



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ – ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΜΕΤΑΛΛΕΥΤΙΚΗΣ

«Τοίχοι αντιστήριξης οπλισμένης γης ως ακρόβαθρα γεφυρών:  
αριθμητική διερεύνηση με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων»

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΠΑΠΑΘΕΟΔΩΡΟΥ

Επιβλέπων: Ιωάννης Ε. Ζευγώλης  
Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2021





ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ - ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΜΕΤΑΛΛΕΥΤΙΚΗΣ

«Τοίχοι αντιστήριξης οπλισμένης γης ως ακρόβαθρα γεφυρών:  
αριθμητική διερεύνηση με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων»

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΠΑΠΑΘΕΟΔΩΡΟΥ

Επιβλέπων: Ιωάννης Ε. Ζευγώλης  
Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Εγκρίθηκε από την τριμελή επιτροπή στις 21/07/2021

Ζευγώλης Ιωάννης	Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ
Νομικός Παύλος	Καθηγητής ΕΜΠ
Λουπασάκης Κωνσταντίνος	Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2021



## Πρόλογος

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στο Εργαστήριο Τεχνολογίας Διάνοιξης Σηράγγων της Σχολής Μηχανικών Μεταλλείων - Μεταλλουργών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Αντικείμενο της εργασίας είναι η διερεύνηση της οπλισμένης γης ως ακρόβαθρο γέφυρας. Η οπλισμένη γη είναι μια αναπτυσσόμενη μέθοδος στην κατηγορία των έργων αντιστήριξης λόγω της οικονομικότητας και των τεχνικών της ιδιοτήτων. Ο συγκεκριμένος τύπος αντιστήριξης τείνει να αντικαταστήσει τις συμβατικές μεθόδους και πιο συγκεκριμένα σε εφαρμογές όπως τα ακρόβαθρα γέφυρας. Τέτοιες κατασκευές έχουν πραγματοποιηθεί στις μέρες μας όμως με την συνδρομή πασσάλου για την στήριξη της γέφυρας. Η συγκεκριμένη κατασκευή παρουσιάζει μερικά ελαττώματα, όπως:

- i. Η πολυπλοκότητα της κατασκευής που οφείλεται στην παρουσία πασσάλου ο οποίος διέρχεται εντός του οπλισμού ώστε να εδράζεται σε βαθύτερο στρώμα γης με καλά μηχανικά χαρακτηριστικά.
- ii. Οι προκαλούμενες διαφορικές καθιζήσεις που οφείλονται στην ύπαρξη του πασσάλου ο οποίος προκαλεί ακαμψία στο πέδιλο της γέφυρας ενώ η υπόλοιπη κατασκευή παρουσιάζει καθιζήσεις.
- iii. Το κόστος της κατασκευής αυξάνεται αρκετά με την χρήση του πασσάλου.

Στόχος της μελέτης είναι η κατασκευή (οπλισμένη γη) να έχει την δυνατότητα να αναλαμβάνει τα φορτία της ανωδομής (γέφυρας) καθώς και τις πλευρικές ωθήσεις του επιχώματος. Θα πραγματοποιηθεί ένα εύρος προσομοιώσεων που αφορά διαφορετικά μήκη γεφυρών, συνεπώς διαφορετικές συνθήκες φόρτισης της κατασκευής, όπως και διαφορετικά εδάφη θεμελίωσης. Όσον αφορά το έδαφος θεμελίωσης θα χρησιμοποιηθούν 4 διαφορετικοί τύποι με ποικίλες τιμές στη συμπίεστικότητα δηλαδή στο μέτρο ελαστικότητας. Στις εν λόγω προσομοιώσεις θα εξετασθούν οι καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις στην κορυφή της κατασκευής, οι εφελκυστικές δυνάμεις στον οπλισμό και οι οριζόντιες μετατοπίσεις στην παρειά του τοίχου.

## Ευχαριστίες

Σε αυτό το σημείο θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες για τον Κύριο Ιωάννη Ζευγώλη, επιβλέποντα καθηγητή της παρούσας διπλωματικής, για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε με την ανάθεση του συγκεκριμένου θέματος και την προθυμία του να με υποστηρίζει καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησής της. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους καθηγητές της κατεύθυνσης Γεωτεχνολογίας, οι οποίοι παρά τις δυσκολίες της τρέχουσας περιόδου κατάφεραν να συνεχίσουν με επιτυχία το εκπαιδευτικό τους έργο.

## Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εξετάζεται η δυνατότητα τοίχων αντιστήριξης οπλισμένης γης να λειτουργήσουν απευθείας ως ακρόβαθρα γέφυρας, χωρίς δηλαδή την παράλληλη χρήση πασσάλων για την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων της ανωδομής. Πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων για διαφορετικά φορτία ανωδομής, καθώς και διαφορετικές συνθήκες συμπίεσότητας του εδάφους θεμελίωσης της κατασκευής αντιστήριξης. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis, με θεώρηση συνθηκών επίπεδης παραμόρφωσης και υπό στατικές συνθήκες φόρτισης. Τα εδαφικά υλικά προσομοιώθηκαν με το καταστατικό προσομοίωμα Mohr – Coulomb. Στόχος των αναλύσεων είναι η διερεύνηση των οριακών καταστάσεων λειτουργίας. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα, οι κατακόρυφες μετατοπίσεις, δηλαδή οι καθιζήσεις που οφείλονται στα φορτία της γέφυρας είναι μικρές σε σχέση με τις καθιζήσεις που οφείλονται στο ίδιο βάρος της ίδιας της οπλισμένης γης. Αυτό σημαίνει ότι η ζώνη επιρροής των φορτίων της γέφυρας συνήθως εκτείνεται εντός της οπλισμένης γης και δεν επηρεάζει σημαντικά τη ζώνη θεμελίωσης. Επιπλέον, η απευθείας εφαρμογή των φορτίων της ανωδομής στην οπλισμένη γη (έναντι της χρήσης πασσάλων για τη μεταφορά των φορτίων σε βαθύτερα στρώματα) συντελεί στη μείωση των παρατηρούμενων διαφορικών καθιζήσεων στην περιοχή μετάβασης από το επίχωμα πρόσβασης στη γέφυρα. Τέλος, ως προς τις οριζόντιες μετατοπίσεις των εξωτερικών στοιχείων επένδυσης του τοίχου, διαπιστώθηκε η κρισιμότητα του ρόλου της συμπίεσότητας του εδάφους θεμελίωσης σε αυτές.

**Λέξεις Κλειδιά:** τοίχοι αντιστήριξης, ακρόβαθρα γέφυρας, οπλισμένη γη, πεπερασμένα στοιχεία, χαλύβδινες λάμες, καθιζήσεις, διαφορικές καθιζήσεις, εφελκυστικές δυνάμεις, οριζόντιες μετατοπίσεις

## Abstract

### **Mechanically stabilized earth wall abutments for bridge support: numerical investigation using the finite element method**

by *George Papatheodorou*

Thesis Submitted for the Degree

*Diploma (MEng) in Mining and Metallurgical Engineering*

School of Mining and Metallurgical Engineering

National Technical University of Athens

Supervisor: Dr. Ioannis E. Zevgolis  
Assistant Professor, NTUA

The possibility of using reinforced soil retaining walls as direct bridge abutments, i.e. without the use of pile foundations, is examined in the present Diploma Thesis. Using the finite element method, parametric analyses were performed for different bridge loads and different compressibility conditions of the foundation soil. Analyses were performed using Plaxis, for plane strain conditions and under static loading. The Mohr – Coulomb constitutive model was used. The purpose of the analyses was to investigate the serviceability limit states of the examined structures. Based on the results, the vertical displacements, i.e. the settlements that are caused by the bridge loads are small compared to the settlements that are caused by the self-weight of the reinforced soil structure itself. This means that the bridge loads practically dissipate with the reinforced soil mass and do not significantly affect the foundation soil. In addition, the direct application of the bridge loads upon the reinforced soil (instead of transmitting them in deeper layers through piles foundations) contributes to the decrease of the computed differential settlements at the transition area between the approaching embankment and the bridge. Last, in terms of horizontal displacements of the facing panels, it was concluded that the compressibility of the foundation soil plays a critical role upon them.

**Keywords:** Retaining walls, bridge abutments, bridge loads, Mechanically Stabilized Earth (MSE), reinforced soil, finite element method, steel strips, settlements, differential settlements, tensile forces, horizontal displacements



## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>1</b>	<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b> .....	<b>1</b>
1.1	Γενικά.....	1
1.2	Στόχος εργασίας.....	1
1.3	Δομή εργασίας.....	2
<b>2</b>	<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ</b> .....	<b>3</b>
2.1	Εισαγωγή.....	3
2.2	Εφαρμογή οπλισμένης γης σε ακρόβαθρο γέφυρας .....	4
2.3	Επιπτώσεις των φορτίων της ανωδομής.....	6
2.4	Σχεδιαστικές Παραδοχές .....	10
2.4.1	Εξωτερική Σταθερότητα .....	10
2.4.2	Εσωτερική Σταθερότητα.....	11
2.4.3	Σταθερότητα πεδίλου γέφυρας .....	12
2.4.4	Συνολική σταθερότητα πρανούς.....	13
2.5	Εκτιμήσεις καθιζήσεων.....	13
2.6	Περίληψη .....	16
<b>3</b>	<b>ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΩΝ</b> .....	<b>19</b>
3.1	Αρχές Σχεδιασμού.....	19
3.1.1	Γεωμετρία κατασκευής .....	19
3.1.2	Συνθήκες φόρτισης.....	20
3.1.3	Χαρακτηριστικά εδαφών.....	20
3.1.4	Πέδilo Γέφυρας.....	21
3.1.5	Χαρακτηριστικά Οπλισμού.....	21
3.2	Σενάρια Προσομοιώσεων .....	22
<b>4</b>	<b>ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΠΡΟΣΩΜΟΙΩΣΕΩΝ</b> .....	<b>24</b>
4.1	Εισαγωγή.....	24
4.2	Γεωμετρικές Παραδοχές.....	24
4.3	Προσομοίωση Των Δομικών Στοιχείων .....	25
4.3.1	Χαλύβδινες Λάμες .....	26
4.3.2	Panel Επένδυσης .....	28

4.3.3	Πλαστικές βάσεις (EPDM) .....	29
4.3.4	Πέδιλο γέφυρας (κάθισμα) .....	30
4.3.5	Θεμέλιο παρειάς .....	30
4.4	Προσομοίωση Διεπαφών .....	31
4.4.1	Γενικά.....	31
4.4.2	Προσομοίωση Διεπαφής εδάφους – οπλισμού.....	32
4.4.3	Προσομοίωση διεπαφής εδάφους – σκυροδέματος.....	34
<b>5</b>	<b>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ .....</b>	<b>39</b>
5.1	Εισαγωγή.....	39
5.2	Καθιζήσεις.....	39
5.3	Εφελκυστικές δυνάμεις στον οπλισμό .....	42
5.4	Οριζόντιες μετατοπίσεις στα panel επένδυσης .....	43
<b>6</b>	<b>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....</b>	<b>58</b>
6.1	Σύνοψη.....	58
6.2	Συμπεράσματα.....	58
<b>7</b>	<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....</b>	<b>60</b>

## Κατάλογος Εικόνων

Σχήμα 2.1 Μηχανισμός μεταφοράς δυνάμεων μεταξύ οπλισμού και κοκκώδους υλικού..	3
Σχήμα 2.2 Ακρόβαθρο γέφυρας στηριζόμενο σε πάσσαλο εντός της οπλισμένης γης.....	5
Σχήμα 2.3 Ακρόβαθρο γέφυρας στηριζόμενο απευθείας στην οπλισμένη γη.....	5
Σχήμα 2.4 Υποτιθέμενη κατανομή των κατακόρυφων συνισταμένων φορτίων.....	7
Σχήμα 2.5 Υποτιθέμενη κατανομή των οριζόντιων συνισταμένων φορτίων.....	8
Σχήμα 2.6 Θέση μέγιστων σημείων εφελκυσμού σε διαφορετικής γεωμετρίας πέδιλα γέφυρας.....	9
Σχήμα 2.7 Κύριες δυνάμεις περιλαμβανόμενες στο σχέδιο της κατασκευής.....	10
Σχήμα 2.8 Επισκόπηση του ελέγχου ευστάθειας της κατασκευής από οπλισμένη γη.....	13
Σχήμα 2.9 Προτεινόμενα όρια διαφορικών καθιζήσεων (after AASHTO, 2002).....	15
Σχήμα 3.1 Σχέδιο κατασκευής.....	19
Σχήμα 4.1 Βασικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά του μοντέλου.....	25
Σχήμα 4.2 Χαρακτηριστικό 5-node γραμμικό στοιχείο.....	26
Σχήμα 4.3 Προσομοίωση του οπλισμού σε ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης.....	27
Σχήμα 4.4 Stress – strain behavior of typical pad (based on data by Ergun, 2002).....	36
Σχήμα 4.5 Περιορισμός στην κλίμακα για την απόδοση των EPDM.....	36
Σχήμα 4.6 Προσομοίωση των EPDM σε ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης.....	36
Σχήμα 4.7 Απεικόνιση στοιχείων διεπαφής.....	37
Σχήμα 4.8 Συντελεστής φαινόμενης τριβής βασισμένος σε δοκιμές εξόλκευσης.....	37
Σχήμα 4.9 Μηχανισμός επίδρασης της αντίστασης λόγω διόγκωσης.....	37
Σχήμα 4.10 Απόδοση φαινόμενης τριβής σε ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης.....	38
Σχήμα 5.1 Γεωμετρία στην κορυφή της κατασκευής.....	47

No table of figures entries found.

## Κατάλογος Διαγραμμάτων

Διάγραμμα 5.1 Επιφανειακές καθιζήσεις (H1_L1_S2).....	47
Διάγραμμα 5.2 Επιφανειακές καθιζήσεις (H1_L2_S2).....	48
Διάγραμμα 5.3 Επιφανειακές καθιζήσεις (H1_L3_S2).....	48
Διάγραμμα 5.4 Διαφορά καθιζήσεων (H1_L1_S2).....	49
Διάγραμμα 5.5 Διαφορά καθιζήσεων (H1_L2_S2).....	49
Διάγραμμα 5.6 Διαφορά καθιζήσεων (H1_L3_S2).....	50
Διάγραμμα 5.7 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις οπλισμού (E=50MPa) .....	50
Διάγραμμα 5.8 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις οπλισμού (E=25MPa) .....	51
Διάγραμμα 5.9 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις οπλισμού (E=10MPa) .....	51
Διάγραμμα 5.10 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις οπλισμού (E=5MPa) .....	52
Διάγραμμα 5.11 Γραφικές παραστάσεις steel strips (E=50MPa) .....	52
Διάγραμμα 5.12 Γραφικές παραστάσεις steel strips (E=25MPa) .....	53
Διάγραμμα 5.13 Γραφικές παραστάσεις steel strips (E=10MPa) .....	53
Διάγραμμα 5.14 Γραφικές παραστάσεις steel strips (E=5MPa) .....	54
Διάγραμμα 5.15 Οριζόντιες μετακινήσεις στα panel επένδυσης (H1_L3_S2) .....	54
Διάγραμμα 5.16 Οριζόντιες μετακινήσεις στα panel επένδυσης (H1_L2_S2) .....	55
Διάγραμμα 5.17 Οριζόντιες μετακινήσεις στα panel επένδυσης (H1_L1_S2) .....	55
Διάγραμμα 5.18 Οριζόντιες μετατοπίσεις στα panel επένδυσης (E=50MPa) .....	56
Διάγραμμα 5.19 Οριζόντιες μετατοπίσεις στα panel επένδυσης (E=25MPa) .....	56
Διάγραμμα 5.20 Οριζόντιες μετατοπίσεις στα panel επένδυσης (E=10MPa) .....	57
Διάγραμμα 5.21 Οριζόντιες μετατοπίσεις στα panel επένδυσης (E=5MPa) .....	57

## Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 3.1 Κατακόρυφα φορτία για διαφορετικά μήκη γέφυρας .....	20
Πίνακας 3.2 Διατμητικές ιδιότητες και ειδικά βάρη εδαφών .....	21
Πίνακας 3.3 Συνδυασμοί για διαφορετικά φορτία .....	22
Πίνακας 3.4 Αποτελέσματα αναλύσεων έναντι φέρουσας ικανότητας (ελάχιστος συντελεστής $\geq 2.5$ ) .....	22
Πίνακας 3.5 Αποτελέσματα αναλύσεων έναντι ολίσθησης (ελάχιστος συντελεστής $\geq 1.5$ ) .....	22
Πίνακας 3.6 Αποτελέσματα αναλύσεων έναντι ανατροπής (ελάχιστος συντελεστής $\geq 2$ )	23
Πίνακας 5.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κάθε μοντέλου .....	44
Πίνακας 5.2 Παράμετροι Mohr Coulomb .....	45
Πίνακας 5.3 Καθιζήσεις στο σημείο C (H1_L1_S2) .....	45
Πίνακας 5.4 Καθιζήσεις στο σημείο C (H1_L2_S2) .....	45
Πίνακας 5.5 Καθιζήσεις στο σημείο C (H1_L3_S2) .....	45
Πίνακας 5.6 Λόγος $\Delta / L$ (σχετική στρόφη) .....	45
Πίνακας 5.7 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις οπλισμού ( $E=50\text{MPa}$ ) .....	46
Πίνακας 5.8 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις οπλισμού ( $E=25\text{MPa}$ ) .....	46
Πίνακας 5.9 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις οπλισμού ( $E=10\text{MPa}$ ) .....	46
Πίνακας 5.10 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις οπλισμού ( $E=5\text{MPa}$ ) .....	46
Πίνακας 5.11 Οριζόντιες μετατοπίσεις στη βάση της κατασκευής .....	46
Πίνακας 5.12 Σχετικές οριζόντιες μετατοπίσεις .....	47

# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 Γενικά

Η οπλισμένη γη είναι μια ελκυστική μέθοδος αντιστήριξης σε αντικατάσταση των παραδοσιακών τοίχων συγκράτησης, λόγω της τεχνικής και της οικονομικότητας της. Στο εύρος των εφαρμογών, η οπλισμένη γη είναι μια σταδιακά αναπτυσσόμενη επιλογή ως ακρόβαθρο γεφυρών. Συγκεκριμένη η εφαρμογή αυτή, βασίζεται στην ανεξάρτητη υποστήριξη της γέφυρας, μέσω της κατασκευής πασσάλων θεμελίωσης, οι οποίοι εισέρχονται εντός της οπλισμένης γης έως το βάθος όπου παρουσιάζεται ασυμπίεστο έδαφος με προφίλ καλών μηχανικών χαρακτηριστικών. Με αυτόν τον τρόπο, η οπλισμένη γη λειτουργεί ως αρωγός για την πλευρική συγκράτηση του επιχώματος προσέγγισης. Η τεχνική αυτή ωστόσο, προξενεί πληθώρα προβλημάτων τόσο σε κατασκευαστικό όσο και σε λειτουργικό επίπεδο. Αρχικά σε κατασκευαστικό επίπεδο, απαιτείται η διέλευση του πασσάλου μέσω του οπλισμού, με αποτέλεσμα είτε την καταστροφή του είτε την λανθασμένη τοποθέτησή του. Επιπλέον η υποστήριξη της γέφυρας, η οποία είναι άκαμπτη σε σχέση με τη οπλισμένη γη, έχει ως αποτέλεσμα την εκδήλωση διαφορικών καθιζήσεων. Αυτές δημιουργούνται μεταξύ της γέφυρας, της οπλισμένης γης και του επιχώματος. Ένα ακόμα σημαντικό μειονέκτημα της τεχνικής αυτής, είναι η αύξηση του συνολικού κόστους λόγω της κατασκευής του πασσάλου, καθώς σε πολλές περιπτώσεις το βάθος έδρασης αυξάνει σημαντικά για την εύρεση ισχυρών σχηματισμών θεμελίωσης. Σε πολλές περιπτώσεις, έχει γίνει μελέτη έτσι ώστε τα φορτία της γέφυρας πέρα των πλευρικών ωθήσεων του επιχώματος να αναλαμβάνονται από την οπλισμένη γη. Μέσω της συγκεκριμένης τεχνικής δεν απαιτείται η κατασκευή πασσάλου, με αποτέλεσμα την σημαντική μείωση των ζητημάτων.

## 1.2 Στόχος εργασίας

Στόχος της εργασίας είναι η έρευνα της απόδοσης της οπλισμένης γης, ως ακρόβαθρο γέφυρας, το οποίο να αναλαμβάνει τόσο τα φορτία της γέφυρας όσο και τις πλευρικές ωθήσεις από το επίχωμα. Απώτερο σκοπό της συγκεκριμένης έρευνας αποτελεί η καταγραφή καθιζήσεων στην κορυφή της κατασκευής καθώς και η ανάπτυξή τους σε διαφορετικές συνθήκες φόρτισης και σε διαφορετικά εδάφη θεμελίωσης. Επίσης, οι εφελκυστικές δυνάμεις αξιολογούνται στα παραπάνω σενάρια, όπου αναπτύσσονται στον οπλισμό της κατασκευής, όπως και οι οριζόντιες μετατοπίσεις που εμφανίζονται στα panel επένδυσης.

### 1.3 Δομή εργασίας

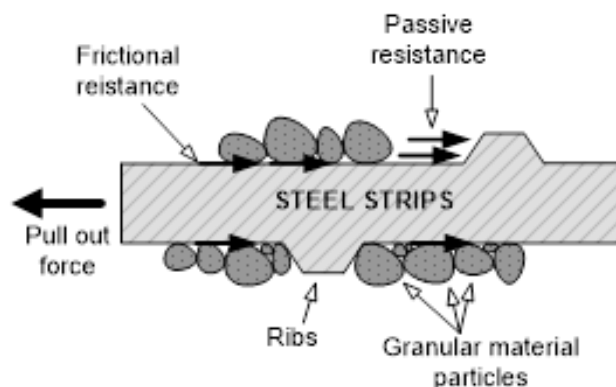
Η παρούσα διπλωματική εργασία αποτελείται από τα εξής επτά κεφάλαια:

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ: Στην εισαγωγή καταγράφονται μερικά γενικά στοιχεία για την οπλισμένη γη, πως κατασκευάζεται ως ακρόβαθρο γέφυρας τη σημερινή εποχή και ποια η χρήση της. Επίσης, παρουσιάζονται τα προβλήματα που προκαλεί η συγκεκριμένη τεχνική και πως γίνεται εφικτή η βελτίωση της κατασκευής, ώστε να αποληφθούν τα καλύτερα αποτελέσματα.
2. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ: Στο κεφάλαιο της βιβλιογραφικής ανασκόπησης παρουσιάζονται λεπτομερώς οι εφαρμογές της οπλισμένης γης ως ακρόβαθρο γέφυρας. Επιπλέον, εξηγείται ποια είναι επίδραση των φορτίων της ανωδομής, πως κατανέμονται οι τάσεις κάτω από το πέδιλο της γέφυρας και οι επιπτώσεις τους στην κατασκευή. Στη συνέχεια, θα αναφέρονται οι σχεδιαστικές παραδοχές που οφείλει να πληροί ο σχεδιασμός της κατασκευής, όπως η εξωτερική και εσωτερική σταθερότητα, η ευστάθεια του πεδίου της γέφυρας καθώς και η συνολική ευστάθεια του πρσανούς.
3. ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΩΝ: Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο θα αναφερθούν η γενική γεωμετρία της κατασκευής, τα μήκη των γεφυρών που θα εδράζονται στο ακρόβαθρο και σε τι φορτία αντιστοιχεί η κάθε μία. Επιπροσθέτως, θα παρουσιαστούν οι μηχανικές ιδιότητες των εδαφών απο τι οποίες αποτελείται η κατασκευή, η θεμελίωση καθώς και τα χαρακτηριστικά του οπλισμού που θα χρησιμοποιηθεί. Τέλος, παρατίθενται τα σενάρια των προσομοιώσεων που θα αναλυθούν εξίσου διεξοδικά.
4. ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΩΝ: Προκειμένου ένα τρισδιάστατο πρόβλημα, όπως το συγκεκριμένο, να ερθεί εις πέρας με την δυνατότερη εφικτή απόδοση σε λογισμικό δυσδιάστατης ανάλυσης (Plaxis), αποτελεί απαραίτητη προϋπόθεση να γίνουν κάποιες παραδοχές. Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο, γίνεται η ανάλυσή των παραδοχών αυτών, οι οποίες σχετίζονται με τη γεωμετρία της κατασκευής, τον οπλισμό, τις πλαστικές βάσεις, το πέδιλο της γέφυρας, το θεμέλιο της παρειάς καθώς και οι διεπαφές στο εσωτερικό της κατασκευής.
5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ: Αφού διεξαχθούν όλες οι αναλύσεις στο πρόγραμμα των πεπερασμένων στοιχείων Plaxis, στο κεφάλαιο 5 θα μελετηθούν και θα σχολιαστούν τα αποτελέσματά τους. Πιο συγκεκριμένα, γίνεται μελέτη των καθιζήσεις στην κορυφή της κατασκευής, των εφελκυστικών δυνάμεων, που αναπτύσσονται στον οπλισμό και των οριζόντιων μετατοπίσεων των Panel επένδυσης, που έγιναν για διαφορετικές συνθήκες φόρτισης και διαφορετικές συμπίεσότητες του εδάφους θεμελίωσης.
6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ: Παρουσιάζονται τα συμπεράσματα των ανωτέρω αναλύσεων και παρατίθενται προτάσεις για περαιτέρω μελέτη.

## 2 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

### 2.1 Εισαγωγή

Οι κατασκευές από οπλισμένη γη, γνωστές και ως mechanically stabilized earth (mse) walls, περιλαμβάνονται στην βιβλιογραφία του πολιτικού μηχανικού εδώ και 55 χρόνια (vidal, 1966). Πρόκειται για έναν ειδικό τύπο κατασκευών συγκράτησης γης, αποτελούμενο κυρίως από τα ακόλουθα τρία στοιχεία: το εδαφικό υλικό πλήρωσης, το οποίο είναι συνήθως από κοκκώδες έδαφος, τον οπλισμό ο οποίος μπορεί να είναι μεταλλικός ή από γεωσυνθετικό υλικό και τα panel επένδυσης. Αρχικά, οι τοίχοι αντιστήριξης από οπλισμένη γη μπορούν να θεωρηθούν ως σύνθετες κατασκευές, όπου η σταθερότητα του υλικού πλήρωσης και η ικανότητα συγκράτησης του επιχώματος επιτυγχάνεται από τον οπλισμό. (Schlosser and Vidal 1969, Vidal 1969, Lee et al. 1973, Ingold 1982). Οι ανθεκτικές σε εφελκυσμό προσθήκες παρέχουν τη δύναμη και την εσωτερική συγκράτηση που λείπουν σε κοκκώδη εδάφη πλήρωσης. Ανάλογα με τον τύπο ενίσχυσης, οι τάσεις μεταφέρονται μεταξύ του υλικού πλήρωσης και του οπλισμού μέσω τριβής στη διεπαφή, παθητική αντίσταση στη διεπαφή των σωματιδίων ή συνδυασμό και των δύο. (Schlosser and Elias 1979, Schlosser and Guilloux 1981, Schlosser and Bastick 1991). Το σχήμα 2.1 δείχνει τους μηχανισμούς μεταφοράς της τάσης όταν το υλικό ενίσχυσης είναι χαλύβδινες λάμες. Σήμερα, οι κατασκευές από οπλισμένο έδαφος έχουν γίνει μια ελκυστική εναλλακτική λύση για τους παραδοσιακούς τοίχους αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος. Έχουν ένα ευρύ φάσμα εφαρμογών, όπως τοίχους συγκράτησης, ακρόβαθρα γεφυρών, θαλάσσια τείχη, βιομηχανικά τείχη αποθήκευσης κλπ. (Jones, 1996). Σε σύγκριση με τα παραδοσιακά τείχη, προσφέρουν δύο μεγάλα πλεονεκτήματα: είναι συχνά πιο οικονομικά και, λόγω της εγγενούς ευελιξίας τους, μπορούν να ανεχθούν σχετικά μεγάλες διαφορικές καθιζήσεις χωρίς υπερβολική κατασκευαστική αστοχία. (Mitchell and Christopher 1990, Schlosser 1990).



