

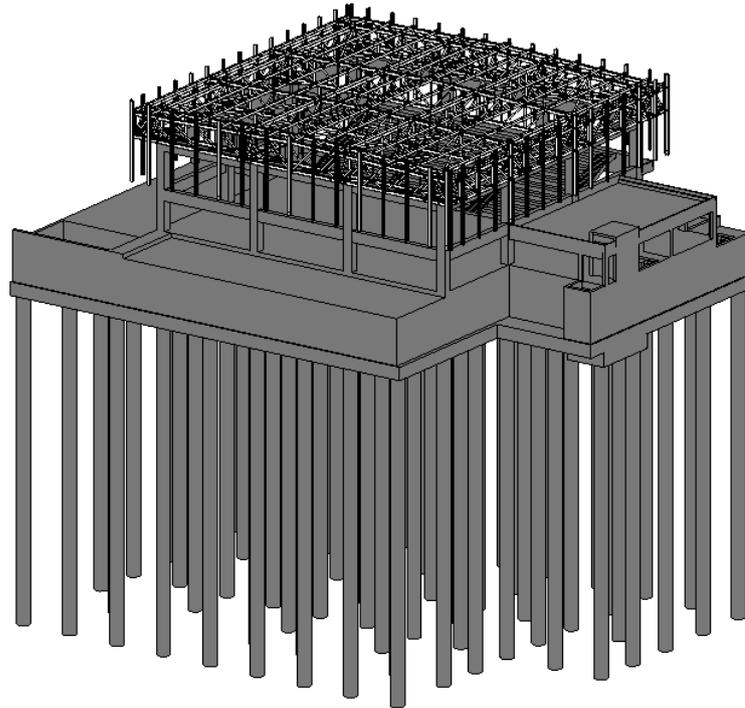


ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική Εργασία

ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΘΛΗΤΙΚΩΝ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΩΝ
ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟΥ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΜΑΡΚΕΛΛΟΣ ΚΑΙ ΙΩΑΝΝΗΣ ΦΙΛΙΠΠΟΠΟΥΛΟΣ



Υπεβλήθη για την εκπλήρωση μέρους των απαιτήσεων για την απόκτηση του
Διπλώματος Πολιτικού Μηχανικού

ΒΟΛΟΣ 2023

© 2023 Κωνσταντίνος Μάρκελλος και Ιωάννης Φιλιππόπουλος

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών της Πολυτεχνικής Σχολής του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/32 αρ. 202 παρ. 2).

Εγκρίθηκε από τα Μέλη της Τριμελούς Εξεταστικής Επιτροπής:

Πρώτος Εξεταστής (Επιβλέπων) Δρ. Ευριπίδης Μυστακίδης
Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Δεύτερος Εξεταστής Δρ. Ολυμπία Παναγούλη
Αναπληρωτής Καθηγήτρια, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,
Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης

Τρίτος Εξεταστής Δρ. Χρήστος Παπακωνσταντίνου
Αναπληρωτής Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Πρόλογος ή Ευχαριστίες

Πρώτα απ' όλα, θέλουμε να ευχαριστήσουμε τον επιβλέποντα της διπλωματικής μας εργασίας, Καθηγητή κ. Ευριπίδη Μυστακίδη, για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγησή του κατά τη διάρκεια της δουλειάς μας. Επίσης, είμαστε ευγνώμονες στα υπόλοιπα μέλη της εξεταστικής επιτροπής της διπλωματικής εργασίας, Αναπληρωτές Καθηγητές κ. Ολυμπία Παναγούλη και κ. Χρήστο Παπακωνσταντίνου για την προσεκτική ανάγνωση της εργασίας και για τις πολύτιμες υποδείξεις τους. Επίσης, ευχαριστούμε τα αδέρφια μας για την κατανόησή τους, ιδιαίτερα κατά τη διάρκεια των τελευταίων μηνών της προσπάθειάς μας. Πάνω απ' όλα, είμαστε ευγνώμονες στους γονείς μας για την ολόψυχη αγάπη και υποστήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια. Αφιερώνουμε αυτή την εργασία στους γονείς μας.

Κωνσταντίνος Μάρκελλος και Ιωάννης Φιλιππόπουλος

ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΘΛΗΤΙΚΩΝ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΩΝ

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟΥ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

Κωνσταντίνος Μάρκελλος και Ιωάννης Φιλιππόπουλος
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, 2023

Επιβλέπων Καθηγητής: Ευριπίδης Μυστακίδης, Καθηγητής

Περίληψη

Ο στόχος της διπλωματικής εργασίας ήταν η εκπόνηση της στατικής μελέτης για το νέο κτίριο αθλητικών δραστηριοτήτων του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας στο Βόλο. Στην στατική μελέτη έγινε η διαστασιολόγηση των πασσάλων, της πλάκας κοιτόστρωσης, των υποστυλωμάτων, των δοκών, των πλακών και των μεταλλικών στοιχείων της στέγης σύμφωνα με τα φορτία που φέρνει το κτίριο. Οι μεθοδολογίες που ακολουθήθηκαν για την διαστασιολόγηση έγιναν σύμφωνα με τους Ελληνικούς Κανονισμούς και τους Ευρωκώδικες. Μια ενδιαφέρουσα πρωτοτυπία στην συγκεκριμένη στατική μελέτη ήταν η προσομοίωση όλου του κτιρίου, από τους πασσάλους μέχρι και την στέγη, στο πρόγραμμα προσομοίωσης και διαστασιολόγησης ETABS ώστε να προσομοιωθούν οι επιδράσεις χρονικά μεταβαλλόμενων δυνάμεων, όπως ο σεισμός, πάνω στο κτίριο. Τα βασικά συμπεράσματα ήταν, η εξαιρετική ακρίβεια που επιτεύχθηκε στην διαστασιολόγηση λόγω του προγράμματος ETABS αλλά και η εξαιρετική ακρίβεια που επιτεύχθηκε στα αρχιτεκτονικά σχέδια λόγω του REVIT.

Λέξεις Κλειδιά: Προσομοίωση, ETABS, διαστασιολόγηση, σπλισμός, λόγος επάρκειας, φορτίσεις

STATIC STUDY OF THE SPORTS ACTIVITIES BUILDING OF THE UNIVERSITY OF THESSALY

Konstantinos Markellos and Ioannis Filippopoulos
University of Thessaly, Department of Civil Engineering, 2023

Supervisor: Euripidis Mistakidis, Professor

Abstract

The aim of the dissertation was to accomplish the static study for the new sports activities building of the University of Thessaly in Volos. In the structural study, the piles, the foundation slab, the columns, the beams, the floor slabs and the steel roof elements were dimensioned according to the loads carried by the building. The modus operandi followed for the dimensioning were according to Greek regulations and Eurocodes. An interesting originality in this static study was the simulation of the entire building, from the piles to the roof, in the ETABS simulation and dimensioning program in order to simulate the effects of time-varying forces, such as an earthquake, on the building. The main conclusions were, the excellent accuracy achieved in dimensioning due to ETABS but also the excellent accuracy achieved for the architectural designs due to REVIT.

Keywords: *Simulation, ETABS, dimensioning, rebar, loads, capacity ratio, loads*

Πίνακας Περιεχομένων

Κεφάλαιο 1	Εισαγωγή	23
1.1	Κίνητρο και υπόβαθρο	23
1.2	Σκοπός της διπλωματικής εργασίας	23
1.3	Οργάνωση διπλωματικής εργασίας	23
Κεφάλαιο 2	Πληροφορίες κτιρίου & μελέτης	25
2.1	Γενικά	25
2.2	Κατασκευαστικοί κανονισμοί	30
2.3	Υλικά κατασκευής	30
2.4	Λογισμικά μελέτης	31
2.5	Είδη πεπερασμένων στοιχείων	31
Κεφάλαιο 3	Ορισμός υλικών και στοιχείων στο ETABS	32
3.1	Ορισμός υλικών	32
3.2	Ορισμός στιβαρότητας στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος	34
3.3	Ονομαστική επικάλυψη <i>cnom</i> στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος	35
3.4	Ορισμός ραβδωτών πεπερασμένων στοιχείων	36
3.5	Ορισμός επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων	39
3.6	Ορισμός μάζας κτιρίου και διαφραγματικής λειτουργίας πλακών	46
3.7	Ορισμός εδάφους	47
3.8	Ορισμός φορτίσεων	51
3.9	Ορισμός στιβαρής σύνδεσης	51
Κεφάλαιο 4	Προσομοίωση και διαστασιολόγηση στοιχείων στο λογισμικό ETABS και Excel	53
4.1	Θεμελίωση	53

4.2 Φέρων Οργανισμός	59
4.2.1 Υποστυλώματα	60
4.2.2 Δοκοί	63
4.2.3 Πλάκες	65
4.2.4 Τοιχώματα	72
4.3 Στέγη	73
Κεφάλαιο 5 Φορτίσεις κτιρίου	84
5.1 Ίδια βάρη	84
5.2 Φορτίο επικάλυψης	84
5.3 Φορτίο στηθαίου	88
5.4 Αναρτημένα φορτία ψευδοροφών και Η/Μ	88
5.5 Φορτία τοιχοποιιών	91
5.6 Φορτίο των πάνελ σκίασης της στέγης	93
5.7 Φορτία ψευδοροφών κάτω επιπέδου δικτυωμάτων στέγης	94
5.8 Κινητό φορτίο	95
5.9 Φορτία φωτοβολταϊκών	98
5.10 Φορτίο χιονιού	99
5.11 Φορτίο ανέμου	101
5.11.1 Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης)	103
5.11.2 Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων επί της στέγης για τις 4 διευθύνσεις του ανέμου	109
5.11.3 Υπολογισμός των εσωτερικών ανεμοπιέσεων επί της στέγης	118
5.11.4 Συνδυασμοί ανεμοπιέσεων για την οριακή κατάσταση ισορροπίας	120
5.12 Σεισμικά φορτία	123
Κεφάλαιο 6 Συνδυασμοί φορτίσεων οριακής κατάστασης αστοχίας	125
6.1 Μη σεισμικοί συνδυασμοί	125
6.2 Σεισμικοί συνδυασμοί	127
Κεφάλαιο 7 Έλεγχοι μεταλλικών στοιχείων στέγης	128

Κεφάλαιο 8 Έλεγχοι υποστυλωμάτων	132
8.1 Υποστυλώματα διατομής 30x30 cm	132
8.2 Υποστυλώματα διατομής 30x50 cm	133
8.3 Υποστυλώματα διατομής 40x65 cm	134
8.4 Υποστυλώματα διατομής 50x50 cm	135
8.5 Υποστυλώματα διατομής 50x50x30x30 cm BL	136
8.6 Υποστυλώματα διατομής 50x50x30x30 cm BR	137
8.7 Υποστυλώματα διατομής 60x50x30x30 cm TR	138
8.8 Υποστυλώματα διατομής 60x30 cm	139
8.9 Υποστυλώματα διατομής 65x30 cm	140
8.10 Υποστυλώματα διατομής 65x40 cm	141
8.11 Υποστυλώματα διατομής 70x60 cm	142
8.12 Υποστυλώματα διατομής 80x50 cm	143
8.13 Υποστυλώματα διατομής 80x80 cm	144
8.14 Υποστυλώματα διατομής 80x245 cm	145
8.15 Υποστυλώματα διατομής 150x80 cm	146
8.16 Κεντρικά υποστυλώματα κερκίδων διατομής 80x80 cm	147
8.17 Κεντρικά υποστυλώματα κερκίδων διατομής 80x245 cm	148
Κεφάλαιο 9 Έλεγχοι τοιχωμάτων	149
9.1 Πυρήνας T1	149
9.2 Πυρήνας T2 από -4.60m στάθμη έως ±0.00m	150
9.3 Πυρήνας T2 από στάθμη ±0.00m έως +3.90m	151
9.4 Τοίχωμα T1	152
9.5 Τοιχώματα T2 έως T5	153

Κεφάλαιο 10	Απαιτούμενοι οπλισμοί δοκών	154
10.1	Οροφή ημιυπόγειου -1.00m	154
10.2	Οροφή ισογείου 0m	155
10.3	Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m	156
10.4	Κεκλιμένες δοκοί κερκίδων	157
10.5	Απολήξεις υποστυλωμάτων +8.10m	158
10.6	Δοκοί τύπου spandrel	159
Κεφάλαιο 11	Απαιτούμενοι οπλισμοί πλακών	160
11.1	Οροφή ημιυπόγειου -1.00m	160
11.2	Οροφή ισογείου 0m	163
11.3	Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m	165
11.4	Πλάκες κερκίδων	167
Κεφάλαιο 12	Έλεγχος θεμελίωσης	169
12.1	Αξονικές δυνάμεις πασσάλων διαμέτρου $D = 1.20$ m	169
12.2	Έλεγχος επάρκειας οπλισμού πασσάλων διαμέτρου $D = 1.20$ m	170
12.3	Απαιτούμενοι οπλισμοί πλάκας κοιτόστρωσης	171
Βιβλιογραφία		174

Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 2.1: Στάθμες κτιρίου.....	25
Πίνακας 3.1: Βάρος και μηχανικές ιδιότητες σκυροδέματος C30/37.....	32
Πίνακας 3.2: Αντοχή σκυροδέματος C30/37.....	32
Πίνακας 3.3: Βάρος και μηχανικές ιδιότητες σκυροδέματος NULL CONCRETE	32
Πίνακας 3.4: Βάρος και μηχανικές ιδιότητες σκυροδέματος C25/30.WL	33
Πίνακας 3.5: Αντοχή σκυροδέματος C25/30.WL	33
Πίνακας 3.6: Βάρος και μηχανικές ιδιότητες χάλυβα B500C.....	33
Πίνακας 3.7: Αντοχή χάλυβα B500C.....	33
Πίνακας 3.8: Βάρος και μηχανικές ιδιότητες μορφοχάλυβα S275.....	33
Πίνακας 3.9: Αντοχή μορφοχάλυβα S275	33
Πίνακας 3.10: Υπολογισμός ονομαστικής επικάλυψης <i>c_{nom}</i>	35
Πίνακας 3.11: Υλικό και διαστάσεις δοκού BEAM 30/60 1	36
Πίνακας 3.12: Οπλισμός και απόσταση οπλισμού από την παρειά της δοκού BEAM 30/60 1	36
Πίνακας 3.13: Συντελεστές στιβαρότητας δοκού BEAM 30/60 1.....	36
Πίνακας 3.14: Υλικό και διαστάσεις υποστυλώματος COLS 30/30	37
Πίνακας 3.15: Οπλισμός και απόσταση οπλισμού από την παρειά υποστυλώματος COLS 30/30.....	37
Πίνακας 3.16: Συντελεστές στιβαρότητας υποστυλώματος COLS 30/30.....	37
Πίνακας 3.17: Υλικό και διαστάσεις πασσάλου PILE.120.28F25	37
Πίνακας 3.18: Οπλισμός και απόσταση οπλισμού από την παρειά του πασσάλου PILE.120.28F25	38
Πίνακας 3.19: Συντελεστές στιβαρότητας πασσάλου PILE.120.28F25.....	38
Πίνακας 3.20: Υλικό και διαστάσεις μεταλλικής σύνδεσης PURLING CON	38
Πίνακας 3.21: Υλικό, είδος και πάχος πλάκας Slab 20.....	39
Πίνακας 3.22: Συντελεστές στιβαρότητας πλάκας Slab 20.....	39
Πίνακας 3.23: Υλικό, είδος και πάχος πλάκας κοιτόστρωσης TH 120	42
Πίνακας 3.24: Συντελεστές στιβαρότητας πλάκας κοιτόστρωσης TH 120	42
Πίνακας 3.25: Υλικό, είδος και πάχος πάνελ σκίασης HatDS	42
Πίνακας 3.26: Συντελεστές στιβαρότητας πάνελ σκίασης HatDS.....	43
Πίνακας 3.27: Υλικό, βάθος, διαστάσεις και αντοχή ήλου για το θερμομονωτικό πάνελ ROOF SHEET	43

Πίνακας 3.28: Υλικό, τύπος και πάχος τοιχώματος WALL 30	44
Πίνακας 3.29: Συντελεστές στιβαρότητας τοιχώματος WALL 30	44
Πίνακας 3.30: Υλικό, τύπος και πάχος δοκού WALL SPANDREL 30	46
Πίνακας 3.31: Συντελεστές στιβαρότητας δοκού WALL SPANDREL 30	46
Πίνακας 3.32: Ελατηριακές σταθερές εδαφικών στρώσεων	48
Πίνακας 3.33: Ελατηριακές σταθερές εδαφικών στρώσεων για $D = 1.2$ m.....	49
Πίνακας 3.34: Κατακόρυφη ελατηριακή σταθερά για $D = 1.2$ m.....	50
Πίνακας 4.1: Οριακά και επιτρεπόμενα θλιπτικά φορτία μεμονωμένου πασσάλου	54
Πίνακας 4.2: Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού πασσάλου σε υπολογιστικό φύλλο Excel ..	55
Πίνακας 4.3: Έλεγχος ελάχιστης απόστασης ράβδων οπλισμού πασσάλου σε υπολογιστικό φύλλο Excel	55
Πίνακας 4.4: Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού υποστυλώματος 80/80 σε υπολογιστικό φύλλο Excel	60
Πίνακας 4.5: Έλεγχος μέγιστης απόστασης ράβδων οπλισμού υποστυλώματος 80/80 σε υπολογιστικό φύλλο Excel	60
Πίνακας 4.6: Έλεγχος τοποθετούμενου οπλισμού σε δοκό 70/100 σε υπολογιστικό φύλλο Excel.....	63
Πίνακας 4.7: Έλεγχος ελάχιστης απόστασης ράβδων οπλισμού δοκού 70/100 σε υπολογιστικό φύλλο Excel	64
Πίνακας 4.8: Έλεγχος για τετράμητο συνδετήρα σε δοκό 50/100 σε υπολογιστικό φύλλο Excel.....	64
Πίνακας 4.9: Τιμές του συντελεστή α (ΕΚΩΣ2000, Πίνακας 16.2)	66
Πίνακας 4.10: Έλεγχος τοποθετημένου πάχους πλακών σε υπολογιστικό φύλλο Excel	68
Πίνακας 4.11: Συντελεστές ψ (ΕΚΩΣ2000, Πίνακας 6.3).....	69
Πίνακας 4.12: Συντελεστής ερπυσμού $\phi(t_{\infty}, t_0)$ (ΕΚΩΣ2000, Πίνακα 2.3)	70
Πίνακας 4.13: Έλεγχος βελών κάμψης at πλακών λόγω ερπυσμού ϕ σε υπολογιστικό φύλλο Excel.....	71
Πίνακας 4.14: Συντελεστές μηκών λυγισμού απλών υποστυλωμάτων	80
Πίνακας 5.1: Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους (EN 1991-1-4, πίνακας 4.1).....	103
Πίνακας 5.2: Υπολογισμοί εξωτερικών πιέσεων επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) - Διεύθυνση ανέμου 0°	104
Πίνακας 5.3: Υπολογισμοί εξωτερικών πιέσεων επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) - Διεύθυνση ανέμου 90°	105

Πίνακας 5.4: Υπολογισμοί εξωτερικών πιέσεων επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) - Διεύθυνση ανέμου 180°	106
Πίνακας 5.5: Υπολογισμοί εξωτερικών πιέσεων επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) - Διεύθυνση ανέμου 270°	107
Πίνακας 5.6: Υπολογισμοί εξωτερικών πιέσεων επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) ως ελεύθερα ιστάμενοι τοίχοι	108
Πίνακας 5.7: Υπολογισμοί των εξωτερικών πιέσεων επί της στέγης - Διεύθυνση ανέμου 0°	110
Πίνακας 5.8: Υπολογισμοί των εξωτερικών πιέσεων επί της στέγης - Διεύθυνση ανέμου 90°	113
Πίνακας 5.9: Υπολογισμοί των εξωτερικών πιέσεων επί της στέγης - Διεύθυνση ανέμου 180°	114
Πίνακας 5.10: Υπολογισμοί των εξωτερικών πιέσεων επί της στέγης για την διεύθυνση του ανέμου 270°	117
Πίνακας 5.11: Συνδυασμοί ανεμοπιέσεων για την ΟΚΑ στο ETABS, θεωρώντας την στέγη και τα πάνελ σκίασης 100% συμπαγείς επιφάνειες	120
Πίνακας 5.12: Συνδυασμοί ανεμοπιέσεων για την ΟΚΑ στο ETABS, θεωρώντας την στέγη 100% συμπαγείς και τα πάνελ σκίασης 80% συμπαγείς επιφάνειες	121
Πίνακας 5.13: Παράμετροι κτιρίου για το σεισμικό φάσμα σχεδιασμού βάσει ΕΑΚ2000....	123
Πίνακας 6.1: Συνδυασμοί συντελεστών για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς των μόνιμων φορτίων, ανέμου και χιονιού	127
Πίνακας 6.2: Σεισμικοί συνδυασμοί ETABS	127

Κατάλογος Εικόνων

Εικόνα 2.1: Ξυλότυπος στάθμης $\pm 0.00\text{m}$ και -1.00m	26
Εικόνα 2.2: Ξυλότυπος στάθμης $\pm 0.00\text{ m}$ με εμφάνιση των κερκίδων	27
Εικόνα 2.3: Σύνολο κτιρίου από την στάθμη του υπογείου έως την στάθμη των $+4.50\text{ m}$	28
Εικόνα 2.4: Κύριο και δευτερεύον δικτύωμα της στέγης	29
Εικόνα 2.5: Μορφή μεταλλικής στέγης και υπολοίπου κτιρίου μετά το πέρας της μελέτης..	30
Εικόνα 3.1: Σχηματική επεξήγηση των παραδοχών Kirchhoff.....	40
Εικόνα 3.2: Δυνάμεις F και ροπές M	41
Εικόνα 3.3: Παράδειγμα ετικετοποίησης δοκών spandrel	45
Εικόνα 3.4: Διάγραμμα ροπών M της ίδιας δοκού spandrel στο ETABS	45
Εικόνα 3.5: Γεωμετρία των 2 πρώτων πεπερασμένων στοιχείων των πασσάλων λόγω κοιτόστρωσης.....	49
Εικόνα 3.6: Στιβαρή σύνδεση (Rigid Link) σε κόμβο δοκού-υποστυλώματος και δοκού- τοιχώματος	52
Εικόνα 4.1: Αρχική τοποθέτηση πασσάλων	55
Εικόνα 4.2: Τοποθέτηση πασσάλων σε κανονική κάτοψη	56
Εικόνα 4.3: Τετραγωνικές άκαμπτες επιφάνειες και ουδέτερες δοκοί στην κοιτόστρωση	57
Εικόνα 4.4: Τοποθέτηση Design Strips από παρειά ακραίου πασσάλου σε παρειά ακραίου πασσάλου	59
Εικόνα 4.5: Μέρη υποστυλώματος που χωρίστηκαν αναγκαστικά στην προσομοίωση	61
Εικόνα 4.6: Επιλογή 4 και 5 που αφορά το μη στηριγμένο μήκος στοιχείου για το φαινόμενο του λυγισμού	62
Εικόνα 4.7: Ειδική περίπτωση για τον συντελεστή a	67
Εικόνα 4.8: Ευθεία που προσομοιώνει την πλάκα κερκίδας.....	72
Εικόνα 4.9: Επιφάνειες που χωρίζεται δικλινής στέγη λόγω ανέμου (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 7.8).....	73
Εικόνα 4.10: Χωρισμός της δικλινής στέγης σε επιφάνειες σύμφωνα με τον EN 1991-1- 4:2005 για την διεύθυνση ανέμου 180°	74
Εικόνα 4.11: Επιφάνειες στις οποίες πρέπει να χωριστούν τα πάνελ σκίασης λόγω ανέμου (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 7.5)	74
Εικόνα 4.12: Χωρισμός των πάνελ σκίασης σε επιφάνειες σύμφωνα με τον EN 1991-1- 4:2005 για την διεύθυνση ανέμου 180° (Κάτοψη)	75

Εικόνα 4.13: Επιλογές 24, 25, 26 του λογισμικού ETABS που επηρεάζουν τα μήκη λυγισμού των μεταλλικών στοιχείων	76
Εικόνα 4.14: Τομή δικτυώματος στον Άξονα C όπως αυτός θα κατασκευαστεί	77
Εικόνα 4.15: : Τομή δικτυώματος στον Άξονα C όπως αυτό προσομοιώθηκε στο λογισμικό ETABS	77
Εικόνα 4.16: Α) Κύριο και δευτερεύων δικτύωμα της στέγης Β) Απόσπασμα από την κάτοψη του άνω πέλματος του δικτυώματος	78
Εικόνα 4.17: Απόσπασμα από την κάτοψη του κάτω πέλματος του δικτυώματος	79
Εικόνα 4.18: Σύνδεση στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος με μεταλλικά στοιχεία.....	81
Εικόνα 4.19: Τρισδιάστατο γραμμικό προσομοίωμα της μεταλλικής στέγης στο λογισμικό ETABS	83
Εικόνα 5.1: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL στην οροφή υπόγειου – Στάθμη -1.00 m	85
Εικόνα 5.2 Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL στην οροφή ισογείου – Στάθμη ±0.00 m.....	85
Εικόνα 5.3: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL στις κερκίδες	86
Εικόνα 5.4: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.SOIL.SLABS στην οροφή υπόγειου – Στάθμη -1.00 m.....	86
Εικόνα 5.5: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.SOIL.SLABS στην οροφή ισογείου – Στάθμη ±0.00 m.....	87
Εικόνα 5.6: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.SOIL.SLABS στην οροφή περιφερειακών κτιρίων – Στάθμη +3.00 m	87
Εικόνα 5.7: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.STITHAIO.BEAMS στην οροφή περιφερειακών κτιρίων – Στάθμη +3.00 m	88
Εικόνα 5.8: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.HM στην οροφή υπόγειου – Στάθμη -1.00 m	89
Εικόνα 5.9: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.HM στην οροφή ισογείου – Στάθμη ±0.00 m	89
Εικόνα 5.10: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.HM στην οροφή περιφερειακών κτιρίων – Στάθμη +3.00 m	90
Εικόνα 5.11: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.HM στις Κερκίδες.....	90
Εικόνα 5.12: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.HM.INST στην οροφή υπόγειου – Στάθμη -1.00 m.....	91
Εικόνα 5.13: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.WALLS.SLABS στην οροφή υπόγειου – Στάθμη -1.00 m.....	92

