



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

**ΣΧΟΛΕΣ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ & ΜΗΧ. ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ –
ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ**

Δ.Π.Μ.Σ. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

«Παραμετρική ανάλυση των επιφανειακών μετακινήσεων και των
επιπτώσεών τους σε κτίρια λόγω διάνοιξης αβαθούς σήραγγας »

Μαρίνα Πάσιου - Κεφαλίδου

Επιβλέπων: Β. Παπαδόπουλος, Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2013



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

**ΣΧΟΛΕΣ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ & ΜΗΧ. ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ –
ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ**

Δ.Π.Μ.Σ. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

«Παραμετρική ανάλυση των επιφανειακών μετακινήσεων και των
επιπτώσεών τους σε κτίρια λόγω διάνοιξης αβαθούς σήραγγας»

Μαρίνα Πάσιου - Κεφαλίδου

Επιβλέπων: Β. Παπαδόπουλος, Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Εγκρίθηκε από την τριμελή επιτροπή στις 16/07/2013

Παπαδόπουλος Βασίλειος, Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π.	
Καββαδάς Μιχαήλ, Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π.	
Τσιαμπάος Γεώργιος, Καθηγητής Ε.Μ.Π.	

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2013

Περίληψη

Ένα από τα σημαντικότερα ζητήματα που σχετίζονται με την κατασκευή αβαθών σηράγγων σε αστικό περιβάλλον, είναι η εκτίμηση των εδαφικών μετακινήσεων, που προκαλούνται από τη διάνοιξή τους, και των πιθανών ζημιών στις υπερκείμενες κατασκευές.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετάται αρχικά η επίδραση διαφόρων εδαφικών παραμέτρων (μέτρο ελαστικότητας του εδάφους, E , σχετική απώλεια εδαφικού όγκου, V_s/V , συντελεστής πλευρικών ωθήσεων, K_0) στην καμπύλη των επιφανειακών εδαφικών καθιζήσεων σε συνθήκες «ελεύθερου πεδίου» με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Στη συνέχεια μελετώνται οι επιπτώσεις των επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων, που προκαλούνται από τη διάνοιξη αβαθούς σήραγγας, σε υπερκείμενο κτίριο με σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα, θεμελιωμένο επί μεμονωμένων πεδίων, συναρτήσει – εκτός των εδαφικών παραμέτρων – του αριθμού των ορόφων του κτιρίου και της ακαμψίας του.

Για την εκτίμηση της επιρροής της διάνοιξης της σήραγγας στο κτίριο, εξετάζονται τρεις τρόποι προσέγγισης. Αρχικά εξετάζεται το ποσοστό αύξησης της ροπής στην ακραία στήριξη και στο μέσο του μεσαίου ανοίγματος της πλάκας του πρώτου ορόφου του κτιρίου, χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.

Στο δεύτερο τρόπο προσέγγισης εξετάζεται το μέγεθος του λόγου της μέγιστης σχετικής μετατόπισης μεταξύ των υποστηλωμάτων του κτιρίου, $\Delta s/L$, και πάλι χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Τέλος, εκτιμάται η πιθανή κατηγορία ορατών βλαβών του κτιρίου χρησιμοποιώντας τη μέθοδο της ισοδύναμης δοκού για τον υπολογισμό της μέγιστης εφελκυστικής παραμόρφωσης, λαμβάνοντας υπόψιν τις καθιζήσεις της θεμελίωσης που υπολογίστηκαν με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Abstract

One of the most important issues related to tunnel construction in urban areas is the prediction of tunnel-induced deformation and the potential damage of existing buildings.

This thesis examines the impact of various soil parameters (soil stiffness, E , relative ground loss, V_s/V , coefficient of lateral earth pressure, K_0) on the Greenfield surface settlement trough, using finite element analysis.

Following this the effect of surface tunnel-induced distortion is examined on existing reinforced concrete frame buildings with foundation on spread footings, in relation not only to the soil parameters but also the number of storeys and their stiffness. For the prediction of the impact of the tunnel construction, three approaches were examined.

The first approach examines the relative increase in bending moment of the outer support and the middle span of the slab of the first storey, using the results of the finite element analysis.

The second approach examines the maximum relative distortion between the columns of the building, $\Delta s/L$, by applying once more the results derived from the finite element analysis.

Finally, the calculated foundation settlement values which resulted by the application of the finite element analysis are used to relate the deformation to various categories of potential damage, using the equivalent beam theory.

Ευχαριστίες

Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα ήθελα να εκφράσω στον καθηγητή μου, κο Βασίλη Παπαδόπουλο, για τη μετάδοση των γνώσεών του, την ευγένειά του και τη συνεχή παρακολούθηση και καθοδήγηση σε όλα τα στάδια εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω την οικογένειά μου και τους φίλους μου, η συνεχής στήριξη των οποίων ήταν πολύ σημαντική για την υλοποίηση της διπλωματικής αυτής εργασίας.

Περιεχόμενα

Περίληψη	i
Abstract	ii
Κατάλογος σχημάτων	vi
Κατάλογος πινάκων	ix
Κατάλογος εικόνων	x
1 Εισαγωγή	1
1.1 Εδαφικές μετακινήσεις σε συνθήκες «ελεύθερου πεδίου»	1
1.2 Απόκριση των κατασκευών στις εδαφικές μετακινήσεις.....	2
2 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση	6
2.1 Εκτίμηση των επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων λόγω διανοίξεως αβαθών σηράγγων	6
2.1.1 Μέθοδοι εκτίμησης των επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων λόγω διανοίξεως αβαθών σηράγγων.....	6
2.1.2 Εμπειρικές μέθοδοι εκτίμησης των επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων	7
2.1.2.1 Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις κάθετα στον άξονα της σήραγγας	7
2.1.2.2 Οριζόντιες επιφανειακές εδαφικές μετακινήσεις κάθετα προς τον άξονα της σήραγγας	11
2.1.2.3 Κατακόρυφες εδαφικές επιφανειακές μετακινήσεις κατά μήκος του άξονα της σήραγγας	12
2.1.2.4 Εδαφικές μετακινήσεις μετά το πέρας της κατασκευής.....	13
2.2 Κριτήρια εδαφικών μετακινήσεων και κατηγορίες βλαβών κτιρίων λόγω διανοίξεως αβαθών σηράγγων.....	13
2.2.1 Παραμορφώσεις στις υπερκείμενες κατασκευές κατά τη διάνοιξη σηράγγων.....	14
2.2.2 Κριτήρια επιτρεπόμενων καθιζήσεων.....	16
2.2.3 Κριτήρια οριακών εφελκυστικών παραμορφώσεων.....	21
2.2.4 Κατηγορίες βλαβών κτιρίων.....	29
2.2.5 Επίδραση της ακαμψίας των κτιρίων στην εκτίμηση των εδαφικών μετακινήσεων λόγω διανοίξεως σηράγγων.....	33

2.2.5.1	Μέθοδος των Potts και Addenbrooke	34
3	Παραμετρικές αναλύσεις επιφανειακών καθιζήσεων λόγω διάνοιξης αβαθούς σήραγγας και επιρροή τους σε υπερκείμενες κατασκευές.....	39
3.1	Παραμετρικές αναλύσεις επιφανειακών καθιζήσεων λόγω διάνοιξης αβαθούς σήραγγας σε συνθήκες «ελεύθερου πεδίου»	39
3.1.1	Παραδοχές των αναλύσεων	39
	Έδαφος.....	41
	Σήραγγα	42
3.1.2	Αποτελέσματα αναλύσεων.....	43
3.1.2.1	Παράμετρος: Μέτρο ελαστικότητας, E.....	43
3.1.2.2	Παράμετρος: Σχετική απώλεια εδαφικού όγκου, V_s/V	49
3.1.2.3	Παράμετρος: Συντελεστής πλευρικών ωθήσεων, K_0	53
3.1.2.4	Εκτίμηση της θέσης του σημείου καμπής.....	57
3.2	Παραμετρικές αναλύσεις διάνοιξης αβαθούς σήραγγας κάτω από υφιστάμενο κτίριο	59
3.2.1	Παραδοχές των αναλύσεων	59
	Έδαφος.....	61
	Σήραγγα	61
	Κτίριο	61
3.2.2	Αποτελέσματα αναλύσεων.....	64
3.2.2.1	Εντατική κατάσταση του κτιρίου πριν και μετά τη διάνοιξη της σήραγγας	64
3.2.2.2	Διαφορικές καθιζήσεις μεταξύ των υποστηλωμάτων του κτιρίου, λόγω της διάνοιξης της σήραγγας.....	69
3.2.2.3	Σύγκριση των αποτελεσμάτων της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων με τη μέθοδο της ισοδύναμης δοκού.....	73
4	Γενικά συμπεράσματα	85
5	Βιβλιογραφία.....	88
	Παράρτημα	89

Κατάλογος σχημάτων

Σχ. 1.1 Κυρτή και κοίλη ζώνη καθιζήσεων πάνω από σήραγγα	4
Σχ. 1.2 Επιδράσεις της διαμήκους και της εγκάρσιας σκάφης σε κτίρια μικρών διαστάσεων.....	4
Σχ. 1.3 Επιδράσεις της διαμήκους και της εγκάρσιας σκάφης σε κτίρια μεγάλων διαστάσεων.....	5
Σχ. 2.1 Ιδεατή καμπύλη επιφανειακών κατακόρυφων εδαφικών μετακινήσεων (καθιζήσεων) υπό συνθήκες «ελευθέρου πεδίου».....	8
Σχ. 2.2 Κατά πλάτος κατανομές οριζόντιων επιφανειακών μετακινήσεων, λόγω υπογείων εκσκαφών.....	12
Σχ. 2.3 Κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων κατά μήκος του άξονα της σήραγγας.....	13
Σχ. 2.4 Ορισμοί των εδαφικών μετακινήσεων και των μετακινήσεων της θεμελίωσης, δηλ. (α) καθίζηση ϵ , διαφορική καθίζηση δs , στροφή θ , γωνιακή παραμόρφωση α , (β) μετατόπιση Δ , λόγος σχετικής μετατόπισης Δ/L , (γ) απόκλιση θεμελίωσης ω και σχετική στροφή β	15
Σχ. 2.5 Όρια διαφορικών καθιζήσεων και γωνιακών στροφών	19
Σχ. 2.6 Ρηγμάτωση «δοκού» λόγω κάμψεως και εκ διατμήσεως.....	23
Σχ. 2.7 Παραμόρφωση κτιρίου λόγω εκσκαφής σήραγγας (Mair et al, 1996)	24
Σχ. 2.8 Επίδραση παραγόντων στη ρηγμάτωση προσομοιώματος «δοκού»	26
Σχ. 2.9 Επιρροή της ϵ_h στο λόγο $\Delta/L_{\epsilon_{lim}}$ για καθαρή κάμψη	28
Σχ. 2.10 Επιρροή της ϵ_h στο λόγο $\Delta/L_{\epsilon_{lim}}$ για καθαρή διάτμησ	28
Σχ. 2.11 Επιρροή της ϵ_h στο λόγο $\Delta/L_{\epsilon_{lim}}$ για συνδυασμό κάμψης και διάτμησης.....	29
Σχ. 2.12 Συσχέτιση κατηγορίας βλάβης με την κρίσιμη ή οριακή εφελκυστική παραμόρφωση και τη μέγιστη σχετική μετατόπιση υπό συνθήκες κύρτωσης ($L/H=1.0$).....	33
Σχ. 2.13 Η γεωμετρία του προβλήματος.....	34
Σχ. 2.14 Ορισμοί των λόγων σχετικής μετατόπισης	36
Σχ. 2.15 Νομογραφήματα για τον προσδιορισμό των τροποποιητικών παραγόντων $M^{DR_{sag}}$, $M^{DR_{hog}}$	37
Σχ. 2.16 Νομογραφήματα για τον προσδιορισμό των τροποποιητικών παραγόντων M^{ehc} , M^{eht} ...	37
Σχ. 3.1 Γεωμετρία του υπό μελέτη προβλήματος	40
Σχ. 3.2 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.5$ και $V_s/V=0.50\%$	44

Σχ. 3.3 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.5$ και $V_s/V=1.00\%$	45
Σχ. 3.4 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.5$ και $V_s/V=1.50\%$	45
Σχ. 3.5 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.9$ και $V_s/V=1.00\%$	46
Σχ. 3.6 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.9$ και $V_s/V=1.00\%$	47
Σχ. 3.7 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.5$ και $E=25$ MPa	50
Σχ. 3.8 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.5$ και $E=40$ MPa	50
Σχ. 3.9 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.5$ και $E=70$ MPa	51
Σχ. 3.10 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.9$ και $E=25$ MPa.....	51
Σχ. 3.11 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.9$ και $E=40$ MPa	52
Σχ. 3.12 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.9$ και $E=70$ MPa	52
Σχ. 3.13 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $E=25$ MPa	54
Σχ. 3.14 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $E=25$ MPa	55
Σχ. 3.15 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $E=25$ MPa	56
Σχ. 3.16 Μεταβολή της απόστασης του σημείου καμπής από τον άξονα της σήραγγας, συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για διαφορετικές τιμές του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων και του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους. Σύγκριση με εμπειρικές σχέσεις.....	58
Σχ. 3.17 Γεωμετρία του υπό μελέτη προβλήματος.....	59
Σχ. 3.18 Προσδιορισμός των σημείων καταγραφής της ροπής	64
Σχ. 3.19 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη, δώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=25$ MPa για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.....	66
Σχ. 3.20 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα δώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=25$ MPa για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.....	66
Σχ. 3.21 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=25$ MPa για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.....	67

- Σχ. 3.22 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=40$ MPa για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.....68
- Σχ. 3.23 Συγκριτικές καμπύλες μεταβολής του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $E=25$ MPa, για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου, για $K_0=0.5$ και $K_0=0.9$69

Κατάλογος πινάκων

Πιν. 2.1 Ασφαλή όρια καθιζήσεων και γωνιακής στροφής, Skempton & Mac Donald (1965)	17
Πιν. 2.2 Συσχέτιση του τύπου της κατασκευής και της επιτρεπόμενης γωνιακής στροφής β της θεμελίωσής του (Bjerrum, 1963)	18
Πιν. 2.3 Προτεινόμενα επιτρεπόμενα όρια γωνιακής στροφής και λόγου σχετικής μετατόπισης (Tomilson, 1980)	20
Πιν. 2.4 Κατηγορίες βαλαβών κτιρίων με αναφορά στην ευκολία επισκευής των και στα αντίστοιχα εύρη οριακής εφελκυστικής παραμόρφωσης	31
Πιν. 3.1 Εδαφικές παράμετροι αναλύσεων	41
Πιν. 3.2 Μεταβλητές εδαφικές παράμετροι αναλύσεων	42
Πιν. 3.3 Παράμετροι επένδυσης.....	42
Πιν. 3.4 Στοιχεία γεωμετρίας των κτιρίων	60
Πιν. 3.5 Παράμετροι των κολώνων του κτιρίου	62
Πιν. 3.6 Παράμετροι των πλακών του κτιρίου	62
Πιν. 3.7 Παράμετροι των πεδίων του κτιρίου	63
Πιν. 3.8 Μέγιστος λόγος σχετικής μετατόπισης των υποστηλωμάτων του κτιρίου λόγω διάνοιξης της σήραγγας, για $K_0=0.5$	71
Πιν. 3.9 Μέγιστος λόγος σχετικής μετατόπισης των υποστηλωμάτων του κτιρίου λόγω διάνοιξης της σήραγγας, για $K_0=0.9$	72
Πιν. 3.10 Γεωμετρικά στοιχεία της ισοδύναμης δοκού	73
Πιν. 3.11 Κατηγορίες ορατών βλαβών κτιρίων	74
Πιν. 3.12 Πιθανή επιρροή στο κτίριο	74

Κατάλογος εικόνων

Εικ. 3.1 Διακριτοποίηση της εδαφικής περιοχής.....	41
Εικ. 3.2 Αρχικές ενεργές τάσεις	43
Εικ. 3.3 Καμπύλη επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.9$, $E= 40$ MPa και $V_s/V=0.5$ %	48
Εικ. 3.4 Κατανομή κατακόρυφων ενεργών τάσεων $K_0=0.5$, $E= 25$ MPa και $V_s/V=1.50$ %.....	49
Εικ. 3.5 Διακριτοποίηση της εδαφικής περιοχής	61
Εικ. 3.6 Αρχικές ενεργές τάσεις	63

1 Εισαγωγή

Η διαρκής αύξηση και συγκέντρωση του πλυθισμού στα μεγάλα αστικά κέντρα δημιουργεί συνεχώς νέες ανάγκες για γρήγορες, ασφαλείς και άνετες μετακινήσεις. Η κατασκευή έργων υπόγειου σιδηρόδρομου/μετρό αποτελεί την καταλληλότερη έως τώρα λύση για την κάλυψη των αναγκών αυτών και την αποσυμφόρηση της κυκλοφορίας.

Η κατασκευή τέτοιων έργων μέσω διάνοιξης σηράγγων προκαλεί εδαφικές μετακινήσεις στη γειτονική περιοχή και πρόσθετες μετατοπίσεις και παραμορφώσεις στις παρακείμενες κατασκευές οι οποίες ενδέχεται να προκαλέσουν σοβαρότατα προβλήματα. Τα προβλήματα είναι εντονότερα σε κατασκευές ιδιαίτερα ευαίσθητες σε εδαφικές μετακινήσεις, όπως τυχόν υφιστάμενοι παλιοί αγωγοί κοινής ωφέλειας.

Αναπόφευκτα λοιπόν προκύπτει η ανάγκη για την ύπαρξη ικανών μεθόδων πρόβλεψης των εδαφικών μετακινήσεων, εφόσον η όσο το δυνατόν ικανοποιητικότερη προσέγγιση του μεγέθους, της κατανομής και της έκτασης τους είναι απαραίτητη για τον αρχικό σχεδιασμό των υπόγειων έργων.

Ωστόσο, η προσέγγιση των εδαφικών μετακινήσεων αποτελεί ένα μόνο μέρος του προβλήματος της διάνοιξης σηράγγων σε αστικό περιβάλλον. Εκτός από αυτό απαραίτητη είναι και η εκτίμηση των επιρροών των μετακινήσεων στις κατασκευές, αντικείμενο ιδιαίτερα σύνθετο καθώς η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής δεν είναι εύκολο να εκτιμηθεί με ακρίβεια.

1.1 Εδαφικές μετακινήσεις σε συνθήκες «ελεύθερου πεδίου»

Αν μετά από διάνοιξη σήραγγας κατασκευαστούν, ένας άκαμπτος δακτύλιος και μία άκαμπτη υποστήριξη του μετώπου τότε τα τοιχώματα της σήραγγας δεν θα υποστούν την παραμικρή παραμόρφωση και το περιβάλλον έδαφος δεν θα διαταραχθεί. Επειδή όμως στην πραγματικότητα αυτό δεν είναι δυνατόν, μέχρι να αποκατασταθεί η ισορροπία από τη στιγμή της εκσκαφής μέχρι την εφαρμογή της υποστήριξης οι μετατοπίσεις του εδάφους προς τη σήραγγα προκαλούν αλυσιδωτές μετακινήσεις μέχρι την ελεύθερη επιφάνεια. Εκεί δημιουργούνται υποχωρήσεις οι οποίες εκτείνονται σε κάποια απόσταση εκατέρωθεν του άξονα και μπροστά από το μέτωπο διαμορφώνοντας μια σκαφοειδή όψη της επιφάνειας του εδάφους. Το μέγεθος της σκάφης αυτής των καθιζήσεων συνδέεται άμεσα με τον όγκο του εδάφους που έχει μετατοπιστεί προς την εκσκαφή και ονομάζεται απώλεια εδαφικού όγκου.

Το μέγεθος της σκάφης θα εξαρτάται επίσης από το κατά πόσο κατά τη μετακίνηση των εδαφικών κόκκων προκαλείται συμπύκνωση ή διαστολή του όγκου που περικλείεται από αυτούς. Για ίδια απώλεια εδαφικού όγκου μια συμπύκνωση του υποχωρούντος προς την εκσκαφή

εδάφους θα οδηγεί στη δημιουργία μεγαλύτερης σκάφης, μια διαστολή στη δημιουργία μικρότερης. Αυτή η μεταβολή όγκου μπορεί να οφείλεται είτε σε μακροχρόνια φαινόμενα στερεοποίησης του εδάφους, είτε σε φαινόμενα αύξησης του όγκου που παρουσιάζουν συνήθως οι πυκνές άμμοι (διαστολή).

Τα αίτια της απώλειας εδαφικού όγκου συνδέονται με τις γεωτεχνικές συνθήκες, με το είδος του περιβάλλοντος εδάφους και με τη μέθοδο που εφαρμόζεται για την κατασκευή του υπόγειου έργου. Πιο συγκεκριμένα τα αίτια αυτά μπορεί να οφείλονται:

- Σε μετατοπίσεις του εδαφικού υλικού που βρίσκεται μπροστά από το μέτωπο προς την εκσκαφή και εξαρτώνται από τις γεωτεχνικές συνθήκες, τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους και από την ταχύτητα εφαρμογής και τη δυσκαμψία των μέτρων στήριξης του μετώπου.
- Σε ακτινικές μετατοπίσεις του εδαφικού υλικού που βρίσκεται πίσω από το μέτωπο. Στην περίπτωση εφαρμογής της συμβατικής μεθόδου οι παραμορφώσεις αυτές πραγματοποιούνται κατά τη φάση αυτοϋποστήριξης του εδάφους, κατά τις εργασίες τοποθέτησης της προσωρινής υποστήριξης και μέχρι την αποκατάσταση της ισορροπίας. Το μέγεθός τους συνδέεται άμεσα με τη δυσκαμψία και την ταχύτητα εφαρμογής των μέτρων και τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους.
- Σε ακτινικές μετατοπίσεις, οι οποίες αναπτύσσονται κατά τη διάνοιξη της σήραγγας με μηχανήματα ολομέτωπης κοπής, λόγω της υπερεκσκαφής που δημιουργείται μεταξύ του κελύφους του μηχανήματος και του εδάφους. Ο όγκος του κενού που δημιουργείται εξαρτάται από τον τύπο του μηχανήματος και τα χαρακτηριστικά του εδάφους.
- Σε μετατοπίσεις οι οποίες οφείλονται σε αστοχίες του εδάφους, όπως είναι καταπτώσεις στην περιοχή του μετώπου εξαιτίας ανεπαρκούς στήριξης ή εξαιτίας απρόβλεπτης αλλαγής των επιτόπου γεωτεχνικών συνθηκών.

1.2 Απόκριση των κατασκευών στις εδαφικές μετακινήσεις

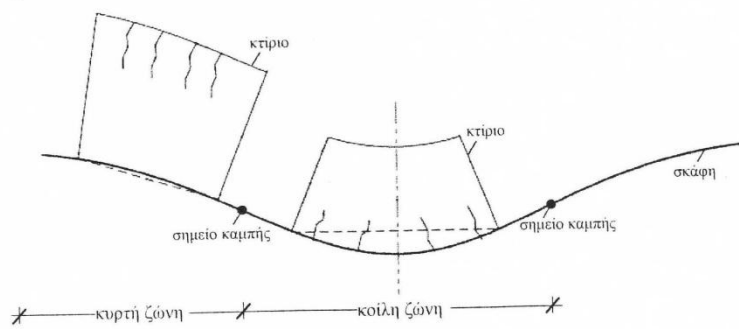
Οι εδαφικές μετακινήσεις που προκαλεί η διάνοιξη ενός υπόγειου ανοίγματος μεταφέρονται στα γειτονικά υπερκείμενα κτίρια με τη μορφή οριζόντιων και κατακόρυφων μετατοπίσεων των θεμελίων τους και προκαλούν παραμορφώσεις των δομικών στοιχείων των κτιρίων με αποτέλεσμα να υπάρχει κίνδυνος να προκληθούν ζημιές σε αυτά. Οι μετακινήσεις αυτές είναι πολύ δυσμενέστερες από τις μετακινήσεις οι οποίες οφείλονται στο ίδιο βάρος των κατασκευών και προστιθέμενες στις προϋπάρχουσες έχουν σαν αποτέλεσμα την πρόσθετη ένταση των κατασκευών.

Οι παράμετροι που επηρεάζουν τη συμπεριφορά μιας κατασκευής έχουν να κάνουν με το είδος της κατασκευής, τον τύπο των εδαφικών παραμορφώσεων και τη θέση της κατασκευής στη ζώνη επιρροής.

Το είδος της κατασκευής: Σημαντικό ρόλο στην απόκριση της κατασκευής παίζουν ο τύπος και η δυσκαμψία της θεμελίωσης, το μέγεθος και το είδος του κτιρίου καθώς και η ηλικία του. Ένα κτίριο το οποίο είναι θεμελιωμένο πάνω σε δύσκαμπτη κοιτόστρωση θα συμπεριφερθεί πολύ καλύτερα από ότι αν είναι θεμελιωμένο σε μεμονωμένα πέδιλα. Ένα κτίριο κατασκευασμένο από φέρουσα τοιχοποιία είναι πιο ευαίσθητο σε μετακινήσεις της θεμελίωσής του από ότι ένα κτίριο κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Ο τύπος των παραμορφώσεων: Οι μετακινήσεις που προκαλεί η κατασκευή ενός υπόγειου ανοίγματος αναλύονται σε κατακόρυφες και οριζόντιες συνιστώσες. Γενικότερα ισχύει ότι για το ίδιο μέγεθος μετακινήσεων, οι οριζόντιες διαφορικές μετακινήσεις είναι δυσμενέστερες από τις κατακόρυφες. Επίσης δυσμενέστερες είναι οι μετακινήσεις οι οποίες, στη διάρκεια του χρόνου που πραγματοποιούνται, παρουσιάζουν αλλαγή της φοράς τους όπως για παράδειγμα συμβαίνει συχνά στην περίπτωση διάνοιξης της εκσκαφής με ασπίδα όπου η καθίζηση ενδέχεται να ακολουθήσει μία αρχική προσωρινή ανύψωση του εδάφους. Σημαντικό ρόλο παίζει και ο ρυθμός εξέλιξης των εδαφικών μετακινήσεων. Οι εδαφικές μετακινήσεις που εξελίσσονται με γρήγορο ρυθμό είναι περισσότερο επιζήμιες για τις κατασκευές από ότι οι μακροπρόθεσμες-λόγω στερεοποίησης- μετακινήσεις. Αυτό οφείλεται στο ότι όταν οι μετακινήσεις εξελίσσονται με βραδύ ρυθμό, οι παραμορφώσεις τις οποίες είναι σε θέση να αναλάβει η κατασκευή χωρίς να υποστεί ζημιές είναι πολύ μεγαλύτερες. Τα αίτια οφείλονται στον ερπυσμό του σκυροδέματος.

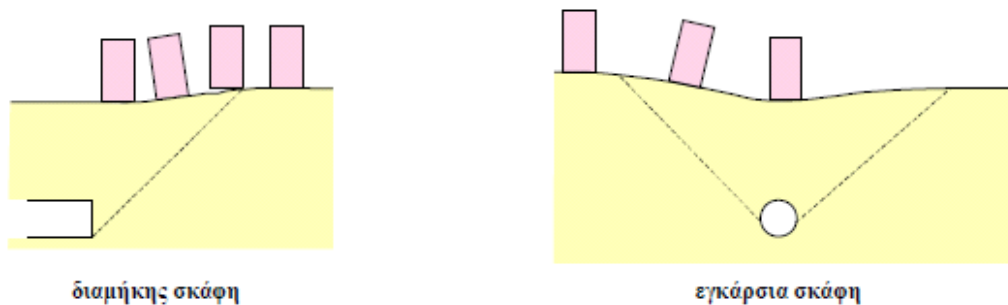
Η θέση της κατασκευής: Η επιφανειακή σκάφη καθιζήσεων εμφανίζει ένα κοίλο και δύο κυρτά τμήματα. Το τμήμα της καμπύλης που περιλαμβάνεται μεταξύ των δύο σημείων καμψής είναι το κοίλο τμήμα, τα τμήματα που είναι έξω από τα σημεία καμψής είναι τα κυρτά (Σχ. 1.1). Οι μετατοπίσεις που προκαλούν κυρτή μορφή της κατασκευής είναι δυσμενέστερες από αυτές που δημιουργούν κοίλη μορφή.



Σχ. 1.1 Κυρτή και κοίλη ζώνη καθιζήσεων πάνω από σήραγγα

Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται η επίδραση της διαμήκουσ και εγκάρσιας σκάφης σε κτίρια μικρών και σε κτίρια μεγάλων διαστάσεων.

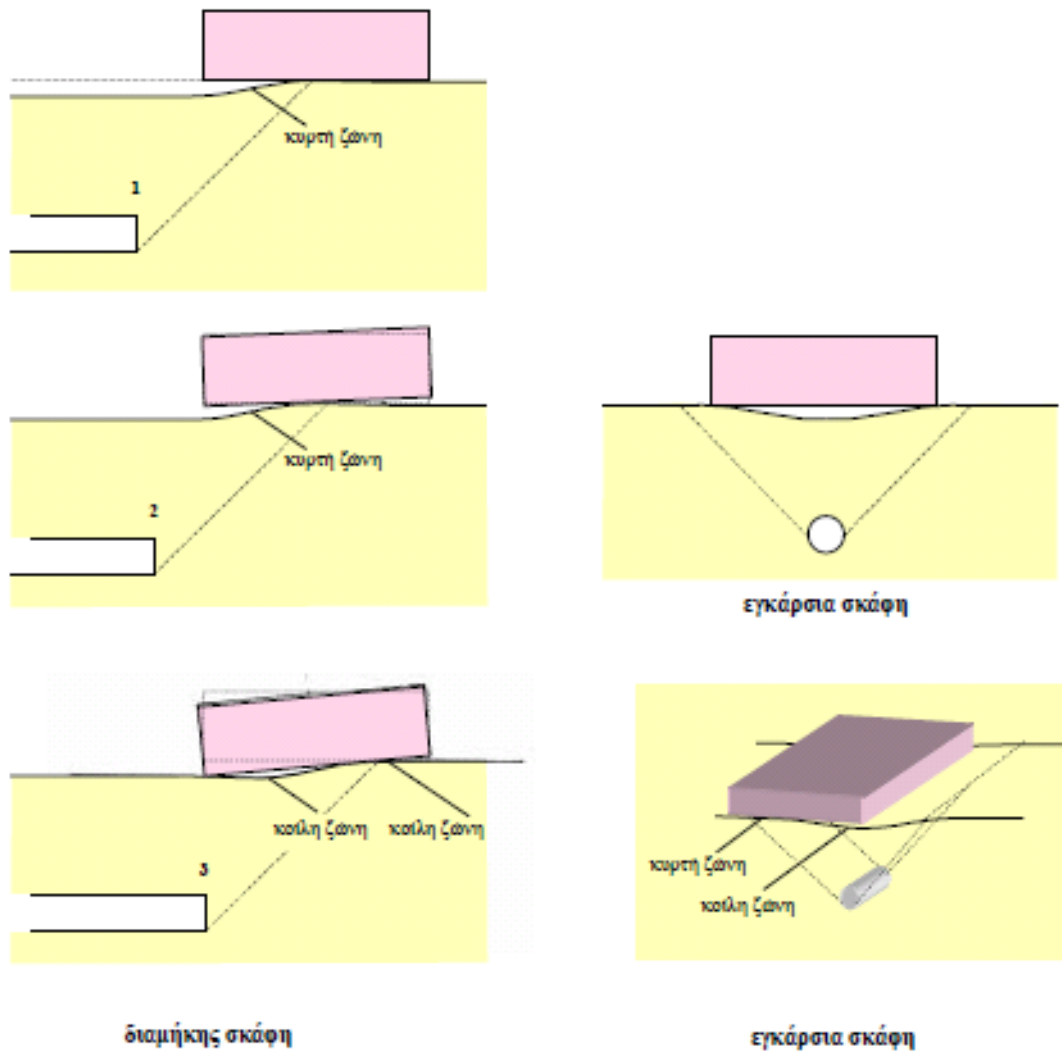
Στενά κτίρια



Διαμήκης σκάφη: Τα κτίρια ακολουθούν τη διαμήκη καμπύλη καθιζήσεων με παραμορφώσεις μικρής σπουδαιότητας στην κυρτή και στην κοίλη περιοχή. **Εγκάρσια σκάφη:** Τα κτίρια υφίστανται στρόφιξη στερεού σώματος με παραμορφώσεις μικρής σπουδαιότητας στην κυρτή και στην κοίλη περιοχή.

Σχ. 1.2 Επιδράσεις της διαμήκουσ και της εγκάρσιας σκάφης σε κτίρια μικρών διαστάσεων.

Κτίρια μεγάλων διαστάσεων



Διαμήκης σκάφη: Σταδιακή παραμόρφωση του κτιρίου κατά την προώθηση της σήραγγας από τη θέση 1 στη θέση 3. Εγκάρσια σκάφη: Έπάνω: Κτίριο στην κοίλη περιοχή. Κάτω: Ένα τμήμα του κτιρίου πάνω στην κοίλη και ένα τμήμα πάνω στην κορυτή περιοχή.

Σχ. 1.3 Επιδράσεις της διαμήκουσ και της εγκάρσιας σκάφης σε κτίρια μεγάλων διαστάσεων.

2 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

2.1 Εκτίμηση των επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων λόγω διάνοιξης αβαθών σιράγγων

2.1.1 Μέθοδοι εκτίμησης των επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων λόγω διάνοιξης αβαθών σιράγγων

Οι βασικότερες μέθοδοι εκτίμησης των εδαφικών μετακινήσεων στην επιφάνεια του εδάφους λόγω διάνοιξης αβαθών σιράγγων μπορούν να κατηγοριοποιηθούν ως ακολούθως:

- Μέθοδοι Αναλυτικών Κλειστών Λύσεων

Οι μέθοδοι αυτές πρέπει να θεωρούνται ιδιαίτερως χρήσιμες στις περιπτώσεις όπου υπάρχουν περιορισμένες πληροφορίες σχετικά με τις επιτόπου γεωτεχνικές συνθήκες. Οι Sagaseta (1987) και Verruijt και Booker (1996) έχουν παρουσιάσει κλειστές αναλυτικές λύσεις με βάση τη θεωρία της Ελαστικότητας.

Ο Sagaseta (1987) παρουσίασε μία απλή κλειστή αναλυτική ελαστική λύση για τον υπολογισμό των κατακόρυφων και των οριζόντιων εδαφικών μετακινήσεων, λόγω διάνοιξης σήραγγας, σε εδάφη με μηδενική μεταβολή όγκου (δηλαδή υπό αστράγγιστες συνθήκες, με λόγο Poisson $\nu = 0.5$). Χρησιμοποιώντας παρόμοια τεχνική οι Verruijt και Booker (1996) παρουσίασαν μια κλειστή ελαστική λύση για εδάφη με διαφορετικούς λόγους Poisson.

- Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων έχει χρησιμοποιηθεί ευρέως στην ανάλυση προβλημάτων παραμορφωσιμότητας του συστήματος εδάφους-σιράγγων και η διεθνής βιβλιογραφία έχει να παρουσιάσει σημαντικές ερευνητικές εργασίες όπως π.χ. των Ghaboussi et al (1978), Tan και Clough (1980), Rowe et al (1983) και Rowe και Kack (1983). Πιο συγκεκριμένα, οι Rowe και Kack (1983), αναλύοντας επιτόπου μετρήσεις καθιζήσεων από διάφορες περιπτώσεις σιράγγων κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι οι καθιζήσεις που εκτιμώνται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων την οποία παρουσίασαν, προσεγγίζουν αρκετές φορές σε μεγάλο βαθμό της μετρηθείσες καθιζήσεις. Επιτυχείς εκτιμήσεις οριζοντίων μετακινήσεων με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων έχουν αναφερθεί από τους Lee et al (1994). Παρόλα αυτά, ο Gunn (1993) τονίζει ότι η συγκεκριμένη μέθοδος ανάλυσης, ακόμα και με τη χρήση εξελιγμένων ελαστοπλαστικών μοντέλων προσομοίωσης της συμπεριφοράς των εδαφών, προσφέρει σχετικά «πτωχές» εκτιμήσεις για τις επιφανειακές καθιζήσεις. Κατά τον Gunn, η καμπύλη των επιφανειακών καθιζήσεων, η οποία εκτιμάται με τη βοήθεια της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων,

χαρακτηρίζεται από μεγάλο εύρος και μικρό βάθος συγκρινόμενη με εκείνη που προβλέπεται από την καμπύλη σφάλματος με βάση τις επιτόπου μετρήσεις.

- Εμπειρικές Μέθοδοι

Οι μέθοδοι αυτές χρησιμοποιούνται κυρίως για την εκτίμηση των κατακόρυφων εδαφικών μετακινήσεων και ειδικότερα των επιφανειακών καθιζήσεων κάθετα στον άξονα της σήραγγας. Από τις εμπειρικές μεθόδους, η πλέον διαδεδομένη είναι εκείνη των Martos (1958), Peck (1969), Schmidt (1969), Clough και Schmidt (1981), Attewell και Yeates (1984), η οποία αναλύεται στις επόμενες ενότητες.

2.1.2 Εμπειρικές μέθοδοι εκτίμησης των επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων

2.1.2.1 Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις κάθετα στον άξονα της σήραγγας

Η πλέον διαδεδομένη μέθοδος για την εκτίμηση των κατακόρυφων εδαφικών μετακινήσεων, όπως προαναφέρθηκε, είναι εκείνη των Martos (1958), Peck (1969), Schmidt (1969), Clough και Schmidt (1981), Attewell και Yeates (1984) η οποία προϋποθέτει ότι η καμπύλη των επιφανειακών καθιζήσεων είναι δυνατόν να προσομοιωθεί, με ικανοποιητική ακρίβεια, από μία καμπύλη σφάλματος (Σχ. 2.1). Η μαθηματική έκφραση της καμπύλης αυτής έχει προκύψει μετά από στατιστική επεξεργασία και αξιολόγηση μεγάλου αριθμού επιτόπου μετρήσεων υπό συνθήκες «ελευθέρου πεδίου» από διάφορες περιπτώσεις διανοίξεων υπογείων ανοιγμάτων σε μεγάλη ποικιλία γεωτεχνικών συνθηκών και δίνεται από την εξίσωση:

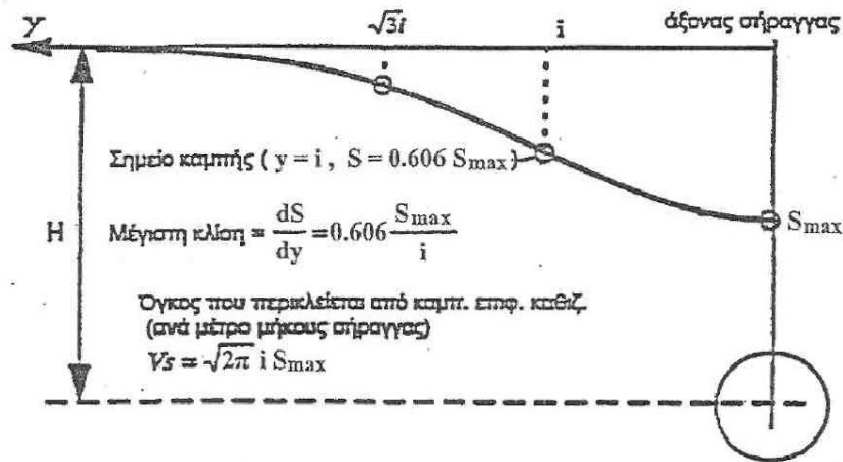
$$s = s_{\max} \cdot e^{\frac{-y^2}{2 \cdot i^2}} \quad (2.1)$$

όπου:

s: η καθίζηση στην επιφάνεια του εδάφους, σε εγκάρσια απόσταση y από τον άξονα της σήραγγας,

$s_{\max}$: η μέγιστη καθίζηση στην επιφάνεια του εδάφους η οποία προκύπτει για τη θέση $y = 0$ (θέση του άξονα της σήραγγας),

i : η τυπική απόκλιση της καμπύλης των καθιζήσεων. Αντιστοιχεί στη θέση του σημείου καμπής της καμπύλης (σημείο με τη μέγιστη κλίση).



Σχ. 2.1 Ιδεατή καμπύλη επιφανειακών κατακόρυφων εδαφικών μετακινήσεων (καθιζήσεων) υπό συνθήκες «ελευθέρου πεδίου».

Με διαδοχικές παραγωγίσεις της εξίσωσης 2.1 προκύπτουν οι εξισώσεις της κλίσης και της καμπυλότητας της καμπύλης των επιφανειακών καθιζήσεων:

$$\text{Κλίση} \quad \frac{ds}{dy} = -s_{\max} \cdot \frac{y}{i^2} \cdot e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \quad (2.2)$$

$$\text{Καμπυλότητα} \quad \frac{d^2s}{dy^2} = \frac{s_{\max}}{i^2} \cdot \left[\frac{y^2}{i^2} - 1 \right] \cdot e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \quad (2.3)$$

Η απώλεια εδαφικού όγκου (ground loss) ανά μονάδα μήκους σήραγγας V_s στην επιφάνεια του εδάφους, δηλαδή ο όγκος ο οποίος περικλείεται από την καμπύλη των επιφανειακών καθιζήσεων, υπολογίζεται από το παρακάτω ολοκλήρωμα:

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} s \, dy = \int_{-\infty}^{+\infty} s_{\max} \cdot e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \, dy \cong \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot s_{\max} \quad (2.4)$$

$$\text{Άρα} \quad s_{\max} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} \cdot i} \quad (2.5)$$

Αντικαθιστώντας την τιμή $s_{\max}$ της εξίσωσης (2.5) στις εξισώσεις (2.2) και (2.3) προκύπτουν τα παρακάτω:

$$\text{Κλίση} \quad \frac{ds}{dy} = -\frac{V_s}{\sqrt{2\pi}i^3} \cdot y \cdot e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \quad (2.6)$$

$$\text{Καμπυλότητα} \quad \frac{d^2s}{dy^2} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi}i^3} \cdot \left[\frac{y^2}{i^2} - 1 \right] \cdot e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \quad (2.7)$$

Με βάση την παραδοχή ύπαρξης συνθηκών ισοογκής παραμόρφωσης προκύπτει ότι ο όγκος των εδαφικών καθιζήσεων ανά μονάδα μήκους της σήραγγας V_s (στην επιφάνεια) ισούται με την

απόλυτη τιμή του όγκου του γεωϋλικού, ο οποίος περικλείεται μεταξύ της τελικής θέσης (μετά την παραμόρφωση) και της αρχικής θέσης (πριν την παραμόρφωση) των τοιχωμάτων της σήραγγας. Ως «σχετική απώλεια εδαφικού όγκου» (relative ground loss), V_l , ορίζεται ο λόγος της προαναφερθείσας απώλειας εδαφικού όγκου, V_s , προς το ιδεατό εμβαδόν της εκσκαφθείσας διατομής της σήραγγας, V .

$$V_l = \frac{V_s}{V} \% \quad (2.8)$$

Οι Clough και Schmidt (1981) παρουσίασαν ένα διάγραμμα μέσω του οποίου μπορεί να γίνει η αρχική εκτίμηση του μεγέθους της σχετικής απώλειας του εδαφικού, $V_l = V_s/V(\%)$, συναρτήσει της τιμής του συντελεστή υπερφόρτισης (overload factor, Peck(1969)):

$$N = \frac{p_o - p_i}{\frac{\sigma_{cm}}{2}} \quad (2.9)$$

όπου:

p_o : είναι η ολική πίεση των υπερκείμενων γαιών στη στάθμη του άξονα της σήραγγας ($p_o = \gamma H$),

p_i : είναι η πίεση στο εσωτερικό της σήραγγας λόγω της αντιστήριξης της, (λαμβάνεται $p_i = 0$ υπέρ της ασφαλείας), και

σ_c : είναι η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του περιβάλλοντος τη σήραγγα γεωϋλικού, η οποία στην περίπτωση αστοχίας κατά Mohr - Coulomb δίνεται από τη σχέση:
 $\sigma_{cm} = 2c \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$, όπου c η τιμή της συνοχής και ϕ η τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής του εν λόγω γεωϋλικού.

Σημειώνεται ότι οι Clough και Schmidt (1981) προτείνουν για τις περιπτώσεις όπου δεν υπάρχει επαρκής εμπειρία, κυρίως λόγω των επικρατούσων γεωτεχνικών συνθηκών, η εκτίμηση του μεγέθους $V_l = V_s/V (\%)$ να γίνεται με τη βοήθεια των παρακάτω σχέσεων:

(α) Για προσεκτική κατασκευή της σήραγγας:

$$\frac{V_s}{V} = 0.002 \cdot e^{N-1} \quad (2.10)$$

(β) Για συνήθη επιμέλεια στην κατασκευή της σήραγγας:

$$\frac{V_s}{V} = 0.004 \cdot e^{N-1} \quad (2.11)$$

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι το μέγεθος της σχετικής απώλειας του εδαφικού όγκου εξαρτάται άμεσα από τον λόγο H/D . Έτσι σε αβαθείς σήραγγες σε αργιλικά εδάφη, όπου ο λόγος H/D είναι

μικρός το μέγεθος του V_i είναι σημαντικά μεγάλο, ως αποτέλεσμα της μη ενεργοποίησης, σε σημαντικό βαθμό, του μηχανισμού «θόλου» (arching).

Οι O'Reilly & New (1982), αξιολογώντας τις μετρήσεις καθιζήσεων κατά τη διάνοιξη σήραγγας σε ποικίλες εδαφικές συνθήκες, οι οποίες έδειξαν ότι η τυπική απόκλιση αυξάνεται κατά προσέγγιση γραμμικά συναρτήσει του βάθους διάνοιξης της σήραγγας και είναι ανεξάρτητη της διαμέτρου της και του τρόπου διάνοιξής της, κατέληξαν στη σχέση:

$$i = K \cdot H \quad (2.12)$$

όπου

K: παράμετρος που εκφράζει το πλάτος της καμπύλης καθιζήσεων

H: το βάθος διανοίξεως της σήραγγας.