Σχήμα 2.1 Μηχανισμός μεταφοράς δυνάμεων μεταξύ οπλισμού και κοκκώδους υλικού

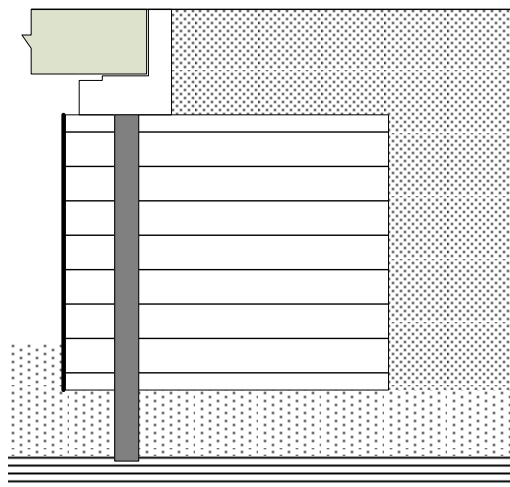


## 2.2 Εφαρμογή οπλισμένης γης σε ακρόβαθρο γέφυρας

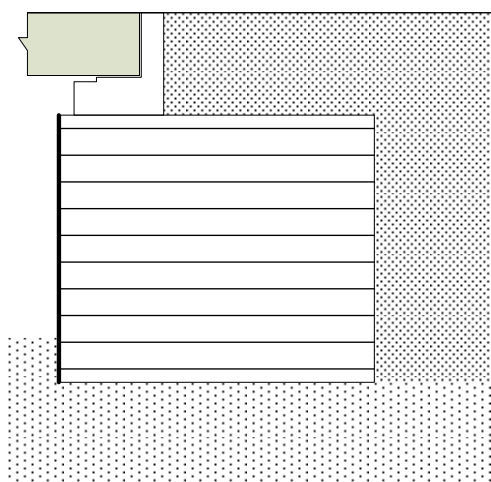
Οι κατασκευές οπλισμένης γης έχουν χρησιμοποιηθεί εκτενώς ως πλευρική αντιστήριξη αυτοκινητόδρομων, ράμπες προσέγγισης και ως τοίχοι ακρόβαθρων γεφυρών. Στην πραγματικότητα, όχι πολύ μετά την εισαγωγή της τεχνολογίας του οπλισμένου εδάφους, στα τέλη της δεκαετίας του 1960, διαπιστώθηκε ότι αυτή η τεχνολογία θα μπορούσε εύκολα να προσαρμοστεί στην κατασκευή ακρόβαθρων για την άμεση υποστήριξη γεφυρών (Jurán et al. 1979). Από το 1969 έως το 1977, μια σειρά από κατασκευές, είτε πειραματικά πρωτότυπα είτε ακρόβαθρα εν χρήσει, κατασκευάστηκαν κυρίως στη Γαλλία και παρείχαν την ευκαιρία να διερευνηθεί η επίδραση των συνισταμένων φορτίων σε μια μηχανικά σταθεροποιημένη γήινη κατασκευή. Αυτές οι κατασκευές ήταν το βιομηχανικό στήριγμα στο Στρασβούργο (1969), ο τοίχος διπλής όψης στο Dunkirk (1970), το στήριγμα εν χρήσει στο Thionville (1972), το πειραματικό μοντέλο φυσικής κλίμακας στη Λιλ (1973-74), τα στήριγματα στο Triel (1975) και στο Angers (1977). Στις Ηνωμένες Πολιτείες, η έννοια και οι αρχές της τεχνολογίας οπλισμένου εδάφους εισήχθησαν το 1969 (Vidal, 1969). Το 1970, η FHWA ξεκίνησε μια σειρά πειραματικών έργων προκειμένου να αξιολογήσει αυτόν τον νέο τύπο γήινων κατασκευών (Demonstration Project 18: Reinforced Earth Construction). Μέχρι το 1979, δεκάδες τοίχοι οπλισμένης γης είχαν ήδη κατασκευαστεί σε όλη τη χώρα (Goughnour και DiMaggio, 1979). Μεταξύ αυτών, πολλοί είχαν τη χρήση ως ακρόβαθρα γεφυρών. Τα πρώτα κατασκευάστηκαν το 1974 στο Lovelock της Νεβάδας για να υποστηρίξουν μια προκατασκευασμένη γέφυρα 21 μέτρων (Hanna, 1977). Μέχρι το τέλος του 1977, 22 ακρόβαθρα από οπλισμένο έδαφος και τοίχοι αντιστήριξης κατασκευάστηκαν σε πολλές πολιτείες των ΗΠΑ (McKittrick, 1979).

Υπάρχουν δύο τύποι ακρόβαθρων γεφυρών που συνδέονται με τους τοίχους οπλισμένης γης (Egan, 1984; Boyd, 1988; Jones, 1996; Anderson and Brabant, 2005). Στον πρώτο τύπο χρησιμοποιείται ένας πάσσαλος ο οποίος διέρχεται εντός της οπλισμένης γης και προσφέρει υποστήριξη στο ακρόβαθρο ενώ ο τοίχος οπλισμένου εδάφους προσφέρει μόνο πλευρική στήριξη στο πίσω επίχωμα. (σχήμα 2.2). Η κατασκευή γίνεται πρώτα με την τοποθέτηση του πασσάλου και στη συνέχεια της οπλισμένης γης. Αυτός ο τύπος σχεδιασμού περιπλέκει τη διαδικασία κατασκευής και αυξάνει το κόστος λόγω της χρήσης βαθιών θεμελίων έως και 25% (Seow και Noël, 1994; Brabant, 2001). Επιπλέον, οι διαφορετικές δυσκαμψίες προκαλούν διαφορικές καθιζήσεις μεταξύ της γέφυρας, του οπλισμένου εδάφους και του πίσω επιχώματος. Σε ορισμένες περιπτώσεις, αυτά τα προβλήματα μπορούν να αποφευχθούν ή να ελαχιστοποιηθούν εάν η οπλισμένη γη έχει σχεδιαστεί όχι μόνο για να συγγρατεί το επίχωμα προσέγγισης, αλλά και για να στηρίζει τη γέφυρα. Στον δεύτερο τύπο σχεδιασμού, το deck της γέφυρας τοποθετείται πάνω σε ένα πέδιλο το οποίο είναι απευθείας τοποθετημένο πάνω στην οπλισμένη γη. Αυτό σημαίνει ότι η

κατασκευή θα πρέπει να σχεδιαστεί έτσι ώστε να αναλαμβάνει όχι μόνο τις πιέσεις λόγω του επιχώματος αλλά και τα φορτία της υπερκατασκευής (γέφυρας και πεδίου).



Σχήμα 2.2 Ακρόβαθρο γέφυρας στηριζόμενο σε πάσσαλο εντός της σπλισμένης γης



Σχήμα 2.3 Ακρόβαθρο γέφυρας στηριζόμενο απευθείας στην σπλισμένη γη

Επί του παρόντος, οι μέθοδοι σχεδιασμού βασίζονται σε ανάλυση οριακής ισορροπίας και αντιμετωπίζουν τα τελικά όρια αντίστασης σε σχέση με την εξωτερική και εσωτερική σταθερότητα ακολουθώντας μια ημι-εμπειρική προσέγγιση. Πιο πρόσφατα, τα αριθμητικά μοντέλα επέτρεψαν την ανάπτυξη πιο γενικών μεθόδων από τις προηγούμενες ιδιόκτητες μεθόδους (Rowe and Ho, 1987 ; Nagoa et al., 1988 ; Adib et al., 1990 ; Christopher et al., 1990 ; Sharma et al., 1994).

Οι μέθοδοι σχεδιασμού για σπλισμένο έδαφος που χρησιμοποιούνται ως ακρόβαθρα γεφυρών ακολουθούν τις ίδιες αρχές με αυτές για τις συμβατικές κατασκευές σπλισμένου εδάφους (Ministère des Transports, 1979 ; Egan, 1984) . Η διαφορά μεταξύ των δύο είναι η παρουσία μεγάλων συνισταμένων φορτίων λόγω της υπερκατασκευής της γέφυρας. Αυτό σημαίνει ότι η σπλισμένη γη χρησιμεύει όχι μόνο ως δομή συγκράτησης, αλλά και ως κατασκευή που αναλαμβάνει

επιφορτίσεις. Η ανάλυση αυτών των δύο λειτουργιών βασίζεται στην αρχή της superposition: οι δυνάμεις ή οι μετατοπίσεις που παράγονται σε οποιοδήποτε σημείο του τοιχώματος από το συνδυασμένο και ταυτόχρονο αποτέλεσμα της διπλής λειτουργίας μπορεί να αξιολογηθεί προσθέτοντας (superimposing) τις δυνάμεις ή μετατοπίσεις που παράγονται από κάθε λειτουργία ξεχωριστά. Η αρχή της superposition ισχύει για γραμμικά ελαστικά στερεά. Ωστόσο, με βάση εργαστηριακά πειράματα, μοντέλα πλήρους-κλίμακας, και θεωρητικές αναλύσεις κυρίως με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, η δυνατότητα εφαρμογής στην περίπτωση των ακρόβαθρων οπλισμένης γης φαίνεται να είναι αρκετά λογική (Juran et al, 1979. ; Bastick, 1985b ; Bastick , 1985α).

### 2.3 Επιπτώσεις των φορτίων της ανωδομής

Τα κάθετα και τα οριζόντια συνιστάμενα φορτία που εφαρμόζονται από την κατασκευή στο οπλισμένο έδαφος αυξάνουν το μέγεθος της προκαλούμενης εφελκυστικής τάσης και επηρεάζουν τη θέση των σημείων της μέγιστης εφελκυστικής τάσης εντός του οπλισμένου εδάφους.

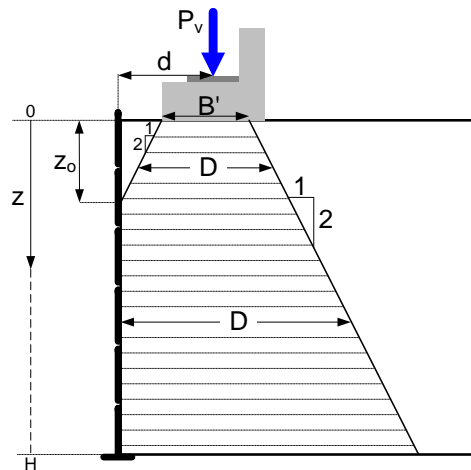
Έχει διαπιστωθεί ότι κάθετα συνιστάμενα φορτία διανέμονται σε όλη τη μάζα του εδάφους, ακολουθώντας σχεδόν μια κατανομή Boussinesq (Juran et al., 1979 ; Bastick, 1985α). Για σχεδιαστικούς σκοπούς, έχει προσαρμοστεί η απλή και πιο συντηρητική διανομή 2V:1H ( AASHTO, 2002 ) . Για παράδειγμα, για μία πεδιλοδοκό, η αύξηση της κατακόρυφης τάσης λόγω των φορτίων, για οποιοδήποτε δεδομένο βάθος, δίνεται από τον τύπο ( Elias et al., 2001 ):

$$[2.1] \quad \Delta\sigma_v = \frac{P_v}{D}$$

όπου

$$[2.2] \quad D = \begin{cases} B' + z & \text{for } z \leq z_0 \\ \frac{B' + z}{2} + d & \text{for } z \geq z_0 \end{cases}$$

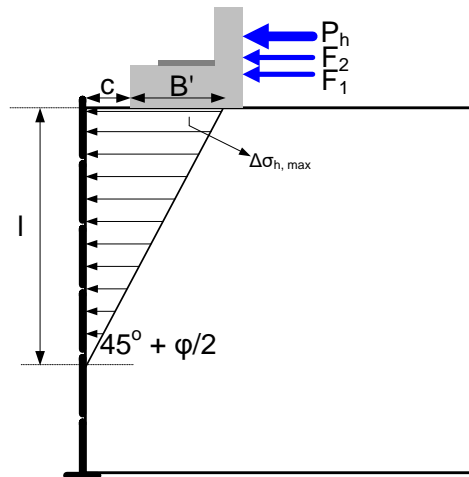
όπου  $\Delta\sigma_v$  είναι η αύξηση της κατακόρυφης τάσης, το  $P_v$  είναι το συνισταμένο κατακόρυφο φορτίο ανά γραμμικό μέτρο πεδλιοδοκού, το  $D$  είναι το πραγματικό πλάτος του εφαρμοζόμενου φορτίου σε οποιοδήποτε βάθος, το  $B'$  είναι το πραγματικό πλάτος της βάσης (ίσο με το ονομαστικό πλάτος μειωμένο κατά δύο φορές την εκκεντρότητα, δηλαδή  $B' = B - 2e$ , το  $z_0$  είναι το βάθος όπου το  $D$  τέμνει την όψη του τοίχου,  $d$  είναι η απόσταση μεταξύ της κεντρικής γραμμής του πέλματος και της όψης του τοίχου και το  $z$  είναι το βάθος στο οποίο υπολογίζονται οι δυνάμεις εφελκυσμού ( $0 \leq z \leq H$ ). Το Σχήμα 2.4 δείχνει μια σχηματική αναπαράσταση της κατανομής 2V: 1H.



Σχήμα 2.4 Υποτιθέμενη κατανομή των κατακόρυφων συνισταμένων φορτίων

Η κατανομή των οριζόντιων φορτίων προσεγγίζεται κατά Rankine όπως στο

**Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε.**



Σχήμα 2.5 Υποτιθέμενη κατανομή των οριζόντιων συνισταμένων φορτίων

Η μέγιστη αύξηση των οριζόντιων τάσεων εξαιτίας αυτών των φορτίων δίνεται από (Elias et al. 2001):

$$[2.3] \quad \Delta\sigma_{h,max} = \frac{2F}{l}$$

with

$$[2.4] \quad F = P_h + F_1 + F_2$$

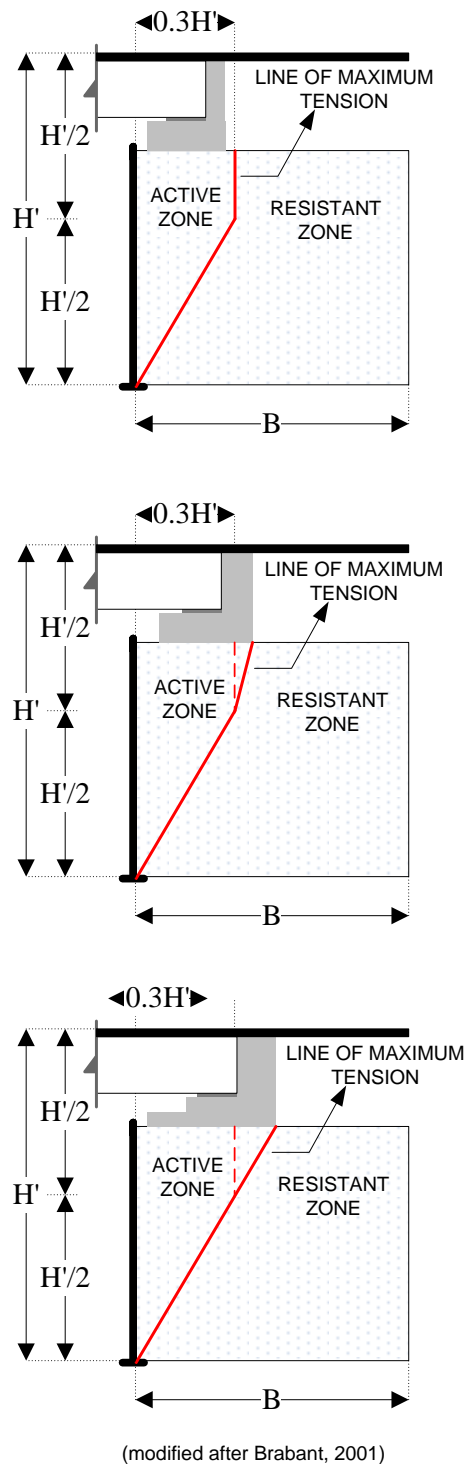
and

$$[2.5] \quad l = (c + B') \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

όπου  $\Delta\sigma_{h,max}$  είναι η μέγιστη αύξηση των οριζόντιων τάσεων,  $P_h$  είναι το συνισταμένο οριζόντιο φορτίο ανά γραμμικό μέτρο της πεδλιοδοκού, το  $F_1$  είναι η πλευρική δύναμη λόγω γεωστατικών πιέσεων, το  $F_2$  είναι η πλευρική δύναμη λόγω οδικής επιφόρτισης,  $c$  είναι η απόσταση μεταξύ της επένδυσης και του εμπρόσθιου άκρου της βάσης,  $l$  είναι το βάθος της πλήρους εξάλειψης του οριζόντιου φορτίου και  $\phi$  είναι η γωνία τριβής του σπλισμένου εδάφους.

Πρώιμη έρευνα έδειξε ότι η επιφάνεια αστοχίας που αναπτύσσεται στην σπλισμένη γη ορίζει δύο ζώνες εντός της δομής: την ενεργή ζώνη, στην οποία οι τάσεις διάτμησης κατευθύνονται προς τα έξω και οδηγούν σε μείωση των δυνάμεων εφελκυσμού και της ανθεκτικής ζώνη, στην οποία οι διατμητικές τάσεις κατευθύνονται προς τα μέσα, εμποδίζοντας την ολίσθηση των στοιχείων ενίσχυσης (Schlosser and Long, 1974 ; Chang and Forsyth, 1977 ; Ingold, 1982). Τα σημεία μέγιστης τάσης εφελκυσμού θεωρείται ότι συμπίπτουν με την επιφάνεια αστοχίας. Σε συμβατικούς τοίχους σπλισμένης γης, η θέση των σημείων αυτών εξαρτάται κυρίως από τον τύπο ενίσχυσης που χρησιμοποιείται. Στην περίπτωση μη όλκιμου σπλισμού, που είναι ο στόχος της τρέχουσας έρευνας, ο τόπος θεωρείται ότι είναι διγραμμικός και ποικίλλει ανάλογα με το βάθος. Στην περίπτωση όμως της

οπλισμένης γης, έχει παρατηρηθεί ότι η θέση αυτή μπορεί να αλλάξει ανάλογα κυρίως με τη γεωμετρία της βάσης ( Kennedy et al., 1980 ; Laba et al., 1984 ; Bastick, 1985b ). Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.6, οι θέσεις των σημείων μέγιστης εφελκυστικής τάσης έχουν μετατοπιστεί προκειμένου να τέμνουν το πίσω μέρος του πεδίου έδρασης της γέφυρας.

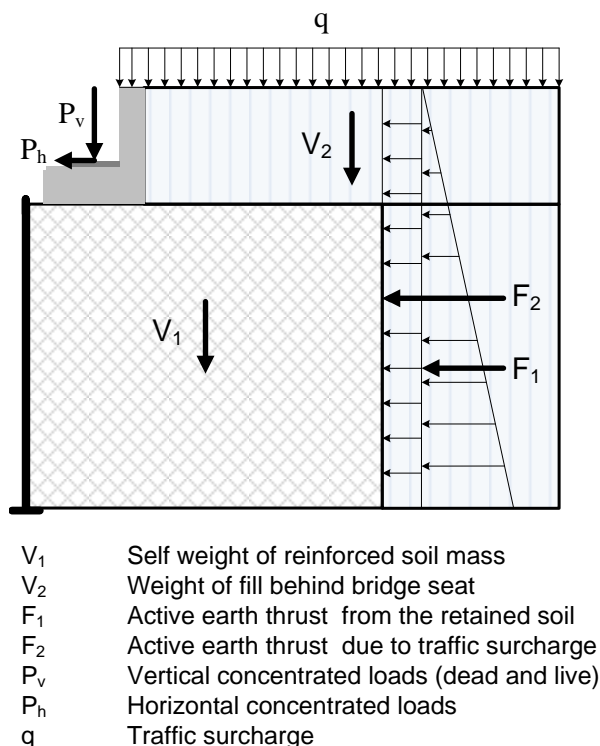


Σχήμα 2.6 Θέση μέγιστων σημείων εφελκυσμού σε διαφορετικής γεωμετρίας πέδιλα γέφυρας.

## 2.4 Σχεδιαστικές Παραδοχές

### 2.4.1 Εξωτερική Σταθερότητα

Όσον αφορά την εξωτερική σταθερότητα, τα ακρόβαθρα από σπλισμένο έδαφος αναλύονται παρόμοια με τα συμβατικά τοιχώματα σπλισμένου εδάφους και άλλους τύπους τοίχων βαρύτητας, δηλαδή το ενισχυμένο υλικό πλήρωσης θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ως άκαμπτο σώμα για σκοπούς περιορισμού της ισορροπίας (Schlosser and Bastick, 1991). Σημαντικές δυνάμεις που λαμβάνονται υπόψη είναι η ενεργητική ώθηση γαιών από το επίχωμα προσέγγισης ( $F_1$ ), το βάρος της ενισχυμένης εδαφικής μάζας συμπεριλαμβανομένης της πλήρωσης που βρίσκεται πίσω από το πέδιλο γέφυρας ( $V_1 + V_2$ ), τα κάθετα και οριζόντια φορτία που μεταφέρονται μέσω του πεδίου της γέφυρας, και τα πρόσθετα οδικά φορτία ( $q$ ). (Σχήμα 2.7).



Σχήμα 2.7 Κύριες δυνάμεις περιλαμβανόμενες στο σχέδιο της κατασκευής

Η σταθερότητα πρέπει να επαληθεύεται όσον αφορά την ανατροπή γύρω από τον πόδα, την ολίσθηση στη βάση και τη φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης (Elias et al., 2001). Εγχειρίδια σχεδίασης, όπως το AASHTO (2002), παρέχουν λεπτομέρειες σχετικά με τη χρήση των εμπλεκόμενων δυνάμεων στους υπολογισμούς σταθερότητας για κάθε λειτουργία. Οι συντελεστές ασφαλείας (FSs) πρέπει να είναι τουλάχιστον  $FS_{OT} = 2,0$  για ανατροπή,  $FS_{SL} = 1,5$  για ολίσθηση και  $FS_{BC} = 2,5$  για φέρουσα ικανότητα. Η ευκαμψία της σπλισμένης γης έχει ευνοϊκή επίδραση

στη φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης. Επομένως, το  $FS_{BC}$  μπορεί να είναι μικρότερο από ό,τι στην περίπτωση άκαμπτων οπλισμένων τοιχοποιιών για τα οποία συνήθως απαιτείται  $FS_{BC} > 3$ .

## 2.4.2 Εσωτερική Σταθερότητα

Η εσωτερική σταθερότητα της οπλισμένης γης σχετίζεται με την αστοχία σε εφελκυσμό και εξόλκευση των στοιχείων οπλισμού. Και οι δύο τρόποι αστοχίας μπορεί να οδηγήσουν σε μεγάλες κινήσεις και πιθανή κατάρρευση της κατασκευής. Οι ελάχιστοι συνιστώμενοι συντελεστές ασφαλείας για τους δύο τρόπους αστοχίας είναι (Elias et al., 2001 ; AASHTO, 2002) :  $FS_{PO} = 1,5$  για αστοχία εξόλκευσης και  $FS_{TF} = 1,8$  για αστοχία εφελκυσμού χαλύβδινων λορίδων.

Η αστοχία σε εφελκυσμό εμφανίζεται όταν οι δυνάμεις εφελκυσμού στα στοιχεία οπλισμού γίνονται μεγαλύτερες από την εφελκυστική αντοχή τους, με αποτέλεσμα να επιμηκύνουν υπερβολικά και να σπάσουν. Η μέγιστη δύναμη εφελκυσμού σε κάθε στρώση οπλισμού ανά μονάδα μήκους τοίχου δίνεται από:

$$[2.6] \quad T_{\max} = \sigma_h S_v$$

όπου  $\sigma_h$  είναι η οριζόντια τάση στο βάθος στο οποίο υπολογίζονται οι δυνάμεις εφελκυσμού και το  $S_v$  είναι η κατακόρυφη απόσταση των στρωμάτων οπλισμού. Η οριζόντια τάση δίνεται από:

$$[2.7] \quad \sigma_h = K_r (\sigma_v + \Delta\sigma_v + q) + \Delta\sigma_h$$

όπου  $\sigma_v$  είναι η κατακόρυφη τάση λόγω του βάρους σε ένα δεδομένο βάθος,  $\Delta\sigma_v$  είναι η αύξηση της κατακόρυφης τάσης λόγω των κάθετων συνισταμένων φορτίων από τη γέφυρα, το  $q$  είναι το ομιόμορφο κατανεμημένο φορτίο (εάν υπάρχει),  $\Delta\sigma_h$  είναι η αύξηση της οριζόντιας τάσης λόγω πιθανών οριζόντιων συνισταμένων φορτίων και το  $K_r$  είναι ένας συντελεστής πλευρικής πίεσης γαιών που για χαλύβδινες λορίδες οπλισμού δίνεται από:

$$[2.8] \quad K_r = \begin{cases} K_a \left( 1.7 - \frac{z}{12} \right) & \text{for } 0 \leq z \leq 6 \text{ m} \\ 1.2 & \text{for } z \geq 6 \text{ m} \end{cases}$$

όπου  $K_a$  είναι ο συντελεστής της πλευρικών ωθήσεων γαιών με βάση τη θεωρία του Coulomb.



