

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ



ΣΧΟΛΕΣ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ – ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ,
ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΑΓΡΟΝΟΜΩΝ ΚΑΙ
ΤΟΠΟΓΡΑΦΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
Δ.Π.Μ.Σ. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία με τίτλο:

**«Εδαφικές μετατοπίσεις επιφανείας λόγω βαθιών εκσκαφών
αντιστηριζομένων με προεντεταμένες αγκυρώσεις»**

ΤΟΥ

Πασχάλη Ματσουλιάδη του Βασιλείου

Επιβλέπων Καθηγητής: Βασίλειος Παπαδόπουλος, (ε.σ.) Αν. Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, 2022

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS



SCHOOLS OF METALLURGICAL AND MINING ENGINEERING,
CIVIL ENGINEERING AND RURAL AND SURVEYOR
ENGINEERING
INTERDISCIPLINARY POSTGRADUATE PROGRAMME IN
DESIGN AND CONSTRUCTION OF UNDERGROUND WORKS

Master's dissertation:

«Ground surface displacements caused by deep excavations retained by prestressed anchorages»

conducted by

Paschalis Matsouliadis

Supervisor: Vasileios Papadopoulos, Associate Professor of NTUA

Athens, 2022

Εγκρίθηκε από την τριμελή εξεταστική επιτροπή στις 05/07/2022:

(Υπογραφή)

Βασίλειος Παπαδόπουλος, (ε.σ.) Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

Κωνσταντίνος Λουπασάκης, Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

Νικόλαος Γερόλυμος, Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

(Υπογραφή)

.....

Copyright © 2022 - ΠΑΣΧΑΛΗΣ ΜΑΤΣΟΥΛΙΑΔΗΣ του ΒΑΣΙΛΕΙΟΥ

Με επιφύλαξη κάθε δικαιώματος – All rights reserved

Student card: 0712001473

Project duration: September 2021-June 2022

Περίληψη

Η παρούσα μελέτη επικεντρώνεται στην διερεύνηση των εδαφικών μετατοπίσεων επιφανείας πλησίον βαθιών εκσκαφών στο φάσμα επιρροής συγκεκριμένων γεωτεχνικών παραμέτρων με τη χρήση μεθόδων FE. Συγκεκριμένα, εξετάζονται δύο τύποι εδαφών και τρεις φορτικές καταστάσεις αγκυρώσεων για τρεις συντελεστές ουδετέρων ωθήσεων.

Οι αναλύσεις συνίστανται από την κατασκευή και μοντελοποίηση της αντιστήριξης, ακολουθούμενες από αναλύσεις συνθηκών λειτουργικότητας, όπου το έδαφος προσομοιώνεται με τις παραμέτρους του μη γραμμικού καταστατικού μοντέλου Hardening Soil. Παράλληλες συσχετίσεις πραγματοποιούνται με το γραμμικά ελαστικό – ιδεωδώς πλαστικό (LE-PL) μοντέλο Mohr-Coulomb. Ιδιαίτερη έρευνα πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια επιλογής της ορθότερης γεωμετρικής αποτύπωσης των εκσκαφών καθώς και του καθορισμού των παραμέτρων του περιβάλλοντα εδαφικού χώρου και των δομικών στοιχείων.

Για την μοντελοποίηση λαμβάνεται υπόψη το μοντέλο μιας τυπικής αντιστήριξης ύψους $H = 15\text{ m}$ από πασσαλοσυστοιχίες με 4 σειρές προεντεταμένων αγκυρώσεων καθ' ύψος. Το εν λόγω σύστημα υπόκειται σε διδιάστατες αναλύσεις όπου ισχύουν συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain conditions), αλλά και σε τριαξονικές συνθήκες, όπου εξετάζονται τετραγωνικές εκσκαφές με λόγους μήκους/ύψους: α) $L/H = 1$ και β) $L/H = 2.5$ (L το μήκος της εκσκαφής).

Τα αποτελέσματα εξάγονται κυρίως σε όρους κανονικοποιημένων καθιζήσεων επιφανείας και πλευρικών μετατοπίσεων και δευτερευόντως σε διαγράμματα συντελεστή ασφαλείας. Η εργασία ολοκληρώνεται με τις συσχετίσεις των αποτελεσμάτων μεταξύ διδιάστατων και τριδιάστατων αναλύσεων, ενώ παράλληλα σχολιάζονται τα προφίλ των καθιζήσεων. Τα συμπεράσματα συνοψίζονται στην αποτίμηση της επιρροής των γεωτεχνικών παραμέτρων στις καμπύλες καθιζήσεων και των συνθηκών ανάλυσης.

Λέξεις Κλειδιά: Βαθιές εκσκαφές, προεντεταμένες αγκυρώσεις, προφίλ καθιζήσεων, 2D - 3D F.E.

Extended summary

1. INTRODUCTION

The continuous urbanisation of the metropolitan areas entails significant demands on underground works and sustainability along with the assessment of impact to the adjacent infrastructure. Therefore, the design of retaining structures in the frame of serviceability limit states with advanced methods is highly recommended.

Such methods have been widely presented by several researchers, as for instance by Peck (1969), O'Rourke (1976), Mana & Clough (1981), Clough & O' Rourke (1990) and Hsieh & Ou (1998) and established as semi-empirical methods for predicting ground settlement profiles, referring to specific retaining systems on given soil conditions and in-situ data. Simplified models have also been proposed for ground surface settlements under 2D F.E conditions (i.e. Schweiger 1998). However, published research examining an integrated design procedure of a retaining system both under 2D and 3D conditions is rather limited.

Based on such studies, the scope of the current study is to introduce a parametric investigation on the ground surface displacements adjacent to deep excavations using both 2D and 3D F.E models. The displacements caused by deep excavations can be distinguished in the following:

- settlements
- lateral displacements
- basal heave

and are greatly affected by factors such as:

- the width, length and height of the excavation
- the retaining structure's stiffness
- the type and the spacing of the lateral support
- the mechanical characteristics of the soil
- the coefficient at rest
- the workmanship during construction

It's rather conceivable that combining all factors into one analysis would create a large spectrum of parameters and incomparable results. Thus, the current study employs a typical $H = 15\text{ m}$ tie-back wall system supported by 4 rows of prestressed anchorages. The latter has been subjected to 2D analyses, where plain strain conditions are considered and to triaxial conditions, where rectangular plan view is considered for ratios: a) $L/H = 1$ and b) $L/H = 2.5$ (whereas L is the excavation length).

The analyses consist of the construction and simulation of the retaining structure, followed by serviceability states' examination, where the soil is modelled by the non-linear constitutive model Hardening Soil. Elastic-perfectly plastic (LE-PL) Mohr-Coulomb models are also employed for comparison. Particular attention has been given to the excavation geometry as well as the definition of the surrounding soil and the structures characteristics.

2. DESIGN PROCEDURE

The displacements' parametric investigation by F.E models requires a well-defined geometry, well-simulated retaining structure and specific assumptions for the anchorages. Therefore, the design procedure, as a preliminary stage, consists of the a) geometry, b) material properties and c) influence parameters under which the comparisons are held.

2.1 Geometry

The geometry model of Figure 1 has taken into account an arbitrary preliminary simulation of rectangular excavations of two types:

- Rectangular excavation: $L/B = 1$
- Rectangular excavation: $L/B = 2.5$

where L : the length of excavation and B : the width of excavation

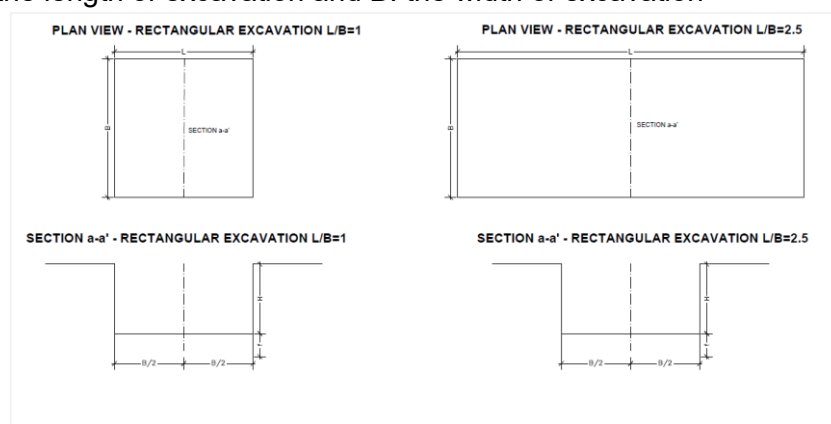


Figure 1: Plan view of the examined geometry.

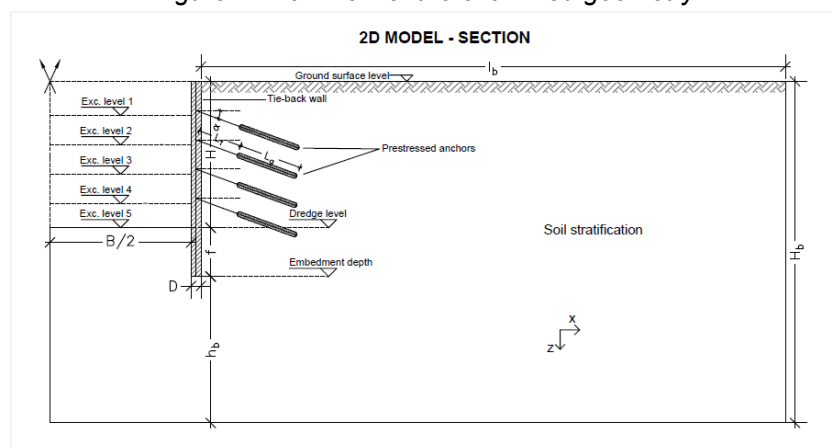


Figure 2: Imported geometry for 2D analysis.

For the rectangular excavation with ratio $L/B = 2.5$, 2D F.E models have been taken into account (Figure 2) supposing that plain strain conditions could adequately correspond to the existing conditions, whilst for the ratio $L/B = 1$, triaxial conditions are necessarily recommended. Particularly, two types of rectangular plan views are considered given the pre-defined height of excavation $H = 15\text{ m}$:

- $L/H \approx 1$
- $L/H \approx 2.5$

whereas L is the excavation length.

The selection of such has been made, so that integer number of piles could fit in the width and length of excavation none of which on the boundaries as shown in Figure 3.

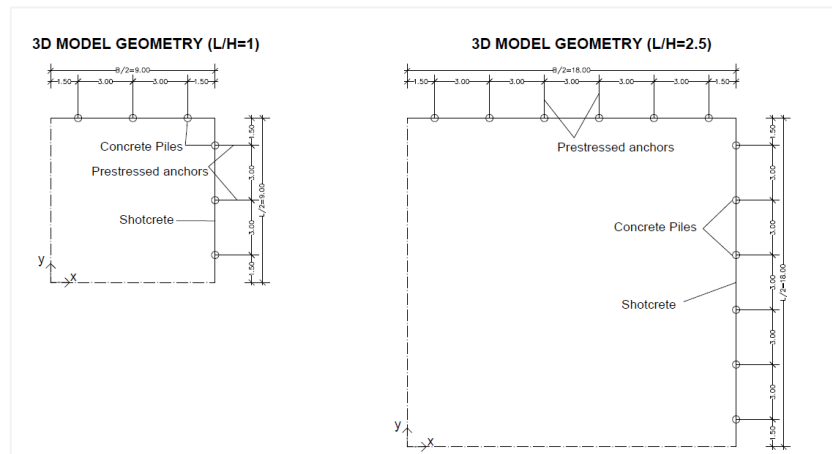


Figure 3: Imported geometry for 3D analyses.

The geometry is being imported rigorously into the F.E software (Figure 4a, 4b, 4c).

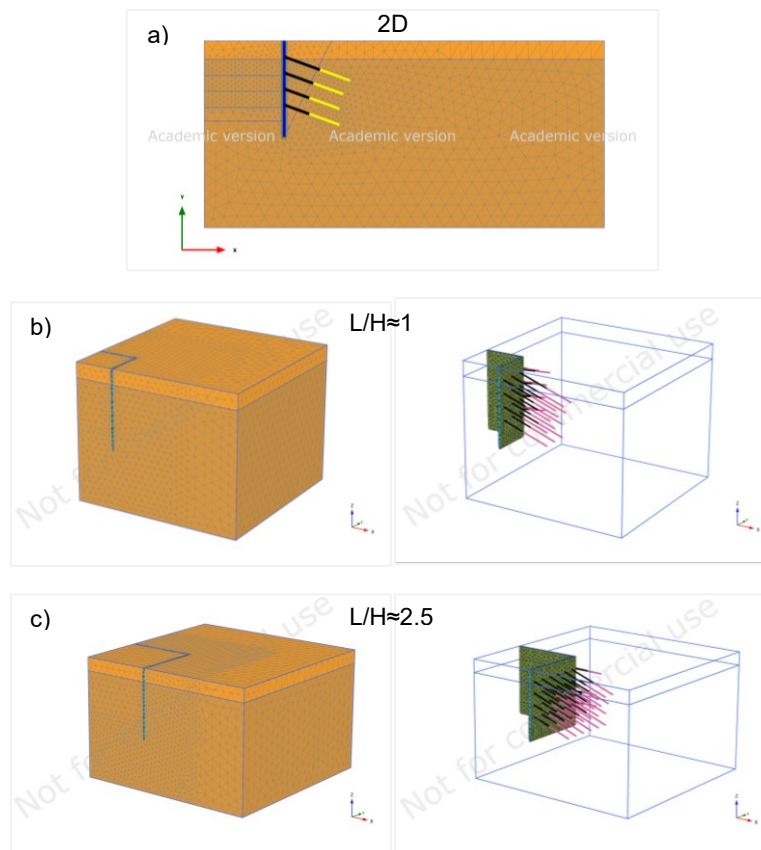


Figure 4: 2D and 3D FE models.

2.2 Material properties

The retaining bulkhead characteristics have been derived by geotechnical parametric investigation. Particularly, two soil stratifications have been considered:

- Soil,1: weather conglomerate with overlying weathering mantle of clayey sand & gravel of maximum thickness 3.5 meters , in which the soil behavior can be assumed as “non-cohesive”

- Soil,2: overconsolidated clay, in which the soil behavior can be modelled as purely cohesive

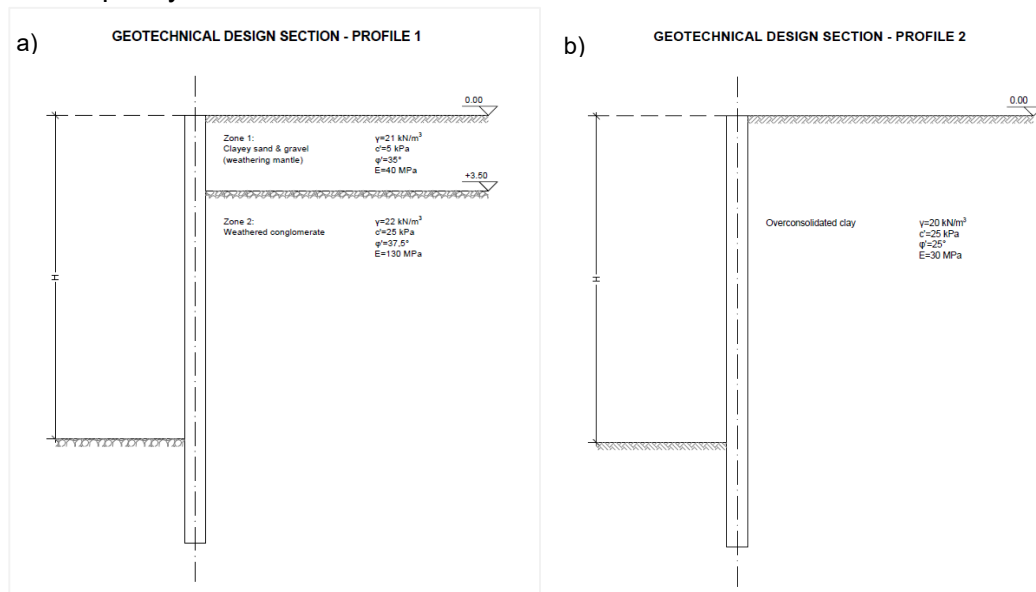


Figure 5: Geotechnical design sections, a) soil profile 1, b) soil profile 2.

,whilst the retaining system consists of a series of concrete piles and a thin layer of shotcrete in-between them. Particularly, piles of $\varnothing 80\text{cm}$ piles with 3 meters of spacing along the transversal direction have been modelled.

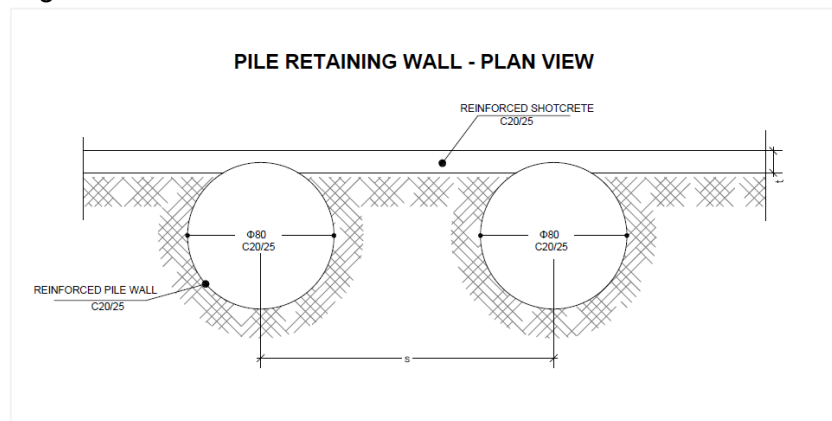


Figure 6: Plan view of the retaining piles.

Table 1: Pile design characteristics.

Description	Symbol (unit of measurement)	Value
Excavation height	H (m)	15
Embedded pile length	f (m)	3
Pile diameter	\varnothing (m)	0.80
Pile spacing	s (m)	3.0
Stiffness	E (GPa)	30
Poisson ratio	ν (-)	0.15

The prestressed anchorages are placed in 4 rows with equivalent length along the excavation height and designed with pre-defined fixed anchor length of 6 meters. Then, the free length could derive from the active failure plan as proposed by Rankine (1857).

The prestressing forces can be obtained as a percentage of the design resistance of anchors, since no pull-out tests had been carried out. For the current study the prestressing forces or lock-off forces are assumed, as follows:

$$P_0 = 0.8 * R_{a,d}$$

,where $R_{a,d}$: the design resistance of anchors obtained by a pre-defined spectrum of bond stress.

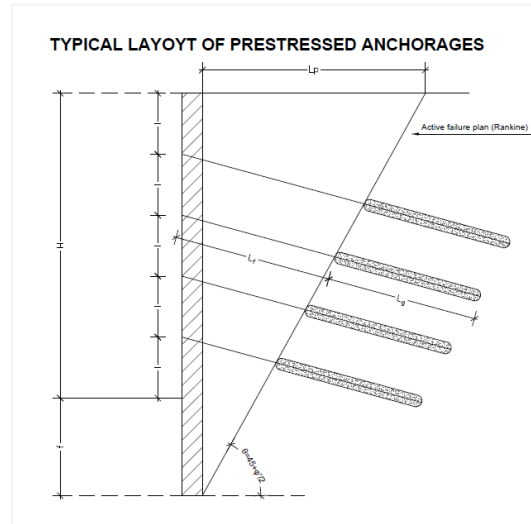


Figure 7: Typical layout of prestressed anchorages.

Table 2: Anchors design characteristics.

Description	Symbol (unit of measurement)	Value
Number of anchors per row	n (-)	4
Drilling hole diameter	D _g (cm)	12
Vertical distance of anchorages	l (m)	3.0
Inclination angle of the anchors	α (deg)	20°
Horizontal distance of anchors	L _{spacing} (m)	3.0
Free anchor length	L _f (m)	
Fixed anchor length	L _g (m)	6,0
Design resistance of anchors	R _{a,d} (kN)	Influence parameter

2.3 Factors affecting the displacement distribution

As mentioned above, the present study is focused on the parametric investigation of the ground surface displacements adjacent to deep excavations in the spectrum of specific geotechnical parameters using the FE method. Particularly, two soil types with two constitutive models:

- Linear elastic – Plastic Mohr-Coulomb with parameters: $\gamma, \varphi', c', E, \nu, R_{int}$
- Non-linear Hardening Soil model with parameters: $\gamma, \varphi', c', m, E_{50}^{ref}, E_{ur}^{ref}, \nu_{ur}, R_{int}$

and three prestressing conditions are settled:

- Lock – off force I: $A_1 = A$
- Lock – off force II: $A_1 = 2A$
- Lock – off force III: $A_1 = 3A$

for three representative values of coefficient at rest:

- $K_0 = [1 - \sin\phi', 0.7, 1.0]$ for soil type I
- $K_0 = [0.5, 0.7, 1.0]$ for soil type II

The analyses have been carried out in both 2D and triaxial conditions for ratios a) $L/H \approx 1$ and b) $L/H \approx 2.5$, according to the geometries shown in Figure 2 & 3.

3. OUTPUT RESULTS

The output results are deduced in terms of normalized settlements and lateral displacements using the fixed excavation height $H = 15\text{ m}$ as a function of normalized distance from excavation d/H .

It's rather conceivable that the profiles are indicating settlements' distribution using the non-linear Hardening Soil model, whilst for the LE-PL Mohr-Coulomb heave.

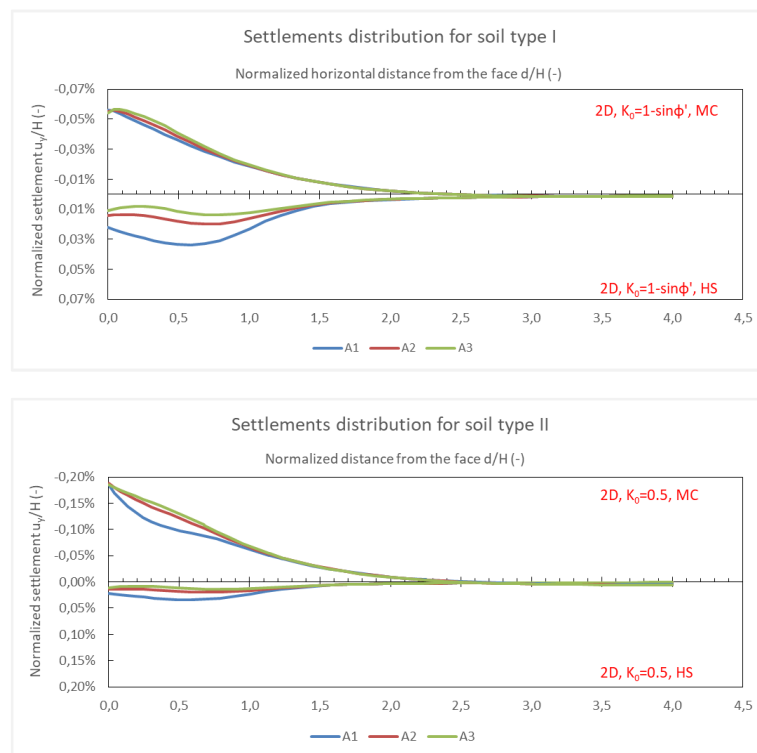


Figure 8: Comparison of settlements' distribution between HS and MC for both soil types.

LE-PL model also indicated basal heave while underestimates the lateral and vertical movements surrounding the excavation as shown in Figure 8 & 9.

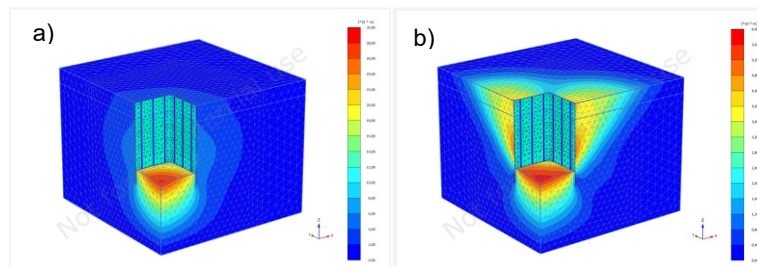


Figure 8: Total displacements for soil type I with: a) MC, b) HS under triaxial conditions ($L/H \approx 1$)

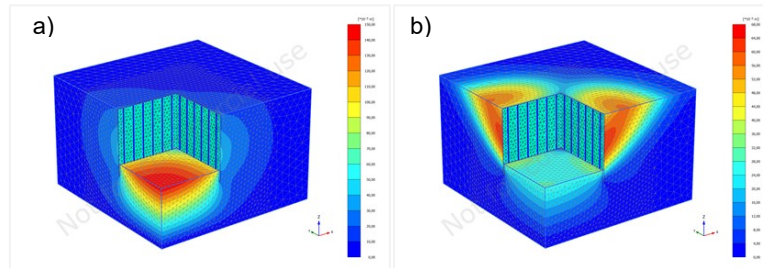


Figure 8: Total displacements for soil type II with: a) MC, b) HS under triaxial conditions ($L/H \approx 2.5$)

In order to examine the influence of model conditions on the settlements' distribution, a series of comparison charts has been conducted for each prestressing force and coefficient at rest. A few indicative charts are presented below for $K_0 = 1.0$ and $A_2 = 2A$.

From the indicative comparison charts it can be noted that the settlements' profiles of 2D and 3D coincide for the case of soil type II, while convergence in the maximum settlement at the crest is observed for the soil type I. Apparently, the narrow excavation indicates lower settlement profiles and limited influence zone.

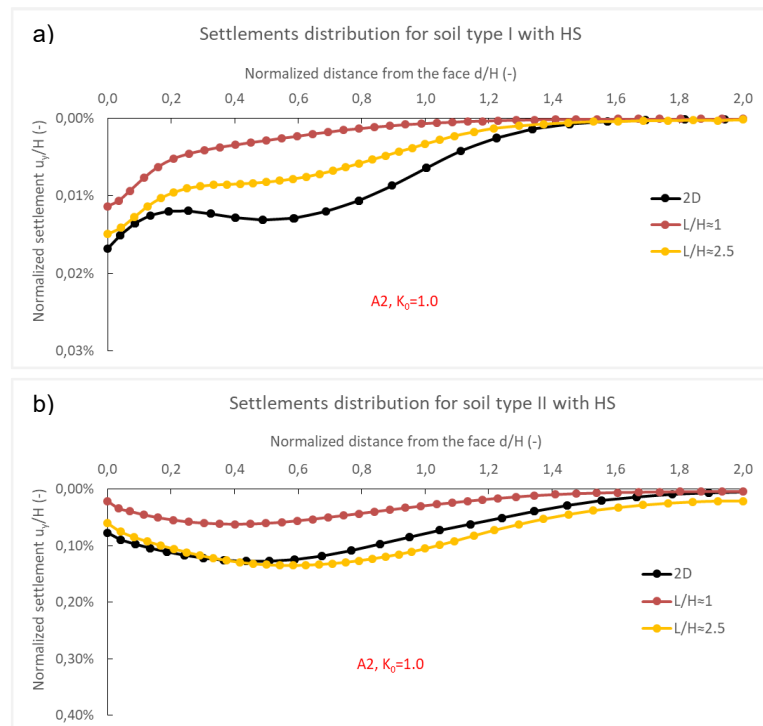


Figure 9: Settlements' distribution comparison charts for prestressed force 2A and for maximum value of coefficient at rest for: a) soil type I, b) soil type II

The objective of the initial analysis has been set to the ground surface displacement profiles, which can be part of the general Serviceability Limit States (SLS). Though, implicitly, Ultimate Limit States (ULS) still lie within the analysis, providing details regarding the design of the retaining wall and the prestressed anchorages. Hence, safety factor (SF) charts are also presented.

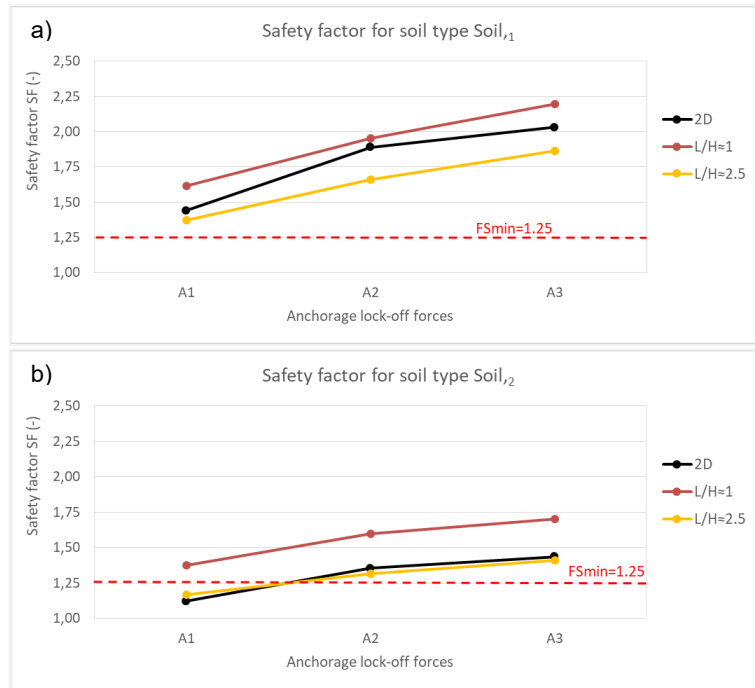


Figure 10: Bilinear variation of the safety factor with respect to the prestressing forces in the model conditions domain for: a) soil type I, b) soil type II.

4. DISCUSSION AND CONCLUSION

The conclusions of the current analysis can be deduced in the following bullets:

- It is highly recommended using the tangent stiffness for unloading reloading as in Hardening Soil model. Comparative analyses with the LE-PL Mohr-Coulomb have indicated ground surface heave instead of settlements and negligible effect of the prestressing forces.
- Settlements' distribution is greatly affected by the soil type (either cohesive or non-cohesive), the prestressing forces A and the ratio L/H under triaxial model conditions. On the contrary, the influence of the coefficient at rest K_0 seems rather negligible as the ground movements are mostly depending on the wall stiffness, the tangent stiffness for unloading-reloading and the increase on the prestressing force.
- Primary influence zone (PIZ) is located among $x \leq (0.8 - 1.0)H$ and for $x \leq (1.2 - 1.5)H$ for soil type I and II respectively, while it is rather limited for the lower values of ratio L/H . In comparison with semi-empirical studies, results suggest a limited PIZ ($x = 2H$ according to Clough & O'Rourke (1990) and Hsieh & Ou (1998)).
- Output results have also indicated the maximum settlement point, which varies $x_m = (0.35 - 0.7)H$ from the face of the retaining wall. Apparently, this corresponds to soil type II, where concave type prevails. For the spandrel type (soil type I) the maximum surface settlement develops at the crest.
- Regarding the magnitude of the settlements, the latter has been determined within the range $\frac{u_y}{H} \in [0.015\%, 0.035\%]$ and $\frac{u_y}{H} \in [0.10\%, 0.35\%]$ for soil type I and II respectively, which is actually lower than the one suggested by Peck (1969), $\frac{\delta_v}{H} = 1\%$ and comparable with one suggested by O'Rourke, $\frac{\delta_v}{H} = 0.3\%$.

5. REFERENCES

- Bowles, J. (1988). *Foundation Analysis Design*. McGraw-Hill, 4th Edition. New York
- Clough, G.W., O'Rourke, T.D. (1990). Construction induced movements of in situ walls. *Geotechnical Special Publication 25: Design and performance of earth retaining structures*, 439-470.
- Hsieh, P.-G., & Ou, C.-Y. (1998). Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(6), 1004–1017. <https://doi.org/10.1139/t98-056>
- O'Rourke, T. D. (1981). Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay. In *Retaining structures* (pp. 657–686). <https://doi.org/10.1680/rs.19324.0065>
- O'Rourke, T. D., Cording, E. J., & Boscardin, M. D. (1976). THE GROUND MOVEMENTS RELATED TO BRACED EXCAVATION AND THEIR INFLUENCE ON ADJACENT BUILDINGS.
- Ou, C.-Y., & Hsieh, P.-G. (2011). A simplified method for predicting ground settlement profiles induced by excavation in soft clay. *Computers and Geotechnics*, 38(8), 987–997. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.06.008>
- Ou, C.-Y., Hsieh, P.-G., & Chiou, D.-C. (1993). Characteristics of ground surface settlement during excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(5), 758–767. <https://doi.org/10.1139/t93-068>
- Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground. *Proc. 7th Int.Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 225-290.
- Rankine, W. J. M. (1857). II. On the stability of loose earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 27–29.

Ευχαριστίες

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια απόκτησης του διπλώματος του Διατμηματικού Μεταπτυχιακού Προγράμματος Σπουδών (ΔΠΜΣ) «Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων».

Επιβλέπων, τον οποίο ευχαριστώ θερμά για τις υποδείξεις, τις διορθώσεις και το χρόνο που αφιέρωσε, ώστε αυτή η διπλωματική εργασία να είναι όσο το δυνατόν πιο πλήρης, είναι ο κ. Βασίλειος Παπαδόπουλος, (ε.σ.) Αν. Καθηγητής του Τομέα Γεωτεχνικής Μηχανικής του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ.

Επίσης, απευθύνω τις ευχαριστίες μου και στα άλλα δύο μέλη της εξεταστικής επιτροπής, τον κ. Λουπασάκη, Αν. Καθηγητή του τμήματος Μηχ. Μεταλλείων – Μεταλλουργών του ΕΜΠ και τον κ. Γερόλυμο, Αν. Καθηγητή του Τομέα Γεωτεχνικής Μηχανικής του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ, για τον χρόνο και την προθυμία τους να συμμετάσχουν στην επιστημονική εξέταση της μεταπτυχιακής εργασίας.

Θέμα της παρούσας μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας ορίστηκαν οι: «Εδαφικές μετατοπίσεις επιφανείας λόγω βαθιών εκσκαφών αντιστηριζομένων με προεντεταμένες αγκυρώσεις».

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	i
Extended summary	iii
Ευχαριστίες	xiii
1 Εισαγωγή.....	1
1.1. State of the art.....	1
1.2. Στόχοι-Κίνητρο της μελέτης.....	2
1.3. Κεφαλαιοποίηση περιεχομένου.....	3
2 Θεωρητικό υπόβαθρο	4
2.1. Εδαφικές μετατοπίσεις λόγω βαθιών εκσκαφών	4
Καθιζήσεις	5
Πλευρικές μετατοπίσεις.....	6
Ανύψωση του πυθμένα εκσκαφής	7
2.2. Ημι-εμπειρικές μέθοδοι εκτίμησης των εδαφικών μετατοπίσεων	8
2.2.1 Μέθοδος Peck (1969).....	8
2.2.2 Μέθοδος Bowles (1988)	10
2.2.3 Μέθοδος O'Rourke (1976).....	11
2.2.4 Μέθοδος Mana & Clough (1981)	11
2.2.5 Μέθοδος Clough & O'Rourke (1990)	13
2.2.6 Μέθοδος Ou et al.(1993)	14
2.2.7 Μέθοδος Pio-Go Hsieh & Chang-Yu Ou (1998).....	14
2.2.8 Σχολιασμός ημι-εμπειρικών μεθόδων	18
2.3. Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων	21
2.4. Επιτρεπόμενες καθιζήσεις	24
3 Διερεύνηση εδαφικών μετατοπίσεων	26
3.1. Εξεταζόμενη γεωμετρία	26
3.2. Αριθμητική προσομοίωση.....	31
3.2.1 Ιδιότητες μοντέλου	31
3.2.2 Γεωμετρία μοντέλου.....	32
3.2.3 Συνοριακές συνθήκες	35
3.2.4 Παράμετροι εδάφους & δομικών στοιχείων	35
3.2.5 Διακριτοποίηση.....	50
3.2.6 Στάδια ανάλυσης	51
3.3. Έλεγχοι δομικών στοιχείων.....	52
3.4. Παράμετροι επιρροής	53
3.5. Παραμετρική διερεύνηση	56

3.5.1	Διδιάστατες αναλύσεις	57
3.5.2	Τριδιάστατες αναλύσεις	64
3.5.3	Συσχέτιση αποτελεσμάτων	76
4	Συμπεράσματα μελέτης	94
5	Επίλογος.....	98
	Βιβλιογραφία	100

Πίνακας Πινάκων

Πίνακας 2-1:	Επιτρεπόμενες καθιζήσεις κτηρίων κατά Skempton & Mc Donald (1956).	24
Πίνακας 2-2:	Επιτρεπόμενες τιμές γωνιακής στροφής θ για διαφόρους τύπους κατασκευής κατά Bjerrum (European Soil Mechanics Congress, 1963).	24
Πίνακας 2-3:	Επιτρεπόμενες καθιζήσεις κατά Ευρωκώδικα (EN 1997-1).	25
Πίνακας 3-1:	Όρια επιρροής αριθμητικού μοντέλου.	28
Πίνακας 3-2:	Γεωμετρικά δεδομένα εκσκαφής.	29
Πίνακας 3-3:	Συντεταγμένες διδιάστατου μοντέλου.	31
Πίνακας 3-4:	Συντεταγμένες τριδιάστατου μοντέλου για εκσκαφή με λόγο $L/H \approx 1$	31
Πίνακας 3-5:	Συντεταγμένες τριδιάστατου μοντέλου για εκσκαφή με λόγο $L/H \approx 2.5$	32
Πίνακας 3-6:	Παράμετροι περιγραφής του περιβάλλοντα εδαφικού χώρου με Mohr-Coulomb (MC).	43
Πίνακας 3-7:	Παράμετροι περιγραφής του περιβάλλοντα εδαφικού χώρου με Hardening Soil (HS).	43
Πίνακας 3-8:	Παράμετροι σχεδιασμού του τοίχου αντιστήριξης με φρεατοπασσάλους.	45
Πίνακας 3-9:	Παράμετροι σχεδιασμού των αγκυρώσεων.	47
Πίνακας 3-10:	Τιμές χαρακτηριστικής αντοχής συνάφειας ενέματος – εδάφους για τα δύο εδαφικά προφίλ	49
Πίνακας 3-11:	Τιμές σχεδιασμού των αγκυρώσεων και φορτία σφήνωσης.	49
Πίνακας 3-12:	Εδαφικά προφίλ ανάλυσης καθιζήσεων.	53
Πίνακας 3-13:	Τιμές συντελεστή ωθήσεων σε ηρεμία K_0 για κάθε εδαφικό προφίλ	54
Πίνακας 3-14:	Είδος ανάλυσης και παράμετρος του μήκους εκσκαφής.	55
Πίνακας 3-15:	Φορτίο σχεδιασμού των αγκυρώσεων για κάθε εδαφικό προφίλ.	55

Πίνακας Σχημάτων

Σχήμα 2-1:	Προφίλ καθιζήσεων: κυρτός τύπος (spandrel type), κοίλος τύπος (concave type).	6
Σχήμα 2-2:	Αστοχία λόγω ανύψωσης πυθμένα εκσκαφής (παράθεση από Clayton et al., 1993).	7
Σχήμα 2-3:	Ζώνες καθιζήσεων πλησίον ανοικτών εκσκαφών για διαφόρους τύπους εδαφών συναρτήσει της ανηγμένης οριζόντιας απόστασης από τη στέψη της εκσκαφής (παράθεση από Peck, 1969).	9
Σχήμα 2-4:	Μέθοδος Bowles για την εκτίμηση των επιφανειακών καθιζήσεων με αντιπαραβολή των συμβόλων: $\delta_{vm}=s_w$, $\delta_v=s_i$, $I_x=X$, $a_d=V_s$	10
Σχήμα 2-5:	Καθιζήσεις σε αντηριδωτές αντιστήριξεις σε αμμώδη εδάφη μέσης έως πυκνής διαστρώσεως (παράθεση από O'Rourke et al., 1976).	11
Σχήμα 2-6:	Κατανομή καθιζήσεων πλευρικά του τοίχου αντιστήριξης για άργιλο (παράθεση από Mana & Clough, 1981).	12
Σχήμα 2-7:	Διάγραμμα εκτίμησης της μέγιστης πλευρικής μετατόπισης του τοίχου (παράθεση από Clough et al., 1989).	12

Σχήμα 2-8: Συγκεντρωτικά αδιαστατοποιημένα διαγράμματα καθιζήσεων πλησίον εκσκαφών: α) για άμμους, β) στιφρές έως πολύ σκληρές αργίλους, γ) μαλακές έως μέσης συνεκτικότητας αργίλους (Παράθεση από Clough & O'Rourke, 1990).	13
Σχήμα 2-9: Προτεινόμενη μέθοδος εκτίμησης του κυρτού τύπου καθιζήσεων (παράθεση από Hsieh & Ou, 1998).	15
Σχήμα 2-10: Παραμόρφωση του τοίχου ως φερόμενο πέτασμα: α) στο αρχικό β) και στο τελικό στάδιο της εκσκαφής (παράθεση από Hsieh & Ou, 1998).	16
Σχήμα 2-11: Συσχέτιση μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης με τη μέγιστη καθίζηση (παράθεση από Hsieh & Ou, 1998).	17
Σχήμα 2-12: Προτεινόμενη μέθοδος εκτίμησης του κοίλου τύπου καθιζήσεων (παράθεση από Hsieh & Ou, 1998).	17
Σχήμα 2-13: Σύγκριση κανονικοποιημένων διαγραμμάτων καθιζήσεων επιφανείας σε άμμους μέσης ή πυκνής διαστρώσεως (κυρτός τύπος καθιζήσεων).	18
Σχήμα 2-14: Σύγκριση κανονικοποιημένων διαγραμμάτων καθιζήσεων επιφανείας για στιφρές έως πολύ σκληρές αργίλους (κυρτός τύπος καθιζήσεων).	19
Σχήμα 2-15: Σύγκριση κανονικοποιημένων διαγραμμάτων καθιζήσεων επιφανείας σε μαλακή έως μέση άργιλο (κοίλος τύπος καθιζήσεων).	20
Σχήμα 2-16: Προσομοίωμα για: α) συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, β) αξονοσυμμετρικές συνθήκες (παράθεση από Brinkgreve et al., 2014).	21
Σχήμα 2-17: Τριγωνικό στοιχείο με: α) 6 σημεία, β) 15 σημεία (παράθεση από Brinkgreve et al., 2013).	23
Σχήμα 3-1: Κάτοψη και ενδεικτική τομή για εκσκαφές με λόγο μήκους - πλάτους: $L/B=1$, $L/B=2.5$	27
Σχήμα 3-2: Τριαξονικό μοντέλο για: τετραγωνική εκσκαφή ($L/B=1$), ορθογωνική εκσκαφή ($L/B=2.5$). ...	28
Σχήμα 3-3: Όρια επιρροής 2D αριθμητικού μοντέλου.	29
Σχήμα 3-4: Κάτοψη εξεταζόμενων τετραγωνικών εκσκαφών για την παραγωγή των 3D μοντέλων.	30
Σχήμα 3-5: Γεωμετρία 3D μοντέλων για τις περιπτώσεις εξεταζόμενων τετραγωνικών εκσκαφών.	30
Σχήμα 3-6: Ζώνη επιρροής τετραγωνικών εκσκαφών.	32
Σχήμα 3-7: Χαρακτηριστική τομή 2D μοντέλου και ενδεικτικά στάδια ανάλυσης.	33
Σχήμα 3-8: Προσομοίωση FEM σε 2D για: α) τύπο εδάφους I, β) τύπο εδάφους II.	33
Σχήμα 3-9: Προσομοίωση FEM σε 3D για τετραγωνική εκσκαφή με $L/H \approx 1$	34
Σχήμα 3-10: Προσομοίωση FEM σε 3D για τετραγωνική εκσκαφή με $L/H \approx 2.5$	34
Σχήμα 3-11: Συνοριακές συνθήκες αριθμητικού μοντέλου.	35
Σχήμα 3-12: Υπερβολική συσχέτιση τάσεων – παραμορφώσεων από τυπική δοκιμή τριαξονικής θλίψης υπό στραγγιζόμενες συνθήκες (παράθεση από Schanz et al, 1999).	37
Σχήμα 3-13: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού αντιστήριξης – 1 ^{ος} τύπος εδαφικού προφίλ.	39
Σχήμα 3-14: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού αντιστήριξης – 2 ^{ος} τύπος εδαφικού προφίλ.	40
Σχήμα 3-15: Εδαφοτεχνική τομή γεώτρησης ΓΜ-1.	41
Σχήμα 3-16: Εδαφοτεχνική τομή γεώτρησης ΓΑ-2.	42
Σχήμα 3-17: Τυπική διάταξη συστήματος αντιστήριξης με φρεατοπασσάλους ωπλισμένου σκυροδέματος.	44
Σχήμα 3-18: Τυπική διατομή φρεατοπάσσαλου αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις.	45
Σχήμα 3-19: Τυπική διάταξη προεντεταμένων αγκυρώσεων.	46
Σχήμα 3-20: Τριγωνικό 15-κομβικό στοιχείο για 2D αναλύσεις (παράθεση από Brinkgreve et al., 2013).	50
Σχήμα 3-21: Τετραεδρικό 10-κομβικό στοιχείο για 3D αναλύσεις (παράθεση από PLAXIS 3D-Reference Manual).	50
Σχήμα 3-22: Παραμορφωμένος κάρναθος και χρωματική απεικόνιση μετατοπίσεων για τύπο εδάφους I, $K_0=1-\sin\phi'$ και A1 με χρήση MC και HS αντίστοιχα σε 2D.	57
Σχήμα 3-23: Παραμορφωμένος κάρναθος και χρωματική απεικόνιση μετατοπίσεων για τύπο εδάφους II, $K_0=0.5$ και A1 με χρήση MC και HS αντίστοιχα σε 2D.	58
Σχήμα 3-24: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 2D για $K_0=1-\sin\phi'$ με MC.	58
Σχήμα 3-25: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 2D για $K_0=1-\sin\phi'$ με HS.	59
Σχήμα 3-26: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 2D για $K_0=0.7$ με HS.	59

Σχήμα 3-27: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 2D για $K_0=1.0$ με HS.....	59
Σχήμα 3-28: Σύγκριση προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για τον τύπο εδάφους I με χρήση MC και HS για $K_0=1-\sin\phi'$ σε 2D.....	60
Σχήμα 3-29: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 2D για $K_0=0.5$ με MC.....	60
Σχήμα 3-30: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 2D για $K_0=0.5$ με HS.....	61
Σχήμα 3-31: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 2D για $K_0=0.7$ με HS.....	61
Σχήμα 3-32: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 2D για $K_0=1.0$ με HS.....	61
Σχήμα 3-33: Σύγκριση προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για τύπο εδάφους II με χρήση και MC και HS για $K_0=0.5$ σε 2D.....	62
Σχήμα 3-34: Συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο I σε 2D.....	63
Σχήμα 3-35: Συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο II σε 2D.....	63
Σχήμα 3-36: Παραμορφωμένος κάρναβος και χρωματική απεικόνιση μετατοπίσεων για τύπο εδάφους I, $K_0=1-\sin\phi'$ και A1 με χρήση MC και HS αντίστοιχα σε 3D, $L\approx H$	65
Σχήμα 3-37: Παραμορφωμένος κάρναβος και χρωματική απεικόνιση μετατοπίσεων για τύπο εδάφους I, $K_0=1-\sin\phi'$ και A1 με χρήση MC και HS αντίστοιχα σε 3D, $L\approx H$	65
Σχήμα 3-38: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L\approx H$ για $K_0=1-\sin\phi'$ με MC.....	66
Σχήμα 3-39: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L\approx H$ για $K_0=1-\sin\phi'$ με HS.....	66
Σχήμα 3-40: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L\approx H$ για $K_0=0.7$ με HS.....	66
Σχήμα 3-41: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L\approx H$ για $K_0=1.0$ με HS.....	67
Σχήμα 3-42: Σύγκριση προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για τύπο εδάφους I με χρήση και MC και HS για $K_0=1-\sin\phi'$ σε 3D, $L\approx H$	67
Σχήμα 3-43: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L\approx H$ για $K_0=0.5$ με MC.....	67
Σχήμα 3-44: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L\approx H$ για $K_0=0.5$ με HS.....	68
Σχήμα 3-45: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L\approx H$ για $K_0=0.7$ με HS.....	68
Σχήμα 3-46: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L\approx H$ για $K_0=1.0$ με HS.....	68
Σχήμα 3-47: Σύγκριση προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για τύπο εδάφους II με χρήση και MC και HS για $K_0=0.5$ σε 3D, $L\approx H$	69
Σχήμα 3-48: Συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L\approx H$	70
Σχήμα 3-49: Συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L\approx H$	70
Σχήμα 3-50: Παραμορφωμένος κάρναβος και χρωματική απεικόνιση μετατοπίσεων για τύπο εδάφους I, $K_0=1-\sin\phi'$ και A1 με χρήση MC και HS αντίστοιχα σε 3D, $L\approx 2.5H$	71
Σχήμα 3-51: Παραμορφωμένος κάρναβος και χρωματική απεικόνιση μετατοπίσεων για τύπο εδάφους II, $K_0=0.5$ και A1 με χρήση MC και HS αντίστοιχα σε 3D, $L\approx 2.5H$	71
Σχήμα 3-52: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L\approx 2.5H$ για $K_0=1-\sin\phi'$ με MC.....	72
Σχήμα 3-53: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L\approx 2.5H$ για $K_0=1-\sin\phi'$ με HS.....	72
Σχήμα 3-54: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L\approx 2.5H$ για $K_0=0.7$ με HS.....	72
Σχήμα 3-55: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L\approx 2.5H$ για $K_0=1.0$ με HS.....	73
Σχήμα 3-56: Σύγκριση προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για τύπο εδάφους I με χρήση και MC και HS για $K_0=1-\sin\phi'$ σε 3D, $L\approx 2.5H$	73
Σχήμα 3-57: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L\approx 2.5H$ για $K_0=0.5$ με MC.....	73
Σχήμα 3-58: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L\approx 2.5H$ για $K_0=0.5$ με HS.....	74
Σχήμα 3-59: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L\approx 2.5H$ για $K_0=0.7$ με HS.....	74
Σχήμα 3-60: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L\approx 2.5H$ για $K_0=1.0$ με HS.....	74
Σχήμα 3-61: Σύγκριση προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για τύπο εδάφους II με χρήση και MC και HS για $K_0=0.5$ σε 3D, $L\approx H$	75
Σχήμα 3-62: Συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L\approx 2.5H$	75
Σχήμα 3-63: Συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L\approx 2.5H$	76
Σχήμα 3-64: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο I, $K_0=1-\sin\phi'$ και φορτική κατάσταση A1 με HS.....	77
Σχήμα 3-65: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο I, $K_0=1-\sin\phi'$ και φορτική κατάσταση A2 με HS.....	77
Σχήμα 3-66: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο I, $K_0=1-\sin\phi'$ και φορτική κατάσταση A3 με HS.....	77
Σχήμα 3-67: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.5$ και φορτική κατάσταση A1 με HS.....	78
Σχήμα 3-68: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.5$ και φορτική κατάσταση A2 με HS.....	78
Σχήμα 3-69: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.5$ και φορτική κατάσταση A3 με HS.....	78

Πίνακας Συμβόλων

A: συντόμευση παραμέτρου φορτίου αγκυρώσεων	L _b : μέγιστο πλάτος διδιάστατου αριθμητικού μοντέλου
A _s : διάμετρος τένοντα	L _g : πακτωμένο μήκος αγκυρίων
B: πλάτος εκσκαφής	L _f : ελεύθερο μήκος αγκυρίων
c _{ub} : αστράγγιστη διατμητική αντοχή	L _p : οριζόντια απόσταση επίπεδης επιφάνειας αστοχίας από την στέψη
c': ενεργός διατμητική αντοχή εδάφους	L _{spacing} : απόσταση αγκυρώσεων στη διαμήκη διάσταση
d: απόσταση από την στέψη της εκσκαφής	I: κατακόρυφες αποστάσεις αγκυρώσεων
D _g : διάμετρος οπής διατρημάτων αγκυρώσεων	I _b : δεξί και αριστερό όριο διδιάστατου αριθμητικού μοντέλου
E: μέτρο παραμορφωσιμότητας	m: συντελεστής
E ₅₀ : τέμνον μέτρο ελαστικότητας	N _b : συντελεστής υπερφόρτισης
E _{50,ref} : πραγματικό μέτρο ελαστικότητας αναφοράς	N _{cb} : οριακός συντελεστής υπερφόρτισης
E _{oed} : μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης	n: σειρές αγκυρώσεων καθ' ύψος
E _{oed,ref} : μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης αναφοράς	P: φορτίο προέντασης
E _{ur} : μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση – αποφόρτιση	P ₀ : φορτίο «σφήνωσης»
E _{ur,ref} : μέτρο ελαστικότητας αναφοράς σε φόρτιση – αποφόρτιση	p _{ref} : πλευρική τάση αναφοράς
F: συντελεστής ασφαλείας έναντι ανύψωσης πυθμένα	q: εκτροπική τάση
FS: συντελεστής ασφαλείας	q _f : οριακή θεωρητική τάση αστοχίας
f: βάθος πάκτωσης πασσάλων	q _a : ασυμπτωματική τιμή της εκτροπικής τάσης
f _{y,k} : όριο διαρροής τένοντα	R _{eff} : ακτίνα επιρροής
H: ύψος γενικής εκσκαφής	R _{inter} : γωνία τριβής διεπιφάνειας εδάφους – τοίχου αντιστήριξης
H _w : ύψος τοίχου αντιστήριξης	R _{a,k} : χαρακτηριστική αντοχή αγκυρίου
H _b : μέγιστο ύψος διδιάστατου αριθμητικού μοντέλου	R _{a,d} : αντοχή σχεδιασμού αγκυρίων
h _b : κάτω όριο αριθμητικού μοντέλου	s: απόσταση πασσάλων στη διαμήκη διάσταση
i: υδραυλική κλίση	s _{ij} : καθίζηση
i _{cr} : κρίσιμη υδραυλική κλίση	s _{max} : μέγιστη καθίζηση
K ₀ : συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων	V _s : απώλεια εδαφικού όγκου
L: Μήκος εκσκαφής	x-y-z: σύμβολα καρτεσιανών αξόνων
	x: ζώνη επιρροής τρισδιάστατων αριθμητικών μοντέλων

α : γωνία κλίσης αγκυρίων ως προς την οριζόντιο

γ : ειδικό βάρος

γ_a : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας κατά Ευρωκώδικα

δ_v : καθίζηση

$\delta_{s_{max}}$: μέγιστη διαφορική καθίζηση

δ_{vm} : μέγιστη καθίζηση

ϵ_1 : αξονική τροπή

θ : γωνία επίπεδης επιφάνειας αστοχίας κατά Rankine

ν : λόγος Poisson

ν_{ur} : λόγος Poisson σε φόρτιση – αποφόρτιση

ρ_s : δυσκαμψία συστήματος αντιστήριξης

σ_1 : κατακόρυφη τάση

σ_3 : πλευρική τάση

τ_{ult} : χαρακτηριστική αντοχή συνάφειας ενέματος – εδάφους

ϕ : γωνία διατμητικής αντοχής εδάφους

Φ : διάμετρος πασσάλου

ψ : γωνία διαστολικότητας

Συνομεύσεις

2D: 2-Dimensions

3D: 3-Dimensions

AIR: Apparent influence range

FEM: Finite element model

HS: Hardening Soil

LE-PL: Linear elastic – plastic

MC: Mohr-Coulomb

NC: Normal consolidation

OC: Overconsolidation

PIZ: Primary influence zone

SF: Safety factor

SIZ: Secondary influence zone

SLS: Serviceability limit state

ULS: Ultimate limit state

Υ.Υ.Ο: υπόγειος υδροφόρος ορίζοντας

1

Εισαγωγή

1.1. State of the art

Η συνεχής διεύρυνση των αστικών κέντρων κι ολοένα αυξανόμενες απαιτήσεις βιώσιμης ανάπτυξης και υπογειοποίησης των κατασκευών καθίστανται απαραίτητες στη σύγχρονη εποχή. Είναι σαφές επίσης, ότι σε ένα αστικό περιβάλλον, ο σχεδιασμός ως προς την πλευρά της ασφάλειας των υφιστάμενων υποδομών αποτελεί αποκλειστική λύση.

Σε αυτό το πλαίσιο οι μελέτες – και κατ' επέκταση οι κατασκευές – των συστημάτων αντιστήριξης επιτρέπουν ακόμη αρκετή έρευνα. Ως αποτέλεσμα, οι διάφορες μέθοδοι οφείλουν να συνδυάζονται έτσι ώστε να δίνουν ποικίλες ερμηνείες της συμπεριφοράς των εδαφικών υποχωρήσεων εκατέρωθεν των συστημάτων αντιστήριξης. Έπειτα, η εγκατάσταση σύγχρονων μονάδων παρακολούθησης των μετατοπίσεων έρχεται να επιβεβαιώσει ή να διαψεύσει τις εν λόγω εκτιμήσεις.

Οι μετατοπίσεις που προκαλούνται στην επιφάνεια του εδάφους λόγω βαθιών εκσκαφών απασχόλησε πολλούς ερευνητές και αποτελεί ακόμη ευρύτερο κλάδο έρευνας της γεωτεχνικής μηχανικής. Οι πιο διαδεδομένες εμπειρικές μέθοδοι εκτίμησης των εδαφικών μετατοπίσεων είναι αυτές των Peck (1969), Clough and O'Rourke (1990) και Ou & Hsieh (1998). Οι εν λόγω μέθοδοι και πολλές άλλες βασίζονται σε μετρήσεις από πραγματικά δεδομένα σε συγκεκριμένους τύπους εδαφών και αντιστηρίξεων. Στην βιβλιογραφία παρατίθενται συνήθως ως μετρήσεις υποχωρήσεων εδάφους (δ_v) συναρτήσει της ανηγμένης οριζόντιας απόστασης από την στέψη της εκσκαφής (d/H).

Παρά το γεγονός ότι οι εμπειρικές μέθοδοι εκτίμησης των εδαφικών μετατοπίσεων χρησιμοποιούνται ακόμη και σήμερα στις μελέτες αντιστηρίξεων, ο σχεδιασμός τους έναντι οριακών συνθηκών λειτουργικότητας (SLS) περιπλέκει κατά πολύ το πρόβλημα καθώς υπεισέρχονται παράγοντες αλληλεπίδρασης εδάφους –

κατασκευής. Σύγχρονα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων (FEM) έρχονται να καλύψουν την παραπάνω απαίτηση εισάγοντας παραμέτρους δυσκαμψίας και συμβιβαστού των παραμορφώσεων εντός του διακριτοποιημένου εδαφικού χώρου. Εν τούτοις, οι μέθοδοι πεπερασμένων στοιχείων δεν υποκαθιστούν πλήρως το πρόβλημα της διερεύνησης των εδαφικών μετατοπίσεων· παρέχουν απλώς πιο εξελιγμένα μοντέλα πρόβλεψης της συμπεριφοράς του εδάφους εφόσον γίνουν οι σωστές παραδοχές. Λανθασμένες αρχικές παραδοχές και αβεβαιότητες στο γεωτεχνικό μοντέλο ενδέχεται να οδηγήσουν σε εντελώς ανακριβή αποτελέσματα με διαφορά έως και τάξεως μεγέθους.

Ο γεωτεχνικός σχεδιασμός λοιπόν, είναι σημαντικό να συμβαίνει λαμβάνοντας υπόψη τις διαθέσιμες πληροφορίες του βιβλιογραφικού υποβάθρου σε συνδυασμό με τη χρήση των μοντέλων FE. Εξίσου σημαντικό ρόλο διαδραματίζει η άρτια γεωτεχνική κρίση του μελετητή ως προς την επιλογή των παραμέτρων διερεύνησης και την ερμηνεία των αποτελεσμάτων. Τέλος, η γεωτεχνική παρακολούθηση και οι in-situ μετρήσεις έρχονται να ολοκληρώσουν μια εμπειριστατωμένη μελέτη ενός συστήματος αντιστήριξης βαθιών εκσκαφών από πλευράς λειτουργικότητας.