Σχετικά με την παράμετρο K, οι Mair και Taylor (1997) συνιστούν για πρακτικές εφαρμογές σχεδιασμού να λαμβάνεται $K=0.5$ για την περίπτωση αργιλικών εδαφών και $K=0.35$ για την περίπτωση κοκκωδών εδαφών, ενώ ο Burland (2001) προτείνει $K=0.2-0.3$ για κοκκώδη εδάφη, $K=0.4-0.5$ για στιφρές αργίλους και $K=0.4-0.7$ για μαλακές αργίλους.

Οι Clough και Schmidt (1981) προτείνουν, μόνον για αργίλους, την παρακάτω σχέση

$$i/D = 0.5 \cdot (H/D)^{0.8} \quad (2.13)$$

όπου:

D: η διάμετρος της σήραγγας

H: το βάθος του άξονα της σήραγγας.

Οι Oteo και Sagasetta (1982) συνδέοντας δεδομένα και στοιχεία μετρήσεων της βιβλιογραφίας, καθώς και μεγάλο αριθμό αποτελεσμάτων αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία προτείνουν την ακόλουθη γραμμική σχέση:

$$i/R = 1.05 \cdot (H/D) - 0.42 \quad (2.14)$$

όπου:

R: η ακτίνα της σήραγγας

D: η διάμετρος της σήραγγας

H: το βάθος του άξονα της σήραγγας.

Τέλος, οι Mair και Taylor (1993) ύστερα από αξιολόγηση σημαντικού αριθμού επιτόπου μετρήσεων των κατακόρυφων εδαφικών μετακινήσεων σε διαφορετικές στάθμες (z_s) υπερκείμενες των σηράγγων, κυρίως σε αργιλικά εδάφη, κατέληξαν στην ακόλουθη σχέση:

$$i = \left\{ 0.175 + 0.325 \cdot \left(1 - \frac{z_s}{H} \right) \right\} \cdot H \quad (2.15)$$

όπου:

z_s : το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους όπου εξετάζεται η κατανομή των καθιζήσεων

H : το βάθος του άξονα της σήραγγας.

2.1.2.2 Οριζόντιες επιφανειακές εδαφικές μετακινήσεις κάθετα προς τον άξονα της σήραγγας

Εκτός από τις κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις), κατά τη διάνοιξη μιας σήραγγας παρουσιάζονται και οριζόντιες μετακινήσεις οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν σημαντικά προβλήματα στις υπερκείμενες κατασκευές λόγω των οριζόντιων εφελκυστικών παραμορφώσεων. Για το λόγο αυτό είναι αναγκαία η εκτίμηση των οριζόντιων μετακινήσεων.

Οι Mair et al. (1996), πρότειναν την παρακάτω σχέση για τον υπολογισμό των οριζόντιων μετακινήσεων (s_h)

$$s_h = \frac{y}{H} \cdot s \quad (2.16)$$

κάνοντας την παραδοχή ότι η συνισταμένη των διανυσμάτων των εδαφικών μετακινήσεων κατευθύνεται προς τον άξονα της σήραγγας,

όπου

y : η εγκάρσια απόσταση από τον άξονα της σήραγγας

H : το βάθος του άξονα της σήραγγας

S : η καθίζηση στην επιφάνεια του εδάφους σε εγκάρσια απόσταση y από τον άξονα της σήραγγας

Συνδυάζοντας τις σχέσεις 2.1 και 2.16 καταλήγουμε στην ακόλουθη μαθηματική σχέση:

$$s_h = \frac{y}{H} \cdot s_{\max} \cdot e^{\frac{-y^2}{2 \cdot i^2}} \quad (2.17)$$

Οι οριζόντιες παραμορφώσεις (ε_h) προκύπτουν από την παραγωγή της εξίσωσης 2.16 και υπολογίζονται από την παρακάτω εξίσωση:

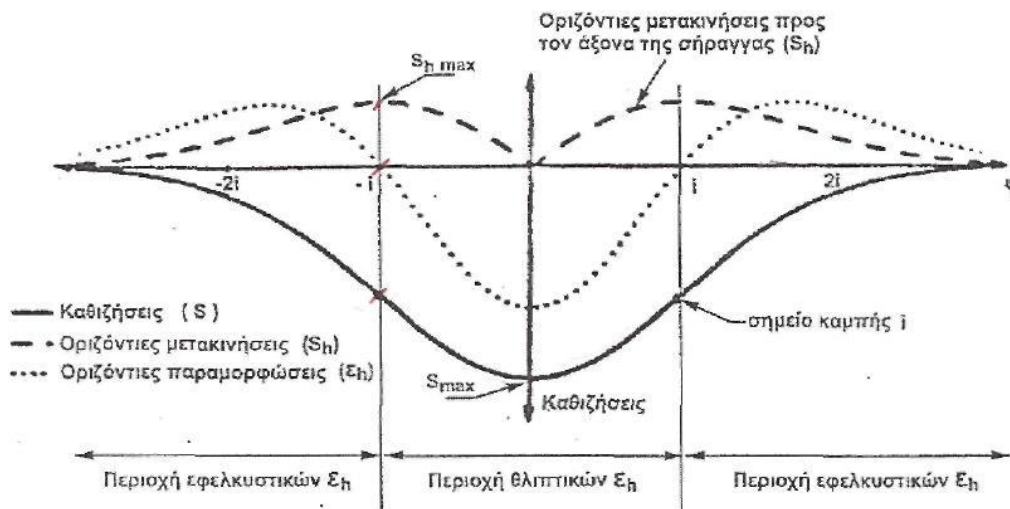
$$\varepsilon_h = \frac{ds_h}{dy} = \frac{s_{max}}{H} \cdot \left[1 - \frac{y^2}{i^2} \right] \cdot e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \quad (2.18)$$

Η μέγιστη επιφανειακή οριζόντια εδαφική μετακίνηση (s_{hmax}) παρουσιάζεται στη θέση $y=\pm i$ και δίνεται από την εξίσωση

$$s_{hmax} = 0.606 \cdot s_{max} \cdot \left(\frac{\pm i}{H} \right) \quad (2.19)$$

ενώ στην ίδια θέση οι οριζόντιες παραμορφώσεις μηδενίζονται.

Στο Σχ. 2.2 παρουσιάζονται η κατά πλάτος κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων (s_h), των οριζόντιων παραμορφώσεων (ε_h) καθώς και οι αντίστοιχες καθιζήσεις (s) στην επιφάνεια του εδάφους λόγω διάνοιξης σήραγγας (Mair et al, 1996). Παρατηρούμε ότι οι οριζόντιες παραμορφώσεις στην επιφάνεια του εδάφους είναι εφελκυστικές ($\varepsilon_h < 0$) για $y > i$ και $y < -i$ και θλιπτικές ($\varepsilon_h > 0$) για $-i < y < i$.



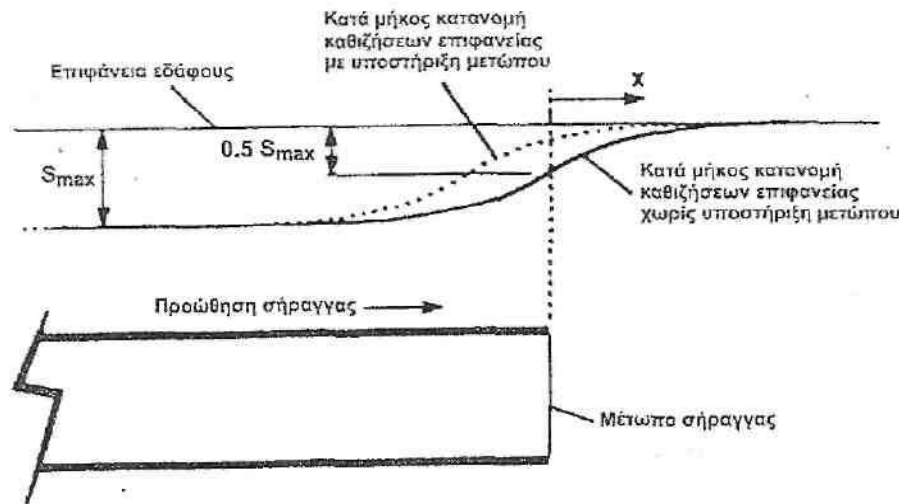
Σχ. 2.2 Κατά πλάτος κατανομές οριζόντιων επιφανειακών μετακινήσεων, λόγω υπογείων εκσκαφών.

2.1.2.3 Κατακόρυφες εδαφικές επιφανειακές μετακινήσεις κατά μήκος του άξονα της σήραγγας

Οι μετακινήσεις που αναφέρθηκαν στις προηγούμενες ενότητες αφορούν σε επίπεδο εγκάρσιο στον άξονα της σήραγγας. Ωστόσο κατά τη διάνοιξη της σήραγγας παρουσιάζονται και μετακινήσεις κατά μήκος του άξονά της.

Οι Attewell και Woodman (1982) αξιοποιώντας μετρήσεις από κατασκευές σήραγγων σε αργιλικά εδάφη κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι οι καθιζήσεις κατά μήκος του άξονα της διάνοιξης μιας σήραγγας προσεγγίζονται ικανοποιητικά από μια συνάρτηση πιθανότητας όπως φαίνεται στο Σχ. 2.3. Αν στη θέση του μετώπου τα μέτρα υποστήριξης δεν είναι ικανοποιητικά η

άμεση καθίζηση (s) λαμβάνει τιμή ίση με $0.5 \cdot s_{\max}$ ενώ σε αντίθετη περίπτωση είναι αισθητά μικρότερη του $0.5 \cdot s_{\max}$.



Σχ. 2.3 Κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων κατά μήκος του άξονα της σήραγγας.

2.1.2.4 Εδαφικές μετακινήσεις μετά το πέρας της κατασκευής

Οι μετακινήσεις λόγω της διάνοιξης μιας σήραγγας δεν πραγματοποιούνται μόνο κατά το χρονικό διάστημα κατά το οποίο αυτή κατασκευάζεται αλλά μπορούν να εκδηλωθούν και μετά το πέρας της κατασκευής. Η μεταβολή της κατανομής των πιέσεων πριν και μετά την κατασκευή της σήραγγας, η διαπερατότητα του εδάφους στο οποίο διανοίγεται η σήραγγα και η διαφορά αυτής σε σχέση με τη διαπερατότητα της επένδυσης είναι οι κυριότεροι παράγοντες που συντελούν στην εμφάνιση μετακατασκευαστικών καθιζήσεων. Ειδικότερα, σε αργιλικά εδάφη όπου οι πιέσεις του νερού των πόρων μεταβάλλονται σημαντικά (αστράγγιστες συνθήκες κατά την κατασκευή και στραγγισμένες συνθήκες μετά το πέρας της κατασκευής) μπορούν να σημειωθούν μεγάλες καθιζήσεις. Οι Mair (1998) και Burland (2001) επισήμαναν ότι σε μαλακές αργίλους οι μακροχρόνιες μετακινήσεις που πραγματοποιούνται έχουν σχεδόν αμελητέα οριζόντια συνιστώσα, πρόκειται δηλαδή για καθιζήσεις οι οποίες έχουν τιμές από 30% έως 90% της συνολικής καθίζησης.

2.2 Κριτήρια εδαφικών μετακινήσεων και κατηγορίες βλαβών κτιρίων λόγω διανοίξεως αβαθών σηράγγων

Κατά τη διάνοιξη αβαθών σηράγγων συντελούνται αλλαγές της εντατικής κατάστασης μέσα στο έδαφος, με συνέπεια την εκδήλωση απωλειών του εδαφικού όγκου και την εμφάνιση κατακόρυφων και οριζόντιων εδαφικών μετακινήσεων. Οι μετακινήσεις αυτές έχουν ως συνέπεια να προκληθούν στις γειτονικές κατασκευές μετακινήσεις, στροφές και παραμορφώσεις, με αποτέλεσμα, πολλές φορές, την πρόκληση βλαβών. Επομένως καθίσταται σημαντική η κατά το

δυνατόν ορθότερη εκτίμηση του μεγέθους των ανωτέρω εδαφικών μετακινήσεων, καθώς και οι πιθανές συνέπειές τους στην αισθητική, τη λειτουργικότητα και την ευστάθεια των υπερκείμενων κατασκευών.

Παλαιότερες έρευνες και μελέτες είχαν ως αντικείμενο την εκτίμηση της ανοχής των κτιρίων αποκλειστικά στις καθιζήσεις, οι οποίες αναπτύσσονται κυρίως λόγω των ιδίων φορτίσεων των κατασκευών. Στις μελέτες αυτές η ανοχή των κτιρίων στις εδαφικές μετακινήσεις (καθιζήσεις) συνδέονταν επίσης και με μεγέθη όπως η στροφή ή ο λόγος της σχετικής μετατόπισης των κατασκευών, ενώ οι οριζόντιες παραμορφώσεις του εδάφους θεωρούνταν πρακτικά αμελητέες.

Νεώτερες έρευνες, που αφορούσαν κυρίως στην επίδραση της κατασκευής σιράγγων ή ανοικτών εκσκαφών σε υπερκείμενα κτίρια, συνέδεσαν την ανοχή των κτιρίων όχι μόνον με επιτρεπόμενα μεγέθη των προκαλούμενων κατακόρυφων εδαφικών παραμορφώσεων, αλλά και με επιτρεπόμενα μεγέθη των οριζοντίων εδαφικών παραμορφώσεων, ακόμη και με τον τύπο της παραμορφώσεως της επιφάνειας του εδάφους. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι περισσότερες από αυτές τις μελέτες αφορούσαν κυρίως κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία και λιγότερες αντιστοιχούσαν σε περιπτώσεις κτιρίων με σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα.

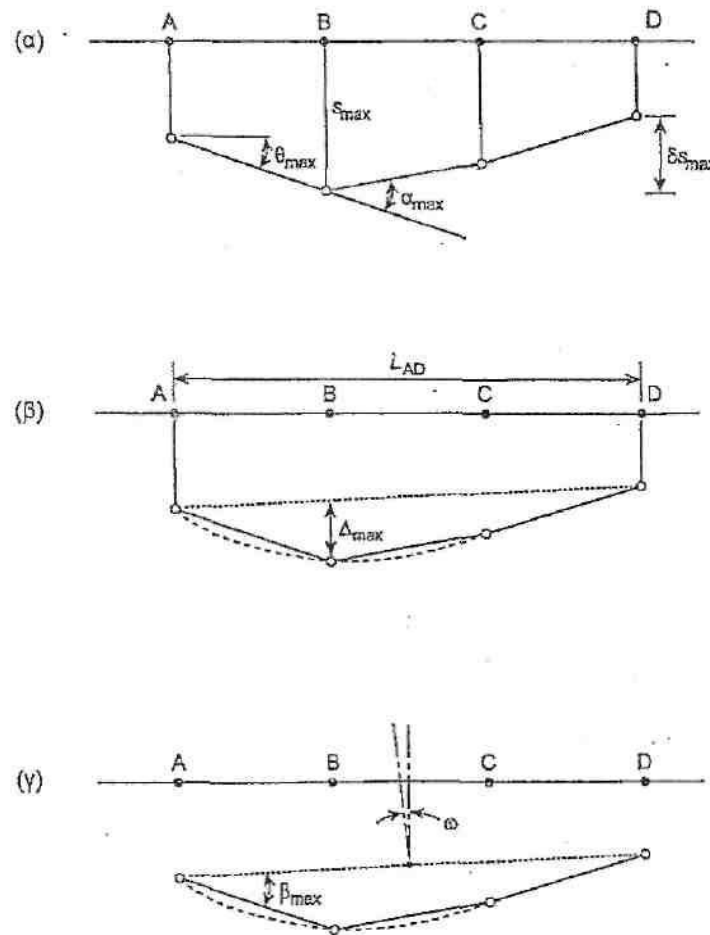
Προσφάτως στη διεθνή βιβλιογραφία έχει αναγνωρισθεί ότι η επίδραση της ακαμψίας των υπερκείμενων κτιρίων στο μέγεθος και στην κατανομή των επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων, οι οποίες οφείλονται στις εργασίες κατασκευής σιράγγων, είναι ένα εκ των πλέον σημαντικών ζητημάτων στη διαδικασία της ορθής πρόβλεψης των πιθανών βλαβών επί αυτών των κατασκευών (Potts και Addenbrooke, 1997). Η έως τώρα ακολουθούμενη πρακτική εξαρτιόταν αποκλειστικά από τις εκτιμήσεις των εδαφικών μετακινήσεων υπό συνθήκες «ελευθέρου πεδίου», όπου δηλαδή οι υπάρχουσες ανωδομές είτε αγνοούνταν τελείως, είτε χαρακτηρίζονταν ως απολύτως εύκαμπτες, οι οποίες δεν θα ήταν δυνατόν να προκαλέσουν σημαντικές μεταβολές στα απόλυτα μεγέθη και την κατανομή των μετακινήσεων λόγω των εργασιών διάνοιξης. Οι προσεγγιστικές μεθοδολογίες, οι οποίες παρουσιάζονται αναλυτικά σε επόμενες ενότητες προσφέρουν σχετικώς αξιόπιστες προβλέψεις των μετακινήσεων λαμβανομένου υπόψη και του φαινομένου της αλληλεπίδρασης μεταξύ της διάνοιξης αβαθών σιράγγων και της παρουσίας υπερκείμενων κατασκευών.

2.2.1 Παραμορφώσεις στις υπερκείμενες κατασκευές κατά τη διάνοιξη σιράγγων

Οι βλάβες που προκαλούνται στα υπερκείμενα κτίρια κατά τη διάνοιξη μιας σήραγγας οφείλονται κυρίως στις διαφορικές καθιζήσεις της θεμελίωσής των, παρά στην υπέρβαση μίας συγκεκριμένης απόλυτης τιμής μεμονωμένης καθίζησης.

Ως επιτρεπόμενη διαφορική καθίζηση ορίζεται η τιμή της διαφορικής καθίζησης για την οποία εξασφαλίζεται η ασφάλεια και η λειτουργικότητα του κτιρίου. Ο καθορισμός του μεγέθους της επιτρεπόμενης διαφορικής καθίζησης εξαρτάται από παράγοντες όπως ο τύπος της ανωδομής, το υλικό της κατασκευής της, η ακαμψία της, οι απαιτήσεις λειτουργικότητας της, η θέση της σε σχέση με άλλες κατασκευές, τα μεγέθη των εκτιμώμενων μεμονωμένων καθιζήσεων, ο ρυθμός αναπτύξεως των καθιζήσεων, η εκτιμώμενη κατανομή των μεμονωμένων καθιζήσεων.

Οι Burland, Broms, De Mello (1977) και Wahls (1981) όρισαν τα διάφορα μεγέθη του προβλήματος ως ακολούθως (Σχ. 2.4):



Σχ. 2.4 Ορισμοί των εδαφικών μετακινήσεων και των μετακινήσεων της θεμελίωσης, δηλ. (α) καθίζηση ϵ , διαφορική καθίζηση δs , στροφή θ , γωνιακή παραμόρφωση α , (β) μετατόπιση Δ , λόγος σχετικής μετατόπισης Δ/L , (γ) απόκλιση θεμελίωσης ω και σχετική στροφή β

ϵ : καθίζηση (ολική κατακόρυφη μετακίνηση) ενός σημείου της θεμελίωσης (π.χ. Α ή Β ή C κλπ.) του κτιρίου.

δs : διαφορική καθίζηση, μεταξύ δύο σημείων της θεμελίωσης του κτιρίου.

θ : αλλαγή της κλίσης της γραμμής που συνδέει δύο σημεία αναφοράς της θεμελίωσης (π.χ. Α και Β).

α : γωνιακή παραμόρφωση σημείου θεμελίωσης

Δ : σχετική μετατόπιση δύο σημείων της θεμελίωσης σε οριζόντια μεταξύ τους απόσταση L , με αναφορά την ευθεία που τα συνδέει.

Δ/L : λόγος σχετικής μετατόπισης δύο σημείων της θεμελίωσης απέχοντα οριζοντίως απόσταση L . Με τον όρο αυτό εκφράζεται προσεγγιστικά η καμπυλότητα της καμπύλης, η οποία περιγράφει τις εκδηλωθείσες καθιζήσεις σημείων μιας θεμελίωσης.

ω : απόκλιση - στροφή της θεμελίωσης του κτιρίου ως στερεού σώματος.

β : γωνιακή στροφή δύο σημείων της θεμελίωσης σχετικά με την απόκλιση - στροφή ω της θεμελίωσης. Ισχύει ότι $\beta = \delta s/L - \omega$, όπου δs είναι η διαφορική καθίζηση μεταξύ των δύο γειτονικών σημείων της θεμελίωσης, τα οποία απέχουν μεταξύ τους απόσταση L .

ϵ_h : μέση οριζόντια παραμόρφωση, η οποία ορίζεται ως η μεταβολή δL ενός οριζοντίου μήκους L της θεμελίωσης.

2.2.2 Κριτήρια επιτρεπόμενων καθιζήσεων

Για να αποφευχθούν οι βλάβες που μπορούν να επιδράσουν στην αισθητική, στη λειτουργικότητα ή ακόμα και στην ευστάθεια μιας κατασκευής έχουν γίνει σημαντικές προσπάθειες να εκφραστούν κριτήρια επιτρεπόμενων καθιζήσεων με τους Terzaghi (1948) και Peck (1967) να διαπιστώνουν πως κτίρια θεμελιωμένα σε κοκκώδεις σχηματισμούς μπορούν να ανεχτούν διαφορικές καθιζήσεις μεταξύ των υποστηλωμάτων τους της τάξης των 20 mm. Δεδομένου ότι οι διαφορικές καθιζήσεις είναι το πολύ το 75% των ολικών καθιζήσεων, κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι για συνήθη κτίρια που θεμελιώνονται με μεμονωμένα πέδιλα, η μέγιστη ανεκτή καθίζηση είναι περί τα 25 mm, ενώ για κτίρια που θεμελιώνονται με γενική κοιτόστρωση, η μέγιστη ανεκτή καθίζηση είναι τα 50 mm.

Οι Skempton και Mac Donald (1956) κατέληξαν σε ένα κριτήριο επιτρεπόμενων καθιζήσεων το οποίο έχει εφαρμογή κυρίως σε πλαισιωτές κατασκευές. Συγκεκριμένα, διατύπωσαν κριτήρια για τα μεγέθη της γωνιακής στροφής (θ), της μέγιστης καθιζήσης (s_{max}) και της μέγιστης διαφορικής καθιζήσης (δs_{max}) τα οποία συσχέτισαν με το έδαφος έδρασης και τον τύπο θεμελίωσης.

Σημειώνεται ότι η παραμόρφωση ενός φορέα εξαρτάται αρχικά από τις φορτίσεις που δέχεται (ίδια βάρη, κλπ) και επιπροσθέτως από τις καθιζήσεις.

Πιν. 2.1 Ασφαλή όρια καθιζήσεων και γωνιακής στροφής, Skempton & Mac Donald (1965)

Κριτήριο	Μεμονωμ.Πέδιλα	Γενικές Κοιτοστρώσεις
Γωνιακή Στροφή	1/300	1/300
Μέγιστη καθίζηση		
▪ Άργιλοι	3 in	3-5 in
▪ Άμμοι	2 in	2-3 in
Μέγιστη διαφορική καθίζηση		
▪ Άργιλοι	1 ^{3/4} in	
▪ Άμμοι	1 ^{1/4} in	

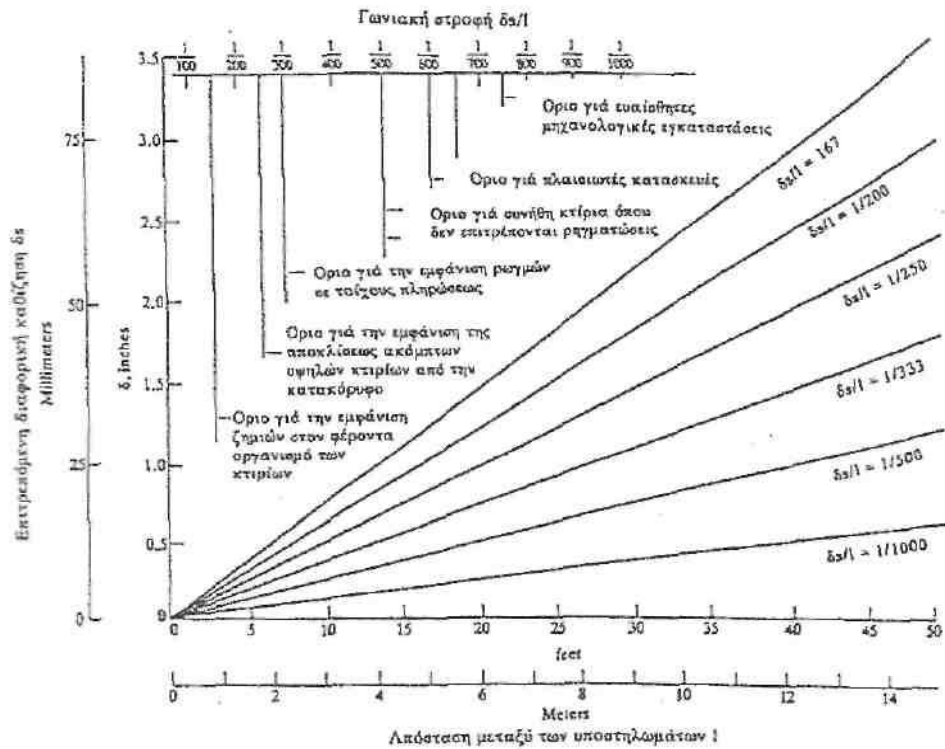
Προκειμένου ο οργανισμός να μην εμφανίσει βλάβη, η γωνιακή στρόφη (θ) δεν πρέπει να υπερβαίνει το 1/150, ενώ αν επιθυμείται να εξασφαλιστεί το κτίριο έναντι όποιων μικρορωγματώσεων στους τοίχους πλήρωσης, το ανεκτό όριο για τη γωνιακή στρόφη είναι 1/500.

Ο Bjerrum (1963), στο κριτήριο που κατέληξε, οριοθέτησε την επιτρεπόμενη γωνιακή στρόφη (θ) για διάφορους τύπους κατασκευών (Πιν. 2.2) και πρότεινε η διαφορική καθίζηση (δs) σε αργίλους να κυμαίνεται στο 0.3 – 0.5 της μέγιστης καθίζησης ($s_{\max}$), δηλαδή $\delta s = (0.3 - 0.5) \cdot s_{\max}$, ενώ σε άμμους κυμαίνεται στο 0.5 – 1.0 της μέγιστης καθίζησης ($s_{\max}$), δηλαδή $\delta s = (0.5 - 1.0) \cdot s_{\max}$.

Πιν. 2.2 Συσχέτιση του τύπου της κατασκευής και της επιτρεπόμενης γωνιακής στροφής β της θεμελίωσής του (Bjerrum, 1963)

Είδος κατασκευής	Επιτρεπόμενη γωνιακή στροφή β
Ευαίσθητες μηχανολογικές εγκαταστάσεις	1/750
Πλαισιωτές κατασκευές	1/600
Συνήθη κτίρια, όπου δε γίνονται ανεκτές οι ρηγματώσεις σε τοίχους πλήρωσης	1/500
Συνήθη κτίρια για τα οποία επιτρέπονται μικρορηγματώσεις στους τοίχους πλήρωσης	1/300
Άκαμπτα κτίρια, με επιτρεπόμενη απόκλιση απο την κατακόρυφο	1/250
Όριο για το οποίο είναι δυνατόν να παρουσιασθούν ζημιές στο φέροντα οργανισμό	1/150
Εύκαμπτες πλινθοδομές με $H/L < 1/4$,άνευ ρηγματώσεως (H/L είναι ο λόγος του ύψους προς το μήκος του τοίχου)	1/150

Το διάγραμμα του Σχ. 2.5 (NAVFAC DM-71/1982) προσφέρει τη δυνατότητα εκτιμής των μεγεθών της διαφορικής καθιζήσεως και της γωνιακής στροφής των θεμελιώσεων των κατασκευών σε διαφορετικά όρια λειτουργικότητας, έως και το όριο εμφάνισης βλαβών στο φέροντα οργανισμό τους.



Σχ. 2.5 Όρια διαφορικών καθιζήσεων και γωνιακών στροφών

Ο Tomlinson (1980), αξιολογώντας και αυτός τις διάφορες προτάσεις κριτηρίων, δίνει τελικά τον ακόλουθο πίνακα, ο οποίος συνοψίζει τα επιτρεπόμενα όρια γωνιακής στροφής και λόγου σχετικής μετατόπισης θεμελιώσεων κτιρίων με σκελετό και φέρουσες τοιχοποιίες (οπλισμένες και άοπλες), εξαιρώντας την περίπτωση μεγάλων και άκαμπτων δοκών, ή υποστυλωμάτων με περιορισμούς σε στρόφη. Ο Πιν. 2.3 αναφέρεται και στη σχετική ειδική έκδοση της CIRIA, No 27/1983 των Padfield και Sharrock που αφορά στις καθιζήσεις σε άργιλο.

Πιν. 2.3 Προτεινόμενα επιτρεπόμενα όρια γωνιακής στροφής και λόγου σχετικής μετατόπισης (Tomilson, 1980)

Τύπος κατασκευής	Τύπος ζημιάς	Επιτρεπόμενα όρια			
		Επιτρεπόμενες τιμές γωνιακής στροφής θ			
		Skempton και Mc Donald (1956)	Meyerhof (1947)	Polshin και Tokar (1957)	Bjerrum (1963)
Κτίρια με σκελετό και οπλισμένες φέρουσες τοιχοποιίες	*Βλάβη στον φέροντα οργανισμό	1/150	1/250	1/150	1/150
	*Ρηγματώσεις στους τοίχους	1/300 (συνίσταται και 1/500)	1/500	1/500	1/500
		Επιτρεπόμενες τιμές λόγου σχετικής μετατόπισης Δ/L			
		Meyerhof (1947)	Polshin και Tokar (1957)	Burland και Wroth (1974)	
Μη οπλισμένες φέρουσες τοιχοποιίες	*Ρωγμές λόγω κοίλης παραμορφώσεως του τοίχου (συνθήκες κάμψης)	1/2500	$L/H^*=0.3$, $\Delta/L=1/3333$ έως 1/2500	$L/H=1$, $\Delta/L=1/2500$ $L/H=5$, $\Delta/L=1/1250$	
	*Ρωγμές λόγω κυρτής παραμόρφωσης του τοίχου (συνθήκες κυρτώσεως)			$L/H=1$, $\Delta/L=1/5000$ $L/H=5$, $\Delta/L=1/2500$	

* L/H είναι ο λόγος του μήκους προς το ύψος του τοίχου

Αξίζει να σημειωθεί ότι σύγχρονες απόψεις αποδέχονται τα παραπάνω όρια αλλά στη θέση της γωνιακής στροφής (θ) θέτουν τη σχετική στροφή (β).

2.2.3 Κριτήρια οριακών εφελκυστικών παραμορφώσεων

Η καθιέρωση των επιτρεπόμενων τιμών παραμορφώσεων (μετακινήσεων) για διαφορετικούς τύπους κτιρίων, ειδικώς λόγω της διάνοιξης αβαθών σηράγγων, βασίσθηκε σε παρατηρήσεις, οι οποίες συνδύαζαν τα μεγέθη των εκδηλωθεισών οριζοντίων και κατακόρυφων μετακινήσεων με το βαθμό της σοβαρότητας των προκληθεισών βλαβών στα εν λόγω κτίρια.

Η πλέον διαδεδομένη μεθοδολογία η οποία ακολουθείται για την μελέτη της επιδράσεως των μετακινήσεων λόγω εκσκαφής σε ένα κτίριο είναι αυτή των Burland και Wroth (1974) κατά την οποία το κτίριο (ή ένας φέρων τοίχος του κτιρίου) θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ως μία ισοδύναμη αβαρής «υψίκορμος δοκός» επί του εδάφους με πλάτος L , ύψος H και μοναδιαίο πάχος. Μολονότι τα συνήθη κτίρια έχουν πολύ πιο πολύπλοκες μορφές, θεωρείται ότι η ανωτέρω απλοποιητική απεικόνιση διευκολύνει κατά πολύ την κατανόηση των διαφόρων παραγόντων, οι οποίοι υπεισέρχονται στο πρόβλημα της ρηγματώσεως τους, λόγω των προκαλούμενων (από τις εργασίες υπόγειας εκσκαφής) μετακινήσεων στην περιοχή θεμελίωσής τους, με την προϋπόθεση ότι τα γεωμετρικά μεγέθη L και H των ιδεατών «δοκών» έχουν ορισθεί καταλλήλως με βάση τις διαστάσεις των κτιρίων που προσομοιάζουν. Πιο συγκεκριμένα, το θεωρούμενο ύψος της «δοκού» H λαμβάνεται ίσο με το ύψος από τη στάθμη θεμελίωσης έως το κατώτερο μέρος της στέγης του κτιρίου (Σχ. 2.6), ενώ το πλάτος της L ταυτίζεται με το άνοιγμα του κτιρίου, το οποίο επηρεάζεται από τις εργασίες διάνοιξης της σήραγγας και ένα τμήμα του είναι δυνατόν να βρίσκεται σε συνθήκες κάμψης (L_s), ενώ το υπόλοιπο να βρίσκεται σε συνθήκες κύρτωσης (L_h). Τα εν λόγω τμήματα του κτιρίου περιορίζονται από το σημείο καμψής και από την έκταση της καμπύλης των καθιζήσεων επιφανείας αντιστοίχως (Σχ. 2.7).

Είναι αυτονόητο ότι με την ανωτέρω μεθοδολογία ουσιαστικά επιτρέπεται σε κάθε κτίριο να εξετάζεται ξεχωριστά το τμήμα του, το οποίο βρίσκεται δεξιά ή αριστερά από το σημείο καμψής της καμπύλης των καθιζήσεων. Σημειώνεται επίσης ότι εάν μέρος του ανοίγματος του κτιρίου εκτείνεται και πέραν της συνολικής έκτασης που καταλαμβάνει η καμπύλη των καθιζήσεων, τότε αυτό δε λαμβάνεται υπόψη στην υλοποίηση του αντιστοίχου απλοποιητικού προσομοιώματος της ιδεατής «δοκού».

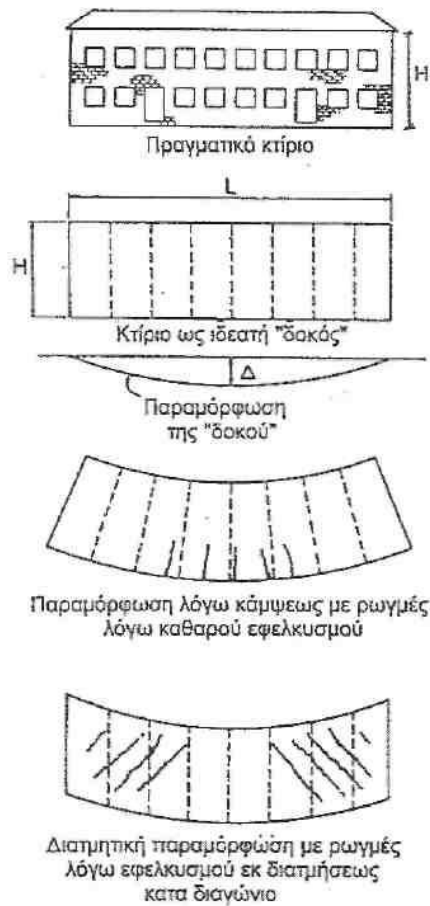
Η «δοκός» θεωρείται ότι είναι ισότροπη με γραμμικά ελαστική συμπεριφορά και ότι η διεύθυνση του άξονα της είναι κάθετη προς τον άξονα της σήραγγας. Κατά τους Burland και Wroth (1974) και Polshin και Tokar (1975) η έναρξη του μηχανισμού ρηγμάτωσης της «δοκού» (δηλαδή του κτιρίου) οφείλεται στην εκδήλωση εφελκυστικών παραμορφώσεων. Ωστόσο, είναι η υπέρβαση της κρίσιμης εφελκυστικής παραμόρφωσης ε_{crit} , ή της οριακής εφελκυστικής παραμόρφωσης ε_{lim} (όπως τελικώς έχει καθιερωθεί ο όρος από τους Burland et al (1977)) η οποία έχει ως

αποτέλεσμα τη δημιουργία εμφανών ρηγματώσεων στη «δοκό» (δηλαδή στο κτίριο). Κατά συνέπεια είναι αναγκαίο να υπολογισθούν αρχικά οι τιμές των αναπτυσσόμενων εφελκυστικών παραμορφώσεων του προσομοιώματος της δοκού και στη συνέχεια να καθορισθούν εκείνες οι οριακές τιμές τους, η υπέρβαση των οποίων συνδυάζεται με την παρουσία εμφανών ρηγματώσεών της.

Οι Burland και Wroth (1974) διατύπωσαν τις ακόλουθες σημαντικές παρατηρήσεις σχετικά με τις τιμές των οριακών εφελκυστικών παραμορφώσεων για διάφορους τύπους κατασκευών:

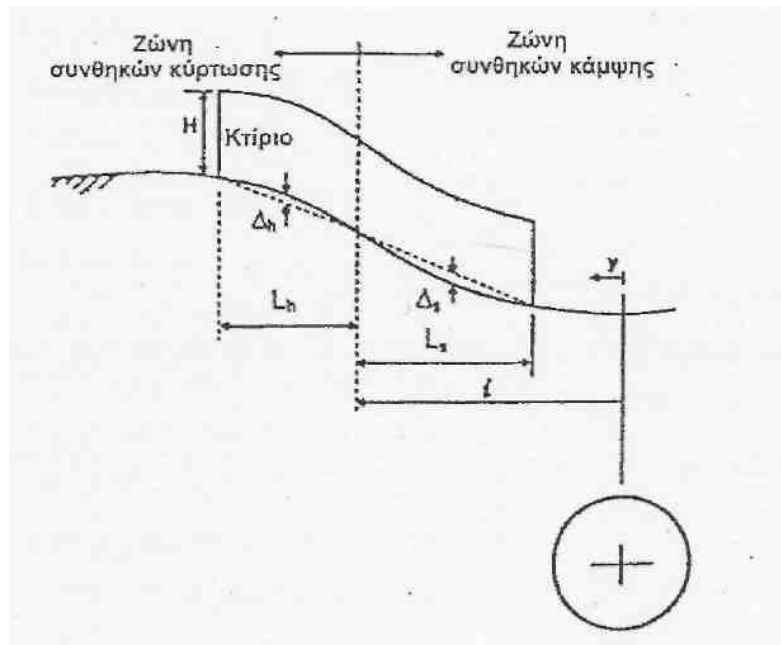
- Οι μέσες τιμές οριακών εφελκυστικών παραμορφώσεων, ϵ_{lim} για τις οποίες παρατηρήθηκαν εμφανείς ρηγματώσεις σε κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία ήταν της τάξεως 0.05% έως 0.1%.
- Σε δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα η έναρξη δημιουργίας ορατών ρωγμών συνέβαινε για τιμές των εφελκυστικών παραμορφώσεων μικρότερες από 0.03% έως 0.05%.
- Η δημιουργία εμφανών ρηγματώσεων δεν αντιπροσωπεύει απαραίτητως ένα αυστηρό όριο λειτουργικότητας των κτιρίων με βάση την αποδοχή της αισθητικής των. Κατά συνέπεια είναι δυνατόν να γίνει αποδεκτή η ανάπτυξη εφελκυστικών παραμορφώσεων σε ένα κτίριο, μεγαλύτερων από εκείνες που καθορίζουν την εμφάνιση ορατών ρωγμών, εφόσον οι εν λόγω ρηγματώσεις ελέγχονται ως προς την εξέλιξη του μεγέθους των.

Για τον καθορισμό του μεγέθους της οριακής εφελκυστικής παραμόρφωσης ϵ_{lim} και άρα του κριτηρίου έναρξης των εμφανών ρηγματώσεων θα πρέπει να προσδιορίσουμε τον τρόπο παραμορφώσεως της «δοκού». Δύο είναι οι οριακοί μηχανισμοί παραμόρφωσης μιας δοκού, οι οποίοι προκαλούν σε αυτήν την ανάπτυξη εφελκυσμού: α) εξαιτίας καθαρής κάμψης, όπου η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση εμφανίζεται στην κατώτερη εξωτερική «ίνα» της δοκού και β) εξαιτίας καθαρής διατμήσεως, όπου η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση συμβαίνει κατά τη διαγώνιο της δοκού. Στην πράξη, συνήθως, και οι δύο μηχανισμοί παραμορφώσεως της δοκού λαμβάνουν χώρα ταυτόχρονα. Για τη διευκόλυνση όμως των σχετικών υπολογισμών οι δύο ανωτέρω αιτίες πρόκλησης του μηχανισμού δημιουργίας των εφελκυστικών παραμορφώσεων, θεωρούνται χωριστά (Σχ. 2.6).



Σχ. 2.6 Ρηγμάτωση «δοκού» λόγω κάμψης και εκ διατμήσεως.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ιδιαίτερη σημασία για τους υπολογισμούς έχει η θεώρηση της θέσεως του ουδέτερου άξονα της «δοκού» (δηλαδή του απλουστευτικού προσομοιώματος του κτιρίου) κατά την παραμόρφωσή της (π.χ. λόγω καθιζήσεων κατά τις εργασίες δημιουργίας υπόγειας εκσκαφής). Οι Burland και Wroth (1974) δέχονται ότι κατά την παραμόρφωση ενός κτιρίου, εφόσον η ιδεατή καμπύλη των καθιζήσεων που συνδέει τα στοιχεία της θεμελιώσεως έχει τα κοίλα προς τα κάτω (συνθήκες κύρτωσης), ο ουδέτερος άξονας του προσομοιώματος της «δοκού» θεωρείται ότι συμπίπτει με το κατώτερο μέρος της. Η εν λόγω παραδοχή αιτιολογείται από το γεγονός ότι τα στοιχεία της θεμελιώσεως παρουσιάζουν ικανή ακαμψία κατά την παραμόρφωσή της. Στην περίπτωση αυτή οι καθιζήσεις στα άκρα της «δοκού» (κτιρίου) είναι μεγαλύτερες από αυτές που αντιστοιχούν περί το μέσον του. Αντίθετα εάν η ιδεατή καμπύλη των καθιζήσεων που συνδέει τα στοιχεία της θεμελιώσεως έχει τα κοίλα προς τα άνω (συνθήκες κάμψης), ο ουδέτερος άξονας του προσομοιώματος της «δοκού» θεωρείται ότι βρίσκεται στο μέσον του ύψους της. Στην περίπτωση αυτή οι καθιζήσεις περί το μέσον της «δοκού» (κτιρίου) είναι μεγαλύτερες από εκείνες που αντιστοιχούν στα άκρα του.



Σχ. 2.7 Παραμόρφωση κτιρίου λόγω εκσκαφής σήραγγας (Mair et al, 1996)

Οι Burland, Broms και De Mello (1977) χρησιμοποιώντας αρχές της Τεχνικής Μηχανικής έδωσαν τις ακόλουθες μαθηματικές σχέσεις 2.20 και 2.21 για τον προσδιορισμό του λόγου της σχετικής μετατόπισης Δ/L ενός κτιρίου (το οποίο όπως έχει ήδη αναφερθεί εξομοιώνεται με μια ιδεατή «δοκό», με τις ίδιες διαστάσεις), συναρτήσει της γεωμετρίας του κτιρίου (L , H) των ελαστικών ιδιοτήτων του υλικού κατασκευής του κτιρίου (E , G) και των αναπτυσσόμενων μέγιστων εφελκυστικών παραμορφώσεων για μηχανισμούς καθαρής κάμψης (ϵ_{bmax}) και καθαρής διάτμησης (ϵ_{dmax})

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ \frac{L}{12t} + \frac{3EI}{2tLHG} \right\} \cdot \epsilon_{bmax} \quad (2.20)$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ 1 + \frac{HL^2G}{18EI} \right\} \cdot \epsilon_{dmax} \quad (2.21)$$

όπου:

H : το ύψος του κτιρίου (Σχ. 2.6)

L : το άνοιγμα του κτιρίου (Σχ. 2.7)

E και G : είναι αντιστοίχως το μέτρο ελαστικότητας και το μέτρο διάτμησης του υλικού κατασκευής κτιρίου (το οποίο προσομοιώνεται ως «δοκός»). Για κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας είναι δυνατόν να ληφθεί $E/G=2.6$, (με την σιωπηρή αποδοχή ότι το υλικό τους θεωρείται ισότροπο, οπότε ο λόγος Poisson $\nu = 0.3$), ενώ για κτίρια με σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα επί μεμονωμένων πέδילων λαμβάνεται $E/G = 12.5$ (με τη θεώρηση ισοδύναμης ακαμψίας των κτιρίων, λαμβανομένου υπόψη και των «ανοιγμάτων» τους)

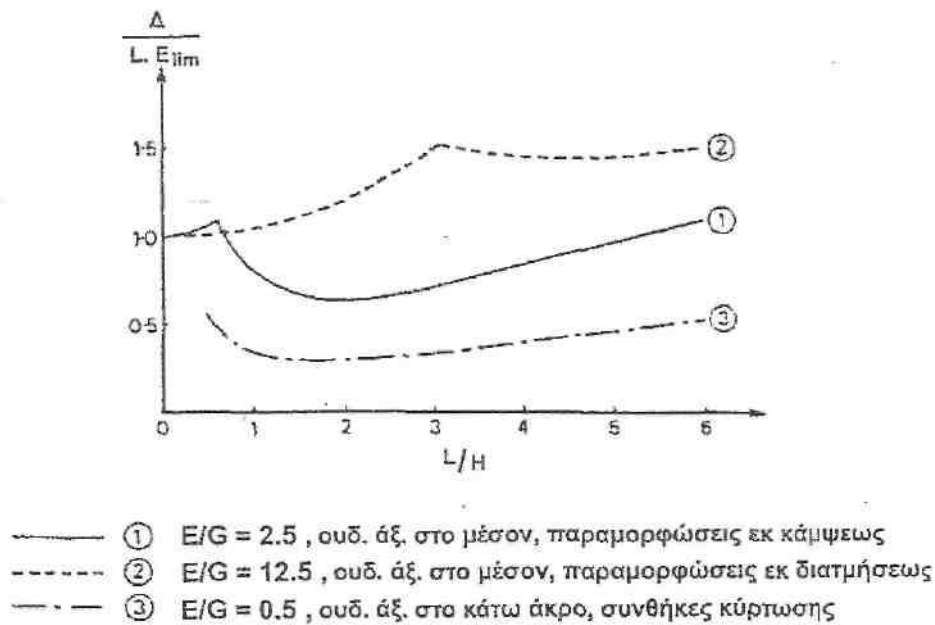
l: η ροπή αδρανείας της ισοδύναμου «δοκού» μοναδιαίου πάχους, η οποία λαμβάνεται ως $H^3/12$ στην περίπτωση που η καμπύλη των καθιζήσεων έχει τα κοίλα προς τα άνω (συνθήκες κάμψης) και $H^3/3$ στην περίπτωση όπου έχει τα κοίλα προς τα κάτω (συνθήκες κύρτωσης).

t: η μέγιστη απόσταση από τον ουδέτερο άξονα στο άκρο της δοκού, η οποία λαμβάνεται ως $H/2$ στην περίπτωση καμπύλης καθιζήσεων με τα κοίλα προς τα άνω (συνθήκες κάμψης) και H στην περίπτωση καμπύλης καθιζήσεων με τα κοίλα προς τα κάτω (συνθήκες κύρτωσης).