Η αστοχία σε εξόλκευση λαμβάνει χώρα όταν η εφελκυστική δύναμη γίνεται μεγαλύτερη από την απαιτούμενη δύναμη για να εξέλθουν τα στοιχεία οπλισμού από το έδαφος. Για οπλισμό από χαλύβδινες λάμες η αντίσταση σε εξόλκευση για κάθε λάμα δίνεται από τον ακόλουθο τύπο.

$$[2.9] \quad P_R = 2 b (\sigma_v + \Delta \sigma_v) f^* L_a$$

Όπου  $b$  είναι το πλάτος της λάμας,  $f^*$  είναι ο συντελεστής φαινομενικής τριβής και  $L_a$  είναι το μήκος των οπλισμών εντός της περιοχής αντίστασης. Ο συντελεστής της φαινομενικής τριβής δίνεται από:

$$[2.10] \quad f^* = \begin{cases} (1.2 + \log C_u) - \frac{(1.2 + \log C_u) - \tan \phi}{6} z & \text{for } 0 \leq z \leq 6 \text{ m} \\ \tan \phi & \text{for } z \geq 6 \text{ m} \end{cases}$$

Όπου  $C_u = D_{60}/D_{10}$  και  $\phi$  είναι ο συντελεστής ομοιομορφίας και η γωνία τριβής αντίστοιχα, για το οπλισμένο έδαφος. Αν ο συντελεστής  $C_u$  είναι άγνωστος, τον θεωρούμε ως συνήθη τιμή ίση με 4. Να σημειωθεί ότι για σκοπό σχεδιασμού το  $f^*$  πρέπει πάντα να είναι μικρότερο του 2.

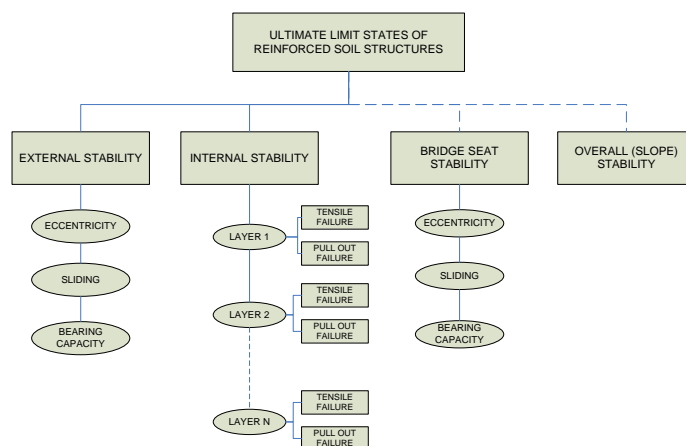
### 2.4.3 Σταθερότητα πεδίου γέφυρας

Η αναλογία του πεδίου της γέφυρας στην κορυφή του οπλισμένου εδάφους εξαρτάται από μια σειρά παραγόντων, όπως το deck και οι δοκοί της γέφυρας, οι συνθήκες φόρτωσης, η συνολική γεωμετρία της κατασκευής και άλλα (AASHTO, 2002). Συνολικά, το πέδιλο της γέφυρας πρέπει να πληροί τα τυπικά κριτήρια για μια πεδילוδοκό, δηλαδή αστοχία ολίσθησης και ανατροπής. Επιπλέον, η πίεση φόρτισης που εφαρμόζεται στο υποκείμενο έδαφος πρέπει να περιορίζεται στα 200 kPa λαμβάνοντας υπόψη το πλάτος έδρασης του πεδίου (B). Το AASHTO (2002) συνιστά επίσης ότι η απόσταση μεταξύ της κεντρικής γραμμής του πεδίου και το εξωτερικό άκρο της επένδυσης είναι τουλάχιστον 1m, ενώ η απόσταση μεταξύ του εσωτερικού άκρου της επένδυσης και του εμπρόσθιου άκρου του πεδίου θα πρέπει να είναι σε τουλάχιστον 150mm. Σε περιπτώσεις όπου αναμένεται διείσδυση του παγετού, το πέδιλο πρέπει να τοποθετείται σε ένα στρώμα συμπαγούς αδρανούς πάχους περίπου 1 m.

## 2.4.4 Συνολική σταθερότητα πρανούς

Η συνολική σταθερότητα του τοίχου από οπλισμένη γη (ως ακρόβαθρο γέφυρας) πραγματοποιείται τυπικά με τη χρήση μεθόδων ανάλυσης πρανών, όπως η περιστροφική ή σφηνοειδής ανάλυση. Μια τέτοια ανάλυση συνιστάται όταν το τοίχωμα οπλισμένου εδάφους βρίσκεται σε μια πλαγιά ή όταν οι συνθήκες θεμελίωσης είναι αδύναμες.

Το Σχήμα 2.8 παρουσιάζει μια επισκόπηση των ελέγχων σταθερότητας, δηλαδή των τελικών οριακών καταστάσεων, μιας κατασκευής από οπλισμένη γη. Η σταθερότητα του πεδίου της γέφυρας και η συνολική σταθερότητα (πρανούς) μπορεί να είναι ή όχι δυαντή, ανάλογα με την εξεταζόμενη εφαρμογή.



Σχήμα 2.8 Επισκόπηση του ελέγχου ευστάθειας της κατασκευής από οπλισμένη γη

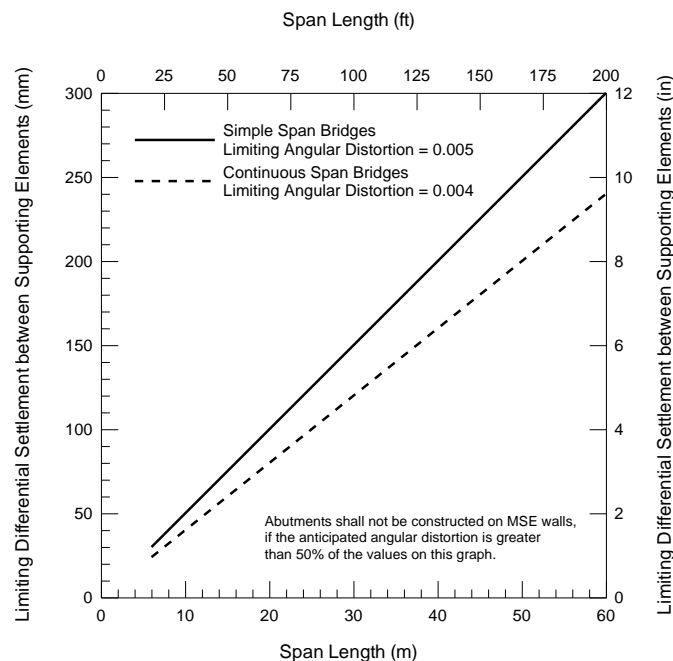
## 2.5 Εκτιμήσεις καθιζήσεων

Οι κατασκευές από οπλισμένη γη είναι μια κατάλληλη λύση για σκοπούς αντιστήριξης, ειδικά σε περιπτώσεις όπου αναμένονται σημαντικές ολικές και διαφορικές καθιζήσεις (AASHTO, 2002). Αυτό συμβαίνει επειδή, λόγω της ευκαμψίας τους, μπορούν να ανεχθούν καθιζήσεις υψηλότερου μεγέθους σε σύγκριση με, για παράδειγμα, άκαμπτους ή ημι-άκαμπτους τοίχους. Όπως δηλώνουν οι Elias et al (2001), η οπλισμένη γη έχει σημαντική ανοχή στις παραμορφώσεις και οι κακές συνθήκες θεμελίωσης δεν είναι συνήθως αποτρεπτικός παράγοντας για την κατασκευή τους. Σύμφωνα με τους ίδιους συγγραφείς, μια οριακή τιμή διαφορικών καθιζήσεων, πάνω από την οποία πρέπει να ληφθούν ειδικές προφυλάξεις, είναι το 1/100. Όταν ο τοίχος εξυπηρετεί έναν πιο περίπλοκο σκοπό, τότε πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή. Για παράδειγμα, στην περίπτωση ενός ακρόβαθρου γέφυρας,

είναι σαφές ότι παρόλο που το ίδιο το τοίχος μπορεί να ανέχεται εκτεταμένες καθιζήσεις, αυτό μπορεί να έχει σημαντικές επιπτώσεις στην υπερκατασκευή της γέφυρας, τα περισσότερα από αυτά σχετίζονται με ζητήματα συντήρησης. Ως εκ τούτου, το ζήτημα των καθιζήσεων πρέπει να μελετηθεί διεξοδικά πριν την απόφαση για κατασκευή ενός ακροβάθρου. Με βάση την εμπειρία των ενεργών ακροβάθρων από οπλισμένη γη, μια γενική οδηγία είναι να υλοποιείται η κατασκευή τους όταν η αναμενόμενη καθίζηση είναι γρήγορη ή μικρή, ή σχεδόν ολοκληρωμένη πριν από την ανέγερση της υπερκατασκευής της γέφυρας (Elias et al., 2001). Εάν δεν πληρούνται τα παραπάνω κριτήρια, πρέπει είτε να καθοριστούν μεγάλες περίοδοι αναμονής για την ολοκλήρωση της καθίζησης, είτε να εφαρμοστούν ειδικές τεχνικές επιτάχυνσής της (π.χ. προφόρτιση).

Η έκταση των ανησυχιών που προκαλεί η καθίζηση ενός ακρόβαθρου στην υπερκατασκευή δεν εξαρτάται μόνο από το μέγεθος της καθίζησης (ολική ή διαφορική), αλλά και από τον τύπο της υπερκατασκευής, τον αριθμό και το μήκος των διαστημάτων, την ακαμψία της δοκού και άλλα χαρακτηριστικά της γέφυρας. Ολικές καθιζήσεις σε ίσα μεγέθη σε όλη τη κατασκευή έχει μικρή συνέπεια στην δομική ακεραιότητα. (Worrall, 1989 ; Kumada et al., 1992). Φυσικά, οι υπερβολικές ολικές καθιζήσεις μπορεί να προκαλέσουν πρακτικά προβλήματα. Από την άλλη πλευρά, ακόμη και μικρές τιμές διαφορικών καθιζήσεων μπορούν να προκαλέσουν σοβαρά προβλήματα. Στην πραγματικότητα, με βάση εκτεταμένα δεδομένα από γέφυρες των οποίων τα θεμέλια είχαν υποστεί μετακινήσεις, οι Moulton και Kula (1980) παρατήρησαν ότι οι ζημιές που απαιτούσαν δαπανηρή συντήρηση εμφανίζονταν συχνότερα ως διαμήκης γωνιακή παραμόρφωση, δηλαδή η αναλογία διαφορικών καθιζήσεων κατά μήκος αυξανόταν. Παρόλο που ορισμένα από τα προβλήματα που προέκυψαν έθεταν σε κίνδυνο τη δομική ακεραιότητα της υπερκατασκευής, τις περισσότερες φορές τα προβλήματα σχετίζονται με ζητήματα όπως η κακή ποιότητα, η καταστροφή του καταστρώματος και / ή οδοστρώματος και άλλα είδη λειτουργικών δυσχερειών (GangaRao και Moulton, 1981). Ο Moulton et al. (1985) σημείωσε ότι για χαλύβδινες γέφυρες μονής έκτασης, το 97,2% των γωνιακών παραμορφώσεων που είναι μικρότερο από 0,005 θεωρήθηκε ανεκτό. Από την άλλη πλευρά, για συνεχείς ατσάλινες γέφυρες, το 93,7% των γωνιακών παραμορφώσεων μικρότερο από 0,004 θεωρήθηκε ανεκτό. Ο Moulton et al. πραγματοποίησε περαιτέρω στατιστική ανάλυση συμπεριλαμβανομένων των γεφυρών από σκυρόδεμα, και τελικά συνέστησαν να οριστούν τα όρια γωνιακών παραμορφώσεων στα 0,005 και 0,004 για μονές και συνεχείς γέφυρες αντίστοιχα. Με βάση αυτή τη σύσταση, AASHTO (2002) δήλωσε ότι τα ακρόβαθρα δεν πρέπει να είναι κατασκευασμένα από τοίχους οπλισμένης γης, εάν η αναμενόμενη γωνιακή παραμόρφωση είναι μεγαλύτερη από το μισό (50%) των τιμών που συνιστώνται από Moulton et al. ( Σχήμα 2.9 ). Αξίζει να σημειωθεί ότι άλλα εγχειρίδια σχεδιασμού, που αναφέρονται σε ιδιόκτητο τύπο κατασκευών οπλισμένης γης, υποδηλώνουν ότι το

όριο της επιτρεπόμενης γωνιακής παραμόρφωσης είναι 0,01 (The Reinforced Earth Company, 2000) .



Σχήμα 2.9 Προτεινόμενα όρια διαφορικών καθιζήσεων (after AASHTO, 2002)

Συγκεκριμένα σχετικά με τη καθίζηση του πλησίον επιχώματος και το προκύπτον «bump» στο τέλος της γέφυρας, μια κοινή πρακτική σε συμβατικό τύπο αντιστηρίξεων είναι η χρήση μιας πλάκας προσέγγισης ή μετάβασης πίσω από το ακρόβαθρο. Ο κύριος σκοπός της πλάκας είναι να παρέχει μια σταδιακή μετάβαση μεταξύ της υπερκατασκευής και του επιχώματος καθίζησης. Χωρίς πλάκα προσέγγισης, η μετάβαση στο τέλος της γέφυρας γίνεται πολύ πιο απότομη (Horpe, 1999). Αρκετοί ερευνητές έχουν προτείνει κριτήρια μέγιστης επιτρεπόμενης αλλαγής στην κλίση μεταξύ του οδοστρώματος ακροβάθρου και του οδοστρώματος στο επίχωμα. Οι Briaud et al. (1997) συνιστά μέγιστη τιμή 1/200. Οι Long et al. (1998) προτείνουν την ίδια τιμή για την άνεση του οδηγού και μια τιμή μεταξύ 1/100 και 1/125 για έναρξη μέτρων αντιμετώπισης. Οι Briaud et al. πρότεινε επίσης έναν τύπο για τον προσδιορισμό του ελάχιστου μήκους της πλάκας προσέγγισης ( $L_{SLAB}$ ) σε σχέση με την ολική καθίζησης πλήρωσης ( $w_{FILL}$ ) και της καθίζησης ακροβάθρου ( $w_{ABUT}$ ). Ο τύπος δίνεται από:

$$[2.11] \quad L_{SLAB} \geq 200 \times (w_{FILL} - w_{ABUT})$$

Οι παραπάνω συστάσεις για τη χρήση πλακών προσέγγισης αφορούν κυρίως ακρόβαθρα που είναι άκαμπτα θεμελιωμένα σε πασσάλους, συμβατικούς τοίχους από οπλισμένο σκυρόδεμα και ούτω καθεξής. Όσον αφορά ειδικά ακρόβαθρα που τοποθετούνται απευθείας πάνω στον τοίχο οπλισμένης γης, η κατάσταση μπορεί να

είναι διαφορετική. Αρχικά, δεν υπάρχει διαφορική καθίζηση μεταξύ του καταστρώματος γέφυρας και του επιχώματος προσέγγισης, επειδή το κατάστρωμα υποστηρίζεται από το ίδιο το επίχωμα. Επομένως, μια πλάκα προσέγγισης δεν πρέπει να είναι απαραίτητη ή πρέπει να είναι πολύ μικρή (Groupe TAI, χωρίς ημερομηνία).

## 2.6 Περίληψη

Οι κατασκευές από οπλισμένο έδαφος έχουν χρησιμοποιηθεί με επιτυχία ως ακρόβαθρα γεφυρών για περισσότερα από τριάντα χρόνια. Από το 1969 έως το 1977, μια σειρά από δομές, είτε πειραματικά πρωτότυπα είτε ακρόβαθρα εν χρήσει, κατασκευάστηκαν κυρίως στη Γαλλία και παρείχαν την ευκαιρία να διερευνηθεί η επίδραση των συνισταμένων φορτίων σε δομή οπλισμένης γης. Αυτές οι έρευνες πραγματοποιήθηκαν σε συνδυασμό με εργαστηριακές και αριθμητικές μελέτες. Στις Η.Π.Α., οι πρώτοι τοίχοι οπλισμένης γης που χρησιμοποιήθηκαν ως ακρόβαθρα γεφυρών κατασκευάστηκαν το 1974 στη Νεβάδα. Σήμερα, πολλές τέτοιες κατασκευές υπάρχουν σε όλο τον κόσμο. Στη συντριπτική πλειονότητα αυτών των κατασκευών, έχει χρησιμοποιηθεί μεταλλικός οπλισμός. Πολλά παραδείγματα μπορούν να βρεθούν στις Η.Π.Α., όπου η διαμόρφωση της άμεσης στήριξης μιας γέφυρας με την κατασκευή οπλισμένης γης αναγνωρίζεται στις οδηγίες FHWA και AASHTO και οι μέθοδοι σχεδιασμού είναι άμεσα διαθέσιμες.

Τα αποτελέσματα των συνισταμένων φορτίων στην οπλισμένη γη μπορούν να συνοψιστούν ως εξής: Πρώτον, τα φορτία αυξάνουν το μέγεθος των εφελκυστικών τάσεων εντός της οπλισμένης γης. Τα αποτελέσματα από τις πρώτες μελέτες έδειξαν ότι τα συνιστάμενα φορτία κατανέμονται σε όλη τη μάζα του εδάφους συναρτήσει του βάθους, ακολουθώντας την κατανομή του Boussinesq. Η απλούστερη και πιο συντηρητική κατανομή 2V:1H προσαρμόστηκε για σχεδιαστικούς σκοπούς. Δεύτερον, τα φορτία επηρεάζουν τη θέση των σημείων των μέγιστων τάσεων εφελκυσμού εντός της μάζας του οπλισμένου εδάφους. Σε σύγκριση με τα συμβατικά τοιχώματα από οπλισμένη γη, η θέση μπορεί να αλλάξει, ανάλογα κυρίως με τη γεωμετρία του πεδίου παρεκκλίνοντας έτσι ώστε να τέμνει το πίσω μέρος του πεδίου.

Αρχικά, οι μέθοδοι σχεδιασμού για τοιχώματα οπλισμένης γης που χρησιμοποιούνται ως ακρόβαθρα γεφυρών είναι παρόμοιες με τις μεθόδους σχεδιασμού για συμβατικά τοιχώματα οπλισμένης γης. Αυτά είναι τα αποτελέσματα των θεωριών κλασικής πλαστικότητας του εδάφους (δηλ. Coulomb και Rankine), σε συνδυασμό με εμπειρικές γνώσεις που έχουν συγκεντρωθεί τις τελευταίες τρεις δεκαετίες. Οι μέθοδοι βασίζονται σε αρχές οριακής ισορροπίας και αντιμετωπίζουν τα τελικά όρια αντίστασης σε σχέση με την εξωτερική και εσωτερική σταθερότητα

ακολουθώντας μια ημι-εμπειρική προσέγγιση. Όσον αφορά την εξωτερική σταθερότητα, τα ακρόβαθρα γεφυρών από οπλισμένο έδαφος αναλύονται παρόμοια με τα τυπικά τοιχώματα οπλισμένου εδάφους, δηλαδή το οπλισμένο γέμισμα θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ως άκαμπτο σώμα για σκοπούς περιορισμού της ισορροπίας. Η σταθερότητα πρέπει να επαληθεύεται όσον αφορά την ανατροπή γύρω από τον πόδα, την ολίσθηση στη βάση και τη φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης. Ειδικά όσον αφορά τη φέρουσα ικανότητα, οι κατευθυντήριες γραμμές AASHTO και FHWA προτείνουν ότι η αναλογία πλάτους προς ύψος των ακρόβαθρων από οπλισμένη γη πρέπει να είναι μεγαλύτερη από εκείνη των ισοδύναμων τοιχωμάτων οπλισμένου εδάφους που χρησιμοποιούνται μόνο ως συγκράτηση. Όσον αφορά την εσωτερική ευστάθεια, η ασφάλεια πρέπει να επαληθεύεται σε σχέση με την εφελκυσμό και την εξόλκευση των στοιχείων ενίσχυσης. Η επίδραση των φορτίων της γέφυρας αντικατοπτρίζεται στις παρεχόμενες εξισώσεις για υπολογισμούς εσωτερικής ευστάθειας, από τις οποίες υπονοείται ότι οι απαιτήσεις πυκνότητας του οπλισμού αυξάνονται σε σύγκριση με τα συμβατικά τοιχώματα οπλισμένης γης.

Εκτός από την εξωτερική και εσωτερική σταθερότητα, οι σχεδιαστικοί παράγοντες για ακρόβαθρα γεφυρών από οπλισμένη γη περιλαμβάνουν τη σταθερότητα του πεδίου έδρασης της γέφυρας πάνω στην οπλισμένη γη. Το πέδιλο της γέφυρας πρέπει να πληροί τα τυπικά κριτήρια ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας. Ιδιαίτερα σε σχέση με το τελευταίο, η πίεση έδρασης που ασκείται στη μάζα του τοίχου περιορίζεται στα 200 kPa. Τέλος, ειδικά σε περιπτώσεις όπου η οπλισμένη γη είναι κατασκευασμένη σε συνθήκες αδύναμου εδάφους θεμελίωσης ή σε επικλινή εδάφη, ο συνολικός έλεγχος σταθερότητας πρέπει να πραγματοποιείται χρησιμοποιώντας μεθόδους ανάλυσης ευστάθειας πρηνών, όπως ανάλυση περιστροφής ή σφήνας.

Όσον αφορά τα ζητήματα παραμόρφωσης, μπορούν να γίνουν οι ακόλουθες παρατηρήσεις: Γενικά, ένα πρωταρχικό πλεονέκτημα των τοιχωμάτων οπλισμένου εδάφους σε σύγκριση με τα τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, είναι η ικανότητά τους να αντέχουν σε διαφορικές καθιζήσεις χωρίς ιδιαίτερα προβλήματα. Ωστόσο, σε περίπτωση ακρόβαθρων γεφυρών από οπλισμένη γη, οι καθιζήσεις πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά και κατά περίπτωση, προκειμένου να προσδιοριστεί η επίδρασή τους στην υπερκατασκευή. Οι ομοιόμορφες καθιζήσεις μας ενδιαφέρουν συνήθως για τη δομική ακεραιότητα του στηρίγματος. Ωστόσο, εάν είναι υπερβολικά μεγάλες, ενδέχεται να προκαλέσουν πρακτικά προβλήματα, όπως η γέφυρα να καταπατά το απαιτούμενο ελεύθερο διάκενο. Οι διαφορικές καθιζήσεις μπορούν να προκαλέσουν σοβαρά προβλήματα, ακόμη και σε μικρές τιμές. Σε αυτό το πλαίσιο, οι κατευθυντήριες γραμμές FHWA και AASHTO παρέχουν κριτήρια για επιτρεπόμενες διαφορικές καθιζήσεις σε σχέση με τη διαμήκη γωνιακή παραμόρφωση, δηλαδή την αναλογία διαφορικών καθιζήσεων κατά μήκος της γέφυρας. Επιπλέον, ορισμένοι

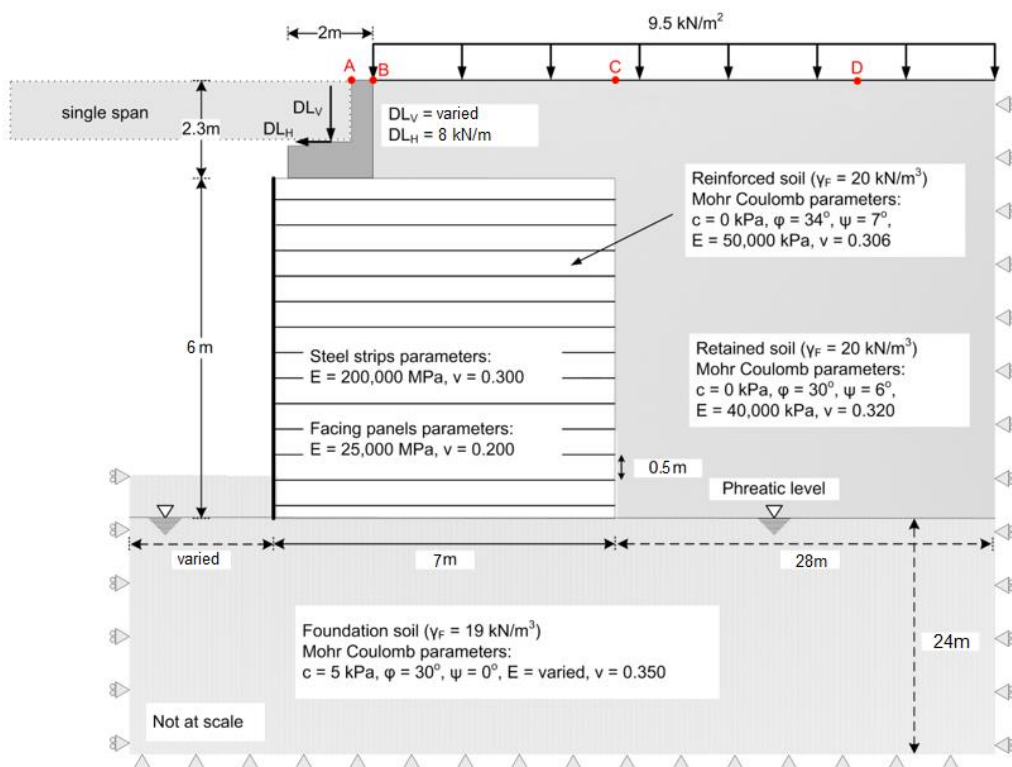
ερευνητές έχουν προτείνει κριτήρια σχετικά με τις επιτρεπόμενες διαφορικές μετακινήσεις μεταξύ του πεδίου της γέφυρας, του τοιχώματος συγκράτησης και του επιχώματος προσέγγισης. Ωστόσο, αυτά συνήθως αναφέρονται σε ακρόβαθρα που στηρίζονται σε πασσάλους. Στην περίπτωση των ακρόβαθρων που στηρίζονται άμεσα με τον τοίχο από σπλισμένη γη, οι διαφορικές μετακινήσεις μεταξύ του καταστρώματος της γέφυρας και του επιχώματος προσέγγισης δεν αναμένεται να είναι σημαντικές, επειδή το κατάστρωμα στηρίζεται πρακτικά από το ίδιο το επίχωμα.

### 3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΩΝ

#### 3.1 Αρχές Σχεδιασμού

##### 3.1.1 Γεωμετρία κατασκευής

Το ύψος  $H$  του ακρόβαθρου που επιλέγεται για τις αναλύσεις είναι τα 5m, αποτελεί ένα σχετικά μέσο ύψος για γέφυρες. Επίσης ο τοίχος εμπιγνείται στο έδαφος κατά 1m, όπως προβλέπεται από τους κανονισμούς για κατασκευή τοίχων οπλισμένης γης, προκειμένου να υπάρχουν παθητικές ωθήσεις οι οποίες θα συμβάλουν στην σταθερότητα της κατασκευής. Επομένως το συνολικό ύψος του τοίχου που κατασκευάζεται ισούται με 6m. Όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχέδιο που απεικονίζονται αναλυτικά οι γεωμετρίες της κατασκευής το βάθος του εδάφους θεμελίωσης φτάνει τα 32m όσο και το μήκος πίσω από την οπλισμένη γη.