1.2. Στόχοι-Κίνητρο της μελέτης

Ως βασικός στόχος της παρούσας ερευνητικής εργασίας ορίζεται η αναζήτηση της επιρροής διαφόρων γεωτεχνικών παραμέτρων στις κατανομές των εδαφικών μετατοπίσεων επιφανείας κατά τη μελέτη αντιστηριζομένων εκσκαφών με προεντεταμένες αγκυρώσεις. Πρόκειται για αντικείμενο που εμπίπτει στη γενικότερη μελέτη των συστημάτων αντιστήριξης από πλευράς συνθηκών λειτουργικότητας.

Σε πιο συγκεκριμένο πλαίσιο, αυτό των επιμέρους στόχων, τίθενται τα εξής:

- Εκτίμηση προφίλ μετατοπίσεων (οριζόντιων και κατακόρυφων) με χρήση FE και συσχέτιση με αντίστοιχες ημι-εμπειρικές μεθόδους
- Διερεύνηση καθιζήσεων σε όρους ανηγμένων τιμών συναρτήσεως της γεωμετρίας της εκσκαφής και γεωτεχνικών παραμέτρων του εδάφους
- Χάραξη προφίλ μετατοπίσεων για διαφορετικά γεωτεχνικά δεδομένα εδαφικών ή ημιβραχωδών σχηματισμών
- Επιρροή τιμής σχεδιασμού δύναμης προέντασης στις καμπύλες καθιζήσεων
- Επιρροή γεωμετρίας εκσκαφής στα προφίλ καθιζήσεων
- Αντιπαραβολή αποτελεσμάτων μεταξύ δύο καταστατικών μοντέλων περιγραφής της μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους
- Σχολιασμός θέσης μέγιστης καθίζησης και πρωτεύουσας ζώνης επιρροής
- Επιρροή συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων στις καμπύλες καθιζήσεων
- Εξαγωγή συμπερασμάτων για τον γενικότερο σχεδιασμό των συστημάτων αντιστήριξεων σε συνθήκες λειτουργικότητας

Στην βάση των παραπάνω στόχων, αναλόγως διατυπώνονται και οι παραδοχές μοντελοποίησης του συστήματος αντιστήριξης, των αγκυρώσεων, της γεωμετρίας και των οριακών συνθηκών και των γεωτεχνικών δεδομένων.

Η ερμηνεία και η συσχέτιση των παραπάνω παραμέτρων θα γίνει εκτενώς εντός της παρούσας εργασίας, με κίνητρο να αποδομήσει το δυσεπίλυτο πρόβλημα των εδαφικών μετατοπίσεων εκατέρωθεν των συστημάτων αντιστήριξης εντός αστικού ιστού σε επιμέρους παράγοντες επιρροής και μεθοδολογίες.

1.3. Κεφαλαιοποίηση περιεχομένου

Η παρούσα διπλωματική εργασία μπορεί να θεωρηθεί ως μια ολοκληρωμένη σειρά παραμετρικών αναλύσεων για τις συνθήκες λειτουργικότητας αλλά και την αλληλεπίδραση του συστήματος αντιστήριξης – εδάφους. Η βιβλιογραφική αποτύπωση φυσικά, είναι απαραίτητη για την κατανόηση και χρήση των εννοιών.

Η διπλωματική εργασία λοιπόν οργανώνεται ως εξής:

Το 2^ο κεφάλαιο περιλαμβάνει το θεωρητικό υπόβαθρο, δηλαδή τις βασικές έννοιες μέσω των οποίων θα κατανοήσουμε τις εδαφικές μετατοπίσεις πλησίον βαθιών εκσκαφών, τις διάφορες παραμέτρους σχεδιασμού και τον τρόπο εκτίμησης τους μέσω των επιμέρους μεθόδων. Αναλύονται επίσης συνοπτικά οι μέθοδοι FEM και η χρήση τους στην εκτίμηση των εδαφικών μετατοπίσεων και ολοκληρώνεται το κεφάλαιο με αναφορά στις επιτρεπόμενες τάξεις μεγέθους καθιζήσεων κατά συγκεκριμένα πρότυπα και τύπους κατασκευής.

Το 3^ο κεφάλαιο περιλαμβάνει την διαδικασία παραγωγής του μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων, τις γεωτεχνικές παραδοχές, την εξεταζόμενη γεωμετρία της εκσκαφής και γενικότερα τις μεθοδολογίες που ακολουθήθηκαν. Έπεται η διερεύνηση όπου παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων σε διαγραμματικές απεικονίσεις και όρους αδιάστατων τιμών. Συμπληρώνεται το κεφάλαιο με σχετικές συσχετίσεις αποτελεσμάτων, σχολιασμό τους και διαγράμματα συντελεστή ασφαλείας.

Στο 4^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα γενικά και ουσιαστικά συμπεράσματα της μελέτης.

Στο 5^ο κεφάλαιο τίθεται ο επίλογος της εργασίας παρουσιάζοντας ορισμένες μελλοντικές προτάσεις επέκτασης της και

Τέλος, παρατίθεται η βιβλιογραφία, που περιλαμβάνει τα ερευνητικά πεδία που χρησιμοποιήθηκαν ως βάση για την σύνταξη αυτής της μελέτης.

2

Θεωρητικό υπόβαθρο

Το θεωρητικό υπόβαθρο αποτελεί σημαντική πτυχή της παρούσας μελέτης καθώς εισάγονται και σχολιάζονται έννοιες σχετικά με τις εδαφικές μετατοπίσεις που προκαλούνται λόγω βαθιών εκσκαφών, με σκοπό να αποδομηθούν οι παράμετροι επιρροής και να ενταχθούν σε ένα πλαίσιο εμπειριστατωμένης διερεύνησης. Το κεφάλαιο οργανώνεται αρχικά με τις πολύ πρωταρχικές έννοιες των μετατοπίσεων και συνεχίζει με τις βασικές ημι-εμπειρικές μεθόδους, ενώ ολοκληρώνεται με περιγραφή των πιο σύγχρονων μεθόδων, όπως αυτές των πεπερασμένων στοιχείων καλύπτοντας έτσι όλο το φάσμα του τρόπου εκτίμησης τους.

2.1. Εδαφικές μετατοπίσεις λόγω βαθιών εκσκαφών

Οι μετατοπίσεις που προκαλούνται στην επιφάνεια του εδάφους λόγω βαθιών εκσκαφών απασχόλησε πολλούς ερευνητές και αποτελεί ακόμη ευρύτερο κλάδο έρευνας της γεωτεχνικής μηχανικής.

Η μετακινησιακή συμπεριφορά μιας αντιστηριζομένης εκσκαφής εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως:

- το πλάτος, το μήκος και το βάθος της εκσκαφής
- τη δυσκαμψία του συστήματος αντιστήριξης
- την απόσταση και δυσκαμψία των οριζόντιων στηρίξεων
- τα μηχανικά χαρακτηριστικά του αντιστηριζομένου εδάφους
- την προφόρτιση του εδάφους (επιρροή στον συντελεστή ωθήσεων σε ηρεμία K_0)
- την μέθοδο αποστράγγισης και την στερεοποίηση του εδάφους

- τις τυχόν επιφορτίσεις
- το βάθος του βραχώδους υπόβαθρου και τέλος
- την κατασκευαστική ακολουθία

Γίνεται αντιληπτό, ότι καθίσταται αδύνατη η συμπερίληψη όλων των παραγόντων σε μία και απλοποιημένη μέθοδο ανάλυσης· γι' αυτό και οι ημι-εμπειρικές μέθοδοι που θα παρατεθούν στο παρόν κεφάλαιο περιλαμβάνουν επιμέρους παραδοχές, μετρήσεις ή συγκεκριμένους τύπους εδαφών. Προτού ωστόσο γίνει αναφορά στις σημαντικότερες ημι-εμπειρικές μεθόδους, αξίζει να αναφερθούμε στους τύπους των εδαφικών μετατοπίσεων που προκαλούνται λόγω βαθιών εκσκαφών και στα χαρακτηριστικά τους σε σχέση με τους τύπους εδαφών. Αυτές είναι:

- Κατακόρυφες μετατοπίσεις ή καθιζήσεις
- Οριζόντιες ή πλευρικές μετατοπίσεις
- Ανύψωση του πυθμένα εκσκαφής

Καθιζήσεις

Η διατύπωση των καθιζήσεων δεν είναι μονοδιάστατη, καθώς εξαρτάται αφενός από το μέγεθος τους και αφετέρου από την καμπύλη κατανομής τους. Το μέγεθος της καθιζήσης εξαρτάται από την πλευρική μετατόπιση του συστήματος αντιστήριξης και την απώλεια του εδαφικού όγκου στην περίπτωση ανύψωσης του πυθμένα εκσκαφής, ενώ παράγοντες όπως:

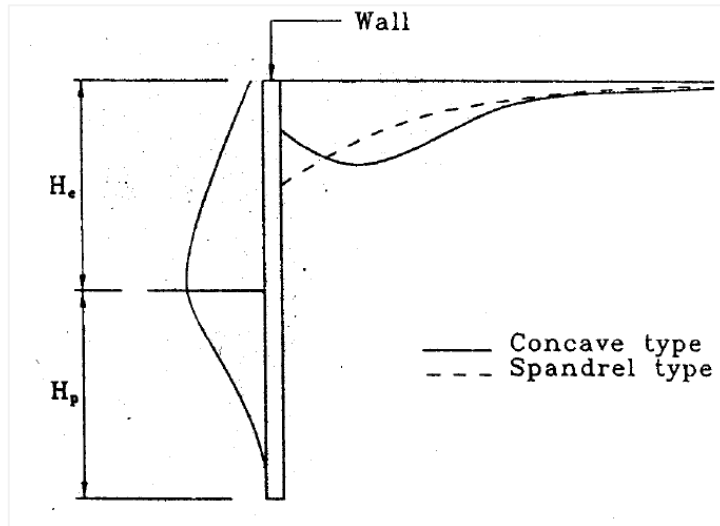
- οι μηχανικές ιδιότητες του εδάφους,
- οι διαστάσεις της εκσκαφής
- ο τρόπος διάνοιξης της εκσκαφής με την ύπαρξη ή μη αντηριδωτών στοιχείων ή αγκυρώσεων
- η αποτελεσματικότητα της κατασκευαστικής ακολουθίας

επηρεάζουν σημαντικά την κατανομή τους πλησίον της εκσκαφής. Με βάση το προφίλ κατανομής τους, διακρίνονται σε δύο τύπους:

- i. Κυρτός τύπος (ή spandrel type): όπου η μέγιστη καθιζήση εμφανίζεται κοντά στη στέψη της εκσκαφής (Σχήμα 2-1).
- ii. Κοίλος τύπος (ή concave type): όπου η μέγιστη καθιζήση εμφανίζεται σε κάποια απόσταση από την στέψη (Σχήμα 2-1).

Κατά τον Peck (1967), η βασική παράμετρος που καθορίζει το μέγεθος των εδαφικών υποχωρήσεων είναι τα μηχανικά χαρακτηριστικά του περιβάλλοντα εδαφικού χώρου και όχι η δυσκαμψία του συστήματος αντιστήριξης. Η δυσκαμψία του συστήματος αντιστήριξης καθαυτή δεν επηρεάζει σημαντικά την μετακινησιακή συμπεριφορά του εδάφους. Απαιτείται λοιπόν δέσμευση του οριζόντιου βαθμού ελευθερίας με τη βοήθεια αντηριδωτών κατασκευών ή αγκυρώσεων.

Οι επιμέρους ημι-εμπειρικές μέθοδοι παρουσιάζουν αδιάστατα διαγράμματα κατανομής καθιζήσεων σε διάφορους τύπους εδαφών για καθιζήσεις που παρατηρούνται κατά τα στάδια εκσκαφής και τοποθέτησης οριζόντιων στηρίξεων. Μετακινήσεις που οφείλονται σε αποστράγγιση, αφαίρεση βαθιάς θεμελίωσης, κατασκευή τοίχου πρέπει να ληφθούν υπόψη διαφορετικά (Clough & O'Rourke, 1990).



Σχήμα 2-1: Προφίλ καθιζήσεων: κυρτός τύπος (spandrel type), κοίλος τύπος (concave type).

Πλευρικές μετατοπίσεις

Με τη σειρά τους, οι μετακινήσεις των τοίχων αντιστήριξης είναι αποτέλεσμα πολλών παραγόντων, όπως:

- οι εδαφικές συνθήκες
- οι συνθήκες ύπαρξης Υπόγειου Υδροφόρου Ορίζοντα (Υ.Υ.Ο)
- αλλαγές στη στάθμη του Υ.Υ.Ο
- το βάθος και το σχήμα της εκσκαφής
- ο τύπος και η δυσκαμψία του συστήματος αντιστήριξης
- επιφορτίσεις ή φορτία λόγω υφιστάμενων κατασκευών
- η ύπαρξη οριζόντιων στηρίξεων όπως αντηρίδες ή αγκυρώσεις

Οι πλευρικές μετατοπίσεις είναι δύσκολο να υπολογιστούν από απλοποιημένες αναλύσεις οριακής ισορροπίας, καθώς υπεισέρχονται παράμετροι αλληλεπίδρασης εδάφους – τοίχου αντιστήριξης. Μια μέθοδος είναι τα ελατήρια Winkler μέσω των οποίων υπεισέρχονται παράμετροι δυσκαμψίας του τοίχου. Ωστόσο, δεν είναι ικανά να προσομοιώσουν πλήρως την συμπεριφορά του εδάφους. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιούνται μέθοδοι πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών με τα κατάλληλα καταστατικά μοντέλα.

Ο Clayton (2011) αναφέρει ότι στην εκτίμηση των πλευρικών μετατοπίσεων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη:

- η μεταβολή του μέτρου δυσκαμψίας του εδάφους συναρτήσει του βάθους
- το μέτρο δυσκαμψίας κατά την φόρτιση και αποφόρτιση
- η ανισοτροπία της δυσκαμψίας του εδάφους και δη σε περιπτώσεις υπερστερεοποιημένων αργίλων για τις οποίες ο συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία K_0 μπορεί να λάβει τιμές και μεγαλύτερες της μονάδας

Στις περισσότερες αναλύσεις σε πεπερασμένα στοιχεία, ο τοίχος αντιστήριξης προσομοιώνεται ως αν κατασκευασμένος μονομερώς (“wished” in place) θεωρώντας ότι οποιοσδήποτε πλευρικές μετατοπίσεις συμβαίνουν έπειτα από αυτό το στάδιο, γεγονός που δεν ισχύει στην πραγματικότητα. Για τον λόγο αυτό, οι Clough & O’Rourke (1990) αναφέρουν ως ρεαλιστικό σενάριο την δημιουργία επιπλέον

μετατοπίσεων κατά το στάδιο κατασκευής του τοίχου αντιστήριξης και προτείνουν την αντιμετώπιση τους μέσω κατάλληλων κατασκευαστικών μεθόδων.

Ανύψωση του πυθμένα εκσκαφής

Αστοχία λόγω ανύψωσης του εδάφους παρατηρείται κυρίως σε μαλακές αργίλους, όπου η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους παραμένει χαμηλή κάτωθεν της στάθμης εκσκαφής· τι συμβαίνει πραγματικά; Καθώς αφαιρείται το φορτίο της εδαφικής μάζας κατά την εκσκαφή, δηλαδή γίνεται αποτόνωση των τάσεων, η άργιλος ενδέχεται να δημιουργήσει ζώνη αστοχίας προκαλώντας ανύψωση του πυθμένα της εκσκαφής, όπως διαφαίνεται στο Σχήμα 2-2.

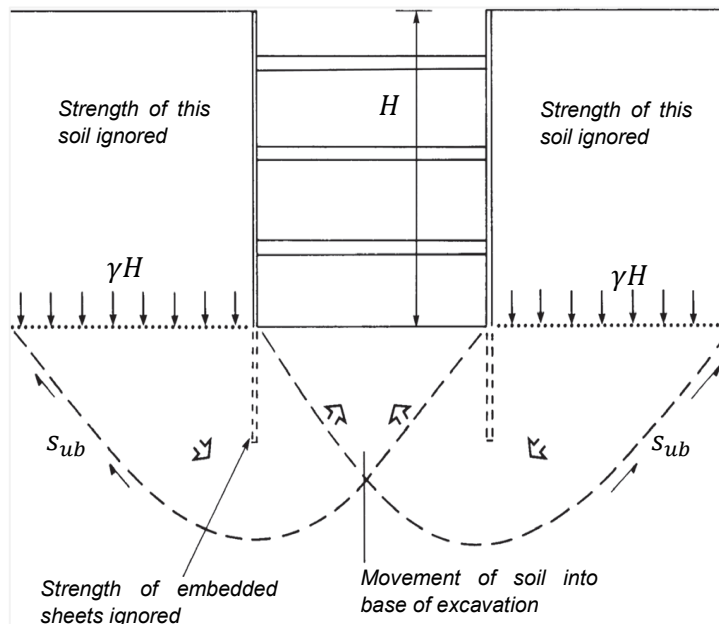
Η περιγραφή της οριακής συνθήκης αστοχίας μπορεί να γίνει με τον αδιάστατο συντελεστή υπερφόρτισης N_b που ορίζεται ως εξής:

$$N_b = \gamma * \frac{H}{s_{ub}} [1]$$

όπου s_{ub} η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της μαλακής αργίλου στην περιοχή της βάσης του πετάσματος, γ το ειδικό βάρος του εδάφους και H το βάθος εκσκαφής. Ως γενική συνθήκη, με τιμές του $N_b \geq 5.14$ αναμένονται εκτεταμένες πλαστικές παραμορφώσεις και αστοχία του πυθμένα εκσκαφής (Peck, 1967).

Άλλες αιτίες αστοχίας του πυθμένα της εκσκαφής και του τοίχου αντιστήριξης μπορεί να οφείλονται σε:

- α. διασωλήνωση
- β. υψηλή υδραυλική βαθμίδα στην αιχμή του τοίχου



Σχήμα 2-2: Αστοχία λόγω ανύψωσης πυθμένα εκσκαφής (πάρθεση από Clayton et al., 1993).

2.2. Ημι-εμπειρικές μέθοδοι εκτίμησης των εδαφικών μετατοπίσεων

Οι ημι-εμπειρικές μέθοδοι αποτελούν αποτέλεσμα αναλύσεων από δεδομένα πεδίου σε πραγματικά έργα, εντός συγκεκριμένων εδαφικών συνθηκών και για δεδομένους τύπους αντιστήριξης. Παρουσιάζουν αδιαστατοποιημένα διαγράμματα κατανομής καθιζήσεων χρησιμοποιώντας ως βασικές παραμέτρους την καθίζηση πλησίον της εκσκαφής και την οριζόντια απόσταση από την στέψη της εκσκαφής. Στην παρούσα υποενότητα λοιπόν, γίνεται προσπάθεια καταγραφής των σημαντικότερων εξ' αυτών, ενώ στο τέλος σχολιάζονται τα συμπεράσματα της κάθε μεθόδου ως προς τους αντίστοιχους τύπους εδαφών.

2.2.1 Μέθοδος Peck (1969)

Ο Peck (1969) ήταν ο πρώτος που αξιοποίησε επί τόπου παρατηρήσεις πεδίου προκειμένου να ομαδοποιήσει τις επιφανειακές καθιζήσεις εκατέρωθεν βαθιών εκσκαφών σε μορφή διαγράμματος, αναλόγως τον τύπο του εδάφους.

Πρακτικά, τα διαγράμματα Peck απεικονίζουν τις συστηματικές μετρήσεις καθιζήσεων (δ_v), συναρτήσει της ανηγμένης οριζόντιας απόστασης από τη στέψη της εκσκαφής ($\frac{d}{H}$), σε εκσκαφές με αντιστήριξη συνεχούς πετάσματος και αντηρίδων (ή και αγκυρώσεων) ή μεμονωμένων μεταλλικών πασσάλων και αντηρίδων (ή και αγκυρώσεων), σε βασικούς τύπους εδαφών (Σχήμα 2-3).

Όπως διαφαίνεται στο Σχήμα 2-3, οι καμπύλες καθιζήσεων ομαδοποιούνται σε τρεις βασικές ζώνες I, II, III, οι οποίες εξαρτώνται από τον τύπο του εδάφους και την αποτελεσματικότητα της κατασκευαστικής ακολουθίας, ενώ καμπύλες που διαχωρίζουν τις τρεις ζώνες αποτελούν τις περιβάλλουσες του μεγέθους της καθιζήσης (δ_v):

- Ζώνη I:
Αναφέρεται σε άμμους και μαλακές έως σκληρές αργίλους και μέση αποτελεσματικότητα κατασκευής
- Ζώνη II:
Αναφέρεται σε μαλακές έως πολύ μαλακές αργίλους, όπου οι καθιζήσεις επηρεάζονται από δυσκολίες κατά την κατασκευή και για:
 1. Μικρό πάχος αργίλου κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής
 2. Μεγάλο πάχος αργίλου κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής·
ωστόσο με συντελεστή υπερφόρτισης $N_b < N_{cb}$
- Ζώνη III:
Αναφέρεται σε μαλακές έως πολύ μαλακές αργίλους με μεγάλο πάχος αργίλου κάτω από τον πυθμένα εκσκαφής και με $N_b > N_{cb}$

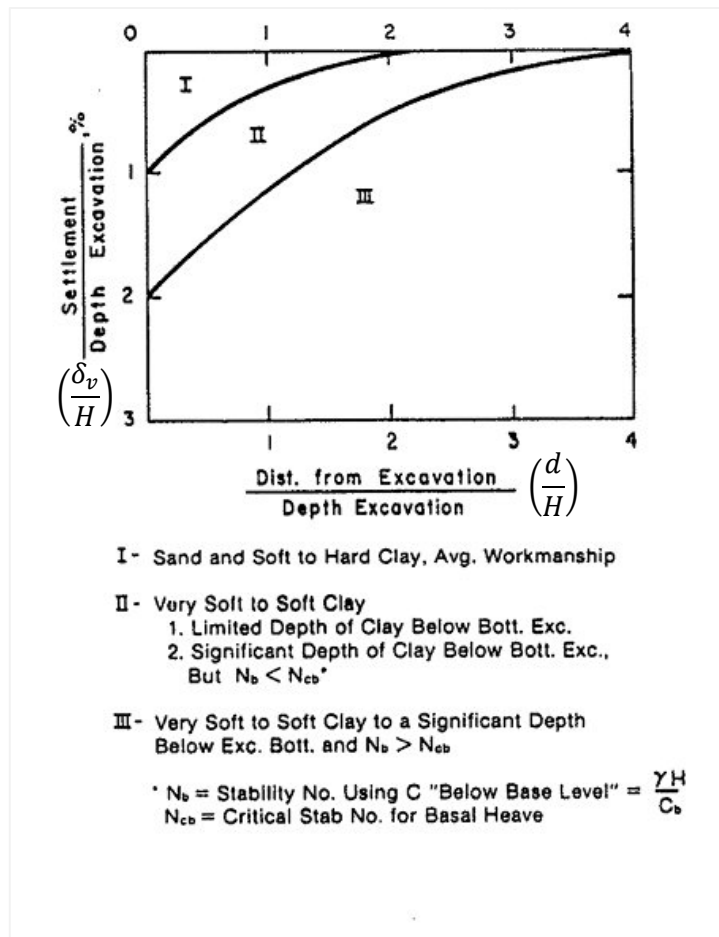
Στην περίπτωση των μαλακών ή πολύ μαλακών αργίλων (κατηγορίες II, III), λαμβάνεται υπόψη ο συντελεστής υπερφόρτισης N_b έναντι ανύψωσης πυθμένα που ορίζεται ως εξής:

$$N_b = \gamma * \frac{H_e}{c_{ub}} [1]$$

όπου c_{ub} η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της μαλακής αργίλου στην περιοχή της βάσης του πετάσματος, γ το ειδικό βάρος του εδάφους και H_e το βάθος εκσκαφής.

Ο συντελεστής υπερφόρτισης υπεισέρχεται, ώστε να ληφθεί υπόψιν το ενδεχόμενο αυξημένων μετατοπίσεων λόγω εκτεταμένων πλαστικών παραμορφώσεων – καθώς δηλαδή $N_b > N_{cb}$.

όπου $N_{cb} = 5.14$, ο οριακός συντελεστής υπερφόρτισης, ύστερα από τον οποίο ενδέχεται να αναπτυχθούν πλαστικές παραμορφώσεις.



Σχήμα 2-3: Ζώνες καθιζήσεων πλησίον ανοικτών εκσκαφών για διάφορους τύπους εδαφών συναρτήσει της ανηγμένης οριζόντιας απόστασης από τη στέγη της εκσκαφής (παράθεση από Peck, 1969).

Λόγω των τεχνικών βελτίωσης της κατασκευής από την περίοδο συλλογής των μετρήσεων, σήμερα οι ανηγμένες τιμές $\left(\frac{\delta_v}{H}\right)$ των διαγραμμάτων χαρακτηρίζονται ως υπερσυντηρητικές. Στην υποενότητα 2.2.8 γίνεται αναφορά στη σύγκριση όλων των μεθόδων και στα αποτελέσματά τους.

2.2.2 Μέθοδος Bowles (1988)

Ο Bowles (1988) πρότεινε μια μέθοδο για την εκτίμηση των εδαφικών υποχωρήσεων πλησίον εκσκαφών, βασισμένος στις κατανομές κατά Peck (1969) και στις αναλύσεις του Caspe (1966). Η μεθοδολογία συνοψίζεται στα παρακάτω βήματα:

- (1) Εκτίμηση του προφίλ πλευρικής μετατόπισης του τοίχου
- (2) Υπολογισμός της απώλειας όγκου της εδαφικής μάζας V_s λόγω της πλευρικής μετατόπισης του τοίχου
- (3) Εκτίμηση του εύρους της ζώνης επιρροής όπου παρατηρείται υποχώρηση εδαφικής μάζας, χρησιμοποιώντας την μέθοδο του Caspe (1966), ως ακολούθως:

$$D = (H_e + H_d) \tan(45 - \varphi/2) \quad [2]$$

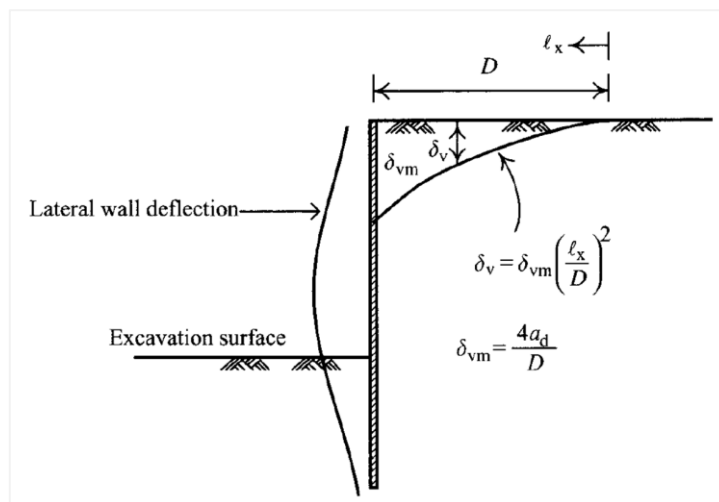
όπου: H_e είναι το βάθος γενικής εκσκαφής και φ η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους. Για συνεκτικά εδάφη: $H_d = B$, για μη συνεκτικά εδάφη: $H_d = 0.5B \tan(45 + \varphi/2)$, όπου B είναι το πλάτος της εκσκαφής.

- (4) Εκτίμηση της μέγιστης καθίζησης (s_w), θεωρώντας ότι αυτή συμβαίνει κοντά στην κεφαλή του τοίχου ως εξής:

$$s_w = \frac{4V_s}{D} \quad [3]$$

- (5) Εκτίμηση των καθιζήσεων εντός της ζώνης επιρροής, υποθέτοντας παραβολική κατανομή της καθίζησης (s_i) από απόσταση D μέχρι τον τοίχο:

$$s_i = s_w \left(\frac{x}{D}\right)^2 \quad [4]$$



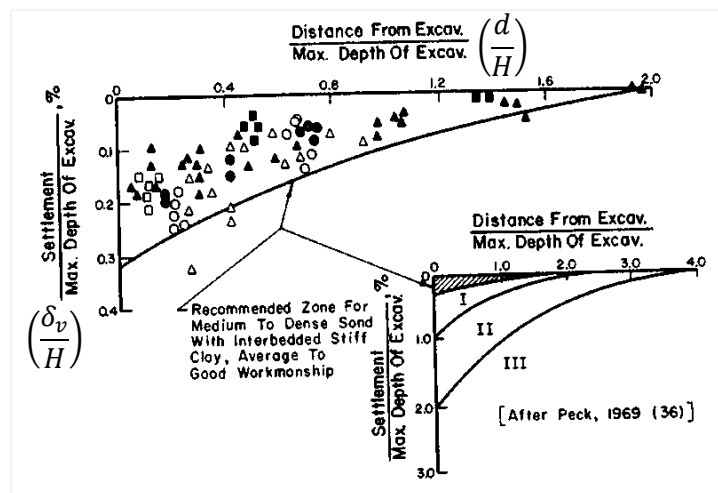
Σχήμα 2-4: Μέθοδος Bowles για την εκτίμηση των επιφανειακών καθιζήσεων με αντιπαραβολή των συμβόλων: $\delta_{vm}=s_w$, $\delta_v=s_i$, $l_x=x$, $a_d=V_s$.

2.2.3 Μέθοδος O'Rourke (1976)

Ο O'Rourke et al. (1976), βασιζόμενος στις καταγραφές μετρήσεων καθιζήσεων σε αμμώδη εδάφη μέσης έως υψηλής πυκνότητας απόθεσης, με παρεμβολή (σε ορισμένες περιπτώσεις) λεπτών αργιλικών ενστρώσεων, πρότεινε ένα κυρτό προφίλ καθιζήσεων, χρησιμοποιώντας την ανηγμένη καθίζηση $\frac{\delta_v}{H}$ και απόσταση από την στέψη της εκσκαφής $\frac{d}{H}$ ως χαρακτηριστικές παραμέτρους Σχήμα 2-5.

Οι αντιστηρίξεις, των οποίων οι μετρήσεις καθιζήσεων κατεγράφησαν, ήταν αντηριδωτές με μεμονωμένους μεταλλικούς πασσάλους και ενδιάμεσα πετάσματα ως κατακόρυφα στοιχεία. Στο Σχήμα 2-5 παρατηρείται ότι η μέγιστη ανηγμένη καθίζηση ($\frac{\delta_v}{H} = 0.3\%$) είναι πολύ μικρότερη από το αντίστοιχο μέγεθος ($\frac{\delta_v}{H} = 1\%$) κατά Peck (1969), ενώ και η ζώνη επιρροής μειώνεται μέχρι την απόσταση $\frac{d}{H} \approx 1.50$.

Η επέκταση της μεθόδου σε διαφορετικούς τύπους εδαφών επήλθε από τον ίδιο και τον Clough (1990) και παρουσιάζεται μετέπειτα.

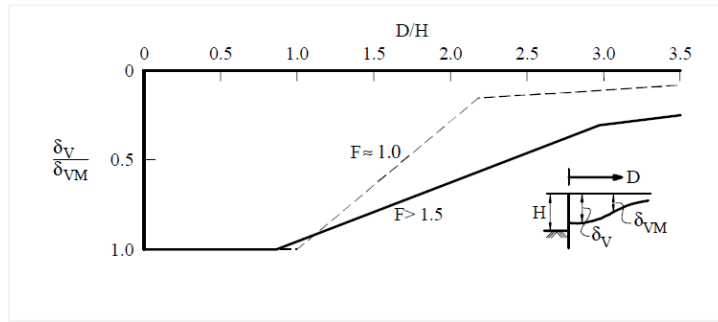


Σχήμα 2-5: Καθιζήσεις σε αντηριδωτές αντιστηρίξεις σε αμμώδη εδάφη μέσης έως πυκνής διαστρώσεως (παράθεση από O'Rourke et al., 1976).

Ενδελεχέστερη συζήτηση των επιμέρους μεθόδων πραγματοποιείται στην υποενότητα 2.2.8.

2.2.4 Μέθοδος Mana & Clough (1981)

Μεταγενέστερα, οι Mana & Clough (1981), πρότειναν μια ημι-εμπειρική μέθοδο εκτίμησης των μετακινήσεων λόγω βαθιών αντιστηριζομένων εκσκαφών σε αργιλικούς σχηματισμούς, χρησιμοποιώντας τον συντελεστή ασφαλείας F έναντι ανύψωσης πυθμένα. Αρχικά συσχέτισαν τον συντελεστή F με τις μετατοπίσεις του τοίχου για αντιστηριζόμενες (με αγκυρώσεις ή αντηρίδες) πασσαλοσυστοιχίες μέτριας δυσκαμψίας, βασιζόμενοι αφενός σε μετρήσεις πεδίου και αφετέρου σε αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων.



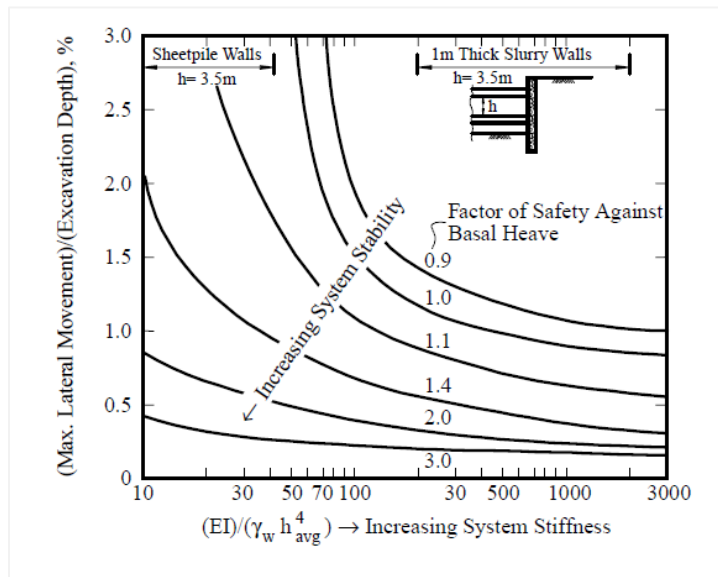
Σχήμα 2-6: Κατανομή καθιζήσεων πλευρικά του τοίχου αντιστήριξης για άργιλο (παράθεση από Mana & Clough, 1981).

Διορθωτικοί συντελεστές εισήχθησαν ώστε να συμπεριλάβουν την επιρροή παραμέτρων όπως η δυσκαμψία του τοίχου αντιστήριξης και των αντηρίδων, το πλάτος εκσκαφής και η προφόρτιση.

Σε επέκταση της μεθόδου των Mana & Clough (1981), ο Clough (1989) παρουσίασε την συσχέτιση της μέγιστης πλευρικής μετατόπισης του τοίχου $\delta_{h,max}$ με τον συντελεστή F και την δυσκαμψία του συστήματος αντιστήριξης ρ_s (Σχήμα 2-7):

$$\rho_s = \frac{EI}{\gamma_w h_{avg}^4} \quad [5]$$

όπου: E και I είναι το μέτρο ελαστικότητας και η ροπή αδρανείας του τοίχου αντιστήριξης αντίστοιχα, γ_w το ειδικό βάρος του νερού και h_{avg} η μέση απόσταση μεταξύ των αντηρίδων για σύστημα αντιστήριξης με πολλαπλές στηρίξεις.



Σχήμα 2-7: Διάγραμμα εκτίμησης της μέγιστης πλευρικής μετατόπισης του τοίχου (παράθεση από Clough et al., 1989).

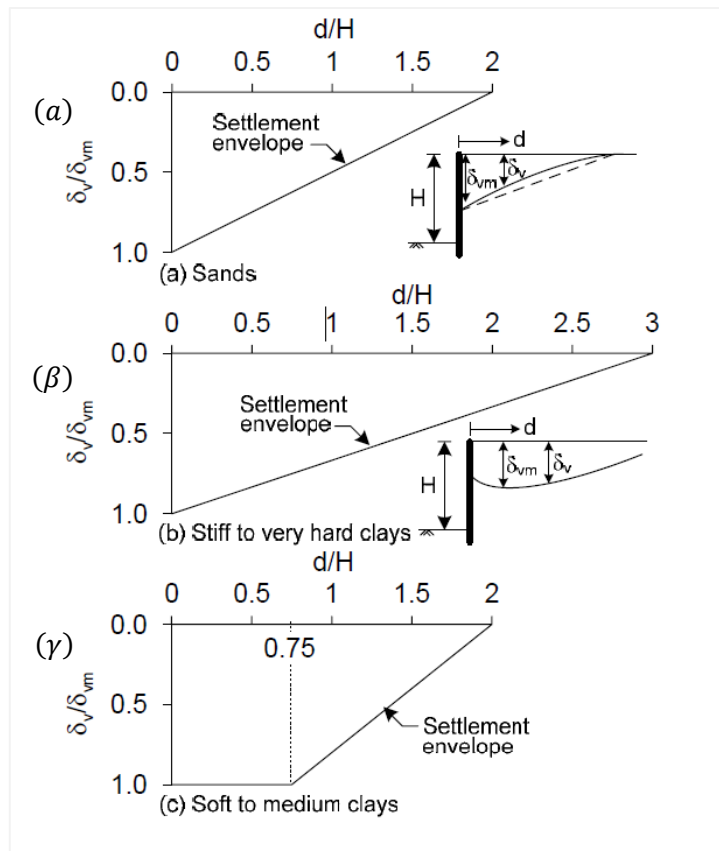
2.2.5 Μέθοδος Clough & O'Rourke (1990)

Οι Clough & O'Rourke (1990), βασιζόμενοι σε πληθώρα δεδομένων πεδίου, πρότειναν μια τριγωνική κατανομή καθιζήσεων για εκσκαφές εντός αμμωδών ή σιφρών αργιλικών εδαφών. Οι αντιστηρίξεις, των οποίων οι μετρήσεις αξιοποιήθηκαν, αφορούσαν αντηριδωτά συστήματα με μεταλλικούς πασσάλους ή διαφραγματικούς τοίχους ως κατακόρυφα στοιχεία.

Ουσιαστικά, πρόκειται για μια επέκταση της μεθόδου κατά O'Rourke et al. (1976) σε παρόμοια εδάφη, με τη διαφορά ότι χρησιμοποιείται η αδιάστατη παράμετρος του λόγου δ_v/δ_{vm} αντί της ανηγμένης καθίζησης δ_v/H . Σε αυτούς τους τύπους εδαφών η μέγιστη καθίζηση παρατηρείται κοντά στη στέψη, οπότε και παρουσιάζεται κυρτό προφίλ καθιζήσεων.

Τα αδιάστατα προφίλ καθιζήσεων για αμμώδη εδάφη και σιφρές έως σκληρές αργίλους παρουσιάζονται στο Σχήμα 2-8 με αντίστοιχες ζώνες επιρροής $2H_e$ και $3H_e$ αντίστοιχα, όπου H_e το βάθος εκσκαφής.

Στην περίπτωση εκσκαφών σε μαλακές έως μέσης συνεκτικότητας αργίλους, η μέγιστη καθίζηση παρατηρείται σε απόσταση από την στέψη, υποδεικνύοντας μια τραπεζοειδή κατανομή των καθιζήσεων με ζώνη επιρροής $2H_e$. Όπως και στην περίπτωση των αμμωδών και σιφρών αργίλων, έτσι και στις μαλακές αργίλους χρησιμοποιείται το βάθος εκσκαφής H_e και η μέγιστη καθίζηση δ_{vm} ως χαρακτηριστικές παράμετροι.



Σχήμα 2-8: Συγκεντρωτικά αδιαστατοποιημένα διαγράμματα καθιζήσεων πλησίον εκσκαφών: α) για άμμους, β) σιφρές έως πολύ σκληρές αργίλους, γ) μαλακές έως μέσης συνεκτικότητας αργίλους (Παράθεση από Clough & O'Rourke, 1990).

2.2.6 Μέθοδος *Ou et al.* (1993)

Βασιζόμενοι σε 10 πραγματικές μετρήσεις στην Ταϊπέι της Ταϊβάν, ο *Ou et al.* (1993) παρατηρήσαν ότι οι εδαφικές υποχωρήσεις δύνανται να αναπτυχθούν σε σημαντική απόσταση από την στέψη της εκσκαφής. Η απόσταση αυτή καθορίστηκε ως «Εμφανής Ζώνη Επιρροής» ή AIR (Apparent Influence Range) και αποτελεί το εύρος εντός του οποίου δύνανται να παρουσιαστούν βλάβες στον φέροντα οργανισμό υφιστάμενων κτηρίων ή δημοσίων εγκαταστάσεων. Εκτός αυτής της ζώνης, οι καθιζήσεις θεωρούνται μικρές ή αμελητέες για την τρωτότητα των κατασκευών.

Η καθίζηση σε συγκεκριμένη απόσταση από τον τοίχο είναι ανάλογη του βάθους εκσκαφής. Μάλιστα, σύμφωνα με τους *Ou et al.*, η AIR μπορεί να εκτιμηθεί προσεγγιστικά ως η απόσταση όπου αναπτύσσονται οι ενεργητικές ωθήσεις κατά Rankine (1857). Το άνω όριο τίθεται ίσο με το συνολικό ύψος του τοίχου ($H_e + H_p$), δηλαδή το άθροισμα του βάθους εκσκαφής H_e και του βάθους έμπηξης H_p (Σχήμα 2-1).

$$AIR = (H_e + H_p) \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \leq (H_e + H_p) [6]$$

Σε όρους κατανομής καθιζήσεων, οι *Ou et al.* (1993) πρότειναν μια τριγωνική κατανομή για την εκτίμηση του κυρτού προφίλ καθιζήσεων. Η επέκταση της μεθόδου για άλλες εδαφικές συνθήκες επήλθε από τον *Hsieh & Ou* (1998) και παρουσιάζεται παρακάτω.

2.2.7 Μέθοδος *Pio-Go Hsieh & Chang-Yu Ou* (1998)

i. Κυρτό προφίλ καθιζήσεων:

Η κυρτή μορφή της κατανομής των καθιζήσεων εξετάστηκε από τους *Ou et al.* (1993) μέσω μιας τριγωνικής σχέσης, μεταξύ της κανονικοποιημένης καθίζησης $\left(\frac{\delta_v}{\delta_{vm}}\right)$ και του λόγου της απόστασης από την στέψη της εκσκαφής προς το συνολικό ύψος του τοίχου $\left(\frac{d}{H_e + H_p}\right)$.

Δεδομένου ότι το βάθος έμπηξης είναι μια αυθαίρετη παράμετρος που προκύπτει από τους εδαφοστατικούς υπολογισμούς, οι *Hsieh & Ou* (1998), στην παρούσα μέθοδο, χρησιμοποιούν το βάθος εκσκαφής H_e – αντί του συνολικού βάθους $H_e + H_p$ (Σχήμα 2-9).

Στο διάγραμμα, με διακεκομμένη, παρατηρούνται απεικονίσεις καθιζήσεων για 10 διαφορετικές εκσκαφές, οι οποίες παρουσιάζουν μικρή διακύμανση μεταξύ τους, μολονότι οι εδαφικές και γεωμετρικές παράμετροι διαφέρουν για κάθε εκσκαφή. Ακολούθως, με τη μέθοδο της γραμμικής παλινδρόμησης, προκύπτει η καμπύλη μέσης τιμής ($a - d - c$) με συντελεστή παλινδρόμησης $R = 0.949$, καθώς και η καμπύλη δυνητικά υψηλότερης τιμής ($a - b - c$). Οι εξισώσεις που διέπουν τις καμπύλες ($a - b$) και ($b - c$) δίνονται ακολούθως:

$$(a - b): \delta_v = \left(-0.636 \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 1 \right) \delta_{vm} \quad [7]$$

εάν $\frac{d}{H_e} \leq 2$ και

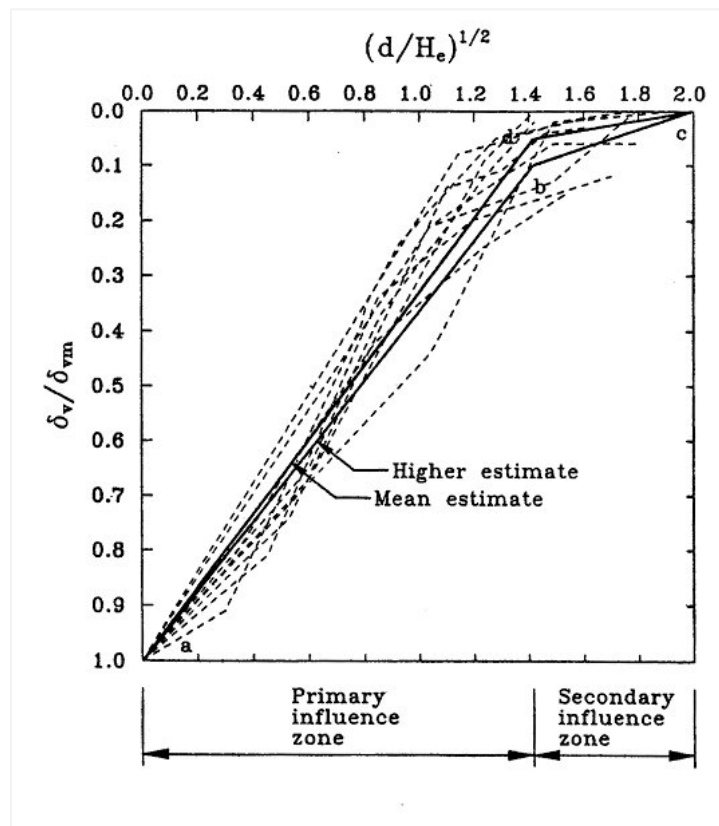
$$(b - c): \delta_v = \left(-0.171 \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 0.342 \right) \delta_{vm} \quad [8]$$

εάν $2 \leq \frac{d}{H_e} \leq 4$

όπου δ_v είναι η καθίζηση του εδάφους σε απόσταση d από την στέψη της εκσκαφής.

Όπως διαφαίνεται στο (Σχήμα 2-9), η γραμμή $(a - b)$ έχει απότομη κλίση, γεγονός που προϊδεάζει μεγάλες γωνιακές παραμορφώσεις στα υφιστάμενα κτήρια – εάν υπάρχουν. Η ασφάλεια των κατασκευών πρέπει ενδελεχώς να ελέγχεται υπό αυτές τις συνθήκες παραμόρφωσης, γι' αυτό και η ζώνη αυτή ονομάζεται «Πρωτογενής Ζώνη Επιρροής» ή Primary Influence Zone (PIZ).

Αντίθετα, η γραμμή $(b - c)$ χαρακτηρίζεται από ηπιότερη κλίση με ευλόγως μικρότερη επιρροή στα υφιστάμενα κτήρια. Η ζώνη αυτή χαρακτηρίζεται ως «Δευτερεύουσα Ζώνη Επιρροής» ή Secondary Influence Zone (SIZ) και εκτείνεται μέχρι περίπου τέσσερις φορές το βάθος εκσκαφής ($4H_e$).



Σχήμα 2-9: Προτεινόμενη μέθοδος εκτίμησης του κυρτού τύπου καθιζήσεων (παράθεση από Hsieh & Ου, 1998).

ii. Κοίλο προφίλ καθιζήσεων:

Για τον κοίλο τύπο καθιζήσεων λίγη συζήτηση έχει προηγηθεί έως τώρα, δεδομένου ότι για να ορισθεί επακριβώς το προφίλ πρέπει να γνωρίζουμε:

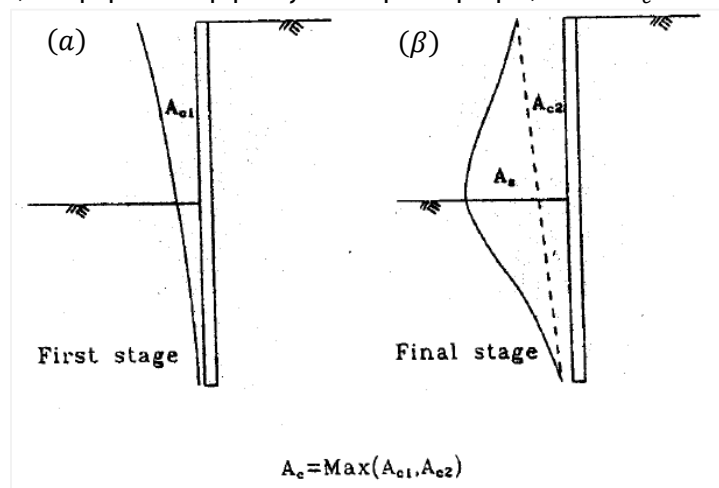
- Το εύρος της ζώνης επιρροής
- Την καθίζηση κοντά στη στέψη της εκσκαφής
- Τη θέση της μέγιστης καθιζήσης

Η μέθοδος των Clough & O'Rourke (1990) υπέδειξε ένα κοίλο προφίλ καθιζήσεων για τις περιπτώσεις μαλακών έως μέσης συνεκτικότητας αργίλους με τη μέγιστη καθίζηση να παρατηρείται στο εύρος $0.5\delta_{vm} - 0.7\delta_{vm}$.

Σε αντιστοιχία της μεθόδου, οι Hsieh & Ou (1998) πρότειναν μια απλοποιημένη μέθοδο εκτίμησης του προφίλ καθιζήσεων (γραμμικού τύπου) θεωρώντας ότι η καθίζηση κοντά στη στέψη της εκσκαφής ισούται με $0.5\delta_{vm}$. Επίσης κατ' αντιστοιχία με τον κυρτό τύπο καθιζήσεων, όρισαν πρωτογενή και δευτερογενή ζώνη επιρροής, οι οποίες εκτείνονται σε $2H_e$ και $4H_e$ αντίστοιχα (Σχήμα 2-10).

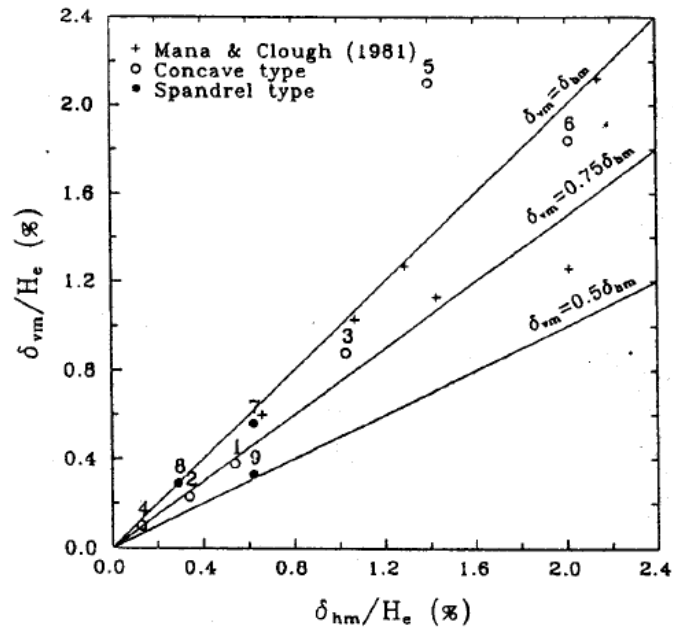
Στο στάδιο της εκτίμησης της καθιζήσης κοντά στη στέψη της εκσκαφής, οι Hsieh & Ou (1998) προτείνουν την εξής μεθοδολογία:

- (1) Προεκτίμηση της μέγιστης πλευρικής μετατόπισης του τοίχου (δ_{hm}) μέσω αναλύσεων πλευρικής μετατόπισης, π.χ. με μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων.
- (2) Καθορισμό του τύπου κατανομής των καθιζήσεων από τον τρόπο παραμόρφωσης του πετάσματος στην αρχή και στο πέρας της εκσκαφής (Σχήμα 2-10). Γενικότερα εάν $A_s \geq 1.6A_c$ τότε εμφανίζεται κοίλο προφίλ καθιζήσεων, διαφορετικά εμφανίζεται κυρτό προφίλ, όπου $A_c = \max(A_{c1}, A_{c2})$.



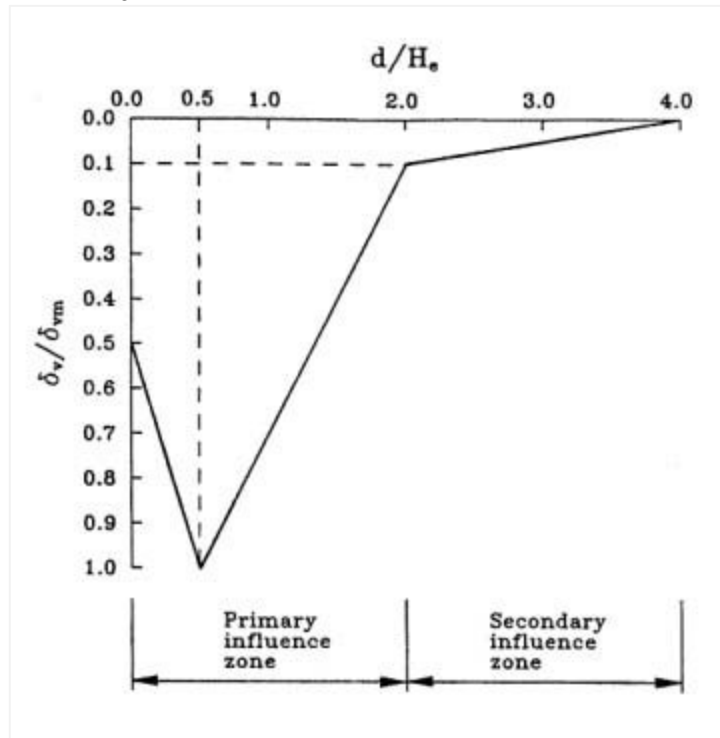
Σχήμα 2-10: Παραμόρφωση του τοίχου ως φερόμενο πέτασμα: α) στο αρχικό β) και στο τελικό στάδιο της εκσκαφής (παραθεση από Hsieh & Ou, 1998).

- (3) Εκτίμηση της μέγιστης καθιζήσης δ_{vm} κάνοντας χρήση της συσχέτισης των μεγίστων κατακορύφων – οριζοντίων μετατοπίσεων $\delta_{vm} - \delta_{hm}$ (Σχήμα 2-11).



Σχήμα 2-11: Συσχέτιση μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης με τη μέγιστη καθίζηση (παράθεση από Hsieh & Ου, 1998).

(4) Τελικώς εκτιμάται η επιφανειακή καθίζηση σε διάφορες αποστάσεις από την στέψη της εκσκαφής σύμφωνα με τα σχήματα Σχήμα 2-9 και Σχήμα 2-12.



Σχήμα 2-12: Προτεινόμενη μέθοδος εκτίμησης του κοίλου τύπου καθιζήσεων (παράθεση από Hsieh & Ου, 1998).

2.2.8 Σχολιασμός ημι-εμπειρικών μεθόδων

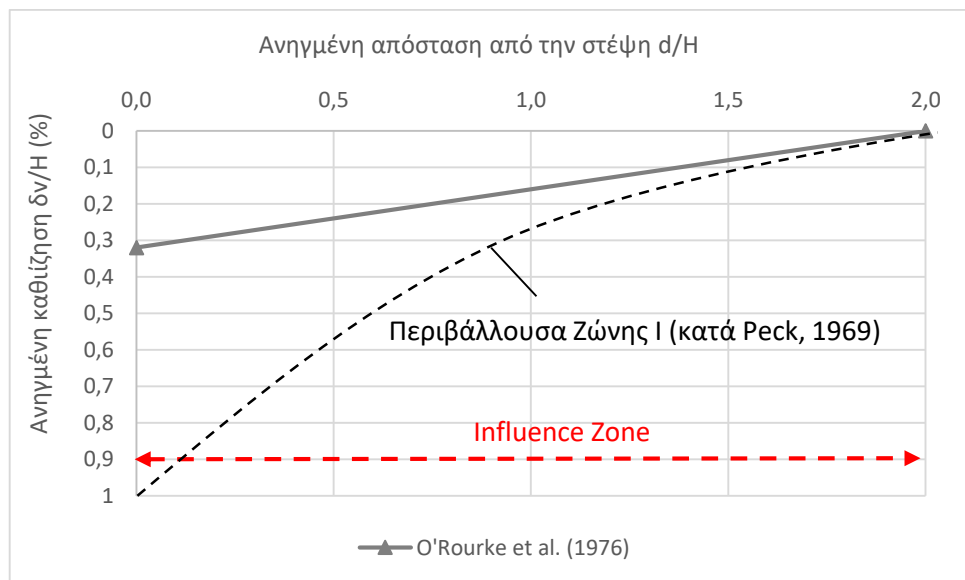
Η επισκόπηση των ημι-εμπειρικών μεθόδων εμπεριέχει τον σχολιασμό και συσχέτιση των παραμέτρων ενδιαφέροντος στο πλαίσιο της μελέτης των εδαφικών υποχωρήσεων· αυτές κυρίως είναι:

- Η θέση μέγιστης καθίζησης καθώς και το μέγεθος αυτής
- Η ζώνη πρωτεύουσας επιρροής
- Η ζώνη δευτερεύουσας επιρροής
- Τα αναλυθέντα εδαφικά προφίλ
- Η κανονικοποίηση των προφίλ καθιζήσεων

Ειδικότερα για το τελευταίο, σημειώνεται ότι κάθε μέθοδος χρησιμοποιεί διαγραμματικές απεικονίσεις σε κανονικοποιημένη μορφή και έτσι η σύγκριση τους καθίσταται ευκολότερη.

i. Μη συνεκτικές άμμοι:

Για τις περιπτώσεις μη συνεκτικών εδαφών, όπως αμμωδών μέσης ή πυκνής διαστρώσεως, εκ των ημι-εμπειρικών μεθόδων παρατηρείται εμφάνιση του κυρτού προφίλ καθιζήσεων. Η πρώτη ζώνη κατά Peck (1969), που αναφέρεται σε μη συνεκτικά εδάφη, παρουσιάζει μέγιστη ανηγμένη καθίζηση $\frac{\delta_v}{H} = 1\%$. Οι Hsieh & OU (1998) αναφέρουν ότι το 1% του Peck υπερεκτιμά κατά πολύ την καθίζηση. Μάλιστα, όπως διαφαίνεται και στο Σχήμα 2-5 (O'Rourke et al., 1976), όπου οι αδιάστατες παράμετροι είναι συγκρίσιμες, η μέγιστη ανηγμένη καθίζηση $\frac{\delta_v}{H} = 0.3\%$ είναι πολύ μικρότερη από το αντίστοιχο μέγεθος κατά Peck. Επίσης, η ζώνη επιρροής της εκσκαφής πρακτικά φθάνει μέχρι την απόσταση $\frac{d}{h} \approx 1.50$. Τα παραπάνω συμπεράσματα συνοψίζονται στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 2-13: Σύγκριση κανονικοποιημένων διαγραμμάτων καθιζήσεων επιφανείας σε άμμους μέσης ή πυκνής διαστρώσεως (κυρτός τύπος καθιζήσεων).

