



Cyprus
University of
Technology

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ
ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

Διπλωματική Εργασία

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΔΙΩΡΟΦΗΣ
ΟΙΚΟΔΟΜΗΣ, ΣΕ ΑΡΓΙΛΩΔΕΣ ΕΛΑΦΟΣ ΧΑΜΗΛΗΣ
ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ**

Παναγιώτης Καραγιάννης

Λεμεσός, 2017

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ
ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΓΕΩΠΛΗΡΟΦΟΡΙΚΗΣ

Διπλωματική Εργασία

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΔΙΩΡΟΦΗΣ ΟΙΚΟΔΟΜΗΣ, ΣΕ
ΑΡΓΙΛΩΔΕΣ ΕΔΑΦΟΣ ΧΑΜΗΛΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ
ΑΝΤΟΧΗΣ

Παναγιώτης Καραγιάννης

Λεμεσός, Δεκέμβριος 2017

Approval Form

Διπλωματική Εργασία

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΔΙΩΡΟΦΗΣ ΟΙΚΟΔΟΜΗΣ, ΣΕ
ΑΡΓΙΛΩΔΕΣ ΕΔΑΦΟΣ ΧΑΜΗΛΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ**

Παναγιώτης Καραγιάννης

Supervisor: Επίκουρος καθηγητής Λύσανδρος Παντελίδης

Signature _____

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟΥ ΚΥΠΡΟΥ

Λεμεσός, Δεκέμβριος 2017

Copyrights

Copyright© Όνομα επίθετο φοιτητή, Παναγιώτης Καραγιάννης,2017

All rights reserved.

Η έγκριση της πτυχιακής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Γεωπληροφορικής του Τεχνολογικού Πανεπιστημίου Κύπρου δεν υποδηλώνει απαραίτητως και αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα εκ μέρους του Τμήματος.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στο Δρ. Λύσανδρο Παντελίδη, επίκουρο του τμήματος ΠΟΜΗΓΕ του ΤΕΠΑΚ για την ανάθεση της παρούσας διπλωματικής εργασίας και για την πολύτιμη βοήθεια που μου παρείχε κατά τη διάρκεια της εργασίας αυτής.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τη οικογένεια μου για τη ψυχολογική και οικονομική μου στήριξη όλα αυτά τα χρόνια των σπουδών μου.

Τέλος θέλω να πω ένα μεγάλο ευχαριστώ στις αγαπημένες μου φίλες Ξένια και Έλενα που ήταν δίπλα μου σε όλες της όμορφες και δύσκολες στιγμές της ζωής μου τα τελευταία 6 χρόνια στη Κύπρο.

ABSTRACT

This current diplomatic project aims to the design of a shallow foundation of a two story residence, that is based on clay ground.

The diplomatic project is thus presented:

Chapter 1. There is a precise determination of the problem. Specifically, the characteristics of the ground, the floor plan of the residence and the effect suspensions of the design of the pillars are presented.

Chapter 2. Includes of the calculation of the footings as well as the total of the active surfaces.

At chapter 3, the bearing capacity of the ground is being calculated and based on that, the dimensioning of the footings is being made.

At chapter 4, the subsidence (immidiate and consolidation) of the footings that have been previously dimensioned, are defined and later checked based on the permissible limits of subsidence.

Chapter 5, if it is required for the present building, a combined footing is designed. Still, a description of the procedure of the connection of the two footings with a Cantilever Strap of the connecting beams is being suggested.

At chapter 6, design of spread footing with the jWinkler program.

Keywords: Shallow foundation, bearing capacity, settlement, combine footing

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως σκοπό το σχεδιασμό θεμελίωσης σε διώροφη οικία που εδράζεται σε αργιλώδες έδαφος χαμηλής διατμητικής αντοχής.

Η διπλωματική εργασία αναπτύσσεται στα ακόλουθα κεφάλαια:

Στο κεφάλαιο 1, γίνεται αναλυτικός προσδιορισμός του προβλήματος. Συγκριμένα παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του εδάφους, η κάτοψη της οικίας και οι δράσεις σχεδιασμού των υποστυλωμάτων.

Το κεφάλαιο 2, περιλαμβάνει το υπολογισμό εκκεντροτήτων για το σύνολο των πεδίων καθώς και τον και το υπολογισμό των ενεργών επιφανειών.

Στο κεφάλαιο 3, γίνεται υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας του εδάφους και με βάση αυτού γίνεται η διαστασιολόγηση των πεδίων.

Στο κεφάλαιο 4, καθορίζονται οι καθιζήσεις (ελαστικές και στερεοποίησης) των πεδίων που διασταλογήθηκαν προηγουμένως και ελέγχονται ως προς τα επιτρεπτά όρια καθιζήσεων.

Στο κεφάλαιο 5, γίνεται σχεδιασμός ενωμένων πεδίων όπου είναι απαραίτητο στη υπάρχουσα κατασκευή. Ακόμα περιγράφεται η διαδικασία ένωσης δυο πεδίων με συνδετήρια δοκό και προτείνεται μια ενδεικτική κάτοψη συνδετήριων δοκών.

Στο κεφάλαιο 6, γίνεται σχεδιασμός πεδילוδοκού μέσου του προγράμματος jWinkler.

Πίνακας περιεχομένων

ABSTRACT.....	vii
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	viii
ΠΙΝΑΚΕΣ.....	xii
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ.....	xiv
1 Εισαγωγή.....	1
1.1 Γενικά.....	1
1.2 Ορισμός προβλήματος.....	2
1.2.1 Χαρακτηριστικά του εδάφους.....	2
1.2.2 Κάτοψη υποστυλωμάτων.....	3
1.2.3 Συνδυασμός δράσεων σχεδιασμού.....	3
2 Έλεγχος εκκεντρότητας και υπολογισμός ενεργής επιφάνειας.....	6
2.1 Υπολογισμός κέντρο βάρους υποστυλώματος.....	6
2.1.1 Υπολογισμός κέντρου βάρους υποστύλωματος 2.....	6
2.1.2 Κέντρο βάρους υποστυλωμάτων 1-13.....	7
2.2 Υπολογισμός εκκεντρότητας πεδίου.....	8
2.2.1 Μεταφορά φορτίων στη στάθμη της επιφάνειας θεμελίωσης και υπολογισμός εκκεντροτήτων για το πέδιλο 2.....	8
2.2.2 Συνολικές εκκεντρότητες των πεδίων 1-9.....	10
2.3 Έκκεντρη αξονική φόρτιση και ενεργός επιφάνεια θεμελίωσης.....	10
2.3.1 Έλεγχος εκκεντρότητας και ενεργός επιφάνεια θεμελίωσης πεδίου 2 ..	11
3 Φέρουσα ικανότητα του εδάφους.....	13
3.1 Αστοχία εδάφους.....	13
3.2 Φέρουσα ικανότητα και φέρουσα αντίσταση.....	14
3.3 Επιρροή στάθμη υδροφόρου ορίζοντα.....	15
3.4 Συντελεστές ασφαλείας.....	17

3.5	Συντελεστές επιρροής	19
3.5.1	Συντελεστές σχήματος	19
3.5.2	Συντελεστής κλίσης θεμελίωσης	19
3.5.3	Συντελεστής κεκλιμένου φορτίου.....	20
3.5.4	Συντελεστής σχήματος, κλίσης και κεκλιμένου φορτίου θεμελίου 2.....	21
3.5.5	Συντελεστής σχήματος, κλίσης και κεκλιμένου φορτίου θεμελίων 1-9...	21
3.6	Φέρουσα ικανότητα αστράγγιστης φόρτισης.....	22
3.6.1	Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας θεμελίου 2.....	22
3.7	Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας θεμελίων 1-9	24
3.8	Σχεδιασμός θεμελίων 1-9	25
3.9	Μεταβολή της συνοχής και του ειδικού βάρους του εδάφους και η αντίστοιχη επίδραση στη ενεργό επιφάνεια θεμελίωσης.....	26
4	Έλεγχος καθιζήσεων	29
4.1	Είδη καθιζήσεων θεμελίων	29
4.2	Επιτρεπτά όρια καθιζήσεων	30
4.3	Ελαστική καθίζηση	32
4.3.1	Υπολογισμός ελαστικής καθίζησης θεμελίου 2	33
4.3.2	Υπολογισμός ελαστικών καθιζήσεων θεμελίων 1-9	34
4.4	Καθίζηση στερεοποίησης.....	34
4.4.1	Υπολογισμός καθίζησης στερεοποίησης θεμελίου 2.....	36
4.4.2	Υπολογισμός καθίζησης στερεοποίησης θεμελίων 1-9.....	39
4.5	Ολικές καθιζήσεις θεμελίων(1-9) και οριακές τιμές καθιζήσεων.....	39
4.6	Newmark διάγραμμα επιρροής	40
4.6.1	Επίδραση γειτονικών θεμελίων στη καθίζηση του θεμελίου 6 μέσω του διαγράμματος Newmark	40
5	Σχεδιασμός ενωμένου πεδύλου(combined footing)	43

5.1	Σχεδιασμός ενωμένου πεδίλου(combined footing) 6.....	44
5.1.1	Σχεδιασμός υποστυλωμάτων 7-11-12 και 3-4 με τη χρήση ενωμένου πεδίλου(combined footing).....	45
5.1.2	Καθορισμός μήκος πεδίλου 8(7-11-12 υποστ.)υπό τη δράση σεισμικών φορτίων και έλεγχος φέρουσας ικανότητας για τα στατικά φορτία.	45
5.2	Σχεδιασμός συνδετήριων δοκών μεταξύ πεδιλων.....	47
5.2.1	Σχεδιασμός συνδετήριας δοκού μεταξύ πεδιλων 2 και 8	47
5.2.2	Επίδραση μήκους συνδετήριας δοκού στο καταμερισμό της ροπής του υποστυλώματος.....	50
5.3	Προτεινόμενος σχεδιασμός κάτοψης θεμελίων 1-9 με συνδετήριες δοκούς... ..	51
6	Σχεδιασμός πεδιλοδοκών.....	53
6.1	Γενικά.....	53
6.2	Σχεδιασμός πεδιλοδοκού κατά μήκος των υποστυλωμάτων 1-2-3-4-5 μέσω του προγράμματος jWinkler.....	54
6.2.1	Υπολογισμός σταθεράς ελατηρίου K	55
6.2.2	Παράμετρος σχετικής δυσκαμψίας δοκού-εδάφους.....	55
6.2.3	Εισαγωγή δεδομένων στοjWinkler για πεδιλοδοκό ενδιάμεσης ακαμψίας	56
6.2.4	Αποτελέσματα jWinkler	56
6.2.5	Μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας και η αντίστοιχη επίδραση στη καθίζηση της πεδιλοδοκού.....	59
	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	60
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	63

ΠΙΝΑΚΕΣ

<i>Πίνακας 1: Χαρακτηριστικά του εδάφους κατάντη της επιφάνειας θεμελίωσης και του υδροφόρου ορίζοντα.....</i>	<i>2</i>
<i>Πίνακας 2: Τιμές σχεδιασμού στατικών φορτίσεων(K_n) πέδινων 1-9.....</i>	<i>4</i>
<i>Πίνακας 3: Τιμές σχεδιασμού σεισμικών φορτίσεων(K_n) πέδινων 1-9.....</i>	<i>5</i>
<i>Πίνακας 4: Κέντρο βάρους υποστυλωμάτων 2,3,4,5,10.....</i>	<i>7</i>
<i>Πίνακας 5:Συνολικές εκκεντρότητες σεισμικών και στατικών φορτίσεων για πέδιλα 1-9 10</i>	
<i>Πίνακας 6: Μερικοί συντελεστές ($\gamma\phi$)δρασεων.....</i>	<i>18</i>
<i>Πίνακας 7: Μερικοί συντελεστές (γr) οριακής αντοχής και ολίσθησης.....</i>	<i>18</i>
<i>Πίνακας 8: Μερική συντελεστές (γM) εδαφικών παραμέτρων.....</i>	<i>18</i>
<i>Πίνακας 9: Συντελεστής σχήματος.</i>	<i>19</i>
<i>Πίνακας 10: Συντελεστής κλίσης θεμελίωσης.....</i>	<i>20</i>
<i>Πίνακας 11: Συντελεστής κεκλιμένου φορτίου</i>	<i>20</i>
<i>Πίνακας 12: Συντελεστής σχήματος, κλίσης και κεκλιμένου φορτίου θεμελίων 1-9.....</i>	<i>21</i>
<i>Πίνακας 13: Φέρουσα ικανότητα ,αντίσταση σχεδιασμού, ποσοστό ικανοποίησης αντίστασης και κρίσιμη φόρτιση πέδινου ν 1-9 για στατικές δράσεις σχεδιασμού.....</i>	<i>24</i>
<i>Πίνακας 14: Φέρουσα ικανότητα ,αντίσταση σχεδιασμού, ποσοστό ικανοποίησης αντίστασης και κρίσιμη φόρτιση πέδινου 1-9 για σεισμικές δράσεις σχεδιασμού.....</i>	<i>25</i>
<i>Πίνακας 15: Αναλυτικός πίνακας μεταβολής της συνοχής και επίδραση στη ενεργό επιφάνεια πεδίων 1,2,4,5,7,9.....</i>	<i>27</i>
<i>Πίνακας 16: Αναλυτικός πίνακας μεταβολής της συνοχής και επίδρασης στη ενεργό επιφάνεια πέδινων 1,2,4,5,7,9.....</i>	<i>27</i>
<i>Πίνακας 17: Αναλυτικός πίνακας μεταβολής του ειδικού βάρους και επίδρασης στη ενεργό επιφάνεια πεδίων 1,2,4,5,7,9.....</i>	<i>28</i>
<i>Πίνακας 18: Πιθανότητα ενεργής καθίζησης και καθίζησης στερεοποίησης διαφόρων τύπων εδαφών.</i>	<i>30</i>
<i>Πίνακας 19: Ανεκτά όρια καθιζήσεων σύμφωνα με Skempton και Mc Donald</i>	<i>31</i>

<i>Πίνακας 20: Επίδραση του λόγου D/B(βάθος θεμελίωσης /πλάτος πέδιλου) στο μI</i>	<i>32</i>
<i>Πίνακας 21: Επίδραση του λόγου H/B(πάχος συμπιεστής στρώσης/πλάτος πέδιλου) και L/B(μήκος προς πλάτος πέδιλου)στο μI</i>	<i>32</i>
<i>Πίνακας 22: Υπολογισμός ελαστικών καθιζήσεων για το σύνολο των πέδιλων(1 ως 9), για στατικές και σεισμικές φορτίσεις.</i>	<i>34</i>
<i>Πίνακας 23: Προτεινόμενοι δείκτες συμπιεστότητας.....</i>	<i>36</i>
<i>Πίνακας 24: Καθιζήση στερεοποίησης στρώσεων(1-5) για θεμέλιο 2.....</i>	<i>38</i>
<i>Πίνακας 25: Καθιζήσεις στερεοποίησης κάθε στρώσης θεμελίων 1-9 για στατικές φορτίσεις και συνολικές καθιζήσεις στερεοποίησης αυτών.....</i>	<i>39</i>
<i>Πίνακας 26: Ολικές καθιζήσεις προερχόμενες από ελαστικές και καθιζήσεις στερεοποιήσεις. Προέλευση ολικών καθιζήσεων από στατικές ή σεισμικές δράσεις.....</i>	<i>40</i>
<i>Πίνακας 27: Συντελεστής λ για τον υπολογισμό της σύνθετης δυσκαμψίας στύλου-πέδιλου</i>	<i>49</i>
<i>Πίνακας 28: α)Διαστασιολόγηση της διατομής πεδιλοδοκουβ) χαρακτηριστικά εδάφους και σκυροδέματος.</i>	<i>56</i>
<i>Πίνακας 29: α)Αριθμός ελατηρίων, μήκος πεδ/κου και δείκτης εδάφους (K) β)κατακόρυφη φόρτιση και ροπές κάμψης υποστυλωμάτων.....</i>	<i>56</i>
<i>Πίνακας 30: Ενδεικτικά αποτελέσματα $jWinkler$ προγράμματος.....</i>	<i>57</i>
<i>Πίνακας 31: Ενδεικτικά αποτελέσματα $jWinkler$ διπλασιάζοντας το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους.....</i>	<i>59</i>

ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ

<i>Διάγραμμα 1: Κάτοψη ισογείου διώροφης οικίας.....</i>	<i>3</i>
<i>Διάγραμμα 2: Προσδιορισμός κέντρου βάρους κατά το χ και ψ άξονα υποστρώματος 2. 7</i>	
<i>Διάγραμμα 3: Μεταφορά φορτίων στη στάθμη της επιφάνειας θεμελίωσης κατά το X' άξονα θεμελίου 2.....</i>	<i>9</i>
<i>Διάγραμμα 4: Μεταφορά φορτίων στη στάθμη της επιφάνειας θεμελίωσης κατά το Ψ' άξονα θεμελίου 2.....</i>	<i>9</i>
<i>Διάγραμμα 5: Ενεργός επιφάνεια μεμονωμένου πεδιλου.....</i>	<i>11</i>
<i>Διάγραμμα 6: Τρόποι αστοχίας θεμελίου(γενική θραύση, τοπική θραύση και διάτρηση) 14</i>	
<i>Διάγραμμα 7: Επιφάνειες αστοχίας του εδάφους στη οριακή κατάσταση κατά Terzaghi. 15</i>	
<i>Διάγραμμα 8 :Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα κατάντη της στάθμης θεμελίωσης.</i>	<i>16</i>
<i>Διάγραμμα 9: Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα ανάντη της στάθμης θεμελίωσης.</i>	<i>16</i>
<i>Διάγραμμα 10: Διορθωτικός συντελεστής υδροφόρου ορίζοντα για πυκνή άμμο.....</i>	<i>17</i>
<i>Διάγραμμα 11: Σχεδιασμός θεμελιων 1-9 σε κατοψη.</i>	<i>25</i>
<i>Διάγραμμα 12: Μεταβολή της συνοχής και επίδραση στη ενεργό επιφάνεια πέδιλων 1,2,4,5,7,9</i>	<i>26</i>
<i>Διάγραμμα 13: Μεταβολή του ειδικού βάρους και επίδραση στη ενεργό επιφάνεια πεδιλών 1,2,4,5,7,9.....</i>	<i>27</i>
<i>Διάγραμμα 14: Προσδιορισμός διαφορικής καθίζησης, ολικής καθίζησης και γωνία παραμόρφωσης.....</i>	<i>31</i>
<i>Διάγραμμα 15: Τασικός συντελεστής συναρτήσει L/B και z/B</i>	<i>35</i>
<i>Διάγραμμα 16: Πάχος στρώσεων(1-5), χαρακτηριστικά του εδάφους και διαστησιολογηση θεμελίου 2.....</i>	<i>37</i>
<i>Διάγραμμα 17: Κάτοψη πεδίων στο διάγραμμα Newmark για το υπολογισμό ελαστικής καθίζησης θεμελίου 6</i>	<i>41</i>
<i>Διάγραμμα 18: Πλάγια όψη και κάτοψη ενωμένου ορθογώνιου και τραπεζοειδής πεδίου</i>	<i>43</i>

<i>Διάγραμμα 19: Πλάγια όψη ενωμένου πεδίλου 6(combined footing).....</i>	<i>45</i>
<i>Διάγραμμα 20: Πλάγια οψη ενωμενου πεδιλου 8(combined footing).....</i>	<i>46</i>
<i>Διάγραμμα 21: Όψη και κάτοψη συνδετήριας δοκού.....</i>	<i>47</i>
<i>Διάγραμμα 22: Κάτοψη θεμελίων 8-2 με χρήση συνδετήριας δοκού.</i>	<i>48</i>
<i>Διάγραμμα 23: Μεταβολή μήκους συνδετήριας δοκού(Ιδοκου) και επίδραση της ροπής κάμψης που παραλαμβάνει η δοκός.....</i>	<i>51</i>
<i>Διάγραμμα 24: Ενδεικτική συνδεσμολογία θεμελίων 1-9 με συνδετήριες δοκού.</i>	<i>52</i>
<i>Διάγραμμα 25: Βυθίσεις και εδαφικές πιέσεις κάτω από τη πεδילוδοκό.....</i>	<i>54</i>
<i>Διάγραμμα 26: Όψη πεδילוδοκού κατά μήκος των υποστυλωμάτων 1-5</i>	<i>55</i>
<i>Διάγραμμα 27: Καθίζηση πεδילוδοκού.....</i>	<i>57</i>
<i>Διάγραμμα 28:Διαγραμμα ροπή κάμψης πεδילוδοκού.....</i>	<i>58</i>
<i>Διάγραμμα 29: Διάγραμμα τεμνουσών πεδילוδοκού.....</i>	<i>58</i>
<i>Διάγραμμα 30: Πίεση εδάφους από πεδילוδοκο.....</i>	<i>58</i>

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Η θεμελίωση αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα μέρη μια κατασκευής. Σκοπός της θεμελίωσης είναι να μεταφέρει όλα τα φορτία της κατασκευής με ασφάλεια στο έδαφος. Για να επιτευχθεί η ασφαλής εναπόθεση των φορτίων μιας κατασκευής από το θεμέλιο στο έδαφος είναι απαραίτητη η καλή γνώση του είδους του εδάφους και της συμπεριφοράς του.

Τα θεμέλια κατηγοριοποιούνται με βάση το βάθος τους σε επιφανειακά θεμέλια (shallow foundation) και βαθιά θεμέλια (deep foundation). Σύμφωνα με το Terzaghi ένα θεμέλιο είναι επιφανειακό όταν το βάθος θεμελίωσης είναι ίσο ή μικρότερο με το πλάτος του θεμελίου σε κάτοψη. Ο σχεδιασμός μιας θεμελίωσης σε μια κατασκευή πρέπει να ικανοποιεί τις παρακάτω απαιτήσεις: 1) οριακής αντοχής 2) καθίζησης. Η συμβατική μέθοδος για το σχεδιασμό πεδίων απαιτεί απαραίτητη και επαρκή ασφάλεια έναντι διατμητικής αστοχίας του εδάφους και παράλληλα η μέγιστη καθίζηση του θεμελίου να μην ξεπερνά τα επιτρεπόμενα όρια.

Τα πέδιλα πολύ συχνά υποβάλλονται σε μη έκκεντρες φορτίσεις. Το πρόβλημα αυτό έχει μελετηθεί ανά καιρούς από πολλούς ερευνητές. Το ενεργό πλάτος κατά Meyerhof είναι ευρέως γνωστό για το υπολογισμό της οριακής αντοχής ενός μη έκκεντρου επιφορτιζόμενου πεδίου. Η ανάπτυξη της θεωρίας αυτή βασίζεται στη λογική πως η ύπαρξη εκκεντρότητας οδηγεί σε άνισες τάσεις στο έδαφος με αποτέλεσμα τη 'στροφή' του πεδίου. Για το λόγο αυτό θεωρούνται μικρότερες διαστάσεις πεδίου (ενεργό πλάτος και ενεργό μήκος) ανάλογο με το μέγεθος της εκκεντρότητας. Με βάση το ενεργό πλάτος και το ενεργό μήκος προσδιορίζεται η ενεργός επιφάνεια του πεδίου.

Πολλές φορές κατά το σχεδιασμό θεμελίων είναι απαραίτητη η χρήση ενωμένων πεδίων (combined footing). Με το όρο ενωμένο πέδιλο νοείται όταν δυο ή και περισσότερα υποστυλώματα εδρεύουν σε ένα κοινό πέδιλο. Η χρήση τους είναι επιτακτική στη περίπτωση όπου τα υποστυλώματα βρίσκονται σε κοντινές αποστάσεις μεταξύ τους και όταν υπάρχουν περιορισμοί στα σύνορα της οικοδομής.

Επιπρόσθετα, για τη επίτευξη της μονολιθικότητας της θεμελίωσης σε μια κατασκευή χρησιμοποιούνται συνδετήριες δοκοί μεταξύ των πεδίων. Οι συνδετήριες δοκοί, επιδρούν σημαντικά στη μείωση των ροπών του υποστυλώματος μέσω της κατανομής της ροπής στη συνδετήρια δοκό και στο έδαφος.

Βασίζόμενοι σε αυτά η παρούσα διπλωματική εργασία επιδιώκει να δώσει ένα βέλτιστο σχεδιασμό θεμελίωσης. Συγκεκριμένα παρουσιάζεται λεπτομερώς όλη η διαδικασία διαστασιολόγησης μεμονωμένων επιφανειακών θεμελίων μιας νεόδμητης κατασκευής.

Για τη διώροφη κατασκευή που μελετάτε έχει πραγματοποιηθεί γεωλογική έρευνα για το προσδιορισμό των εδαφολογικών χαρακτηριστικών της. Παράλληλα έχει ολοκληρωθεί στατική μελέτη (γνώση δράσεων που ασκούνται στα πέδιλα σχεδιασμού). Με τις γνώσεις αυτές και με βάση της οδηγίες του EC7 γίνεται διαστασιολόγηση των πεδίων λαμβάνοντας υπόψη όλους του ελέγχους οριακής κατάστασης αστοχίας (έλεγχος φέρουσας ικανότητας) και λειτουργικότητας (έλεγχος καθιζήσεων). Επιπλέον για την θεμελίωση προβάλλεται ο σχεδιασμός ενωμένων πεδίων μεταξύ κοντινών υποστυλωμάτων. Τέλος τονίζεται η σημασία των συνδετήριων δοκών μεταξύ των πεδίων και παρουσιάζεται ένας προτεινόμενος σχεδιασμός θεμελίων με συνδετήρια δοκό.

