=10\%$ και $\gamma_p=1.35$)
- ο Για όλες τις τιμές της εκκεντρότητας η μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας είναι μη-γραμμική ως προς την τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας, καθώς η απόσταση μεταξύ των καμπυλών δεν είναι σταθερή.
- ο Το καμπύλο τμήμα της κατανομής μετά το τοπικό ελάχιστο στις περιπτώσεις όπου $e \neq 0.00$, ποιοτικά συγκλίνει με την κατανομή του δείκτη αξιοπιστίας β στο Σχήμα 7.43., όπου στο θετικό τμήμα του κατακόρυφου άξονα αύξηση της θλιπτικής δύναμης οδηγεί σε αύξηση του δείκτη αξιοπιστίας μέχρι ένα τοπικό μέγιστο, κατόπιν μειώνεται και τελικά παραμένει πρακτικά σταθερή.

Επειδή ο καθορισμός της φύσης του σημείου του τοπικού ελαχίστου δεν είναι δυνατός μέσω των μεταβλητών που έχουν χρησιμοποιηθεί στα μέχρι τώρα διαγράμματα, στο επόμενο σχήμα στον οριζόντιο άξονα αντιστοιχούν οι τιμές της ανηγμένης αξονικής δύναμης σχεδιασμού, όπως αυτή

προκύπτει για κάθε μεταβλητότητα. Είναι πλέον εμφανές ότι το τοπικό ελάχιστο αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή της παραμέτρου v_d για την οποία επαρκεί ο ελάχιστος οπλισμός. Επομένως, στην περίπτωση που δεν υπήρχε η απαίτηση του ελάχιστου οπλισμού δεν θα υπήρχε και ο αρχικός φθίνων κλάδος, αλλά η καμπύλη θα ήταν συνεχώς αύξουσα μέχρι το τοπικό μέγιστο.



Σχήμα 7.54 Μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας και του γεωμετρικού ποσοστού διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού για τις διάφορες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων V_p ($e/h_{RC}=0.20$, $f_{ck}=25\text{MPa}$ & $f_{yk}=500\text{MPa}$).

Συμπερασματικά, η διαδικασία διαστασιολόγησης διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος με βάση τους επιμέρους συντελεστές που προτείνουν οι Ευρωκώδικες για τα μόνιμα φορτία οδηγεί γενικά σε μεγάλες τιμές του δείκτη αξιοπιστίας, ειδικά εάν συγκριθούν με αντίστοιχες τιμές γεωτεχνικών έργων (ενδεικτικά βλ. Φορτσάκης et al., 2010c). Εξαιτίας της πολυπαραμετρικότητας του προβλήματος είναι

δύσκολο να προταθούν διαγράμματα ή μαθηματικές εξισώσεις για τον προσδιορισμό του δείκτη αξιοπιστίας μίας διατομής Ω/Σ για όλες τις περιπτώσεις γεωμετρίας, ποιότητας υλικών και φορτίσεων. Στον επόμενο πίνακα παρατίθενται συνοπτικά τα εύρη του δείκτη αξιοπιστίας για τις διάφορες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων και της εκκεντρότητας της επιβαλλόμενης φόρτισης που μελετήθηκαν.

Πίνακας 7.9 Εύρος απαντώμενων τιμών του δείκτη αξιοπιστίας ως προς την τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων (V_p) και την εκκεντρότητα (e/h_{RC}) της επιβαλλόμενης φόρτισης.

	$V_p=10\%$	$V_p=20\%$	$V_p=30\%$	$V_p=40\%$	$V_p=50\%$
$e/h_{RC} = 0.00$	6.28-11.57	4.93-11.55	4.09-11.44	3.66-9.35	3.44-6.70
$e/h_{RC} = 0.20$	9.31-23.05	5.10-21.93	3.71-20.63	2.90-20.32	2.50-20.10
$e/h_{RC} = 0.40$	5.01-21.87	3.09-20.47	2.37-20.15	1.96-19.89	1.72-19.63
Συνολικά	5.01-23.05	3.09-21.93	2.37-20.63	1.96-20.32	1.72-20.10

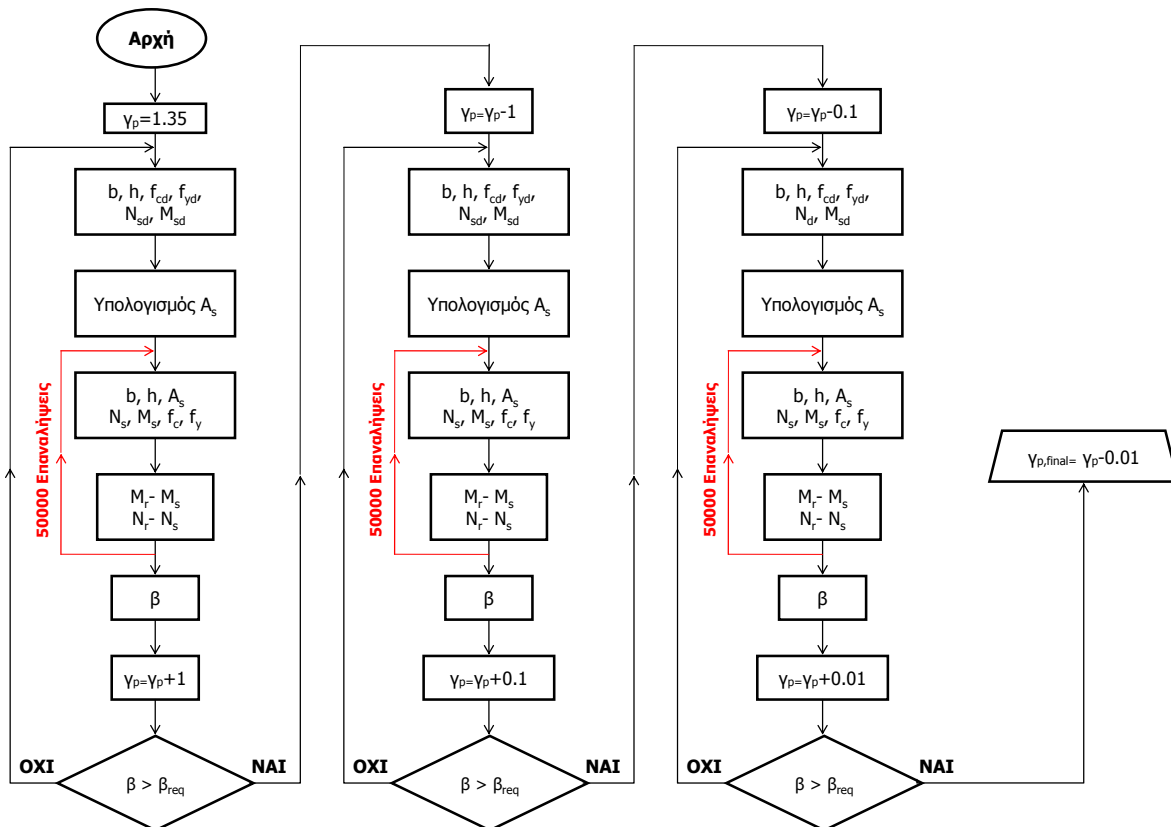
7.2.4 Υπολογισμός απαιτούμενων επιμέρους συντελεστών φορτίων γεωυλικού

Μία τιμή του δείκτη αξιοπιστίας δεν είναι δυνατόν να χαρακτηριστεί απόλυτα εάν είναι μεγάλη ή όχι, αλλά μόνο συγκριτικά με μία απαιτούμενη τιμή. Στο υπό μελέτη πρόβλημα η τιμή αυτή, για ένα συγκεκριμένο συνδυασμό παραμέτρων, θα μπορούσε να είναι είτε μία αυθαίρετα ορισμένη είτε η τιμή που αντιστοιχεί σε μία κατασκευή με τις ίδιες παραμέτρους, αλλά με συντελεστή μεταβλητότητας μόνιμων φορτίων $V_p=10\%$ («συμβατική κατασκευή»).

Στο τελευταίο αυτό τμήμα των στοχαστικών αναλύσεων των διατομών τελικής επένδυσης από Ω/Σ , χρησιμοποιώντας τα συμπεράσματα της προηγούμενης παραγράφου υπολογίζονται οι επιμέρους συντελεστές (γ_p) για διατομές στις οποίες ασκούνται φορτία με αυξημένη μεταβλητότητα ανάλογα με το απαιτούμενο επίπεδο αξιοπιστίας. Η προσέγγιση αυτή αντιστοιχεί στις διατομές τελικής επένδυσης, στις οποίες ασκούνται φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό, τα οποία παρουσιάζουν πολύ μεγαλύτερη αβεβαιότητα σε σχέση με τα μόνιμα φορτία συμβατικών κατασκευών. Επισημαίνεται ότι οι τιμές που υπολογίζονται αφορούν στον επιμέρους συντελεστή μόνο των φορτίων από το περιβάλλον γεωυλικό. Για το λόγο αυτό υιοθετείται ο συμβολισμός γ_p για τον επιμέρους συντελεστή των φορτίων γεωυλικού αντί για γ_g που αφορά γενικά τα μόνιμα φορτία.

Η υπολογιστική διαδικασία, η οποία απεικονίζεται σε διάγραμμα ροής στο Σχήμα 7.55, αποτελεί επέκταση αυτής που έχει ήδη περιγραφεί για τον υπολογισμό του δείκτη αξιοπιστίας.

- ο Αρχικές παράμετροι: b_{RC} , h_{RC} , m_{N_r} , e , $V_N=V_M=V_p$, f_{ck} , V_{cr} , f_{yk} , V_{sr} , γ_p .
- ο Μέσω της διαδικασίας που έχει περιγραφεί αναλυτικά στην παράγραφο 7.2.3 υπολογίζεται ο δείκτης αξιοπιστίας της διατομής «β».
- ο Εάν η τιμή που προκύπτει είναι μικρότερη από την απαιτούμενη (β_{req}) αυξάνεται ο επιμέρους συντελεστής κατά μία μονάδα. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι $\beta > \beta_{req}$.
- ο Η ίδια διαδικασία επαναλαμβάνεται άλλες δύο φορές με βήμα αύξησης της τιμής του επιμέρους συντελεστή 0.1 και 0.01 αντίστοιχα, εξασφαλίζοντας ακρίβεια 0.01 στους υπολογισμούς.



Σχήμα 7.55 Διάγραμμα ροής για τις αναλύσεις υπολογισμού του απαιτούμενου επιμέρους συντελεστή φορτίων γεωυλικού με κριτήριο συγκριμένο επίπεδο αξιοπιστίας (Λίτσας, 2010).

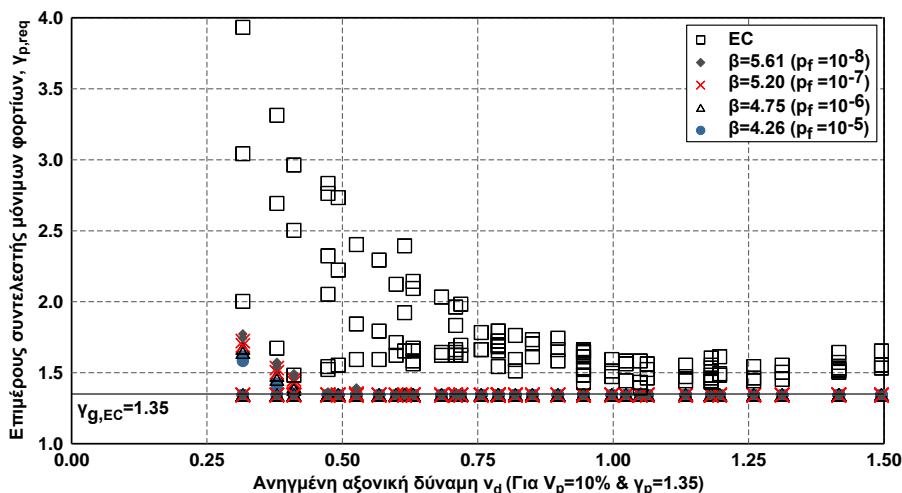
Λαμβάνοντας υπόψη τις συστάσεις του Ευρωκώδικα 0 και των Gulvanessian et al., 2009 (Πίνακας 7.6) τα απαιτούμενα επίπεδα αξιοπιστίας που επιλέχθηκαν είναι:

- ο $\beta_{req} = 4.26$ ($p_f = 10^{-5}$)
- ο $\beta_{req} = 4.75$ ($p_f = 10^{-6}$)
- ο $\beta_{req} = 5.20$ ($p_f = 10^{-7}$)
- ο $\beta_{req} = 5.61$ ($p_f = 10^{-8}$)
- ο $\beta_{req} = \ll \beta \text{ διατομής } \Omega/\Sigma \text{ με ίδια χαρακτηριστικά και μεταβλητότητα επιβαλλόμενων φορτίων } V_p = 10\% \gg$

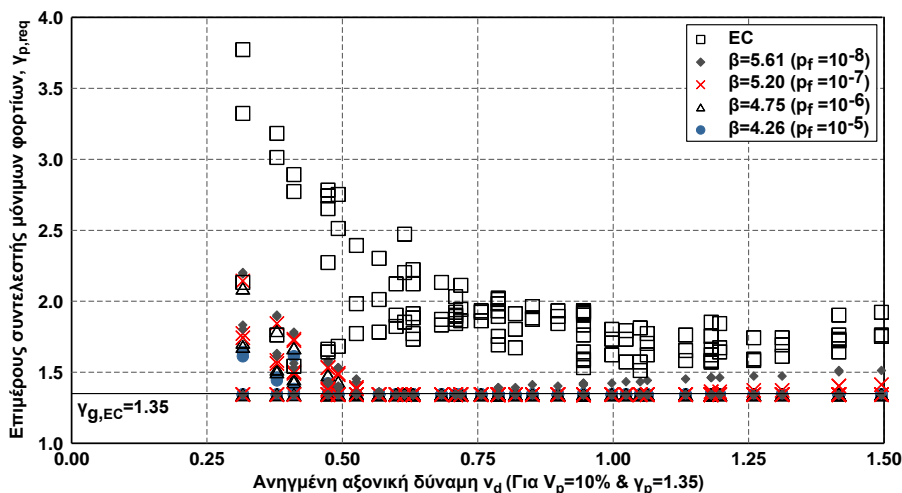
Εξαιτίας του πολύ μεγάλου υπολογιστικού χρόνου οι αναλύσεις του τελευταίου μέρους πραγματοποιήθηκαν για 288 από τους 4464 συνδυασμούς (Πίνακας 7.8) των αναλύσεων της προηγούμενης παραγράφου, καλύπτοντας ωστόσο ένα μεγάλο φάσμα από τις ήδη εξετασθείσες περιπτώσεις.

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών γ_p παρουσιάζονται στα παρακάτω σχήματα και αντιστοιχούν και στις τρεις περιπτώσεις εκκεντρότητας που εξετάστηκαν. Είναι εμφανές ότι αύξηση του απαιτούμενου επιπέδου αξιοπιστίας ή και αύξηση του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων οδηγεί σε αύξηση της τιμής του απαιτούμενου επιμέρους συντελεστή γ_p . Γενικά, οι μεγαλύτερες τιμές παρατηρούνται στην αριστερή πλευρά των διαγραμμάτων, ενώ είναι φανερή η σημαντική διασπορά των σημείων λόγω των διαφορετικών ποιοτήτων χάλυβα και σκυροδέματος.

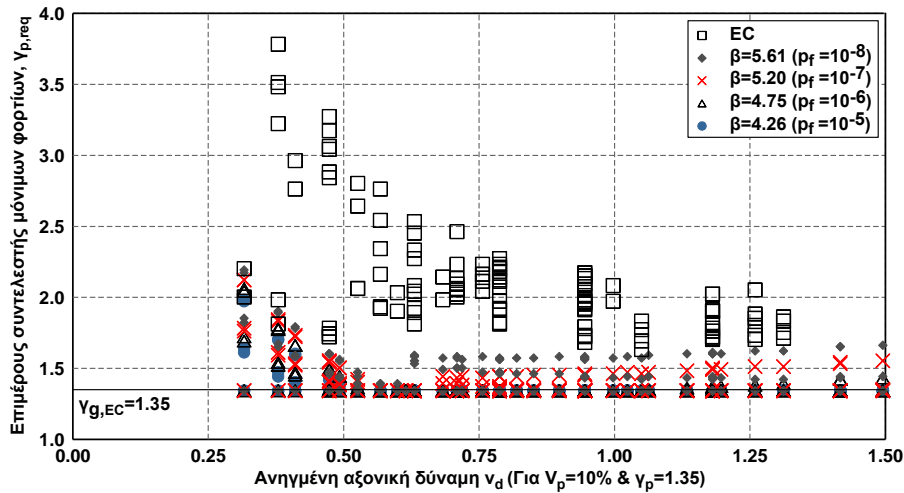
Οι τιμές που προκύπτουν με βάση την απαίτηση το επίπεδο αξιοπιστίας να είναι ίδιο με αυτό της αντίστοιχης «συμβατικής κατασκευής» είναι ιδιαίτερα υψηλές και οδηγούν σε πολύ μεγάλες ποσότητες οπλισμού, όπως θα φανεί στη συνέχεια. Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις δείκτη αξιοπιστίας τα σημεία έχουν παρόμοια κατανομή, τείνοντας προς μία καμπύλη με τα κοίλα στραμμένα προς τα πάνω για τις μεγάλες τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας.



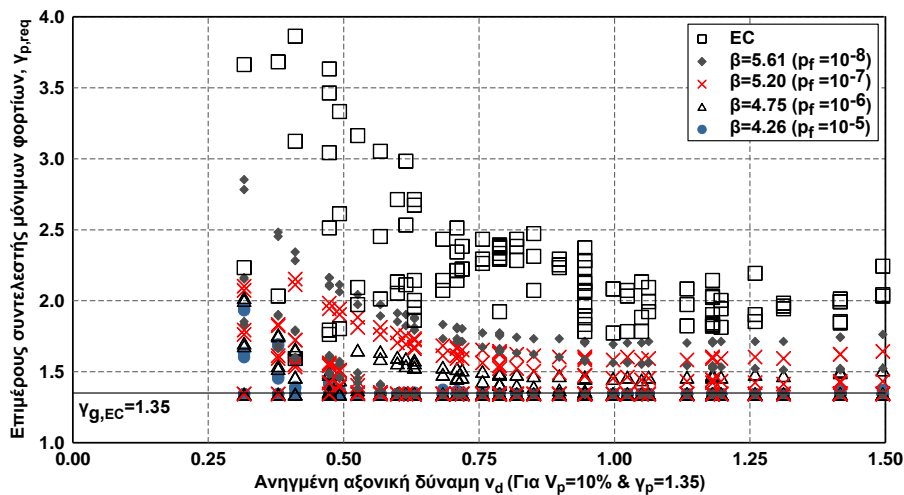
Σχήμα 7.56 Μεταβολή επιμέρους συντελεστή φορτίων γεωλικού για συντελεστή μεταβλητότητας φορτίων $V_p=20\%$ και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$.



Σχήμα 7.57 Μεταβολή επιμέρους συντελεστή φορτίων γεωλικού για συντελεστή μεταβλητότητας φορτίων $V_p=30\%$ και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$.



Σχήμα 7.58 Μεταβολή επιμέρους συντελεστή φορτίων γεωλικού για συντελεστή μεταβλητότητας φορτίων $V_p=40\%$ και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$.



Σχήμα 7.59 Μεταβολή επιμέρους συντελεστή φορτίων γεωλικού για συντελεστή μεταβλητότητας φορτίων $V_p=50\%$ και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$.

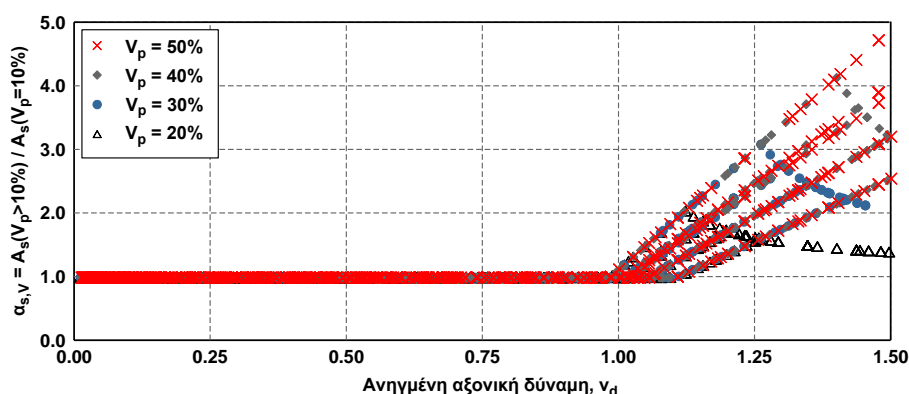
Οι βασικές μεταβλητές του συγκεκριμένου προβλήματος είναι ο συντελεστής μεταβλητότητας των επιβαλλόμενων φορτίων και το απαιτούμενο επίπεδο αξιοπιστίας. Ωστόσο, η επιλογή ενός επιμέρους συντελεστή ανά ζεύγος παραμέτρων δεν είναι εύκολη, καθώς η τιμή του $\gamma_{p,req}$, όπως έγινε αντιληπτό από τα παραπάνω διαγράμματα, εξαρτάται από την ποιότητα σκυροδέματος και χάλυβα, από την εκκεντρότητα και την τιμή της φόρτισης. Επομένως, εφόσον η επιλογή της τιμής του επιμέρους συντελεστή δεν μπορεί να είναι αποτέλεσμα μίας μαθηματικής διαδικασίας, αλλά εμπεριέχει υποκειμενικότητα είναι μία απόφαση, η οποία βασίζεται περισσότερο σε κανονιστικά, κοινωνικά και τεχνικοοικονομικά παρά σε επιστημονικά κριτήρια. Στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται ενδεικτικά προτεινόμενες τιμές για τους επιμέρους συντελεστές, οι οποίοι έχουν προκύψει λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα των αναλύσεων, αλλά και το μηχανισμό του φαινομένου.

Πίνακας 7.10 Προτεινόμενοι επιμέρους συντελεστές φορτίων γεωυλικού γ_p , με κριτήριο την αντοχή έναντι μεγεθών ορθής έντασης, συναρτήσει του επιπέδου αξιοπιστίας και της μεταβλητότητας των φορτίων.

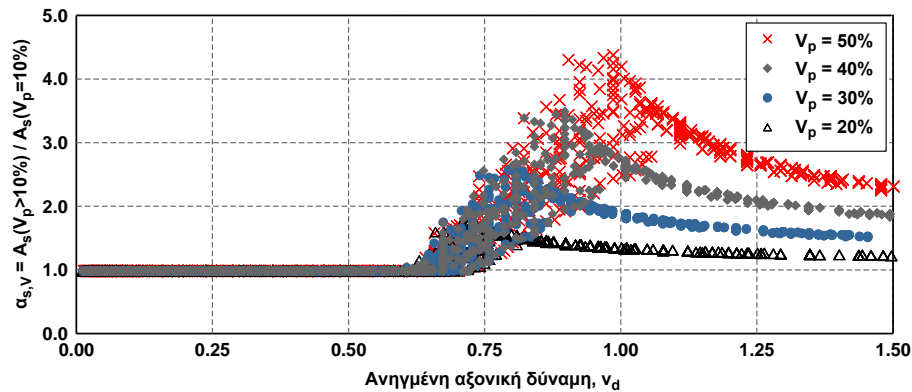
Συντελεστής μεταβλητότητας φορτίων	Επίπεδο αξιοπιστίας			
	$\beta=4.26$ ($p_f=10^{-5}$)	$\beta=4.75$ ($p_f=10^{-6}$)	$\beta=5.20$ ($p_f=10^{-7}$)	$\beta=5.61$ ($p_f=10^{-8}$)
$V_p = 20\%$	1.35	1.35	1.40	1.40
$V_p = 30\%$	1.40	1.40	1.45	1.50
$V_p = 40\%$	1.45	1.50	1.55	1.70
$V_p = 50\%$	1.50	1.60	1.70	1.90

Η διαφοροποίηση του συντελεστή μεταβλητότητας, αλλά και του επιμέρους συντελεστή των μόνιμων φορτίων στην περίπτωση της τελικής επένδυσης σε σχέση με τις «συμβατικές κατασκευές» έχει ως αποτέλεσμα τη διαφοροποίηση και της ποσότητας του απαιτούμενου οπλισμού σε κάθε διατομή.

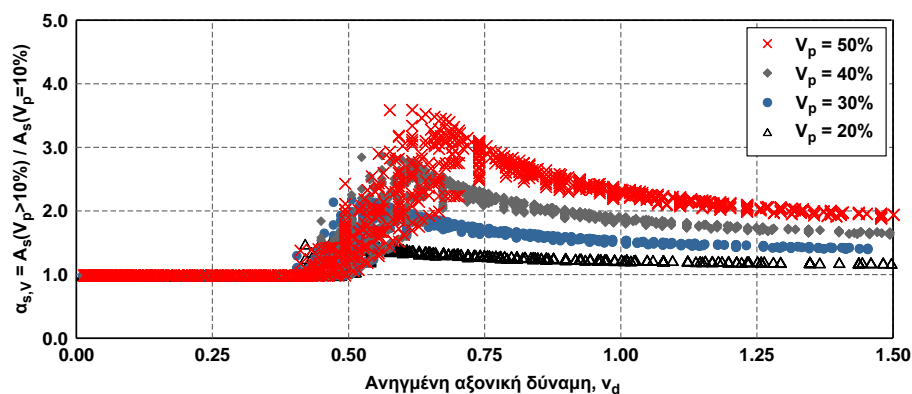
Αρχικά, στα τρία παρακάτω σχήματα, σχολιάζεται η μεταβολή του απαιτούμενου οπλισμού μόνο λόγω της αύξησης του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων. Η αύξηση αυτή οδηγεί, για δεδομένο επίπεδο αξιοπιστίας σε αύξηση της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου, της τιμής σχεδιασμού και κατ' επέκταση του απαιτούμενου οπλισμού. Στα διαγράμματα απεικονίζεται η μεταβολή του λόγου των οπλισμών ($\alpha_{s,v}$) ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη της αντίστοιχης «συμβατικής κατασκευής». Είναι εμφανές ότι για μικρές τιμές της αξονικής (στην περιοχή όπου δεν απαιτείται μεταβολή του επιμέρους συντελεστή γ_p) ο λόγος των οπλισμών είναι ίσος με τη μονάδα, στη συνέχεια ακολουθεί ένα τμήμα με γραμμική αύξηση του λόγου και τέλος μία φθίνουσα καμπύλη, η οποία στρέφει τα κοίλα προς τα πάνω. Τα σημεία αλλαγής της μορφής της καμπύλης εξαρτώνται από την εκκεντρότητα της φόρτισης και οι διάφορες καμπύλες που διακρίνονται αντιστοιχούν σε διαφορετική ποιότητα σκυροδέματος και χάλυβα. Επισημαίνεται ότι οι τιμές του λόγου δεν εξαρτώνται από την αντοχή του χάλυβα (f_{yk}), καθώς απλοποιείται στους υπολογισμούς. Παρατηρείται εξάρτηση μόνο στην περίπτωση που ο οπλισμός για τη διατομή με $V_p=10\%$ είναι ίσος με τον ελάχιστο. Οι τιμές του λόγου κυμαίνονται από 1.00 έως 5.0 για $e=0.00$, από 1.00 έως 4.30 για $e/h_{RC}=0.20$ και από 1.00 έως 3.80 για $e/h_{RC}=0.40$.



Σχήμα 7.60 Μεταβολή του λόγου του απαιτούμενου οπλισμού $\alpha_{s,v}$, ο οποίος είναι ίσος με το πηλίκο του οπλισμού με την αυξημένη τιμή της μεταβλητότητας προς τον αντίστοιχο για τιμή μεταβλητότητας $V_p=10\%$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού ν_d και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας ($e/h_{RC}=0.00$).



Σχήμα 7.61 Μεταβολή του λόγου του απαιτούμενου οπλισμού $\alpha_{s,v}$, ο οποίος είναι ίσος με το ηλικό του οπλισμού με την αυξημένη τιμή της μεταβλητότητας προς τον αντίστοιχο για τιμή μεταβλητότητας $V_p=10\%$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού v_d και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας ($e/h_{RC}=0.20$).



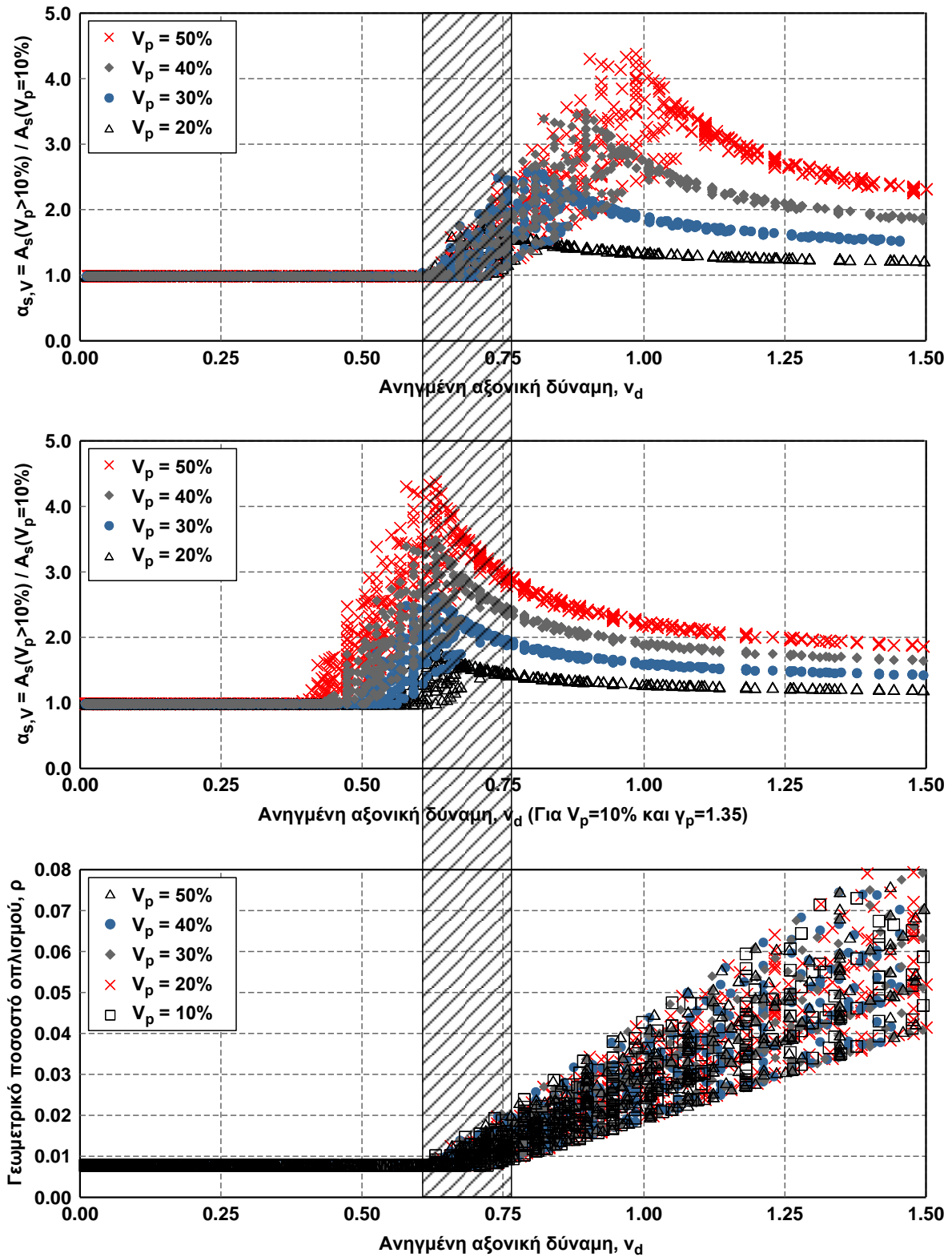
Σχήμα 7.62 Μεταβολή του λόγου του απαιτούμενου οπλισμού $\alpha_{s,v}$, ο οποίος είναι ίσος με το ηλικό του οπλισμού με την αυξημένη τιμή της μεταβλητότητας προς τον αντίστοιχο για τιμή μεταβλητότητας $V_p=10\%$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού v_d και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας ($e/h_{RC}=0.40$).

Για την ερμηνεία της μορφής των καμπυλών χρησιμοποιείται το Σχήμα 7.63, το οποίο απεικονίζει συνδυαστικά τη μεταβολή του λόγου $\alpha_{s,v}$ του γεωμετρικού ποσοστού οπλισμού ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού. Με βάση το τρίτο διάγραμμα του σχήματος για εκκεντρότητα $e/h_{RC}=0.20$, το ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού για όλες τις μεταβλητότητες επαρκεί μέχρι την τιμή ανηγμένης αξονικής δύναμης περίπου $v_d=0.65-0.75$ (γραμμοσκιασμένη περιοχή), ανάλογα με την ποιότητα του σκυροδέματος και του χάλυβα. Επίσης, από το πρώτο διάγραμμα, όταν οι τιμές του λόγου $\alpha_{s,v}$ προβάλλονται ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού κάθε διατομής είναι εμφανές ότι το σημείο μετάβασης από την οριζόντια στην κεκλιμένη ευθεία κείται περίπου στη γραμμοσκιασμένη περιοχή, συμπίπτει, δηλαδή, με το σημείο στο οποίο δεν επαρκεί πλέον ο ελάχιστος οπλισμός για της διατομές αυξημένης μεταβλητότητας. Αντίστοιχα όταν οι τιμές του λόγου $\alpha_{s,v}$ προβάλλονται ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού της διατομής με $V_p=10\%$ (δεύτερο διάγραμμα) είναι εμφανές ότι το σημείο μετάβασης από την κεκλιμένη ευθεία στην καμπύλη κείται περίπου στη γραμμοσκιασμένη περιοχή, συμπίπτει, δηλαδή, με το σημείο στο οποίο δεν επαρκεί πλέον ο ελάχιστος οπλισμός για τη διατομή με μεταβλητότητα $V_p=10\%$. Συναξιολογώντας τα παραπάνω, για τις τρεις περιοχές του διαγράμματος μεταβολής του λόγου $\alpha_{s,v}$ ισχύουν τα εξής:

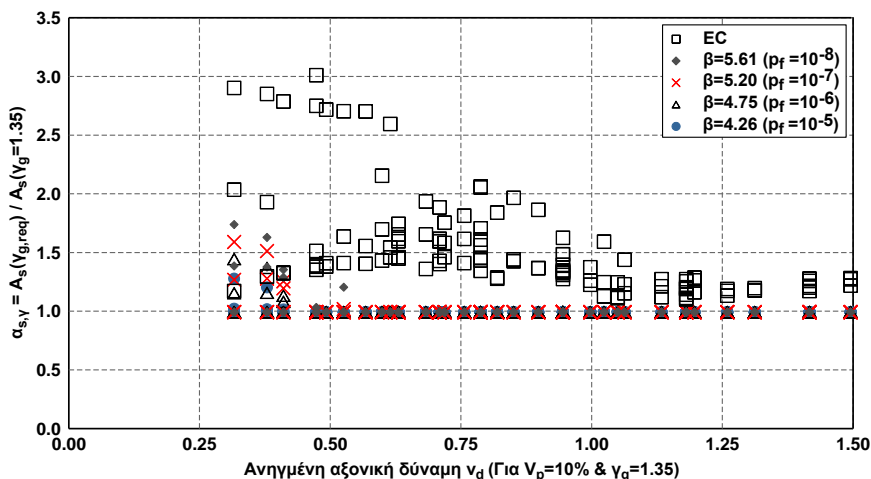
- ο Στην πρώτη περιοχή του διαγράμματος (οριζόντιο τμήμα με σταθερή τιμή $\alpha_{s,v}=1.00$) τόσο στις διατομές με $V_p=10\%$ όσο και στις διατομές με αυξημένη μεταβλητότητα απαιτείται ο ελάχιστος οπλισμός.