Καθιζήσεις σε αμμώδη εδάφη εξαρτώνται σημαντικά από την ύπαρξη Υ.Υ.Ο.

ii. Κοκκώδη συνεκτικά υλικά:

Τα κοκκώδη συνεκτικά υλικά μπορούν να διαχωριστούν σε δύο βασικές ταξινομήσεις:

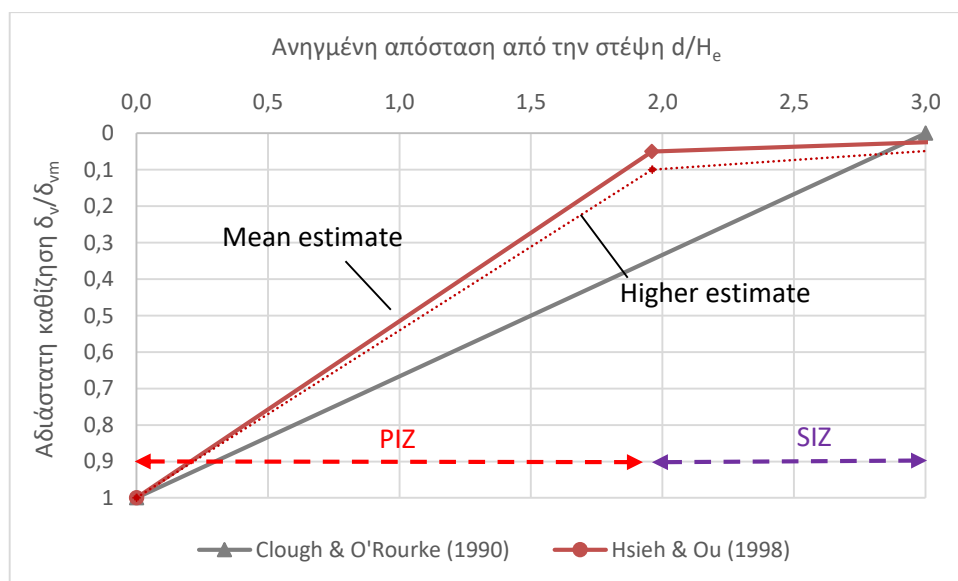
- Αργιλώδεις άμμους
- Αμμώδεις αργίλους

Ο Peck (1969) αναφέρει ότι η συνοχή των παραπάνω εδαφικών υλικών μειώνει την ευαισθησία σε πιέσεις διήθησης κατ' επέκταση δεν παρατηρείται αστοχία τύπου καταρροής εδάφους – σε αντίθεση με την περίπτωση των μη συνεκτικών αμμωδών εδαφών. Απαραίτητη ωστόσο παραμένει η δέσμευση των οριζόντιων μετατοπίσεων.

Για την συγκεκριμένη κατηγορία εδαφικών υλικών, λόγω απουσίας μετρήσεων, δεν εξήχθησαν άμεσα διαγράμματα καθιζήσεων. Ενδεχομένως, αναλόγως την ποσόστωση της αργίλου ή της άμμου εντός του εδαφικού σχηματισμού, να κατηγοριοποιούνται στα αντίστοιχα διαγράμματα βάσει των προτεινόμενων από τις ημι-εμπειρικές μεθόδους.

i. Στιφρές και σκληρές άργιλοι :

Για τις περιπτώσεις στιφρών και σκληρών αργίλων, αντίστοιχα με τα μη συνεκτικά εδάφη, οι Clough & O'Rourke (1990) πρότειναν τριγωνικό προφίλ καθιζήσεων και κυρτή μορφή καμπύλης. Κατά τους Hsieh & Ou (1998) η μέθοδος των Clough & O'Rourke (1990) δίνει καλή εκτίμηση, σε αντίθεση με τις μεθόδους των Peck (1969) και Bowles (1988) που υπερεκτιμούν το μέγεθος της καθίζησης.



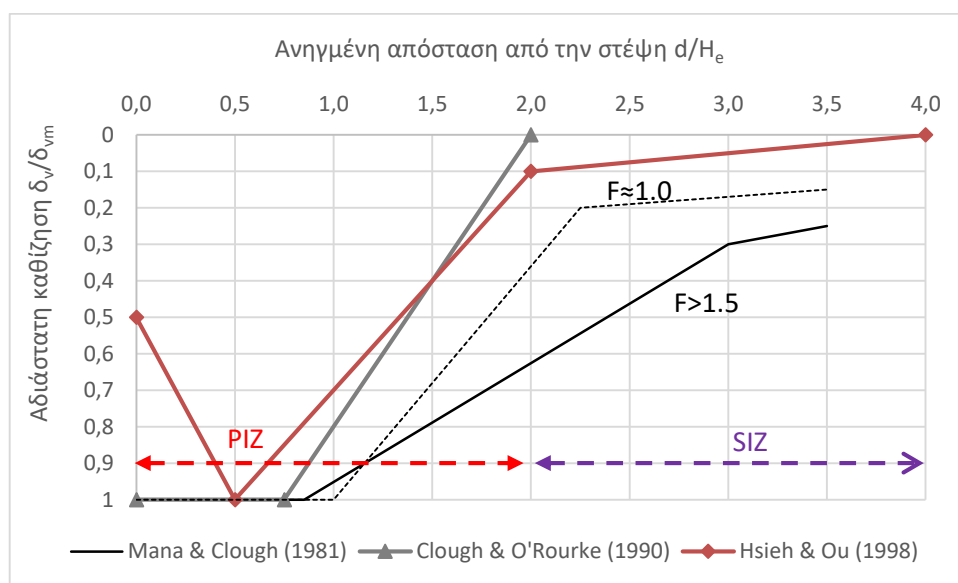
Σχήμα 2-14: Σύγκριση κανονικοποιημένων διαγραμμάτων καθιζήσεων επιφανείας για στιφρές έως πολύ σκληρές άργιλους (κυρτός τύπος καθιζήσεων).

Στους συγκεκριμένους τύπους εδαφών, η δυσκαμψία του συστήματος αντιστήριξης και η απόσταση των οριζόντιων στηρίξεων έχουν μικρή επίδραση στις μετατοπίσεις. Η δυσκαμψία του αντίστοιχου εδάφους και ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων είναι οι παράγοντες που επηρεάζουν άμεσα.

ii. Κορεσμένες πλαστικές άργιλοι:

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν κατά βάση μαλακές έως μέτριας συνεκτικότητας πλαστικές άργιλοι. Ο Peck (1969) αναφέρει ότι σε πλαστικές κορεσμένες άργιλους το μέγεθος της καθίζησης είναι περίπου ίσο με την απώλεια εδαφικού όγκου λόγω πλευρικής μετατόπισης. Σύμφωνα με τις επιμέρους ημι-εμπειρικές μεθόδους, τα εδάφη αυτά τείνουν να έχουν μια συγκεκριμένη κατανομή τραπεζοειδούς τύπου και ζώνη πρωτεύουσας επιρροής. Οι Clough & O'Rourke (1990) επισημαίνουν τη θέση μέγιστης καθίζησης μεταξύ $\frac{d}{H_e} = 0.5 - 1.0$, ενώ οι Hsieh & Ou (1998) για $\frac{d}{H_e} = 0.5$.

Οι Mana & Clough (1981) εισήγαγαν μάλιστα και τον συντελεστή F έναντι ανύψωσης του πυθμένα εκσκαφής για τις περιπτώσεις αργιλικών εδαφών. Όταν ο συντελεστής F είναι μικρότερος από 1.5 τότε η δυσκαμψία του συστήματος ενδέχεται να επηρεάσει σημαντικά τις μετατοπίσεις (Σχήμα 2-7).



Σχήμα 2-15: Σύγκριση κανονικοποιημένων διαγραμμάτων καθιζήσεων επιφανείας σε μαλακή έως μέση άργιλο (κοίλος τύπος καθιζήσεων).

Η πρωτογενής ζώνη επιρροής κατά Hsieh & Ou (1998) ισούται προσεγγιστικά με δύο φορές το βάθος εκσκαφής ($2H_e$), που συμπίπτει με την αντίστοιχη ζώνη επιρροής που παρατηρήθηκε από τους Clough & O'Rourke (1990) (Σχήμα 2-15).

Η προτεινόμενη μέθοδος των Clough & O'Rourke (1990) παρέχει καλή εκτίμηση της καμπύλης καθιζήσεων για την περίπτωση του κοίλου προφίλ, αλλά θεωρεί αμελητέα την δευτερογενή ζώνη επιρροής. Αντίθετα, η προτεινόμενη μέθοδος των Hsieh & Ou (1998) δίνει καλά αποτελέσματα και θεωρείται κατάλληλη για μαλακές και σιφρές άργιλους. Η αξιοπιστία της μεθόδου βασίζεται στην έγκυρη εκτίμηση της οριζόντιας μετατόπισης σύμφωνα με το Σχήμα 2-11.

Κατά τον Clough et al. (1989), το διάγραμμα στο Σχήμα 2-8 προϋποθέτει την ανάπτυξη ενός μικρού ποσοστού μετατοπίσεων από τις συνολικές για όσο ο τοίχος αντιστήριξης λειτουργεί ως εύκαμπτο πέτασμα – προτού δηλαδή εφαρμοστούν οι στηρίξεις. Εάν κάτι τέτοιο δεν ισχύει, το διάγραμμα υποτιμά την πραγματική μετατόπιση.

2.3. Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων

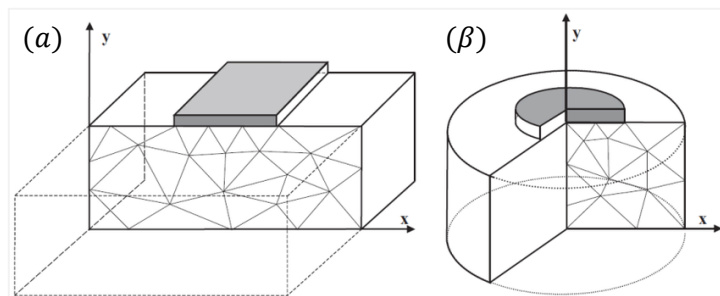
Το βασικότερο ερώτημα στα έργα αντιστήριξης αποτελεί η αλληλεπίδραση του τοίχου με το περιβάλλον έδαφος. Η αλληλεπίδραση αποτελεί σύνθετο γεωτεχνικό πρόβλημα που δεν επιλύεται με τις συνήθεις μεθόδους ισοροπίας κατά Rankine, καθώς υπεισέρχονται συνθήκες παραμορφωσιμότητας εδάφους – τοίχου. Οι μέθοδοι πεπερασμένων στοιχείων αποτελούν επομένως ισχυρό εργαλείο επίλυσης των συνθετοτήτων που προσδίδει η μη γραμμικότητα του εδάφους και η κατασκευαστική ακολουθία.

Στο τρίμα των συνθηκών λειτουργικότητας, οι μέθοδοι πεπερασμένων στοιχείων είναι ικανές να προβλέψουν την μετατόπιση του τοίχου, αδυνατούν ωστόσο να προβλέψουν την καθίζηση επακριβώς λόγω παραδοχών για τα καταστατικά μοντέλα του εδάφους και το συμβιβαστό των παραμορφώσεων (Hsieh & Ou, 1998). Κατ' αυτόν τον τρόπο προτείνεται, ο ολιστικός σχεδιασμός του έργου με ταυτόχρονη αλληλεπίδραση των υποφορέων (π.χ. τοίχος με αγκύρια ή αντηρίδες, τοίχος με δοκό και αγκύρια κλπ.), να συνοδεύεται από όσο το δυνατόν πιο ακριβείς προσομοιώσεις συνοριακών συνθηκών, γεωμετρίας μοντέλου, διακριτοποίησης κ.λπ. Επιπλέον στις προσομοιώσεις, οφείλουν να λαμβάνονται υπόψη κατασκευαστικές διατάξεις τμηματικής εκσκαφής ή επιμέρους στάδια με σκοπό να λαμβάνεται υπόψη η αλλαγή στο τασικό πεδίο και οι αναμενόμενες παραμορφώσεις.

Στην παρούσα ενότητα κρίνεται σκόπιμη μια σύντομη αναφορά στην λειτουργία του εμπορικού προγράμματος PLAXIS, ενός εξειδικευμένου λογισμικού επίλυσης σύνθετων γεωτεχνικών προβλημάτων που θα χρησιμοποιηθεί για τις παραμετρικές αναλύσεις της παρούσας εργασίας.

i. Εισαγωγή:

Στο λογισμικό δίνεται η δυνατότητα οι πραγματικές συνθήκες υπεδάφους να μπορούν να μοντελοποιηθούν ή να προσομοιωθούν είτε από συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης είτε από αξονοσυμμετρικές συνθήκες (Σχήμα 2-16). Το περιβάλλον του λογισμικού αποτελείται από 4 βασικά υπό-προγράμματα (Input, Calculations, Output, Curves) τα οποία εκτελούνται έτσι ώστε να αντικατοπτρίσουν επιτυχώς ένα γεωτεχνικό μοντέλο. Τα προαναφερθέντα τέσσερα υπό-προγράμματα μπορούν να γίνουν αντικείμενο επεξεργασίας ένα προς ένα, σχηματίζοντας μια ολοκληρωμένη και λογική μεθοδολογία που θα μπορεί να επιλύσει το εκάστοτε γεωτεχνικό πρόβλημα.



Σχήμα 2-16: Προσομοίωμα για: α) συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, β) αξονοσυμμετρικές συνθήκες (παράθεση από Brinkgreve et al., 2014).

Μια σύντομη περιγραφή της λειτουργίας κάθε υπό-προγράμματος θα επιτευχθεί παρακάτω.

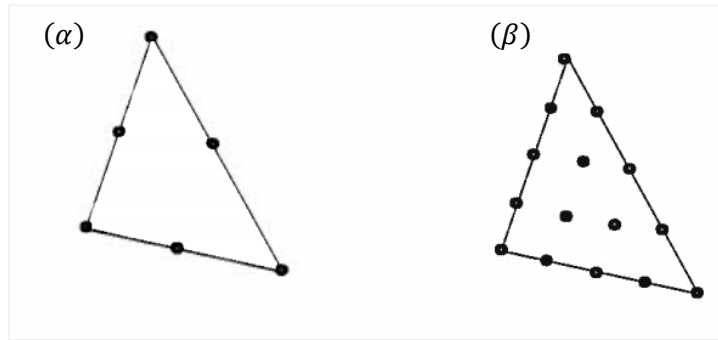
ii. Input program:

Για την διεξαγωγή και ολοκλήρωση μιας ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων, είναι αναγκαίος ο καθορισμός του γεωμετρικού μοντέλου καθώς επίσης και των ιδιοτήτων του εδάφους και των συνοριακών συνθηκών του μοντέλου. Η προαναφερθείσα διαδικασία γίνεται εντός της διαδικασίας INPUT.

Απαιτείται η δημιουργία διδιάστατου (ή τριδιάστατου) γεωμετρικού μοντέλου συγκροτούμενου από σημεία, γραμμές και άλλα στοιχεία κατά τις διευθύνσεις των αξόνων x-y-(z). Για την δημιουργία πύκνωσης του κανάβου, διαδικασία που καθορίζει τον αριθμό των πεπερασμένων στοιχείων, γίνεται χρήση της εντολής “πύκνωση κανάβου” μέσω της οποίας το λογισμικό αυτόματα πραγματοποιεί την πύκνωση στις επιφάνειες του οριοθετημένου χώρου. Τέλος, οι αρχικές ενεργές τάσεις ορίζονται να «υπακούουν» στις αρχικές ιδιότητες των εδαφικών παραμέτρων.

Η γενικότερη διαδικασία που ακολουθείται διαφαίνεται παρακάτω:

- Γενικές ρυθμίσεις: Γίνεται καθορισμός του αρχείου εξόδου, προσδιορίζονται οι αρχικές συνθήκες του μοντέλου, δηλαδή συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης ή αξονοσυμμετρικές καθώς επίσης και οι συνοριακές συνθήκες, ορίζονται οι μονάδες μέτρησης των μεταβλητών που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν και καθορίζεται ο τύπος των στοιχείων (τριγωνικά με 6 ή 15 σημεία και τετραεδρικά με 10 σημεία). Τέλος με την εντολή “borehole” γίνεται καθορισμός του εδαφικού χώρου.
- Γεωμετρία: Περιλαμβάνει την δημιουργία του γεωμετρικού μοντέλου με χρήση σημείων, γραμμών, δομικών στοιχείων, στοιχείων διεπιφανειών, αγκυρώσεων, κλπ.
- Παράμετροι εδάφους & δομικών στοιχείων: γίνεται προσδιορισμός των γενικών ιδιοτήτων του εδάφους και όλων των δομικών στοιχείων. Το έδαφος μπορεί να προσομοιωθεί μέσω διαφόρων καταστατικών μοντέλων, η επιλογή των οποίων γίνεται από τον χρήστη για εκείνα που αντιστοιχούν στις παραδοχές του γεωτεχνικού προβλήματος που εξετάζει. Τα Mohr-Coulomb (MC) και Hardening Soil (HS) είναι από τα πλέον γνωστά και εδώ κρίνεται σκόπιμα η αναφορά τους καθώς θα χρησιμοποιηθούν στην παρούσα εργασία.
- Πύκνωση: Η πύκνωση κανάβου είναι η σύνθεση πεπερασμένων στοιχείων στα οποία έχει προηγηθεί διακριτοποίηση. Ο βασικός τύπος του στοιχείου σε διδιάστατες αναλύσεις είναι τα 6-node και το 15-node τριγωνικά στοιχεία (Σχήμα 2-17). Αξίζει να σημειωθεί ότι αν και μεγαλύτερη πύκνωση μπορεί να φαίνεται «άτακτη», ωστόσο η αριθμητική ανάλυση γίνεται πιο αξιόπιστη από την προκαθορισμένη.



Σχήμα 2-17: Τριγωνικό στοιχείο με: α) 6 σημεία, β) 15 σημεία (παράθεση από Brinkgreve et al., 2013).

- Αρχικές συνθήκες: Στο στάδιο αυτό καθορίζονται οι συνθήκες υδροφόρου ορίζοντα και των αρχικών ενεργών τάσεων με βάση τον συντελεστή ωθήσεων σε ηρεμία K_0 . Αυτή η παράμετρος θα εξετασθεί στο στάδιο της διερεύνησης και δεν λαμβάνει συγκεκριμένη τιμή.

iii. Υπολογιστική διαδικασία:

Καθώς λοιπόν το γεωμετρικό μοντέλο δημιουργηθεί, η πύκνωση του κανάβου επιτευχθεί και οι αρχικές συνθήκες οριστούν, είναι απαραίτητος ο καθορισμός των βημάτων που θα ακολουθηθούν. Για παράδειγμα αν το γεωτεχνικό πρόβλημα περιλαμβάνει πλαστικές παραμορφώσεις, στερεοποίηση, δυναμική απόκριση, κ.λ.π., θα πρέπει η υπολογιστική διαδικασία να διαιρείται σε διάφορα στάδια. Ενδεικτικά θα μπορούσαν να αναφερθούν στάδια ενεργοποίησης του φορτίου, εκσκαφής, αθέλητης υπερεσκαφής και ούτω καθεξής.

Επιλέγοντας τον παράγοντα “Plastic” μεταξύ των διαφορετικών φάσεων, οδηγεί σε μη γραμμικές εξισώσεις που πρέπει να επιλυθούν σε κάθε υπολογιστική φάση που φέρει ενεργοποίηση φορτίου. Σε περιπτώσεις εκτίμησης του συντελεστή ασφαλείας – δηλαδή στον έλεγχο των Οριακών Καταστάσεων Αστοχίας (ULS) – επιλέγεται ο παράγοντας “Safety”, διαδικασία μέσω της οποίας, με την ταυτόχρονη μείωση των μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους c' και ϕ' , ελέγχεται η ισορροπία του μοντέλου και του συμβιβαστού των παραμορφώσεων.

iv. Output program:

Στην λειτουργία “Output” είναι εφικτό να ελεγχθούν τα εξαγόμενα αποτελέσματα και οι μηχανισμοί παραμορφώσεων. Τα βασικά αποτελέσματα που μπορούν να προκύψουν από μια ανάλυση με λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων είναι φυσικά οι μετακινήσεις και οι τάσεις.

Τα αποτελέσματα μπορούν να εξαχθούν είτε με την βοήθεια γραμμών, είτε σκιών είτε μέσω άλλων αναπαραστάσεων – όποια δηλαδή εξυπηρετούν καλύτερα γραφικά τον χρήστη. Τα αποτελέσματα επίσης μπορούν να εξαχθούν σε πίνακες, καθώς η ιδιομορφία τους μοιάζει με αυτή των υπολογιστικών φύλλων του EXCEL.

v. Curves program:

Μέσω της παραπάνω λειτουργίας γίνεται αντιληπτή η δημιουργία καμπύλων φορτίου-μετακίνησης, τάσεων-παραμορφώσεων, διαδρομής των τάσεων, συντελεστή ασφαλείας κλπ. σε συγκεκριμένα επιλεγμένα σημεία της γεωμετρίας του διακριτοποιημένου χώρου.

Σημειώνεται ότι η παραπάνω περιγραφή της λειτουργίας του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS είναι σύντομη και δεν αποτελεί οδηγό. Για ενδεδειγμένη κατανόηση των επιμέρους λειτουργιών, προτείνεται από τον συντάξα, να αναζητηθούν τα εγχειρίδια χρήσης. Η διευκρίνηση των επιμέρους υπο-προγραμμάτων έγινε με σκοπό να γίνει αντιληπτή η περιγραφή της διαδικασίας κατάστροφης του μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων στο επόμενο κεφάλαιο.

2.4. Επιτρεπόμενες καθιζήσεις

Αφότου αναλύθηκαν οι σημαντικότερες εκ των ημι-εμπειρικών μεθόδων και προτού μιλήσουμε για παραμετρικές αναλύσεις στο κεφάλαιο 3, είναι θεμιτό να γίνει αναφορά στις επιτρεπόμενες τάξεις μεγέθους καθιζήσεων.

Στα πλαίσια κατασκευής ενός συστήματος αντιστήριξης με βαθιά εκσκαφή εντός αστικού περιβάλλοντος, οφείλουν να τηρούνται πάντα οι διατάξεις τρωτότητας των θεμελιώσεων των υφιστάμενων κατασκευών. Κατά διαδοχικές φάσεις εκσκαφής είναι απαραίτητη επομένως η σύγκριση των τιμών που προκύπτουν ως αποτελέσματα μελέτης με αυτές που μετρούνται στο πεδίο (in-situ) από ένα ενεργό δίκτυο παρακολούθησης.

Γενικότερα, σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, τα επιτρεπόμενα όρια δίνονται είτε ως μέγιστη ανεκτή καθίζηση s_{max} , είτε ως μέγιστη ανεκτή διαφορική καθίζηση $\delta s_{max,ij}$ (π.χ. μεταξύ δύο γειτονικών πεδίων i, j) είτε ως μέγιστη γωνιακή στροφή $\theta \approx \tan\theta = \delta s_{ij}/l_{ij}$, όπου υπεισέρχεται και το μήκος της υφιστάμενης κατασκευής l_{ij} .

Πίνακας 2-1: Επιτρεπόμενες καθιζήσεις κτηρίων κατά Skempton & Mc Donald (1956).

Είδος Θεμελίωσης	Έδαφος	Μέγιστες Επιτρεπόμενες Τιμές		
		Ολική Καθίζηση	Διαφορική Καθίζηση	Στροφή "δ/L"
Πέδιλα	Άργιλος	7.5 cm	4.5 cm	1 : 500
	Άμμος	5 cm	3.2 cm	
Κοιτόστρωση	Άργιλος	7.5 - 12.5 cm		
	Άμμος	5 - 7.5 cm		

Πίνακας 2-2: Επιτρεπόμενες τιμές γωνιακής στροφής θ για διάφορους τύπους κατασκευής κατά Bjerrum (European Soil Mechanics Congress, 1963).

No	Είδος Κατασκευής	Επιτρεπόμενη Τιμή
1	Ευαίσθητες μηχανολογικές εγκαταστάσεις	1 : 750
2	Πλαισιωτές κατασκευές	1 : 600
3	Συνήθη κτήρια, χωρίς ανεκτές ρηγματώσεις στην τοιχοποιία	1 : 500
4	Συνήθη κτήρια, με ανεκτές ρηγματώσεις στην τοιχοποιία	1 : 300
5	Άκαμπτα κτήρια, με επιτρεπόμενη απόκλιση από την κατακόρυφο	1 : 250
6	Εύκαμπτες πλινθοδομές με $H/L < 1/4$ άνευ ρηγματώσεων (H/L είναι ο λόγος του ύψους προς το μήκος του τοίχου) Όριο για το οποίο είναι πιθανόν να παρουσιαστούν ζημιές στον φέροντα οργανισμό	1 : 150

Πίνακας 2-3: Επιτρεπόμενες καθιζήσεις κατά Ευρωκώδικα (EN 1997-1).

1	Μέγιστη επιτρεπόμενη στροφή για συνήθη κτηριακά έργα και τοίχους αντιστήριξης από σκυρόδεμα	1 : 200 έως 1 : 300
2	Μέγιστη επιτρεπόμενη διαφορική καθίζηση (ΟΚΛ):	1 : 500
3	Θεμελιώσεις με πέδιλα 3α. Συνολική καθίζηση 3β. Διαφορική καθίζηση (ανάμεσα σε γειτονικά πέδιλα)	50 mm 20 mm
4	Μεγαλύτερες υποχωρήσεις μπορεί να είναι αποδεκτές υπό τις προϋποθέσεις ότι οι σχετικές στροφές παραμένουν εντός αποδεκτών ορίων και ότι οι ολικές υποχωρήσεις δεν προκαλούν προβλήματα με τα δίκτυα κοινής ωφέλειας τα οποία εισέρχονται στο έργο, ή κλίση κλπ.	

Εκ των ανωτέρω διατάξεων του Ευρωκώδικα παρατηρούμε ότι για συνήθη φέροντα οργανισμό υφιστάμενων κτηρίων, η μεν μεμονωμένη καθίζηση δεν επιτρέπεται να ξεπερνάει τα 5 cm:

$$s_{max} = 5 \text{ cm}$$

η δε διαφορική καθίζηση ανάμεσα σε γειτονικά πέδιλα τα 2 cm:

$$\delta s_{max} = 2 \text{ cm}$$

Με βάση τα παραπάνω και αναλόγως τις εκάστοτε συνθήκες κατασκευής, λαμβάνονται υπόψη τα αντίστοιχα όρια συναγερμού και επιφυλακής – συνήθως το 80% των ορίων συναγερμού:

$$\text{Όριο επιφυλακής} = 80\% \times |\delta s_{max}| = 1.6 \text{ cm}$$

Η σημασία της γεωτεχνικής παρακολούθησης λοιπόν, «ενεργοποιείται» ακόμη περισσότερο στην τήρηση των παραπάνω ορίων καθιζήσεων.

Τελικώς σημειώνεται ότι ο συνδυασμός των υπολογιστικών και ημι-εμπειρικών μεθόδων με την μέθοδο παρακολούθησης αποτελεί ευλόγως την εγκυρότερη μεθοδολογία παρέχοντας συνδυαστική πληροφορία για τις εδαφικές μετατοπίσεις.

Στο επόμενο κεφάλαιο γίνεται αποδόμηση του προβλήματος των εδαφικών μετατοπίσεων πλησίον βαθιών εκσκαφών σε επιμέρους στάδια ανάλυσης. Αυτά συνίστανται από την κατάστρωση του γεωμετρικού μοντέλου, του μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων και των επιμέρους παραδοχών με την παραμετρική διερεύνηση να ακολουθεί.

3

Διερεύνηση εδαφικών μετατοπίσεων

Το κεφάλαιο της διερεύνησης των εδαφικών μετατοπίσεων διαιρείται σε δύο μέρη εκ των οποίων το 1^ο αποτελεί προκαταρκτικό στάδιο του 2^{ου}.

- i. Μεθοδολογική προσέγγιση (1^ο μέρος)
- ii. Παραμετρική διερεύνηση (2^ο μέρος)

Η μεθοδολογική προσέγγιση προηγείται των παραμετρικών αναλύσεων, με σκοπό να εισάγει μια σειρά από παραδοχές – είτε του βιβλιογραφικού υποβάθρου είτε βοηθητικές – για το μοντέλο προσομοίωσης. Το στάδιο αυτό ξεκινά με τη γεωμετρία και τα χαρακτηριστικά του υπό εξέταση μοντέλου, συνεχίζει με τη διαδικασία μοντελοποίησης του εδαφικού χώρου, των συστημάτων αντιστήριξης και όλων των επιμέρους δομικών στοιχείων εντός του αριθμητικού μοντέλου και ολοκληρώνεται με την αναφορά στους απαραίτητους ελέγχους κατά Ευρωκώδικα (EN 1997-1:2004) και την μελέτη των παραμέτρων επιρροής των εδαφικών μετατοπίσεων.

Η παραμετρική διερεύνηση απαρτίζεται από αναλύσεις στο μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων για κάθε εξεταζόμενη παράμετρο επιρροής των εδαφικών μετατοπίσεων και συσχέτιση αυτών μεταξύ τους.

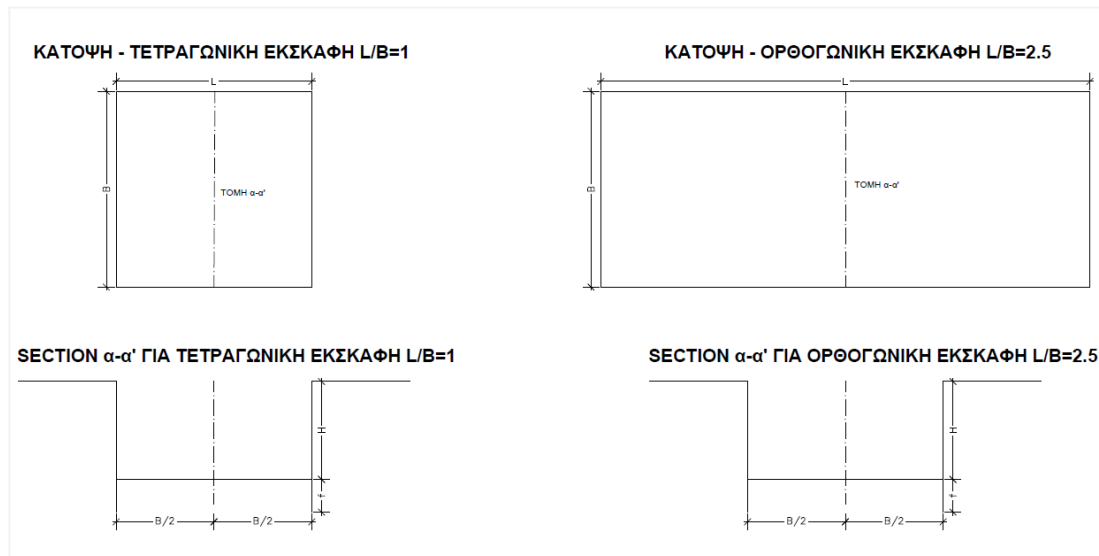
3.1. Εξεταζόμενη γεωμετρία

Στην εξέταση ενός μοντέλου εδαφικών υποχωρήσεων εκατέρωθεν βαθιών εκσκαφών, εκ των βασικών παραμέτρων σχεδιασμού είναι οι διαστάσεις της εκσκαφής καθαυτής. Μια εκσκαφή μπορεί να περιγραφεί κατά βάση από τις παραμέτρους του πλάτους (B), του μήκους (L) και του ύψους (H) και κατ' επέκταση απ' τους αντίστοιχους λόγους τους, $H/B, L/B, L/H$. Η εκσκαφή μπορεί να είναι είτε ορθογωνική με λόγους $L/B > 1$, είτε τετραγωνική $L/B = 1$ είτε παρουσιάζοντας γωνίες όπου ο λόγος L/B απαιτεί ειδική ανάλυση.

Εξετάζοντας λόγους χάρη δύο περιπτώσεις εκσκαφών θεωρώντας ενιαίες διακριτές διαστάσεις (χωρίς δηλαδή την συμπερίληψη γωνιών):

- Τετραγωνική εκσκαφή: λόγος $L/B = 1$
- Ορθογωνική εκσκαφή: λόγος $L/B = 2.5$

,λαμβάνονται οι κάτωθι ενδεικτικές τομές.



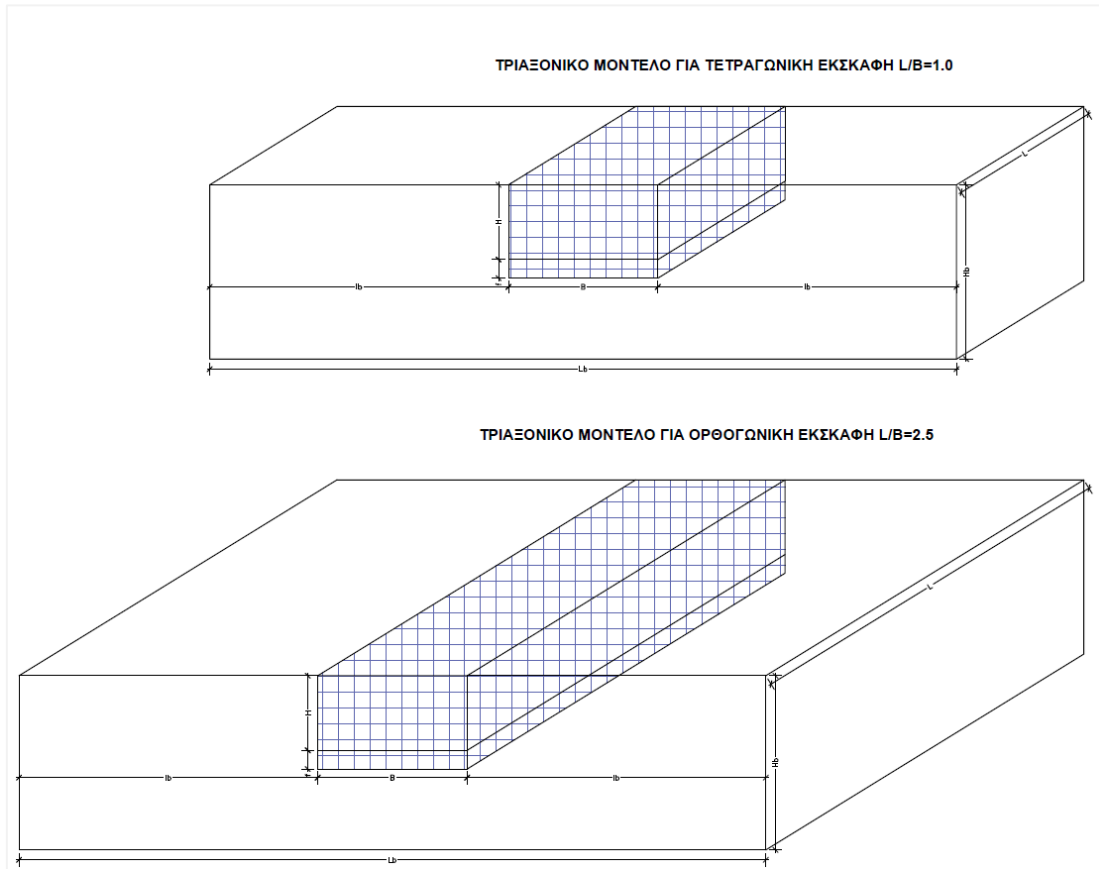
Σχήμα 3-1: Κάτοψη και ενδεικτική τομή για εκσκαφές με λόγο μήκους - πλάτους: $L/B=1$, $L/B=2.5$.

Η επιλογή των διαστάσεων του αριθμητικού μοντέλου εξαρτάται από το πρόβλημα που αναλύουμε και τις επιμέρους παραδοχές. Θεωρητικά, η επιλογή των συνθηκών επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain conditions) σε δισδιάστατα μοντέλα θα επαρκούσε ως συντηρητική λύση εξετάζοντας π.χ. Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ULS). Σε αστικό περιβάλλον όμως, όπου μας ενδιαφέρει η αρχιτεκτονική και ο προσανατολισμός των παραμορφώσεων, είναι προτιμότερη η επιλογή τρισδιάστατου μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων (3D). Μάλιστα σε βαθιές εκσκαφές, όσο μεγαλώνει το βάθος εκσκαφής, τόσο μεγαλύτερη ανύψωση του πυθμένα αναμένουμε σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης· ως εκ τούτου λύνουμε ως προς τις 3 διαστάσεις είτε θεωρούμε παραβολική μεταβολή του μέτρου δυσκαμψίας του εδάφους E .

Μια παραμετρική διερεύνηση ωστόσο, είναι δυσκολότερη σε ένα τρισδιάστατο μοντέλο λόγω πολλαπλών παραμέτρων επιρροής. Για το λόγο αυτό στην παρούσα μελέτη ακολουθήθηκε η διερεύνηση των δεδομένων μέσω διδιάστατων αναλύσεων (2D) αρχικά, ούτως ώστε να αποφευχθεί μεγάλος όγκος δεδομένων και να πραγματοποιηθεί μια προκαταρκτική αξιολόγηση των παραμέτρων επιρροής. Τα τριδιάστατα μοντέλα (3D) έρχονται έπειτα να καλύψουν τις απαιτήσεις τετραγωνικών εκσκαφών (λόγους $L/B \approx 1$), όπου παύουν να ισχύουν οι συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης – λόγω επιρροής της 3^{ης} διάστασης.

Για τις δύο περιπτώσεις εκσκαφών, το τριαξονικό μοντέλο διαφαίνεται στο Σχήμα 3-2. Με διαγράμμιση άνωθεν της στάθμης εκσκαφής – δηλαδή μέχρι ύψος H – εμφανίζεται ο όγκος προς εκσκαφή, ενώ κάτωθεν αυτής – δηλαδή μέχρι ύψος $H + f$ το βάθος εγκιβωτισμού του τοίχου αντιστήριξης. Φυσικά, ακόμη δεν έχει προηγηθεί

συζήτηση για τον εδαφικό χώρο, τα επιμέρους δομικά στοιχεία, τις ακτίνες επιρροής, τις συνοριακές συνθήκες, την συμμετρία κ.ο.κ.



Σχήμα 3-2: Τριαξονικό μοντέλο για: τετραγωνική εκσκαφή ($L/B=1$), ορθογωνική εκσκαφή ($L/B=2.5$).

Όπως αναφέρθηκε και στις ημι-εμπειρικές μεθόδους, οι εδαφικές υποχωρήσεις εξετάζονται όχι μόνο ως προς την θέση μέγιστης καθίζησης και την κατανομή τους, αλλά και ως προς την ζώνη πρωτεύουσας και δευτερεύουσας επιρροής. Προκειμένου λοιπόν αυτές να ληφθούν υπόψη στην αριθμητική προσομοίωση, λαμβάνονται κατάλληλες ακτίνες επιρροής. Ο Schweiger (1998), εργαζόμενος σε συμμετρική εκσκαφή σε αναλύσεις διδιάστατων γεωμετρικών μοντέλων, αναφέρει ενδεικτική ακτίνα επιρροής $2 - 3 \times B$, όπου B το πλάτος της εκσκαφής. Στην διδιάστατη μελέτη χρησιμοποιούνται οι ακτίνες επιρροής που αναγράφονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3-1: Όρια επιρροής αριθμητικού μοντέλου.

Περιγραφή	Σύμβολο
Μέγιστο πλάτος αριθμητικού μοντέλου	L_b
Δεξί και αριστερό όριο αριθμητικού μοντέλου (μετρημένο από την στέψη του τοίχου)	l_b
Μέγιστο ύψος αριθμητικού μοντέλου	H_b
Κάτω όριο αριθμητικού μοντέλου (μετρημένο από τη στάθμη γενικής εκσκαφής)	h_b

για τις οποίες ισχύουν οι εξής περιορισμοί:

$$\text{Οριζόντια ακτίνα επιρροής: } l_b = \max[R_{eff} = 50 - 60m, (3 \div 4)H]$$

$$\text{Κατακόρυφη ακτίνα επιρροής: } H_b = H + h_b$$

$$\text{Μέγιστο πλάτος αριθμητικού μοντέλου: } L_b = 2l_b + B$$

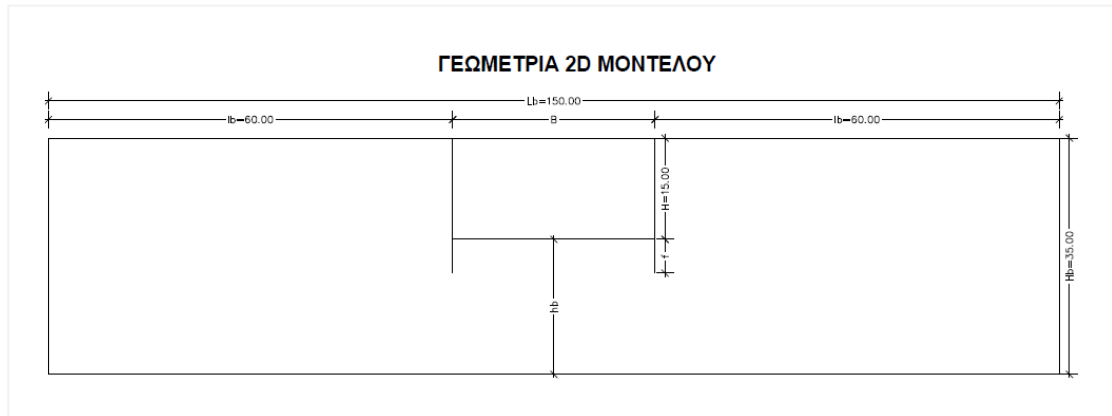
όπου: R_{eff} προκύπτει από κανονισμούς και H το ύψος της εκσκαφής. Το h_b είναι το ύψος του πυθμένα του μοντέλου από τη στάθμη γενικής εκσκαφής που συνήθως λαμβάνει τιμές $\sim 1.5B$. Εάν εντοπίσουμε βραχώδες υπόβαθρο σε κάποιο βάθος, τότε τοποθετείται το όριο διεπιφάνειας αυτό.

Για την παρούσα ανάλυση επιλέχθηκαν τυπικές διαστάσεις αντίστοιχων με εκσκαφές σε σταθμούς μετρό και για χρήση συστήματος αντιστήριξης τύπου πασσαλοσυτοιχιών με προεντεταμένες αγκυρώσεις – όπως θα δούμε παρακάτω.

Πίνακας 3-2: Γεωμετρικά δεδομένα εκσκαφής.

Περιγραφή	Σύμβολο	Μονάδα μέτρησης (m)
Ύψος εκσκαφής	H	15,00
Πλάτος εκσκαφής	B	*
Μήκος εκσκαφής	L	*
<i>*Εξέταση ως παράμετρος επιρροής</i>		

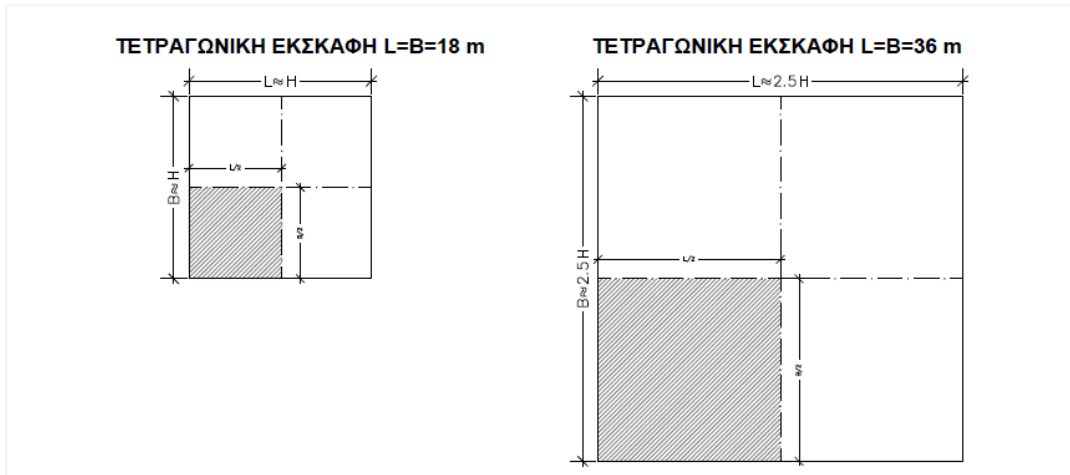
Σύμφωνα με όλα τα δεδομένα προκύπτει η γεωμετρία του διδιάστατου μοντέλου (Σχήμα 3-3). Η εν λόγω γεωμετρία καλύπτει ικανοποιητικώς τις περιπτώσεις ορθογωνικών εκσκαφών λόγω ισχυουσών συνθηκών επίπεδης παραμόρφωσης.



Σχήμα 3-3: Όρια επιρροής 2D αριθμητικού μοντέλου.

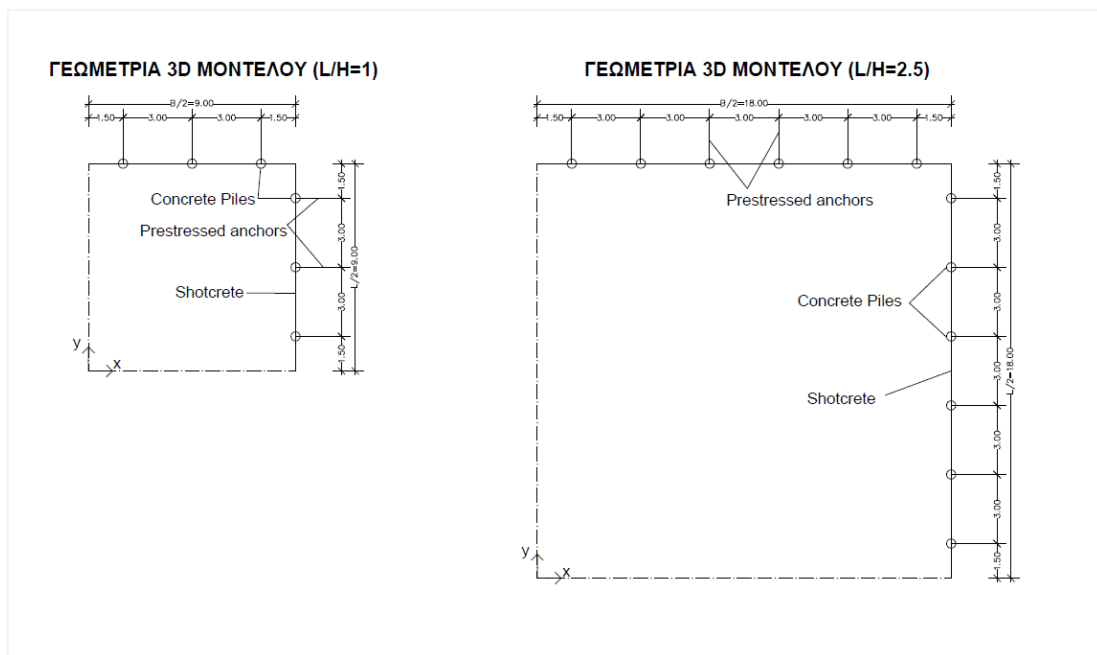
Τριδιάστατες αναλύσεις περιλαμβάνουν την ανάλυση των τετραγωνικών ή περίπου τετραγωνικών εκσκαφών. Το μήκος και πλάτος της εκσκαφής στις εν λόγω περιπτώσεις λαμβάνονται ίσα. Συγκεκριμένα στην παρούσα μελέτη εξετάζονται:

- $L = B = 18 \text{ m} \rightarrow \frac{L}{H} = 1.20 \approx 1$
- $L = B = 36 \text{ m} \rightarrow \frac{L}{H} = 2.40 \approx 2.5$



Σχήμα 3-4: Κάτοψη εξεταζόμενων τετραγωνικών εκσκαφών για την παραγωγή των 3D μοντέλων.

Οι παραπάνω τιμές είναι ενδεικτικές και η επιλογή τους έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε στα γραμμοσκιασμένα τμήματα να «χωράει» ακέραιος αριθμός πασσάλων εντός των μηκών, κανένας εκ των οποίων να μην βρίσκεται στα όρια του μοντέλου ώστε να μην δημιουργούνται προβλήματα στην προσομοίωση (Σχήμα 3-5):



Σχήμα 3-5: Γεωμετρία 3D μοντέλων για τις περιπτώσεις εξεταζόμενων τετραγωνικών εκσκαφών.

Τα παραπάνω μοντέλα επεκτείνονται στην επόμενη ενότητα ως προς τον περιβάλλοντα εδαφικό χώρο και τα επιμέρους δομικά στοιχεία ένα προς ένα αξιοποιώντας εμπειρικές μεθοδολογίες και αναφορές στη βιβλιογραφία. Τελικώς, παρέχεται ένα πλήρες αριθμητικό μοντέλο που θα αποτελεί την βάση της διερεύνησης.

3.2. Αριθμητική προσομοίωση

Η προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία δεν είναι εύκολη καθώς απαιτεί μια σειρά από επιμέρους στάδια μοντελοποίησης, όπου απαιτούνται επιμέρους παραδοχές και δεδομένα εισαγωγής. Η ενότητα αυτή έχει στόχο την διαίρεση της προσομοίωσης σε στάδια, προκειμένου να παραχθεί το αριθμητικό μοντέλο προς διερεύνηση των εδαφικών μετατοπίσεων.

3.2.1 Ιδιότητες μοντέλου

Στις ιδιότητες του μοντέλου εφαρμόζονται οι αρχικοί νόμοι διεύθυνσης των αξόνων, μονάδων μέτρησης και των αντίστοιχων σταθερών τιμών τους. Για το διδιάστατο μοντέλο επιλέχθηκαν συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης σε άξονες x-z με τα θετικά πρόσημα να αναγράφονται στο Σχήμα 3-7. Λόγω συμμετρικής εκσκαφής συνολικού πλάτους B αξιοποιούμε την συμμετρία εργαζόμενοι με αριστερό όριο $\frac{B}{2}$.

Για λόγους παραγωγής διαγραμμάτων καθιζήσεων πλησίον της κεφαλής του τοίχου, επιλέχθηκε ως αρχή των αξόνων η κεφαλή του τοίχου:

Πίνακας 3-3: Συντεταγμένες διδιάστατου μοντέλου.

Περιγραφή	Συντεταγμένες – Ζεύγος (x,z)
Αρχή των αξόνων (κεφαλή του τοίχου)	(0,0)
Πάνω αριστερό όριο	(-15,0)
Κάτω αριστερό όριο	(-15,35)
Πάνω δεξί όριο	(60,0)
Κάτω δεξί όριο	(60,35)

Για το τριδιάστατο μοντέλο ακολουθείται διαφορετική διαδικασία καθώς πρώτα σχεδιάζεται η επίπεδη επιφάνεια xy με τις συντεταγμένες που διαφαίνονται στον Πίνακα 3-4 & Πίνακα 3-5 και έπειτα σχεδιάζεται η 3^η διάσταση (δηλ. η κατακόρυφη z). Οι διαστάσεις του επιπέδου xy ελήφθησαν από το Σχήμα 3-4 και η κατακόρυφη απόσταση σύμφωνη με αυτή του διδιάστατου πεδίου ($z = -35 \text{ m}$).

Πίνακας 3-4: Συντεταγμένες τριδιάστατου μοντέλου για εκσκαφή με λόγο $L/H \approx 1$.

Περιγραφή	Συντεταγμένες (x,y)
Αρχή των αξόνων (Σημείο 0)	(0,0)
Σημείο 1 (ωρολογιακά)	(0,39)
Σημείο 2 (ωρολογιακά)	(39,39)
Σημείο 3 (ωρολογιακά)	(39,0)
Κάτω όριο, z	-35

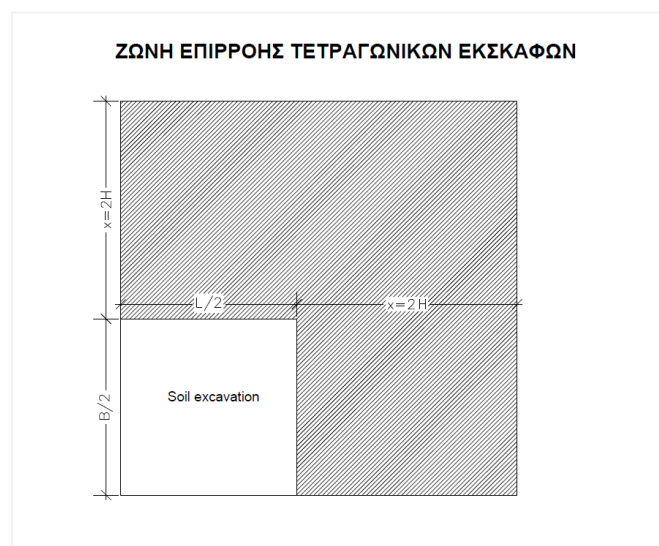
Πίνακας 3-5: Συντεταγμένες τριδιάστατου μοντέλου για εκσκαφή με λόγο $L/H \approx 2.5$.

Περιγραφή	Συντεταγμένες (x,y)
Αρχή των αξόνων (Σημείο 0)	(0,0)
Σημείο 1 (ωρολογιακά)	(0,48)
Σημείο 2 (ωρολογιακά)	(48,48)
Σημείο 3 (ωρολογιακά)	(48,0)
Κάτω όριο, z	--35

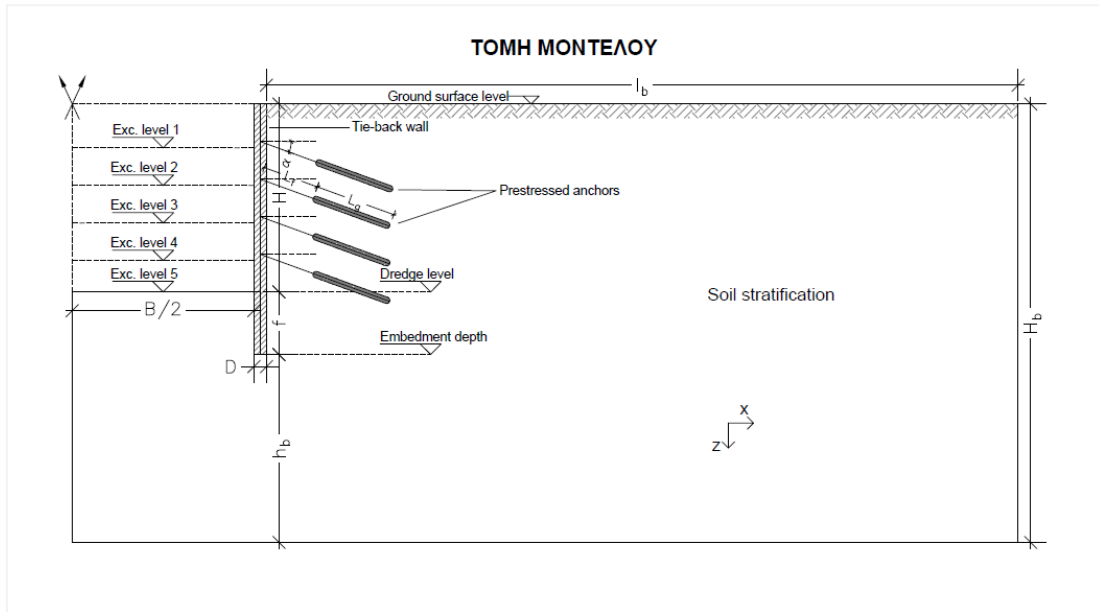
3.2.2 Γεωμετρία μοντέλου

Η γεωμετρία που εξετάστηκε στην προηγούμενη ενότητα περιλαμβάνει μεγάλο όγκο δεδομένων και ως εκ τούτου αξιοποιείται η συμμετρία της εκσκαφής με αριστερό όριο $\frac{B}{2}$. Στο Σχήμα 3-7 διαφάνεται η χαρακτηριστική τομή του μοντέλου που θα χρησιμοποιηθεί στις διδιάστατες παραμετρικές αναλύσεις. Αναγράφονται ορισμένα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, όπως τα όρια επιρροής του αριθμητικού μοντέλου, οι διαστάσεις του συστήματος αντιστήριξης και τα επιμέρους στάδια εκσκαφής που θα μας απασχολήσουν στα στάδια ανάλυσης.

Η περίπτωση των τριών διαστάσεων εμφανίζει επιπλέον δυσκολίες λόγω του μεγάλου όγκου δεδομένων που υπεισέρχονται. Ωστόσο, προκειμένου να καλύπτονται οι ζώνες εμφάνισης πλαστικών παραμορφώσεων περιμετρικά των πακτωμένων μηκών των αγκυρώσεων πρέπει να λαμβάνεται ζώνη επιρροής τουλάχιστον διπλάσια του ύψους γενικής εκσκαφής, δηλ. $x \geq 2H$ (Σχήμα 3-6). Εκμεταλλευόμενοι εκ νέου την συμμετρία των τετραγωνικών εκσκαφών, εργαζόμαστε στο τεταρτημόριο με διαστάσεις $\frac{B}{2}$ και $\frac{L}{2}$ με ζώνη επιρροής την πλέον επαρκή, δηλ. $x = 2H = 30 \text{ m}$.

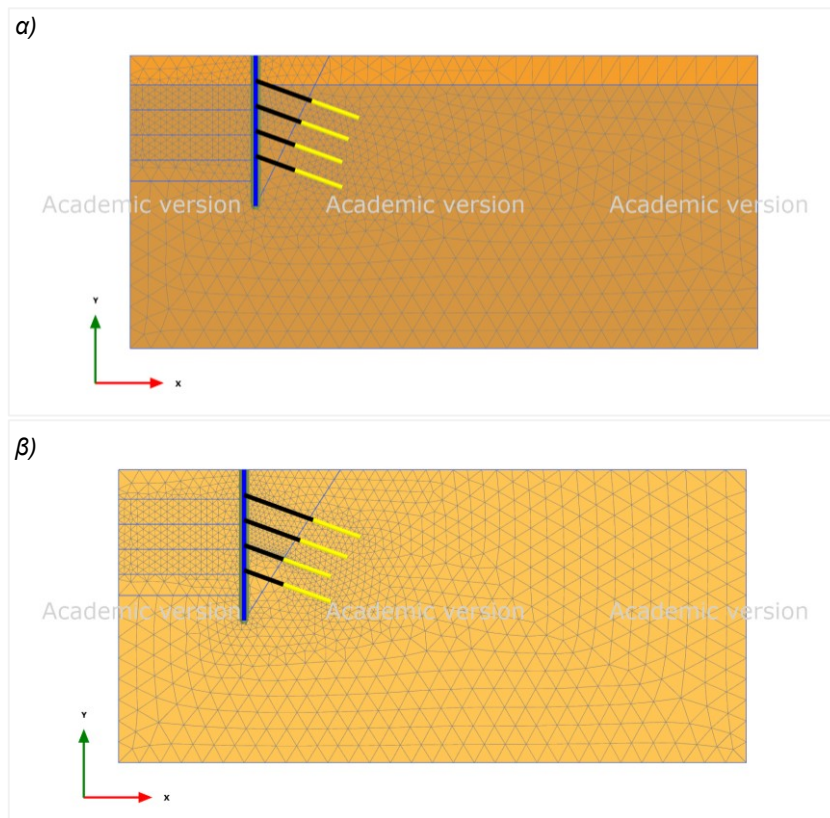


Σχήμα 3-6: Ζώνη επιρροής τετραγωνικών εκσκαφών.



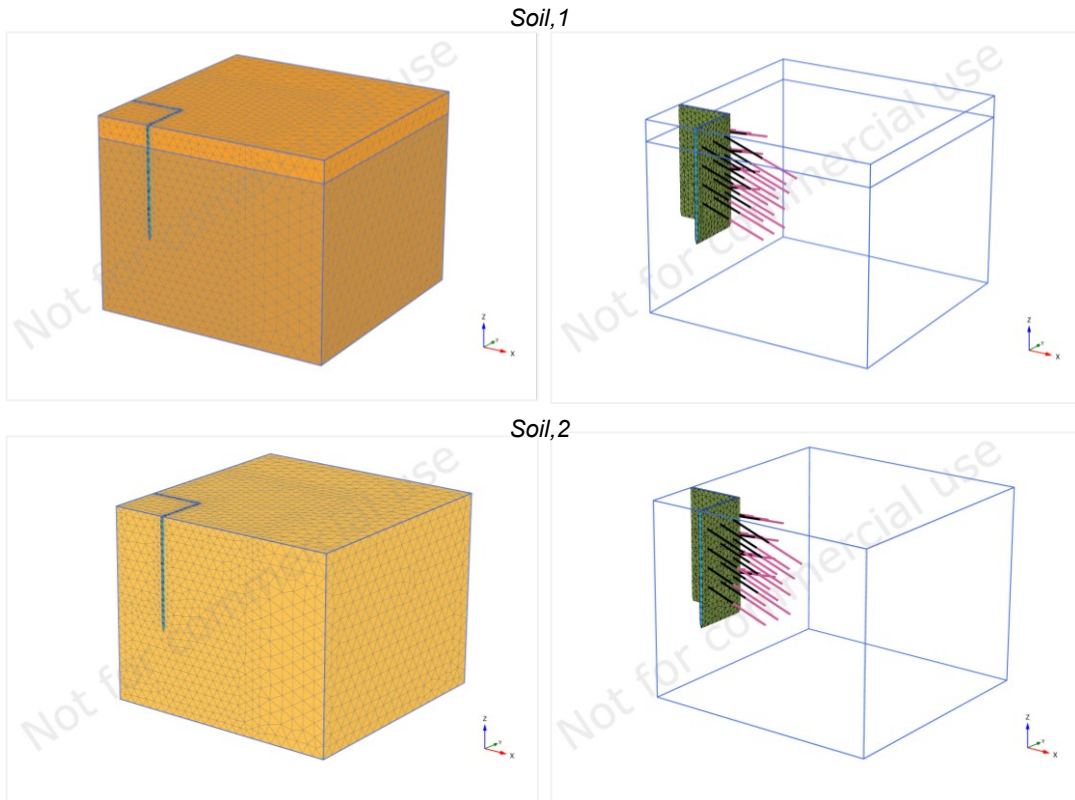
Σχήμα 3-7: Χαρακτηριστική τομή 2D μοντέλου και ενδεικτικά στάδια ανάλυσης.