Σχήμα 3.1 Σχέδιο κατασκευής



### 3.1.2 Συνθήκες φόρτισης

Οι γέφυρες που μελετήθηκαν στην συγκεκριμένη διπλωματική έχουν μήκος από 18 έως 30m. Τα σταθερά και μεταβλητά κατακόρυφα συνιστάμενα φορτία, που μεταφέρονται από τη γέφυρα στην ενισχυμένη μάζα, υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις προδιαγραφές του AASHTO LRFD BRIDGE Design Specifications (AASHTO, 2004). Επιλέχτηκαν 3 διαφορετικές συνθήκες φόρτισης που αντιστοιχούν σε 3 διαφορετικά μήκη γέφυρας 18, 24 και 30m. Το καθένα από αυτά αντιστοιχεί σε L1, L2 και L3 όπως φαίνεται στον πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1 Κατακόρυφα φορτία για διαφορετικά μήκη γέφυρας

Μήκος (M)	Σταθερό Φορτίο (kN / m)	Μεταβλητό Φορτίο (kN / m)	Συνολικό Φορτίο (kN / m)
<b>L<sub>1</sub> = 18</b>	105	160	265
<b>L<sub>2</sub> = 24</b>	160	165	325
<b>L<sub>3</sub> = 30</b>	215	170	385

Εκτός από τα κατακόρυφα φορτία, υπάρχουν και τα οριζόντια τα οποία πρέπει να αποτυπωθούν. Αυτά εξαρτώνται από την γεωμετρία του ακρόβαθρου, ενώ στην περίπτωση συμβατικών, οι θερμικές δυνάμεις μπορεί να έχουν σημαντικό ρόλο. Για προκαταρκτικούς σκοπούς και γενικές περιπτώσεις, τα οριζόντια φορτία λαμβάνονται περίπου 5% των κάθετων μεταβλητών φορτίων. Για ευκολία, τα οριζόντια φορτία λήφθηκαν και για τις 3 περιπτώσεις (L1, L2, L3) ίσα με 8 kN ανά γραμμικό μέτρο. Όλα τα οριζόντια θεωρούνται τυπικά ισοδύναμα με ένα συνιστάμενο το οποίο εφαρμόζεται 0.5m από την κορυφή, στην πλάτη του πεδίου της γέφυρας. Όπως θα αναφερθεί και στην επόμενη παράγραφο, το ειδικό βάρος του επιχώματος λήφθηκε ίσο με 19 kN/m<sup>3</sup>, επομένως το ισοδύναμο φορτίο είναι ίσο με 9.5 kPa.

### 3.1.3 Χαρακτηριστικά εδαφών

Τα χαρακτηριστικά του εδάφους που συγκροτεί την οπλισμένη γη είναι προκαθορισμένα κατά κύριο λόγο από μελέτες προκειμένου να αποδίδει κατάλληλα. Οι ελάχιστες απαιτήσεις σχετικά με τις φυσικοχημικές, ηλεκτροχημικές και μηχανικές ιδιότητες της οπλισμένης γης αναφέρονται στις οδηγίες FHWA (Elias et al., 2001). Όσον αφορά τη μηχανική συμπεριφορά του υλικού, η κύρια απαίτηση είναι ότι πρέπει να είναι κοκκώδες και επιρρεπές σε καλή αποστράγγιση, με ποσότητα λεπτομερών (δηλαδή υλικό που περνά το κόσκινο 0,075 mm / No. 200) μικρότερη

από 15%. Το επίχωμα συγκράτησης το οποίο βρίσκεται μεταξύ της οπλισμένης γης και του φυσικού εδάφους, μπορεί να είναι είτε χονδροειδές ή λεπτομερές έδαφος. Προκειμένου να αποφευχθούν πιθανά προβλήματα αποστράγγισης πίσω από την οπλισμένη γη, συνιστάται η χρήση χονδροειδούς (κοκκώδους) υλικού. Ο συντελεστής ομοιομορφίας,  $C_u$ , του οπλισμένου εδάφους λήφθηκε ίσος με 7 για όλες τις περιπτώσεις, που αντιστοιχεί σε έναν συντελεστή φαινόμενης τριβής  $f^*$  ίσο με 2 στην κορυφή της δομής. Στον πίνακα 5.2 συνοψίζονται όλες οι τιμές των διατμητικών παραμέτρων καθώς και τα ειδικά βάρη που θα χρησιμοποιηθούν στην συγκεκριμένη μελέτη για την οπλισμένη γη, το επίχωμα συγκράτησης και το έδαφος θεμελίωσης.

Πίνακας 3.2 Διατμητικές ιδιότητες και ειδικά βάρη εδαφών

ΕΔΑΦΟΣ	$\phi$ (°)	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Οπλισμένη γη	34	0	20
Επίχωμα συγκράτησης	30	0	19
Έδαφος θεμελίωσης	30	5	19

### 3.1.4 Πέδιλο Γέφυρας

Το πέδιλο της γέφυρας (κάθισμα) που εδράζεται στην κορυφή της οπλισμένης γης πρέπει να σχεδιάζεται σύμφωνα με όλες τις παραμέτρους σχεδιασμού ενός συνηθισμένου πεδίου που εδράζεται σε κοκκώδες έδαφος (δομικός σχεδιασμός και έλεγχος έναντι ανατροπής, ολίσθησης και φέρουσας ικανότητας). Μία σημαντική πτυχή στην περίπτωση των τοιχίων από οπλισμένη γη που χρησιμοποιούνται ως ακρόβαθρα είναι η πίεση στο κάτω μέρος του πεδίου να μην υπερβαίνει τα 200 kPa.

### 3.1.5 Χαρακτηριστικά Οπλισμού

Τα τελευταία χρόνια υπήρξαν μελέτες για τη χρήση γεωσυνθετικών ως στοιχείο οπλισμού για τα ακρόβαθρα γεφυρών (Lee and Wu, 2004; Skinner and Rowe, 2005), παρόλα αυτά τα πιο διαδεδομένα για χρήση συνεχίζουν να είναι τα μη όλκιμα στοιχεία ενίσχυσης π.χ. χαλύβδινες λάμες και χαλύβδινα πλέγματα (Elias et al., 2001). Στη μελέτη χρησιμοποιήθηκαν χαλύβδινες λάμες, με ραβδώσεις, οι οποίες έχουν όριο θραύσης 450 MPa, 4mm πάχος και 50mm πλάτος. Η διατομή της λάμας που θα διαβρωθεί έπειτα από 75 χρόνια ζωής υπολογίστηκε ίση με 129mm<sup>2</sup>. Η κατακόρυφη απόσταση των στρώσεων οπλισμού τέθηκε στα 0.5m, με την πρώτη στρώση να απέχει 0.3m από το θεμέλιο της παρειάς του τοίχου. Η οριζόντια απόσταση των λαμών αποφασίστηκε να ισούται και αυτή 0.5 m.

Για συμβατικούς τοίχους οπλισμένης γης το ελάχιστο μήκος οπλισμού που απαιτείται συνιστάται να ισούται με το 70% του συνολικού ύψους του τοίχου. Ωστόσο, για ειδικές γεωμετρικές περιπτώσεις, εξωτερικές επιφορτίσεις ή για μαλακά εδάφη θεμελίωσης, το ελάχιστο μήκος που απαιτείται μπορεί να αυξηθεί. Ο Elias et al. (2001) αναφέρει ότι το μήκος ενίσχυσης σε τέτοιες περιπτώσεις μπορεί να φτάσει 80 έως 110% του ύψους του τοίχους. Στη συγκεκριμένη μελέτη που το ύψος είναι 6m το μήκος του οπλισμού θα προσ αυξηθεί και θα ισούται με 7m.

### 3.2 Σενάρια Προσομοιώσεων

Τα σενάρια τα οποία θα γίνουν οι προσομοιώσεις και θα αναλυθούν βασίζονται στις 3 παραμέτρους που προαναφέρθηκαν (ύψος τοίχου, μήκος γέφυρας και έδαφος θεμελίωσης). Οι προσομοιώσεις ανέρχονται σε 3 όπως φαίνονται στον πίνακα 3.3.

Πίνακας 3.3 Συνδυασμοί για διαφορετικά φορτία

	L1	L2	L3
H1 – S2	☐	☐	☐

Και οι 3 συνδυασμοί θα πρέπει να αναλυθούν έναντι εξωτερικής και εσωτερικής ευστάθειας. Όλες οι αναλύσεις έχουν πραγματοποιηθεί και εξετασθεί σε διατριβή του καθηγητή Ι. Ζευγώλη. Οι αναλύσεις εξωτερικής ευστάθειας αναφέρονται στους ελέγχους έναντι φέρουσας ικανότητας, ολίσθησης και ανατροπής της κατασκευής. Στους πίνακες 3.5, 3.6, και 3.7 αναγράφονται οι συντελεστές ασφαλείας που προκύπτουν από κάθε ανάλυση καθώς και οι ελάχιστοι απαιτούμενοι. Ο καθένας αναφέρεται σε διαφορετικές συνθήκες φόρτισης. Ο συντελεστής ασφαλείας FS<sub>BS</sub> προκειμένου η κατασκευή να μην αστοχήσει λόγω φέρουσας ικανότητας του εδάφους πρέπει να είναι τουλάχιστον 2.5. Για να μην υπάρξει ολίσθηση ο συντελεστής ασφαλείας FS<sub>s</sub> πρέπει να είναι τουλάχιστον 1.5 και αντίστοιχα για να μην ανατραπεί τουλάχιστον 2.

Πίνακας 3.4 Αποτελέσματα αναλύσεων έναντι φέρουσας ικανότητας (ελάχιστος συντελεστής  $\geq 2.5$ )

	L1	L2	L3
H1 – S2	2.8	2.6	2.5

Πίνακας 3.5 Αποτελέσματα αναλύσεων έναντι ολίσθησης (ελάχιστος συντελεστής  $\geq 1.5$ )

	L1	L2	L3
H1 – S2	2.8	2.9	3

Πίνακας 3.6 Αποτελέσματα αναλύσεων έναντι ανατροπής (ελάχιστος συντελεστής  $\geq 2$ )

	L1	L2	L3
H1 – S2	5.3	5.4	5.4

Οι αναλύσεις εσωτερικές σταθερότητας αναφέρονται στους ελέγχους έναντι εφελκυστικής αστοχίας και εξόλκευσης του οπλισμού. Από τις αναλύσεις που έγιναν στην διατριβή του καθηγητή Ι. Ζευγώλη παρατηρήθηκε ότι όσο έχει επιλεγεί κατάλληλη πυκνότητα και μήκος οπλισμού, κανέναν από τους μηχανισμούς αστοχίας δεν πρόκειται να προκαλέσει σημαντικές ανησυχίες. Το μήκος του οπλισμού παίζει βασικό ρόλο για το μηχανισμό της εξόλκευσης. Για τον μηχανισμό της εφελκυστικής αστοχίας πρέπει να δοθεί βάση στα κατώτερα στρώματα του οπλισμού.

## 4 ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΠΡΟΣΩΜΟΙΩΣΕΩΝ

### 4.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο 3 αναφέρθηκαν τα αποτελέσματα των αναλύσεων του οπλισμένου εδάφους ως ακρόβαθρο γεφυρών σύμφωνα με συμβατικές μεθόδους σχεδιασμού. Αυτές οι μέθοδοι, βασισμένες σε ανάλυση οριακής ισορροπίας, δίνουν αποτελέσματα όσων αφορά την εσωτερική και εξωτερική ευστάθεια της κατασκευής. Ωστόσο δεν παρουσιάζονται πληροφορίες όσων αφορά τις οριακές καταστάσεις, όπως τις παραμορφώσεις από το φορτίο της γέφυρας. Η ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στοχεύει στην εξαγωγή καλύτερης εικόνας σχετικά με τις οριακές καταστάσεις των φορτίων. Λεπτομέρειες για τη θεωρητική διατύπωση των μοντέλων με πεπερασμένα στοιχεία θα παρουσιαστούν σε αυτό το κεφάλαιο.

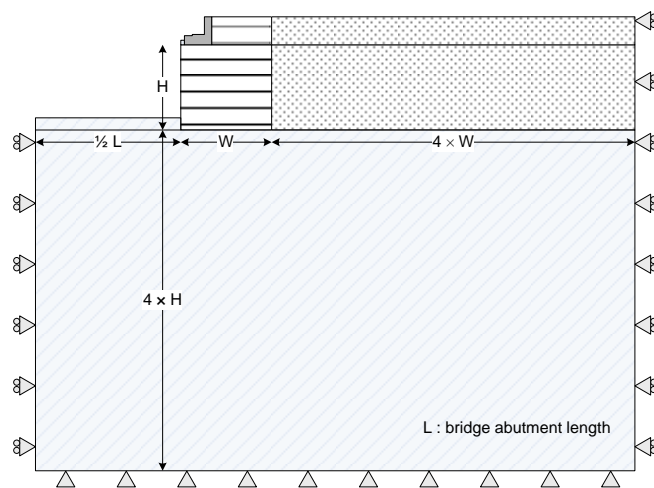
Το πρόγραμμα Plaxis v.7.2. χρησιμοποιήθηκε για τη διεξαγωγή της ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων. Το Plaxis είναι ένα υπερσύγχρονο πρόγραμμα, το οποίο αναπτύχθηκε ειδικά για την ανάλυση προβλημάτων γεωμηχανικής και αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής χρησιμοποιώντας πεπερασμένα στοιχεία (Burd,1999). Η ανάπτυξή του ξεκίνησε το 1987 και έκτοτε το πρόγραμμα έχει δοκιμαστεί εκτενώς σε ακαδημαϊκούς και βιομηχανικούς κλάδους (Steinar,1999;Vermeer, 1999). Οι δυνατότητες του προγράμματος για προσομοίωση της κατασκευής και της διεπαφής μεταξύ εδάφους και άλλου υλικού ήταν κρίσιμα χαρακτηριστικά για την εφαρμογή που εξετάστηκε σε αυτήν τη μελέτη (Brinkgreve,2002).

### 4.2 Γεωμετρικές Παραδοχές

Διεξάγεται ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης. Στην πραγματικότητα, τα περισσότερα γεωτεχνικά προβλήματα που περιλαμβάνουν κατασκευές οπλισμένης γης είναι τρισδιάστατα (3-D). Ωστόσο, η διεξαγωγή τους σε 3-D ανάλυση είναι περίπλοκη και συνήθως μη πρακτική, εκτός από πολύ λίγες και απλές περιπτώσεις (Potts and Zdravkovic, 1999a). Γενικά η 2-D ανάλυση θεωρείται αποδεκτή για διατομές τέτοιων κατασκευών (Rowe and Skinner, 2001). Ένας άξονας συμμετρίας θεωρείται στο μέσο της γέφυρας και μόνο το δεξί μέλος του προβλήματος προσομοιώνεται. Αυτό μειώνει σημαντικά τον αριθμό των πεπερασμένων στοιχείων που είναι απαραίτητα για την κατάλληλη προσομοίωση. Όσων αφορά τα όρια της γεωμετρίας, η κατάλληλη επιλογή, της ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία, εξαρτάται από μια σειρά παραγόντων, όπως ο τύπος του προβλήματος, το είδος της ανάλυσης, τα συστατικά μοντέλα, και άλλα (De Vos & Whenham, 2006). Στην παρούσα μελέτη, τα όρια του μοντέλου για τις πέντε περιπτώσεις εξέτασης ορίστηκαν ως εξής:

- Σε βάθος, η γεωμετρία επεκτάθηκε σε απόσταση ίση με τέσσερις φορές το ύψος του τοίχου (δεν περιλαμβάνεται το ύψος της γέφυρας).
- Στη δεξιά πλευρά, η γεωμετρία επεκτάθηκε σε απόσταση ίση με τέσσερις φορές το πλάτος του τοίχου.
- Στην αριστερή πλευρά, η γεωμετρία επεκτάθηκε μέχρι τον άξονα συμμετρίας του προβλήματος. Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, αυτό λήφθηκε σχετικά με την κεντρική γραμμή της έκτασης της γέφυρας.

Αυτά τα όρια διαπιστώθηκε ότι δεν επηρεάζουν το αποτέλεσμα της ανάλυσης, και ως εκ τούτου θεωρούνται αρκετά μεγάλα. Τέλος, οι οριζόντιες σταθερές ( $u_x = 0$ ) εφαρμόστηκαν στα αριστερά και δεξιά γεωμετρικά όρια και οι ολικές σταθερές ( $u_x = u_y = 0$ ) στο κάτω γεωμετρικό όριο. Συνολικά, τα βασικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά του αναμενόμενου μοντέλου απεικονίζονται στο Σχήμα 4.1.



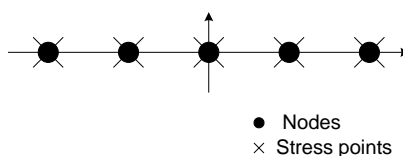
Σχήμα 4.1 Βασικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά του μοντέλου.

### 4.3 Προσομοίωση Των Δομικών Στοιχείων

Τα δομικά στοιχεία της παρούσας μελέτης είναι οι χαλύβδινες λάμες, τα προκατασκευασμένα από σκυρόδεμα panel επένδυσης, οι πλαστικές βάσεις που τοποθετούνται μεταξύ των panel, το θεμέλιο από μη οπλισμένο σκυρόδεμα που τοποθετείται στη βάση και πάνω στο οποίο μπαίνουν τα panel, και το πέδιλο (κάθισμα) της γέφυρας από σκυρόδεμα.

### 4.3.1 Χαλύβδινες Λάμες

Οι λάμες οπλισμού (κατασκευασμένες από γαλβανισμένο ήπιο χάλυβα) αποτυπώνονται ως γραμμικά στοιχεία. Πρόκειται για λεπτές κατασκευές με αξονική δυσκαμψία, αλλά χωρίς καμπτική δυσκαμψία, επομένως μπορούν να αναλάβουν εφελκυστικές δυνάμεις αλλά όχι διατμητικές δυνάμεις. Κάθε γραμμικό στοιχείο έχει 5 κόμβους, στους οποίους αξιολογούνται οι αξονικές δυνάμεις και 5 τασικά σημεία Newton-Cotes, τα οποία συμπίπτουν με τους κόμβους. Κάθε κόμβος έχει 2 μεταφραστικούς βαθμούς ελευθερίας ( $u_x$ ,  $u_y$ ). Το Σχήμα 4.3 δείχνει τη σχετική θέση των κόμβων και των τασικών σημείων σε ένα χαρακτηριστικό γραμμικό στοιχείο που χρησιμοποιείται σε αυτήν τη μελέτη.



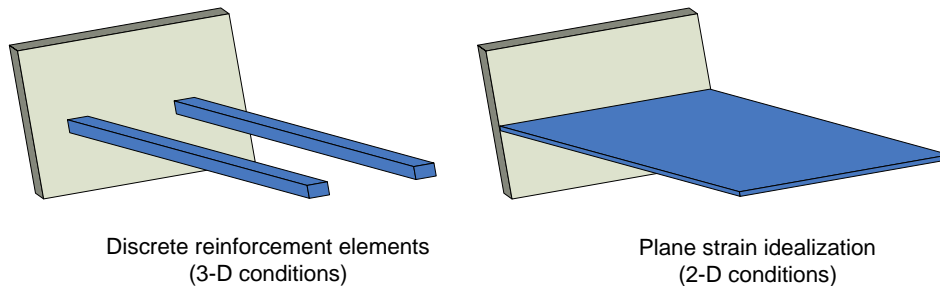
Σχήμα 4.2 Χαρακτηριστικό 5-node γραμμικό στοιχείο

Η μόνη ιδιότητα του υλικού που απαιτείται για τη προσομοίωση μιας χαλύβδινης λάμας ως γραμμικού στοιχείου είναι η ελαστική κανονική (αξονική) δυσκαμψία ανά λάμα  $(EA)_s$ , όπου το  $E$  είναι το μέτρο ελαστικότητας και το  $A$  είναι η διατομή της λάμας. Με βάση τις ιδιότητες που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.1, η επιφάνεια διατομής είναι  $0,0002 \text{ m}^2$ , οπότε η αξονική δυσκαμψία είναι  $(EA)_s = 40.000 \text{ kN}$

Πίνακας 4.1 Χαρακτηριστικές ιδιότητες χαλύβδινων λαμών που χρησιμοποιούνται σε εφαρμογές οπλισμένης γης

Ιδιότητες	Σύμβολο	Τιμή
Πλάτος (m)	b	0.05
Πάχος (m)	h	0.004
Εμβαδό τομής ( $\text{m}^2$ )	A	0.0002
Μέτρο ελαστικότητας (MPa)	E	200,000
Λόγος Poisson (-)	$\nu$	0.30
Όριο διαρροής (MPa)	$F_y$	450
Οριακή εφελκυστική αντοχή (MPa)	$F_u$	520

Προκειμένου να προσομοιωθούν οι λάμες οπλισμού σε ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης θα πρέπει να γίνουν μερικές παραδοχές. Πιο συγκεκριμένα, οι διακριτές λάμες αντικαθίστανται από μια συνεχή που εκτείνεται σε όλο το πλάτος της κατασκευής, δηλαδή οι λάμες θεωρούνται συνεχείς κατά την εκτός πεδίου κατεύθυνση (Σχήμα 4.4).



Σχήμα 4.3 Προσομοίωση του οπλισμού σε ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης

Αυτή η θεωρία χρησιμοποιείται εδώ και πολλά χρόνια και παρέχει λογικά αποτελέσματα (Al-Hussaini and Johnson, 1979). Η μεθοδολογία για τον προσδιορισμό των ισοδύναμων ιδιοτήτων μιας συνεχούς πλάκας είναι η ακόλουθη:

Η αξονική δυσκαμψία,  $S$ , μιας λάμας δίνεται από:

$$[4.1] \quad S = \frac{E_s A_s}{L_s}$$

όπου  $A_s$ ,  $E_s$ , και  $L_s$  είναι το εμβαδόν διατομής, το μέτρο ελαστικότητας, και το μήκος της λάμας, αντιστοίχως. Για λάμες  $N$  ανά γραμμικό μέτρο, η ισοδύναμη δυσκαμψία,  $S_N$ , δίνεται από:

$$[4.2] \quad S_N = \sum_{i=1}^N \frac{E_i A_i}{L_i} = N \frac{E_s A_s}{L_s}$$

όπου  $A_i$ ,  $E_i$  και  $L_i$  είναι η περιοχή διατομής, το μέτρο ελαστικότητας και το μήκος της  $i^{\text{ης}}$  λάμας, αντίστοιχα. Αντικαθιστώντας  $N$  λάμες με μία πλάκα, η ισοδύναμη δυσκαμψία,  $S_{eq}$ , της πλάκας δίνεται από:

$$[4.3] \quad S_{eq} = \frac{E_{eq} A_{eq}}{L_{eq}}$$

και η προϋπόθεση που πρέπει να πληρείται είναι:

$$[4.4] \quad S_N = S_{eq}$$

Λαμβάνοντας υπόψη ότι το  $L_s = L_{eq}$ , η παραπάνω εξίσωση γίνεται:



$$[4.5] \quad (EA)_{eq} = N \cdot (EA)_s$$

ή

$$[4.6] \quad (EA)_{eq} = \frac{1}{S_h} \cdot (EA)_s$$

όπου  $S_h$  είναι η οριζόντια απόσταση των λαμών στην πραγματικότητα. Το πάχος της πλάκας μπορεί να βρεθεί χρησιμοποιώντας την εξίσωση 4.5 αντικαθιστώντας τις επιφάνειες διατομής,  $A_{eq}$  και  $A_s$ , με  $(b \cdot h)_{eq}$  και  $(b \cdot h)_s$ , αντίστοιχα. Για τις λάμες που έχουν τις διαστάσεις του Πίνακα 4.1,  $h_{eq}$  δίνεται σε mm με την ακόλουθη σχέση:

$$[4.7] \quad h_{eq} = 0.2 N$$

Στον πίνακα 4.2 συνοψίζονται οι ιδιότητες της πλάκας αναλόγως την απόσταση μεταξύ των λαμών.

Πίνακας 4.2 Χαρακτηριστικά πλάκας σε ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης

$S_h$ (m)	N	$h_{eq}$ (mm)	$(EA)_{eq}$ (kN)
0.75	4/3	0.27	53,333
0.50	6/3	0.40	80,000
0.375	8/3	0.53	106,667

### 4.3.2 Panel Επένδυσης

Τα προκατασκευασμένα panel επένδυσης σχεδιάζονται ως πλάκες (plates). Είναι ελαστικά δομικά στοιχεία για απεικόνιση λεπτών δομών που επεκτείνονται στον z άξονα και έχουν σημαντική καμπτική ικανότητα (καμπτική δυσκαμψία),  $EI$ , και κανονική (αξονική) δυσκαμψία,  $EA$ . Το πάχος της πλάκας,  $d_{eq}$ , υπολογίζονται από τις 2 ακόλουθες παραμέτρους (Brinkgreve, 2002):

$$[4.8] \quad d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$$

Στην 2D ανάλυση, οι πλάκες σχεδιάζονται ως δοκοί. Αυτά βασίζονται στη θεωρία του Mindlin, επιτρέποντας την εκτροπή λόγω της διάτμησης και της κάμψης. Κάθε στοιχείο έχει 5 κόμβους και 4 ζεύγη τασικών σημείων Gauss. Κάθε κόμβος έχει δύο συνιστώσες ( $u_x, u_y$ ) και έναν περιστρεφόμενο ( $\varphi_z$ ) βαθμό ελευθερίας. Οι καμπτικές ροπές και οι αξονικές δυνάμεις αξιολογούνται από τις τάσεις στα τασικά σημεία. Σε κάθε ζεύγος, τα σημεία τάσης βρίσκονται σε απόσταση  $1/2 d_{eq} \sqrt{3}$  πάνω και κάτω από την κεντρική γραμμή της πλάκας. Το σχήμα 4.4 απεικονίζει τη γεωμετρία μιας 5-node δοκού. Τυπικές ιδιότητες

προκατασκευασμένων πάνελ που χρησιμοποιούνται σε εφαρμογές οπλισμένης γης δίνονται στον Πίνακα 4.3.

Με βάση αυτές τις ιδιότητες, οι τιμές των  $EA$  και  $EI$  μπορούν να υπολογιστούν ως εξής: Η διατομή  $A$  των πλαισίων ανά γραμμικό μέτρο, κάθετη προς τις αξονικές δυνάμεις, είναι  $0.14 \text{ m}^2$ . Έτσι, η αξονική δυσκαμψία  $EA$  είναι ίση με  $3.500.000 \text{ kN/m}$ . Λαμβάνοντας υπόψη ότι το πάχος  $d$  των panel είναι  $0.14 \text{ m}$ , η καμπτική δυσκαμψία  $EI$  βρίσκεται (από την εξίσωση 4.8) και είναι ίση με  $5716.7 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ . Τέλος, για ένα μέτρο ύψος, το βάρος των panel βρέθηκε να είναι ίσο με  $3.29 \text{ kN/m}$ . Στον Πίνακα 4.4 συνοψίζονται οι ιδιότητες των panel επένδυσης, οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση.