- ο Στη δεύτερη περιοχή του διαγράμματος (κεκλιμένο τμήμα) στις διατομές με αυξημένη μεταβλητότητα απαιτείται οπλισμός μεγαλύτερος του ελάχιστου, ενώ στις διατομές με $V_p=10\%$ επαρκεί ο ελάχιστος. Η αφετηρία για τον υπολογισμό της τιμής σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών είναι η μέση τιμή τους. Επομένως, για ίδια μέση τιμή αξονικής, σε μία διατομή με μεγαλύτερη μεταβλητότητα αντιστοιχεί μεγαλύτερη τιμή σχεδιασμού. Με την αύξηση της αξονικής, όσο πιο μεγάλη είναι η τιμή του V_p για μία διατομή τόσο πιο «νωρίς» απαιτεί οπλισμό μεγαλύτερο από τον ελάχιστο.
- ο Στην τρίτη περιοχή τόσο στις διατομές με $V_p=10\%$ όσο και στις διατομές με αυξημένη μεταβλητότητα απαιτείται οπλισμός μεγαλύτερος του ελάχιστου με αποτέλεσμα να προκύπτει η καμπύλη μεταβολή των τιμών του λόγου $a_{s,v}$.

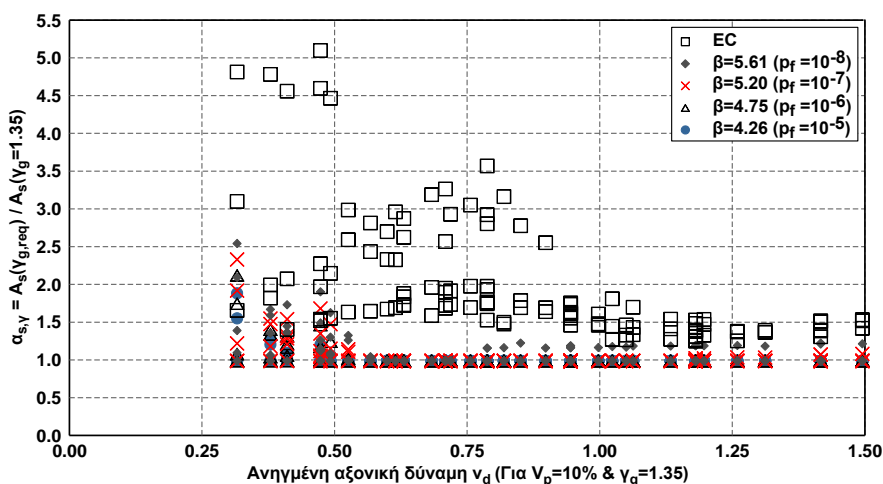
Στη συνέχεια μελετάται η αύξηση που προκαλείται στον απαιτούμενο οπλισμό εφόσον στο σχεδιασμό εφαρμοσθούν οι επιμέρους συντελεστές, οι οποίοι έχουν προκύψει με απαίτηση συγκεκριμένου επιπέδου αξιοπιστίας. Η κατανομή του λόγου των οπλισμών $a_{s,v}$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού v_d , είναι αντίστοιχη με την κατανομή των επιμέρους συντελεστών $\gamma_{p,req}$ που έχει ήδη παρουσιαστεί. Οι τιμές των λόγων που προκύπτουν για την απαίτηση επιπέδου αξιοπιστίας ίσο με αυτό «συμβατικής κατασκευής» είναι ιδιαίτερα μεγάλες και μη ρεαλιστικές. Για τις τιμές του δείκτη αξιοπιστίας από 4.26 έως 5.61 οι τιμές του λόγου κυμαίνονται κυρίως στο εύρος $a_{s,v}=1.00-2.00$, ενώ μόνο σε λίγες περιπτώσεις όπου $V_p>30\%$ και $\beta\geq 5.20$ παρατηρούνται μεγαλύτερες από 2.00. Διευκρινίζεται ότι τα ακόλουθα διαγράμματα αντιστοιχούν στους επιμέρους συντελεστές, όπως αυτοί προέκυψαν από τις αναλύσεις και όχι στις αντίστοιχες προτεινόμενες τιμές (Πίνακας 7.10).



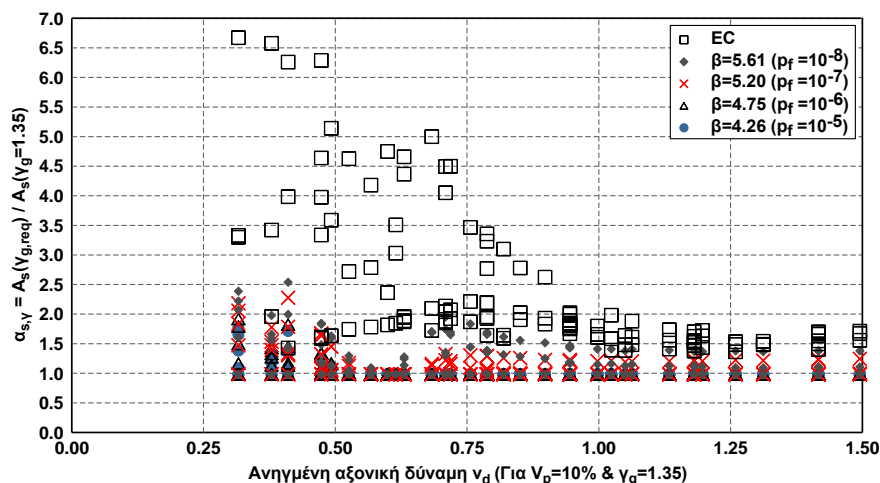
Σχήμα 7.63 Συγκριτική απεικόνιση του λόγου του απαιτούμενου οπλισμού $\alpha_{s,V}$, ο οποίος είναι ίσος με το ηλίκιο του οπλισμού με την αυξημένη τιμή της μεταβλητότητας προς τον αντίστοιχο για τιμή μεταβλητότητας $V_p=10\%$ και του γεωμετρικού ποσοστού οπλισμού των διατομών (ρ) ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού και διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας ($e/h_{RC}=0.20$).



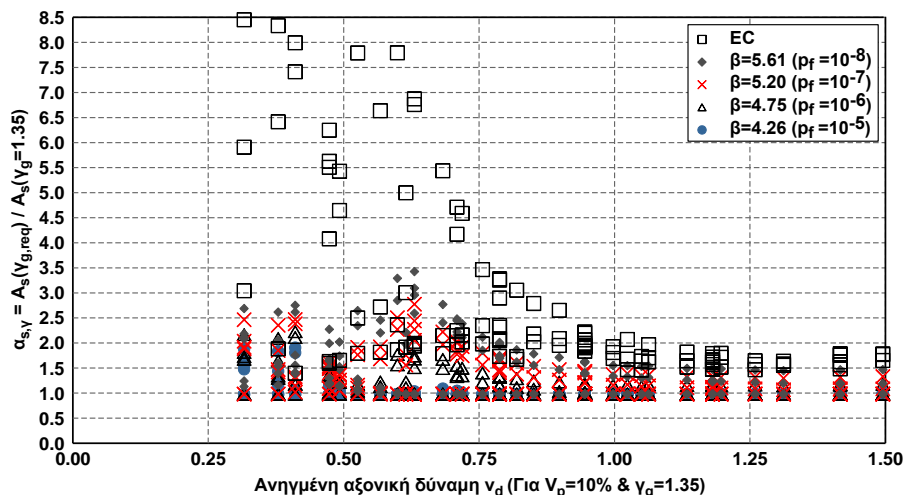
Σχήμα 7.64 Μεταβολή του λόγου $\alpha_{s,y}$, ο οποίος είναι ίσος με το πηλίκο του οπλισμού με τον απαιτούμενο επιμέρους συντελεστή προς τον αντίστοιχο για $\gamma_p=1.35$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (για $V_p=10\%$ και $\gamma_p=1.35$) για $V_p=20\%$. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$.



Σχήμα 7.65 Μεταβολή του λόγου $\alpha_{s,y}$, ο οποίος είναι ίσος με το πηλίκο του οπλισμού με τον απαιτούμενο επιμέρους συντελεστή προς τον αντίστοιχο για $\gamma_p=1.35$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (για $V_p=10\%$ και $\gamma_p=1.35$) για $V_p=30\%$. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$.



Σχήμα 7.66 Μεταβολή του λόγου $\alpha_{s,y}$, ο οποίος είναι ίσος με το πηλίκο του οπλισμού με τον απαιτούμενο επιμέρους συντελεστή προς τον αντίστοιχο για $\gamma_p=1.35$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (για $V_p=10\%$ και $\gamma_p=1.35$) για $V_p=40\%$. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$.



Σχήμα 7.67 Μεταβολή του λόγου α_{s,γ_r} , ο οποίος είναι ίσος με το πηλίκο του οπλισμού με τον απαιτούμενο επιμέρους συντελεστή προς τον αντίστοιχο για $\gamma_p=1.35$ ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (για $V_p=10\%$ και $\gamma_p=1.35$) για $V_p=50\%$. Ο συμβολισμός EC αναφέρεται στην περίπτωση όπου η απαίτηση είναι το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών να είναι ίσο με το επίπεδο αξιοπιστίας των διατομών με $V_p=10\%$.

Συμπερασματικά, η αύξηση του οπλισμού που προκύπτει από τη θεώρηση αυξημένου συντελεστή μεταβλητότητας για τα φορτία ή και τη θεώρηση αυξημένου επιμέρους συντελεστή για τα μόνιμα φορτία είναι ιδιαίτερα σημαντική, προκαλώντας αντίστοιχη αύξηση του κόστους της τελικής επένδυσης. Ωστόσο, η αύξηση αυτή είναι πλασματική, καθώς οι διαφοροποιήσεις δεν προτείνεται να εφαρμοστούν αποσπασματικά, αλλά σε συνδυασμό με μία ολοκληρωμένη αλλαγή στη φιλοσοφία του σχεδιασμού της τελικής επένδυσης.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί ο σχεδιασμός της τελικής επένδυσης είναι ιδιαίτερα συντηρητικός με πολλούς «κρυφούς εμπειρικούς συντελεστές ασφαλείας» (συντηρητικές γεωτεχνικές παράμετροι, μέθοδοι εκτίμησης φορτίων, πλήρης απενεργοποίηση μέτρων άμεσης υποστήριξης), οι οποίοι επιλέγονται από τους μελετητές αυξάνοντας σημαντικά το κόστος της κατασκευής, δίχως απαραίτητα να οδηγούν σε αντίστοιχη αύξηση του επιπέδου αξιοπιστίας της κατασκευής. Επομένως, η βελτιστοποίηση της σχέσης κόστους - αξιοπιστίας της κατασκευής απαιτεί εξορθολογισμό της διαδικασίας σχεδιασμού και πιο συγκεκριμένα όσον αφορά στην εκτίμηση των φορτίων της τελικής επένδυσης (πρόταση νέων μεθόδων), στη μελέτη της μακροχρόνιας συμπεριφοράς των μέτρων άμεσης υποστήριξης, στην ανάλυση αξιοπιστίας, στους ελέγχους διασφάλισης ποιότητας κ.τ.λ.

7.2.5 Σύνοψη

Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα των αναλύσεων της παραγράφου 7.1 εκτελέστηκαν στοχαστικές αναλύσεις σε διατομές ωπλισμένου σκυροδέματος για την εκτίμηση της αξιοπιστίας του σχεδιασμού της τελικής επένδυσης έναντι των στατικών φορτίων από το περιβάλλον γεωυλικό, θεωρώντας ότι η μεταβλητότητα των εντατικών μεγεθών είναι ίση με τη μεταβλητότητα των επιβαλλόμενων φορτίων. Οι πιθανοτικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν μέσω της μεθόδου επαναληπτικής προσομοίωσης Monte-Carlo με θεώρηση οριακή κατάσταση αστοχίας από μεγέθη ορθής έντασης στις διατομές Ω/Σ .

ο Αρχικά μελετήθηκε η μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας β μίας διατομής Ω/Σ σε ένα δεδομένο διάγραμμα αλληλεπίδρασης. Ο δείκτης β διατηρεί μία πρακτικά σταθερή τιμή στην περιοχή του προέχοντος εφελκυσμού μέχρι και την καθαρή κάμψη, στη συνέχεια αυξάνεται η τιμή του μέχρι

ένα τοπικό ακρότατο, το οποίο παρατηρείται περίπου στο σημείο της μέγιστης ροής στο διάγραμμα αλληλεπίδρασης, κατόπιν μειώνεται ξανά και παραμένει πρακτικά σταθερή στην περιοχή της προέχουσας θλίψης. Μάλιστα ο δείκτης αξιοπιστίας είναι μεγαλύτερος στην περιοχή της θλίψης, όπου είναι πιο σημαντικός ο ρόλος του σκυροδέματος σε σχέση με την περιοχή του εφελκυσμού, γεγονός το οποίο οφείλεται στην αναλογικά μεγάλη τιμή του επιμέρους συντελεστή της αντοχής του σκυροδέματος.

- ο Για την εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας και του δείκτη αξιοπιστίας χρησιμοποιήθηκε το περιθώριο ασφαλείας, το οποίο στην περίπτωση καμπτόμενης διατομής ισούται με τη διαφορά της ροής αντοχής με τη ροπή δράσης, ενώ στην περίπτωση της μονοαξονικής θλίψης με τη διαφορά της αντοχής σε θλίψη με την επιβαλλόμενη θλιπτική δύναμη. Από τη μελέτη της μορφής της κατανομής του περιθωρίου ασφαλείας για ενδεικτικές αναλύσεις, αλλά και των τιμών της λοξότητας προέκυψε ότι η θεώρηση κανονικής κατανομής είναι ρεαλιστική.
- ο Οι τιμές του δείκτη αξιοπιστίας β παρουσιάζονται σε διαγράμματα ως προς την αξονική δύναμη σχεδιασμού για τις διάφορες τιμές της μεταβλητότητας των φορτίων, της εκκεντρότητας της φόρτισης, της αντοχής σκυροδέματος και του χάλυβα. Για όλες τις περιπτώσεις η κατανομή των τιμών του δείκτη β είναι κοινή, παρουσιάζοντας στις χαμηλές τιμές ένα φθίνοντα κλάδο μέχρι ένα τοπικό ελάχιστο και στη συνέχεια στρέφουν τα κοίλα προς τα κάτω δημιουργώντας ένα σημείο τοπικού μεγίστου. Το φθίνον τμήμα της καμπύλης πριν το τοπικό ελάχιστο αντιστοιχεί στην περιοχή του ελάχιστου σπλισμού. Όσον αφορά στο τμήμα της καμπύλης μετά το τοπικό ελάχιστο συνάδει με τη μορφή της καμπύλης μεταβολής του δείκτη αξιοπιστίας «καθ' ύψος» του διαγράμματος αλληλεπίδρασης. Αύξηση του συντελεστή μεταβλητότητας οδηγεί σε μείωση του συντελεστή αξιοπιστίας β , φαινόμενο, το οποίο δεν είναι γραμμικό καθώς οι καμπύλες δεν έχουν σταθερή απόσταση μεταξύ τους.
- ο Συγκεντρωτικά οι τιμές του δείκτη αξιοπιστίας β για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων και την εκκεντρότητα της φόρτισης παρατίθενται στο ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 7.11 Εύρος απαντώμενων τιμών του δείκτη αξιοπιστίας ως προς την τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων (V_p) και την εκκεντρότητα (e/h_{RC}) της επιβαλλόμενης φόρτισης.

	$V_p=10\%$	$V_p=20\%$	$V_p=30\%$	$V_p=40\%$	$V_p=50\%$
$e/h_{RC} = 0.00$	6.28-11.57	4.93-11.55	4.09-11.44	3.66-9.35	3.44-6.70
$e/h_{RC} = 0.20$	9.31-23.05	5.10-21.93	3.71-20.63	2.90-20.32	2.50-20.10
$e/h_{RC} = 0.40$	5.01-21.87	3.09-20.47	2.37-20.15	1.96-19.89	1.72-19.63
Συνολικά	5.01-23.05	3.09-21.93	2.37-20.63	1.96-20.32	1.72-20.10

- ο Στη συνέχεια υπολογίστηκαν οι απαιτούμενοι επιμέρους συντελεστές για το φορτίο από το περιβάλλον γεωυλικό έτσι ώστε να εξασφαλίζεται συγκεκριμένο επίπεδο αξιοπιστίας (ως ελάχιστη θεωρήθηκε η τιμή $\gamma_p=1.35$). Η κατανομή των τιμών των επιμέρους συντελεστών, όπου βρίσκονται πάνω από την ελάχιστη τιμή, ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη είναι «αντίστροφη» από την κατανομή του δείκτη αξιοπιστίας. Οι τελικές τιμές για τον επιμέρους συντελεστή του φορτίου από το περιβάλλον γεωυλικό παρατίθενται στο ακόλουθο πίνακα. Επισημαίνεται ότι οι τιμές που

υπολογίζονται αφορούν στον επιμέρους συντελεστή μόνο των φορτίων από το περιβάλλον γεωυλικό. Για το λόγο αυτό υιοθετείται ο συμβολισμός γ_p για τον επιμέρους συντελεστή των φορτίων γεωυλικού αντί για γ_g που αφορά γενικά τα μόνιμα φορτία.

Πίνακας 7.12 Προτεινόμενοι επιμέρους συντελεστές φορτίων γεωυλικού, με κριτήριο την αντοχή έναντι μεγεθών ορθής έντασης, ως συνάρτηση του απαιτούμενου επιπέδου αξιοπιστίας και της μεταβλητότητας των φορτίων.

Συντελεστής μεταβλητότητας φορτίων	Επίπεδο αξιοπιστίας			
	$\beta=4.26$ ($p_f=10^{-5}$)	$\beta=4.75$ ($p_f=10^{-6}$)	$\beta=5.20$ ($p_f=10^{-7}$)	$\beta=5.61$ ($p_f=10^{-8}$)
$V_p = 20\%$	1.35	1.35	1.40	1.40
$V_p = 30\%$	1.40	1.40	1.45	1.50
$V_p = 40\%$	1.45	1.50	1.55	1.70
$V_p = 50\%$	1.50	1.60	1.70	1.90

ο Η διαφοροποίηση του συντελεστή μεταβλητότητας, αλλά και του επιμέρους συντελεστή των μόνιμων φορτίων στην περίπτωση της τελικής επένδυσης σε σχέση με τις «συμβατικές κατασκευές» έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της ποσότητας του απαιτούμενου οπλισμού σε κάθε διατομή. Ωστόσο, η αύξηση αυτή είναι πλασματική, καθώς οι διαφοροποιήσεις που έχουν περιγραφεί δεν προτείνεται να εφαρμοστούν αποσπασματικά, αλλά σε συνδυασμό με μία ολοκληρωμένη αλλαγή στη φιλοσοφία του σχεδιασμού της τελικής επένδυσης. Όπως έχει ήδη αναφερθεί ο σχεδιασμός της τελικής επένδυσης είναι ιδιαίτερα συντηρητικός με πολλούς «κρυφούς εμπειρικούς συντελεστές ασφαλείας» (συντηρητικές γεωτεχνικές παράμετροι, μέθοδοι εκτίμησης φορτίων, πλήρης απενεργοποίηση μέτρων άμεσης υποστήριξης), οι οποίοι επιλέγονται από τους μελετητές αυξάνοντας σημαντικά το κόστος της κατασκευής, δίχως απαραίτητα να οδηγούν σε αντίστοιχη αύξηση του επιπέδου αξιοπιστίας της κατασκευής. Επομένως, η βελτιστοποίηση της σχέσης κόστους - αξιοπιστίας της κατασκευής απαιτεί εξορθολογισμό της διαδικασίας σχεδιασμού και πιο συγκεκριμένα όσον αφορά στην εκτίμηση των φορτίων της τελικής επένδυσης (πρόταση νέων μεθόδων), στη μελέτη της μακροχρόνιας συμπεριφοράς των μέτρων άμεσης υποστήριξης, στην ανάλυση αξιοπιστίας, στους ελέγχους διασφάλισης ποιότητας κ.τ.λ.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Η διδακτορική διατριβή πραγματεύεται τη μελέτη της στατικής αλληλεπίδρασης της τελικής επένδυσης σηράγγων με το περιβάλλον γεωυλικό και πιο συγκεκριμένα τη φόρτιση που επιβάλλει το περιβάλλον γεωυλικό στην τελική επένδυση. Η φόρτιση αυτή έχει την ιδιαιτερότητα ότι δεν μπορεί να οριστεί μονοσήμαντα, καθώς είναι αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης του συστήματος γεωυλικό - άμεση υποστήριξη - τελική επένδυση.

Στο πλαίσιο της διατριβής περιγράφεται το φαινόμενο της φόρτισης της τελικής επένδυσης ακολουθώντας τη διαδρομή των φορτίων, από τη διαδικασία της εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης μέχρι το πέρας της τεχνικής διάρκειας ζωής του έργου. Μέσω αναλυτικών και αριθμητικών προσεγγίσεων προτείνονται σχέσεις, μεθοδολογίες και διαγράμματα για την εκτίμηση της τιμής και της κατανομής των φορτίων σε κάθε στάδιο της κατασκευής και της λειτουργίας των σηράγγων. Επίσης, μέσω στοχαστικών αναλύσεων ποσοτικοποιείται η αβεβαιότητα των φορτίων και το επίπεδο αξιοπιστίας του σχεδιασμού. Σε όλα τα στάδια της διατριβής λαμβάνονται υπόψη στοιχεία από τη διεθνή και εγχώρια βιβλιογραφία, αλλά και στοιχεία από τη μελέτη και κατασκευή σηράγγων της Εγνατίας Οδού και του Αττικό Μετρό.

Περί τελικής επένδυσης σηράγγων

- ο Με βάση στοιχεία από τη βιβλιογραφία, κανονισμούς και οδηγίες προέκυψε ότι δεν υπάρχουν επαρκή και οργανωμένα δεδομένα για την ανθεκτικότητα των μέτρων άμεσης υποστήριξης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής των σηράγγων. Επίσης, δεν υπάρχουν συγκεκριμένες και πλήρεις μεθοδολογίες, διαδικασίες, καθώς και μελετητικές - κατασκευαστικές απαιτήσεις για την ενσωμάτωσή τους στο μόνιμο δομικό σύστημα της σήραγγας.
- ο Στη βιβλιογραφία υπάρχει μεγάλο πλήθος μεθόδων για την εκτίμηση των φορτίων της άμεσης υποστήριξης και της τελικής επένδυσης σηράγγων. Στο πλαίσιο της διατριβής έγινε η διάκριση αυτών σε (α) εμπειρικές μεθόδους, (β) αναλυτικές μεθόδους φορτίζοντος στερεού, (γ) αναλυτικές μεθόδους αλληλεπίδρασης γεωυλικού - υποστήριξης και (δ) αριθμητικές μεθόδους.
- ο Για την καταχώρηση και επεξεργασία στοιχείων μελέτης και κατασκευής της τελικής επένδυσης σηράγγων δημιουργήθηκε στο πλαίσιο της διατριβής τμήμα της Βάσης Δεδομένων ΤΙΑΣ (Μαρίνος, 2007). Κατόπιν, στους πίνακες αυτούς καταχωρήθηκαν στοιχεία από τις σήραγγες της Εγνατίας Οδού. Από την επεξεργασία των στοιχείων μελέτης προέκυψε ότι δεν υπάρχει μία συγκεκριμένη και ευρέως αποδεκτή μέθοδος για την προσέγγιση του προβλήματος της φόρτισης της τελικής

επένδυσης. Επίσης, οι προτεινόμενες διατομές τελικής επένδυσης (πάχος σκυροδέματος, ποσότητα οπλισμού) δεν παρουσιάζουν ισχυρή συσχέτιση με τις γεωτεχνικές συνθήκες. Οι κατανομές όλων το δεικτών που χρησιμοποιήθηκαν για την ποσοτικοποίηση των διατομών έχουν μία μικρή φθίνουσα τάση ως προς τις γεωτεχνικές συνθήκες. Από τα στοιχεία κατασκευής προκύπτει ότι το κόστος της τελικής επένδυσης κυμαίνεται συνήθως από 10% έως 60% του κόστους της άμεσης υποστήριξης, με μέση τιμή περί το 40%. Ωστόσο, είναι χαρακτηριστικό ότι η σχέση του κόστους τελικής επένδυσης και άμεσης υποστήριξης δεν είναι σταθερή, καθώς για τις μεγάλες τιμές του κόστους της άμεσης υποστήριξης το αντίστοιχο της τελικής επένδυσης παραμένει πρακτικά σταθερό.

- ο Στην περίπτωση που στην ανάλυση της τελικής επένδυσης δεν προσομοιώνεται το περιβάλλον γεωυλικό, για την έμμεση προσομοίωση της αλληλεπίδρασης του συστήματος γεωυλικό - μέτρα άμεσης υποστήριξης - τελική επένδυση, εκτός από τα φορτία που το γεωυλικό επιβάλλει στη σήραγγα, πρέπει να ληφθεί υπόψη και η στήριξη που προσφέρει. Για το σκοπό αυτό τοποθετούνται ακτινικά και εφαπτομενικά ελατήρια, οι τιμές των οποίων εξαρτώνται συνήθως, μόνο από τα χαρακτηριστικά του περιβάλλοντος γεωυλικού, αμελώντας την ύπαρξη του κελύφους της άμεσης υποστήριξης. Επιλύθηκε λοιπόν, το πρόβλημα των καμπυλών σύγκλισης - αποτόνωσης με τη θεώρηση δύο ελαστικών υλικών περιμετρικά της σήραγγας, έτσι ώστε να μπορεί να ληφθεί υπόψη η αύξηση της δυστένειας των ορθών ελατηρίων λόγω του δύσκαμπτου κελύφους της άμεσης υποστήριξης. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται υπό μορφή εξισώσεων και κανονικοποιημένων διαγραμμάτων.

Εκτίμηση των φορτίων της άμεσης υποστήριξης μέσω τριδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων

- ο Εξετάζοντας το ρόλο των γεωτεχνικών συνθηκών, οι οποίες ποσοτικοποιήθηκαν μέσω των λόγων σ_c/p_o και $\sigma_c/p_{o,m}$ (σ_c : αντοχή γεωυλικού σε μονοαξονική θλίψη κατά Mohr-Coulomb, p_o : κατακόρυφη γεωστατική τάση στο βάθος διάνοιξης, $p_{o,m}$: μέση γεωστατική τάση στο βάθος διάνοιξης), προέκυψε σχεδόν μονοτονική σχέση μεταξύ της τιμής των λόγων και της μέσης τιμής της επιβαλλόμενης πίεσης, δηλαδή βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε μείωση του επιβαλλόμενου φορτίου. Η μορφή αυτή της κατανομής οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι οι γεωτεχνικές παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού δεν μεταβάλλονται "αυτόνομα", αλλά δεσμεύονται από τη σχέση του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown. Αντίθετα είναι τα αποτελέσματα που προκύπτουν ορισμένες φορές από αριθμητικές αναλύσεις όπου οι γεωτεχνικές παράμετροι μεταβάλλονται "αυτόνομα" (π.χ. αύξηση της συνοχής για σταθερή τιμή της γωνίας τριβής και του μέτρου παραμορφωσιμότητας), καθώς αύξηση των παραμέτρων αντοχής του γεωυλικού είναι πιθανό να οδηγεί σε αύξηση των επιβαλλόμενων φορτίων
- ο Αύξηση του βάθους διάνοιξης οδηγεί σε μείωση του ποσοστού της αρχικής γεωστατικής τάσης που ασκείται ως φορτίο στην άμεση υποστήριξη για σταθερή τιμή του λόγου σ_c/p_o λόγω (α) ενεργοποίησης του φαινομένου του θόλου μόνο για την περίπτωση των αβαθών σηράγγων και (β) αύξησης του μέτρου ελαστικότητας όσο αυξάνεται το βάθος διάνοιξης, καθώς ο λόγος σ_c/p_o παραμένει σταθερός.
- ο Ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων K έχει ιδιαίτερα σημαντική επίδραση στα φορτία της άμεσης υποστήριξης, καθώς μεταβολή της τιμής του οδηγεί σε διαφοροποίηση τόσο της κατανομής όσο

και της τιμής των φορτίων. Για $K < 1.0$, οι μέγιστες τιμές των φορτίων αναπτύσσονται στην παρειά της διατομής, για $K > 1.0$ στην οροφή της διατομής και για $K = 1.0$ σε μεγάλα βάθη παρουσιάζουν σημαντική ομοιομορφία περί τη διατομή. Επίσης, προέκυψε ότι η θεώρηση της γραμμικής αύξησης των φορτίων της τελικής επένδυσης με το βάθος, η οποία αποτελεί συνήθη πρακτική στις μελέτες τελικής επένδυσης, δεν οδηγεί σε ρεαλιστική κατανομή των φορτίων και συγκεκριμένα της τιμής του οριζόντιου φορτίου στην παρειά της διατομής. Τέλος, ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων, επηρεάζει το μέσο εντατικό πεδίο, από το οποίο τελικά προσεγγίζεται καλύτερα η μέση πίεση που ασκείται στην άμεση υποστήριξη.

- ο Η επίδραση του μέτρου ελαστικότητας του περιβάλλοντος γεωυλικού E στη ανάπτυξη των φορτίων στην άμεση υποστήριξη εξετάστηκε μέσω πρόσθετων αριθμητικών αναλύσεων, στις οποίες η τιμή του εκτιμήθηκε μέσω δύο διαφορετικών προσεγγίσεων: Hoek et al. (2002) και Hoek & Diederichs (2006). Από τα αποτελέσματα προέκυψε ότι αύξηση της τιμής του E οδηγεί σε μείωση των αναπτυσσόμενων φορτίων, η οποία είναι πιο έντονη στις ευμενείς γεωτεχνικές συνθήκες.
- ο Όσον αφορά στη διάμετρο της διατομής D περιγράφηκαν οι τέσσερις διαφορετικοί τρόποι με τους οποίους επηρεάζει την ανάπτυξη των φορτίων επί της άμεσης υποστήριξης. Πιο συγκεκριμένα, η μεταβολή της διαμέτρου οδηγεί σε: (α) μεταβολή του λόγου H/D (H : βάθος διάνοιξης), επηρεάζοντας την ανάπτυξη της θολωτής λειτουργίας του γεωυλικού πάνω από τη διατομή στην περίπτωση των αβαθών σηράγγων, (β) μεταβολή του λόγου x/D (x : βήμα εκσκαφής), επηρεάζοντας την αποτόνωση πριν την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης, (γ) μεταβολή της κλίσης της καμπύλης σύγκλισης - αποτόνωσης και (δ) μεταβολή της δυσκαμψίας του κελύφους της υποστήριξης. Με βάση τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για το δεδομένο εύρος των παραμέτρων που εξετάστηκαν προέκυψε ότι ο ρόλος των τριών πρώτων είναι γενικά μικρός, ενώ ιδιαίτερα σημαντική είναι η επίδραση του τέταρτου.
- ο Όπως φάνηκε από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων η μεταβολή της δυσκαμψίας της υποστήριξης δεν επηρεάζει την κατανομή των μετατοπίσεων και των πλαστικών παραμορφώσεων μπροστά από το μέτωπο, αλλά επηρεάζει σημαντικά την τιμή του φορτίου που καλείται να παραλάβει η άμεση υποστήριξη. Αύξηση της δυσκαμψίας οδηγεί σε αύξηση του φορτίου, η οποία είναι πιο έντονη στην περιοχή των ευμενών γεωτεχνικών συνθηκών. Για τιμή του λόγου δυσκαμψιών δύο διατομών υποστήριξης 5.06, η μέγιστη τιμή του λόγου των φορτίων προέκυψε 2.20, ενώ αντίστοιχα για λόγο δυσκαμψιών 6.75 η μέγιστη τιμή του λόγου των φορτίων είναι 2.70.
- ο Για να εκτιμηθεί η επίδραση του καταστατικού προσομοιώματος πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις για το ίδιο γεωυλικό με χρήση των προσομοιωμάτων Mohr-Coulomb και Drucker-Prager. Φάνηκε ότι η διαφορά που προκύπτει στις πιέσεις εξαρτάται από τις γεωτεχνικές συνθήκες ($\sigma_c/p_{o,m}$) και από το συντελεστή οριζοντίων τάσεων K . Για τις τιμές $K = 1.0$ & 1.5 η μέγιστη ποσοστιαία διαφορά της μέσης πίεσης για τις δύο διαφορετικές προσεγγίσεις είναι $\sim 7\%$, ενώ για $K = 0.5$ φτάνει μέχρι 17% , για πολύ περιορισμένο εύρος γεωτεχνικών συνθηκών. Η μέγιστη απόκλιση που παρατηρείται ανηγμένη στη μέση γεωστατική τάση είναι περίπου $0.05p_{o,m}$.
- ο Από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων προέκυψε ότι η επίδραση της διαστολικής συμπεριφοράς του γεωυλικού είναι γενικά μικρή, καθώς η μέγιστη διαφοροποίηση της μέσης πίεσης επί της άμεσης υποστήριξης για γωνία διαστολικότητας 0° και $\phi/4$ είναι 4% .