1.2 Ορισμός προβλήματος

1.2.1 Χαρακτηριστικά του εδάφους

Για το προσδιορισμό των χαρακτηριστικών του εδάφους πραγματοποιήθηκε γεωλογική έρευνα σε βάθος ανάλογο με αυτό που προβλέπει ο EN1997-2(Annex B.3). Σύμφωνα με αυτό η έρευνα του πεδίου πρέπει να εκτείνεται σε βάθος μεγαλύτερο από τη μέγιστη τιμή των παρακάτω:

$$Z_a \geq 6m \text{ ή } Z_a \geq 3 \times B$$

Όπου B το μικρότερο μήκος της θεμελίωσης σε κάτοψη, όπου Z_a βάθος διερεύνησης από τη στάθμη της επιφάνειας θεμελίωσης.

Βάση των παραπάνω και θεωρώντας υποθετικά ελάχιστο πλάτος θεμελίου 3m εκτελέστηκε γεωλογική έρευνα σε βάθος 9m. Κατά τη γεωλογική έρευνα διαπιστώθηκε υδροφόρος ορίζοντας σε βάθος 1,5m από το φυσικό έδαφος, όπου και πραγματοποιήθηκε η έδραση του θεμελίου ($D=1,5m$).

Το έδαφος χαρακτηρίζεται ως μαλακό αργιλώδες έδαφος χαμηλής διατμητικής αντοχής και τα χαρακτηριστικά του παρουσιάζονται στο Πίνακα 1. Κατά μήκος τους βάθους διερεύνησης διαπιστώθηκε σταθερή γεωλογική μάζα χωρίς αξιοσημείωτη αλλαγή των εδαφικών χαρακτηριστικών.

Πρέπει να σημειωθεί πως για το λόγο ότι η διερεύνηση γίνεται για αστράγγιστες συνθήκες εδάφους η γωνία τριβής(φ) θεωρείται ίση με μηδέν. Στο πίνακα 1 δίνονται τα χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελίωσης.

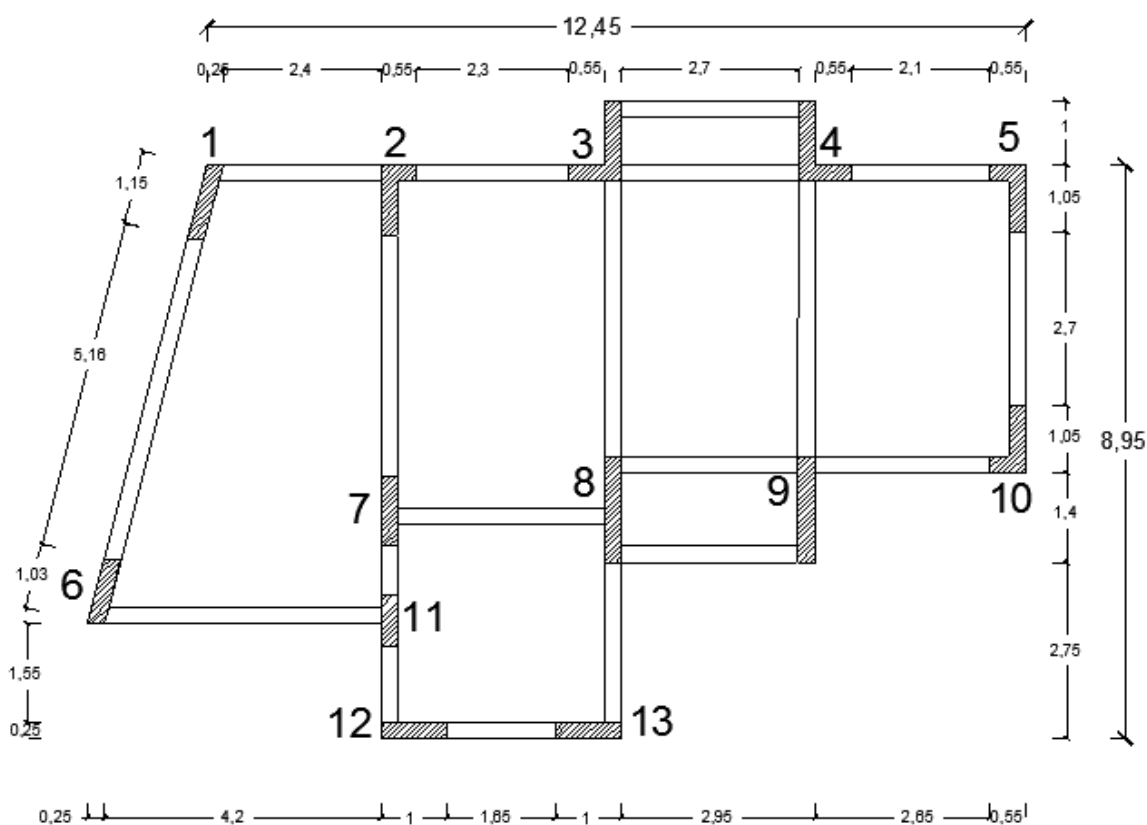
Πίνακας 1: Χαρακτηριστικά του εδάφους κατάντη της επιφάνειας θεμελίωσης και του υδροφόρου ορίζοντα.

Χαρακτηριστικά εδάφους	Συμβολισμός	Τιμή
Συνοχή	C (kN/m ²)	65
Μέτρο ελαστικότητας	E (Mpa)	16
Ειδικό βάρος	γ (kN/m ³)	20
Λόγος Poisson	ν	0,25
Δείκτης πόρων	e	0,8
Πορώδες	n_0	0,44
Ποσοστό υγρασίας εδάφους	WL (%)	16

Τέλος, τα εδαφολογικά χαρακτηριστικά του πίνακα περιγράφουν μόνο όσα χαρακτηριστικά είναι απαραίτητα για τη εκτέλεση του προβλήματος.

1.2.2 Κάτοψη υποστυλωμάτων

Στο παρακάτω διάγραμμα(Διάγραμμα 1) παρουσιάζεται η κάτοψη ισογείου διώροφης οικίας. Γίνεται αρίθμηση των υποστυλωμάτων(1-13) και δίνονται οι περιμετρικές διαστάσεις της κάτοψης. Στη κάτοψη διαστασιολογούνται 9 πέδιλα συνολικά. Τα υποστυλώματα 3-4, 8-9 και 7-11-12 τοποθετούνται σε κοινά ενιαία πέδιλα.



Διάγραμμα 1: Κάτοψη ισογείου διώροφης οικίας

1.2.3 Συνδυασμός δράσεων σχεδιασμού

Σύμφωνα με το ΕΚΟΣ/2000, οι δράσεις σχεδιασμού είναι οι δράσεις με τις οποίες εκτελούνται οι έλεγχοι αντοχής των δομικών στοιχείων. Με σκοπό των έλεγχου αντοχών των δομικών στοιχείων ο ΕΚΟΣ/2000 και ΕΑΚ/2000 παραθέτουν τους παρακάτω συνδυασμούς δράσεων:

- α) Συνδυασμός βασικών-στατικών δράσεων οριακής κατάστασης αστοχίας = $1,35G_k \times 1,5Q_k$

b) Συνδυασμός σεισμικών δράσεων οριακής κατάστασης αστοχίας = $G_k + 0,3 Q_k + E$

Όπου G_k και Q_k αποτελούν τα μόνιμα και μεταβλητά χαρακτηριστικά φορτία αντίστοιχα ενώ το E αποτελεί τη χαρακτηριστική τιμή δράσεις του σεισμού.

1.2.3.1 Υπολογισμός δράσεων σχεδιασμού πεδίου 2

Σύμφωνα με τα παραπάνω, οι βασικές χαρακτηριστικές δράσεις του πεδίου 2 (συμπεριλαμβανομένων των ορθών, πλευρικών δυνάμεων και ροπών) μετασχηματίζονται σε τιμές σχεδιασμού ως εξής:

$$V_{d(2)} = 1,35 \times 306,5 + 1,5 \times 90,7 = 549,82 \text{ kN}$$

$$M_{x,d(2)} = 1,35 \times (-10,2) + 1,5 \times 3,1 = -9,12 \text{ kNm}$$

$$M_{\psi,d(2)} = 1,35 \times (-7,0) + 1,5 \times (-2,1) = -12,6 \text{ kNm}$$

$$H_{x,d(2)} = 1,35 \times 6,6 + 1,5 \times (-1,0) = 7,41 \text{ kN}$$

$$H_{\psi,d(2)} = 1,35 \times 4,9 + 1,5 \times 1,4 = 8,71 \text{ kN}$$

1.2.3.2 Δράσεις σχεδιασμού σεισμικών και στατικών φορτίων για πέδιλα 1-9

Το σύνολο των δράσεων σχεδιασμού για τα πέδιλα 1-9 για τα στατικά φορτία και για τα σεισμικά παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες (Πίνακας 2) (Πίνακας 3).

Πίνακας 2: Τιμές σχεδιασμού στατικών φορτίσεων (Kn) πέδλων 1-9

Πέδιλο	Υποστύλ.	ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ				
		$M_{\psi,d}$	$M_{x,d}$	$H_{x,d}$	$H_{\psi,d}$	$V_{o,d}$
1	1	-1,515	37,305	-19,65	1,785	275,73
2	2	-12,6	-9,12	7,41	8,715	549,825
3	3,4	-8,4	103,35	-87,51	-5,61	1622,145
4	5	-2,52	26,475	-17,355	1,53	304,56
5	6	-3,69	-27,66	22,05	4,875	311,565
6	8,9	-11,715	-9,63	66,93	11,925	2082,39
7	10	22,455	21,87	-16,485	-14,79	649,35
8	7,11,12	8,52	-44,625	20,985	-0,69	1048,35
9	13	12,54	-16,53	23,64	-7,74	366,015

Πίνακας 3: Τιμές σχεδιασμού σεισμικών φορτίσεων(Kη) πεδίων 1-9

Πέδιλο	Υποστύλ.	ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ		ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ		
		Mψ,d	Mx,d	Hx,d	Hψ,d	Vo,d
1	1	-9,66	1,3	-29,07	18,26	109,31
2	2	41,77	41,13	-20,8	45,72	355,51
3	3,4,	203,3	43,3	-25,33	397,91	882,94
4	5	30,44	-16,2	5,83	18	346,99
5	6	-9,22	-14,3	-19,42	17,56	129,8
6	8,9	36,84	35,06	0,46	59,64	623,5
7	10	74,09	-0,43	-41,43	6,95	467,55
8	7,11,12	17,18	-96,92	45,08	58,94	787,21
9	13	63,38	3,8	5,55	-12,23	456,35

Αξιοσημείωτο είναι πως στις χαρακτηριστικές τιμές των κατακόρυφων φορτίσεων συμπεριλαμβάνονται το ίδιο βάρος των πεδίων και το βάρος του εδάφους πλήρωσης άνωθεν της θεμελίωσης όπως προτείνει ο Ευρωκώδικας 7 μέρος 1.

2 Έλεγχος εκκεντρότητας και υπολογισμός ενεργής επιφάνειας

2.1 Υπολογισμός κέντρου βάρους υποστυλώματος

Κέντρο βάρους ενός σώματος, ονομάζετε το σημείο εφαρμογής της δύναμης με τη οποία η γη έλκει το σώμα αυτό. Το χαρακτηριστικό του σημείο αυτού είναι ότι σε οποιαδήποτε θέση τοποθετηθεί το σώμα στο χώρο, το σημείο αυτό παραμένει σταθερό.

Όπως διαφαίνεται από το διαγραμμα 1 τα υποστυλώματα 2-3-4-5-10 παρουσιάζουν ασυμμετρία ως προς τις κάτοψης τους. Η ακριβής εύρεση του κεντροβαρικού άξονα δηλαδή του άξονα που διέπονται η ορθές, διατμητικές δυνάμεις και ροπές είναι απαραίτητη για το καθορισμό των εκκεντροτήτων που εμφανίζονται στα υποστυλώματα. Οι εκκεντρότητες των υποστυλωμάτων αποτελούν την απόσταση μεταξύ του κεντροβαρικού άξονα και το μέσο της πλευράς των υποστυλωμάτων.

2.1.1 Υπολογισμός κέντρου βάρους υποστυλώματος 2

Ο υπολογισμός του κέντρου βάρους του υποστυλώματος 2(Διάγραμμα 2)υπολογίζεται ως εξής:

Στατικές ροπές ως προς τον Ψ άξονα:

$$A_{ολ} \times X_{ολ} = A_1 \times X_1 + A_2 \times X_2$$

$$X_{ολ} = \frac{A_1 \times X_1 + A_2 \times X_2}{A_1 + A_2}$$

$$X_{ολ} = \frac{0,2125 \times 0,125 + 0,1375 \times 0,275}{0,2125 + 0,1375}$$

$$X_{ολ} = 0,1839 \text{ m}$$

Στατικές ροπές ως προς τον X άξονα:

$$A_{ολ} \times \Psi_{ολ} = A_1 \times \Psi_1 + A_2 \times \Psi_2$$

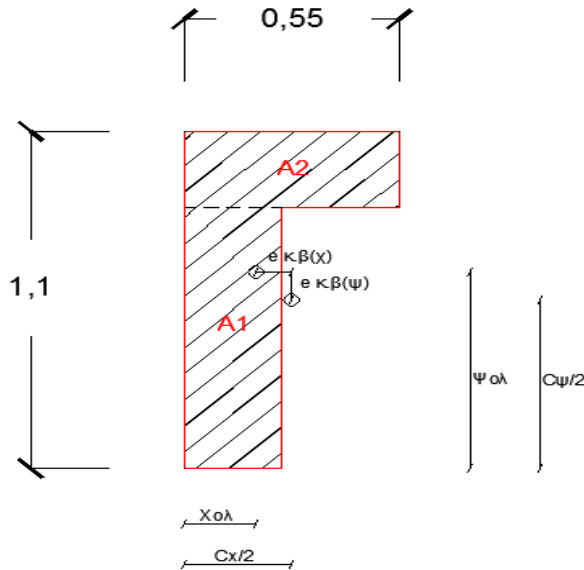
$$\Psi_{ολ} = \frac{A_1 \times \Psi_1 + A_2 \times \Psi_2}{A_1 + A_2}$$

$$\Psi_{ολ} = \frac{0,2125 \times 0,425 + 0,1375 \times 0,975}{0,2125 + 0,1375}$$

$$\Psi_{ολ} = 0,641 \text{ m}$$

$$e_{\kappa,\beta(x)} = X_{o\lambda} - \frac{C_x}{2} \Rightarrow e_{\kappa,\beta(x)} = 0,1839 - 0,55/2 = -0,0911 \text{ m}$$

$$e_{\kappa,\beta(\psi)} = \Psi_{o\lambda} - \frac{C_\psi}{2} \Rightarrow e_{\kappa,\beta(\psi)} = 0,641 - 1,1/2 = 0,091 \text{ m}$$



Διάγραμμα 2: Προσδιορισμός κέντρου βάρους κατά το χ και ψ άξονα υποστυλώματος 2

2.1.2 Κέντρο βάρους υποστυλωμάτων 1-13

Όπως προαναφέρθηκε τα υποστυλώματα 2-3-4-5-10 παρουσιάζουν ασυμμετρία ως προς τις κάτοψης τους. Οι εκκεντρότητες τους παρουσιάζονται στο Πίνακα 4.

Πίνακας 4: Κέντρο βάρους υποστυλωμάτων 2,3,4,5,10

Υποστώλιωμα	Αολ	A1	A2	X1	X2	Ψ1	Ψ2	Χολ	ψολ	εκ.β(χ)	εκ.β(ψ)
1										0	0
2	0,35	0,1375	0,2125	0,275	0,125	0,975	0,425	0,1839286	0,641071429	-0,09107	0,091071
3	0,3875	0,1375	0,25	0,275	0,425	0,125	0,5	0,3717742	0,366935484	0,09677	-0,25806
4	0,3875	0,2	0,1875	0,4	0,125	0,125	0,5	0,2669355	0,306451613	-0,13306	-0,19355
5	0,3375	0,1375	0,2	0,275	0,425	0,925	0,4	0,3638889	0,613888889	0,08889	0,088889
6										0	0
7										0	0
8										0	0
9										0	0
10	0,3375	0,1375	0,2	0,275	0,425	0,125	0,625	0,3638889	0,421296296	0,08889	-0,0787
11										0	0
12										0	0
13										0	0

2.2 Υπολογισμός εκκεντρότητας πεδίου

Όπως είναι γνωστό, στα θεμέλια υποβάλλονται κάθετες, πλευρικές δυνάμεις και ροπές. Οι πλευρικές δυνάμεις και ροπές έχουν ως αποτέλεσμα το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης στη στάθμη της επιφάνειας του θεμελίου να απέχει από το γεωμετρικό κέντρο του θεμελίου, δηλαδή τη εμφάνιση εκκεντρότητας. Η εκκεντρότητα των θεμελίων προκαλεί άνισες τάσεις στο έδαφος, και κατά συνέπεια τη στροφή του πεδίου. Η στροφή λόγω εκκεντρότητας, δημιουργεί ανάπτυξη των τάσεων του εδάφους από τη μια πλευρά του θεμελίου και παράλληλα μείωση των τάσεων από την άλλη. Κατά συνέπεια μόλις η κατακόρυφη φόρτιση του θεμελίου φτάσει τη οριακή αντοχή του εδάφους να δημιουργείται αστοχία του εδάφους στη πλευρά της εκκεντρότητας.

2.2.1 Μεταφορά φορτίων στη στάθμη της επιφάνειας θεμελίωσης και υπολογισμός εκκεντροτήτων για το πέδιλο 2

Σκοπός της μεθοδολογίας αυτής είναι να υπολογίσει τη ισοδύναμη δύναμη F_{xz} στο σημείο K (Διάγραμμα 3)(Διάγραμμα 4) που θα δημιουργεί το ίδιο αποτέλεσμα με τη ομάδα δράσεων M,Q,N που δρουν στο σημείο O. Ταυτόχρονα πρέπει να ικανοποιείτε ισορροπία δυνάμεων και στις δυο κατευθύνσεις.

Ροπές ως προς το K_x :

$$e'(x) \times N_2 + Q_{2(x)} \times \frac{2}{3} \times h + M_{2(\psi)} = 0 \Rightarrow e'(x) = - \frac{Q_{2(x)} \times \frac{2}{3} \times h + M_{2(\psi)}}{N_2} \Rightarrow$$
$$\Rightarrow e'(x) = - \frac{7,41 \times \frac{2}{3} \times 0,7 + (-12,6)}{549,825} \Rightarrow e'(x) = 0,016 \text{ m}$$

Ροπές ως προς το K_ψ :

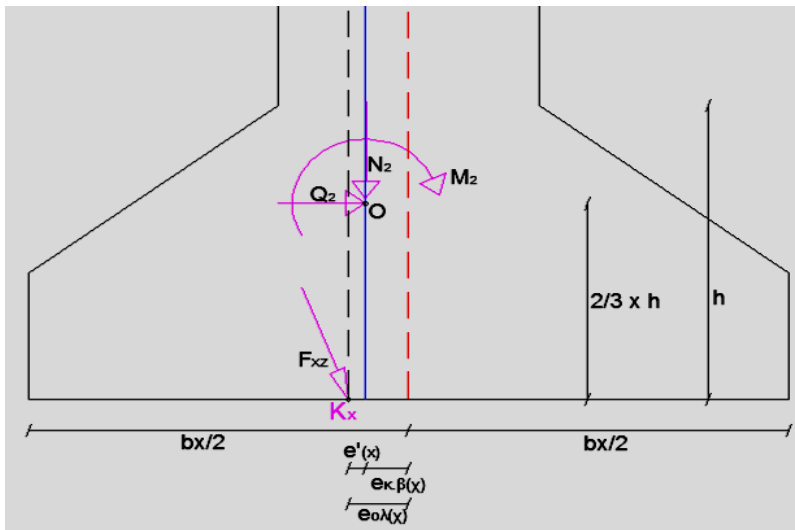
$$e'(\psi) \times N_2 + Q_{2(\psi)} \times \frac{2}{3} \times h + M_{2(x)} = 0 \Rightarrow e'(\psi) = - \frac{-Q_{2(\psi)} \times \frac{2}{3} \times h + M_{2(x)}}{N_2} \Rightarrow$$
$$\Rightarrow e'(\psi) = - \frac{-8,71 \times \frac{2}{3} \times 0,7 + (-9,12)}{549,825} \Rightarrow e'(\psi) = 0,0239 \text{ m}$$

Οι συνολικές εκκεντρότητες συνάγονται από το άθροισμα των εκκεντροτήτων του κέντρου βάρους και των αντίστοιχων εκκεντροτήτων που προκύπτουν από τη ομάδα

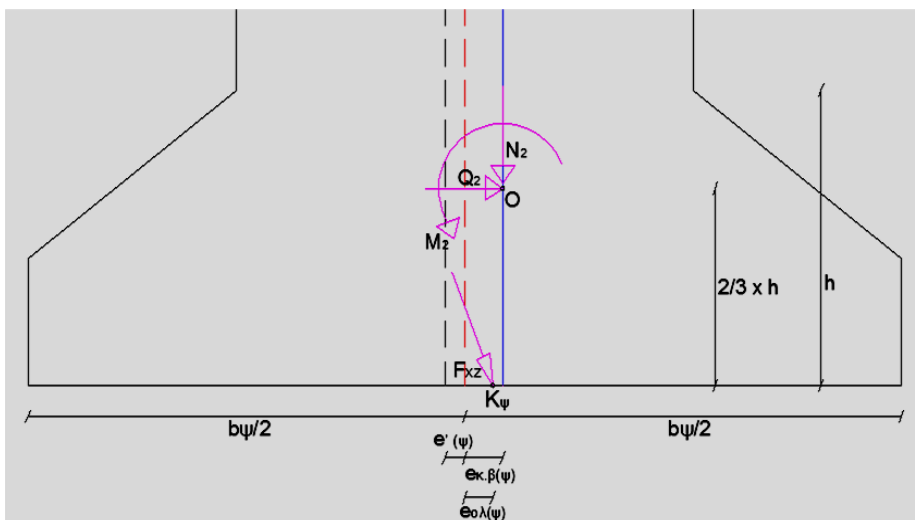
δράσεων M, Q, N . Το αρνητικό πρόσημο του $e'(x)$ και $e'(\psi)$ οφείλετε στη θεώρηση της ισοδύναμης δύναμης F_{xz} αριστερά του κεντροβαρικού άξονα.

$$e_{ολ(x)} = e_{κ,β(x)} + e'(x) \Rightarrow e_{ολ(x)} = -0,0911 - 0,016 \Rightarrow e_{ολ(x)} = -0,1076 \text{ m}$$

$$e_{ολ(\psi)} = e_{κ,β(\psi)} + e'(\psi) \Rightarrow e_{ολ(\psi)} = 0,091 - 0,0239 \Rightarrow e_{ολ(\psi)} = 0,0671 \text{ m}$$



Διάγραμμα 3: Μεταφορά φορτίων στη στάθμη της επιφάνειας θεμελίωσης κατά το X' άξονα θεμελίου 2



Διάγραμμα 4: Μεταφορά φορτίων στη στάθμη της επιφάνειας θεμελίωσης κατά το Ψ' άξονα θεμελίου 2

2.2.2 Συνολικές εκκεντρότητες των πεδίων 1-9

Οι συνολικές εκκεντρότητες των πεδίων(σε m) τόσο για τα στατικά φορτία όσο και για τα σεισμικά διαφαίνονται στο πίνακα 5.