Με βάση τα αποτελέσματα σχετικών αναλύσεων αποδεικνύεται ότι οι μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις επηρεάζονται σημαντικά από την τιμή του λόγου Δ/L και σχεδόν καθόλου από το είδος της φόρτισης επί της «δοκού». Από επιτόπου παρατηρήσεις έχει προκύψει ότι οι μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις εκ κάμψεως, ε_{bmax} , και εκ διατμήσεως (κατά τη διαγώνιο) ε_{dmax} , λαμβάνουν συνήθως χώρα στο κέντρο και στο τέταρτο του μήκους της «δοκού» αντιστοίχως (Σχ. 2.6), καθώς και ότι σε συνθήκες κύρτωσης προκαλούνται σημαντικότερες βλάβες από ότι σε συνθήκες κάμψης.

Αντικαθιστώντας στις σχέσεις (2.20) και (2.21) τις τιμές ε_{bmax} , ε_{dmax} με την οριακή τιμή της εφελκυστικής παραμόρφωσης ε_{lim} είναι δυνατόν να εκτιμηθεί η οριακή τιμή του λόγου της σχετικής μετατοπίσεως $(\Delta/L)_{lim}$ του κτιρίου, ως η μικρότερη υπολογισθείσα τιμή εκ των προαναφερθεισών σχέσεων.

Η καμπύλη 1 του Σχ. 2.8 απεικονίζει τη μεταβολή του μεγέθους $\Delta/L\varepsilon_{lim}$ συναρτήσει των τιμών L/H ενός προσομοιώματος «δοκού» υπό συνθήκες κάμψης με $E/G=2.5$, ενώ οι καμπύλες 2 και 3 συνιστούν επίσης τις γραφικές παραστάσεις της σχέσης $\Delta/L\varepsilon_{lim}=F(L/H)$ μιας «δοκού» με $E/G=12.5$, 0.5 υπό συνθήκες κάμψης και κύρτωσης αντιστοίχως. Το προκύπτον συμπέρασμα από την αξιολόγηση των καμπυλών 1, 2 και 3 είναι ότι ακόμη και με ένα απλό κριτήριο ενάρξεως εμφάνισης των ρηγματώσεων, όπως αυτό του απλουστευτικού προσομοιώματος της «δοκού», το οποίο συνδέει το λόγο Δ/L με την εμφάνιση ρηγματώσεων, ο κρίσιμος λόγος Δ/L μπορεί να μεταβάλλεται σημαντικά, εξαρτώμενος από παράγοντες όπως η μορφή της παραμόρφωσης, η ακαμψία E/G καθώς επίσης και οι διαστάσεις L/H της «δοκού».



Σχ. 2.8 Επίδραση παραγόντων στη ρηγμάτωση προσομοιώματος «δοκού»

Εκτός από τις μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις ε_{bmax} και ε_{dmax} προκαλούνται και οριζόντιες παραμορφώσεις ε_h από τις εργασίες διάνοιξης μιας αβαθούς σήραγγας. Οι Boscardin και Cording (1989) συμπεριέλαβαν στις αναλύσεις τους και την ύπαρξη των εν λόγω οριζοντίων παραμορφώσεων ε_h επαλληλίζοντάς τις με τις μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις εκ καθαρής κάμψης (ε_{bmax}) και εκ καθαρής διατμήσεως (ε_{dmax}), προσδιορίζοντας έτσι τις συνολικές (συνιστάμενες) εφελκυστικές παραμορφώσεις των παρακάτω σχέσεων (2.22) και (2.23). Κατά συνέπεια:

- Η συνολική εφελκυστική παραμόρφωση εκ καθαρής κάμψεως είναι:

$$\varepsilon_{br} = \varepsilon_{bmax} + \varepsilon_h \quad (2.22)$$

- Η συνολική εφελκυστική παραμόρφωση (κατά τη διαγώνιο) εκ καθαρής διατμήσεως είναι:

$$\varepsilon_{br} = \varepsilon_h \cdot \left(\frac{1-\nu}{2} \right) + \sqrt{\varepsilon_h^2 \cdot \left(\frac{1+\nu}{2} \right)^2 + \varepsilon_{dmax}^2} \quad (2.23)$$

όπου ν ο λόγος Poisson του υλικού κατασκευής της «δοκού». Επισημαίνεται ότι οι συνολικές παραμορφώσεις των σχέσεων (2.22) και (2.23) αποκτούν τις μέγιστες (άρα και τις πλέον κρίσιμες) τιμές τους για την περίπτωση εφελκυστικής οριζόντιας παραμόρφωσης ε_h , η οποία συμβαίνει στη ζώνη συνθηκών κύρτωσης της «δοκού». Συνεπώς, για μία «δοκό» μήκους L και ύψους H , με τη βοήθεια των σχέσεων (2.20), (2.21), (2.22) και (2.23) είναι δυνατόν να εκτιμηθεί η

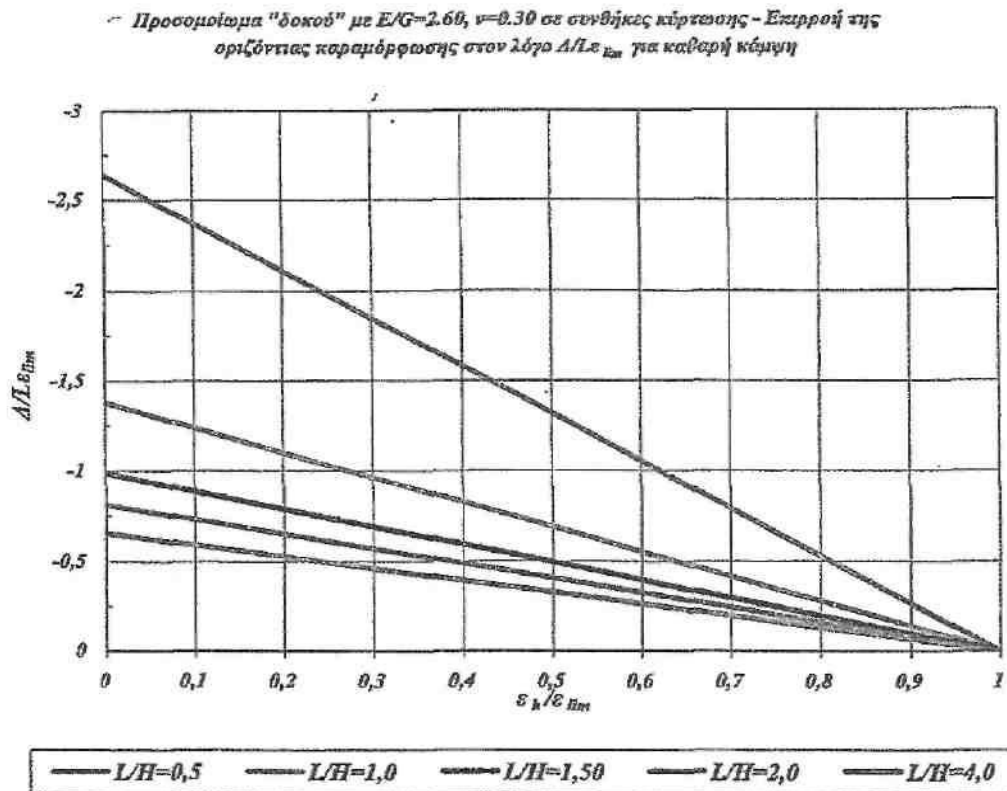
μέγιστη τιμή της συνολικής εφελκυστικής παραμόρφωσης $\varepsilon_{\max}$ για δεδομένη τιμή των Δ/L και ε_h συναρτήσει των t , E , G και ν .

Εφαρμόζοντας τις σχέσεις (2.20), (2.21), (2.22) και (2.23) για ένα προσομοίωμα «δοκού» σε συνθήκες κύρτωσης με $E/G=2.60$, $\nu=0.30$ και θέτοντας $\varepsilon_{br}=\varepsilon_{lim}$, $\varepsilon_{dr}=\varepsilon_{lim}$ καθορίζονται οι παρακάτω εξισώσεις (2.24) και (2.25), μέσω των οποίων διερευνάται η επίδραση της εφελκυστικής παραμόρφωσης ε_h στον οριακό σχετικό λόγο μετατόπισης Δ/L της εν λόγω «δοκού» για μηχανισμούς παραμόρφωσης καθαρής κάμψης και καθαρής διάτμησης αντιστοίχως.

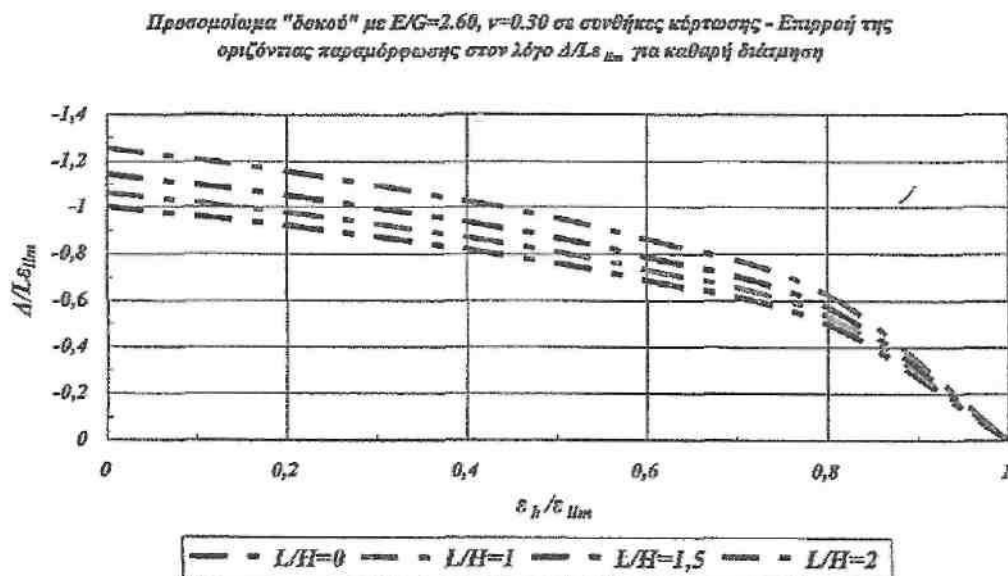
- Καθαρή κάμψη:
$$\frac{\Delta}{L\varepsilon_{lim}} = \left(1 - \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{lim}}\right) \cdot \left(\frac{L}{12H} + \frac{1.30 \cdot H}{L}\right) \quad (2.24)$$

- Καθαρή διάτμηση:
$$\frac{\Delta}{L\varepsilon_{lim}} = \sqrt{1 - 0.70 \cdot \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{lim}} - 0.30 \cdot \left(\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{lim}}\right)^2} \cdot \left(1 + 0.064 \cdot \left(\frac{L}{H}\right)^2\right) \quad (2.25)$$

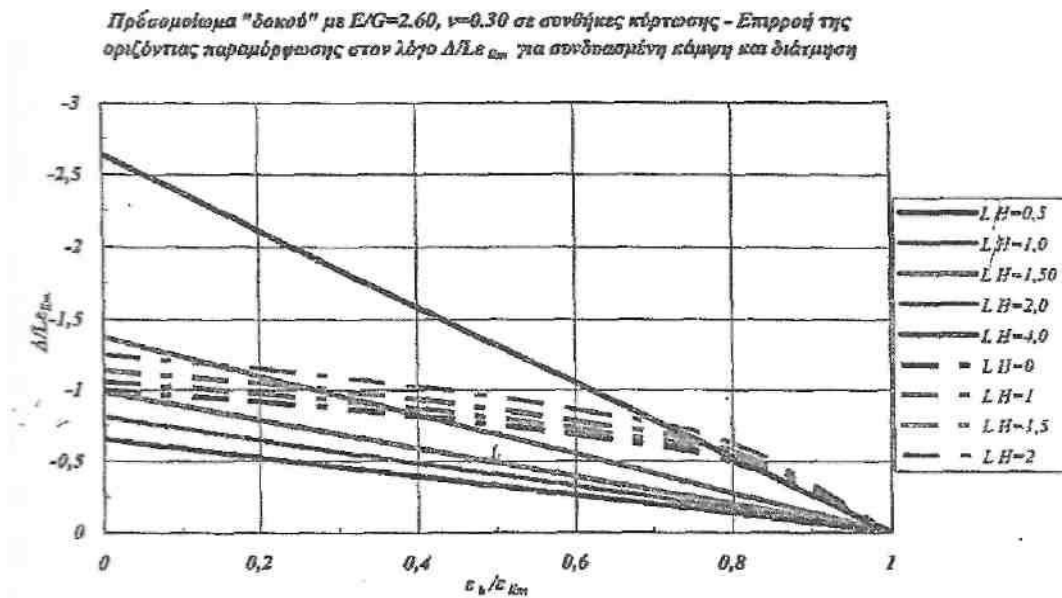
Τα σχήματα Σχ. 2.9, Σχ. 2.10 και Σχ. 2.11 απεικονίζουν γραφικά τις σχέσεις (2.24) και (2.25) για διαφορετικές τιμές του λόγου L/H . Για μηχανισμό παραμόρφωσης καθαρής κάμψης εκ του Σχ. 2.9 προκύπτει ότι η αύξηση της ε_h προς την οριακή τιμή παραμόρφωσης ε_{lim} έχει ως αποτέλεσμα την γραμμική μείωση της οριακής τιμής του Δ/L για κάθε τιμή του λόγου L/H (έως και της μηδενικής τιμής για $\varepsilon_h=\varepsilon_{lim}$). Για μηχανισμό παραμόρφωσης καθαρής διάτμησης εκ του Σχ. 2.10 προκύπτει ότι η αύξηση της ε_h έχει ως αποτέλεσμα τη μη γραμμική μείωση της οριακής τιμής του Δ/L με αυξανόμενο ρυθμό προς τη μηδενική τιμή. Επιπλέον παρατηρείται η μικρή ευαισθησία των οριακών τιμών του Δ/L για τις εξετασθείσες τιμές του λόγου $L/H=0, 1, 1.5$ και 2 . Εκ του Σχ. 2.10 προκύπτει ότι για τιμές $L/H>1.5$ ο μηχανισμός της καθαρής κάμψης είναι ο καθοριστικός για την εμφάνιση ρηγματώσεων, ενώ για μικρότερες τιμές του L/H προκύπτει ότι η προοδευτική αύξηση της ε_h μεταβάλλει τον καθοριστικό μηχανισμό για την εμφάνιση ρηγματώσεων από καθαρή διάτμηση σε καθαρή κάμψη. Επισημαίνεται ότι τα προαναφερθέντα ισχύουν για ένα προσομοίωμα ισότροπης «δοκού» σε συνθήκες κύρτωσης με $E/G=2.60$ και, $\nu=0.30$. Για διαφορετικές συνθήκες και για διαφορετικά χαρακτηριστικά «δοκού» θα πρέπει να εκτιμηθούν εκ νέου οι εξισώσεις (2.24) και (2.25).



Σχ. 2.9 Επιρροή της ϵ_h στο λόγο $\Delta/L\epsilon_{lim}$ για καθαρή κάμψη



Σχ. 2.10 Επιρροή της ϵ_h στο λόγο $\Delta/L\epsilon_{lim}$ για καθαρή διάτμηση



Σχ. 2.11 Επιρροή της ϵ_h στο λόγο Δ/ϵ_{lim} για συνδυασμό κάμψης και διάτμησης

2.2.4 Κατηγορίες βλαβών κτιρίων

Για την εκτίμηση του κινδύνου εκδήλωσης βλαβών στα κτίρια εξαιτίας εδαφικών μετακινήσεων είναι απολύτως αναγκαίο να υπάρχει μία όσο το δυνατόν πιο σαφής κατάταξη αυτών των βλαβών. Ο πίνακας που ακολουθεί, προσφέρει την εν λόγω κατάταξη καθορίζοντας έξη κατηγορίες βλαβών από 0 έως 5 με αυξανόμενο βαθμό επικινδυνότητας.

Οι κατηγορίες ορατών βλαβών του Πιν. 2.4 επηρεάζουν: (i) την εξωτερική αισθητική, (ii) την λειτουργικότητα και (iii) την στατική ευστάθεια ενός κτιρίου. Συνήθως οι κατηγορίες βλαβών 0, 1 και 2 αφορούν την αισθητική των κτιρίων, οι 3 και 4 καθορίζουν το βαθμό λειτουργικότητας των κτιρίων και η 5 επηρεάζει τη στατική ευστάθεια και επάρκεια των κτιρίων. Η παραπάνω διακριτοποίηση είχε αρχικώς προταθεί από τους Burland et al (1977) με βάση τα συμπεράσματα σχετικών εργασιών των Jennings και Kerrich (1962), του UK National Coal Board (1975) και των MacLeod και Littlejohn (1974). Έκτοτε έχει υιοθετηθεί με ελάχιστες τροποποιήσεις από το BRE (1981 και 1990) καθώς και από το Ινστιτούτο Δομοστατικών Μηχανικών του Ην. Βασιλείου (1978, 1989, 1994 και 2000).

Ο Πιν. 2.4 για καθεμία κατηγορία βλάβης δίνει το βαθμό επικινδυνότητας της, την περιγραφή της, την ευκολία επιδιόρθωσής της, καθώς και το εύρος μεταβολής της οριακής εφελκυστικής παραμόρφωσης, η οποία την προκάλεσε. Επισημαίνεται ότι τα εύρη των τιμών της οριακής εφελκυστικής παραμόρφωσης έχουν καθορισθεί από τους Boscardin και Cording (1989) με βάση σημαντικό αριθμό παρατηρήσεων.

Ο διαχωρισμός μεταξύ των κατηγοριών βλαβών 2 και 3 είναι ιδιαιτέρως σημαντικός. Μεγάλος αριθμός μελετών σε πολλά κτίρια έχουν καταδείξει ότι η κατάταξη στην κατηγορία 2 οφείλεται σε μεγάλη ποικιλία αιτίων, εκτός των εδαφικών μετακινήσεων (π.χ. θερμοκρασιακές μεταβολές του σκελετού των κτιρίων, αλλαγές φυσικής υγρασίας κ.α.). Ωστόσο ο ακριβής καθορισμός των αιτίων που προκαλούν την εν λόγω κατηγορία βλαβών είναι ιδιαίτερα δύσκολος και στην πραγματικότητα αποτελεί συνδυασμό αιτίων που σχετίζονται με το σκελετό του κτιρίου και την εκδήλωση εδαφικών μετακινήσεων. Οι περιπτώσεις βλαβών που κατατάσσονται στην κατηγορία 3 συνηθέστατα σχετίζονται με εδαφικές μετακινήσεις και απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή και αναλυτική μελέτη, στην οποία θα πρέπει να εκτιμηθούν οι επιπτώσεις από την μεθοδολογία κατασκευής, τη γεωμετρία του κτιρίου κ.α.

Με βάση τα προτεινόμενα εύρη τιμών κρίσιμης εφελκυστικής παραμόρφωσης του Πιν. 2.4, η συσχέτιση της οριζόντιας εφελκυστικής παραμόρφωσης ϵ_h με την κατηγορία βλάβης και τον λόγο σχετικής μετατόπισης του κτιρίου Δ/L είναι δυνατόν να πραγματοποιηθεί μέσω διαγραμμάτων, όπως του Σχ. 2.12 (Burland, 1995), το οποίο προέρχεται άμεσα από το διάγραμμα του σχήματος 2.11 για $L/H=1.0$.

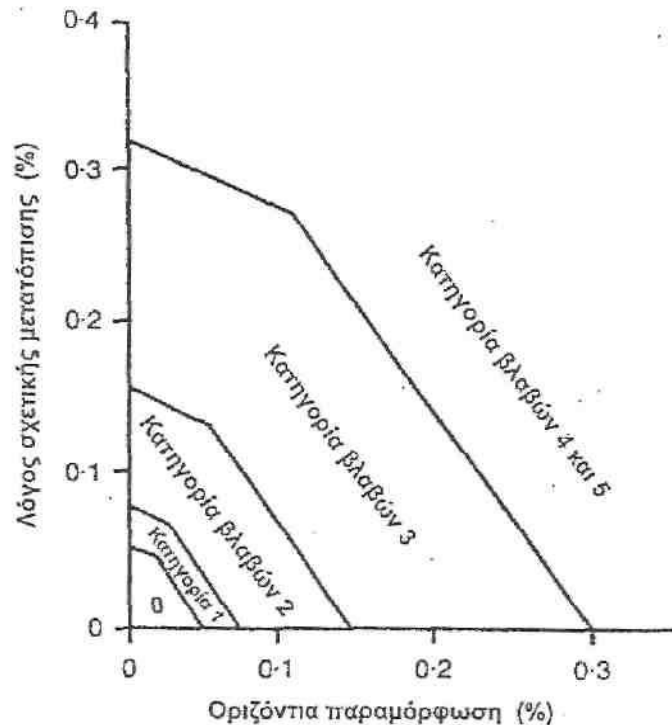
Πιν. 2.4 Κατηγορίες βαλαβών κτιρίων με αναφορά στην ευκολία επισκευής των και στα αντίστοιχα εύρη οριακής εφελκυστικής παραμόρφωσης

Κατηγορία ορατών βαλαβών	Συνήθης βαθμός κινδύνου	Οριακή Εφελκυστική παραμόρφωση $\epsilon_{lim}(\%)$	Περιγραφή τυπικής βλάβης*/ Ευκολία επισκευής
0	Αμελητέος	0 - 0.5	Τριχοειδείς ρωγμές μικρότερες του 0.1 mm περίπου.
1	Πολύ μικρός	0.05 - 0.075	Λεπτές ρωγμές οι οποίες ευκόλως αντιμετωπίζονται με βάψιμο. Η βλάβη περιορίζεται γενικώς στα "τελειώματα" εσωτερικής τοιχοποιίας. Επιθεώρηση από κοντινή απόσταση είναι δυνατόν να αποκαλύψει μερικές ρωγμές σε εξωτερικά τούβλα ή εξωτερική τοιχοποιία. Τυπικά εύρη ρωγμών έως 1 mm.
2	Μικρός	0.075 - 0.15	Ρωγμές ευκόλως πληρούμενες. Συνήθως απαιτείται βάψιμο. Επαναδιανοιχθείσες ρωγμές είναι δυνατόν να καλυφθούν με κατάλληλα υλικά. Οι ρωγμές είναι ορατές εξωτερικά και μπορεί να απαιτηθεί καθαρισμός και πλήρωση για λόγους υδατοστεγανότητας. Πόρτες και παράθυρα μπορεί να παρουσιάζουν μικρή δυσκολία σε άνοιγμα/κλείσιμο. Τυπικά εύρη ρωγμών έως 5mm.
3	Μέτριος	0.15 - 0.3	Οι ρωγμές απαιτούν μερική αποκάλυψη (άνοιγμα) και μπορεί να επιδιορθωθούν από εξειδικευμένους τεχνίτες. Καθαρισμός των εξωτερικών τούβλων και πιθανώς μικρός αριθμός τούβλων θα πρέπει να αντικατασταθεί. Πόρτες και παράθυρα δεν ανοιγοκλείνουν. Οι σωληνώσεις μπορεί να σπάσουν. Η υδατοστεγανότητα συνήθως έχει τρωθεί. Τυπικά εύρη ρωγμών μεταξύ 5 και 15 mm. Μερικές φορές οι ανωτέρω βλάβες μπορεί να παρουσιαστούν και για ρωγμές εύρους 3 mm.
4	Σοβαρός	> 0.3	Εκτεταμένες εργασίες επανακατασκευής, συμπεριλαμβανομένων αντικατάστασης τμημάτων τοιχοποιίας κυρίως επάνω από πόρτες και παράθυρα. Πόρτες και παράθυρα παραμορφώνονται και το δάπεδο παρουσιάζει σημαντική κλίση**. Οι τοίχοι αποκλίνουν σημαντικά από την κατακόρυφο ή εμφανίζουν φουσκώματα, μερική απώλεια στήριξης των δοκών. Σπάσιμο σωληνώσεων. Τυπικά εύρη ρωγμών μεταξύ 15 mm έως 25 mm, αλλά εξαρτάται επίσης και από το πλήθος των ρωγμών.

Κατηγορία ορατών βλαβών	Συνήθης βαθμός κινδύνου	Οριακή Εφελκυστική παραμόρφωση $\epsilon_{lim}(\%)$	Περιγραφή τυπικής βλάβης* / Ευκολία επισκευής
5	Πολύ Σοβαρός		Απαιτούνται σημαντικές επιδιορθώσεις συμπεριλαμβανόμενης μερικής ή πλήρους επανακατασκευής. Οι δοκοί έχουν απωλέσει τις στηρίξεις των, οι τοίχοι παρουσιάζουν σημαντική κλίση και χρειάζονται υποστήριξη. Τα παράθυρα έχουν σπάσει λόγω παραμόρφωσης. Κίνδυνος αστάθειας. Τυπικά εύρη ρωγμών μεγαλύτερα των 25 mm, αλλά εξαρτάται και από το πλήθος των ρωγμών.

*Το εύρος ρωγμής είναι ένας μόνον εκ των παραγόντων για την εκτίμηση της κατηγορίας βλάβης και δε θα πρέπει να χρησιμοποιείται σαν το μοναδικό κριτήριο.

**Τοπικές αποκλίσεις της κλίσης ως προς την οριζόντιο ή την κατακόρυφο μεγαλύτερες του 1/100 είναι συνήθως εύκολα ορατές. Συνολικές αποκλίσεις μεγαλύτερες του 1/150 είναι ανεπιθύμητες.



Σχ. 2.12 Συσχέτιση κατηγορίας βλάβης με την κρίσιμη ή οριακή εφελκυστική παραμόρφωση και τη μέγιστη σχετική μετατόπιση υπό συνθήκες κύρτωσης ($L/H=1.0$).

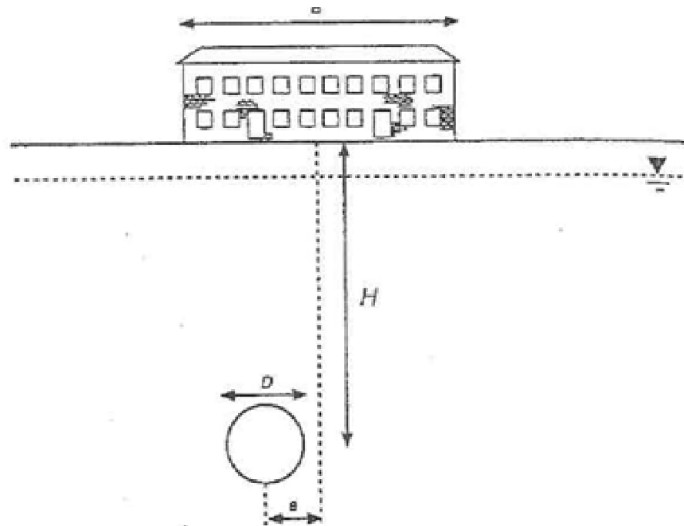
2.2.5 Επίδραση της ακαμψίας των κτιρίων στην εκτίμηση των εδαφικών μετακινήσεων λόγω διανοίξεως σηράγγων

Η εκτίμηση της επίδρασης της ακαμψίας των υπερκείμενων κτιρίων στο μέγεθος και στην κατανομή των επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων, οι οποίες οφείλονται στις εργασίες κατασκευής σηράγγων, έχει αναγνωρισθεί ως ένα εκ των πλέον σημαντικών ζητημάτων στη διαδικασία της ορθής πρόβλεψης των πιθανών βλαβών επί αυτών των κατασκευών. Θα πρέπει να τονισθεί ότι όλα όσα έχουν προαναφερθεί, αλλά και η έως τώρα ακολουθούμενη πρακτική προβλέψεων των επιπτώσεων των εδαφικών μετακινήσεων στα υπερκείμενα κτίρια αφορούν συνθήκες «ελευθέρου πεδίου», όπου δηλαδή οι υπάρχουσες ανωδομές είτε αγνοούνται τελείως, είτε χαρακτηρίζονται ως απολύτως εύκαμπτες. Ωστόσο, στη διεθνή βιβλιογραφία (Potts & Addenbrooke, 1997) έχουν παρουσιασθεί προσεγγιστικές μεθοδολογίες, οι οποίες είναι δυνατόν να καταλήξουν σε σχετικώς αξιόπιστες προβλέψεις του φαινομένου της αλληλεπίδρασης μεταξύ της διάνοιξης αβαθών σηράγγων και της παρουσίας κατασκευών με δεδομένη ακαμψία στην επιφάνεια του εδάφους. Οι μεθοδολογίες αυτές αφορούν πρωτίστως στον κατά το δυνατόν ακριβέστερο προσδιορισμό του πεδίου των αναμενόμενων μετακινήσεων (μέγεθος και κατανομή) στη στάθμη θεμελίωσης των κτιρίων, λαμβανομένης υπόψη της ακαμψίας των, και ως

συνέπεια αυτού την ρεαλιστικότερη εκτίμηση της κατηγορίας των αναμενόμενων βλαβών των εν λόγω κατασκευών εξ αυτών των μετακινήσεων.

2.2.5.1 Μέθοδος των Potts και Addenbrooke

Η μέθοδος των Potts και Addenbrooke (1997) εκτιμά ποσοτικά και ποιοτικά μέσω νομογραφημάτων την επίδραση που έχει η ακαμψία ενός κτιρίου στην επιφάνεια επί των εδαφικών μετακινήσεων (καθιζήσεων), οι οποίες προκαλούνται από τις εργασίες διάνοιξης των σηράγγων. Η μέθοδος αυτή έχει βασισθεί σε αποτελέσματα σειράς παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, επί τη βάσει των παρακάτω παραδοχών:



Σχ. 2.13 Η γεωμετρία του προβλήματος

- Η γεωμετρία του διερευνηθέντος προβλήματος παρουσιάζεται στο Σχ. 2.13. Επισημαίνεται ότι η διάμετρος της σήραγγας ελήφθη $D=4.146$ m και τα βάθη διάνοιξης της ήταν $H=20$ m και 34 m. Ωστόσο, διευκρινίζεται ότι τα αποτελέσματα των αναλύσεων έχουν γενικώτερη ισχύ, ανεξαρτήτως του περιορισμένου αριθμού των χρησιμοποιηθέντων γεωμετρικών δεδομένων.
- Η παρουσία και η επίδραση του κτιρίου στην επιφάνεια προσομοιώθηκε με μία απλώς εδραζόμενη ελαστική «δοκό» πλάτους B , η οποία βρίσκεται σε έκκεντρη θέση ως προς τον άξονα της σήραγγας, σύμφωνα με την απόσταση e (Σχ. 2.13). Οι βασικές μεταβλητές της παραμετρικής ανάλυσης ήταν η αξονική ακαμψία EA και η καμπική ακαμψία EI της προαναφερθείσας «δοκού» (όπου E το μέτρο Ελαστικότητας της «δοκού», A το εμβαδό

της διατομής της «δοκού» και I η ροπή αδρανείας της «δοκού»), καθώς επίσης το πλάτος B και η εκκεντρότητα e . Τονίζεται ότι τα μεγέθη EA και EI αντιστοιχούν στην ισοδύναμη ακαμψία του κτιρίου, ενώ το πλάτος B αποδίδει τις διαστάσεις της θεμελίωσης του. Ο τρόπος καθορισμού των ισοδύναμων ακαμψιών πλαισιωτών πολυόροφων κτιρίων εξοπλισμένου σκυροδέματος, $(EA)_{struct}$ και $(EI)_{struct}$, υποθέτει την χρήση του θεωρήματος των παράλληλων αξόνων για τα επιμέρους μεγέθη EA_{slab} και EI_{slab} των πλακών των επιμέρους ορόφων. Πιο συγκεκριμένα, ο υπολογισμός των $(EI)_{struct}$ και $(EA)_{struct}$ ενός πολυορόφου κτιρίου (πλαισιωτού φορέα) με n αριθμό ορόφων και $n+1$ αριθμό πλακών είναι δυνατόν να εκτιμηθεί προσεγγιστικά με βάση τις παρακάτω σχέσεις:

$$(EA)_{struct} = (n + 1)(EA)_{slab} \quad (2.26)$$

$$(EI)_{struct} = E \sum_1^{n+1} (I_{slab} + A_{slab} \cdot h^2) \quad (2.27)$$

όπου:

A_{slab} : το εμβαδόν της διατομής της κάθε πλάκας ορόφου του κτιρίου

I_{slab} : η ροπή αδρανείας της κάθε πλάκας ορόφου του κτιρίου και

H : η κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των ουδετέρων αξόνων του κτιρίου (συνολικά) και της κάθε επιμέρους πλάκας του.

- Οι εδαφικές συνθήκες είναι αργιλικές υπό βραχυχρόνιες/αστράγγιστες συνθήκες με αντιπροσωπευτική τιμή του μέτρου Ελαστικότητας E_s εκείνη που αντιστοιχεί σε βάθος $H/2$ και σε αξονική παραμόρφωση ίση με 0.01%. Η παρουσία του υπογείου ορίζοντα έχει ληφθεί σε σταθερή στάθμη 2.0 m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους.
- Με δεδομένο τη μεγάλη διακύμανση που μπορεί να έχουν οι τιμές των μονίμων και κινητών φορτίων των κτιρίων, έγινε η απλοποιητική παραδοχή της μη προσομοίωσής των στο σύνολο των παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων, μολονότι η ύπαρξη τους επηρεάζει τη συμπεριφορά του εδάφους πλησίον της θεμελίωσης.

Για την καλύτερη ερμηνεία των αποτελεσμάτων της παραμετρικής ανάλυσης, υιοθετήθηκε η χρήση των παρακάτω παραμέτρων:

- i. της σχετικής καμπτικής ακαμψίας ρ^* , όπου:

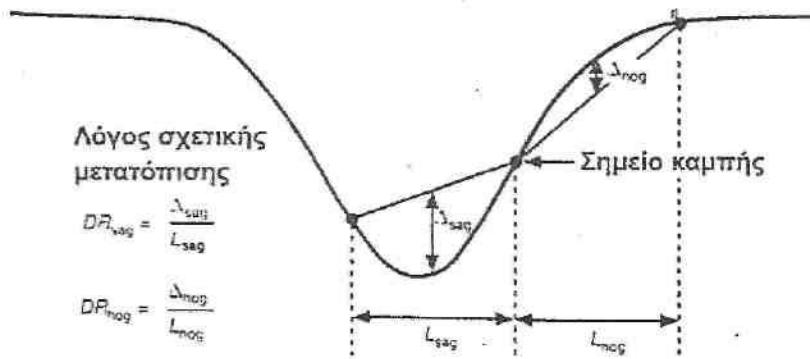
$$\rho^* = \frac{(EI)_{struct}}{E_s \cdot (B/2)^4} \quad (2.28)$$

ii. της σχετικής αξονικής ακαμψίας α^* , όπου:

$$\alpha^* = \frac{(EA)_{struct}}{E_s \cdot (B/2)} \quad (2.29)$$

όπου $B/2$ είναι το ήμισυ του πλάτους έδρασης του κτιρίου (Σχ. 2.13).

Με τη βοήθεια του Σχ. 2.14 υπενθυμίζεται ο τρόπος καθορισμού των μεγεθών του λόγου της σχετικής μετατόπισης για συνθήκες κάμψης ($DR_{sag} = \Delta_{sag}/L_{sag}$) και κύρτωσης ($DR_{hog} = \Delta_{hog}/L_{hog}$), όπου βεβαίως το συνολικό πλάτος $L_{sag} + L_{hog}$ καθορίζεται από τη διάσταση του ανοίγματος του κτιρίου ενδιαφέροντος, το οποίο επηρεάζεται από την εκδήλωση των καθιζήσεων λόγω των εργασιών διάνοιξης μίας σήραγγας.



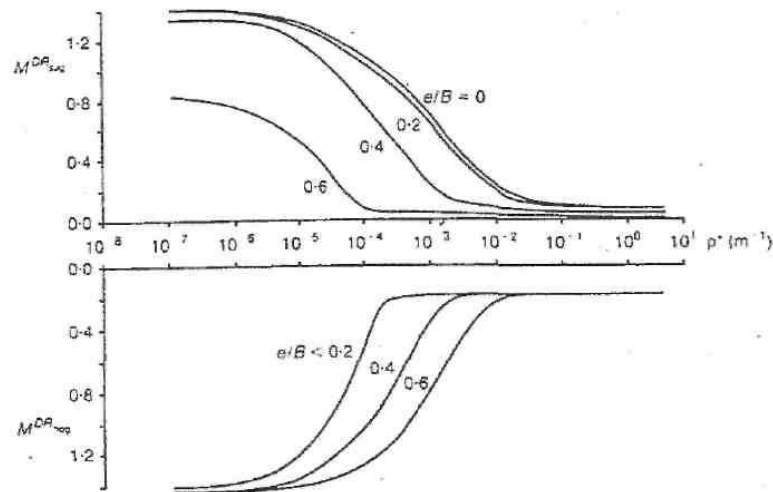
Σχ. 2.14 Ορισμοί των λόγων σχετικής μετατόπισης

Τα αποτελέσματα της παραμετρικής ανάλυσης των Potts & Addenbrooke συνοψίζονται μέσω των νομογραφημάτων των Σχ. 2.15 και Σχ. 2.16, τα οποία εκτιμούν ποσοτικά την επίδραση της ακαμψίας των κτιρίων στις προβλέψεις, σε συνθήκες «ελευθέρου πεδίου», των λόγων της σχετικής μετατόπισης DR_{sag}^g και DR_{hog}^g και των οριζοντίων παραμορφώσεων ε_{hc}^g (θλιπτικών >0) και ε_{ht}^g (εφελκυστικών <0), με τη βοήθεια των τροποποιητικών παραγόντων: $M^{DR_{sag}}$, $M^{DR_{hog}}$, $M^{\varepsilon_{hc}}$ και $M^{\varepsilon_{ht}}$ μέσω των σχέσεων που ακολουθούν:

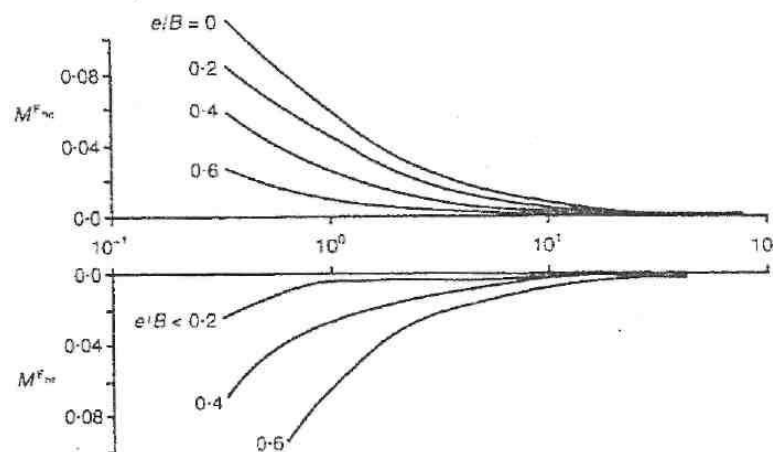
$$DR_{sag} = M^{DR_{sag}} \cdot DR_{sag}^g \quad DR_{hog} = M^{DR_{hog}} \cdot DR_{hog}^g \quad (2.30)$$

$$\varepsilon_{hc} = M^{\varepsilon_{hc}} \cdot \varepsilon_{hc}^g \quad \varepsilon_{ht} = M^{\varepsilon_{ht}} \cdot \varepsilon_{ht}^g \quad (2.31)$$

Τα νομογραφήματα των Σχ. 2.15 και Σχ. 2.16 αφορούν καμπύλες για διαφορετικές τιμές του λόγου εκκεντρότητας του κτιρίου e/B ως προς τον άξονα της σήραγγας. Υπενθυμίζεται ότι τα μεγέθη των σχετικών ακαμψιών ρ^* και α^* των Σχ. 2.15 και Σχ. 2.16 αντιστοίχως εκτιμώνται με τη βοήθεια των σχέσεων (2.28) και (2.29).



Σχ. 2.15 Νομογραφήματα για τον προσδιορισμό των τροποποιητικών παραγόντων M^{DRsag} , M^{DRhog}



Σχ. 2.16 Νομογραφήματα για τον προσδιορισμό των τροποποιητικών παραγόντων M^{Ehc} , M^{Eht}

Τα κυριώτερα συμπεράσματα της ερευνητικής προσπάθειας των Potts and Addenbrooke συνοψίζονται ως εξής:

- Η ακαμψία της ανωδομής επηρεάζει σημαντικά τις εκτιμώμενες εδαφικές μετακινήσεις στην επιφάνεια, σε συνθήκες «ελευθέρου πεδίου».
- Η παρουσία του κτιρίου συνήθως μειώνει τις καθιζήσεις επιφανείας «ελευθέρου

πεδίου».

- Κατά την αριθμητική παραμετρική μελέτη, στα αποτελέσματα της οποίας έχουν βασισθεί οι καμπύλες των νομογραφημάτων των σχημάτων 2.15 και 2.16, έχει υποτεθεί ένα μεγάλο εύρος τιμών ρ^* , δηλαδή $5.18 \times 10^{-8} \text{ m}^{-1} < \rho^* < 5.18 \times 10^{-1} \text{ m}^{-1}$ και $\alpha^* > 0.5$. Στην περίπτωση ανάλυσης προβλήματος της αλληλεπίδρασης εδάφους / ανωδομής όπου οι τιμές των ρ^* και α^* είναι εκτός των προαναφερόμενων διαστημάτων, τότε η εφαρμοσιμότητα των νομογραφημάτων των Σχ. 2.15 και Σχ. 2.16 απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή.

3 Παραμετρικές αναλύσεις επιφανειακών καθιζήσεων λόγω διάνοιξης αβαθούς σήραγγας και επιρροή τους σε υπερκείμενες κατασκευές

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη των επιφανειακών μετακινήσεων που προκαλούνται από τη διάνοιξη αβαθούς σήραγγας και οι επιπτώσεις τους στις υπερκείμενες κατασκευές.

Αρχικά υπολογίσθηκαν οι επιφανειακές μετακινήσεις που προκαλούνται από τη διάνοιξη αβαθούς σήραγγας σε συνθήκες «ελεύθερου πεδίου» για διάφορες τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους E , της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου V_s/V και του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων K_0 . Στη συνέχεια επαναλήφθηκαν οι αναλύσεις αυτές με την παρουσία υφιστάμενου υπερκείμενου κτιρίου με σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα και θεμελίωση επί μεμονωμένων πεδίων, για διάφορες περιπτώσεις αριθμού ορόφων και ακαμψίας του κτιρίου.

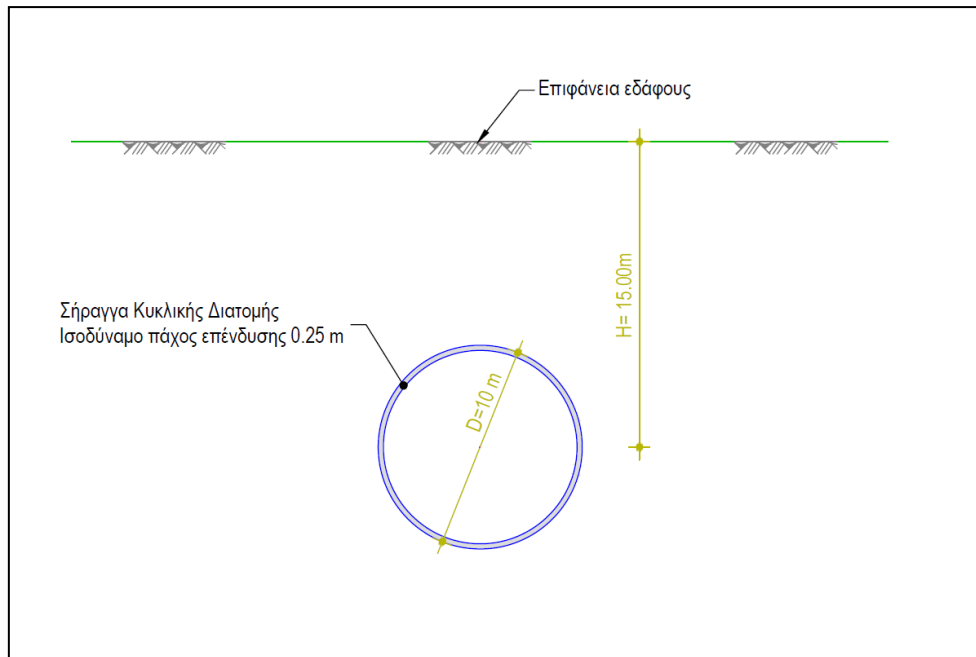
Για τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε το υπολογιστικό πρόγραμμα Plaxis 2D V8.2. Πρόκειται για ένα δισδιάστατο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων με το οποίο μπορούν να γίνουν αναλύσεις για μεγάλο εύρος γεωτεχνικών εφαρμογών. Το πρόγραμμα έχει τρία στάδια λειτουργίας. Στο πρώτο στάδιο (Input) ορίζεται η γεωμετρία του μοντέλου και οι αρχικές συνθήκες, στο δεύτερο στάδιο (Calculations) προσομοιώνεται η κατασκευή του γεωτεχνικού μοντέλου και στο τρίτο στάδιο (Output) εξάγονται τα αποτελέσματα.