- ο Ιδιαίτερα ενδιαφέρουσα ήταν η μελέτη της επίδρασης που έχει στην ανάπτυξη των φορτίων η κατασκευαστική αλληλουχία. Διάνοιξη της σήραγγας σε δύο φάσεις (Άνω και Κάτω Ημιδιατομή) έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική διαφοροποίηση της μορφής της κατανομής, τη συγκέντρωση μεγάλου μέρους των φορτίων στην Άνω Ημιδιατομή και τη μείωση της μέσης πίεσης από 20% έως 55% σε σχέση με την αντίστοιχη της ολομέτωπης διάνοιξης. Επισημαίνεται ότι το μεγαλύτερο φορτίο στην ολομέτωπη διάνοιξη δεν είναι πάντα δυσμενέστερο στη διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης, καθώς το κυκλικό σχήμα της διατομής οδηγεί σε μικρές ροπές εξασφαλίζοντας συνήθως καθεστώς προέχουσας θλίψης στο σκυρόδεμα.
- ο Όσον αφορά στις διατμητικές τάσεις προέκυψε ότι για συντελεστή οριζοντίων τάσεων K ίσο με τη μονάδα οι τιμές που λαμβάνουν είναι ιδιαίτερα χαμηλές. Για $K \neq 1.0$ οι μέγιστες τιμές τείνουν να συγκεντρωθούν στη μέση των τεταρτημορίων της διατομής, λόγω της διαφορικής παραμορφωσιακής κατάστασης των εκατέρωθεν τμημάτων. Επίσης βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί αρχικά σε αύξηση των διατμητικών τάσεων, λόγω της ανάπτυξης της θολωτής λειτουργίας κοντά στη διατομή και στη συνέχεια σε μείωση λόγω της αύξησης της αντοχής και της δυσκαμψίας του γεωλικού. Η ανάλυση που έγινε, όσον αφορά στη μορφή, είναι αντιπροσωπευτική για την περίπτωση της διεπιφάνειας άμεσης υποστήριξης - τελικής επένδυσης και γεωλικού - άμεσης υποστήριξης πίσω από τη χαρακτηριστική διατομή, όπου έχουν σταθεροποιηθεί οι ορθές και διατμητικές τάσεις. Πλησίον του μετώπου εκσκαφής, όπου οι ορθές πιέσεις δεν έχουν λάβει τη μέγιστη τιμή τους και παρατηρείται συγχρόνως ανάπτυξη διαμηκών διατμητικών τάσεων, η συμπεριφορά της διεπιφάνειας γεωλικού - εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι πιο περίπλοκη και η ανάλυσή της ξεφεύγει από τους στόχους της διατριβής.
- ο Λαμβάνοντας υπόψη τον μηχανισμό του φαινομένου, τον ποσοτικό και ποιοτικό ρόλο όλων των παραμέτρων που έχουν περιγραφεί στις προηγούμενες παραγράφους μέσω στατιστικής επεξεργασίας και διαδικασιών βελτιστοποίησης προτείνονται εξισώσεις και καμπύλες για τον υπολογισμό του μέσου φορτίου, καθώς και του φορτίου στην οροφή και στην παρειά της διατομής, οι οποίες αφορούν περιπτώσεις διάνοιξης με λόγο $x/D = 0.100 - 0.125$ (x : βήμα εκσκαφής, D : διάμετρος διατομής εκσκαφής). Για τιμές του λόγου μικρότερες από το συγκεκριμένο εύρος οι προτεινόμενες εξισώσεις υποεκτιμούν τα φορτία, ενώ για τιμές του λόγου μεγαλύτερες από το εύρος αυτό υπερεκτιμούν τα φορτία.
- ο Ο συντελεστής που τελικά επιλέχθηκε για την ερμηνεία και την ποσοτικοποίηση του φαινομένου είναι ο συντελεστής TLF, ο οποίος είναι το γινόμενο του λόγου σ_c/ρ_o που αντιπροσωπεύει τις γεωτεχνικές συνθήκες και του λόγου $ED/E_{sh}d_{sh}$ που αντιπροσωπεύει τη σχετική δυσκαμψία του περιβάλλοντος γεωλικού και της άμεσης υποστήριξης (σ_c : αντοχή γεωλικού σε μονοαξονική θλίψη κατά Mohr-Coulomb, ρ_o : κατακόρυφη γεωστατική τάση στο βάθος διάνοιξης, E : μέτρο παραμορφωσιμότητας περιβάλλοντος γεωλικού, D : διάμετρος διατομής εκσκαφής, E_{sh} : μέτρο παραμορφωσιμότητας εκτοξευόμενου σκυροδέματος, d_{sh} : πάχος εκτοξευόμενου σκυροδέματος):

$$TLF = \left(\frac{\sigma_c}{\rho_o} \right)^{0.30} \left(\frac{ED}{E_{sh}d_{sh}} \right)^{0.70} \quad (8-1)$$

- ο Η προτεινόμενη σχέση για την εκτίμηση του λόγου $\rho_m/\rho_{o,m}$ είναι (για γεωλικά όπου οι παράμετροι αντοχής έχουν εκτιμηθεί αρχικά μέσω των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown):

$$\frac{p_m}{p_{o,m}} = \frac{1.40}{(0.5TLF + 1.85)^{1.80}} \Rightarrow \frac{p}{0.50(1+K)\gamma H} = \frac{1.40}{\left(0.5 \left[\left(\frac{\sigma_c}{p_o} \right)^{0.30} \left(\frac{ED}{E_{sh}d_{sh}} \right)^{0.70} \right] + 1.85 \right)^{1.80}} \quad (8-2)$$

- ο Οι προτεινόμενες σχέσεις για την εκτίμηση του λόγου p_{roof}/p_o , καθώς και του άνω και κάτω ορίου του εύρους διακύμανσης αυτού ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K είναι (για γεωυλικά όπου οι παράμετροι αντοχής έχουν εκτιμηθεί αρχικά μέσω των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown):

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{1.10}{(1.05TLF + 1.85)^{1.80}}, K=0.5 \quad (8-3)$$

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{1.30}{(0.50TLF + 1.85)^{1.80}}, K=1.0 \quad (8-4)$$

$$\frac{p_{roof}}{p_o} = \frac{1.65}{(0.35TLF + 1.85)^{1.80}}, K=1.5 \quad (8-5)$$

- ο Οι προτεινόμενες σχέσεις για την εκτίμηση του λόγου p_{side}/p_{roof} ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K είναι (για γεωυλικά όπου οι παράμετροι αντοχής έχουν εκτιμηθεί αρχικά μέσω των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown):

$$\frac{p_{side}}{p_{roof}} = 1.00 + 1.05TLF^{0.70}, \text{ για } K=0.5 \quad (8-6)$$

$$\frac{p_{side}}{p_{roof}} = 1.00 - 1.10, \text{ για } K=1.0 \quad (8-7)$$

$$\frac{p_{side}}{p_{roof}} = \frac{1.00}{(0.90TLF + 1.00)^{0.40}}, \text{ για } K=1.5 \quad (8-8)$$

- ο Οι προτεινόμενες σχέσεις για την εκτίμηση της κατανομής του φορτίου περί τη διατομή άμεσης υποστήριξης ανά τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K είναι (για γεωυλικά όπου οι παράμετροι αντοχής έχουν εκτιμηθεί αρχικά μέσω των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown):

$$p = p_{side} - (p_{side} - p_{roof}) \sin^2 \omega, \text{ πάνω τμήμα διατομής, } K=0.5 \quad (8-9)$$

$$p = p_{side} - (p_{side} - p_{bot}) \sin^{2.5} \omega, \text{ κάτω τμήμα διατομής, } K=0.5 \quad (8-10)$$

$$p = p_{side} + (p_{roof} - p_{side}) \sin^{1.6} \omega, \text{ πάνω τμήμα διατομής, } K=1.5 \quad (8-11)$$

$$p = p_{side} + (p_{bot} - p_{side}) \sin^{1.7} \omega, \text{ κάτω τμήμα διατομής, } K=1.5 \quad (8-12)$$

- ο Η σύγκριση των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων με τις εκτιμήσεις των εμπειρικών και αναλυτικών μεθόδων έδειξε ότι γενικά οι μέθοδοι δεν μπορούν να θεωρηθούν αξιόπιστες. Ανάλογα με τις γεωτεχνικές συνθήκες, την τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων, αλλά και της δυσκαμψίας της άμεσης υποστήριξης, την οποία δεν λαμβάνουν υπόψη, οδηγούν σε υποεκτίμηση ή υπερεκτίμηση των φορτίων. Επίσης, δεν είναι δυνατόν να οριστεί ένα συγκεκριμένο εύρος γεωμετρικών και γεωτεχνικών συνθηκών ανά μέθοδο για το οποίο οι εκτιμήσεις τους είναι αξιόπιστες.

Μεταφορά φορτίου εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση

- ο Στην περίπτωση της ολομέτωπης διάνοιξης, το ποσοστό του φορτίου που παραλαμβάνει το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, το οποίο μεταφέρεται στην τελική επένδυση μειώνεται όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Για τιμές του λόγου $\sigma_c/\rho_{o,m} \leq 0.30$ κυμαίνεται μεταξύ 90% και 100%, ενώ για τιμές $\sigma_c/\rho_{o,m} > 0.30$ από 50% έως 95%. Το ποσοστό μεταφοράς αυξάνεται όσο αυξάνεται το πάχος της τελικής επένδυσης.
- ο Στην περίπτωση της τμηματικής διάνοιξης το ποσοστό του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος που μεταφέρεται στη τελική επένδυση μειώνεται όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Για τιμές του λόγου $\sigma_c/\rho_{o,m} \leq 0.30$ κυμαίνεται μεταξύ 85% και 104%, ενώ για τιμές $\sigma_c/\rho_{o,m} > 0.30$ από 50% έως 90%. Το ποσοστό μεταφοράς αυξάνεται όσο αυξάνεται το πάχος της τελικής επένδυσης.
- ο Η μεταφορά του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση για ολομέτωπη διάνοιξη περιγράφεται ικανοποιητικά από την αναλυτική προσέγγιση των καμπυλών σύγκλισης - αποτόνωσης. Μάλιστα για την περίπτωση ελαστικής απόκρισης του περιβάλλοντος γεωυλικού ο λόγος $\rho_{FL,m}/\rho_{sh,m}$ ($\rho_{FL,m}$: μέσο φορτίο τελικής επένδυσης, $\rho_{sh,m}$: μέσο φορτίο εκτοξευόμενου σκυροδέματος) είναι ανεξάρτητος από την αποτόνωση των τάσεων πριν την τοποθέτηση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Φορτίο αγκυριών

- ο Στην ολομέτωπη διάνοιξη η συνεισφορά των αγκυριών στη ανάληψη της φόρτισης είναι πολύ μικρή, λόγω της λειτουργίας του κλειστού δακτυλίου που μειώνει σημαντικά τις αναπτυσσόμενες μετατοπίσεις. Βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε αύξηση του ποσοστού της συνολικής φόρτισης που αναλαμβάνουν φτάνοντας σε μία μέγιστη τιμή περίπου 9%.
- ο Στην περίπτωση της διάνοιξης σε δύο φάσεις αυξάνονται σημαντικά οι μετακινήσεις που αναπτύσσονται οδηγώντας σε σημαντική φόρτιση των αγκυριών. Το ποσοστό του συνολικού φορτίου που αναλαμβάνουν κυμαίνεται από 3% έως 25% για τιμές του λόγου $\sigma_c/\rho_{o,m} \leq 0.30$ και από 2% έως 10% για τιμές $\sigma_c/\rho_{o,m} > 0.30$ και μειώνεται όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες.
- ο Η απλοποιητική προσέγγιση μέσω του ανηγμένου φορτίου $\rho_{b,n,m}$ στην περίπτωση της ολομέτωπης διάνοιξης οδηγεί σε υποεκτίμηση του πραγματικού φορτίου, καθώς οι τιμές του λόγου $\rho_{b,r,m}/\rho_{b,n,m}$ ($\rho_{b,r,m}$: μέσο πραγματικό φορτίο αγκυριών, $\rho_{b,n,m}$: μέσο ανηγμένο φορτίο αγκυριών) είναι από 0.70 έως 2.50 για τιμές του λόγου $\sigma_c/\rho_{o,m} \leq 0.30$ και από 1.30 έως 3.30 για τιμές $\sigma_c/\rho_{o,m} > 0.30$ και αυξάνονται όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Σημειώνεται ότι ακόμη και στην περιοχή όπου ο λόγος λαμβάνει τιμές μεγαλύτερες από 2.0 το μέγιστο σφάλμα είναι 1% της μέσης γεωστατικής τάσης, λόγω του μικρού φορτίου που παραλαμβάνουν τα αγκύρια.
- ο Αντίθετα, για τη διάνοιξη σε δύο φάσεις οι τιμές του λόγου $\rho_{b,r,m}/\rho_{b,n,m}$ είναι από 0.25 έως 0.80 για τιμές του λόγου $\sigma_c/\rho_{o,m} \leq 0.30$ και από 0.15 έως 0.65 για τιμές $\sigma_c/\rho_{o,m} > 0.30$ και μειώνονται όσο βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Δηλαδή, στην περίπτωση αυτή η απλοποιητική προσέγγιση οδηγεί σε συντηρητική εκτίμηση του φορτίου των αγκυριών.
- ο Το φορτίο των αγκυριών που υπολογίζεται από την απλοποιητική προσέγγιση τείνει προς το πραγματικό φορτίο των αγκυριών όσο αυξάνεται η πυκνότητα του καννάβου, καθώς το

«άθροισμα» των τοπικών πιέσεων που επιβάλλει κάθε αγκύριο όταν απενεργοποιηθεί προσεγγίζει μία πιο ομοιόμορφη κατανομή.

- ο Στην περιοχή των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, τόσο στην ολομέτωπη όσο και στην τμηματική διάνοιξη, οι τιμές του λόγου $\rho_{b,r,m}/\rho_{b,n,m}$ τείνουν στη μονάδα, καθώς η αστοχία του γεωυλικού περί τη διατομή οδηγεί σε αύξηση της «ομοιομορφοποίησης» των τασικών μεγεθών περί τη διατομή.

Μεταφορά φορτίου άμεσης υποστήριξης στην τελική επένδυση

Το φορτίο της άμεσης υποστήριξης υπολογίστηκε ως το άθροισμα του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στο τέλος της διάνοιξης και του πραγματικού φορτίου των αγκυρίων.

- ο Τόσο τα ποιοτικά όσο και τα ποσοτικά συμπεράσματα για την περίπτωση της ολομέτωπης διάνοιξης είναι σχεδόν ίδια με τα αντίστοιχα για τη μεταφορά του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην τελική επένδυση, εξαιτίας της πολύ μικρής συνεισφοράς και συμμετοχής των αγκυρίων. Επομένως, το ποσοστό του φορτίου που μεταφέρεται στα μέτρα άμεσης υποστήριξης συνολικά είναι για τιμές 85% και 100% του λόγου $\sigma_d/\rho_{o,m} \leq 0.30$ και 45% έως 90% για τιμές $\sigma_d/\rho_{o,m} > 0.30$.
- ο Στην τμηματική διάνοιξη τα ποσοστά του φορτίου της άμεσης υποστήριξης που μεταφέρονται στην τελική επένδυση παρουσιάζουν την ίδια κατανομή με την ολομέτωπη διάνοιξη, αλλά ελαφρώς μικρότερες τιμές.
- ο Το φορτίο της τελικής επένδυσης στην τμηματική διάνοιξη κυμαίνεται μεταξύ 50% έως 70% του φορτίου της ολομέτωπης διάνοιξης. Το αυξημένο φορτίο στην ολομέτωπη διάνοιξη δεν είναι πάντα δυσμενέστερο για τη διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης, καθώς το κυκλικό σχήμα της διατομής οδηγεί σε μικρές ροπές εξασφαλίζοντας συνήθως καθεστώς προέχουσας θλίψης στο σκυρόδεμα.
- ο Για την περίπτωση της διάνοιξης σε δύο φάσεις, στην περιοχή των δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, παρατηρήθηκε σε ορισμένες αναλύσεις μικρή αύξηση του μέσου φορτίου της τελικής επένδυσης σε σχέση με το αντίστοιχο της άμεσης υποστήριξης. Αυτό οφείλεται στην ανακατανομή των τάσεων περί τη διατομή και στον τρόπο υπολογισμού του φορτίου των αγκυρίων.

Φόρτιση της τελικής επένδυσης λόγω του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωυλικού

- ο Για την ποσοτικοποίηση της ερπυστικής συμπεριφοράς του γεωυλικού προτείνεται η χρησιμοποίηση του ερπυστικού συντελεστή φ_{cr} και του λόγου $t_{50\%}/t_d$ (ε_{cr} : ερπυστική παραμόρφωση, σ_c : αντοχή γεωυλικού σε μονοαξονική θλίψη κατά Mohr-Coulomb, E : μέτρο παραμορφωσιμότητας γεωυλικού, $t_{50\%}$: χρόνος στον οποίο αναπτύσσεται το 50% της ερπυστικής παραμόρφωσης σε χρόνο t_d).

$$\varphi_{cr} \left(\frac{q}{q_f}, t_d \right) = \frac{\varepsilon_{cr}(t = t_d)}{\left(\frac{q}{q_f} \right) \frac{\sigma_c}{E}} \quad (8-13)$$

- ο Για τη βαθμονόμηση του ερπυστικού προσομοιώματος Singh-Mitchell, με βάση τις παραμέτρους φ_{cr} και $t_{50\%}/t_d$ απαιτούνται δύο τιμές του φ_{cr} για δύο διαφορετικά επίπεδα έντασης (επιλέχθηκαν οι τιμές $q/q_f=30\%$ και 70%), το χρονικό διάστημα μελέτης t_d και η τιμή του λόγου $t_{50\%}/t_d$.
- ο Χρησιμοποιώντας αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών ερπυσμού από τις διδακτορικές διατριβές του Debernardi (2008) και του Aristorenas (1987) εκτιμήθηκαν χαρακτηριστικές τιμές των προτεινόμενων παραμέτρων, οι οποίες κατόπιν ελήφθησαν υπόψη για την επιλογή των παραμέτρων στις αριθμητικές αναλύσεις.
- ο Τα φορτία της τελικής επένδυσης λόγω του ερπυσμού του περιβάλλοντος γεωυλικού δεν εκφράζονται απευθείας ως συνάρτηση των γεωτεχνικών και ερπυστικών παραμέτρων, αλλά με τη μορφή του λόγου p_{cr}/p_{FL} (p_{cr} : φορτία τελικής επένδυσης μετά την επιβολή του ερπυσμού και p_{FL} : φορτία τελικής επένδυσης πριν την επιβολή του ερπυσμού). Με τον τρόπο αυτό μειώνεται η ευαισθησία των αποτελεσμάτων ως προς ορισμένες παραδοχές των αναλύσεων (π.χ. μέθοδοι εκτίμησης προσυγκλίσεων) και δίνεται η δυνατότητα χρησιμοποίησης της προτεινόμενης συσχέτισης σε συνδυασμό με οποιαδήποτε μέθοδο εκτίμησης των φορτίων δίχως επίδραση του ερπυσμού.
- ο Από τις αριθμητικές αναλύσεις προκύπτει ότι η μορφή της κατανομής των ερπυστικών παραμορφώσεων προσεγγίζει σημαντικά τη μορφή της κατανομής των πλαστικών παραμορφώσεων, λόγω του μεγάλου επιπέδου επιβαλλόμενης έντασης ($q/q_f=1.0$). Επίσης, προκύπτει ότι οι τιμές των ερπυστικών παραμορφώσεων δεν φθίνουν μονοτονικά όσο αυξάνεται η απόσταση από τη διατομή εκσκαφής, αλλά αρχικά μειώνονται, φτάνουν μία μέγιστη τιμή και στη συνέχεια φθίνουν ξανά τείνοντας στο μηδέν. Πριν την επιβολή του ερπυσμού έχει ολοκληρωθεί το ελαστοπλαστικό τμήμα της ανάλυσης και έχει διαμορφωθεί η πλαστική ζώνη. Επομένως, στο ξεκίνημα του βήματος του ερπυσμού, όλη η πλαστική ζώνη πρακτικά αναπτύσσει ίσες ερπυστικές παραμορφώσεις, καθώς σε όλο το εύρος της ισχύει $q/q_f=1.00$. Η επιβολή των ερπυστικών παραμορφώσεων, οι οποίες δεν μπορούν να εκδηλωθούν ελεύθερα εξαιτίας του περιορισμού που επιβάλλει η τελική επένδυση, έχει ως αποτέλεσμα αφενός την αύξηση της πίεσης στην τελική επένδυση και αφετέρου την αύξηση της μέσης τάσης στα εδαφικά στοιχεία περί τη διατομή. Αυτό συνεπάγεται αύξηση της οριακής τάσης αστοχίας για τα στοιχεία κοντά στη διατομή, τα οποία τελικά έρχονται με τιμές του λόγου q/q_f μικρότερες από τη μονάδα.
- ο Η επιβολή του ερπυσμού δεν μεταβάλλει τη μορφή της κατανομής των πιέσεων επί της τελικής επένδυσης, αλλά προκαλεί αύξηση των τιμών τους. Μάλιστα, η αύξηση των ερπυστικών παραμέτρων οδηγεί στην ομοιομορφοποίηση των πιέσεων περί τη διατομή, καθώς η απόσταση μεταξύ ελάχιστης και μέγιστης τιμής παραμένει περίπου σταθερή, αλλά αυξάνεται η μέση τιμή της πίεσης.
- ο Οι ερπυστικοί συντελεστές $\varphi_{cr1}(q/q_f=30\%)$ και $\varphi_{cr2}(q/q_f=70\%)$ είναι οι πιο σημαντικές μεταβλητές στον καθορισμό της τιμής του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$. Μάλιστα, η ευαισθησία των αποτελεσμάτων είναι μεγαλύτερη ως προς το συντελεστή φ_{cr2} , καθώς μεταβολή της τιμής αυτού οδηγεί σε ομόσημη μεταβολή των παραμέτρων A και a του προσομοιώματος Singh-Mitchell, ενώ μεταβολή του συντελεστή φ_{cr1} οδηγεί σε ετερόσημη μεταβολή των δύο παραμέτρων.
- ο Βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών, δηλαδή αύξηση του λόγου $\sigma_c/p_{o,m}$, οδηγεί σε μείωση του λόγου $p_{cr,m}/p_{FL,m}$ ($p_{cr,m}$: μέσο φορτίο τελική επένδυσης μετά την επιβολή του ερπυσμού, $p_{FL,m}$: μέσο

φορτίο τελικής επένδυσης πριν την επίδραση του ερπυσμού). Επίσης, η τιμή του λόγου εξαρτάται από την τιμή του λόγου E/σ_c , καθώς αύξηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού επηρεάζει σημαντικά τα φορτία πριν την επίδραση του ερπυσμού δίχως να μεταβάλλει σημαντικά την εξέλιξη του ερπυσμού.

- ο Ο συντελεστής οριζοντίων τάσεων, όπως φάνηκε από τα αντίστοιχα διαγράμματα και τις τιμές των συντελεστών συσχέτισης, δεν επηρεάζει σημαντικά τις τιμές του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$.
- ο Ο συντελεστής που τελικά επιλέχθηκε για την ερμηνεία και την ποσοτικοποίηση του φαινομένου είναι ο συντελεστής CLF, ο οποίος είναι το γινόμενο των ερπυστικών συντελεστών και του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$, με καθένα εξ αυτών υψωμένο σε ένα εκθέτη.

$$CLF = \frac{\Phi_{cr1}^{0.20} \Phi_{cr2}^{0.70}}{\left(\frac{\sigma_c}{\rho_{o,m}}\right)^{1.5}} \quad (8-14)$$

- ο Η προτεινόμενη σχέση για την εκτίμηση του λόγου $\rho_{cr,m}/\rho_{FL,m}$ είναι:

$$\frac{\rho_{cr,m}}{\rho_{FL,m}} = 1 + 0.09CLF^{0.42} \quad (8-15)$$

- ο Προτείνεται απλοποιημένη μεθοδολογία για την ισοδύναμη επιβολή των φορτίων λόγω ερπυσμού του γεωυλικού στην τελική επένδυση, δίχως την εκτέλεση αριθμητικής ανάλυσης με προσομοίωση του ερπυσμού. Η μεθοδολογία αυτή βασίζεται στην απομείωση του μέτρου παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού σε μία περιοχή γύρω από τη διατομή της σήραγγας.
- ο Το εύρος της περιοχής απομείωσης του μέτρου παραμορφωσιμότητας επιλέγεται να είναι ίσο με το 1/4 του εύρους της πλαστικής ζώνης γύρω από τη διατομή με θεώρηση πλήρους αποτόνωσης των τάσεων ($\lambda=1.00$). Πιο συγκεκριμένα, $w_{SL} = 1/4 w_p = 1/4 (r_p - R)$ (w_{SL} : εύρος της περιοχής απομείωσης του E , w_p : εύρος πλαστικής ζώνης για πλήρη αποτόνωση των τάσεων, r_p : ακτίνα πλαστικής ζώνης για πλήρη αποτόνωση των τάσεων, R : ακτίνα διατομής εκσκαφής).
- ο Η απομείωση του μέτρου παραμορφωσιμότητας εκφράζεται μέσω του λόγου E_{SL}/E_o (E_{SL} το απομειωμένο, E_o : αρχικό μέτρο παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού). Ο συντελεστής που τελικά επιλέχθηκε για την ερμηνεία και την ποσοτικοποίηση του φαινομένου είναι ο συντελεστής SLF, ο οποίος είναι το γινόμενο των ερπυστικών συντελεστών και του λόγου ποσοτικοποίησης των γεωτεχνικών συνθηκών $\sigma_c/\rho_{o,m}$, με καθένα εξ αυτών υψωμένο σε ένα εκθέτη.

$$SLF = \left(\frac{\sigma_c}{\rho_{o,m}}\right)^2 \Phi_{cr1}^{0.20} \Phi_{cr2}^{0.70} \quad (8-16)$$

- ο Οι προτεινόμενη σχέση για την εκτίμηση του λόγου E_{SL}/E_o είναι:

$$\frac{E_{SL}}{E_o} (\%) = \frac{100}{(100SLF + 1)^{0.16}} \quad (8-17)$$

Ανάστροφες αναλύσεις στη σήραγγα Ανθοχωρίου της Εγνατίας Οδού

- ο Γενικά σε περιπτώσεις πολύ δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών οι αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις του περιβάλλοντος γεωυλικού, οι συγκλίσεις της διατομής και οι πιέσεις που ασκούνται στο κέλυφος της υποστήριξης συχνά περιέχουν μία χρονικά εξαρτημένη συνιστώσα. Ο διαχωρισμός των συνολικών συγκλίσεων στις δύο συνιστώσες τους (χρονική και προχώρησης του μετώπου) με βάση αναλυτικές και στατιστικές μεθόδους που προτείνονται στη βιβλιογραφία, μπορεί σε λίγες μόνο περιπτώσεις να οδηγήσει σε αξιόπιστα αποτελέσματα εξαιτίας της έντονης μη-γραμμικότητας του προβλήματος και της αλληλεπίδρασης της κατασκευής με το περιβάλλον γεωυλικό.
- ο Για το φάσμα το γεωτεχνικών παραμέτρων που δοκιμάστηκε στις αριθμητικές αναλύσεις τόσο τα γεωυλικά όσο και τα μέτρα υποστήριξης αναπτύσσουν σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις και για ορισμένους συνδυασμούς παραμέτρων δεν ήταν δυνατή η σύγκλιση του κώδικα επίλυσης. Η αδυναμία σύγκλισης της αριθμητικής ανάλυσης πρέπει να αντιμετωπίζεται κριτικά και όχι να συνδέεται μονοσήμαντα με την κατάρρευση του συστήματος, καθώς είναι πιθανό να οφείλεται σε μία «τοπική» αριθμητική αστάθεια της επίλυσης. Τα αποτελέσματα λοιπόν, των αναλύσεων που δεν ολοκληρώθηκαν έδωσαν σημαντική πληροφορία για την τιμή των μεγεθών μέχρι το σημείο που σταμάτησαν και επιπλέον για την τάση μεταβολής των μεγεθών, ακόμη και μετά από αυτό.
- ο Μέσω των ανάστροφων αναλύσεων, στις οποίες θεωρήθηκε ιξωδοπλαστική συμπεριφορά του περιβάλλοντος γεωυλικού, έγινε εμφανής η επίδραση που μπορεί να έχει ο βραχυχρόνιος ερπυσμός της περιβάλλουσας βραχόμαζας στη διάνοιξη σηράγγων και προσομοιώθηκε ρεαλιστικά η διάνοιξη της σήραγγας Ανθοχωρίου της Εγνατίας Οδού, καθώς τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων συνέκλιναν ικανοποιητικά με τις μετρηθείσες συγκλίσεις.
- ο Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, το μηχανισμό του φαινομένου, στοιχεία από τη βιβλιογραφία και την εικόνα της βραχόμαζας από τις επί τόπου επισκέψεις, εκτιμήθηκε ένα αντιπροσωπευτικό εύρος για τις γεωτεχνικές και ερπυστικές παραμέτρους του διατμημένου, χαοτικού, ιλυολιθικού σχηματισμού. Οι παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας που προέκυψαν επιβεβαιώνουν το εύρος που είχε εκτιμηθεί από τους Marinou et al. (2006): $GSI=13-17$, $\sigma_{ci}=4-5$, $m_i=5.6$.
- ο Εκτός από τη χρονικά εξαρτημένη συμπεριφορά του γεωυλικού υπάρχουν και άλλα αίτια, τα οποία είναι πιθανό να συνεισφέρουν στην απόκλιση μεταξύ των πραγματικών μετρήσεων και των ελαστοπλαστικών αναλύσεων, όπως είναι οι τοπικές γεωλογικές συνθήκες, οι διαφοροποιήσεις στην κατασκευή, οι αποκλίσεις των μεθοδολογικών που χρησιμοποιήθηκαν και οι αβεβαιότητες των καταστατικών προσομοιωμάτων. Αυξομείωση της επίδρασης κάποιων εξ αυτών προκαλεί αντίστοιχη διαφοροποίηση της συνεισφοράς της ιξωδοπλαστικής συμπεριφοράς της βραχόμαζας στο υπό μελέτη πρόβλημα.

Ανάστροφες αναλύσεις στη σήραγγα διπλής τροχιάς πριν από το σταθμό Περιστερίου του Αττικού Μετρό

- ο Στην περίπτωση διάνοιξης σηράγγων στις οποίες παρατηρούνται πολύ μικρά παραμορφωσιακά μεγέθη (συγκλίσεις, καθιζήσεις, μετακινήσεις) η μέτρηση των πιέσεων που ασκούνται στην άμεση υποστήριξη μπορεί να οδηγήσει σε μία ρεαλιστική εκτίμηση των γεωτεχνικών παραμέτρων του γεωυλικού και στη συνέχεια στη βελτιστοποίηση των εφαρμοζόμενων μέτρων άμεσης υποστήριξης

στο υπολειπόμενο τμήμα της σήραγγας. Χαρακτηριστική περίπτωση αποτελούν οι σήραγγες σε αστικό περιβάλλον, όπου για την προστασία των κατασκευών στην επιφάνεια του εδάφους, συνήθως υιοθετούνται πολύ δύσκαμπτες διατομές υποστήριξης, με αποτέλεσμα την ανάπτυξη πολύ μικρών μετακινήσεων.

- ο Μέσω των τριδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων προσομοιώθηκε ρεαλιστικά η διάνοιξη του τμήματος της σήραγγας που μελετήθηκε. Η σύγκλιση των καθιζήσεων και των πιέσεων όπως προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις με τις αντίστοιχες τιμές των επί τόπου μετρήσεων ήταν ικανοποιητική.
- ο Εξαιτίας της γενικά καλής ποιότητας της περιβάλλουσας βραχώμαζας αναλογικά με το βάθος διάνοιξης, τη διάμετρο της διατομής, τα μέτρα υποστήριξης και του υπερκείμενου σχηματισμούς, οι αστοχίες στα στοιχεία του γεωυλικού ήταν πολύ περιορισμένες, με αποτέλεσμα η επίδραση των παραμέτρων αντοχής στα αποτελέσματα των αναλύσεων να είναι πολύ μικρή. Αντίθετα, ιδιαίτερα σημαντική επίδραση είχαν το μέτρο ελαστικότητας και η τιμή του συντελεστή οριζοντίων τάσεων K , που αποτέλεσαν τον πυρήνα των ανάστροφων αναλύσεων. Επίσης, μέσω αναλύσεων ευαισθησίας, προέκυψε ότι οι αναπτυσσόμενες πιέσεις εξαρτώνται κυρίως από τα χαρακτηριστικά των ενοτήτων εντός των οποίων γίνεται η διάνοιξη, ενώ μεταβολή των γεωτεχνικών παραμέτρων των υπολοίπων ενοτήτων μέσα σε ένα ρεαλιστικό εύρος προκαλεί μικρή διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων.
- ο Τελικά, με βάση τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, εκτιμήθηκε ένα αντιπροσωπευτικό εύρος για τις γεωτεχνικές παραμέτρους της Ανώτερης Ενότητας του Αθηναϊκού Σχιστολίθου με επικράτηση του μεταίλου λίθου (Ενότητα 4α) και της Ανώτερης Ενότητας του Αθηναϊκού Σχιστολίθου με επικράτηση του ασβεστίτου μεταψαμμίτη (Ενότητα 4β).
- ο Οι μετρήσεις στις κυψέλες πίεσης συγκρίθηκαν με τις τιμές που θα προέκυπταν από την εφαρμογή της μεθόδου για την εκτίμηση των φορτίων της άμεσης υποστήριξης μέσω του συντελεστή TFL που προτείνεται στο κεφάλαιο 4. Αν και η σήραγγα του Αττικό μετρό που προσομοιώθηκε στις ανάστροφες αναλύσεις απέχει από τις παραδοχές των παραμετρικών αναλύσεων του κεφαλαίου 4, η σύγκλιση μεταξύ των διαθέσιμων γεωτεχνικών δεδομένων για τη βραχώμαζα, των προτεινόμενων τιμών από τη μεθοδολογία και των μετρήσεων κατά την κατασκευή κρίνεται ικανοποιητική. Υπογραμμίζεται ότι η σύγκλιση μεταξύ των παραμετρικών και των ανάστροφων αναλύσεων, συνυπολογίζοντας τις διαφορές μεταξύ τους που έχουν περιγραφεί αναλυτικά, ήταν μέχρι ένα βαθμό αναμενόμενη, καθώς πρόκειται για δύο διαδικασίες, οι οποίες χρησιμοποιούν το ίδιο εργαλείο (αριθμητικά προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων) με αντίστροφη φορά. Δηλαδή, στις παραμετρικές αναλύσεις με βάση τις τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων υπολογίζονται οι τιμές των φορτίων, ενώ στις ανάστροφες αναλύσεις με δεδομένες τις επί τόπου μετρήσεις (πιέσεις, μετακινήσεις κ.τ.λ.) εκτιμάται ένα αντιπροσωπευτικό εύρος των γεωτεχνικών παραμέτρων. Το στοιχείο εκείνο που συνιστά το κριτήριο για την ικανοποιητική προσέγγιση του υπό μελέτη φαινομένου, τόσο από τις παραμετρικές αναλύσεις όσο και από τις ανάστροφες αναλύσεις, είναι ότι οι γεωτεχνικές παράμετροι που εκτιμήθηκαν συνάδουν με τα διαθέσιμα γεωτεχνικά δεδομένα για τη βραχώμαζα: τιμές βαθμονόμησης GSI από τις χαρτογραφήσεις μετώπου, τιμές σ_{ci} και m_i από τα εργαστηριακά δεδομένα, τα διαθέσιμα στοιχεία από τη βιβλιογραφία και την εμπειρία από τα συγκεκριμένα υλικά.