Πίνακας 5 : Συνολικές εκκεντρότητες σεισμικών και στατικών φορτίσεων για πέδιλα 1-9

Πέδιλο	υποστυλωμα	ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ		ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ	
		e(ολ)χ	eψ	e(ολ)χ	eψ
1	1	-0,038751677	0,132274326	-0,212478273	-0,066062879
2	2	-0,107698537	0,067087434	-0,000881748	0,146749187
3	3,4	0	-0,192738667	0	-0,306076084
4	5	0,054022196	0,173473207	0,184455524	0,017993474
5	6	0,021183381	-0,09607947	-0,140852594	-0,173302517
6	8,9	0	-0,007296904	0,059430099	0,011592622
7	10	0,111622392	-0,034394779	0,069398742	-0,081031483
8	7,11,12	0,017468403	-0,53	0,048547825	0
9	13	0,064401732	-0,035293636	0,144560096	0,020833425

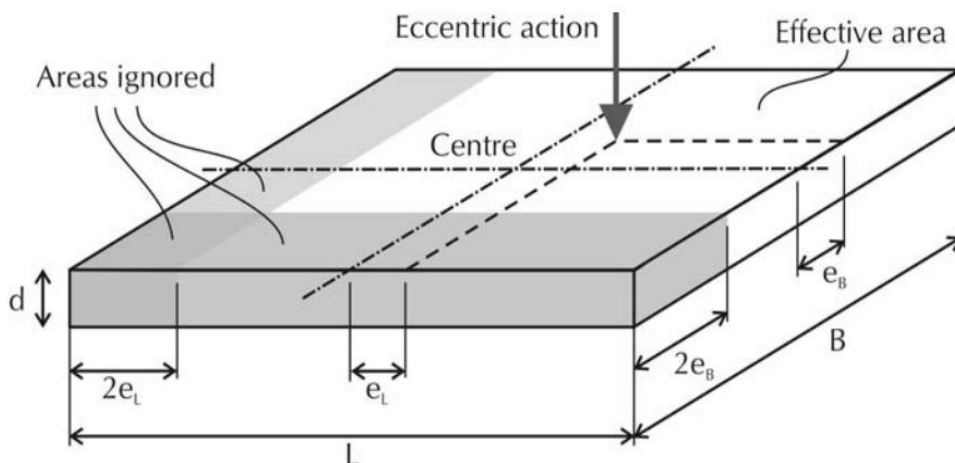
2.3 Έκκεντρη αξονική φόρτιση και ενεργός επιφάνεια θεμελίωσης

Όπως έχει ειπωθεί, η ικανότητα των θεμελίων να μεταφέρουν τις φορτίσεις μειώνεται δραματικά όταν η συνισταμένη των φορτίσεων εφαρμόζεται σε απόσταση από το κέντρο του θεμελίου. Η ύπαρξη εκκεντρότητας, μπορεί να έχει ως αποτέλεσμα τη μη επαφή των άκρων του υποστυλώματος με το έδαφος. Για να αποφευχθεί αυτό οι Bond-Harris προτείνουν, η εκκεντρότητα των δράσεων από το κέντρο του πέδιλου να βασίζετε στα παρακάτω όρια:

$$e_B \leq \frac{B}{6} \quad \text{και} \quad e_L \leq \frac{L}{6}$$

όπου B και L είναι το αντίστοιχο πλάτος και μήκος και e_B , e_L οι εκκεντρότητες στις αντίστοιχες κατευθύνσεις B και L.

Πρέπει να σημειωθεί πως ο Ευρωκωδικά 7 μέρος 1 προτείνει η εκκεντρότητα να μη ξεπερνά το 1/3 του αντίστοιχου πέδιλου. Ωστόσο, αυτή η άποψη θεωρείται πως πρέπει να δοκιμαστεί στη πράξη προτού χρησιμοποιηθεί ευρέως. Προς τη μεριά της ασφάλειας στη παρούσα διπλωματική χρησιμοποιείται η θεώρηση των Bond-Harris.



Διάγραμμα 5: Ενεργός επιφάνεια μεμονωμένου πεδύλου. «πηγή:Decoding Eurocode 7»

Επιπρόσθετα ο υπολογισμός της οριακής αντοχής εδάφους γίνεται με τη υπόθεση πως οι δράσεις ασκούνται στο κέντρο ενός μικρότερο πεδύλου. Το πραγματικό θεμέλιο μειώνεται σε ένα ενεργό θεμέλιο(Διάγραμμα 5)που μπορεί να υπολογιστεί από :

$$A' = B' \times L' = (B - 2 e_B) \times (L - 2 e_L)$$

Όπου B' , L' ενεργός πλάτος και μήκος αντίστοιχα.

2.3.1 Έλεγχος εκκεντρότητας και ενεργός επιφάνεια θεμελίωσης πεδύλου

2

Με βάση την θεώρηση των Bond-Harris η εκκεντρότητα του πεδύλου 2 πρέπει να ελεγχθει ως προς το μέγεθος του θεμελίου ως εξής:

$$e_{ολ(\chi)} = -0,1076 \text{ m} \leq \frac{bx}{6} = \frac{1,6}{6} = 0,266 \text{ m} \quad \text{ok.}$$

$$e_{ολ(\psi)} = 0,0671 \text{ m} \leq \frac{b\psi}{6} = \frac{3}{6} = 0,5 \text{ m} \quad \text{ok.}$$

Όπου bx και $b\psi$ η διάσταση του πεδύλου προς τη κατεύθυνση χ και ψ αντίστοιχα.

Ως ενεργό μήκος και πλάτος αντίστοιχα ορίζεται:

$$L' = (b_\psi - 2 e_{ολ(\psi)}) = 3 - 2 \times 0,0671 = 2,86 \text{ m}$$

$$B' = (b_x - 2 e_{\alpha(\chi)}) = 1,6 - 2 \times 0,1076 = 1,38 \text{ m}$$

Συνεπώς η ενεργός επιφάνεια του πέδιλου είναι:

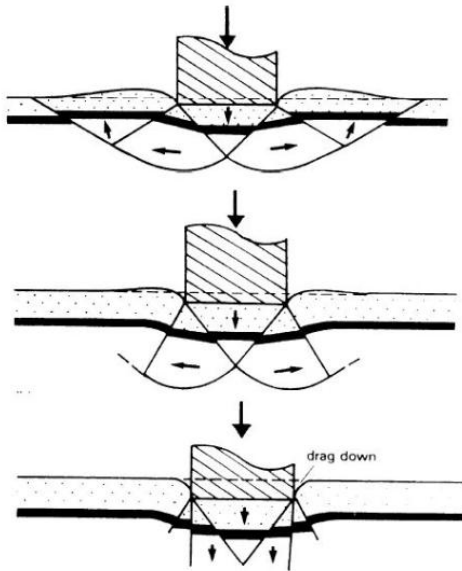
$$A' = (b_x - 2 e_{\alpha(\chi)}) \times (b_\psi - 2 e_{\alpha(\psi)}) = 1,38 \times 2,86 = 3,96 \text{ m}^2.$$

3 Φέρουσα ικανότητα του εδάφους

3.1 Αστοχία εδάφους

Ως αστοχία ορίζεται η ενεργοποίηση όλης της διατμητικής αντοχής του εδάφους, η οποία συνοδεύεται από μεγάλες και εκτεταμένες καθιζήσεις. Ο μηχανισμός αυτός αστοχίας εξαρτάτε από τα χαρακτηριστικά του εδάφους(πυκνότητα, ειδικό βάρος, γωνία τριβής, συνοχή) από προϋπάρχουσες-εσωτερικές τάσεις του εδάφους, από το ποσοστό υγρασίας (υδάτινη κατάσταση) του εδάφους, και από τα φυσικά χαρακτηριστικά του θεμελίου(σχήμα, μέγεθος, βάθος, τραχύτητα).

Η αστοχία του εδάφους εκδηλώνετε με ένα από τους τρεις μηχανισμούς αστοχίας(Διάγραμμα 6), αστοχία λόγο γενικής θραύσης, τοπικής θραύσης και διάτμησης. Κατά τη γενική θραύση το πέδιλο καθιζάνει και η επιφάνεια του εδάφους περιμετρικά του υποστυλώματος ανυψώνετε. Παράλληλα, παρατηρείται ξαφνική αστοχία που συνοδεύετε από απότομη καθίζηση και συνήθως από στροφή του πέδιλου. Κατά τη διάτμηση η θεμελίωση παρουσιάζει μεγάλη καθίζηση χωρίς να αναπτύσσεται πλήρη επιφάνεια αστοχίας. Κάτω από τη θεμελίωση δημιουργείται μια σφήνα, η οποία συμπιέζεται και ολισθαίνει μέσα στο έδαφος. Η αστοχία οφείλετε στη σταδιακή αύξηση της καθιζήσεις και συνήθως δεν συνοδεύεται από μεγάλη στροφή. Τέλος, η τοπική θραύση αποτελεί μια ενδιάμεση κατάσταση. Οι επιφάνειες αστοχίας εμφανίζονται τοπικά μονό στη περιοχή κάτω από τη θεμελίωση χωρίς να φτάνουν στη επιφάνεια του εδάφους. Η θεμελίωση καθιζάνει χωρίς να εμφανίζεται μεγάλη ανύψωση του εδάφους.



Διάγραμμα 6: Τρόποι αστοχίας θεμελίου(γενική θραύση, τοπική θραύση και διάτρηση).«πηγή: slideplayer.com»

3.2 Φέρουσα ικανότητα και φέρουσα αντίσταση

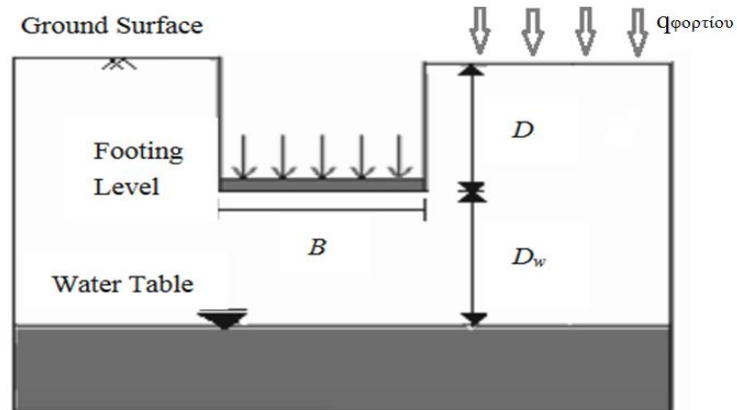
Φέρουσα ικανότητα, q_{ult} , είναι τάση που ασκείται στο έδαφος από το θεμέλιο ώστε να προκληθεί αστοχία γενικής θραύσης. Η φέρουσα αντίσταση R είναι η δύναμη που εφαρμόζεται στην επιφάνεια θεμελίωσης, ώστε να προκληθεί η ίδια συνθήκη αστοχίας, η οποία αναφέρεται ως οριακή κατάσταση αστοχίας.

Ο Terzaghi (1948) όρισε τη οριακή κατάσταση αστοχίας για επιφανειακό, άκαμπτο, συνεχές θεμέλιο εδρασμένο σε ομοιογενές στρώμα εδάφους. Η αστοχία στη επιφάνεια του εδάφους λόγω οριακής φέρουσας ικανότητας βασίζετε στη θεώρηση του Terzaghi ότι επιφάνεια αστοχίας του εδάφους κάτω από τη θεμελίωση μπορεί να χωριστεί σε τρεις ζώνες(Διάγραμμα 7):

1. Ζώνη abc : Τριγωνική ελαστική ζώνη που τοποθετείτε ακριβώς κάτω από τη επιφάνεια θεμελίωσης. Η κλίση της πλευρά ac και bc ως προς τη επιφάνεια θεμελίωσης είναι $\alpha = 45 + \phi/2$ (από Meyerhof's)
2. Ζώνη bcf : Κυκλική ζώνη διάτμησης κατά Prandtl's

$$q = \gamma \times D + q_{\text{φορτίου}}$$

όπου D το βάθος θεμελίωσης και γ το φαινόμενο ειδικό βάρος

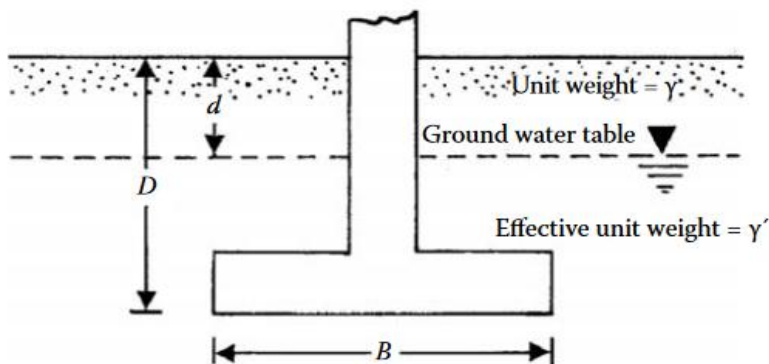


Διάγραμμα 8 : Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα κατάντη της στάθμης θεμελίωσης. «πηγή: Study on the

Στη περίπτωση (Διάγραμμα 9) όπου η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται ανάντη της επιφάνειας θεμελίωσης η εξίσωση της επιφορτίσης διαμορφώνεται ως εξής:

$$q = \gamma \times D + \gamma' \times (D - d) + q_{\text{φορτίου}}$$

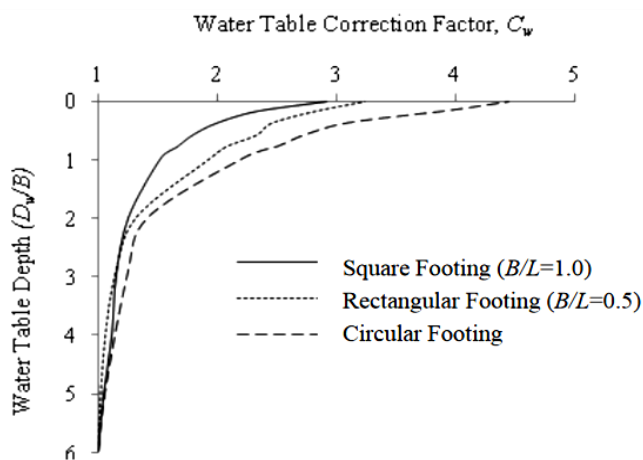
όπου γ ενεργό ειδικό βάρος, d βάθος υδροφόρου ορίζοντα και $q_{\text{φορτίου}}$ η επιφορτίση εδαφους



Διάγραμμα 9: Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα ανάντη της στάθμης θεμελίωσης. «πηγή: shallow foundation .Braja M.Das »

Πρέπει να σημειωθεί πως είναι απαραίτητη τόσο η γνώση του βάθους του υδροφόρου ορίζοντα όσο και η πρόβλεψη για μελλοντική μεταβολή του υδροφόρου ορίζοντα κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Όπως υπόδειξε ο Terzaghi όταν άμμος σε ξηρή κατάσταση διαβροχή μειώνεται το μέτρο ελαστικότητας του ως και 50% της αρχικής ξηρής κατάστασης. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η καθίζηση του εδάφους να διπλασιάζεται.

Συνεπώς για αποφυγή μεγάλων καθιζήσεων προτάθηκε από διάφορους ερευνητές (Terzaghi and Peck 1948, Teng 1962, Alpan 1964, Bazaraa 1967) όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα αυξάνεται σε κάποιο βάθος κάτω από το πέδιλο, να χρησιμοποιείτε διορθωτικός συντελεστής όπου πολλαπλασιάζετε με τη αντίστοιχη καθίζηση του εδάφους. Στο Διάγραμμα 10 φαίνεται ο λόγος του βάθους υδροφόρου ορίζοντα με το πλάτος του θεμελίου και ο αντίστοιχος διορθωτικός συντελεστής.



Διάγραμμα 10: Διορθωτικός συντελεστής υδροφόρου ορίζοντα για πυκνή άμμο. «πηγή: Study on the influence of ground water level on foundation settlement in cohesionless soil»

3.4 Συντελεστές ασφαλείας

Κατά το σχεδιασμό ενός πέδιλο στη οριακή αντοχή, οι ασκούμενες φορτίσεις δε επιτρέπεται να πλησιάζουν τη μέγιστη διαθέσιμη οριακή αντοχή του εδάφους. Αυτό συμβαίνει, επειδή ο σχεδιασμός θεμελίων πρέπει να περιλαμβάνει ένα περιορισμό ασφαλείας έναντι της αστοχίας. Ο EC7 παραθέτει τους συντελεστές ασφαλείας τόσο για στραγγιζόμενες (M1) συνθήκες εδάφους όσο και για αστράγγιστες (M2). Οι παρακάτω πίνακες (Πίνακας 6)(Πίνακας 7)(Πίνακας 8)περιέχουν τους συνδυασμούς ασφαλείας

για τους συνδυασμούς δράσεων, για οριακή κατάσταση αστοχίας και για τα χαρακτηριστικά του εδάφους.

Πίνακας 6: Μερικοί συντελεστές (γ_{ϕ}) δράσεων. «πηγή: Ευρωκώδικας EN1997-1.table 3.3.1»

Action		Symbol	Set	
			A1	A2
Permanent	Unfavourable	γ_G	1,35	1,0
	Favourable		1,0	1,0
Variable	Unfavourable	γ_Q	1,5	1,3
	Favourable		0	0

Πίνακας 7: Μερικοί συντελεστές (γ_r) οριακής αντοχής και ολίσθησης .«πηγή:Ευρωκωδικας EN1997-1.table 3.3.2»

Resistance	Symbol	Set		
		R1	R2	R3
Bearing	γ_{Rv}	1,0	1,4	1,0
Sliding	γ_{Rh}	1,0	1,1	1,0

Πίνακας 8: Μερική συντελεστές (γ_m) εδαφικών παραμέτρων.«πηγή: Ευρωκωδικας EN1997-1.table 3.3.2»

Soil parameter	Symbol	Value	
		M1	M2
Shearing resistance	γ_{ϕ}^1	1,0	1,25
Effective cohesion	γ_c	1,0	1,25
Undrained strength	γ_{cu}	1,0	1,4
Unconfined strength	γ_{qu}	1,0	1,4
Effective cohesion	γ_c	1,0	1,4
Weight density	γ_Y	1,0	1,0

¹ This factor is applied to $\tan \phi'$

3.5 Συντελεστές επιρροής

3.5.1 Συντελεστές σχήματος

Η αρχική εξίσωση του Terzaghi διατυπώθηκε για μια επιμήκη θεμελίωση, όπου υποτίθεται διάτμηση μόνο σε δυο διαστάσεις. Ωστόσο σε ορθογώνια θεμέλια η διάτμηση του εδάφους συμβαίνει και στα άκρα, δημιουργώντας μια αύξηση λόγω “επίδρασης του άκρου”. Αυτές τις επιδράσεις προσεγγίζονται με ημιεμπυρικό τρόπο στη εξίσωση Terzaghi με τη χρήση των συντελεστών s_c και s_q .

Ο συντελεστής σχήματος s_γ δίνει τη μείωση της φέρουσας ικανότητας λόγω σχήματος εξαιτίας του μειωμένου πλευρικού περιορισμού του εδάφους στα άκρα ορθογωνίου και κυκλικού θεμέλιου. Ο EC7 παραθέτει το Πίνακας 9, για το υπολογισμό των συντελεστών σχήματος s_c , s_q και s_γ .

Πίνακας 9: Συντελεστής σχήματος. «πηγή:Ευρωκωδικας EN1997-1:2004»

Σχήμα θεμελίου	s_c		s_q	s_γ
Λωρίδα	1.0		1.0	1.0
Ορθογώνιο	Στραγγιζόμενες συνθήκες	$(s_q N_q - 1)/(N_q - 1)$	$1 + (B' / L') \sin\phi$	$1 - 0.3 B' / L'$
	Αστράγγιστες συνθήκες	$1 + 0.2 B' / L'$		
Κύκλος ή τετράγωνο	Στραγγιζόμενες συνθήκες	$(s_q N_q - 1)/(N_q - 1)$	$1 + \sin\phi$	0.7
	Αστράγγιστες συνθήκες	1.2		

3.5.2 Συντελεστής κλίσης θεμελίωσης

Στη περίπτωση που το εδρασμένο θεμέλιο κατασκευάζεται υπό γωνία α (ακτίνα) η εξίσωση της φέρουσας ικανότητας τροποποιείται με τους συντελεστές κλίσης b_c, b_q, b_γ . Όταν παρουσιάζετε μηδενική γωνία οι αντίστοιχοι συντελεστές κλίσης ισούνται με τη μονάδα. Στο Πίνακας 10 παρουσιάζονται οι συντελεστές κλίσης θεμελίωσης για αστράγγιστες και στραγγιζόμενες συνθήκες.

Πίνακας 10: Συντελεστής κλίσης θεμελίωσης. «πηγή: Ευρωκωδικας EN1997-1:2004»

	b_c	b_q	b_γ
Αστράγγιστες συνθήκες	$1 - \frac{2\alpha}{(\pi + 2)}$	1.0	—
Στραγγιζόμενες συνθήκες	$b_q - \frac{(1 - b_q)}{(N_c \tan \varphi)}$	$(1 - \alpha \cdot \tan \varphi)^2$	

3.5.3 Συντελεστής κεκλιμένου φορτίου

Ο EC7 προτείνει μια μέθοδο υπολογισμού της κλίσης περιστροφής έκκεντρα φορτισμένου θεμελίου. Θεωρώντας γραμμική κατανομή της φέρουσας πίεσης στη επιφάνεια θεμελίωσης μπορούν να υπολογιστούν οι καθιζήσεις στις ακμές του θεμελίου και με αυτόν το τρόπο η γωνία περιστροφής.

Η “περιστροφή” του θεμελίου δημιουργεί άνισες τάσεις στο πέδιλο με αποτέλεσμα τη μείωση φέρουσας ικανότητας. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με τη εφαρμογή των συντελεστών κλίσης i_c , i_q , i_γ όπως διαφαίνεται στο Πίνακας 11.

Πίνακας 11: Συντελεστής κεκλιμένου φορτίου. «πηγή: Ευρωκωδικας EN1997-1:2004»

Τιμή φ	i_c	i_q	i_γ
$\varphi = 0$ Αστράγγιστη άργιλος	$0.5 + 0.5 \sqrt{(1 - H/A'c_u)}$	1.0	1.0
$\varphi > 0$ Στραγγισμένη άργιλος Άμμος	$i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_c \tan \varphi)}$	$\left[1 - \frac{H}{V_T + B'L'c' \cot \varphi}\right]^m$	$\left[1 - \frac{H}{V_T + B'L'c' \cot \varphi}\right]^{m+1}$
Εκθέτης m	Για οριζόντιο φορτίο που ασκείται κατά μήκος του μικρού άξονα (πλευρά B') χρησιμοποιήστε $m = m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$		
	Για οριζόντιο φορτίο που ασκείται κατά μήκος του μεγάλου άξονα (πλευρά L') χρησιμοποιήστε $m = m_L = \frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'}$		
	Για οριζόντιο φορτίο που ασκείται υπό γωνία θ με τον μεγάλο άξονα L' χρησιμοποιήστε $m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$		

3.5.4 Συντελεστής σχήματος, κλίσης και κεκλιμένου φορτίου θεμελίου 2

Για το υπολογισμό του συντελεστή σχήματος(S_c) χρησιμοποιείτε ο τύπος του Πίνακα 9 για αστράγγιστες συνθήκες εδάφους($\phi=0$). Όπως ορίζεται στο πίνακα χρησιμοποιούνται οι ενεργές αποστάσεις μήκους και πλάτους όπως υπολογίστηκαν προηγουμένως. Για τη κλίση φορτίου όπου παρατίθεται στο Πίνακα 11 λαμβάνετε υπόψη η ενεργός επιφάνεια του θεμελίου(A')και χρησιμοποιείτε η μέγιστη οριζόντια δύναμη(H_{max})(μεταξύ των χ και το ψ άξονα)(από Πίνακα 2) η οποία προσδίδει το δυσμενέστερο δυνατό αποτέλεσμα στη οριακή αντοχή. Η γωνία κλίσης του θεμελίου(α) για το σύνολο των θεμελίων είναι ίση με μηδέν και συνεπώς το bc ισούται με μονάδα.

$$S_c = 1 + 0,2 \times \frac{B'}{L'} \quad \Rightarrow \quad S_c = 1 + 0,2 \times \frac{1,385}{2,865} = 1,096$$

$$I_c = \frac{1}{2} \times \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H_{max}}{A' \times C_u}} \right) \Rightarrow \quad I_c = \frac{1}{2} \times \left(1 + \sqrt{1 - \frac{8,715}{3,97 \times 50}} \right) = 0,988$$

$$bc = 1 - \frac{2\alpha}{(\pi+2)} = 1$$

3.5.5 Συντελεστής σχήματος, κλίσης και κεκλιμένου φορτίου θεμελίων 1-9

Το σύνολο των συντελεστών για τα στατικά φορτία και τα σεισμικά των θεμελίων 1-9 επισυνάπτονται στο Πίνακα 12.

Πίνακας 12: Συντελεστής σχήματος, κλίσης και κεκλιμένου φορτίου θεμελίων 1-9

Πέδιλο	Στατικές			Σεισμικές		
	bc	Sc	ic	bc	Sc	ic
1	1	1,1159	0,9525	1	1,0749	0,8991
2	1	1,0966	0,9888	1	1,1181	0,944
3	1	1,0886	0,9623	1	1,0799	0,7597
4	1	1,1453	0,9708	1	1,1253	0,9612
5	1	1,1153	0,95	1	1,099	0,9392
6	1	1,1574	0,9764	1	1,1184	0,9473
7	1	1,1561	0,9832	1	1,1514	0,9511
8	1	1,0752	0,9871	1	1,0592	0,9689
9	1	1,1848	0,962	1	1,1946	0,97924

Όπως γίνεται αντιληπτό, οι σεισμικές φορτίσεις τείνουν να προκαλούν μικρότερες τιμές I_c από ότι τα στατικά φορτία. Αυτό προκύπτει από τις αυξημένες οριζόντιες φορτίσεις (H_{max}) που αναπτύσσονται λόγω σεισμικών δράσεων στο πέδιλο.