Η προσομοίωση του παραπάνω μοντέλου στο λογισμικό δύο διαστάσεων διαφαίνεται στο Σχήμα 3-8:

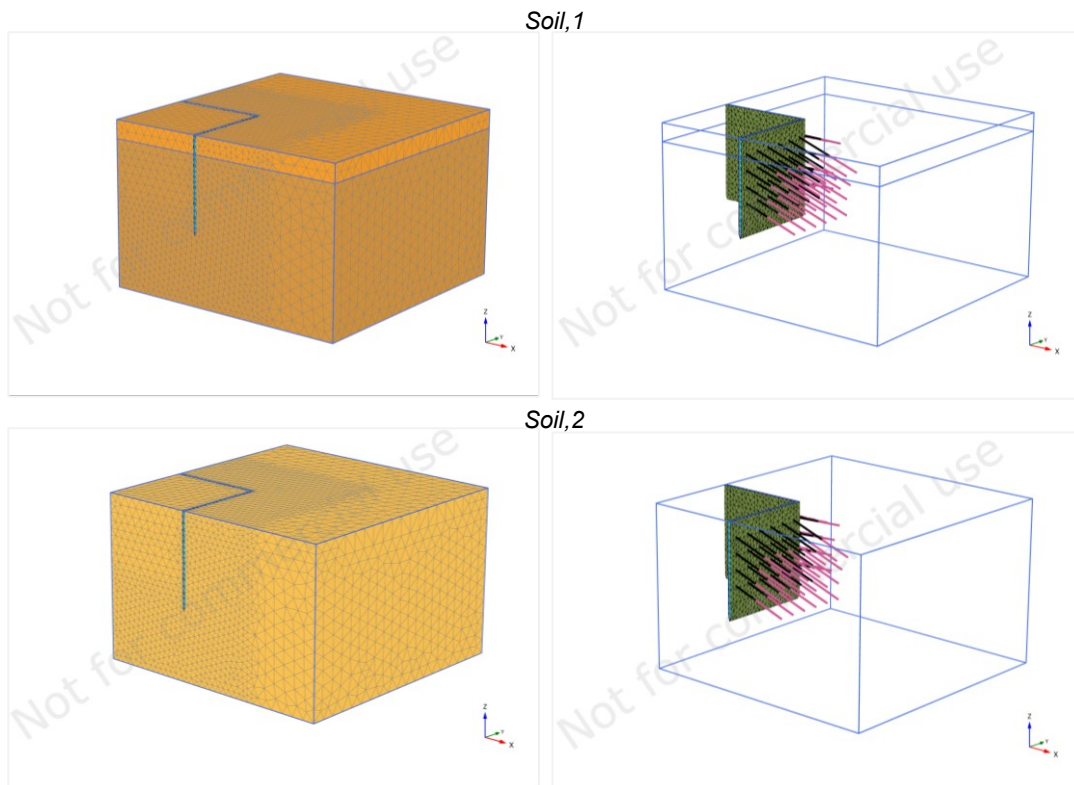


Σχήμα 3-8: Προσομοίωση FEM σε 2D για: α) τύπο εδάφους I, β) τύπο εδάφους II.

Η προσομοίωση των μοντέλων στο λογισμικό τριών διαστάσεων διαφαίνεται εδώ (Σχήμα 3-9 και Σχήμα 3-10):



Σχήμα 3-9: Προσομοίωση FEM σε 3D για τετραγωνική εκσκαφή με $L/H \approx 1$.



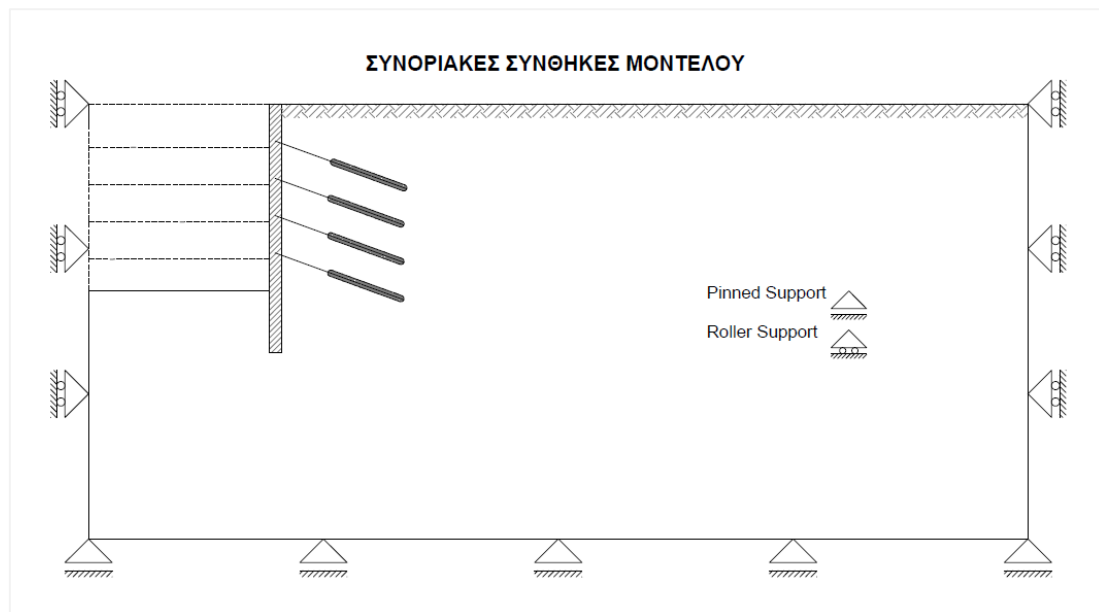
Σχήμα 3-10: Προσομοίωση FEM σε 3D για τετραγωνική εκσκαφή με $L/H \approx 2.5$.

Τα δομικά στοιχεία και ο περιβάλλοντας εδαφικός χώρος εξετάζονται ως προς την εισαγωγή των ιδιοτήτων τους (material properties) σε επόμενη ενότητα.

3.2.3 Συνοριακές συνθήκες

Εκτός από τα όρια του μοντέλου, απαιτείται και η εισαγωγή των συνοριακών συνθηκών. Οι συνοριακές συνθήκες ρυθμίζουν τους βαθμούς ελευθερίας του μοντέλου και ο καθορισμός τους είναι προαπαιτούμενος των αναλύσεων ούτως ώστε το σύστημα εξισώσεων συμβιβαστού των παραμορφώσεων να είναι ορισμένο.

Στην παρούσα ανάλυση και γενικότερα στις αναλύσεις συστημάτων αντιστήριξης καθορίζονται κυλίσεις επί των πλαϊνών ορίων του μοντέλου για δέσμευση της οριζόντιας μετατόπισης. Οι κυλίσεις δεσμεύουν την μετακίνηση κάθετα σε αυτές και επιτρέπουν μετατοπίσεις στην εγκάρσια διεύθυνση. Αρθρώσεις τοποθετούνται στον πυθμένα του μοντέλου με σκοπό την δέσμευση και των οριζόντιων και των κατακόρυφων μετατοπίσεων (Σχήμα 3-11). Στο λογισμικό υπεισέρχονται με την προκαθορισμένη επιλογή των standard fixities.



Σχήμα 3-11: Συνοριακές συνθήκες αριθμητικού μοντέλου.

Standard fixities επιλέγονται και στην μελέτη στις τρεις διαστάσεις (3D).

3.2.4 Παράμετροι εδάφους & δομικών στοιχείων

Τύποι εδαφών:

Ο περιβάλλουσες εδαφικές συνθήκες υπεισέρχονται στο αριθμητικό μοντέλο μέσω των κατάλληλων καταστατικών νόμων που διέπουν τα χαρακτηριστικά αντοχής και παραμορφωσιμότητας τους. Η επιλογή του καταστατικού μοντέλου εξαρτάται από πολλούς παράγοντες και κυρίως από το γεωτεχνικό πρόβλημα που αναλύουμε.

Το Mohr – Coulomb (MC), ένα γραμμικώς ελαστικό – ιδεωδώς πλαστικό καταστατικό μοντέλο, καθορίζεται από τις παραμέτρους αντοχής:

- ϕ' : γωνία διατμητικής αντοχής
- ψ : γωνία διαστολικότητας
- c' : διατμητική αντοχή

και από τις ελαστικές παραμέτρους:

- E : μέτρο παραμορφωσιμότητας
- ν : λόγος Poisson

Χρησιμοποιείται συστηματικά ως μοντέλο επαρκές για ανάλυση των τάσεων και ως εύχρηστο λόγω των σχετικά γρήγορα υπολογίσιμων γεωτεχνικών παραμέτρων. Στα βασικά μειονεκτήματά του, η ελαστική αποφόρτιση (δηλ. ίδιο μέτρο ελαστικότητας στην φόρτιση και αποφόρτιση).

Αντίθετα, το Hardening Soil (HS) περιγράφει τη σχέση μεταξύ της αξονικής τροπής και της εκτροπικής παραμόρφωσης υπό τυπική δοκιμή τριαξονικής θλίψης ως συνάρτηση υπερβολής (δηλ. μη γραμμική συμπεριφορά). Οι αναλύσεις στα διαφόρου τύπου γεωτεχνικά λογισμικά που απαιτούν δείκτες παραμορφωσιμότητας του εδάφους προτείνουν την χρήση του ως προηγμένο μοντέλο που βελτιώνει κατά πολύ το μοντέλο Mohr-Coulomb. Η διαφοροποίηση του μέτρου ελαστικότητας κατά την φόρτιση και αποφόρτιση είναι ο κύριος λόγος της συγκριτικής εφαρμογής των δύο προσομοιωμάτων. Παρακάτω αναγράφονται ορισμένες βασικές παράμετροι που διέπουν το καταστατικό μοντέλο HS.

Η συνάρτηση υπερβολής που καθορίζει την συσχέτιση της εκτροπικής τάσης q και της αξονικής τροπής ε_1 , δίνεται από την ακόλουθη σχέση συναρτήσεως της πλευρικής τάσης σ_3 υπό συνθήκες τριαξονικής θλίψης και του τεμνόμενου μέτρου ελαστικότητας E_{50} :

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)}, \text{ για } q \leq q_f \quad [9]$$

όπου q_a η ασυμπτωματική τιμή της εκτροπικής τάσης και E_{50} το τέμνον μέτρο ελαστικότητας που αντιστοιχεί σε τάση $q = \frac{q_f}{2}$, όπου q_f η οριακή θεωρητική τάση αστοχίας υπολογιζόμενη βάσει της ορθής τάσεως p και των παραμέτρων μέγιστης διατμητικής αντοχής c' και φ' .

Για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας E_{50} χρειάζεται το πραγματικό μέτρο ελαστικότητας αναφοράς E_{50}^{ref} υπολογιζόμενο για πλευρική τάση αναφοράς p'_{ref} κατά την σχέση:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cdot \cot \varphi'}{p'_{ref} + c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m \quad [10]$$

όπου $0 \leq m \leq 1$ συντελεστής (εκθέτης) που εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους.

- για άμμους: $m = 0.4 - 0.6$
- για NC άργιλο: $m = 1.0$
- για OC: $m = 0.5 - 0.7$

Για όλα τα εδάφη ικανοποιητικά μπορεί να ληφθεί $m = 0.5$.

Για μη συνεκτικά εδάφη ($c \approx 0$), $E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma'_3}{p'_{ref}} \right)^m$, όπου $p'_{ref} = 100 \text{ kPa}$ (ίση με την ατμοσφαιρική).

Στο μοντέλο υπεισέρχεται και ένα άλλο μέτρο, αυτό της μονοδιάστατης συμπίεσης που προκύπτει ως εξής:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma'_1 + c' \cdot \cot\phi'}{p'_{ref} + c' \cdot \cot\phi'} \right)^m, \text{ για } \sigma_1 \geq 0 \quad [11]$$

Το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης μπορεί να ληφθεί προσεγγιστικά ως εξής

- για πολύ στιφρό υλικό: $E_{oed} = 1.2 \times E_{50}$
- για μαλακό υλικό: $E_{oed} = 0.7 \times E_{50}$
- για λοιπά: $E_{oed} = E_{50}$

Κατά την αποφόρτιση, οι ανηγμένες παραμορφώσεις υπολογίζονται βάσει του αντίστοιχου μέτρου ελαστικότητας $E_{ur(unloading-reloading)}$ που εξαρτάται και αυτό από το πεδίο των επιβαλλόμενων τάσεων:

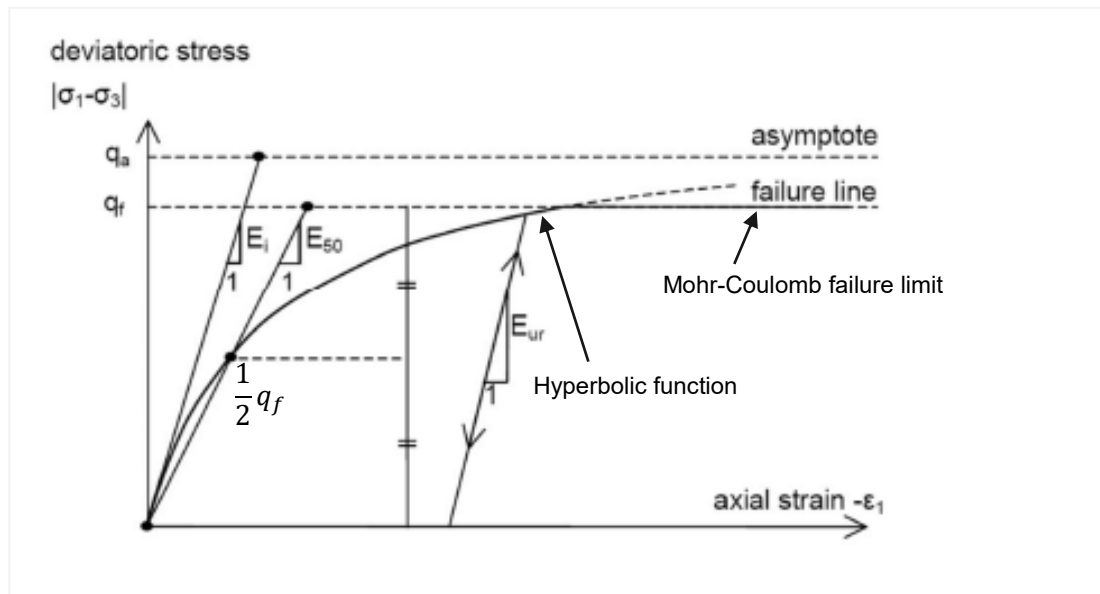
$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cdot \cot\phi'}{p'_{ref} + c' \cdot \cot\phi'} \right)^m \quad [12]$$

Συσχετιζόμενο με το E_{50}^{ref} , το μέτρο ελαστικότητας κατά την αποφόρτιση λαμβάνεται εντός του εύρους:

$$E_{ur}^{ref} = (3 \div 4) \cdot E_{50}^{ref}$$

ενώ με το E_{oed} , εντός του εύρους:

- για αργίλους: $E_{ur}^{ref} = (3 \div 6) \cdot E_{oed}^{ref}$
- για άμμους: $E_{ur}^{ref} = (8 \div 10) \cdot E_{oed}^{ref}$



Σχήμα 3-12: Υπερβολική συσχέτιση τάσεων – παραμορφώσεων από τυπική δοκιμή τριαξονικής θλίψης υπό στραγγιζόμενες συνθήκες (παράθεση από Schanz et al, 1999).

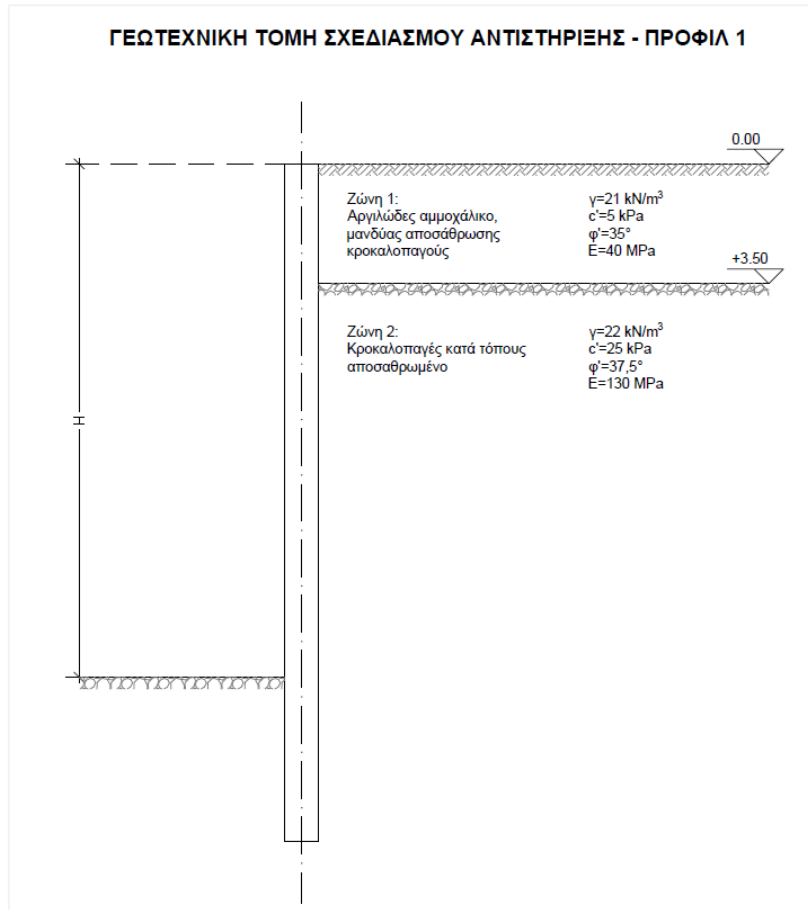
Σε αντιστοιχία με το MC, το E_{50} μπορεί να λάβει τιμές εντός του εύρους:

$$E_{50} = (1,3 \div 1,5) \cdot E$$

όπου E το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους στο μοντέλο MC.

Στο στάδιο επιλογής του εδαφικού προφίλ και των αντίστοιχων παραμέτρων, η παρούσα μελέτη εστίασε στην επιλογή δεδομένων από πραγματικά μητρώα δειγματοληπτικών γεωτρήσεων που εκτελέσθηκαν στα πλαίσια κατασκευής του έργου με τίτλο «ΔΙΕΥΘΕΤΗΣΗ ΡΕΜΑΤΟΣ ΕΣΧΑΤΙΑΣ – ΤΜΗΜΑ ΑΠΟ ΣΥΜΒΟΛΗ ΑΓΩΓΟΥ ΕΥΠΥΡΙΔΩΝ ΕΩΣ ΛΕΩΦΟΡΟ ΠΑΡΝΗΘΟΣ» με ανάδοχο έργου την Intrakat Constructions S.A και μελετητή τον κ. Χρήστο Στρατάκο. Δύο εξ αυτών συνολικού βάθους 20,00 m, εκ των οποίων ελήφθησαν τα δεδομένα επεξεργασίας των εδαφικών προφίλ, παρουσιάζονται στα Σχήμα 3-15 & Σχήμα 3-16. Πρόκειται για δειγματοληπτικές γεωτρήσεις που έγιναν στα πλαίσια μελέτης ανοικτών κυκλικών φρεάτων και αντιστηρίξεων τύπου Berlinoise παρουσία προεντεταμένων αγκυρώσεων με θέση έργου τους δήμους Αχαρνών-Ζεφυρίου. Θεωρούνται αντιπροσωπευτικό παράδειγμα εδαφικών προφίλ για την εξέταση εδαφικών μετατοπίσεων πλησίον βαθιών εκσκαφών καλύπτοντας το φάσμα ημιβραχυδών σχηματισμών κατά τόπους αποσαθρωμένων και υπερστερεοποιημένων αργίλων.

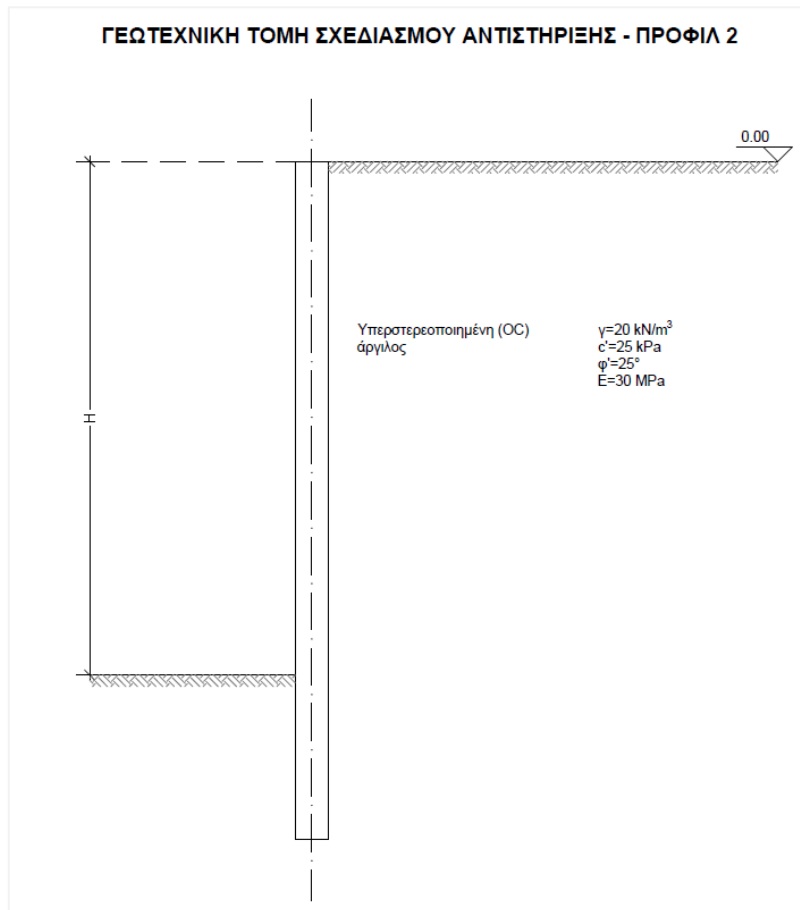
Συγκεκριμένα, στην γεώτρηση ΓΜ-1 και μέχρι βάθος 3.5 ÷ 4.0 m συναντάται αργιλώδες αμμοχάλικο πυκνής αποθέσεως, μανδύας αποσάθρωσης της υποκείμενης ζώνης κροκαλοπαγούς. Για βάθος 4.0 ÷ 20.0 m συναντάται χαλαρό κροκαλοπαγές κατά τόπους αποσαθρωμένο. Λαμβάνεται λοιπόν ο 1^{ος} τύπος εδαφικού προφίλ με γεωτεχνικές παραμέτρους σχεδιασμού αυτές που προέκυψαν από στατιστική επεξεργασία επιτόπου και εργαστηριακών δοκιμών (Σχήμα 3-13). Για απλούστευση του αριθμητικού μοντέλου, κάτωθεν της ζώνης των 20 μέτρων θεωρείται ομογενοποιημένη ζώνη με παραμέτρους αυτές της Ζώνης 2 (δηλ. του κροκαλοπαγούς).



Σχήμα 3-13: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού αντιστήριξης – 1^{ος} τύπος εδαφικού προφίλ.

Ο 2^{ος} τύπος εδαφικού προφίλ εξήχθη από την γεώτρηση ΓΑ-2 με την παραδοχή ότι η στιφρή υπερστερεοποιημένη άργιλος που συναντάται μέχρι βάθος 11 μέτρων εκτείνεται μέχρι μεγαλύτερο βάθος. Η υπόθεση ομοιογένειας προτάθηκε με σκοπό να αποφευχθεί υψηλός όγκος δεδομένων στο αριθμητικό μοντέλο καθώς μας ενδιαφέρουν οι καθιζήσεις στην επιφάνεια και κοντά στη στέψη της εκσκαφής. Έπειτα, είναι προφανές ότι το βραχύδες υπόβαθρο που συναντάται σε μεγάλο βάθος – εν προκειμένω ο ασβεστολιθικός σχηματισμός – συνιστά δυσμενή ζώνη ανάπτυξης σημαντικών εδαφικών μετατοπίσεων.

Οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού προέκυψαν ύστερα από επεξεργασία των επιτόπου και εργαστηριακών δοκιμών.



Σχήμα 3-14: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού αντιστήριξης – 2^{ος} τύπος εδαφικού προφίλ.

Στις δειγματοληπτικές γεωτρήσεις δεν βρέθηκε υπόγειος υδροφόρος ορίζοντας. Η στάθμη που αναγράφεται στη ΓΜ-2 εκτιμάται ότι είναι νερά διάτρησης. Στη παρούσα μελέτη επομένως δεν ορίζεται στάθμη ΥΥΟ (υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα).

Στα μοντέλα Mohr – Coulomb και Hardening Soil, όπως είδαμε παραπάνω, στις παραμέτρους αντοχής απαιτείται και η γωνία διαστολικότητας ψ η οποία λαμβάνει τιμές αναλόγως τον τύπο φόρτισης (αστράγγιστες ή στραγγιζόμενες συνθήκες) και τις εδαφικές συνθήκες. Προσεγγιστικά μπορεί να λάβει τις εξής τιμές:

- για άμμους – χαλίκια: $\psi = 3 \div 5^\circ$ ή $\frac{\phi'}{8}$
- για αργίλους: $\psi \approx 0^\circ$
- για κροκαλοπαγές με συγκολλητική ύλη αργίλου: $\psi \approx 0^\circ$

Για τα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ επομένως μπορεί να αγνοηθεί και η γωνία διαστολικότητας (δηλ. $\psi = 0^\circ$).

Τελικώς για τις αναλύσεις επιλέγονται δύο συντομεύσεις για τα δύο προφίλ εδαφών που θα αποτελέσουν και μια εκ των παραμέτρων επιρροής της διερεύνησης των εδαφικών μετατοπίσεων: Αυτές καθορίζονται ως εξής:

- Soil₁: κροκαλοπαγές κατά τόπους αποσαθρωμένο με υπερκείμενο μανδύα αποσάθρωσης αργιλώδους αμμοχάλικου πάχους 3.5 μέτρων, εφεξής αποκαλούμενο ως μη συνεκτικό έδαφος καθώς η συμπεριφορά προσεγγίζει περισσότερο μη συνεκτικό τύπο εδάφους.
- Soil₂: Υπερστερεοποιημένη (OC) άργιλος, εφεξής αποκαλούμενη ως συνεκτικό έδαφος καθώς η συμπεριφορά προσεγγίζει πλήρως ένα συνεκτικό τύπο εδάφους

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω και αξιοποιώντας τις επιμέρους εμπειρικές και βιβλιογραφικές παραδοχές, στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού των εδαφικών μοντέλων με Mohr-Coulomb και Hardening Soil αντίστοιχα:

Πίνακας 3-6: Παράμετροι περιγραφής του περιβάλλοντα εδαφικού χώρου με Mohr-Coulomb (MC).

Συντόμευση	Περιγραφή	Μοναδιαίο βάρος	Ελαστικές παράμετροι		Παράμετροι αντοχής		
		γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν (-)	ϕ' (°)	c' (kPa)	R_{int}
MC _{soil,1} (MC1)	Αργιλώδες αμμοχάλικο (ζώνη αποσάθρωσης κροκαλοπαγούς)	21	40	0.2	35	5	0.5
	Κροκαλοπαγές κατά τόπους αποσαθρωμένο	22	130	0.2	37,5	25	
MC _{soil,2} (MC2)	Υπερστερεοποιημένη (OC) άργιλος	20	30	0.2	25	25	0.7

Πίνακας 3-7: Παράμετροι περιγραφής του περιβάλλοντα εδαφικού χώρου με Hardening Soil (HS).

Συντόμευση	Περιγραφή	Μοναδιαίο βάρος	Ελαστικές παράμετροι			Παράμετροι αντοχής			
		γ (kN/m ³)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	ν_{ur} (-)	m (-)	ϕ' (°)	c' (kPa)	R_{int}
HS _{soil,1} (HS1)	Αργιλώδες αμμοχάλικο (ζώνη αποσάθρωσης κροκαλοπαγούς)	21	52	156	0.2	0.5	35	5	0.5
	Κροκαλοπαγές κατά τόπους αποσαθρωμένο	22	169	507	0.2	0.6	37,5	25	
HS _{soil,2} (HS2)	Υπερστερεοποιημένη (OC) άργιλος	20	39	117	0.2	0.6	25	25	0.7

Για το μοντέλο HS ελήφθη μέτρο ελαστικότητας αναφοράς ίσο με:

$$E_{50}^{ref} = 1.3 \cdot E$$

ενώ για το μέτρο σε φόρτιση και επαναφόρτιση:

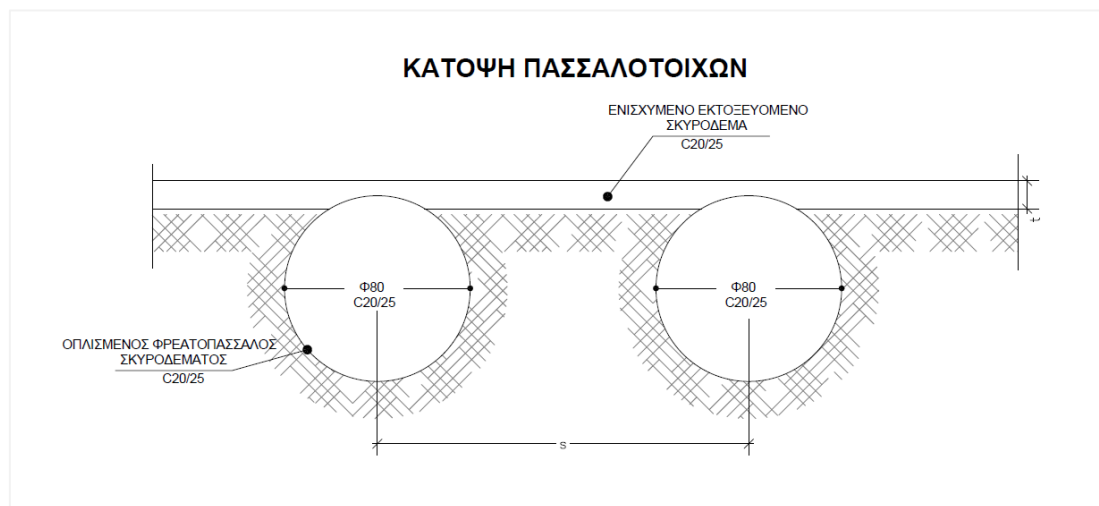
$$E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$$

Τοίχος αντιστήριξης:

Η αντιστήριξη μέσω πασσαλοσυτοιχιών (δηλ. μεμονωμένοι φρεατοπάσσαλοι οπλισμένου σκυροδέματος) με προεντεταμένες αγκυρώσεις ενδείκνυται σε περιπτώσεις ύψους αντιστήριξης μικρότερου από 20 m. Για μεγαλύτερα βάθη χρησιμοποιούνται συνήθως διαφραγματικοί τοίχοι και αντηρίδες, ενώ για μικρότερα μεταλλικές πασσαλοσανίδες.

Στην παρούσα μελέτη, λόγω του εξεταζόμενου ύψους εκσκαφής $H = 15 \text{ m}$, επιλέγεται η προσομοίωση με μεμονωμένους φρεατοπασσάλους + προεντεταμένες αγκυρώσεις.

Τυπικές διαμέτροι συστήματος αντιστήριξης με φρεατοπασσάλους ωπλισμένου σκυροδέματος κυμαίνονται μεταξύ $\phi 60 - \phi 100$, ενώ τοποθετούνται ανά αποστάσεις συνήθως μεταξύ $s = (1.5 \div 3) \cdot D$, όπου D η διάμετρος της οπής. Μεγαλύτερες αποστάσεις αναιρούν την ομογενοποίηση και παύουν να ισχύουν πλέον συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Ένα τυπικό σκαρίφημα της διάταξης των φρεατοπασσάλων σε κάτοψη διαφαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 3-17: Τυπική διάταξη συστήματος αντιστήριξης με φρεατοπασσάλους ωπλισμένου σκυροδέματος.

Οι πάσσαλοι λειτουργούν ως εύκαμπτα τοιχεία αντιστήριξης τύπου προβόλου (cantilever retaining wall). Η στατική λειτουργία τους εξασφαλίζεται με το επαρκές βάθος έμπηξης κάτω από την στάθμη της γενικής εκσκαφής. Προσθέτοντας σειρές προεντεταμένων αγκυρώσεων, οι τελευταίες αναλαμβάνουν να μεταβιβάσουν στο έδαφος τα επιβαλλόμενα φορτία με αποτέλεσμα την μείωση του απαιτούμενου βάθους έμπηξης. Συνήθως εμφανίζεται πλαστική άρθρωση σε απόσταση $\sim(0.1 \div 0.3)H$ κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής, όπου H το ύψος εκσκαφής. Προκειμένου λοιπόν να ικανοποιείται το απαιτούμενο βάθος έμπηξης από μηχανικής άποψης, επιλέχθηκε εκ παραδοχής το $\sim 0.2H$, δηλαδή:

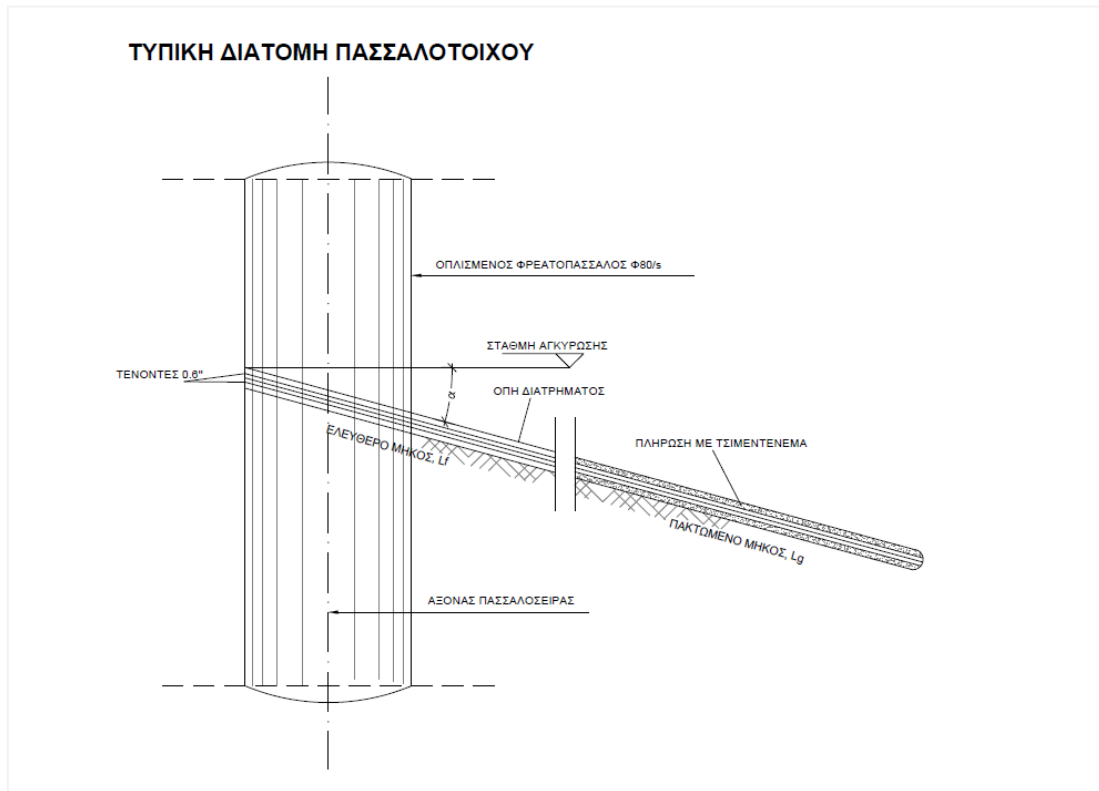
$$f = 3 \text{ m}$$

Το συνολικό επομένως ύψος του τοίχου ανέρχεται στα $H_w = H + f = 18 \text{ m}$.

Η προσομοίωση του τοίχου αντιστήριξης στο λογισμικό γίνεται μέσω ενός δομικού στοιχείου (τύπου plate ή circular beam) με συγκεκριμένη δυσκαμψία και δυστένεια, οιονεί γραμμικώς ελαστική συμπεριφορά και συνολικό ύψος τα 18 μέτρα. Όπως θα

αναφερθεί και στους ελέγχους επάρκειας των δομικών στοιχείων, πρέπει σε κάθε στάδιο να εξετάζεται η ροπή αντίστασης του πασσάλου και η επιφάνεια αστοχίας.

Η τυπική διατομή ενός μεμονωμένου φρεατοπασσάλου αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις διαφαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 3-18: Τυπική διατομή φρεατοπάσσалу αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις.

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω, στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται οι παράμετροι σχεδιασμού των εξεταζόμενων φρεατοπασσάλων:

Πίνακας 3-8: Παράμετροι σχεδιασμού του τοίχου αντιστήριξης με φρεατοπασσάλους.

Περιγραφή	Σύμβολο (μονάδα μέτρησης)	Τιμή
Ύψος εκσκαφής	H (m)	15
Βάθος πάκτωσης πασσάλων	f (m)	3
Διάμετρος πασσάλων	Ø (m)	0.80
Οριζόντιες αποστάσεις πασσάλων	s (m)	3.0
Ειδικό βάρος ωπλισμένου σκυροδέματος φρεατοπασσάλου	γ (kN/m ³)	25
Μέτρο δυσκαμψίας	E (GPa)	30
Λόγος Poisson	ν (-)	0.15

Με την ολοκλήρωση της πασσαλοσυστοιχίας τοποθετείται κεφαλόδεσμος, ώστε αυτή να λειτουργεί σαν ενιαίος τοίχος αντιστήριξης. Η συμπερίληψη του κεφαλόδεσμου στο αριθμητικό μοντέλο γίνεται μέσω ενός δομικού στοιχείου τύπου αντηρίδας (strut)

με συγκεκριμένη δυστένεια και δυσκαμψία. Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε η μη συμπερίληψη του ως στοιχείο δύσκολα βαθμονομήσιμο.

Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα + πλέγμα:

Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με ενισχυμένο μεταλλικό πλέγμα τοποθετείται σε στρώσεις των 5-10 cm επί της αντιστηριζομένης επιφάνειας για δημιουργία ενιαίου κελύφους και ενίσχυση αποδυναμωμένων διατομών μεταξύ δύο διαδοχικών πασσάλων (Σχήμα 3-17).

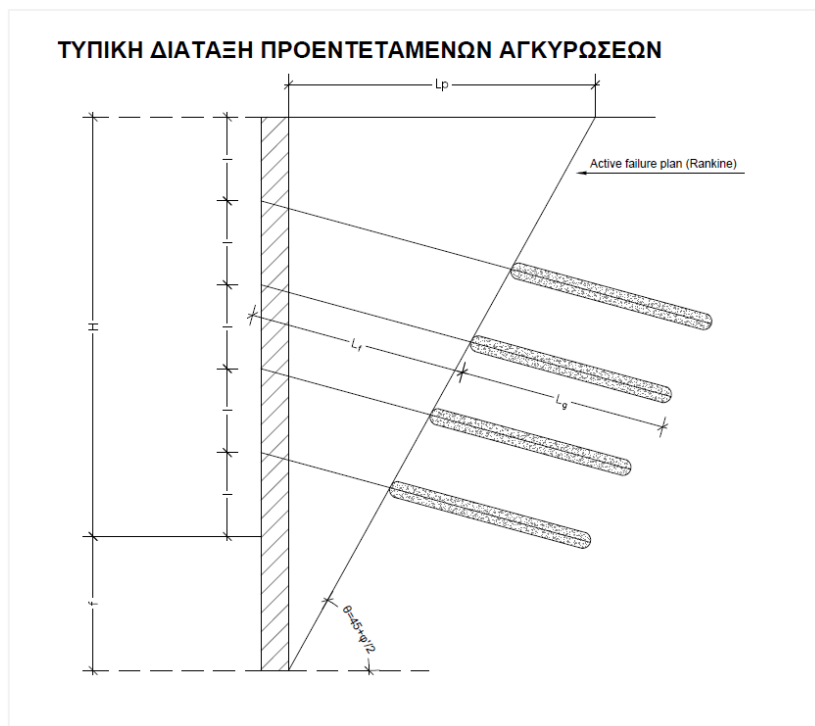
Στο αριθμητικό μοντέλο εισάγεται ως ενισχυμένη δυσκαμψία του τοίχου αντιστήριξης προστιθέμενη αλγεβρικά.

Προεντεταμένες αγκυρώσεις:

Αποτελούνται από δύο βασικά μέρη:

- το ελεύθερο μήκος, L_f και
- το πακτωμένο μήκος, L_g

ενώ συνήθως τοποθετούνται σε κατακόρυφες αποστάσεις: $l = 2.5 \div 5.5m$



Σχήμα 3-19: Τυπική διάταξη προεντεταμένων αγκυρώσεων.

Για την παρούσα μελέτη, δεδομένου του ύψους αντιστήριξης σχεδιασμού $H = 15 m$, επιλέχθηκε αντιστήριξη με 4 σειρές προεντεταμένων αγκυρώσεων σε αποστάσεις $l = 3 m$ και υπό γωνία $\alpha = 20^\circ$ ως προς την οριζόντιο (φορά ωρολογιακή).

Το πακτωμένο μήκος προδιαστασιοποιείται ως ευρισκόμενο εξολοκλήρου εκτός της πιθανής επιφάνειας αστοχίας. Αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως επίπεδη σύμφωνα με την

ανάπτυξη του πρίσματος των ενεργητικών ωθήσεων κατά Rankine (1857). Για ομοιόμορφο σχηματισμό με ενιαίες μηχανικές παραμέτρους φ', c' η γωνία θ εκτιμάται κατά τον δυσμενέστερο τρόπο. Έτσι, το ελεύθερο μήκος λαμβάνεται τουλάχιστον ίσο με την απόσταση από την θεωρητική επίπεδη επιφάνεια αστοχίας που σχηματίζει $\theta = 45 + \frac{\varphi'}{2}$ με την οριζόντιο, όπου φ' η ενεργός γωνία διατμητικής αντοχής της επίχωσης. Το πακτωμένο μήκος σε αγκύρια τύπου A μπορεί να εκτιμηθεί βάσει της χαρακτηριστικής αντοχής συνάφειας ενέματος – εδάφους, $f_{su,k}$ ως εξής:

$$L_g = \frac{R_{a,k}}{\pi \cdot D_g \cdot f_{su,k}} \quad [13]$$

όπου D_g η διάμετρος του βολβού πάκτωσης όπως φαίνεται στο Σχήμα 3-18 που λαμβάνει τιμές:

- για έδαφος: $D_g \cong 12 \div 15 \text{ cm}$
- για βράχο: $D_g \cong 6 \div 8 \text{ cm}$

και $R_{a,k}$ η χαρακτηριστική αντοχή του αγκυρίου που προκύπτει είτε από δοκιμές εξόλκευσης είτε από σχεδιασμό με χαρακτηριστική αντοχή των τενόντων (κατά EN 1997-1:2004) ως εξής: $R_{a,k} = R_{t,k} = f_{y,k} \cdot A_s$, όπου $f_{y,k}$ το όριο διαρροής και A_s η διάμετρος του τένοντα. Συνήθως λαμβάνονται τένοντες προέντασης με διάμετρο $\varnothing 0.6'' = 0.6 \cdot 2.54 \text{ cm} = 1.39 \text{ cm}^2$ και χάλυβας υψηλής αντοχής S1700/1900.

Στο πλαίσιο της μοντελοποίησης, οι προεντεταμένες αγκυρώσεις προσομοιώνονται ως συνδυασμός δύο στοιχείων, ενός στοιχείου δικτυώματος (node to node anchor – truss element) για το ελεύθερο μήκος και ενός στοιχείου τύπου γεωπλέγματος (geogrid) ή βολβού πάκτωσης (embedded beam row) για το εγκιβωτισμένο μήκος.

Στο ελεύθερο άκρο η συμπεριφορά ορίζεται ελαστοπλαστική με μέγιστο φορτίο αυτό του φορτίου σχεδιασμού. Αντίστοιχα ορίζεται και στο πακτωμένο μήκος.

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω, στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται οι παράμετροι σχεδιασμού των αγκυρώσεων:

Πίνακας 3-9: Παράμετροι σχεδιασμού των αγκυρώσεων.

Περιγραφή	Σύμβολο (μονάδα μέτρησης)	Τιμή
Ύψος εκσκαφής	H (m)	15
Σειρές αγκυρώσεων καθ' ύψος	n (-)	4
Διάμετρος οπής αγκυρώσεων	D_g (cm)	12
Κατακόρυφη απόσταση αγκυρώσεων	l (m)	3.0
Γωνία κλίσης αγκυρίων	α (deg)	20°
Οριζόντια απόσταση αγκυρώσεων	L_{spacing} (m)	3.0
Ελεύθερο μήκος αγκυρίων	L_f (m)	
Πακτωμένο μήκος αγκυρίων	L_g (m)	6.0
Αντοχή σχεδιασμού αγκυρίων	$R_{a,d}$ (kN)	-*
*Εξέταση ως παράμετρος επιρροής		

Από τον παραπάνω πίνακα παρατηρούμε ότι λείπει το μέγεθος του ελεύθερου μήκους αγκυρίων και η αντοχή σχεδιασμού των αγκυρώσεων.

Το ελεύθερο μήκος στην παρούσα ανάλυση λαμβάνεται προσεγγιστικά λίγο μεγαλύτερο από την απόσταση από την θεωρητική επίπεδη επιφάνεια αστοχίας που σχηματίζει $\theta = 45 + \frac{\varphi'}{2}$ με την οριζόντιο, όπου φ' η ενεργός γωνία διατμητικής αντοχής της επίχωσης. Ορισμένες παρατηρήσεις εδώ ωστόσο για την γωνία διατμητικής αντοχής:

Για το εδαφικό προφίλ του κροκαλοπαγούς και του υπερκείμενου μανδύα αποσάθρωσης του, λαμβάνεται το μέγιστο $\varphi' = 37.5^\circ \rightarrow \theta_1 = 63.75^\circ$. Έτσι, το μέγιστο οριζόντιο μήκος L_p που εκτείνεται το ενεργητικό πρίσμα θα προκύψει ως εξής:

$$L_{p,soil,1} = \frac{(H + f)}{\tan(\theta_1)} \approx 8.8 \text{ m}$$

Αντίστοιχα για την υπερστερεοποιημένη άργιλο προκύπτει:

$$\varphi' = 25^\circ \rightarrow \theta_2 = 57.5^\circ \rightarrow L_{p,soil,2} = \frac{H + f}{\tan(\theta_2)} \approx 11.5 \text{ m}$$

όπου H το ύψος γενικής εκσκαφής και f το βάθος έμπηξης των πασσάλων.

Τα παραπάνω μεγέθη και οι υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν κατ' αντιστοιχία με το Σχήμα 3-19.

Σημειώνεται επίσης ότι για τις δύο βαθύτερες αγκυρώσεις (δηλ. την 3^η και 4^η σειρά αγκυρώσεων), πρέπει να ισχύει:

$$L_f \geq 5 \text{ m}$$

Οι χαρακτηριστικές τιμές αντοχής σχεδιασμού των αγκυρώσεων θα υπολογιστούν με βάση τις γεωτεχνικές παραμέτρους των εδαφών. Μετασχηματίζοντας την σχέση [13] έχουμε:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_a} = L_g \cdot \pi \cdot D_g \cdot \tau_{ult} \quad [14]$$

όπου $\tau_{ult} = f_{su,k}$ η χαρακτηριστική αντοχή συνάφειας ενέματος – εδάφους, $\gamma_a = 1.10$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του Ευρωκώδικα 7 (EN 1997-1:2003) και Μέθοδο Ανάλυσης 2* (D.A.-2*) και για δεδομένη διάμετρο οπής διατρημάτων και πακτωμένο μήκος.

Συγκεκριμένα, για τα συγκεκριμένα εδαφικά προφίλ που παραπέμπουν σε σχηματισμούς υπερστερεοποιημένης άργιλου και αποσαθρωμένου ημιβράχου, λαμβάνεται ομοιογενή τιμή διαμέτρου που ισούται με την διάμετρο του διατρήματος:

$$D_g = 12 \text{ cm}$$

Το πακτωμένο μήκος ελήφθη κατά παραδοχήν ίσο με:

$$L_g = 6 \text{ m}$$

Η χαρακτηριστική αντοχή συνάφειας του βολβού πάκτωσης τ_{ult} είναι το άθροισμα των τοπικών συναφειών(ολοκλήρωμα), δηλαδή:

$$\tau_{ult} = \int_0^{l_g} \tau dl$$

Πρόκειται για ένα μέσο-πλασματικό μέγεθος, διότι η κατανομή της διατμητικής τάσης είναι ανομοιόμορφη κατά μήκος του βολβού. Εφόσον λοιπόν δεν διατίθενται δεδομένα δοκιμών εξόλκευσης, αυτή εξετάζεται ως παράμετρος με συγκεκριμένο φάσμα τιμών βάσει των νομογραφημάτων κατά Ostermayer (1974) και Ostermayer & Scheele (1977) για συνεκτικά και μη συνεκτικά εδάφη αντίστοιχα. Συγκεκριμένα οι τιμές διαφαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3-10: Τιμές χαρακτηριστικής αντοχής συνάφειας ενέματος – εδάφους για τα δύο εδαφικά προφίλ.

Τύπος εδάφους	Χαρακτηριστική αντοχή συνάφειας ενέματος – εδάφους, τ_{ult} (kN/m ²)
Soil,1	150
	300
	450
Soil,2	100
	200
	300

Τα μόνιμα λειτουργικά αγκύρια προεντείνονται με φορτίο $P = 1.25 \cdot P_{\text{χαρακτηριστικό}}$ και κλειδώνουν (lock-off) στο «φορτίο σφήνωσης» $P = (0.8 \div 0.9) \cdot P_{\text{χαρακτηριστικό}}$. Προσεγγιστικά λοιπόν μπορεί να ληφθεί φορτίο «σφήνωσης» ή γενικότερα αγκύρωσης:

$$P_0 = 0.8 \cdot R_{a,d}$$

Τελικώς, με βάση τα παραπάνω και την σχέση [14] υπολογίζονται οι τιμές σχεδιασμού των αγκυρώσεων και τα φορτία σφήνωσης (lock-off load) στο φάσμα τιμών τους.

Πίνακας 3-11: Τιμές σχεδιασμού των αγκυρώσεων και φορτία σφήνωσης.

Τύπος εδάφους	Αντοχή σχεδιασμού αγκυρώσεων, $R_{a,d}$ (kN)	Φορτίο σφήνωσης (lock-off), P_0 (kN)
Soil,1	308	247
	617	494
	925	740
Soil,2	206	165
	411	329
	617	494

Η διερεύνηση των μετέπειτα εδαφικών μετατοπίσεων θα λάβει υπόψη το φάσμα των παραπάνω τιμών.

Στοιχεία διεπιφάνειας:

Στοιχεία διεπιφάνειας τοποθετούνται πάντοτε στα δομικά στοιχεία που έχουν συνέχεια στην διαμήκη διάσταση. Έτσι, στους φρεατοπασσάλους αντιστήριξης τοποθετούνται στοιχεία διεπιφάνειας, ενώ στα αγκύρια λόγω της μικρής διατομής δεν τοποθετούνται.

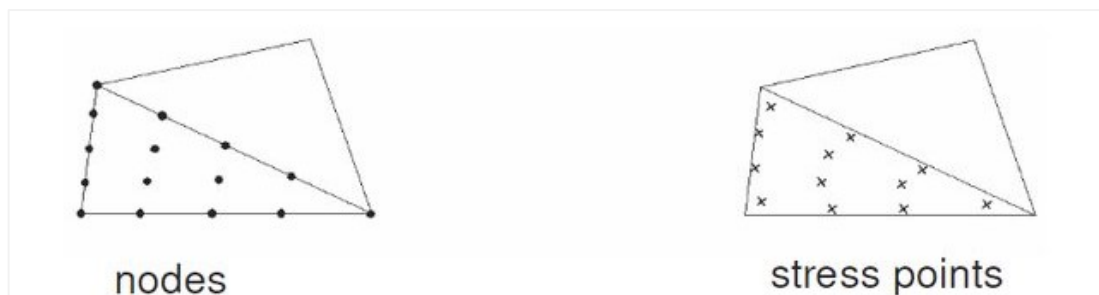
Διέπονται από τις παραμέτρους ροής (αδιαπέρατη, διαπερατή ή ημιδιαπερατή διεπιφάνεια) και την γωνία τριβής της διεπιφάνειας μεταξύ εδάφους – τοίχου, $\delta_{interface}$ ή R_{inter} κατά Coulomb (1776). Η τελευταία λαμβάνει τιμές από $R_{inter} = 0.3 \div 1.0$ αναλόγως τον τύπο του εδάφους. Στην παρούσα μελέτη ελήφθη:

- $R_{inter} = 0.5$ για τα συμπεριφερόμενα ως μη συνεκτικά
- $R_{inter} = 0.7$ για τα συνεκτικά εδάφη π.χ. υπερστερεοποιημένες αργίλους

3.2.5 Διακριτοποίηση

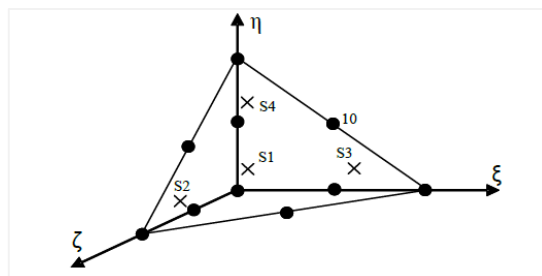
Η διακριτοποίηση είναι μια διαδικασία που έπεται της κατάστρωσης του αριθμητικού μοντέλου προκειμένου να οριστεί επακριβώς ή προσεγγιστικά ο αριθμός των πεπερασμένων στοιχείων του εδαφικού χώρου.

Στις διδιάστατες αναλύσεις επιλέχθηκε το τριγωνικό 15-κομβικό στοιχείο – αντί του τριγωνικού 6-κομβικού – για λόγους μεγαλύτερης υπολογιστικής ακρίβειας. Χρησιμοποιείται η αυτόματη παραγωγή πεπερασμένων στοιχείων για πολύ καλή (Very fine) πύκνωση του κανάβου.



Σχήμα 3-20: Τριγωνικό 15-κομβικό στοιχείο για 2D αναλύσεις (παράθεση από Brinkgreve et al., 2013).

Αντίθετα, στις τριδιάστατες, χρησιμοποιείται το τετραεδρικό 10-κομβικό στοιχείο και καλή πύκνωση κανάβου (fine) με βελτίωση διακριτοποίησης κοντά στην εκσκαφή.



Σχήμα 3-21: Τετραεδρικό 10-κομβικό στοιχείο για 3D αναλύσεις (παράθεση από PLAXIS 3D-Reference Manual).

3.2.6 Στάδια ανάλυσης

Βασικός παράγοντας στα λογισμικά πεπερασμένων στοιχείων είναι τα στάδια ανάλυσης, μέσω των οποίων επιτρέπεται η διάσπαση της κατασκευαστικής ακολουθίας μιας αντιστηριζομένης βαθιάς εκσκαφής σε επιμέρους στάδια.

Εργοταξιακά οι εργασίες γίνονται εν παραλλήλω, διαδικασία που επηρεάζει σημαντικά την αποτόνωση των μετακινήσεων και που δεν μπορεί να αποτυπωθεί επαρκώς με την διαίρεση σε επιμέρους στάδια. Αυτό που ωστόσο μπορεί να γίνει είναι η διαίρεση σε όσο το δυνατόν καταλληλότερα στάδια ανάλυσης. Δηλαδή, στα στάδια που προκαλούν σημαντικές μετακινήσεις, όπως π.χ. στάδια εκσκαφής, αποστράγγισης, κατασκευής τοίχου αντιστήριξης κ.ο.κ.

Συγκεκριμένα, τα στάδια ανάλυσης (stages) που επιλέχθηκαν περιλαμβάνουν (Σχήμα 3-7):

- Phase 1: Κατάσταση αρχικού τασικού πεδίου με βάση τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 ($\sigma'_v = \gamma z$, $\sigma'_h = K_0 \gamma z$, $K_0 = \text{παράμετρος επιρροής}$)
- Phase 2: Ενεργοποίηση του πασσαλότοιχου αντιστήριξης και των διεπιφανειών
- Phase 3: Εκσκαφή 1^{ου} τμήματος μέχρι βάθος 0,5 m κάτω από τη στάθμη της 1^{ης} αγκύρωσης (συνολικός βάθος 3,5 m)
- Phase 4: Ενεργοποίηση 1^{ης} σειράς αγκυρώσεων + προένταση με φορτίο «σφήνωσης» P_0
- Phase 5: Εκσκαφή 2^{ου} τμήματος μέχρι βάθος 0,5 m κάτω από τη στάθμη της 2^{ης} αγκύρωσης (συνολικός βάθος 6,5 m)
- Phase 6: Ενεργοποίηση 2^{ης} σειράς αγκυρώσεων + προένταση με φορτίο «σφήνωσης» P_0
- Phase 7: Εκσκαφή 3^{ου} τμήματος μέχρι βάθος 0,5 m κάτω από τη στάθμη της 3^{ης} αγκύρωσης (συνολικός βάθος 9,5 m)
- Phase 8: Ενεργοποίηση 3^{ης} σειράς αγκυρώσεων + προένταση με φορτίο «σφήνωσης» P_0
- Phase 9: Εκσκαφή 4^{ου} τμήματος μέχρι βάθος 0,5 m κάτω από τη στάθμη της 4^{ης} αγκύρωσης (συνολικός βάθος 12,5 m)
- Phase 10: Ενεργοποίηση 4^{ης} σειράς αγκυρώσεων + προένταση με φορτίο «σφήνωσης» P_0
- Phase 11: Εκσκαφή τελευταίου τμήματος μέχρι το βάθος γενικής εκσκαφής (συνολικός βάθος 15 m)
- Phase 12: Υπολογισμός συντελεστή ασφαλείας SF μέσω της διαδικασίας Safety (δηλ. ταυτόχρονης μείωσης των μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους φ' , c').

3.3. Έλεγχοι δομικών στοιχείων

Το πρόβλημα των εδαφικών υποχωρήσεων εκατέρωθεν βαθιών εκσκαφών προϋποθέτει μόνο εξέταση των συνθηκών λειτουργικότητας· ωστόσο οι οριακές καταστάσεις αστοχίας δεν σημαίνει ότι παύουν να ισχύουν, διότι διαφορετικά οι μετακινήσεις δεν θα έχουν νόημα – θεωρώντας δηλαδή οιονεί ελαστική συμπεριφορά δομικών στοιχείων.