Εικόνα 5.14: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.WALLS.SLABS στην οροφή ισογείου – Στάθμη ± 0.00 m	92
Εικόνα 5.15: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.WALLS.BEAMS στην οροφή υπόγειου – Στάθμη -1.00 m	93
Εικόνα 5.16: Φόρτιση ιδίου βάρους ADL.HAT στα πάνελ σκίασης στέγης	93
Εικόνα 5.17: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.HM.R κάτω επιπέδου δικτυωμάτων στέγης – Στάθμη $+8.30$ m	94
Εικόνα 5.18: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.ROOF.CEILING κάτω επιπέδου δικτυωμάτων στέγης – Στάθμη $+8.30$ m	94
Εικόνα 5.19: Φόρτιση κινητών φορτίων LIVE στην οροφή υπόγειου – Στάθμη -1.00 m	95
Εικόνα 5.20: Φόρτιση κινητών φορτίων LIVE στην οροφή ισογείου – Στάθμη ± 0.00 m	96
Εικόνα 5.21: Φόρτιση κινητών φορτίων LIVE στην οροφή περιφερειακών κτιρίων – Στάθμη $+3.00$ m	96
Εικόνα 5.22: Φόρτιση κινητών φορτίων LIVE στις Κερκίδες	97
Εικόνα 5.23: Φόρτιση κινητών φορτίων LIVE στην άνω στάθμη πλάκας κοιτόστρωσης – Στάθμη -4.60 m	97
Εικόνα 5.24: Φόρτιση φωτοβολταϊκών ADL.R.INF στην οροφή στέγης – Στάθμη $+11.00$ m ..	98
Εικόνα 5.25: Φόρτιση φωτοβολταϊκών ADL.R.SUP στην οροφή στέγης – Στάθμη $+11.00$ m ..	98
Εικόνα 5.26: Φόρτιση χιονιού SNOW στην οροφή στέγης – Στάθμη $+11.00$ m	100
Εικόνα 5.27: Φόρτιση χιονιού SNOW.L στην οροφή στέγης – Στάθμη $+11.00$ m	100
Εικόνα 5.28: Φόρτιση χιονιού SNOW.R στην οροφή στέγης – Στάθμη $+11.00$ m	101
Εικόνα 5.29: Εξωτερικές πιέσεις επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) για την φόρτιση W.0.V - Διεύθυνση ανέμου 0°	104
Εικόνα 5.30: Εξωτερικές πιέσεις επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) για την φόρτιση W.90.V - Διεύθυνση ανέμου 90°	105
Εικόνα 5.31: Εξωτερικές πιέσεις επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) για την φόρτιση W.180.V - Διεύθυνση ανέμου 180°	106
Εικόνα 5.32: Εξωτερικές πιέσεις επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) για την φόρτιση W.270.V - Διεύθυνση ανέμου 270°	107
Εικόνα 5.33: Εξωτερικές πιέσεις επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) για την φόρτιση W.FSW.P	108
Εικόνα 5.34: Εξωτερικές πιέσεις επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) για την φόρτιση W.FSW.N	109

Εικόνα 5.35: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.O.R.C1 - Διεύθυνση ανέμου 0°	111
Εικόνα 5.36: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.O.R.C2 - Διεύθυνση ανέμου 0°	111
Εικόνα 5.37: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.O.R.C3 - Διεύθυνση ανέμου 0°.....	112
Εικόνα 5.38: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.O.R.C4 - Διεύθυνση ανέμου 0°	112
Εικόνα 5.39: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.90.R - Διεύθυνση ανέμου 90°.....	113
Εικόνα 5.40: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.180.R.C1 - Διεύθυνση ανέμου 180°	114
Εικόνα 5.41: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.180.R.C2 - Διεύθυνση ανέμου 180°	115
Εικόνα 5.42: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.180.R.C3 - Διεύθυνση ανέμου 180°	115
Εικόνα 5.43: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.180.R.C4 - Διεύθυνση ανέμου 180°	116
Εικόνα 5.44: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.270.R.C2 - Διεύθυνση ανέμου 270°	117
Εικόνα 5.45: Εσωτερικές ανεμοπιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.INT.P	118
Εικόνα 5.46: Εσωτερικές ανεμοπιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.INT.N.....	119
Εικόνα 5.47: Σεισμικό φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000.....	123
Εικόνα 6.1: Ερμηνεία των κωδικών GU.S.Wi και GF.Wi.....	126
Εικόνα 7.1: Λόγοι επάρκειας μεταλλικών στοιχείων δευτερεύοντος δικτυώματος	128
Εικόνα 7.2: Λόγοι επάρκειας μεταλλικών στοιχείων κύριου δικτυώματος	129
Εικόνα 7.3: Λόγοι επάρκειας μεταλλικών στοιχείων που στηρίζουν τα πάνελ σκίασης.....	130
Εικόνα 7.4: Λόγοι επάρκειας οριζόντιων χιαστί μεταλλικών στοιχείων στο κάτω πέλμα του δικτυώματος.....	130
Εικόνα 7.5: Λόγοι επάρκειας τεγίδων και χιαστί αντιανέμιων μεταλλικών στοιχείων στο πάνω πέλμα του δικτυώματος.....	130
Εικόνα 7.6: Λόγοι επάρκειας όλων των μεταλλικών στοιχείων της στέγης	131
Εικόνα 8.1: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 30x30 cm	132

Εικόνα 8.2: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 30x30 cm	132
Εικόνα 8.3: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 30x30 cm ..	132
Εικόνα 8.4: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 30x50 cm	133
Εικόνα 8.5: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 30x50 cm	133
Εικόνα 8.6: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 30x50 cm ..	133
Εικόνα 8.7: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 40x65 cm	134
Εικόνα 8.8: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 40x65 cm	134
Εικόνα 8.9: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 40x65 cm ..	134
Εικόνα 8.10: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλώματος 50x50 cm	135
Εικόνα 8.11: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλώματος 50x50 cm	135
Εικόνα 8.12: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλώματος 50x50 cm .	135
Εικόνα 8.13: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλώματος 50x50x30x30 cm BL	136
Εικόνα 8.14: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλώματος 50x50x30x30 cm BL	136
Εικόνα 8.15: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλώματος 50x50x30x30 cm BL.....	136
Εικόνα 8.16: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλώματος 50x50x30x30 cm BR	137
Εικόνα 8.17: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλώματος 50x50x30x30 cm BR.....	137
Εικόνα 8.18: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλώματος 50x50x30x30 cm BR	137
Εικόνα 8.19: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλώματος 60x50x30x30 cm TR	138
Εικόνα 8.20: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλώματος 60x50x30x30 cm TR	138
Εικόνα 8.21: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλώματος 60x50x30x30 cm TR	138
Εικόνα 8.22: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλώματος 60x30 cm	139
Εικόνα 8.23: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλώματος 60x30 cm	139
Εικόνα 8.24: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλώματος 60x30 cm .	139
Εικόνα 8.25: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 65x30 cm	140
Εικόνα 8.26: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 65x30 cm	140
Εικόνα 8.27: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 65x30 cm	140
Εικόνα 8.28: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 65x40 cm	141

Εικόνα 8.29: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 65x40 cm	141
Εικόνα 8.30: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 65x40 cm	141
Εικόνα 8.31: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 70x60 cm	142
Εικόνα 8.32: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 70x60 cm	142
Εικόνα 8.33: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 70x60 cm	142
Εικόνα 8.34: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 80x50 cm	143
Εικόνα 8.35: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 80x50 cm	143
Εικόνα 8.36: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 80x50 cm	143
Εικόνα 8.37: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 80x80 cm	144
Εικόνα 8.38: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 80x80 cm	144
Εικόνα 8.39: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 80x80 cm	144
Εικόνα 8.40: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 80x245 cm	145
Εικόνα 8.41: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 80x245 cm ...	145
Εικόνα 8.42: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 80x245 cm	145
Εικόνα 8.43: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλώματος 150x80 cm.....	146
Εικόνα 8.44: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλώματος 150x80 cm	146
Εικόνα 8.45: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλώματος 150x80 cm	146
Εικόνα 8.46: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 80x80 cm – Κερκίδες.....	147
Εικόνα 8.47: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 80x80 cm – Κερκίδες.....	147
Εικόνα 8.48: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 80x80 cm – Κερκίδες.....	147
Εικόνα 8.49: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 80x245 cm – Κερκίδες.....	148
Εικόνα 8.50: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 80x245 cm – Κερκίδες.....	148
Εικόνα 8.51: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 80x245 cm – Κερκίδες.....	148
Εικόνα 9.1: Οπλισμική διάταξη ελέγχου πυρήνα T1.....	149
Εικόνα 9.2: Λόγοι εξάντλησης αντοχών πυρήνα T1 από μεγέθη ορθής έντασης	149
Εικόνα 9.3: Απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης πυρήνα T1	149
Εικόνα 9.4: Οπλισμική διάταξη ελέγχου πυρήνα T2 από στάθμη -4.60m έως ±0.00m.....	150

Εικόνα 9.5: Λόγοι εξάντλησης αντοχών τοιχώματος πυρήνα T2 από στάθμη -4.60m έως ±0.00m λόγω μεγεθών ορθής έντασης.....	150
Εικόνα 9.6: Απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης πυρήνα T2 -4.60m έως ±0.00m	150
Εικόνα 9.7: Οπλισμική διάταξη ελέγχου πυρήνα T2 από στάθμη ±0.00m έως +3.90m	151
Εικόνα 9.8: Λόγοι εξάντλησης αντοχών πυρήνα T2 από στάθμη ±0.00m έως +3.90m λόγω μεγεθών ορθής έντασης.....	151
Εικόνα 9.9: Απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης πυρήνα T2 από στάθμη ±0.00m έως +3.90m	151
Εικόνα 9.10: Οπλισμική διάταξη ελέγχου τοιχώματος T1	152
Εικόνα 9.11: Λόγοι εξάντλησης αντοχών τοιχώματος T1 από μεγέθη ορθής έντασης.....	152
Εικόνα 9.12: Απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης τοιχώματος T1.....	152
Εικόνα 9.13: Οπλισμική διάταξη ελέγχου τοιχωμάτων T2 έως T5	153
Εικόνα 9.14: Λόγοι εξάντλησης αντοχών τοιχωμάτων T2 έως T5 από μεγέθη ορθής έντασης	153
Εικόνα 9.15: Απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης τοιχωμάτων T2 έως T5.....	153
Εικόνα 10.1: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί άνω & κάτω (cm ²) - Οροφή ημιυπόγειου - 1.00 m.....	154
Εικόνα 10.2: Απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης (cm ² /m) - Οροφή ημιυπόγειου -1.00 m ..	154
Εικόνα 10.3: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί άνω & κάτω (cm ²) - Οροφή ισογείου ±0.00m	155
Εικόνα 10.4: Απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης (cm ² /m) - Οροφή ισογείου ±0.00m	155
Εικόνα 10.5: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί άνω & κάτω (cm ²) - Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m.....	156
Εικόνα 10.6: Απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης (cm ² /m) - Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m.....	156
Εικόνα 10.7: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί άνω & κάτω (cm ²) - Κεκλιμένες δοκοί κερκίδων	157
Εικόνα 10.8: Απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης (cm ² /m) - Κεκλιμένες δοκοί κερκίδων	157
Εικόνα 10.9: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί άνω & κάτω (cm ²) - Απολήξεις +8.10m	158
Εικόνα 10.10: Απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης (cm ² /m) - Απολήξεις +8.10m	158
Εικόνα 10.11: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί άνω & κάτω (cm ²) δοκών spandrel στην διεύθυνση x.....	159