3.6 Φέρουσα ικανότητα αστράγγιστης φόρτισης

Κατά τη αστράγγιστη φόρτιση αργιλώδη εδαφών η γωνία τριβής λαμβάνεται ίση με μηδέν. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας να παίρνουν τιμές $N_c=5,14$, $N_q=1$, $N_\gamma =0$. Έτσι η εξίσωση φέρουσας ικανότητας θεμελίου να λαμβάνεται ως :

$$q_u = 5.14 C_u S_c b_c i_c + q$$

όπου C_u είναι η συνοχή (αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους) και q πλευρική επιφόρτιση στη στάθμη θεμελίωσης.

3.6.1 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας θεμελίου 2

Υπολογίζοντας τους συντελεστές σχήματος, κλίσης και κεκλιμένου φορτίου (S_c , b_c , i_c) και γνωρίζοντας από τα δεδομένα της γεωλογικής μελέτης τη (C_u) συνοχή του εδάφους και το ειδικό του βάρος μπορεί να υπολογιστεί η φέρουσα ικανότητα του εδάφους τόσο για τις μόνιμες όσο και για τις σεισμικές δράσεις. Όπως προαναφέρθηκε θεωρήθηκε πλάτος και μήκος πεδίου με σκοπό το έλεγχο επάρκειας της οριακής αντοχής ως προς τις φορτίσεις που επιβάλλονται από τη ανωδομή. Σε περίπτωση που η θεωρούμενες τιμές της επιφάνειας του θεμελίου δε επαρκούν για τη ασφαλή μεταφορά των φορτίσεων της ανωδομής στο έδαφος πρέπει να γίνει εκ νέου θεώρηση διαστάσεων πεδίου. Ακόμα σύμφωνα με το EC7 χρησιμοποιήθηκαν συντελεστές ασφαλείας στις τιμές των C_u , γ και γ_{Rv} (συντελεστής ασφαλείας αντίστασης σχεδιασμού) οι οποίες διαφέρουν για τα στατικά και τα σεισμικά φορτία.

3.6.1.1 Φέρουσα ικανότητα, αντίσταση σχεδιασμού και ποσοστό ικανοποίησης αντίστασης για στατικές δράσεις σχεδιασμού θεμελίου 2

Η αστράγγιστη φέρουσα ικανότητα για τις στατικές δράσεις είναι η εξής:

$$q_u = 5.14 \frac{C_u}{\gamma_c} S_c b_c i_c + \frac{\gamma}{\gamma_v} \times D \Rightarrow$$

$$q_u = 5.14 \times \frac{65}{1} \times 1 \times 1,096 \times 0,988 + \frac{18}{1} 1,5 = 390,35 \text{ kpa}$$

Η αντίσταση σχεδιασμού για στατικές δράσεις:

$$R_{dv} = \frac{A' \times q_u}{\gamma_{Rv}} \Rightarrow R_{dv} = \frac{3,97 \times 305,6}{1,4} = 1106,44 \text{ KN}$$

$$R_{dv} = 1106,44 \text{ KN} > V_d = 549,82 \text{ KN}$$

Ποσοστό ικανοποίησης αντίστασης σχεδιασμού στατικών δράσεων:

$$V_d / R_{dv} = 49,7 \% \Rightarrow R_{dv} / V_d = 2,01$$

3.6.1.2 Φέρουσα ικανότητα, αντίσταση σχεδιασμού και ποσοστό ικανοποίησης αντίστασης για σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεμελίου 2

Η αστράγγιστη φέρουσα ικανότητα για τις σεισμικές δράσεις είναι η εξής:

$$q_u = 5.14 \frac{C_u}{\gamma_c} S_c b_c i_c + \frac{\gamma}{\gamma_v} \times D \Rightarrow$$

$$q_u = 5.14 \times \frac{65}{1,25} \times 1 \times 1,118 \times 0,944 + \frac{18}{1} 1,5 = 313,24 \text{ KN/m}^2$$

Η αντίσταση σχεδιασμού για σεισμικές δράσεις:

$$R_{dv} = \frac{A' \times q_u}{\gamma_{Rv}} \Rightarrow R_{dv} = \frac{4,32 \times 244,08}{1} = 1354,99 \text{ KN}$$

$$R_{dv} = 1354,99 \text{ KN} > V_d = 355,51 \text{ KN}$$

Ποσοστό ικανοποίησης αντίστασης σχεδιασμού σεισμικών δράσεων:

$$V_d / R_{dv} = 26,23 \% \quad R_{dv} / V_d = 3,81$$

Όπως γίνεται κατανοητό από τα ποσοστά ικανοποίησης της αντίστασης σχεδιασμού(V_d / R_{dv}) για το πέδιλο 2, οι κρίσιμες φορτίσεις είναι αυτές των στατικών δράσεων.

3.7 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας θεμελίων 1-9

Για το σύνολο των πέδινων γίνεται υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας και αντίστοιχα τα ποσοστά ικανοποίησης αντίστασης. Με βάση αυτών των τιμών μπορεί να καθοριστεί η κρίσιμη φόρτιση(στατική ή σεισμική) με βάση της οποίας γίνεται ο σχεδιασμός των πεδίων. Σύμφωνα με το EC7-1 (6.6.2(16)) οι κατασκευές που θεμελιώνονται σε άργιλο θα πρέπει να υπολογίζεται ο λόγος της φέρουσας ικανότητας του εδάφους στην αρχική αστράγγιστη διατμητική αντοχή τους προς την εφαρμοζόμενη φόρτιση λειτουργικότητας. Αν ο λόγος είναι μικρότερος από 3, θα πρέπει να υπολογίζονται οι καθιζήσεις. Αν ο λόγος είναι μικρότερος από 2 οι υπολογισμοί θα πρέπει να περιλαμβάνουν τη επίδραση της μη γραμμικότητας της ακαμψίας. Από τα παραπάνω προκύπτει πως για το θεμέλιο 2 το ποσοστό ικανοποίησης αντίστασης για τις στατικές φορτίσεις είναι μεγαλύτερο του 2 και μικρότερο του 3, με αποτέλεσμα να χρήζει έλεγχο καθιζήσεων. Ομοίως για τα πέδιλα 1-9 όπως διαφαίνεται στο πίνακα 13-14 διαπιστώνεται η ανάγκη ή όχι για έλεγχο καθιζήσεων τόσο των στατικών όσο και των σεισμικών δράσεων.

Πίνακας 13: Φέρουσα ικανότητα ,αντίσταση σχεδιασμού, ποσοστό ικανοποίησης αντίστασης και κρίσιμη φόρτιση πέδινου υ 1-9 για στατικές δράσεις σχεδιασμού

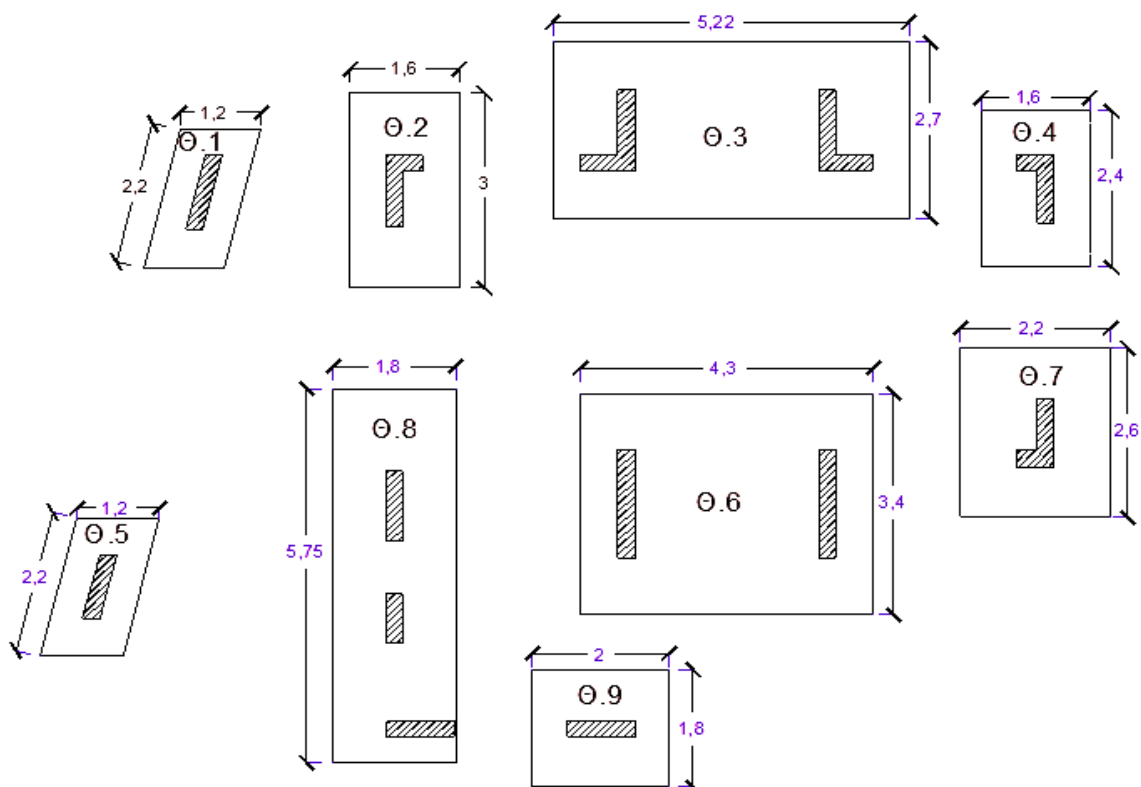
Πέδιλο	b_x (m)	b_ψ (m)	q_{op} (kpa)	R_{dv} (KN)	V_d (KN)	V_d/R_{dv} %	Κρίσιμη φόρτιση	Έλεγχος καθιζήσεων
1	1,2	2,2	386,51	599,79	275,73	45,97	Στατική	Απαραίτητος
2	1,6	3	390,38	1.106,44	549,83	49,69	Στατική	Απαραίτητος
3	5,22	2,7	380,41	3.282,85	1.622,15	49,41	Στατική	Απαραίτητος
4	1,6	2,4	401,25	877,89	304,56	34,69	Σεισμική	Απαραίτητος
5	1,2	2,2	385,61	640,20	311,57	48,67	Στατική	Απαραίτητος
6	4,3	3,4	406,86	4.230,57	2.082,39	49,22	Στατική	Απαραίτητος
7	2,2	2,6	408,44	1.459,77	649,35	44,48	Στατική	Απαραίτητος
8	1,8	5,75	382,82	2.263,60	1.048,35	46,31	Στατική	Απαραίτητος
9	2	1,8	411,52	951,23	366,02	38,48	Σεισμική	Απαραίτητος

Πίνακας 14: Φέρουσα ικανότητα ,αντίσταση σχεδιασμού, ποσοστό ικανοποίησης αντίστασης και κρίσιμη φόρτιση πέδλων 1-9 για σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

Πέδλο	b_x (m)	b_y (m)	Q_{op} (kra)	R_{dv} (KN)	V_d (KN)	V_d/R_{dv} %	Κρίσιμη φόρτιση	Έλεγχος καθιζήσεων
1	1,2	2,2	292,72	469,14	109,31	23,30	Στατική	ΟΧΙ
2	1,6	3	313,25	1.355,00	355,51	26,24	Στατική	ΟΧΙ
3	5,22	2,7	266,96	2.909,46	882,94	30,35	Στατική	ΟΧΙ
4	1,6	2,4	319,00	771,31	346,99	44,99	Σεισμική	Απαραίτητος
5	1,2	2,2	307,34	523,08	129,80	24,81	Στατική	ΟΧΙ
6	4,3	3,4	314,07	1.876,90	623,50	33,22	Στατική	ΟΧΙ
7	2,2	2,6	323,44	1.442,73	467,55	32,41	Στατική	ΟΧΙ
8	1,8	5,75	303,48	2.971,62	787,21	26,49	Στατική	ΟΧΙ
9	2	1,8	341,32	1.026,79	456,35	44,44	Σεισμική	Απαραίτητος

3.8 Σχεδιασμός θεμελίων 1-9

Στο Διάγραμμα 11 παρουσιάζεται η κάτοψη των πεδίων και των υποστυλωμάτων της κατασκευής. Ο σχεδιασμός της κάτοψης, έγινε με χρήση AutoCAD, περιλαμβάνει αρίθμηση των πεδίων και τις ανάλογες διαστάσεις μήκος και πλάτος για πέδιλα 1-9.



Διάγραμμα 11: Σχεδιασμός θεμελίων 1-9 σε κάτοψη.

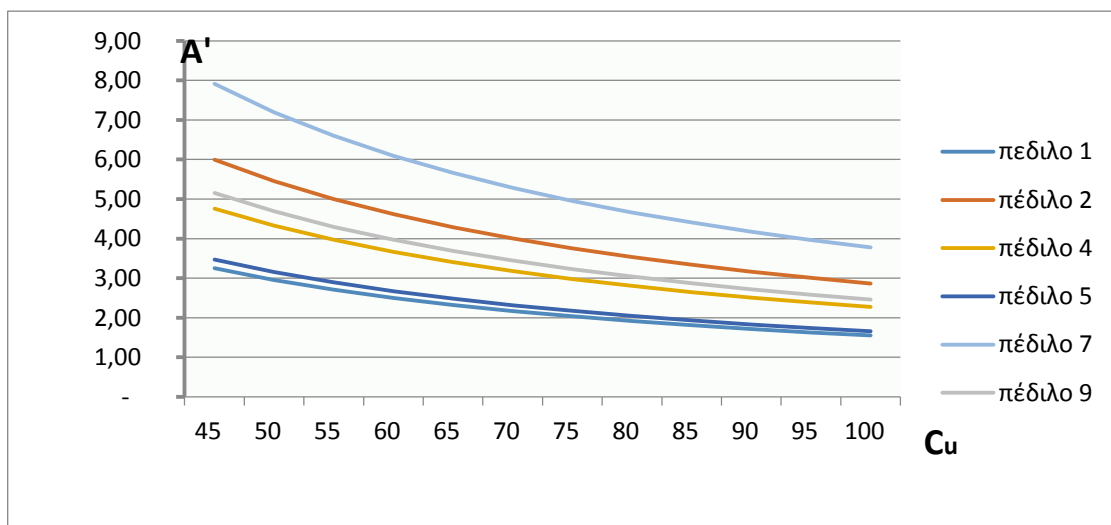
3.9 Μεταβολή της συνοχής και του ειδικού βάρους του εδάφους και η αντίστοιχη επίδραση στη ενεργό επιφάνεια θεμελίωσης

Κατά τη αστράγγιστη φόρτιση αργιλώδη εδαφών όπου θεωρείται γωνιά τριβής ίση με το μηδέν οι κύριοι συντελεστές που επιδρούν στο καθορισμό της φέρουσας ικανότητας είναι συνοχή και το ειδικό βάρος του εδάφους.

Θεωρώντας σταθερά τιμή αντίστασης σχεδιασμού (R_{dv}) για το σύνολο των πεδίων (πίνακας 13) και έχοντας σταθερή τιμή ειδικού βάρους ($=18 \text{Kn/m}^3$) και βάθος θεμελίωσης ($=1,5 \text{m}$) (συνεπώς και $q = \gamma D$) μπορεί να υπολογιστεί η ενεργός επιφάνεια θεμελίωσης για διάφορες τιμές συνοχής του εδάφους. Από το τύπο της αντίστασης σχεδιασμού και λύνοντας ως προς A προκύπτει:

$$R_{dv} = \frac{A' \times q_u}{\gamma_{RV}} \Rightarrow A' = \frac{R_{dv} \times \gamma_{RV}}{q_u} \Rightarrow A' = \frac{R_{dv} \times \gamma_{RV}}{5,14 \times c_u + q_u}$$

Με μοναδικούς αγνώστους το A , c_u της εξίσωσης και δίνοντας τιμές στο c_u από 45 kpa-100kpa υπολογίζεται η αντίστοιχη ενεργός επιφάνεια θεμελίωσης για τα πέδιλα 1,2,4,5,7,9. Στο διάγραμμα 12 φαίνεται η επίδραση της μεταβολής της συνοχής στη ενεργό επιφάνεια θεωρώντας σταθερό R_{dv} και κατ'επέκταση σταθερό λόγο ποσοστού ικανοποίησης αντίστασης σχεδιασμού (V_d / R_{dv}) για τα στατικά φορτία. Όπως γίνεται κατανοητό από το Διάγραμμα 12 και Πίνακας 15 η αύξηση της συνοχής επιφέρει παράλληλη σταδιακή μείωση της αναγκαίας ενεργούς επιφάνειας.



Διάγραμμα 12: Μεταβολή της συνοχής και επίδραση στη ενεργό επιφάνεια πέδων 1,2,4,5,7,9

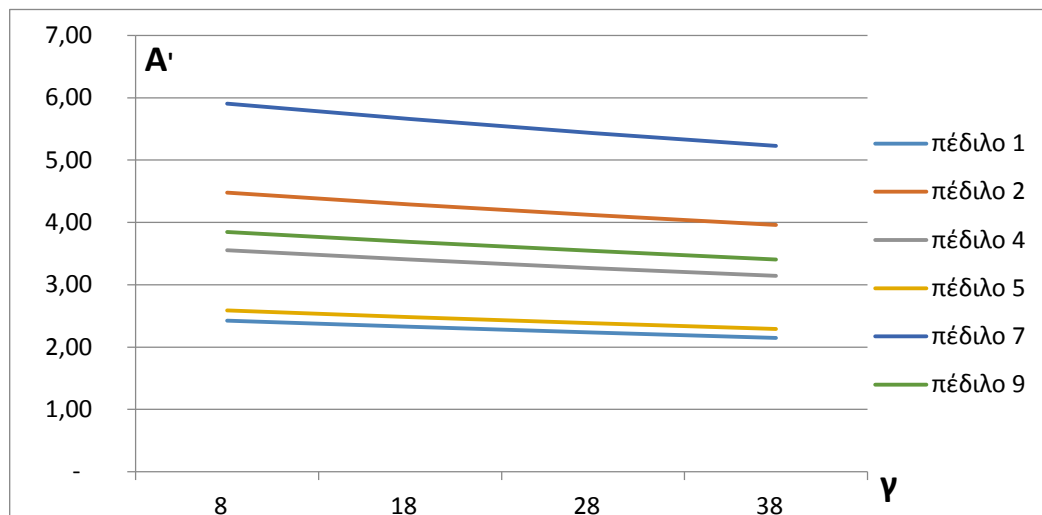
Πίνακας 15: Αναλυτικός πίνακας μεταβολής της συνοχής και επίδραση στη ενεργό επιφάνεια πεδίων 1,2,4,5,7,9

Cu(kpa)	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
A'πέδλου 1 (m ²)	3,25	2,96	2,71	2,50	2,33	2,17	2,04	1,92	1,81	1,72	1,63	1,55
A'πέδλου 2 (m ²)	6,00	5,45	5,00	4,62	4,29	4,00	3,76	3,53	3,34	3,16	3,01	2,86
A'πέδλου 4 (m ²)	4,76	4,33	3,97	3,66	3,40	3,18	2,98	2,80	2,65	2,51	2,39	2,27
A'πέδλου 5 (m ²)	3,47	3,16	2,89	2,67	2,48	2,32	2,17	2,05	1,93	1,83	1,74	1,66
A'πέδλου 7 (m ²)	7,91	7,20	6,60	6,09	5,66	5,28	4,95	4,66	4,41	4,17	3,97	3,78
A'πέδλου 9 (m ²)	5,16	4,69	4,30	3,97	3,69	3,44	3,23	3,04	2,87	2,72	2,58	2,46

Ομοίως θεωρώντας σταθερά τιμή αντίστασης σχεδιασμού(R_{dv}) για το σύνολο των πεδίων (πίνακας 13) και έχοντας σταθερή τιμή συνοχής(65kpa) και βάθος θεμελίωσης(=1,5m) μπορεί να υπολογιστεί η ενεργός επιφάνεια θεμελίωσης για διάφορες τιμές ειδικού βάρους του εδάφους. Λύνοντας ως προς Α προκύπτει:

$$R_{dv} = \frac{A' \times q_u}{\gamma R V} \Rightarrow A' = \frac{R_{dv} \times \gamma R V}{q_u} \Rightarrow A' = \frac{R_{dv} \times \gamma R V}{5,14 \times C_u + \gamma \times D}$$

Δίνοντας τιμές ειδικού βάρους 8,18,28 και 38 kN/m³ παρουσιάζεται στο Διάγραμμα 13 και πίνακα 17 η αντίστοιχη μεταβολή του Α.



Διάγραμμα 13: Μεταβολή του ειδικού βάρους και επίδραση στη ενεργό επιφάνεια πεδίων 1,2,4,5,7,9

Πίνακας 17: Αναλυτικός πίνακας μεταβολής του ειδικού βάρους και επίδρασης στη ενεργό επιφάνεια πεδίων 1,2,4,5,7,9

γ (kN/m ³)	8	18	28	38
A' πέδλου 1 (m ²)	2,43	2,33	2,23	2,15
A' πέδλου 2 (m ²)	4,48	4,29	4,12	3,96
A' πέδλου 4 (m ²)	3,55	3,40	3,27	3,14
A' πέδλου 5 (m ²)	2,59	2,48	2,38	2,29
A' πέδλου 7 (m ²)	5,90	5,66	5,43	5,23
A' πέδλου 9 (m ²)	3,85	3,69	3,54	3,41

4 Έλεγχος καθιζήσεων

4.1 Είδη καθιζήσεων θεμελίων

Κατά το σχεδιασμό ενός θεμελίου πρέπει να εξεταστεί η ασφάλεια τόσο για τη οριακή αντοχή του εδάφους όσο και για τη πιθανή υπερβολική καθίζηση του εδάφους. Η ολική καθίζηση ενός θεμελίου είναι αποτέλεσμα (ενός, ή και περισσότερων) των ακόλουθων καθιζήσεων :

- *Ελαστικές καθιζήσεις(S_e):* η καθίζηση αυτή είναι αποτέλεσμα είτε ελαστικών πιέσεων των εδαφών καταντι του θεμελίου είτε εξαιτίας μείωσης των κενών των πόρων (σε μη κορεσμένα εδάφη) λόγω απομάκρυνσης του αέρα. Σε συνεκτικά εδάφη σχεδόν όλες οι καθιζήσεις που είναι αποτέλεσμα της αύξησης των τάσεων είναι συνδεδεμένες με ελαστικές καθιζήσεις.
- *Καθίζηση από στερεοποίηση(S_c):* Καθίζηση από στερεοποίηση συμβαίνει όταν σε ένα κορεσμένο λεπτόκοκκο έδαφος ασκηθούν φορτία. Το νερό των πόρων αρχικά μεταφέρει τα ασκούμενα φορτία. Στη συνέχεια το νερό αρχίζει να απομακρύνεται από τους πόρους, με αποτέλεσμα να μειώνεται ο χώρος μεταξύ των κόκκων του εδάφους. Η διαδικασία αυτή μπορεί να είναι τόσο αργή όσο και γρήγορη και οδηγεί στη αποστράγγιση του εδάφους και στη μείωση της διαπερατότητας του. Τέλος η διαδικασία επιβραδύνεται και τελικά σταματά όταν οι υδροστατικές πιέσεις στους πόρους εξαλειφτούν.
- *Δευτερεύουσες ερπυστικές καθιζήσεις(S_s):* Μερικά εδάφη συνεχίζουν να καθιζάνουν και μετά το περάς της καθίζησης από στερεοποίηση. Οι καθιζήσεις αυτές είναι μικρές και συνήθως συμβαίνουν σε οργανικά εδάφη.

Η συνολική καθίζηση ενός θεμελίου μπορεί να εκφραστεί ως:

$$S_t = S_e + S_c + S_s$$

Στη κάθε περίπτωση θεμελίωσης, ένα ή και περισσότερα από τα είδη καθιζήσεων μπορεί να είναι μηδέν ή αμελητέο.

Αξιοσημείωτο είναι πως η ελαστική καθίζηση συμβαίνει λόγω παραμόρφωσης τόσο του ξηρού εδάφους όσο και του υγρού-κορεσμένου χωρίς καμία αλλαγή του ποσοστού υγρασίας. Αυτή μπορεί επιτευχτεί στα αμμουδερά, στα αργιλώδη ως και στα οργανικά εδάφη. Η καθίζηση από στερεοποίηση είναι μια ανεξάρτητη στο χρόνο διαδικασία η οποία επιτυγχάνεται σε εδάφη που βρίσκονται κάτω από το υδροφόρο ορίζοντα.

Πίνακας 18: Πιθανότητα ενεργής καθίζησης και καθίζησης στερεοποίησης διαφόρων τύπων εδαφών.

<i>Soil Type</i>	<i>Immediate Settlement</i>	<i>Consolidation Settlement</i>	<i>Secondary Compression</i>
Sands	Yes	No	No
Clays	Possibly	Yes	Possibly
Organic soils	Possibly (Yes)	Possibly (No)	Yes

Εμφανίζεται συνήθως στα αργιλικά και οργανικά εδάφη και όχι αμμώδη. Τέλος οι δευτερεύουσες καθιζήσεις επιτυγχάνονται σε οργανικά εδάφη και σπανιότερα σε αργιλικά(πίνακας 18).