3.1 Παραμετρικές αναλύσεις επιφανειακών καθιζήσεων λόγω διάνοιξης αβαθούς σήραγγας σε συνθήκες «ελεύθερου πεδίου»

3.1.1 Παραδοχές των αναλύσεων

Γεωμετρία του προβλήματος

Μελετήθηκε η περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας, ακτίνας $R=5$ m, με μηχανήμα ολομέτωπης κοπής (T.B.M.) σε βάθος $H=15$ m από την επιφάνεια του εδάφους (Σχ. 3.1).



Σχ. 3.1 Γεωμετρία του υπό μελέτη προβλήματος

Δισδιάστατη ανάλυση

Θεωρείται ότι η επικρατούσα εντατική κατάσταση είναι αυτή της επίπεδης παραμόρφωσης. Στην εντατική αυτή κατάσταση ισχύει

$$\varepsilon_{zz}=0, \varepsilon_{zy}=0, \varepsilon_{zx}=0$$

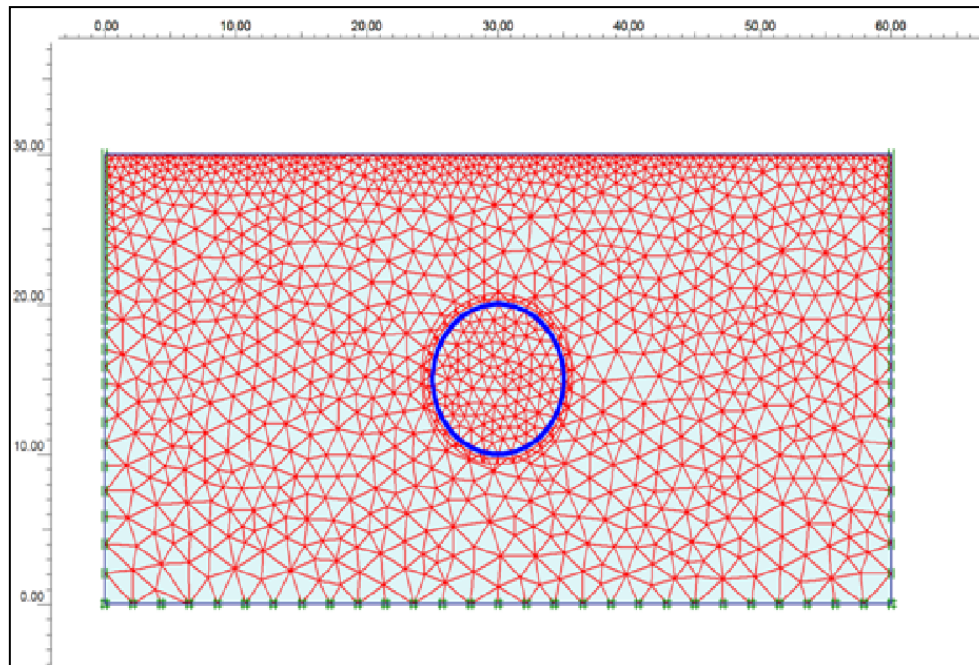
και η ανάλυση περιορίζεται σε μία τομή κάθετη στον άξονα z, μοναδιαίου (συνήθως) πλάτους.

Επιλογή περιοχής επιρροής

Η περιοχή που προσομοιώνεται είναι διαστάσεων 60x30 m στην περίπτωση που ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων λαμβάνει την τιμή $K_0=0.5$ και 80x30 m στην περίπτωση συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K_0=0.9$. Δηλαδή το πλάτος της περιοχής επιρροής στην πρώτη περίπτωση ($K_0=0.5$) λαμβάνεται ίσο με 6D (3D εκατέρωθεν του άξονα της σήραγγας), ενώ στη δεύτερη περίπτωση ($K_0=0.9$) 8D (4D εκατέρωθεν του άξονα της σήραγγας), όπου D η διάμετρος της σήραγγας.

Διακριτοποίηση

Η διακριτοποίηση της εδαφικής περιοχής γίνεται με τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία και χαρακτηρίζεται ως υψηλή (Fine Meshing). Στην περιοχή ενδιαφέροντος, δηλαδή στην επιφάνεια του εδάφους, η διακριτοποίηση έγινε πιο πυκνή.



Εικ. 3.1 Διακριτοποίηση της εδαφικής περιοχής

Συνοριακές συνθήκες

Οι συνοριακές συνθήκες που έχει επιλεγεί να εφαρμοστούν είναι αρθρώσεις στο κάτω όριο και κυλίσεις στα πλαϊνά όρια της περιοχής επιρροής.

Υλικά

Έδαφος

Πιν. 3.1 Εδαφικές παράμετροι αναλύσεων

Κοινές εδαφικές παράμετροι σε όλες τις αναλύσεις		
Συνθήκες πλήρους στράγγισης		
Κανονικά στερεοποιημένο έδαφος	OCR	1
Συμπεριφορά	Τύπος	Mohr - Coulomb
Ειδικό βάρος	γ [kN/m ³]	25
Λόγος Poisson	ν	0.20
Γωνία τριβής	ϕ [°]	30
Συνοχή	c [kPa]	25

Για $K_0=0.5$ και $K_0=0.9$ εξετάστηκαν οι ακόλουθες περιπτώσεις

Πιν. 3.2 Μεταβλητές εδαφικές παράμετροι αναλύσεων

	Μέτρο ελαστικότητας E [MPa]	Σχετική απώλεια εδαφικού όγκου V_s/V [%]
1	25	1.50
2	25	2.00
3	25	2.50
4	40	0.50
5	40	1.00
6	40	1.50
7	40	1.75
8	70	0.50
9	70	1.00

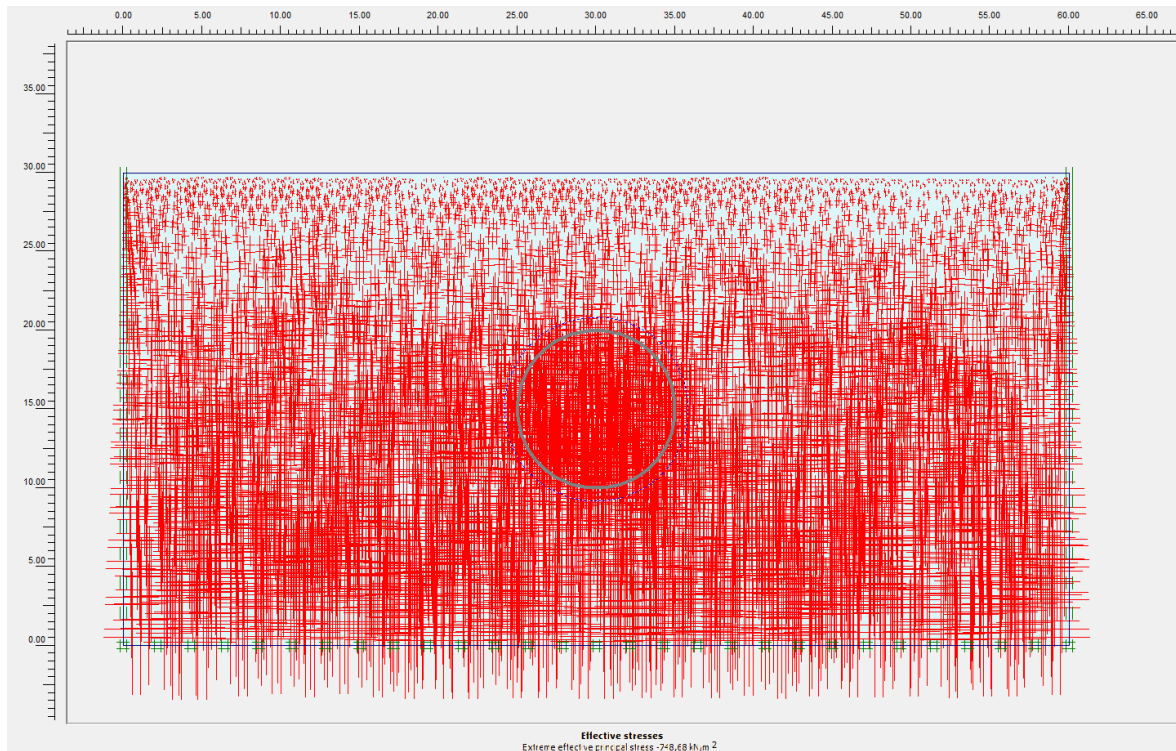
Σήραγγα

Πιν. 3.3 Παράμετροι επένδυσης

Παράμετροι επένδυσης		
Συμπεριφορά	Τύπος	Ελαστική
Ισοδύναμο πάχος	d [m]	0.25
Βάρος	w [kN/m/m]	5
Λόγος Poisson	ν	0.2
Μέτρο ελαστικότητας	E [GPa]	29
Ροπή αδρανείας	I [m ⁴ /m]	0.001302
Εμβαδόν	A [m ²]	0.25
Δυστένεια	EA [kN/m]	$7.25 \cdot 10^6$
Δυσκαμψία	EI [kNm ² /m]	$3.776 \cdot 10^4$

Αρχικές συνθήκες

Υπολογίζονται οι αρχικές τάσεις του εδάφους πριν τη διάνοιξη της σήραγγας. Θεωρείται ότι δεν υπάρχουν πιέσεις του νερού των πόρων.



Εικ. 3.2 Αρχικές ενεργές τάσεις

3.1.2 Αποτελέσματα αναλύσεων

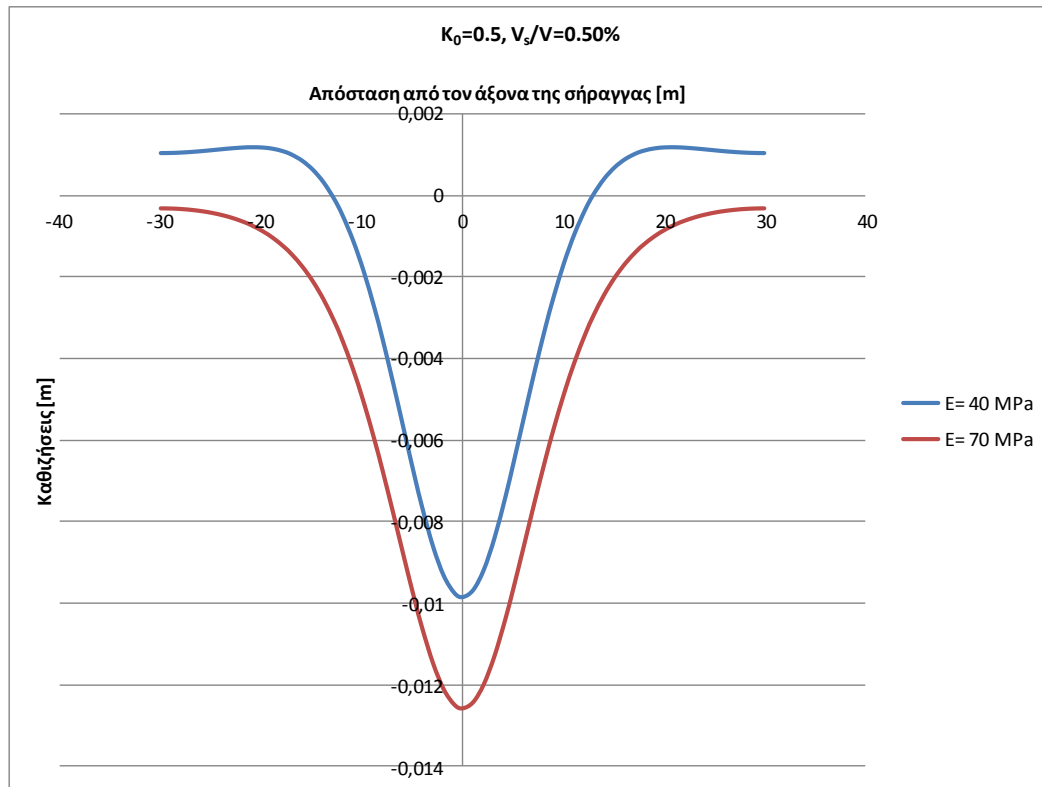
Στις παραγράφους που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν για τη διερεύνηση της επιρροής του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, E , της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου, V_s/V , και του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων, K_0 , με τα σχετικά διαγράμματα.

3.1.2.1 Παράμετρος: Μέτρο ελαστικότητας, E

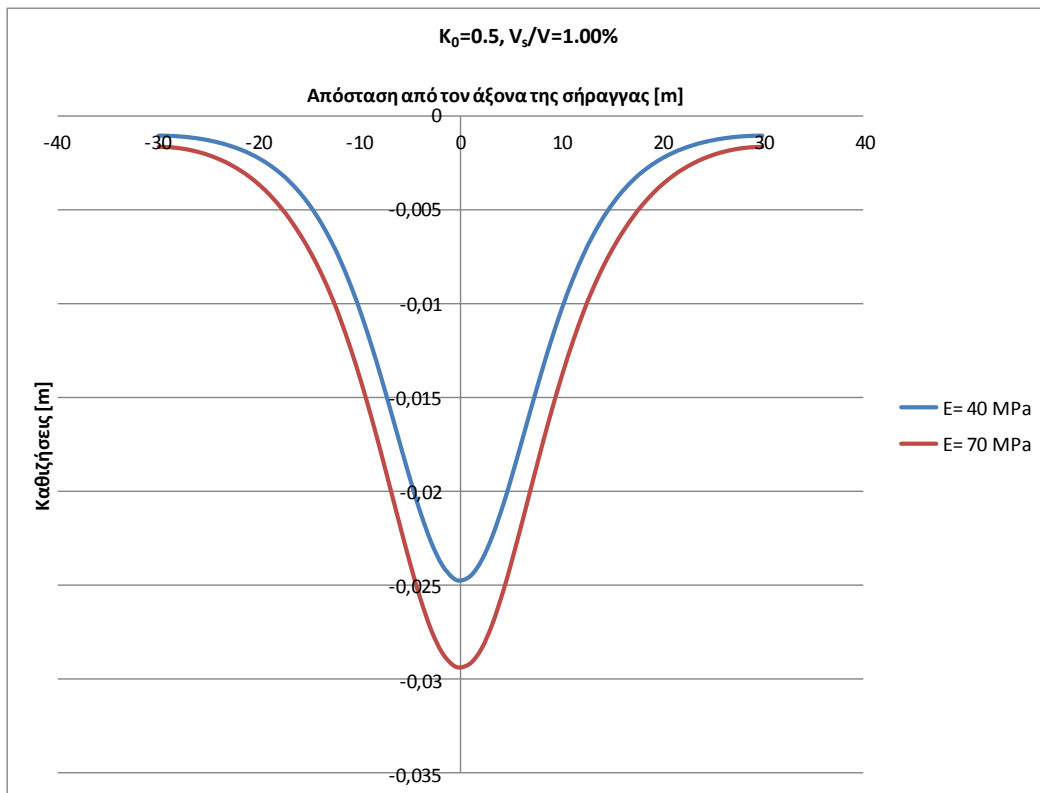
Στην ενότητα αυτή εξετάζεται η επίδραση του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, E , στην καμπύλη των επιφανειακών καθιζήσεων του εδάφους σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Στα διαγράμματα που ακολουθούν παρουσιάζονται συγκριτικά οι καμπύλες για διαφορετικό μέτρο ελαστικότητας και για συγκεκριμένη τιμή του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων, K_0 , και σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου, V_s/V .

Όπως φαίνεται από τα ακόλουθα διαγράμματα, η επιρροή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους στην καμπύλη επιφανειακών καθιζήσεων δεν είναι σημαντική. Για τιμή του συντελεστή

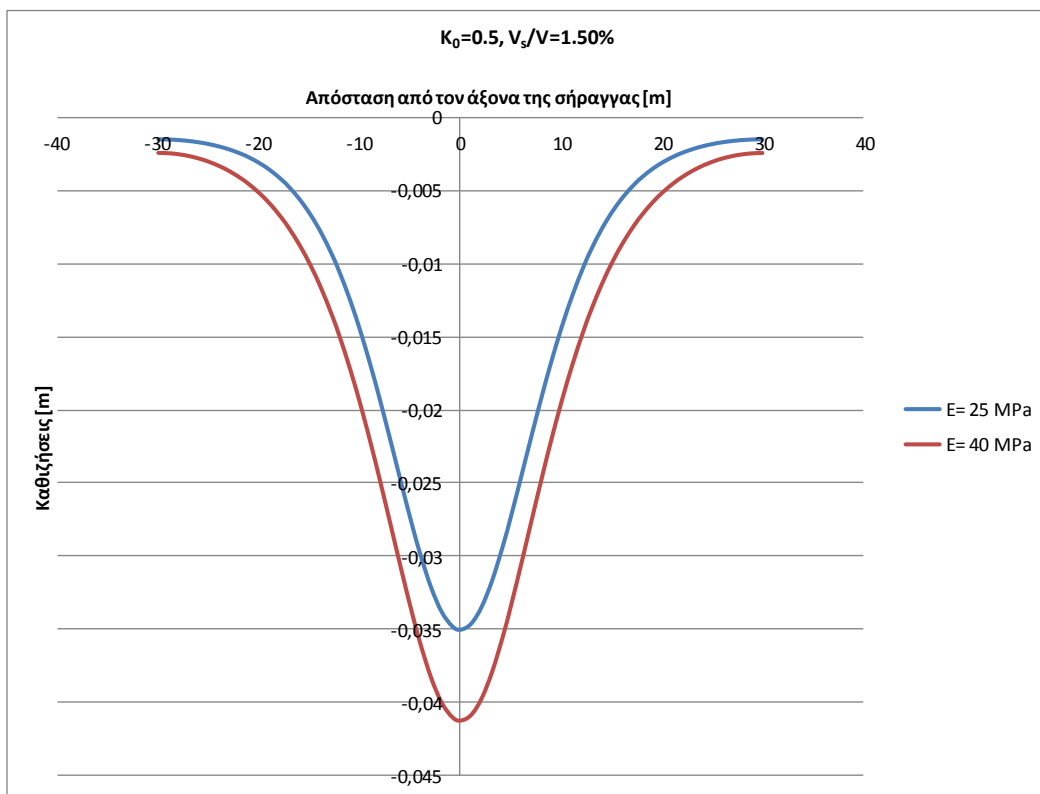
πλευρικών ωθήσεων $K_0=0.5$, οι καμπύλες των επιφανειακών καθιζήσεων για διαφορετικό μέτρο
ελαστικότητας συγκλίνουν.



Σχ. 3.2 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.5$ και $V_s/V=0.50\%$

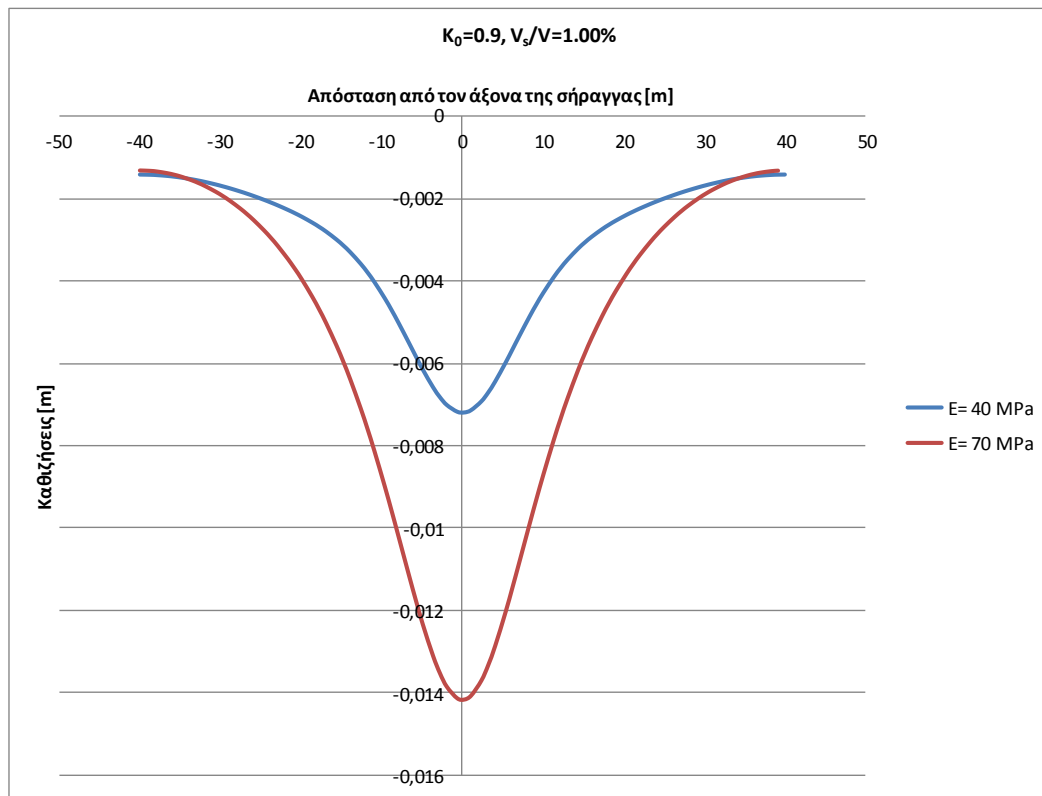


Σχ. 3.3 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.5$ και $V_s/V=1.00\%$

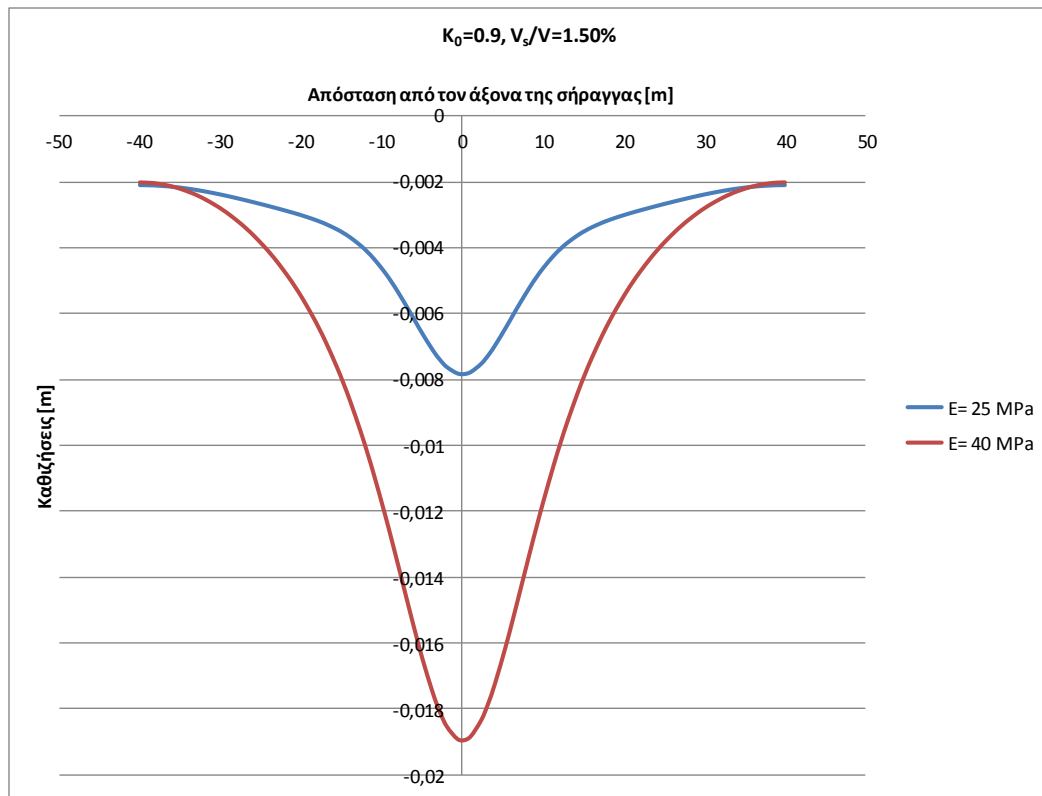


Σχ. 3.4 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.5$ και $V_s/V=1.50\%$

Στα επόμενα διαγράμματα φαίνονται οι καμπύλες των επιφανειακών καθιζήσεων για τιμή του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K_0=0.9$, για συγκεκριμένη τιμή της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου.

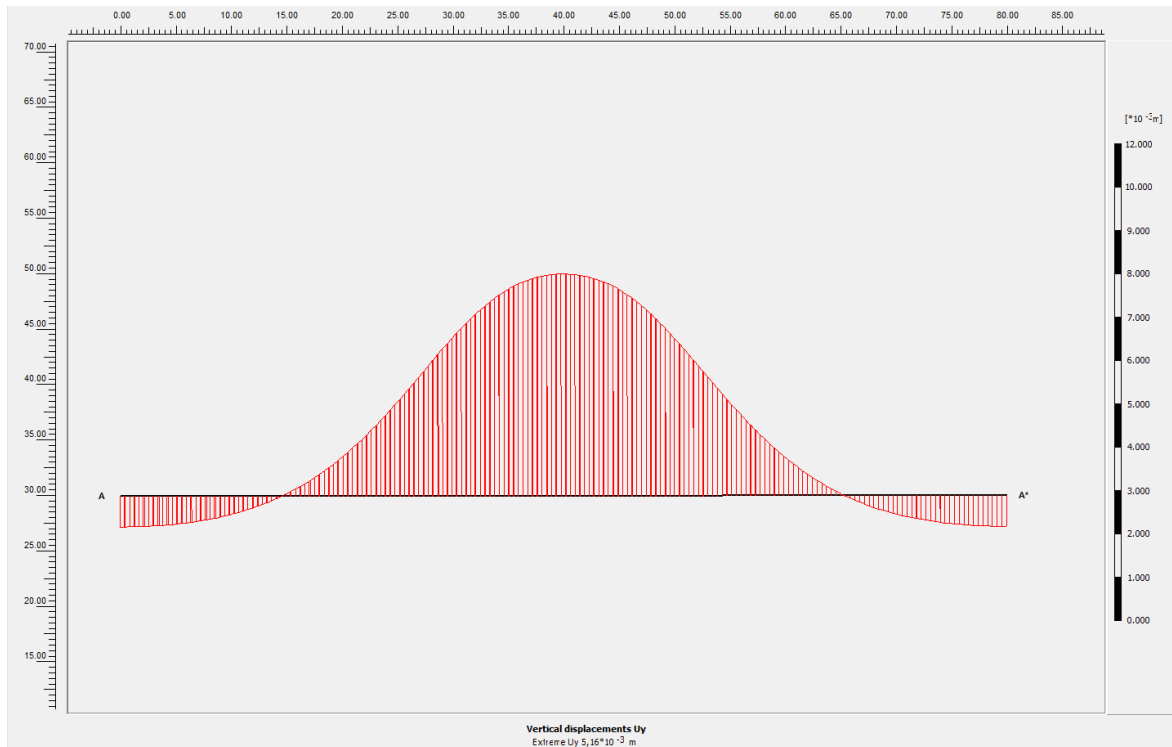


Σχ. 3.5 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.9$ και $V_s/V=1.00\%$



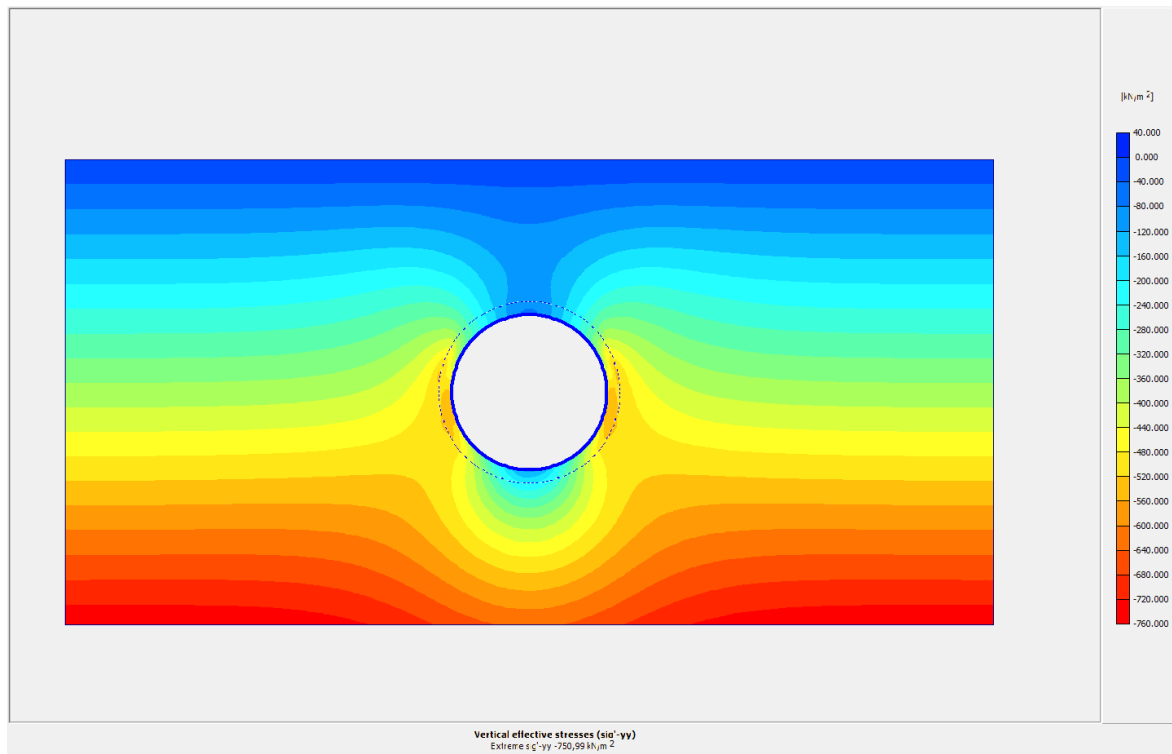
Σχ. 3.6 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.9$ και $V_s/V=1.00\%$

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι στην περίπτωση συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K_0=0.9$, σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου $V_s/V=0.50\%$ και μέτρου ελαστικότητας $E=40 \text{ MPa}$, παρουσιάστηκαν ανυψώσεις του εδάφους και όχι καθιζήσεις, όπως φαίνεται στην Εικ. 3.3.



Εικ. 3.3 Καμπύλη επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.9$, $E=40 \text{ MPa}$ και $V_s/V=0.5 \%$

Θα πρέπει επίσης να σημειωθεί ότι περιέργως για μεγαλύτερη τιμή του μέτρου ελαστικότητας, οι επιφανειακές καθιζήσεις προκύπτουν ελαφρώς μεγαλύτερες. Για το γεγονός αυτό δεν ευθύνεται η επιλογή των διαστάσεων της περιοχής επιρροής που προσομοιώθηκε, καθώς δε φαίνεται να υπάρχει διαταραχή της κατανομής των τάσεων στα άκρα της, στο σύνολο των περιπτώσεων που μελετήθηκαν. Ενδεικτικά παρουσιάζεται η κατανομή των κατακόρυφων ενεργών τάσεων για την περίπτωση συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K_0=0.5$, σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου $V_s/V=1.50\%$ και μέτρου ελαστικότητας $E=25 \text{ MPa}$ (Εικ. 3.4).

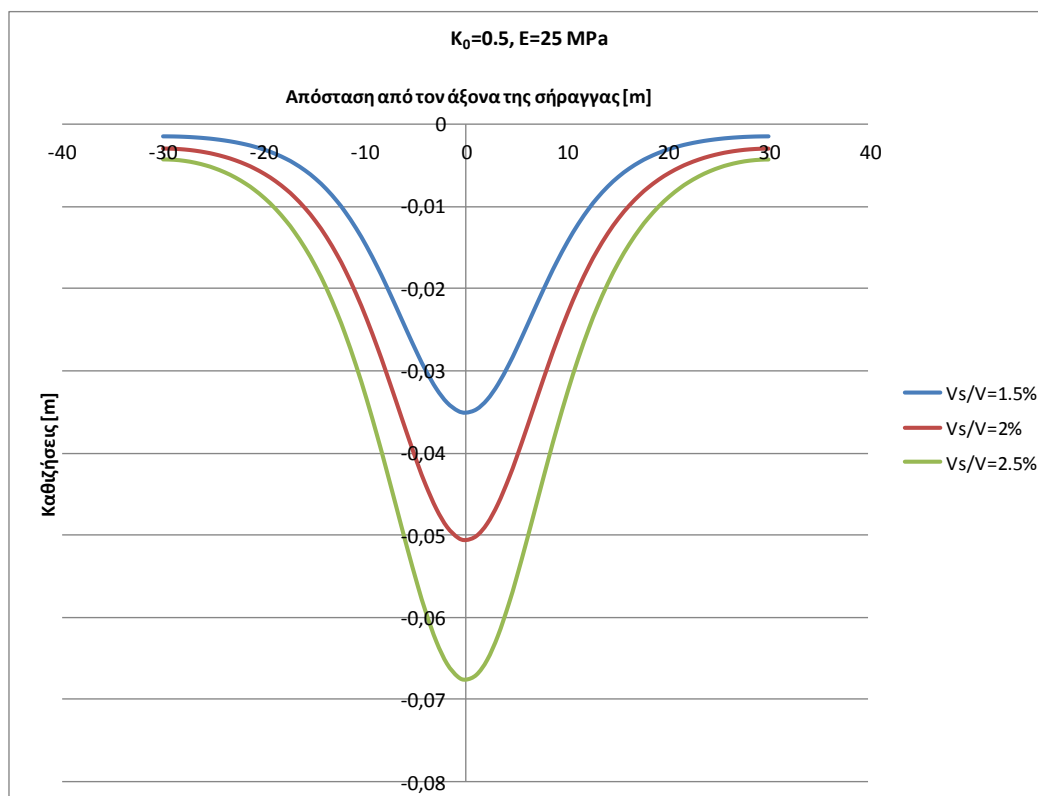


Εικ. 3.4 Κατανομή κατακόρυφων ενεργών τάσεων $K_0=0.5$, $E= 25 \text{ MPa}$ και $V_s/V=1.50 \%$

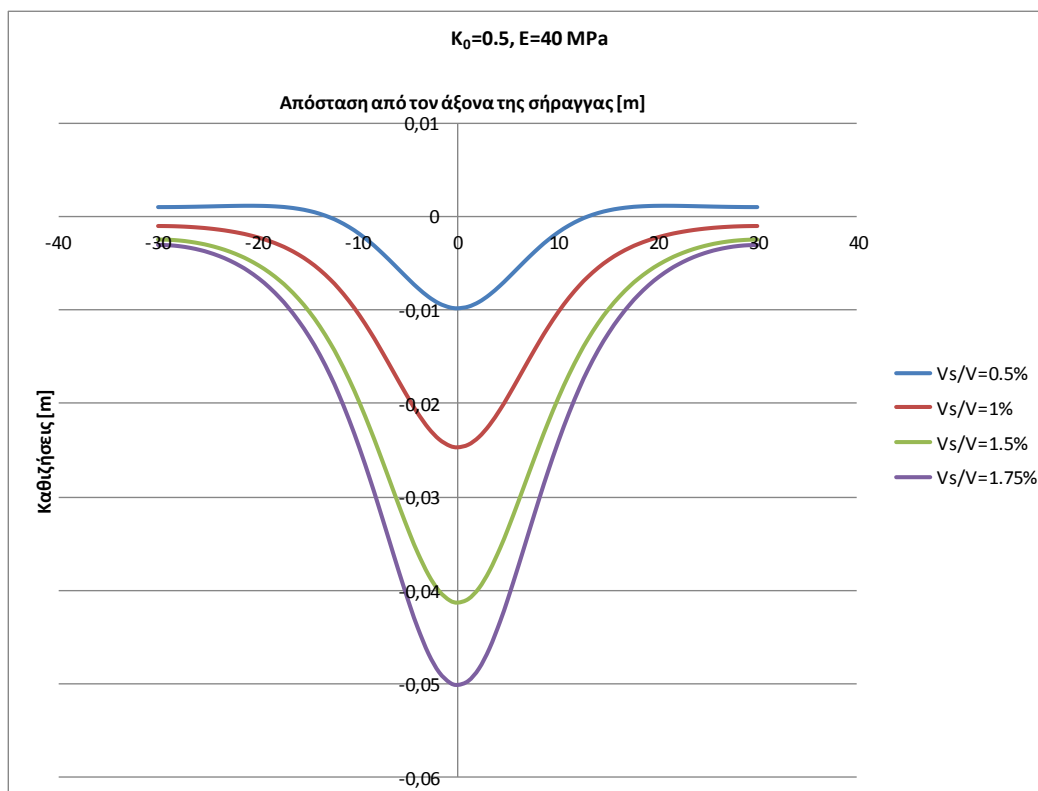
3.1.2.2 Παράμετρος: Σχετική απώλεια εδαφικού όγκου, V_s/V

Στην ενότητα αυτή εξετάζεται η επίδραση της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου στην καμπύλη των επιφανειακών καθιζήσεων του εδάφους, σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Στα διαγράμματα που ακολουθούν παρουσιάζονται συγκριτικά οι καμπύλες για διαφορετικές τιμές της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου και για συγκεκριμένη τιμή του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων, K_0 , και μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, E .

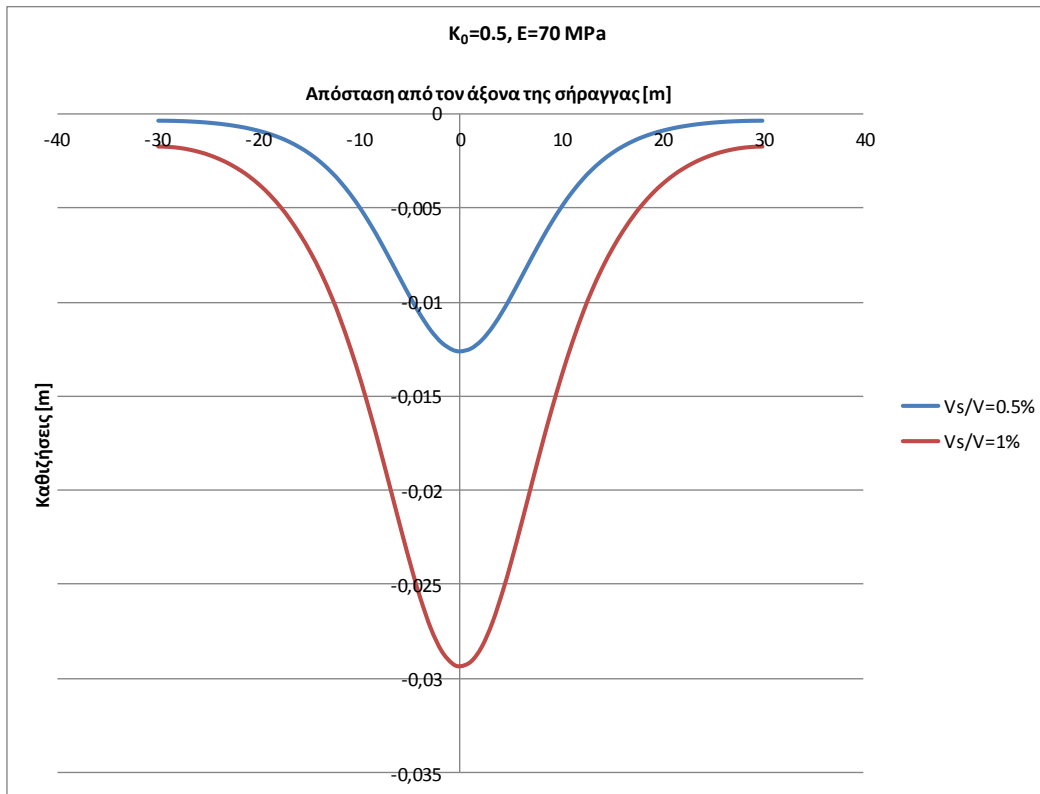
Όπως φαίνεται από τα διαγράμματα, η σχετική απώλεια εδαφικού όγκου είναι ένα μέγεθος που επηρεάζει σημαντικά την καμπύλη επιφανειακών καθιζήσεων. Όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου τόσο μεγαλύτερες είναι οι επιφανειακές καθιζήσεις που προκύπτουν.