Εικόνα 10.12: Απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης (cm^2/m) δοκών spandrel στην διεύθυνση x	159
Εικόνα 10.13: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί άνω & κάτω (cm^2) δοκών spandrel στην διεύθυνση γ	159
Εικόνα 10.14: Απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης (cm^2/m) δοκών spandrel στην διεύθυνση γ	159
Εικόνα 11.1: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-πάνω (cm^2/m) - Οροφή ημιυπόγειου - 1.00m	160
Εικόνα 11.2: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-κάτω (cm^2/m) - Οροφή ημιυπόγειου - 1.00m	161
Εικόνα 11.3: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-πάνω (cm^2/m) - Οροφή ημιυπόγειου - 1.00m	161
Εικόνα 11.4: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-κάτω (cm^2/m) - Οροφή ημιυπόγειου - 1.00m	162
Εικόνα 11.5: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-πάνω (cm^2/m) - Οροφή ισογείου $\pm 0.00\text{m}$	163
Εικόνα 11.6: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-κάτω (cm^2/m) - Οροφή ισογείου $\pm 0.00\text{m}$	163
Εικόνα 11.7: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-πάνω (cm^2/m) - Οροφή ισογείου $\pm 0.00\text{m}$	164
Εικόνα 11.8: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-κάτω (cm^2/m) - Οροφή ισογείου $\pm 0.00\text{m}$	164
Εικόνα 11.9: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-πάνω (cm^2/m) - Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m	165
Εικόνα 11.10: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-κάτω (cm^2/m) - Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m	165
Εικόνα 11.11: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-πάνω (cm^2/m) - Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m	166
Εικόνα 11.12: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-κάτω (cm^2/m) - Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m	166
Εικόνα 11.13: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-πάνω (cm^2/m) - Πλάκες κερκίδων	167
Εικόνα 11.14: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-κάτω (cm^2/m) - Πλάκες κερκίδων	167
Εικόνα 11.15: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-πάνω (cm^2/m) - Πλάκες κερκίδων	168

Εικόνα 11.16: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-κάτω (cm^2/m) - Πλάκες κερκίδων.....	168
Εικόνα 12.1: Αξονικές δυνάμεις στην κεφαλή πασσάλων διαμέτρου $D = 1.20$ m από τη φόρτιση 1.35G+1.50Q	169
Εικόνα 12.2: Αξονικές δυνάμεις στην κεφαλή των πασσάλων διαμέτρου $D = 1.20$ m από την περιβάλλουσα των ικανοτικών σεισμικών φορτίσεων ENV.EQ.DYN. $q=1.5$	170
Εικόνα 12.3: Λόγοι επάρκειας ανώτερου τμήματος πασσάλων διαμέτρου $D = 1.20$ m με διαμήκη οπλισμό 32 \emptyset 32	170
Εικόνα 12.4: Λόγοι επάρκειας κατώτερου τμήματος πασσάλων διαμέτρου $D = 1.20$ m με διαμήκη οπλισμό 28 \emptyset 25	171
Εικόνα 12.5: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-πάνω (cm^2/m) της πλάκας κοιτόστρωσης	171
Εικόνα 12.6: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-πάνω (cm^2/m) της πλάκας κοιτόστρωσης	172
Εικόνα 12.7: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-πάνω (cm^2/m) της πλάκας κοιτόστρωσης	172
Εικόνα 12.8: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-κάτω (cm^2/m) της πλάκας κοιτόστρωσης	173

Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή

1.1 Κίνητρο και υπόβαθρο

Το κίνητρο σε αυτή την διπλωματική εργασία ήταν η εξασφάλιση της ευστάθειας του νέου κτιρίου αθλητικών δραστηριοτήτων του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας στον Βόλο μέσω της στατικής μελέτης. Το υπόβαθρο που απαιτούνταν για την διεξαγωγή της στατικής μελέτης ήταν η γνώση όλων των μαθημάτων της σχολής, και ιδίως του δομοστατικού τομέα, ώστε να γίνονται κατανοητοί οι κατασκευαστικοί κανονισμοί.

1.2 Σκοπός της διπλωματικής εργασίας

Ουσιαστικά, ο σκοπός της διπλωματικής εργασίας ήταν ο καθορισμός των διαστάσεων και του οπλισμού της θεμελίωσης και του φέροντα οργανισμού καθώς και ο καθορισμός των διαστάσεων των μεταλλικών στοιχείων της στέγης, για τα σεισμικά και ότι άλλου είδους φορτία φέρει το κτίριο.

1.3 Οργάνωση διπλωματικής εργασίας

Το υπόλοιπο αυτής της διπλωματικής εργασίας χωρίζεται σε δώδεκα ενότητες που καταλαμβάνουν τα Κεφάλαια 2 - 12, αντίστοιχα. Συγκεκριμένα:

Στο Κεφάλαιο 2 περιεγράφηκαν πληροφορίες του κτιρίου σχετικά με το μέγεθός του, τους κατασκευαστικούς νόμους, τα υλικά κατασκευής, τα λογισμικά της μελέτης και τα είδη των πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν για τη προσομοίωσή του.

Στο Κεφάλαιο 3 περιεγράφηκαν με ακρίβεια πως δημιουργήθηκαν τα υλικά όπως το σκυρόδεμα και τα στοιχεία όπως οι δοκοί στο ETABS.

Στο Κεφάλαιο 4 περιεγράφηκε πως έγινε η προσομοίωση και η διαστασιολόγηση της θεμελίωσης, του φέροντα οργανισμού και των μεταλλικών στοιχείων με το λογισμικό ETABS και Excel.

Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάστηκαν οι φορτίσεις που είχε το κτίριο.

Στο Κεφάλαιο 6 παρουσιάστηκαν οι συνδυασμοί των φορτίσεων για την οριακή κατάσταση αστοχίας.

Στο Κεφάλαιο 7 παρουσιάστηκαν οι λόγοι επάρκειας των μεταλλικών στοιχείων της στέγης.

Στο Κεφάλαιο 8 παρουσιάστηκαν οι οπλισμικές διατάξεις και οι λόγοι επάρκειας των υποστυλωμάτων.

Στο Κεφάλαιο 9 παρουσιάστηκαν οι οπλισμικές διατάξεις και οι λόγοι επάρκειας των τοιχωμάτων.

Στο Κεφάλαιο 10 παρουσιάστηκαν οι απαιτούμενοι οπλισμοί των δοκών.

Στο Κεφάλαιο 11 παρουσιάστηκαν οι απαιτούμενοι οπλισμοί των πλακών για την διεύθυνση x και y .

Στο Κεφάλαιο 12 παρουσιάστηκαν οι αξονικές δυνάμεις στην κορυφή των πασσάλων, οι λόγοι επάρκειας των πασσάλων και οι απαιτούμενοι οπλισμοί της πλάκας κοιτόστρωσης.

Κεφάλαιο 2 Πληροφορίες κτιρίου & μελέτης

2.1 Γενικά

Το κτίριο αυτό θα έχει κύριο φέροντα οργανισμό κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα και θα καλυφθεί με μία στέγη κατασκευασμένη από δομικό χάλυβα. Η επιλογή αυτή έγινε λόγω της απαίτησης των μεγάλων καθαρών ανοιγμάτων όπως αυτά προβλέπονταν από τα αρχιτεκτονικά σχέδια του κτιρίου.

Τα βασικά επίπεδα του κτιρίου είναι το υπόγειο, το ισόγειο, η οροφή των περιμετρικών κτιρίων, το επίπεδο απόληξης των κερκίδων του γυμναστηρίου και το επίπεδο απόληξης των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα και τέλος η μεταλλική κατασκευή της στέγης. Το κτίριο θεμελιώθηκε σε ενιαία πλάκα γενικής κοιτόστρωσης επί πασσάλων. Ο Πίνακας 2.1 έχει τις αναγραφόμενες στάθμες των επιπέδων που προαναφέρθηκαν.

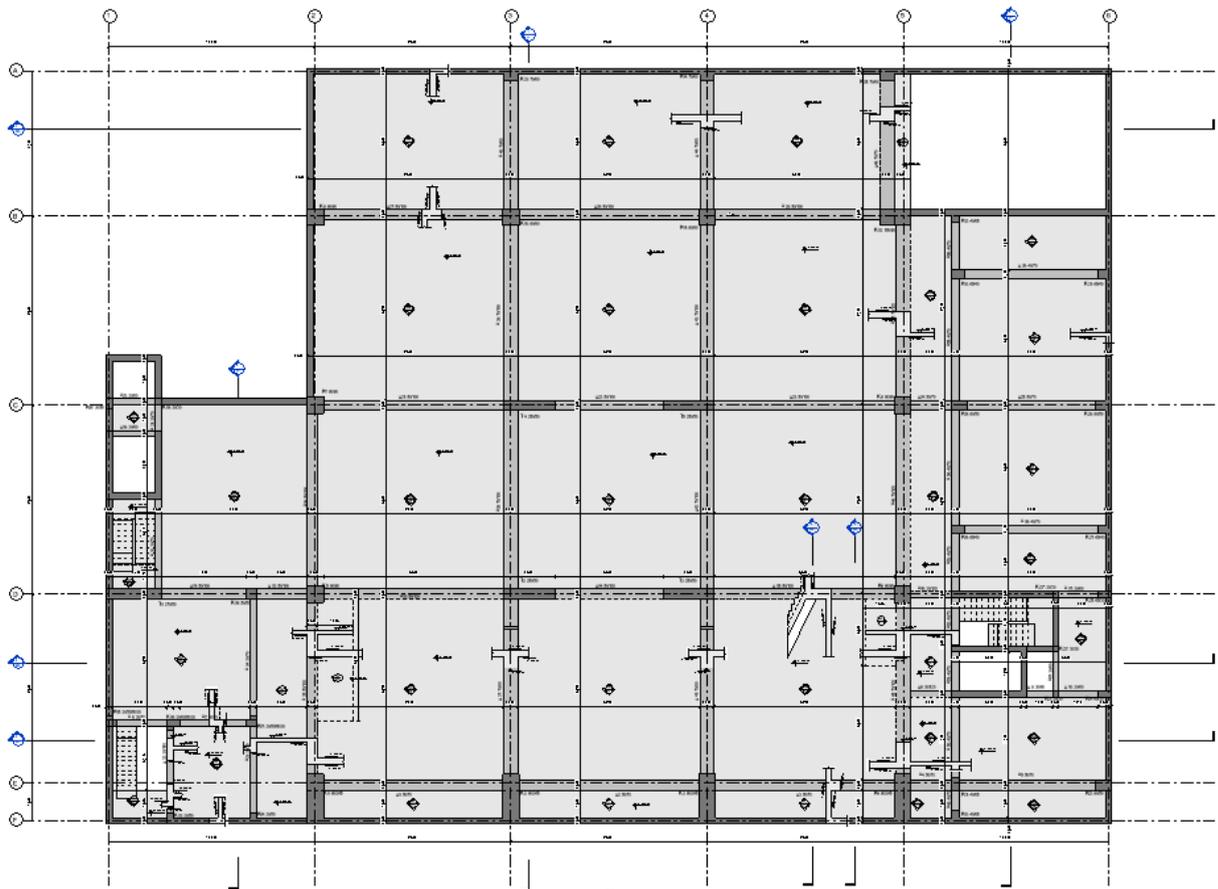
Πίνακας 2.1: Στάθμες κτιρίου

Στάθμη αιχμής πασσάλων	-35.00 m
Άνω στάθμη πλάκας κοιτόστρωσης	-4.60 m
Στάθμη ξυλότυπου οροφής υπογείου	-1.00 m & ±0.00 m
Στάθμη οροφής περιφερειακών κτιρίων	+3.00 m
Στάθμη απόληξης κερκίδων	+4.50 m
Στάθμη απολήξεων υποστυλωμάτων στέγης	+8.10 m
Στάθμη κάτω μέρος στέγης	+8.30 m
Στάθμη κορυφή στέγης	+11.00 m

Το υπόγειο του κτιρίου χωρίζεται σε τρεις περιοχές, τις εγκαταστάσεις Η/Μ και τους χώρους αποθήκευσης, τον κύριο χώρο στάθμευσης αυτοκινήτων και τον χώρο των απαιτούμενων χώρων για την λειτουργία ενός γυμναστηρίου. Η πρόβλεψη για χώρο

Κωνσταντίνος Μάρκελλος και Ιωάννης Φιλιππόπουλος Κεφάλαιο 2 Πληροφορίες κτιρίου & μελέτης
στάθμευσης στο υπόγειο προσέθεσε δυσκολία στη μελέτη καθώς τα φορτία για τέτοιου είδους κτίρια, σε συνδυασμό με την απαίτηση για μεγάλα ανοίγματα προκειμένου να είναι δυνατή η διέλευση των αυτοκινήτων, οδήγησε σε αυξημένα πάχη πλακών και αυξημένη συγκέντρωση μάζας στο επίπεδο του ισόγειου. Στην περίμετρο του υπογείου υπάρχουν τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 30 cm.