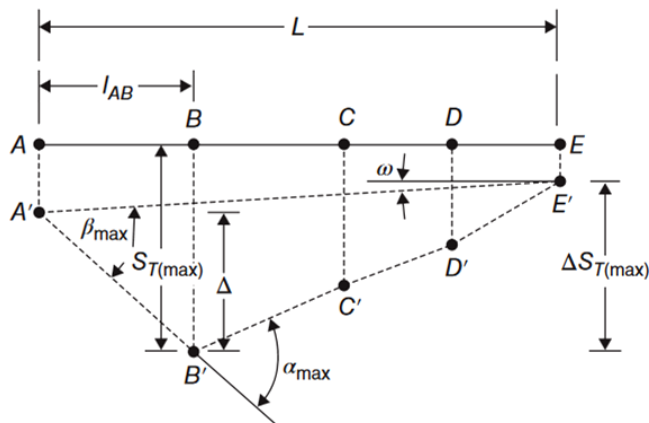
4.2 Επιτρεπτά όρια καθιζήσεων

Κατά τη θεωρία, δε προβλέπεται η δημιουργία σοβαρών καταστροφών όταν τα θεμέλια της κατασκευής καθιζάνουν ομοιόμορφα. Ωστόσο όταν οι καθιζήσεις ξεπερνούν κάποιες συγκεκριμένες τιμές μπορεί να δημιουργηθούν αισθητικά και λειτουργικά προβλήματα. Στη βιβλιογραφία διάφοροι μελετητές έχουν προτείνει μέγιστες συνολικές καθιζήσεις που γίνονται αποδεκτές. Ο Skempton και Mc Donald προτείνουν μέγιστη επιτρεπόμενη καθίζηση(S_{ta}) μεμονωμένων πέδινων για αργιλώδη εδάφη τα 75mm. Ο Polshin and Tokar για μεμονωμένα πέδιλα υποδεικνύουν μέγιστη επιτρεπόμενη καθίζηση τα 100mm. Ο EC7 μέρος 1(ANNEX-H) επιτρέπει πιο συντηρητικά, συνολικές καθιζήσεις ως και 50 mm για συνήθεις κατασκευές με ανεξάρτητες θεμελιώσεις.

Πρέπει να σημειωθεί πως πιο σοβαρά προβλήματα στις κατασκευές δημιουργούνται λόγω διαφορετικών καθιζήσεων των θεμελίων. Η διαφορική καθίζηση(ΔS_{ta}) μπορεί να υπολογιστεί ως η διαφορά μεταξύ δυο ‘γειτονικών’ θεμελίων. Έχει παρατηρηθεί από παρατηρήσεις υπαρκτών κτηρίων πως σπανίως η διαφορική καθίζηση ξεπερνά το 75% της συνολικής καθίζησης. Η κύρια αιτία των διαφορικών καθιζήσεων των θεμελίων είναι το γεγονός ότι το έδαφος σπανίως εμφανίζει απόλυτη ομοιογένεια. Στις περισσότερες περιπτώσεις χαρακτηριστικά του εδάφους όπως το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος του Poisson διαφέρουν από μέρος σε μέρος του γηπέδου. Επιπλέον σε

συνδυασμό με τις άνισες φορτίσεις που ασκούνται στα θεμέλια αναμένονται διαφορικές καθιζήσεις στα θεμέλια της κατασκευής.

Ο Skempton και Mc Donald (1955) μελέτησαν τις καθιζήσεις 98 κτηρίων, τα οποία στη πλειονότητα τους ήταν παλιές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ως αποτέλεσμα πρότειναν οριακές τιμές (πίνακας 19) για τη μέγιστη επιτρεπόμενη διαφορική καθίζηση ($\Delta S_{T(\max)}$), την ολική καθίζηση ($S_{T(\max)}$), και τη γωνία παραμόρφωσης (β) (Διάγραμμα 14) με σκοπό τη χρήση τους στις κατασκευές.



Διάγραμμα 14: Προσδιορισμός διαφορικής καθίζησης, ολικής καθίζησης και γωνία παραμόρφωσης. «πηγή: Das, 2011»

Πίνακας 19: Ανεκτά όρια καθιζήσεων σύμφωνα με Skempton και Mc Donald

Criterion	Isolated foundation	Rafts
Angular distortion (cracking), β_{\max}	1/300	
Greatest differential settlement, $\Delta S_{T(\max)}$		
Clays	45 (35)*	
Sands	32 (25)	
Maximum total settlement, $S_{T(\max)}$		
Clays	75	75–125 (65–100)
Sands	50	50–75 (35–65)

* Recommended values are in the parentheses.

4.3 Ελαστική καθίζηση

Ο Janbu, Bjerrum & Kjaernsli(1959) πρότειναν μια γενική εξίσωση για το υπολογισμό της μέσης ελαστικής καθίζησης(S) εύκαμπτου θεμελίου τοποθετούμενο σε κορεσμένη άργιλο. Η σχέση αυτή ενσωματώνει τη επιρροή του βάθους θεμελίωσης (Df) και τη πιθανότητα ύπαρξης μιας διαφορετικής στρώσης εδάφους σε κάποιο βάθος κάτω από τη επιφάνεια θεμελίωσης. Οι Christian and Carrier τροποποίησαν τους συντελεστές μ_1 και μ_2 της σχέσης όπως φαίνονται στους πίνακες 20-21. Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην ελαστική θεωρία και είναι αυτή που συνιστά ο EC7-1. Η εξίσωση είναι:

$$S = \mu_1 \times \mu_2 \times \frac{\Delta q \times b x}{E} \times (1-\nu^2)$$

Όπου μ_1 συντελεστές βάθους θεμελίωσης, μ_2 συντελεστές πάχους συμπίεσης στρώσης, $b x$ πλάτος μικρότερης πλευράς, E μέτρο ελαστικότητας υπό αστράγγιστες συνθήκες και $\Delta q = \frac{Gk + Qk}{A'} - \gamma \times D$

Πίνακας 20: Επίδραση του λόγου D/B(βάθος θεμελίωσης /πλάτος πέδιλου) στο μ_1 .« πηγή: Braja M.

D_f/B	μ_1
0	1.0
2	0.9
4	0.88
6	0.875
8	0.87
10	0.865
12	0.863
14	0.860
16	0.856
18	0.854
20	0.850

Πίνακας 21: Επίδραση του λόγου H/B(πάχος συμπίεστης στρώσης/πλάτος πέδιλου) και L/B(μήκος προς πλάτος πέδιλου)στο μ_2 .« πηγή: Braja M. Das-Shallow Foundations»

Variation of μ_2 with H/B and L/B [Equation (5.36)]

H/B	L/B					
	Circle	1	2	5	10	∞
1	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
2	0.47	0.53	0.63	0.64	0.64	0.64
4	0.58	0.63	0.82	0.94	0.94	0.94
6	0.61	0.67	0.88	1.08	1.14	1.16
8	0.62	0.68	0.90	1.13	1.22	1.26
10	0.63	0.70	0.92	1.18	1.30	1.42
20	0.64	0.71	0.93	1.26	1.47	1.74
30	0.66	0.73	0.95	1.29	1.54	1.84

4.3.1 Υπολογισμός ελαστικής καθίζησης θεμελίου 2

Για το υπολογισμό της ελαστικής καθίζησης του θεμελίου 2 αλλά και των υπολοίπων θεμελίων της κατασκευής, εφαρμόστηκε η γενικευμένη εξίσωση του Janbu, Bjerrum & Kjaernsli(1959) . Από τους πίνακες 20-21 των Christian and Carrier προσδιορίζεται για θεμελίου 2 το μ_1 και μ_2 ως εξής:

$$D / B = 1,5/1,6 = 0,93 \Rightarrow \mu_1 = 0,96$$

$$H/B = \infty/ 1,6 = \infty \text{ και } L/B = 3/1,6 = 1,87 \Rightarrow \mu_2 = 0,92$$

Όπου D και B είναι το βάθος θεμελίωσης και το πλάτος της μικρότερης πλευράς του θεμελίου. Όπου H είναι το πάχος της στρώσης του αργιλικού εδάφους. Σύμφωνα με το EC7-2(Annex B.3) η έρευνα του πεδίου πρέπει να εκτείνεται σε βάθος μεγαλύτερο από τη μέγιστη τιμή των 6m ή $3 \times B$ (πλάτος θεμελίου). Συνεπώς, από το σύνολο των θεμελίων προκύπτει πως η γεωλογική έρευνα πεδίου πρέπει να μη είναι μικρότερη από το βάθος των 9 m. Κατά τη διερεύνηση σε αυτό το μήκος βρέθηκε σταθερή γεωλογική μάζα χωρίς μεγάλη αλλαγή των εδαφικών χαρακτηριστικών. Για το λόγο αυτό, και προς τη μεριά της ασφάλειας, για το προσδιορισμό του μ_2 θεωρούμε πως η τιμή του H εκτείνεται στο άπειρο.

Υπολογισμός ελαστικής καθίζησης θεμελίου 2:

$$S_e = \mu_1 \times \mu_2 \times \frac{\left(\frac{G+Q}{A'}\right) \times B}{E} \times (1 - \nu^2) \Rightarrow$$

$$S_e = 0,96 \times 0,92 \times \frac{\left(\frac{306,5+90,7}{3,97}\right) \times 1,6}{16.000} \times (1-0,25^2) \Rightarrow$$

$$S_e = 8,29 \text{ mm}$$

Όπου G και Q οι χαρακτηριστικές τιμές των φορτίσεων. Όπου E το μέτρο ελαστικότητας, γ_m ειδικό βάρος εδάφους εκσκαφής, D βάθος θεμελίωσης και ν ο λόγος Poisson.

4.3.2 Υπολογισμός ελαστικών καθιζήσεων θεμελίων 1-9

Αναλυτικά το σύνολο των ελαστικών καθιζήσεων για τα πέδιλα 1-9 φαίνονται παρακάτω(πίνακας 22).

Πίνακας 22: Υπολογισμός ελαστικών καθιζήσεων για το σύνολο των πέδλων(1 ως 9), για στατικές και σεισμικές φορτίσεις.

Πέδιλο	μ ₂	μ ₁	ν	Στατικές Φορτίσεις			Σεισμικές Φορτίσεις	
				E(kPa)	Δq(kn/m ²)	So(mm)	Δq(kn/m ²)	So(mm)
1	0,91	0,94	0,25	16.000	90,91	5,47	-	-
2	0,92	0,96	0,25	16.000	100,10	8,29	-	-
3	0,93	0,99	0,25	16.000	96,96	14,12	-	-
4	0,84	0,96	0,25	16.000	72,12	5,45	91,361	6,91
5	0,91	0,94	0,25	16.000	95,90	5,77	-	-
6	0,76	0,99	0,25	16.000	102,75	15,40	-	-
7	0,75	0,97	0,25	16.000	93,43	8,76	-	-
8	0,98	0,96	0,25	16.000	91,17	9,05	-	-
9	0,74	0,96	0,25	16.000	81,70	6,12	87,890	6,59

Όπως έχει ειπωθεί ο έλεγχος ελαστικών καθιζήσεων δε είναι απαραίτητος για το σύνολο των πέδλων κατά την υποβολή των σεισμικών φορτίσεων. Όπως φαίνεται στο πίνακα μονό το 4 και 9 θεμέλιο χρήζει έλεγχο καθιζήσεων για σεισμικά φορτία.

Τέλος η μέση καθίζηση του δισκοειδούς καμπύλου σχήματος της εύκαμπτης θεμελίωσης συχνά θεωρείται ίδια με τη καθίζηση μια άκαμπτης θεμελίωσης. Για το λόγο αυτό δε θα χρησιμοποιηθεί εξίσωση μετασχηματισμού της καθίζησης εύκαμπτης θεμελίωσης σε καθίζηση δύσκαμπτης θεμελίωσης.

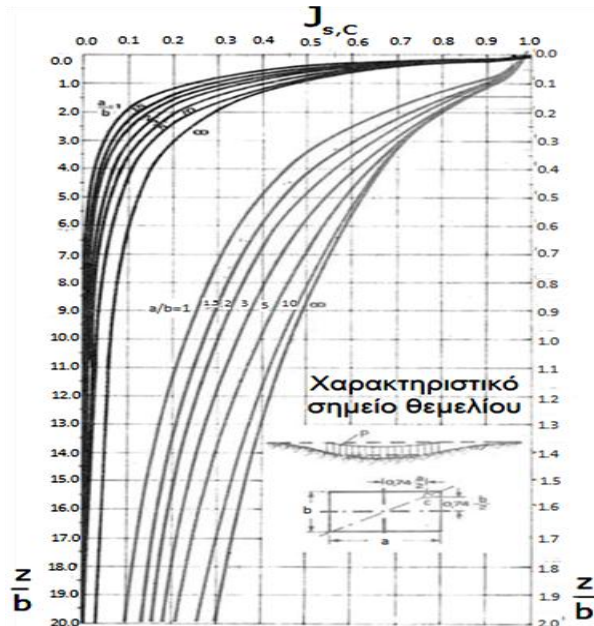
4.4 Καθίζηση στερεοποίησης

Ο EC7 προτείνει η καθίζηση από στερεοποίηση κορεσμένης στρώσης αργιλώδης εδάφους να γίνεται με τη μέθοδο της μονοδιάστατης στερεοποίησης . Ακολούθως, η καθίζηση από στερεοποίηση S_c θεμελίου σε ομοιογενές στρώμα κανονικά στερεοποιημένης αργίλου μπορεί να υπολογιστεί ως:

$$\Delta H_c = \sum_1^n \frac{C_c \times H}{1+e} \times \log \frac{\sigma'_o \times \Delta \sigma'}{\sigma'_o}$$

Όπου C_c δείκτης συμπίεστος, H και e πάχος και δείκτης πόρων εξεταζόμενης ζώνης, σ'_o αρχική ενεργός τάση και $\Delta \sigma'$ αύξηση τάσης λόγω επιφόρτισης.

Η αρχική ενεργός τάση (σ'_o) είναι αποτέλεσμα των φορτίσεων που ασκεί το έδαφος που βρίσκεται άνωθεν της στρώσης διερεύνησης της καθίζησης. Παράλληλα η τάση λόγω επιφόρτισης ($\Delta\sigma'$), αποτελεί τη επίδραση της φόρτισης του θεμελίου σε μια συγκεκριμένη στρώση και μπορεί να υπολογιστεί από το παρακάτω διάγραμμα (Διάγραμμα 15).



Διάγραμμα 15: Τασικός συντελεστής συναρτήσει L/B και z/B . « πηγή: Γραμματικόπουλος 1994»

Όπου q τάση στη επιφάνεια θεμελίωσης και Z βάθος στρώσης .

Στη βιβλιογραφία υπάρχουν διάφοροι τύποι για το υπολογισμό του δείκτη συμπίεστότητας C_c (πίνακας 23). Σύμφωνα με το Terzaghi and Peck (1967), για κανονικά αδιαταραχες αργίλους με χαμηλή ή μέτρια ευαισθησία:

$$C_c = 0,009 \times (W_L - 10)$$

Πίνακας 23: Προτεινόμενοι δείκτες συμπίεστότητας από Terzaghi-Peck, ASCE and Hough.«
πηγή: Robert E. Kimmerling, Federal Highway Administration»

Correlation	Soil	Source
$C_c = 0.009 (LL-10)$ ⁽¹⁾	Clay of medium to low sensitivity ($S_t < 4$) ⁽²⁾	Terzaghi & Peck (1967)
$C_c = 0.0115 w_n$ ⁽³⁾	Organic soils, peat	ASCE (1994)
$C_c = 0.04$ to 0.006 ⁽⁴⁾	Uniform silts	Hough (1959)
$C_c = 0.015$ to 0.02 ⁽⁴⁾	Uniform sand, loose	Hough (1959)
$C_c = 0.004$ to 0.008 ⁽⁴⁾	Uniform sand, dense	Hough (1959)

¹ LL=liquid limit

² S_t =sensitivity=Undisturbed undrained shear strength/Remolded undrained shear strength

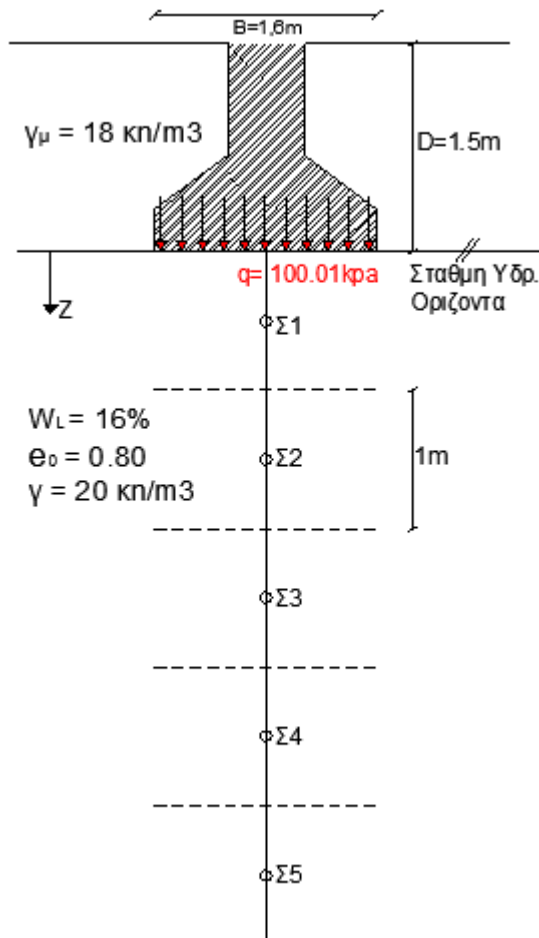
³ w_n = natural water content

⁴ $C_c = 1/C'$ where C' is the bearing capacity index (Figure 5-19). *Note:* These are for cohesionless soils, but are included here for comparison purposes.

4.4.1 Υπολογισμός καθίζησης στερεοποίησης θεμελίου 2

Από τη γεωλογική μελέτη, όπως διαφαίνεται στο Πίνακας 1 και στο διάγραμμα 16, το βάθος θεμελίωσης για το σύνολο των πέδλων συμπίπτει με το βάθος του υδροφόρου ορίζοντα. Όπως έχει ειπωθεί κατόπιν της επιφάνεια θεμελίωσης το έδαφος παρουσιάζει ποσοστό υγρασίας (W_L) της τάξεως του 16% και δείκτη πόρων (e) 0,8. Γνωρίζοντας το ποσοστό υγρασίας και χρησιμοποιώντας τη πρόταση των Terzaghi and Peck (1967) μπορεί να υπολογιστεί ο δείκτης συμπίεστότητας για κανονικά στερεοποιημένη άργιλο ως εξής:

$$C_c = 0,009(W_L - 10) = 0,009 (16 - 10) \Rightarrow C_c = 0,054$$



Διάγραμμα 16: Πάχος στρώσεων(1-5), χαρακτηριστικά του εδάφους και διαστησιολογηση θεμελίου 2.

Ακόμα, για το λόγο ότι στο παρόν έδαφος θεμελίωσης δε έχουν παλιότερα ασκηθεί μεγαλύτερα φορτία από αυτά της κατασκευής, θεωρείται κανονικά στερεοποιημένο αργιλικό έδαφος και συνεπώς $OCR=1$.

Επίσης, κατά τη καθίζηση στερεοποίησης του θεμελίου 2 διαχωρίζεται το αργιλικό έδαφος σε στρώσεις σταθερού πλάτους. Συστήνεται ο χωρισμός του αργιλικού στρώματος σε στρώσεις πάχους $B/3 = 1\text{m}$. Συνολικά θα χρησιμοποιηθούν 5 στρώσεις(Διάγραμμα 16)συνολικού ύψους 5 m. Για το σύνολο των στρώσεων(1-5) θα υπολογιστεί η καθίζηση στο μέσο της κάθε στρώσης.

- Για τη στρώση 1 ($z_1 = 0.5\text{m}$ από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα) θεμελίου 2 υπολογίζεται η ενεργός τάση λόγω ίδιου βάρους (σ'_{1}):

$$\sigma_{vo} = \gamma_{\mu} \times D + z_1 \times \gamma \text{ (ολικές τάσεις)} \Rightarrow \sigma_{vo} = 18 \times 1,5 + 0,5 \times 20 = 37 \text{ kN/m}^2$$

$$u = \gamma_w \times z_1 \text{ (πίεση του νερού των πόρων από το υδρ. Ορίζοντα)} \Rightarrow$$

$$u = 10 \times 0,5 = 5 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma'_1 = (\sigma_{vo} - u) \times \text{OCR (ενεργές τάσεις)} \Rightarrow \sigma'_1 = (37 - 5) \times 1 = 32 \text{ kn/m}^2 = 32$$

kPa

όπου γ_w το ειδικό βάρος του νερού, γ_m το ειδικό βάρος άνωθεν της επιφάνειας θεμελίωσης και γ το ειδικό βάρος κατόντη της επιφάνειας θεμελίωσης.

- Η τάση επιφόρτισης ($\Delta\sigma_1$) στη στρώση 1 του θεμελίου είναι :

$$q = \frac{G+Q}{A'} \text{ (πίεση στη επιφάνεια θεμελίωσης)} \Rightarrow q = \frac{306,5+90,7}{3,97} = 100,05 \text{ kra}$$

$$\Delta\sigma_1 = J_{sc} \times q = 0,61 \times 100,05 = 61,06 \text{ kra}$$

- Η καθίζηση στερεοποίηση της στρώσης 1 υπολογίζεται ως εξής:

$$\Delta H_c = \frac{C_c \times H}{1+e} \times \log \frac{\sigma'_o \times \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \Rightarrow \Delta H_c = \frac{0,054 \times 1}{1+0,8} \times \log \frac{32+61,06}{32} = 13,9$$

mm

Ομοίως για τη στρώση 2 ($z=1.5\text{m}$),3($z=2.5\text{m}$),4($z=3.5\text{m}$) και 5($z=4.5\text{m}$) υπολογίζεται η καθίζηση όπως φαίνεται στο πινάκας 24.

Πίνακας 24: Καθίζηση στερεοποίησης στρώσεων(1-5) για θεμέλιο 2

Στρώσεις	Hi(m)	z(m)	z1/ B	u(kra)	σ' (kra)	Jsc	$\Delta\sigma'$ (kra)	Sc(mm)
Σ1	1	0,5	0,31	5	32	0,61	61,06	13,12
Σ2	1	1,5	0,94	15	42	0,31	31,03	7,39
Σ3	1	2,5	1,56	25	52	0,19	19,02	4,06
Σ4	1	3,5	2,19	35	62	0,12	12,01	2,31
Σ5	1	4,5	2,81	45	72	0,09	9,01	1,54
Συνολική καθίζηση στερεοποίησης ΔH_c								28,41

Αξιοσημείωτο είναι πως ο τασικός συντελεστής J_{sc} του πίνακα 24προσδιορίζει τη καθίζηση στερεοποίησης θεμελίου στο χαρακτηριστικό σημείο C(καθιζήσεις εύκαμπτου και άκαμπτου θεμελίου συμπίπτουν στο χαρακτηριστικό σημείο) και όχι στο κέντρο του πεδίου. Για το λόγο αυτό οι καθιζήσεις στερεοποίησης των πεδίων αποτελούν τις καθιζήσεις δύσκαμπτης θεμελίωσης.

4.4.2 Υπολογισμός καθίζησης στερεοποίησης θεμελίων 1-9

Ομοίως με τα παραπάνω επιμετρούνται οι καθιζήσεις για το σύνολο όλων των θεμελίων 1 ως 9 (πίνακας 25) συμπεριλαμβανομένων και όλων των στρώσεων (1-5). Όπως έχει ειπωθεί απαιτείτε έλεγχος καθιζήσεων για τις στατικές φορτίσεις όλων των θεμελίων ενώ για τα σεισμικά φορτία χρήζουν έλεγχο τα θεμέλια 4 και 9.

Οι ενεργές τάσεις(σ'_{1-9}) όπως επίσης και ο δείκτης συμπιεστότητας(W_L) και ο δείκτης πόρων παραμένουν σταθερές για το σύνολο των θεμελίων(σε αντιστοίχιση με τις ίδιες στρώσεις). Αντιθέτως η τάση επιφόρτισης ($\Delta\sigma_{1-9}$), ο συντελεστής J_{sc} μεταβάλλονται για το σύνολο των θεμελίων.

Πίνακας 25: Καθιζήσεις στερεοποίησης κάθε στρώσης θεμελίων 1-9 για στατικές φορτίσεις και συνολικές καθιζήσεις στερεοποίησης αυτών.