### 4.3.3 Πλαστικές βάσεις (EPDM)

Η προσομοίωση των EPDM (Ethylene Propylene Diene Monomer) συχνά παραμελείται σε αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων οπλισμένης γης. Αυτό σημαίνει, ότι η σύνδεση μεταξύ των panel επένδυσης προσομοιώνεται με απλούς μεντεσέδες και η συμπίεστικότητα που αναπτύσσεται μεταξύ τους λόγω της παρουσίας των EPDM, παραμελείται. Ωστόσο, αυτή η διατύπωση δεν επιτρέπει την ακριβή αξιολόγηση της απόδοσης των panel επένδυσης, ειδικά όσον αφορά τις οριζόντιες μετατοπίσεις. Δεδομένου ότι η παραμορφώσεις είναι η κύρια εστίαση της παρούσας μελέτης, οι ελαστικές βάσεις προσομοιώθηκαν χρησιμοποιώντας τον ίδιο τύπο στοιχείων τα οποία χρησιμοποιήθηκαν και για τα panel επένδυσης (elastic plates).

Πειραματικές μελέτες έχουν δείξει ότι οι ελαστικές βάσεις που χρησιμοποιούνται σε εφαρμογές οπλισμένης γης καταδεικνύουν συμπεριφορά τάσης - παραμόρφωσης σε δύο φάσεις (RECO, 2000 ; Ergun, 2002). Στην παρούσα μελέτη, υπολογίστηκε μια μέση τιμή για το μέτρο ελαστικότητας βάσει των δεδομένων που παρείχε ο Ergun (Σχήμα 4.5). Το μέτρο ελαστικότητας υπολογίστηκε για 37,5% παραμορφώσεις και, λαμβάνεται ως ο μέσος όρος των δύο καμπυλών, ισούται με  $15.686 \text{ kN/m}^2$ .

Λόγω της μεγάλης κλίμακας του προβλήματος, υπάρχει περιορισμός στο ελάχιστο ύψος των βάσεων. Ως αποτέλεσμα, προσομοιώθηκαν με ύψος ίσο με  $60\text{mm}$ , αντί για  $20\text{mm}$  που είναι το πραγματικό ύψος (Σχήμα 4.6). Θέλουμε η παραμόρφωση στη βάση των  $60\text{mm}$  να είναι ίση με την παραμόρφωση αυτής των  $20\text{mm}$ , δηλαδή θέλουμε  $\Delta h_{20} = \Delta h_{60}$ . Επειδή  $\epsilon = \sigma/E$  και  $\epsilon = \Delta h/h$ , τα παραπάνω επιφέρουν τελικά:

$$[4.9] \quad E_{PAD,60} = 3 E_{PAD,20}$$

δηλαδή  $E_{60} = 47.058 \text{ kN/m}^2$ . Λαμβάνοντας υπόψη την διατομή της βάσης, που είναι  $0,0085 \text{ m}^2$ , η αξονική δυσκαμψία είναι ίση με  $400,0 \text{ kN/m}$ . Ωστόσο, αυτό αναφέρεται σε μία βάση με διαστάσεις  $100\text{mm} \times 85\text{mm} \times 60\text{mm}$ . Στην ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης (Εικόνα 4.7), η πλαστική βάση αντικαθίσταται από μια πλάκα της οποίας η ισοδύναμη αξονική δυσκαμψία δίνεται από:

$$[4.10] \quad (EA)_{eq} = N (EA)_{PAD,60}$$

Λαμβάνοντας υπόψη δύο πλαστικές βάσεις ανά πάνελ, ο αριθμός των βάσεων ανά γραμμικό μέτρο τοίχου είναι  $4/3$ , οπότε η ισοδύναμη αξονική δυσκαμψία  $(EA)_{eq}$  είναι ίση με  $533,3 \text{ kN/m}$ . Γνωρίζοντας το πάχος των βάσεων ( $d=0,085 \text{ m}$ ), η καμπτική δυσκαμψία ανά γραμμικό μέτρο βρίσκεται (χρησιμοποιώντας την εξίσωση 4.8) ίση με  $0,321 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ .

Στον Πίνακα 4.5 συνοψίζονται οι ιδιότητες των βάσεων EPDM οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση. Σημειώνεται ότι οι βάσεις θεωρούνται αβαρής και με πολύ υψηλό λόγο Poisson.

#### 4.3.4 Πέδιλο γέφυρας (κάθισμα)

Το κάθισμα της γέφυρας διαμορφώνεται με 15-κόμβους τριγωνικά γραμμικά ελαστικά μη πορώδη στοιχεία. Η αριθμητική ολοκλήρωση αυτών των στοιχείων περιλαμβάνει 12 τασικά σημεία Gauss. Το ειδικό βάρος λαμβάνεται ίσο με  $23,5 \text{ kN/m}^3$ . Ο λόγος Poisson ισούται με  $0,20$  και το μέτρο ελαστικότητας  $25.000.000 \text{ kN/m}^2$ .

#### 4.3.5 Θεμέλιο παρειάς

Το θεμέλιο είναι συνήθως από μη οπλισμένο σκυρόδεμα και σκοπός του είναι να χρησιμεύει ως οδηγός για την ανέγερση των πάνελ. Το θεμέλιο δεν προορίζεται ως δομική βάση στήριξης. Οι διαστάσεις του είναι συνήθως πάχους  $150 \text{ mm}$  (ύψος) και πλάτους  $300 \text{ mm}$ . Το θεμέλιο διαμορφώθηκε με τον ίδιο ακριβώς τρόπο, και με τις ίδιες ιδιότητες, όπως το κάθισμα της γέφυρας.

## 4.4 Προσομοίωση Διεπαφών

### 4.4.1 Γενικά

Η αλληλεπίδραση μεταξύ του εδάφους και του οπλισμού, καθώς και μεταξύ του εδάφους και άλλων δομικών στοιχείων, διαμορφώνεται από τα στοιχεία διεπαφής. Για τα στοιχεία εδάφους 15 κόμβων που χρησιμοποιούνται στην τρέχουσα μελέτη, κάθε στοιχείο διεπαφής έχει πέντε ζεύγη κόμβων (πέντε κόμβοι στη μία πλευρά της γεωμετρίας και πέντε στην άλλη). Σημειώνεται ότι τα στοιχεία διεπαφής έχουν μηδενικό πάχος, δηλαδή οι συντεταγμένες κάθε ζεύγους είναι ίδιες.

Η συμπεριφορά των διεπαφών περιγράφεται από ένα ελαστικό - πλαστικό μοντέλο και το κριτήριο Coulomb χρησιμοποιείται για τη διάκριση μεταξύ της ελαστικής συμπεριφοράς, όπου μπορεί να συμβούν μικρές μετατοπίσεις στη διεπαφή και της πλαστικής συμπεριφοράς, όπου μπορεί να προκύψει μόνιμη ολίσθηση. Έτσι, η διεπαφή παραμένει ελαστική όταν:

$$[4.11] \quad |\tau| < \sigma_n \tan \phi_i + c_i$$

Και πλαστική όταν:

$$[4.12] \quad |\tau| = \sigma_n \tan \phi_i + c_i$$

όπου  $\phi_i$  και  $c_i$  είναι η γωνία τριβής και η συνοχή της διεπαφής, αντίστοιχα. Αυτές οι δύο παράμετροι σχετίζονται γραμμικά με τις παραμέτρους αντοχής του στρώματος εδάφους με τις ακόλουθες σχέσεις:

$$[4.13] \quad \tan \phi_i = R_{inter} \tan \phi_{soil}$$

$$[4.14] \quad c_i = R_{inter} c_{soil}$$

Όπου  $R_{inter}$  ο συντελεστής μείωσης ισχύος.

$$[4.15] \quad 0.01 \leq R_{inter} \leq 1$$

Η γωνία διόγκωσης της διεπαφής δίνεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$[4.16] \quad \psi_i = \begin{cases} 0 & \text{for } R_{inter} < 1 \\ \psi_{soil} & \text{for } R_{inter} = 1 \end{cases}$$

Όταν η διεπαφή είναι ελαστική, τότε τόσο η ολίσθηση (δηλαδή σχετική παράλληλη κίνηση ως προς τη διεπαφή) όσο και η απομάκρυνση ή επικάλυψη (δηλαδή σχετική μετατόπιση κάθετα ως προς την διεπαφή) μπορεί να συμβεί.

## 4.4.2 Προσομοίωση Διεπαφής εδάφους – οπλισμού

### 4.4.2.1 Ο ρόλος της συγκράτησης λόγω διόγκωσης

Σε μια προσπάθεια ερμηνείας των αποτελεσμάτων πρώιμες από δοκιμές εφελκισμού, το LCPC (Laboratoires des Ponts et Chaussées) εισήγαγε την έννοια του *φαινομένου συντελεστή τριβής*,  $f^*$ , και τον ορίζει ως εξής (Ingold, 1982):

$$[4.17] \quad f^* = \frac{F}{\gamma h 2bl}$$

όπου  $F$  είναι η δύναμη εξόλκευσης,  $\gamma h$  είναι η πίεση λόγω γαιών,  $b$  είναι το πλάτος οπλισμού και  $l$  είναι το μήκος. Όπως υποδεικνύεται στο σχήμα 4.9, τα αποτελέσματα των δοκιμών πλήρους κλίμακας για χαλύβδινες λάμες οπλισμό και μεταβαλλόμενη πίεση γαιών έδειξαν πολύ υψηλές τιμές  $f^*$  (Schlosser and Elias, 1978). Αρχικά, αυτό το φαινόμενο αποδόθηκε σε επιδράσεις διόγκωσης (McKittrick, 1978). Ωστόσο, η διόγκωση από μόνη της δεν θα μπορούσε να αντιστοιχεί σε μια τόσο μεγάλη αύξηση (περίπου  $36^\circ$ ). Μια πιο λογική υπόθεση, η οποία τελικά επιβεβαιώθηκε από περαιτέρω σειρές δοκιμών, διατυπώθηκε από τους Guilloux et al (1979), οι οποίοι εισήγαγαν την έννοια της *αντίστασης λόγω διόγκωσης*. Αυτή η διατύπωση περιγράφει το μηχανισμό αλληλεπίδρασης εδάφους - οπλισμού σε ένα διογκούμενο έδαφος (Σχήμα 4.10). Οι Guilloux et al πρότειναν ότι η εξόλκευση ενός οπλισμού προκαλεί διατμητικές μετατοπίσεις σε μια ζώνη του γύρω εδάφους. Στην περίπτωση λαμών με ναυρώσεις, αυτή η ζώνη αυξάνεται σημαντικά. Σε ένα συμπιεσμένο κοκκώδες υλικό, αυτή η διατμητική ζώνη έχει την τάση να διαστέλλεται. Ωστόσο, το γεγονός ότι η αντίστοιχη αλλαγή όγκου συγκρατείται από το περιβάλλον έδαφος, οδηγεί σε αύξηση των κανονικών τάσεων που εφαρμόζονται στο έδαφος. Αυτό δημιουργεί αυξημένη αντίσταση εξόλκευσης και συνεπώς αυξημένο συντελεστή φαινομενικής τριβής.

### 4.4.2.2 Υλοποίηση σε Ανάλυση Επίπεδης Παραμόρφωσης

Το φαινόμενο της αντίστασης λόγω διόγκωσης προφανώς περιλαμβάνει ένα 3-D μηχανισμό ο οποίος δεν μπορεί να διατυπωθεί σε ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης, εκτός εάν γίνει μία προσέγγιση. Πιο συγκεκριμένα, παρόμοια προσέγγιση με αυτή που έγινε στη προσομοίωση των χαλύβδινων λαμών Εικόνα 4.4, η επηρεαζόμενη ζώνη που φαίνεται στο Σχήμα 4.10 θα αντικατασταθεί με μια ζώνη «πλάκας» που είναι συνεχής στην  $z$  κατεύθυνση. Αυτό απεικονίζεται

στο σχήμα 4.11. Η μεθοδολογία για τον υπολογισμό του ισοδύναμου συντελεστή φαινόμενης τριβής περιγράφεται παρακάτω:

Για  $N$  λάμες ανά γραμμικό μέτρο, η εξίσωση [4.17] μπορεί να γραφτεί ως:

$$[4.18] \quad F_N = 2N b \sigma'_{AV} l_a f^*$$

όπου  $b = 50$  mm αποτελεί το πλάτος της λάμας,  $\sigma'_{AV}$  είναι η μέση ενεργώς τάση σε μία λάμα,  $l_a$  είναι το μήκος της λάμας εντός της οπλισμένης περιοχής, και  $f^* = \tan \delta$  είναι ο συντελεστής φαινόμενης τριβής. Για σχεδιαστικούς σκοπούς, το τελευταίο δίνεται με την εξίσωση 2.10. Υποθέτοντας μια εικονική διεπαφή εδάφους - έδαφος, η αντίσταση εξόλκευσης που αναπτύσσεται θα είναι:

$$[4.19] \quad F_{soil} = 2(1 - bN) \sigma'_{AV} l_a f$$

όπου  $1 - bN$  είναι το μήκος αυτής της περιοχής και  $f = \tan \phi$  όπου  $\phi$  η γωνία τριβής του εδάφους. Αντικαθιστώντας την αντίσταση εξόλκευσης που αναπτύσσεται στις διεπαφές εδάφους - λάμας και εδάφους - εδάφους, η ισοδύναμη αντίσταση εξόλκευσης μιας πλάκας δίνεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$[4.20] \quad F_{eq} = 2B \sigma'_{AV} l_a f_{eq}^*$$

όπου  $B = 1$  m είναι το μήκος της πλάκας και  $f_{eq}^* = \tan \delta^*$  είναι ο ισοδύναμος συντελεστής φαινόμενης τριβής. Η προϋπόθεση που πρέπει να ικανοποιηθεί δίνεται από:

$$[4.21] \quad F_N + F_{soil} = F_{eq}$$

Αντικαθιστώντας  $b = 0,05$  m και  $B = 1$  m, και με κάποιες αλγεβρικές πράξεις, η παραπάνω εξίσωση αποδίδεται ως:

$$[4.22] \quad f_{eq}^* = 0.05N f^* + (1 - 0.05N) f$$

Ή

$$[4.23] \quad \tan \delta^* = 0.05N \tan \delta + (1 - 0.05N) \tan \phi$$

Επομένως, βάση των παραπάνω και σύμφωνα με την εξίσωση 2.10, ο ισοδύναμος συντελεστής φαινόμενης τριβής  $f_{eq}^*$  για την ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης δίνεται από:

$$[4.24] \quad f_{eq}^* = \begin{cases} 0.05N \tan \delta + (1 - 0.05N) \tan \phi & \text{at 0 m} \\ \tan \phi & \text{at a depth of 6 m and below} \end{cases}$$

Ως επεξήγηση, για  $N = 2$ ,  $\phi = 34^\circ$ , και  $\tan \delta$  όπως στην εξίσωση 2.10, στον πίνακα 4.6 καταχωρούνται οι τιμές της φαινόμενης γωνίας τριβής για ανάλυση

επίπεδης παραμόρφωσης,  $\delta^*$  και συντελεστής μείωσης ισχύος  $R_{inter}$  σύμφωνα με την εξίσωση 4.13.

Από τον πίνακα, είναι σαφές ότι οι τιμές του  $R_{inter}$  για  $z < 6m$  παραβιάζουν την συνθήκη  $0.01 \leq R_{inter} \leq 1$ . Έτσι, έπρεπε να βρεθεί ένας έμμεσος τρόπος, για να μπορέσουμε να εκχωρήσουμε τιμές  $R_{inter} > 1$ . Αυτό έγινε με τη δημιουργία ξεχωριστών δεδομένων για κάθε  $R_{inter} > 1$ , ενώ οι γωνίες τριβής τους τέθηκαν ίσες με τις φαινόμενες γωνίες τριβής για την ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης  $\delta^*$ . Στη συνέχεια, αυτά τα δεδομένα αποδώθηκαν μόνο στις διεπαφές, αλλά όχι στο ίδιο το έδαφος (στο οποίο θα έπρεπε να εκχωρηθούν διαφορετικά δεδομένα). Έτσι :

$$[4.25] \quad \tan \phi_i = R_{inter} \tan \phi_{soil}$$

Δημιουργείται ένα σύνολο δεδομένων για το οποίο  $\tan \phi_{soil} = \tan \delta^*$  και  $R_{inter} = 1$ , έτσι:

$$[4.26] \quad \tan \phi_i = \tan \delta^*$$

Όπου  $\phi_i$  η γωνία τριβής της διεπαφής.

#### 4.4.3 Προσομοίωση διεπαφής εδάφους - σκυροδέματος

Οι διεπαφές εδάφους - σκυροδέματος συνήθως δείχνουν συμπεριφορά μειωμένης αντοχής σε σχέση με τις διεπαφές εδάφους - εδάφους. Τυπικοί συντελεστές για τη μείωση της γωνίας τριβής και της συνοχής κατά μήκος τέτοιων διεπαφών παρέχονται από τη βιβλιογραφία. Λόγο της έλλειψης συγκεκριμένων δεδομένων, συνίσταται συνήθως ένας συντελεστής 2/3 όπως και χρησιμοποιήθηκε σε αυτήν τη μελέτη. Έτσι, οι ιδιότητες διεπαφών δίδονται από:

$$[4.27] \quad \tan \phi_i = \frac{2}{3} \tan \phi_{soil}$$

$$[4.28] \quad c_i = \frac{2}{3} c_{soil}$$

Πίνακας 4.3 Τυπικές ιδιότητες panel επένδυσης σκυροδέματος

Ιδιότητες	Σύμβολο	Τιμή
Ύψος (m)	h	1.50
Βάθος (m)	w	1.50
Πάχος (m)	d	0.14
Μέτρο Ελαστικότητας (MPa)	E	25,000

Λόγος Poisson ( - )	$\nu$	0.20
Ειδικό βάρος (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$	23.5
28-day compressive strength (MPa)	$f_c'$	28

Πίνακας 4.4 Παράμετροι panel επένδυσης

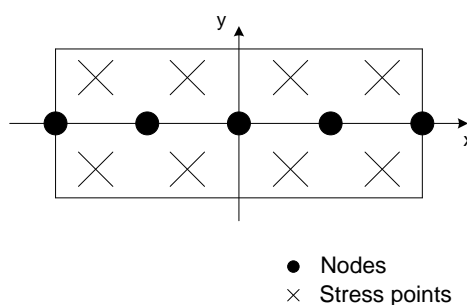
Ιδιότητες	Σύμβολο	Τιμή
Αξονική Δυσκαμψία (kN/m)	EA	3,500,000
Καμπτική Δυσκαμψία (kN·m <sup>2</sup> /m)	EI	5,716.7
Πάχος (m)	d	0.14
Βάρος (kN/m/m)	w	3.29
Λόγος Poisson ( - )	$\nu$	0.20

Πίνακας 4.5 Παράμετροι πλαστικών βάσεων

Ιδιότητες	Σύμβολο	Τιμή
Αξονική Δυσκαμψία (kN/m)	EA	533.3
Καμπτική Δυσκαμψία (kN·m <sup>2</sup> /m)	EI	0.321
Πάχος (m)	d	0.085
Βάρος (kN/m/m)	w	0
Λόγος Poisson ( - )	$\nu$	0.495

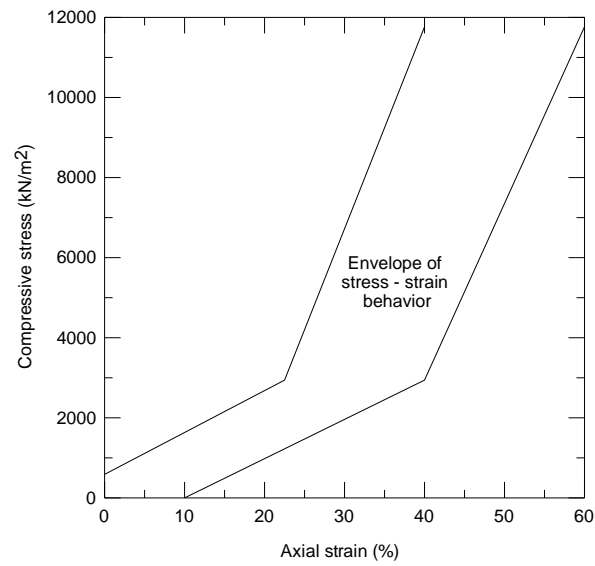
Πίνακας 4.6 Φαινόμενος συντελεστής τριβής σε ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης  $R_{inter}$ 

z (m)	$\delta^*$ (°)	$R_{inter}$
0	38.2	1.17
1	37.5	1.14
2	36.9	1.11
3	36.2	1.08
4	35.5	1.06
5	34.7	1.03
6	34	1
7	34	1

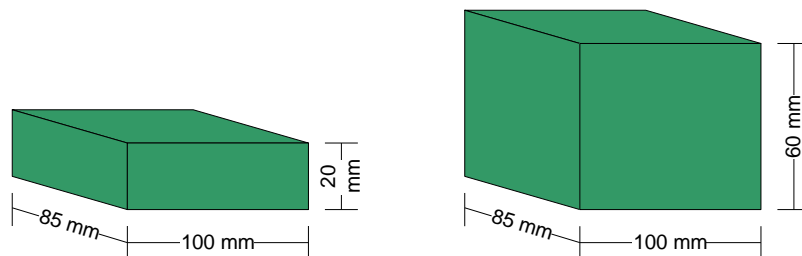


Σχήμα 4.4 Typical 5-node beam element

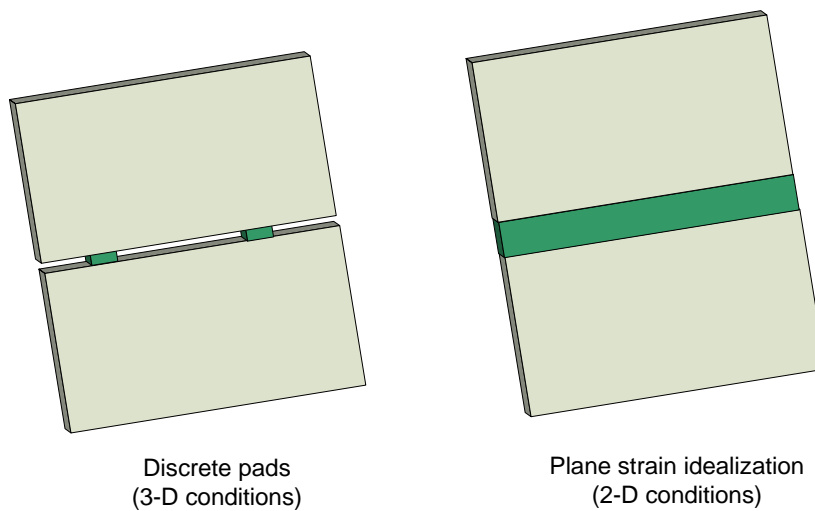




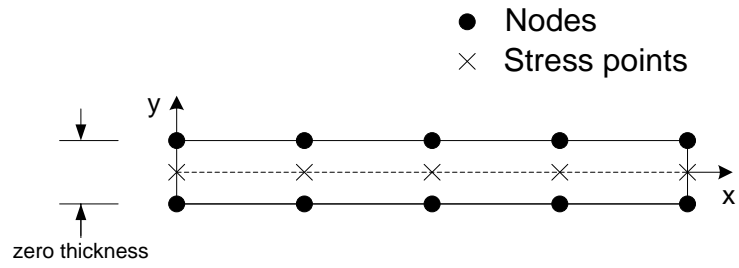
Σχήμα 4.4 Stress – strain behavior of typical pad (based on data by Ergun, 2002)



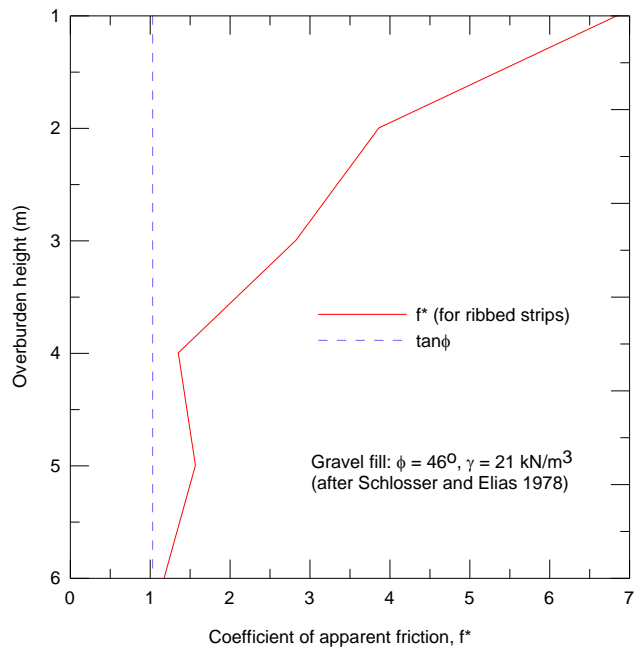
Σχήμα 4.5 Περιορισμός στην κλίμακα για την απόδοση των EPDM



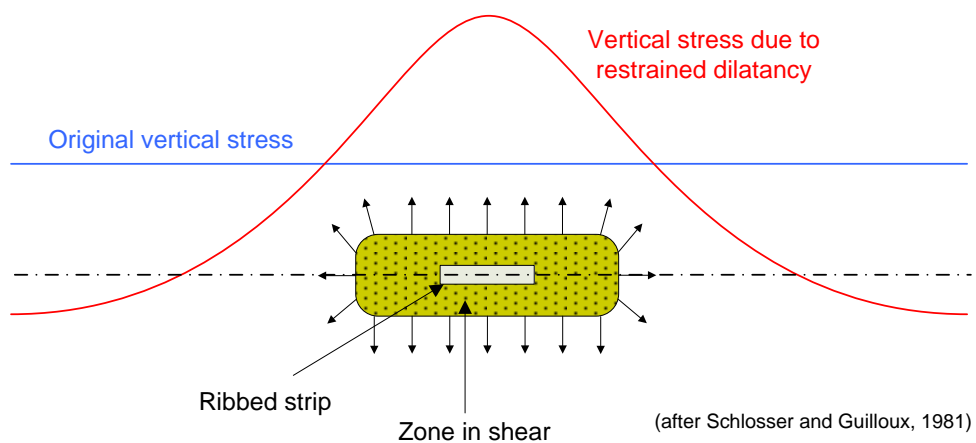
Σχήμα 4.6 Προσομοίωση των EPDM σε ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης



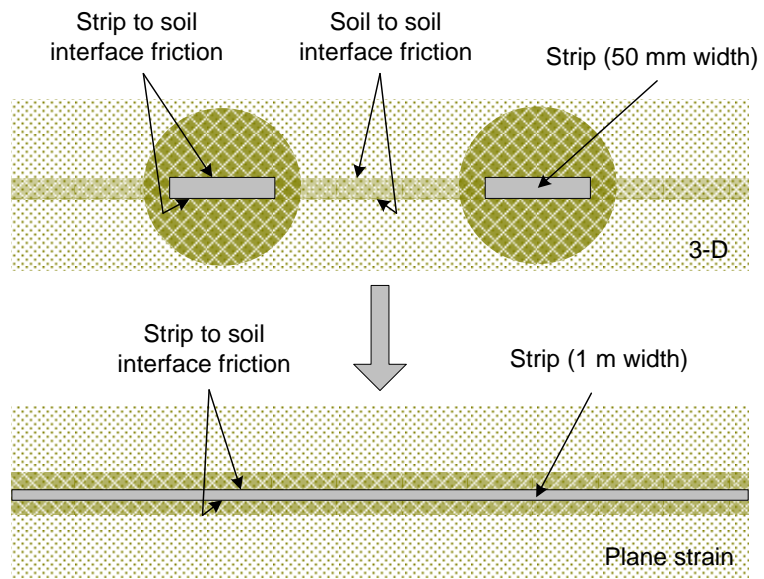
Σχήμα 4.7 Απεικόνιση στοιχείων διεπαφής



Σχήμα 4.8 Συντελεστής φαινόμενης τριβής βασισμένος σε δοκιμές εξόλκευσης



Σχήμα 4.9 Μηχανισμός επίδρασης της αντίστασης λόγω διόγκωσης



Σχήμα 4.10 Απόδοση φαινόμενης τριβής σε ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης

## 5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

### 5.1 Εισαγωγή

Στην συγκεκριμένη ενότητα, θα αξιολογηθούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων που έγιναν για τις προσομοιώσεις που αναφέρονται στο Κεφάλαιο 3. Το συγκεκριμένο πρόβλημα μπορεί να προσεγγιστεί και να αναλυθεί από πολλές πλευρές. Αυτά που θα προσεγγιστούν στην παρούσα ενότητα είναι οι καθιζήσεις που παρουσιάζονται στην κορυφή της κατασκευής, οι εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στον οπλισμό της οπλισμένης γης και οι οριζόντιες μετατοπίσεις που δημιουργούνται στην επένδυση της παρειάς.