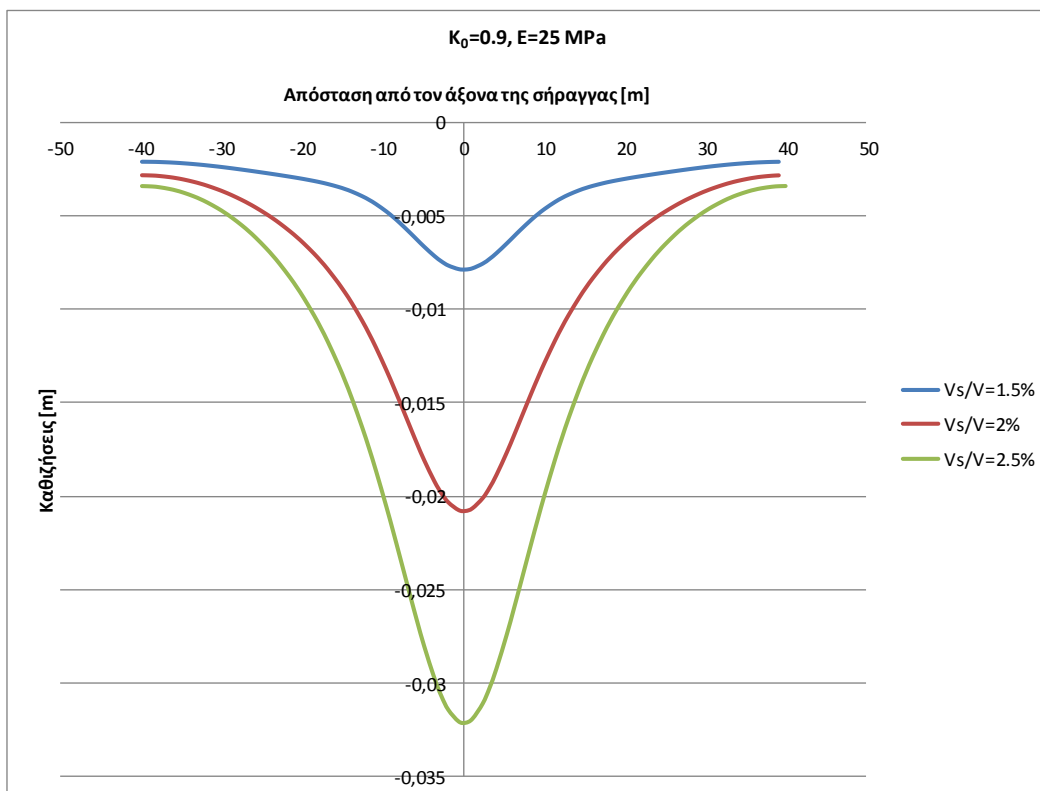
Σχ. 3.7 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.5$ και $E=25$ MPa



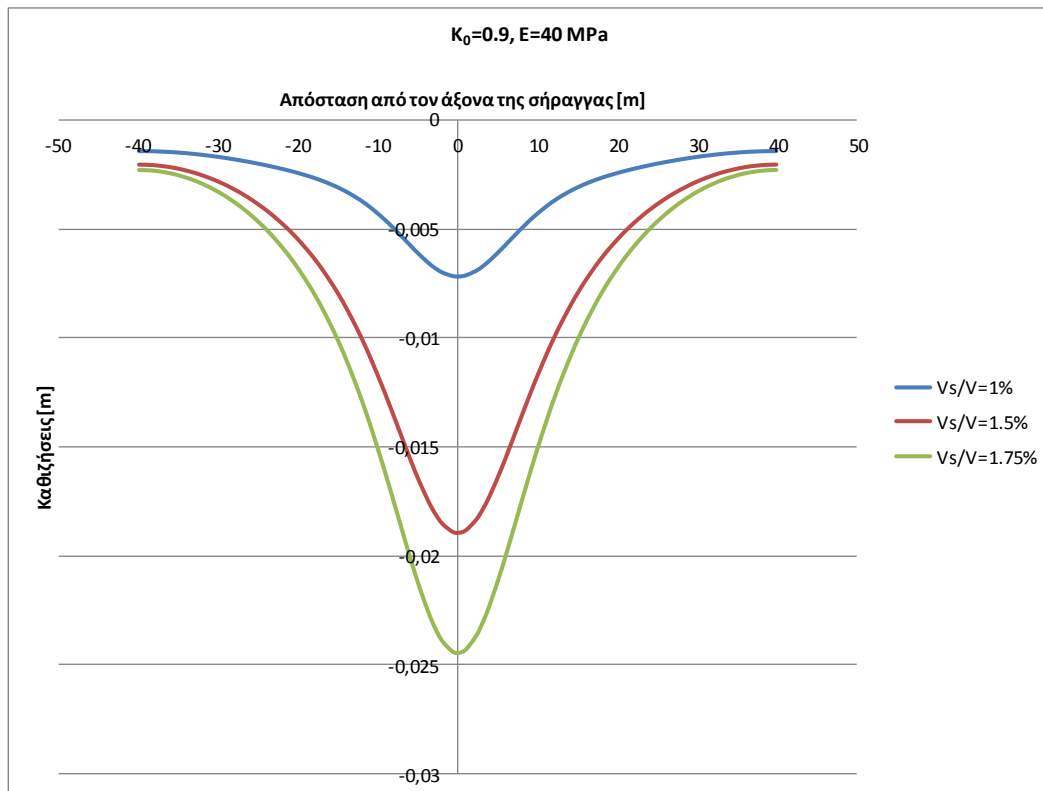
Σχ. 3.8 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.5$ και $E=40$ MPa



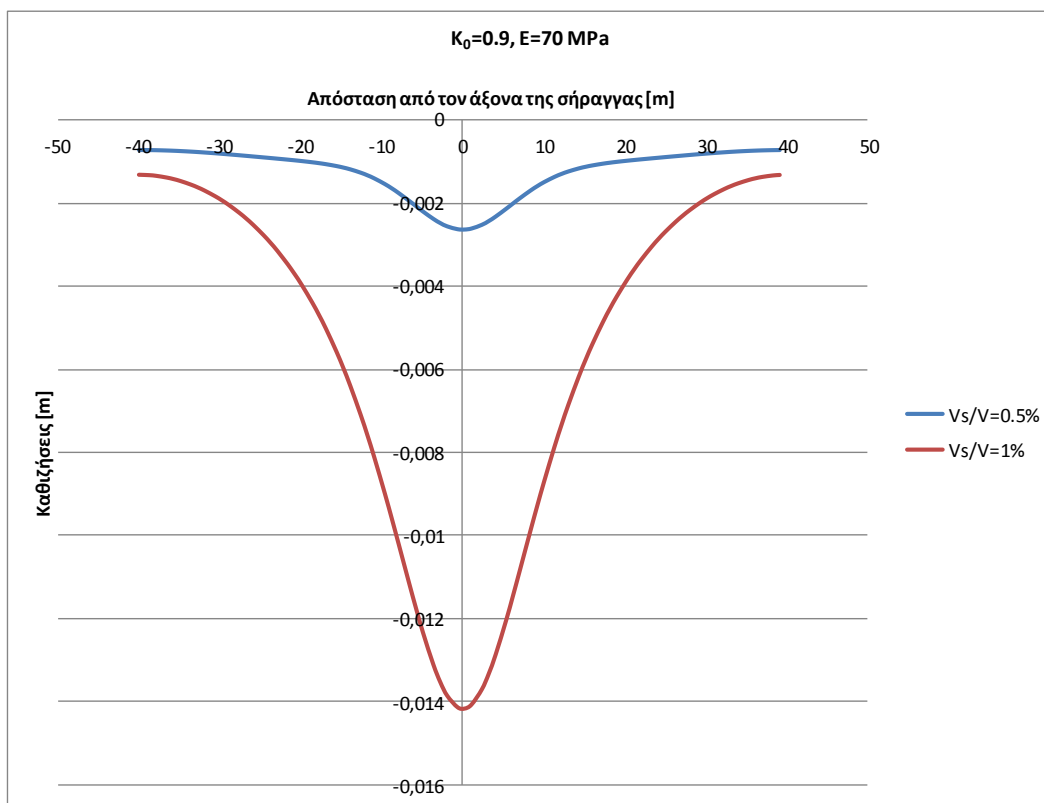
Σχ. 3.9 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.5$ και $E=70 \text{ MPa}$



Σχ. 3.10 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.9$ και $E=25 \text{ MPa}$



Σχ. 3.11 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.9$ και $E=40$ MPa

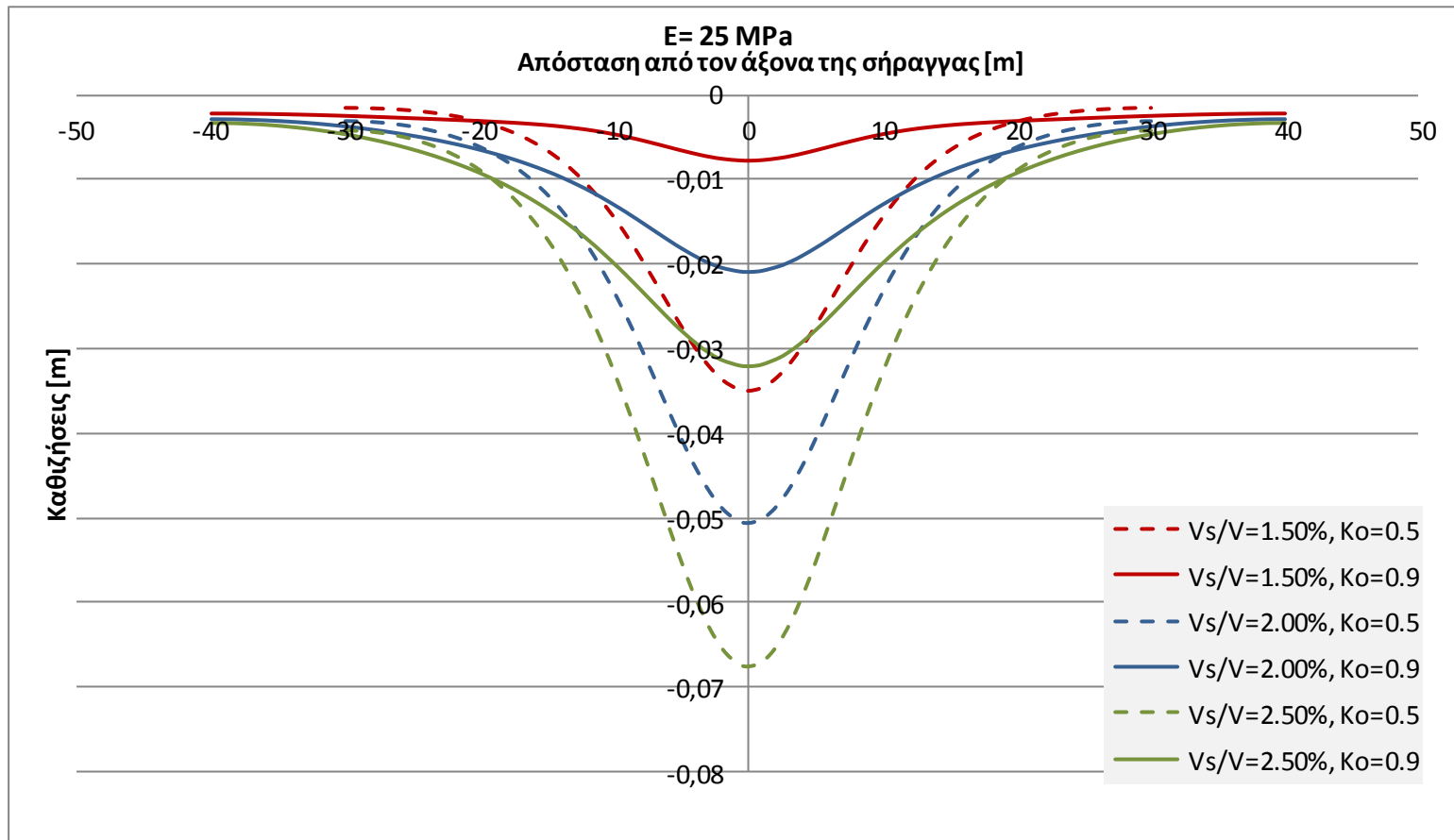


Σχ. 3.12 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για $K_0=0.9$ και $E=70$ MPa

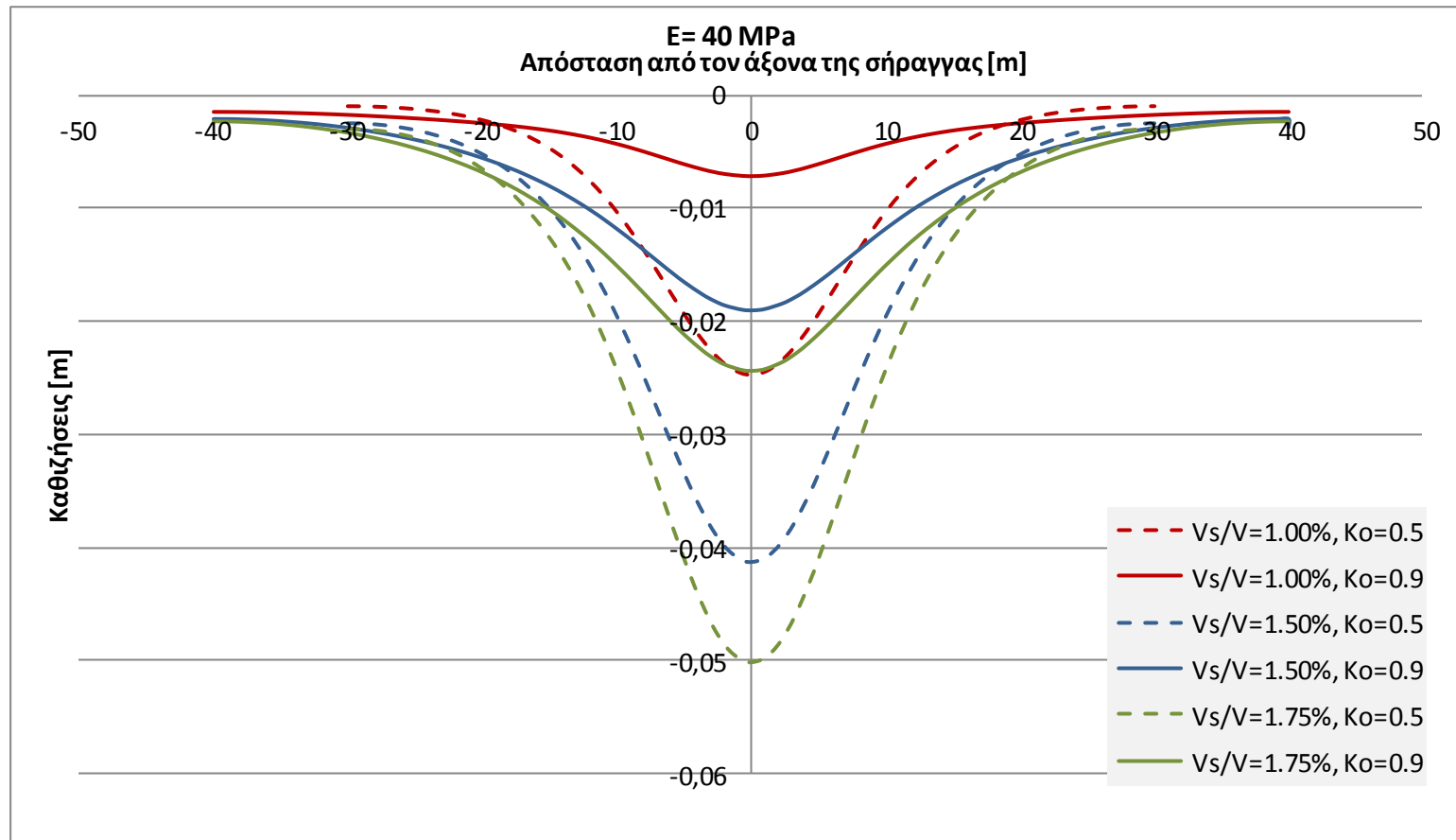
3.1.2.3 Παράμετρος: Συντελεστής πλευρικών ωθήσεων, K_0

Στην ενότητα αυτή εξετάζεται η επίδραση του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων, K_0 , στην καμπύλη των επιφανειακών καθιζήσεων του εδάφους, σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Στα διαγράμματα που ακολουθούν παρουσιάζονται συγκριτικά οι καμπύλες για διαφορετικές τιμές του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων, K_0 και για συγκεκριμένη τιμή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, E , για διάφορες τιμές της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου, V_s/V .

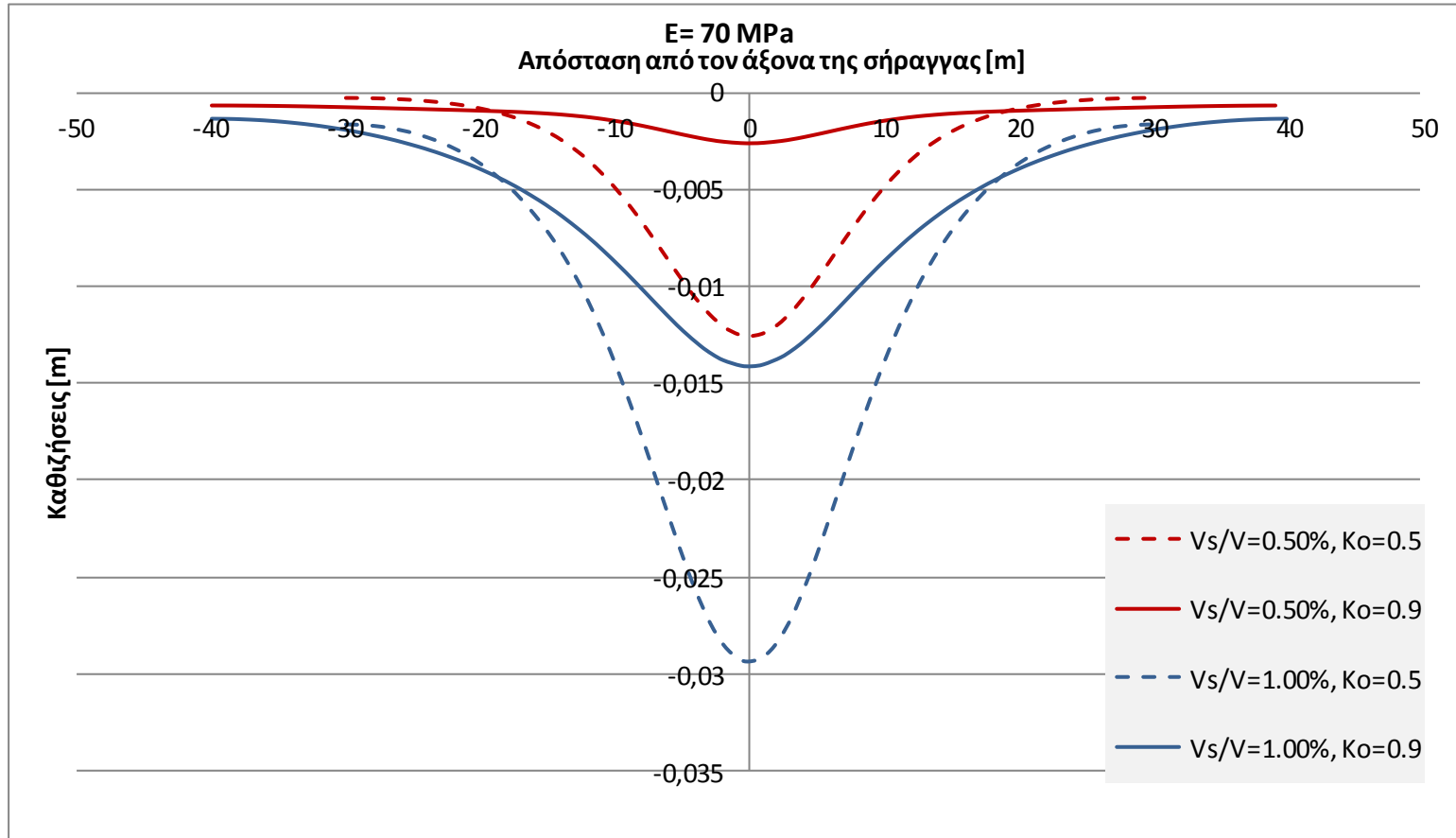
Όπως φαίνεται από τα διαγράμματα, ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων είναι ένα μέγεθος που επηρεάζει σημαντικά την καμπύλη επιφανειακών καθιζήσεων. Όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων, τόσο μικρότερες είναι οι επιφανειακές καθιζήσεις που προκύπτουν, δηλαδή τόσο πιο ρηχή είναι η καμπύλη των επιφανειακών καθιζήσεων, και τόσο μεγαλύτερο είναι το εύρος της καμπύλης.



Σχ. 3.13 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για E=25 MPa



Σχ. 3.14 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για E=25 MPa



Σχ. 3.15 Καμπύλες επιφανειακών καθιζήσεων για E=25 MPa

3.1.2.4 Εκτίμηση της θέσης του σημείου καμπής

Στην παρούσα ενότητα εξετάζεται η θέση του σημείου καμπής της καμπύλης των επιφανειακών καθιζήσεων. Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρουσιάζεται η μεταβολή της απόστασης του σημείου καμπής, i , από τον άξονα της σήραγγας, συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου, V_s/V , όπως προέκυψε από τις αναλύσεις με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, για διαφορετικές τιμές του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων, K_0 . Η θέση του σημείου καμπής προκύπτει ως το σημείο για το οποίο η καμπύλη των οριζοντίων επιφανειακών μετακινήσεων, που έχει υπολογιστεί με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, παρουσιάζει μέγιστο.

Στο ίδιο διάγραμμα σημειώνεται η απόσταση του σημείου καμπής από τον άξονα της σήραγγας, όπως αυτή εκτιμάται από τις εμπειρικές σχέσεις :

$$i = K \cdot H, \quad \text{O'Reilly \& New (1982)}$$

και

$$i/R = 1.05 \cdot (H/D) - 0.42, \quad \text{Oteo και Sagaseta (1982)}$$

όπου

$K=0.5$, αδιάστατη σταθερά που εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους

$R=5$ m, η ακτίνα της σήραγγας

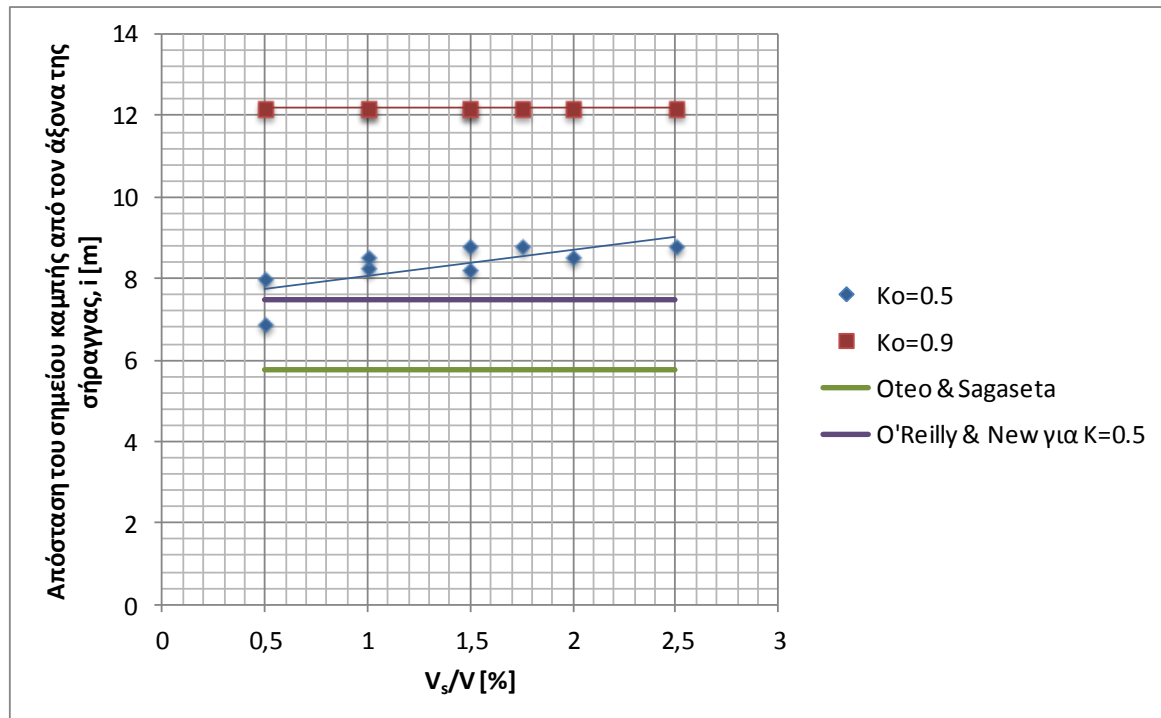
$D=10$ m, η διάμετρος της σήραγγας

$H=15$ m, το βάθος του άξονα της σήραγγας.

Επομένως, προκύπτουν οι εξής τιμές:

$$i=7.5 \text{ m}, \quad \text{O'Reilly \& New (1982)}$$

$$i=5.775 \text{ m}, \quad \text{Oteo και Sagaseta (1982)}$$



Σχ. 3.16 Μεταβολή της απόστασης του σημείου καμπής από τον άξονα της σήραγγας, συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για διαφορετικές τιμές του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων και του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους. Σύγκριση με εμπειρικές σχέσεις.

Όπως φαίνεται στο διάγραμμα του Σχ. 3.16, η απόσταση του σημείου καμπής από τον άξονα της σήραγγας είναι σημαντικά μεγαλύτερη στην περίπτωση συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K_0=0.9$ ($i \approx 12$ m), σε σχέση με την περίπτωση $K_0=0.5$ ($i \approx 8.3$ m). Κάτι τέτοιο ήταν αναμενόμενο, καθώς όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή του K_0 , τόσο μεγαλύτερο είναι το εύρος της καμπύλης των επιφανειακών καθιζήσεων, όπως φάνηκε και από τα διαγράμματα που παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη ενότητα.

Η σχετική απώλεια εδαφικού όγκου φαίνεται να μην επηρεάζει σημαντικά τη θέση του σημείου καμπής. Ειδικά στην περίπτωση συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K_0=0.9$, η απόσταση του σημείου καμπής από τον άξονα της σήραγγας παραμένει σταθερή για τις διάφορες τιμές του λόγου V_s/V . Για $K_0=0.5$, η απόσταση του σημείου καμπής από τον άξονα της σήραγγας αυξάνεται με την αύξηση της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου, χωρίς όμως η αύξηση αυτή να είναι σημαντική.

Σε σχέση με τις εκτιμήσεις που μπορούν να γίνουν για τη θέση του σημείου καμπής μέσω των εμπειρικών σχέσεων, παρατηρούμε ότι οι τιμές που προκύπτουν από αυτές είναι πλησιέστερες στις τιμές που προκύπτουν από τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για $K_0=0.5$, ενώ για $K_0=0.9$ η απόκλιση είναι πολύ μεγαλύτερη.

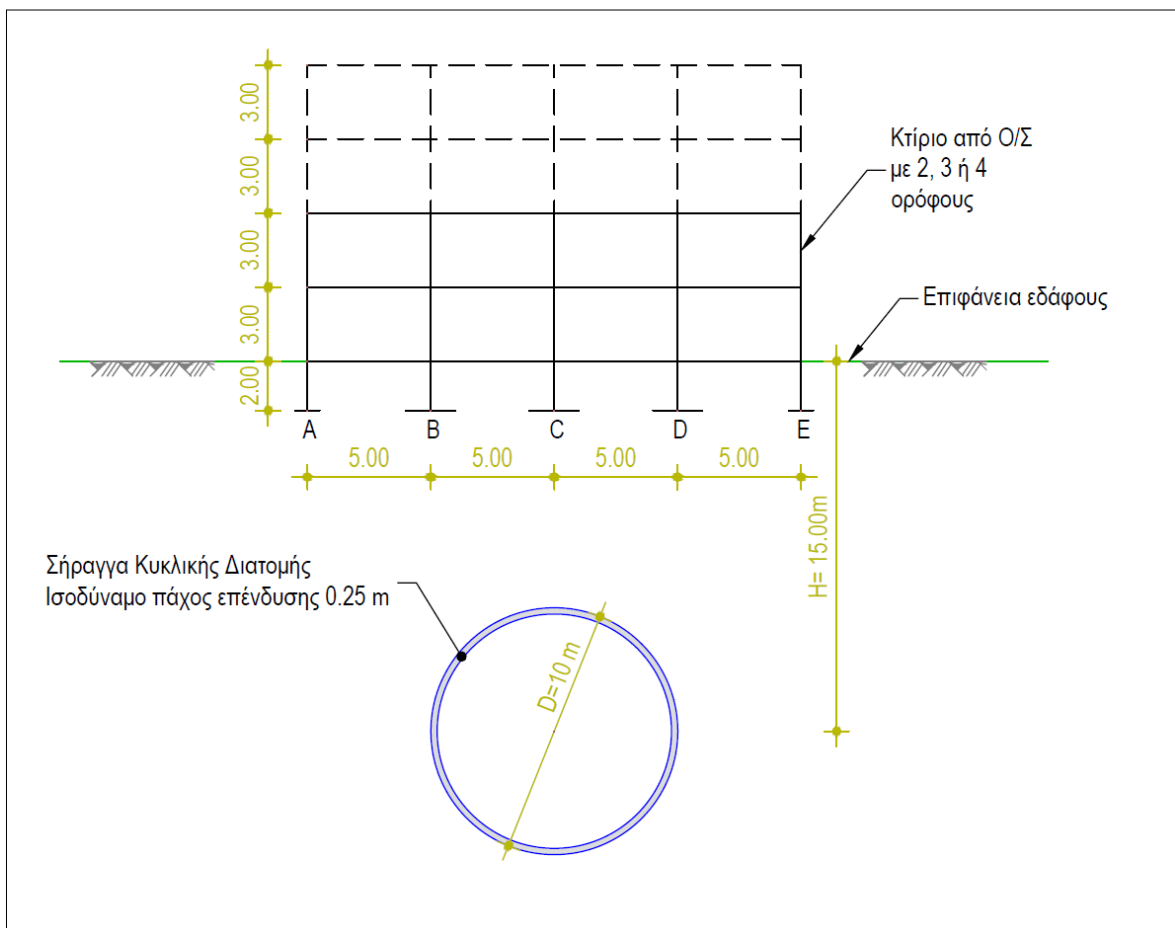
3.2 Παραμετρικές αναλύσεις διάνοιξης αβαθούς σήραγγας κάτω από υφιστάμενο κτίριο

Οι αναλύσεις που παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη ενότητα αφορούσαν σε συνθήκες «ελεύθερου πεδίου». Σε συνέχεια των αναλύσεων αυτών, μελετήθηκαν οι αντίστοιχες περιπτώσεις για το σενάριο διάνοιξης της αβαθούς σήραγγας κάτω από υφιστάμενο κτίριο.

3.2.1 Παραδοχές των αναλύσεων

Γεωμετρία του προβλήματος

Μελετήθηκε η περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας, ακτίνας $R=5$ m, με μηχανήμα ολομέτωπης κοπής (Τ.Β.Μ.), σε βάθος $H=15$ m από την επιφάνεια του εδάφους. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των κτιρίων που μελετήθηκαν παρατίθενται στον Πιν. 3.4 και απεικονίζονται στο Σχ. 3.17. Στο ίδιο σχήμα φαίνεται και η σχετική θέση του κτιρίου ως προς τη διεύθυνση διάνοιξης και τον άξονα της σήραγγας.



Σχ. 3.17 Γεωμετρία του υπό μελέτη προβλήματος

Πιν. 3.4 Στοιχεία γεωμετρίας των κτιρίων

Αριθμός ορόφων	Πλάτος κτιρίου L [m]	Ύψος κτιρίου H [m]	Βάθος θεμελίωσης [m]
2	20	6	2
3	20	9	2
4	20	12	2

Δισδιάστατη ανάλυση

Θεωρείται ότι η επικρατούσα εντατική κατάσταση είναι αυτή της επίπεδης παραμόρφωσης. Στην εντατική αυτή κατάσταση ισχύει

$$\varepsilon_{zz}=0, \varepsilon_{zy}=0, \varepsilon_{zx}=0$$

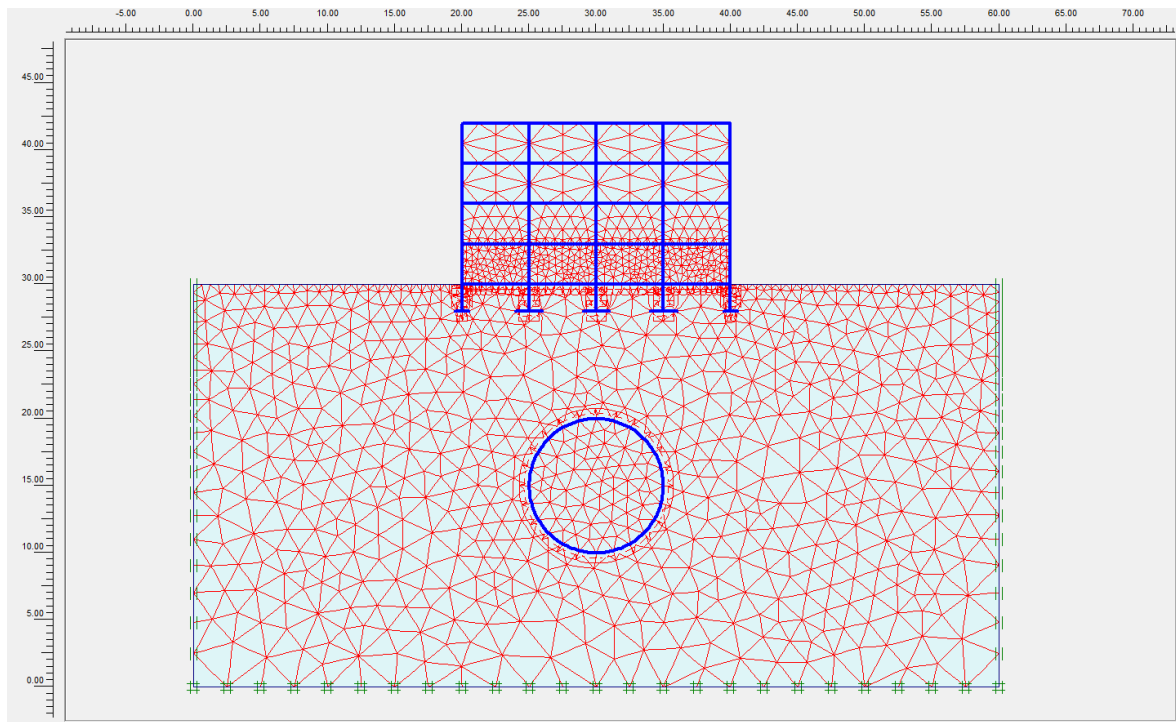
και η ανάλυση περιορίζεται σε μία τομή κάθετη στον άξονα z, μοναδιαίου (συνήθως) πλάτους.

Επιλογή περιοχής επιρροής

Η περιοχή που προσομοιώνεται είναι, όπως και στις αναλύσεις που προηγήθηκαν, διαστάσεων 60x30 m στην περίπτωση που ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων λαμβάνει την τιμή $K_0=0.5$ και 80x30 m στην περίπτωση συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K_0=0.9$. Δηλαδή το πλάτος της περιοχής επιρροής στην πρώτη περίπτωση ($K_0=0.5$) λαμβάνεται ίσο με 6D (3D εκατέρωθεν του άξονα της σήραγγας), ενώ στη δεύτερη περίπτωση ($K_0=0.9$) 8D (4D εκατέρωθεν του άξονα της σήραγγας), όπου D η διάμετρος της σήραγγας.

Διακριτοποίηση

Η διακριτοποίηση της εδαφικής περιοχής γίνεται με τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία και χαρακτηρίζεται ως υψηλή (Fine Meshing). Στην περιοχή ενδιαφέροντος, δηλαδή στην επιφάνεια του εδάφους, στην περιοχή θεμελίωσης και στην πλάκα του πρώτου ορόφου κάθε κτιρίου, η διακριτοποίηση έγινε πιο πυκνή.



Εικ. 3.5 Διακριτοποίηση της εδαφικής περιοχής

Συνοριακές συνθήκες

Οι συνοριακές συνθήκες που έχει επιλεγεί να εφαρμοστούν είναι αρθρώσεις στο κάτω όριο και κυλίσεις στα πλαϊνά όρια της περιοχής επιρροής.

Υλικά

Έδαφος

Τα στοιχεία των εδαφικών παραμέτρων που επιλέχθηκαν για τις αναλύσεις είναι αυτά των Πιν. 3.1 και Πιν. 3.2.

Σήραγγα

Τα στοιχεία των παραμέτρων της επένδυσης της σήραγγας είναι αυτά του Πιν. 3.3.

Κτίριο

Τα στοιχεία των παραμέτρων του σκελετού και της θεμελίωσης του κτιρίου παρατίθενται στους ακόλουθους πίνακες.

Πιν. 3.5 Παράμετροι των κολώνων του κτιρίου

Κολώνες		
Συμπεριφορά	Τύπος	Ελαστική
Ισοδύναμο πάχος	d [m]	0.30
Βάρος	w [kN/m/m]	2.5
Λόγος Poisson	ν	0.2
Μέτρο ελαστικότητας	E [GPa]	25
Ροπή αδρανείας	I [m ⁴ /m]	$1.35 \cdot 10^{-4}$
Εμβαδόν	A [m ²]	0.018
Δυστένεια	EA [kN/m]	$4.5 \cdot 10^5$
Δυσκαμψία	EI [kNm ² /m]	3375

Πιν. 3.6 Παράμετροι των πλακών του κτιρίου

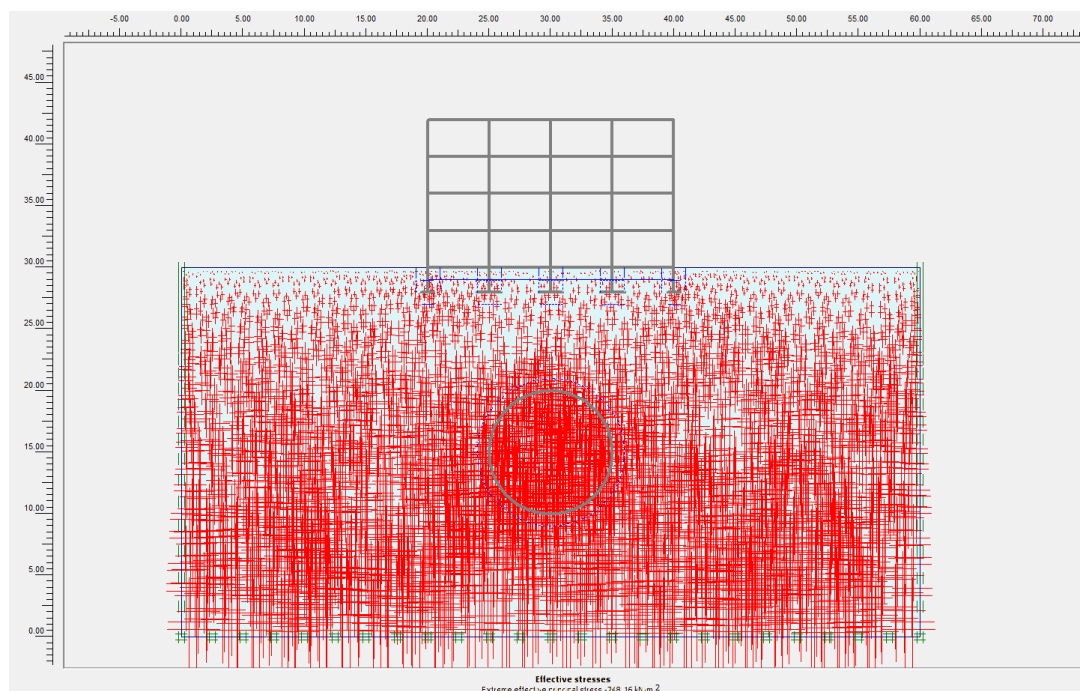
Πλάκες		Εύκαμπτη	Μέσης ακαμψίας	Άκαμπτη
Συμπεριφορά	Τύπος	Ελαστική	Ελαστική	Ελαστική
Ισοδύναμο πάχος	d [m]	0.18	0.26	0.40
Βάρος	w [kN/m/m]	10	10	10
Λόγος Poisson	ν	0.2	0.2	0.2
Μέτρο ελαστικότητας	E [GPa]	25	25	25
Ροπή αδρανείας	I [m ⁴ /m]	$4.68 \cdot 10^{-4}$	$1.02 \cdot 10^{-4}$	$5.33 \cdot 10^{-3}$
Εμβαδόν	A [m ²]	0.18	0.26	0.4
Δυστένεια	EA [kN/m]	$4.5 \cdot 10^6$	$6.5 \cdot 10^6$	10^7
Δυσκαμψία	EI [kNm ² /m]	$1.21 \cdot 10^4$	$3.662 \cdot 10^4$	$1.333 \cdot 10^5$

Πιν. 3.7 Παράμετροι των πεδίων του κτιρίου

	Πέδιλα	Ακραία πέδιλα	Μεσαία Πέδιλα
Συμπεριφορά	Τύπος	Ελαστική	Ελαστική
Ισοδύναμο πλάτος	b [m]	1	2
Βάρος	w [kN/m/m]	25	25
Λόγος Poisson	ν	0.2	0.2
Μέτρο ελαστικότητας	E [GPa]	25	25
Ροπή αδρανείας	I [m ⁴ /m]	0.0833	1.333
Εμβαδόν	A [m ²]	1	4
Δυστένεια	EA [kN/m]	$2.5 \cdot 10^7$	10^8
Δυσκαμψία	EI [kNm ² /m]	$2.083 \cdot 10^6$	$3.333 \cdot 10^7$

Αρχικές συνθήκες

Υπολογίζονται οι αρχικές τάσεις του εδάφους πριν τη διάνοιξη της σήραγγας και χωρίς την παρουσία του κτιρίου. Θεωρείται ότι δεν υπάρχουν πιέσεις του νερού των πόρων.



Εικ. 3.6 Αρχικές ενεργές τάσεις

Στάδια υπολογισμών της ανάλυσης

Οι υπολογισμοί έγιναν στα εξής δύο στάδια:

Στάδιο 1^ο: Ενεργοποίηση μόνον του κτιρίου.

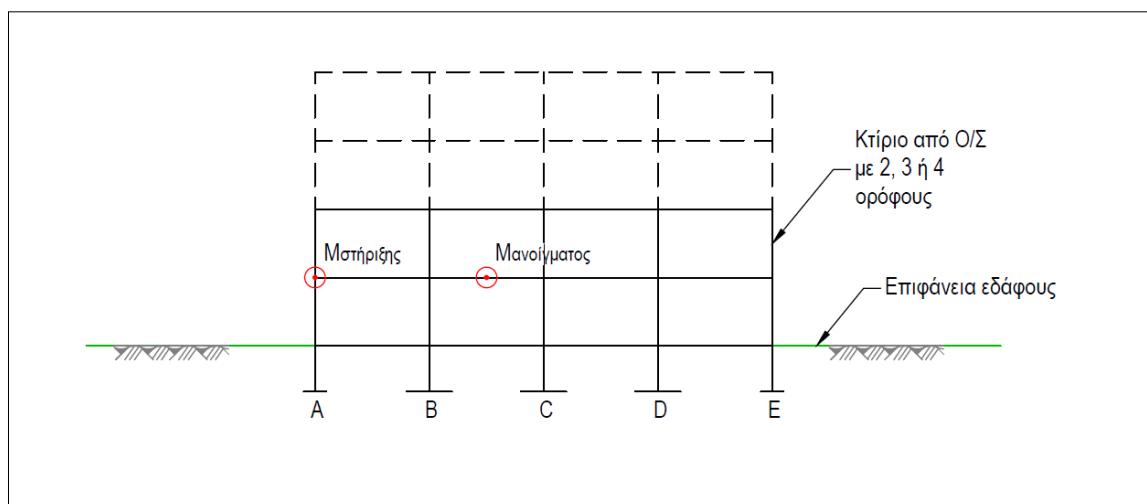
Στάδιο 2^ο: Εκσκαφή της σήραγγας και ταυτόχρονη ενεργοποίηση της επένδυσής της. Οι καθιζήσεις του προηγούμενου σταδίου τέθηκαν ίσες με μηδέν ώστε να υπολογιστούν αυτές που προκλήθηκαν μόνο από τη διάνοιξη της σήραγγας.

3.2.2 Αποτελέσματα αναλύσεων

Για κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις συνδυασμών εδάφους – κτιρίου, αξιολογήθηκε η εντατική κατάσταση του κτιρίου πριν και μετά τη διάνοιξη της σήραγγας και οι διαφορικές καθιζήσεις, μεταξύ των υποστηλωμάτων του κτιρίου, που προκλήθηκαν από τη διάνοιξη, με στόχο τη διερεύνηση του μεγέθους των βλαβών που πιθανόν να υποστεί το κτίριο.

3.2.2.1 Εντατική κατάσταση του κτιρίου πριν και μετά τη διάνοιξη της σήραγγας

Ως προς την εντατική κατάσταση, το προς εξέταση μέγεθος που επιλέχθηκε είναι ο λόγος της καμπτικής ροπής μετά τη διάνοιξη της σήραγγας προς την καμπτική ροπή πριν τη διάνοιξη, στην ακραία στήριξη και στο μέσο του μεσαίου ανοίγματος της πλάκας του πρώτου ορόφου του κτιρίου όπως φαίνεται στο σχήμα που ακολουθεί (Σχ. 3.18). Θεωρήθηκε δηλαδή ότι αυτά είναι τα σημεία στα οποία η ανακατανομή των ροπών, λόγω της διάνοιξης της αβαθούς σήραγγας, αναμένεται ενδεχομένως να είναι κρίσιμη για τη μετέπειτα κατάσταση του κτιρίου.



Σχ. 3.18 Προσδιορισμός των σημείων καταγραφής της ροπής

Ο λόγος αυτός συμβολίζεται ως εξής:

$$f_{στήριξης} = \frac{M_{στήριξης \text{ μετά τη διάνοιξη}}}{M_{στήριξης \text{ προ διανοίξεως}}} \quad (3.1)$$

$$f_{\text{ανοίγματος}} = \frac{M_{\text{μετά τη διάνοιξη}}}{M_{\text{προ διανοίξεως}}} \quad (3.2)$$

Για την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, γίνεται η θεώρηση ότι εάν ο λόγος f προκύπτει μεγαλύτερος από 1.75, εάν δηλαδή η ροπή μετά τη διάνοιξη της σήραγγας είναι πάνω από 75% μεγαλύτερη από τη ροπή πριν τη διάνοιξη, τότε υπάρχει πιθανότητα προβλήματος δομικής ευστάθειας του κτιρίου.

Σύμφωνα με όσα έχουν περιγραφεί, προκύπτουν διαγράμματα που δείχνουν τη μεταβολή του λόγου f συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου, για συγκεκριμένο μέτρο ελαστικότητας του εδάφους, E , και συντελεστή πλευρικών ωθήσεων K_0 . Λόγω της ομοιογένειας των αποτελεσμάτων των αναλύσεων, παρουσιάζονται στη συνέχεια ενδεικτικά κάποια από τα διαγράμματα. Το σύνολο των διαγραμμάτων που έχουν προκύψει παρατίθενται στο Παράρτημα.

Παράμετρος: Σχετική απώλεια εδαφικού όγκου, V_s/V

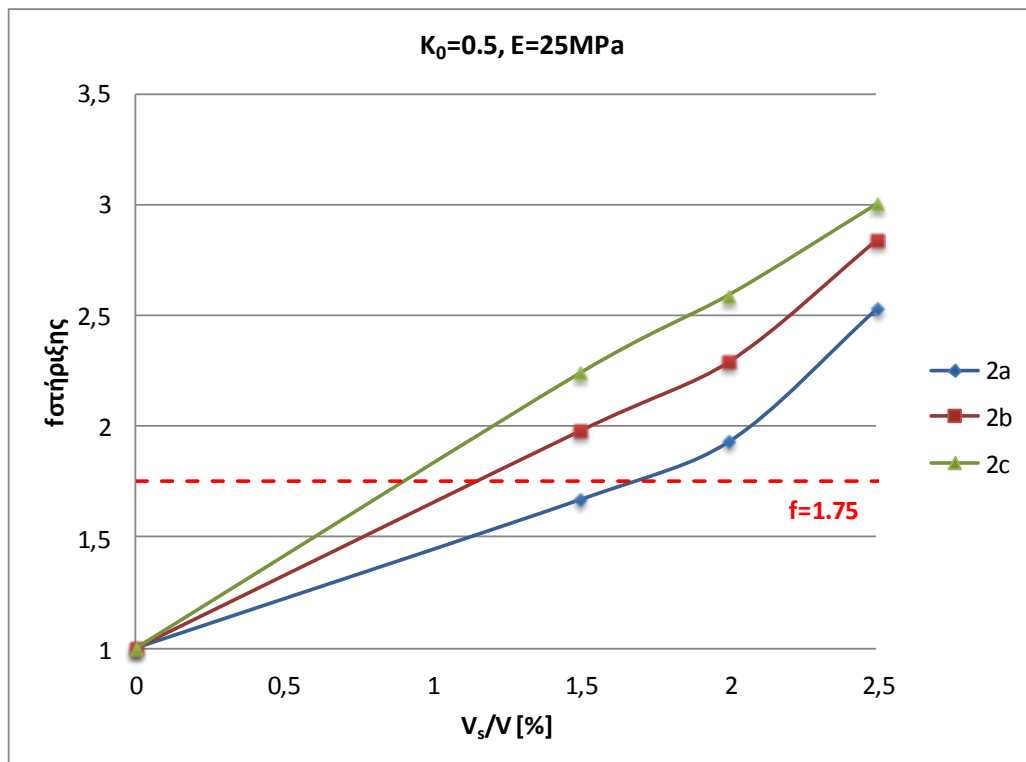
Για συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K_0=0.5$ και μέτρο ελαστικότητας του εδάφους $E=25$ MPa, στην περίπτωση διώροφων κτιρίων έχουν προκύψει τα ακόλουθα διαγράμματα.