Πέδulo	Στρώση 1(mm)	Στρώση 2(mm)	Στρώση 3(mm)	Στρώση 4(mm)	Στρώση 5(mm)	Σ. Καθίζηση ΔH_c (mm)
1	12,26	5,45	2,85	1,45	0,80	22,81
2	13,91	7,21	4,06	2,31	1,54	29,02
3	14,57	8,21	4,31	2,91	1,80	31,79
4	11,02	5,11	2,61	1,43	0,76	20,94
5	12,69	5,30	3,37	1,87	1,00	24,24
6	15,35	9,05	4,70	3,57	1,74	34,40
7	13,46	7,00	4,00	2,17	1,44	28,07
8	12,85	5,46	3,04	1,45	0,80	23,60
9	12,10	5,83	3,24	1,91	1,13	24,22

Οι συνολικές καθιζήσεις στερεοποίησης για τα σεισμικά φορτία των θεμελίων 4 και 9 είναι 22,6mm και 22,4 mm αντίστοιχα.

4.5 Ολικές καθιζήσεις θεμελίων(1-9) και οριακές τιμές καθιζήσεων

Η ολική καθίζηση αποτελεί άθροισμα της ενεργής καθιζήσης, της καθιζήσης στερεοποίησης και των ερπυστικών καθιζήσεων. Στη παρούσα κατασκευή δε θα θεωρηθούν στο υπολογισμό οι δευτερεύουσες ερπυστικές καθιζήσεις. Αυτό συμβαίνει από το γεγονός πως οι ερπυστικές καθιζήσεις είναι πολύ μικρές ως και αμελητέες και δε εμφανίζονται συχνά σε αργιλικά εδάφη(συχνότερα σε οργανικά). Οι συνολικές καθιζήσεις παρουσιάζονται στο πίνακα 26 και περιέχουν τις πιο δυσμενείς καθιζήσεις είτε προέρχονται από στατικές δράσεις είτε από σεισμικές(θεμέλιο 4,9). Για το σύνολο

των θεμελίων οι μέγιστες καθιζήσεις προέρχονται από στατικές δράσεις εκτός από το θεμέλιο 4 που προέρχεται από σεισμικές.

Πίνακας 26: Ολικές καθιζήσεις προερχόμενες από ελαστικές και καθιζήσεις στερεοποιήσεις. Προέλευση ολικών καθιζήσεων από στατικές ή σεισμικές δράσεις.

Πέδιλο	Ελαστικές Καθιζήσεις(mm)	Καθιζήσεις Στερεοποίησης(mm)	Ολικες Καθιζήσεις(mm)	Αιτία ΜεγιστηςΚαθίζ.
1	5,47	22,81	28,27	Στατικές δράσεις
2	8,29	29,02	37,31	Στατικές δράσεις
3	14,12	31,79	45,92	Στατικές δράσεις
4	6,91	22,67	29,58	Σεισμικές δράσεις
5	5,77	24,24	30,00	Στατικές δράσεις
6	15,40	34,40	49,81	Στατικές δράσεις
7	8,76	28,07	36,83	Στατικές δράσεις
8	9,05	23,60	32,65	Στατικές δράσεις
9	6,12	24,22	30,34	Στατικές δράσεις

Όπως γίνεται κατανοητό το σύνολο των ολικών καθιζήσεων ικανοποιεί την πρόταση του EC7 για μέγιστη καθίζηση των 50 mm. Ωστόσο το θεμέλιο 6 είναι οριακά αποδεκτό και για το λόγο αυτό θα ήταν σκόπιμο η μεγαλύτερη διερεύνηση του.

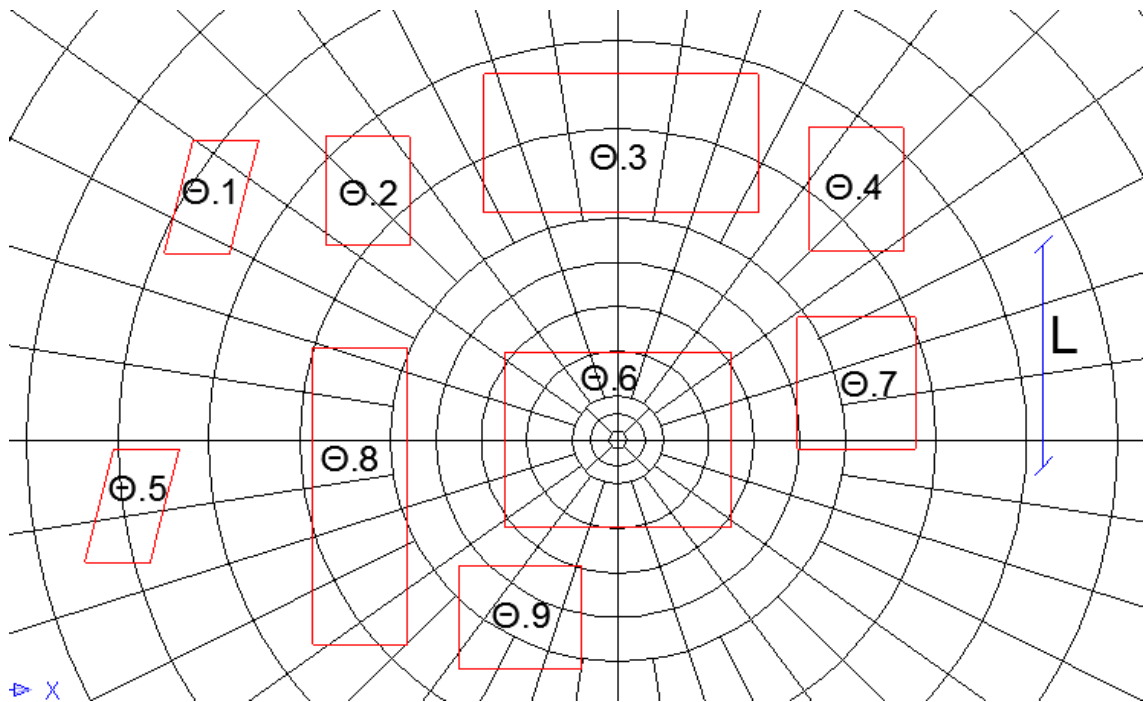
4.6 Newmark διάγραμμα επιρροής

Ο Newmark σχεδίασε ένα διάγραμμα επιρροής βασιζόμενο στη θεωρία του Boussineq. Το διάγραμμα αυτό υπολογίζει τη ορθή καθίζηση επιφάνειας(π.χ πεδύλου) που τοποθετείται σε ομοιογενές ελαστική εδαφική μάζα και ασκείται σε αυτήν κατανεμημένο φορτίο. Για το υπολογισμό τοποθετείτε στο κέντρο του διαγράμματος το σημείο που υπολογίζεται η καθίζηση και παράλληλα καταμετρούνται το σύνολο των 'τετραγώνων'(n) που βρίσκονται εντός των επιφορτιζόμενων επιφανειών. Ο σχεδιασμός των επιφανειών εντός του διαγράμματος γίνεται με τη ανάλογη κλίμακα. Ως μέτρο για το προσδιορισμό της κλίμακας αποτελεί το μήκος της επιφάνειας του πεδύλου.

4.6.1 Επίδραση γειτονικών θεμελίων στη καθίζηση του θεμελίου 6 μέσω του διαγράμματος Newmark

Όπως ειπώθηκε προηγουμένως το θεμέλιο 6 παρουσιάζει ιδιαιτέρως μεγάλη καθίζηση(οριακά αποδεκτή καθίζηση). Εξαιτίας αυτού υπολογίζεται η επίδραση που έχουν τα γειτονικά θεμέλια στη ελαστική καθίζηση του θεμελίου 6. Για το σκοπό αυτό τοποθετείτε στο κέντρο του διαγράμματος Newmark το θεμέλιο 6 και περιμετρικά τα

γειτονικά θεμέλια όπως βρίσκονται στη κάτοψη(διάγραμμα 17). Το μήκος (L)του θεμελίου 6 αποτελεί το μέτρο(κλίμακα)για την διαστασιολόγηση των θεμελίων εντός του διαγράμματος.



Διάγραμμα 17: Κάτοψη πεδίων στο διάγραμμα Newmark για το υπολογισμό ελαστικής καθίζησης θεμελίου 6

Από τη κάτοψη των θεμελίων στο διάγραμμα Newmark, καταμετρούνται το σύνολο των ‘τετραγώνων’(blocks-no) που βρίσκονται εντός των πεδίων. Ο υπολογισμός της καθίζησης για εύκαμπτο θεμέλιο υπολογίζεται από τη παρακάτω εξίσωση:

$$S_{e-ευκαμπ.} = 0,02 \times n_o \times \frac{\left(\frac{G+Q}{A}\right) \times B}{E} \times (1 - \nu^2) \Rightarrow$$

$$S_{e-ευκαμπ.} = 0,02 \times 70 \times \frac{(102,75) \times 3,4}{16.000} \times (1 - 0,25^2) \Rightarrow$$

$$S_{e-ευκαμπ.} = 28,6 \text{ mm}$$

Επειδή η καθίζηση υπολογίζεται για το κέντρο του θεμελίου και όχι στο χαρακτηριστικό σημείο C απαιτείται η τροποποίηση της καθίζησης. Η μετατροπή της καθίζησης εύκαμπτου θεμελίου σε καθίζηση δύσκαμπτου γίνεται ως εξής:

$$S_{e-δυσκα.} = 0,93 \times 28,6 = 26,6 \text{ mm (Das, Principles of geotechnical engineering)}$$

Πρέπει να σημειωθεί πως ο υπολογισμός της καθίζησης του θεμελίου 6 μέσω του διαγράμματος Newmark χωρίς τον επηρεασμό των γειτονικών θεμελίων($n_0=46$) δίνει πολύ κοντινά αποτελέσματα($S_e=17,5\text{mm}$) με το υπολογισμό που έχει γίνει σε προηγούμενη ενότητα(μέθοδος του Janbu, Bjerrum & Kjaernsli(1959)).

Η ολική καθίζηση του θεμελίου 6 (ελαστική καθίζηση και καθίζηση από στεριοποίηση)συμπεριλαμβανομένης της επίδρασης από γειτονικά πέδιλα είναι :

$$S_t = S_{e-\delta\text{υσκα}} + \Delta H_{c\text{total}} = 26,6 + 34,4 = 61\text{mm}$$

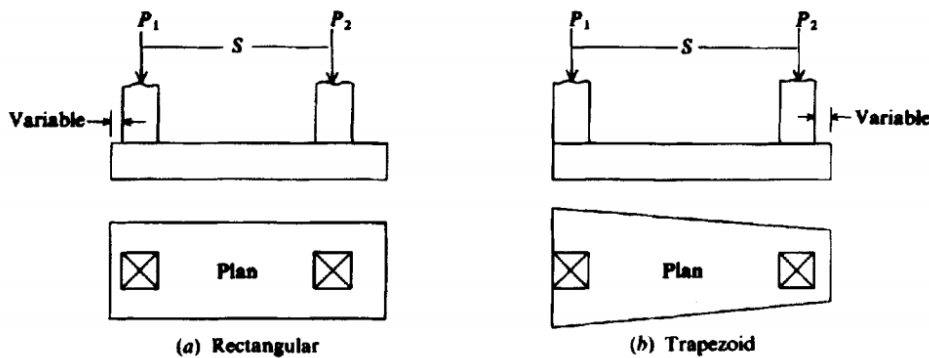
Όπως γίνεται κατανοητό η επίδραση των γειτονικών θεμελίων οδηγεί σε πολύ μεγαλύτερη καθίζηση του θεμελίου 6 με αποτέλεσμα τη υπέρβαση των ορίων για μέγιστη καθίζηση που θέτει ο EC7(50mm). Για το λόγο αυτό πρέπει να αναθεωρηθεί η διαστασιολόγηση του θεμελίου 6(συνεπώς αύξηση της ενεργού επιφάνειας) για μείωση τόσο της ελαστικής καθίζησης όσο και των καθιζήσεων από στερεοποίηση.

Τέλος , η αύξηση της καθίζησης κατά 22% από τη επίδραση των γειτονικών θεμελίων δεν λαμβάνεται υπόψη από τη πλειονότητα των λογισμικών προγραμμάτων με αποτέλεσμα να χρήζει έρευνας από το μηχανικό.

5 Σχεδιασμός ενωμένου πεδίου(combined footing)

Όταν ένα πέδιλο στηρίζει ένα ή και περισσότερα υποστυλώματα ονομάζεται ενωμένο πέδιλο(combined footing). Το ενωμένο πέδιλο(combined footing) μπορεί να είναι είτε ορθογώνιο είτε τραπεζοειδής σε κάτοψη (διάγραμμα 18). Ορθογώνιο πέδιλο χρησιμοποιείτε όταν μια από τις προεξοχές του πεδίου είναι περιορισμένη ή το πλάτος του πεδίου δε μπορεί να αυξηθεί. Το τραπεζοειδές πέδιλο χρησιμοποιείτε όταν οι φορτίσεις ενός υποστυλώματος είναι πολύ μεγαλύτερες από αυτές του άλλου. Τα ενωμένα πέδιλα χρησιμοποιούνται στις εξής περιπτώσεις:

- Όταν δυο υποστυλώματα βρίσκονται κοντά το ένα με το άλλο , με αποτέλεσμα να συμπίπτουν τα μεμονωμένα πέδιλα τους.
- Όταν η οριακή αντοχή του εδάφους είναι πολύ μικρή με αποτέλεσμα να υποχρεώνουν σε μεγάλα πέδιλα που συμπίπτουν μεταξύ τους.
- Όταν δεν είναι δυνατό να τοποθετηθούν υποστυλώματα στο κέντρο του πεδίου, εξαιτίας περιορισμού των ορίων της οικοδομής(property lines).



Διάγραμμα 18: Πλάγια όψη και κάτοψη ενωμένου ορθογώνιου και τραπεζοειδούς πεδίου

Βασική υπόθεση στο σχεδιασμό ενωμένου ορθογώνιου πεδίου είναι να είναι δύσκαμπτο, με αποτέλεσμα τη γραμμικότητα της πίεσης του εδάφους. Η πίεση του εδάφους είναι ομοιόμορφη όταν η συνισταμένη των δυνάμεων συμπίπτει με το κέντρο του πεδίου. Η υπόθεση αυτή είναι κατά προσέγγιση αποδεκτή όταν το έδαφος θεωρείται ομογενές και το πέδιλο είναι δύσκαμπτο.

Θεωρώντας δύσκαμπτο ενωμένο ορθογώνιο πέδιλο μπορεί να υπολογιστεί το κέντρο στη περιοχή του πεδίου. Γνωρίζοντας το κέντρο υπολογίζεται το μήκος και το πλάτος

του πεδίλου. Με αυτές τις διαστάσεις(μήκος και πλάτος) το πέδιλο αντιμετωπίζεται σαν μια δοκό που στηρίζεται σε δυο ή και περισσότερα υποστυλώματα.

5.1 Σχεδιασμός ενωμένου πεδίλου(combined footing) 6

Λόγο μικρής απόστασης μεταξύ των υποστυλωμάτων 8-9 και μικρής οριακής αντοχής του εδάφους γίνεται απαραίτητη η χρήση ενός κοινού πεδίλου(καθώς ξεχωριστά πέδιλα θα συνέπιπταν). Αρχικά, γίνεται διαστασιολόγηση του πεδίλου βασιζόμενη στις στατικές φορτίσεις και στη συνέχεια σε σεισμικές.

Για τις στατικές φορτίσεις σχεδιασμού και παίρνοντας ροπές ως προς το κέντρο του υποστυλώματος 8(διαγραμμα19) μπορεί να υπολογιστεί το αναγκαίο μήκος πεδίλου ως εξής:

$$\Sigma M_{col 8} = R x \Rightarrow \text{όπου } R = \Sigma V_{d,8-9} = 917,3+1165,0 = 2082,3 \text{ kN}$$

Για ομοιόμορφη κατανομή της εδαφικής πίεσης, το R πρέπει να βρίσκεται στο κέντρο της επιφάνειας του πεδίλου.

$$R x = M_{\psi,8} + M_{\psi,9} + D_{\text{κολ},8-9} \times V_{d,9} \Rightarrow 2082,3 x = 10,8 + (-22,54) + 2,95 \times 1165,0$$

$$x = 1,64 \text{ m}$$

Είναι προφανές πως όταν το x βρίσκεται στο κέντρο βάρους του πεδίλου το μήκος L είναι:

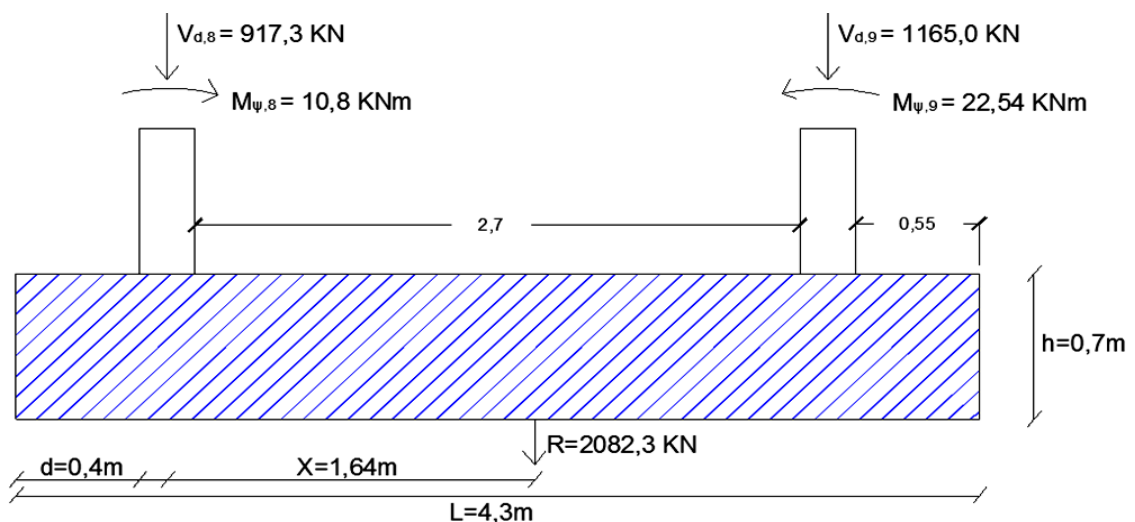
$$L = 2 \times (d + C_{x,8}/2 + x) = 2 \times (0,4 + 0,25/2 + 1,64) = 4,3 \text{ m}$$

Όπου $\Sigma V_{d,8-9}$ το άθροισμα των ορθών δυνάμεων των υποστυλωμάτων 8 και 9. $D_{\text{κολ},8-9}$ η απόσταση των υποστυλωμάτων 8-9 από στο κέντρο βάρους τους. Όπου d η απόσταση υποστυλώματος και άκρο πεδίλου. Τέλος C_x πλάτος υποστυλώματος.

Ομοίως με προηγούμενο κεφάλαιο υπολογίζεται η φέρουσα ικανότητα του θεμελίου 6. Πρέπει να τονιστεί πως για το άξονα χ(κατά μήκος του υποστυλώματος) η εκκεντρότητα όπως φαίνεται στο (διάγραμμα 19)είναι ίση με μηδέν. Αντίθετα η εκκεντρότητα του πλάτους του πεδίλου υπολογίζεται όπως υποδείχτηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο. Τέλος θέτοντας πλάτος πεδίλου $B=3,4\text{m}$ προκύπτει η αντίσταση σχεδιασμού $R_{dv} = 4230\text{KN}$ και το ποσοστό ικανοποίησης αντίστασης για τα

στατικά φορτία είναι $V_d / R_{dv} = 49,2\%$. Το ποσοστό αυτό είναι ικανοποιητικό και χρήζει υπολογισμό καθιζήσεων όπως υποδείχτηκε προηγουμένως.

Ο σχεδιασμός με βάση τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού δίνει μικρότερο μήκος πεδίου και για το λόγο αυτό δε καθορίζει το σχεδιασμό. Μελετώντας το πέδιλο με $L=4,3\text{m}$ και $B=3,4\text{m}$ για σεισμικά φορτία προκύπτει ποσοστό ικανοποίησης αντίστασης $V_d / R_{dv} = 26,7\%$. Εμφανέστατα μικρότερο από αυτό των στατικών δράσεων.



Διάγραμμα 19: Πλάγια όψη ενωμένου πεδίου 6(combined footing).

5.1.1 Σχεδιασμός υποστυλωμάτων 7-11-12 και 3-4 με τη χρήση ενωμένου πεδίου(combined footing)

Ομοίως με τα παραπάνω, τα υποστυλώματα 7-11-12(πέδιλο 8) και 3-4(πέδιλο 3) σχεδιάζονται ως ενωμένα πέδιλα, εξαιτίας των μικρών αποστάσεων των υποστυλωμάτων τους και της μικρής οριακής αντοχής του εδάφους.

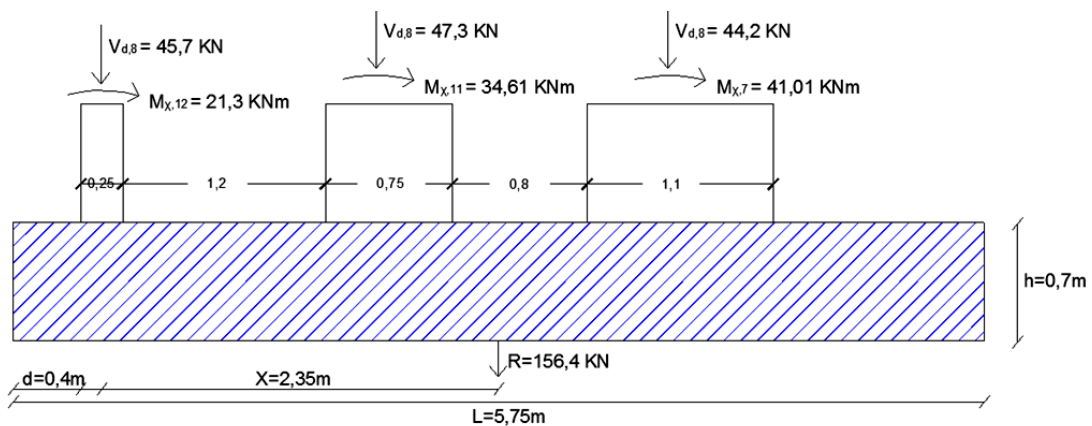
5.1.2 Καθορισμός μήκους πεδίου 8(7-11-12 υποστ.) υπό τη δράση σεισμικών φορτίων και έλεγχος φέρουσας ικανότητας για τα στατικά φορτία.

Τα υποστυλώματα 7-11-12 (λόγω τοιχωμάτων σε σειρά)πέδιλο 8 υπό τη δράση σεισμικών φορτίσεων υποδεικνύουν πολύ μεγάλη ροπή κάμψης($M_{x,ολ}$) που δημιουργεί

προβλήματα στην εκκεντρότητα ($e\psi$)ως προς τη κατεύθυνση ψ του πεδίου. Λόγω μεγάλης εκκεντρότητας οι σεισμικές δράσεις του ενωμένου πεδίου καθορίζουν το μήκος του πεδίου(δηλαδή εκεί που παρουσιάζεται μεγάλη εκκεντρότητα). Ο σχεδιασμός αυτός βασίζεται στη αύξηση του μήκους του πεδίου στη μεριά που βρίσκεται η εκκεντρότητα. Στη συνέχεια εφόσον έχει διαστασιοποιηθεί το μήκος του πεδίου(L) γίνεται καθορισμός του πλάτους του με βάση τη φέρουσα ικανότητα των στατικών φορτίων. Αυτό προκύπτει από το γεγονός πως παρότι τα σεισμικά φορτία δημιουργούν μεγάλη εκκεντρότητα παρουσιάζουν μικρές κατακόρυφες δυνάμεις στα υποστυλώματα τους τα οποία δε μπορούν να προκαλέσουν προβλήματα στη οριακή αντοχή του εδάφους.

Το απαραίτητο μήκος του πεδίου L είναι $L=5,75m$ όπως υπολογίστηκε με τη θεωρία που υποδείχτηκε παραπάνω. Στο διάγραμμα 20 παρουσιάζονται οι σεισμικές δράσεις (ορθές δυνάμεις και ροπές) των υποστυλωμάτων 7-11-12,η απόσταση $x=2,35m$ από το κέντρο βάρους του υποστυλώματος 12 και η αντίδραση R στο κέντρο βάρους του πεδίου.

Τέλος, για μήκος πεδίου $L=5,75$ και για ποσοστό ικανοποίησης αντίστασης $V_d / R_{dv} = 49\%$ (στατικών δράσεων) μπορεί να υπολογιστεί από τη φέρουσα ικανότητα του εδάφους το πλάτος του πεδίου. Το πλάτος B υπολογίστηκε ως $1,8m$.

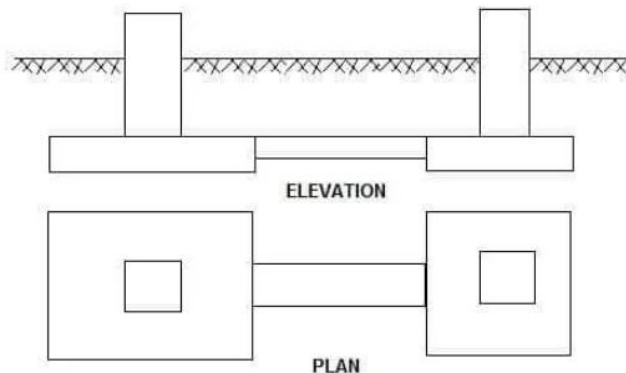


Διάγραμμα 20: Πλάγια όψη ενωμένου πεδίου 8(combined footing).