Όσον αφορά τις καθιζήσεις, θα εξετασθούν κατά πόσο αυτές επηρεάζονται από την επιβολή ή μη φορτίων, που αντιστοιχεί στη μη κατασκευή και κατασκευή του πασσάλου υποστήριξης του πεδύλου της γέφυρας. Επίσης τα αποτελέσματα αυτά θα αφορούν ένα εύρος εδάφους θεμελίωσης με τιμές μέτρου ελαστικότητας 50, 25, 10 και 5MPa. Έτσι θα είναι εφικτό να ελεγχθεί κατά πόσο επηρεάζονται οι καθιζήσεις με την αλλαγή στη συμπίεστικότητα του εδάφους.

Στις εφελκυστικές δυνάμεις θα παρουσιαστούν οι μέγιστες που αναπτύσσονται σε κάθε steel strip ώστε να αξιολογηθεί πως κατανέμονται αυτές στο βάθος του οπλισμού. Επίσης ενδιαφέρον έχει πόσο επηρεάζονται οι δυνάμεις από το μέγεθος της γέφυρας που τοποθετείται, δηλαδή το φορτίο της.

Οι οριζόντιες μετατοπίσεις είναι ο τελευταίος παράγοντας που θα εξετασθεί, θα αξιολογηθούν επί των panel επένδυσης προκειμένου να δούμε ποια είναι η επίδραση από τις φορτίσεις και τις διαφορετικές συνθήκες θεμελίωσης.

### 5.2 Καθιζήσεις

Στον πίνακα 5.2 παρουσιάζονται οι τιμές των Mohr Coulomb εδαφικών παραμέτρων οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν για τις αναλύσεις. Στις 3 προσομοιώσεις του πίνακα 5.1 έχουν γίνει αναλύσεις για ένα εύρος του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους θεμελίωσης από 5MPa έως και 50MPa. Πιο συγκεκριμένα οι αναλύσεις έγιναν για τις τιμές 5MPa, 10MPa, 25MPa και 50MPa.

Στο σχέδιο 5.1 φαίνονται οι 2 κρίσιμες φάσεις της κατασκευής: (a) λίγο πριν και (b) αμέσως μετά την εφαρμογή των φορτίων (οριζόντιων και κάθετων) της γέφυρας, δηλαδή στο τέλος της κατασκευής. Στα διαγράμματα 5.1 έως 5.3 απεικονίζονται οι καθιζήσεις στην κορυφή της κατασκευής πριν και μετά την επιβολή των φορτίων. Το

κάθε γράφημα αναφέρεται σε ένα από τα 3 διαφορετικά φορτία (πίνακας 5.1) στο οποίο απεικονίζονται οι γραφικές παραστάσεις των καθιζήσεων για διαφορετικό μέτρο ελαστικότητας εδάφους θεμελίωσης.

Στη συνέχεια στα διαγράμματα 5.4 έως 5.6 παρουσιάζονται οι διαφορές των καθιζήσεων μεταξύ των 2 κρίσιμων σταδίων που αναφέρθηκαν, λίγο πριν και αμέσως μετά την τοποθέτηση του deck της γέφυρας.

Παρατηρώντας τα διαγράμματα των αναλύσεων προτού επιβληθούν τα φορτία της γέφυρας μπορούν να γίνουν οι εξής διαπιστώσεις:

Οι καθιζήσεις έχουν την τάση να αυξάνονται όσο απομακρύνονται από τα panel επένδυσης, όμως φαίνεται ότι μετά τα 17m σταθεροποιούνται και δεν αυξάνονται περαιτέρω. Αυτό συμβαίνει ανεξαρτήτως αν έχουν επιβληθεί τα φορτία της γέφυρας ή όχι κάτι που είναι ξεκάθαρο και από τα διαγράμματα 5.1 έως και 5.3. Αυτό οφείλεται κυρίως στη γεωμετρία του προβλήματος λόγω του ότι όσο πιο κοντά στο δεξί άκρο του σχεδίου της προσομοίωσης υπολογίζονται οι καθιζήσεις, πλησιάζουν στο ακλόνητο όριο, το οποίο δεν μπορεί να παρουσιάσει οριζόντιες μετατοπίσεις αλλά μόνο κατακόρυφες. Συνεπώς το έδαφος στη συγκεκριμένη περιοχή είναι αναμενόμενο να παρουσιάζει μεγαλύτερες καθιζήσεις σε σχέση με το έδαφος στο αριστερό άκρο που είναι ελευθέρων περιορισμών στις μετακινήσεις. Επιπλέον η μάζα του οπλισμένου εδάφους είναι πιο άκαμπτη και επομένως παρουσιάζει μικρές καθιζήσεις λόγω των στοιχείων ενίσχυσης που έχει. Η μετάβαση μεταξύ του οπλισμένου εδάφους και του επιχώματος (σημείο C σχεδίου 5.1) είναι ομαλή.

Έπειτα από την επιβολή των φορτίων της γέφυρας οι παρατηρήσεις που γίνονται είναι οι εξής:

Σε κάθε περίπτωση επιβολής διαφορετικού φορτίου είναι φανερό ότι οι καθιζήσεις αυξάνουν. Αντίστοιχα και στην προηγούμενη περίπτωση, χωρίς τα φορτία της γέφυρας, η επίδραση των φορτίων μειώνεται όσο μειώνεται και η δυσκαμψία του εδάφους θεμελίωσης. Ωστόσο όσο απομακρυνόμαστε από την πρόσοψη του τοίχου οι καθιζήσεις ομαλοποιούνται και συγκλίνουν με αυτές που προκύπτουν χωρίς τα φορτία.

Για τις ίδιες γεωμετρίες και συνθήκες φόρτισης, οι καθιζήσεις εξαρτώνται σημαντικά από τη συμπίεστικότητα του εδάφους θεμελίωσης. Όπως φαίνεται, όσο το μέτρο ελαστικότητας μειώνεται από 50,000 kPa σε 25,000 kPa κ.ο.κ. τόσο αυξάνονται οι καθιζήσεις στο κάθε σημείο ξεχωριστά. Για παράδειγμα στο Διάγραμμα 5.1 παρατηρείται ότι στο σημείο C (σχέδιο 5.1) έχουμε τις τιμές που φαίνονται στον πίνακα 5.3. Για έδαφος θεμελίωσης με μεγάλη δυσκαμψία 50MPa παρατηρούμε ότι οι καθιζήσεις είναι 5.6cm και 5.9cm για πριν και μετά την επιβολή των φορτίων αντίστοιχα. Η αύξηση της καθιζήσης είναι της τάξεως του 5.35%. Αντίστοιχα για

έδαφος με μέτρο ελαστικότητας 25MPa η καθίζηση πριν και μετά τα φορτία είναι 9.7cm και 10.3cm αντίστοιχα που σημαίνει μία αύξηση περίπου 6.18%. Για σχετικά μαλακό έδαφος με μέτρο ελαστικότητας 10MPa οι καθιζήσεις πριν και μετά είναι 22.1cm και 23.5cm που αντιστοιχεί σε αύξηση 6.33%. Τέλος για έδαφος μεγάλης συμπιεστότητας με μέτρο ελαστικότητας 5MPa οι καθιζήσεις αυξάνονται σε 42.9cm και 46.5cm για πριν και μετά την κατασκευή του deck της γέφυρας, με την συγκεκριμένη αύξηση να φτάνει το 8.39%. Συνεπώς είναι φανερό ότι όσο πιο μαλακό είναι το έδαφος που θεμελιώνεται η κατασκευή τόσο μεγαλύτερες είναι και οι καθιζήσεις που αναμένονται πριν και μετά το τελικό στάδιο της κατασκευής της γέφυρας, δηλαδή την τοποθέτηση του deck. Για τις προσομοιώσεις που απεικονίζονται στα διαγράμματα 5.2 και 5.3 οι διαπιστώσεις είναι παρόμοιες με τις παραπάνω καθώς το μόνο που αλλάζει είναι το φορτίο της γέφυρας που ως αποτέλεσμα έχει να αυξάνει σε ένα βαθμό τις καθιζήσεις συνολικά όπως φαίνονται στους πίνακες 5.4 και 5.5.

Παρ' όλη την συνολική αύξηση των καθιζήσεων έπειτα την επιβολή των φορτίων η διαφορική καθίζηση μειώνεται σε κάθε περίπτωση. Ένα μέτρο σύγκρισης σύμφωνα με Ευρωκώδικα 7 είναι ο λόγος  $\Delta$  (διαφορική καθίζηση) / L (απόσταση θέσεων), τα αποτελέσματα φαίνονται στον πίνακα 5.6. Η απόσταση των θέσεων είναι σταθερή εφόσον έχουν επιλεγεί τα σημεία B και C (σχέδιο 5.1), όποτε αυτή η μείωση στον λόγο οφείλεται στη μείωση της διαφορικής καθίζησης (αριθμητής). Παρατηρείται ότι σε κάθε περίπτωση διαφορετικού εδάφους θεμελίωσης με την επιβολή και αύξηση του φορτίου ο λόγος μειώνεται. Για παράδειγμα για έδαφος χαμηλής συμπιεστότητας με μέτρο ελαστικότητας 50MPa πριν την κατασκευή της γέφυρας η σχετική στροφή είναι 1/520, στη συνέχεια με την επιβολή φορτίου  $L1 = 105 \text{ KN/m}$  η σχετική στροφή μειώνεται σε 1/709, για  $L2 = 160 \text{ KN/m}$  ο λόγος ισούται με 1/836 και τέλος για φορτίο  $L3 = 215 \text{ KN/m}$  ο λόγος μειώνεται σε 1/1013. Αντίστοιχο είναι και το μοτίβο για τα υπόλοιπα εδάφη θεμελίωσης με τον λόγο να μειώνεται έπειτα από την επιβολή και την αύξηση του φορτίου. Συμπερασματικά, η κατασκευή έχει καλύτερη συμπεριφορά όταν σχεδιάζεται να αναλαμβάνει τα φορτία της γέφυρας, πάρα όταν τα συγκεκριμένα αναλαμβάνονται από άλλον παράγοντα, τον πάσσαλο.

Το επιτρεπόμενο όριο για να μην δημιουργηθούν προβλήματα λειτουργικότητας και αισθητικής είναι ο λόγος να είναι μικρότερος από 1/500, ενώ για να μην υπάρχουν δομικές ζημιές πρέπει να είναι μικρότερος από 1/150. Είναι αντιληπτό (πίνακας 5.6) ότι για πολύ μαλακό έδαφος ( $E=5,000 \text{ KPa}$ ) παρουσιάζονται δομικά προβλήματα στην κατασκευή. Εδάφη με μεγάλη συμπιεστότητα είναι αναμενόμενο να παρουσιάζουν τέτοια δομικά προβλήματα και για αυτό το λόγο πολλές φορές δεν προτιμώνται οι κατασκευές πάνω από τα συγκεκριμένα ή αναζητούνται νέες λύσεις για την αποφυγή των αστοχιών. Κάτι ακόμα που παρουσιάζει ενδιαφέρον αφορά τις προσομοιώσεις για έδαφος με  $E=10 \text{ MPa}$ . Παρατηρείται ότι στην κατασκευή, προτού εφαρμοστούν τα φορτία της γέφυρας, ο λόγος  $\Delta/L$  ισούται με 1/146, κάτι που

σημαίνει ότι σύμφωνα με τα επιτρεπόμενα όρια από Ευρωκώδικα 7 αναμένονται δομικές ζημιές. Αφού επιβληθούν τα φορτία ο λόγος μειώνεται σε 1/171, για φορτίο L1, έως και 1/196, για φορτίο L3. Συνεπώς ο κίνδυνος για δομικές ζημιές αποφεύγεται και αναμένονται μόνο προβλήματα μικρής κλίμακας, όπως λειτουργικότητας και αισθητικής.

### 5.3 Εφελκυστικές δυνάμεις στον οπλισμό

Στην ενότητα αυτή, παρουσιάζονται οι εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στον οπλισμό της κατασκευής. Στα διαγράμματα 5.7 έως 5.10 απεικονίζονται οι μέγιστες τιμές εφελκυστικών δυνάμεων σε κάθε λάμα οπλισμού. Η γραφική παράσταση MSEW είναι ουσιαστικά μια γραφική παράσταση που καθορίζει τα μέγιστα όρια των εφελκυστικών δυνάμεων που μπορεί να αναλάβει ο συγκεκριμένος τύπος οπλισμού ώστε να μην αστοχεί. Σε κάθε συνθήκη φόρτισης υπάρχει ασφάλεια καθώς οι δυνάμεις δεν υπερβαίνουν τα όρια.

Στο διάγραμμα 5.7 απεικονίζονται οι γραφικές παραστάσεις των μέγιστων δυνάμεων που αναπτύσσονται στον οπλισμό τόσο με, όσο και χωρίς την επιβολή των 3 διαφορετικών τιμών φόρτισης, για έδαφος θεμελίωσης πολύ χαμηλής συμπίεστικότητας με μέτρο ελαστικότητας 50MPa. Όπως είναι αναμενόμενο, με την αύξηση του φορτίου οι τιμές αυξάνονται σε κάθε λάμα ξεχωριστά. Έτσι ακολουθείται ένα συγκεκριμένο μοτίβο με τις γραφικές παραστάσεις να μετατοπίζονται προς τα δεξιά κάθε φορά που αυξάνεται και το φορτίο από την ανωδομή. Παρατηρείται ότι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη αναπτύσσεται σε μία συγκεκριμένη λάμα του οπλισμού, αυτήν που απέχει από το δάπεδο της κατασκευής 1.3m.

Τα στοιχεία του οπλισμού που βρίσκονται στην κορυφή και στο δάπεδο της κατασκευής παρουσιάζουν συχνά κάποια προβλήματα τα οποία οφείλονται σε αριθμητικά λάθη του λογισμικού λόγω της περιπλοκότητας του προβλήματος και γι' αυτό δεν προτιμώνται κατά την αξιολόγησή μας. Οι 3 ενδεικτικές λάμες οπλισμού που επιλέγονται βρίσκονται σε απόσταση από το θεμέλιο 1.3m, 3.3m και 5.3m, προκειμένου να υπάρχει μια γενική εικόνα στην κορυφή, στο μέσο και στο βάθος της κατασκευής. Στον πίνακα 5.7 φαίνονται οι τιμές των εφελκυστικών δυνάμεων που αναπτύσσονται στα προαναφέροντα steel strips, καθώς και οι ποσοστιαίες αυξήσεις αυτών έπειτα από την αύξηση των φορτίων. Για παράδειγμα στη λάμα 1.3m πάνω από το θεμέλιο της παρειάς υπάρχει μια αύξηση της εφελκυστικής δύναμης από L1 σε L2 περίπου 6% και από L2 σε L3 εξίσου 6% επομένως συνολικά 12%. Αντίστοιχα για την λάμα που απέχει 3.3m παρουσιάζεται μια πρώτη αύξηση 13% και στην συνέχεια επίσης 13% με τη συνολική να φτάνει στο 28%. Τέλος για την ανώτερη λάμα που αξιολογείται, η αύξηση για το φορτίο L2 είναι της τάξεως του 23% ενώ για το L3

είναι επιπλέον 24% με την συνολική να ανέρχεται στο 53%. Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι ενώ στη κατώτερη λάμα αξιολόγησης παρατηρούνται οι μέγιστες δυνάμεις και στην ανώτερη οι μικρότερες φαίνεται ότι τα φορτία επηρεάζουν περισσότερο την ανώτερη λάμα. Αυτό συμβαίνει καθώς τα φορτία επιδρούν περισσότερο στα ανώτερα στρώματα της κατασκευής αφού αυτά εξασθενούν με την αύξηση του βάθους. Αντίστοιχα είναι και τα αποτελέσματα για τις υπόλοιπες προσομοιώσεις με εδάφη θεμελίωσης περισσότερο συμπιεστά, όπως αποτυπώνονται στους πίνακες 5.8 – 5.10.

Στο διάγραμμα 5.11 έως 5.14 απεικονίζονται οι γραφικές παραστάσεις των τριών ενδεικτικών στοιχείων οπλισμού της κατασκευής, όπως προαναφέρθηκαν, με απόσταση από το θεμέλιο 1.3m, 3.3m και 5.3m. Για έδαφος με πολύ μεγάλη δυσκαμψία ( $E=50\text{MPa}$ ) παρατηρείται στα συγκεκριμένα steel strips (διάγραμμα 5.11) ότι υπάρχει μια γραμμική σχέση όσον αφορά τις εφελκυστικές δυνάμεις συναρτήσει της αύξησης του φορτίου που επιβάλλεται από την γέφυρα. Δηλαδή με την αύξηση του φορτίου οι δυνάμεις στον οπλισμό αυξάνουν γραμμικά. Αυτό όμως φαίνεται να αλλάζει όσο το έδαφος γίνεται πιο εύκαμπτο. Για εδάφη θεμελίωσης με μέτρο ελαστικότητας 25MPa, 10MPa και 5MPa, η γραμμικότητα στην κατώτερη λάμα του οπλισμού παραμένει σταθερή, κάτι που έρχεται σε αντίθεση με τη μεταβολή της που παρουσιάζεται στην ανώτερη λάμα του οπλισμού.

## 5.4 Οριζόντιες μετατοπίσεις στα panel επένδυσης

Στα διαγράμματα 5.15 – 5.17 φαίνονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις που έχουν προκληθεί στα panel επένδυσης στο τελικό στάδιο της κατασκευής, δηλαδή αφότου έχουν εφαρμοστεί και τα φορτία της γέφυρας. Οι αρνητικές τιμές δείχνουν την κίνηση προς την αριστερή πλευρά. Τα διαγράμματα αφορούν συγκεκριμένο φορτίο και η κάθε γραφική παράσταση αναφέρεται σε έδαφος θεμελίωσης με διαφορετική συμπιεστότητα, δηλαδή διαφορετικό μέτρο ελαστικότητας. Στο διάγραμμα 5.15 το οποίο είναι για τις προσομοιώσεις με φορτίο  $L3=215\text{KN/m}$  παρατηρείται ότι όσο μειώνεται η δυσκαμψία του εδάφους τόσο οι οριζόντιες μετακινήσεις αυξάνουν σε όλο το ύψος του τοίχου. Η βάση επηρεάζεται περισσότερο με την αλλαγή στη συμπιεστότητα του εδάφους γιατί το έδαφος θεμελίωση επηρεάζει περισσότερο τα κατώτερα στρώματα της κατασκευής. Στον πίνακα 5.11 υπάρχουν οι τιμές των μετατοπίσεων στη βάση της κατασκευής. Βλέπουμε ότι στη συγκεκριμένη συνθήκη φόρτισης για σχεδόν ασυμπίεστο έδαφος ( $E=50\text{MPa}$ ) οι μετακινήσεις είναι 0.65cm, για  $E=25\text{MPa}$  αυξάνονται σε 1.27cm, σε μαλακό έδαφος ( $E=10\text{MPa}$ ) είναι 3.19cm ενώ για πολύ μαλακό ( $E=5\text{MPa}$ ) φτάνουν τα 6.41cm. Για τα 2 εδάφη με μεγάλες τιμές μέτρου ελαστικότητας δεν υπάρχει μεγάλη διαφορά στις μετατοπίσεις, περίπου 5mm. Αντιθέτως για τα 2 πιο μαλακά εδάφη οι μετατοπίσεις αυξάνουν σημαντικά και



φτάνουν έως και 6.41cm. Αντίστοιχο είναι και το διάγραμμα 5.16 που αναφέρεται σε φορτίο  $L2=160\text{KN/m}$ , ωστόσο, στην κορυφή οι μετακινήσεις συγκλίνουν περισσότερο απ'ότι στο φορτίο L3. Αυτό συμβαίνει γιατί τα φορτία έχουν μεγάλη επιρροή στα ανώτερα στρώματα της κατασκευής. Τέλος στο διάγραμμα 5.17 το οποίο αφορά το φορτίο L1 ακολουθεί το ίδιο μοτίβο με τα προηγούμενα, η διαφορά που είναι αντιληπτή είναι η ανωμαλία που παρουσιάζεται στην κορυφή του τοίχου με τις γραφικές παραστάσεις να μπλέκονται μεταξύ τους. Ουσιαστικά αυτό που συμβαίνει είναι ότι οι καθιζήσεις και στις τρεις συνθήκες θεμελίωσης συγκλίνουν τόσο πολύ που το πρόγραμμα οδηγείται σε αριθμητικό λάθος, γι'αυτό το λόγο και η απόκλιση είναι της τάξεως των 5mm.

Στον πίνακα 5.12 έχουν υπολογιστεί οι σχετικές οριζόντιες μετακινήσεις  $U_x/H$  (όπου H το ύψος του τοίχου και  $U_x$  η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση). Όπως φαίνεται από τον πίνακα, έχουν την τάση να αυξάνονται όσο το έδαφος γίνεται πιο μαλακό και όσο το μέγεθος του deck της γέφυρας αυξάνει. Η μικρότερη σχετική οριζόντια μετατόπιση είναι περίπου 0.15% για έδαφος 50MPa και μικρό φορτίο L1, ενώ η μεγαλύτερη είναι 1.07% για πολύ μαλακό έδαφος ( $E=5\text{MPa}$ ) και φορτίο L3.

Στα διαγράμματα 5.18 έως και 5.21 φαίνονται πάλι οι οριζόντιες μετακινήσεις αλλά στη συγκεκριμένη περίπτωση για συγκεκριμένο έδαφος οι γραφικές παραστάσεις αφορούν διαφορετικό φορτίο L. Παρατηρείται ότι με την αύξηση του φορτίου οι μετακινήσεις αυξάνουν σε όλο το ύψος του τοίχου. Μεγαλύτερη επίδραση, συνεπώς και μεγαλύτερη αύξηση, παρουσιάζεται στα ανώτερα panel κάτι το οποίο είναι αναμενόμενο καθώς είναι πιο κοντά στο σημείο που επιβάλλεται το φορτίο και συναρτήσει της ύπαρξης του σπλισμού μειώνεται η επίδραση του σε κατώτερα επίπεδα. Κάτι που έχει ενδιαφέρον είναι ότι οι μέγιστες μετατοπίσεις για σκληρά εδάφη ( $E=50$  και  $25\text{MPa}$ ) δημιουργούνται στο μέσω ή στην κορυφή της κατασκευής. Αντιθέτως στις 2 περιπτώσεις μαλακών εδαφών οι μέγιστες εμφανίζονται στη βάση τους. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το έδαφος είναι πολύ μαλακό και η επίδραση αυτού υπερισχύει της επίδρασης των φορτίων.