Αβεβαιότητα φορτίων τελικής επένδυσης

- ο Η αβεβαιότητα των γεωτεχνικών παραμέτρων της βραχώμαζας ενσωματώθηκε πρωτογενώς στις παραμέτρους του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown, από τις οποίες, κατόπιν, υπολογίζονται οι ισοδύναμες παράμετροι του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb. Η σύγκριση των πιθανοτικών χαρακτηριστικών της ισοδύναμης συνοχής και γωνίας τριβής με δεδομένα από τη βιβλιογραφία έδειξε ότι η προσέγγιση είναι ρεαλιστική, καθώς οι τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας των δύο παραμέτρων κινούνται στα εύρη των προτεινόμενων τιμών. Ειδικά για τη συνοχή επισημαίνεται ότι η τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας V_c κινείται στα κάτω όρια του προτεινόμενου φάσματος στη βιβλιογραφία.
- ο Εφόσον δεν είναι δυνατή η ενσωμάτωση όλων των παραγόντων που διαμορφώνουν την αβεβαιότητα του υπό μελέτη φαινομένου στους υπολογισμούς, καθώς και την προηγούμενη παρατήρηση για την τιμή του συντελεστή μεταβλητότητας V_c , προκύπτει ότι οι τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας για τα φορτία της τελικής επένδυσης V_p αποτελούν μία ικανοποιητική προσέγγιση, αλλά συγχρόνως είναι ένα κάτω όριο της πραγματικής μεταβλητότητας.
- ο Από τη μελέτη μέσω της μεθόδου Monte Carlo, αποδείχθηκε ότι η μεταβλητότητα των φορτίων εξαρτάται σημαντικά από τις γεωτεχνικές συνθήκες και αντίστοιχα από τη μέση τιμή του φορτίου. Η ενσωμάτωση, όμως, μίας τέτοιας συσχέτισης αυξάνει σημαντικά την πολυπλοκότητα του προβλήματος. Ωστόσο, προτείνοντας εύρος τιμών και όχι συγκεκριμένη τιμή για το συντελεστή V_p , το πρόβλημα αντιμετωπίζεται παραμετρικά δημιουργώντας μία περιβάλλουσα καταστάσεων.
- ο Στην προσέγγιση μέσω της μεθόδου Monte Carlo οι εμπειρικές μέθοδοι (μέθοδος Unal, εμπειρική μέθοδος Terzaghi) δίνουν εύρος $V_p=5\%-25\%$, οι αναλυτικές (αναλυτική μέθοδος Terzaghi, μέθοδος Protodyakonov, μέθοδος σύγκλισης - αποτόνωσης) $V_p=10\%-60\%$, ενώ η μέθοδος του συντελεστή TLF $V_p=5\%-50\%$.
- ο Από την προσέγγιση μέσω των τριδιάστατων αναλύσεων και της Μεθόδου Σημειακής Εκτίμησης προκύπτει εύρος $V_p=10\%-40\%$. Ιδιαίτερα σημαντικό στοιχείο, το οποίο προέκυψε από τη συγκεκριμένη προσέγγιση και δεν είναι δυνατόν να ενσωματωθεί σε μία παράμετρο, είναι η διαφοροποίηση της κατανομής των φορτίων τόσο μηκοτομικά όσο και περί τη διατομή της σήραγγας.
- ο Θεώρηση του ειδικού βάρους του περιβάλλοντος γεωυλικού ως στοχαστική μεταβλητή δεν μεταβάλλει την προβλεπόμενη μέση τιμή των φορτίων, αλλά αυξάνει ελαφρώς το συντελεστή μεταβλητότητας V_p . Η επίδραση αυτή λαμβάνεται υπόψη στο τελικό προτεινόμενο εύρος του συντελεστή V_p .
- ο Επομένως, είναι εμφανές ότι ο καθορισμός του χαρακτηριστικού εύρους για το συντελεστή μεταβλητότητας V_p δεν είναι μία καθαρά λογιστική επιλογή, αλλά απαιτεί συγχρόνως και την κριτική αντιμετώπιση των αποτελεσμάτων. Τελικά, επιλέχθηκε χαρακτηριστικό εύρος για το συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων $V_p=20\% - 50\%$.
- ο Με βάση τη μελέτη ενδεικτικών αναλύσεων, καθώς και των τιμών της λοξότητας και της κυρτότητας της κατανομής των φορτίων, προέκυψε ότι με ικανοποιητική ακρίβεια μπορεί να θεωρηθεί ότι τα φορτία ακολουθούν κανονική κατανομή.

Στοχαστικές αναλύσεις διατομών τελικής επένδυσης από ωπλισμένο σκυροδέμα

- ο Οι πιθανοτικές αναλύσεις για την εκτίμηση της αξιοπιστίας του σχεδιασμού της τελικής επένδυσης έναντι των στατικών φορτίων από το περιβάλλον γεωυλικό πραγματοποιήθηκαν μέσω της μεθόδου επαναληπτικής προσομοίωσης Monte-Carlo με θεώρηση οριακής κατάστασης αστοχίας από μεγέθη ορθής έντασης στις διατομές Ω/Σ.
- ο Αρχικά μελετήθηκε η μεταβολή του δείκτη αξιοπιστίας β μίας διατομής Ω/Σ σε ένα δεδομένο διάγραμμα αλληλεπίδρασης. Ο δείκτης β διατηρεί μία πρακτικά σταθερή τιμή στην περιοχή του προέχοντος εφελκυσμού μέχρι και την καθαρή κάμψη, στη συνέχεια αυξάνεται η τιμή του μέχρι ένα τοπικό ακρότατο, το οποίο παρατηρείται περίπου στο σημείο της μέγιστης ροπής στο διάγραμμα αλληλεπίδρασης, κατόπιν μειώνεται ξανά και παραμένει πρακτικά σταθερή στην περιοχή της προέχουσας θλίψης. Μάλιστα ο δείκτης αξιοπιστίας είναι μεγαλύτερος στην περιοχή της θλίψης, όπου είναι πιο σημαντικός ο ρόλος του σκυροδέματος σε σχέση με την περιοχή του εφελκυσμού, γεγονός το οποίο οφείλεται στην αναλογικά μεγάλη τιμή του επιμέρους συντελεστή της αντοχής του σκυροδέματος.
- ο Για την εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας και του δείκτη αξιοπιστίας χρησιμοποιήθηκε το περιθώριο ασφαλείας, το οποίο στην περίπτωση καμπτόμενης διατομής ισούται με τη διαφορά της ροπής αντοχής με τη ροπή δράσης, ενώ στην περίπτωση της μονοαξονικής θλίψης με τη διαφορά της αντοχής σε θλίψη με την επιβαλλόμενη θλιπτική δύναμη. Από τη μελέτη της μορφής της κατανομής του περιθωρίου ασφαλείας για ενδεικτικές αναλύσεις, αλλά και των τιμών της λοξότητας προέκυψε ότι η θεώρηση κανονικής κατανομής είναι ρεαλιστική.
- ο Οι τιμές του δείκτη αξιοπιστίας β παρουσιάζονται σε διαγράμματα ως προς την αξονική δύναμη σχεδιασμού για τις διάφορες τιμές της μεταβλητότητας των φορτίων, της εκκεντρότητας της φόρτισης, της αντοχής σκυροδέματος και του χάλυβα. Για όλες τις περιπτώσεις η κατανομή των τιμών του δείκτη β είναι κοινή, παρουσιάζοντας στις χαμηλές τιμές ένα φθίνοντα κλάδο μέχρι ένα τοπικό ελάχιστο και στη συνέχεια στρέφουν τα κοίλα προς τα κάτω δημιουργώντας ένα σημείο τοπικού μεγίστου. Το φθίνον τμήμα της καμπύλης πριν το τοπικό ελάχιστο αντιστοιχεί στην περιοχή του ελάχιστου οπλισμού. Όσον αφορά στο τμήμα της καμπύλης μετά το τοπικό ελάχιστο συνάδει με τη μορφή της καμπύλης μεταβολής του δείκτη αξιοπιστίας «καθ' ύψος» του διαγράμματος αλληλεπίδρασης. Αύξηση του συντελεστή μεταβλητότητας οδηγεί σε μείωση του συντελεστή αξιοπιστίας β, φαινόμενο, το οποίο δεν είναι γραμμικό καθώς οι καμπύλες δεν έχουν σταθερή απόσταση μεταξύ τους.
- ο Στη συνέχεια υπολογίστηκαν οι απαιτούμενοι επιμέρους συντελεστές για το φορτίο από το περιβάλλον γεωυλικό έτσι ώστε να εξασφαλίζεται συγκεκριμένο επίπεδο αξιοπιστίας (ως ελάχιστη θεωρήθηκε η τιμή $\gamma_p=1.35$). Η κατανομή των τιμών των επιμέρους συντελεστών, όπου βρίσκονται πάνω από την ελάχιστη τιμή, ως προς την ανηγμένη αξονική δύναμη είναι «αντίστροφη» από την κατανομή του δείκτη αξιοπιστίας. Οι τελικές τιμές για τον επιμέρους συντελεστή του φορτίου από το περιβάλλον γεωυλικό παρατίθενται στο ακόλουθο πίνακα. Επισημαίνεται ότι οι τιμές που υπολογίζονται αφορούν στον επιμέρους συντελεστή μόνο των φορτίων από το περιβάλλον γεωυλικό. Για το λόγο αυτό υιοθετείται ο συμβολισμός γ_p για τον επιμέρους συντελεστή των φορτίων γεωυλικού αντί για γ_g που αφορά γενικά στα μόνιμα φορτία.

ο Η διαφοροποίηση του συντελεστή μεταβλητότητας, αλλά και του επιμέρους συντελεστή των μόνιμων φορτίων στην περίπτωση της τελικής επένδυσης σε σχέση με τις «συμβατικές κατασκευές» έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της ποσότητας του απαιτούμενου οπλισμού σε κάθε διατομή. Ωστόσο, η αύξηση αυτή είναι πλασματική, καθώς οι διαφοροποιήσεις που έχουν περιγραφεί δεν προτείνεται να εφαρμοστούν αποσπασματικά, αλλά σε συνδυασμό με μία ολοκληρωμένη αλλαγή στη φιλοσοφία του σχεδιασμού της τελικής επένδυσης. Όπως έχει ήδη αναφερθεί ο σχεδιασμός της τελικής επένδυσης είναι ιδιαίτερα συντηρητικός με πολλούς «κρυφούς εμπειρικούς συντελεστές ασφαλείας» (συντηρητικές γεωτεχνικές παράμετροι, μέθοδοι εκτίμησης φορτίων, πλήρης απενεργοποίηση μέτρων άμεσης υποστήριξης), οι οποίοι επιλέγονται από τους μελετητές αυξάνοντας σημαντικά το κόστος της κατασκευής, δίχως απαραίτητα να οδηγούν σε αντίστοιχη αύξηση του επιπέδου αξιοπιστίας της κατασκευής. Επομένως, η βελτιστοποίηση της σχέσης κόστους - αξιοπιστίας της κατασκευής απαιτεί εξορθολογισμό της διαδικασίας σχεδιασμού και πιο συγκεκριμένα όσον αφορά στην εκτίμηση των φορτίων της τελικής επένδυσης (πρόταση νέων μεθόδων), στη μελέτη της μακροχρόνιας συμπεριφοράς των μέτρων άμεσης υποστήριξης, στην ανάλυση αξιοπιστίας, στους ελέγχους διασφάλισης ποιότητας κ.τ.λ.

Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

Λαμβάνοντας υπόψη τα δεδομένα από τη βιβλιογραφία, τα αποτελέσματα της διδακτορικής διατριβής, αλλά και την εγχώρια και διεθνή κατάσταση στο χώρο της μελέτης και της κατασκευής σηράγγων, διατυπώνονται οι ακόλουθες προτάσεις για έρευνα στα αντικείμενα που πραγματεύτηκε η διατριβή:

- ο Μελέτη των φορτίων της άμεσης υποστήριξης για μεγαλύτερο εύρος γεωμετρικών, γεωτεχνικών και κατασκευαστικών παραμέτρων (π.χ. βήμα προχώρησης).
- ο Μελέτη της επίδρασης των μέτρων αντιστήριξης και προστασίας του μετώπου στα φορτία της άμεσης υποστήριξης. Η τοποθέτηση αγκυρίων fibreglass ή δοκών προπορείας για την προστασία του μετώπου έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των προσυγκλίσεων και της αποτόνωσης και κατ' επέκταση την αύξηση των φορτίων.
- ο Μελέτη των φορτίων της άμεσης υποστήριξης στην περίπτωση διάνοιξης δίδυμων σηράγγων. Η ύπαρξη του γειτονικού κλάδου καταργεί τη γεωμετρική συμμετρία, αυξάνει την πλαστικοποίηση του περιβάλλοντος γεωυλικού και τελικά οδηγεί σε μεταβολή της τιμής και της κατανομής των φορτίων. Το φαινόμενο εξαρτάται από τις γεωτεχνικές συνθήκες, την απόσταση των δύο κλάδων, τις διατομές υποστήριξης και την κατασκευαστική αλληλουχία. Το συγκεκριμένο πρόβλημα είναι ήδη υπό διερεύνηση στον Τομέα Γεωτεχνικής της Σχολής Πολιτικών μηχανικών του Ε.Μ.Π.
- ο Εκτενής μελέτη των φορτίων της άμεσης υποστήριξης για πεταλοειδείς διατομές και τμηματική διάνοιξη. Στην περίπτωση αυτή, πέραν των επιβαλλόμενων πιέσεων από το γεωυλικό, κρίσιμη είναι και η μελέτη των εντατικών μεγεθών, καθώς η κατάργηση του κυκλικού σχήματος οδηγεί σε ανάπτυξη σημαντικών ροπών.
- ο Δημιουργία Βάσης Δεδομένων με ερπυστικές παραμέτρους γεωυλικών μέσω αποτελεσμάτων εργαστηριακών και επί τόπου δοκιμών, καθώς και ανάστροφων αναλύσεων.
- ο Μελέτη των φορτίων που αναπτύσσονται στην τελική επένδυση λόγω του ερπυσμού του γεωυλικού για μεγαλύτερο εύρος γεωμετρικών και γεωτεχνικών παραμέτρων.

- ο Κατάρτιση νέου προσομοιώματος για την περιγραφή της ερπυστικής συμπεριφοράς του γεωυλικού με βάση τη θεωρία της βισκοπλαστικότητας. Στο Γεωτεχνικό Τομέα της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ.Π. υπάρχει υπό εκπόνηση διδακτορική διατριβή στο συγκεκριμένο αντικείμενο.
- ο Μελέτη της μεταβλητότητας της τιμής και της μορφής της κατανομής των φορτίων στην τελική επένδυση μέσω συμβατικών αριθμητικών αναλύσεων σε συνδυασμό με τη Μέθοδο Σημειακής Εκτίμησης και μέσω αναλύσεων με στοχαστικά πεπερασμένα στοιχεία. Από τις αναλύσεις αυτές μπορούν να προκύψουν επιπλέον χρήσιμα συμπεράσματα για το βαθμό συσχέτισης των εντατικών μεγεθών στην τελική επένδυση. Το συγκεκριμένο πρόβλημα είναι ήδη υπό διερεύνηση στον Τομέα Γεωτεχνικής της Σχολής Πολιτικών μηχανικών του Ε.Μ.Π.
- ο Επέκταση των αναλύσεων αξιοπιστίας των διατομών τελικής επένδυσης για την περίπτωση συσχετισμένων εντατικών μεγεθών, την οριακή κατάσταση αστοχίας έναντι τέμνουσας και τη χρησιμοποίηση άοπλου σκυροδέματος. Το συγκεκριμένο πρόβλημα είναι ήδη υπό διερεύνηση στον Τομέα Γεωτεχνικής της Σχολής Πολιτικών μηχανικών του Ε.Μ.Π.
- ο Μελέτη της ανθεκτικότητας των μέτρων άμεσης υποστήριξης και πρόταση μεθοδολογιών, διαδικασιών ελέγχου και μελετητικών - κατασκευαστικών απαιτήσεων για την ενσωμάτωσή τους στο μόνιμο δομικό σύστημα της σήραγγας.

Βιβλιογραφία

Διεθνής βιβλιογραφία

1. ABAQUS 6.9 Documentation. 2009. SIMULIA, United States of America.
2. Adachi, T., Oka, F. & Mimura, M. 1987. Mathematical structure of an overstress elasto-viscoplastic model for clay. *Soils and Foundations*, **27** (3), pp. 31-42.
3. Alejano, L.R., Rodriguez-Dono, A., Alonso, E. & Fdez.-Manín, G. 2009. Ground reaction curves for tunnels excavated in different quality rock masses showing several types of post-failure behaviour. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **24**, pp. 689-705.
4. Alonso, E., Alejano, L.R., Varas, F., Fdez-Manin, G. & Carranza-Torres, C. 2003. Ground response curves for rock masses exhibiting strain-softening behaviour. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **27**, pp. 1153-1158.
5. Anagnostou, G. & Kovári, K. 1994. The face stability of slurry-shield-drive tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **9**, pp. 165-174.
6. Anagnostou, G. & Kovári, K. 1996. Face stability conditions with Earth-Pressure-Balanced shields. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **11**, pp. 165-173.
7. Araujo, J.M. 2001. Probabilistic analysis of reinforced concrete columns. *Advances in Engineering Software*, **32**, pp. 871-879.
8. Aristorenas, G. 1987. *Time dependant behaviour of tunnels excavated in shale*. PhD thesis. Massachusetts Institute of Technology, USA.
9. Association of Geotechnical and Geoenvironmental Specialists, AGS, 1999. *Electronic Transfer of Geo-technical and Geoenvironmental Data*. 3rd ed.
10. Athanasopoulos, S.D., Nomikos, P.P. & Sofianos, A.I. 2011. Time-dependent rock behaviour in tunnelling. *Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Anagnostopoulos, A., Pachakis, M. & Tsatsanifos, C. (eds)). Athens, Greece, 12-15 September.
11. Atkinson, J. 2007. *The mechanics of soils and foundations*. 2nd Edition. New York: Taylor & Francis Group.
12. Atkinson, J.H. & Potts, D.M. 1977. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. *Géotechnique*, **27** (2), pp. 203-215.
13. Baecher, G.B. 1983. Statistical analysis of rock mass fracturing. *Mathematical Geology*, **15** (2), pp. 329-348.
14. Balla, A. 1963. Rock pressure determined from shearing resistance. *Proceedings of the International Conference in Soil Mechanics*.
15. Barla, G., Bonini, M. & Debernardi, D. 2010. Time dependent deformations in squeezing tunnels. *International Journal of Geoengineering Case Histories*, **2** (1), pp. 40-65.

16. Barton, N. 1995. The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. *Keynote Lecture, 8th Congress of ISRM*. Tokyo, Japan, **3**. Rotterdam: Balkema.
17. Barton, N. 1996 Estimating rock mass deformation modulus for excavation disturbed zone studies. *International Conference on Deep Geological Disposal of Radioactive Waste, EDZ workshop*. Canadian Nuclear Society, Winnipeg, Canada, pp. 133-144.
18. Barton, N. 2002. Some new Q value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **39** (2), pp. 185-216.
19. Barton, N. & Choubey, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, **10**, pp. 1-54.
20. Barton, N.R., Lien, R. & Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, **6** (4), pp. 189-239.
21. Betten, J. 2005. *Creep mechanics*. 2nd ed. Berlin: Springer.
22. Bieniawski, Z.T. 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs*, **15**, pp. 335-344.
23. Bieniawski, Z.T. 1976. Rock mass classification in rock engineering. In: *Exploration for rock engineering* (Bieniawski, Z.T. (ed.)). **1**, pp. 97-106. Cape Town: Balkema.
24. Bieniawski, Z.T. 1978. Determining rock mass deformability - experience from case histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, **15** (2), pp. 237-247.
25. Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering rock mass classifications*. New York: Wiley.
26. Bierbaumer, A. 1913. *Die dimensionierung des Tunnelmauerwerks*. Leipzig und Berlin: Engelmann.
27. Bishop, A.W. 1966. The strength of soils as engineering materials. *Géotechnique*, **16** (2), pp. 89-130.
28. Bjerrum, L. 1967. Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to the settlements of buildings. *Géotechnique*, **17** (2), pp. 83-119.
29. Bobet, A. 2009. Elastic Solution for Deep Tunnels. Application to Excavation Damage Zone and Rockbolt Support. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **42**, pp. 147-174.
30. Boidy, E. 2000. *Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines*. Ph.d. Thesis. Université Joseph Fourier, Grenoble, France.
31. Boidy, E. Bouvard, A. & Pellet, F. 2002. Back analysis of time dependent behaviour of a test gallery in claystone. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **17**, pp. 415-424.
32. Boldini, D. Graziani, A. & Ribacchi, E. 2000. L' analisi tensio-deformativa al fronte di scavo e nella zona del retrofronte. In: *Lo scavo meccamizzato delle gallerie, mir2000-VIII circolo de conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce*, pp. 159-216. Torino: Patron Editore Bologna.
33. Boukharov, G.N., Chanda, M.W. & Boukharov, N.G. 1995. The three processes of brittle crystalline rock creep. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **32** (4), pp. 325-335.

34. Bray, J.W. 1967. A study of jointed and fractured rock. Part II - Theory of limiting equilibrium. *Rock Mechanics and Engineering Geology*, **5** (4), pp. 197-216.
35. Brown, E.T., Bray, J.W., Ladanyi, B. & Hoek, E. 1983. Ground response curves for rock tunnels. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, **109** (1), pp. 15-39.
36. Bull, A. 1944. Stresses in the linings of shield-driven tunnels. *Trans. Am. Soc. Civ. Engrs*, November, pp. 443-530.
37. Cantieni, L. & Anagnostou, G. 2009. The effect of the stress path on squeezing behaviour in tunnelling. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **42**, pp. 289-318.
38. Cantieni, L. & Anagnostou, G. 2011. On a paradox of elasto-plastic tunnel analysis. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **44**, pp. 129-147.
39. Carranza-Torres, C. 2002. Technical Note. Dimensionless graphical representation of the exact elastoplastic solution of a circular tunnel in a Mohr-Coulomb material subject to uniform far-field stresses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **36** (3), pp. 237-253.
40. Carranza-Torres, C. 2004. Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek-Brown failure criterion. *Proceedings of the ISRM SINOROCK Symposium* (Hudson, J.A. & Xia-Ting, F. (eds)). China.
41. Carranza-Torres, C. & Fairhurst, C. 1999. The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **36** (6), pp. 777-809.
42. Carranza-Torres, C. & Fairhurst, C. 2000. Application of the convergence - confinement method of tunnel design in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **15** (2), pp. 187-213.
43. Carter, N.L., Anderson, D.A., Hansen, F.D. & Kranz, R.L. 1981. Creep and creep rupture of granitic rock. In: *Mechanical behaviour of crystal rocks. Geophysical monograph, Amer. Geophys. Union*, **24**, pp. 61-82.
44. Carter, N.L. & Hansen, F.D. 1983. Creep of rocksalt. *Tectonophysics*, **92**, pp. 275-333.
45. Chen, C.N., Huang, W.Y. & Tseng, C.T. 2011. Stress redistribution and ground arch development during tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **26**, pp. 228-235.
46. Chen, W. & Mizuno, E. 1990. *Non-linear analysis in soil mechanics. Theory and implementation*. New York: Elsevier.
47. Chern, J.C., Shiao, F.Y. & Yu, C.W. 1998. An empirical safety criterion for tunnel construction. *Proceedings of the Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering*. Taipei, pp. 222-227.
48. Chin, H.P. & Rogers, J.D. 1987. Creep parameters of rocks on an engineering scale. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **20**, pp. 137-146.
49. Cividini, A. Gioda, G. & Carini, A. 1991. A finite element analysis of the time dependent behaviour of underground openings. *Computer Methods and Advances in Geomechanics* (Beer, Booker & Carter (Eds)).

50. Cottrell, A.H. 1952. The time laws of creep. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, **1**, pp. 53-63.
51. Coulomb, C.A. 1776. Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. *Mem. Acad. Roy. Div. Sav.*, **7**, pp. 343-387.
52. Cristescu, N. 1988. Viscoplastic creep of rocks around a lined tunnel. *International Journal of Plasticity*, **4**, pp. 393-412.
53. Cristescu, N. 1989. Rock Rheology. *Mechanics of elastic and inelastic solids*. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers.
54. Cristescu, N. & Duda, I. 1989. A tunnel support analysis incorporating rock creep and the compressibility of a broken rock stratum. *Engineering Geology*, **7**, pp. 239-254.
55. Cristescu, N., Fota, A. & Medves, E. 1987. Tunnel support analysis incorporating rock creep. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **24** (6), pp. 321-330.
56. Daemen, J.J.K. 1975. Tunnel support loading caused by rock failure. *Technical Report MRD-3-75*, Missouri River Division, U.S. Corps of Engineers.
57. Daemen, J.J.K. & Fairhurst, C. Influence of failed rock properties on tunnel stability. *Proceedings of the 12th Symposium on Rock Mechanics*. Missouri, USA, November, pp. 855-875. New York: SME/AIMMPE.
58. Damjanac, B. & Fairhurst, C. 2010. Evidence for a long-term strength in crystalline rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **43**, pp. 513-531.
59. Davis, R.O. & Selvadurai, A.P.S. 2002. *Plasticity and Geomechanics*. Cambridge: University press.
60. Debernardi, D. 2008. *Viscoplastic behaviour and design of tunnels*. PhD thesis. Politecnico di Torino, Italy.
61. Deere, D.U. 1968. Chapter 1: geological considerations. In: *Rock mechanics in engineering practice* (Stagg, K.G. & Zienkiewicz, O.C. (eds)), pp. 1-20. London: Wiley.
62. Deere, D.U., Peck, R.B., Monsees, J.E., and Schmidt, B. 1969. *Design of Tunnel Liners and Support Systems*. Report for U.S. Department of Transportation. OHSGT, Contract 3-0151, NTIS, Springfield, Va., No. PB 183 799.
63. Deere, D.U., Peck, R.B., Parker, H.W., Monsees, J.E., and Schmidt, B. 1970. *Design of Tunnel Support Systems*. Highway Res. Rec. 339, pp. 26-33.
64. Detournay, E. & Fairhurst, C. 1987. Two-dimensional elastoplastic analysis of a long cylindrical cavity under non hydrostatic loading. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **24** (5), pp. 197-211.
65. De Moor, E. & Taylor, R. 1991 Time dependent behaviour of a tunnel heading in clay. *Computer Methods and Advances in Geomechanics* (Beer, Booker & Carter (Eds)).

66. De Waal, R.G.A., Van Der Veen, C. & Postma, D. 1998. Analysis of bedded ring model for shield tunnels in the Netherlands. *Proceedings of World Tunnel Congress on Tunnels and Metropolises* (Negro, A. Jr. & Ferreira, A.A. (eds)). Sao Paulo, Brazil, 25-30 April, **1**, pp. 287-291.
67. Diasakos, N. Amerikanos, P. and Tryfonas, G. 2010. Excavation of Kallidromo tunnel in clayey formations. *Proceedings of the World Tunnel Congress and 36th General Assembly*. Vancouver, Canada.
68. Diest, F.H. 1965. A nonlinear continuum approach to the problem of fracture zones and rock bursts. *Journal of South African Institute of Mining and Metallurgy*, **65** (10), pp. 502-522.
69. Dragon, A. & Mroz, Z. 1979. A model for plastic creep of rock-like materials accounting for the kinetics of fracture. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **16**, pp. 253-259.
70. Drucker, D.C. & Prager, W. 1952. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, **10**, pp. 157-164.
71. Duddeck, H. & Erdmann, J. 1985. Structural design models for tunnels in soft soil. *Underground Space*, **9**, pp. 246-259.
72. Duncan, J.M. 2000. Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **127** (8), pp. 717-721.
73. Duncan, J.M & Wright, S.G. 2005. Soil strength and slope stability. New Jersey: Wiley.
74. Duncan Fama, M.E. 1993. Numerical modelling of yield zones in weak rocks. In: *Comprehensive rock engineering, 2, Analysis and design methods* (Hudson, J.A. (ed)), pp. 49-75. Oxford: Pergamon Press.
75. Egger, P. 1974. Gebirgsdrck im tunnelbau and stuetzwirkung der ortsburst bei uberschreiten der gebirgsfestigkeit. *Advances in Rock Mechanics, Proceedings of the 3^d Congress of the International Society for Rock Mechanics*. Washington D.C., USA, **2**, Part B, pp. 1007-1011.
76. Einstein, H.H. & Schwartz, C.W. 1979. Simplified analysis for tunnel supports. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **105** (4), pp. 499-518.
77. Einstein, H.H, Steiner, W.S. and Baecher, G.B. 1979. Assessment of empirical design methods for tunnels in rock. *Proceedings of RETC*. **1**, pp. 683-706.
78. El Ramly, H., Morgenstern, N.R. & Cruden, D.M. 2002. Probabilistic slope stability analysis for practice. *Canadian Geotechnical Journal*, **39**, pp. 665-683.
79. Engesser, F. 1882. Ueber den Erddruck gegen inhere Stutzwaende. *Deutsche Bauzeitung*, **36**.
80. Eszto, P. 1939. Mechanical elements of rock movements, *Banyaszati es Kohaszati Lapok*, **24**.
81. European Committee for standardization. 2001. EN 1990, *Eurocode 0: Basis of structural design*.
82. European Committee for standardization. 2004. EN 1991, *Eurocode 1: Actions on structures*.
83. European Committee for standardization. 2003. EN 1997-1, *Eurocode 7: Geotechnical design - General rules*.

84. Exadaktylos, G.E. & Stavropoulou, M.C. 2002. A closed-form elastic solution for stresses and displacements around tunnels. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **39**, pp. 905-916.
85. Fahimifar, A., Tehrani, F.M., Hedayat, A. & Vakilzadeh, A. 2010. Analytical solution for the excavation of circular tunnels in a visco-elastic Burger's material under hydrostatic stress field. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **25**, pp. 297-304.
86. Fairbairn, E.M.R., Ebecken, N.F.F., Paz, C.N.M. & Ulm, F.J. 2000. Determination of probabilistic parameters of concrete: solving the inverse problem by using artificial neural networks. *Computers and Structures*, **78**, pp. 497-503.
87. Fairhurst, C. 1964. On the validity of the Brazilian Test for brittle materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **1** (1), pp. 535-546.
88. Fairhurst, C. & Carranza-Torres, C. 2002. Closing the Circle. Some comments on design procedures for tunnel supports in rock. *Proceedings of the 50th Annual Geotechnical Conference* (Fabuz, J.F. & Benler, J.G.). Minnesota, February, pp. 21-84.
89. Falchi Delitala, G. 1971. *Calcul des revêtements de tunnel*. Paris: Dunod & Genova: Vitali e Ghianda.
90. Feng, X.T., Chen, B.R., Yang, C. & Zhou, H. 2006. Intelligent analysis of rheological characteristic of rock materials. *Proceedings of the EUROCK 2006 - Multiphysics Coupling and Long Term Behaviour in Rock Mechanics* (Van Cotthem, Charlier, Thimus & Tshibangu). Liege, Belgium, 9-12 May. London: Taylor & Francis Group.
91. Fenner, R. 1938. Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes. *Glueckauf*, **74**, pp. 681-695 and 705-715.
92. Florence, A.L. & Schwer, L.E. 1978. Axisymmetric solution of a Mohr-Coulomb medium around a circular hole. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **2** (4), pp. 367-379.
93. Forchheimer, P. 1882. *Ueber sanddruck und bewegungserscheinungen im inneren trockenen sandes*. O.I.A.V.
94. Fortsakis, P. 2009. Estimation of tunnel final lining loads. *Proceedings of the 4th International Young Geotechnical Engineers Conference* (Baligh, F., Adbelmoosen, H., Abouseeda, H. & Abdelghani, K. (eds)). Alexandria, Egypt, 3-6 October, pp. 325-328.
95. Fortsakis, P. & Kavvadas, M. 2009. Estimation of time dependent ground parameters in tunnelling using back analysis of convergence data. *Proceedings of the EURO:TUN 2009, 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling* (Meschke, G., Beer, G., Eberhardsteiner, J. Hartmann, D. & Thewes, M. (eds)). Bochum, Germany, 9-11 September, **2**, pp. 655-662. Freiburg: Aedificatio Publishers.
96. Frank, R. Bauduin, C. Driscoll, R. Kavvadas, M. Krebs Ovesen, N, Orr, T. & Schuppener, B. 2007. *Designers' guide to EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical design - General rules* (Gulvanessian, H. (series editor)). London: Thomas Telford.

97. Franzen, T. 1992. Shotcrete for underground support: a state-of-the-art report with focus on steel-fibre reinforcement. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **7** (4), pp. 383-391.
98. Franzen, T., Garshol, K.F. & Tomisawa, N. 2001. Sprayed concrete for final linings: ITA working group report. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **16**, pp. 295-309.
99. Fredlund, D.G. & Dahlman, A.E. 1972. Statistical geotechnical properties of glacial lake Edmonton sediments. In: *Statistics and Probability in Civil Engineering*. London: Hong Kong University Press, distributed by Oxford University Press.
100. Fritz, P. 1984. An analytical solution for axisymmetric tunnel problems in viscoelastic media. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **8**, pp. 325-342.
101. Galera, J.M., Alvarez, M. & Bieniawski, Z.T. 2007. Evaluation of the deformation modulus of rock masses using RMR: Comparison with dilatometer tests. *Underground Works Under Special Conditions, Proceedings of the ISRM Workshop W1* (Romana, Perucho & Olalla (eds)). Madrid, Spain, 6-7 July, pp. 71-77. London: Taylor & Francis Group.
102. Gautshi, A. 2001. Hydrogeology of a fractured shale (Opalinus Clay): Implications for deep geological disposal of radioactive wastes. *Hydrogeology Journal*, **9**, pp. 97-107.
103. Ghaboussi, J. & Gioda, G. 1977. On the time-dependent effects in advancing tunnels. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **1**, pp. 246-269.
104. Goodman, R. 1989. *Introduction to rock mechanics*. 2nd ed. New York: Wiley.
105. Graziani, A. Boldini, D. & Ribacchi, R. 2005. Practical estimate of deformations and stress relief factors for deep tunnels supported by shotcrete. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **38** (5), pp. 345-372.
106. Griggs, D.T. 1939. Creep of rocks. *Journal of Geology*, **47**, pp. 225-251.
107. Gulvanessian, H. Calgaro, J.A. & Holický, M. 2009. *Designers' guide to EN 1990. Eurocode: Basis of structural design* (Gulvanessian, H. (series editor)). London: Thomas Telford.
108. Harr, M.E. 1987. *Reliability based design in civil engineering*. New York: Dover Publications INC.
109. Hashash, Y.M.A., Hook, J. J., Schmidt, B. & Yao, J.C. 2001. Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **16**, pp. 247-293.
110. Hedron, A.J. & Aiyer, A.K. 1972. Stresses and strains around a cylindrical tunnel in elastoplastic material with dilatancy. *Technical report No. 10*, Missouri River Division, U.S. Corps of Engineers.
111. Helawany, S. 2007. *Applied soil mechanics with ABAQUS applications*. New Jersey: Wiley.
112. Hobbs, D.W. 1966. A study of the behaviour of broken rock under triaxial compression and its application to mine roadways. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **3**, pp. 11-43.
113. Hoek, E. 1990. Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **27** (3), pp. 227-229.
114. Hoek, E. 1994. Strength of rocks and rock masses. *ISRM News Journal*, **2** (2).