5.2 Σχεδιασμός συνδετήριων δοκών μεταξύ πεδίων

Η ύπαρξη συνδετήριων δοκών(διάγραμμα 21) σε θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα είναι σημαντική για τη εξασφάλιση της μονολιθικότητας της θεμελίωσης. Η χρήση συνδετήριων δοκών προτείνεται όταν οι ροπές των υποστυλωμάτων είναι μεγάλες και δημιουργούν εκκεντρότητες που μειώνουν σημαντικά τη ενεργό επιφάνεια του πεδίου. Παράλληλα, συστήνεται όταν οι αποστάσεις των πεδίων είναι μεγάλες και η χρήση ενωμένου πεδίου σε όλο το μήκος είναι αντισυμβατική.

Το κάτω πέδιλο των συνδετήριων δοκών διατάσσεται σε στάθμη άνω της επιφάνειας θεμελίωσης. Για το λόγο αυτό θεωρείται πως η συνδετήρια δοκός δε βρίσκεται σε επαφή με το έδαφος και έτσι δε ασκείται καμία πίεση σε αυτό. Οι συνδετήριες δοκοί παραλαμβάνουν τις τέμνουσες δυνάμεις των υποστυλωμάτων όπου συνδέουν, με τη μορφή αξονικού φορτίου. Τέλος, η συνολική ροπή του κάθε υποστυλώματος διαμοιράζεται σε υποστύλωμα, έδαφος και συνδετήρια δοκό ανάλογα με τη σχετική δυσκαμψία τους.

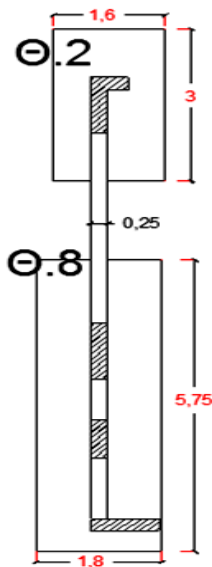


Διάγραμμα 21: Όψη και κάτοψη συνδετήριας δοκού.

5.2.1 Σχεδιασμός συνδετήριας δοκού μεταξύ πέδων 2 και 8

Τα θεμέλια 2 και 8 (διάγραμμα 22) συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήρια δοκό. Η συνδετήρια δοκός μεταξύ των δυο θεμελίων επιδρά σημαντικά στη μείωση των ροπών των υποστυλωμάτων. Το θεμέλιο 8 όπως ειπώθηκε προηγουμένως παρουσιάζει μεγάλη ροπή κάμψης ($M_{x,ολ}$) γύρω από το X άξονα. Για το λόγο αυτό μελετάτε το κατά πόσο

μπορούν να μειωθούν οι ροπές των υποστυλωμάτων του θεμελίου 8 υπό την επίδραση συνδετήριας δοκού διαστάσεων 0,25×1m.



Διάγραμμα 22: Κάτοψη θεμελίων 8-2 με χρήση συνδετήριας δοκού.

5.2.1.1 Δυσκαμψία υποστυλωμάτων θεμελίου 8

Η δυσκαμψία του υποστυλώματος θα υπολογιστεί ως δυσκαμψία του σύνθετου στοιχείου στύλου-θεμελίου με βάση τη παρακάτω σχέση:

$$D_{\text{υπ.}} = \lambda L \frac{E_c \times I_{\text{υπ7,11,12}}}{h_{\text{ολ}}} = 7,7 \times \frac{2,9 \times 10^7 \times 0,0309}{4,5} = 1.163.213 \text{ kNm}$$

$$I_{\text{υπ7,11,12}\chi} = \frac{0,25 \times 1^3}{12} + \frac{0,25 \times 0,75^3}{12} + \frac{1 \times 0,25^3}{12} = 0,0208 + 0,00878 + 0,0013 = 0,0309 \text{ m}^4$$

Όπου λ συντελεστής σύνθετης δυσκαμψίας στύλου- πεδίου, E_c μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος, $I_{\text{υπ7,11,12}\chi}$ ροπή αδρανείας υποστυλωμάτων 7-11-12 γύρω από το άξονα X και h συνολικό ύψος υποστυλώματος -κέντρο δοκαριού.

5.2.1.1.1 Υπολογισμός λL

$$I_{\text{πεδ,}\chi} = \frac{1,8 \times 5,75^3}{12} = 28,51 \text{ m}^4 \quad \left. \vphantom{I_{\text{πεδ,}\chi}} \right\} \lambda = 7,7 \text{ (πίνακας 27)}$$

$$h / h_{\text{ολ}} = 0,155$$

$$I_{\text{υπ7,11,12}} / I_{\text{πεδ,}\chi} = \frac{0,0309}{28,51} = 0,001 \text{ m}^4$$

Όπου $I_{πεδ,χ}$ ροπή αδρανείας βάσης πεδίου γύρω από το άξονα X, h ύψος βάσης του πεδίου.

Πίνακας 27: Συντελεστής λ για τον υπολογισμό της σύνθετης δυσκαμψίας στύλου-πεδίου. «πηγή: Σημειώσεις Επιφαν. Θεμελιώσεων ΤΕΙ Σερρών»

Συντελεστές λ για τον υπολογισμό της σύνθετης δυσκαμψίας στύλου-πεδίου													
$h/h_{ολ}$	$I_{στ}/I_{πεδ}$												
	0.00	0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.08	0.10	0.20	0.30	0.50
0.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
0.05	1.91	4.81	4.78	4.73	4.70	4.68	4.65	4.63	4.60	4.57	4.45	4.36	4.23
0.10	6.09	5.82	5.74	5.63	5.55	5.48	5.43	5.38	5.29	5.22	4.94	4.75	4.46
0.15	7.64	7.10	6.94	6.73	6.57	6.45	6.35	6.25	6.09	5.96	5.48	5.15	4.69
0.20	9.69	8.73	8.44	8.07	7.81	7.60	7.43	7.28	7.01	6.80	6.05	5.56	4.91
0.25	12.44	10.81	10.33	9.73	9.30	8.97	8.69	8.45	8.05	7.73	6.65	5.98	5.12
0.30	16.21	13.49	12.72	11.75	11.09	10.58	10.17	9.81	9.22	8.77	7.27	6.39	5.32
0.35	21.45	16.97	15.73	14.22	13.22	12.47	11.86	11.35	10.52	9.79	7.91	6.80	5.51
0.40	28.89	21.51	19.54	17.22	15.74	14.64	13.78	13.07	11.94	11.09	8.54	7.19	5.68
0.45	39.73	27.44	24.33	20.83	18.66	17.11	15.91	14.95	13.44	12.34	9.16	7.56	5.84
0.50	56.00	35.22	30.34	25.09	22.00	19.86	18.24	19.96	15.02	13.61	9.76	7.91	5.98

5.2.1.2 Δυσκαμψία εδάφους κατάντη θεμελίου δ

Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας του εδάφους έχει ως εξής:

$$D_{εδ} = 3,14 \times \frac{E_{εδ} \times I_{πεδ,χ}}{B} = 3.14 \frac{16000 \times 28,51}{1,8} = 795.745 \text{ kNm}$$

Όπου $E_{εδ}$ μέτρο ελαστικότητας εδάφους, B πλάτος θεμελίου.

5.2.1.3 Δυσκαμψία συνδετήριας δοκού

Η δυσκαμψία της συνδετήριας δοκού είναι:

$$D_{δοκού} = 4 \times \frac{E_c \times I_{δοκ}}{l_{δοκ}} = 4 \frac{2,9 \times 10^7 \times 0.0208}{5,9} = 409538 \text{ kNm}$$

$$I_{δοκ} = \frac{0,25 \times 1^3}{12} = 0.0208$$

Όπου $I_{δοκ}$ μήκος συνδετήριας δοκού από κέντρο σε κέντρο θεμελίου.

5.2.1.4 Κατανομή συνολικής ροπής σε υποστυλώμα έδαφος και δοκό

Η συνολική δυσκαμψία υποστυλώματος, εδάφους και δοκού είναι:

$$\Sigma D = D_{\text{υπ}} + D_{\text{εδ}} + D_{\text{δοκού}} = 1.163.213 + 795.745 + 409.538 = 2.368.496 \text{ kNm}$$

Η τελική κατανομή της συνολικής ροπής $M_{\text{ολ}}$ γίνεται ως εξής:

$$M_{\text{υπ}} = \frac{D_{\text{υπ}}}{\Sigma D} M_{\text{ολ}} = \frac{1.163.213}{2.368.496} \times (-96,92) = 0,49 \times (-96,92) = - 47,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{εδ}} = \frac{D_{\text{εδ}}}{\Sigma D} M_{\text{ολ}} = \frac{795.745}{2.368.496} \times (-96,92) = 0,32 \times (-96,92) = - 32,5 \text{ kNm}$$

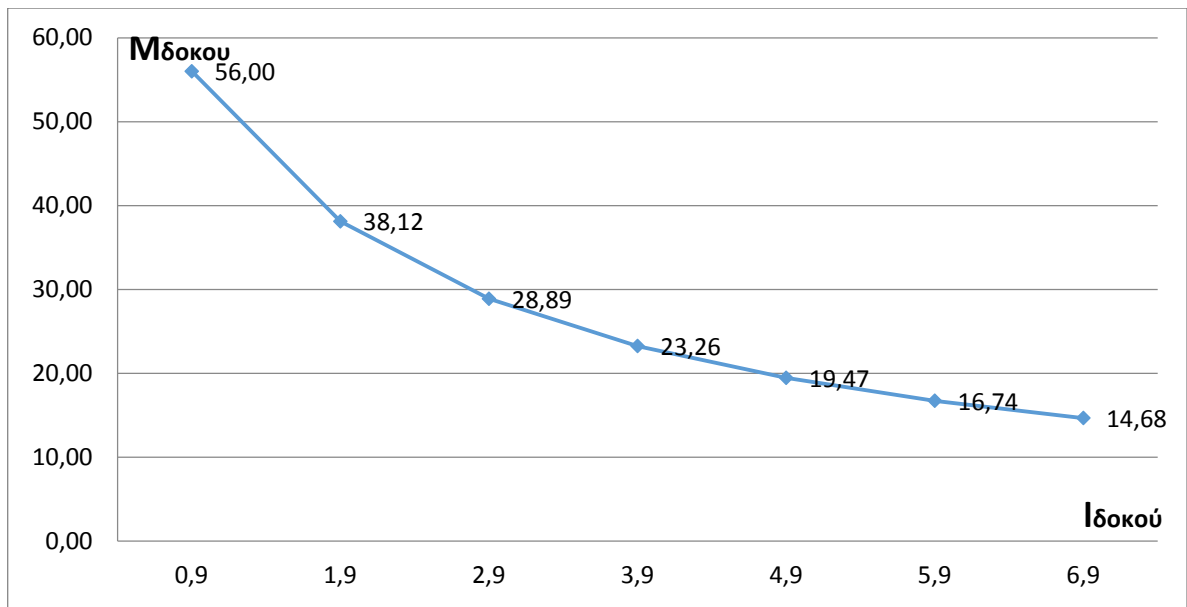
$$M_{\text{δοκ}} = \frac{D_{\text{δοκού}}}{\Sigma D} M_{\text{ολ}} = \frac{409.538}{2.368.496} \times (-96,92) = 0,18 \times (-96,92) = - 16,8 \text{ kNm}$$

Από τα παραπάνω γίνεται αντιληπτό πως η συνδετήρια δοκός παραλαμβάνει μέρος της ροπής του υποστυλώματος της τάξεως του 18% της συνολικής ροπής. Το ποσοστό αυτό εξαρτάτε από πολλούς παράγοντες όπως είναι το μήκος της συνδετήριας δοκού, το μήκος του υποστυλώματος, οι ροπές αδρανείας υποστυλωμάτων, πεδίου και συνδετήριας δοκού και το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους και του σκυροδέματος.

Μέσω της συνδετήριας δοκού μπορεί να αναθεωρηθεί το αναγκαίο μέγεθος του ενωμένου πεδίου που χρησιμοποιήθηκε προηγουμένως.

5.2.2 Επίδραση μήκους συνδετήριας δοκού στο καταμερισμό της ροπής του υποστυλώματος

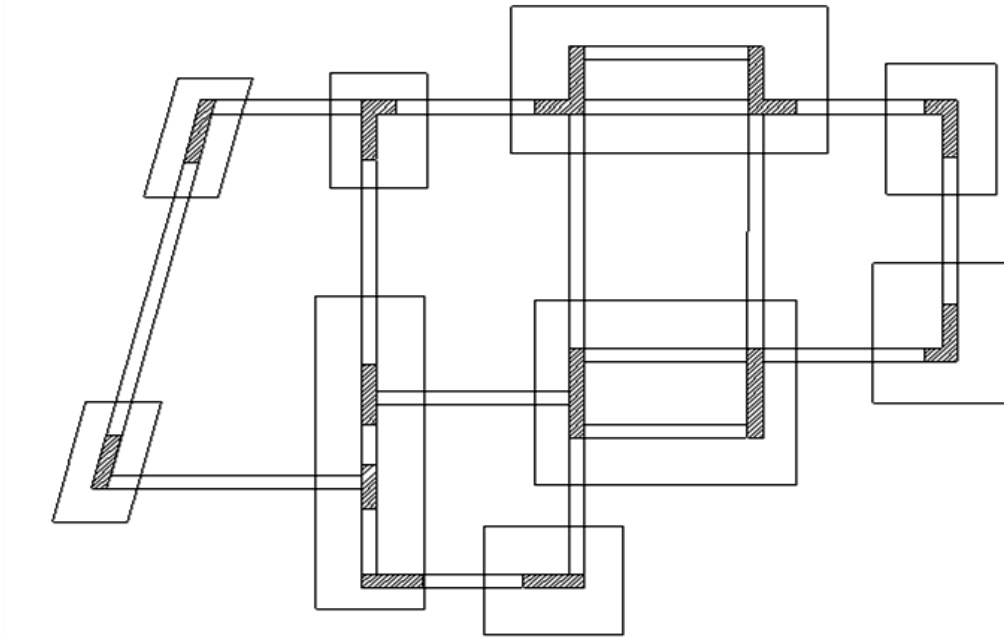
Το μήκος της συνδετήριας δοκού δηλαδή το μήκος από το κέντρο βάρους του ενός θεμελίου στο άλλο επιδρά σημαντικά στη κατανομή των ροπών κάμψεων από το υποστυλώμα στο έδαφος και τη συνδετήρια δοκό. Το διάγραμμα 23 περιγράφει τη ροπή που παραλαμβάνει η συνδετήρια δοκός (από τα υποστυλώματα 8-11-12) μεταβάλλοντας το μήκος της (όλες η υπόλοιπες συντελεστές παραμένουν σταθεροί). Όπως γίνεται αντιληπτό μικρό μήκος συνδετήριας δοκού οδηγεί σε μεγάλη δυσκαμψία με αποτέλεσμα να παραλαμβάνετε μεγαλύτερο ποσοστό ροπής κάμψης από τα υποστυλώματα. Αντίθετα οι μεγάλες αποστάσεις μεταξύ θεμελίων και ένωση αυτών με συνδετήρια δοκό επιφέρει μικρές παραλαβές ροπής από της συνδετήριας δοκού.



Διάγραμμα 23: Μεταβολή μήκους συνδετήριας δοκού(Ιδοκού) και επίδραση της ροπής κάμψης που παραλαμβάνει η δοκός.

5.3 Προτεινόμενος σχεδιασμός κάτοψης θεμελίων 1-9 με συνδετήριες δοκούς

Στο Διάγραμμα 24 προτείνεται μια ενδεικτική συνδεσμολογία των θεμελίων με συνδετήριες δοκού. Ωστόσο είναι σημαντικό να αναθεωρηθεί εκ νέου η διαστασιολόγηση των πεδίων. Οι συνδετήριες δοκού επιδρούν τόσο στις ροπές κάμψης όσο και στις ορθές δυνάμεις(οριζόντιες)που ασκούνται στα πέδιλα. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να μεταβάλλονται σημαντικά οι ενεργές επιφάνειες των θεμελίων και κατ' επέκταση οι αντιστάσεις σχεδιασμού R_{dn} των πεδίων. Τέλος κατά την εκ νέου διαστασιολόγηση αναμένετε μικρότερα πλάτη και μήκη πεδίων.



Διάγραμμα 24: Ενδεικτική συνδεσμολογία θεμελίων 1-9 με συνδετήριες δοκού.

6 Σχεδιασμός πεδιλοδοκών

6.1 Γενικά

Πεδιλοδοκοί-Σχάρες πεδιλοδοκών, αποτελούν ένα τρόπο ομαδικής θεμελίωσης υποστρωμάτων και τοιχωμάτων, των οποίων οι άξονες βρίσκονται περίπου σε ευθεία γραμμή. Λόγο σημαντικής δυσκαμψίας εξομαλύνουν και ομαλοποιούν την κατανομή των τάσεων της ανωδομής στο έδαφος, ενώ παράλληλα δένουν τη θεμελίωση οδηγώντας σε ενιαία απόκριση.

Η θεμελίωση μπορεί να γίνει με πεδιλοδοκούς στις περιπτώσεις όπου είναι επιθυμητή:

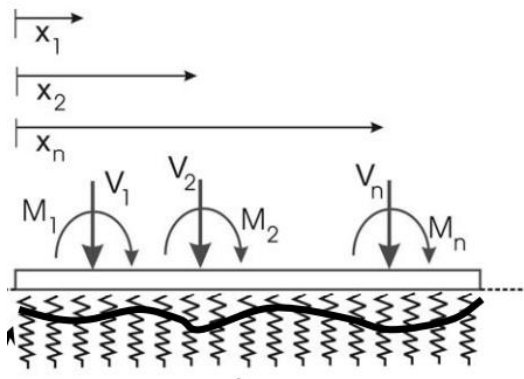
- 1) Η μείωση των διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ γειτονικών πεδίων, είτε λόγο πολύ διαφορετικών φορτίων είτε λόγο διαφορετικών εδαφικών συνθηκών.
- 2) Η μείωση της ακραίας πίεσης των πεδίων στο έδαφος(σε περίπτωση φορτίων μεγάλης εκκεντρότητας ή μεγάλων ροπών)
- 3) Η μείωση της οριζόντιας δύναμης που κάποιο πέδιλο μεταφέρει στο έδαφος(π.χ για την αποτροπή ολισθήσεως του πεδίου)
- 4) Γενικότερα, όπου είναι επιθυμητή η βελτίωση της συνεργασίας μεταξύ των πεδίων.

Στη σημερινή κατασκευαστική πρακτική είναι ο πλέον συνήθης τύπος επιφανειακής θεμελίωσης και χρησιμοποιείτε σε μεγάλο αριθμό ψηλών αλλά και χαμηλών κτηρίων. Η διατομή των πεδιλοδοκών είναι συνήθως ανεστραμμένου 'T' και η διάταξη τους κατά κύριο λόγο διαμορφώνεται σε μορφή σχάρας πεδιλοδοκών σε δυο κατευθύνσεις.

Η επίλυση των πεδιλοδοκών με απλοποιητικές σχέσεις δε δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα λόγω της έντονης ανακατανομής των εντατικών μεγεθών και τις αλληλεπίδρασης με το έδαφος. Για το λόγο αυτό η επίλυση των πεδιλοδοκών γίνεται κατά κύριο λόγο με τη χρήση ηλεκτρονικών προγραμμάτων θεωρώντας συνεχή ελαστική έδραση στο έδαφος(προσέγγιση Winkler με σειρά σταθερών ελατηρίων)

Ο σχεδιασμός πεδιλοδοκού μέσου προγράμματος jWinkler γίνεται με τη παραδοχή εδαφικών πιέσεων κατά το μοντέλο Winkler. Το μοντέλο αυτό 'αντικαθιστά' το έδαφος με σειρά ελατηρίων(Διάγραμμα 25) για το υπολογισμό βυθίσεων και πιέσεων κατάντη της εύκαμπτης πεδιλοδοκού. Το μοντέλο αυτό βασίζεται στη εξίσωση των ελατηρίων

$P = k y$, όπου P η εδαφική αντίδραση(kpa), y η βύθιση του ελατηρίου και k σταθερά ελατηρίου Winkler ή δείκτης εδάφους.

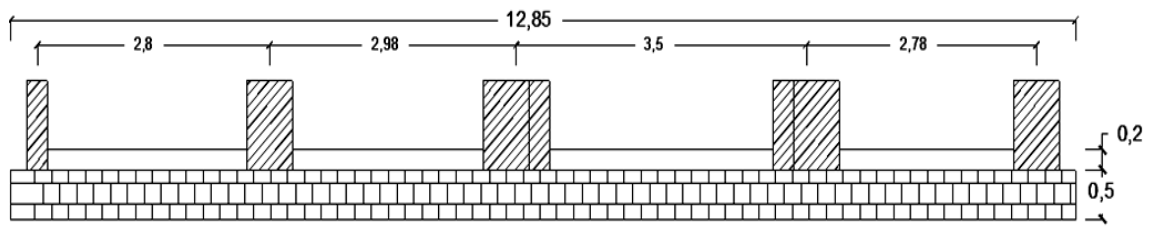


Διάγραμμα 25: Βυθίσεις και εδαφικές πιέσεις κάτω από τη πεδιλοδοκό.« πηγή: Καββαδας, Διαλέξεις Θεμελιώσεων ΕΜΠ»

6.2 Σχεδιασμός πεδιλοδοκού κατά μήκος των υποστυλωμάτων 1-2-3-4-5 μέσω του προγράμματος jWinkler

Κατά μήκος των υποστυλωμάτων 1-5(κάτοψη σελ.3) σχεδιάζεται συνεχής πεδιλοδοκός με πλάτος θεμελίου $B=2,1$, μήκος $L=12,45m$, ύψος $h=0,5$ και $h_1=0,2$ όπως παρουσιάζεται στο παρακάτω διάγραμμα(Διάγραμμα 26). Η θεώρηση πλάτους $B=2,1m$ και όχι μικρότερη είναι υποχρεωτική στο παρόν παράδειγμα εξαιτίας κατασκευαστικών λόγων. Για το σχεδιασμό της πεδιλοδοκού χρησιμοποιούνται τα στατικά φορτία σχεδιασμού όπως φαίνονται στο πίνακα 2.

Το jWinkler πρόγραμμα για το σχεδιασμό πεδιλοδοκού, προδιαθέτει τη διαστασιολόγηση της πεδιλοδοκού και των προσδιορισμό συγκεκριμένων εδαφικών χαρακτηριστικών του εδάφους(E, ν). Παράλληλα είναι απαραίτητος ο υπολογισμός του δείκτη εδάφους K .



Διάγραμμα 26: Οψη πεδιλοδοκού κατά μήκος των υποστυλωμάτων 1-5

6.2.1 Υπολογισμός σταθεράς ελατηρίου K

Ο δείκτης εδάφους πεδιλοδοκού κατά Vesic, ο οποίος συνυπολογίζει τη σχετική δυσκαμψία πεδίου εδάφους μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$K = \frac{0,65}{1-\nu^2} \times \sqrt[12]{\left(\frac{E_s B^4}{E_c I'}\right)} \times \frac{E_s}{B} = \frac{0,65}{1-0,25^2} \times \sqrt[12]{\left(\frac{16 \times 2,1^4}{29000 \times 0,0279}\right)} \times \frac{16}{2,1} = 4.880,0 \text{KN/m}^3$$

Όπου E_s και E_c μέτρο ελαστικότητας εδάφους και πεδίου αντίστοιχα, ν λόγος Poisson, B πλάτος πεδιλοδοκού. Όπου I' ροπή αδρανείας της διατομής όπως υπολογίστηκε μέσω της μεθόδου Steiner.

Τέλος πρέπει να σημειωθεί πως ο δείκτης εδάφους δε αποτελεί σταθερό χαρακτηριστικό του εδάφους αλλά εξαρτάτε από τις διαστάσεις της πεδιλοδοκού.

6.2.2 Παράμετρος σχετικής δυσκαμψίας δοκού-εδάφους

Η ευκαμψία ή αντίστοιχη δυσκαμψία της πεδιλοδοκού μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{KB}{4E_c I}} \quad L = \sqrt[4]{\frac{4,88 \times 2,1}{4 \times 29000 \times 0,0279}} \times 12,45 = 2,95 < 3,14 \text{ (ενδιάμεσης ακαμψίας$$

ανάλυση με μοντέλο Winkler).

Στη περίπτωση όπου το λ είναι μεγαλύτερο του 3,14 η δοκός θεωρείται πολύ εύκαμπτη. Αντίθετα όταν η τιμή του λ είναι μικρότερη του $\pi/2$ θεωρείται άκαμπτη και μπορεί να εφαρμοστεί γραμμική κατανομή των τάσεων.