Πίνακας 5.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κάθε μοντέλου

Δοκιμή	Μήκος γέφυρας (m)	Ύψος γέφυρας (m)	Μήκος σπλισμού (m)
H1_L1_S2	18	6	7
H1_L2_S2	24	6	7
H1_L3_S2	30	6	7

Πίνακας 5.2 Παράμετροι Mohr Coulomb

Έδαφος	C (kPa)	Φ (°)	Ψ (°)	E (kPa)	ν
Οπλισμένο	0	34	7	50,000	0.306
Επίχωμα	0	30	6	40,000	0.320
Θεμελίωσης	5	30	0	(εύρος) <sup>(1)</sup>	0,350
<sup>(1)</sup> 50,000 – 25,000 – 10,000 – 5,000 kPa					

Πίνακας 5.3 Καθιζήσεις στο σημείο C (H1\_L1\_S2)

E (KPa)	S <sub>before</sub> (cm)	S <sub>after</sub> (cm)	ΔS  (cm)	ΔS (%)
50,000	-5.6	-5.9	0.3	5.35
25,000	-9.7	-10.3	0.6	6.18
10,000	-22.1	-23.5	1.4	6.33
5,000	-42.9	-46.5	3.6	8.39

Πίνακας 5.4 Καθιζήσεις στο σημείο C (H1\_L2\_S2)

E (KPa)	S <sub>before</sub> (cm)	S <sub>after</sub> (cm)	ΔS  (cm)	ΔS (%)
50,000	-5.6	-6.1	0.5	8.9
25,000	-9.7	-10.7	1	10.3
10,000	-22.1	-24.2	2.1	9.5
5,000	-42.9	-46.8	3.9	9.09

Πίνακας 5.5 Καθιζήσεις στο σημείο C (H1\_L3\_S2)

E (KPa)	S <sub>before</sub> (cm)	S <sub>after</sub> (cm)	ΔS  (cm)	ΔS (%)
50,000	-5.6	-6.3	0.7	12.5
25,000	-9.7	-11	1.3	13.4
10,000	-22.1	-25	2.9	13.12
5,000	-42.9	-48.3	5.4	12.58

Πίνακας 5.6 Λόγος Δ / L (σχετική στρόφη)

H1_S2	E50	E25	E10	E5
Top of the backfill	1/520	1/315	1/146	1/78
L1	1/709	1/392	1/171	1/85
L2	1/836	1/433	1/183	1/95
L3	1/1013	1/486	1/196	1/100

Πίνακας 5.7 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις σπλισμού (E=50MPa)

Ύψος (m)	Tmax (KN/strip)			ΔL (%)		
	L1 = 105 KN/m	L2 = 160 KN/m	L3 = 215 KN/m	Δ(L2-L1)	Δ(L3-L2)	Δ(L3-L1)
5.3	6.27	7.7	9.58	23	24	53
3.3	9.2	10.41	11.75	13	13	28
1.3	16.67	17.71	18.75	6	6	12

Πίνακας 5.8 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις σπλισμού (E=25MPa)

Ύψος (m)	Tmax (KN/strip)			ΔL (%)		
	L1 = 105 KN/m	L2 = 160 KN/m	L3 = 215 KN/m	Δ(L2-L1)	Δ(L3-L2)	Δ(L3-L1)
5.3	6.34	7.72	9.62	22	25	52
3.3	9.08	10.28	11.50	13	12	27
1.3	16.8	17.75	18.76	6	6	12

Πίνακας 5.9 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις σπλισμού (E=10MPa)

Ύψος (m)	Tmax (KN/strip)			ΔL (%)		
	L1 = 105 KN/m	L2 = 160 KN/m	L3 = 215 KN/m	Δ(L2-L1)	Δ(L3-L2)	Δ(L3-L1)
5.3	6.41	7.8	9.70	22	24	42
3.3	9.01	10.20	11.40	13	12	23
1.3	17.07	18.01	19.01	5	6	11

Πίνακας 5.10 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις σπλισμού (E=5MPa)

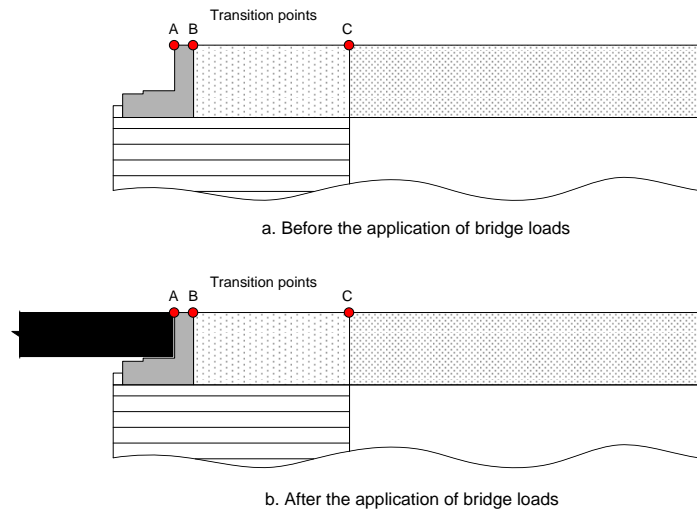
Ύψος (m)	Tmax (KN/strip)			ΔL (%)		
	L1 = 105 KN/m	L2 = 160 KN/m	L3 = 215 KN/m	Δ(L2-L1)	Δ(L3-L2)	Δ(L3-L1)
5.3	6.49	7.86	9.79	21	24	51
3.3	8.94	10.14	11.33	13	12	27
1.3	17.37	18.26	19.20	5	5	10

Πίνακας 5.11 Οριζόντιες μετατοπίσεις στη βάση της κατασκευής

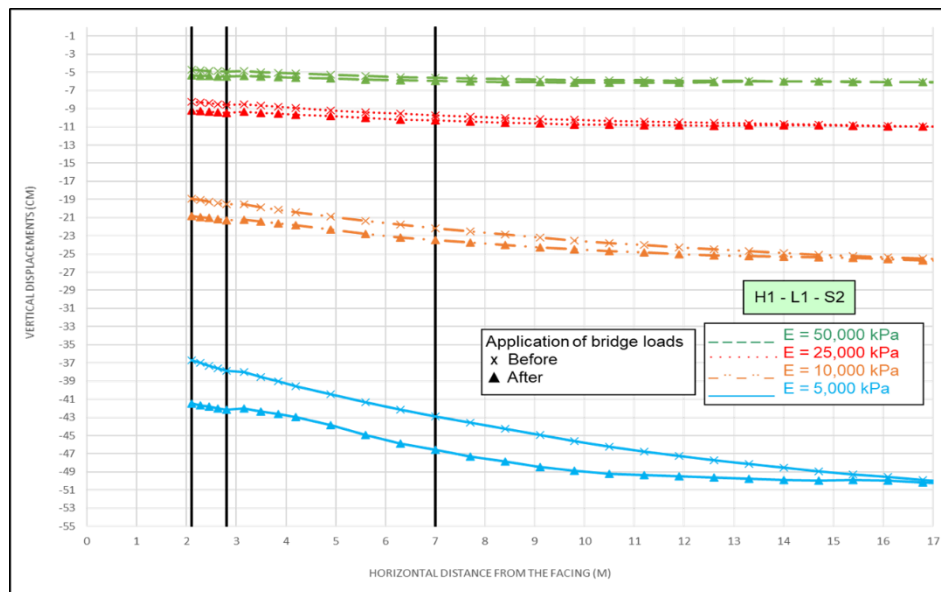
	E50	E25	E10	E5
L1	0.56 cm	1.11 cm	2.83 cm	5.77 cm
L2	0.61 cm	1.19 cm	3 cm	6.09 cm
L3	0.65 cm	1.27 cm	3.19 cm	6.41 cm

Πίνακας 5.12 Σχετικές οριζόντιες μετατοπίσεις

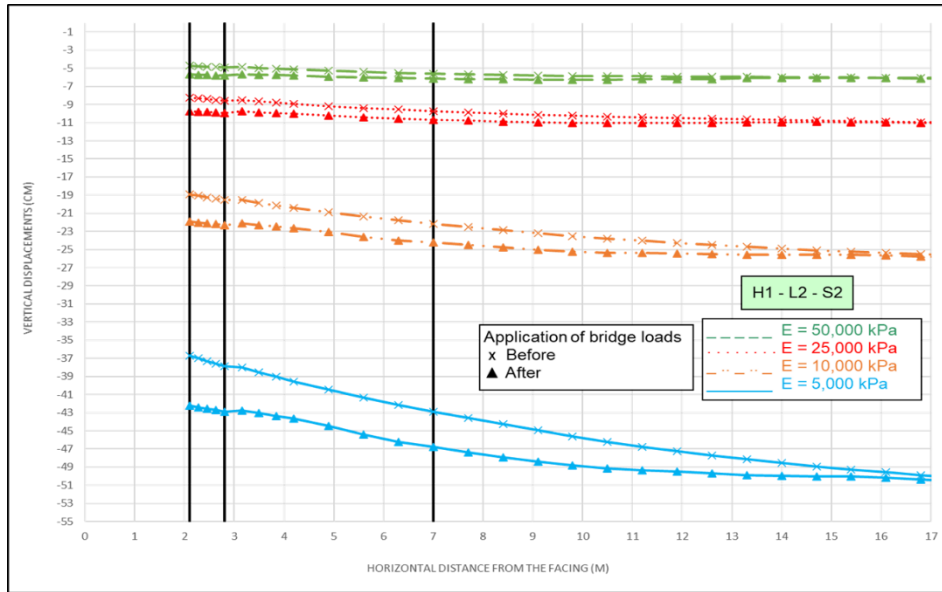
	E50	E25	E10	E5
L1	0.15%	0.21%	0.47%	0.96%
L2	0.17%	0.23%	0.50%	1.02%
L3	0.20%	0.27%	0.54%	1.07%



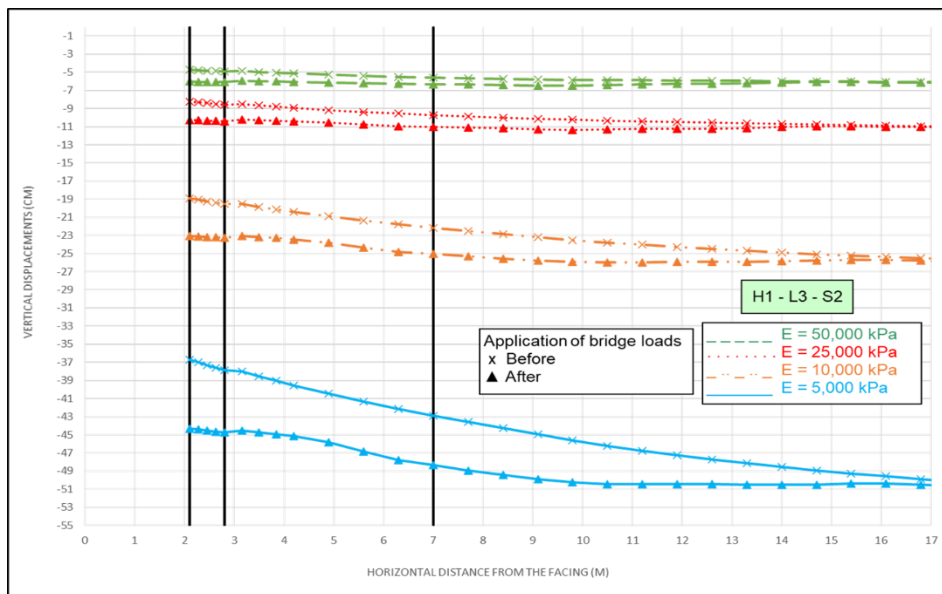
Σχήμα 5.1 Γεωμετρία στην κορυφή της κατασκευής



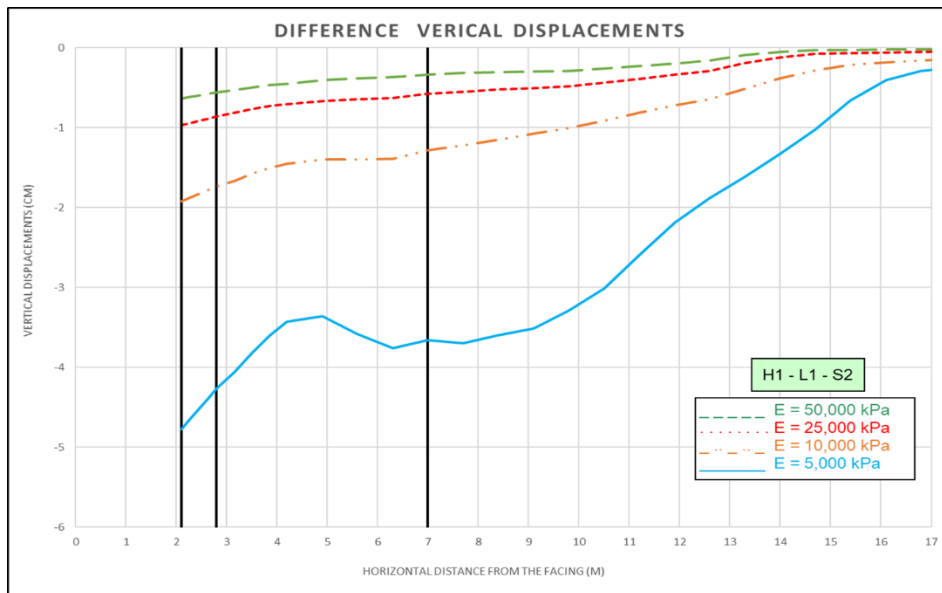
Διάγραμμα 5.1 Επιφανειακές καθιζήσεις (H1\_L1\_S2)



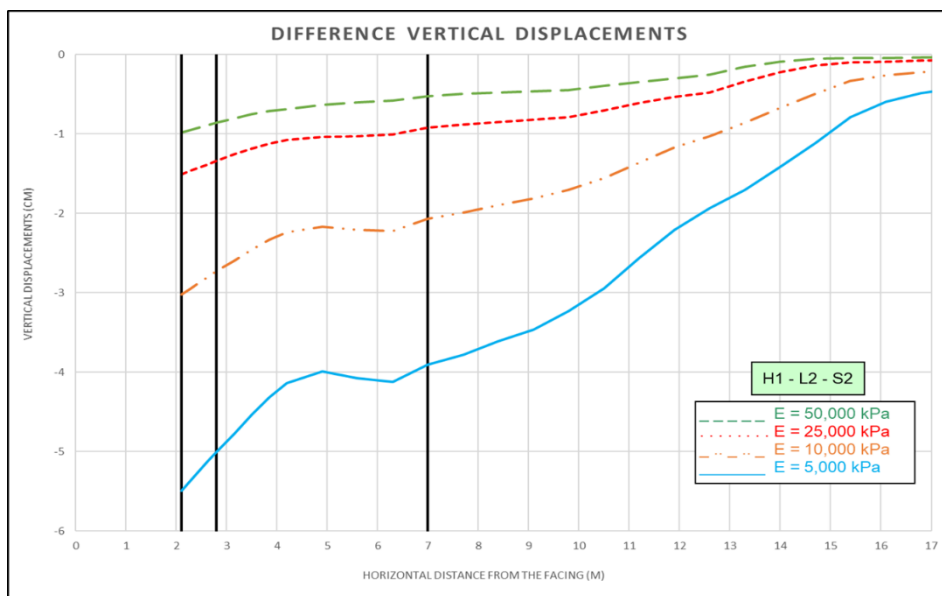
Διάγραμμα 5.2 Επιφανειακές καθιζήσεις (H1\_L2\_S2)



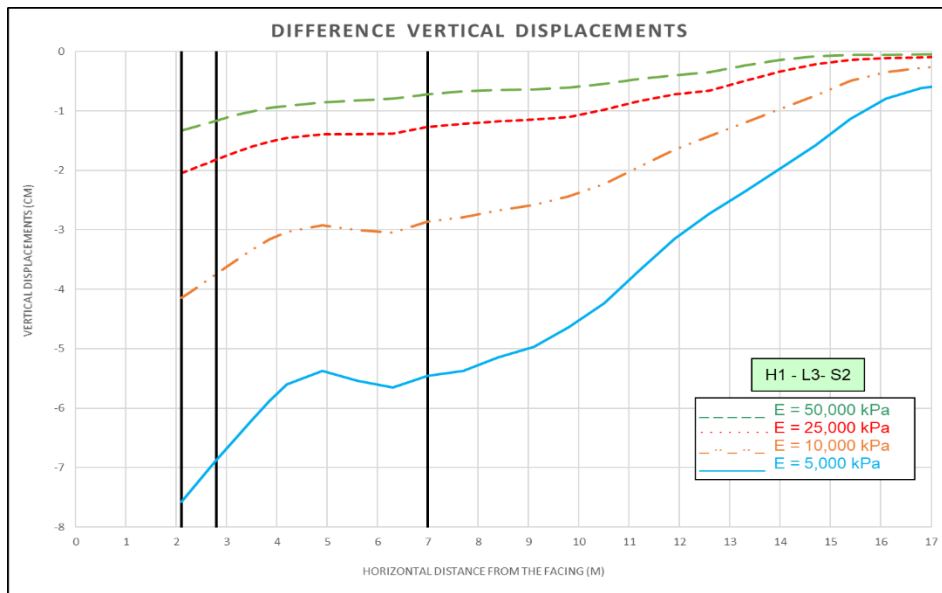
Διάγραμμα 5.3 Επιφανειακές καθιζήσεις (H1\_L3\_S2)



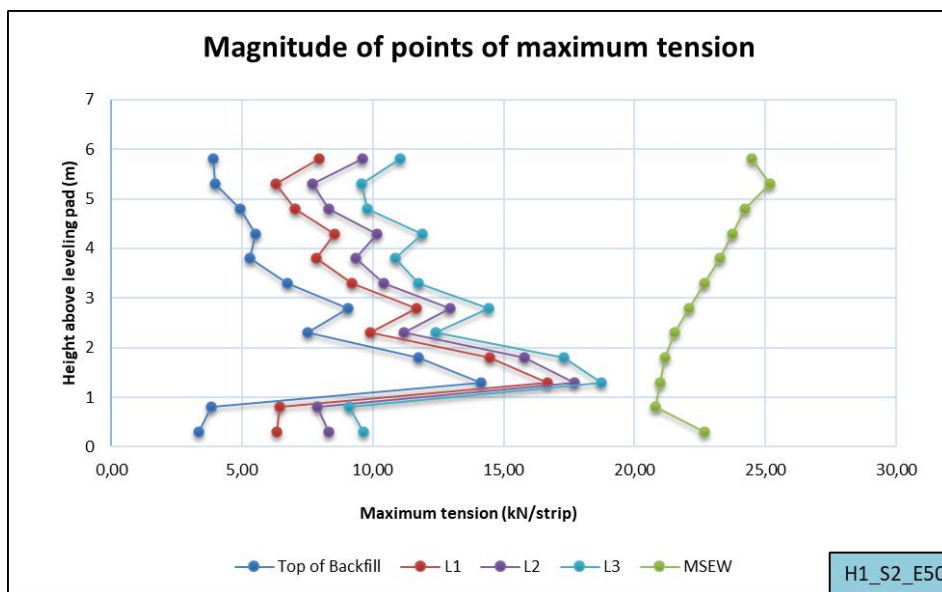
Διάγραμμα 5.4 Διαφορά καθιζήσεων (H1\_L1\_S2)



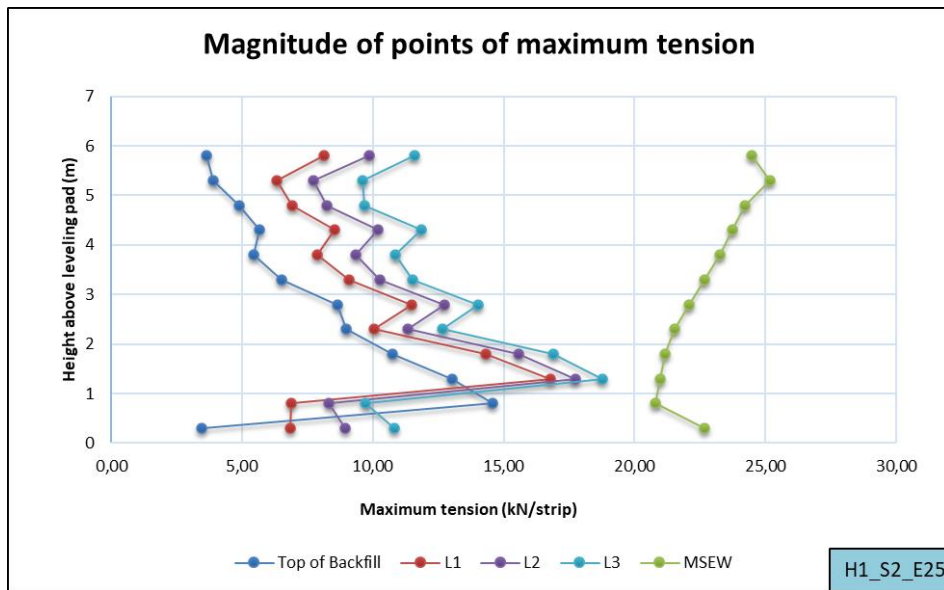
Διάγραμμα 5.5 Διαφορά καθιζήσεων (H1\_L2\_S2)



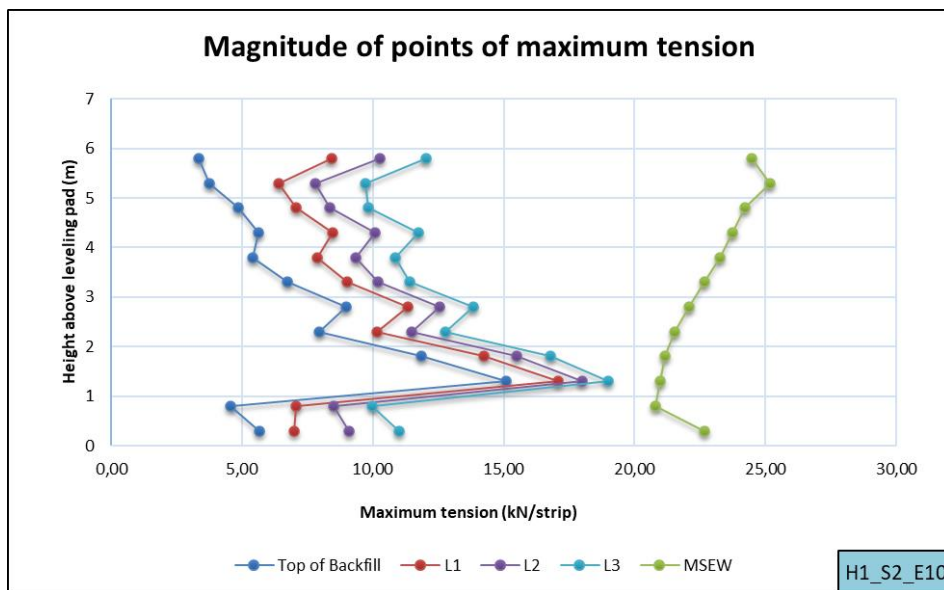
Διάγραμμα 5.6 Διαφορά καθιζήσεων (H1\_L3\_S2)



Διάγραμμα 5.7 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις σπλισμού ( $E=50\text{MPa}$ )

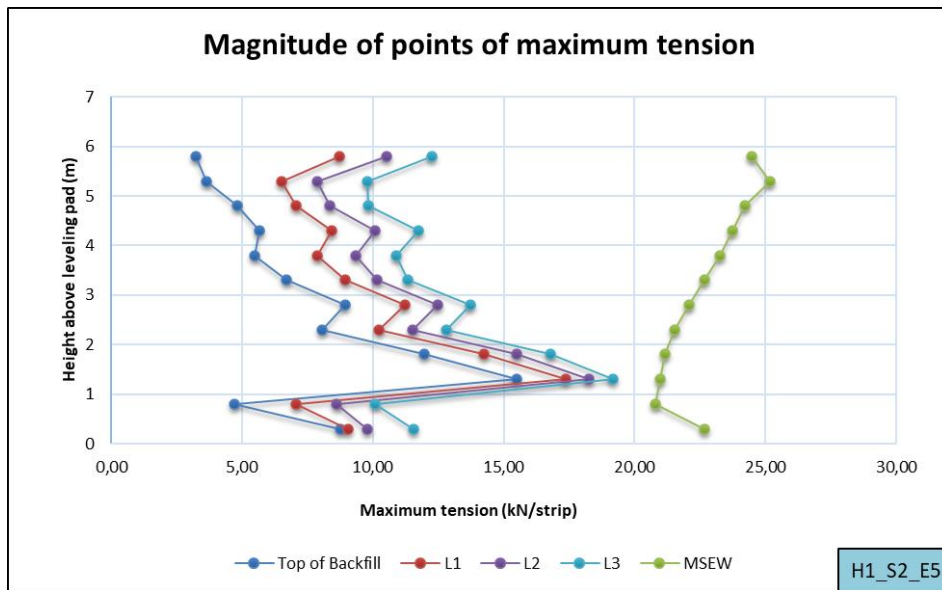


Διάγραμμα 5.8 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις σπλισμού ( $E=25\text{MPa}$ )

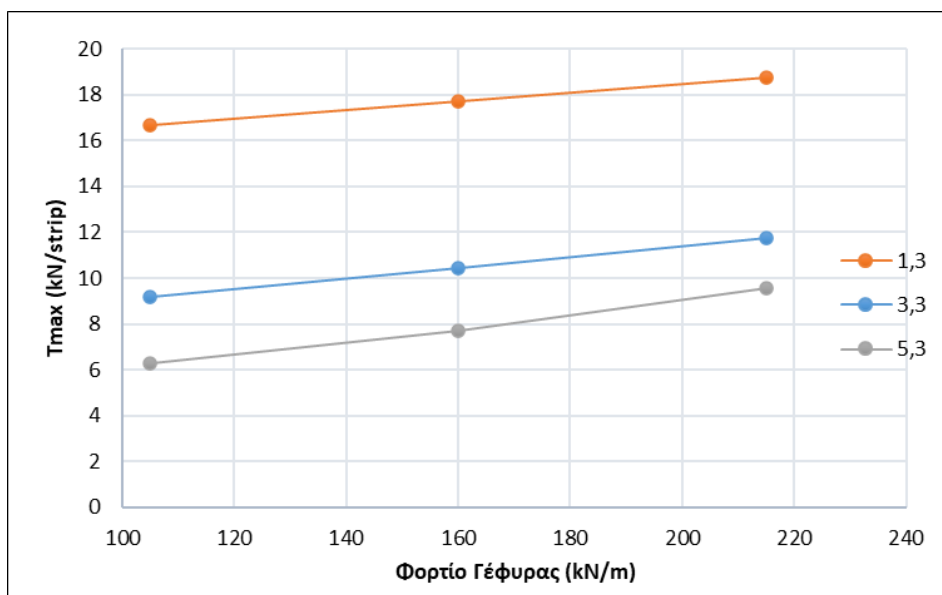


Διάγραμμα 5.9 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις σπλισμού ( $E=10\text{MPa}$ )

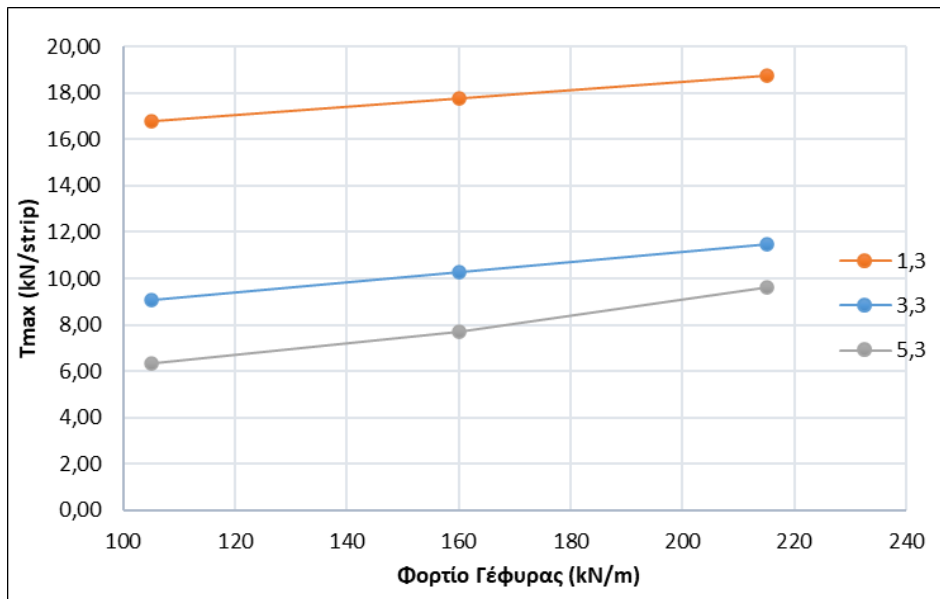




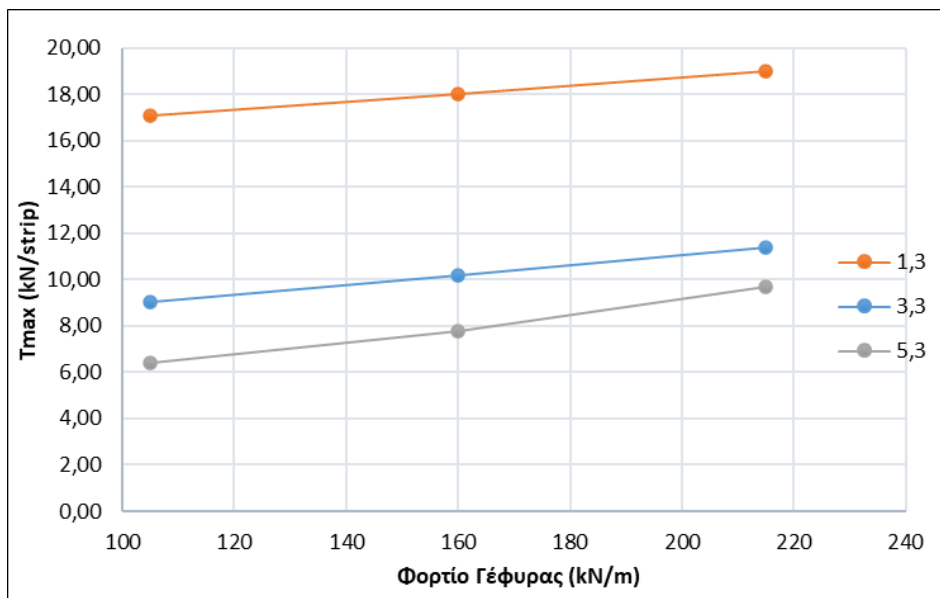
Διάγραμμα 5.10 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις οπλισμού ( $E=5\text{MPa}$ )