Στο πλαίσιο λοιπόν των αναλύσεων, τίθενται εσωτερικοί έλεγχοι, ούτως ώστε να επαληθεύεται συνεχώς η επάρκεια των δομικών στοιχείων. Παραδείγματος χάριν, οφείλει να εξετάζεται:

- Ο έλεγχος της ροπής αντίστασης του τοίχου
- Υπό την παρουσία ΥΥΟ, ο έλεγχος της μέγιστης υδραυλικής κλίσης στην αιχμή του τοίχου, ώστε να μην εμφανιστούν φαινόμενα υδραυλικής υποσκαφής, $i = \frac{\Delta h}{H+2f} < i_{cr} = 0.7$
- Ο έλεγχος του συντελεστή ασφαλείας (SF) των γεινιαζόντων πρανών σε κάθε στάδιο ή μέχρι τη γενική στάθμη εκσκαφής. Γενικά, πρέπει σε κάθε στάδιο εκσκαφής, πριν και μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής του τοίχου, να εξασφαλίζεται ο συντελεστής έναντι ευστάθειας πρανούς, $SF \geq 1.375$ εφόσον παρατηρηθεί ΥΥΟ ή $SF \geq 1.25$ χωρίς την παρουσία ΥΥΟ. Ο παραπάνω συντελεστής λαμβάνεται πολλαπλασιάζοντας τους επιμέρους συντελεστές απομείωσης των μηχανικών παραμέτρων ϕ', c' .
- Ο έλεγχος των τενόντων ως προς την τάση διαρροής τους
- Ο έλεγχος ότι το πακτωμένο μήκος των αγκυρίων είναι εκτός του κύκλου αστοχίας. Τα αγκύρια – ως δομικά στοιχεία – και ο τοίχος αντιστήριξης – ως προς το απαιτούμενο βάθος έμπηξης – ενδέχεται να διαστασιολογούνται επαρκώς, αλλά να μην εκτρέπουν την αστοχία

Συγκεκριμένα παρακάτω, κατά το πρότυπο EN 1997-1:2004, αναφέρονται οι απαιτήσεις σχεδιασμού για τα έργα αντιστήριξης σε Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ULS):

- Απώλεια ολικής ευστάθειας (τύπου GEO)
- Συνδυασμένη αστοχία εδάφους και δομικού στοιχείου (τύπου GEO)
- Έλεγχος στατικής επάρκειας δομικών στοιχείων (τύπου STR)
- Αστοχία λόγω υδραυλικής ανύψωσης (hydraulic heave) και διασωλήνωσης (ripping)
- Έλεγχος ανύψωσης λόγω δυνάμεων ανώσεως (UPL)

,ενώ για τον σχεδιασμό των προεντεταμένων αγκυρώσεων έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας, κατά το ίδιο πρότυπο, αναφέρονται οι εξής:

- Σχεδιασμός αγκυρώσεων έναντι εξόλκευσης (έλεγχος τάσης συνάφειας του βολβού πάκτωσης)
- Σχεδιασμός αγκυρώσεων ως δομικό στοιχείο (έλεγχος τιμής σχεδιασμού του φορτίου της αγκύρωσης)

Στο πρότυπο του Ευρωκώδικα 7 (EN 1997-1:2004) δεν αναφέρονται αναλυτικώς διατάξεις για τον σχεδιασμό έναντι συνθηκών λειτουργικότητας· εξού και η διερεύνηση μέσω αριθμητικών μεθόδων.

3.4. Παράμετροι επιρροής

Στις προηγούμενες ενότητες αναφέρθηκε αναλυτικά η διαδικασία κατάστρωσης του μοντέλου αριθμητικής προσομοίωσης με πεπερασμένα στοιχεία και οι απαραίτητες συνθήκες που οφείλουν να ικανοποιούνται σε κάθε στάδιο ανάλυσης.

Σε μια μελέτη παραμετρικής διερεύνησης ορισμένες παράμετροι πρέπει να παραμένουν σταθερές ή να εξετάζονται σε συγκεκριμένο εύρος τιμών. Στην παρούσα μελέτη εξετάζεται η επιρροή των ακόλουθων παραμέτρων – εντός του αντίστοιχου ορισμένου φάσματος τιμών τους ή των αντίστοιχων περιπτώσεων ανάλυσης – στην καμπύλη κατανομής των καθιζήσεων.

- Εδαφικές συνθήκες:

Οι εδαφικές συνθήκες εξετάστηκαν στην υποενότητα των υλικών παραμέτρων ύστερα από επεξεργασία πραγματικών δειγματοληπτικών γεωτρήσεων στα πλαίσια μελέτης και κατασκευής έργων εκσκαφής και αντιστήριξης. Οι γεωτεχνικές παράμετροι καθορίστηκαν βάσει κριτηρίων στατιστικής επεξεργασίας επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών με παράλληλη χρήση βιβλιογραφίας και εμπειρικών τιμών. Υπεισέρχονται στην παραμετρική διερεύνηση μέσω δύο τύπων εδάφους με τις ακόλουθες συντομεύσεις:

Πίνακας 3-12: Εδαφικά προφίλ ανάλυσης καθιζήσεων.

Συντόμευση	Περιγραφή	Mohr-Coulomb (MC)	Hardening Soil (HS)
Soil,1	Αργιλώδες αμμοχάλικο (ζώνη αποσάθρωσης κροκαλοπαγούς)	MC _{soil,1} (MC1)	HS _{soil,1} (HS1)
	Κροκαλοπαγές κατά τόπους αποσαθρωμένο		
Soil,2	Υπερστερεοποιημένη (OC) άργιλος	MC _{soil,2} (MC2)	HS _{soil,2} (HS2)

- Συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία: $K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$

Πρακτικά πρόκειται για τον συντελεστή επιρροής των οριζόντιων ενεργών τάσεων στο αρχικό τασικό πεδίο. Υψηλή τιμή του συντελεστή K_0 σημαίνει υψηλές οριζόντιες τάσεις, εμφάνιση σημαντικών συγκλίσεων ή εκθλίψεων σε περίπτωση εκσκαφής και κατ' επέκταση καθιζήσεις – αναλόγως βέβαια με την δυσκαμψία του εδάφους και του συστήματος αντιστήριξης.

Εξετάζεται επομένως σαν παράμετρος επιρροής λαμβάνοντας υπόψη ενδεχόμενες περιπτώσεις προφόρτισης του εδαφικού όγκου, υψηλής πλαστιμότητας, στερεοποίησης κλπ. στο φάσμα τιμών που διαφαίνεται επί του (Πίνακας 3-13). Ορισμένες παρατηρήσεις για τον συντελεστή K_0 :

Ο Jaky (1944) εισήγαγε την ακόλουθη θεωρητική εξίσωση για τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων:

$$K_0 = 1 - \sin\phi'$$

η οποία περιγράφει κατά βάση κοκκώδη υλικά με γωνία διατμητικής αντοχής φ' . Η παραπάνω εξίσωση αναφέρεται σε κανονικά στερεοποιημένα εδάφη. Έτσι για κοκκώδη υλικά με $\varphi' \geq 30^\circ$ λαμβάνεται τιμή συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων:

$$K_0 \leq 0.5$$

Για τον 1^ο τύπο εδαφικού προφίλ, συμπεριφερόμενου ως μη συνεκτικό, λαμβάνεται επομένως φάσμα τιμών από $K_0 = 1 - \sin\varphi'$ έως και $K_0 = 1.0$.

Αντίθετα, για την περίπτωση της υπερεστεροποιημένης (OC) αργίλου μπορεί να γίνει είτε χρήση της εξίσωσης των Mayne & Kulhawy (1982) εάν γνωρίζουμε τον βαθμό υπερεστεροποίησης OCR , ήτοι:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi') \cdot OCR^{\sin\varphi'}$$

είτε χρήση φάσματος τιμών ξεκινώντας από τιμές συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K_0 = 0.5$ έως και $K_0 = 1.0$. Περιπτώσεις ισχυρά υπερεστεροποιημένων αργίλων με $K_0 \geq 1.0$ – όπως η άργιλος του «Λονδίνου» – δεν υπεισέρχονται σε αυτήν την μελέτη.

Πίνακας 3-13: Τιμές συντελεστή ωθήσεων σε ηρεμία K_0 για κάθε εδαφικό προφίλ.

Εδαφικός τύπος	Συντόμευση	Παράμετρος
Soil,1	K_0	$1 - \sin\varphi'$
		0.7
		1.0
Soil,2	K_0	0.5
		0.7
		1.0

- Καταστατικό μοντέλο:

Η επιλογή του κατάλληλου καταστατικού μοντέλου εξαρτάται από το γεωτεχνικό πρόβλημα που αναλύουμε. Ως παράμετρος διερεύνησης υπεισέρχεται επομένως η χρήση του Mohr-Coulomb (MC), ενός γραμμικώς ελαστικού – ιδεωδώς πλαστικού καταστατικού μοντέλου, κατάλληλου για αναλύσεις αναπτυσσόμενων τάσεων, συντηρητικού δε για παραμορφώσεις. Παράλληλες αναλύσεις πραγματοποιούνται με το Hardening Soil (HS), ενός μη γραμμικού μοντέλου τάσης – παραμόρφωσης που λαμβάνει υπόψη διαφορετικό μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση και αποφόρτιση.

Πρόκειται για δύο διαφορετικά προσομοιώματα οπότε η άμεση σύγκριση των αποτελεσμάτων να μην έχει έννοια, παρά μόνο οι γενικές διαπιστώσεις για τον τρόπο ανάπτυξης των καθιζήσεων. Ωστόσο, προκειμένου να υπάρχει μια σχετική σύγκλιση του μεγέθους των εξαγόμενων καθιζήσεων, λαμβάνονται υπόψη δύο παράλληλοι τύποι εδαφών με συγκρίσιμες παραμέτρους HS και MC (Πίνακας 3-6 & Πίνακας 3-7).

- Διαστάσεις αριθμητικού μοντέλου:

Η ανάλυση στις δύο διαστάσεις (2D) και για συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης αποτελεί συντηρητική εξέταση των εδαφικών μετατοπίσεων. Η επιρροή της 3^{ης} διάστασης θα εξετασθεί εφόσον προηγηθούν αναλύσεις στις δύο διαστάσεις για συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Έπειτα θα πραγματοποιηθούν τρισδιάστατες αναλύσεις για τετραγωνικές γεωμετρίες εκσκαφής ($L/B = 1$) και διαφοροποίηση του λόγου μήκους/ύψους (L/H) εκσκαφής, προκειμένου να εξαχθούν συμπεράσματα για την αποτελεσματικότητα της χρήσης του 2D στο πρόβλημα των εδαφικών υποχωρήσεων πλησίον βαθιών εκσκαφών. Συγκεκριμένα:

Πίνακας 3-14: Είδος ανάλυσης και παράμετρος του μήκος εκσκαφής.

Είδος ανάλυσης	Ιδιότητες μοντέλου	Παράμετρος
2D	Συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain conditions) ανεξαρτήτως μήκους εκσκαφής	-
3D	Τετραγωνική εκσκαφή με λόγο $L/B=1.0$	$L/H \approx 1.0$
		$L/H \approx 2.5$

- Τιμή σχεδιασμού αντοχής αγκυρίων:

Εξετάζεται ως παράμετρος επιρροής της καμπύλης κατανομής των καθιζήσεων. Χρησιμοποιούνται τα φορτία «σφήνωσης» (lock-off forces) στο εύρος των τιμών που διαφαίνεται παρακάτω σε αντιστοιχία με τον τύπο του εδάφους.

Πίνακας 3-15: Φορτίο σχεδιασμού των αγκυρώσεων για κάθε εδαφικό προφίλ.

Εδαφικός τύπος	Συντόμηση παραμέτρου	Φορτίο σφήνωσης (lock-off force), P_0 (kN)
Soil,1	A_1	247
	A_2	494
	A_3	740
Soil,2	A_1	165
	A_2	329
	A_3	494

3.5. Παραμετρική διερεύνηση

Στο 2^ο στάδιο, αυτό της παραμετρικής διερεύνησης, εξετάζονται οι εδαφικές μετατοπίσεις πλησίον της εκσκαφής για δεδομένες παραμέτρους εισαγωγής. Οι εδαφικές μετατοπίσεις, όπως αναφέρθηκε και στο εισαγωγικό κομμάτι, χωρίζονται σε:

- Καθιζήσεις επιφανείας ή εδαφικές υποχωρήσεις, εφεξής αναπαριστάμενες με το σύμβολο u_y
- Οριζόντιες ή πλευρικές μετατοπίσεις, εφεξής αναπαριστάμενες με το σύμβολο u_x

Οι πρώτες αναφέρονται στο προφίλ καθιζήσεων στην επιφάνεια του εδάφους, ενώ οι δεύτερες στις πλευρικές μετατοπίσεις του τοίχου. Τα πρόσσημα ορίζονται κατά σύμβαση θετικά, για τις καθιζήσεις προς τα κάτω και για τις πλευρικές μετατοπίσεις για μετακίνηση του τοίχου προς τα ανάντη. Είναι προφανές ο τοίχος να μετατοπίζεται προς την πλευρά απ' όπου αφαιρείται ο εκσκαπτικός όγκος και επομένως τα πρόσσημα να είναι αρνητικά.

Στην παρούσα μελέτη λαμβάνονται υπόψη ανηγμένες παράμετροι μετατοπίσεων ή καθιζήσεων με χρήση του σταθερού ύψους εκσκαφής H σε όλες τις αναλύσεις. Έτσι παράγονται κανονικοποιημένα διαγράμματα καθιζήσεων με τον κατακόρυφο άξονα να αντιστοιχεί στην ανηγμένη καθίζηση και τον οριζόντιο άξονα στην ανηγμένη απόσταση από την στέψη που συμβολίζεται με d/H ή αντίστροφα για τις πλευρικές μετατοπίσεις. Τα παραγόμενα διαγράμματα καθίστανται έτσι συγκρίσιμα με εκείνα των επιμέρους ημι-εμπειρικών μεθόδων. Μάλιστα, στο τελευταίο μέρος της συσχέτισης των αποτελεσμάτων, αναλύονται οι ζώνες επιρροής και η κυρτότητα των προφίλ που προκύπτουν από τις αναλύσεις σε πεπερασμένα στοιχεία και συγκρίνονται με εκείνες των ημι-εμπειρικών μεθόδων.

Οι μετατοπίσεις λόγω ανύψωσης πυθμένα εκσκαφής – που παρατηρούνται κυρίως κατά τη χρήση του γραμμικά ελαστικού – τέλεια πλαστικού μοντέλου Mohr-Coulomb – δεν κανονικοποιούνται σε διαγραμματικές απεικονίσεις λόγω ιδιόμορφης κατανομής τους. Ωστόσο, σχολιάζονται ως προς την αποτελεσματικότητα του καταστατικού μοντέλου και των διαστάσεων του αριθμητικού προσομοιώματος.

Εκτός από τα διαγράμματα μετατοπίσεων – προκειμένου να συζητηθούν οι οριακές καταστάσεις αστοχίας – εξάγονται και διαγράμματα μεταβολής του συντελεστή ασφαλείας για κάθε τύπο μοντέλου, τύπο εδάφους και φορτική κατάσταση.

Για την ανάγνωση των διαγραμμάτων υπενθυμίζονται οι παρακάτω συντομεύσεις:

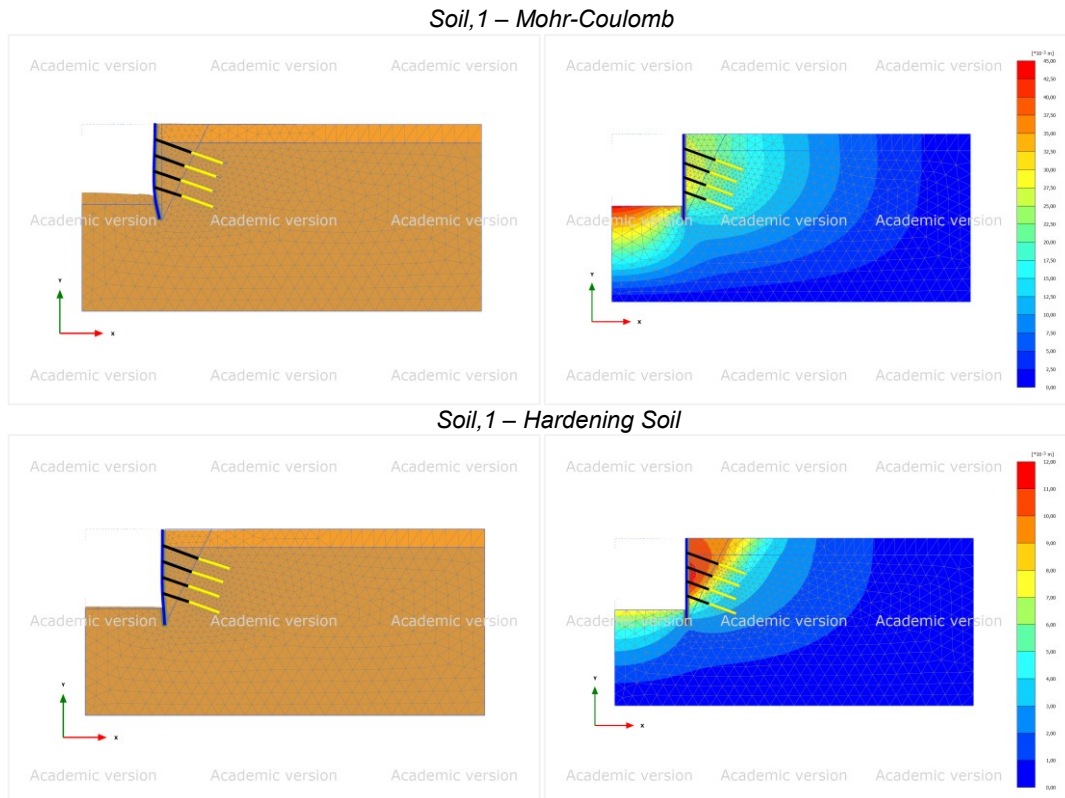
- Τύποι εδαφικών προφίλ: Τύπος εδάφους I = Soil₁, Τύπος εδάφους II = Soil₂
- Καταστατικό μοντέλο: MC = Mohr – Coulomb, HS = Hardening Soil
- Φορτική κατάσταση ή φορτία «σφήνωσης» (lock-off forces): A₁, A₂, A₃
- Συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία: K₀
- Ορθογωνικές εκσκαφές όπου ισχύουν συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης: Χρήση διδιάστατων μοντέλων 2D
- Τετραγωνικές εκσκαφές: Χρήση τριδιάστατων μοντέλων 3D

3.5.1 Διδιάστατες αναλύσεις

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων εξάγονται σε καθιζήσεις επιφανείας κοντά στην κεφαλή του τοίχου και σε πλευρικές μετατοπίσεις του τοίχου. Για την διαγραμματική αναπαράσταση λαμβάνονται οριζόντιες τομές στην επιφάνεια του εδάφους και κατακόρυφες τομές καθ' ύψος του τοίχου. Χρησιμοποιήθηκε κυρίως το εδαφικό προσομοίωμα Hardening Soil Model ενώ συγκριτικές αναλύσεις έγιναν με το γραμμικά ελαστικό – ιδεωδώς πλαστικό μοντέλο Mohr-Coulomb (MC) με την υπόθεση $E_{50}^{ref} = 1.3 \cdot E$.

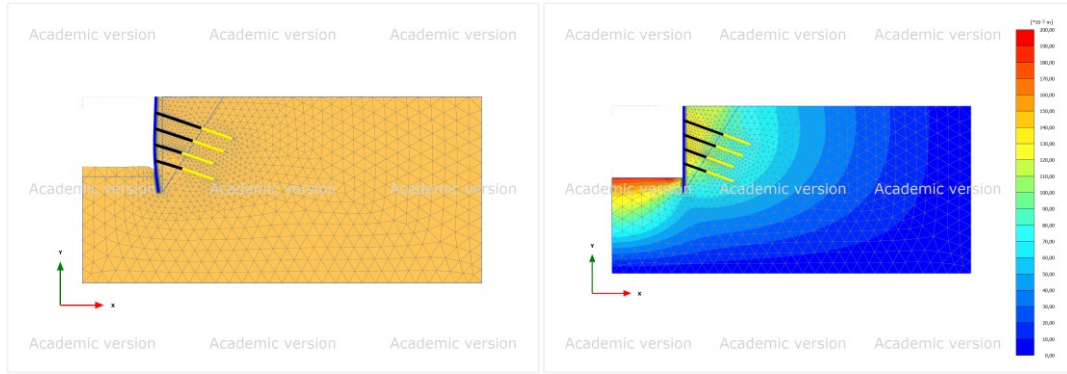
Τα πρώτα αποτελέσματα των διδιάστατων αναλύσεων υποδεικνύουν ανύψωση επιφανείας πλησίον της εκσκαφής με τη χρήση του Mohr-Coulomb, σε αντίθεση με το HS που υποδεικνύει καθιζήσεις συγκεκριμένης κατανομής, όπου η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται σε κάποια απόσταση από την στέψη ή πολύ κοντά στη στέψη – αναλόγως τον εδαφικό τύπο.. Μεγάλη ανύψωση πυθμένα εκσκαφής παρατηρείται επίσης με τη χρήση του MC. Όσον αφορά τις τάξεις μεγέθους κατ' απόλυτη τιμή, το γραμμικά ελαστικό – τέλεια πλαστικό (LE-PL) MC υπερεκτιμάει τις μετατοπίσεις, ενώ οι ίδιες επίσης δεν διαφοροποιούνται σημαντικά συναρτήσει του αυξανόμενου φορτίου αγκυρώσεων. Ενδεικτικά παρατίθεται ένα διάγραμμα ανυψώσεων επιφανείας με χρήση του MC για τύπο εδάφους I για $K_0 = 1 - \sin\phi'$ (Σχήμα 3-24).

Το ενδεικτικό παράδειγμα των χρωματικών απεικονίσεων των απόλυτων μετατοπίσεων για την φορτική κατάσταση A1 και $K_0^{Soil,1} = 1 - \sin\phi'$ & $K_0^{Soil,2} = 0.5$ υποδεικνύει την ανύψωση πυθμένα εκσκαφής κατά τη χρήση του MC. Έπειτα διαφαίνονται οι καμπύλες των καθιζήσεων για κάθε περίπτωση.

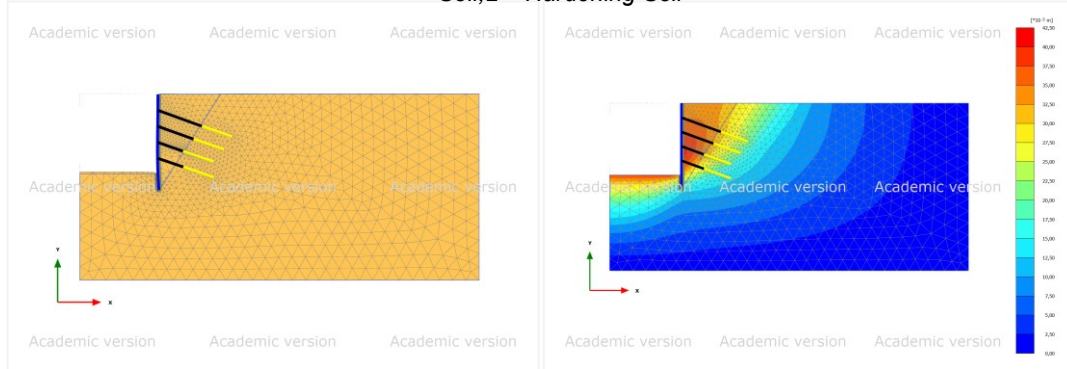


Σχήμα 3-22: Παραμορφωμένος κάναβος και χρωματική απεικόνιση μετατοπίσεων για τύπο εδάφους I, $K_0=1-\sin\phi'$ και A1 με χρήση MC και HS αντίστοιχα σε 2D.

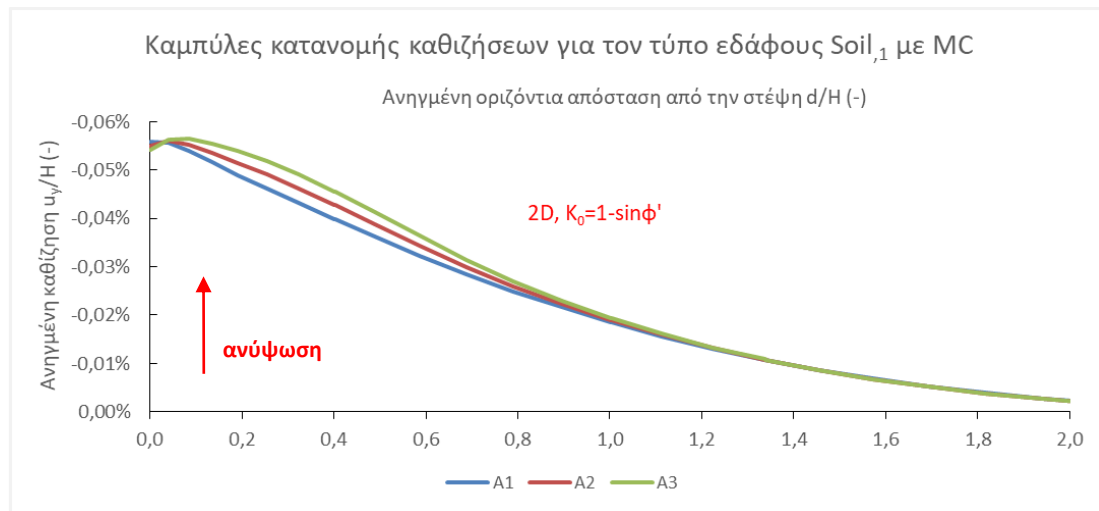
Soil,2 – Mohr-Coulomb



Soil,2 – Hardening Soil



Σχήμα 3-23: Παραμορφωμένος κάρναβος και χρωματική απεικόνιση μετατοπίσεων για τύπο εδάφους II, $K_0=0.5$ και A1 με χρήση MC και HS αντίστοιχα σε 2D.

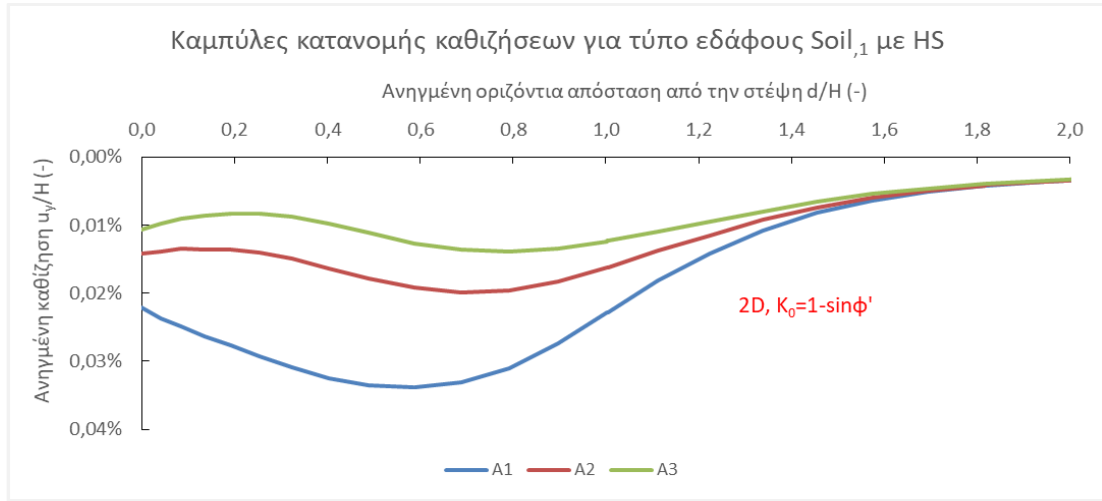


Σχήμα 3-24: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 2D για $K_0=1-\sin\phi'$ με MC.

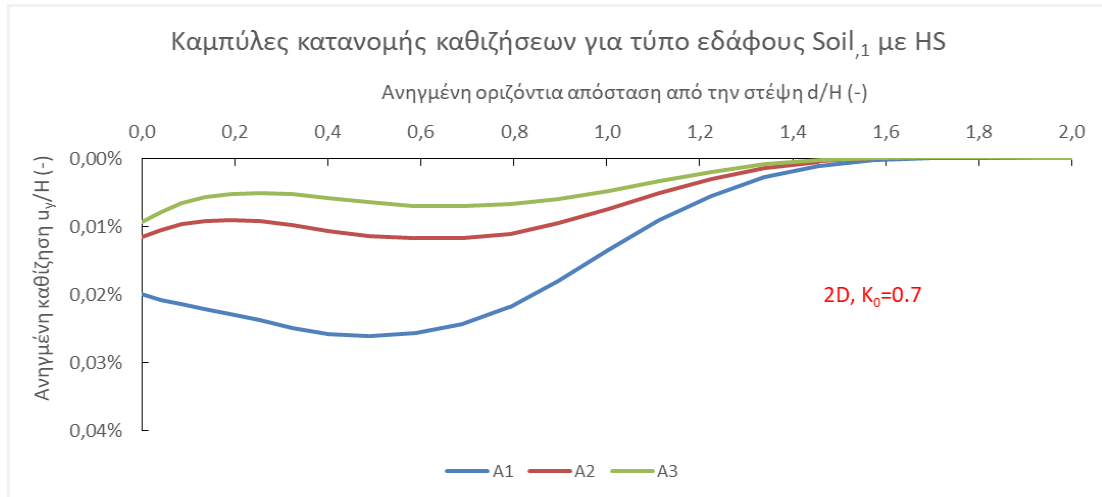
Αντίστοιχα προκύπτουν και τα διαγράμματα για $K_0 = [0.7,1.0]$ όπου επιβεβαιώνεται η μη ρεαλιστικότητα του LE-PL στην εκτίμηση των προφίλ καθιζήσεων.

Με τη χρήση του HS αντίθετα παράγονται ανάλογα προφίλ καθιζήσεων με μείωση της μέγιστης καθιζήσης u_y καθ' όσο αυξάνεται το φορτίο των αγκυρώσεων A. Για την περίπτωση του εδάφους I η κατανομή των καθιζήσεων μπορεί να αντιστοιχηθεί προσεγγιστικά με τον κυρτό τύπο και δη στις περιπτώσεις συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K_0 = 0.7$ & $K_0 = 1.0$. Η πρωτογενής ζώνη επιρροής εκτείνεται έως και

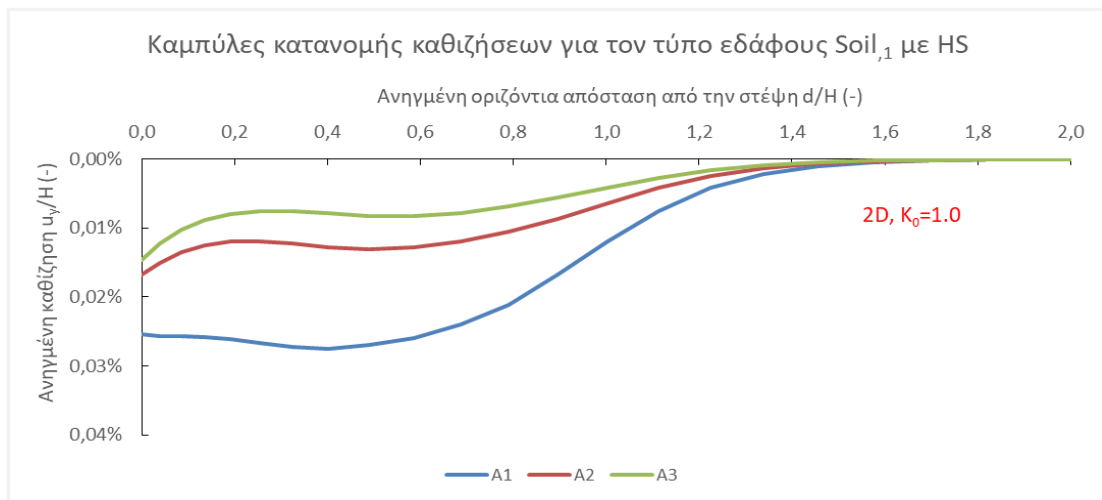
~1.2H μικρότερη από αυτήν που προτείνουν οι Hsieh & Ou (1998) ($2H_e$) για ίδιο τύπο εδάφους.



Σχήμα 3-25: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 2D για $K_0=1-\sin\phi'$ με HS.

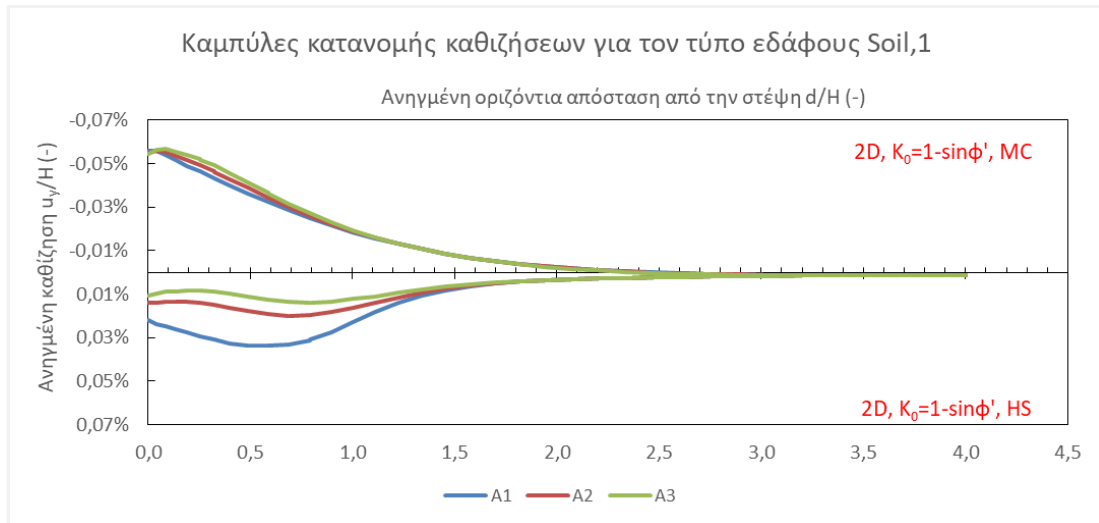


Σχήμα 3-26: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 2D για $K_0=0.7$ με HS.



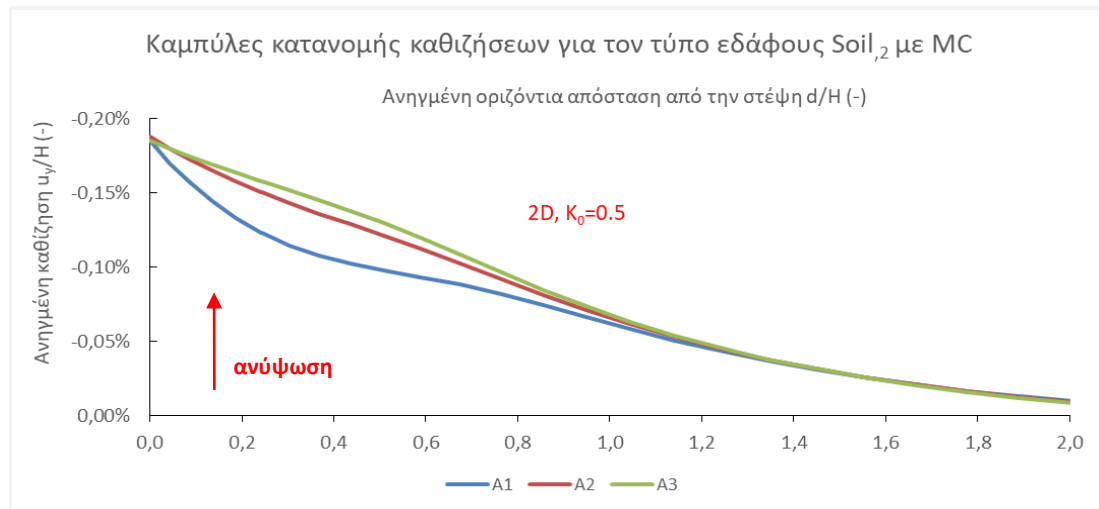
Σχήμα 3-27: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 2D για $K_0=1.0$ με HS.

Στο κάτωθι διάγραμμα παρατίθεται σύγκριση των προφίλ καθιζήσεων μεταξύ του HS και του LE-PL για την περίπτωση του τύπου εδάφους I και $K_0 = 1 - \sin\phi'$.



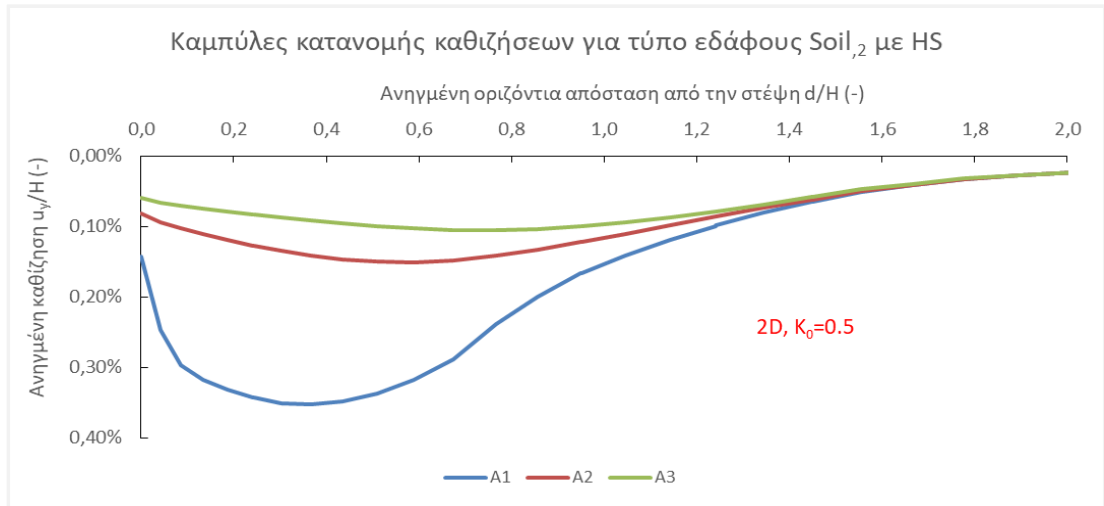
Σχήμα 3-28: Σύγκριση προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για τον τύπο εδάφους I με χρήση MC και HS για $K_0=1-\sin\phi'$ σε 2D.

Στην περίπτωση του τύπου εδάφους II (υπερστερεοποιημένου αργίλου) παρατηρούνται πολύ υψηλές καθιζήσεις για την ασθενέστερη φορτική κατάσταση A₁ που οφείλονται κυρίως στον οριακά χαμηλό συντελεστή $FS = 1.1$. Οι αναλύσεις με το LE-PL MC δεν υποδεικνύουν διαφοροποίηση στα προφίλ των ανυψώσεων παρά μόνο ελάχιστα για την περίπτωση του ασθενέστερου φορτίου αγκύρωσης. Ενδεικτικά παρατίθεται ένα διάγραμμα ανυψώσεων επιφανείας με χρήση του MC για τον τύπο εδάφους II και $K_0 = 0.5$. Αντίστοιχα προκύπτουν και για $K_0 = [0.7, 1.0]$ (Σχήμα 3-29).

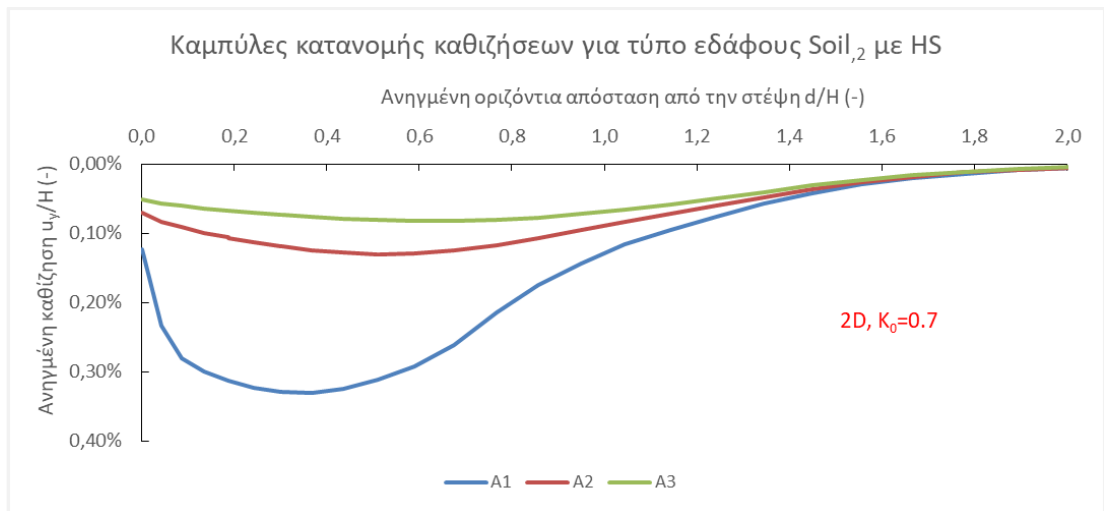


Σχήμα 3-29: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 2D για $K_0=0.5$ με MC.

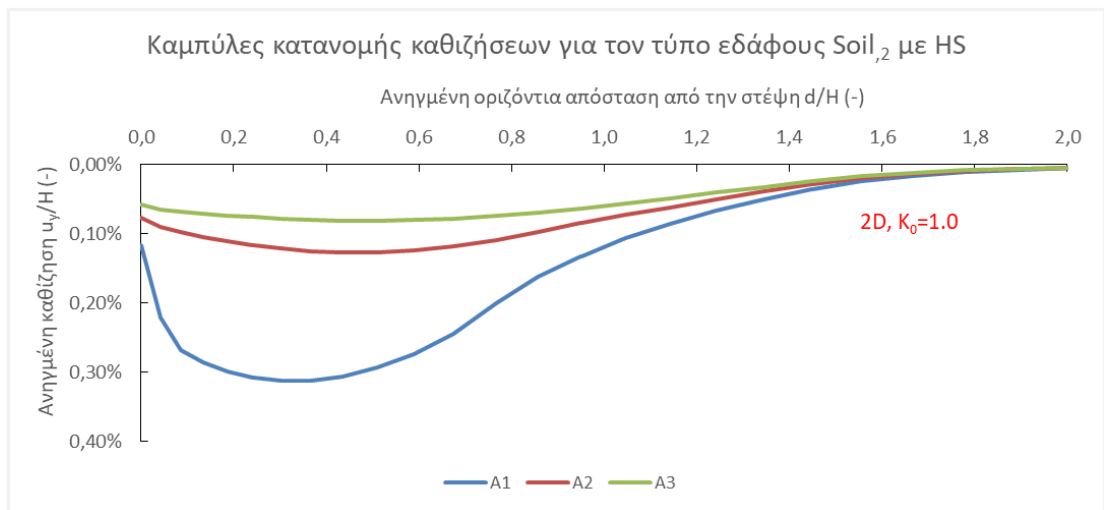
Για την περίπτωση του εδάφους II η κατανομή των καθιζήσεων μπορεί να αντιστοιχηθεί με τον κοίλο τύπο όπου η μέγιστη καθίζηση παρατηρείται σε μικρή απόσταση από τη στέψη ($\sim \frac{d}{H} = 0.5$). Η πρωτογενής ζώνη επιρροής εκτείνεται εκ νέου έως και $\sim 1.2H$ μικρότερη από αυτήν που προτείνουν οι Hsieh & Ou (1998) ($2H_e$) για συνεκτικά εδάφη.



Σχήμα 3-30: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 2D για $K_0=0.5$ με HS.

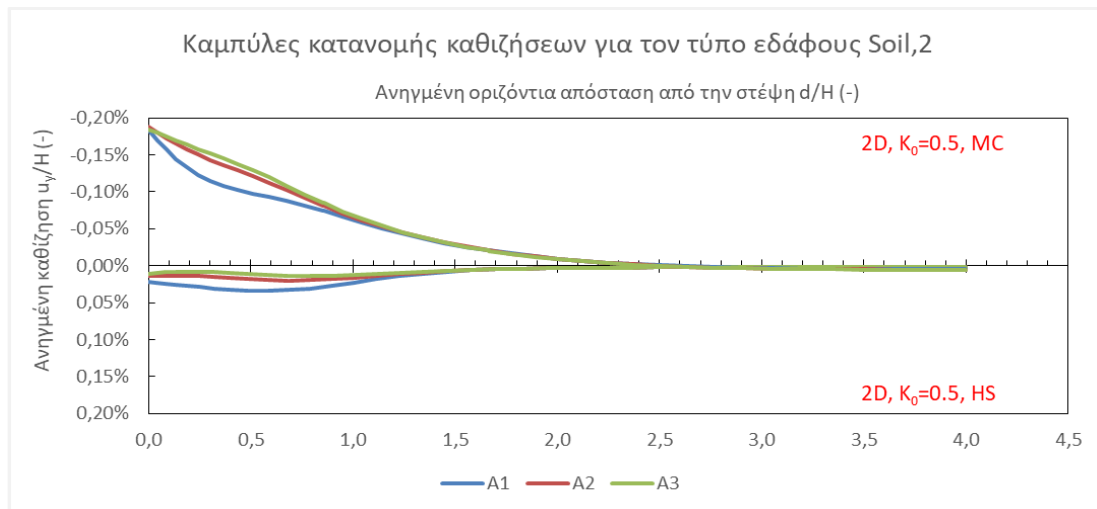


Σχήμα 3-31: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 2D για $K_0=0.7$ με HS.



Σχήμα 3-32: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 2D για $K_0=1.0$ με HS.

Παρατίθεται εκ νέου για τον τύπο εδάφους II σύγκριση των προφίλ καθιζήσεων μεταξύ του HS και LE-PL για την περίπτωση και $K_0 = 0.5$.



Σχήμα 3-33: Σύγκριση προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για τύπο εδάφους II με χρήση και MC και HS για $K_0=0.5$ σε 2D.

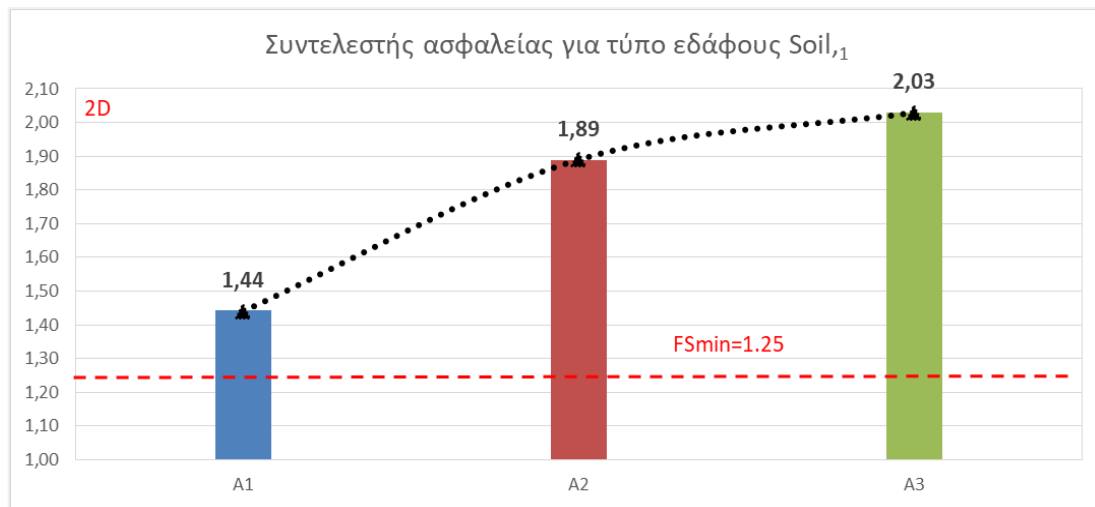
Στα συμπεράσματα εκ των διδιάστατων αναλύσεων λοιπόν, προκύπτει αρχικά:

- Η μη ρεαλιστική φύση των μετατοπίσεων για χρήση του γραμμικά ελαστικού – ιδεωδώς πλαστικού (LE-PL) MC. Μάλιστα, με χρήση του τελευταίου, στις αναλύσεις παρατηρήθηκε μεγάλη ανύψωση πυθμένα εκσκαφής.
- Έπειτα, με χρήση του μη γραμμικού μοντέλου HS, η επιρροή της φορτικής κατάστασης στην μείωση των καθιζήσεων δίχως την αλλοίωση της κατανομής των,
- η επαλήθευση της κυρτότητας των καμπύλων αναλόγως τον εδαφικό τύπο,
- η θέση μέγιστης καθίζησης και
- η ζώνη πρωτεύουσας επιρροής.

Στην εξέταση των συνθηκών λειτουργικότητας και διερεύνησης των εδαφικών μετατοπίσεων παρατηρήθηκαν μεγάλες διαφορές ανά τύπο εδαφικού προφίλ και καταστατικού μοντέλου. Αντίθετα, κατά τη διαδικασία “Safety” – δηλαδή ταυτόχρονης απομείωσης των μηχανικών παραμέτρων του εδάφους – μεταξύ τους τα μοντέλα δεν παρουσιάζουν διαφορές. Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα του συντελεστή ασφαλείας για προκαθορισμένο αριθμό βημάτων και με χρήση του καταστατικού μοντέλου Hardening Soil (παρόμοια είναι και με χρήση του γραμμικά ελαστικού – ιδεωδώς πλαστικού MC).

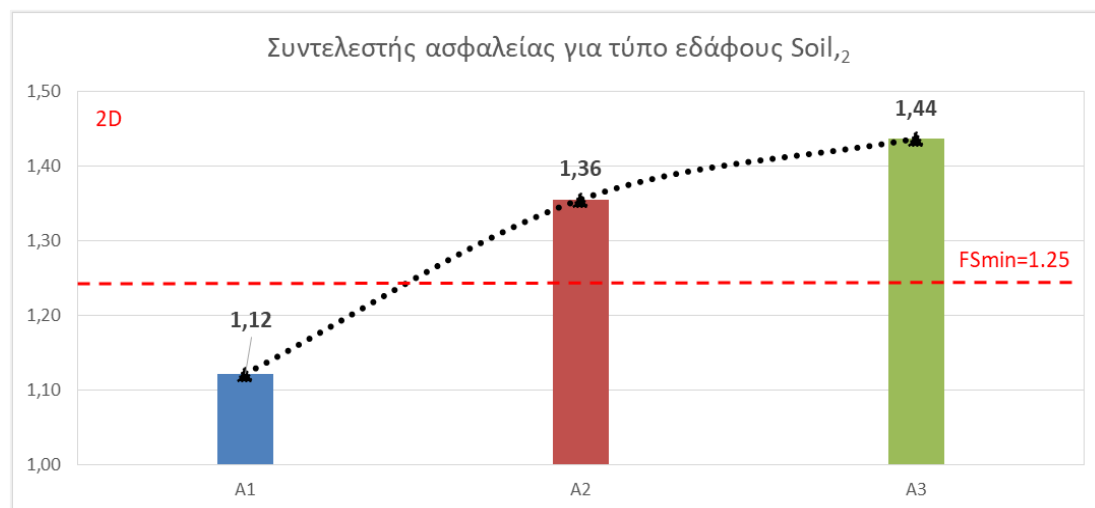
Σύμφωνα με το πρότυπο EN 1997-1:2004 για ULS, ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας απουσία ΥΥΟ ορίζεται ως $FS_{min} = 1.25$ που προκύπτει εφαρμόζοντας επιμέρους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_\alpha = 1.25$ στις παραμέτρους διατμητικής αντοχής του εδάφους ϕ', c' . Ο εν λόγω συντελεστής ικανοποιείται για την περίπτωση του τύπου εδάφους I για κάθε φορτίο αγκύρωσης. Μάλιστα, εύλογα προκύπτει ότι μεγαλύτερη δύναμη αγκύρωσης επιφέρει μεγαλύτερο συντελεστή ασφαλείας (έως και τάξης 41% για τριπλάσιο φορτίο αγκύρωσης $A_3 = 3 \cdot A_1$).

Σημειώνεται επίσης ότι ο συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία K_0 δεν επηρεάζει τον συντελεστή ασφαλείας παρά μόνο το αρχικό τασικό πεδίο και τις μετατοπίσεις.



Σχήμα 3-34: Συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο I σε 2D.

Για την περίπτωση του τύπου εδάφους II και την χαμηλότερη δύναμη αγκύρωσης, παρατηρούμε ότι ο συντελεστής ασφαλείας $FS_{min} = 1.25$ δεν ικανοποιείται (λαμβάνει τιμή περίπου ίση με $FS = 1.1$). Η περίπτωση επομένως της υπερστερεοποιημένης αργίλου με την μικρότερη εφαρμοζόμενη δύναμη αγκύρωσης θα μπορούσε να παρουσιάζει πρόβλημα διαστασιολόγησης. Η συμπερίληψη στα διαγράμματα ωστόσο, γίνεται διότι ο συντελεστής παραμένει μεγαλύτερος της μονάδας και κατ' ορισμένα διαφορετικά πρότυπα είναι αποδεκτός. Η μέγιστη μεταβολή παρατηρείται της τάξης του 29% για τριπλάσιο φορτίο αγκύρωσης (δηλ. $A_3 = 3 \cdot A_1$).



Σχήμα 3-35: Συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο II σε 2D.

Στην παρούσα μελέτη εξετάστηκε μόνο σύστημα αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις. Οι συνθήκες ευστάθειας του εδαφικού πρίσματος ανάντη του τοίχου είναι βελτιωμένες υπό την παρουσία προεντεταμένων αγκυρώσεων. Χωρίς την παρουσία οριζόντιων στηρίξεων ή επαρκούς βάθους έμπηξης, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως του εδαφικού πρίσματος ενδέχεται να διακυβευόταν.

Τέλος οι διδιάστατες αναλύσεις συνιστούν συντηρητική θεώρηση οριακών καταστάσεων αστοχίας. Μάλιστα, όπως θα δούμε παρακάτω, οι τρεις διαστάσεις επιφέρουν αύξηση του συντελεστή ασφαλείας για τις ίδιες εδαφικές συνθήκες και δυνάμεις προέντασης στην περίπτωση της τετραγωνικής εκσκαφής με λόγο $L/H = 1$. Για την περίπτωση της τετραγωνικής εκσκαφής με λόγο $L/H = 2.5$ οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας συμπίπτουν με τις διδιάστατες.

3.5.2 Τριδιάστατες αναλύσεις

Οι τριδιάστατες αναλύσεις υποδεικνύουν πιο λεπτομερή αναπαράσταση των εδαφικών μετατοπίσεων καθώς διαφαίνεται η διεύθυνση και ο προσανατολισμός τους καθ' ύψος και κατά μήκος της εκσκαφής. Οι μέγιστες καθιζήσεις παρατηρούνται κατά τα επίπεδα συμμετρίας ενώ ελαχιστοποιούνται στις γωνίες. Για τα διαγράμματα επιλέγονται οριζόντιες και κατακόρυφες τομές κοντά στα επίπεδα συμμετρίας, εκεί δηλαδή όπου εμφανίζονται οι μέγιστες παραμορφώσεις (καθιζήσεις και πλευρικές μετατοπίσεις), αντί για μια διατομή κοντά στην κεφαλή του πασσάλου – όπως στις διδιάστατες αναλύσεις. Οι τελευταίες αναφέρονται σε μία «μέση» κατάσταση των εδαφικών μετατοπίσεων και όχι στην μέγιστη.

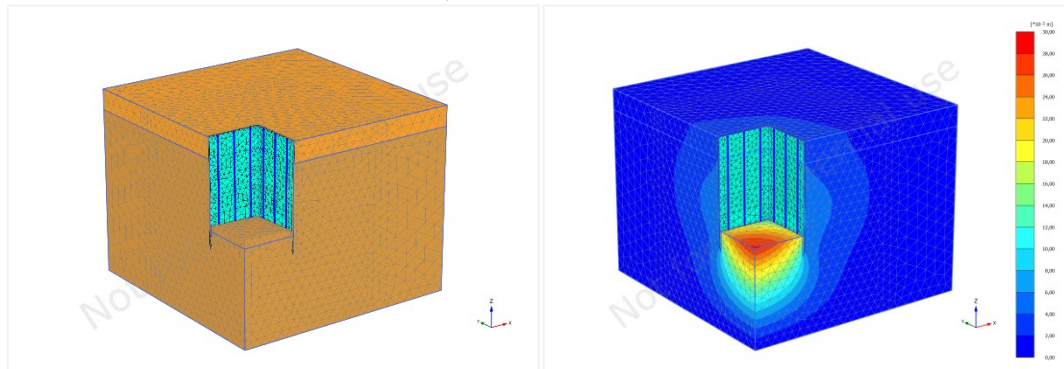
Χρησιμοποιήθηκε το εδαφικό προσομοίωμα Hardening Soil Model ενώ συγκριτικές αναλύσεις έγιναν με το LE-PL MC. Για το προσομοίωμα LE-PL οι ανυψώσεις του πυθμένα της εκσκαφής είναι υψηλές, η κατασκευή αντιστήριξης συμπαρασύρεται προς τα πάνω και στην επιφάνεια παρατηρείται εκ νέου ανύψωση εδάφους. Ενδεικτικά παρατίθενται δύο διαγράμματα ανυψώσεων επιφανείας εδάφους με χρήση του MC για τους δύο τύπους εδαφών I και II για $K_0 = 1 - \sin\phi'$ και $K_0 = 0.5$ αντίστοιχα (Σχήμα 3-38 & Σχήμα 3-43).

Αντίστοιχα προκύπτουν και τα διαγράμματα για $K_0 = [0.7, 1.0]$. Επιβεβαιώνεται εκ νέου η αδυναμία του LE-PL στην εκτίμηση των εδαφικών μετατοπίσεων – όπως και στις διδιάστατες αναλύσεις.

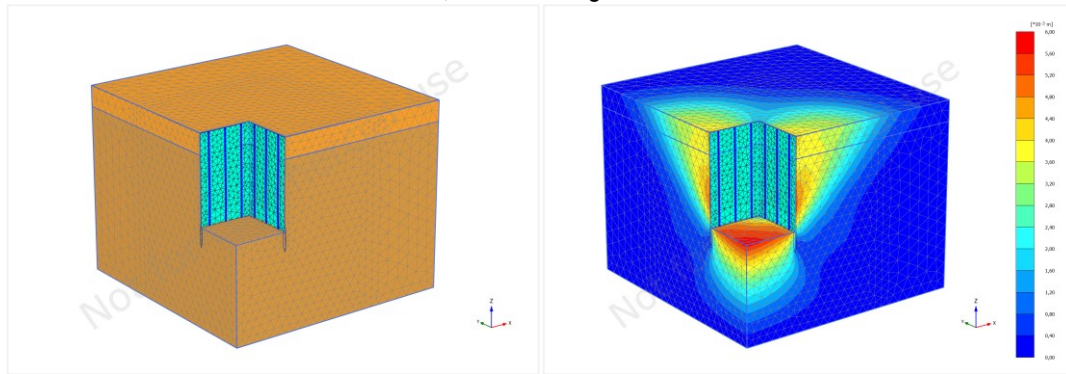
Τετραγωνική εκσκαφή με λόγο $L/H \approx 1$:

Στις τριδιάστατες αναλύσεις, με τη χρήση χρωματικών απεικονίσεων και παραμορφωμένου καννάβου γίνεται καλύτερα αντιληπτή η αρχιτεκτονική των μετατοπίσεων πλησίον και κάτωθεν της εκσκαφής, όπως στο παρακάτω παράδειγμα (για φορτική κατάσταση A1 και $K_0^{Soil,1} = 1 - \sin\phi'$ & $K_0^{Soil,2} = 0.5$ και ταυτόχρονη χρήση MC και HS).