115. Hoek, E. 1998. Technical note, Reliability of Hoek Brown estimates of rockmass properties and their impact on design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **35**, pp. 63-68.
116. Hoek, E. & Brown, E.T. 1980a. *Underground Excavations in Rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy.
117. Hoek, E. & Brown, E.T. 1980b. Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, **106** (GT9), pp. 1013-1035.
118. Hoek, E. & Brown, E.T. 1988. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. *Proceedings of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium* (Curran, J.H. (ed.)). Civil Engineering Department, University of Toronto, Toronto, pp. 31-38.
119. Hoek, E. & Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **34** (8), pp. 1165-1186.
120. Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion. *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada: NARMS-TAC*, Toronto, Canada, **1**, pp. 267-273.
121. Hoek, E. & Diederichs, M.S. 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **43**, pp.203-215.
122. Hoek, P. & Marinos, P. 2007. A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion. *Soils and Rocks*, **2**.
123. Hoek, E. & Marinos, P. 2009. Tunnelling in overstressed rock. *Proceedings of the Eurock Symposium 2009*. Dubrovnik, Croatia, 29-31 October.
124. Hoek, E., Marinos, P. & Benissi, M. 1998. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, **57** (2), pp. 151-160.
125. Hoek, E., Marinos, P. & Marinos, V. 2004. Characterisation and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **42** (2), pp. 277-285.
126. Hoek, E., Wood, D. & Shah, S. 1992. A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. *Proceedings of rock characterization, Symposium International Society of Rock Mechanics: Eurock '92* (Hudson, J. (ed.)), pp. 209-213.
127. Horseman, S. & Passaris, E. 1984. Creep tests for storage cavity closure prediction. In: *Mechanical behaviour of salt* (Hardy, H.R. & Langer, M. (eds)). Claustahl-Zallerfeld, pp. 119-157.
128. Huber, M., Vermeer, P.A., Stroehle, P.M & Moormann, C. 2011. Advances in tunneling simulation a probabilistic approach. *Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Anagnostopoulos, A., Pakchakis, M. & Tsatsanifos, C. (eds)). Athens, Greece, 12-15 September, **1**, pp. 551-556. Amsterdam: IOS Press BV.

129. Iftimie, T. 1994. Prefabricated lining, conceptual analysis and comparative studies for optimal solution. *Proceedings of the ITA International Congress Tunnelling and Ground Conditions*. Cairo, Egypt, April, pp. 339-346.
130. International Tunnelling Association (ITA). 2000. Official report of the International Tunnelling Association: Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **15** (3), pp. 303-331.
131. International Tunnelling Association (ITA), Working Group N°12: Sprayed Concrete Use. 2010. *ITA Report N° 005. Shotcrete for rock support. A summary report on state-of-the-art*.
132. Ito, H. 1983. Creep of rock based on long - term experiments. *Proceedings of the 5th International Congress on Rock Mechanics*. Melbourne, Australia, **Section A**, pp. A117-A120.
133. Jaeger, J.C., Cook, N.G.W. & Zimmerman, R.W. 2007. *Fundamental of rock mechanics*. 4th ed. Oxford: Blackwell Publishing.
134. JCSS (Joint Committee of Structural Safety). 2001a. *Probabilistic model code, Part 3.7 - Soil properties*.
135. JCSS (Joint Committee of Structural Safety). 2001b. *Probabilistic model code, Part 2.01 - Unit weight*.
136. Jeffreys, H. 1958. A modification of Lomnitz's law of creep in rocks. *Geophys. J. Roy. Astron. Soc.*, **1**, pp. 321-334.
137. Jimenez, R., Serrano, A., Ollala, C. 2008. Linearization of the Hoek and Brown rock failure criterion for tunnelling in elasto-plastic rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **45**, pp. 1153-1163.
138. Jin, J. & Cristescu, N. D. 1998. An elastic/viscoplastic model for transient creep of rock salt. *International Journal of Plasticity*, **14** (1-3), pp. 85-107.
139. John, M. 1974. Time dependence of fracture processes of rock materials. *Proceedings of the 3rd Congress of ISRM*. Denver, Seoul, **2A**, pp. 330-335.
140. Kaestner, H. 1949. Über den echen Gebiergsdruck beim Bau tiefliengender Tunnel, *Osterreich Bauzeitschrift*, **10** (11).
141. Kaiser, P.K. 1981. Effects of stress history on the deformation behaviour of underground openings. *Underground Rock Engineering, Proceedings of the 13th Canadian Rock Mechanics Symposium*. Montreal, Canada, pp. 133-140.
142. Kaiser, P.K. & Morgestern, N.R 1981a. Time-dependent deformation of small tunnels—I. Experimental facilities. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **18**, pp. 129-140.
143. Kaiser, P.K. & Morgestern, N.R 1981b. Time-Dependent Deformation of small tunnels-II. Typical test data. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **18**, pp. 141-152.

144. Kaiser, P.K. & Morgestern, N.R. 1982. Time-independent and time-dependent deformation of small tunnels-III. Pre-failure Behaviour. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **19**, pp. 307-324.
145. Kaliakin, V.N. & Dafalias, Y. F. 1990a. Theoretical aspects of the elastoplastic-viscoplastic bounding surface model for cohesive soils. *Soils and Foundations*, **30** (3), pp. 11-24.
146. Kaliakin, V.N. & Dafalias, Y. F. 1990b. Verification of the elastoplastic-viscoplastic bounding surface model for cohesive soils. *Soils and Foundations*, **30** (3), pp. 25-36.
147. Karagianni, A., Karoutzos, G., Ktena S., Vagenas, N., Vlachopoulos, I., Sabatakakis, N. & Koukis, G. 2010. Elastic properties of rock. *Bulletin of the Geological Society of Greece and Proceedings of the 12th International Congress*. Patras, Greece, 19-22 May, **XLIII**, **3**, pp. 1165-1168.
148. Karaoulanis, F.E. & Chatzigogos, T.H. 2011. Elasto-viscoplastic modeling of soft rock time dependent behaviour. *Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Anagnostopoulos, A., Pachakis, M. & Tsatsanifos, C. (eds)). Athens, Greece, 12-15 September, **1**, pp. 551-556. Amsterdam: IOS Press BV.
149. Kavazanjian, E. & Mitchell, J.K. 1977. A general stress-strain-time formulation for soils. *Proceedings of the 9th ICSMFE*. pp. 113-120.
150. Kavvadas, M. Prountzopoulos, G. & Tzivakos, K. 2009. Prediction of face stability in unsupported tunnels using 3D finite element analyses. *EURO:TUN 2009, 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling* (Meschke, G., Beer, G., Eberhardsteiner, J. Hartmann, D. & Thewes, M. (eds)). Bochum, Germany, 9-11 September, **2**, pp. 259-266. Freiburg: Aedificatio Publishers.
151. Kennedy, T.C. & Lindberg, H.E. 1978. Tunnel closure for nonlinear Mohr-Coulomb functions. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, **104** (EM6), pp. 1313-1326.
152. Kim, H.J. & Eisenstein, Z. 2006. Prediction of tunnel lining loads using correction factors. *Engineering Geology*, **85**, pp. 302-312.
153. Kirsch, G. 1898. Die theorie der Elastizitaet und die Bedurnisse der Festigkeitlehre. *V.D.J.*, **42** (29).
154. Kolymbas, D. 2008. *Tunnelling and Tunnel Mechanics. A rational approach to tunnelling*. Berlin: Springer.
155. Kommerell, O. 1912. *Grundlagen für die statische Berechnung von Tunnelmauerwerk*. Berlin.
156. Kontogianni, V., Psimoulis, P. & Stiros, S. 2005. What is the contribution of time-dependent deformation in tunnel convergence?. *Engineering Geology*, **82**, pp. 264-267.
157. Korbin, G.E. 1976. Simple procedure for the analysis of deep tunnels in problematic ground. *Site characterization, Proceedings of the 17th United States Symposium on Rock Mechanics* (Brown, W.S, Green, S.J. & Hustrulid, W.A. (eds)). Salt Lake City, Utah, pp. 1A-3-1-1A3-7.
158. Kovari, K. 2000. Personal Communication. Article submitted to *Felsbau*. Rock and Soil Engineering. Verlag Glueckauf GmbH.

159. Kovari, K. 2003a. History of the sprayed concrete lining method-Part I: milestones up to the 1960s. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **18**, pp. 57-69.
160. Kovari, K. 2003b. History of the sprayed concrete lining method-Part II: milestones up to the 1960s. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **18**, pp. 71-83.
161. Krieg, R.D. 1982. A unified creep - plasticity model for halite. In: *Mechanical testing for deformation model development. ASTM STP 765* (Rohde, R.W. & Swearingen, J.C. (eds)). pp. 139-147.
162. Kuesel, T.R. 1969. Earthquake design criteria for subways. *Journal of Structural Division, ASCE*, ST6, pp. 1213-1231.
163. Kulhawy, F.H., 1992. On the evaluation of soil properties. *ASCE Geotechnical Specialty Publication*, **31**, pp. 55-115.
164. Kulhawy, F.H. 1992. On the evaluation of soil properties. *ASCE Geotechnical Specialty Publication*, **31**, pp. 95-115.
165. Kumagai, N. & Ito, H. 1970. Creep in granite observed in laboratory for ten years. *Proceedings of the 5th International Congress on Rheology*. **2**, pp. 579-590. University of Tokyo Press and University Park Press.
166. Labasse, H. 1949. Les Pressions de Terrains dans les Mines d'Huiles. *Revue Universelle des Mines*. Liege, Belgium, Series 9, **5** (3), pp. 78-88.
167. Lacasse, S. & Berre, T. 2005. Undrained creep susceptibility of clays. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Osaka, Japan, pp. 531-536.
168. Lacasse, S. & Nadim, F. 1997. Uncertainties on characterizing soil properties. *Publication 21, Norwegian Geotechnical Institute*. Oslo, Norway, pp. 49-75.
169. Ladanyi, B. 1974. Direct determination of ground pressure on tunnel lining in a nonlinear viscoelastic rock. *Underground Rock Engineering, Proceedings of the 13th Canadian Rock Mechanics Symposium*. Montreal, Canada, pp. 126-132.
170. Ladanyi, B. 1993. Time-dependent response of rock around tunnels. In: *Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice & Project Volume 2* (Hudson, J. (ed.)). Pergamon Press.
171. Ladanyi, B. & Gill, D. 1984. Tunnel lining design in a creeping rock. *Proceedings of the Symposium on Design and Performance of Underground Excavations*. Cambridge.
172. Lajtai, E.Z. 1991. Time-dependent behaviour of the rock mass. *Geotechnical and Geological Engineering*, **9**, pp. 109-124.
173. Lamé, G. 1852. *Leçons sur la théorie de l'élasticité*. Paris: Gauthier-Villars.
174. Langer, M. 1979. Rheological behaviour of rock masses. *Proceedings of the 4th International Congress on Rock Mechanics*. Montreux, **I**, pp. 29-62. Rotterdam: Balkema.
175. Langer, M. 1984. The rheological behaviour of rock salt. In: *Mechanical behaviour of salt*. (Hardy, H.R. & Langer, M. (eds)). Claustahl-Zellerfeld, pp. 201-240.

176. Lau, J.S.O., Gorski, B., Conlon, B. & Anderson, T. 2000. Long-term loading tests on saturated granite and granodiorite. *CANMET Natural Resources*, Canada, Ottawa, Ontario, Report No. 06819-REP- 01300-10016 R00, November.
177. Lee, S., Kim, D., Ryu, J., Lee, S., Kim, J., Kim, H. & Choi, M. 2006. An experimental study on the durability of high performance shotcrete for permanent tunnel support. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **21**, pp. 431.
178. Lee, S.P., Kim, D.H., Ryu, J.H., Yu, J.Y., Lee, S.D., Han, S.H., Choi, M.S. & park, C. 2005. An experimental study on the development of high performance shotcrete for permanent tunnel support. In: *Proceedings of the ITA-AITES 2005 World Tunnel Congress, Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future* (Erdem & Solak (eds)). Istanbul, Turkey, 7-12 May, **2**, pp. 455-461. London: Taylor & Francis Group.
179. Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. & Bouchard, R. 1985. Stress - strain - strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Géotechnique*, **35** (2), pp. 159-180.
180. Li, S. & Wang, M. 2008. Elastic analysis of stress-displacement field for a lined circular tunnel at great depth due to ground loads and internal pressure. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **23**, pp. 609-617.
181. Li, Y. & Xia C. 2000. Time-dependent tests on intact rocks in uniaxial compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **37**, pp. 467-475.
182. Liingaard, M., Augustesen, A. & Lade, P.V. 2004. Characterization of models for time dependent behaviour of soils. *International Journal of Geomechanics*, **4** (3), pp. 157-177.
183. Liu, Tang-hong, Tian, Hong-qi & Liang, Xi-feng. 2010. Aerodynamic effects caused by trains entering tunnels. *Journal of Transportation Engineering*, **136** (9), pp. 846-853.
184. Lo, K. & Yuen, M. 1981. Design of tunnel lining in rock for long term time effect. *Canadian Geotechnical Journal*, **18** (1), pp. 24-39.
185. Lombardi, G. 1970. Influence of rock characteristics on the stability of rock cavities. *Tunnels and Tunnelling*, **2** (1), pp. 19-22 and **2** (2), pp. 104-109.
186. Lomnitz, C. 1956. Creep measurements in igneous rocks. *Journal of Geology*, **64**, pp. 473-79.
187. Lu, Q., Sun, H.Y. & Low, B.K. 2011. Reliability analysis of ground-support interaction in circular tunnels using the response surface method. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, **48**, pp. 1329-1343.
188. Ludvik, P. 1909. *Elemente der Technologischen Mechanik (Elements of Engineering Mechanics)*. Berlin: Springer.
189. Lunardi, P. 2000. The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rock and soils. *Tunnels and Tunnelling International*, Special Supplement, May 2000.
190. Maillart, R. 1923. Ueber Gebirgsdruck. Schweiz. *Bauzeitung*, **81**, 14
191. Malan, D.F. 2002. Simulating the time-dependent behaviour of excavations in hard rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **34** (4), pp. 225-254.

192. Malmgren, L. & Nordlund, E. 2008. A numerical study of the shotcrete-rock interaction, Proceedings of the 6th International Symposium on Ground Support in Mining and Civil Engineering Construction, an ISRM-Sponsored Regional Symposium, Cape Town, South Africa, 30/3 - 03/4.
193. Mansour, M.F., Martin, C.D. & Morgestern, N.R. 2008. Characterization of creep movements at the Little Chief Slide, BC. *Proceedings of the Canadian Geotechnical Conference & 9th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conference*, Edmonton, Canada, 21-24 September, pp. 461-468.
194. Marinos, P. & Hoek, E. 2000. GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *Proceedings of the GeoEng2000 at the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*. Melbourne, Australia, pp. 1422-1446. Lancaster: Technomic publishers.
195. Marinos, P. & Hoek, E. 2001a. Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch. *Bulletin of Engineering Geology & the Environment*, **60**, pp. 85-92.
196. Marinos, P. & Hoek, E. 2001b. The appropriate use of geological information in the design and construction of the Egnatia Motorway tunnels. *Proceedings of the workshop: The tunnels of Engatia Odos*. Ioannina, Greece, 7-8/12/2001, pp. 13-41. Egnatia Odos S.A. & Greek Tunnelling Society.
197. Marinos, P., Hoek, E. & Marinos, V. 2005. Variability of the engineering properties of rock masses quantified by the geological strength index: the case of ophiolites with special emphasis on tunnelling. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, **65** (2), pp. 129-142.
198. Marinos, V. 2010. New proposed GSI classification charts for weak or complex rock masses. *Bulletin of the Geological Society of Greece and Proceedings of the 12th International Congress*. Patras, Greece, 19-22 May, **XLIII**, **3**, pp. 1248-1258.
199. Marinos, V., Fortsakis, P. & Prountzopoulos, G. 2006. Estimation of rockmass properties of heavily sheared flysch using data from tunnelling construction. *Proceedings of the 10th IAEG Congress, Engineering Geology for Tomorrow's Cities* (Culshaw, M.G, Reeves, H.J., Jefferson, I & Spink, T.W. (eds)). Nottingham, United Kingdom, 6-10 September. London: Geological Society.
200. Marinos, V., Fortsakis, P., Prountzopoulos, G., Marinos, P., Korkaris, K., Mirmiris, K. & Papouli, D. 2010. TIAS database: A tunnel information and analysis system. *Proceedings of the 11th IAEG Congress*, Auckland, New Zealand, 5-10 September.
201. Marinos, V., Marinos, P. & Hoek, E. 2005. The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, **64**, pp. 55-65.
202. Marinos, V. & Tsiambaos, G. 2010. Strength and deformability of specific sedimentary and ophiolitic rocks. *Bulletin of the Geological Society of Greece and Proceedings of the 12th International Congress*. Patras, Greece, 19-22 May, **XLIII**, **3**, pp. 1259-1266.
203. Mesri, G. & Choi, Y.K. 1985. The uniqueness of end-primary (eop) void ratio-effective stress relationship. *Proceedings of the 11th ICSMFE*, **2**, pp. 587-590.
204. Mirza, U.A/ 1984. Prediction of creep deformations in rock salt pillars. In: *Mechanical behaviour of salt* (Hardy, H.R. & Langer, M. (eds)). Claustahl-Zallerfeld, pp. 311-337.

205. Mitri H.S., Edrissi R. & Henning J. 1994. Finite element modelling of cable-bolted slopes in hard rock underground mines. *SME Annual Meeting, Albuquerque, New Mexico*, pp. 14-17.
206. Mollon, G., Dias, D. & Soubra, A.H. 2009a. Reliability based approach for the stability analysis of shallow circular tunnel driven by pressurized shield. *Proceedings of the EURO:TUN 2009, 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling* (Meschke, G., Beer, G., Eberhardsteiner, J. Hartmann, D. & Thewes, M. (eds)). Bochum, Germany, 9-11 September, **2**, pp. 593-600. Freiburg: Aedificatio Publishers.
207. Mollon, G., Dias, D. & Soubra, A.H. 2009b. Probabilistic analysis and design of circular tunnels against face stability. *International Journal of Geomechanics*, **9**, pp. 237-249.
208. Morrison, R.G.K. & Coates, D.F. 1955. Soil mechanics applied to rock failure in mines. *The Canadian Mining and Metallurgical Bulletin*, **48** (523), pp. 701-711.
209. Muhlhaus, H.B. 1985. Lower bound solutions for circular tunnels in two and three dimensions. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **18**, pp. 37-52.
210. Muir Wood, A. 1975. The circular tunnel in elastic ground. *Géotechnique*, **25** (1), pp. 115-127.
211. Murayama, S. 1969. Effect of temperature on elasticity of clays. In: *Highway Research Board Special Report 103*, pp. 194-202.
212. Nadai, A. 1938. The influence of time upon creep, the hyperbolic creep law. In: *Stephen Timoschenko 60th Anniversary Volume* (Lessels, J.M. (ed.)), pp. 155-170. New York: Macmillan.
213. Nadimi, S., Shahriar, K., Sharifzadeh, M. & Moarefvand, P. 2011. Triaxial creep tests and back analysis of time-dependent behaviour of Siah Bisheh cavern by 3-Dimensional Distinct Element Method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **26**, pp. 155-162.
214. National Fire Protection Association. 2011. *NFPA 502: Standard for Road Tunnels, Bridges, and Other Limited Access Highways, 2011 Edition*.
215. Nguyen Minh, D. & Berest, P. 1979. Etude de la stabilité des cavités souterraines avec un modèle de comportement élastoplastique radoucissant. *Proceedings of the 4th Congress of the International Society for Rock Mechanics*. **1**, pp. 249-256. Rotterdam: Balkema.
216. Nguyen Minh, D. & Corbetta, F. 1992. New methods for rock support analysis of tunnels in elastoplastic media. In: *Rock support in mining and underground construction* (McCreath, K. (ed.)). Sudbury, Canada, pp. 83-90. Rotterdam: Balkema.
217. Nomikos, P., Rahmamejad, R. & Sofianos, A. 2011. Supported axisymmetric tunnels within linear viscoelastic burgers rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **44**, pp. 553-564.
218. Nomikos, P.P. & Sofianos, A.I. 2011. An analytical probability distribution for the factor of safety in underground rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, **48**, pp. 597-605.
219. Nova, R. 1982. A viscoplastic constitutive model for normally consolidated clay. In: *Int. Union of Theoretical and Applied Mechanics Conference on Deformations and Failure of Granular Materials*. pp. 287-295.

220. Oka, F., Kimoto, S. & Nguyen, Q.H. 2011. Elasto-viscoplastic constitutive modeling of soft sedimentary rocks. *Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Anagnostopoulos, A., Pachakis, M. & Tsatsanifos, C. (eds)). Athens, Greece, 12-15 September, **d**, pp. 563-568. Amsterdam: IOS Press BV.
221. Oreste, P.P. 2002. The importance of longitudinal stress effects on the static conditions of the final lining of a tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **17**, pp. 21-32.
222. Oreste, P.P. 2003. Analysis of structural interaction in tunnels using the convergence - confinement method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **18**, pp. 347-363.
223. Palmstrom, A. & Singh, R. 2001. The deformation modulus of rock masses: comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnelling Underground Space Technology*, **16**, pp. 115-31.
224. Pan, Y.W. & Dong, J.J. 1991a. Time-dependent tunnel convergence - I. Formulation of the model. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **28** (6), pp. 469-475.
225. Pan, Y.W. & Dong, J.J. 1991b. Time-dependent tunnel convergence - II. Advance rate and tunnel support interaction. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **28** (6), pp. 477-488.
226. Panet, M. 1976. Analyse de la stabilité d'un tunnel creuse dans un massif rocheux en tenant compte du comportement après la rupture. *Rock Mécaniques*, **8** (4), pp. 209-223.
227. Panet, M. 1995. *Le calcul des tunnels par la méthode des courbes convergence-confinement*. Presses de l'Ecole Nationale des Pont de Chaussées, Paris.
228. Papaioannou, I., Heidkamp, H., Duester, A., Rank, E. & Katz, C. 2009. Random field reliability analysis as a means for risk assessment in tunnelling. *Proceedings of the EURO:TUN 2009, 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling* (Meschke, G., Beer, G., Eberhardsteiner, J. Hartmann, D. & Thewes, M. (eds)). Bochum, Germany, 9-11 September, **2**, pp. 585-592. Freiburg: Aedificatio Publishers.
229. Park, H.J., Terry, R.W. & Woo, I. 2005. Probabilistic analysis of rock slope stability and random properties of discontinuity parameters, Interstate Highway 40, Western North Carolina, USA. *Engineering Geology*, **79**, pp. 230-250.
230. Park, K.H. & Kim, Y.J. 2006. Analytical solution for a circular opening in an elastic-brittle-plastic rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **43**, pp. 616-622.
231. Park, K.H., Tontavanich, B. & Lee, J.G. 2008. A simple procedure for ground response curve of circular tunnel in elastic-strain softening rock masses. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **23**, pp. 151-159.
232. Peck, R.B. 1969. Deep excavations and tunnelling in soft ground. *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Mexico, State of the art volume.
233. Peila, D. 1994. A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face. *Geotechnical and Geological Engineering*, **12**, pp. 145-168.

234. Phienwej, N., Thakur, P.K. & Cording, E.J. 2007. Time dependent response of tunnels considering creep effect. *International Journal of Geomechanics*, **7** (4), pp. 296-306.
235. Potts, D.M. & Zdravkovic, L. 1999. *Finite element analysis in geotechnical engineering, theory*. London: Thomas Telford.
236. Potyondy, D.O. 2007. Simulating stress corrosion with a bonded particle model for rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **44**, pp. 677-691.
237. Powrie, W. 2004. *Soil mechanics. Concepts and applications*. 2nd Edition. New York: Taylor & Francis Group.
238. Protodyakonov, M. 1960. *Klassifikacija Gorotworu*. In: French T. at O.S. Paris, 1974.
239. Ramoni, M., Lavdas, N. & Anagnostou, G. 2011. Squeezing loading of segmental linings and the effect of backfilling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **26**, pp. 692-717.
240. Rethati, L. 1988. Probabilistic solutions in Geotechnics. Amsterdam: Elsevier.
241. Rettighieri, M., Triclot, J., Mathieu, E., Barla, G. & Panet, M. 2008. Difficultés liées aux fortes convergences rencontrées lors du creusement de la descenderie de saint martin la porte. In: *Congrès International*, Monaco. AFTES.
242. Robertson, E.C. 1964. Viscoelasticity of rocks. In: *State of Stress in the Earth's Crust* (Judd, W.R. (ed.)), pp. 181-233. New York: Elsevier.
243. Rosenbluth, E. 1975. Point estimates for probability moments. *Proc. Nat. Acad. Sci. USA*, **72** (10).
244. Rosenbluth, E. 1981. Two-point estimates in probabilities. *Applied Mathematics Modelling*, **5**.
245. Russel, H.A., Animateur, International Tunnelling Association (ITA) Working Group 6: Repair and Maintenance of Underground Structures. 2004. *ITA Guidelines for Structural Fire Resistance of Road Tunnels*.
246. Russel, J.E & Lomenick, T.H. 1984. Analysis of long-term creep tests on model pillars. In: *Mechanical behaviour of salt* (Hardy, H.R. & Langer, M. (eds)). Claustahl-Zallerfeld, pp. 355-368.
247. Saiang, D., Malmgren, L. & Nordlund, E. 2005. Laboratory tests on shotcrete-rock joints in direct shear, tension and compression. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **38** (4), pp. 275-297.
248. Sakurai, S. 1978. Approximate time-dependent analysis of tunnel support structure considering progress of tunnel face. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **2**, pp. 159-175.
249. Salencon, J. 1969. Contraction quasistatique d'une cavité a symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. *Annales des Ponts et Chaussées*, **4**, pp. 231-236.
250. Sandrone, F., Dudt, J.P., Labiouse, V. & Descoedres, F. 2006. Analysis of delayed convergences in a carbon zone of the Lötschberg Tunnel. *Proceedings of the EUROCK 2006 - Multiphysics Coupling and Long Term Behaviour in Rock Mechanics* (Van Cotthem, Charlier, Thimus & Tshibangu (eds)). Liege, Belgium 9-12 May.

251. Sasajima, S. & Ito, H. 1980. Long-term creep experiment of rock with small deviator of stress under high confining pressure and temperature. *Tectonophysics*, **84**, pp. 183-198.
252. Schmidtke, R.H. & Lajtai, E.Z. 1985. The long-term strength of Lac du Bonnet Granite. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **22**, pp. 461-465.
253. Schneider, H.R. 1999. Determination of characteristic soil properties. *Proceedings of the 12th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Amsterdam, Netherlands, 7-10 June, **1**, pp. 273-281. Rotterdam: Balkema.
254. Schultze, E. 1971. Frequency distributions and correlations of soil properties. *Proceedings of the 1st International Conference on applications of statistics and probability in soil and structural engineering*. Hong Kong, pp. 371-387.
255. Schultze, E. 1972. *Frequency distributions and correlations of soil properties*. In: *Statistics and Probability in Civil Engineering*. London: Hong Kong University Press, distributed by Oxford University Press.
256. Schultze, H. & Duddeck, H. 1964. Spannungen in schildvorgetriebenen Tunneln. *Beton Stahlbetonb*, **59**, pp. 169-175.
257. Schwartz, C.W. & Einstein, H.H. 1980. Simplified analysis for ground structure interaction in tunnelling. *The State of the Art in Rock Mechanics, Proceedings of the 21st U.S. symposium on Rock Mechanics*. University of Missouri - Rolla, pp. 787-796.
258. Semple, R.M., Hendron, A.J. & Mesri, G. 1973. *The effect of time-dependent properties of altered rock on tunnel support requirements. Report No. FRAORDD-74-30*. University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois.
259. Serafim, J.L. & Pereira, J.P. 1983. Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski. *Proceedings of the International Symposium of Engineering Geology and Underground Construction*. Lisbon, Portugal, **1** (II), pp. 33-44.
260. Shalabi, F.I. 2005. FE analysis of time-dependent behaviour of tunnelling in squeezing ground using two different creep models. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **20**, pp. 271-279.
261. Sharan, S.K. 2003. Elastic-brittle-plastic analysis of circular openings in Hoek-Brown media. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **40**, pp. 817-824.
262. Sharan, S.K. 2005. Exact and approximate solutions for displacements around circular openings in elastic-brittle-plastic Hoek-Brown rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **42**, pp. 542-549.
263. Shield, R.T. 1955. On Coulomb's law of failure in soils. *J. Mech. Phys. Solids*, **4** (1), pp. 10-16.
264. Singh, B., Jethwa J.L., Dube, A.K. & Singh, B. 1992. Correlation between observed support pressure and rock mass quality. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **7** (1), pp. 59-74.
265. Singh, A. & Mitchell, J.K. 1968. General stress-strain-time functions for soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, **94** (SM1), Proceedings paper 5728, pp. 21-46.

266. Sofianos, A.I. 2003. Tunnelling Mohr-Coulomb strength parameters for rock masses satisfying the generalized Hoek-Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **40** (3), pp. 435-40.
267. Sofianos, A.I. & Halakatevakis, N. 2002. Equivalent tunnelling Mohr-Coulomb strength parameters for given Hoek-Brown ones. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **39** (1), pp. 131-137.
268. Sofianos, A.I. & Nomikos, P.P. 2006. Equivalent Mohr-Coulomb and generalized Hoek-Brown parameters for supported axisymmetric tunnels in plastic or brittle rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **43**, pp. 683-704.
269. Sonmez, H., Gokceoglu, C. & Ulusay, R. 2004. Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses based on the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **1** (5), pp. 849-857.
270. Sulem, J., Panet, M. & Guenot, A. 1987a. Closure analysis in deep tunnels. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **24** (3), pp. 145-154.
271. Sulem, J., Panet, M. & Guenot, A. 1987b. An analytical solution for time-dependent displacements in a circular tunnel. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **24** (3), pp. 155-164.
272. Szechy, C. 1966. Approximate determination of rock pressure in the basis of a statical analogy. *Proceedings of the International Symposium on Rock Mechanics*. Lisbon.
273. Szechy, K. 1967. *The art of tunnelling*. Budapest: Akademiai Kiado.
274. Szechy, C. 1970. Approximate determination of rock pressure in the basis of a statical analogy. *Proceedings of the International Symposium on Rock Mechanics*. Belgrade.
275. Szechy, K. 1963. Angenaeherte bestimmung des gebirgsdruckes auf grund einer statischen analogie. *Proceedings of the international Conference in Soil Mechanics*. Budapest.
276. Tavenas, F., Leroueil, S., La Rochelle, P. & Roy, M. 1978. Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay. *Canadian Geotechnical Journal*, **15** (3), pp. 402-423.
277. Terzaghi, K. Rock defects and loads on tunnel supports. 1946. In: *Rock tunnelling with steel supports* (Proctor, R.V. & White, T.L. (eds)). pp. 17-99. Youngstown: Commercial Shearing and Stamping Company.
278. Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. 1943. New York: Wiley.
279. Thomos, G. & Trezos, C. 2006. Examination of the probabilistic response of reinforced concrete structures under static non-linear analysis. *Engineering Structures*, **28**, pp. 120-133.
280. Tietje, O., Fitze, P. & Schneider, HR. 2011. Slope stability analysis based on autocorrelated shear strength parameters. *Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Anagnostopoulos, A., Pachakis, M. & Tsatsanifos, C. (eds)). Athens, Greece, 12-15 September, **2**, pp. 1291-1296. Amsterdam: IOS Press BV.
281. Tsatsanifos, C.P., Mantziaras, P.M. & Georgiou, D. 2000. Squeezing rock response to NATM tunneling: A case study. *Proceedings of the International Symposium on geotechnical aspects of*

- underground in soft ground* (Kusakabe, Fujita & Miyazaki (eds)). pp. 167-172. Rotterdam: Balkema.
282. Unal, E. 1983. *Design guidelines and roof control standards for coal mine roofs*. PhD thesis. The Pennsylvania State University.
283. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. 1983. *Design recommendations for concrete linings for transportation tunnels*.
284. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. 2009. *Technical manual for design and construction of road tunnels - Civil Elements*.
285. Vlachopoulos, N. & Diederichs, M.S., 2009. Improved Longitudinal Displacement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, **42** (2), pp. 131-146.
286. Wang, G. 2004. A new constitutive creep damage-model for salt rock and its characteristics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **41** (3): SINOROCK204, paper 1A-11.
287. Wawersik, W.R. 1984. Alternatives of power-law creep model for rock salt at temperatures below 160^o. *Proceedings of the 2nd Conference of Mechanical behaviour of salt* (Hardy, H.R. & Langer, M. (eds)). Hannover, Germany, September.
288. Wawersik, W.R. 1985. Determination of steady state creep rates and activation parameters for rock salt. In: *Measurement of Rock Properties at Elevated Pressures and Temperatures, ASTM STP869* (Pincus, J.J. & Hoskins, E.R. (eds)). Philadelphia, pp. 72-92.
289. Wawersik, W.R. & Zeuch, D.H. 1986. Modelling and mechanistic interpretation of creep of rock salt below 200^oC. *Tectonophysics*, **121**, pp. 125-152.
290. Wawersik, W.R. & Stone, C.M. 19989. A characterization of pressure records in inelastic rock demonstrated by hydraulic fracturing measurements in salt. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **26** (6), pp. 613-627.
291. Weng, M.C., Tsai, L.C., Hsieh, Y.M. & Jeng, F.S. 2010. An associated elastic-viscoplastic constitutive model for sandstone involving shear-induced volumetric deformation. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, **47**, pp. 1263-1273.
292. Wickham, G.E., Tiedmann, H.R. & Skinner, E.H. 1972. Support determination based on geological predictions. *Proceedings of the North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference* (Lane, K.S. & Garfield, L.A. (eds)). New York, pp. 43-64.
293. Wickham, G.E., Tiedmann, H.R. & Skinner, E.H. 1974. Ground support prediction model-RSR concept. *Proceedings of the North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference*. San Francisco, California, **1**, pp. 691-708.
294. Xu, L. & Huang, H.W. 2004. Time effects in rock-support interaction. A case study in the construction of two road tunnels. *Proceedings of the SINOROCK2004*.
295. Yin, J.H. 1999. Non-linear creep of soils in oedometer tests. *Géotechnique*, **46** (3), pp. 515-527.