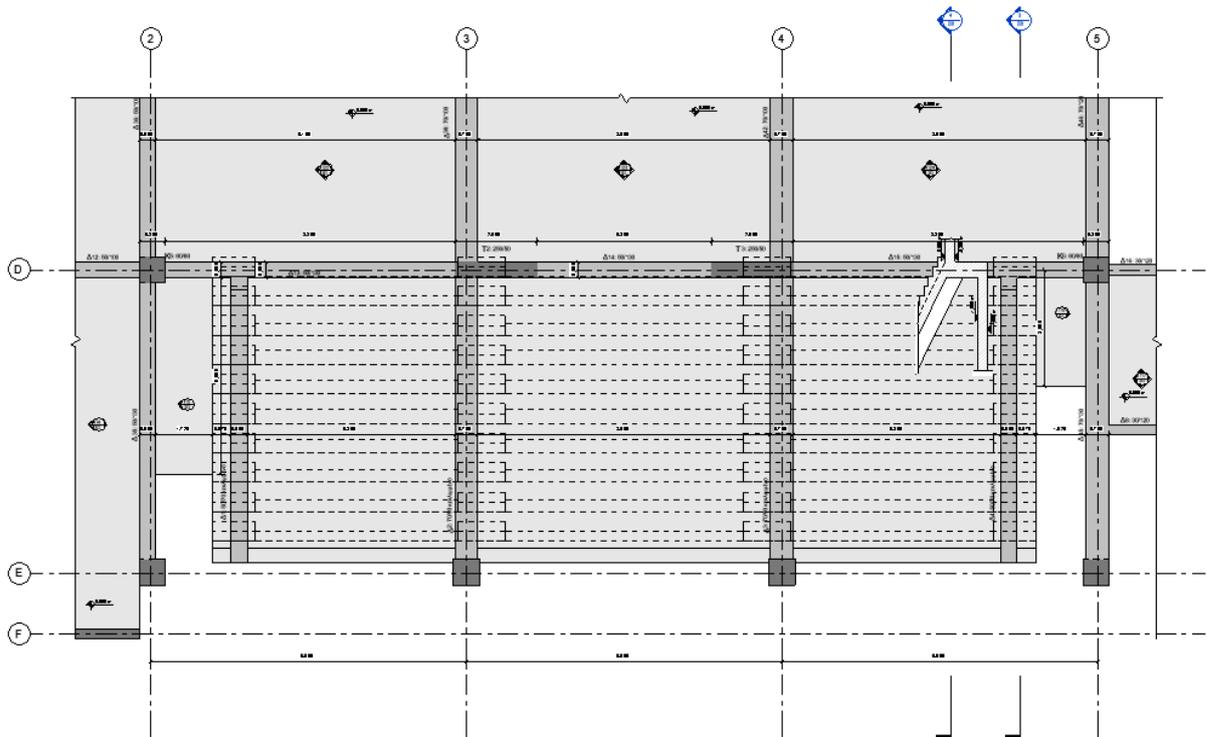
Το ισόγειο αντίστοιχα χωρίζεται και αυτό σε τρεις περιοχές όπως και το υπόγειο. Ιδιαιτερότητα του κτιρίου αυτού είναι οι ανισοσταθμίες που δημιουργούνται στην οροφή του υπογείου. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.1 οι κύριες στάθμες της οροφής του υπογείου είναι η στάθμη ± 0.00 m και η στάθμη -1.00 m. Η απαίτηση αυτή επηρέασε σημαντικά και τον τρόπο λειτουργίας και την πορεία της μελέτης καθώς έπρεπε να πληρούνται ταυτόχρονα και τα αρχιτεκτονικά αλλά και τα στατικά κριτήρια.



Εικόνα 2.1: Ξυλότυπος στάθμης ± 0.00 m και -1.00 m

Επιπλέον, στο κτίριο υπάρχουν δυο πυρήνες ανελκυστήρων και κλιμακοστασίων με τον ανελκυστήρα στην δεξιά πλευρά της κάτοψης να είναι κυρίως για την μεταφορά ατόμων, ενώ ο αριστερά για τη μεταφορά φορτίων. Τα τοιχώματα των πυρήνων αυτών

Κωνσταντίνος Μάρκελλος και Ιωάννης Φιλιππόπουλος Κεφάλαιο 2 Πληροφορίες κτιρίου & μελέτης είναι πάχους 30 cm. Τέλος στην στάθμη ± 0.00 m στον ξυλότυπο της οροφής του ισογείου βρίσκεται η έδραση των κερκίδων του γυμναστηρίου όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.2.

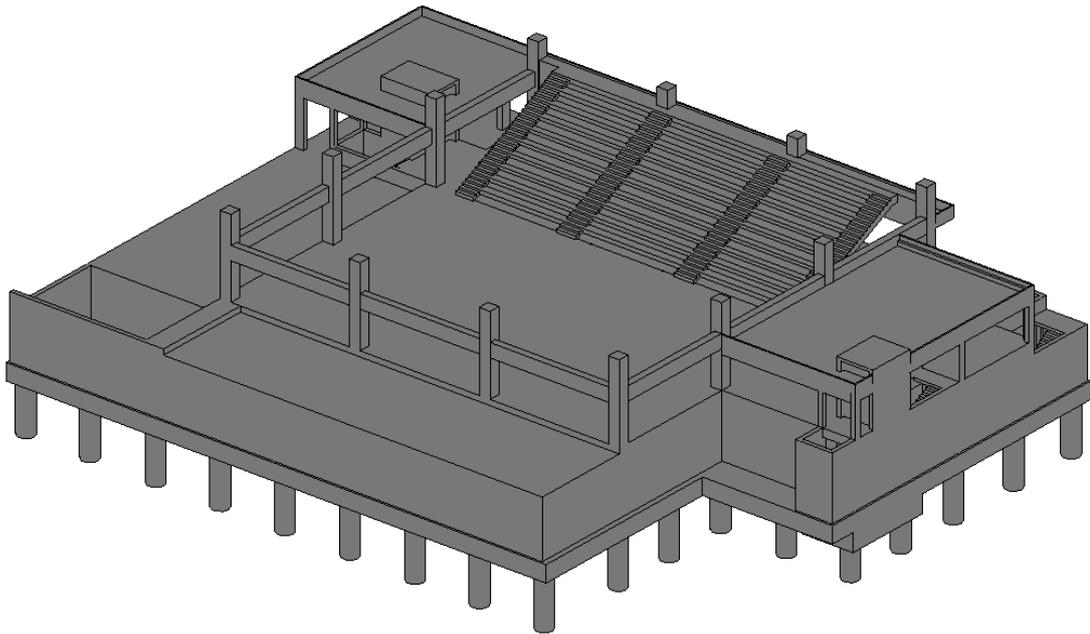


Εικόνα 2.2: Ξυλότυπος στάθμης ± 0.00 m με εμφάνιση των κερκίδων

Μεγάλη ιδιαιτερότητα στην κατασκευή αυτή είναι η διαμόρφωση των χώρων με τις κερκίδες να καλύπτουν το δεύτερο μικρότερο γυμναστήριο που βρίσκεται εντός του κτιρίου στο οποίο θα τοποθετηθούν τα συμβατικά όργανα γυμναστικής. Η είσοδος στο κτίριο θα γίνεται και από την πάνω και από την κάτω πλευρά αναφορικά με την κάτοψη, με την κεντρική είσοδο να βρίσκεται στην αριστερή μεριά του κτιρίου αναφορικά με την κάτοψη. Τέλος στην δεξιά πλευρά υπάρχουν οι κεντρικές μονάδες κλιματισμού του κτιρίου αλλά και βοηθητικοί χώροι για την λειτουργία του μικρότερου γυμναστηρίου, δυο περιοχές με φύτευση μία στην κάτω αριστερή και μία στην επάνω μεριά του κτιρίου και μία ράμπα πρόσβασης στον χώρο στάθμευσης του υπογείου η οποία βρίσκεται στην επάνω δεξιά μεριά της κάτοψης.

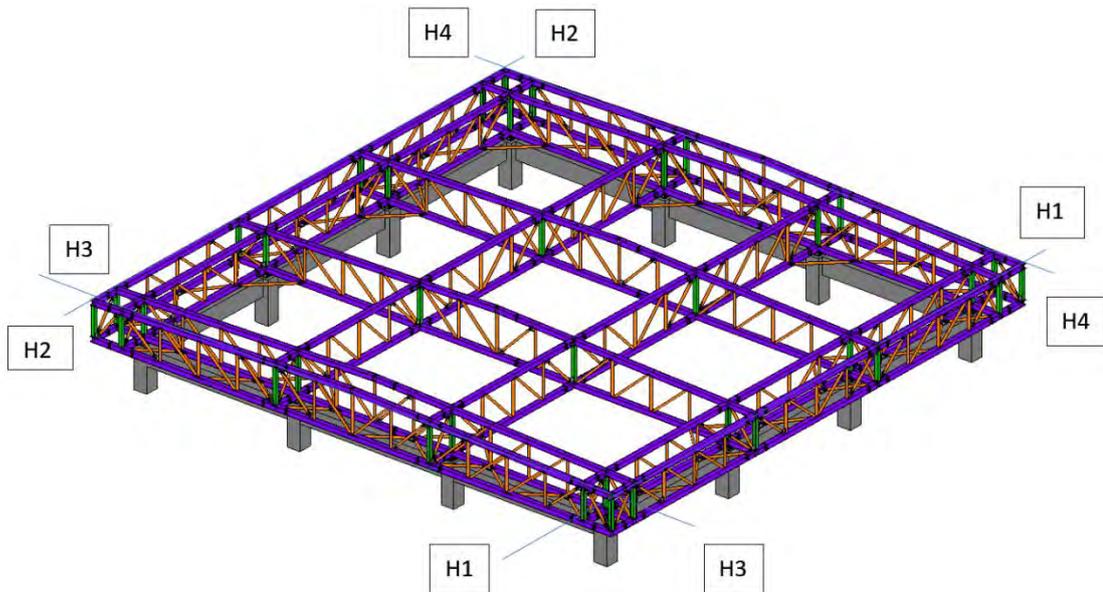
Το τμήμα του κτιρίου από τον άξονα 1 έως τον άξονα 2 και το τμήμα από τον άξονα 5 έως τον άξονα 6 έχουν τελική στάθμη τα $+3.00$ m με τις κερκίδες να καταλήγουν στη στάθμη των $+4.50$ m. Επιπλέον όλες οι πλάκες στη στάθμη των $+3.00$ m είναι με φύτευση. Τέλος αξίζει να αναφερθεί λόγω απαίτησης των αρχιτεκτονικών σχεδίων για την απόληξη των κερκίδων στη στάθμη των $+4.50$ m και του προβόλου στην στάθμη των $+3.00$ m

Κωνσταντίνος Μάρκελλος και Ιωάννης Φιλιππόπουλος Κεφάλαιο 2 Πληροφορίες κτιρίου & μελέτης
δημιουργήθηκε υψίκορμη δοκός ύψους 1.80 m. Το σύνολο του κτιρίου από την στάθμη του υπογείου έως και την στάθμη των +4.50 m φαίνεται στην Εικόνα 2.3.



Εικόνα 2.3: Σύνολο κτιρίου από την στάθμη του υπογείου έως την στάθμη των +4.50 m

Τελευταίο τμήμα του κτιρίου αποτελεί η στάθμη απόληξης των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος και η μεταλλική στέγη. Η στέγη είναι δικλινή και αποτελείται από δώδεκα συνολικά δικτυώματα, έξι σε κάθε διεύθυνση, τα οποία διασταυρώνονται μεταξύ τους με σκοπό την απόκτηση της λειτουργίας χώρο-δικτυώματος όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.4. Για στήριξη των θερμομονωτικών πάνελ της οροφής της στέγης τοποθετήθηκαν τεγίδες κάθετες στην διεύθυνση του κύριου δικτυώματος, δηλαδή των δικτυωμάτων της διεύθυνσης Χ στην οποία βρίσκεται και ο κορφιάς της στέγης. Επιπλέον για την ενίσχυση έναντι λυγισμού τοποθετήθηκαν χιαστί και οριζόντιοι σύνδεσμοι μεταξύ των δικτυωμάτων. Τέλος λόγω της αρχιτεκτονικής πρόβλεψής για περιμετρικά πάνελ σκίασης τοποθετήθηκαν επίσης κατακόρυφες διατομές συνδεδεμένες στα περιμετρικά δικτυώματα των αξόνων Η1, Η2, Η3 και Η4.