Soil, 1 – Mohr-Coulomb

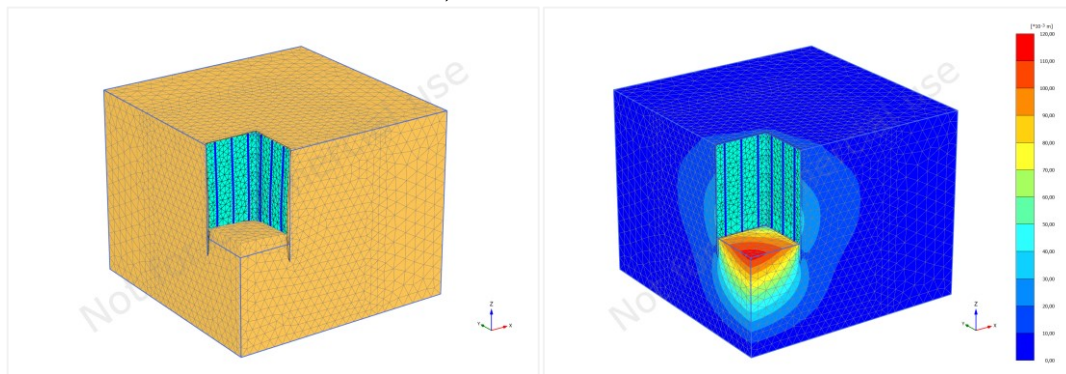


Soil,1 – Hardening Soil

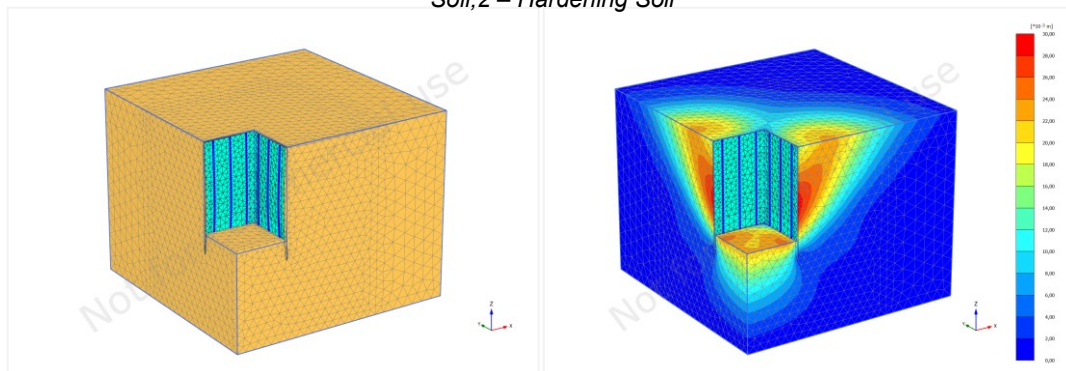


Σχήμα 3-36: Παραμορφωμένος κάρναβος και χρωματική απεικόνιση μετατοπίσεων για τύπο εδάφους I, $K0=1-\sin\phi'$ και A1 με χρήση MC και HS αντίστοιχα σε 3D, $L\approx H$.

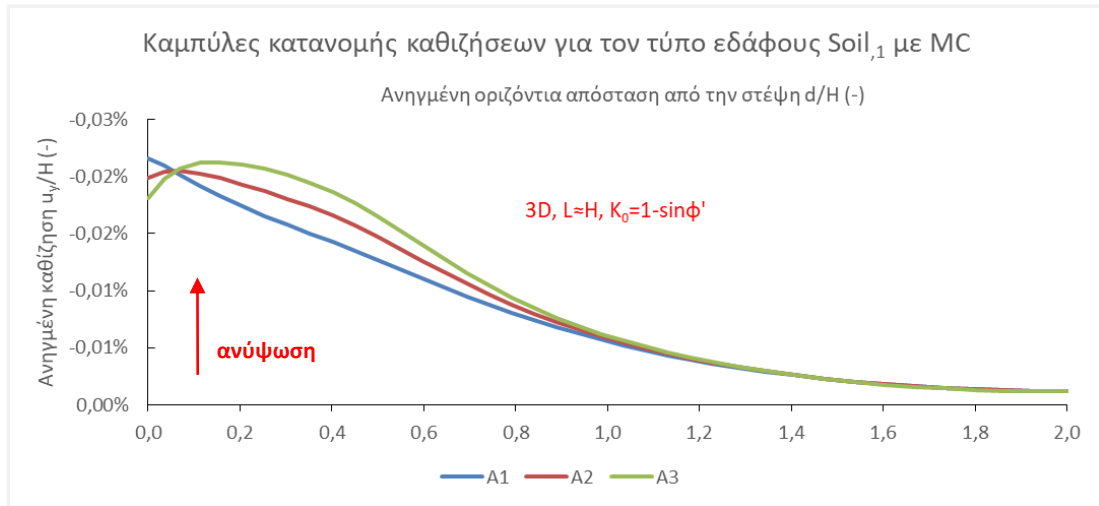
Soil,2 – Mohr-Coulomb



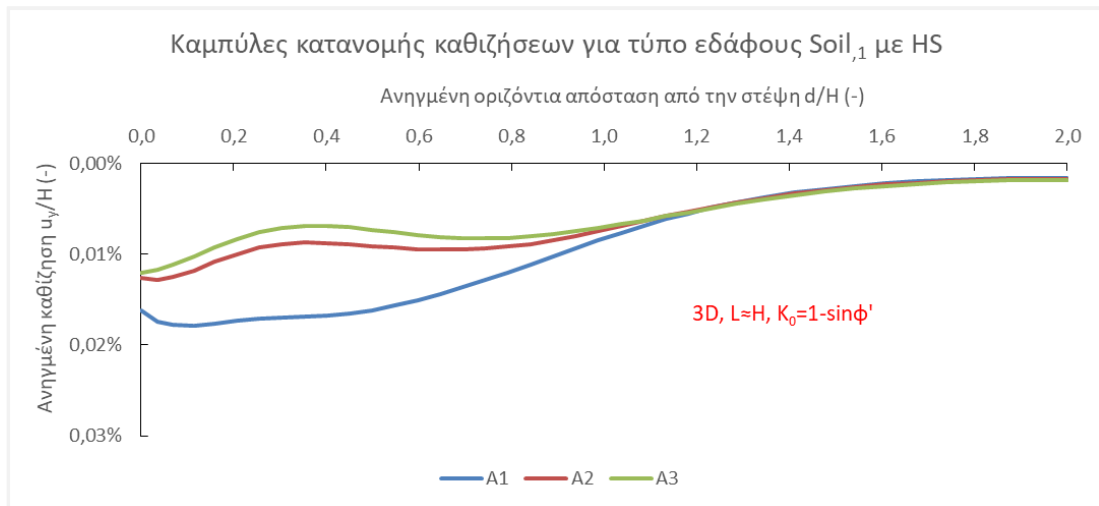
Soil,2 – Hardening Soil



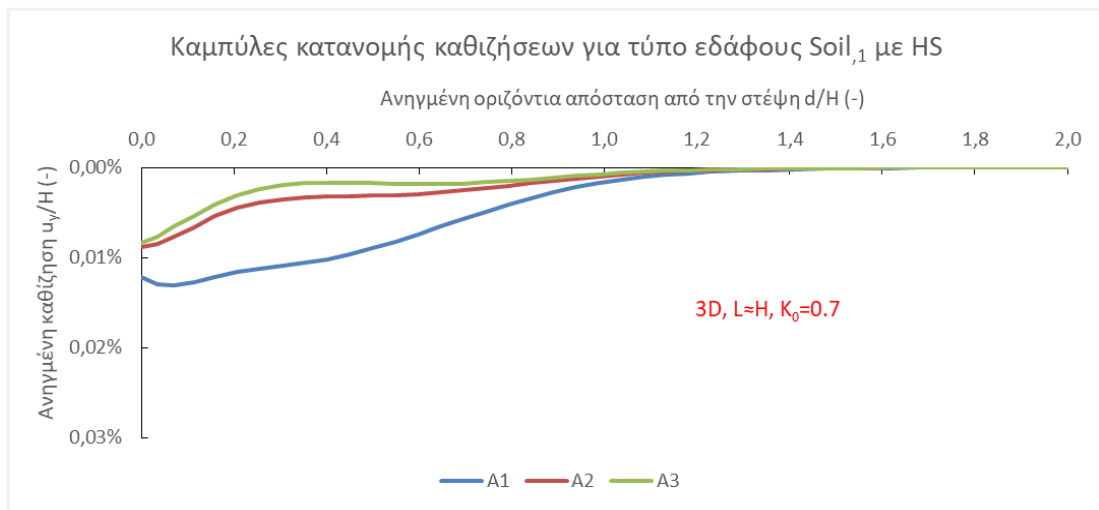
Σχήμα 3-37: Παραμορφωμένος κάρναβος και χρωματική απεικόνιση μετατοπίσεων για τύπο εδάφους I, $K0=1-\sin\phi'$ και A1 με χρήση MC και HS αντίστοιχα σε 3D, $L\approx H$.



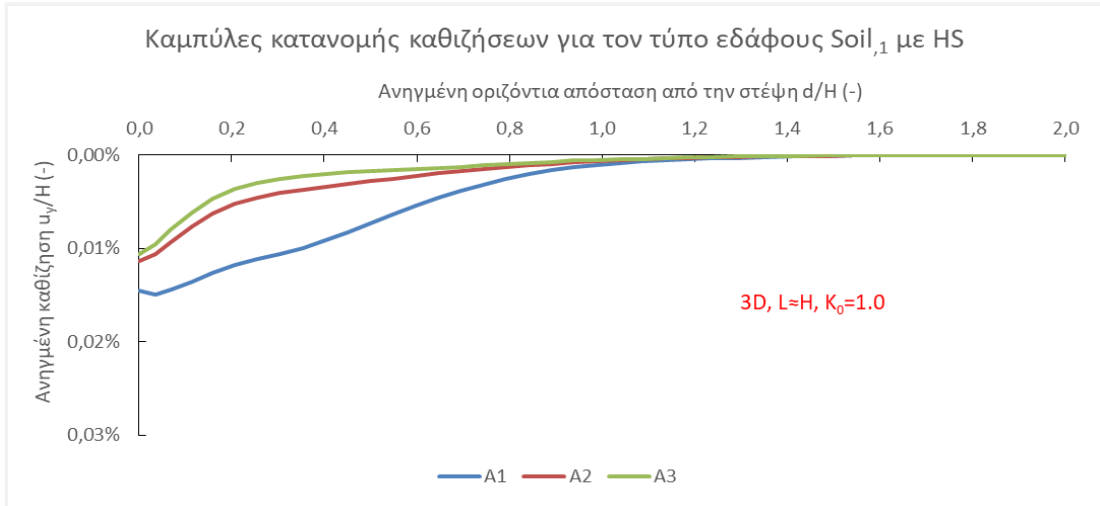
Σχήμα 3-38: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L \approx H$ για $K_0 = 1 - \sin \phi'$ με MC.



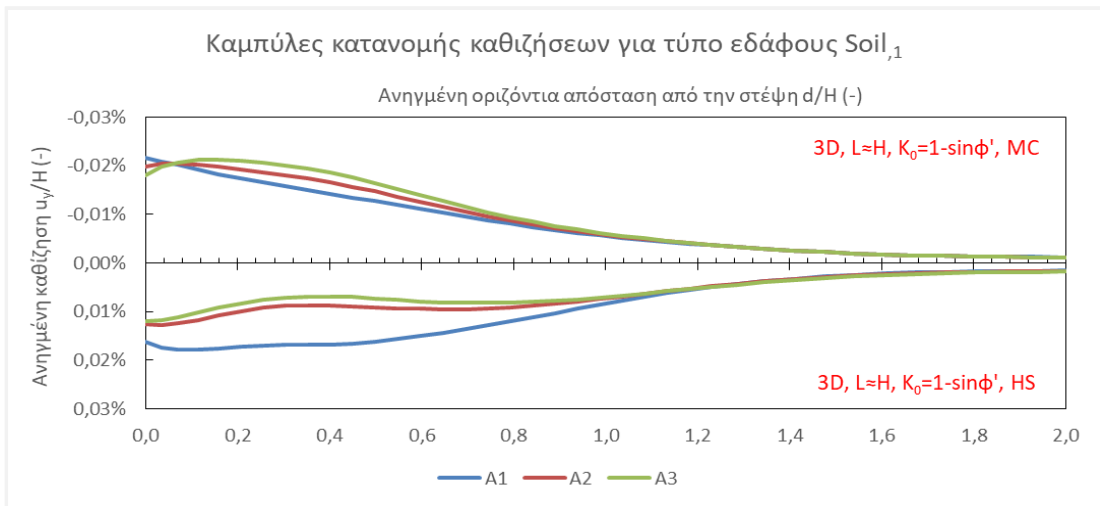
Σχήμα 3-39: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L \approx H$ για $K_0 = 1 - \sin \phi'$ με HS.



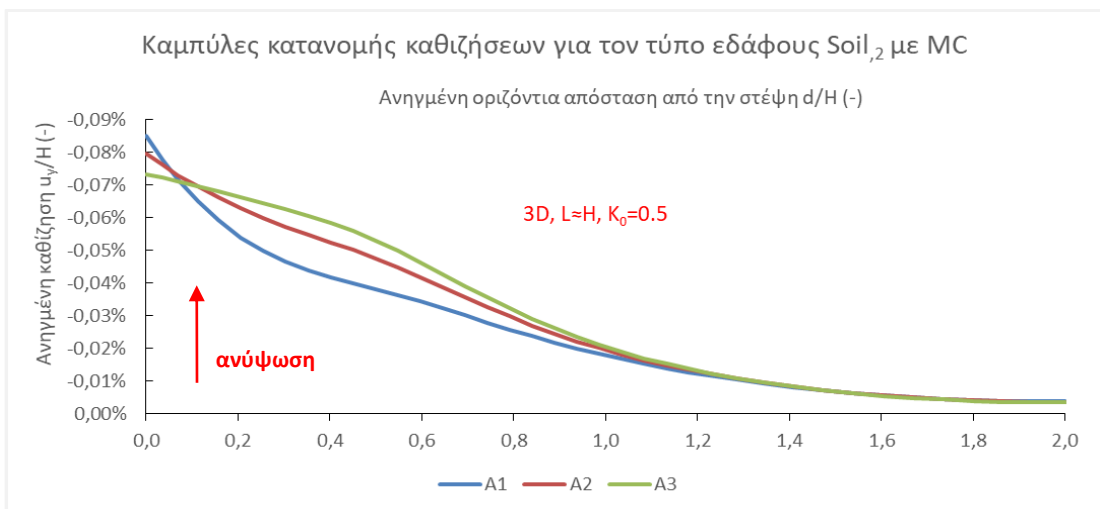
Σχήμα 3-40: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L \approx H$ για $K_0 = 0.7$ με HS.



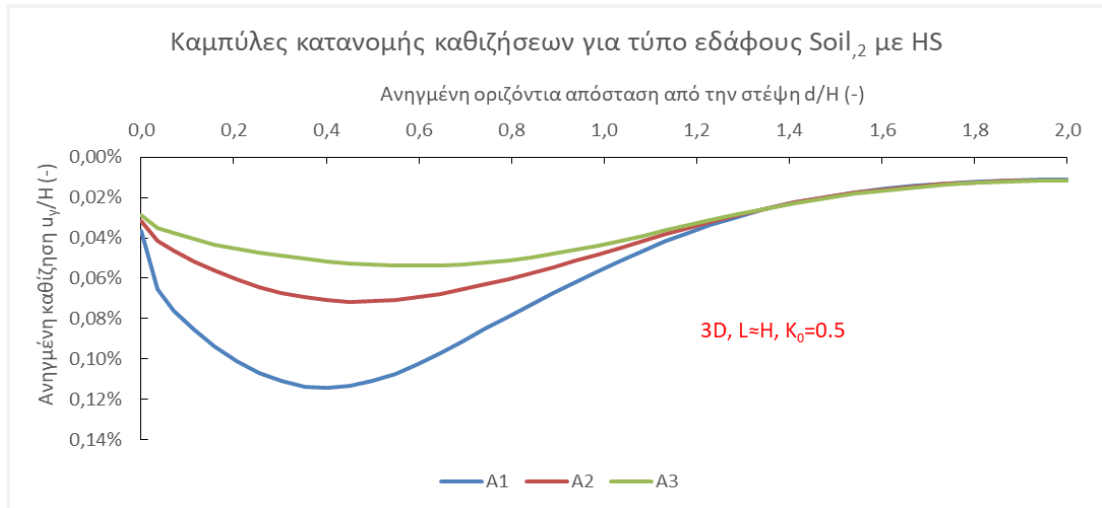
Σχήμα 3-41: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L \approx H$ για $K_0=1.0$ με HS.



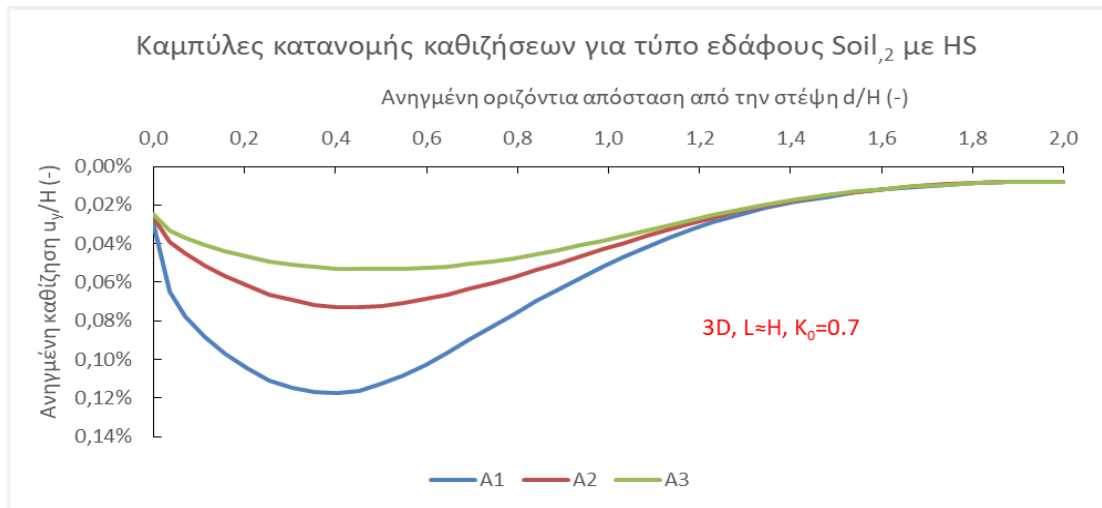
Σχήμα 3-42: Σύγκριση προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για τύπο εδάφους I με χρήση και MC και HS για $K_0=1-\sin \phi'$ σε 3D, $L \approx H$.



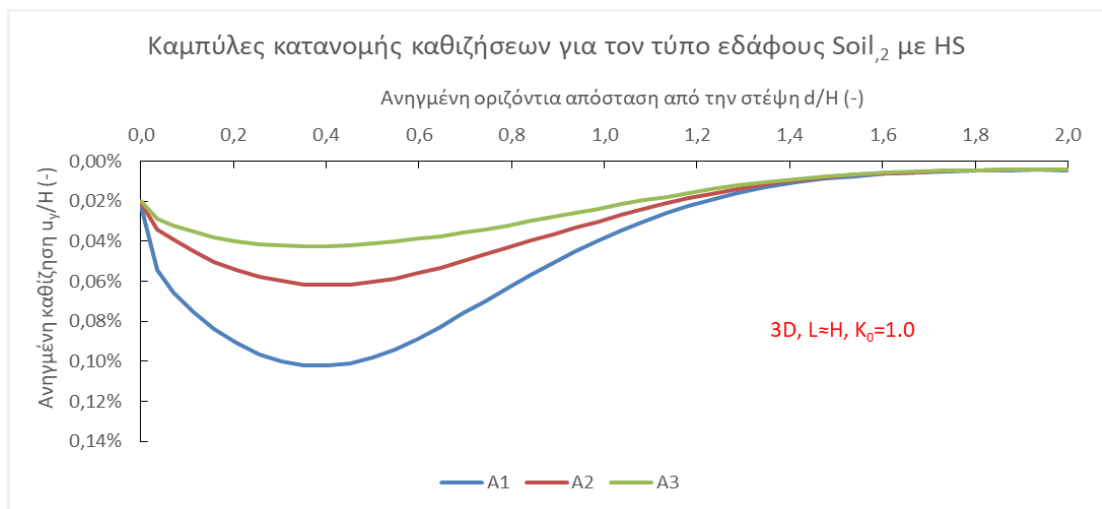
Σχήμα 3-43: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L \approx H$ για $K_0=0.5$ με MC.



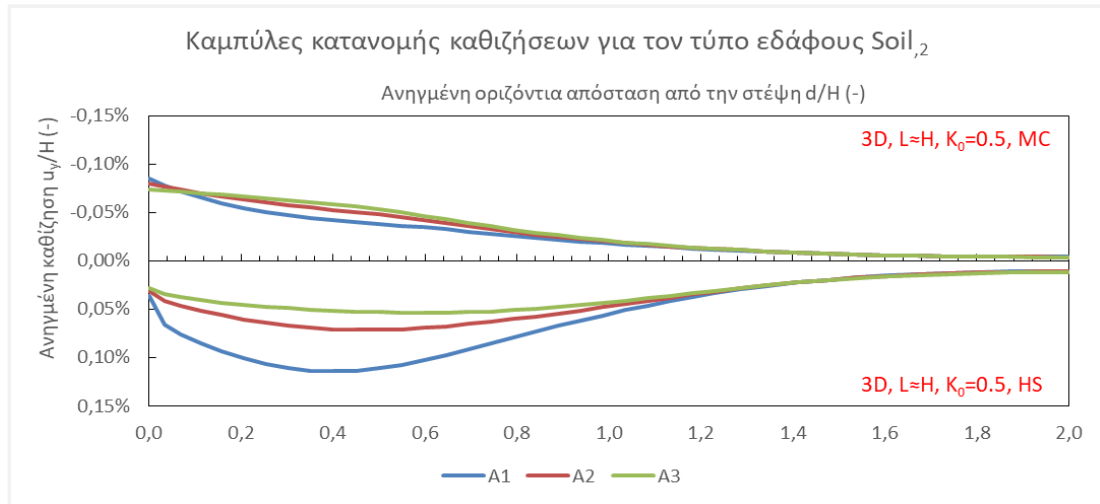
Σχήμα 3-44: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L \approx H$ για $K_0=0.5$ με HS.



Σχήμα 3-45: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L \approx H$ για $K_0=0.7$ με HS.



Σχήμα 3-46: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L \approx H$ για $K_0=1.0$ με HS.

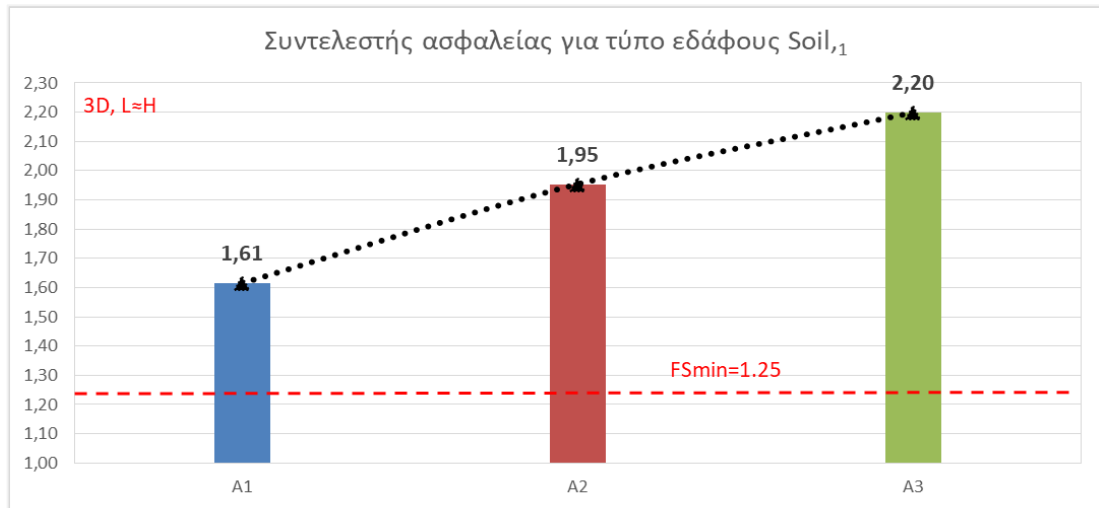


Σχήμα 3-47: Σύγκριση προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για τύπο εδάφους II με χρήση και MC και HS για $K_0=0.5$ σε 3D, $L \approx H$.

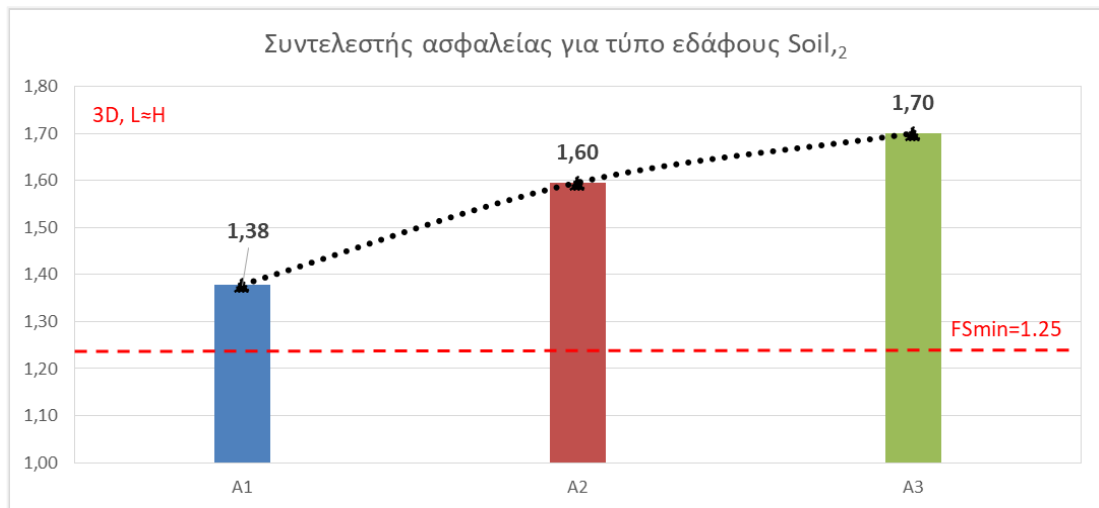
Στα επιμέρους συμπεράσματα εκ των τριδιάστατων αναλύσεων για λόγο μήκους/ύψους εκσκαφής $L/H \approx 1$, προκύπτει:

- Η μη ρεαλιστική φύση των μετατοπίσεων για χρήση του γραμμικά ελαστικού – ιδεωδώς πλαστικού (LE-PL) MC – ομοίως με τις διδιάστατες αναλύσεις.
- Με χρήση του μη γραμμικού μοντέλου HS, η επιρροή της φορτικής κατάστασης στην μείωση των καθιζήσεων δίχως την αλλοίωση της κατανομής των,
- η μείωση των μέγιστων τιμών των καθιζήσεων και δη στην περίπτωση φορτικής κατάστασης A1 και βασικό τύπο εδάφους II – λόγω αύξησης και του συντελεστή ασφαλείας SF.
- ο περιορισμός της ζώνης πρωτεύουσας επιρροής σε $\frac{d}{H} \leq 1.0$ και σε $d/H \leq 1.2$ για τον εδαφικό τύπο I και II αντίστοιχα.
- η ίδια θέση μέγιστης καθίζησης, και
- εμφανής κυρτός τύπος κατανομής για την περίπτωση του εδαφικού τύπου I.

Τα διαγράμματα συντελεστή ασφαλείας για την περίπτωση τετραγωνικής εκσκαφής με $L/H \approx 1$ υποδεικνύουν αύξηση μεγέθους. Μάλιστα, για την περίπτωση του εδαφικού τύπου II και δύναμη προέντασης την ελάχιστη, ο συντελεστής πλέον ξεπερνάει τον ελάχιστο ($FS_{min} = 1.25$). Επίσης προφανής είναι η αύξηση του συντελεστή ασφαλείας, αυξάνοντας τις δυνάμεις προέντασης – όπως και στις διδιάστατες αναλύσεις.



Σχήμα 3-48: Συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L \approx H$.

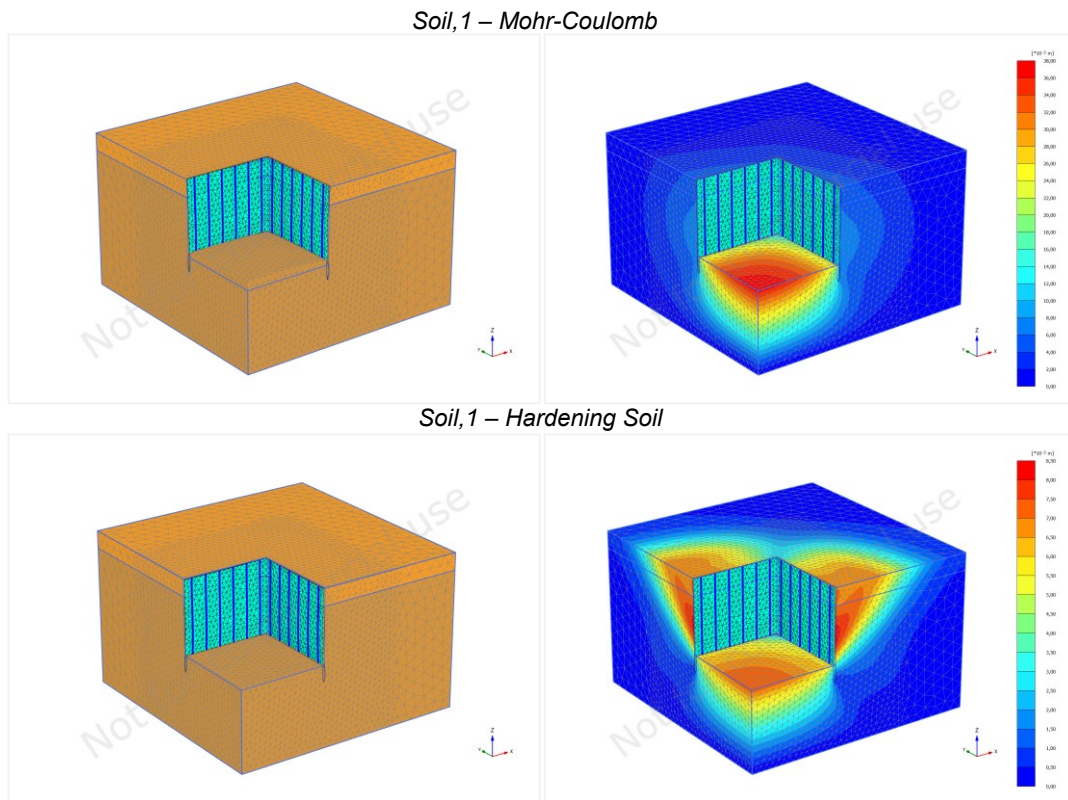


Σχήμα 3-49: Συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L \approx H$.

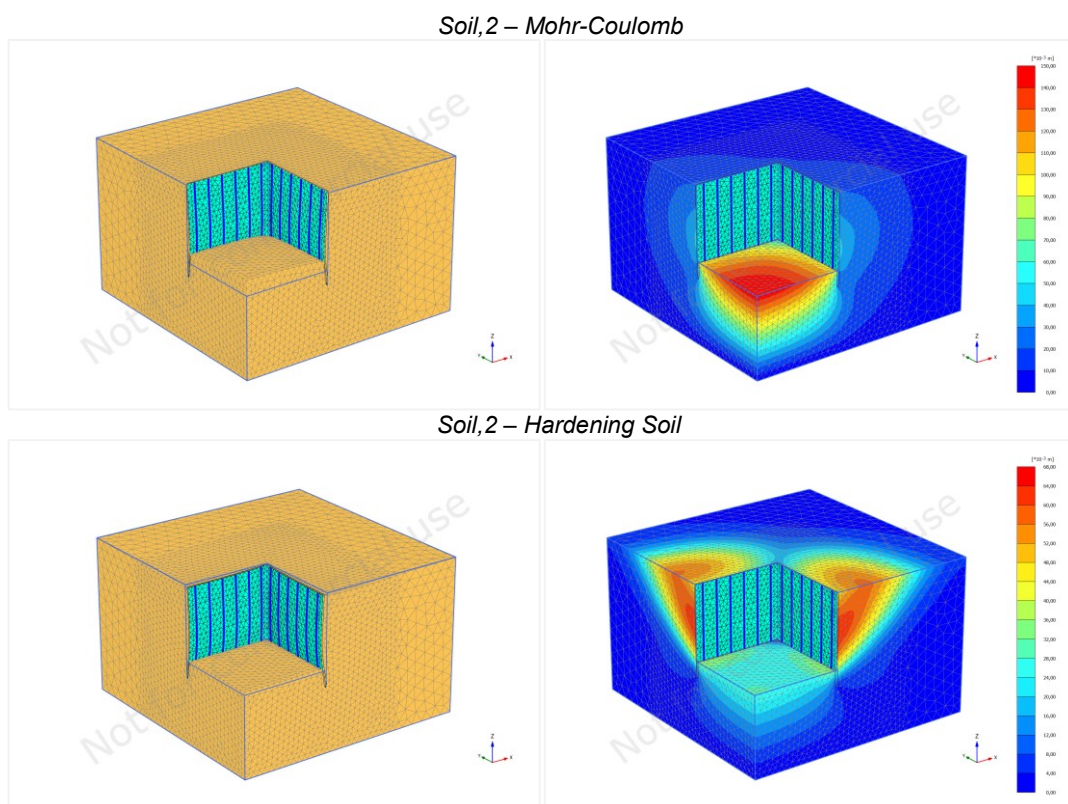
Η επιρροή των τριαξονικών συνθηκών κατά τα άκρα έχει δεσπόζουσα σημασία – όπως θα δούμε στην περίπτωση τετραγωνικών εκσκαφών με λόγο $L/H \approx 2.5$. Οι δυνάμεις προέντασης εμφανώς επηρεάζουν τις κατανομές καθιζήσεων αλλά όχι τόσο τις τάξεις μεγέθους μονοδιάστατα. Υπό τριδιάστατες συνθήκες επίσης, διαφοροποιείται ο συντελεστής ασφαλείας αναλόγως τον λόγο L/H . Μεγαλύτεροι συντελεστές παρατηρούνται στην στενότερη εκσκαφή.

Τετραγωνική εκσκαφή με λόγο $L/H \approx 2.5$:

Στα κάτωθι διαγράμματα παρατίθεται εκ νέου παραμορφωμένος κάρναβος και χρωματική απεικόνιση με την αρχιτεκτονική των παραμορφώσεων για την περίπτωση δύναμης αγκύρωσης A1 και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K_0 = 1 - \sin \phi'$ και $K_0 = 0.5$ για τύπο εδάφους I και II αντίστοιχα και παράλληλη χρήση των μοντέλων MC και HS.

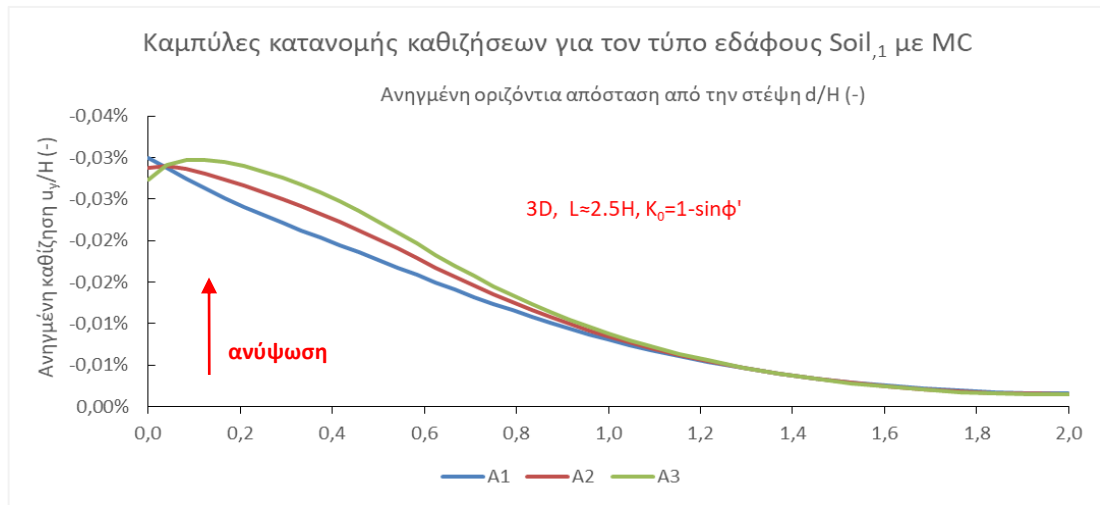


Σχήμα 3-50: Παραμορφωμένος κώνναβος και χρωματική απεικόνιση μετατοπίσεων για τύπο εδάφους I, $K0=1-\sin\phi'$ και A1 με χρήση MC και HS αντίστοιχα σε 3D, $L\approx 2.5H$.

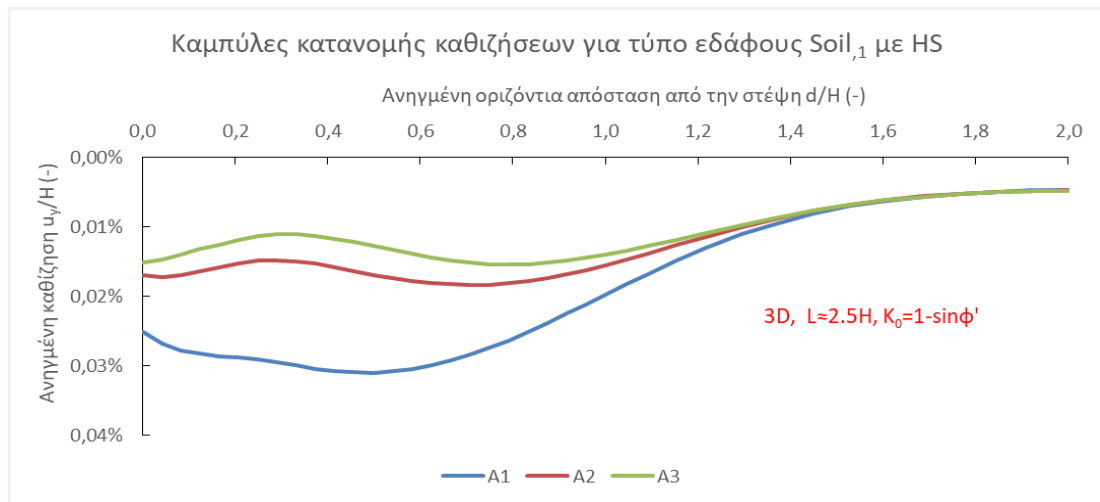


Σχήμα 3-51: Παραμορφωμένος κώνναβος και χρωματική απεικόνιση μετατοπίσεων για τύπο εδάφους II, $K0=0.5$ και A1 με χρήση MC και HS αντίστοιχα σε 3D, $L\approx 2.5H$.

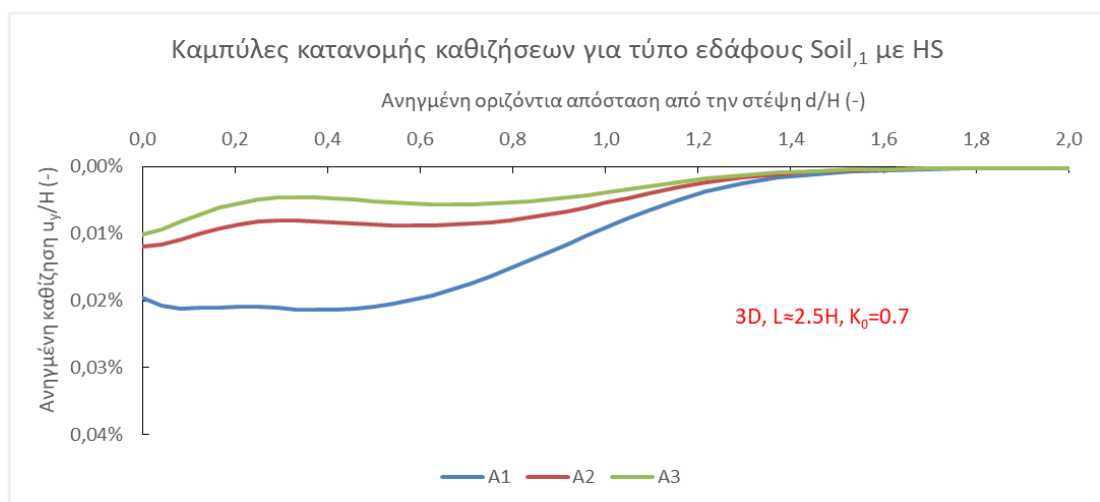
Συγκεκριμένα οι καμπύλες καθιζήσεων για κάθε περίπτωση φαίνονται παρακάτω:



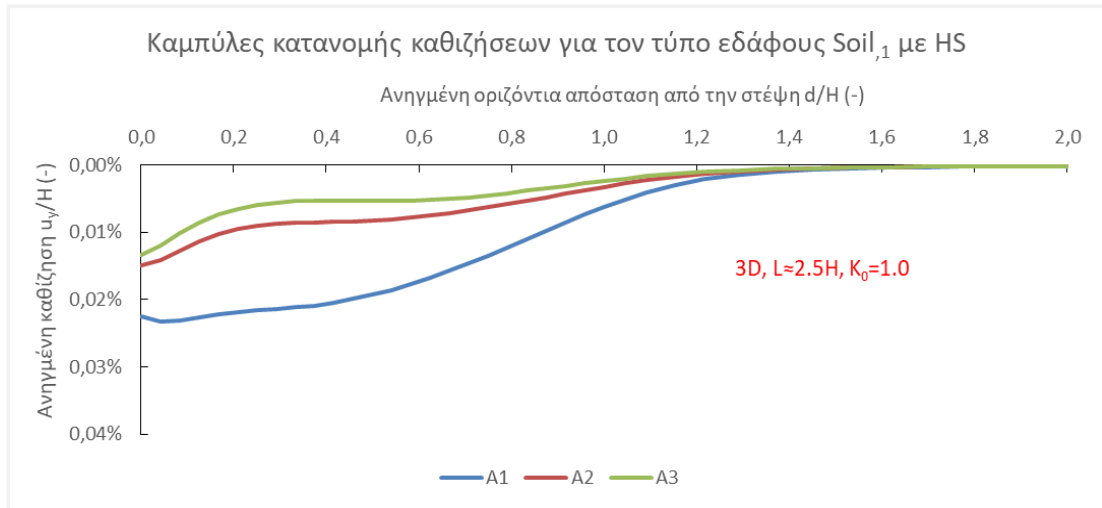
Σχήμα 3-52: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L \approx 2.5H$ για $K_0 = 1 - \sin \phi'$ με MC.



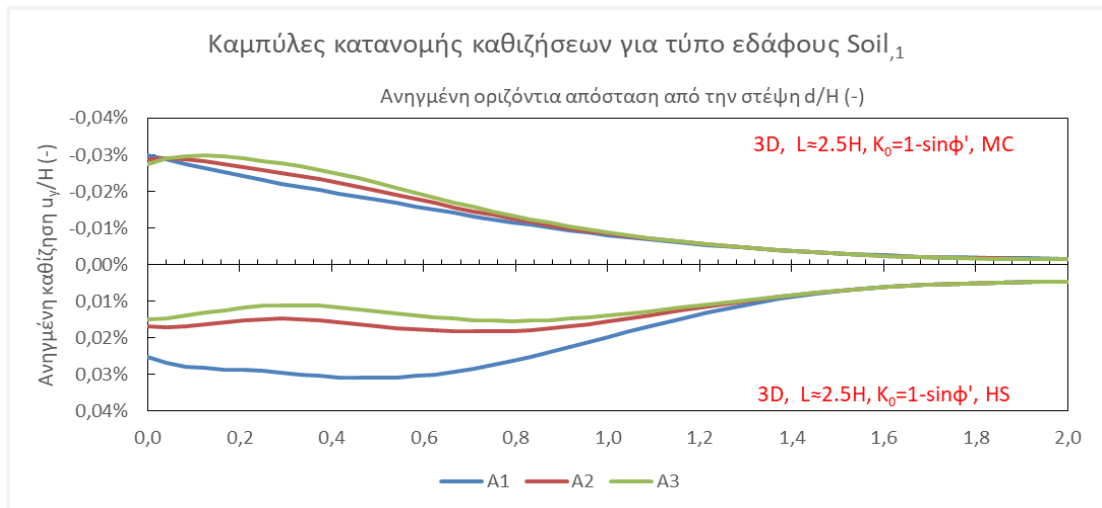
Σχήμα 3-53: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L \approx 2.5H$ για $K_0 = 1 - \sin \phi'$ με HS.



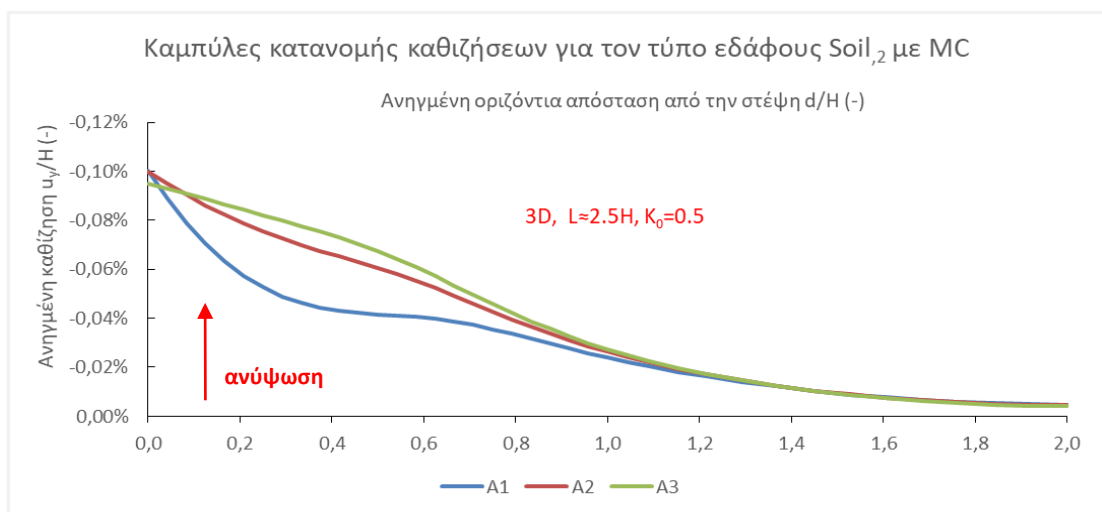
Σχήμα 3-54: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L \approx 2.5H$ για $K_0 = 0.7$ με HS.



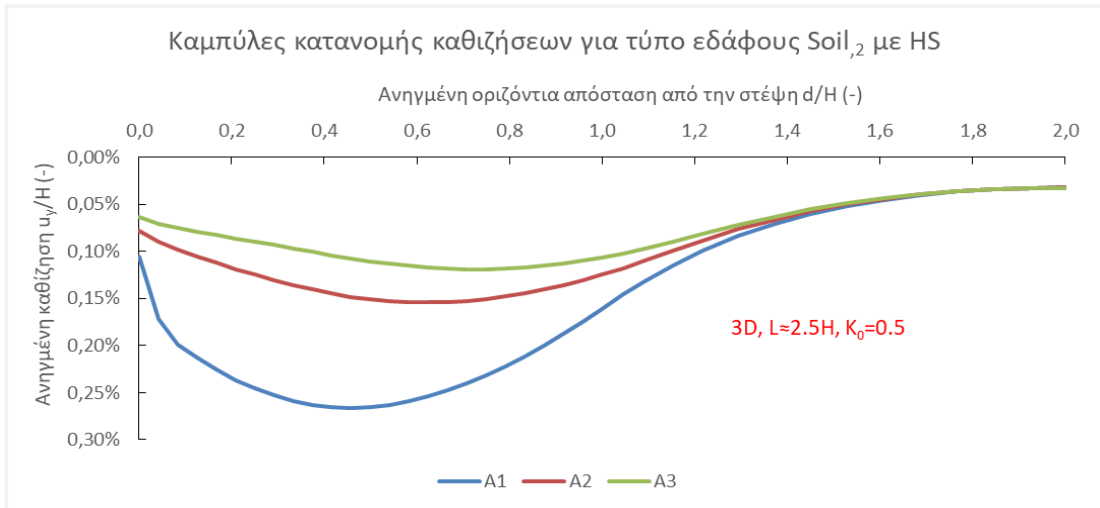
Σχήμα 3-55: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L \approx 2.5H$ για $K_0=1.0$ με HS.



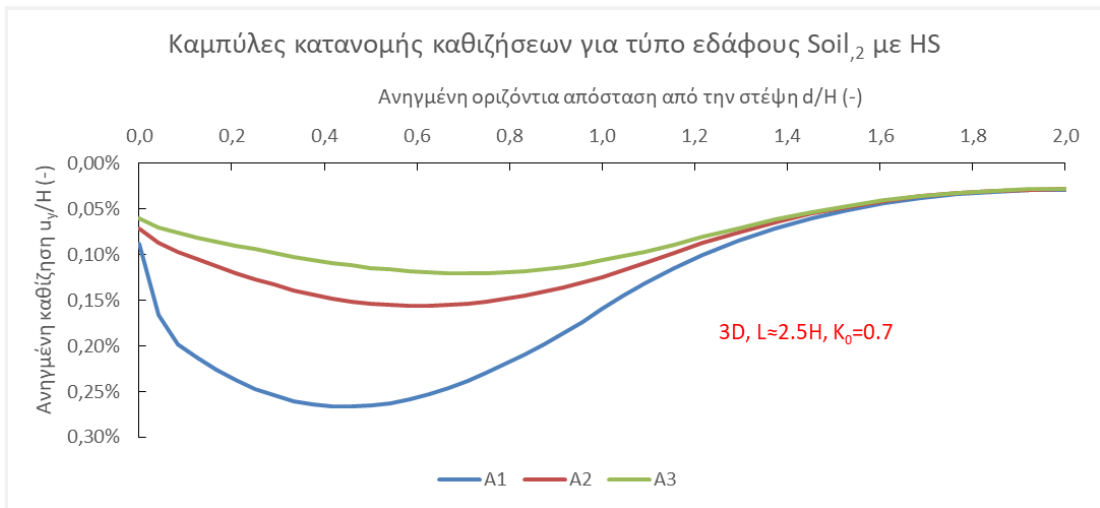
Σχήμα 3-56: Σύγκριση προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για τύπο εδάφους I με χρήση και MC και HS για $K_0=1-\sin\phi'$ σε 3D, $L \approx 2.5H$.



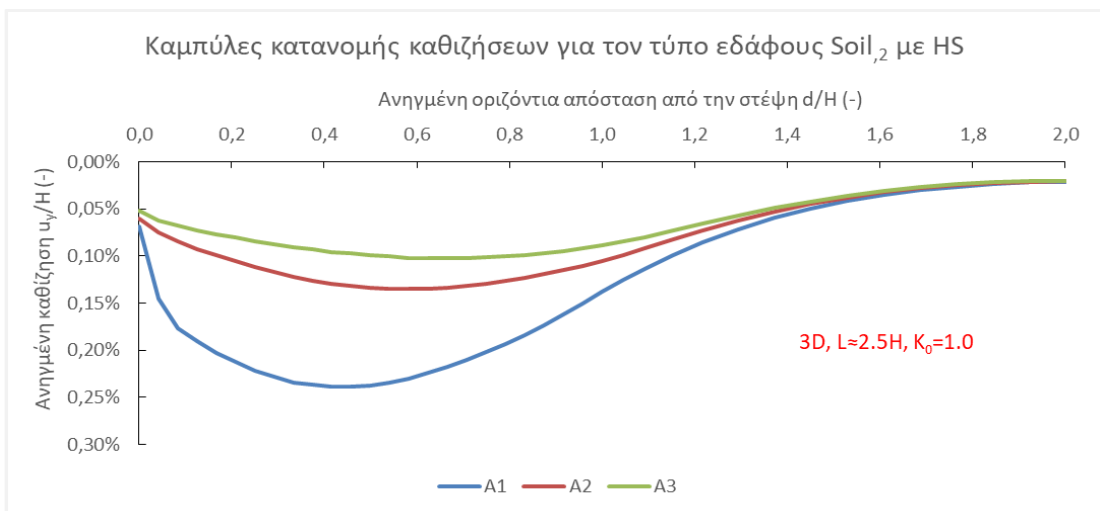
Σχήμα 3-57: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L \approx 2.5H$ για $K_0=0.5$ με MC



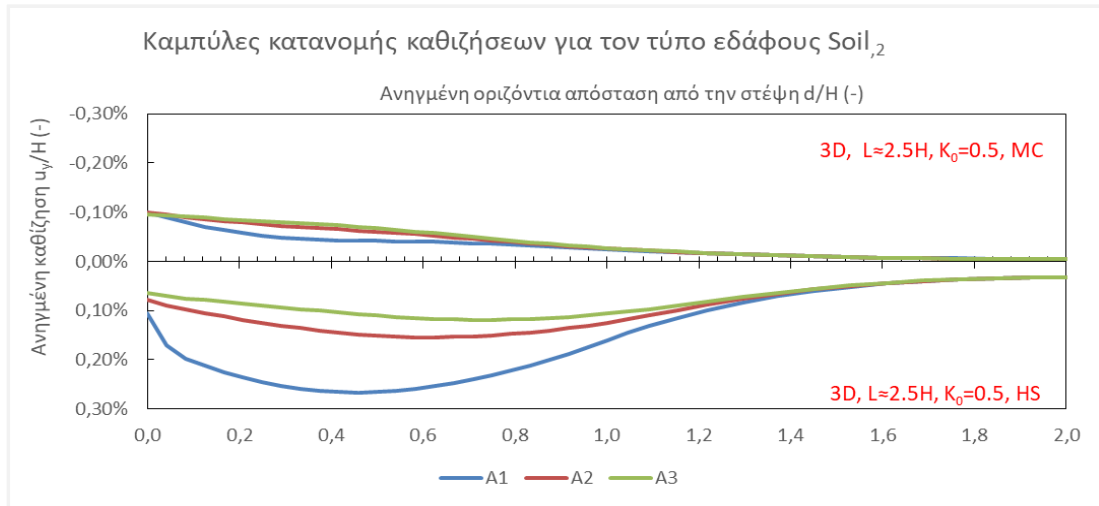
Σχήμα 3-58: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L \approx 2.5H$ για $K_0 = 0.5$ με HS.



Σχήμα 3-59: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L \approx 2.5H$ για $K_0 = 0.7$ με HS.



Σχήμα 3-60: Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L \approx 2.5H$ για $K_0 = 1.0$ με HS.

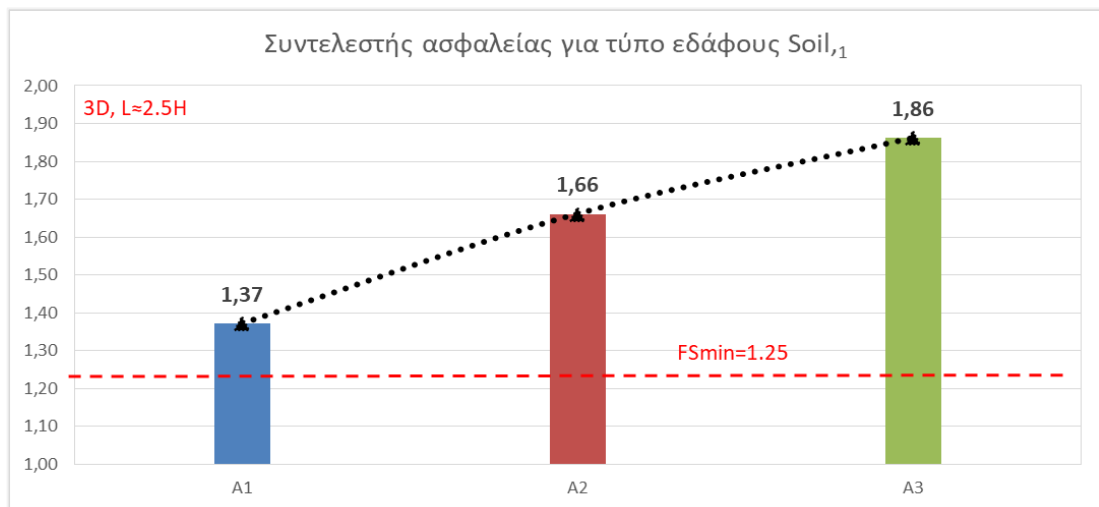


Σχήμα 3-61: Σύγκριση προφίλ καθιζήσεων επιφανείας για τύπο εδάφους II με χρήση και MC και HS για $K_0=0.5$ σε 3D, $L \approx H$.

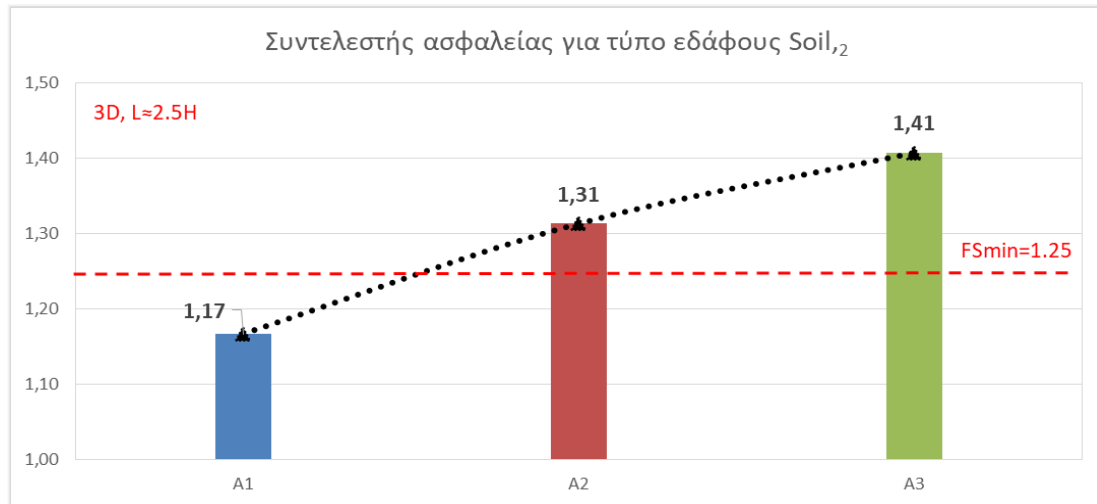
Στα επιμέρους συμπεράσματα εκ των τριδιάστατων αναλύσεων για λόγο μήκους/ύψους εκσκαφής $L/H \approx 2.5$, προκύπτει ομοίως:

- Η μη ρεαλιστική φύση των μετατοπίσεων του MC
- η επιρροή της φορτικής κατάστασης στην μείωση των καθιζήσεων δίχως την αλλοίωση της κατανομή των,
- η αύξηση των μέγιστων τιμών των καθιζήσεων σε σχέση με την στενότερη εκσκαφή ($L/H \approx 1$),
- η αντιστοιχία της ζώνης πρωτεύουσας επιρροής με αυτή των διδιάστατων αναλύσεων $\sim 1.2H$ για την περίπτωση του τύπου εδάφους II και με αυτή της στενότερης εκσκαφής σε $\frac{d}{H} \leq 1.0$ για τύπο εδάφους I.
- η ίδια θέση μέγιστης καθίζησης

Μείωση συντελεστή ασφαλείας παρατηρείται για την περίπτωση της πλατύτερης εκσκαφής ($L/H \approx 2.5$). Ειδικά για τον τύπο εδάφους II, οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας συμπίπτουν με αυτές των διδιάστατων αναλύσεων



Σχήμα 3-62: Συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο I σε 3D, $L \approx 2.5H$.



Σχήμα 3-63: Συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο II σε 3D, $L \approx 2.5H$.