Στα διαγράμματα περιέχονται οι παρακάτω συμβολισμοί:

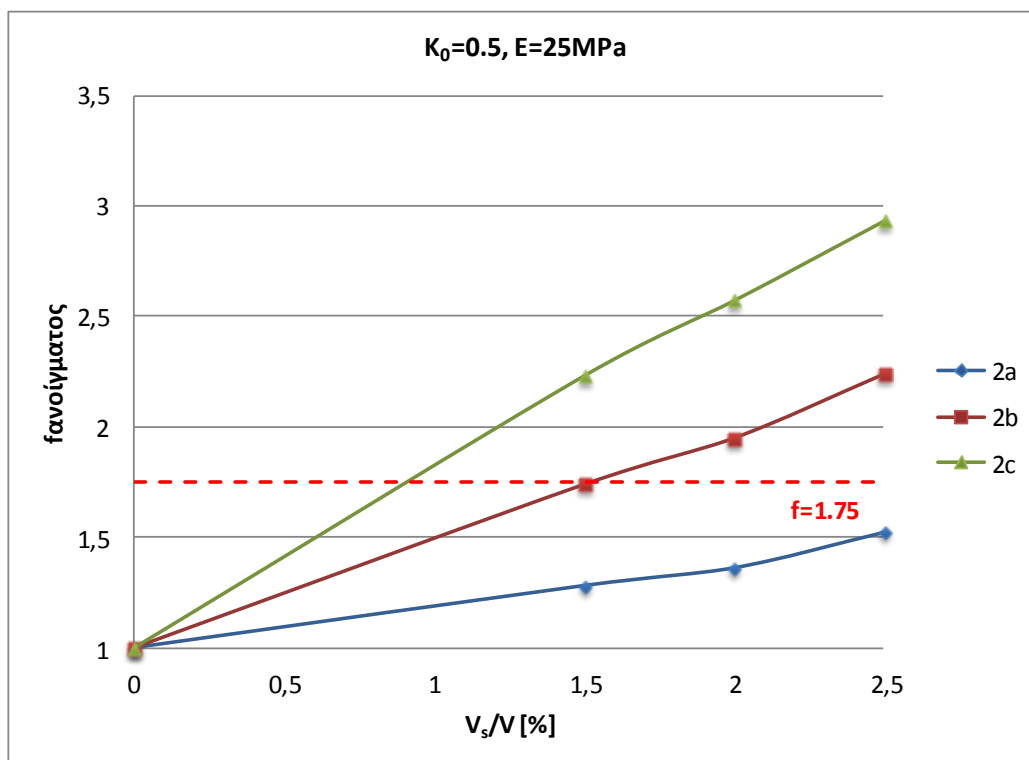
2a : διώροφο κτίριο, εύκαμπτες πλάκες

2b : διώροφο κτίριο, πλάκες μέσης ακαμψίας

2c : διώροφο κτίριο, άκαμπτες πλάκες



Σχ. 3.19 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη, δώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=25\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



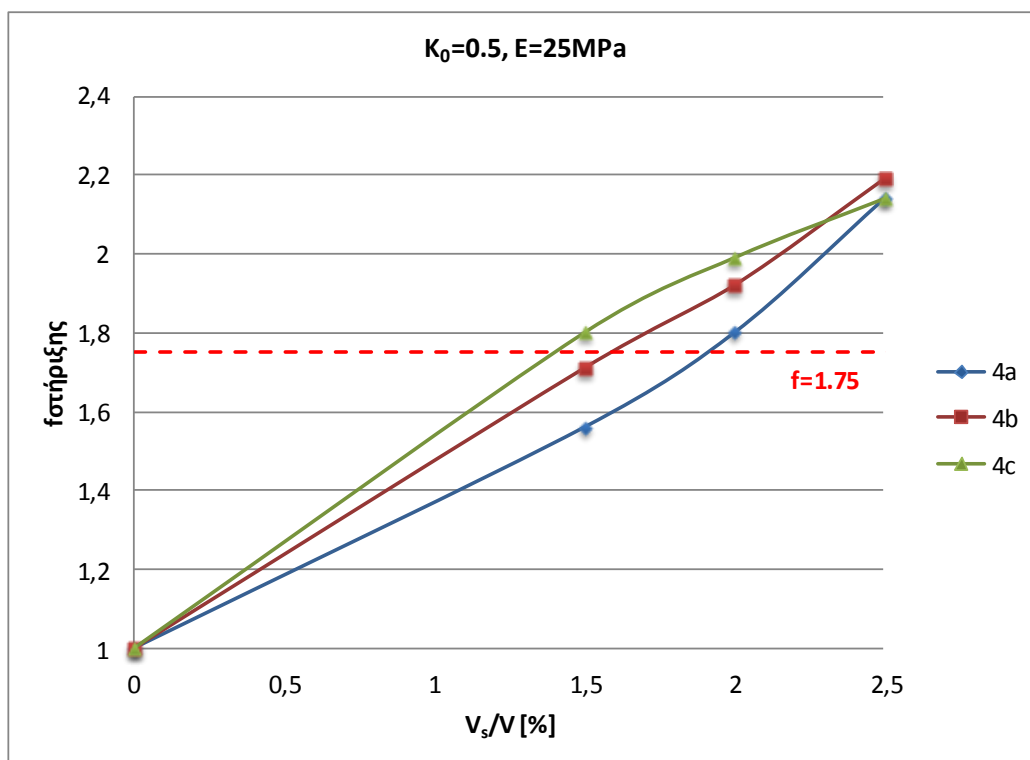
Σχ. 3.20 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα δώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=25\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.

Το μέγεθος της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου φαίνεται να επηρεάζει σημαντικά το λόγο f , τόσο στην περίπτωση της ροπής στήριξης, όσο και στην περίπτωση της ροπής του ανοίγματος. Για αύξηση της τιμής της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου, ο λόγος f των ροπών αυξάνεται. Η μεταβολή (αύξηση), δηλαδή, της ροπής μετά τη διάνοιξη της σήραγγας είναι μεγαλύτερη για μεγαλύτερο V_s/V , γεγονός που οφείλεται στη μεγαλύτερη διαταραχή του εδάφους. Για παράδειγμα, στην περίπτωση κτιρίου μέσης ακαμψίας, για $V_s/V=1.5\%$ ο λόγος $f_{\text{ανοίγματος}}$ ισούται περίπου με 1.75, ενώ για $V_s/V=2\%$ ισούται περίπου με 2.

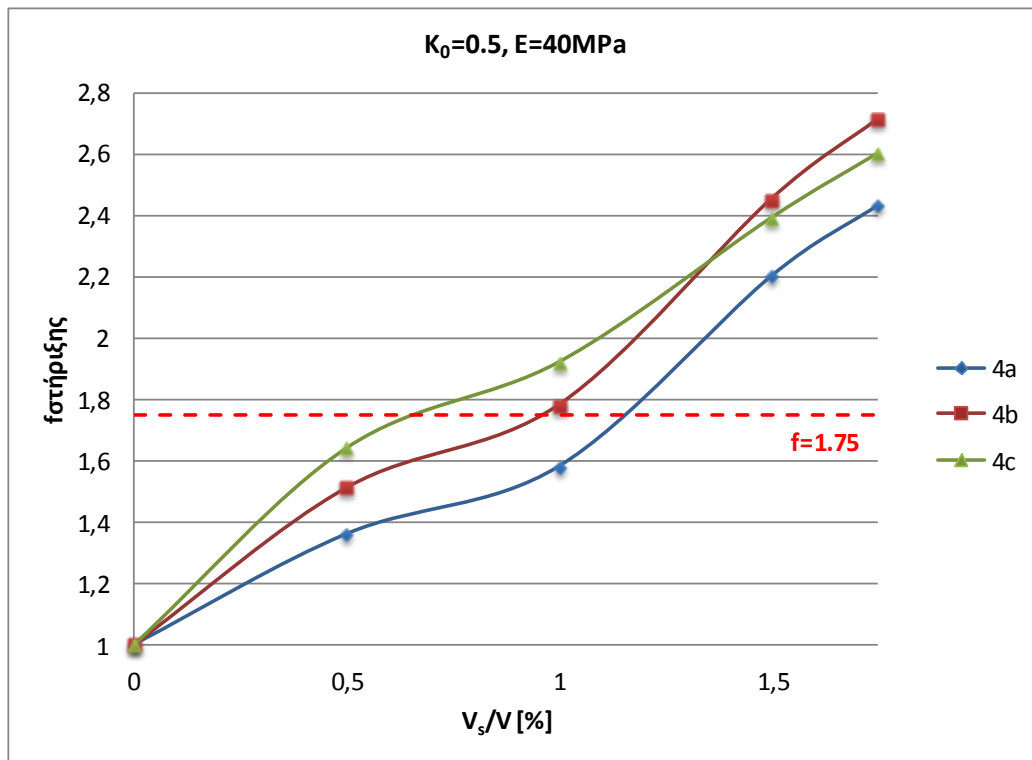
Παράμετρος: Ακαμψία του κτιρίου

Στα διαγράμματα που παρουσιάστηκαν στα Σχ. 3.19 και Σχ. 3.20 φαίνεται ότι η ακαμψία του κτιρίου είναι πολύ σημαντικός παράγοντας. Παρατηρούμε ότι με την αύξηση της ακαμψίας του κτιρίου, η μεταβολή της ροπής, τόσο στη στήριξη όσο και στο άνοιγμα, είναι μεγαλύτερη. Για παράδειγμα, για σχετική απώλεια εδαφικού όγκου $V_s/V=1.5\%$, στην περίπτωση εύκαμπτου κτιρίου ο λόγος $f_{\text{ανοίγματος}}$ έχει τιμή περίπου 1.25, στην περίπτωση κτιρίου μέσης ακαμψίας ισούται περίπου με 1.75, ενώ στην περίπτωση άκαμπτου κτιρίου ισούται περίπου με 2.2.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι σε δύο περιπτώσεις παρουσιάστηκε σημαντική απόκλιση από τη μορφή των ανωτέρω διαγραμμάτων.



Σχ. 3.21 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=25$ MPa για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.

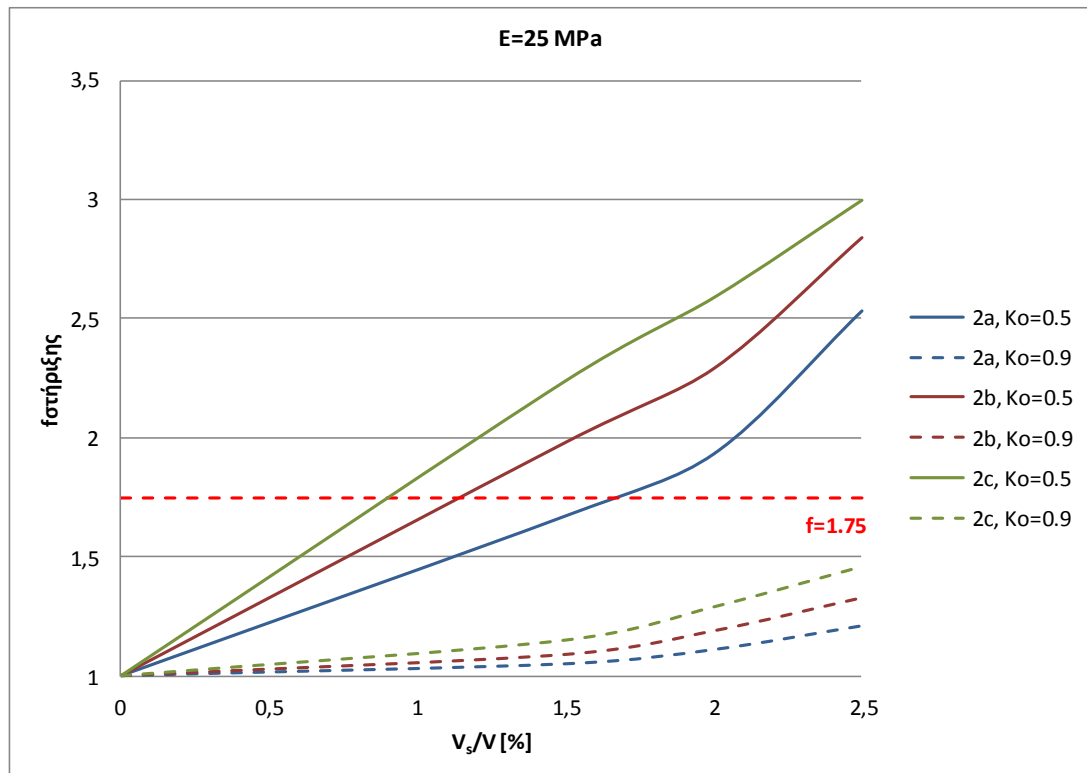


Σχ. 3.22 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=40\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.

Από τα διαγράμματα προκύπτει ότι για τις σχετικά μεγαλύτερες τιμές της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου, η αύξηση της ροπής στη στήριξη μετά τη διάνοιξη της σήραγγας, είναι μικρότερη για άκαμπτο κτίριο σε σύγκριση με την αντίστοιχη αύξηση της ροπής για κτίριο μέσης ακαμψίας. Κάτι τέτοιο ενδεχομένως να συμβαίνει λόγω της ανάπτυξης πολλών πλαστικών σημείων στο έδαφος, μετά τη διάνοιξη της σήραγγας.

Παράμετρος: Συντελεστής πλευρικών ωθήσεων, K_0

Λόγω της ομοιογένειας των αποτελεσμάτων, ενδεικτικά παρουσιάζεται το παρακάτω διάγραμμα, στο οποίο παρατίθενται συγκριτικά τα αποτελέσματα για $K_0=0.5$ και $K_0=0.9$, για συγκεκριμένο μέτρο ελαστικότητας του εδάφους, E .



Σχ. 3.23 Συγκριτικές καμπύλες μεταβολής του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τετραρόφρου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $E=25$ MPa, για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου, για $K_0=0.5$ και $K_0=0.9$.

Από το διάγραμμα αυτό φαίνεται ότι η τιμή του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων είναι καθοριστικής σημασίας. Για μεγαλύτερη τιμή του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων προκύπτει μεγαλύτερη αύξηση στη μεταβολή της ροπής. Παρατηρούμε μάλιστα ότι για τις χαμηλότερες τιμές της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου και για $K_0=0.9$ ο λόγος f δεν ξεπερνά κατά πολύ τη μονάδα, δηλαδή η ροπή μεταβάλλεται ελάχιστα.

3.2.2.2 Διαφορικές καθιζήσεις μεταξύ των υποστηλωμάτων του κτιρίου, λόγω της διάνοιξης της σήραγγας

Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζεται ο λόγος της μέγιστης σχετικής μετατόπισης των υποστηλωμάτων του κτιρίου λόγω της διάνοιξης της σήραγγας, για τις διάφορες περιπτώσεις συνδυασμών εδάφους – κτιρίου, όπως προέκυψε από τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Για τη συσχέτιση του μεγέθους $\Delta s/L$ με τις πιθανές επιπτώσεις στο κτίριο θεωρήθηκαν τα εξής:

- Εάν $\Delta s/L < 1/500$, οι επιπτώσεις στο κτίριο είναι αμελητέες.
- Εάν $1/500 < \Delta s/L < 1/300$, είναι πιθανή η εμφάνιση μικρορηγματώσεων σε τοίχους πλήρωσης.

- Εάν $\Delta s/L > 1/300$, υπάρχει πιθανότητα εμφάνισης ρηγματώσεων σε τοίχους πλήρωσης έως και σοβαρές βλάβες.

Από τους πίνακες αυτούς προκύπτουν οι εξής παρατηρήσεις:

- i. Για δεδομένη τιμή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, για αύξηση της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου, παρατηρείται αύξηση του λόγου της μέγιστης σχετικής μετατόπισης.
- ii. Για δεδομένη τιμή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους και της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου, μεγαλύτερη τιμή του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων συνεπάγεται μεγαλύτερη τιμή του λόγου της μέγιστης σχετικής μετατόπισης.
- iii. Για δεδομένες εδαφικές παραμέτρους, ο λόγος της μέγιστης σχετικής μετατόπισης είναι μικρότερος για κτίρια μεγαλύτερης ακαμψίας.
- iv. Για $K_0=0.5$, $E=40$ MPa και $V_s/V=0.50\%$, παρατηρείται ότι οι τιμές του λόγου της μέγιστης σχετικής μετατόπισης είναι πολύ μικρές, της τάξης του $1/1000$, και επομένως οι επιπτώσεις στην αισθητική του κτιρίου είναι αμελητέες.
- v. Για $K_0=0.9$ παρατηρείται ότι στο σύνολο των αποτελεσμάτων οι τιμές του λόγου της μέγιστης σχετικής μετατόπισης είναι αισθητά χαμηλές, και επομένως οι επιπτώσεις στην αισθητική του κτιρίου είναι αμελητέες.
- vi. Για $K_0=0.9$, $E=40$ MPa και $V_s/V=0.50\%$ παρουσιάστηκαν ανυψώσεις.

Πιν. 3.8 Λόγος μέγιστης σχετικής μετατόπισης των υποστηλωμάτων του κτιρίου λόγω διάνοιξης της σήραγγας, για $K_0=0.5$

E [MPa]	Λόγος Μέγιστης Σχετικής Μετατόπισης $\Delta s/L$, για $K_0=0.5$								
	25			40				70	
$V_s/V[\%]$	1.50	2.00	2.50	0.50	1.00	1.50	1.75	0.50	1.00
2a	1/459	1/329	1/204	1/1040	1/586	1/289	1/215	1/1033	1/311
2b	1/509	1/383	1/271	1/1089	1/639	1/346	1/261	1/1097	1/348
2c	1/586	1/455	1/363	1/1160	1/722	1/449	1/345	1/1196	1/443
3a	1/453	1/329	1/212	1/942	1/552	1/266	1/219	1/926	1/304
3b	1/517	1/392	1/287	1/1029	1/630	1/332	1/274	1/1027	1/360
3c	1/636	1/495	1/410	1/1144	1/749	1/466	1/377	1/1179	1/456
4a	1/454	1/316	1/225	1/879	1/522	1/260	1/219	1/800	1/289
4b	1/551	1/420	1/323	1/1002	1/634	1/343	1/291	1/945	1/353
4c	1/701	1/565	1/479	1/1185	1/794	1/519	1/449	1/1174	1/479

Πιν. 3.9 Λόγος μέγιστης σχετικής μετατόπισης των υποστηλωμάτων του κτιρίου λόγω διάνοιξης της σήραγγας, για $K_0=0.9$

Λόγος Μέγιστης Σχετικής Μετατόπισης $\Delta s/L$, για $K_0=0.9$								
E [MPa]	25			40			70	
$V_s/V[\%]$	1.50	2.00	2.50	1.00	1.50	1.75	0.50	1.00
2a	1/3521	1/1761	1/1057	1/4000	1/1572	1/1149	1/7813	1/1773
2b	1/3817	1/2008	1/1223	1/4310	1/1761	1/1285	1/8197	1/1916
2c	1/4237	1/2283	1/1437	1/4629	1/2008	1/1466	1/8681	1/2119
3a	1/2976	1/1613	1/996	1/3356	1/1433	1/1062	1/6250	1/1598
3b	1/3333	1/1908	1/1202	1/3788	1/1661	1/1232	1/6849	1/1779
3c	1/3846	1/2304	1/1502	1/4202	1/1976	1/1471	1/7246	1/2041
4a	1/2632	1/1506	1/962	1/2874	1/1330	1/1000	1/4951	1/1471
4b	1/3068	1/1894	1/1217	1/3425	1/1603	1/1196	1/5682	1/1678
4c	1/3731	1/2427	1/1582	1/4032	1/2016	1/1497	1/6494	1/2000

3.2.2.3 Σύγκριση των αποτελεσμάτων της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων με τη μέθοδο της ισοδύναμης δοκού

Σε συνέχεια των υπολογισμών με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων εξετάστηκε η συσχέτιση των προκύπτουσών καθιζήσεων των υποστηλωμάτων με την αναμενόμενη κατηγορία ορατών βλαβών του κτιρίου, με χρήση του προσομοιώματος της ισοδύναμης δοκού, όπως περιγράφεται ακολούθως.

Το κτίριο προσομοιώθηκε με δοκό πλάτους $L=20$ m και μεταβλητού ύψους H , ανάλογα με τον αριθμό των ορόφων του. Ως ύψος H του κτιρίου λαμβάνεται το ύψος από τη στάθμη θεμελίωσης έως το κατώτερο μέρος της στέγης του κτιρίου, δηλαδή έως την ανώτατη πλάκα του κτιρίου. Γίνεται η παραδοχή ότι ολόκληρο το κτίριο βρίσκεται στην περιοχή που η καμπύλη των καθιζήσεων στρέφει τα κοίλα άνω, σε συνθήκες δηλαδή κάμψης. Επομένως ισχύουν τα εξής:

$$t = \frac{H}{2} \text{ και } I = \frac{H^{3.1}}{12}$$

Ο λόγος E/G λαμβάνεται ίσος με 12.5, καθώς πρόκειται για κτίριο με σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα, θεμελιωμένο επί μεμονωμένων πεδίων.

Πιν. 3.10 Γεωμετρικά στοιχεία της ισοδύναμης δοκού

Αριθμός ορόφων	Πλάτος κτιρίου L [m]	Ύψος κτιρίου H [m]	L/H
2	20	8	2.50
3	20	11	1.82
4	20	14	1.43

Από τις τιμές των κατακόρυφων μετακινήσεων των υποστηλωμάτων, που προέκυψαν με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, υπολογίστηκε η μέγιστη σχετική μετατόπιση της θεμελίωσης.

Μέσω των παρακάτω μαθηματικών σχέσεων

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ \frac{L}{12t} + \frac{3EI}{2tLHG} \right\} \cdot \varepsilon_{bmax}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ 1 + \frac{HL^2G}{18EI} \right\} \cdot \varepsilon_{dmax}$$

υπολογίστηκαν οι αναπτυσσόμενες μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις για μηχανισμούς καθαρής κάμψης (ε_{bmax}) και καθαρής διάτμησης (ε_{dmax}).

Στο σύνολο των περιπτώσεων δυσμενέστερος είναι ο εφελκυσμός εκ διατμήσεως. Ανάλογα με την τιμή της μέγιστης εφελκυστικής παραμόρφωσης εκ διατμήσεως, ϵ_{dmax} , έγινε η κατάταξη των αναμενόμενων βλαβών σε κάποια από τις κατηγορίες ορατών βλαβών, σύμφωνα με τον Πιν. 3.11.

Πιν. 3.11 Κατηγορίες ορατών βλαβών κτιρίων

Κατηγορία ορατών βλαβών	Συνήθης βαθμός κινδύνου	Οριακή Εφελκυστική παραμόρφωση ϵ_{lim} [%]
0	Αμελητέος	0-0.05
1	Πολύ μικρός	0.05-0.075
2	Μικρός	0.075-0.15
3	Μέτριος	0.15-0.3
4	Σοβαρός	>0.3
5	Πολύ σοβαρός	>0.3

Πιν. 3.12 Πιθανή επιρροή στο κτίριο

Κατηγορίες	Πιθανή επιρροή
1, 2	Στην αισθητική του κτιρίου
3, 4	Στη λειτουργικότητα
5	Στην αντοχή είτε την ευστάθεια τμημάτων του κτιρίου

Στη συνέχεια παρατίθενται οι συγκεντρωτικοί συγκριτικοί πίνακες των δύο μεθόδων. Ως κριτήριο της συμβατότητας των δύο μεθόδων θεωρήθηκε η αντιστοίχιση της κατηγορίας ορατών βλαβών 2 με τιμές του λόγου σχετικής μετατόπισης, $\Delta s/L$, μεταξύ 1/500 και 1/300 και των κατηγοριών ορατών βλαβών 0 και 1 με τιμές του λόγου σχετικής μετατόπισης, $\Delta s/L$, μικρότερες του 1/500.

Από τους πίνακες αυτούς φαίνεται ότι στις περισσότερες περιπτώσεις οι δύο μέθοδοι είναι συμβατές. Ειδικώς στις αναλύσεις που έγιναν για $K_0=0.9$ παρουσιάζεται συμβατότητα σε όλες τις περιπτώσεις.

Οι κατηγορίες ορατών βλαβών δεν ξεπερνούν την κατηγορία 2, και επομένως υπάρχει πιθανότητα επιρροής στην αισθητική του κτιρίου, αλλά όχι στη λειτουργικότητα και στην ευστάθειά του, παρόλο που σε αρκετές περιπτώσεις η αύξηση της ροπής στην ακραία στήριξη και στο μέσο του μεσαίου ανοίγματος ξεπερνά κατά πολύ το 75% (τιμή που τέθηκε ως κριτήριο για την επιρροή της ευστάθειας του κτιρίου).

Σύμβολα που εμφανίζονται στους πίνακες:

2a : δώροφο κτίριο, εύκαμπτες πλάκες

2b : δώροφο κτίριο, πλάκες μέσης ακαμψίας

2c : δώροφο κτίριο, άκαμπτες πλάκες

3a : τριώροφο κτίριο, εύκαμπτες πλάκες

3b : τριώροφο κτίριο, πλάκες μέσης ακαμψίας

3c : τριώροφο κτίριο, άκαμπτες πλάκες

4a : τετραώροφο κτίριο, εύκαμπτες πλάκες

4b : τετραώροφο κτίριο, πλάκες μέσης ακαμψίας

4c : τετραώροφο κτίριο, άκαμπτες πλάκες

FEM: Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων

$$f_{στ}: \quad f_{στήριξης} = \frac{M_{στήριξης \text{ μετά τη διάνοιξη}}}{M_{στήριξης \text{ προ διανοίξεως}}}$$

$$f_{αν}: \quad f_{ανοίγματος} = \frac{M_{ανοίγματος \text{ μετά τη διάνοιξη}}}{M_{ανοίγματος \text{ προ διανοίξεως}}}$$

$\Delta s/L$: λόγος μέγιστης σχετικής μετατόπισης

Ο σχολιασμός ως προς τη σύγκλιση ή απόκλιση των αποτελεσμάτων αφορά στη σύγκριση του λόγου της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την κατηγορία ορατών βλαβών του κτιρίου.

$K_0=0.5$

1

$E = 25 \text{ MPa}$

$V_s/V = 1.5 \%$

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	f_{σ}	f_{av}	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	1,67	1,28	1/459	1	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
2b	1,98	1,74	1/509	1	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2c	2,24	2,23	1/586	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3a	1,62	1,27	1/453	1	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
3b	1,84	1,66	1/517	1	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	1,99	2,00	1/636	1	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4a	1,56	1,25	1/454	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4b	1,71	1,58	1/551	1	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	1,80	1,84	1/701	1	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

2

$E = 25 \text{ MPa}$

$V_s/V = 2 \%$

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	f_{σ}	f_{av}	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	1,93	1,36	1/329	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2b	2,29	1,95	1/383	1	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
2c	2,59	2,57	1/455	1	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
3a	1,84	1,35	1/329	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3b	2,10	1,85	1/392	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	2,25	2,25	1/495	1	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
4a	1,80	1,34	1/316	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4b	1,92	1,73	1/420	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	1,99	2,02	1/565	1	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

3

E = 25 MPa

Vs/V= 2.5 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	$f_{\sigma t}$	f_{av}	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	2,53	1,52	1/204	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
2b	2,84	2,24	1/271	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
2c	3,00	2,93	1/363	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3a	2,33	1,47	1/212	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
3b	2,50	2,08	1/287	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
3c	2,50	2,49	1/410	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4a	2,14	1,44	1/225	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
4b	2,19	1,90	1/323	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	2,14	2,18	1/479	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

4

E = 40 MPa

Vs/V= 0.5 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	$f_{\sigma t}$	f_{av}	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	1,36	1,14	1/1040	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2b	1,59	1,41	1/1089	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2c	1,85	1,81	1/1160	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3a	1,37	1,14	1/942	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3b	1,56	1,40	1/1029	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	1,74	1,71	1/1144	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4a	1,36	1,14	1/879	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4b	1,51	1,37	1/1002	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	1,64	1,63	1/1185	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

5

E = 40 MPa

Vs/V= 1 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	$f_{\sigma t}$	f_{av}	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	1,62	1,22	1/586	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2b	1,98	1,65	1/639	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2c	2,34	2,27	1/722	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3a	1,60	1,22	1/552	1	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3b	1,87	1,61	1/630	1	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	2,10	2,06	1/749	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4a	1,58	1,22	1/522	1	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4b	1,78	1,56	1/634	1	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	1,92	1,91	1/794	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

6

E = 40 MPa

Vs/V= 1.5 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	$f_{\sigma t}$	f_{av}	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	2,28	1,36	1/289	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
2b	2,84	2,06	1/346	1	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
2c	3,15	2,92	1/449	1	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
3a	2,27	1,37	1/266	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
3b	2,66	1,99	1/332	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	2,74	2,59	1/466	1	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
4a	2,20	1,37	1/260	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
4b	2,45	1,91	1/343	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	2,39	2,31	1/519	1	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

7

E = 40 MPa

Vs/V= 1.75 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	f_{σ}	$f_{\alpha\nu}$	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	2,73	1,47	1/215	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
2b	3,46	2,34	1/261	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
2c	3,80	3,41	1/345	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3a	2,55	1,44	1/219	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
3b	3,05	2,17	1/274	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
3c	3,18	2,91	1/377	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4a	2,43	1,43	1/219	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
4b	2,71	2,06	1/291	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
4c	2,60	2,49	1/449	1	Απόκλιση Αποτελεσμάτων

8

E = 70 MPa

Vs/V= 0.5 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	f_{σ}	$f_{\alpha\nu}$	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	1,41	1,13	1/1033	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2b	1,73	1,43	1/1097	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2c	2,13	1,99	1/1196	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3a	1,42	1,13	1/926	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3b	1,69	1,42	1/1027	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	1,97	1,87	1/1179	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4a	1,46	1,14	1/800	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4b	1,68	1,41	1/945	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	1,86	1,78	1/1174	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

9

E = 70 MPa

Vs/V= 1 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	f_{σ}	$f_{\alpha\nu}$	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	2,38	1,32	1/311	1	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
2b	3,32	2,06	1/348	1	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
2c	4,02	3,31	1/443	1	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
3a	2,31	1,31	1/304	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3b	2,98	1,94	1/360	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	3,47	2,95	1/456	1	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
4a	2,28	1,32	1/289	2	Απόκλιση Αποτελεσμάτων
4b	2,80	1,92	1/353	2	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	3,06	2,69	1/479	1	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

K₀=0.9

1

E = 25 MPa

Vs/V= 1.5 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	f_{σ}	$f_{\alpha\nu}$	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	1,05	1,04	1/3521	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2b	1,09	1,12	1/3817	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2c	1,15	1,20	1/4237	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3a	1,06	1,05	1/2976	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3b	1,10	1,13	1/3333	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	1,15	1,19	1/3846	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4a	1,06	1,05	1/2632	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4b	1,10	1,12	1/3068	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	1,14	1,18	1/3731	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

2

E = 25 MPa

Vs/V= 2 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	f_{σ}	f_{av}	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	1,11	1,08	1/1761	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2b	1,19	1,22	1/2008	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2c	1,29	1,36	1/2283	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3a	1,11	1,08	1/1613	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3b	1,17	1,21	1/1908	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	1,25	1,31	1/2304	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4a	1,11	1,08	1/1506	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4b	1,16	1,19	1/1894	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	1,21	1,27	1/2427	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

3

E = 25 MPa

Vs/V= 2.5 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	f_{σ}	f_{av}	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	1,21	1,12	1/1057	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2b	1,33	1,33	1/1223	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2c	1,46	1,54	1/1437	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3a	1,20	1,13	1/996	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3b	1,30	1,31	1/1202	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	1,39	1,46	1/1502	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4a	1,19	1,12	1/962	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4b	1,26	1,28	1/1217	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	1,33	1,40	1/1582	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

4

E =40 MPa

Vs/V= 0.5 %

Στην περίπτωση αυτή παρουσιάστηκαν ανυψώσεις στις αναλύσεις με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων

5

E = 40 MPa

Vs/V= 1 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	$f_{\sigma\tau}$	$f_{\alpha\nu}$	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	1,06	1,04	1/4000	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2b	1,11	1,12	1/4310	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2c	1,19	1,23	1/4629	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3a	1,07	1,04	1/3356	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3b	1,11	1,12	1/3788	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	1,18	1,22	1/4202	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4a	1,07	1,05	1/2874	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4b	1,11	1,12	1/3425	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	1,17	1,21	1/4032	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

6

E = 40 MPa

Vs/V= 1.5 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	$f_{\sigma\tau}$	$f_{\alpha\nu}$	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	1,17	1,08	1/1572	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2b	1,30	1,25	1/1761	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2c	1,44	1,48	1/2008	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3a	1,17	1,09	1/1433	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3b	1,28	1,25	1/1661	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	1,39	1,43	1/1976	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4a	1,17	1,09	1/1330	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4b	1,26	1,23	1/1603	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	1,34	1,38	1/2016	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

7

E = 40 MPa

V_s/V= 1.75 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	f _{στ}	f _{αν}	Δs/L	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	1,24	1,11	1/1149	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2b	1,42	1,33	1/1285	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2c	1,62	1,64	1/1466	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3a	1,24	1,11	1/1062	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3b	1,39	1,32	1/1232	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	1,53	1,56	1/1471	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4a	1,23	1,12	1/1000	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4b	1,36	1,30	1/1196	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	1,46	1,50	1/1497	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

8

E = 70 MPa

V_s/V= 0.5 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	f _{στ}	f _{αν}	Δs/L	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	1,04	1,02	1/7813	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2b	1,07	1,07	1/8197	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2c	1,14	1,16	1/8681	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3a	1,05	1,02	1/6250	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3b	1,08	1,08	1/6849	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	1,15	1,17	1/7246	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4a	1,05	1,03	1/4951	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4b	1,09	1,08	1/5682	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	1,15	1,17	1/6494	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

9

E = 70 MPa

Vs/V= 1 %

	FEM			Μέθοδος Ισοδύναμης Δοκού	
	$f_{στ}$	$f_{αν}$	$\Delta s/L$	Κατηγορία ορατών βλαβών	
2a	1,19	1,07	1/1773	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2b	1,37	1,24	1/1916	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
2c	1,60	1,56	1/2119	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3a	1,19	1,08	1/1598	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3b	1,35	1,24	1/1779	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
3c	1,53	1,50	1/2041	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4a	1,19	1,08	1/1471	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4b	1,33	1,24	1/1678	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων
4c	1,48	1,46	1/2000	0	Σύγκλιση Αποτελεσμάτων

4 Γενικά συμπεράσματα

Η διάνοιξη αβαθούς σήραγγας, ιδίως σε αστικό περιβάλλον, είναι μια δύσκολη «άσκηση» που χρήζει ιδιαίτερης προσοχής, καθώς σε ένα τέτοιο έργο η εμφάνιση εδαφικών μετακινήσεων είναι αναπόφευκτη. Σημαντικό εργαλείο για την κατά το δυνατόν αρτιότερη μελέτη και κατασκευή μιας αβαθούς σήραγγας αποτελούν οι έρευνες που γίνονται στην κατεύθυνση της ορθότερης πρόβλεψης των εδαφικών μετακινήσεων και των επιπτώσεών τους σε προϋπάρχουσες γειτονικές κατασκευές.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, μελετήθηκαν οι επιφανειακές καθιζήσεις που προκαλούνται από τη διάνοιξη σηράγγων σε συνθήκες «ελεύθερου πεδίου» και στην περίπτωση που προϋπάρχει της διάνοιξης κτίριο με σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα θεμελιωμένο επί μεμονωμένων πεδίων. Οι αναλύσεις έγιναν συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου, V_s/V , του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, E , του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων, K_0 , του αριθμού ορόφων του κτιρίου και της ακαμψίας του.

4.1 Από τις παραμετρικές αναλύσεις των επιφανειακών καθιζήσεων λόγω διάνοιξης αβαθούς σήραγγας σε συνθήκες «ελεύθερου πεδίου» προκύπτουν τα ακόλουθα:

- i. Η επιρροή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, E , στην καμπύλη των επιφανειακών καθιζήσεων φαίνεται να μην είναι σημαντική ιδίως για την περίπτωση χαμηλότερης τιμής του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων ($K_0=0.5$).
- ii. Η σχετική απώλεια εδαφικού όγκου, V_s/V , επηρεάζει σημαντικά την καμπύλη των επιφανειακών καθιζήσεων. Αύξηση του λόγου V_s/V συνεπάγεται αύξηση του μεγέθους των καθιζήσεων.
- iii. Η επιρροή του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων, K_0 , είναι καθοριστικής σημασίας για τη μορφή και το μέγεθος της καμπύλης των επιφανειακών καθιζήσεων. Όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων, τόσο μικρότερες είναι οι επιφανειακές καθιζήσεις που προκύπτουν, δηλαδή τόσο πιο ρηχή είναι η καμπύλη των επιφανειακών καθιζήσεων, και τόσο μεγαλύτερο είναι το εύρος της καμπύλης.
- iv. Η απόσταση του σημείου καμψής από τον άξονα της σήραγγας είναι σημαντικά μεγαλύτερη στην περίπτωση συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K_0=0.9$ ($i \approx 12$ m), σε σχέση με την περίπτωση $K_0=0.5$ ($i \approx 8.3$ m). Κάτι τέτοιο ήταν αναμενόμενο, καθώς όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή του K_0 , τόσο μεγαλύτερο είναι το εύρος της καμπύλης των επιφανειακών καθιζήσεων.

- v. Η σχετική απώλεια εδαφικού όγκου φαίνεται να μην επηρεάζει σημαντικά τη θέση του σημείου καμπής. Ειδικά στην περίπτωση συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K_0=0.9$, η απόσταση του σημείου καμπής από τον άξονα της σήραγγας παραμένει σταθερή για τις διάφορες τιμές του λόγου V_s/V . Για $K_0=0.5$, η απόσταση του σημείου καμπής από τον άξονα της σήραγγας αυξάνεται με την αύξηση της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου, χωρίς όμως η αύξηση αυτή να είναι σημαντική.
- vi. Σε σχέση με τις εκτιμήσεις που μπορούν να γίνουν για τη θέση του σημείου καμπής μέσω των εμπειρικών σχέσεων παρατηρούμε ότι οι τιμές που προκύπτουν από αυτές είναι πλησιέστερες στις τιμές που προκύπτουν από τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για $K_0=0.5$, ενώ για $K_0=0.9$ η απόκλιση είναι πολύ μεγαλύτερη.

4.2 Από τις παραμετρικές αναλύσεις διάνοιξης αβαθούς σήραγγας κάτω από υφιστάμενο κτίριο προκύπτουν τα παρακάτω:

- a. Σχετικά με την εντατική κατάσταση του κτιρίου πριν και μετά τη διάνοιξη της σήραγγας:
 - i. Η σχετική απώλεια εδαφικού όγκου φαίνεται να επηρεάζει σημαντικά το λόγο f , τόσο στην περίπτωση της ροπής στήριξης, όσο και στην περίπτωση της ροπής του ανοίγματος. Η μεταβολή (αύξηση) της ροπής μετά τη διάνοιξη της σήραγγας είναι μεγαλύτερη για μεγαλύτερο V_s/V , γεγονός που οφείλεται στη μεγαλύτερη διαταραχή του εδάφους.
 - ii. Στις περιπτώσεις κτιρίων μεγαλύτερης ακαμψίας, η μεταβολή της ροπής, τόσο στη στήριξη όσο και στο άνοιγμα, είναι μεγαλύτερη.
 - iii. Η τιμή του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων είναι καθοριστικής σημασίας. Για μεγαλύτερη τιμή του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων προκύπτει μεγαλύτερη αύξηση στη μεταβολή της ροπής.
 - iv. Για σχετικά χαμηλές τιμές της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου και για $K_0=0.9$ ο λόγος f δεν ξεπερνά κατά πολύ τη μονάδα, δηλαδή η ροπή μεταβάλλεται ελάχιστα.
- b. Σχετικά με τις διαφορικές καθιζήσεις μεταξύ των υποστηλωμάτων του κτιρίου, λόγω της διάνοιξης της σήραγγας:
 - i. Για δεδομένη τιμή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, για αύξηση της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου, παρατηρείται αύξηση του λόγου της μέγιστης σχετικής μετατόπισης.
 - ii. Για δεδομένη τιμή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους και της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου, μεγαλύτερη τιμή του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων συνεπάγεται μεγαλύτερη τιμή του λόγου της μέγιστης σχετικής μετατόπισης.

- iii. Για δεδομένες εδαφικές παραμέτρους, ο λόγος της μέγιστης σχετικής μετατόπισης είναι μικρότερος για κτίρια μεγαλύτερης ακαμψίας.
 - iv. Για $K_0=0.5$, $E=40\text{ MPa}$ και $V_s/V=0.50\%$, παρατηρείται ότι οι τιμές του λόγου της μέγιστης σχετικής μετατόπισης είναι πολύ μικρές, της τάξης του $1/1000$, και επομένως οι επιπτώσεις στην αισθητική του κτιρίου είναι αμελητέες.
 - v. Για $K_0=0.9$ παρατηρείται ότι στο σύνολο των αποτελεσμάτων οι τιμές του λόγου της μέγιστης σχετικής μετατόπισης είναι αισθητά χαμηλές, και επομένως οι επιπτώσεις στην αισθητική του κτιρίου είναι αμελητέες.
- c. Σχετικά με τη συμβατότητα των αποτελεσμάτων της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων με τη μέθοδο της ισοδύναμης δοκού:
- i. Σύμφωνα με το λόγο σχετικής μετατόπισης που προκύπτει από τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, οι επιπτώσεις της διάνοιξης αβαθούς σήραγγας αφορούν στις περισσότερες περιπτώσεις στην αισθητική του κτιρίου ή είναι αμελητέες.
 - ii. Οι κατηγορίες ορατών βλαβών δεν ξεπερνούν την κατηγορία 2, και επομένως υπάρχει πιθανότητα επιρροής στην αισθητική του κτιρίου, αλλά όχι στη λειτουργικότητα και στην ευστάθειά του, παρόλο που σε αρκετές περιπτώσεις η αύξηση της ροπής στην ακραία στήριξη και στο μέσο του μεσαίου ανοίγματος ξεπερνά κατά πολύ το 75% (τιμή που τέθηκε ως κριτήριο για την επιρροή της ευστάθειας του κτιρίου).
 - iii. Τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων φαίνεται να συγκλίνουν επαρκώς στην περίπτωση χρήσης του μεγέθους $\Delta s/L$ ως κριτηρίου κατηγοριοποίησης των πιθανών βλαβών, ενώ αποκλίνουν στην περίπτωση χρήσης του λόγου f .

5 Βιβλιογραφία

Αναγνωστόπουλος Α. και Μιχάλης Η. (2004), «Σημειώσεις αντιστηρίξεων και καθιζήσεων λόγω εκσκαφών», Ε.Μ.Π.

Αναγνωστόπουλος Α., Μιχάλης Η. και Αναγνωστόπουλος Γ., «Κριτήρια εδαφικών μετακινήσεων και κατηγορίες βλαβών κτιρίων λόγω διανοίξεως αβαθών σηράγγων»

Bjerrum L. (1963), "Allowable settlement of structures", Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, Vol. III 1963, pp 135-137.

Boscardin M. D., Coeding E.G. (1989), "Building response to excavation – induced settlement" J. of Geot. Eng., ASCE, Vol. 115, No 1, Jan. 1989, pp. 1-21.

Burland, J. B., Wroth, C. P. (1974), "Allowable and differential settlement of structures, including damage and soil – structure interaction", Proceedings, Conference on Settlement of Structures, Cambridge University, Cambridge, England, 1974, pp. 611-654.

Franzius J. J. N., Potts D. M., Burland J.B. (2006), "The response of surface structures to tunnel construction", Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering, Vol. 159, Issue GE1, pp. 3-17.

Hoek E. and Diederichs M.S. (2006), "Empirical estimation of rock mass modulus", J. of Rock Mechanics & Mining Sciences, No 43, pp. 203-215.

Mair R.J., Taylor R.N., Burland J.B. (1996), "Prediction of ground movements and assessments of risk of building damage due to bored tunneling", Int. Symp. On Geotechnical Aspects of Underground Constructions in Soft Ground, London, Mair and Taylor eds., pp. 713-717, Balkema Publ., Rotterdam.

Potts D.M., Addenbrooke T.I. (1997), "A structure's influence on tunneling – induced ground movements", Proc. Instn. Civ. Engrs., Vol. 125, Issue 2, pp. 109-125.

Skempton A.W., Mac Donald D.H. (1956), "Allowable settlement of buildings", Proceedings, Instn. Civ. Engrs., Part III, Vol. 5, pp. 727-768.