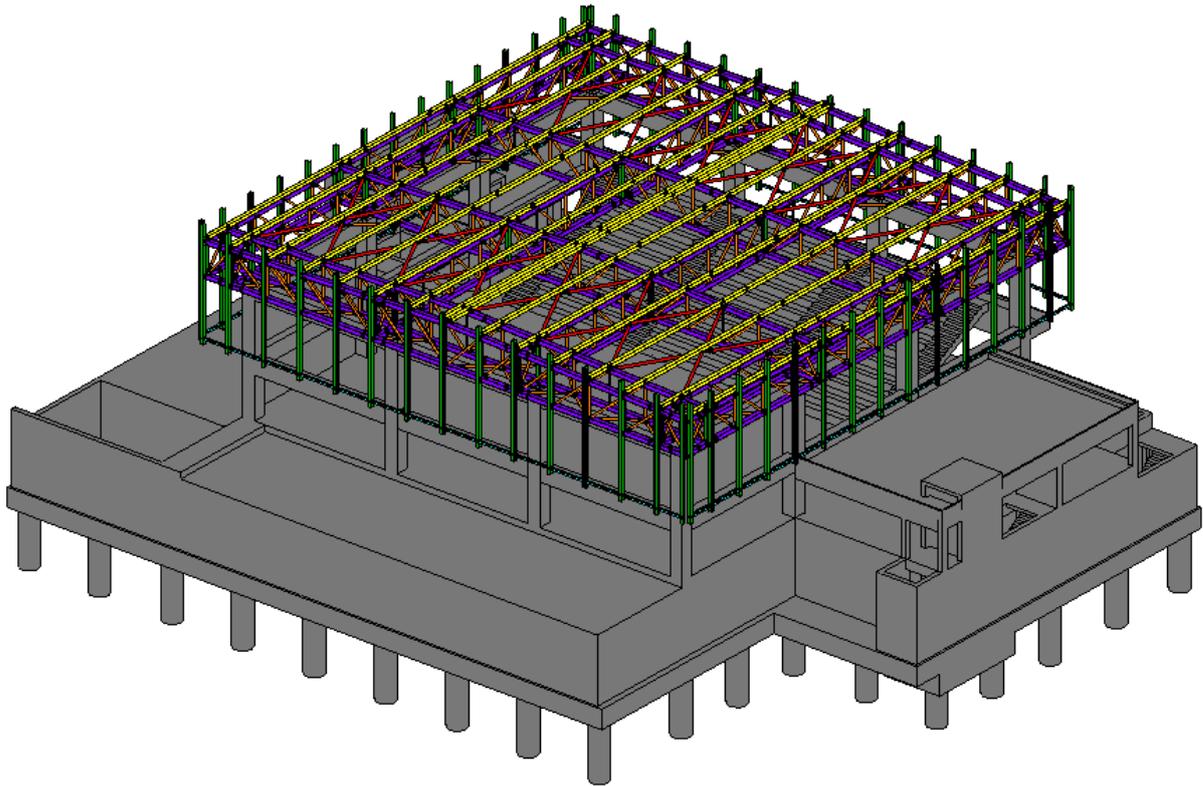


Εικόνα 2.4: Κύριο και δευτερεύον δικτύωμα της στέγης

Αξίζει να σημειωθεί ότι έχει γίνει πρόβλεψη για την ανέγερση της στέγης με την διαδικασία που ακολουθείται:

1. Συναρμολόγηση των 4 Κύριων δικτυωμάτων των αξόνων Β, C, D και Ε και τοποθέτηση τους στις μεταλλικές συνδέσεις που είναι ήδη τοποθετημένες στα σημεία σύνδεσης
2. Σύνδεση των ενδιάμεσων τεμαχίων διασύνδεσης με σκοπό την δημιουργία των δευτερευόντων δικτυωμάτων στους άξονες 2, 3, 4 και 5
3. Σύνδεση και τοποθέτηση των εξωτερικών δικτυωμάτων στους άξονες Η1, Η2, Η3 και Η4
4. Τοποθέτηση των χιαστί συνδέσμων και οριζόντιων στοιχείων
5. Τοποθέτηση των τεγίδων και των κάθετων στοιχείων στα εξωτερικά δικτύωματα
6. Τοποθέτηση των περιμετρικών πάνελ σκίασης και των θερμομονωτικών πάνελ της οροφής

Στο κάτω πέλαμα της μεταλλικής κατασκευής έχει γίνει πρόβλεψη για την ανέγερση ψευδοροφής σύμφωνα με τα αρχιτεκτονικά σχέδια για την διέλευση των αεραγωγών για το μεγαλύτερο ποσοστό του χώρου του γυμναστηρίου. Στην Εικόνα 2.5 φαίνεται ο σκελετός της μεταλλικής στέγης όπως αυτός διαμορφώθηκε τελικά μετά το πέρας της μελέτης μαζί με το υπόλοιπο κτίριο.



Εικόνα 2.5: Μορφή μεταλλικής στέγης και υπολοίπου κτιρίου μετά το πέρας της μελέτης

2.2 Κατασκευαστικοί κανονισμοί

Η μελέτη του κτιρίου έγινε σύμφωνα με τους παρακάτω κανονισμούς:

- ΕΑΚ2000 «Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός»
- ΕΚΩΣ2000 «Ελληνικός κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος»
- ΚΤΣ2016 «Κανονισμός τεχνολογίας σκυροδέματος»
- Ευρωκώδικας 1 «Δράσεις σε Κατασκευές»
- Ευρωκώδικας 3 «Σχεδιασμός από Χάλυβα»

2.3 Υλικά κατασκευής

Τα υλικά κατασκευής του κτιρίου ήταν:

- | | |
|---------------------------------|--------|
| • Σκυρόδεμα φέροντος οργανισμού | C30/37 |
| • Σκυρόδεμα κοιτόστρωσης | C30/37 |
| • Σκυρόδεμα πασσάλων | C25/30 |
| • Χάλυβας οπλισμού | B500C |
| • Χάλυβας μεταλλικών στοιχείων | S275 |

2.4 Λογισμικά μελέτης

Τα λογισμικά που χρησιμοποιήθηκαν για την στατική μελέτη ήταν:

- Το πρόγραμμα προσομοίωσης και διαστασιολόγησης ETABS, για τον καθορισμό του οπλισμού και των διαστάσεων των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος καθώς και για την επιλογή των διαστάσεων των μεταλλικών στοιχείων
- Το πρόγραμμα προσομοίωσης και διαστασιολόγησης IDEA STATICA για τον καθορισμό των διαστάσεων των επιμέρους στοιχείων των μεταλλικών συνδέσεων όπως τους κοχλίες και τις μεταλλικές πλάκες
- Το πρόγραμμα υπολογιστικών φύλλων Excel για τους επαναληπτικούς υπολογισμούς όπως ο υπολογισμός του ελάχιστου οπλισμού υποστυλώματος

Τα λογισμικά που χρησιμοποιήθηκαν για την αρχιτεκτονική μελέτη ήταν:

- Το πρόγραμμα σχεδιασμού Revit για τον σχεδιασμό των ξυλότυπων και των μεταλλικών στοιχείων
- Το πρόγραμμα σχεδιασμού AutoCad για τον σχεδιασμό των οπλισμών των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

2.5 Είδη πεπερασμένων στοιχείων

Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα δημιουργήθηκε τρισδιάστατο προσομοίωμα στο λογισμικό ανάλυσης και διαστασιολόγησης κατασκευών ETABS. Στην προσομοίωση τα επιμέρους στοιχεία του κτιρίου προσομοιώθηκαν ως εξής:

- Η μεταλλική στέγη, οι δοκοί, τα υποστυλώματα και οι πάσσαλοι προσομοιώθηκαν με ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία
- Η οροφή της στέγης, τα στοιχεία σκίασης της στέγης, τα τοιχώματα, οι πλάκες και η πλάκα γενικής κοιτόστρωσης προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία

Κεφάλαιο 3 Ορισμός υλικών και στοιχείων στο ETABS

Πρώτα δημιουργήθηκαν στο λογισμικό ETABS τα υλικά με τις ιδιότητές τους, τα στοιχεία όπως οι δοκοί αλλά και το έδαφος, οι φορτίσεις και η στιβαρή σύνδεση των κόμβων.

3.1 Ορισμός υλικών

Η αλληλουχία εντολών για την δημιουργία των υλικών στο λογισμικό ETABS είναι Define→ Material Properties→ Add New Material. Ο Πίνακας 3.1 και ο Πίνακας 3.2 έχουν τις τιμές σύμφωνα με τις οποίες δημιουργήθηκε το σκυρόδεμα C30/37 στο λογισμικό ETABS.

Πίνακας 3.1: Βάρος και μηχανικές ιδιότητες σκυροδέματος C30/37

Ειδικό Βάρος kN/m^3	25
Μέτρο Ελαστικότητας E MPa	33000
Λόγος Poisson ν	0.2
Συντελεστής θερμικής διαστολής $1/C$	0.00001

Πίνακας 3.2: Αντοχή σκυροδέματος C30/37

Χαρακτηριστική κυλινδρική αντοχή σκυροδέματος f_{ck} MPa	30
--	----

Με τον ίδιο τρόπο δημιουργήθηκε το σκυρόδεμα NULL CONCRETE, Πίνακας 3.3, το σκυρόδεμα C25/30.WL (WL=Weightless=Αβαρές) των πασσάλων, Πίνακας 3.4 και Πίνακας 3.5, ο χάλυβας οπλισμού B500C, Πίνακας 3.6 και Πίνακας 3.7 και ο χάλυβας S275 των μεταλλικών στοιχείων, Πίνακας 3.8 και Πίνακας 3.9.

Πίνακας 3.3: Βάρος και μηχανικές ιδιότητες σκυροδέματος NULL CONCRETE

Ειδικό Βάρος kN/m^3	0
Μέτρο Ελαστικότητας E MPa	10
Λόγος Poisson ν	0.2
Συντελεστής θερμικής διαστολής $1/C$	0.00001

Πίνακας 3.4: Βάρος και μηχανικές ιδιότητες σκυροδέματος C25/30.WL

Ειδικό Βάρος kN/m^3	0
Μέτρο Ελαστικότητας E MPa	31000
Λόγος Poisson U	0.2
Συντελεστής θερμικής διαστολής $1/C$	0.00001

Πίνακας 3.5: Αντοχή σκυροδέματος C25/30.WL

Χαρακτηριστική κυλινδρική αντοχή σκυροδέματος f_{ck} MPa	25
--	----

Πίνακας 3.6: Βάρος και μηχανικές ιδιότητες χάλυβα B500C

Ειδικό Βάρος kN/m^3	78.5
Μέτρο Ελαστικότητας E MPa	199948
Συντελεστής θερμικής διαστολής $1/C$	0.0000117

Πίνακας 3.7: Αντοχή χάλυβα B500C

Ελάχιστη αντοχή διαρροής F_y MPa	500
Ελάχιστη εφελκυστική αντοχή F_u MPa	500
Αναμενόμενη αντοχή διαρροής F_{ye} MPa	500
Αναμενόμενη εφελκυστική αντοχή F_{ue} MPa	500

Πίνακας 3.8: Βάρος και μηχανικές ιδιότητες μορφοχάλυβα S275

Ειδικό Βάρος kN/m^3	78.5
Μέτρο Ελαστικότητας E MPa	210000
Λόγος Poisson U	0.3
Συντελεστής θερμικής διαστολής $1/C$	0.0000117

Πίνακας 3.9: Αντοχή μορφοχάλυβα S275

Ελάχιστη αντοχή διαρροής F_y MPa	275
Ελάχιστη εφελκυστική αντοχή F_u MPa	275
Αναμενόμενη αντοχή διαρροής F_{ye} MPa	275
Αναμενόμενη εφελκυστική αντοχή F_{ue} MPa	275

Για να γίνει μην συμμετέχει ένα υλικό στους υπολογισμούς όπως το σκυρόδεμα NULL CONCRETE, α) μηδενίζεται το ειδικό του βάρος και β) δίδεται στο μέτρο ελαστικότητας τιμή της τάξης των 10 MPa. Έτσι το υλικό λόγω των μικρών τιμών δεν επηρεάζει τους υπολογισμούς όταν απαιτείται. Το σκυρόδεμα των πασσάλων είναι αβαρές γιατί το βάρος του σκυροδέματος παραλαμβάνεται από το έδαφος μέσω της τριβής που αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια εδάφους-σκυροδέματος. Η ελάχιστη αντοχή διαρροής F_y , η ελάχιστη εφελκυστική αντοχή F_u , η αναμενόμενη αντοχή διαρροής F_{ye} και η αναμενόμενη εφελκυστική αντοχή F_{ue} όταν δεν χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου τότε έχουν την τιμή του ορίου διαρροής f_y του χρησιμοποιούμενου χάλυβα.

3.2 Ορισμός στιβαρότητας στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

Σύμφωνα με το εδάφιο 3.2.3 του ΕΑΚ2000 η προσομοίωση της στιβαρότητας των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα γίνεται με παραδοχή σταδίου II. Όταν ένα στοιχείο οπλισμένου σκυροδέματος είναι σταδίου II τότε το σκυρόδεμα έχει ρηγματωθεί αλλά ο εφελκυσμένος χάλυβας οπλισμού δεν έχει διαρρεύσει. Όταν επιδρά σεισμός, το σύνολο των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος βρίσκονται στο στάδιο II και αυτός είναι ο λόγος που γίνεται η παραδοχή σταδίου II σε μια στατική μελέτη.

Σημειώνεται ότι, όταν ένα στοιχείο οπλισμένου σκυροδέματος είναι στο στάδιο I τότε είναι αρηγματώτο και δεν έχει υποστεί καμία απώλεια στην στιβαρότητα για τα φορτία που φέρει.