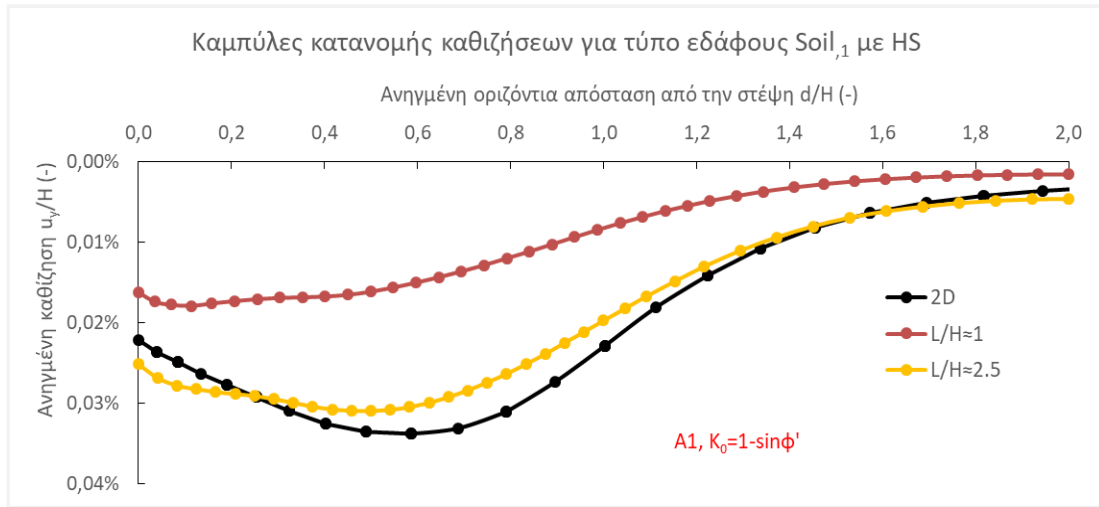
Τα παραπάνω διαγράμματα αποτελούν τα πρώτα αποτελέσματα των διδιάστατων και τριδιάστατων αναλύσεων στο φάσμα των προκαθορισμένων παραμέτρων επιρροής. Συγκεκριμένα, κανονικοποιήθηκαν στη μορφή καμπύλων καθιζήσεων για κάθε τύπο εδάφους, δύναμη προέντασης και συντελεστή ωθήσεων σε ηρεμία. Προκειμένου ωστόσο να γίνει αντιληπτή η επιρροή της 3^{ης} διάστασης στις καμπύλες των καθιζήσεων, παρακάτω παρατίθενται συσχετίσεις καμπύλων καθιζήσεων επιφανείας και πλευρικών μετατοπίσεων μεταξύ διδιάστατων και τριδιάστατων αναλύσεων.

Συνάμα παραβάλλονται συγκριτικά ιστογράμματα συντελεστή ασφαλείας – όμοια με αυτά που προέκυψαν παραπάνω.

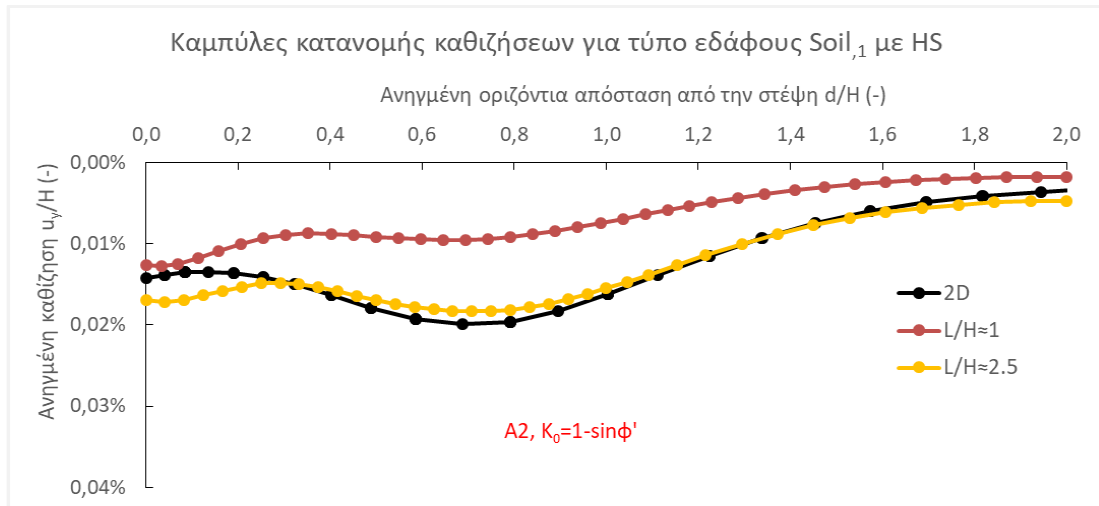
3.5.3 Συσχέτιση αποτελεσμάτων

Παρακάτω διαφαίνεται η σύγκριση των προφίλ καθιζήσεων για διδιάστατες (2D) και τριδιάστατες συνθήκες (3D) με λόγους $L/H \approx 1$ και $L/H \approx 2.5$ αντίστοιχα, για τον ίδιο τύπο εδάφους, φορτίο αγκύρωσης και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων. Οι συσχετίσεις παρατίθενται σε μορφή διαγραμματοποίησης με την ανηγμένη καθίζηση (u_y/H) και την ανηγμένη απόσταση από την στέψη (d/H) να αντιστοιχούν στον κατακόρυφο και οριζόντιο άξονα αντίστοιχα. Επίσης, ελήφθησαν μόνο για το μη γραμμικό καταστατικό μοντέλο Hardening Soil (HS) καθώς μιλήσαμε προηγουμένως περί μη ρεαλιστικότητας του Mohr-Coulomb (MC).

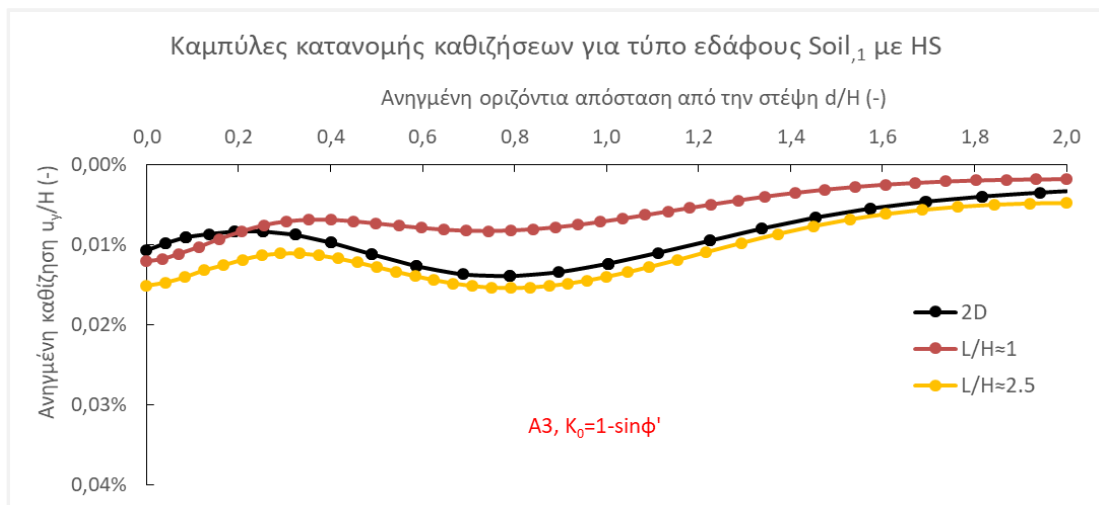
Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων $K_0^{Soil,1} = 1 - \sin\phi'$ & $K_0^{Soil,2} = 0.5$:



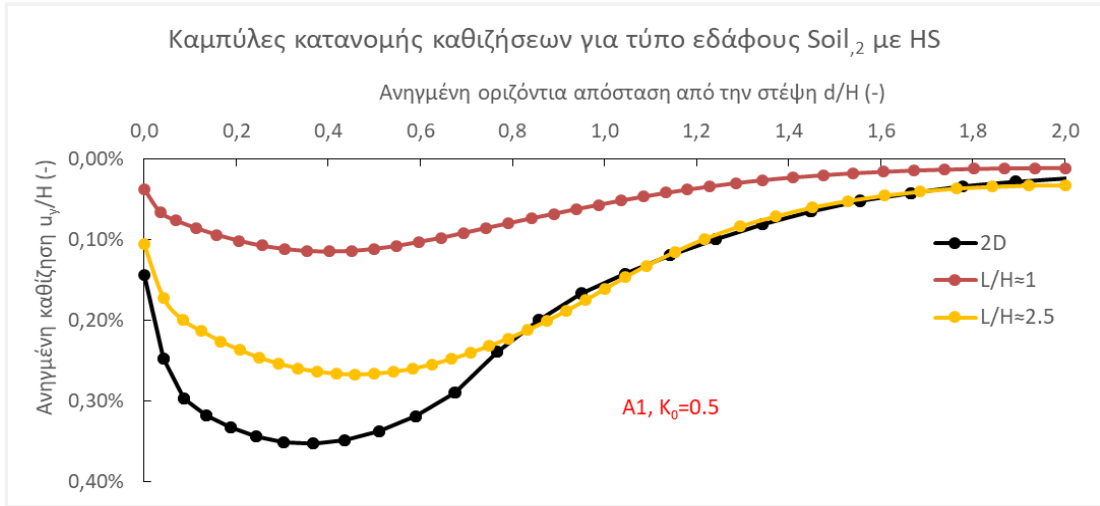
Σχήμα 3-64: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο I, $K_0=1-\sin\phi'$ και φορτική κατάσταση A1 με HS.



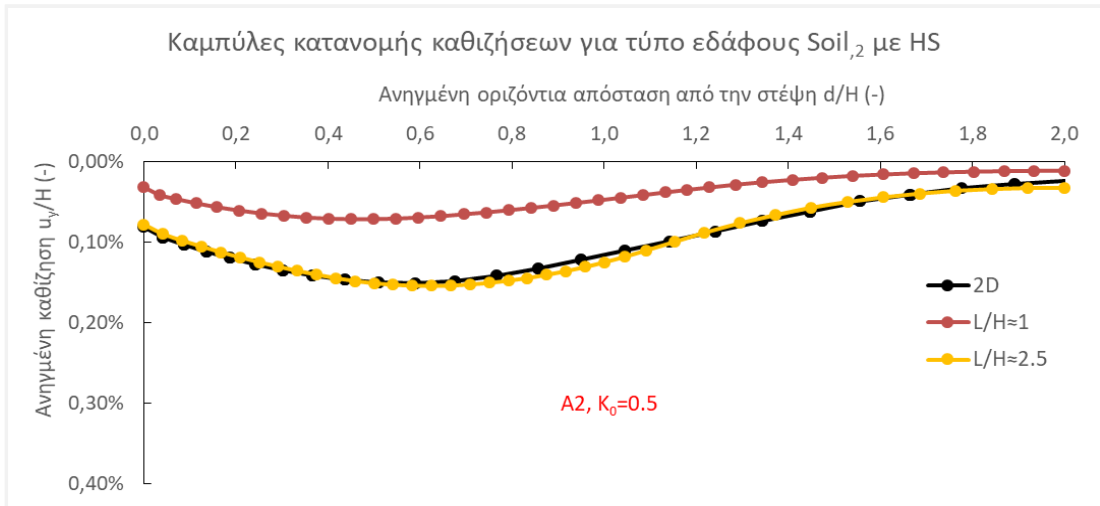
Σχήμα 3-65: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο I, $K_0=1-\sin\phi'$ και φορτική κατάσταση A2 με HS.



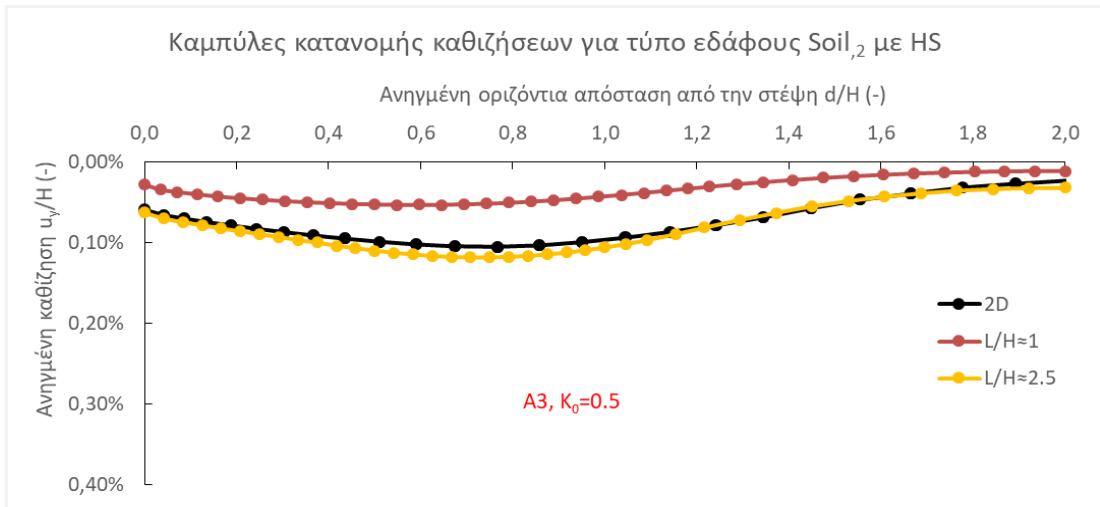
Σχήμα 3-66: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο I, $K_0=1-\sin\phi'$ και φορτική κατάσταση A3 με HS.



Σχήμα 3-67: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.5$ και φορτική κατάσταση A1 με HS.

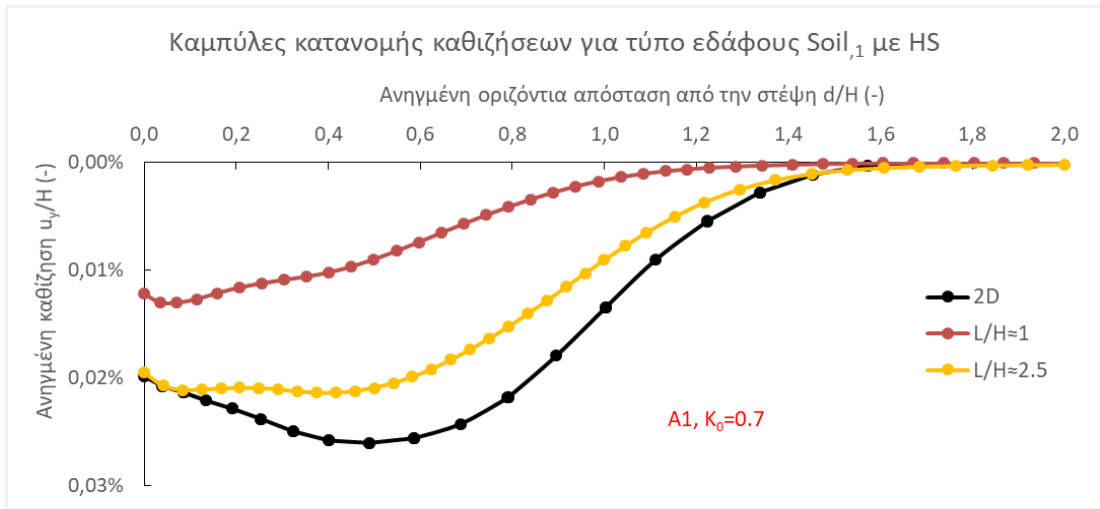


Σχήμα 3-68: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.5$ και φορτική κατάσταση A2 με HS.

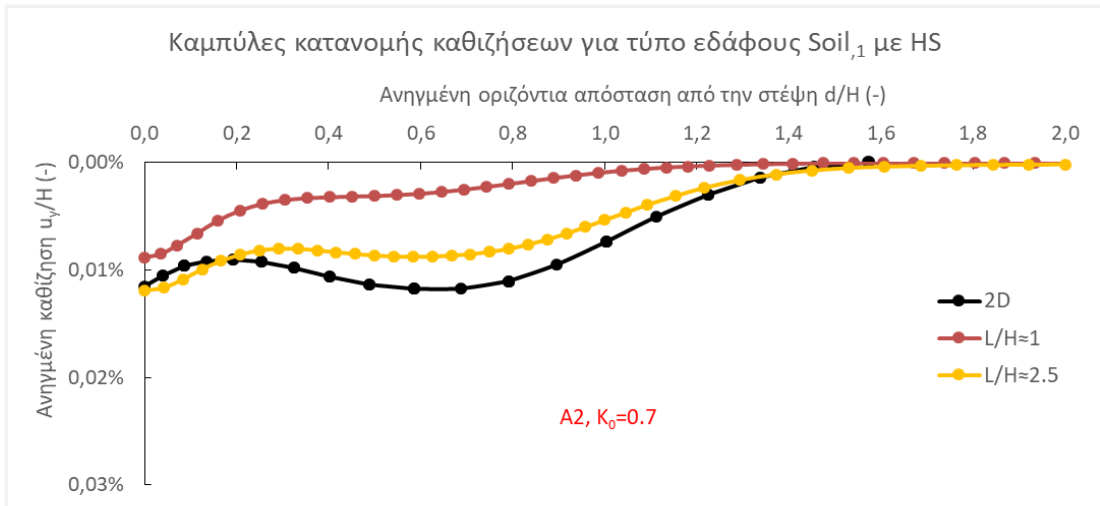


Σχήμα 3-69: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.5$ και φορτική κατάσταση A3 με HS.

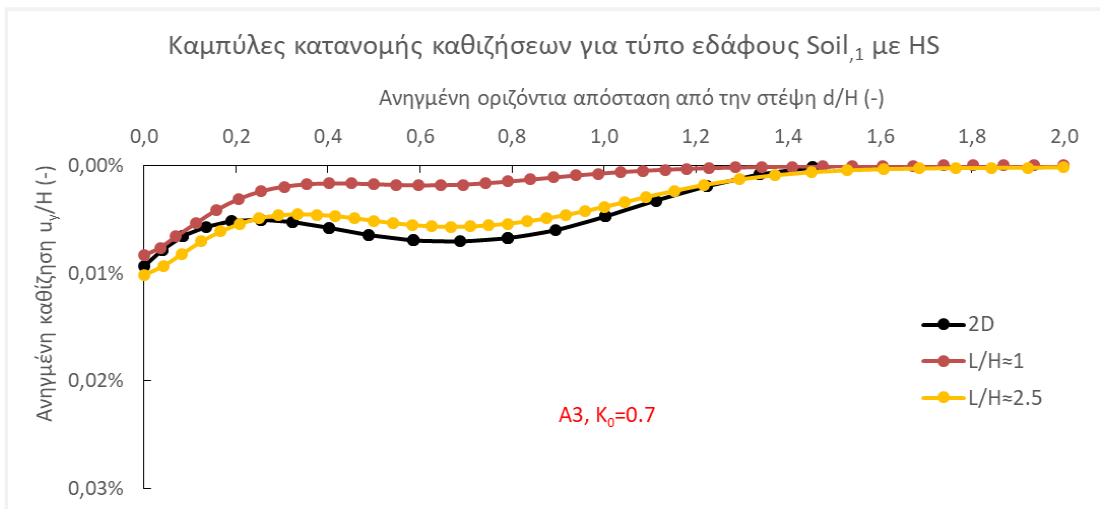
Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων $K_0 = 0.7$:



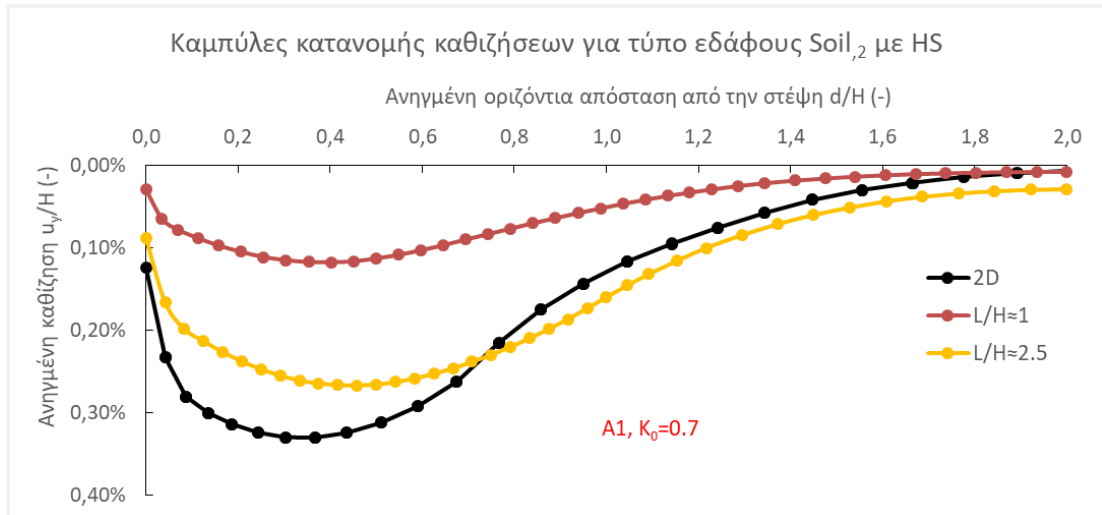
Σχήμα 3-70: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο I, $K_0=0.7$ και φορτική κατάσταση A1 με HS.



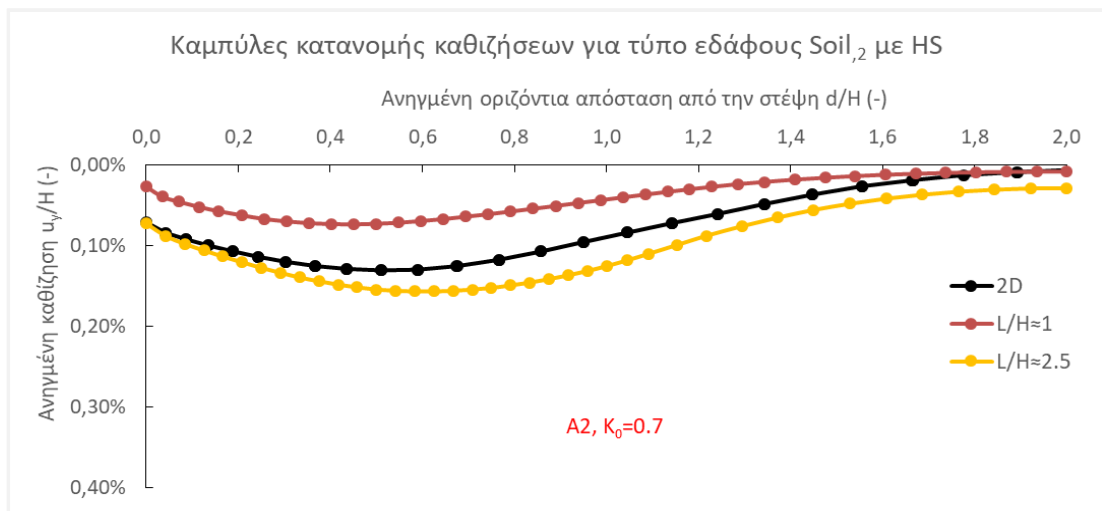
Σχήμα 3-71: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο I, $K_0=0.7$ και φορτική κατάσταση A2 με HS.



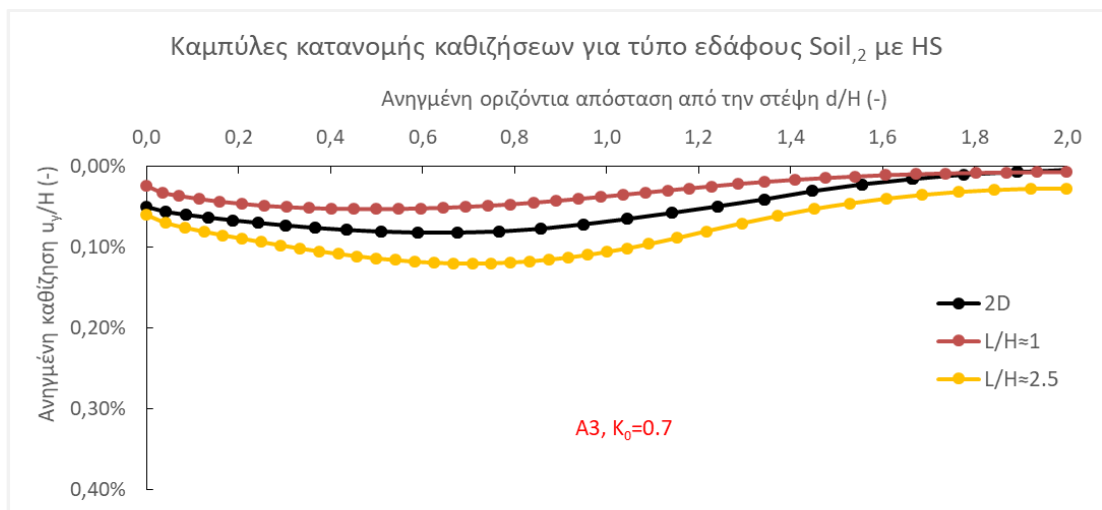
Σχήμα 3-72: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο I, $K_0=0.7$ και φορτική κατάσταση A3 με HS.



Σχήμα 3-73: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.7$ και φορτική κατάσταση A1 με HS.

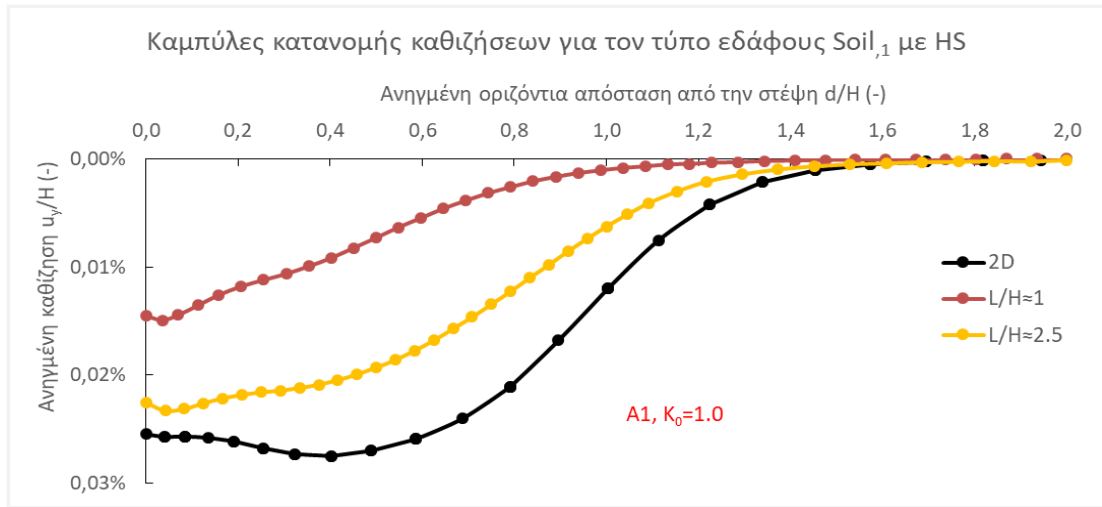


Σχήμα 3-74: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.7$ και φορτική κατάσταση A2 με HS.

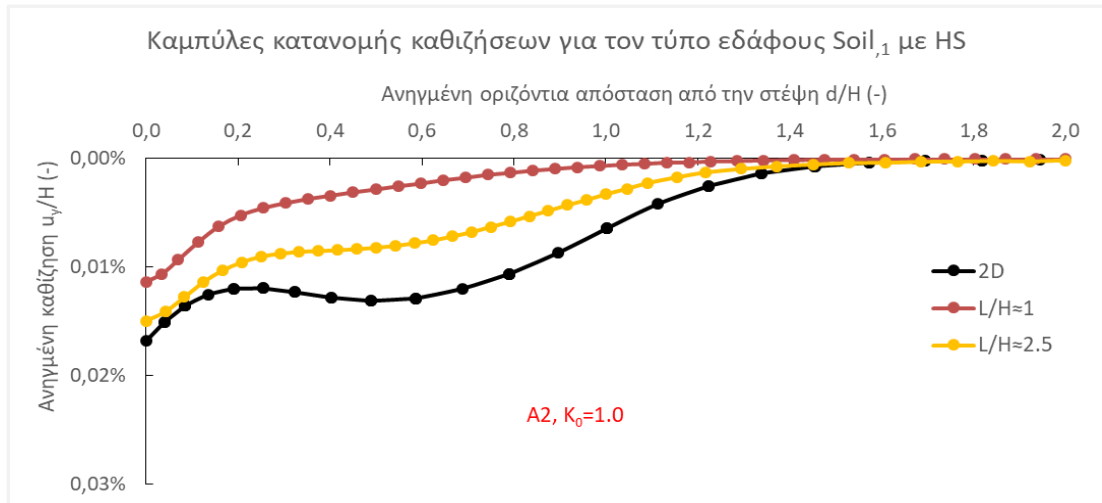


Σχήμα 3-75: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.7$ και φορτική κατάσταση A3 με HS.

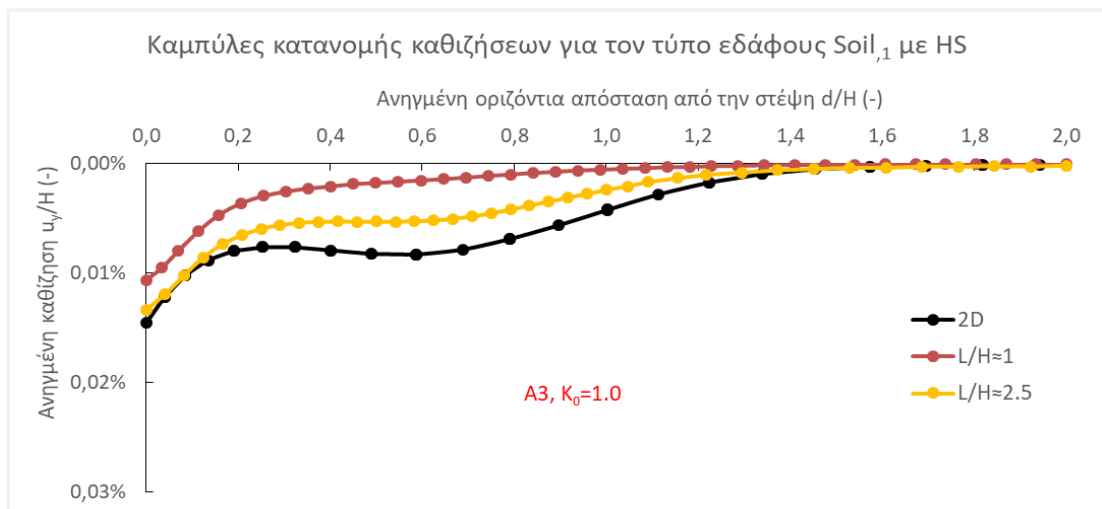
Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων $K_0 = 1.0$:



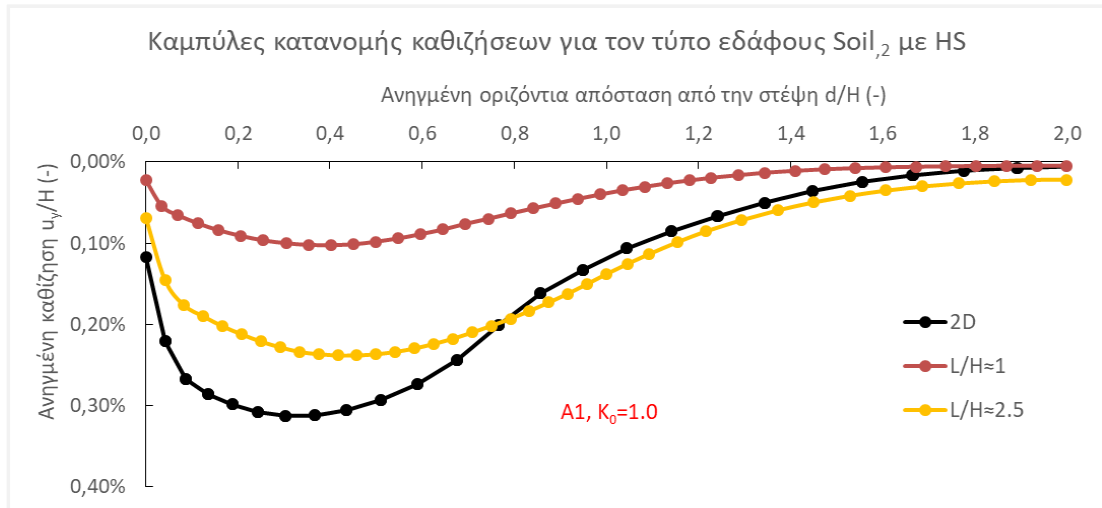
Σχήμα 3-76: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο I, $K_0=1.0$ και φορτική κατάσταση A1 με HS.



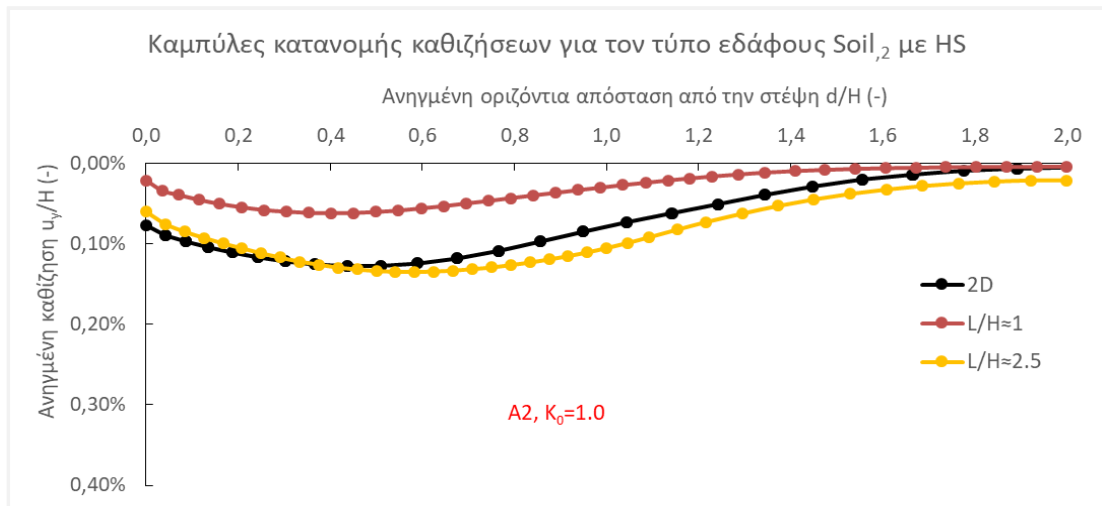
Σχήμα 3-77: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο I, $K_0=1.0$ και φορτική κατάσταση A2 με HS.



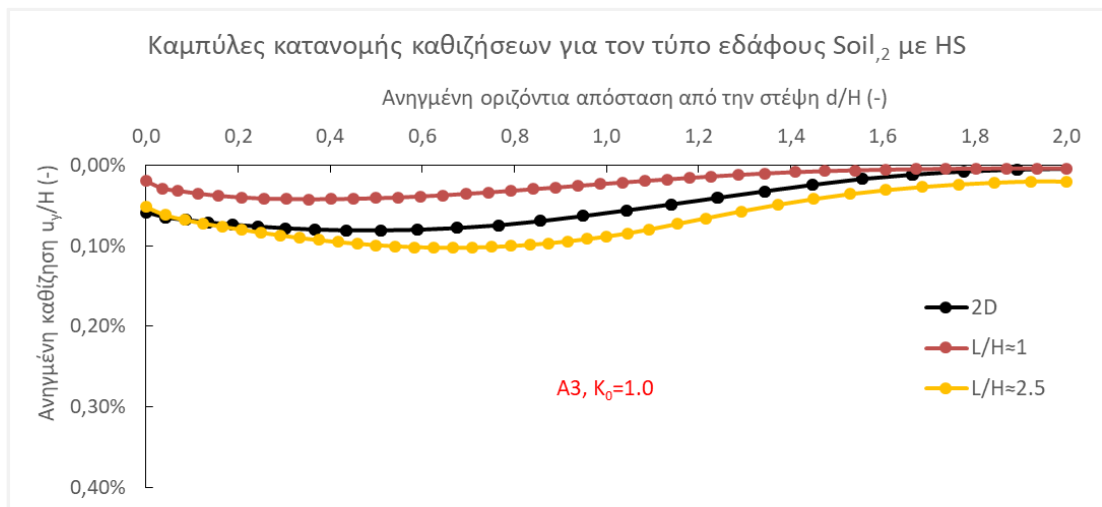
Σχήμα 3-78: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο I, $K_0=1.0$ και φορτική κατάσταση A3 με HS.



Σχήμα 3-79: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο II, $K_0=1.0$ και φορτική κατάσταση A1 με HS.



Σχήμα 3-80: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο II, $K_0=1.0$ και φορτική κατάσταση A2 με HS.



Σχήμα 3-81: Καθιζήσεις επιφανείας για εδαφικό τύπο II, $K_0=1.0$ και φορτική κατάσταση A3 με HS.

Είναι προφανής η μείωση των καθιζήσεων για μειούμενο λόγο L/H . Ειδικά για την στενότερη εκσκαφή όπου $L/H = 1$, οι καθιζήσεις επηρεάζονται ελάχιστα από τις δυνάμεις προέντασης A . Συγκεκριμένα, οι συσχετίσεις μπορούν να συνοψιστούν στα εξής συμπεράσματα:

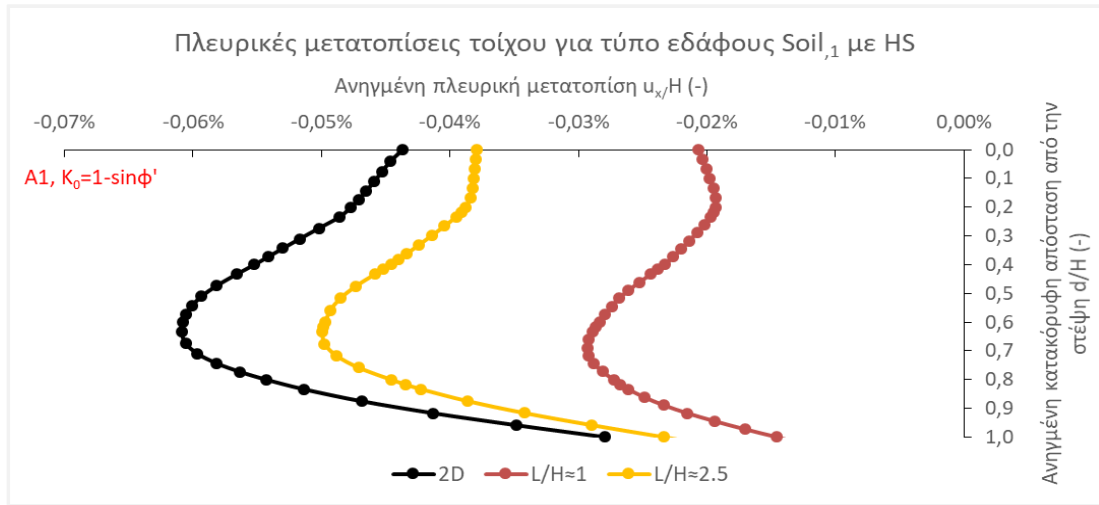
- Οι καμπύλες των καθιζήσεων για την πλατύτερη εκσκαφή (τριαξονικές συνθήκες) και συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης ταυτίζονται σε πολλές περιπτώσεις. Αντίθετα, η τριδιάστατη ανάλυση στην στενότερη εκσκαφή αποτελεί ευμενή περίπτωση ανάλυσης καθώς απομειώνονται οι μέγιστες καθιζήσεις, ειδικότερα στις περιπτώσεις των μικρότερων δυνάμεων αγκύρωσης.
- Αντίστοιχα, και η πρωτογενής ζώνης επιρροής περιορίζεται στην στενότερη εκσκαφή χωρίς ωστόσο την αλλοίωση της κυρτότητας της κατανομής.
- Η πρωτογενής ζώνη επιρροής σύμφωνα με το βιβλιογραφικό υπόβαθρο εκτείνεται σε απόσταση $x = 2H$ (Clough & O'Rourke, 1990 και Ou & Hsieh, 1998). Οι συσχετίσεις υπέδειξαν έκταση $x \leq (0.8 - 1.0)H$ για τον τύπο εδάφους I και $x \leq (1.2 - 1.5)H$ για τον τύπο εδάφους II.
- Ο τύπος εδάφους I υποδεικνύει κυρτό τύπο με τη μέγιστη καθίζηση να εμφανίζεται πολύ κοντά στη στέψη. Ορισμένες διαφοροποιήσεις στο πλάτος της κατανομής παρατηρούνται μόνο στην περίπτωση της μικρότερης δύναμης προέντασης A_1
- Ο τύπος εδάφους II μπορεί να προσεγγιστεί ικανοποιητικά από τον κοίλο τύπο με την μέγιστη καθίζηση να εμφανίζεται σε κάποια απόσταση από την στέψη. Αυτή η απόσταση παρατηρείται περίπου σε $x_m = (0.35 - 0.7)H$ από την στέψη και εξαρτάται κυρίως από την φορτική κατάσταση και τις συνθήκες ανάλυσης.
- Ο συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία K_0 δεν επηρεάζει σημαντικά τις καθιζήσεις παρά μόνο ελάχιστα την κυρτότητα των κατανομών τους.

Οι πλευρικές μετατοπίσεις παρουσιάζουν συνεχώς αρνητικό πρόσημο καθώς ο τοίχος τείνει να μετακινηθεί προς τα κατάντη – δηλαδή προς την πλευρά όπου αφαιρείται ο εκσκαπτικός όγκος. Αυτό άλλωστε είναι αναμενόμενο καθώς αναπτύσσονται ενεργητικές ωθήσεις ανάντη του τοίχου. Μάλιστα, όσο μεγαλύτερος είναι ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων K_0 τόσο μεγαλύτερη είναι η οριζόντια τάση σε ηρεμία και τόσο μεγαλύτερες πλευρικές μετατοπίσεις αναμένονται (κατ' αναλογία του νόμου του Hooke). Ωστόσο, εν προκειμένω, η επιρροή του συντελεστή ασφαλείας στις πλευρικές μετατοπίσεις του τοίχου είναι αμελητέα καθώς η μετακινησιακή συμπεριφορά του τοίχου εξαρτάται περισσότερο από τη δυσκαμψία του συστήματος, το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους σε φόρτιση και επαναφόρτιση – που εισάγεται μόνο με το HS – και τις τρεις φορτικές καταστάσεις.

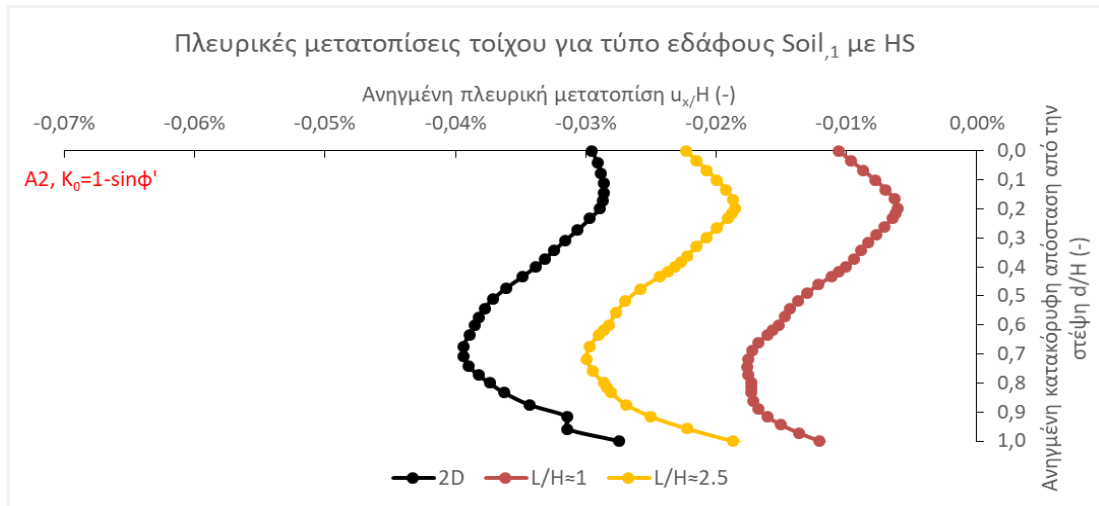
Κατά τις αναλύσεις παρατηρείται και πρίσμα παθητικών αντωθήσεων κάτωθεν του βάρους γενικής εκσκαφής: παραλείπεται των αποτελεσμάτων καθώς μελετώνται συνθήκες λειτουργικότητας και όχι οριακές καταστάσεις αστοχίας. Άλλωστε ο έλεγχος της ροπής αντίστασης του πασσάλου ελέγχεται εσωτερικά.

Τα διαγράμματα εξάγονται για χρήση του προσομοιώματος HS με τον οριζόντιο άξονα να αντιστοιχεί στις ανηγμένες πλευρικές μετατοπίσεις του τοίχου (u_x/H) και τον κατακόρυφο στην ανηγμένη απόσταση από την στέψη (d/H).

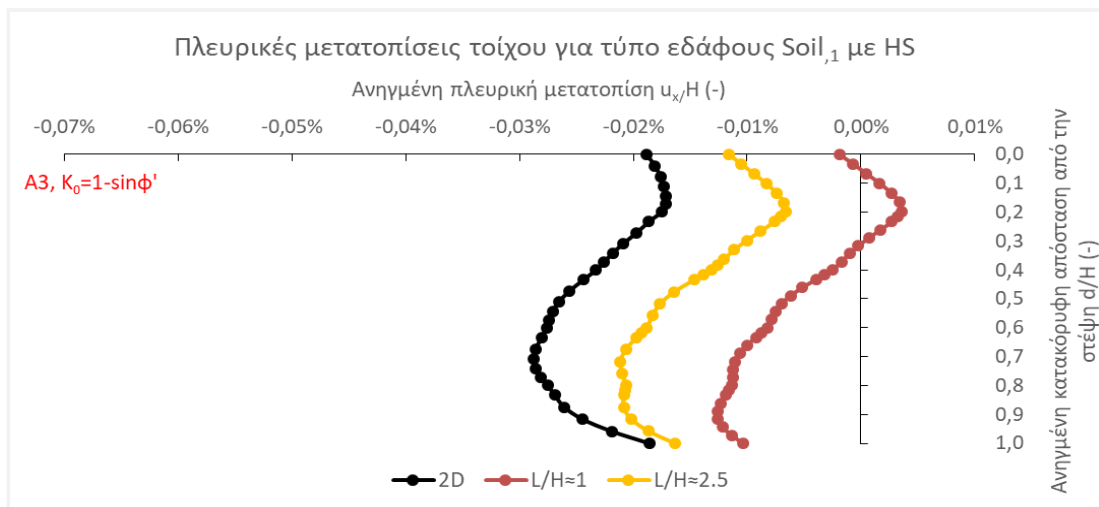
Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων $K_0^{Soil,1} = 1 - \sin\phi'$ & $K_0^{Soil,2} = 0.5$:



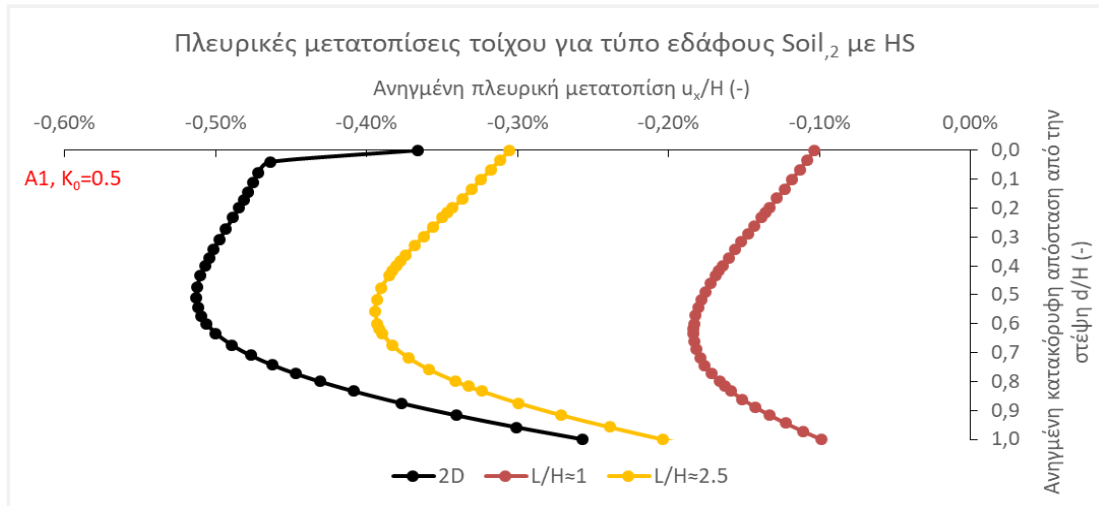
Σχήμα 3-82: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο I, $K_0=1-\sin\phi'$ και φορτική κατάσταση A1 με HS.



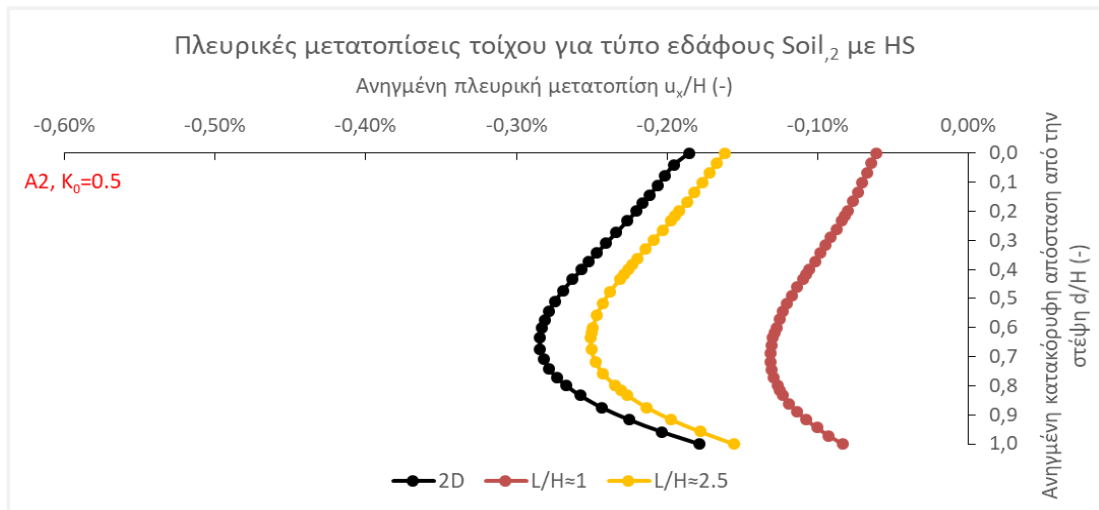
Σχήμα 3-83: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο I, $K_0=1-\sin\phi'$ και φορτική κατάσταση A2 με HS.



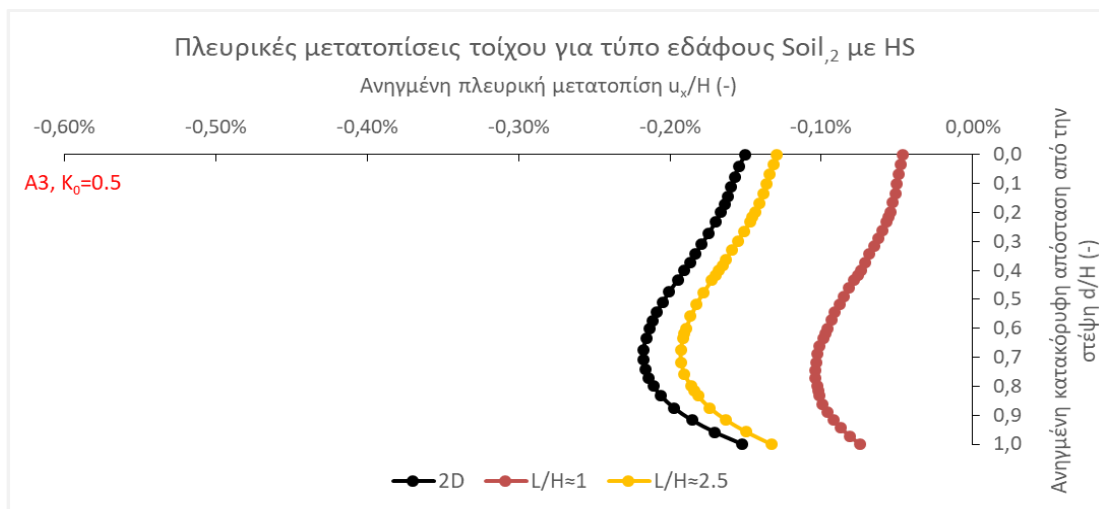
Σχήμα 3-84: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο I, $K_0=1-\sin\phi'$ και φορτική κατάσταση A3 με HS.



Σχήμα 3-85: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.5$ και φορτική κατάσταση A1 με HS.

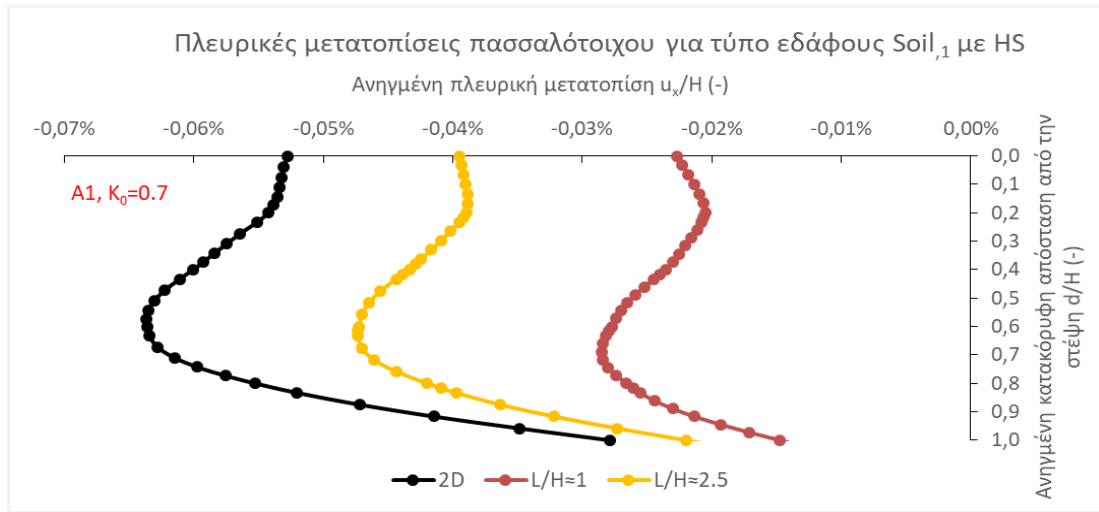


Σχήμα 3-86: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.5$ και φορτική κατάσταση A2 με HS.

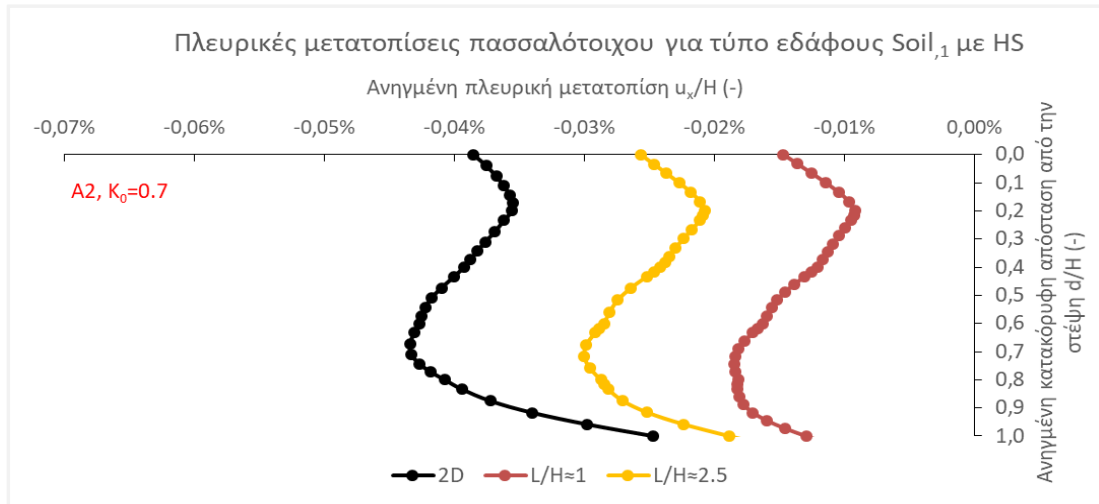


Σχήμα 3-87: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.5$ και φορτική κατάσταση A3 με HS.

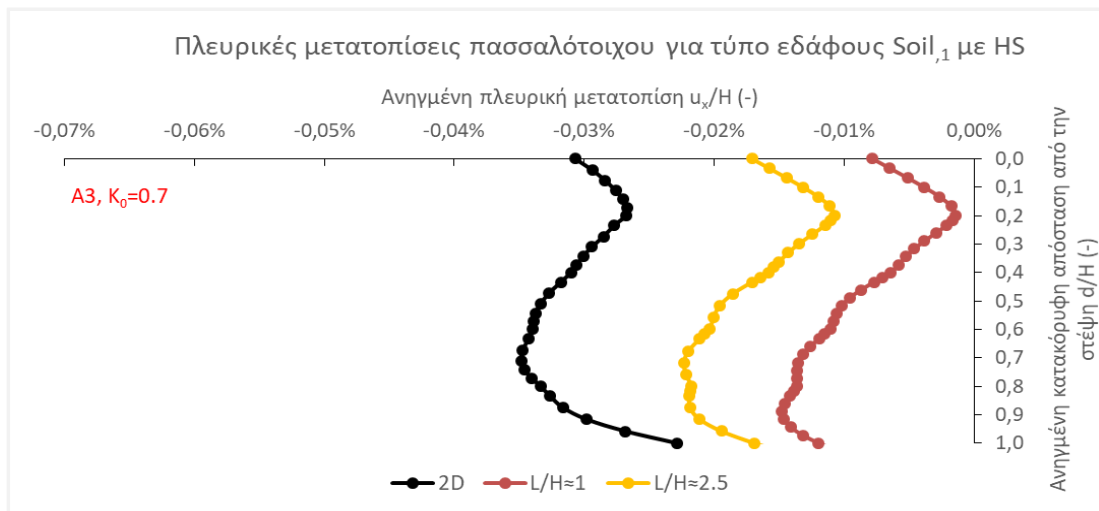
Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων $K_0 = 0.7$:



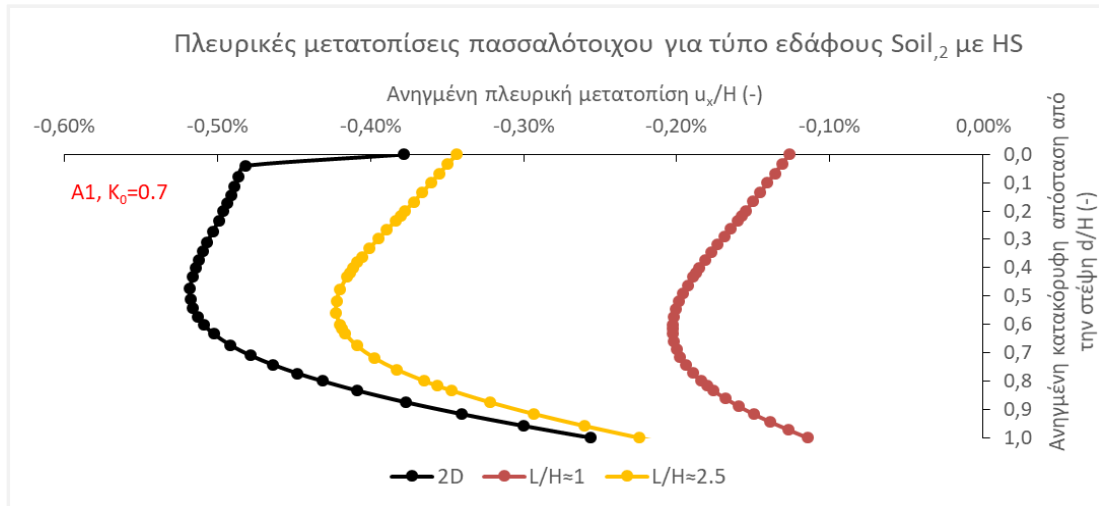
Σχήμα 3-88: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο I, $K_0=0.7$ και φορτική κατάσταση A1 με HS.