296. Yu, C.W. 1998. *Creep characteristics of soft rock and modelling of creep in tunnel*. PhD thesis. University of Bradford, Great Britain.
297. Zhifa, Y., Zhiyin, W., Luqing, Z., Ruiguang, Z. & Nianxing, X. 2001. Back-analysis of viscoelastic displacements in a soft rock road tunnel. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **38**, pp. 331-341.
298. Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C. & Lewis, R. W. 1975. Associated and non-associated viscoplasticity and plasticity in soil mechanics. *Géotechnique*, **25** (4), pp. 671-689.

Ελληνική βιβλιογραφία

1. Αγγελοπούλου, Ο.Φ., Καρανάσιου, Σ.Σ. & Σακελλαρίου, Μ.Γ. 2006. Τα πεδία τάσεων και παραμορφώσεων γύρω από σήραγγα τυπικής πεταλοειδούς διατομής NATM. *5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Ξάνθη, Ελλάδα, 31 Μαΐου-2 Ιουνίου, **3**, σελ. 383-390. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
2. Αλεξανδρής, Α., Βέττας, Π., Μακαντάσης, Ι. & Μπουρνάζος, Ι. Διάνοιξη της σήραγγας Κνημίδος της παράκαμψης Αγ. Κων/νου του ΠΑΘΕ. *6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Ελλάδα, 29 Σεπτεμβρίου - 1 Οκτωβρίου, **2**, σελ. 295-302. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
3. Γιούτα-Μήτρα, Π. Γκέκας, Σ. & Σοφιανός Α. 2010. Παραμετρικές αναλύσεις φορτίσεων της τελικής επένδυσης σηράγγων. *6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Ελλάδα, 29 Σεπτεμβρίου - 1 Οκτωβρίου, **2**, σελ. 595-602. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
4. Διοικητική Αρχή Σηράγγων. 2009. *Μέθοδος ανάλυσης επικινδυνότητας οδικών σηράγγων χωρίς εμπλοκή οχημάτων που μεταφέρουν επικίνδυνα εμπορεύματα - Σεναριακή προσέγγιση*. Αθήνα: Υπ. Περιβάλλοντος Χωροταξίας & Δημ. Έργων, Γεν. Γραμ. Δημοσιων Έργων.
5. Εγνατίας Οδός Α.Ε. 1998. *Οδηγίες Σύνταξης Μελετών Έργων Οδοποιίας (Ο.Σ.Μ.Ε.Ο)*.
6. Θεοδοσίου, Α. & Καπένης, Α.Π & Σοφιανός, Α.Ι. 2001. Μέθοδοι διαστασιολόγησης τελικής επένδυσης σηράγγων. *4^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Αθήνα, Ελλάδα, Μάιος, σελ. 515-522. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
7. Καββαδάς Μ. 2004. Φόρτιση της μόνιμης επένδυσης σηράγγων από περιβάλλον έδαφος. *Ανάλυση και διαστασιολόγηση μόνιμης επένδυσης σηράγγων* (επιμέλεια Τάσιος, Θ.Π.), σελ. 51-78. Αθήνα: Ελληνική Επιτροπή Σηράγγων & Υπογείων Έργων.
8. Κόλιας, Β. 2004. Μόνιμη επένδυση σηράγγων: Ανάλυση και διαστασιολόγηση στην πράξη. *Ανάλυση και διαστασιολόγηση μόνιμης επένδυσης σηράγγων* (επιμέλεια Τάσιος, Θ.Π.), σελ. 25-50. Αθήνα: Ελληνική Επιτροπή Σηράγγων & Υπογείων Έργων.
9. Κούκης, Γ.Χ. & Σαμπατακάκης, Ν.Σ. 2002. *Τεχνική Γεωλογία*. Αθήνα: Παπασωτηρίου.
10. Λίτσας, Δ. 2010. *Μελέτη της τελικής επένδυσης των σηράγγων μέσω αριθμητικών και στοχαστικών αναλύσεων*. Διπλωματική εργασία. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τομέας Γεωτεχνικής, Αθήνα, Ελλάδα.

11. Μαριγούδης, Ν. 2011. *Μελέτη της μεταφοράς των φορτίων της άμεσης υποστήριξης στην τελική επένδυση σηράγγων*. Διπλωματική εργασία. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τομέας Γεωτεχνικής, Αθήνα, Ελλάδα.
12. Μαρίνος, Β. 2007. *Γεωτεχνική ταξινόμηση και τεχνικογεωλογική συμπεριφορά ασθενών και σύνθετων γεωλικών κατά τη διάνοιξη σηράγγων*. Διδακτορική διατριβή. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τομέας Γεωτεχνικής, Αθήνα, Ελλάδα.
13. Μαρίνος, Β. 2010. Το νέο, αναθεωρημένο διάγραμμα γεωτεχνικής ταξινόμησης GSI, όπως είναι ο φλύσχος. *6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Ελλάδα, 29 Σεπτεμβρίου - 1 Οκτωβρίου, **2**, σελ. 219-226. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
14. Μαρίνος, Β., Κορκάρης, Κ., Προυντζόπουλος, Γ., Ρομοσιού, Ν., Φορτσάκης, Π., Μιρμίρης, Κ., Πετρουσάτου, Κ., Κουμουτσάκος, Δ., Κιάμος, Κ., Λαζαρίδου, Σ., Πίτσας, Γ., Ρηγοπούλου, Μ., Μαρίνος, Π. & Λαμπρόπουλος, Σ. 2006. Η δημιουργία γεωτεχνικής βάσης δεδομένων σηράγγων για την Εγνατία Οδό Α.Ε. *5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Ξάνθη, Ελλάδα, 31 Μαΐου-2 Ιουνίου, **3**, σελ. 525-531. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
15. Μπακογιάννης, Γ. 2004. Δράσεις, μέθοδοι και μοντέλα ανάλυσης μόνιμης επένδυσης σηράγγων. *Ανάλυση και διαστασιολόγηση μόνιμης επένδυσης σηράγγων* (επιμέλεια Τάσιος, Θ.Π.), σελ. 25-50. Αθήνα: Ελληνική Επιτροπή Σηράγγων & Υπογείων Έργων.
16. Νομικός, Π.Π. & Σοφιανός, Α.Ι. 2006. Ισοδύναμες παράμετροι αντοχής ψαθυρής βραχώμαζας Mohr-Coulomb και Hoek-Brown κατά τη διάνοιξη σηράγγων σε διαξονικό εντατικό πεδίο. *5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Ξάνθη, Ελλάδα, 31 Μαΐου-2 Ιουνίου, **3**, σελ. 549-555. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
17. Νομικός, Π., Χριστοδουλοπούλου, Σ. & Σοφιανός, Α. 2010. Απλοποιημένη πιθανοτική ανάλυση σήραγγας. *6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Ελλάδα, 29 Σεπτεμβρίου - 1 Οκτωβρίου, **2**, σελ. 441-448. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
18. Πετρουσάτου, Κ. 2008. *Ανάπτυξη ολοκληρωμένου συστήματος προκοστολόγησης οδικών σηράγγων*. Διδακτορική διατριβή. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τομέας Προγραμματισμού και Διαχείρισης Τεχνικών Έργων, Αθήνα, Ελλάδα.
19. Σακκάς, Ι., Αγγέλης, Ε., Μπακογιάννης, Ι., Καζίλης, Ν., Ροζενμπερκ, Α., Σοφιανός, Α., Μιχάλης, Η. & Αντωνίου, Γ. 2002. *Οδηγίες Μελετών Οδικών Έργων - Τεύχος Οδικών Σηράγγων*.
20. Σακκάς, Κ., Νομικός, Π., Πανιάς, Δ. & Σοφιανός, Α. 2010. Προστασία σηράγγων από πυρκαγιά. *6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Ελλάδα, 29 Σεπτεμβρίου - 1 Οκτωβρίου, **2**, σελ. 383-390. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
21. Σαρηγιάννης, Δ., Τσιπώτας, Μ., Καλτσάς, Δ., Ρίζος, Δ. & Κόκκαλης, Α. 2010. Συμβολή στη λειτουργικότητα και ασφάλεια περιστατικών οδικών σηράγγων. *6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Ελλάδα, 29 Σεπτεμβρίου - 1 Οκτωβρίου, **2**, σελ. 539-546. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
22. Σοφιανός, Α.Ι. & Καπένης, Α.Π. 2002. Διαστασιολόγηση της μόνιμης επένδυσης - Μέρος Α. *Δελτίο Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος*, σελ. 14-17.

23. Σοφιανός, Α.Ι. & Καπένης, Α.Π. 2003. Διαστασιολόγηση της μόνιμης επένδυσης - Μέρος Β. *Δελτίο Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος*, σελ. 42-45.
24. Σπυρόπουλος, Ι. *Διερεύνηση της ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής σηράγγων μεγάλου βάθους*. Διδακτορική διατριβή. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τομέας Γεωτεχνικής, Αθήνα, Ελλάδα.
25. Φορτσάκης, Π., Αρβανίτη Δ. & Καββαδάς, Μ. 2010α. Μελέτη της φόρτισης τελικής επένδυσης σηράγγων μέσω στοχαστικών αναλύσεων. *6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Ελλάδα, 29 Σεπτεμβρίου - 1 Οκτωβρίου, **2**, σελ. 587-594. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
26. Φορτσάκης, Π.Ι. & Καββαδάς, Μ.Ι. 2010. Σύγκριση των μεθόδων εκτίμησης φορτίων της τελικής επένδυσης μέσω αριθμητικών αναλύσεων και στοιχείων από την Εγνατία Οδό. *6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Ελλάδα, 29 Σεπτεμβρίου - 1 Οκτωβρίου, **2**, σελ. 571-578. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
27. Φορτσάκης, Π.Ι., Μαγκανάς, Κ.Α., & Καββαδάς, Μ.Ι. 2006. Μεθοδολογίες και φορτίσεις σχεδιασμού της τελικής επένδυσης σηράγγων. Παρουσίαση στοιχείων από σήραγγες της Εγνατίας Οδού. *16^ο Συνέδριο Σκυροδέματος*. Αλεξανδρούπολη, Ελλάδα, 25-27 Οκτωβρίου, **Δ**, σελ. 117-128. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
28. Φορτσάκης, Π., Προυντζόπουλος, Γ., Δεμερούτη, Μ. & Καββαδάς, Μ. 2010β. Διερεύνηση της επίδρασης βραχυχρόνιου ερπυσμού στη διάνοιξη σηράγγων. *6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Ελλάδα, 29 Σεπτεμβρίου - 1 Οκτωβρίου, **2**, σελ. 579-586. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
29. Φορτσάκης, Π., Στυλιανίδη, Ε., & Καββαδάς, Μ. 2010γ. Ανάλυση ευστάθειας πρानών με χρήση στοχαστικών μεθόδων. *6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος, Ελλάδα, 29 Σεπτεμβρίου - 1 Οκτωβρίου, **2**, σελ. 67-74. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΠΙΝΑΚΕΣ ΒΑΣΗΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΤΙΑΣ - ΠΙΝΑΚΕΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Τα δεδομένα της Βάσης Δεδομένων ΤΙΑΣ (Tunnel Information and Analysis System) χωρίζονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

- ο Σήραγγες
- ο Γεωτρήσεις και άλλες γραμμικές διαδρομές
- ο Χαρακτηρισμός βραχώμαζας
- ο Ενόργανες μετρήσεις
- ο Πηγές
- ο Γενικοί πίνακες

Στο Σχήμα Α.1 η δομή της Βάσης Δεδομένων ΤΙΑΣ.



Σχήμα Α.1. Δομή της Βάσης Δεδομένων ΤΙΑΣ (Μαρίνος, 2007).

Στον Πίνακα Α.1 παρατίθενται όλοι οι Πίνακες καταχώρησης της Βάσης Δεδομένων ΤΙΑΣ και στη συνέχεια γίνεται αναλυτική περιγραφή των πινάκων που χρησιμοποιούνται για την καταχώρηση και επεξεργασία των στοιχείων που αφορούν στην τελική επένδυση σηράγγων.

Πίνακας Α.1 Πίνακες καταχώρησης Τράπεζας Δεδομένων ΤΙΑΣ ανά κατηγορία δεδομένων και πηγή προέλευσης.

Αρχείο	Κατηγορία Πίνακα	Προέλευση Πίνακα	Αρχείο	Κατηγορία Πίνακα	Προέλευση Πίνακα
TUNL (Γενικά στοιχεία σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	DPRB (Δοκιμή Dynamic Probe, λεπτομερώς)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TNLG (Γεωμετρικά στοιχεία σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	INST (Λεπτομέρειες εγκατάστασης σημειακού οργάνου)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TGEO (Γεωλογικά στοιχεία σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	IOBS (Μετρήσεις σημειακού οργάνου)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TDEP (Παράμετροι σχεδιασμού σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	POBS (Μετρήσεις πιεζομέτρων)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
EXCC (Κατηγορίες εκσκαφής-υποστήριξης σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	PREF (Λεπτομέρειες εγκατάστασης πιεζομέτρων)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TESC (Επιμέρους διαδικασίες εκσκαφής-υποστήριξης σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	PROB (Profiling Instrument Readings)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TESE (Διακριτά στοιχεία και διαδικασίες εκσκαφής - υποστήριξης - σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	PROF (Profiling Instrument Installation Details)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TEGL (Στοιχεία τεχνικογεωλογικής-γεωτεχνικής συμπεριφοράς σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	HPGI (Horizontal Profile Gauge Installation Details)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TCON (Γενικά στοιχεία συγκλίσεων σηράγγων)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	HPGO (Horizontal Profile Gauge Observations)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TFNL (Γενικά στοιχεία τελικής επένδυσης σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	SAMP (Στοιχεία εργαστηριακού δείγματος)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TFLC (Συνδυασμοί φορτίσεων τελικής επένδυσης σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	ROCK (Δοκιμές βράχου)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TFLL (Φορτίσεις τελικής επένδυσης σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	TRIG (Τριαξονική δοκιμή, γενικά)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TFLM (Στατικό προσομοίωμα τελικής επένδυσης σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	TRIX (Τριαξονική δοκιμή, λεπτομερώς)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TFLE (Στοιχεία τελικής επένδυσης σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	SHBG (Δοκιμή άμεσης διάτμησης, γενικά)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
SSMC (Στοιχεία σεισμικών παραμέτρων σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	SHBT (Δοκιμή άμεσης διάτμησης, λεπτομερώς)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS

Αρχείο	Κατηγορία Πίνακα	Προέλευση Πίνακα	Αρχείο	Κατηγορία Πίνακα	Προέλευση Πίνακα
COST (Δεδομένα ποσοτήτων και κόστους)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	CLSS (Δοκιμές Κατάταξης)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TPOR (Γενικά στοιχεία στομίου σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	GRAD (Κοκκομετρική διαβάθμιση)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TPSL (Γενικά στοιχεία πρανών στομίων σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	TNPC (Δοκιμή 10% λεπτομερούς κλάσματος)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TPSE (Αναλυτικά στοιχεία τεχνητών πρανών στομίου σήραγγας)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	PTST (Δοκιμές περατότητας)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TPSC (Κωδικός της κατηγορίας υποστήριξης πρανών)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	RELD (Δοκιμή σχετικής πυκνότητας)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
TPSA (Στοιχεία αναλύσεων ευστάθειας γαιωδών και βραχωδών πρανών)	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	ΤΙΑΣ	CMPG (Δοκιμές Συμπύκνωσης)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
HOLE (Γενικά στοιχεία γεώτρησης ή γραμμικής διαδρομής)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	CMPT (Δοκιμές Συμπύκνωσης, λεπτομερώς)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
CORE (Στοιχεία Περιστροφικής διάτρησης)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	CONG (Δοκιμή Στερεοποίησης)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
HDIA (Διάμετρος διάτρησης)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	CONS (Δοκιμή Στερεοποίησης, λεπτομερώς)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
CDIA (Σωλήνωση γεώτρησης)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	CBRG (Δοκιμή CBR)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
FLSH (Υγρά διάτρησης)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	CBRT (Δοκιμή CBR, λεπτομερώς)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
CHIS (Λεπτομέρειες κρουστικής διάτρησης)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	MCVG (Δοκιμή MCV)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
DREM (Σχόλια αναφορικά με το βάθος)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	MCVT (Δοκιμή MCV, λεπτομερώς)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
PTIM (Πρόοδος διάτρησης)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	CHLK (Δοκιμές Κιμωλίας)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
GEOL (Περιγραφή στρωμάτωσης)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	SUCT (Δοκιμή ρόφησης)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
DETL (Λεπτομερής περιγραφή στρωμάτωσης)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	FRST (Δοκιμή Frost susceptibility)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
WETH (Βαθμοί Αποσάθρωσης)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	CNMT (Δοκιμές Χημικών και Ρυπαντών)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
DISC (Στοιχεία ασυνεχειών)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	GSI (Στοιχεία Γεωλογικού Δείκτη Αντοχής (GSI))	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ	ΤΙΑΣ

Αρχείο	Κατηγορία Πίνακα	Προέλευση Πίνακα	Αρχείο	Κατηγορία Πίνακα	Προέλευση Πίνακα
FRAC (Απόσταση ρωγμών)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	RMR (Στοιχεία κατηγοριοποίησης βραχώμαζας κατά RMR (Bieniawski))	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ	ΤΙΑΣ
WSTK (Εισροές νερού, λεπτομερώς)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	QNGI (Στοιχεία κατηγοριοποίησης βραχώμαζας κατά Q (Barton et al.))	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ	ΤΙΑΣ
IPRM (Επί τόπου δοκιμή περατότητας)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	SMR (Στοιχεία κατηγοριοποίησης βραχώμαζας κατά SMR (Romana, 1985))	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ	ΤΙΑΣ
PUMP (Δοκιμαστική άντληση)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	SMRS (Κωδικός των στοιχείων κατηγοριοποίησης βραχώμαζας κατά SMR)	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ	ΤΙΑΣ
PRTD (Δεδομένα δοκιμής πρεσσιομέτρου)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	MONP (Monitoring Point)	ΕΝΟΡΓΑΝΕΣ ΜΕΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
PRTG (Αποτελέσματα πρεσσιομέτρου)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	MONR (Monitor Point Reading)	ΕΝΟΡΓΑΝΕΣ ΜΕΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
PRTL (Αποτελέσματα πρεσσιομέτρου για κάθε δοκιμαστικό κύκλο)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	TREM (Παρατηρήσεις χρόνου)	ΕΝΟΡΓΑΝΕΣ ΜΕΤΡΗΣΕΙΣ	AGS
ISPT (Πρότυπη δοκιμή διείσδυσης, SPT)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	FILE (Στοιχεία σχετικών εγγράφων ή πηγών δεδομένων σε ηλεκτρονική ή έντυπη μορφή)	ΠΗΓΕΣ	AGS
STCN (Δοκιμή διείσδυσης κώνου)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	GEOD (Λεξικό γεωλογικών σχηματισμών)	ΓΕΝΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ	ΤΙΑΣ
IDEN (Επί τόπου δοκιμή Πυκνότητας)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	ABBR (Συντμήσεις)	ΓΕΝΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ	AGS
ICBR (Επί τόπου δοκιμή CBR)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	UNIT (Μονάδες μέτρησης)	ΓΕΝΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ	AGS
IRDX (Επί τόπου δοκιμή Redox)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	POLY (Συντεταγμένες πάσης φύσεως πολυγώνων)	ΓΕΝΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ	ΤΙΑΣ
IRES (Επί τόπου δοκιμή Resistivity)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	DIGF (Ψηφιακά αρχεία, φωτογραφίες)	ΓΕΝΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ	ΤΙΑΣ
IVAN (Επί τόπου δοκιμή Vane)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	DICT (Ορισμός των πινάκων και των πεδίων του συστήματος ΤΙΑΣ)	ΓΕΝΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ	AGS
DPRG (Δοκιμή DynamicProbe)	ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ	AGS	PROJ (Πληροφορίες τεχνικού έργου)	ΓΕΝΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ	AGS

Κατηγορία πίνακα: ΣΗΡΑΓΓΕΣ - ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ**Έκδοση: πίνακας κατασκευασμένος για το ΤΙΑΣ****Πίνακας TUNL: Γενικά στοιχεία σήραγγας**

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία	Μονάδες	Ορισμός - Περιγραφή
	πεδίου	μέτρησης	
TUNL_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς σήραγγας εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
TUNL_IDNO	κοινό		Κωδικός αναφοράς τμήματος Εγνατίας Οδού σύμφωνα με το σύστημα αρίθμησης της ΕΟΑΕ.
TUNL_SEC	κοινό		Ονομασία τμήματος Εγνατίας Οδού.
TUNL_NAME	κοινό		Ονομασία σήραγγας.
TUNL_BRNC	κοινό		Αναγνωριστική λέξη προσδιορισμού του κλάδου της σήραγγας, (βλ. Συντμήσεις).
Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:			
		L:	Αριστερός κλάδος
		R:	Δεξιός κλάδος
		S:	Μονός κλάδος
TUNL_STRT	κοινό	m	Χιλιομετρική θέση αρχής της σήραγγας (το σημείο αυτό θα πρέπει να είναι το ίδιο με το πρώτο σημείο του άξονα της σήραγγα όπως έχει καταχωρηθεί στον πίνακα TNLG).
TUNL_END	κοινό	m	Χιλιομετρική θέση τέλους της σήραγγας (το σημείο αυτό θα πρέπει να είναι το ίδιο με το πρώτο σημείο του άξονα της σήραγγα όπως έχει καταχωρηθεί στον πίνακα TNLG).
TUNL_UNDA	κοινό	m	Χιλιομετρική θέση αρχής του υπογείου τμήματος της σήραγγας.
TUNL_UNDZ	κοινό	m	Χιλιομετρική θέση τέλους του υπογείου τμήματος της σήραγγας.
TUNL_LEN	κοινό	m	Μήκος σήραγγας.
TUNL_USE	κοινό		Περιγραφικός όρος για την τελική χρήση της σήραγγας (βλ. Συντμήσεις).
Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:			
		ESC:	Σήραγγα διαφυγής
		HYD:	Υδραυλική σήραγγα
		RL:	Σιδηροδρομική σήραγγα
		RD:	Οδική σήραγγα
TUNL_DATA	κοινό	dd/mm/yyyy	Ημερομηνία έναρξης της κατασκευής της σήραγγας.
TUNL_DATZ	κοινό	dd/mm/yyyy	Ημερομηνία ολοκλήρωσης της κατασκευής της σήραγγας.
TUNL_SHAP	κοινό		Περιγραφικός όρος για το σχήμα της τυπικής διατομής της σήραγγας (βλ. Συντμήσεις).
Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:			
		C:	Κυκλικής διατομής

		H:	Πεταλοειδούς διατομής
TUNL_HEIG	κοινό	m	Ύψος σήραγγας.
TUNL_WIDT	κοινό	m	Πλάτος σήραγγας.
FILE_FSET	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς του σχετικού εγγράφου (ηλεκτρονικού ή εντύπου) ή της πηγής δεδομένων όπως έχει καταχωρηθεί στον πίνακα FILE.
TUNL_NUM	κοινό		Σχετικός αριθμός σήραγγας όπως έχει καταχωρηθεί από τους ερευνητές του Ε.Μ.Π.

Κατηγορία πίνακα: ΣΗΡΑΓΓΕΣ - ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
Έκδοση: πίνακας κατασκευασμένος για το ΤΙΑΣ

Πίνακας TDEP: Παράμετροι σχεδιασμού σήραγγας

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία πεδίου	Μονάδες μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
TDEP_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς παραμέτρων εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
TUNL_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς σήραγγας εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
TDEP_CHA	κοινό	m	Χιλιομετρική θέση ή χιλιομετρική θέση αρχικού σημείου διαστήματος, όπου έχει εφαρμογή.
TDEP_CHZ	κοινό	m	Χιλιομετρική θέση τελικού σημείου διαστήματος. Αν παραληφθεί τότε από το πεδίο TDEP_CHA ορίζεται ένα σημείο ή ένα επίπεδο κάθετο στον άξονα της σήραγγας στο σημείο αυτό, όπου έχει εφαρμογή.
GEOD_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς του αντίστοιχου γεωλογικού σχηματισμού η ενότητας όπως έχει καταχωρηθεί στον πίνακα GEOD.
TDEP_TYPE	κοινό		Στοιχείο αναφοράς παραμέτρων σχεδιασμού, βραχόμαζα ή ασυνέχεια (βλ. Συντμήσεις).
			Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:
		DSC:	Παράμετροι σχεδιασμού ασυνέχειας
		RM:	Παράμετροι σχεδιασμού βραχόμαζας
		SL:	Παράμετροι σχεδιασμού εδάφους
EXCC_CODE	κοινό		Αντίστοιχος κωδικός της κατηγορίας εκσκαφής-υποστήριξης ο οποίος καταχωρείται και στον πίνακα TESC.
DISC_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς των αντίστοιχων στοιχείων ασυνεχειών.
TDEP_E	κοινό	MN/m ²	(E) Τιμή Μέτρου Παραμορφωσιμότητας, ή Ελάχιστη τιμή αυτής
TDEP_EMAX	κοινό	MN/m ²	Μέγιστη τιμή μέτρου παραμορφωσιμότητας (αν εφαρμόζεται).
TDEP_POIS	κοινό	NU	Λόγος Poisson.
TDEP_DEN	κοινό	MN/m ³	Ειδικό βάρος.
TDEP_PHI	κοινό	deg	Ισοδύναμη γωνία εσωτερικής τριβής ή ελάχιστη τιμή της για βραχόμαζα ή γωνία τριβής ασυνέχειας.
TDEP_PHIX	κοινό	deg	Μέγιστη ισοδύναμη γωνία εσωτερικής τριβής για βραχόμαζα ή γωνία τριβής ασυνέχειας (αν εφαρμόζεται).
TDEP_COH	κοινό	kN/m ²	Ισοδύναμη ή ελάχιστη συνοχή βραχόμαζας ή συνοχή ασυνέχειας.
TDEP_COHX	κοινό	kN/m ²	Μέγιστη ισοδύναμη συνοχή βραχόμαζας ή συνοχή ασυνέχειας (αν εφαρμόζεται).
TDEP_SCM	κοινό	MPa	Αντοχή της βραχόμαζας ή ελάχιστη τιμή αυτής.
TDEP_SCMX	κοινό	MPa	Μέγιστη αντοχή της βραχόμαζας (αν εφαρμόζεται).
TDEP_NS	κοινό	NU	Συντελεστής υπερφόρτισης Ns.

TDEP_CREP	κοινό	NU	Συντελεστής ερπυσμού της βραχόμαζας k.
TDEP_VS	κοινό	m/s	Ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων.
TDEP_K	κοινό	NU	Συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων σε ηρεμία.
TDEP_KCLC	κοινό		Μέθοδος υπολογισμού του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων (βλ. Συντμήσεις).
Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:			
	ELS:		Θεωρία ελαστικότητας
	EMP:		Εμπειρική
	SHR:		Shorey
TDEP_KA	κοινό	NU	Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων.
TDEP_KP	κοινό	NU	Συντελεστής παθητικών ωθήσεων.
TDEP_KAPC	κοινό		Μέθοδος υπολογισμού του συντελεστή ενεργητικών-παθητικών γεωστατικών ωθήσεων (Rankine, Coulomb κ.τ.λ., βλ. συντμήσεις).
Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:			
	C:		Μέθοδος Coulomb
	R:		Μέθοδος Rankine
TDEP_SU	κοινό	kPa	Αστράγγιστη διατμητική αντοχή
TDEP_SOUR	κοινό		Μέθοδος προσδιορισμού των παραμέτρων σχεδιασμού (βλ. Συντμήσεις).
Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:			
	EST:		Εκτιμώμενη από προηγούμενη εμπειρία
	GSI:		GSI
	LAB:		Εργαστηριακές δοκιμές
	Q:		Q
	RMR:		RMR
GSI_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αντίστοιχης αναφοράς της ομάδας παραμέτρων του Γεωλογικού Δείκτη Αντοχής (GSI) και των παραμέτρων επίλυσης του κριτηρίου Hoek-Brown εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
RMR_ID	κοινό		Αντίστοιχη εγγραφή των στοιχείων RMR.
QNGI_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς της αντίστοιχης ομάδας παραμέτρων του συστήματος ταξινόμησης Q εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
SMR_ID	κοινό		Αντίστοιχος κωδικός αριθμός αναφοράς εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
TDEP_HMIN	κοινό	m	Ελάχιστο ύψος υπερκειμένων, όπου έχει εφαρμογή.
TDEP_HMAX	κοινό	m	Μέγιστο ύψος υπερκειμένων, όπου έχει εφαρμογή.
TDEP_HMAT	κοινό	m	Ύψος των υπερκειμένων που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό των γεωτεχνικών παραμέτρων του υλικού.
TDEP_HCAL	κοινό	m	Ύψος των υπερκειμένων που χρησιμοποιήθηκε στο υπολογιστικό προσομοίωμα.
TDEP_TCAL	κοινό	m	Πάχος του στρώματος που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό των γεωτεχνικών παραμέτρων.

TDEP_BOT	κοινό	m	Κατακόρυφη απόσταση δαπέδου στρώματος από τη στέψη με αρνητικές τιμές κάτω από αυτή (αν εφαρμόζεται).
TDEP_HWTR	κοινό	m	Πάχος υδροφόρου που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό των γεωτεχνικών παραμέτρων.
TDEP_BRTH	κοινό	m	Πάχος ενδιάμεσου στύλου.
TDEP_REM	κοινό		Γενικές παρατηρήσεις - Σχόλια.
FILE_FSET	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς αρχείου εντός του συστήματος TIAS.

Κατηγορία πίνακα: ΣΗΡΑΓΓΕΣ - ΤΕΛΙΚΗ ΕΠΕΝΔΥΣΗ - ΣΥΝΟΛΙΚΑ**Έκδοση: πίνακας κατασκευασμένος για το ΤΙΑΣ****Πίνακας TFNL: Γενικά στοιχεία τελικής επένδυσης σήραγγας**

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία	Μονάδες πεδίου	μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
TFNL_ID	κοινό			Κωδικός αριθμός αναφοράς εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
TUNL_ID	κοινό			Κωδικός αριθμός αναφοράς σήραγγας εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
TFNL_CHA	κοινό	m		Χιλιομετρική θέση ή χιλιομετρική θέση αρχικού σημείου διαστήματος.
TFNL_CHZ	κοινό	m		Χιλιομετρική θέση τελικού σημείου διαστήματος. Αν παραληφθεί τότε από το πεδίο TFNL_CHA ορίζεται ένα σημείο ή ένα επίπεδο κάθετο στον άξονα της σήραγγας στο σημείο αυτό.
TFNL_CODE	κοινό			Κωδική ονομασία της κατηγορίας τελικής επένδυσης.
TDEP_ID	κοινό			Κωδικός αριθμός αναφοράς παραμέτρων εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
TFLC_ID	κοινό			Κωδικός αριθμός αναφοράς των αντίστοιχων συνδυασμών φόρτισης.
TFLM_ID	κοινό			Κωδικός αριθμός αναφοράς του αντίστοιχου στατικού προσομοιώματος.
TFLE_ID	κοινό			Κωδικός αριθμός αναφοράς των αντίστοιχων στοιχείων της τελικής επένδυσης.

Κατηγορία πίνακα: ΣΗΡΑΓΓΕΣ - ΤΕΛΙΚΗ ΕΠΕΝΔΥΣΗ - ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ
Έκδοση: πίνακας κατασκευασμένος για το ΤΙΑΣ

Πίνακας TFLLC: Συνδυασμοί φορτίσεων τελικής επένδυσης σήραγγας

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία πεδίου	Μονάδες μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
TFLLC_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς των αντίστοιχων συνδυασμών φόρτισης.
TFLL_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς της αντίστοιχης φόρτισης, όπως έχει καταχωρηθεί στον πίνακα TFLL.
TFLLC_FS	κοινό		Συντελεστής ασφαλείας, με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η δεδομένη φόρτιση.
TFLLC_CRT	κοινό		Αναφορά στην κρίσιμότητα του συνδυασμού, αν εφαρμόζεται (βλ. Συντμήσεις). Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο: C: Κρίσιμος συνδυασμός NC: Μη κρίσιμος συνδυασμός
FILE_FSET	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς αρχείου εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.