Παράρτημα

Παρουσιάζονται τα διαγράμματα που προέκυψαν από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων από τις αναλύσεις με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Στα διαγράμματα αυτά χρησιμοποιούνται οι εξής συμβολισμοί:

2a : διώροφο κτίριο, εύκαμπτες πλάκες

2b : διώροφο κτίριο, πλάκες μέσης ακαμψίας

2c : διώροφο κτίριο, άκαμπτες πλάκες

3a : τριώροφο κτίριο, εύκαμπτες πλάκες

3b : τριώροφο κτίριο, πλάκες μέσης ακαμψίας

3c : τριώροφο κτίριο, άκαμπτες πλάκες

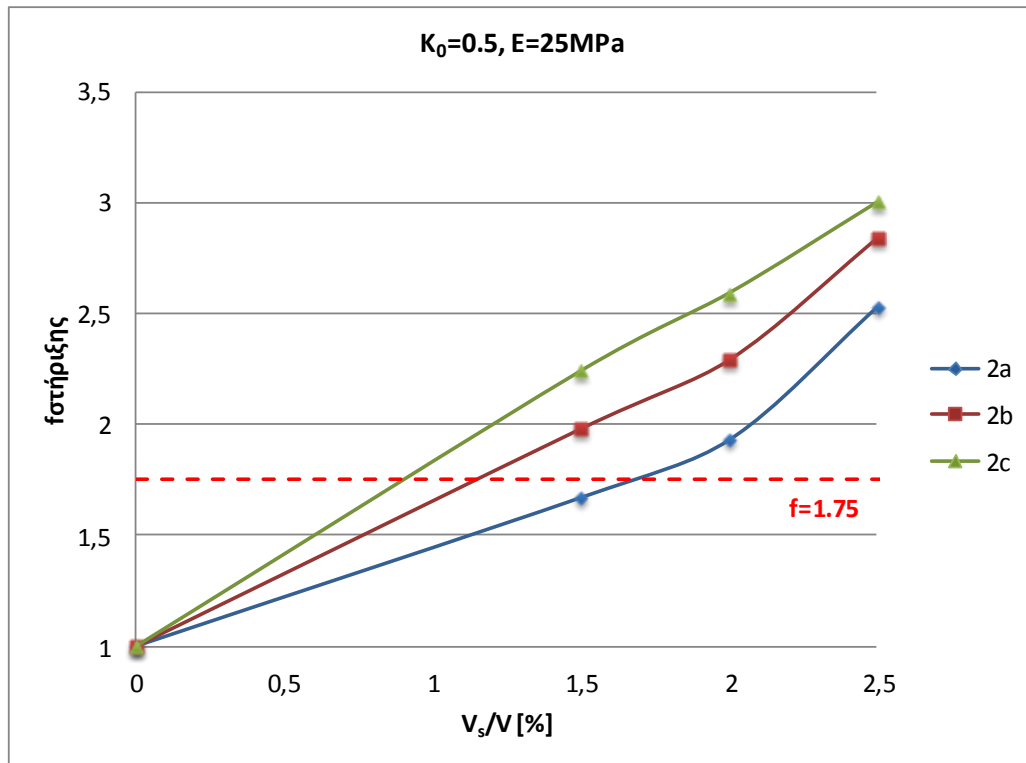
4a : τετραώροφο κτίριο, εύκαμπτες πλάκες

4b : τετραώροφο κτίριο, πλάκες μέσης ακαμψίας

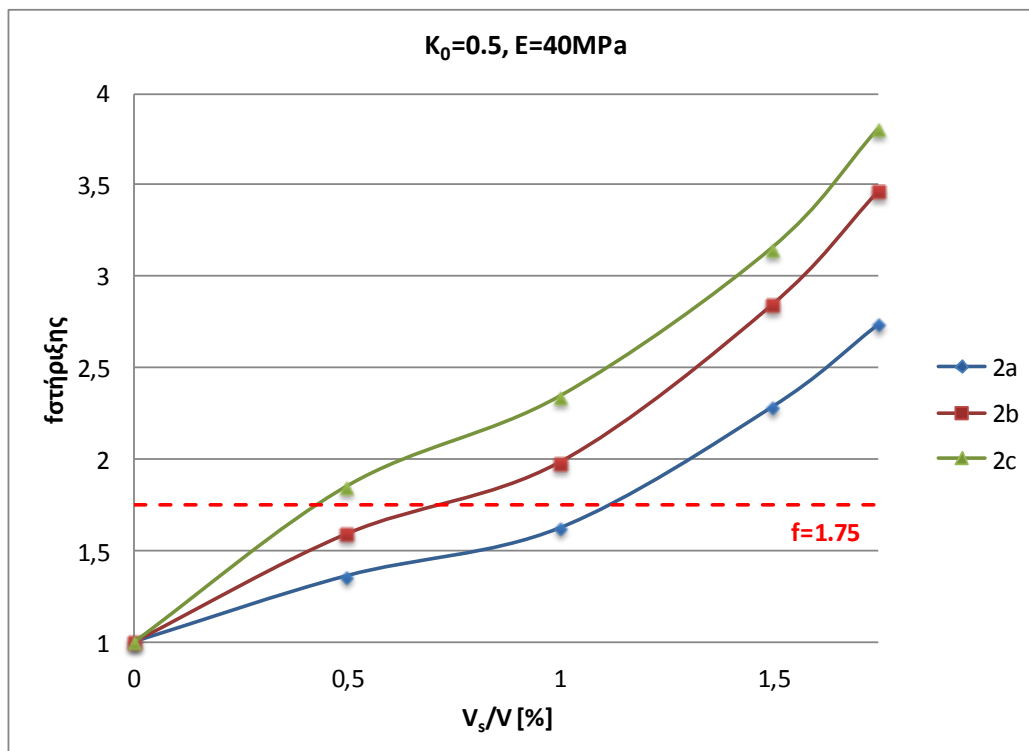
4c : τετραώροφο κτίριο, άκαμπτες πλάκες

$$\text{στήριξης: } f_{\text{στήριξης}} = \frac{M_{\text{στήριξης}}^{\text{μετά τη διάνοιξη}}}{M_{\text{στήριξης}}^{\text{προ διανοίξεως}}}$$

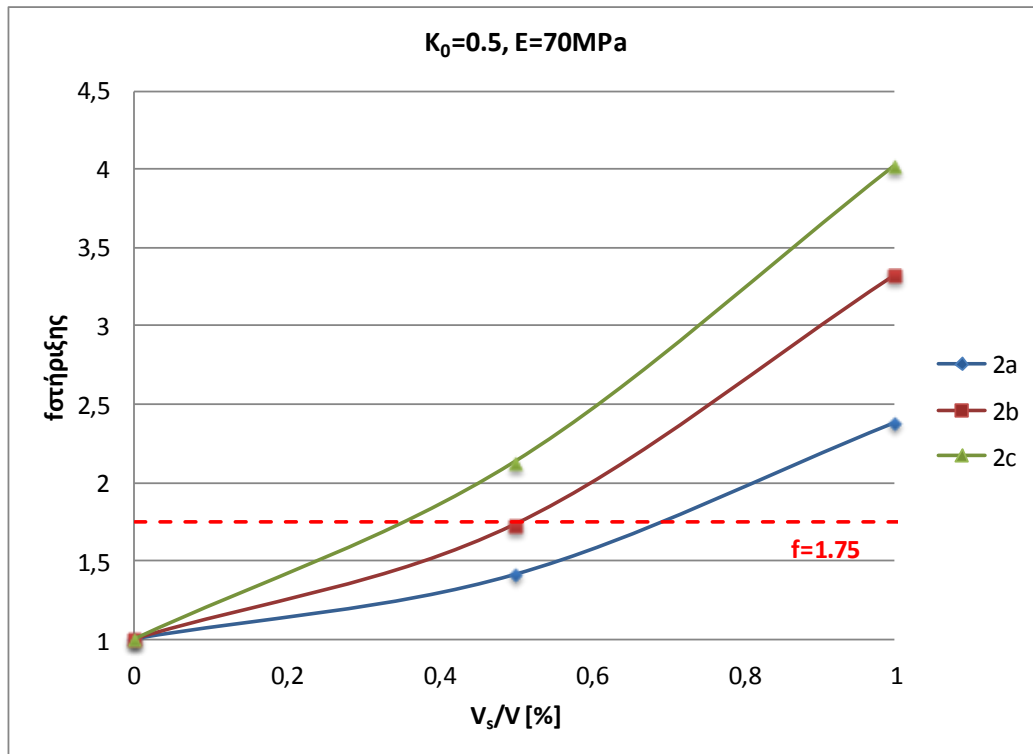
$$\text{ανοίγματος: } f_{\text{ανοίγματος}} = \frac{M_{\text{ανοίγματος}}^{\text{μετά τη διάνοιξη}}}{M_{\text{ανοίγματος}}^{\text{προ διανοίξεως}}}$$



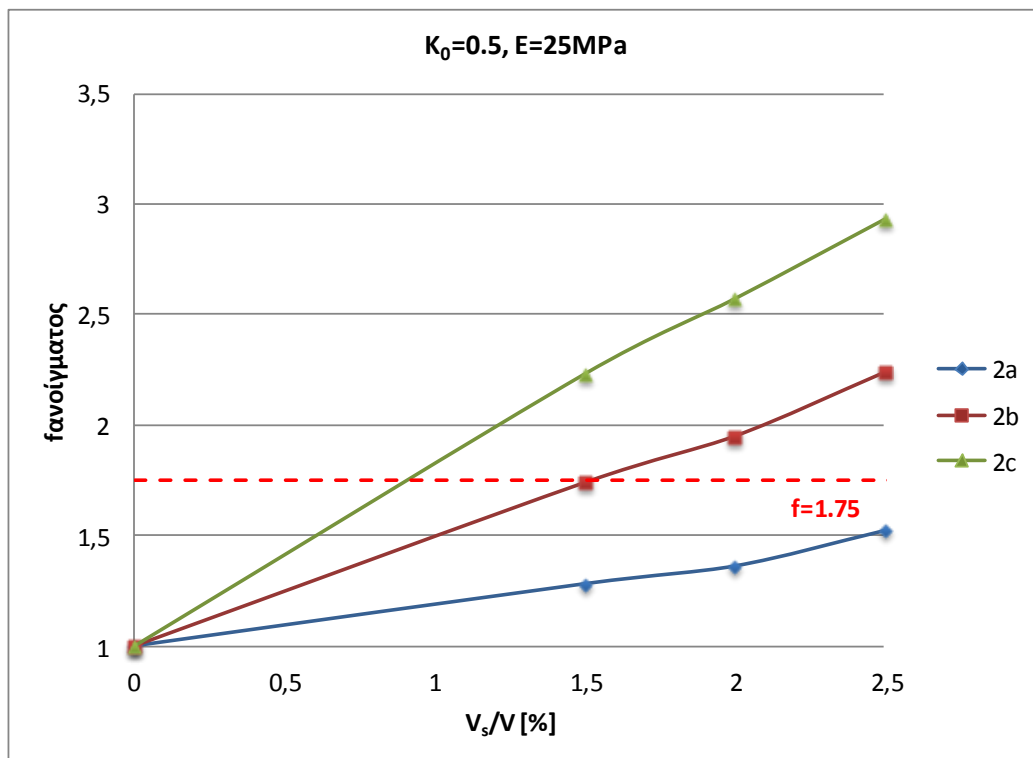
Σχ. 1 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη, διώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=25\text{MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



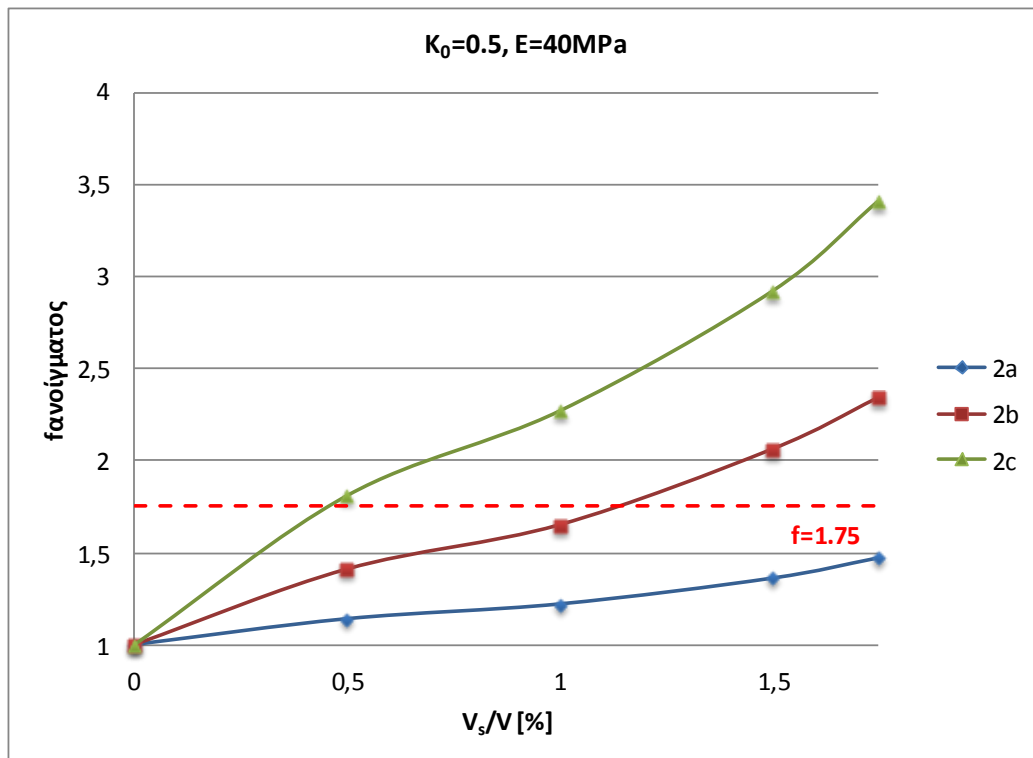
Σχ. 2 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη, διώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=40\text{MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



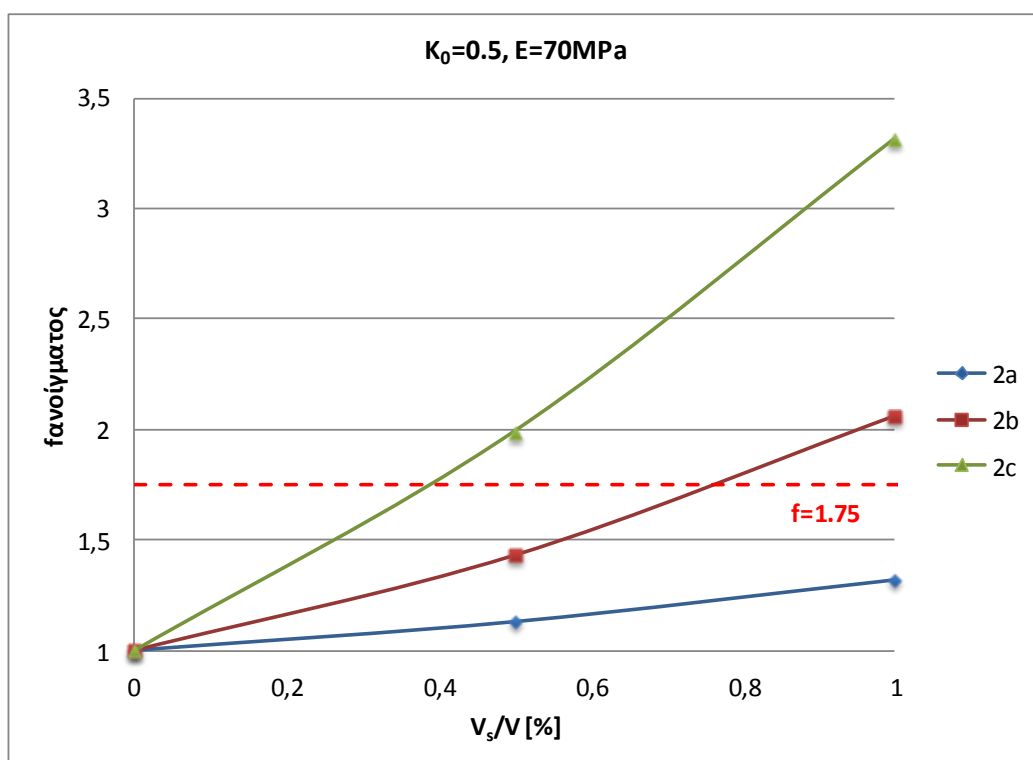
Σχ. 3 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη, διώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=70\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



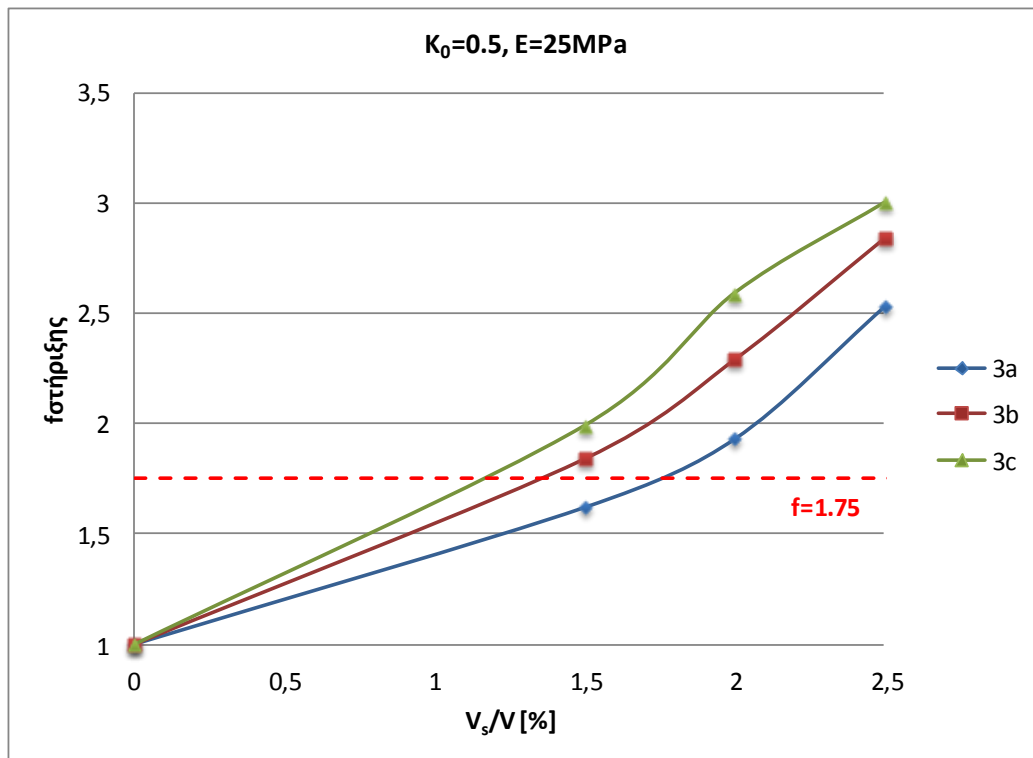
Σχ. 4 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα διώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=25\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



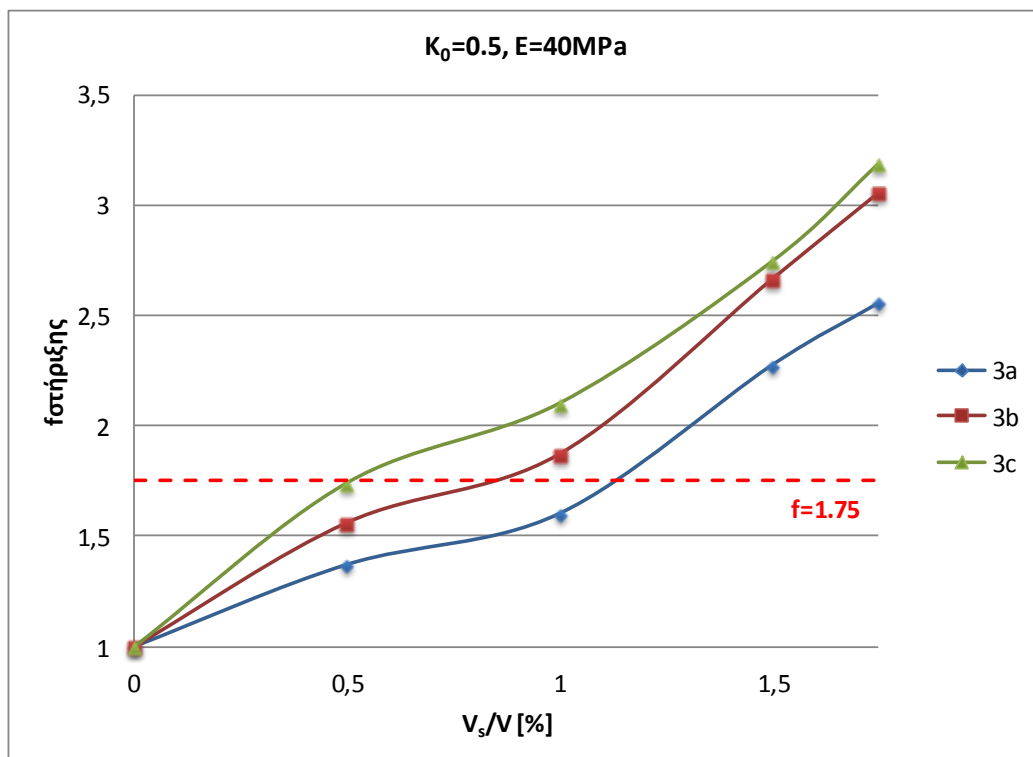
Σχ. 5 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα διώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=40\text{MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



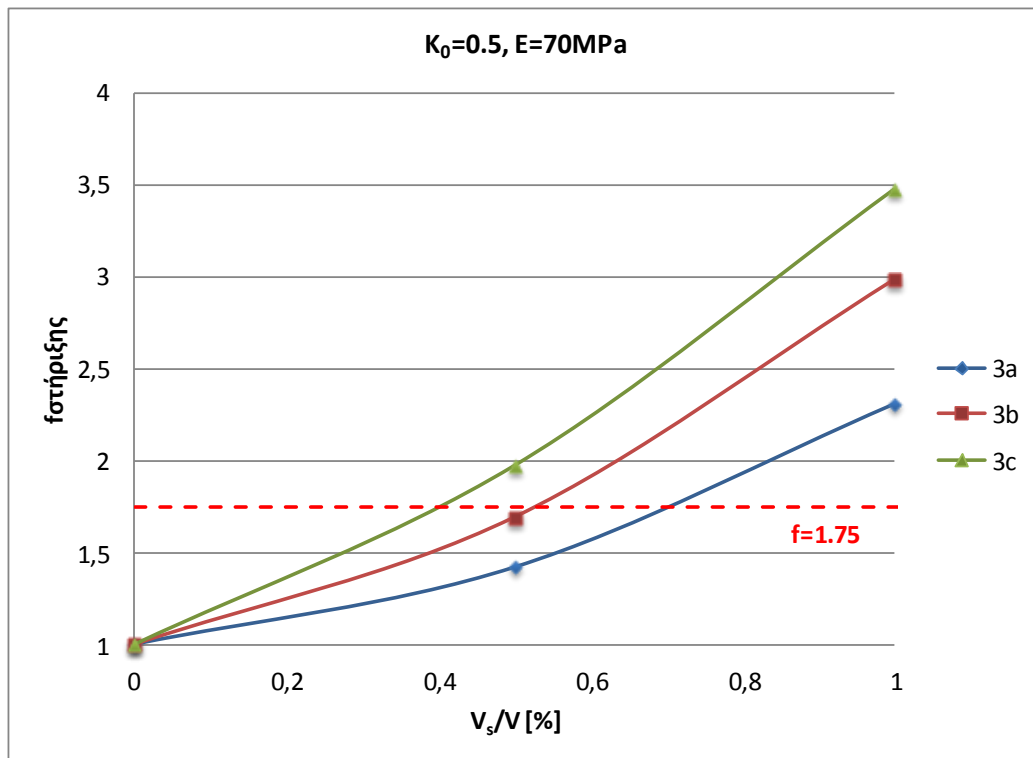
Σχ. 6 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα διώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=70\text{MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



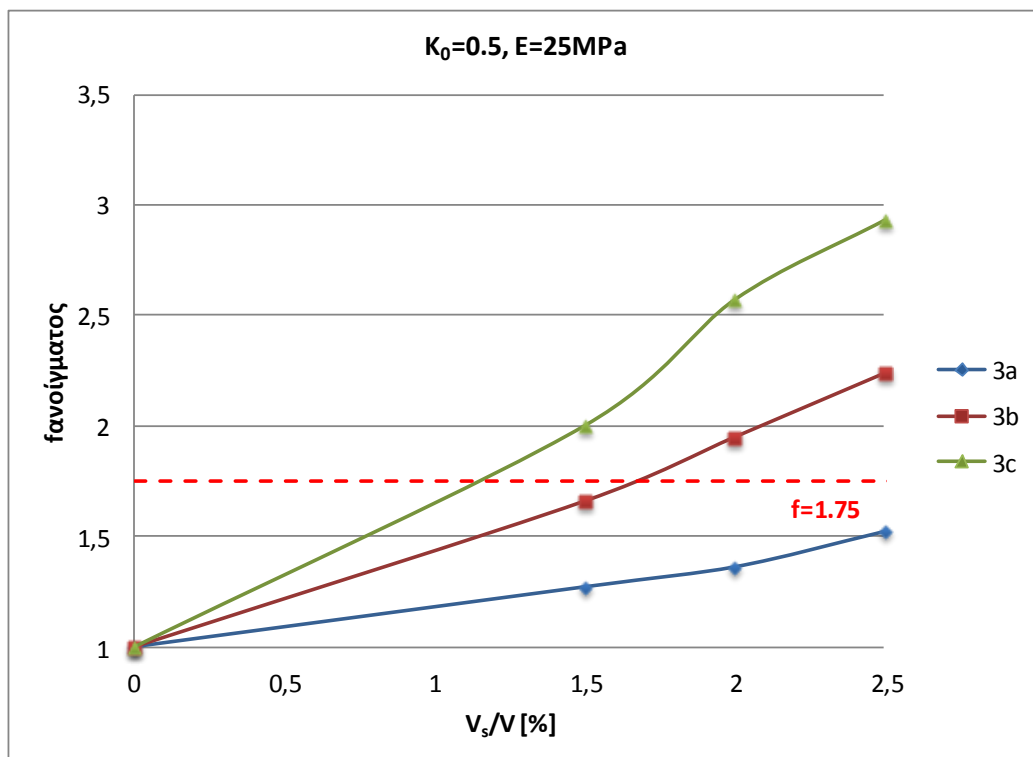
Σχ. 7 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τριώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=25\text{MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



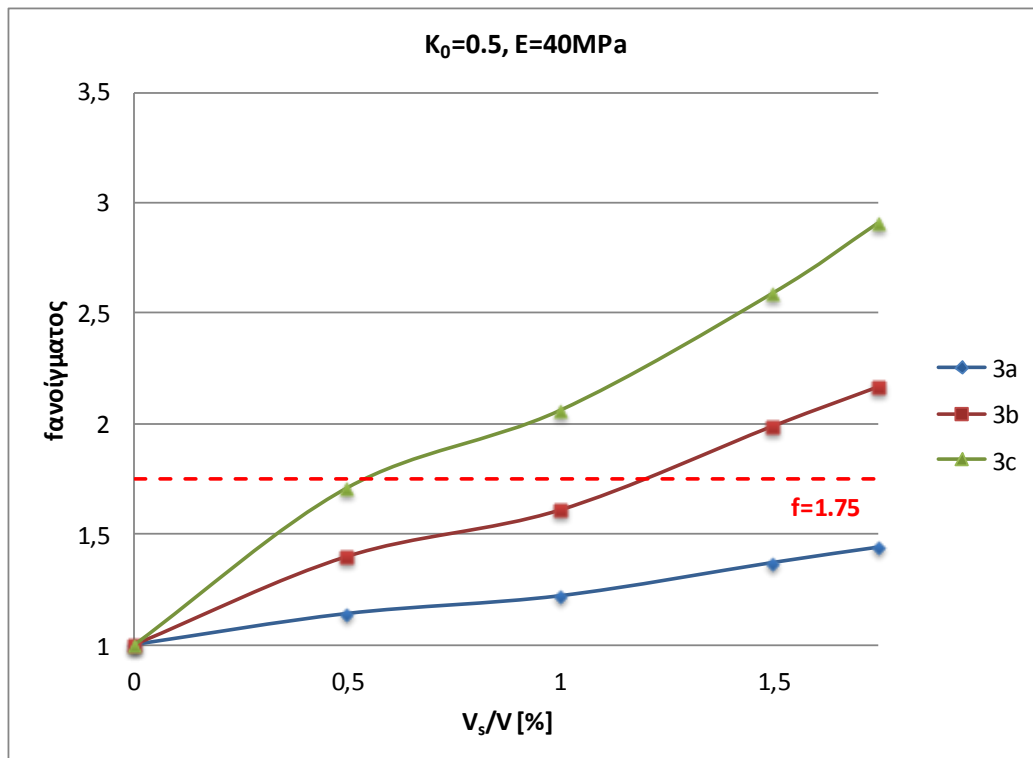
Σχ. 8 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τριώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=40\text{MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



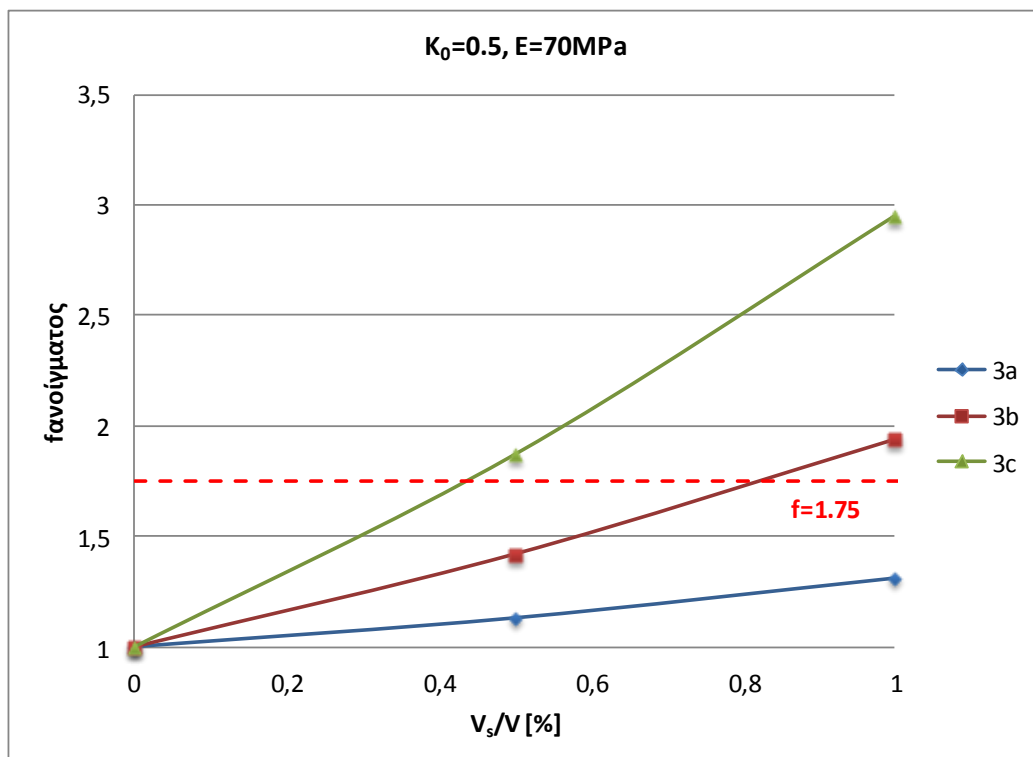
Σχ. 9 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τριώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=70\text{MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



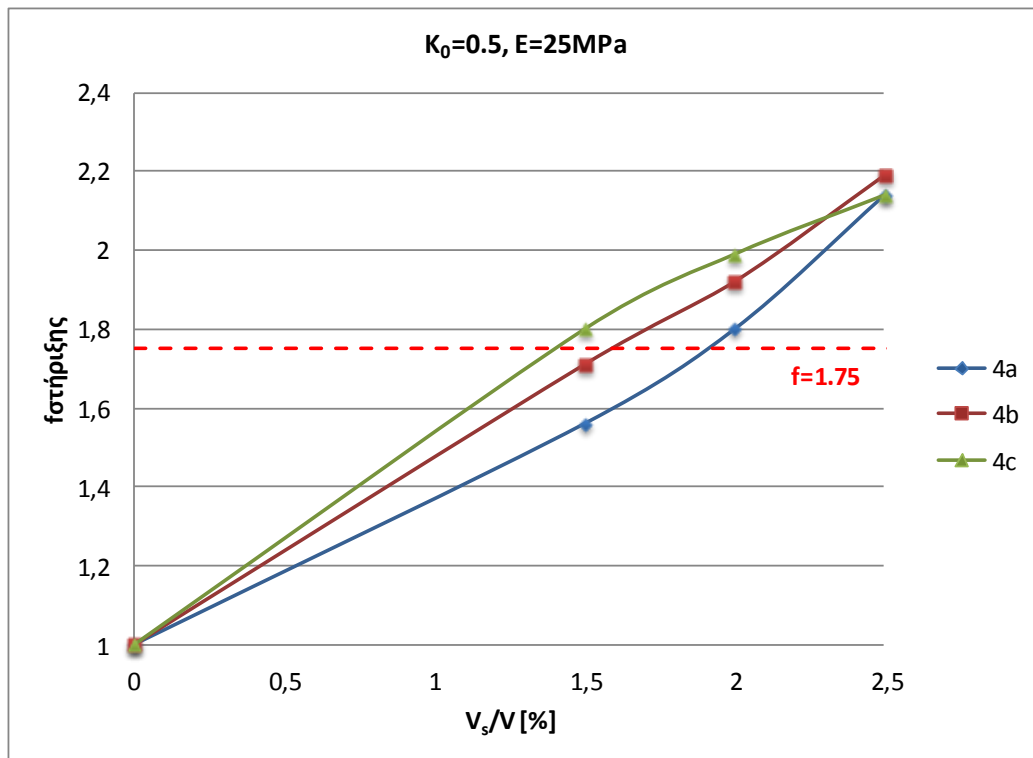
Σχ. 10 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα τριώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=25\text{MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



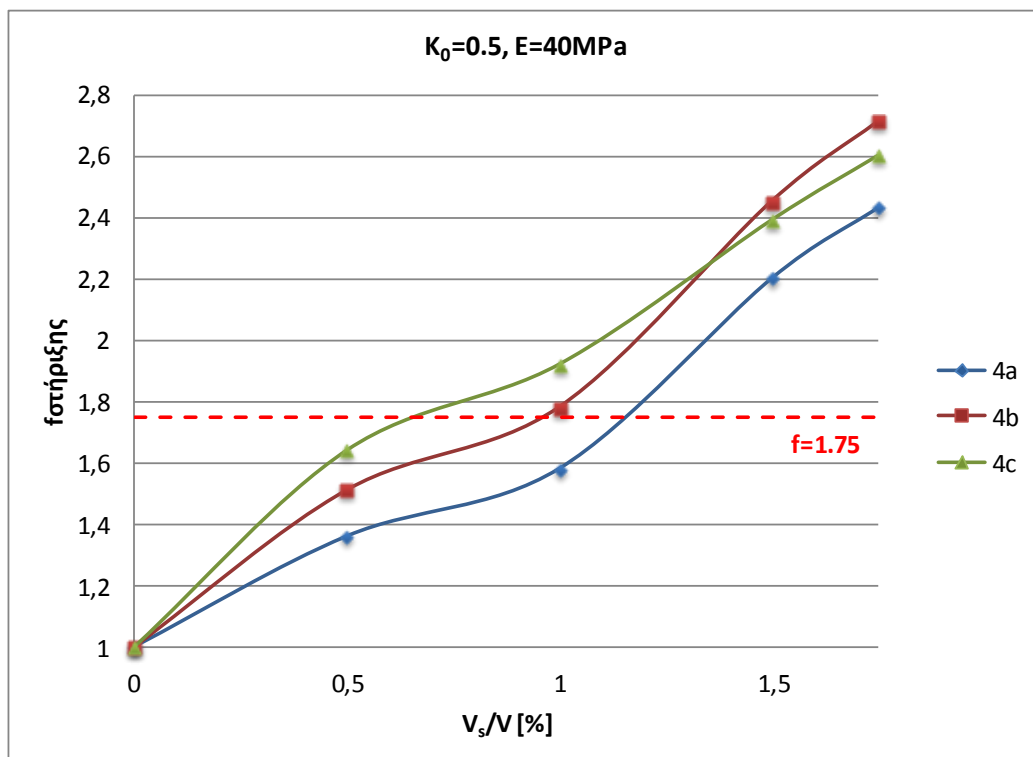
Σχ. 11 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα τριώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=40\text{MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



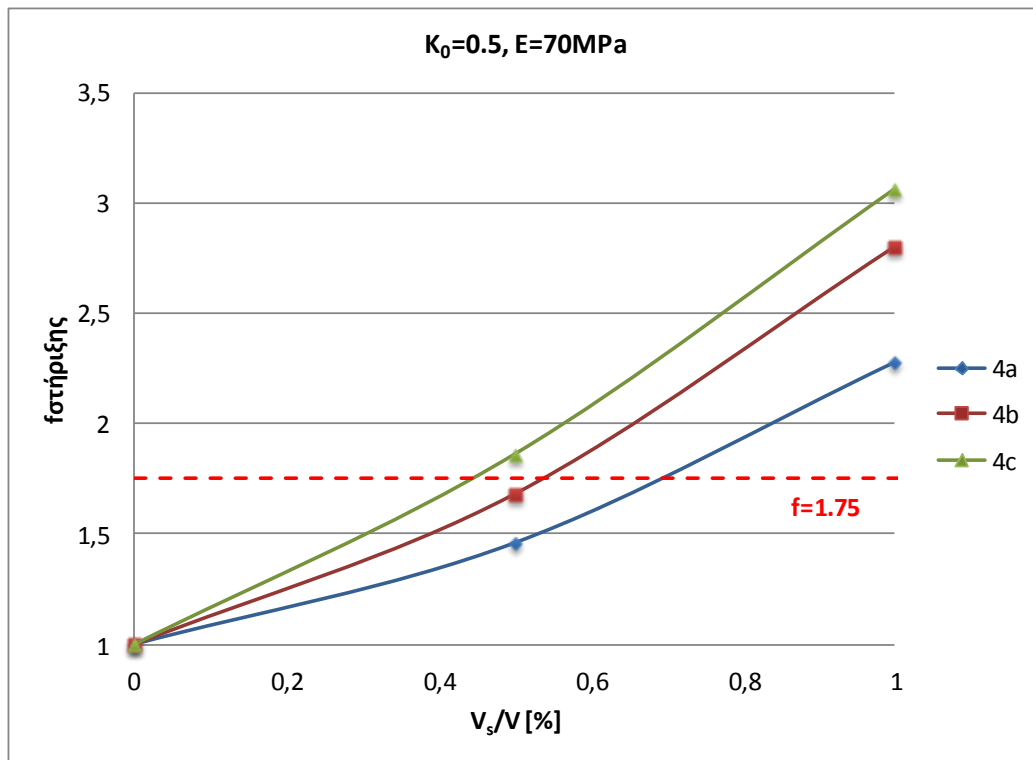
Σχ. 12 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα τριώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=70\text{MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



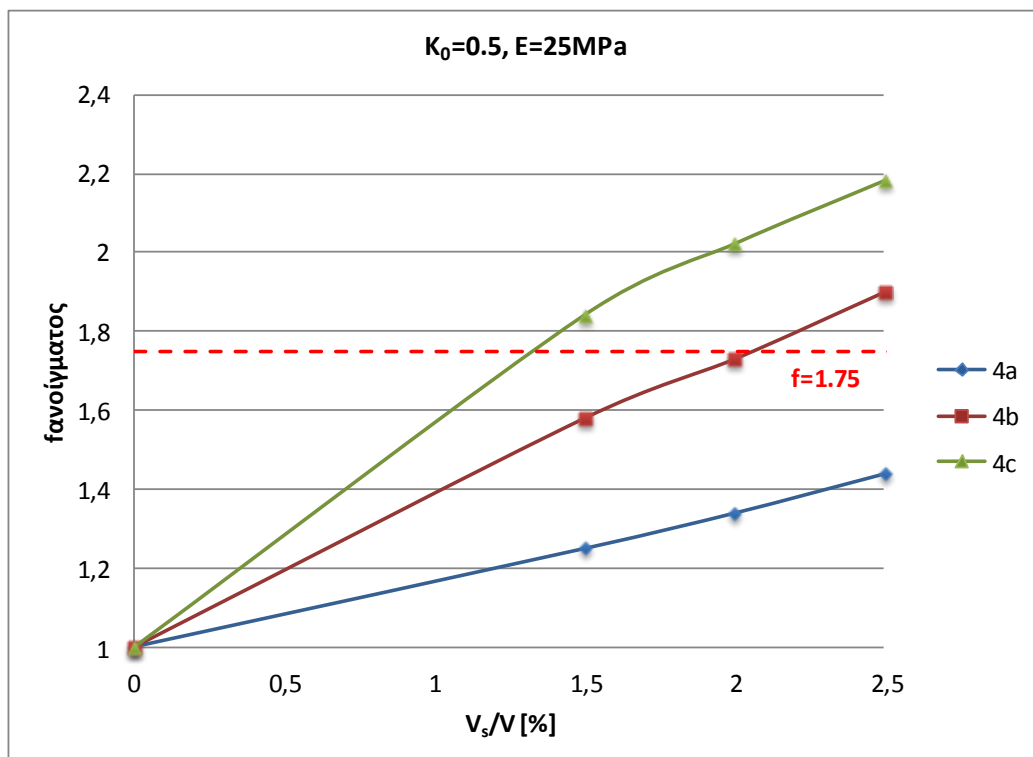
Σχ. 13 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=25\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



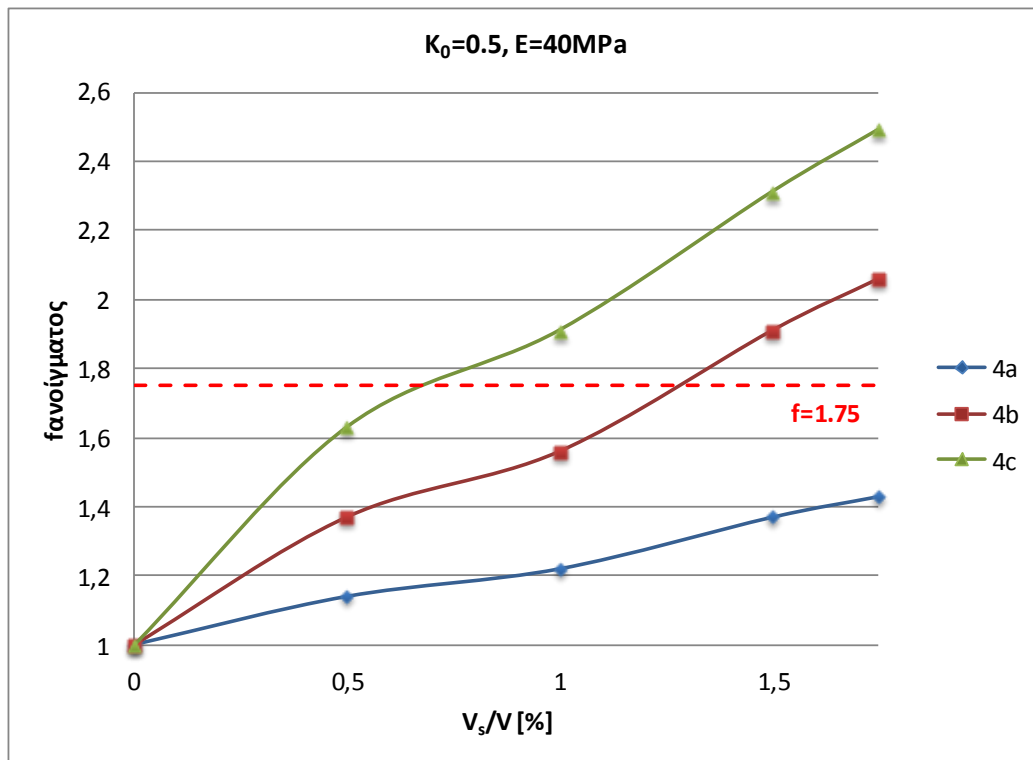
Σχ. 14 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=40\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



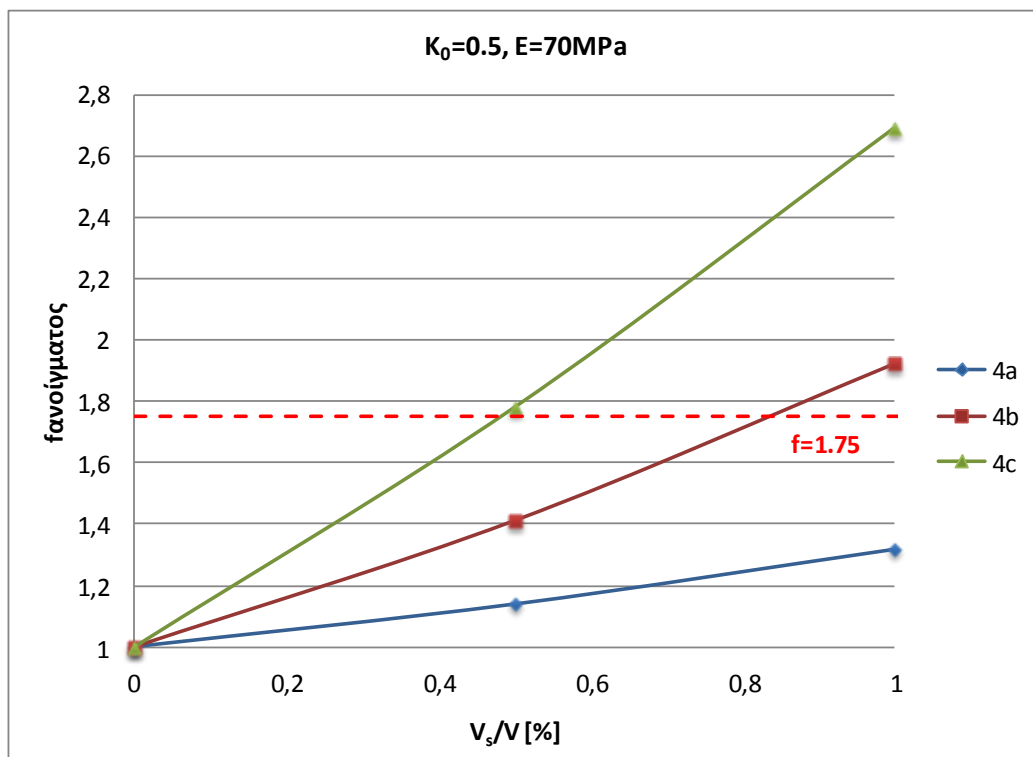
Σχ. 15 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5, E=70 MPa$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