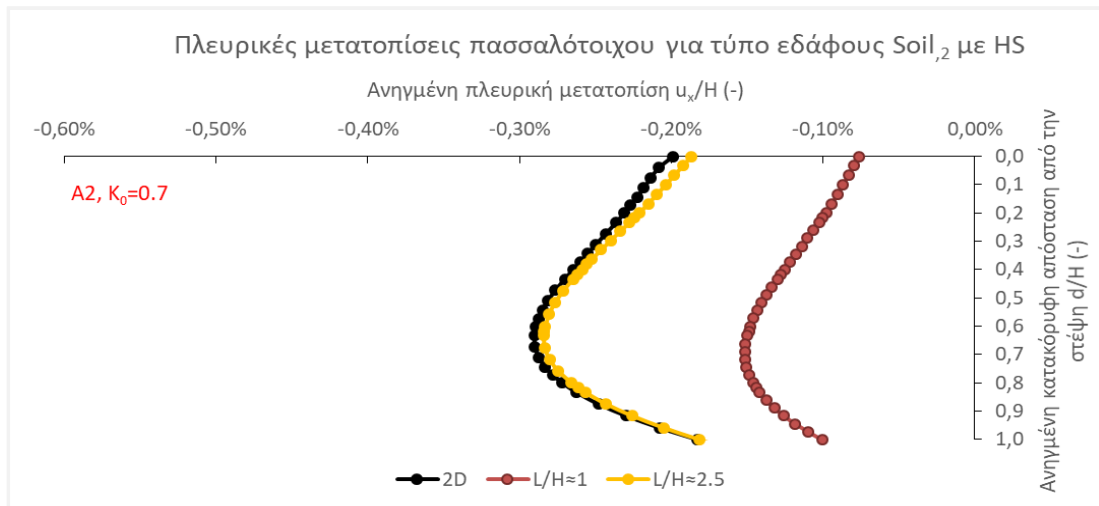
Σχήμα 3-89: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο I, $K_0=0.7$ και φορτική κατάσταση A2 με HS.



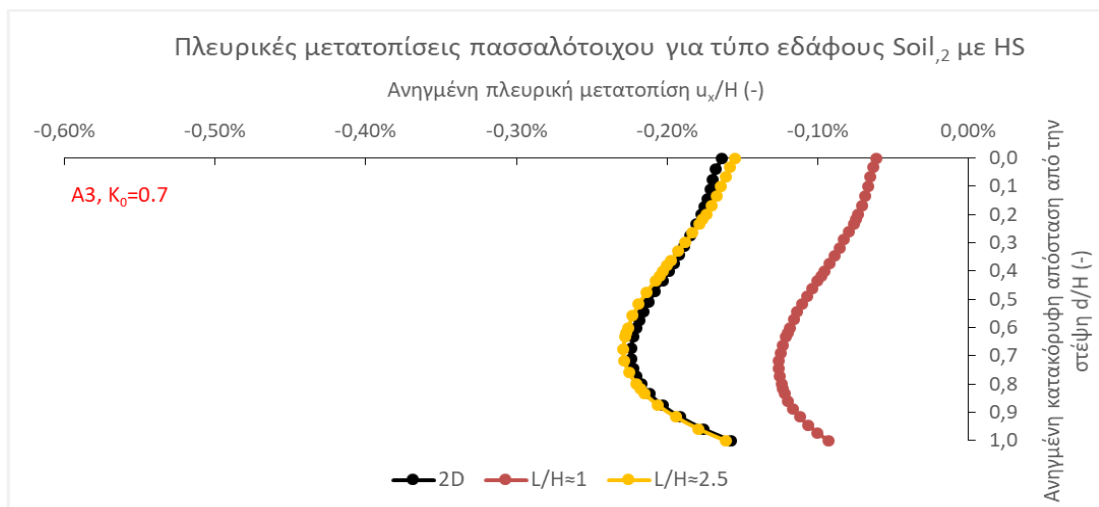
Σχήμα 3-90: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο I, $K_0=0.7$ και φορτική κατάσταση A3 με HS.



Σχήμα 3-91: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.7$ και φορτική κατάσταση A1 με HS.

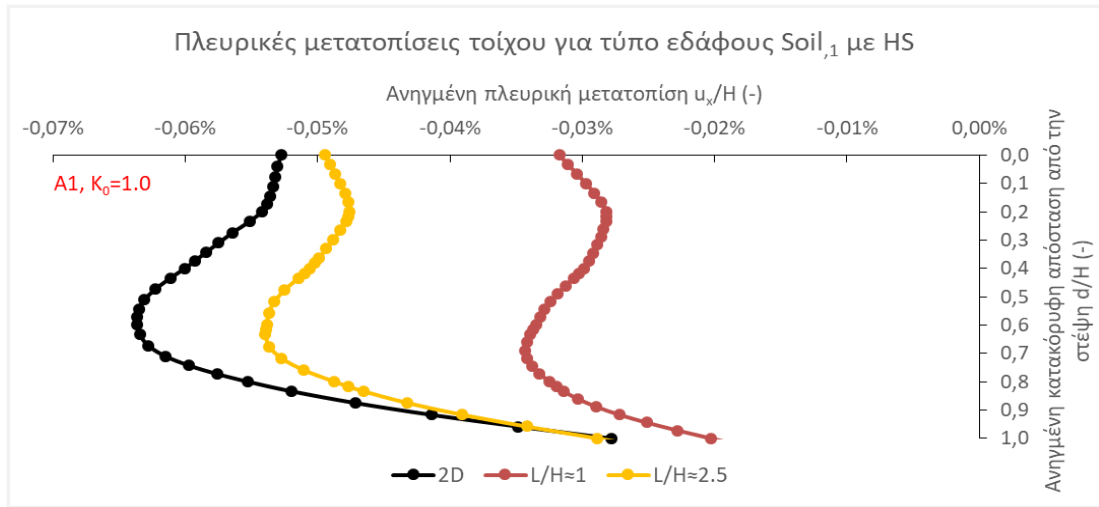


Σχήμα 3-92: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.7$ και φορτική κατάσταση A2 με HS.

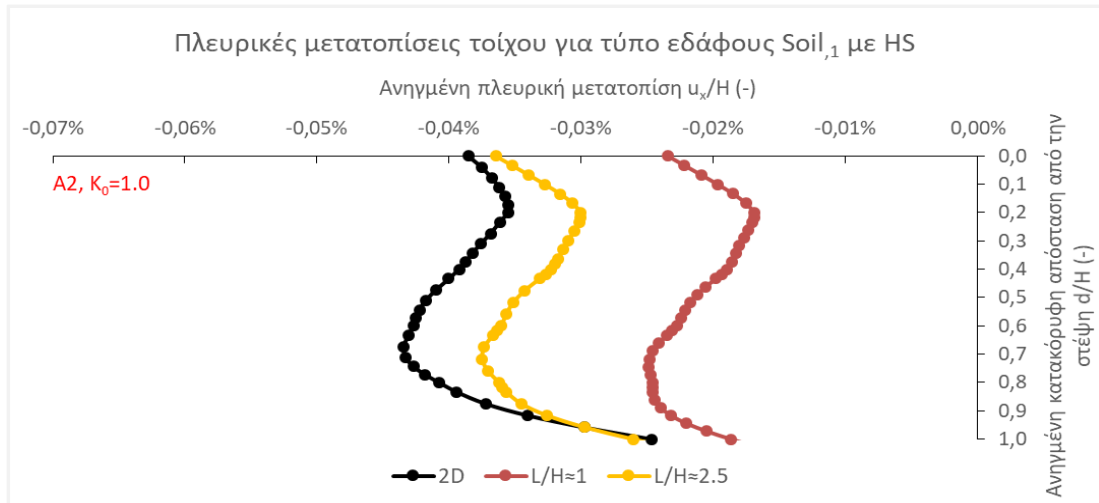


Σχήμα 3-93: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο II, $K_0=0.7$ και φορτική κατάσταση A3 με HS.

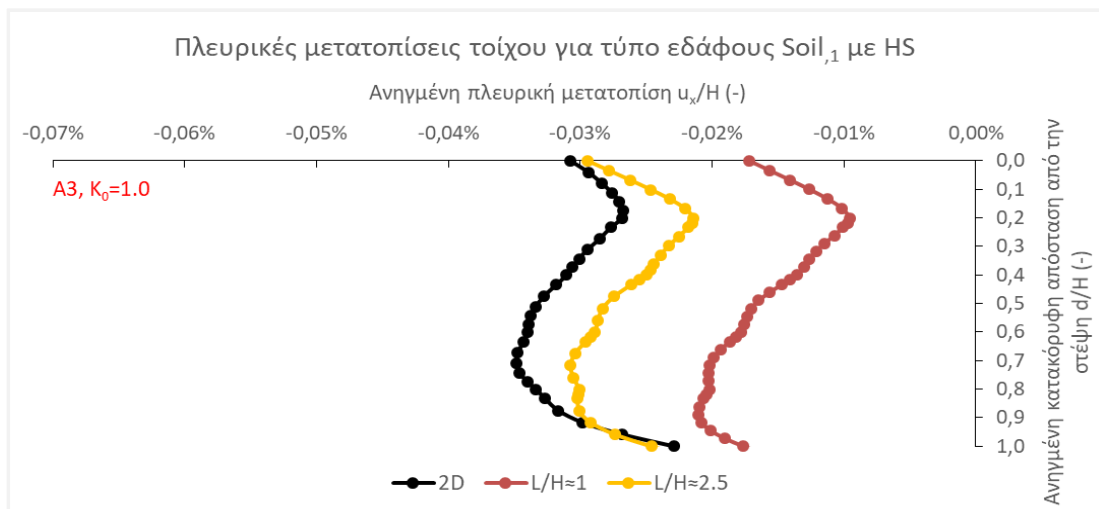
Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων $K_0 = 1.0$:



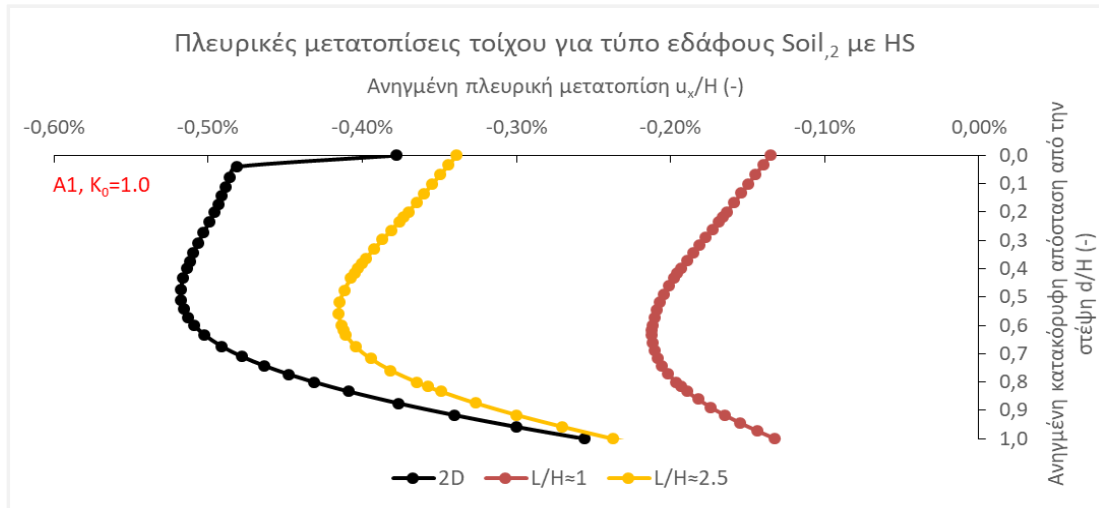
Σχήμα 3-94: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο I, $K_0=1.0$ και φορτική κατάσταση A1 με HS.



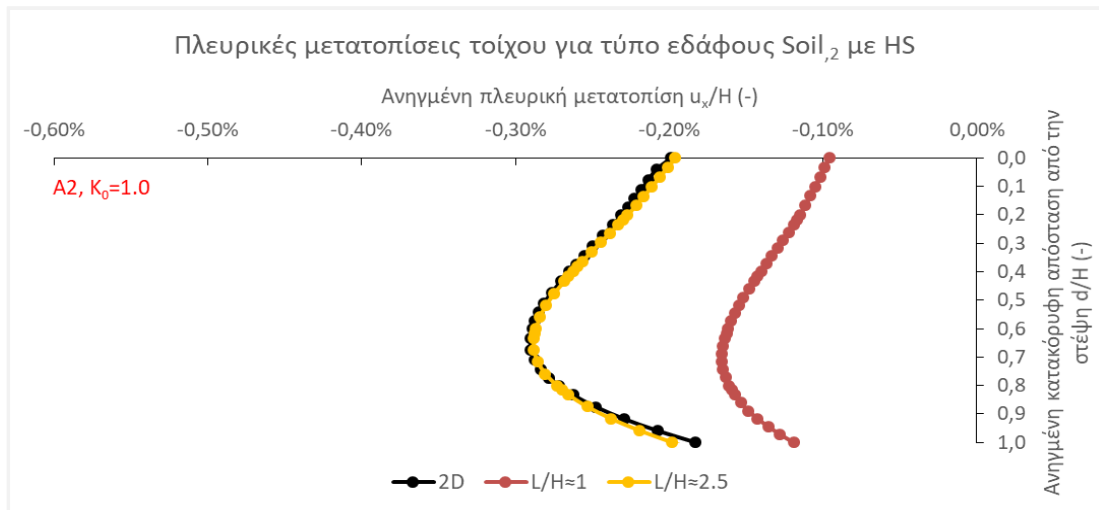
Σχήμα 3-95: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο I, $K_0=1.0$ και φορτική κατάσταση A2 με HS.



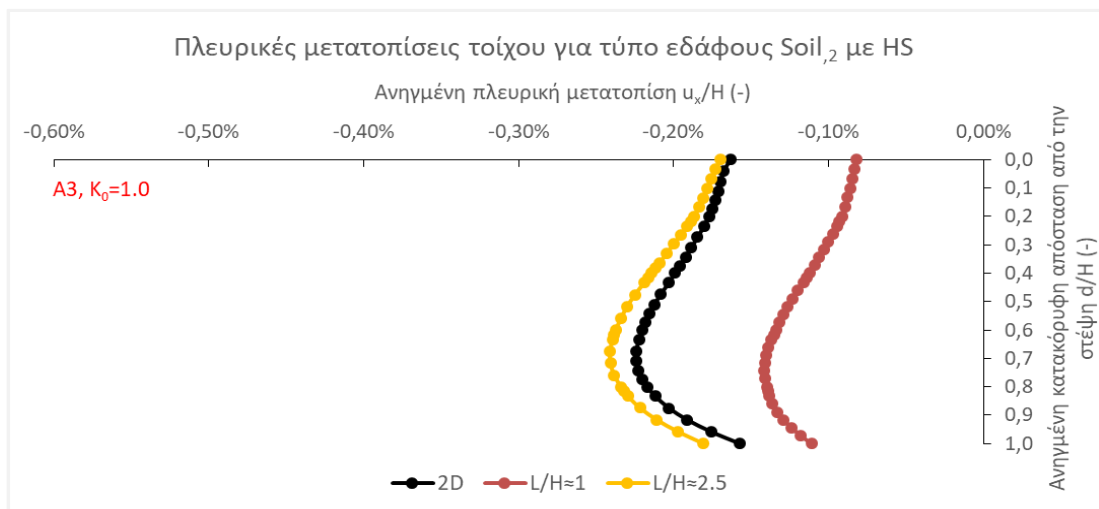
Σχήμα 3-96: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο I, $K_0=1.0$ και φορτική κατάσταση A3 με HS.



Σχήμα 3-97: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο II, $K_0=1.0$ και φορτική κατάσταση A1 με HS.



Σχήμα 3-98: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο II, $K_0=1.0$ και φορτική κατάσταση A2 με HS.



Σχήμα 3-99: Πλευρικές μετατοπίσεις για εδαφικό τύπο II, $K_0=1.0$ και φορτική κατάσταση A3 με HS.

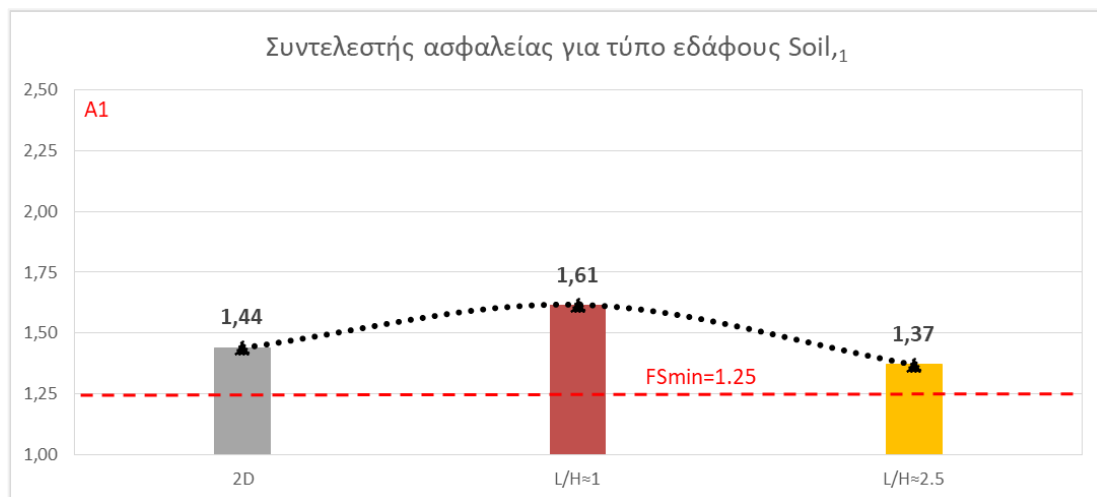
Ομοίως με τις καμπύλες καθιζήσεων, οι πλευρικές μετατοπίσεις παρουσιάζουν μείωση για μειούμενο λόγο L/H . Μάλιστα, για κάθε εδαφικό τύπο, συντελεστή ωθήσεων σε ηρεμία και φορτική κατάσταση, η στενότερη εκσκαφή με λόγο $L/H = 1$ παρουσιάζει τις μικρότερες δυνατές πλευρικές μετατοπίσεις.

Για την περίπτωση του τύπου εδάφους I, οι πλευρικές μετατοπίσεις είναι μεγαλύτερες στις διδιάστατες αναλύσεις – ανεξαρτήτως του μήκους εκσκαφής. Αντίθετα στην περίπτωση του τύπου εδάφους II, οι καμπύλες πλευρικών μετατοπίσεων προσεγγίζονται ικανοποιητικά μεταξύ τριαξονικών συνθηκών με λόγο $L/H = 2.5$ και διδιάστατων αναλύσεων.

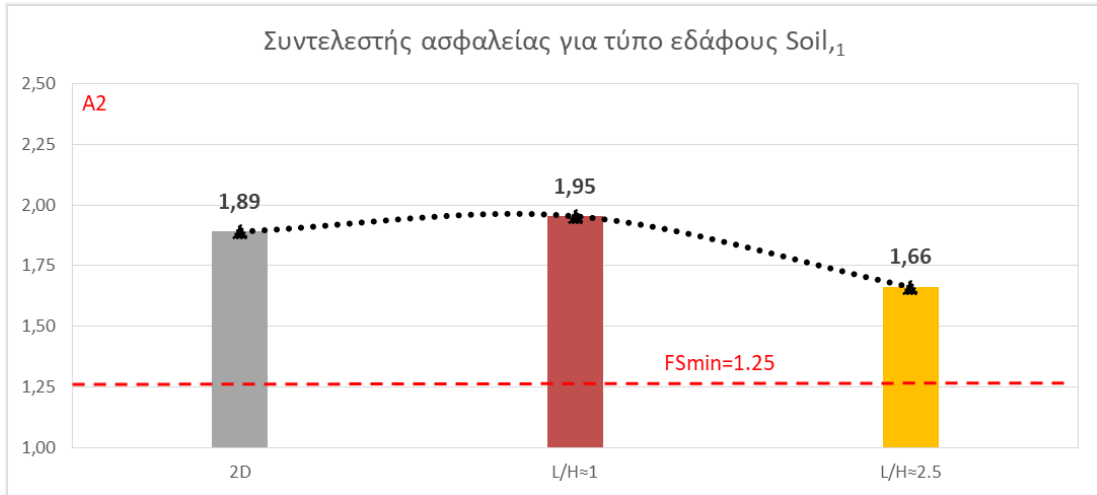
Μιλώντας με όρους τάξης μεγέθους, μεγαλύτερες πλευρικές μετατοπίσεις παρατηρούνται για τον συνεκτικής φύσης τύπο εδάφους II – μάλιστα έως και 10 φορές μεγαλύτερες από τον φερόμενο ως μη συνεκτικό τύπο εδάφους I. Σημαντική είναι η δυσκαμψία του συστήματος και των οριζόντιων στηρίξεων, ωστόσο, επηρεάζει και το μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση και αποφόρτιση – που είναι 4 φορές μεγαλύτερο στον φερόμενο ως μη συνεκτικό τύπο.

Τέλος, σημειώνεται ότι η ανηγμένη απόσταση από την στέψη ελήφθη για αποστάσεις όσο το καθαρό ύψος του πασσαλότοιχου (δηλ. όσο το ύψος γενικής εκσκαφής $H = 15m$). Κάτω από την στάθμη γενικής εκσκαφής, όπου βρίσκεται το βάθος έμπηξης των πασσάλων δεν λαμβάνονται πλευρικές μετατοπίσεις καθώς πρέπει πρώτα να γίνει λόγος για την ανάπτυξη πρίσματος παθητικών αντωθήσεων κατά μήκος του, αντικείμενο που μπορεί να εμπίπτει στο πλαίσιο μεταγενέστερης μελέτης.

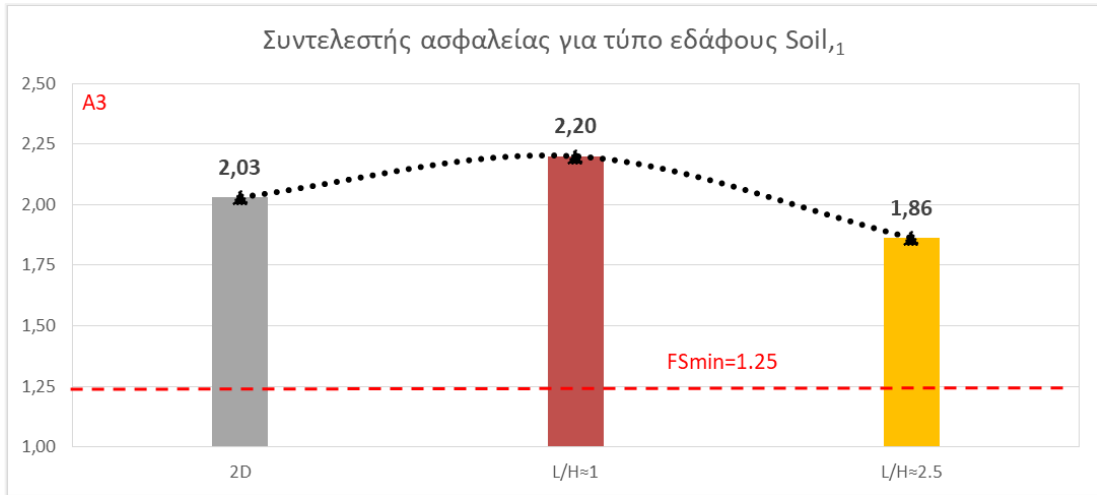
Τα διαγράμματα συντελεστή ασφαλείας – εν προκειμένω σε μορφή ιστογράμματος – συγκρίνονται μεταξύ τους για κάθε τύπο ανάλυσης και λόγο μήκους/ύψους εκσκαφής L/H . Παρατηρείται αύξηση του συντελεστή ασφαλείας για την στενότερη εκσκαφή ($L/H \approx 1$), ενώ στην πλατύτερη ($L/H \approx 2.5$) οι τιμές τείνουν να συγκλίνουν προς αυτές των διδιάστατων αναλύσεων – ειδικότερα για τον τύπο εδάφους II.



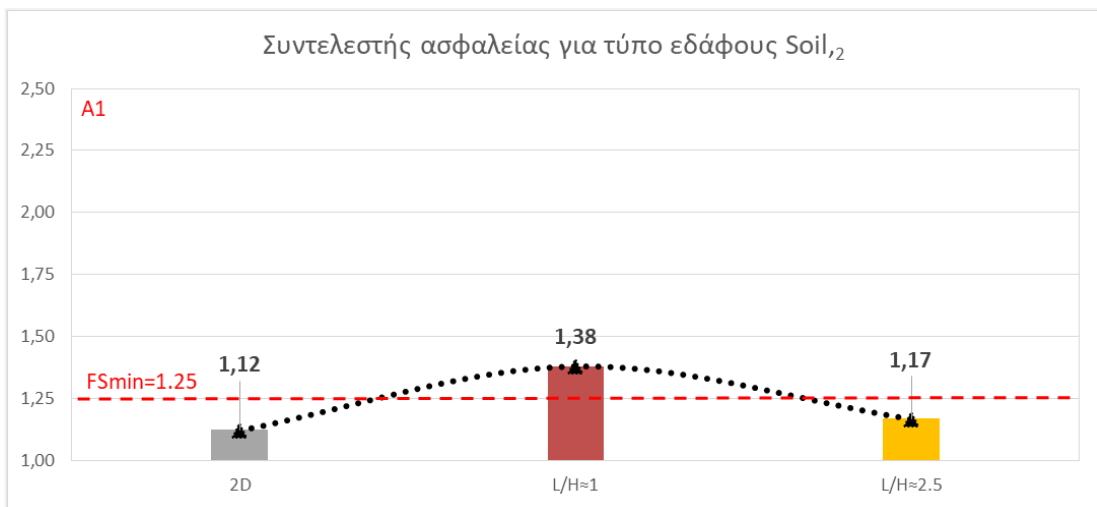
Σχήμα 3-100: Διακύμανση συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο I και φορτική κατάσταση A1.



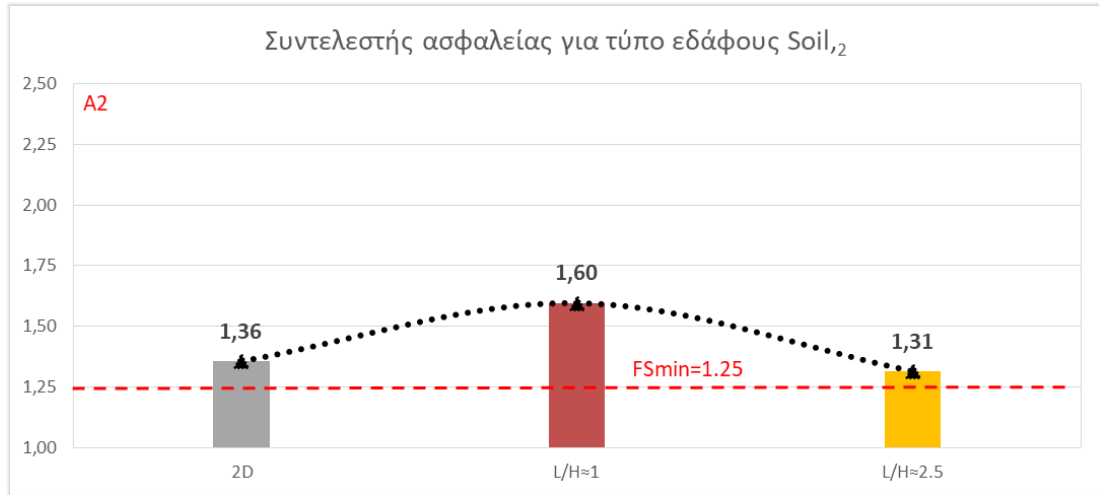
Σχήμα 3-101: Διακύμανση συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο I και φορτική κατάσταση A2.



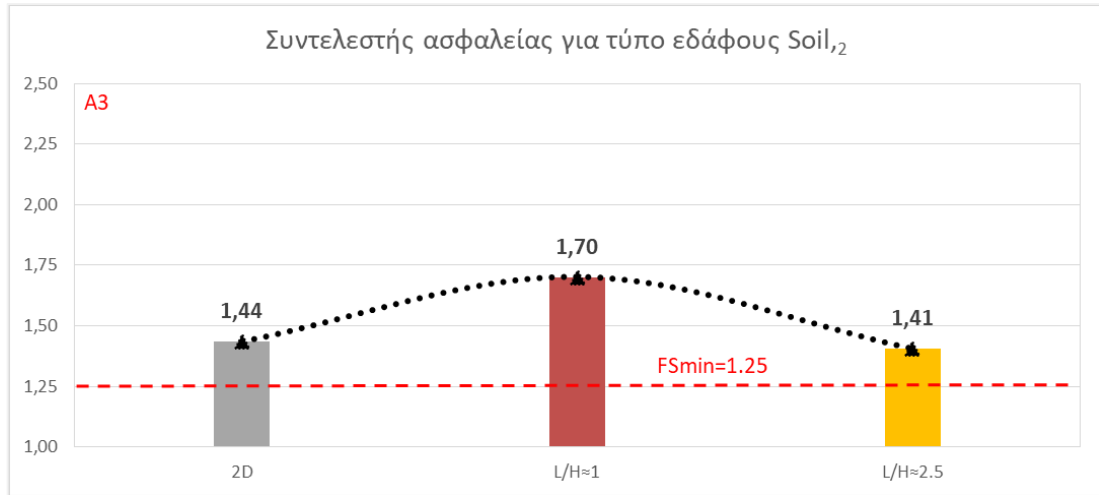
Σχήμα 3-102: Διακύμανση συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο I και φορτική κατάσταση A3.



Σχήμα 3-103: Διακύμανση συντελεστής ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο II και φορτική κατάσταση A1.



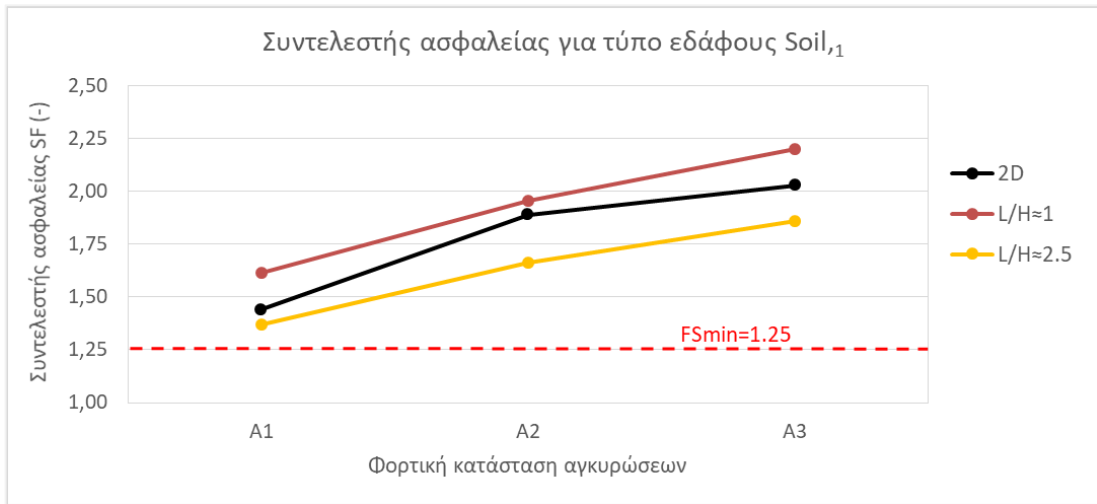
Σχήμα 3-104: Διακόμανση συντελεστή ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο II και φορτική κατάσταση A2.



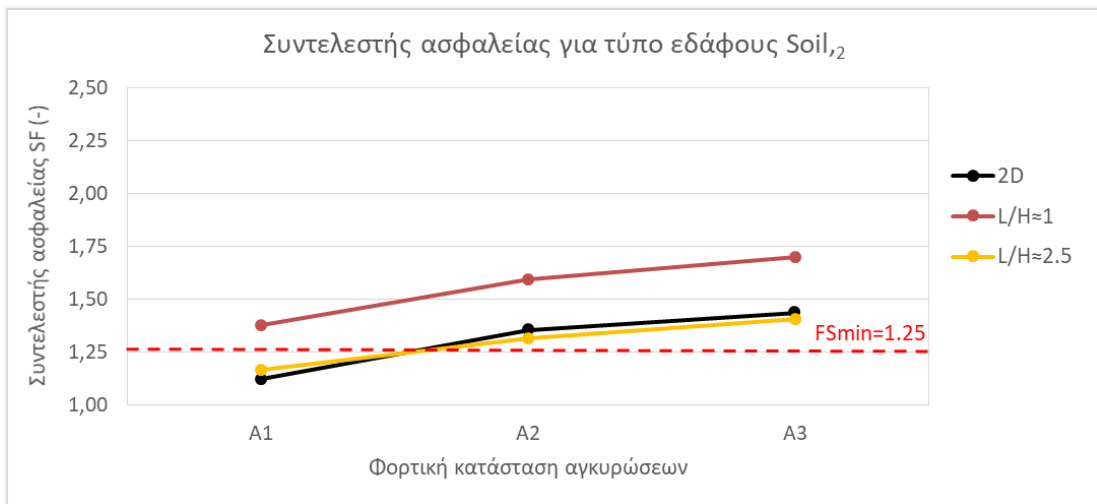
Σχήμα 3-105: Διακόμανση συντελεστή ασφαλείας SF για εδαφικό τύπο II και φορτική κατάσταση A3.

Τα ιστογράμματα συντελεστή ασφαλείας ελήφθησαν προκειμένου να γίνει μια ενδελεχής μελέτη αντιστήριξης συμπεριλαμβανομένων των ULS – μολονότι το ζήτημα των εδαφικών μετατοπίσεων πλησίον βαθιών εκσκαφών εμπίπτει στο πλαίσιο των SLS.

Στα επόμενα δύο διγραμμικά διαγράμματα με οριζόντιο άξονα τις φορτικές καταστάσεις και κατακόρυφο τον συντελεστή ασφαλείας, διαφαίνεται η επιρροή της γεωμετρίας και των δυνάμεων αγκύρωσης στον συντελεστή ασφαλείας. Έτσι, γίνεται αντιληπτή η επιρροή των δυνάμεων αγκύρωσης και η διαστασιολόγηση του συστήματος αντιστήριξης κατά τρόπο όπως παρουσιάστηκε στην προκαταρκτική διερεύνηση, καθώς και οι συνθήκες ανάλυσης.



Σχήμα 3-106: Διγραμμική μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας συναρτήσει της φορτικής κατάστασης των αγκυρώσεων για τον εδαφικό τύπο I.



Σχήμα 3-107: Διγραμμική μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας συναρτήσει της φορτικής κατάστασης των αγκυρώσεων για τον εδαφικό τύπο II.

Η μελέτη ολοκληρώνεται με τον επίλογο όπου παρατίθενται τα βασικά συμπεράσματα της και ορισμένες μελλοντικές προτάσεις για δυνατότητα επέκτασης της.

4

Συμπεράσματα μελέτης

Η παρούσα μελέτη, αντικείμενο μεταπτυχιακής εργασίας, πραγματοποιήθηκε το πρόβλημα των εδαφικών μετατοπίσεων πλησίον βαθιών εκσκαφών αντηριζομένων με προεντεταμένες αγκυρώσεις. Το αντικείμενο εμπίπτει σε πολλές και συνήθεις κατασκευές αντιστήριξης εντός αστικού περιβάλλοντος και δη σε σταθμούς μετρό, όπου οι μετατοπίσεις είναι υψίστης σημασίας για τις υφιστάμενες κατασκευές.

Η εργασία ακολούθησε την μελέτη ενός συγκεκριμένου συστήματος αντιστήριξης για δεδομένες διαστάσεις εκσκαφών παραθέτοντας αναλυτικά τη διαδικασία σχετικά με την επιλογή των διαστάσεων, της γεωμετρίας, των ορίων επιρροής κ.ο.κ. Συγκεκριμένα εξετάστηκε αντιστήριξη βαθιάς εκσκαφής σταθερού ύψους $H = 15 \text{ m}$ με φρεατοπασσάλους οπλισμένου σκυροδέματος και 4 σειρές προεντεταμένων αγκυρώσεων με έμφαση στις εδαφικές μετατοπίσεις. Η διαστασιολόγηση της αντιστήριξης και των αγκυρώσεων έγινε βάσει παραδοχών του βιβλιογραφικού υποβάθρου και τυπικών διατομών με τα φορτία αγκύρωσης να χρησιμοποιούνται ως παράμετροι επιρροής των μετατοπίσεων. Ο δε περιβάλλοντας εδαφικός χώρος ορίστηκε βάσει πραγματικών γεωτεχνικών αξιολογήσεων και στατιστικής επεξεργασίας στα πλαίσια μελέτης αντιπλημμυρικού έργου με απαίτηση βαθιών εκσκαφών και αντιστηρίξεων.

Η παραμετρική διερεύνηση πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια γεωτεχνικών παραμέτρων, ενώ τα αποτελέσματα εξήχθησαν σε διαγράμματα αδιάστατων καθιζήσεων και πλευρικών μετατοπίσεων καθώς και συντελεστή ασφαλείας (ελέγχοντας έτσι και τις ULS).

Τα γενικά συμπεράσματα της παρούσας μελέτης μπορούν να συνοψισθούν στην απαίτηση διερεύνησης των εδαφικών μετατοπίσεων πλησίον βαθιών εκσκαφών μέσω αριθμητικών μεθόδων. Η παραμετρική διερεύνηση αποτελεί συνήθως προκαταρκτική ανάλυση σε μια πραγματική μελέτη, καθώς παρέχει εικόνα για τις παραμέτρους που επηρεάζουν σημαντικά την διαστασιολόγηση ενός συστήματος

αντιστήριξης – δεδομένου ότι οι αβεβαιότητες στον περιβάλλοντα εδαφικό χώρο είναι σημαντικές. Οι αριθμητικές μέθοδοι, μολονότι σύνθετες στην παραμετροποίηση και στο υπολογιστικό κόστος, αποτελούν εξελιγμένα εργαλεία καθώς λαμβάνουν υπόψη:

- τη μη γραμμικότητα του εδάφους
- την αλληλεπίδραση του συστήματος αντιστήριξης – εδάφους και των υποφορέων
- την «αρχιτεκτονική» και τον προσανατολισμό της αστοχίας και των μετατοπίσεων (κυρίως στις 3D αναλύσεις) και
- τα επιμέρους στάδια κατασκευής

Η συσχέτιση έπεται με ημι-εμπειρικές μεθόδους και οργανομετρήσεις in-situ έρχεται να συμπληρώσει ή να απορρίψει μια εμπειριστατωμένη μελέτη εδαφικών μετατοπίσεων.

Τα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων ωστόσο περιλαμβάνουν μια σειρά από παραδοχές, συνθήκες συμβιβαστού των παραμορφώσεων και γεωμετρίας που δεν είναι αυθαίρετες, αλλά επιλέγονται με γνώμονα την έγκυρη αναπαράσταση των συνθηκών in-situ.

Μια σημαντική παράμετρος που επηρεάζει τις αναλύσεις στα διδιάστατα λογισμικά πεπερασμένων στοιχείων για παράδειγμα είναι οι ιδιότητες του μοντέλου, εννοώντας συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης ή αξονοσυμμετρικές συνθήκες.

Στα μοντέλα επίπεδης παραμόρφωσης, οι παραμορφώσεις μπορούν να συμβούν μόνο στο καρτεσιανό επίπεδο xy θεωρώντας ότι στη διαμήκη διεύθυνση (διεύθυνση κάθετη στο επίπεδο) αυτές είναι μηδενικές, $\varepsilon_z = 0$. Στα γεωτεχνικά προβλήματα εκσκαφών και αντιστηρίξεων επομένως, το μήκος της εκσκαφής (η 3^η διάσταση) θα πρέπει να είναι σημαντικά μεγαλύτερη από το πλάτος της εκσκαφής ούτως ώστε να ισχύουν συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Τα αξονοσυμμετρικά μοντέλα προϋποθέτουν ομοιόμορφες παραμορφώσεις σε όλες τις διευθύνσεις, $\varepsilon_z = \varepsilon_x$, θεωρώντας συμμετρία γύρω από τον άξονα y . Η προσομοίωση μιας κυκλικής εκσκαφής μπορεί να θεωρηθεί ένα γεωτεχνικό πρόβλημα αξονοσυμμετρικών συνθηκών. Αξονοσυμμετρικές συνθήκες μπορούν να θεωρηθούν και στην περίπτωση των τετραγωνικών εκσκαφών (δηλ. εκσκαφών με τετραγωνικές κατόψεις). Η προσομοίωση στις περιπτώσεις αυτές πραγματοποιείται στο $\frac{1}{4}$ της κάτοψης και της κατασκευής αντιστήριξης.

Έτσι, τα μοντέλα που εξετάστηκαν στην παρούσα μελέτη συμπεριέλαβαν τις προαναφερθείσες περιπτώσεις συνθηκών. Για μεν την περίπτωση ορθογωνικών εκσκαφών επιλέχθηκαν συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης σε διδιάστατες αναλύσεις· για δε τις περιπτώσεις τετραγωνικών εκσκαφών επιλέχθηκε τριδιάστατη ανάλυση για δύο διαφορετικούς λόγους L/H . Επιχειρήθηκε έτσι να αποδομηθεί η μέθοδος αριθμητικής προσομοίωσης λαμβάνοντας υπόψη τις περισσότερες περιπτώσεις εκσκαφών στην πράξη. Για τις περιπτώσεις πιο σύνθετων εκσκαφών απαιτείται συνδυασμός αναλύσεων και αποτίμηση μεθόδων· αυτό ωστόσο θα μπορούσε να αποτελεί αντικείμενο μελλοντικής μελέτης.

Στα λογισμικά πεπερασμένων στοιχείων επίσης, απαιτούνται κατάλληλα καταστατικά μοντέλα περιγραφής του εδαφικού χώρου, η επιλογή των οποίων εξαρτάται από το πρόβλημα που αναλύουμε. Το γραμμικά ελαστικό – ιδεωδώς πλαστικό μοντέλο Mohr-Coulomb χρησιμοποιείται κυρίως λόγω της απλότητας των παραμέτρων που το διέπουν δίχως ωστόσο να λαμβάνονται υπόψη οι περιορισμοί στην χρήση του. Στην

πραγματικότητα το έδαφος συμπεριφέρεται μη γραμμικά που σημαίνει ότι το μέτρο ελαστικότητας κατά την φόρτιση και αποφόρτιση δεν είναι ποτέ σταθερό. Μάλιστα, το μέτρο ελαστικότητας κατά την αποφόρτιση είναι έως και 2-5 φορές μεγαλύτερο σε σχέση αυτό κατά την φόρτιση, *i.e.* $E_{ur} \approx (2 \div 5) \cdot E_{50}$. Έτσι στα προβλήματα εδαφικών μετατοπίσεων πλησίον βαθιών εκσκαφών, η επιλογή του MC συνεπάγεται υπερεκτίμηση της ανύψωσης του πυθμένα εκσκαφής και ανυψώσεις στην επιφάνεια κοντά στη στέψη (αντί καθιζήσεων).

Ειδικότερα, στη παρούσα εργασία, εξετάστηκαν δύο τύποι εδαφών από αξιολόγηση δειγματοληπτικών γεωτρήσεων:

- Τύπος εδάφους I – Soil,1: Κροκαλοπαγές κατά τόπους αποσαθρωμένο με υπερκείμενο μανδύα αποσάθρωσης αργιλώδους αμμοχάλικου πάχους 3.5 μέτρων. Περίπτωση αποσαθρωμένου ημιβράχου συμπεριφερόμενου ως μη – συνεκτικό έδαφος.
- Τύπος εδάφους II – Soil,2: Υπερστερεοποιημένη (OC) άργιλος. Περίπτωση ομοιογενούς συνεκτικού εδάφους.

,για τους οποίους ελήφθησαν δύο καταστατικά μοντέλα προσομοίωσης:

- Γραμμικά ελαστικό – ιδεωδώς πλαστικό (LE-PL) μοντέλο Mohr-Coulomb (MC) με παραμέτρους σχεδιασμού: $\gamma, \varphi', c', E, \nu, R_{int}$
- Μη γραμμικό μοντέλο Hardening Soil (HS) με παραμέτρους σχεδιασμού: $\gamma, \varphi', c', m, E_{50}^{ref}, E_{ur}^{ref}, \nu_{ur}, R_{int}$

, τρεις φορτικές καταστάσεις:

- Φορτική κατάσταση I με φορτίο προέντασης: $A_1 = A$
- Φορτική κατάσταση II με φορτίο προέντασης: $A_2 = 2A$
- Φορτική κατάσταση III με φορτίο προέντασης: $A_3 = 3A$

και τρεις συντελεστές ουδετέρων ωθήσεων:

- $K_0 = [1 - \sin\varphi', 0.7, 1.0]$ για τύπο εδάφους I και
- $K_0 = [0.5, 0.7, 1.0]$ για τύπο εδάφους II

Οι παραπάνω αναλύσεις, όπως προαναφέρθηκε, έτρεξαν σε διδιάστατα και τριδιάστατα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων για ορθογωνικές και τετραγωνικές εκσκαφές με λόγους:

- $L/H \approx 1$ και
- $L/H \approx 2.5$, αντίστοιχα.

Τα αποτελέσματα εξήχθησαν σε όρους ανηγμένων τιμών εδαφικών μετατοπίσεων:

- καθίζηση u_y/H
- πλευρική μετατόπιση u_x/H

συναρτήσει της ανηγμένης απόστασης d/H από την στέψη χρησιμοποιώντας τη σταθερή παράμετρο του ύψους εκσκαφής:

- $H = 15 \text{ m}$

Τα συμπεράσματα εξάγονται λαμβάνοντας υπόψη τις συσχετίσεις των αποτελεσμάτων και τις επιμέρους διαγραμματικές απεικονίσεις για κάθε παράμετρο επιρροής. Μπορούν να συνοψισθούν στα παρακάτω:

- α. Κατά την επιλογή εδαφικού προσομοιώματος είναι απολύτως απαραίτητη η διαφοροποίηση του μέτρου ελαστικότητας κατά τη φόρτιση και την αποφόρτιση. Από αυτή την πλευρά το προσομοίωμα HS φαίνεται ρεαλιστικότερο του απλού LE-PL. Πράγματι, τα αποτελέσματα με το LE-PL υπέδειξαν ομοιομορφία στις καμπύλες μετατοπίσεων συναρτήσει της δύναμης προέντασης και μάλιστα ανυψώσεις αντί για καθιζήσεις.
- β. Η κατανομή των καθιζήσεων εξαρτάται από τον βασικό τύπο εδάφους (κυρίως συνεκτικής ή φερόμενης ως μη συνεκτικής φύσης), από την δύναμη προέντασης A και από τον λόγο L/H . Επίσης, εξαρτάται από τον συντελεστή ασφαλείας και τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 . Ο τελευταίος δεν επηρεάζει σημαντικά τις πλευρικές μετατοπίσεις του τοίχου καθώς η μετακινησιακή συμπεριφορά του εξαρτάται περισσότερο από την δυσκαμψία του συστήματος, το μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση και αποφόρτιση και τις τρεις φορτικές καταστάσεις των αγκυρώσεων. Επηρεάζει τις καμπύλες καθιζήσεων στην έκταση της πρωτογενούς ζώνης επιρροής και στην κατανομή τους.
- γ. Η ζώνη πρωτεύουσας επιρροής υπό 2D συνθήκες εκτείνεται περισσότερο, ενώ περιορίζεται για μειούμενες τιμές του λόγου L/H . Οι αποστάσεις μεγιστοποίησης της καθίζησης και ορίου πρωτογενούς ζώνης επιρροής εξαρτώνται επίσης και από τον βασικό εδαφικό τύπο. Η έκταση της καθορίστηκε $x \leq (0.8 - 1.0)H$ και $x \leq (1.2 - 1.5)H$ για τον τύπο εδάφους I και II αντίστοιχα, μικρότερη από την προτεινόμενη $x = 2H$ κατά Clough & O'Rourke (1990) και Hsieh & Ou (1998).
- δ. Η θέση μέγιστης καθίζησης εντοπίζεται σε απόσταση $x_m = (0.35 - 0.7)H$ από την στέψη για την περίπτωση του τύπου εδάφους II (κοίλος τύπος). Σε πολλές περιπτώσεις μάλιστα, συγκλίνει με την προτεινόμενη $d = 0.5H$ κατά Hsieh & Ou (1998) για ίδιο τύπο εδάφους. Στα κυρτά προφίλ εντοπίζεται κοντά στη στέψη – όπως για την περίπτωση του τύπου εδάφους I.
- ε. Η μέγιστη καθίζηση εκ των αναλύσεων – ως τάξη μεγέθους – καθορίστηκε εντός του εύρους $\frac{u_y}{H} \in [0.015\%, 0.035\%]$ και $\frac{u_y}{H} \in [0.10\%, 0.35\%]$ για τον τύπο εδάφους I και II αντίστοιχα, πολύ μικρότερη από το αντίστοιχο μέγεθος $\frac{\delta_v}{H} = 1\%$ κατά Peck (1969) και συγκρίσιμη με αυτό ($\frac{\delta_v}{H} = 0.3\%$) κατά O'Rourke (1976) για παρόμοιο τύπο εδαφών.

5

Επίλογος

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία ολοκληρώνεται με ορισμένες μελλοντικές προτάσεις επέκτασης της.

Στα πλαίσια της παρούσας μελέτης ακολουθήθηκε συγκεκριμένη μεθοδολογία διερεύνησης των εδαφικών μετατοπίσεων πλησίον βαθιών εκσκαφών με παραδοχές είτε του βιβλιογραφικού υποβάθρου είτε εμπειρικές. Εύλογα προκύπτει το συμπέρασμα ότι επιδέχεται δυνατότητα περαιτέρω εξέλιξης πάντα στα πλαίσια των συνθηκών λειτουργικότητας. Παρακάτω λοιπόν παρατίθενται ορισμένες σύντομες μελλοντικές προτάσεις επέκτασης της εργασίας:

- Στα διδιάστατα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων δίνεται ψευδής εικόνα ανάπτυξης των διατμητικών τάσεων κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής. Συνήθως χρησιμοποιούνται συντελεστές απομείωσης των τάσεων. Η παράμετρος που επηρεάζει τις διατμητικές τάσεις είναι το R_{int} , δηλαδή η γωνία τριβής της διεπιφάνειας μεταξύ τοίχου-εδάφους. Διαφοροποιώντας το R_{int} κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής ενδέχεται να ληφθεί πιο έγκυρη αναπαράσταση των διατμητικών τάσεων, αντικείμενο που μπορεί να εξετασθεί σε μελλοντική διερεύνηση.
- Τα μοντέλα που εξετάστηκαν, βασιζόμενα στις δειγματοληπτικές γεωτρήσεις, δεν περιελάμβαναν την παρουσία Υ.Υ.Ο. Στις αντιστηρίξεις ο καταβιβασμός του Υ.Υ.Ο είναι υψίστης σημασίας προκειμένου να αποφευχθούν φαινόμενα ανύψωσης πυθμένα και κρίσιμης υδραυλικής κλίσης στην αιχμή των πασσάλων. Αντίστοιχη ανάλυση απαιτεί και ανάλυση στερεοποίησης ειδικότερα στις περιπτώσεις αργιλικών σχηματισμών.

- Ο έλεγχος των καμπύλων καθιζήσεων έγινε στα πλαίσια επιρροής των από διάφορες γεωτεχνικές παραμέτρους. Στην περίπτωση που απαιτείται έλεγχος των υφιστάμενων θεμελιώσεων κατασκευών η ανάλυση οφείλει να λαμβάνει υπόψη μεγέθη όπως η στροφή μεταξύ δύο γειτονικών πεδίων ή η απόκλιση από την κατακόρυφο παρά μια συγκεκριμένη μέγιστη τιμή καθίζησης.
- Οι περισσότερες περιπτώσεις εκσκαφών συνήθως αποτελούνται από συνήθη γεωμετρικά σχήματα (π.χ. ορθογωνικές, τετραγωνικές, κυκλικές). Στην περίπτωση εκσκαφών όπου παρουσιάζονται γωνίες ή ακανόνιστα σχήματα, η απαίτηση ελέγχου περισσότερων από μία τυπικών διατομών καθίσταται αναγκαία.
- Στις περιπτώσεις εκσκαφών όπου η συνέργεια αλληλοτεμνόμενων πασσαλοσυστοιχιών επιτυγχάνεται με κεφαλόδεσμο, ο τελευταίος μπορεί να συμπεριληφθεί στις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων εξεταζόμενος ως δομικό στοιχείο που παραλαμβάνει παραμορφώσεις και εντατικά μεγέθη. Μπορεί να πραγματοποιηθεί διερεύνηση ως προς την επιρροή του στις τελικές εδαφικές μετατοπίσεις.
- Το σύστημα αντιστήριξης και η κατασκευή του επηρεάζει τις εδαφικές μετατοπίσεις. Θα είχε ενδιαφέρον η αναζήτηση της επιρροής της δυσκαμψίας του συστήματος αντιστήριξης για σταθερό βάθος εκσκαφής και ίδιο τύπο οριζόντιων στηρίξεων. Μάλιστα, στις περιπτώσεις μικρού βάθους εκσκαφής (έως και 10 μέτρα) όπου χρησιμοποιούνται συχνά οι μεταλλικές πασσαλοσανίδες, πρέπει τακτικά να ελέγχεται η ροπή αντίστασης του συστήματος στα πλαίσια των ULS.
- Η διερεύνηση των εδαφικών μετατοπίσεων πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας ανηγμένα μεγέθη – συναρτήσεως δηλαδή του σταθερού ύψους εκσκαφής $H = 15 \text{ m}$. Καθώς λοιπόν εξετάστηκε πρηνές μη μεταβαλλόμενου ύψους, δεν έγινε λόγος για την επιρροή του ύψους εκσκαφής στις καμπύλες των καθιζήσεων. Μελετήθηκε δηλαδή η σχετική μεταβολή των μετατοπίσεων εντός συγκεκριμένου γεωτεχνικού χώρου για λόγους σύγκρισης με ημι-εμπειρικές μεθόδους. Στην πραγματικότητα, οι καθιζήσεις είναι ανάλογες του τετραγώνου του ύψους της εκσκαφής και αντιστρόφως ανάλογες του μέτρου ελαστικότητας (Papadopolou & Sofianos, 2016). Θα είχε νόημα λοιπόν η μελλοντική διερεύνηση για μεταβαλλόμενα ύψη αντιστηριζομένων πρηνών.
- Η γωνία διαστολικότητας, ψ αγνοήθηκε πλήρως από τις αναλύσεις θεωρώντας καταρχάς ότι για τις υπερστερεοποιημένες αργίλους και το κροκαλοπαγές είναι πάντοτε μηδενική ($\psi = 0^\circ$). Η συμπερίληψη της ενδεχομένως να επέφερε λίγο μεγαλύτερες παραμορφώσεις· ωστόσο θα προϋπόθετε αμμώδεις εδαφικούς τύπους για τους οποίους μπορεί να θεωρηθεί $\psi > 0^\circ$.
- Τέλος, ο τύπος των οριζόντιων στηρίξεων επηρεάζει εξίσου σημαντικά τις εδαφικές μετατοπίσεις. Στην περίπτωση που τοποθετηθούν αντηρίδες, η μοντελοποίηση γίνεται μέσω δομικών στοιχείων τύπου strut με συγκεκριμένη δυσκαμψία και δυστένεια και εξετάζονται εκ νέου οι εδαφικές μετατοπίσεις.

Βιβλιογραφία

- Bjerrum, L., & Rosenqvist, I. T. (1956). Correspondence. *Géotechnique*, 6(4), 194. <https://doi.org/10.1680/geot.1956.6.4.194>
- Bowles, J. (1988). *Foundation Analysis Design*. McGraw-Hill, 4th Edition. New York.
- Brinkgreve, R. B. J. (2012) Plaxis 2D 2012. A. A. Balkema Publisher, Lisse
- Burland, J., & Hancock, R. J. R. (1977). Underground car park at the House of Commons: Geotechnical aspects. *Structural Engineer*, 55, 87–100.
- Caspe, M. (1966). Surface Settlement Adjacent to Braced Open Cuts. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92, 51–59. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0000889>
- Clayton, C R I, Matthews, M C, and Simons, N E (1993) Site investigation Blackwell Science 2nd edition
- Clough, G.W., Smith, E.M, Sweeney, B.P. (1989). Movement control of excavation support system by iterative design. Proceedings of the ASCE foundation engineering: current principles and practices, 2, 860-884.
- Clough, G.W., O' Rourke, T.D. (1990). Construction induced movements of in situ walls. Geotechnical Special Publication 25: Design and performance of earth retaining structures, 439-470.
- Coulomb, C. A. (1776). *Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture Mémoires de Mathématique et de Physique présentés à l'Académie des Sciences, Paris, 1773, 7, pp 343-382*
- EN 1997-1 (October 2001). Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules. CEN European Committee for Standardization, Brussels, Belgium..
- Finno, R., Atmatzidis, D. K., & Perkins, S. B. (1990). Observed performance of a deep excavation in clay. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 27, A114. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(90\)95270-B](https://doi.org/10.1016/0148-9062(90)95270-B)
- Finno, R., & Harahap, I. (1991). Finite Element Analyses of HDR4 Excavation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:10\(1590\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:10(1590))
- Hsiao, E. C. L., Kung, G. T.-C., Juang, C. H., & Schuster, M. J. (2006). *Estimation of wall deflection in braced excavation in clays using artificial neural networks*.
- Hsieh, P.-G., & Ou, C.-Y. (1998). Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(6), 1004–1017. <https://doi.org/10.1139/t98-056>
- I, M. A., & Wayne, C. G. (1981). Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(6), 759–777. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001150>
- Mana, A., & Clough, G. (2002). Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay. *Geotechnical Special Publication*, 107, 1840–1858. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001150>

- O'Rourke, T. D. (1981). Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay. In *Retaining structures* (pp. 657–686). <https://doi.org/10.1680/rs.19324.0065>
- O'Rourke, T. D., Cording, E. J., & Boscardin, M. D. (1976). *THE GROUND MOVEMENTS RELATED TO BRACED EXCAVATION AND THEIR INFLUENCE ON ADJACENT BUILDINGS*.
- Ostermayer, H. (1974). PAPER 18 Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors. In *DIAPHRAGM WALLS & ANCHORAGES* (pp. 141–151). <https://doi.org/10.1680/dwaa.00056.0023>
- Ou, C.-Y., & Hsieh, P.-G. (2011). A simplified method for predicting ground settlement profiles induced by excavation in soft clay. *Computers and Geotechnics*, *38*(8), 987–997. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.06.008>
- Ou, C.-Y., Hsieh, P.-G., & Chiou, D.-C. (1993). Characteristics of ground surface settlement during excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, *30*(5), 758–767. <https://doi.org/10.1139/t93-068>
- Papadopoulou, K., Sofianos, A. 2016. Factors affecting the behaviour of retaining structures with prestressed anchorages under 2D and 3D conditions. *Journal of Geotechnical and Geol. Eng.*34:6, 1877-1887.
- Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground. Proc. 7th Int.Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 225-290.
- Poulos, H.G., Carter, J.P., Small, J.C. (2001). Foundations and retaining structures-research and practice. General report, Proceedings of the 15th JCSMGE, Istanbul, 4, 2527-2606.
- Rankine, W. J. M. (1857). II. On the stability of loose earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 27–29.
- Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (2019). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*.
- Schweiger, H.F. (1998). Results from two geotechnical benchmark problems. Proceedings of the 4th European Conference on numerical methods in geotechnical engineering, 645-654.
- Skempton, A. W., & macdonald, D. H. (1956). The allowable settlements of buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, *5*(6), 727–768. <https://doi.org/10.1680/ipeds.1956.12202>
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. <https://doi.org/10.1002/9780470172766>
- Terzaghi, K. and Peck, R. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*. Wiley and Sons, New York.
- Zdravkovic, L., Potts, D. M., & St John, H. D. (2005). Modelling of a 3D excavation in finite element analysis. *Géotechnique*, *55*(7), 497–513. <https://doi.org/10.1680/geot.2005.55.7.497>
- Zhang, W., & Liu, H. (2022). Ground Settlements and Dewatering. In W. Zhang & H. Liu (Eds.), *Design of Deep Braced Excavation and Earth Retaining Systems Under Complex Built Environment: Theories and Case Studies* (pp. 173–200). Springer Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-16-5320-9_5