Κατηγορία πίνακα: ΣΗΡΑΓΓΕΣ - ΤΕΛΙΚΗ ΕΠΕΝΔΥΣΗ - ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ-ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ**Έκδοση: πίνακας κατασκευασμένος για το ΤΙΑΣ****Πίνακας TFLL: Φορτίσεις τελικής επένδυσης σήραγγας**

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία Μονάδες πεδίου	μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
TFLL_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς εντός του συστήματος ΤΙΑΣ για κάθε φόρτιση.
TFLL_LDT	κοινό		Είδος φόρτισης (βλ. Συντμήσεις). Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:
	RMS:		Φορτία από τη βραχόμαζα (συνολικά)
	RT:		Επιπρόσθετη φόρτιση από χρονική μείωση των μηχανικών ιδιοτήτων της βραχόμαζας (ερπυσμός)
	SW:		Φορτίο διόγκωσης
	TMP:		Φορτία από την προοδευτική μείωση της συμμετοχής των στοιχείων της προσωρινής υποστήριξης στην ανάληψη των φορτίσεων
	WGH:		Ίδιον βάρος νωπού σκυροδέματος
	HYD:		Ενυδάτωση
	DT:		Θερμοκρασιακές μεταβολές
	CT:		Επιπρόσθετη φόρτιση λόγω των χρόνιων απωλειών του σκυροδέματος
	H2O:		Φορτίο νερού
	SSM:		Σεισμικά φορτία
	ETC:		Λοιπά μόνιμα φορτία
	VEC:		Κινητά φορτία πυθμένα
	EXD:		Φορτίο έκρηξης
	COL:		Πρόσκρουση
TFLL_UWEG	κοινό	MN/m ³	Ειδικό βάρος σκυροδέματος.
TFLL_DT	κοινό	DegC	Μεταβολή θερμοκρασίας (θετική για αύξηση).
TFLL_SNV	κοινό	MPa	Κατακόρυφο φορτίο.
TFLL_SNVM	κοινό		Μέθοδος υπολογισμού κατακόρυφου φορτίου (βλ. Συντμήσεις). Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:
	TRZA:		Αναλυτική μέθοδος Terzaghi
	EMP:		Εμπειρία μελετητή
	TRZ:		Εμπειρική μέθοδος Terzaghi
	NGI:		Μέθοδος NGI (μέσω του δείκτη Q)
	PTD:		Μέθοδος Protodyakonov

		RMR:	Μέθοδος μέσω του δείκτη RMR (Unal)
		TS:	Μεταφορά των φορτίων της άμεσης υποστήριξης
		DEAD:	Νεκρό φορτίο πλαστικής ζώνης
		FEM:	Πεπερασμένα στοιχεία με προσομοίωση του γεωυλικού
TFLI_SNH	κοινό	MPa	Οριζόντιο φορτίο.
TFLI_SNHM	κοινό		Μέθοδος υπολογισμού οριζόντιου φορτίου (βλ. Συντμήσεις).
			Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:
		TRZA:	Αναλυτική μέθοδος Terzaghi
		EMP:	Εμπειρία μελετητή
		NGI:	Μέθοδος NGI (μέσω του δείκτη Q)
		PTD:	Μέθοδος Protodyakonov
TFLI_RREM	κοινό		Σχόλια για τον υπολογισμό των φορτίων της βραχόμαζας.
TFLI_TSSH	κοινό	%	Ποσοστό των αρχικά αναλαμβανόμενων φορτίων από το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα της προσωρινής υποστήριξης το οποίο θα παραληφθεί από τη τελική επένδυση.
TFLI_TSSS	κοινό	%	Ποσοστό των αρχικά αναλαμβανόμενων φορτίων από τα πλαίσια της προσωρινής υποστήριξης το οποίο θα παραληφθεί από τη τελική επένδυση.
TFLI_TSRB	κοινό	%	Ποσοστό των αρχικά αναλαμβανόμενων φορτίων από τα αγκύρια της προσωρινής υποστήριξης το οποίο θα παραληφθεί από τη τελική επένδυση.
TFLI_FSIN	κοινό	NU	Λόγος συντελεστή ασφαλείας προσωρινού έργου προς συντελεστή μόνιμου έργου, στοιχείου προσωρινής υποστήριξης.
TFLI_TREM	κοινό		Σχόλια για τον υπολογισμό των φορτίων από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης.
TFLI_CREP	κοινό		Μέθοδος προσομοίωσης του ερπυσμού στο σχεδιασμό (βλ. Συντμήσεις).
			Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:
		E:	Απομείωση μέτρου ελαστικότητας του γεωυλικού
		NO:	Δε λαμβάνεται υπόψη
		EMP:	Εμπειρική
		TOT:	Συνυπολογισμός του φαινομένου στο συνολικό φορτίο της βραχόμαζας
TFLI_CREM	κοινό		Σχόλια για τον υπολογισμό των φορτίων από τον ερπυσμό της βραχόμαζας.
TFLI_DCRE	κοινό	GPa	Απομειωμένο μέτρο ελαστικότητας βραχόμαζας λόγω ερπυσμού.
TFLI_WL	κοινό	m	Ύψος υδροφόρου ορίζοντα πάνω από τη στέψη.
TFLI_LD	κοινό	MN/m ²	Τιμή κατανεμημένου φορτίου.
TFLI_FRC	κοινό	kN	Τιμή σημειακού φορτίου.
TFLI_SSME	κοινό		Μέθοδος για την προσομοίωση της σεισμικής φόρτισης (βλ. Συντμήσεις).

Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:

	NO:		Δε λαμβάνεται υπόψη
	STRAIN:		Έλεγχος μέγιστων παραμορφώσεων
	STRESS:		Επιβολή ισοδύναμων πιέσεων
TFLI_SREM	κοινό		Σχόλια για τον υπολογισμό της σεισμικής φόρτισης.
SSMC_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς σεισμικών δεδομένων εντός του συστήματος TIAS.
TFLI_SSMV	κοινό	m/s	Σεισμική ταχύτητα σχεδιασμού.
FILE_FSET	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς αρχείου εντός του συστήματος TIAS.

Κατηγορία πίνακα: ΣΗΡΑΓΓΕΣ - ΤΕΛΙΚΗ ΕΠΕΝΔΥΣΗ - ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ**Έκδοση: πίνακας κατασκευασμένος για το ΤΙΑΣ****Πίνακας TFLM: Στατικό προσομοίωμα τελικής επένδυσης σήραγγας**

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία	Μονάδες	Ορισμός - Περιγραφή
	πεδίου	μέτρησης	
TFLM_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς εντός του συστήματος ΤΙΑΣ του στατικού προσομοιώματος.
TFLM_TYPE	κοινό		Είδος διατομής, ανοικτή ή κλειστή (βλ. Συντμήσεις). Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο: O: Ανοικτή διατομή C: Κλειστή διατομή
TFLM_MODL	κοινό		Προσομοίωμα υπολογισμού (βλ. Συντμήσεις). Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο: BW: Διδιάστατη ανάλυση με στοιχεία δοκού και ελατήρια BWF: Διδιάστατη ανάλυση με στοιχεία δοκού και ελατήρια και κατανεμημένη ακαμψία στη θεμελίωση BS: Διδιάστατη ανάλυση με στοιχεία δοκού και επιφανειακά στοιχεία για το γεωυλικό BF: Διδιάστατη ανάλυση με στοιχεία δοκού και κατανεμημένη ακαμψία 3D: Τριδιάστατη ανάλυση
TFLM_LEN	κοινό	m	Μήκος στοιχείου.
TFLM_SPRR	κοινό	kN/m	Ακαμψία ακτινικών ελατηρίων, αν θεωρούνται.
TFLM_SPRT	κοινό	kN/m	Ακαμψία εφαπτομενικών ελατηρίων, αν θεωρείται.
TFLM_BEAM	κοινό	kN/m	Κατανεμημένη ακαμψία ελαστικής δοκού.
TFLM_SOFT	κοινό		Λογισμικό υπολογισμού.
FILE_FSET	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς αρχείου εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.

Κατηγορία πίνακα: ΣΗΡΑΓΓΕΣ - ΤΕΛΙΚΗ ΕΠΕΝΔΥΣΗ - ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ**Έκδοση: πίνακας κατασκευασμένος για το ΤΙΑΣ****Πίνακας TFLE: Στοιχεία τελικής επένδυσης σήραγγας**

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία	Μονάδες πεδίου μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
TFLE_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς εντός του συστήματος ΤΙΑΣ για τα στοιχεία της τελικής επένδυσης.
TFLE_LENG	κοινό	m	Μήκος σπονδύλου του φορέα της τελικής επένδυσης.
TFLE_CNCR	κοινό	m	Πάχος του σκυροδέματος στην κλειδα.
TFLE_CNWL	κοινό	m	Πάχος του σκυροδέματος στις παρειές.
TFLE_CNVF	κοινό	m	Πάχος του σκυροδέματος στη θεμελίωση (σε περίπτωση ανοικτής διατομής).
TFLE_CNVI	κοινό	m	Πάχος του σκυροδέματος στο ανάστροφο τόξο (σε περίπτωση κλειστής διατομής).
TFLE_CNE	κοινό	GPa	Μέτρο παραμορφωσιμότητας σκυροδέματος.
TFLE_FCKC	κοινό		Κατηγορία σκυροδέματος.
TFLE_CVOL	κοινό	m ³ /UL	Όγκος σκυροδέματος ανά μέτρο μήκους
TFLE_SQAL	κοινό	kg/UL	Ποσότητα οπλισμού ανά μέτρο μήκους σήραγγας στο τόξο της διατομής.
TFLE_SQFT	κοινό	kg/UL	Ποσότητα οπλισμού ανά μέτρο μήκους σήραγγας στη θεμελίωση σε περίπτωση ανοικτής διατομής.
TFLE_SQIN	κοινό	kg/UL	Ποσότητα οπλισμού ανά μέτρο μήκους σήραγγας στο ανάστροφο τόξο σε περίπτωση κλειστής διατομής.
TFLE_SQAC	κοινό	kg/m ³	Ποσότητα οπλισμού ανά κυβικό μέτρο σκυροδέματος.
TFLE_SQLA	κοινό	kg/UL	Ποσότητα οπλισμού ανά μέτρο μήκους σήραγγας.
TFLE_STOL	κοινό	mm	Πάχος επικάλυψης του οπλισμού.
TFLE_FCKS	κοινό		Κατηγορία χάλυβα.
TFLE_STQR	κοινό		Παρατηρήσεις αναφορικά με τον οπλισμό και το σκυροδεμα.
TFLE_JNTL	κοινό	mm	Άνοιγμα αρμού.
TFLE_JNTD	κοινό	m	Απόσταση μεταξύ αρμών.
TFLE_DRPD	κοινό	mm	Διάμετρος αποστραγγιστικών οπών.
TFLE_DPCD	κοινό	m	Μηκοτομική απόσταση διαδοχικών διατάξεων αποστραγγιστικών οπών.
TFLE_DPSD	κοινό	m	Απόσταση των αποστραγγιστικών οπών σε διατομή.
TFLE_DPAA	κοινό	deg	Γωνία τόξου εφαρμογής μιας διάταξης στοιχείων, όπου έχει εφαρμογή.
TFLE_GTM	κοινό		Υλικό κατασκευής του γεωφύσματος.
TFLE_GTTH	κοινό	mm	Πάχος γεωφύσματος.

TFLE_GTTS	κοινό	MPa	Ονομαστική αντοχή γεωφάσματος.
TFLE_GTS	κοινό	m ² /UL	Επιφάνεια γεωφάσματος ανά τρέχον μέτρο.
TFLE_SMM	κοινό		Υλικό κατασκευής της στεγανωτικής μεμβράνης.
TFLE_SMTH	κοινό	mm	Πάχος στεγανωτικής μεμβράνης.
TFLE_SMAR	κοινό	m ² /UL	Επιφάνεια στεγανωτικής μεμβράνης ανά τρέχον μέτρο.
TFLE_TSDT	κοινό	m	Απόσταση από την εφαρμογή της προσωρινής υποστήριξης.
TFLE_ADVR	κοινό	m/day	Μέσος ρυθμός προχώρησης κατασκευής τελικής επένδυσης
FILE_FSET	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς αρχείου εντός του συστήματος TIAS.

Κατηγορία πίνακα: ΣΗΡΑΓΓΕΣ - ΣΕΙΣΜΙΚΑ**Έκδοση: πίνακας κατασκευασμένος για το ΤΙΑΣ****Πίνακας SSMC: Στοιχεία σεισμικών παραμέτρων σήραγγας**

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία	Μονάδες πεδίου	μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
SSMC_ID	κοινό			Κωδικός αριθμός αναφοράς εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
TUNL_ID	κοινό			Κωδικός αριθμός αναφοράς σήραγγας εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
SSMC_DATE	κοινό	dd/mm/yyyy		Χρονολογία μελέτης.
SSMC_ZONE	κοινό			Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας κατά τον Αντισεισμικό Κανονισμό.
SSMC_NEAK	κοινό			Έκδοση NEAK που χρησιμοποιήθηκε
SSMC_FLT	κοινό			Γειτνίαση με ενεργό ρήγμα.
SSMC_FACT	κοινό			Ενεργότητα γειτνιάζοντος ρήγματος.
SSMC_FORN	κοινό			Προσανατολισμός ρήγματος ως προς τον άξονα της σήραγγας (βλ. Συντμήσεις).
Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:				
		ANGL:		Τέμνον την σήραγγα υπό γωνία
		PRLL:		Σε παραλληλία με τη σήραγγα
		PERP:		Τέμνον την σήραγγα κάθετα ή σχεδόν κάθετα
SSMC_FDIP	κοινό	deg		Μέση κλίση ρήγματος.
SSMC_FLEN	κοινό	km		Μήκος ρήγματος.
SSMC_FHOR	κοινό	m		Μέγιστη αναμενόμενη οριζόντια μετατόπιση ρήγματος.
SSMC_FVER	κοινό	m		Μέγιστη αναμενόμενη κατακόρυφη μετατόπιση ρήγματος.
SSMC_FDSP	κοινό	m		Μέγιστη αναμενόμενη μετατόπιση ρήγματος.
SSMC_PROB	κοινό	%		Πιθανότητα υπέρβασης μεγέθους σχεδιασμού.
SSMC_LIFE	κοινό	year		Τεχνική διάρκεια ζωής σήραγγας.
SSMC_CYCL	κοινό	year		Περίοδος επαναφοράς μεγέθους σχεδιασμού.
SSMC_MAGN	κοινό	M		Μέγιστο αναμενόμενο μέγεθος σεισμού.
SSMC_ACC	κοινό	m/s ²		Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση.
SSMC_ACCH	κοινό	m/s ²		Οριζόντια συνιστώσα του συντελεστή επιτάχυνσης a όπως ορίζεται σύμφωνα με το NEAK ($a_h = 0.50\alpha_a$).
SSMC_ACCV	κοινό	m/s ²		Κατακόρυφη απόλυτη συνιστώσα του συντελεστή επιτάχυνσης a όπως ορίζεται σύμφωνα με το NEAK ($a_v = + \dot{\eta} - 0.50\alpha_h \dot{\eta} + \dot{\eta} - 0.25\alpha$).
SSMC_SFM	κοινό	kN		Συνισταμένη δύναμη σεισμού $F = a \cdot m \cdot x_g$ ($m = \text{wedge or slice mass}$).
SSMC_SFD	κοινό	deg		Κλίση διανύσματος σεισμού.
SSMC_SFDD	κοινό	deg		Διεύθυνση κλίσης διανύσματος σεισμού
SSMC_SCAT	κοινό			Κατηγορία εδάφους σύμφωνα με NEAK

SSMC_THOR	κοινό	m	Μέγιστη αναμενόμενη οριζόντια μετατόπιση σήραγγας.
SSMC_TVER	κοινό	m	Μέγιστη αναμενόμενη κατακόρυφη μετατόπιση σήραγγας.
SSMC_TDSP	κοινό	m	Μέγιστη αναμενόμενη μετατόπιση σήραγγας.
SSMC_TDFM	κοινό	%	Μέγιστη απαιτούμενη παραμόρφωση.
FILE_FSET	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς αρχείου εντός του συστήματος TIAS.

Κατηγορία πίνακα: ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ - GSI**Έκδοση: πίνακας κατασκευασμένος για το TIAS****Πίνακας GSI: Στοιχεία Γεωλογικού Δείκτη Αντοχής (GSI) και παράμετροι επίλυσης κριτηρίου Hoek-Brown**

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία πεδίου	Μονάδες μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
GSI_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς της ομάδας παραμέτρων του Γεωλογικού Δείκτη Αντοχής (GSI) και των παραμέτρων επίλυσης του κριτηρίου Hoek-Brown εντός του συστήματος TIAS.
HOLE_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς της αντίστοιχης γεώτρησης ή γραμμικής διαδρομής εντός του συστήματος TIAS.
GEOD_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς του αντίστοιχου γεωλογικού σχηματισμού η ενότητας όπως έχει καταχωρηθεί στον πίνακα GEOD.
GSI_TOP	κοινό	m	Βάθος οροφής βαθμονομούμενου τμήματος (όταν πρόκειται για γεώτρηση).
GSI_BASE	κοινό	m	Βάθος δαπέδου βαθμονομούμενου τμήματος (όταν πρόκειται για γεώτρηση).
EXFA_LCTN	κοινό		Θέση της περιγραφόμενης περιοχής ως τμήμα του μετώπου εκσκαφής (βλ. Συντμήσεις).

Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:

B:	Κάτω ημιδιατομή
BL:	Κάτω ημιδιατομή- αριστερό μισό μετώπου εκσκαφής
BR:	Κάτω ημιδιατομή- δεξιό μισό μετώπου εκσκαφής
F:	Ολομέτωπη εκσκαφή
FQR2:	Ολομέτωπη εκσκαφή, 2ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Άνω δεξιό τμήμα του μετώπου)
FQR3:	Ολομέτωπη εκσκαφή, 3ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Κάτω αριστερό τμήμα του μετώπου)
FQR4:	Ολομέτωπη εκσκαφή, 4ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Κάτω δεξιό τμήμα του μετώπου)
FC:	Ολομέτωπη εκσκαφή - κεντρικό τμήμα μετώπου εκσκαφής (αριστερά προς δεξιά)
FL:	Ολομέτωπη εκσκαφή - αριστερό μισό μετώπου εκσκαφής
FB:	Ολομέτωπη εκσκαφή - κάτω μισό μετώπου εκσκαφής
FM:	Ολομέτωπη εκσκαφή - μεσαίο τμήμα του μετώπου εκσκαφής (επίπεδο προς ανάστροφο τόξο)
FR:	Ολομέτωπη εκσκαφή - δεξιό μισό μετώπου εκσκαφής
FU:	Ολομέτωπη εκσκαφή - άνω μισό μετώπου εκσκαφής

	FQR1:		Ολομέτωπη εκσκαφή, 1ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Άνω αριστερό τμήμα του μετώπου)
	I:		Ανάστροφο τόξο
	IL:		Ανάστροφο τόξο, αριστερό τμήμα
	OB:		Υπερκείμενα
	OBL:		Υπερκείμενα αριστερά
	OBM:		Υπερκείμενα μέσο
	OBR:		Υπερκείμενα δεξιά
	IR:		Ανάστροφο τόξο, δεξί τμήμα
	TH:		Άνω ημιδιατομή
	THC:		Άνω ημιδιατομή, κεντρικό τμήμα μετώπου εκσκαφής (αριστερά προς δεξιά)
	THL:		Άνω ημιδιατομή, αριστερό μισό μετώπου εκσκαφής
	THB:		Άνω ημιδιατομή, κάτω μισό μετώπου εκσκαφής
	THM:		Άνω ημιδιατομή, μεσαίο τμήμα του μετώπου εκσκαφής (επίπεδο προς ανάστροφο τόξο)
	THR:		Άνω ημιδιατομή, δεξιό μισό μετώπου εκσκαφής
	THU:		Άνω ημιδιατομή, άνω μισό μετώπου εκσκαφής
	THQR1:		Άνω ημιδιατομή, 1ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Άνω αριστερό τμήμα του μετώπου)
	THQR2:		Άνω ημιδιατομή, 2ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Άνω δεξιό τμήμα του μετώπου)
	THQR3:		Άνω ημιδιατομή, 3ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Κάτω αριστερό τμήμα του μετώπου)
	THQR4:		Άνω ημιδιατομή, 4ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Κάτω δεξιό τμήμα του μετώπου)
GSI_VAL	κοινό	NU	Βαθμονόμηση GSI ή ελάχιστη τιμή βαθμονόμησης GSI στην περίπτωση που συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή (στο πεδίο GSI_MAX).
GSI_VMAX	κοινό	NU	Μέγιστη τιμή βαθμονόμησης GSI, αν εφαρμόζεται.
GSI_VDES	κοινό	NU	Τιμή βαθμονόμησης GSI σχεδιασμού, αν εφαρμόζεται.
GSI_STRU	κοινό		Δομή της βραχόμαζας κατά GSI (βλ. Συντμήσεις).
			Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:
	B:		Τεμαχώδης
	BD:		Τεμαχώδης διαταραγμένη
	BDD:		Τεμαχώδης διαταραγμένη - αποδιοργανωμένη
	D:		Αποδιοργανωμένη
	DF:		Αποδιοργανωμένη - Φυλλώδης/Διατμημένη
	F:		Φυλλώδης/Διατμημένη
	I:		Άρρηκτος
	IB:		Άρρηκτος - Τεμαχώδης

		VB:	Πολύ Τεμαχώδης
		VBB:	Πολύ Τεμαχώδης - Τεμαχώδης
		VBBD:	Πολύ Τεμαχώδης - Τεμαχώδης διαταραγμένη
GSI_SURF	κοινό		Κατάσταση των επιφανειών της βραχώμαζας κατά GSI (βλ. Συντμήσεις).
			Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:
		F:	Μέτρια
		FP:	Μέτρια - Πτωχή
		G:	Καλή
		GF:	Καλή - Μέτρια
		P:	Πτωχή
		PVP:	Πτωχή - Πολύ Πτωχή
		VG:	Πολύ Καλή
		VGG:	Πολύ Καλή - Καλή
		VP:	Πολύ Πτωχή
GSI_CAT	κοινό		Κατηγορία βραχώμαζας σύμφωνα με το GSI για ετερογενείς βραχώμαζες (βλ. Συντμήσεις).
			Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:
		A:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου Α
		AB:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου Α - τύπου Β
		B:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου Β
		BC:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου Β - τύπου C
		C:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου C
		CD:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου C - τύπου D
		D:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου D
		DE:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου D - τύπου E
		DF:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου D - τύπου F
		E:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου E
		EF:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου E - τύπου F
		F:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου F
		FH:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου F - τύπου H
		G:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου G
		GH:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου G - τύπου H
		H:	Ετερογενής Βραχώμαζα φλύσχη τύπου H
		M1:	Ετερογενής Βραχώμαζα μολλάσσας τύπου M1
		M2:	Ετερογενής Βραχώμαζα μολλάσσας τύπου M2
		M3:	Ετερογενής Βραχώμαζα μολλάσσας τύπου M3
		M3M4:	Ετερογενής Βραχώμαζα μολλάσσας τύπου M3 - τύπου M4
		M4:	Ετερογενής Βραχώμαζα μολλάσσας τύπου M4

		M4M5:	Ετερογενής Βραχώμαζα μολάσσας τύπου M4 - τύπου M5
		M5:	Ετερογενής Βραχώμαζα μολάσσας τύπου M5
		M5M6:	Ετερογενής Βραχώμαζα μολάσσας τύπου M5 - τύπου M6
		M6:	Ετερογενής Βραχώμαζα μολάσσας τύπου M6
		M6M7:	Ετερογενής Βραχώμαζα μολάσσας τύπου M6 - τύπου M7
		M7:	Ετερογενής Βραχώμαζα μολάσσας τύπου M7
GSI_SHFT	κοινό	NU	Πιθανή τιμή διόρθωσης τις βαθμονόμησης GSI λόγω παρουσίας νερού στις επιφάνειες των ασυνεχειών.
GSI_CALC	κοινό		Εξίσωση από την οποία υπολογίστηκε το περιγραφόμενο GSI μόνο για την περίπτωση που προήλθε από υπολογισμό μέσω του δείκτη RMR ή άλλου και όχι από άμεση εφαρμογή του GSI (βλ. Συντμήσεις).
			Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:
		RMR89-5:	GSI ίσον RMR έκδοση 1989 μείον 5
RMR_ID	κοινό		Αντίστοιχη εγγραφή των στοιχείων RMR.
GSI_MI	κοινό	NU	Σταθερά mi για ομοιογενείς βραχώμαζες ή σταθμισμένη τιμή για ετερογενείς ή τιμή σχεδιασμού.
GSI_MIMN	κοινό	NU	Ελάχιστη τιμή σταθεράς mi για ομοιογενείς βραχώμαζες (στην περίπτωση εύρους τιμών).
GSI_MIMX	κοινό	NU	Μέγιστη τιμή σταθεράς mi για ομοιογενείς βραχώμαζες (στην περίπτωση εύρους τιμών).
GSI_MIW	κοινό	NU	Σταθερά mi για τον ασθενή σχηματισμό της ετερογενούς βραχώμαζας.
GSI_MIS	κοινό	NU	Σταθερά mi για τον ισχυρό σχηματισμό της ετερογενούς βραχώμαζας.
GSI_SCI	κοινό	MN/m2	Αντοχή άρρηκτου βράχου για ομοιογενείς βραχώμαζες ή σταθμισμένη τιμή για ετερογενείς
GSI_SCIN	κοινό	MN/m2	Ελάχιστη τιμή αντοχής άρρηκτου βράχου για ομοιογενείς βραχώμαζες (στην περίπτωση εύρους τιμών).
GSI_SCIX	κοινό	MN/m2	Μέγιστη τιμή αντοχής άρρηκτου βράχου για ομοιογενείς βραχώμαζες (στην περίπτωση εύρους τιμών).
GSI_SCIW	κοινό	MN/m2	Αντοχή άρρηκτου βράχου για τον ασθενή σχηματισμό της ετερογενούς βραχώμαζας.
GSI_SCIS	κοινό	MN/m2	Αντοχή άρρηκτου βράχου για τον ισχυρό σχηματισμό της ετερογενούς βραχώμαζας.
GSI_D	κοινό	NU	Παράμετρος διατάραξης της δομής της βραχώμαζας (D).
GSI_EDIT	κοινό		Έκδοση του συστήματος GSI που χρησιμοποιήθηκε για την ταξινόμηση (βλ. Συντμήσεις).
			Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:
		GSI94:	GSI 1994
		GSI98:	GSI 1998
		GSI00:	GSI 2000

	GSIH00:	GSI 2000 για ετερογενείς βραχώμαζες
	GSIMS04:	GSI 2004 για την μόλασσα (εφαρμόζεται κυρίως για επιφανειακές εμφανίσεις)
	GSIMT04:	GSI 2004 για την μόλασσα (εφαρμόζεται κυρίως για σήραγγες)
GSI_REM	κοινό	Γενικές παρατηρήσεις - Σχόλια.
FILE_FSET	κοινό	Κωδικός αριθμός αναφοράς αρχείου εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.

Κατηγορία πίνακα: ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ - RMR**Έκδοση: πίνακας κατασκευασμένος για το ΤΙΑΣ****Πίνακας RMR: Στοιχεία κατηγοριοποίησης βραχώμαζας κατά RMR**

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία	Μονάδες	Ορισμός - Περιγραφή
	πεδίου	μέτρησης	
RMR_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
HOLE_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς της αντίστοιχης γεώτρησης ή γραμμικής διαδρομής εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
GEOD_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς του αντίστοιχου γεωλογικού σχηματισμού η ενότητας όπως έχει καταχωρηθεί στον πίνακα GEOD.
RMR_TOP	κοινό	m	Βάθος οροφής βαθμονομούμενου τμήματος (όταν πρόκειται για γεώτρηση).
RMR_BASE	κοινό	m	Βάθος δαπέδου βαθμονομούμενου τμήματος (όταν πρόκειται για γεώτρηση).
EXFA_LCTN	κοινό		Θέση της περιγραφόμενης περιοχής ως τμήμα του μετώπου εκσκαφής (βλ. Συντμήσεις).
Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:			
B:			Κάτω ημιδιατομή
BL:			Κάτω ημιδιατομή- αριστερό μισό μετώπου εκσκαφής
BR:			Κάτω ημιδιατομή- δεξιό μισό μετώπου εκσκαφής
F:			Ολομέτωπη εκσκαφή
FQR2:			Ολομέτωπη εκσκαφή, 2ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Άνω δεξιό τμήμα του μετώπου)
FQR3:			Ολομέτωπη εκσκαφή, 3ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Κάτω αριστερό τμήμα του μετώπου)
FQR4:			Ολομέτωπη εκσκαφή, 4ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Κάτω δεξιό τμήμα του μετώπου)
FC:			Ολομέτωπη εκσκαφή - κεντρικό τμήμα μετώπου εκσκαφής (αριστερά προς δεξιά)
FL:			Ολομέτωπη εκσκαφή - αριστερό μισό μετώπου εκσκαφής
FB:			Ολομέτωπη εκσκαφή - κάτω μισό μετώπου εκσκαφής
FM:			Ολομέτωπη εκσκαφή - μεσαίο τμήμα του μετώπου εκσκαφής (επίπεδο προς ανάστροφο τόξο)
FR:			Ολομέτωπη εκσκαφή - δεξιό μισό μετώπου εκσκαφής
FU:			Ολομέτωπη εκσκαφή - άνω μισό μετώπου εκσκαφής
FQR1:			Ολομέτωπη εκσκαφή, 1ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Άνω αριστερό τμήμα του μετώπου)
I:			Ανάστροφο τόξο

IL:			Ανάστροφο τόξο, αριστερό τμήμα
OB:			Υπερκείμενα
OBL:			Υπερκείμενα αριστερά
OBM:			Υπερκείμενα μέσο
OBR:			Υπερκείμενα δεξιά
IR:			Ανάστροφο τόξο, δεξί τμήμα
TH:			Άνω ημιδιατομή
THC:			Άνω ημιδιατομή, κεντρικό τμήμα μετώπου εκσκαφής (αριστερά προς δεξιά)
THL:			Άνω ημιδιατομή, αριστερό μισό μετώπου εκσκαφής
THB:			Άνω ημιδιατομή, κάτω μισό μετώπου εκσκαφής
THM:			Άνω ημιδιατομή, μεσαίο τμήμα του μετώπου εκσκαφής (επίπεδο προς ανάστροφο τόξο)
THR:			Άνω ημιδιατομή, δεξιό μισό μετώπου εκσκαφής
THU:			Άνω ημιδιατομή, άνω μισό μετώπου εκσκαφής
THQR1:			Άνω ημιδιατομή, 1ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Άνω αριστερό τμήμα του μετώπου)
THQR2:			Άνω ημιδιατομή, 2ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Άνω δεξιό τμήμα του μετώπου)
THQR3:			Άνω ημιδιατομή, 3ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Κάτω αριστερό τμήμα του μετώπου)
THQR4:			Άνω ημιδιατομή, 4ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Κάτω δεξιό τμήμα του μετώπου)
RMR_VAL	κοινό	NU	Συνολική, ή ελάχιστη τιμή της (εάν συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή), βαθμονόμηση RMR χωρίς διόρθωση λόγω προσανατολισμού των κύριων ασυνεχειών.
RMR_MAX	κοινό	NU	Μέγιστη συνολική βαθμονόμηση RMR χωρίς διόρθωση λόγω προσανατολισμού των κύριων ασυνεχειών.
RMR_STR	κοινό	NU	Βαθμονόμηση, ή ελάχιστη τιμή της (εάν συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή), αντοχής άρρηκτου βράχου κατά RMR.
RMR_STRX	κοινό	NU	Μέγιστη βαθμονόμηση αντοχής άρρηκτου βράχου κατά RMR.
RMR_RQD	κοινό	NU	Βαθμονόμηση, ή ελάχιστη τιμή της (εάν συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή), RQD κατά RMR.
RMR_RQDX	κοινό	NU	Μέγιστη βαθμονόμηση RQD κατά RMR.
RMR_SPA	κοινό	NU	Βαθμονόμηση, ή ελάχιστη τιμή της (εάν συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή), απόστασης ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_SPAX	κοινό	NU	Μέγιστη βαθμονόμηση απόστασης ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_COND	κοινό	NU	Βαθμονόμηση, ή ελάχιστη τιμή της (εάν συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή), κατάστασης ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_CONX	κοινό	NU	Μέγιστη βαθμονόμηση κατάστασης ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_WATR	κοινό	NU	Βαθμονόμηση, ή ελάχιστη τιμή της (εάν συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή), των υπογείων υδάτων της εκσκαφής κατά RMR.

RMR_WATX	κοινό	NU	Μέγιστη βαθμονόμηση των υπογείων υδάτων της εκσκαφής κατά RMR.
RMR_CONP	κοινό	NU	Βαθμονόμηση, ή ελάχιστη τιμή της (εάν συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή), εμμονής στο χώρο των ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_CNPX	κοινό	NU	Μέγιστη βαθμονόμηση εμμονής στο χώρο των ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_CONA	κοινό	NU	Βαθμονόμηση, ή ελάχιστη τιμή της (εάν συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή), του ανοίγματος (διαχωρισμού των τοιχωμάτων) των ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_CNAX	κοινό	NU	Μέγιστη βαθμονόμηση του ανοίγματος (διαχωρισμού των τοιχωμάτων) των ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_CONR	κοινό	NU	Βαθμονόμηση, ή ελάχιστη τιμή της (εάν συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή), αδρότητας των επιφανειών των ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_CNRX	κοινό	NU	Μέγιστη βαθμονόμηση αδρότητας των επιφανειών των ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_CONI	κοινό	NU	Βαθμονόμηση, ή ελάχιστη τιμή της (εάν συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή), του υλικού πλήρωσης των ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_CNIX	κοινό	NU	Μέγιστη βαθμονόμηση του υλικού πλήρωσης των ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_CONW	κοινό	NU	Βαθμονόμηση, ή ελάχιστη τιμή της (εάν συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή), της κατάστασης των τοιχωμάτων των ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_CNWX	κοινό	NU	Μέγιστη βαθμονόμηση της κατάστασης των τοιχωμάτων των ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_ADJ	κοινό	NU	Βαθμονόμηση, ή ελάχιστη τιμή της (εάν συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή), της διόρθωσης λόγω προσανατολισμού των ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_ADJX	κοινό	NU	Μέγιστη βαθμονόμηση της διόρθωσης λόγω προσανατολισμού των ασυνεχειών κατά RMR.
RMR_CORR	κοινό	NU	Συνολική βαθμονόμηση, ή ελάχιστη τιμή της (εάν συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή), RMR συμπεριλαμβανομένης και της διόρθωσης λόγω προσανατολισμού των κύριων ασυνεχειών.
RMR_CORX	κοινό	NU	Μέγιστη συνολική βαθμονόμηση RMR συμπεριλαμβανομένης και της διόρθωσης λόγω προσανατολισμού των κύριων ασυνεχειών.
RMR_DRY	κοινό	NU	Βαθμονόμηση, ή ελάχιστη τιμή της (εάν συμπληρώνεται και η μέγιστη τιμή), RMR χωρίς τη διόρθωση λόγω προσανατολισμού των κύριων ασυνεχειών σε βραχόμαζα ξηρής κατάστασης (βαθμονόμηση νερού ίση με 15).
RMR_DRYX	κοινό	NU	Μέγιστη βαθμονόμηση RMR χωρίς τη διόρθωση λόγω προσανατολισμού των κύριων ασυνεχειών σε βραχόμαζα ξηρής κατάστασης (βαθμονόμηση νερού ίση με 15).
RMR_DSGN	κοινό		Τύπος RMR που χρησιμοποιείται ως τιμή σχεδιασμού (βλ. Συντημήσεις).

Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:

	RMRDRY:		RMR σε ξηρές συνθήκες (βαθμονόμηση νερού 15)
	RMRCOR:		RMR με διόρθωση λόγω ασυνεχειών (κανονική βαθμονόμηση νερού)
	RMR:		RMR χωρίς διόρθωση λόγω ασυνεχειών (κανονική βαθμονόμηση νερού)
	RMRUND:		RMR για το οποίο δεν προσδιορίζονται οι παράμετροι υπολογισμού του.
RMR_DSGV	κοινό	NU	Τιμή RMR που χρησιμοποιείται ως τιμή σχεδιασμού.
RMR_MI	κοινό	NU	Σταθερά mi ή τιμή σχεδιασμού.
RMR_MIMN	κοινό	NU	Ελάχιστη τιμή σταθεράς mi (στην περίπτωση εύρους τιμών).
RMR_MIMX	κοινό	NU	Μέγιστη τιμή σταθεράς mi (στην περίπτωση εύρους τιμών).
RMR_SCI	κοινό	MN/m ²	Αντοχή άρρηκτου βράχου.
RMR_SCIN	κοινό	MN/m ²	Ελάχιστη τιμή αντοχής άρρηκτου βράχου (στην περίπτωση εύρους τιμών).
RMR_SCIX	κοινό	MN/m ²	Μέγιστη τιμή αντοχής άρρηκτου βράχου (στην περίπτωση εύρους τιμών).
RMR_REM	κοινό		Γενικές παρατηρήσεις - Σχόλια
FILE_FSET	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς αρχείου εντός του συστήματος TIAS.