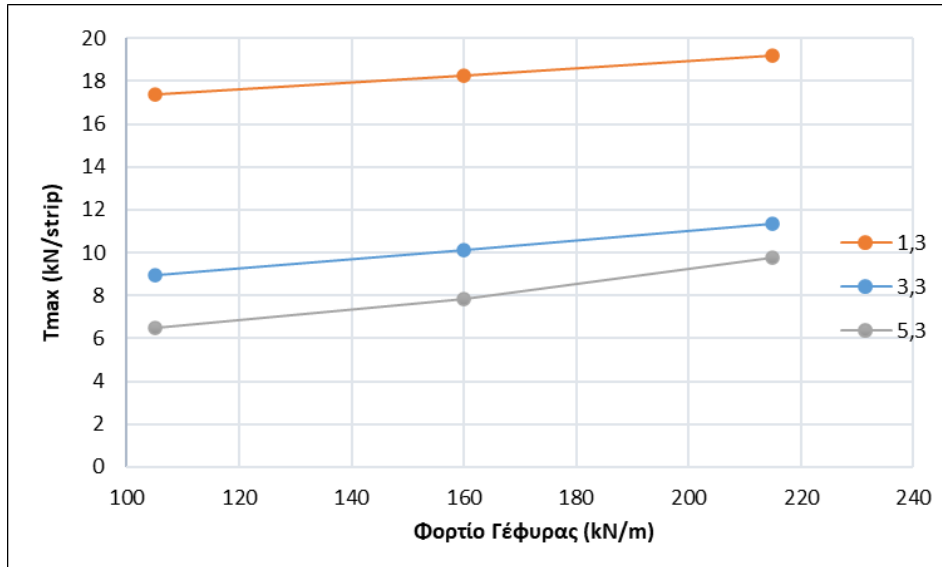
Διάγραμμα 5.11 Γραφικές παραστάσεις steel strips ( $E=50\text{MPa}$ )



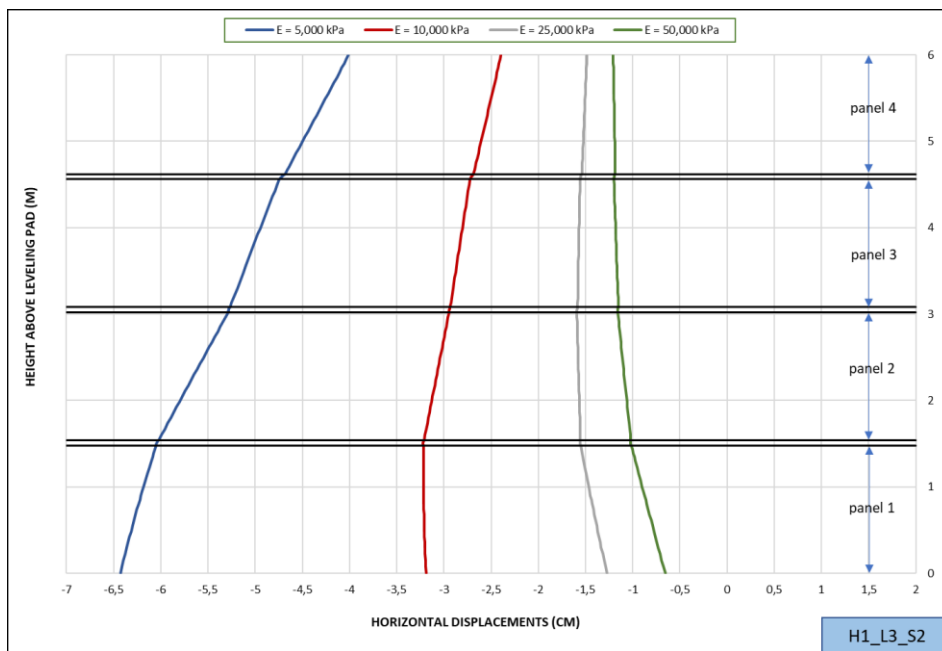
Διάγραμμα 5.12 Γραφικές παραστάσεις steel strips (E=25MPa)



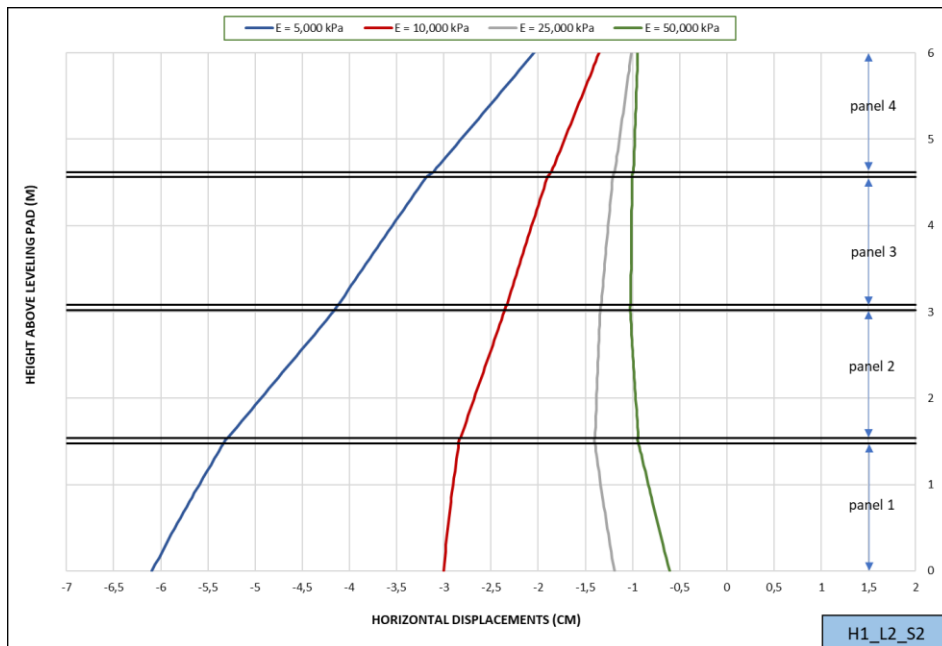
Διάγραμμα 5.13 Γραφικές παραστάσεις steel strips (E=10MPa)



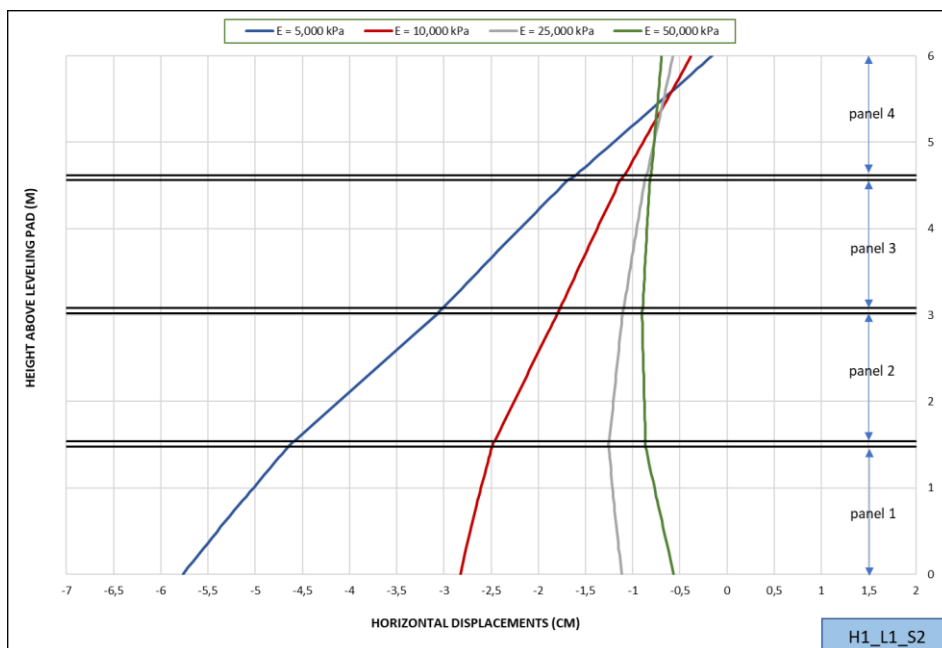
Διάγραμμα 5.14 Γραφικές παραστάσεις steel strips (E=5MPa)



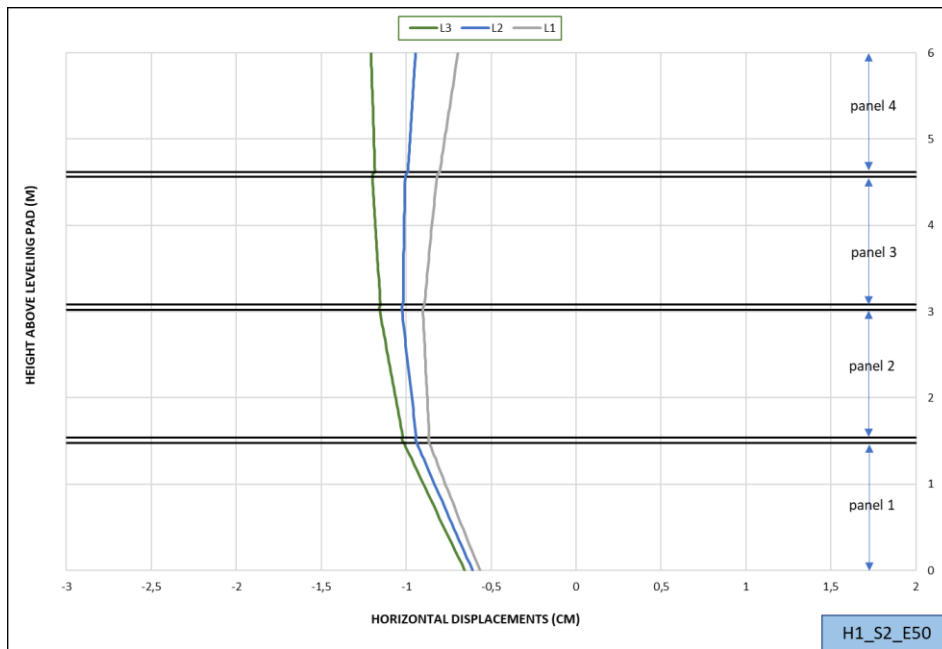
Διάγραμμα 5.15 Οριζόντιες μετακινήσεις στα panel επένδυσης (H1\_L3\_S2)



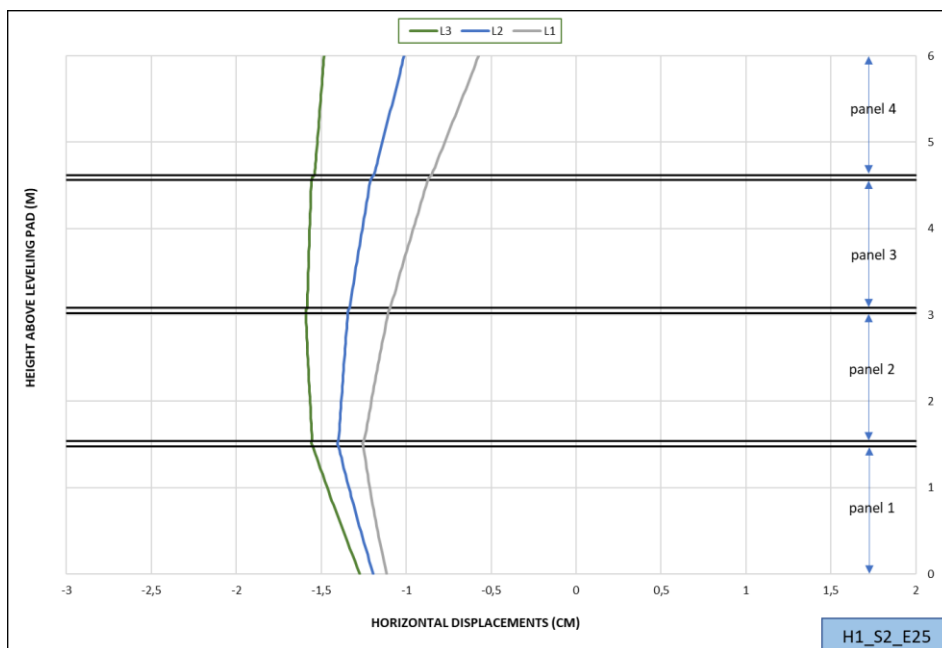
Διάγραμμα 5.16 Οριζόντιες μετακινήσεις στα panel επένδυσης (H1\_L2\_S2)



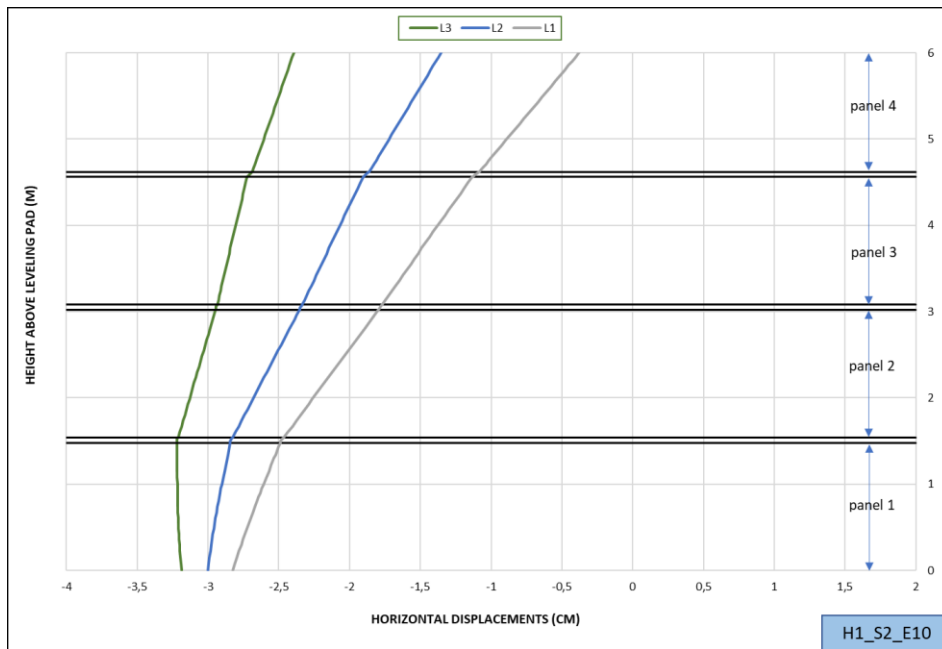
Διάγραμμα 5.17 Οριζόντιες μετακινήσεις στα panel επένδυσης (H1\_L1\_S2)



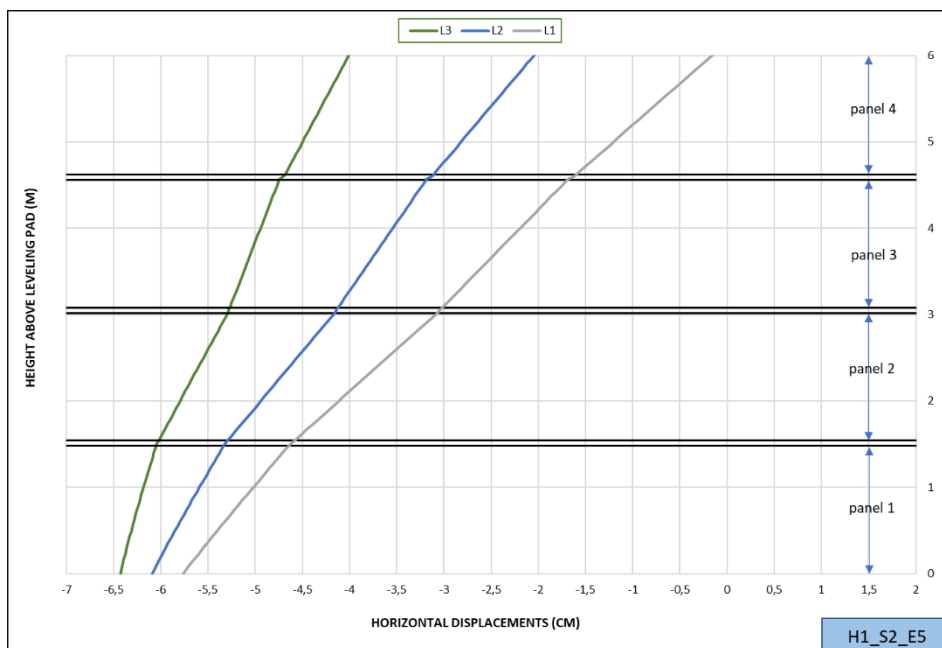
Διάγραμμα 5.18 Οριζόντιες μετατοπίσεις στα panel επένδυσης (E=50MPa)



Διάγραμμα 5.19 Οριζόντιες μετατοπίσεις στα panel επένδυσης (E=25MPa)



Διάγραμμα 5.20 Οριζόντιες μετατοπίσεις στα panel επένδυσης ( $E=10\text{MPa}$ )



Διάγραμμα 5.21 Οριζόντιες μετατοπίσεις στα panel επένδυσης ( $E=5\text{MPa}$ )

## 6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

### 6.1 Σύνοψη

Οι τοίχοι από οπλισμένη γη είναι μια αναπτυσσόμενη μέθοδος λόγω των τεχνικών της ιδιοτήτων και της οικονομικότητά της. Πιο συγκεκριμένα, στις μέρες μας, αποτελεί μια εναλλακτική μέθοδος στη χρήση ως ακρόβαθρο γέφυρας αντικαθιστώντας τους παραδοσιακούς τοίχους αντιστήριξης. Παρόλα αυτά η μέθοδος αυτή παρουσιάζει μερικά ελαττώματα όπως:

- i. Η πολυπλοκότητα της κατασκευής που οφείλεται στην παρουσία πασσάλου ο οποίος διέρχεται εντός του οπλισμού ώστε να εδράζεται σε βαθύτερο στρώμα γης με καλά μηχανικά χαρακτηριστικά.
- ii. Ο πάσσαλος προκαλεί ακαμψία στο πέδιλο της γέφυρας που στηρίζει και σε αντίθεση με την υπόλοιπη κατασκευή που παρουσιάζει καθιζήσεις προκαλούνται δομικά ή λειτουργικά ζητήματα.
- iii. Το κόστος της κατασκευής αυξάνεται αρκετά με την τοποθέτηση του πασσάλου.

Τα παραπάνω προβλήματα μπορούν να αποφευχθούν ή να ελαχιστοποιηθούν αν η οπλισμένη γη σχεδιαστεί έτσι ώστε όχι μόνο να συγκρατεί το επίχωμα προσέγγισης αλλά να λειτουργεί και ως στήριγμα της γέφυρας χωρίς να χρειάζεται η κατασκευή του πασσάλου.

Στόχος της εργασίας ήταν να ερευνηθεί η πιθανή χρήση της οπλισμένης γης ως άμεση στήριξη της γέφυρας μελετώντας ταυτόχρονα και πως επηρεάζεται η κατασκευή σε διαφορετικές συνθήκες φόρτισης και εδάφους θεμελίωσης.

### 6.2 Συμπεράσματα

Η ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία πραγματοποιήθηκε για ένα εύρος συνθηκών φόρτισης και εδάφους, προκειμένου να διερευνηθεί η απόδοση του συστήματος ακρόβαθρου – οπλισμένη γη – έδαφος θεμελίωσης όσον αφορά τις μετατοπίσεις, κάθετες και οριζόντιες. Κατά τη διερεύνηση αυτών αξιολογήθηκαν και οι εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στον οπλισμό και πως επηρεάζονται αυτές από τις συνθήκες φόρτισης. Τα σενάρια αυτά ελέγχθηκαν και για διαφορετικό έδαφος θεμελίωσης το οποίο διέφερε στη συμπιεστότητά του, το μέτρο ελαστικότητας που επιλέχθηκε για αυτές τις περιπτώσεις ήταν 50,000, 25,000, 10,000 και 5,000 kPa. Το εύρος αυτό καλύπτει από σχεδόν ασυμπίεστα εδάφη ( $\epsilon=50\text{MPa}$ ) έως και πάρα πολύ μαλακά ( $E=5\text{MPa}$ ).

Στο πρώτο μέρος των αναλύσεων ελέγχθηκαν οι καθιζήσεις οι οποίες προκαλούνται στην κορυφή της κατασκευής. Για τις 3 διαφορετικές συνθήκες φόρτισης αξιολογήθηκε κατά πόσο επηρεάζονται οι καθιζήσεις από τη συμπίεστικότητα τους εδάφους θεμελίωσης. Σε κάθε σενάριο ξεχωριστά υπολογίστηκαν και οι καθιζήσεις προτού επιβληθούν τα φορτία, το στάδιο αυτό αντιστοιχεί στην διαδεδομένη στις μέρες μας κατασκευή με τη χρήση πασσάλου ο οποίος αναλαμβάνει τα φορτία της ανοδομής και εδράζεται σε υπόστρωμα, με πολύ καλά μηχανικά χαρακτηριστικά. Οι υπολογισμοί αυτοί έγιναν προκειμένου ναδειχθεί ότι με το σωστό σχεδιασμό της οπλισμένης γης είναι εφικτό αυτή να αναλάβει τα φορτία της ανοδομής και επιφέρει και καλύτερα αποτελέσματα. Το καλύτερο αποτέλεσμα δεν σημαίνει αναγκαστικά και μικρή καθίζηση. Σε τέτοια έργα, αυτό που έχει σημασία είναι η διαφορική καθίζηση που προκαλείται, έτσι ώστε να είναι ομαλή η διέλευση των οχημάτων. Αυτό πράγματι αποδείχθηκε, οι διαφορικές καθιζήσεις σε κάθε περίπτωση έδωσαν καλύτερα αποτελέσματα σε σχέση με την μέθοδο του πασσάλου. Ως μέτρο σύγκρισης χρησιμοποιήθηκε ο λόγο  $\Delta/L$  (σχετική στρόφη) του Ευρωκώδικα 7. Μια ακόμα διαπίστωση είναι ότι η συμπίεστικότητα του εδάφους έχει κύρια επίδραση στις καθιζήσεις γι' αυτό το λόγο και σε πολύ μαλακά εδάφη οι καθιζήσεις έχουν μεγάλες τιμές.

Εν συνεχεία, αξιολογήθηκαν οι εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στον οπλισμό και κατά πόσο επηρεάζονται από την αύξηση των φορτίων σε συγκεκριμένα εδάφη θεμελίωσης. Παρατηρήθηκε ότι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη αναπτύσσεται στη χαλύβδινη λάμα η οποία βρίσκεται 1.3m από την θεμελίωση του τοίχου. Με την αύξηση των φορτίων επηρεάζονται περισσότερο τα ανώτερα steel strips αφού το η επίδραση του φορτίου μειώνεται συναρτήσει του βάθους. Συγκεκριμένα για κάθε αύξηση φορτίου η μεταβολή των δυνάμεων για την άνω λάμα είναι περίπου +24%, ενώ για κατώτερη το ποσοστό μειώνεται περίπου στο +6%. Χρησιμοποιώντας τα παραπάνω αποτελέσματα κατασκευάστηκαν διαγράμματα στα οποία διαπιστώθηκε η γραμμική αύξηση των εφελκυστικών δυνάμεων συναρτήσει των διαφορετικών φορτίων. Όσο το έδαφος γίνεται πιο συμπίεστο η γραμμικότητα αλλοιώνεται στα ανώτερα στοιχεία οπλισμού ενώ στα κατώτερα παραμένει σταθερή.

Τελική αξιολόγηση έγινε στις οριζόντιες μετατοπίσεις που παρουσιάζονται στη παρειά του τοίχου. Διαπιστώθηκε ότι με τη μείωση του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους οι μετατοπίσεις αυξάνονται σε όλο το ύψος της επένδυσης, μεγαλύτερη όμως είναι η επίδραση στα κατώτερα στρώματα, κυρίως στα πολύ συμπίεστα εδάφη. Επίσης, το φορτίο έχει μεγαλύτερη επίδραση στα ανώτερα panel, γι' αυτό και όσο μικρότερη τιμή λαμβάνει το φορτίο, οι μετακινήσεις στην κορυφή συγκλίνουν και για τις 4 συνθήκες θεμελίωσης. Επιπλέον, διαπιστώθηκε ότι στα πολύ μαλακά εδάφη η δράση του εδάφους θεμελίωσης υπερισχύει της δράσης των φορτίων.



## 7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Elias, V., Christopher, B. R., and Berg, R. R. (2001). "Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes – Design & construction guidelines." FHWA-NHI-00-043, US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C., USA.
- [2] Ingold, T. S. (1982). *Reinforced Earth*, Thomas Telford Ltd.
- [3] Juran, I., Schlosser, F., Long, N. T., and Legeay, G. (1979). "Full scale experiment on a reinforced earth bridge abutment in Lille." *Symposium on Earth Reinforcement*, ASCE, April 27 1978, Pittsburgh, USA, 556-584.
- [4] Lee, K. L., Adams, B., and Vagneron, J. (1973). "Reinforced earth retaining walls." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(10), 745-764.
- [5] Mitchell, J. K., and Christopher, B. R. (1990). "North American practice in reinforced soil systems." *Design and Performance of Earth Retaining Structures (Geotechnical Special Publication No. 25)*, P. Lambe, and L. A. Hansen, eds., ASCE, June 18 - 21, 1990, Ithaca, USA, 332-346.
- [6] Schlosser, F. (1990). "Mechanically stabilized earth retaining structures in Europe." *Design and Performance of Earth Retaining Structures (Geotechnical Special Publication No. 25)*, P. Lambe, and L. A. Hansen, eds., ASCE, June 18 - 21, 1990, Ithaca, USA, 347-378.
- [7] Schlosser, F., and Bastick, M. (1991). "Reinforced Earth." *Foundation Engineering Handbook*, H.-Y. Fang, ed., Chapman & Hall, New York, 778-795.
- [8] Schlosser, F., and Elias, V. (1979). "Friction in Reinforced Earth." *Symposium on Earth Reinforcement*, ASCE, April 27 1978, Pittsburgh, USA, 735-763.
- [9] Schlosser, F., and Guilloux, A. (1981). "Le frottement dans le renforcement des sols." *Révue Française de Géotechnique*, 16, 65-77 (in French).
- [10] Schlosser, F., and Vidal, H. (1969). "La terre armée (The reinforced earth)." *Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers – Ponts et Chaussées*, No. 41(Référence No. 797), 101-144 (in French).
- [11] Vidal, H. (1969). "The principle of Reinforced Earth." *Highway Research Record*, 282(1659), 1-16.