Ο ΕΑΚ2000 λοιπόν προτείνει η δυστρεψία σταδίου II όλων των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος να είναι ίση με το $1/10=0.1$ της δυστρεψίας σταδίου I, ενώ η καμπτική δυσκαμψία σταδίου II:

- Να είναι για τα υποστυλώματα ίση με την καμπτική δυσκαμψία σταδίου I. Στην μελέτη όμως λήφθηκε ίση με το $1/2$
- Να είναι για τα τοιχώματα ίση με τα $2/3 \approx 0.67$ της καμπτικής δυσκαμψίας σταδίου I
- Να είναι για όλα τα οριζόντια στοιχεία ίση με το $1/2=0.5$ της καμπτικής δυσκαμψίας σταδίου I

3.3 Ονομαστική επικάλυψη c_{nom} στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

Σύμφωνα με τον πίνακα ΠΒ2-1 του ΚΤΣ2016 η κατηγορία έκθεσης των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος του φέροντα οργανισμού είναι XS1, διότι τα στοιχεία αυτά είναι εκτεθειμένα σε αερομεταφερόμενα άλατα αλλά δεν βρίσκονται σε επαφή με θαλασσινό νερό. Σύμφωνα με τον Πίνακα Β2-7 του ΚΤΣ2016 η τιμή της ελάχιστης επικάλυψης c_{min} των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος του φέροντα οργανισμού για κατηγορία έκθεσης XS1 και κατηγορία σκυροδέματος C30/37 είναι $c_{min} = 40$ mm.

Σύμφωνα με τον πίνακα ΠΒ2-1 του ΚΤΣ2016 η κατηγορία έκθεσης των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος της θεμελίωσης είναι XS2, επειδή η θεμελίωση είναι μονίμως βυθισμένη σε θαλασσινό νερό. Σύμφωνα με τον Πίνακα Β2-7 του ΚΤΣ2016 η τιμή της ελάχιστης επικάλυψης c_{min} των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος της θεμελίωσης για κατηγορία έκθεσης XS2 και κατηγορία σκυροδέματος C25/30 είναι $c_{min} = 45$ mm.

Σύμφωνα με το εδάφιο 5.1 του ΕΚΩΣ2000 η τιμή της ονομαστικής επικάλυψης c_{nom} πρέπει να είναι μεγαλύτερη κατά 5 έως 10 mm της c_{min} . Στην μελέτη επιλέχθηκαν τα 5 mm. Ο πίνακας 5.1 του ΕΚΩΣ2000 προτείνει διόρθωση του c_{min} για πλάκες ή κελύφη -5 mm. Άρα οι δοκοί, τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα είχαν $c_{nom} = c_{min} + 5 = 40 + 5 = 45$ mm και οι πλάκες $c_{nom} = c_{min} - 5 = 40 + 5 - 5 = 40$ mm. Η κοιτόστρωση και οι πάσσαλοι είχαν $c_{nom} = c_{min} + 5 = 45 + 5 = 50$ mm. Ο Πίνακας 3.10 έχει τα c_{nom} των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος.

Πίνακας 3.10: Υπολογισμός ονομαστικής επικάλυψης c_{nom}

Στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος	Κατηγορία έκθεσης	c_{min} (mm)	Διόρθωση ΕΚΩΣ2000 για c_{nom}	Διόρθωση ΕΚΩΣ2000 για c_{min}	c_{nom} (mm)
Δοκοί, υπο/τα, τοιχώματα	XS1	40	+5	Δεν έχει	45
Πλάκες ή κελύφη	XS1	40	+5	-5	40
Κοιτόστρωση, πάσσαλοι	XS2	45	+5	Δεν έχει	50

3.4 Ορισμός ραβδωτών πεπερασμένων στοιχείων

Η αλληλουχία εντολών για την δημιουργία των ραβδωτών στοιχείων στο λογισμικό ETABS είναι Define→ Section Properties→ Frame Sections για τα ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία→ Add New Property→ Concrete Rectangular. Ο Πίνακας 3.11, Πίνακας 3.12 και Πίνακας 3.13 έχει τις τιμές σύμφωνα με τις οποίες δημιουργήθηκε η δοκός BEAM 30/60 1.

Πίνακας 3.11: Υλικό και διαστάσεις δοκού BEAM 30/60 1

Υλικό	C30/37
Βάθος mm	600
Πλάτος mm	300

Πίνακας 3.12: Οπλισμός και απόσταση οπλισμού από την παρειά της δοκού BEAM 30/60 1

Διαμήκης οπλισμός	B500C
Εγκάρσιος οπλισμός	B500C
Απόσταση από την πάνω παρειά της δοκού μέχρι το κέντρο βάρους του διαμήκους οπλισμού (mm)	64
Απόσταση από την κάτω παρειά της δοκού μέχρι το κέντρο βάρους του διαμήκους οπλισμού (mm)	64

Πίνακας 3.13: Συντελεστές στιβαρότητας δοκού BEAM 30/60 1

Συντελεστής δυστρεψίας	0.1
Ροπή αδράνειας άξονα 2 (συντελεστής δυσκαμψίας άξονα 2)	0.5
Ροπή αδράνειας άξονα 3 (συντελεστής δυσκαμψίας άξονα 3)	0.5

Η απόσταση από την πάνω ή την κάτω παρειά της δοκού μέχρι το κέντρο βάρους του διαμήκους οπλισμού, Πίνακας 3.12, είναι ίση με c_{nom} + διάμετρος συνδετήρα + ακτίνα διαμήκους οπλισμού άνω ή κάτω παρειάς. Οπότε, για διαστάσεις δοκού 30/60 δημιουργήθηκαν 4 πεπερασμένα στοιχεία λόγω της διαφορετικής διαμέτρου συνδετήρα και ακτίνας διαμήκους οπλισμού.

Ο συντελεστής δυστρεψίας και ο συντελεστής καμπτικής δυσκαμψίας του στοιχείου, Πίνακας 3.13, έχουν εν γένει τις τιμές εκείνου του σταδίου σύμφωνα με την μελέτη του χρήστη. Εδώ είχαν τις τιμές του σταδίου II, γιατί το κτίριο πάνω από όλα έπρεπε να προσομοιωθεί σε σεισμό.

Ο Πίνακας 3.14, Πίνακας 3.15 και ο Πίνακας 3.16 έχουν τις τιμές σύμφωνα με τις οποίες δημιουργήθηκε το υποστυλώμα COLS 30/30.

Πίνακας 3.14: Υλικό και διαστάσεις υποστυλώματος COLS 30/30

Υλικό	C30/37
Βάθος mm	300
Πλάτος mm	300

Πίνακας 3.15: Οπλισμός και απόσταση οπλισμού από την παρειά υποστυλώματος COLS 30/30

Διαμήκης οπλισμός	B500C
Εγκάρσιος οπλισμός	B500C
Απόσταση από την παρειά του υπο/τος μέχρι τον συνδετήρα	45

Πίνακας 3.16: Συντελεστές στιβαρότητας υποστυλώματος COLS 30/30

Συντελεστής δυστρεψίας	0.1
Ροπή αδράνειας άξονα 2 (συντελεστής δυσκαμψίας άξονα 2)	0.5
Ροπή αδράνειας άξονα 3 (συντελεστής δυσκαμψίας άξονα 3)	0.5

Όσα υποστυλώματα είχαν ιδιαίτερο σχήμα ή και ιδιαίτερη τοποθέτηση του οπλισμού τότε ο σχεδιασμός τους στο λογισμικό ETABS γινότανε με το εργαλείο SD Section (Section Designer) το οποίο σχεδιάζει και τοποθετεί τον οπλισμό σχεδόν με την ίδια λογική του λογισμικού AutoCad.

Ο Πίνακας 3.17, ο Πίνακας 3.18 και ο Πίνακας 3.19 έχουν τις τιμές σύμφωνα με τις οποίες δημιουργήθηκε ο πάσσαλος PILE.120.28F25. Στην ταυτότητα PILE.120.28F25, στο 28F25 νοούνται 28 οπλισμοί με διάμετρο $\varnothing 25$. Από τους 2 πασσάλους, PILE.120.28F25 και PILE.120.32F32, παρουσιάστηκε ενδεικτικά ο πρώτος.

Πίνακας 3.17: Υλικό και διαστάσεις πασσάλου PILE.120.28F25

Υλικό	C25/30.WL
Διάμετρος mm	1200

Πίνακας 3.18: Οπλισμός και απόσταση οπλισμού από την παρειά του πασσάλου PILE.120.28F25

Διαμήκης οπλισμός	B500C
Εγκάρσιος οπλισμός	B500C
Απόσταση από την παρειά του υπο/τος μέχρι τον συνδετήρα	50

Πίνακας 3.19: Συντελεστές στιβαρότητας πασσάλου PILE.120.28F25

Συντελεστής δυστρεψίας	0.1
Ροπή αδράνειας άξονα 2 (συντελεστής δυσκαμψίας άξονα 2)	0.5
Ροπή αδράνειας άξονα 3 (συντελεστής δυσκαμψίας άξονα 3)	0.5

Οι διατομές των μεταλλικών στοιχείων δεν χρειάστηκε να δημιουργηθούνε καθότι βρίσκονται στην βιβλιοθήκη του λογισμικού ETABS. Στις μεταλλικές διατομές το μόνο που χρειάστηκε ήταν η εισαγωγή του μορφοχάλυβα S275 από την αλληλουχία εντολών Import New Properties→ Steel→ Frame Section Property Import Data→ Material=S275.

Για τις συνδέσεις της μεταλλικής στέγης δημιουργήθηκαν 3 μεταλλικά ραβδωτά πεπερασμένα τα οποία είχαν πολύ μικρές διαστάσεις. Λόγω των μικρών διαστάσεων δεν συμμετείχαν στους υπολογισμούς και απλά μετέφεραν τα φορτία από το ένα μεταλλικό πεπερασμένο στο άλλο. Ο λόγος που έγινε αυτό είναι γιατί το λογισμικό ETABS δεν έχει την δυνατότητα να προσομοιώνει την σύνδεση μεταξύ 2 μεταλλικών στοιχείων π.χ. σύνδεση με μεταλλικές πλάκες και κοχλίες. Ο Πίνακας 3.20 έχει τις τιμές σύμφωνα με τις οποίες δημιουργήθηκε το μεταλλικό πεπερασμένο PURLING CON. Από τα 3 πεπερασμένα στοιχεία των μεταλλικών συνδέσεων, PANEL CON, PURLING CON και PURLING X CON παρουσιάστηκε ενδεικτικά το PURLING CON .

Πίνακας 3.20: Υλικό και διαστάσεις μεταλλικής σύνδεσης PURLING CON

Υλικό	S275
Ολικό Βάθος mm	100
Ολικό Πλάτος mm	100
Πάχος φλάντζας mm	6
Πάχος κορμού mm	6
Ακτίνα γωνίας mm	0

Εν γένει, ένα πεπερασμένο στοιχείο μετατρέπεται σε στοιχείο πολύ μικρής δυσκαμψίας όταν α) οι διαστάσεις του είναι πολύ μικρές, της τάξης των 10 mm, ώστε η δυσκαμψία να είναι τόσο μικρή που να μην επηρεάζονται οι υπολογισμοί και όταν β) τα υλικά του, π.χ. σκυρόδεμα, ήλοι, να έχουν πολύ μικρό μέτρο ελαστικότητας, της τάξης των 10 MPa, ώστε η αντοχή στην παραμόρφωση να είναι τόσο μικρή που να μην επηρεάζονται πάλι οι υπολογισμοί. Προσοχή, δεν πρέπει να τοποθετηθούν μικρότερες τιμές από αυτές διότι αλλιώς θα υπάρξουν αριθμητικά προβλήματα στους υπολογισμούς.

3.5 Ορισμός επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων

Η αλληλουχία εντολών για την δημιουργία των πλακών οπλισμένου σκυροδέματος στο λογισμικό ETABS είναι Define → Section Properties → Slab Sections → Add New Property. Ο Πίνακας 3.21 και ο Πίνακας 3.22 έχουν τις τιμές σύμφωνα με τις οποίες δημιουργήθηκε η πλάκα Slab 20.