Κατηγορία πίνακα: ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ - Q (NGI)**Έκδοση: πίνακας κατασκευασμένος για το ΤΙΑΣ****Πίνακας QNGI: Στοιχεία κατηγοριοποίησης βραχώμαζας κατά Q**

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία	Μονάδες πεδίου	Μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
QNGI_ID	κοινό			Κωδικός αριθμός αναφοράς της ομάδας παραμέτρων του συστήματος ταξινόμησης Q εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
HOLE_ID	κοινό			Κωδικός αριθμός αναφοράς της αντίστοιχης γεώτρησης ή γραμμικής διαδρομής εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
GEOD_ID	κοινό			Κωδικός αριθμός αναφοράς του αντίστοιχου γεωλογικού σχηματισμού η ενότητας όπως έχει καταχωρηθεί στον πίνακα GEOD.
QNGI_TOP	κοινό	m		Βάθος οροφής βαθμονομούμενου τμήματος (όταν πρόκειται για γεώτρηση).
QNGI_BASE	κοινό	m		Βάθος δαπέδου βαθμονομούμενου τμήματος (όταν πρόκειται για γεώτρηση).
EXFA_LCTN	κοινό			Θέση της περιγραφόμενης περιοχής ως τμήμα του μετώπου εκσκαφής (βλ. Συντμήσεις).
Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:				
B:	Κάτω ημιδιατομή			
BL:	Κάτω ημιδιατομή- αριστερό μισό μετώπου εκσκαφής			
BR:	Κάτω ημιδιατομή- δεξιό μισό μετώπου εκσκαφής			
F:	Ολομέτωπη εκσκαφή			
FQR2:	Ολομέτωπη εκσκαφή, 2ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Άνω δεξιό τμήμα του μετώπου)			
FQR3:	Ολομέτωπη εκσκαφή, 3ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Κάτω αριστερό τμήμα του μετώπου)			
FQR4:	Ολομέτωπη εκσκαφή, 4ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Κάτω δεξιό τμήμα του μετώπου)			
FC:	Ολομέτωπη εκσκαφή - κεντρικό τμήμα μετώπου εκσκαφής (αριστερά προς δεξιά)			
FL:	Ολομέτωπη εκσκαφή - αριστερό μισό μετώπου εκσκαφής			
FB:	Ολομέτωπη εκσκαφή - κάτω μισό μετώπου εκσκαφής			
FM:	Ολομέτωπη εκσκαφή - μεσαίο τμήμα του μετώπου εκσκαφής (επίπεδο προς ανάστροφο τόξο)			
FR:	Ολομέτωπη εκσκαφή - δεξιό μισό μετώπου εκσκαφής			
FU:	Ολομέτωπη εκσκαφή - άνω μισό μετώπου εκσκαφής			
FQR1:	Ολομέτωπη εκσκαφή, 1ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Άνω αριστερό τμήμα του μετώπου)			

	I:		Ανάστροφο τόξο
	IL:		Ανάστροφο τόξο, αριστερό τμήμα
	OB:		Υπερκείμενα
	OBL:		Υπερκείμενα αριστερά
	OBM:		Υπερκείμενα μέσο
	OBR:		Υπερκείμενα δεξιά
	IR:		Ανάστροφο τόξο, δεξί τμήμα
	TH:		Άνω ημιδιατομή
	THC:		Άνω ημιδιατομή, κεντρικό τμήμα μετώπου εκσκαφής (αριστερά προς δεξιά)
	THL:		Άνω ημιδιατομή, αριστερό μισό μετώπου εκσκαφής
	THB:		Άνω ημιδιατομή, κάτω μισό μετώπου εκσκαφής
	THM:		Άνω ημιδιατομή, μεσαίο τμήμα του μετώπου εκσκαφής (επίπεδο προς ανάστροφο τόξο)
	THR:		Άνω ημιδιατομή, δεξιό μισό μετώπου εκσκαφής
	THU:		Άνω ημιδιατομή, άνω μισό μετώπου εκσκαφής
	THQR1:		Άνω ημιδιατομή, 1ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Άνω αριστερό τμήμα του μετώπου)
	THQR2:		Άνω ημιδιατομή, 2ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Άνω δεξιό τμήμα του μετώπου)
	THQR3:		Άνω ημιδιατομή, 3ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Κάτω αριστερό τμήμα του μετώπου)
	THQR4:		Άνω ημιδιατομή, 4ο τεταρτημόριο του μετώπου εκσκαφής (Κάτω δεξιό τμήμα του μετώπου)
QNGI_RQD	κοινό	NU	Δείκτης ποιότητας πετρώματος ή ελάχιστη τιμή.
QNGI_RQDX	κοινό	NU	Μέγιστος δείκτης ποιότητας πετρώματος.
QNGI_JN	κοινό	NU	Δείκτης που εξαρτάται από τον αριθμό οικογενειών ασυνεχειών ή ελάχιστη τιμή.
QNGI_JNX	κοινό	NU	Μέγιστος δείκτης που εξαρτάται από τον αριθμό οικογενειών ασυνεχειών.
QNGI_JR	κοινό	NU	Δείκτης εξαρτώμενος από την τραχύτητα των επιφανειών των ασυνεχειών ή ελάχιστη τιμή.
QNGI_JRX	κοινό	NU	Μέγιστος δείκτης εξαρτώμενος από την τραχύτητα των επιφανειών των ασυνεχειών.
QNGI_JA	κοινό	NU	Δείκτης βαθμού εξαλλοίωσης επιφάνειας ασυνεχειών ή ελάχιστη τιμή.
QNGI_JAX	κοινό	NU	Μέγιστος δείκτης βαθμού εξαλλοίωσης επιφάνειας ασυνεχειών.
QNGI_JW	κοινό	NU	Συντελεστής απομείωσης αντοχής ασυνεχειών λόγω υπόγειου νερού ή ελάχιστη τιμή.
QNGI_JWX	κοινό	NU	Μέγιστος συντελεστής απομείωσης αντοχής ασυνεχειών λόγω υπόγειου νερού.
QNGI_SRF	κοινό	NU	Συντελεστής απομείωσης αντοχής βραχώμαζας ή ελάχιστη τιμή.

QNGI_SRFX	κοινό	NU	Μέγιστος συντελεστής απομείωσης αντοχής βραχόμαζας.
QNGI_ESR	κοινό	NU	Τιμή ESR ανάλογα με τον τύπο των υπογείων εκσκαφών ή ελάχιστη τιμή.
QNGI_ESRX	κοινό	NU	Μέγιστη τιμή ESR ανάλογα με τον τύπο των υπογείων εκσκαφών.
QNGI_DE	κοινό	NU	Ισοδύναμη διάσταση ή ελάχιστη τιμή.
QNGI_DEX	κοινό	NU	Μέγιστη ισοδύναμη διάσταση.
QNGI_VAL	κοινό	NU	Υπολογιζόμενη τιμή Q.
QNGI_VALX	κοινό	NU	Μέγιστη τιμή Q.
QNGI_REM	κοινό		Γενικές παρατηρήσεις - Σχόλια.
FILE_FSET	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς του σχετικού εγγράφου (ηλεκτρονικού ή εντύπου) ή της πηγής δεδομένων όπως έχει καταχωρηθεί στον πίνακα FILE.

Κατηγορία πίνακα: ΠΗΓΕΣ - ΑΡΧΕΙΑ

Έκδοση: AGS3 "©The Association of Geotechnical and Geoenvironmental Specialists"
διαμορφωμένος για το ΤΙΑΣ

Πίνακας FILE: Στοιχεία σχετικών εγγράφων ή πηγών δεδομένων σε ηλεκτρονική ή έντυπη μορφή.

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία Μονάδες πεδίου μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
FILE_FSET	κοινό	Κωδικός αριθμός αναφοράς αρχείου εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
FILE_NAME	κοινό	Πλήρες όνομα του αρχείου ή της πηγής των σχετικών δεδομένων
FILE_BOX	κοινό	Αριθμός καταχώρησης στο κεντρικό σύστημα ελέγχου εγγράφων της ΕΟΑΕ.
FILE_DOCN	κοινό	Τίτλος του εγγράφου που αντιστοιχεί στο αναφερόμενο ηλεκτρονικό αρχείο.
FILE_DESC	κοινό	Σύντομη περιγραφή των περιεχομένων.
FILE_DOCT	κοινό	Είδος εγγράφου ή αρχείου (βλ. Συντμήσεις)
Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:		
	DS:	Μελέτη Γραφείου
	FS:	Μελέτη Υπαίθρου
	SI:	Έρευνα υπαίθρου
	DGLM:	Γεωλογικό μοντέλο μελέτης
	DGTM:	Γεωτεχνικό μοντέλο μελέτης
	DES:	Μελέτη Εκσκαφής - Υποστήριξης
	DES2:	2η μελέτη Εκσκαφής - Υποστήριξης
	DES3:	3η μελέτη Εκσκαφής - Υποστήριξης
	DES4:	4η μελέτη Εκσκαφής - Υποστήριξης
	DES5:	5η μελέτη Εκσκαφής - Υποστήριξης
	TM:	Μέτρα θεραπείας
	CR:	Αρχείο κατασκευής
	EXP:	Τεχνογνωσία Ειδικών
	PRO:	Προμέτρηση
	BUD:	Προϋπολογισμός
	GEN:	Γενικό
	MS:	Μεθοδολογία
	TECH:	Επιστημονική Δημοσίευση
	PH:	Φωτογραφία
	REP:	Έκθεση
	VI:	Βίντεο

		DRAW:	Σχέδιο
		CAL:	Διαπιστευμένα δεδομένα
		RAW:	Ακατέργαστα δεδομένα
FILE_TYPE	κοινό		Τύπος ηλεκτρονικού αρχείου (οι χαρακτήρες του ονόματος του αρχείου που ακολουθούν την τελεία), (βλ. Συντμήσεις).
			Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:
		FLDR:	Φάκελος με πολλά ψηφιακά δεδομένα
FILE_PROG	κοινό		Λογισμικό με το οποίο εμφανίζεται το αρχείο και αριθμός έκδοσης.
FILE_DATE	κοινό	dd/mm/yyyy	Ημερομηνία αρχείου.

Κατηγορία πίνακα: ΓΕΝΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ - ΓΕΩ-ΛΕΞΙΚΟ**Έκδοση: πίνακας κατασκευασμένος για το ΤΙΑΣ****Πίνακας GEOD: Λεξικό γεωλογικών σχηματισμών-ενότητων όπως προσδιορίζονται στη μέσο - και μακροσκοπική κλίμακα.**

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία πεδίου	Μονάδες μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
TUNL_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς της αντίστοιχης σήραγγας όπως έχει καταχωρηθεί στον πίνακα TUNL.
GEOD_ID	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς του περιγραφόμενου γεωλογικού σχηματισμού η ενότητας εντός του συστήματος ΤΙΑΣ.
GEOD_LEG	κοινό		Σύμβολο του περιγραφόμενου γεωλογικού σχηματισμού η ενότητας για χρήση στην παρουσίαση γεωλογικών στοιχείων (χάρτες, μηκοτομές).
GEOD_NAME	κοινό		Ονομασία του περιγραφόμενου λιθολογικού σχηματισμού.
GEOD_GENL	κοινό		Ονομασία του γενικότερου γεωλογικού στον οποία ανήκει ο περιγραφόμενος γεωλογικός σχηματισμός.
GEOD_FORM	κοινό		Ονομασία της γενικότερης ενότητας στην οποία ανήκει ο περιγραφόμενος γεωλογικός σχηματισμός.
GEOD_DESC	κοινό		Λεπτομερής γεωλογική και λιθολογική περιγραφή.
GEOD_ZONE	κοινό		Ονομασία γεωτεκτονικής ενότητας που εντάσσεται ο περιγραφόμενος γεωλογικός σχηματισμός.
GEOD_CAT	κοινό		Τύπος πετρώματος (Ιζηματογενές, Πυριγενές, Μεταμορφωμένο)
GEOD_AGE	κοινό		Ηλικία του περιγραφόμενου γεωλογικού σχηματισμού.
GEOD_REM	κοινό		Γενικές παρατηρήσεις - Σχόλια
FILE_FSET	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς του σχετικού εγγράφου (ηλεκτρονικού ή εντύπου) ή της πηγής δεδομένων όπως έχει καταχωρηθεί στον πίνακα FILE.

Κατηγορία πίνακα: ΓΕΝΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ - ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ**Έκδοση: AGS3 "©The Association of Geotechnical and Geoenvironmental Specialists"
διαμορφωμένος για το TIAS****Πίνακας ABBR: Συντμήσεις**

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία Μονάδες πεδίου μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
ABBR_HDNG	κοινό	Ονομασία πεδίου (βλ. Συντμήσεις).
ABBR_CODE	κοινό	Χρησιμοποιούμενη σύντμηση
ABBR_DESC	κοινό	Λέξη, φράση ή τιμή που αντιστοιχεί στη σύντμηση.
ABBR_HELL	κοινό	Λέξη, φράση ή τιμή που αντιστοιχεί στη σύντμηση στα ελληνικά.

Κατηγορία πίνακα: ΓΕΝΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ - ΜΟΝΑΔΕΣ**Έκδοση: AGS3 "©The Association of Geotechnical and Geoenvironmental Specialists"
διαμορφωμένος για το TIAS****Πίνακας UNIT: Μονάδες μέτρησης.**

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία Μονάδες πεδίου μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
UNIT_UNIT	κοινό	Χρησιμοποιούμενη μονάδα μέτρησης, όπου έχει εφαρμογή.
UNIT_DESC	κοινό	Περιγραφή της μονάδας μέτρησης.

Κατηγορία πίνακα: ΓΕΝΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ - ΓΡΑΦΙΚΑ (συντεταγμένες)**Έκδοση: πίνακας κατασκευασμένος για το ΤΙΑΣ****Πίνακας POLY: Συντεταγμένες πάσης φύσεως πολυγώνων οριζομένων σε διδιάστατο χώρο για χρήση σε γραφικές αναπαραστάσεις.**

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία πεδίου	Μονάδες μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
POLY_ID	κοινό		Κωδικός αναφοράς πολυγώνου
POLY_NODE	κοινό	NU	Αύξων αριθμός κόμβου πολυγώνου
POLY_PLN	κοινό		Είδος επιφάνειας
POLY_X	κοινό	m	Τετμημένη κόμβου
POLY_Y	κοινό	m	Τεταγμένη κόμβου
POLY_DESC	κοινό		Περιγραφή πολυγώνου
FILE_FSET	κοινό		Κωδικός αριθμός αναφοράς του σχετικού εγγράφου (ηλεκτρονικού ή εντύπου) ή της πηγής δεδομένων όπως έχει καταχωρηθεί στον πίνακα FILE.

Κατηγορία πίνακα: ΓΕΝΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ - Ψηφιακά αρχεία, φωτογραφίες**Έκδοση: πίνακας κατασκευασμένος για το ΤΙΑΣ****Πίνακας DIGF: Ψηφιακά αρχεία, φωτογραφίες**

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία Μονάδες πεδίου μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
DIGF_ID	κοινό	Κωδικός ηλεκτρονικού αρχείου στη βάση
DIGF_ELEM	κοινό	Περιγραφή συσχέτισης ηλεκτρονικού αρχείου (βλ. Συντμήσεις).
FILE_DOCT	κοινό	Είδος εγγράφου ή αρχείου (βλ. Συντμήσεις).
		Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:
	DS:	Μελέτη Γραφείου
	FS:	Μελέτη Υπαίθρου
	SI:	Έρευνα υπαίθρου
	DGLM:	Γεωλογικό μοντέλο μελέτης
	DGTM:	Γεωτεχνικό μοντέλο μελέτης
	DES:	Μελέτη Εκσκαφής - Υποστήριξης
	DES2:	2η μελέτη Εκσκαφής - Υποστήριξης
	DES3:	3η μελέτη Εκσκαφής - Υποστήριξης
	DES4:	4η μελέτη Εκσκαφής - Υποστήριξης
	DES5:	5η μελέτη Εκσκαφής - Υποστήριξης
	TM:	Μέτρα θεραπείας
	CR:	Αρχείο κατασκευής
	EXP:	Τεχνογνωσία Ειδικών
	PRO:	Προμέτρηση
	BUD:	Προϋπολογισμός
	GEN:	Γενικό
	MS:	Μεθοδολογία
	TECH:	Επιστημονική Δημοσίευση
	PH:	Φωτογραφία
	REP:	Έκθεση
	VI:	Βίντεο
	DRAW:	Σχέδιο
	CAL:	Διαπιστευμένα δεδομένα
	RAW:	Ακατέργαστα δεδομένα
TUNL_IDNO	κοινό	Κωδικός αναφοράς τμήματος Εγνατίας Οδού σύμφωνα με το σύστημα αρίθμησης της ΕΟΑΕ.
TUNL_ID	κοινό	Κωδικός αριθμός αναφοράς της αντίστοιχης σήραγγας όπως έχει καταχωρηθεί στον πίνακα TUNL, όπου έχει εφαρμογή.

TUNL_NUM	κοινό	
GEOD_ID	κοινό	Κωδικός αριθμός αναφοράς του αντίστοιχου γεωλογικού σχηματισμού η ενότητας όπως έχει καταχωρηθεί στον πίνακα GEOD, όπου έχει εφαρμογή.
TESE_ELEM	κοινό	Τύπος στοιχείου ή διαδικασίας (βλ. Συντμήσεις). Συντμήσεις που χρησιμοποιούνται για αυτό το πεδίο:
	EX:	Εκσκαφή
	FB:	Πυρήνας μετώπου
	OE:	Υπερεκσκαφή
	FP:	Δοκοί προπορείας
	SP:	Ελαφρές δοκίδες προπορείας
	FG:	Υαλόκαρφα
	PH:	Ερευνητικά διατρήματα
	DH:	Αποστραγγιστικές οπές
	RH:	Ανακουφιστικές οπές
	WM:	Συρμάτινο πλέγμα
	SS:	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με ενίσχυση μεταλλικών ινών
	SH:	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
	SHG:	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα εξομάλυνσης
	CRT:	Σκυρόδεμα
	CRTR:	Ενισχυμένο σκυρόδεμα
	HEA:	Μεταλλικά πλαίσια HEA
	HEB:	Μεταλλικά πλαίσια HEB
	HEM:	Μεταλλικά πλαίσια HEM
	I:	Μεταλλικά πλαίσια I
	IPE:	Μεταλλικά πλαίσια IPE
	SLLG:	Ολισθαίνοντα δικτυωτά πλαίσια
	SLSSU:	Ολισθαίνοντα πλαίσια τύπου U
	SLOP:	Άνοιγμα ολισθαίνόντων πλαισίων ή δικτυωτών πλαισίων
	BAR:	Ράβδοι σύνδεσης μεταλλικών πλαισίων
	HEAC:	Μεταλλικά στοιχεία σύνδεσης HEA
	HEBC:	Μεταλλικά στοιχεία σύνδεσης HEB
	HEMC:	Μεταλλικά στοιχεία σύνδεσης HEM
	IC:	Μεταλλικά στοιχεία σύνδεσης I
	IPEC:	Μεταλλικά στοιχεία σύνδεσης IPE
	LGB:	Δικτυωτά πλαίσια σύνδεσης μεταλλικών πλαισίων
	LG:	Δικτυωτά πλαίσια
	EF:	Ελεφαντοπόδαρα
	MP:	Μικροπάσσαλοι

	SRB:		Χαλύβδινη ράβδος οπλισμού
	R:		Ήλοι
	RFB:		Ήλοι πλήρους πάκτωσης
	RSD:		Αυτοδιατρυόμενοι ήλοι
	RSWLX:		Ήλοι τύπου swellex
	ANCPR:		Αγκύρια προεντεταμένα
	ANCSS:		Αγκύρια στήριξης πλαισίου
	GR:		Ενεμάτωση
	PL:		Πάσσαλοι
	JG:		Jet grouting
	3D:		Στόχοι παρακολούθησης
	EXT:		Εκστασιόμετρα
	PC:		Κυψέλες πίεσης
	SD:		Ολισθαίνοντα παραμορφωσιόμετρα
	BF:		Επανεπίχωση
	RM:		Επαναεκσκαφή
	FL:		Τελική Επένδυση
	VEG:		Φύτευση
	GG:		Γεώπλεγμα
	CB:		Δοκός σύνδεσης αγκυρίων
	PPS:		Προπλαίσιο προστασίας μετώπου
DIGF_POS	κοινό		Εικονιζόμενη θέση στο έργο από το ηλεκτρονικό αρχείο.
EXCC_CODE	κοινό		Κωδικός της κατηγορίας εκσκαφής-υποστήριξης.
TFNL_CODE	κοινό		Κωδική ονομασία της κατηγορίας τελικής επένδυσης.
DIGF_DESC	κοινό		Περιγραφή ηλεκτρονικού αρχείου.
DIGF_FN	κοινό		Όνομα του ηλεκτρονικού αρχείου.
DIGF_PATH	κοινό		Διεύθυνση του ηλεκτρονικού αρχείου στη βάση.
DIGF_DATE	κοινό	dd/mm/yyyy	Ημερομηνία δημιουργίας του ηλεκτρονικού αρχείου.
DIGF_SIZE	κοινό	kb	Μέγεθος του ηλεκτρονικού αρχείου.

Κατηγορία πίνακα: ΓΕΝΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ - ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΤΕΧΝΙΚΟΥ ΕΡΓΟΥ
Έκδοση: AGS3 "©The Association of Geotechnical and Geoenvironmental Specialists"
διαμορφωμένος για το TIAS

Πίνακας PROJ: Project Information

Πεδία (στήλες)	Λειτουργία	Μονάδες πεδίου	μέτρησης	Ορισμός - Περιγραφή
PROJ_ID	κοινό			Project identifier.
TUNL_ID	κοινό			Κωδικός αριθμός αναφοράς σήραγγας εντός του συστήματος TIAS.
PROJ_CHA	κοινό			Αρχή σχετικής χιλιομέτρησης.
PROJ_CHZ	κοινό			Τέλος σχετικής χιλιομέτρησης.
PROJ_NAME	κοινό			Ονομασία έργου.
PROJ_LOC	κοινό			Τοποθεσία έργου.
PROJ_CLNT	κοινό			Κύριος έργου.
PROJ_DSGN	κοινό			Μελετητής του έργου.
PROJ_CONT	κοινό			Ανάδοχος του έργου.
PROJ_CONS	κοινό			Κατασκευαστής του έργου.
PROJ_CM	κοινό			Ανάδοχος Επίβλεψης Κατασκευής του έργου.
PROJ_CMON	κοινό			Επί τόπου Ανάδοχος Γεωμηχανικής Παρακολούθησης.
PROJ_ENG	κοινό			Μηχανικός Έργου.
PROJ_MEMO	κοινό			Γενικά σχόλια.
PROJ_DATE	κοινό	dd/mm/yyyy		Ημερομηνία στοιχείων.
PROJ_CID	κοινό			Κωδικός αριθμός αναφοράς αναδόχου γεωμηχανικής παρακολούθησης.
PROJ_AGS	κοινό			AGS Έκδοση 3.
FILE_FSET	κοινό			Κωδικός αριθμός αναφοράς αρχείου εντός του συστήματος TIAS.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

**ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΝΑΣΤΡΟΦΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΤΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ ΠΡΙΝ ΤΟ
ΣΤΑΘΜΟ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙΟΥ ΣΤΗΝ ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2: ΑΓ. ΑΝΤΩΝΙΟΣ - ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ
ΤΟΥ ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ (ΠΑΡΑΓΡΑΦΟΣ 6.2)**

- ο ΤΙΤΛΟΣ ΕΓΓΡΑΦΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", "ΣΗΡΑΓΓΑ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ", ΕΚΘΕΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2007, (2TW2CW180S901B).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΓΕΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ, ΠΕΡΙΟΧΗ ΑΠΟ Χ.Θ. 1+340.28 ΕΩΣ Χ.Θ. 1+681.29 (ΦΡΕΑΡ ΠΡΟΣΒΑΣΗΣ), ΔΙΑΤΟΜΕΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., 22/05/2007 (2GW0CW180S301C).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΕΓΓΡΑΦΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ (ΤΕΥΧΟΣ 1/4), Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397R902C).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΕΚΘΕΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ, ΠΕΡΙΟΧΗ ΑΠΟ Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29 (ΣΗΡΑΓΓΑ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ), ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΤΟΜΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2007, (2TW2CW180S701B).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΕΚΘΕΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ, ΠΕΡΙΟΧΗ ΑΠΟ Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29 (ΣΗΡΑΓΓΑ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ), ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ - ΘΕΣΕΙΣ ΓΕΩΤΡΗΣΕΩΝ - ΜΗΚΟΤΟΜΗ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2007, (2TW2CW180S101B).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ IIIα ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΑΚΟΛΟΥΘΙΑ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C305C).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΑΝΑΤΟΛΙΚΟ ΦΡΕΑΡ ΑΕΡΙΣΜΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ, ΜΕΛΕΤΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΕΩΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗΣ, ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΔΠ "ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗΚΕ", Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2009, (2MW2CW415C1011).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ - ΣΗΡΑΓΓΑ C/C - ΔΥΤΙΚΟ ΦΡΕΑΡ ΕΞΑΕΡΙΣΜΟΥ, ΜΕΛΕΤΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΕΩΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗΣ, ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΔΠ "ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗΚΕ", Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2009, (2SW2CW415C1011).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ - ΠΛΕΥΡΙΚΕΣ ΣΤΟΕΣ ΣΤΗΝ ΑΠΟΒΑΘΡΑ, ΜΕΛΕΤΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΕΩΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗΣ, ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΔΠ "ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗΚΕ", Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2009, (2SW2CW415C1061).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΣΤΑΘΜΟΣ ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ, ΜΕΛΕΤΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΕΩΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗΣ,

ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΔΠ "ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗΚΕ", Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2009, (2SW3CW415C1011).

- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΣΗΡΑΓΓΑ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ (Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29), ΜΕΛΕΤΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΕΩΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗΣ, ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΔΠ "ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗΚΕ", Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2009, (2TW2CW415C1011).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΕΓΓΡΑΦΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ (ΤΕΥΧΟΣ 2/4), Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397F903C).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΕΓΓΡΑΦΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ (ΤΕΥΧΟΣ 3/4), Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397F904C).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΕΓΓΡΑΦΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ (ΤΕΥΧΟΣ 4/4), Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397F905C).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ Ι ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΑΚΟΛΟΥΘΙΑ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C303C).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΙΙ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΑΚΟΛΟΥΘΙΑ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C304C).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΙΙΙΒ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΑΚΟΛΟΥΘΙΑ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C306C).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΙΙΙγ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΑΚΟΛΟΥΘΙΑ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C307C).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

- ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΙΙΙδ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΑΚΟΛΟΥΘΙΑ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C308C).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ - ΜΗΚΟΤΟΜΗ, ΜΗΚΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C402C).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΥΠΙΚΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΙΙΙα, ΙΙΙβ & ΙΙΙδ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C502C).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΥΠΙΚΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΙΙΙγ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C503C).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΣΥΝΟΨΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΕΠΙΣΚΕΥΗΣ ΓΙΑ ΤΟΠΙΚΕΣ ΑΣΤΟΧΙΕΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C504C).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C505C).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C506C).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C507C).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΥΠΙΚΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ (1^{ης} - 4^{ης}) ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΙΙΙα, ΙΙΙβ & ΙΙΙδ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C508C).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΥΠΙΚΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ (5^{ης} - 8^{ης}) ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΙΙΙα, ΙΙΙβ & ΙΙΙδ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C509C).

- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΥΠΙΚΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ (1^{ης} - 4^{ης}) ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΙΙΙα, ΙΙΙβ & ΙΙΙδ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C510C).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΥΠΙΚΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ (5^{ης} - 8^{ης}) ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΙΙΙα, ΙΙΙβ & ΙΙΙδ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C511C).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΜΕΛΕΤΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ, Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29, ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΤΟΜΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2008, (2TW2CW397C701C).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΕΓΓΡΑΦΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΥΠΟΓΕΙΑ ΕΚΣΚΑΦΗ, ΕΚΘΕΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., 07/11/2007 (2SW2CW180S903B).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΕΓΓΡΑΦΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ-ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008, (2SW2CW397F902A).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΕΓΓΡΑΦΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΜΟΝΙΜΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΜΕ ΥΠΟΓΕΙΑ ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΙΟΥΛΙΟΣ 2010, (2SW2PW205S9031).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΓΔΠ, ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ, ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ (Χ.Θ. 1+681.3 - 1+724.3), ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΓΕΩΛΟΓΙΚΗ ΤΟΜΗ & ΠΕΡΙΤΥΠΩΜΑ - ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΣΥΝΑΝΤΗΘΕΙΣΩΝ ΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ, ΥΔΡΟΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ & ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ "ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗΚΕ", Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΜΑΪΟΣ 2010, (2SW2CW180S4031).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΓΕΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ, ΠΕΡΙΟΧΗ ΑΠΟ Χ.Θ. 1+340.28 ΕΩΣ Χ.Θ. 1+681.29 (ΣΗΡΑΓΓΑ - ΦΡΕΑΡ ΠΡΟΣΒΑΣΗΣ), ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ - ΘΕΣΕΙΣ ΓΕΩΤΡΗΣΕΩΝ - ΜΗΚΟΤΟΜΗ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., 22/05/2007 (2GW0CW180S101C, ΣΕΛ.1/4).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΓΕΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ, ΠΕΡΙΟΧΗ ΑΠΟ Χ.Θ. 1+600 ΕΩΣ Χ.Θ. 1+870 (ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ), ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ - ΘΕΣΕΙΣ ΓΕΩΤΡΗΣΕΩΝ - ΜΗΚΟΤΟΜΗ, Κ/Ξ «J&P-

- ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., 22/05/2007 (2GW0CW180S101C, ΣΕΛ.2/4).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΓΕΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ, ΠΕΡΙΟΧΗ ΑΠΟ Χ.Θ. 1+600 ΕΩΣ Χ.Θ. 1+870 (ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ), ΔΙΑΤΟΜΕΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΠΑΝΓΑΙΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Ε.Π.Ε., 22/05/2007 (2GW0CW180S302C).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΓΕΝΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ - ΜΗΚΟΤΟΜΗ - ΔΙΑΤΟΜΗ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008, (2SW2CW397C201A).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΔΟΚΩΝ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ - ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΕΛΑΧΙΣΤΗΣ ΚΑΙ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008, (2SW2CW397C202A).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΑΚΟΛΟΥΘΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ-ΣΤΑΔΙΑ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008, (2SW2CW397C203A).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΕΚΣΚΑΦΗ ΘΟΛΟΥ - ΣΤΑΔΙΟ 1: ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ & ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008, (2SW2CW397C204A).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΕΚΣΚΑΦΗ ΘΟΛΟΥ - ΣΤΑΔΙΟ 2: ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ & ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008, (2SW2CW397C205A).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΕΚΣΚΑΦΗ ΘΟΛΟΥ - ΣΤΑΔΙΟ 1&2: ΟΛΟΚΛΗΡΩΣΗ ΕΚΣΚΑΦΗΣ ΘΟΛΟΥ(9m)- ΠΡΟΕΤΟΙΜΑΣΙΑ ΕΚΣΚΑΦΗΣ ΕΠΟΜΕΝΟΥ ΤΜΗΜΑΤΟΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008, (2SW2CW397C206A).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΣΤΑΔΙΟ 3: ΕΚΣΚΑΦΗ ΒΑΘΜΙΔΑΣ- ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΕΚΣΚΑΦΗΣ & ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008, (2SW2CW397C207A).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΣΤΑΔΙΟ 4: ΕΚΣΚΑΦΗ ΔΑΠΕΔΟΥ ΑΝΕΣΤΡΑΜΕΝΟΥ ΘΟΛΟΥ- ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΕΚΣΚΑΦΗΣ & ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008, (2SW2CW397C208A).
 - ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΔΙΑΤΑΞΗ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕΤΩΠΩΝ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008, (2SW2CW397C209A).

- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΟΠΛΙΣΜΟΙ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008, (2SW2CW397C210A).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΛΑΙΣΙΩΝ G1-G8 - ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008, (2SW2CW397C211A).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΛΑΙΣΙΟΥ G9 - ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008, (2SW2CW397C212A).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΣΥΓΚΛΙΣΕΙΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΑΙ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ, Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», Ο.Τ.Μ. Α.Τ.Ε. - ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ Α.Τ.Ε., ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2008, (2SW2CW397C213A).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: "ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ" - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ, ΜΕΛΕΤΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΕΩΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗΣ, ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΔΠ, "ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗΚΕ", Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», 28/09/2009, (2SW2CW415C1031).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΤΕΛΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΓΔΠ, ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΔΙΠΛΗΣ ΤΡΟΧΙΑΣ (Χ.Θ. 1+392.50 - Χ.Θ. 1+681.29),ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΓΕΩΛΟΓΙΚΗ ΤΟΜΗ & ΠΕΡΙΤΥΠΩΜΑ - ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΣΥΝΑΝΤΗΘΕΙΣΩΝ ΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ, ΥΔΡΟΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ & ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ "ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗΚΕ", Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΜΑΪΟΣ 2010, (2TW2CW180S1011).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΤΕΡΜΑΤΙΚΟ ΦΡΕΑΡ, ΜΕΛΕΤΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΕΩΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗΣ, ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΔΠ "ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗΚΕ", Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2009, (2HW4CW415C1011).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΦΡΕΑΡ ΠΡΟΣΒΑΣΗΣ, ΜΕΛΕΤΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΕΩΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗΣ, ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΔΠ "ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗΚΕ", Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2009, (2IW2CW415C1011).
- ο ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 2 "ΑΓΙΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ-ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ", ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ - ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ, ΜΕΛΕΤΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΕΩΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗΣ, ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΔΠ "ΩΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΘΗΚΕ", Κ/Ξ «J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε. - FCC CONSTRUCCION», ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2009, (2SW2CW415C1031).