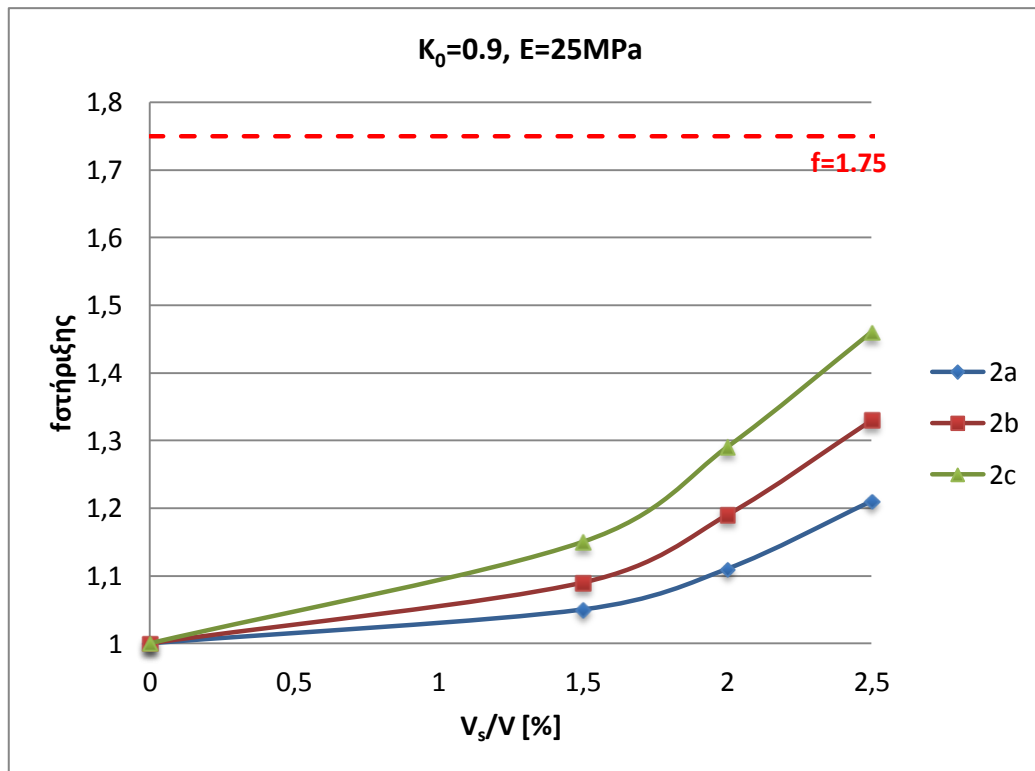
Σχ. 16 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5, E=25 MPa$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



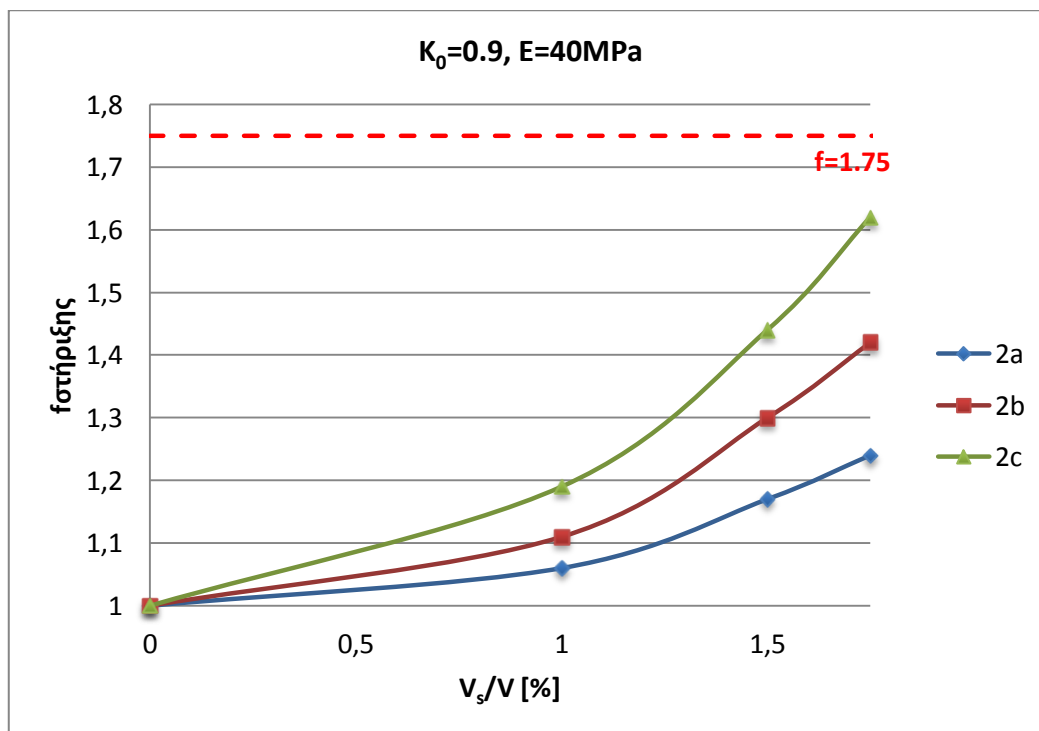
Σχ. 17 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=40\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



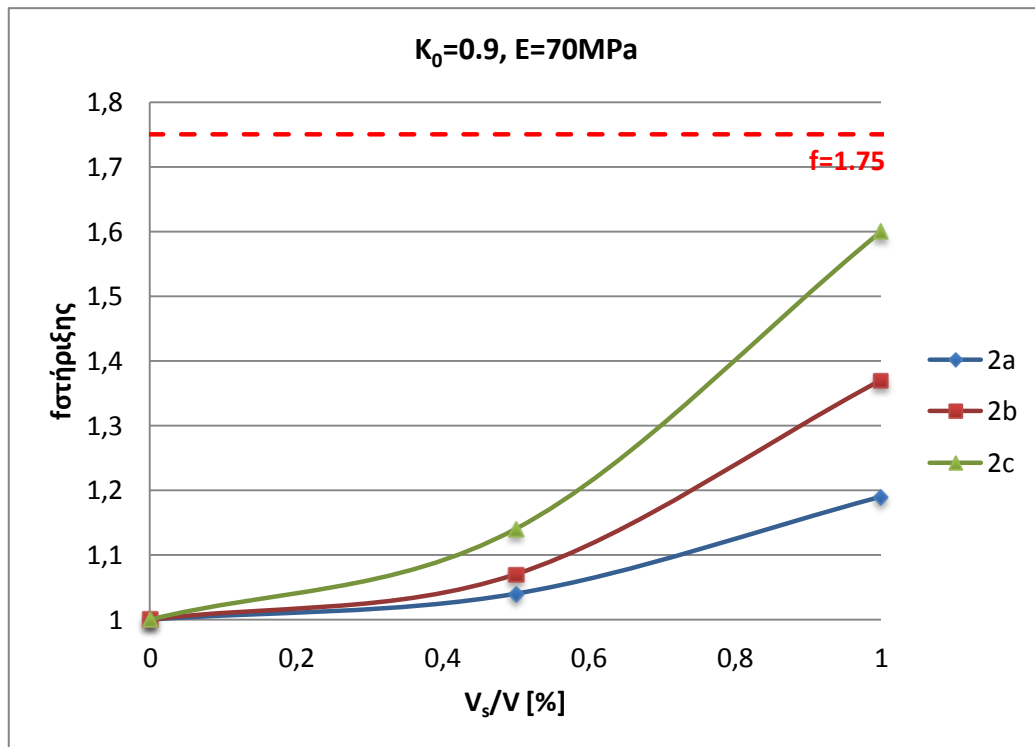
Σχ. 18 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.5$, $E=70\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



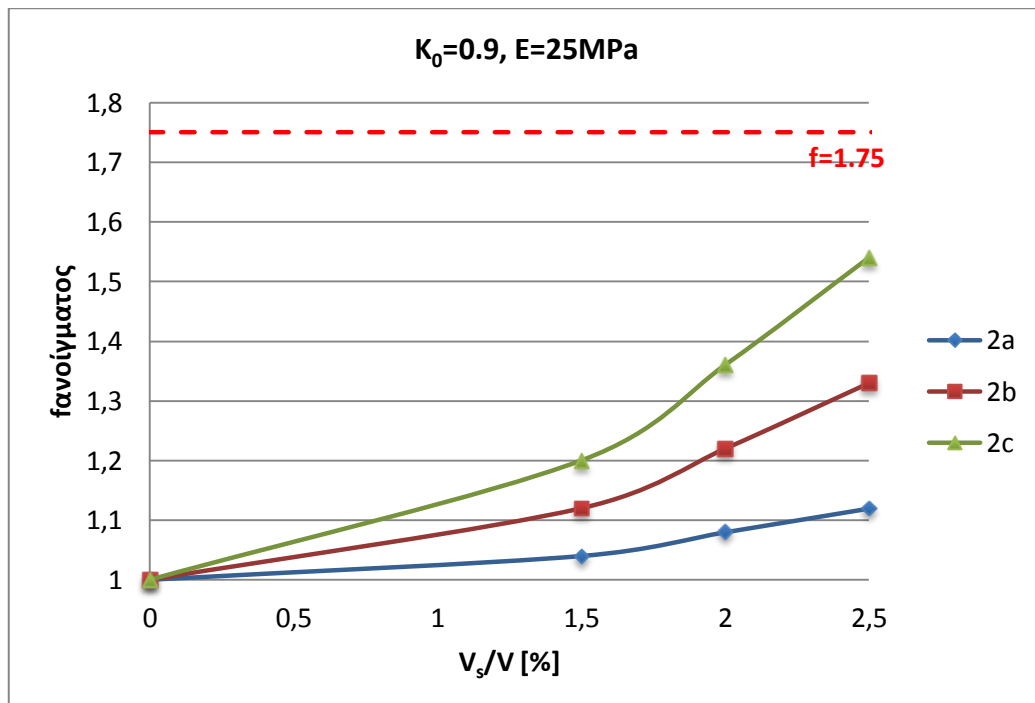
Σχ. 19 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη, διώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=25\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



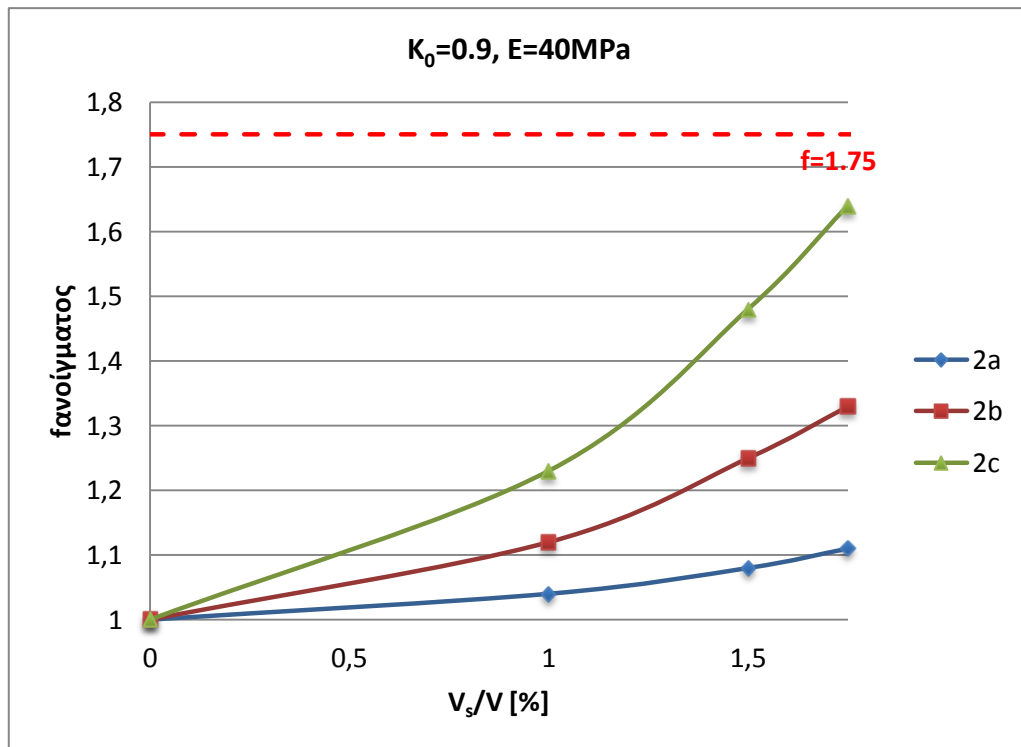
Σχ. 20 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη, διώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=40\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



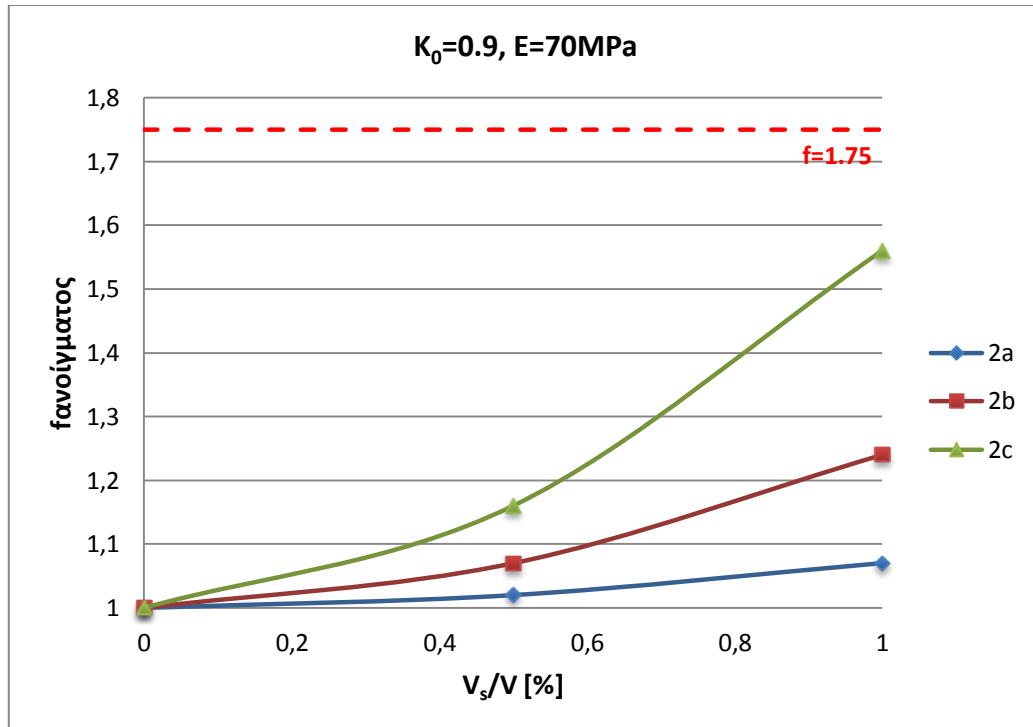
Σχ. 21 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη, διώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=70\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



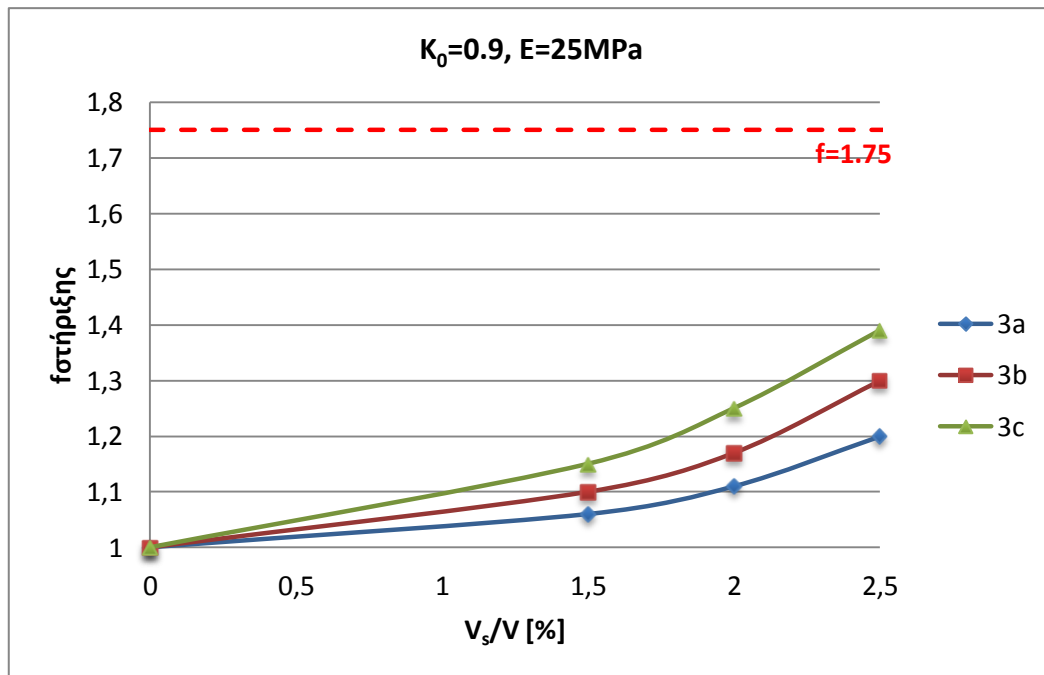
Σχ. 22 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα διώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=25\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



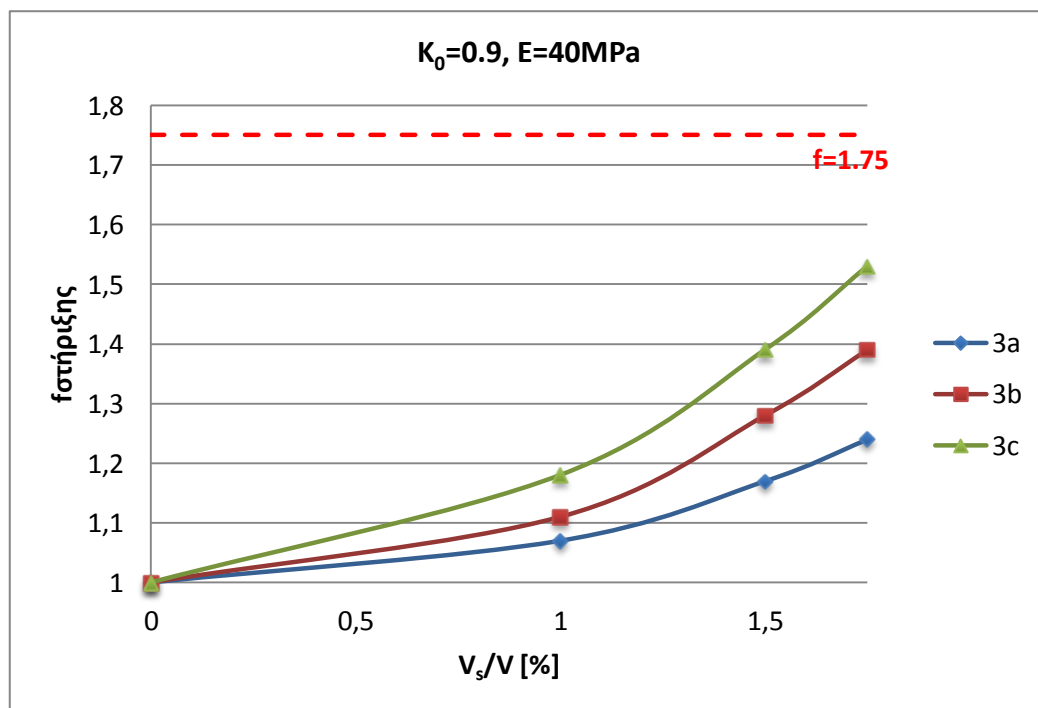
Σχ. 23 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα διώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=40\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



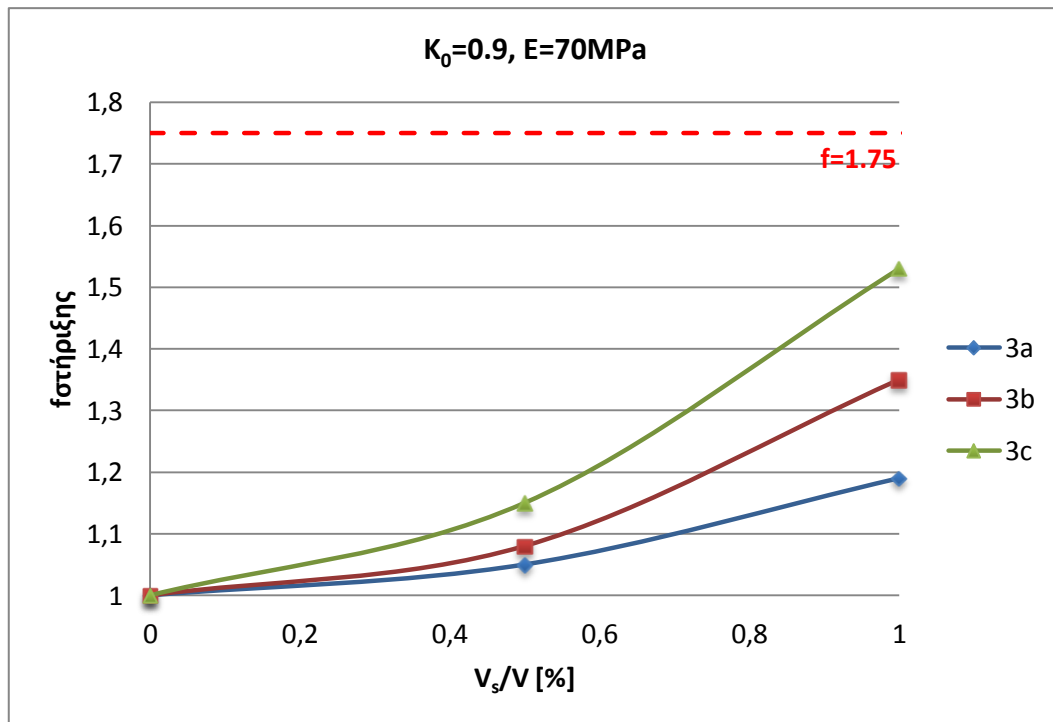
Σχ. 24 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα διώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=70\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



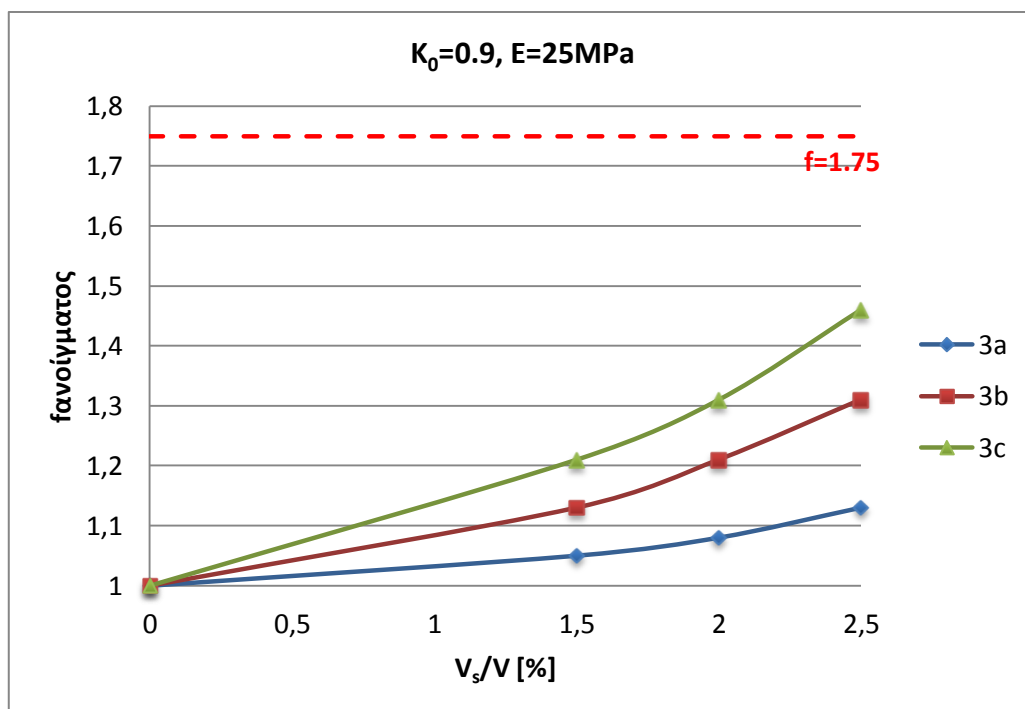
Σχ. 25 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τριώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=25\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



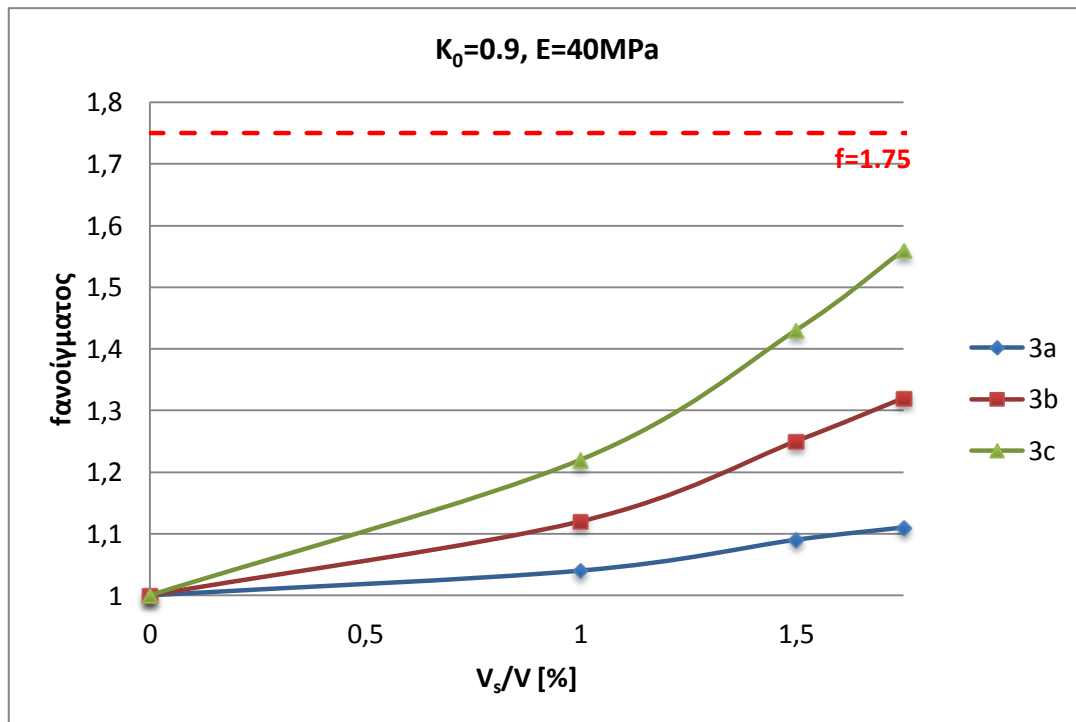
Σχ. 26 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τριώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=40\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



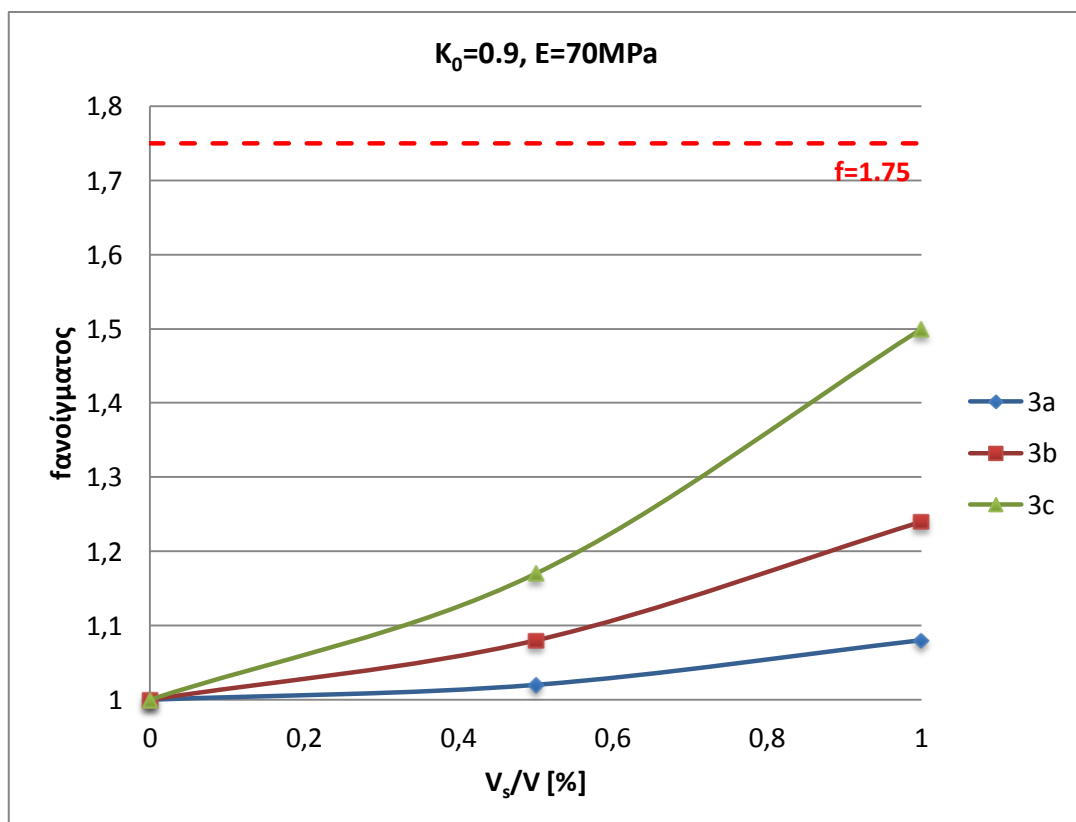
Σχ. 27 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τριώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=70\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



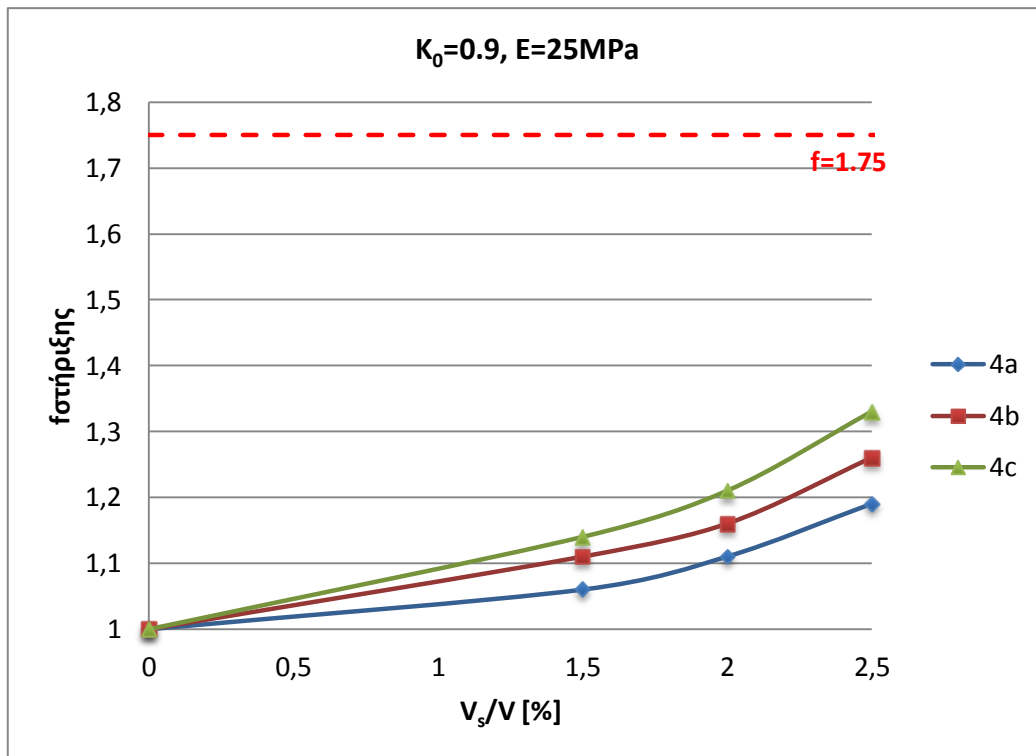
Σχ. 28 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα τριώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=25\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



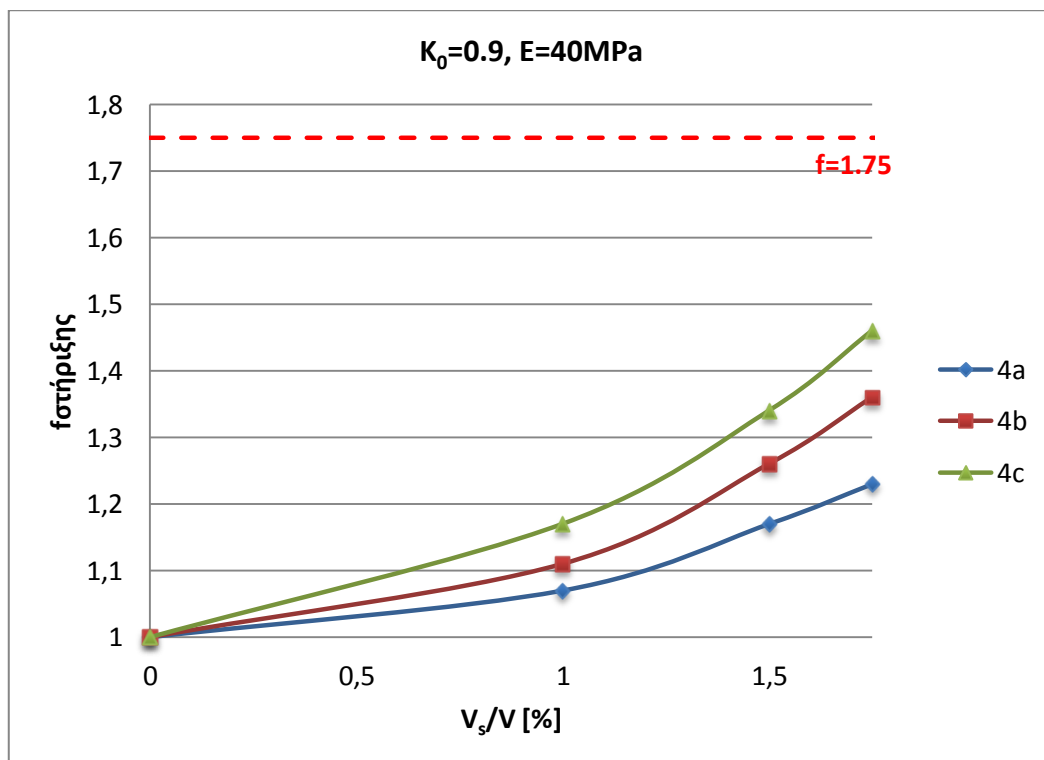
Σχ. 29 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα τριώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=40\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



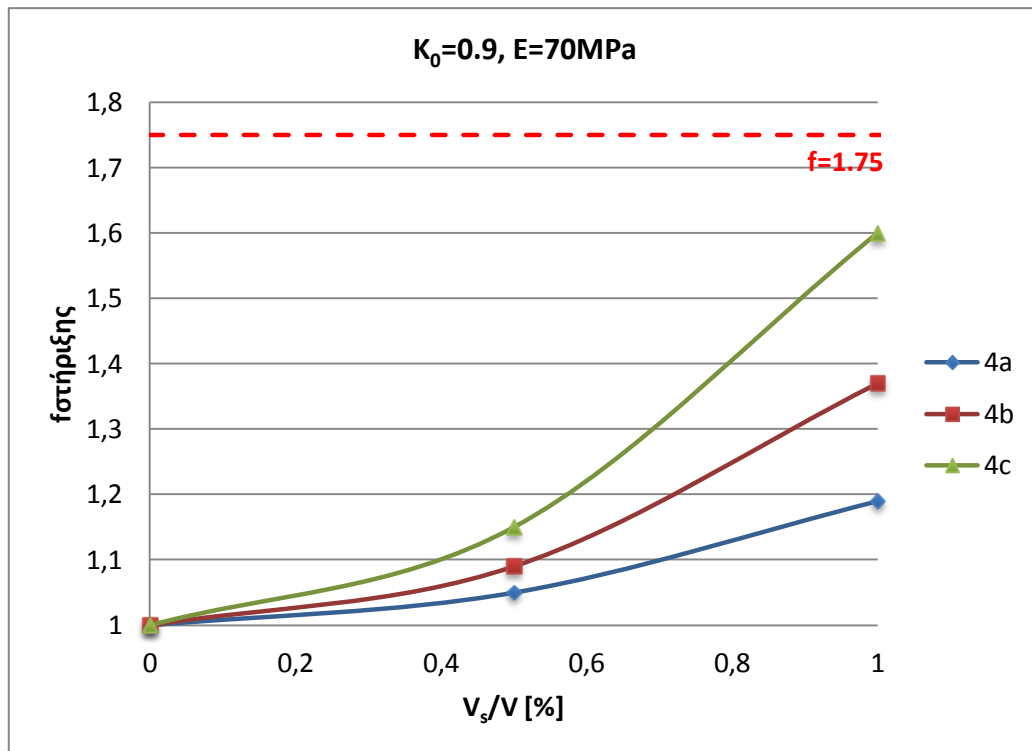
Σχ. 30 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα τριώροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=70\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



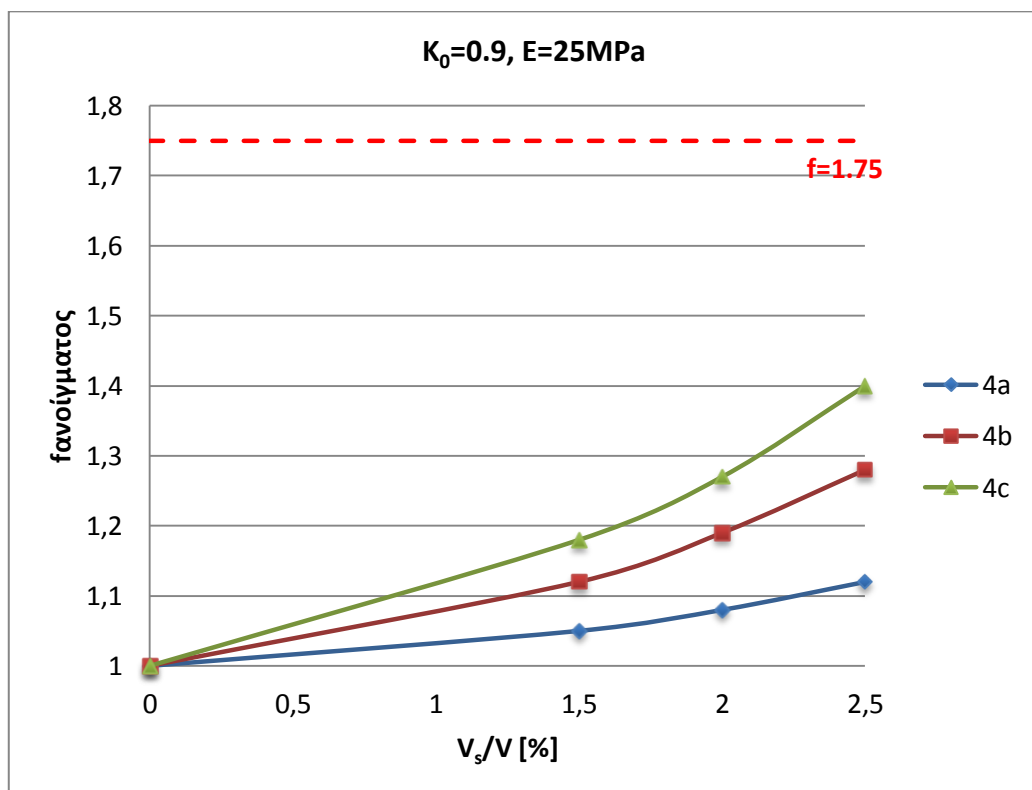
Σχ. 31 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τετραρόφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=25\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



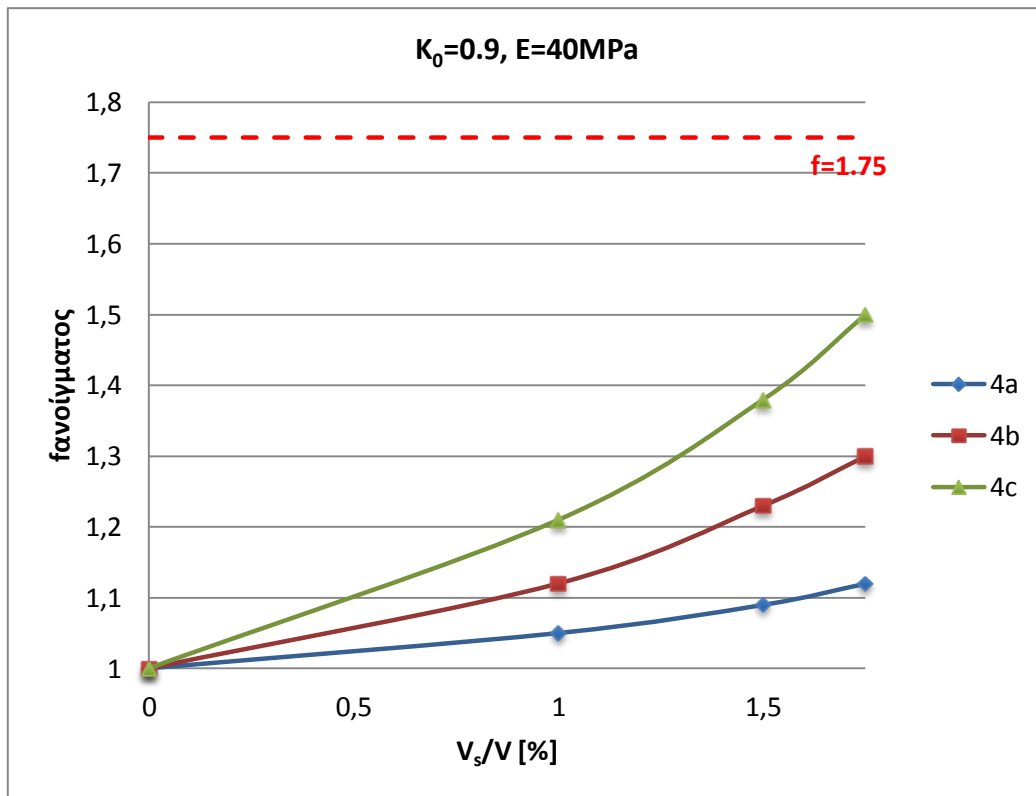
Σχ. 32 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τετραρόφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=40\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



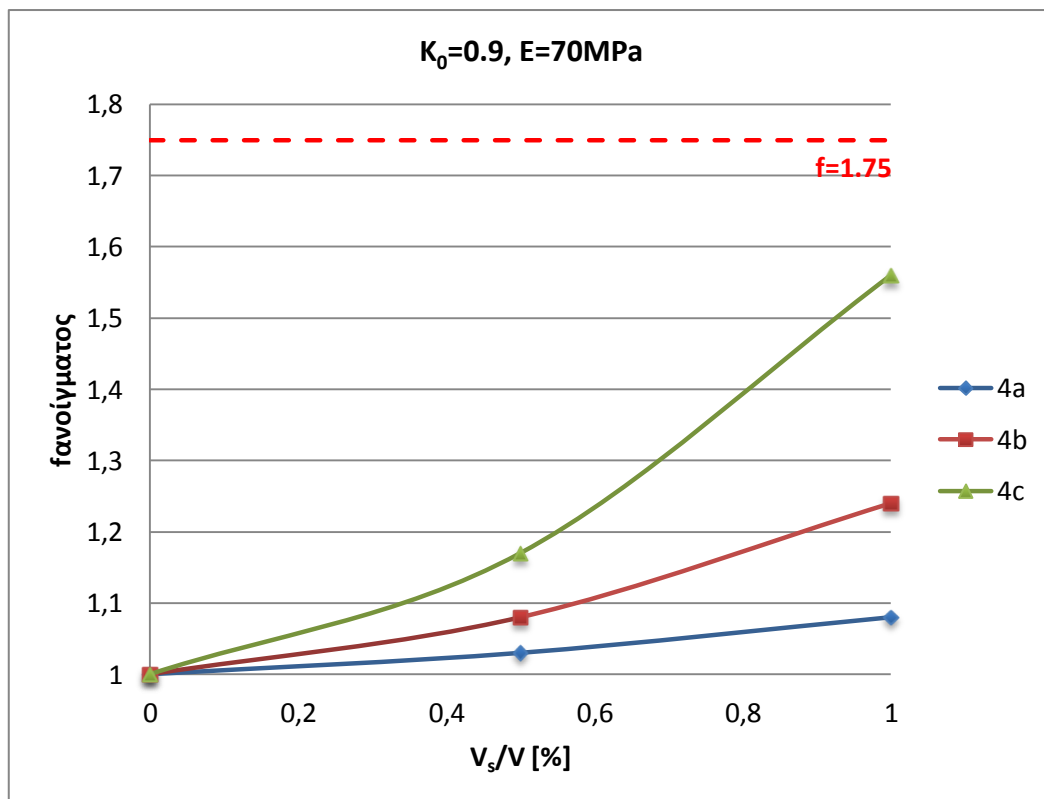
Σχ. 33 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στη στήριξη τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=70\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



Σχ. 34 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=25\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



Σχ. 35 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=40\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.



Σχ. 36 Μεταβολή του λόγου ανακατανομής των ροπών στο άνοιγμα τετραόροφου κτιρίου συναρτήσει της σχετικής απώλειας εδαφικού όγκου για $K_0=0.9$, $E=70\text{ MPa}$ για διαφορετικές περιπτώσεις ακαμψίας του κτιρίου.