6.2.3 Εισαγωγή δεδομένων στο jWinkler για πεδילוδοκό ενδιάμεσης ακαμψίας

Τα απαραίτητα χαρακτηριστικά για το σχεδιασμό πεδילוδοκού μέσω του προγράμματος jWinkler παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες(πίνακας 28-29). Αρχικά στο πίνακα 28α) συμπληρώνετε τα μήκη της πεδילוδοκού ενώ στο πίνακα 28β) προσθέτετε το ειδικό βάρος του εδάφους και τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος. Στο πίνακα 29α) δίνετε το μήκος της πεδילוδοκού, ο δείκτης εδάφους (K) και ο αριθμός των ελατηρίων. Τέλος στο πίνακα 29 β) συμπληρώνετε οι κατακόρυφες φορτίσεις και οι ροπές κάμψης των υποστυλωμάτων στα ανάλογα ελατήρια.

Πίνακας 28:α)Διαστασιολόγηση της διατομής πεδילוδοκούβ) χαρακτηριστικά εδάφους και σκυροδέματος.

The screenshot shows two panels. The left panel, titled 'Rectangular', displays a cross-section diagram of a pile with dimensions b , b_0 , h , h_0 , and h_1 . Below the diagram are input fields for these dimensions:

b [m]	2,10
h [m]	1,50
b0 [m]	0,25
h0 [m]	0,50
h1 [m]	0,20

The right panel is for material properties. It has two sections: 'Soil' and 'Beam'.

Soil:

γ [kN/m ³]	18
-------------------------------	----

Beam:

E [kN/m ²]	29.000.000
ν	0,15
γ [kN/m ³]	25

Πίνακας 29:α)Αριθμός ελατηρίων, μήκος πεδ/κου και δείκτης εδάφους (K) β)κατακόρυφη φόρτιση και ροπές κάμψης υποστυλωμάτων.

The screenshot shows three panels. The left panel is for 'Beam/Pile' properties:

Length [m]	12,45
Segments	40
From [m]	0,00
To [m]	12,45
Ks [kN/m ³]	4.880,
Inc [kN/m ³]	0,

The middle panel is a 'Preview' table showing element properties:

Element	x1[m]	x2[m]	Ks[kN/m ³]
1	0	0,311	4.880
2	0,311	0,622	4.880
3	0,622	0,934	4.880
4	0,934	1,245	4.880
5	1,245	1,556	4.880
6	1,556	1,867	4.880
7	1,867	2,179	4.880
8	2,179	2,49	4.880
9	2,49	2,801	4.880
10	2,801	3,112	4.880
11	3,112	3,424	4.880
12	3,424	3,735	4.880
13	3,735	4,046	4.880
14	4,046	4,357	4.880

The right panel is for 'Nodal load' and 'Elemental load'.

Nodal load:

At node:	1	0,000
V[kN]	275,700	
M[kNm]	-1,500	

Elemental load:

At element:	1	1 - 2
ρA [kN]	0,000	
ρB [kN]	0,000	

6.2.4 Αποτελέσματα jWinkler

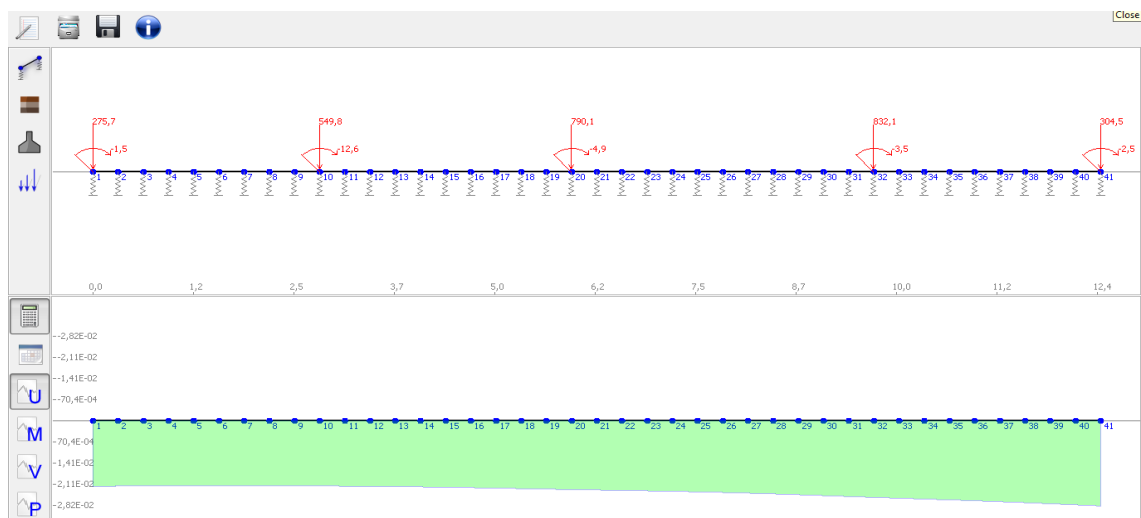
Στο πίνακα 30 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Δίνετε η καθίζηση, η στροφή, η ροπή, η διάτμηση και η πίεση του εδάφους για το σύνολο το σημείων, ανάλογο με το αριθμό των ελατηρίων που χρησιμοποιήθηκαν. Ωστόσο για λόγους

ευκολίας επιδεικνύονται ενδεικτικά αποτελέσματα. Συγκεκριμένα δίνονται τα αποτελέσματα στα άκρα της πεδιλοδοκού(κατάντη υποστυλώματος 1 και 5).

Πίνακας 30: Ενδεικτικά αποτελέσματα jWinkler προγράμματος

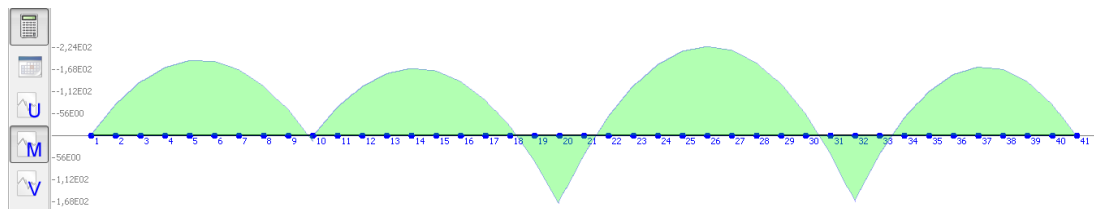
	displacements [m]	rotations [rad]	moments [kNm]	shear forces [kN]	soil pressures [kN]
1	0,02172337	-0,00026151	-1,500	-275,700	106,010
2	0,02164368	-0,00024568	-77,513	-212,776	105,621
2	0,02164368	-0,00024568	-77,513	-212,776	105,621
39	0,02744462	0,00114049	-135,476	139,578	133,930
40	0,02780672	0,00118264	-79,321	221,453	135,697
40	0,02780672	0,00118264	-79,321	221,453	135,697
41	0,02817806	0,00119825	2,500	304,500	137,509

Στο Διάγραμμα 27 και πίνακα 30 παρουσιάζονται οι ελαστικές καθιζήσεις της πεδιλοδοκού σε ολο το μήκος της. Η καθίζηση όπως παρουσιάζετε, κυμαίνεται από 21mm κατάντη του υποστυλώματος 1 και φτάνει ως τα 28mm κατάντη του υποστυλώματος 5. Παράλληλα γίνετε κανητό πως επιτυγχάνετε ομοιογένεια των καθιζήσεων, χωρίς να δημιουργούνται μεγάλες διαφορικές καθιζήσεις.



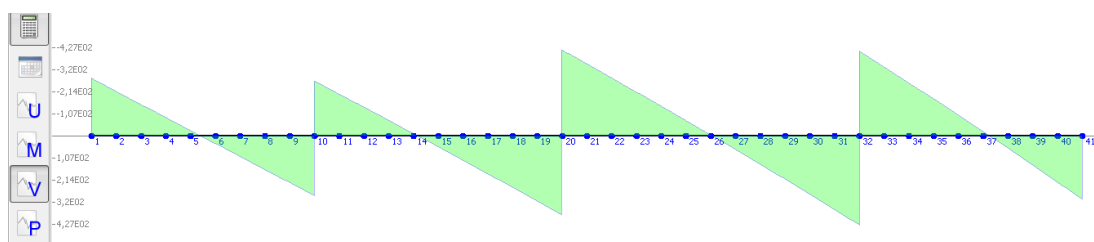
Διάγραμμα 27: Καθίζηση πεδιλοδοκού

Όπως γίνετε αντιληπτό από το Διάγραμμα 28 η μέγιστη ροπή κάμψης($M=-224\text{kNm}$) εμφανίζεται μεταξύ των υποστυλωμάτων 3-4(ελατήριο 26). Με βάση τη μέγιστη ροπή κάμψης υπολογίζεται ο άνω διαμήκης σπλισμός της πεδιλοδοκού.



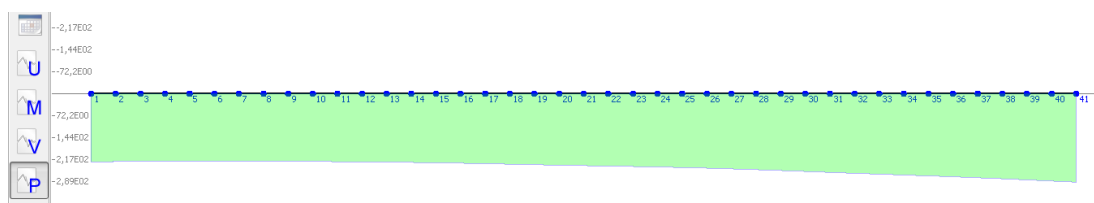
Διάγραμμα 28: Διαγραμμα ροπή κάμψης πεδילוδοκού

Στο Διάγραμμα 29 παρουσιάζεται τα διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων. Μέγιστες τέμνουσες προκύπτουν στα υποστυλώματα 3 και 4 αντίστοιχα. Η διάτμηση σε αυτά είναι 411 και 405 kn αντίστοιχα. Με βάση αυτά μπορεί να υπολογιστεί ο ανάλογος οπλισμός διάτμησης της πεδילוδοκού.



Διάγραμμα 29: Διάγραμμα τεμνουσών πεδילוδοκού

Τέλος από το Διάγραμμα 30, προκύπτει πως η μέγιστη πίεση του εδάφους παρουσιάζεται στο δεξί άκρο της πεδילוδοκού κατάντη του υποστυλώματος 5. Η δύναμη που ασκείται από τη πεδילוδοκού στο έδαφος στο συγκεκριμένο σημείο είναι 137 Kn. Η δύναμη αυτή ισοδυναμεί με ασκούμενη τάση στο έδαφος $q' = 210 \text{ kra}$. Όπως υπολογίστηκε στο κεφάλαιο 3 η μέση φέρουσα ικανότητα του εδάφους ισοδυναμούσε με 390-400kra. Συνεπώς η παρούσα διαστασιολόγηση της πεδילוδοκού θεωρείται ικανοποιητική για το παρών έδαφος θεμελίωσης.

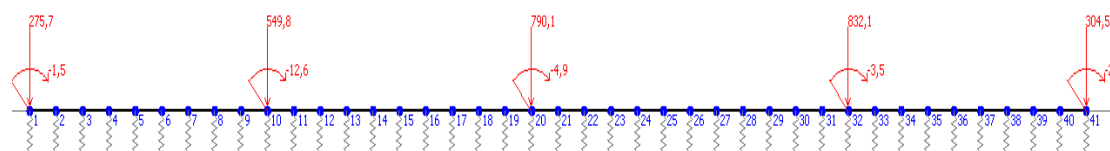


Διάγραμμα 30: Πίεση εδάφους από πεδילוδοκό

6.2.5 Μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας και η αντίστοιχη επίδραση στη καθίζηση της πεδιλοδοκού

Με σκοπό να ερευνηθεί η επίδραση που έχει η μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας στη αντίστοιχη καθίζησης της πεδιλοδοκού, ξανασχεδιάστηκε στο jWinkler πρόγραμμα η παραπάνω πεδιλοδοκός μεταβάλλοντας το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους. Συγκεκριμένα το μέτρο ελαστικότητας τροποποιήθηκε από 16 Μρα σε 32 Μρα. Όπως γίνεται αντιληπτό από τη σύγκριση των πινάκων 30-31. ο διπλασιασμός του μέτρου ελαστικότητας έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση κατά το ήμισυ της καθίζησης στα διάφορα σημεία(1-40) της πεδιλοδοκού. Επιπρόσθετα όπως ήταν φανερό οι δυνάμεις διάτμησης, οι ροπές κάμψης και οι πιέσεις εδάφους παραμένουν ίδιες. Οι μικρές διαφοροποιήσεις των τιμών οφείλονται στο υπολογισμό του δείκτη εδάφους (K) όπου συνυπολογίζει τη σχετική δυσκαμψία πεδίου εδάφους. Τέλος σε όλα τα 'nodes' της πεδιλοδοκού υπάρχει ανάλογη μείωση της καθίζησης, ωστόσο για λόγους ευκολίας δίνετε ένα κομμάτι μόνο του πίνακα.

Πίνακας 31: Ενδεικτικά αποτελέσματα jWinkler διπλασιάζοντας το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους



	0,0	1,2	2,5	3,7	5,0	6,2	7,5	8,7	10,0	11,2	12,4	
	node	displacements [m]	rotations [rad]	moments [kNm]	shear forces [kN]	soil pressures [kN]						
	1	1	0,01127367	-0,00039824	-1,500	-275,700	110,031					
	2	2	0,01115142	-0,00038246	-77,131	-210,412	108,838					
		3	0,01103821	-0,00034147	-132,560	-145,880	107,733					
		39	0,01393838	0,00075032	-134,296	136,052	136,039					
39		39	0,01393838	0,00075032	-134,296	136,052	136,039					
		40	0,01417898	0,00079219	-79,005	219,492	138,387					
40		40	0,01417898	0,00079219	-79,005	219,492	138,387					
		41	0,01442879	0,00080776	2,500	304,500	140,825					

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σε όλα τα στάδια της παρούσας διπλωματικής εργασίας δημιουργήθηκαν προβληματισμοί και πρόεκυψαν σημαντικά συμπεράσματα. Παρακάτω αναλύονται τα πιο σημαντικά συμπεράσματα που ανέκυψαν για το σύνολο των κεφαλαίων 2-6.

Κεφάλαιο 2- Εκκεντρότητα και ενεργός επιφάνειας

Κατά το υπολογισμό των εκκεντροτήτων και κατ' επέκταση των ενεργών επιφανειών προέκυψε πως τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού προκαλούν μεγαλύτερες εκκεντρότητες από ότι τα στατικά φορτία. Αυτό προκύπτει από τις μεγάλες ροπές κάμψεις και ταυτόχρονα μικρές κατακόρυφες φορτίσεις που εμφανίζονται στις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού σε σχέση με τις στατικές.

Κεφάλαιο 3- Φέρουσα ικανότητα

Όπως διαπιστώνετε ο συντελεστής κεκλιμένου φορτίου i_c τείνει να μειώσει περισσότερο τη φέρουσα ικανότητα του πεδύλου κατά το υπολογισμό σεισμικών δράσεων απ' ότι των στατικών δράσεων. Γεγονός που αποδεικνύετε από το σύνολο των πεδύλων 1-9(Πίνακας 12). Αυτό αποτελεί συνέπεια των μεγάλων ορθών δράσεων(οριζόντιες δυνάμεις) που παρουσιάζονται στις σεισμικές δράσεις. Συνεπώς οι ορθές δράσεις πέραν τη σημαντική επίδραση τους στη ενεργό επιφάνεια επιδρούν σημαντικά και στη φέρουσα ικανότητα των πεδύλων.

Επιπρόσθετα από πινάκες 13,14 προκύπτει πως η κρίσιμη φόρτιση για τη πλειονότητα των πεδύλων προέρχεται από τη δράση των στατικών φορτίσεων. Παρά των μεγάλων εκκεντροτήτων που παρουσιάζουν, οι σεισμικές δράσεις προκαλούν σαφέστατα μικρότερες κατακόρυφες φορτίσεις σε σχέση με τις στατικές. Στο παρόν σχεδιασμό οι μεγάλες κατακόρυφες στατικές φορτίσεις καθορίζουν το σχεδιασμό για τη πλειονότητα των πεδύλων. Πρέπει να τονιστεί πως στο σχεδιασμό επιδιώχτηκε το ποσοστό ικανοποίησης αντίστασης(V_d / R_{dv}) να είναι ελαφρός μικρότερο του 50% ώστε να μη είναι απαραίτητο κατά το υπολογισμό να περιληφθεί η επίδραση της μη γραμμικότητας της ακαμψίας του εδάφους(για ποσοστά μεγαλύτερα του 50%).

Από διαγράμματα 12-13 συμπεραίνουμε πως για το πάρων σχεδιασμό θεμελίωσης(ίσως όμως και για τη πλειονότητα των προβλημάτων) η επίδραση της συνοχής στο καθορισμό της ενεργούς επιφάνειας είναι αισθητά μεγαλύτερη της επίδρασης του

ειδικού βάρους. Αυτό αποδεικνύετε μελετώντας το ρυθμό(κλίση ευθείας)με το οποίο μειώνετε η ενεργός επιφάνεια ανάλογα με τη αύξηση της συνοχής και του ειδικού βάρους αντίστοιχα. Μέσω των διαγραμμάτων αυτών διαφαίνεται η αξιοσημείωτη επιρροή της συνοχής στο καθορισμό της φέρουσας ικανότητας επιφανειακών μεμονωμένων θεμελιώσεων υπό αστράγγιστες συνθήκες εδάφους.

Κεφάλαιο 4- Καθιζήσεις

Από το πίνακα 25(ολικές καθιζήσεις) προκύπτει πως οι ελαστικές καθιζήσεις αποτελούν το 20-30% των ολικών καθιζήσεων ενώ αντίστοιχα οι καθιζήσεις στερεοποιήσεις αποτελούν το 70-80%. Το ποσοστό αυτό ήταν αναμενόμενο αφού σε αργιλικά εδάφη υπό αστράγγιστες συνθήκες, το ποσοστό της ελαστικής καθιζήσης είναι πολύ μικρότερο από ότι οι καθιζήσεις στερεοποίησης.

Για το σύνολο των πεδίων οι ολικές καθιζήσεις που προέρχονται από το άθροισμα των ελαστικών καθιζήσεων και των καθιζήσεων στερεοποίησης είναι στο σύνολο μικρότερες από το μέγιστο αποδεκτό όριο καθιζήσεων όπως προτείνει ο EC7(50mm). Ωστόσο η επίδραση των γειτονικών πεδίων(μέσω διαγράμματος Newmark)στη καθιζήση ενός πεδιού μπορεί να οδηγήσει στη υπέρβαση των ορίων του κώδικα. Συγκεκριμένα μελετώντας τη επίδραση των γειτονικών θεμελίων στη καθιζήση του θεμελίου 6 προέκυψε αύξηση της καθιζήσης του κατά 22% και υπέρβαση των ορίων που θέτει ο κώδικας. Με γνώμονα αυτό μπορεί να προταθεί, η ανάγκη για διερεύνηση της καθιζήσης μέσω του διαγράμματος Newmark όταν η ολική καθιζήση είναι μεγαλύτερη των 40mm. Βέβαια το μεγάλο αυτό ποσοστό επίδρασης των γειτονικών θεμελίων προέρχεται από τις κοντινές αποστάσεις των μεμονωμένων θεμελίων στο συγκεκριμένο σχεδιασμό.

Κεφάλαιο 5-Ενωμενο πέδιλο και συνδετήρια δοκός

Ο συγκεκριμένος σχεδιασμός χαρακτηρίζετε από τις μικρές αποστάσεις των υποστυλωμάτων σε πολλά σημεία και ταυτόχρονα τη χαμηλή οριακή αντοχή του εδάφους. Για το λόγο αυτό είναι απαραίτητη η χρήση ενωμένου πεδίου στις περιπτώσεις των πεδίων 3,6 και 8.

Όπως προκύπτει από το διάγραμμα 23 μεγάλο μήκος συνδετήριας δοκού(μήκος από το ένα υποστυλώμα στο άλλο) οδηγεί σε μικρότερη παραλαβή ροπών κάμψεων των συνδετήριων δοκών από τα αντίστοιχα υποστυλώματα. Από αυτό συνεπάγετε πως οι

συνδετήριες δοκοί δρουν ενεργά στη παραλαβή ροπών κάμψεων από τα υποστυλώματα μόνο όταν βρίσκονται σε κοντινές αποστάσεις τα υποστυλώματα. Ωστόσο η μειωμένη δυσκαμψία της δοκού λόγω μεγάλου μήκους μπορεί να ισοσταθμιστεί αυξάνοντας το ύψος της διατομής και κατ' επέκταση τη ροπή αδρανείας της διατομής της δοκού.

Στο πεδίο 8 παρουσιάζονται 3 τοιχώματα-υποστυλώματα σε σειρά. Όπως παρατηρήθηκε στο συγκεκριμένο θεμέλιο λόγω σεισμικών δράσεων αναπτύχθηκαν μεγάλες ροπές οι οποίες έχουν ως αποτέλεσμα τη ανάπτυξη σημαντικών εκκεντροτήτων στο ενωμένο πέδιλο 8. Παρομοίως, στη πλειονότητα των τοιχωμάτων της κατασκευής, λόγω μεγάλης δυσκαμψίας των τοιχωμάτων (παράλληλα με τη μεγαλύτερη πλευρά των τοιχωμάτων) εμφανίστηκαν αξιοσημείωτες ροπές στη βάση των πεδίων τους. Η παρατήρηση αυτή μας οδηγεί στο συμπέρασμα πως σε τοιχία(υποστυλωμάτων) λόγω ανάπτυξης μεγάλων εκκεντροτήτων στη βάση τους(εξαιτίας κοπτικών ροπών) είναι προτιμητέος είτε ο σχεδιασμός συνδετήριων δοκών μεταξύ γειτονικών πεδίων είτε σχεδιασμός με πεδילוδοκο. Ο σχεδιασμός αυτός θα ομαλοποιεί τη ροπή των τοιχωμάτων δια μέσου της συνδετήριας δοκού και της πεδילוδοκου αντίστοιχα.

Κεφάλαιο 6- Πεδילוδοκός

Η μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους έχει άμεσο αντίκτυπο στη ελαστική καθίζηση ενός θεμελίου. Όπως παρατηρήθηκε στο κεφάλαιο 6.2.5(jWhinkler-σχεδιασμός πεδילוδοκού) ο διπλασιασμός του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους έχει ως αποτέλεσμα τη κατά το ήμισυ μείωση της καθίζησης. Παρόμοια διαπίστωση μπορεί να ειπωθεί μελετώντας τη γενικευμένη εξίσωση του Janbu, Bjerrum & Kjaernsli(1959) για ελαστική καθίζηση μεμονωμένου επιφανειακού πεδίου. Ομοίως και σε εκείνη τη εξίσωση ο διπλασιασμός του μέτρου ελαστικότητας επιφέρει κατά 50% μείωση της ελαστικής καθίζησης.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Baban, T. M. (2016). *Shallow foundations: Discussions and problem solving. Shallow Foundations: Discussions and Problem Solving.*
- Barnes, G. (2010). *Soil mechanics-principles and practice.*
- Bond, A., and Harris, A. (2008). “Decoding Eurocode 7.” *Notes.*
- Bond, A. J., Schuppener, B., Scarpelli, G., and Orr, T. L. L. (2009). *Eurocode 7 geotechnical design. Structural Engineer.*
- Braja, M. D. (2009). *Shallow Foundations.*
- Leonards, G. a., and Frost, J. D. (1988). “Settlement of Shallow Foundations on Granular Soils.” *Journal of Geotechnical Engineering*, 114, 791–809.
- Newmark, N. M. (University of I. (1947). “Influence charts for computation of vertical displacements in elastic foundations.” *University of Illinois Bulletin*, 44(45), 1–11.
- Oppermann, R. H. (1947). “Beams on elastic foundation.” *Journal of the Franklin Institute*, 243(Lix), 178.
- Rao, K. (2011). “Foundation Design_ Theory and Practice - N.” Wiley, Singapore.
- Reese, L. C., Isenhower, W. M., and Wang, S. T. (2007). *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations. Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations.*
- Sanglerat, G. (1984). *Practical problems in soil mechanics and foundation engineering.* (E. S, ed.), Oxford.
- Shahriar, M. a, Sivakugan, N., Urquhart, a, Tapiolas, M., and Das, B. M. (2013). “A Study on the Influence of Ground Water Level on Foundation Settlement in Cohesionless Soils.” *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 953–956.
- Sivakugan, N., and Pacheco, M. (2011). *Design of Shallow Foundations. Geotechnical Engineering Handbook.*
- Γεωργιάδης, Κ. (2011). *Στοιχεία Εδαφομηχανικής.*
- Ε.Κίρτας. (2010). “Επιφανειακές θεμελιώσεις.” Σέρρες.
- Ελληνικός κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος.* (2000). .
- Λυσανδρος, Π. (2014). “Σχεδιασμός έκκεντρου μοναχικού πεδύλου κώνικου τύπου με τους ευρωκώδικες 7,8 και 2.” *Λεμεσος*, 36.