Πίνακας 3.21: Υλικό, είδος και πάχος πλάκας Slab 20

Υλικό	C30/37
Τύπος πλάκας	Στοιχείο κελύφους που δεν περιλαμβάνει τις διατμητικές παραμορφώσεις (Thin Shell)
Πάχος πλάκας (mm)	200

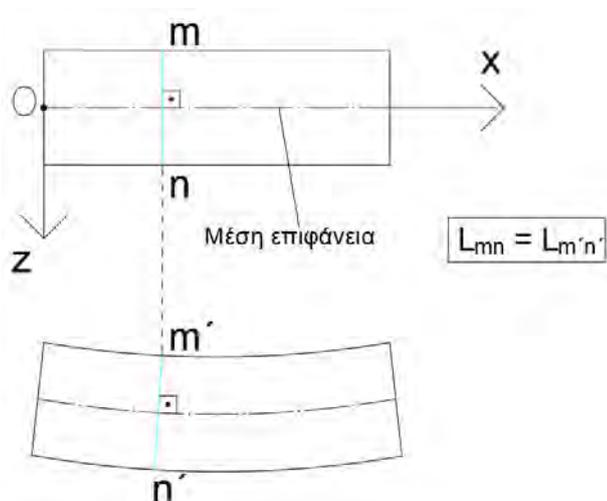
Πίνακας 3.22: Συντελεστές στιβαρότητας πλάκας Slab 20

Δυστένεια εντός επιπέδου f_{11}	0.5
Δυστένεια εντός επιπέδου f_{22}	0.5
Δυστένεια εντός επιπέδου f_{12}	0.5
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου m_{11}	0.5
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου m_{22}	0.5
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου m_{12}	0.5

Η πλάκα Slab 20 στο λογισμικό ETABS χαρακτηρίστηκε ως στοιχείο κελύφους που δεν περιλαμβάνει τις διατμητικές παραμορφώσεις (thin shell), Πίνακας 3.21, για 2 λόγους. Πρώτον, ο λόγος του πάχους προς το μικρότερο άνοιγμά της είναι μικρότερο του $1/20=0.05$. Προφανώς ο λόγος $1/20$ για πλάκες με πάχος της τάξης των cm ισχύει αυτόματα. Δεύτερον,

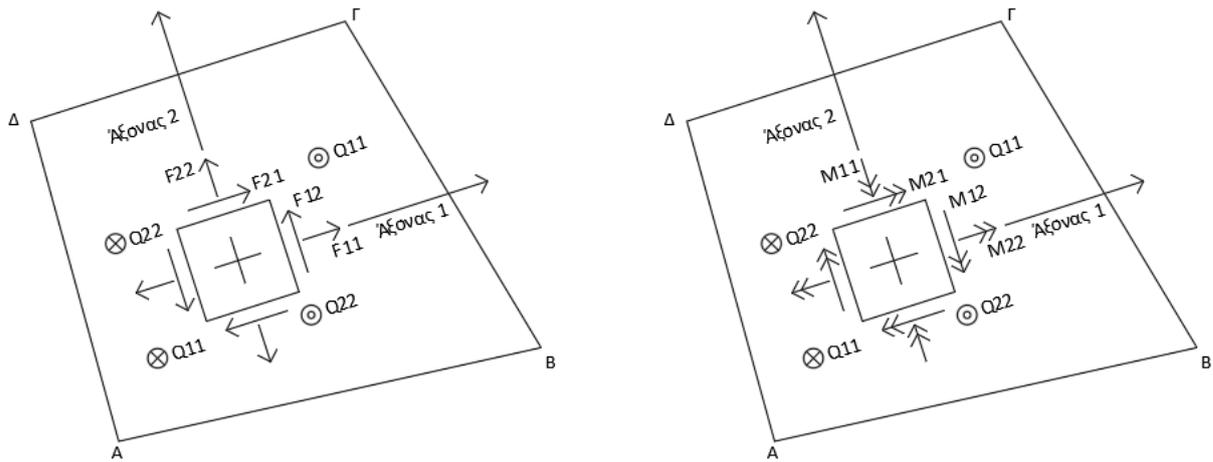
η εγκάρσια διατμητική παραμόρφωση στην διεύθυνση του πάχους της πλάκας λόγω του μικρού πάχους της πλάκας είναι τόσο μικρή που μπορεί να αγνοηθεί.

Ο δεύτερος λόγος ουσιαστικά προέρχεται από τις παραδοχές Kirchhoff, Εικόνα 3.1, σύμφωνα με τις οποίες, οι ευθείες γραμμές που είναι κάθετες στην μέση επιφάνεια α) διατηρούν το μήκος τους και μετά την παραμόρφωση της πλάκας, β) παραμένουν ευθείες και μετά την παραμόρφωση της πλάκας, και γ) παραμένουν ευθείες και μετά την παραμόρφωση της πλάκας. Με λίγα λόγια οι παραδοχές λένε ότι δεν υπάρχει παραμόρφωση στον άξονα Z .



Εικόνα 3.1: Σχηματική επεξήγηση των παραδοχών Kirchhoff

Στην Εικόνα 3.2 παρουσιάστηκαν οι τοπικοί άξονες με τις δυνάμεις και τις ροπές που αντιπροσωπεύουν την δυστένεια f εντός επιπέδου και την δυσκαμψία m εκτός επιπέδου. Ο πρώτος δείκτης των συντελεστών f και m , Πίνακας 3.21, προσδιορίζει τον άξονα στον οποίο το επίπεδο τη δρώσας δύναμης F και ροπής M είναι κάθετο και ο δεύτερος δείκτης προσδιορίζει τον άξονα που η δρώσα δύναμη F και ροπή M είναι παράλληλη. Οι εγκάρσιες τέμνουσες Q είναι θετικές όταν το επίπεδο που δρουν είναι προς τον θετικό ημιάξονα 1 ή 2 και έχουν φορά προς τον θετικό ημιάξονα του άξονα 3, που εδώ ο άξονας 3 είναι κάθετος στο επίπεδο σχεδίασης.



Εικόνα 3.2: Δυνάμεις F και ροπές M

Σύμφωνα λοιπόν με το που δρουν και τι φορά έχουν οι δυνάμεις που αναλύθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο, οι F_{11} , F_{22} προκαλούν επιμήκυνση ή βράχυνση στον άξονα 1 και 2 αντίστοιχα και η F_{12} προκαλεί επιμήκυνση ή βράχυνση στον άξονα 1 και 2 μαζί. Ανάλογα λοιπόν με τον προσανατολισμό του τοπικού άξονα μιας πλάκας και ενός τοιχώματος, είτε η f_{11} είτε η f_{22} αντιπροσωπεύουν την καμπτική και την αξονική αντίσταση του στοιχείου ενώ η f_{12} αντιπροσωπεύει την διατμητική αντίσταση του στοιχείου. Σε υποστύλωμα η f_{11} ή η f_{22} αντιπροσωπεύουν την δυσκαμψία EI ή την δυστένεια EA και η f_{12} αντιπροσωπεύει την δυστημψία $GA_{\text{Διάτμησης}}$.

Οι M_{11} , M_{22} προκαλούν κάμψη περί τον άξονα 2 και 1 αντίστοιχα και η M_{12} είναι η ροπή συστροφής. Σε μια πλάκα η κάμψη προέρχεται από τα φορτία που εφαρμόζονται κάθετα στην εξωτερική επιφάνειά της άρα η κάμψη είναι πάντα εκτός επιπέδου. Αυτό σημαίνει ότι οι συντελεστές m_{11} , m_{22} , m_{12} θα έχουν τις τιμές του σταδίου II και οι συντελεστές f_{11} , f_{22} , f_{12} θα μπορούσαν να ήταν και μονάδα αλλά παρόλα αυτά πήραν τις ίδιες τιμές με τους συντελεστές m_{11} , m_{22} , m_{12} .

Αυτό που είναι σημαντικό να αναφερθεί για την πλάκα της κοιτόστρωσης είναι ότι είχε πάχος 1.2 m και προσομοιώθηκε ως στοιχείο κελύφους που περιλαμβάνει τις διατμητικές παραμορφώσεις (thick shell). Παρόλο που ο λόγος του πάχους προς το μικρότερο άνοιγμα της ήταν όντως μικρότερο του $1/20=0.05$, δεν ήταν δυνατόν να αγνοηθεί η εγκάρσια διατμητική παραμόρφωση στην διεύθυνση του πάχους της. Η πλάκα της κοιτόστρωσης είναι αυτή που φέρει 1^η όλα τα φορτία του κτιρίου και μετά τα μεταφέρει στους πασσάλους. Οπότε υπάρχει ένα τεράστιο φορτίο στην κοιτόστρωση που αναπόφευκτα προκαλεί τεράστια εγκάρσια διατμητική παραμόρφωση μέσω των

υποστυλωμάτων στην διεύθυνση του πάχους της. Ο Πίνακας 3.23 και ο Πίνακας 3.24 έχουν τις τιμές σύμφωνα με τις οποίες δημιουργήθηκε η πλάκα κοιτόστρωσης TH 120.

Πίνακας 3.23: Υλικό, είδος και πάχος πλάκας κοιτόστρωσης TH 120

Υλικό	C30/37
Τύπος πλάκας	Στοιχείο κελύφους που περιλαμβάνει τις διατμητικές παραμορφώσεις (Thick Shell)
Πάχος πλάκας (mm)	1200

Πίνακας 3.24: Συντελεστές στιβαρότητας πλάκας κοιτόστρωσης TH 120

Δυστένεια εντός επιπέδου $f11$	0.5
Δυστένεια εντός επιπέδου $f22$	0.5
Δυστένεια εντός επιπέδου $f12$	0.5
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου $m11$	0.5
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου $m22$	0.5
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου $m12$	0.5

Τα πάνελ σκίασης προσομοιώθηκαν με πεπερασμένα στοιχεία τύπου slab τα οποία στράφηκαν κατά 90° ώστε να γίνουν κατακόρυφα διότι τα slab στοιχεία εξ ορισμού είναι οριζόντια πεπερασμένα στοιχεία. Τα πάνελ σκίασης μετατράπηκαν σε στοιχεία πολύ μικρής δυσκαμψίας ώστε να μεταφέρουν μόνο τα φορτία που δύναται να είχαν πχ. ίδιο βάρος, ανεμοπίεση. Βέβαια, τα πάνελ σκίασης θα μπορούσαν να προσομοιωθούν και με Wall Sections αλλά ουσιαστικά δεν υπάρχει διαφορά στην προσομοίωση. Ο Πίνακας 3.25 και ο

Πίνακας 3.26 έχουν τις τιμές σύμφωνα με τις οποίες δημιουργήθηκαν τα πάνελ σκίασης HatDS.

Πίνακας 3.25: Υλικό, είδος και πάχος πάνελ σκίασης HatDS

Υλικό	NULL CONCRETE
Τύπος πλάκας	Στοιχείο κελύφους που δεν περιλαμβάνει τις διατμητικές παραμορφώσεις (Thin Shell)
Πάχος πλάκας (mm)	10

Πίνακας 3.26: Συντελεστές στιβαρότητας πάνελ σκίασης HatDS

Δυστένεια εντός επιπέδου $f11$	1
Δυστένεια εντός επιπέδου $f22$	1
Δυστένεια εντός επιπέδου $f12$	1
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου $m11$	1
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου $m22$	1
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου $m12$	1

Η στέγη καλύφθηκε με θερμομονωτικά πάνελ και αυτό το υλικό προσομοιώνεται με πεπερασμένα στοιχεία τύπου deck. Τα deck είναι πεπερασμένα στοιχεία μιας διεύθυνσης δηλαδή μεταβιβάζουν το φορτίο σε μία διεύθυνση και στην προσομοίωση λειτουργούν αξιόπιστα μόνο όταν είναι οριζόντια. Εφόσον η στέγη ήταν κεκλιμένη άρα και τα deck στο μοντέλο θα ήταν κεκλιμένα, που αυτό σημαίνει πως δεν θα παρήγαγαν αξιόπιστα αποτελέσματα στο λογισμικό ETABS. Για αυτό τον λόγο τα κεκλιμένα deck μετετράπηκαν σε στοιχεία πολύ μικρής δυσκαμψίας και απλά τοποθετήθηκαν επάνω τους τα φορτία που μετέφεραν στο δικτύωμα. Ο Πίνακας 3.27 έχει τις τιμές σύμφωνα με τις οποίες δημιουργήθηκε το κεκλιμένο θερμομονωτικό πάνελ ROOF SHEET.

Πίνακας 3.27: Υλικό, βάθος, διαστάσεις και αντοχή ήλου για το θερμομονωτικό πάνελ ROOF SHEET

Υλικό	NULL CONCRETE
Βάθος Φύλλου mm	10
Εφελκυστική αντοχή ήλου MPa	10

Η αλληλουχία εντολών για την προσομοίωση των τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος στο λογισμικό ETABS είναι Define→ Section Properties→ Wall Sections→ Add New Property. Ο Πίνακας 3.28 και ο Πίνακας 3.29 έχουν τις τιμές σύμφωνα με τις οποίες δημιουργήθηκε το τοίχωμα WALL 30. Για να γίνει όμως ο σχεδιασμός των τοιχωμάτων στο λογισμικό ETABS με τον οπλισμό τους έπρεπε τα Wall Sections να οριστούν ως Piers. Οι ταυτότητες των piers δημιουργήθηκαν από την αλληλουχία εντολών Define→ Pier Labels και ανατέθηκαν μέσω της αλληλουχίας εντολών Assign→ Shell→ Pier Label στα Wall Section. Τέλος από την αλληλουχία εντολών Shear Wall Design→ Define General Pier Sections→ Modify/Show Pier Section τοποθετείται ο οπλισμός των τοιχωμάτων.

Πίνακας 3.28: Υλικό, τύπος και πάχος τοιχώματος WALL 30

Υλικό	C30/37
Τύπος τοιχώματος	Στοιχείο κελύφους που δεν περιλαμβάνει τις διατμητικές παραμορφώσεις (Thin Shell)
Πάχος τοιχώματος (mm)	300

Πίνακας 3.29: Συντελεστές στιβαρότητας τοιχώματος WALL 30

Δυστένεια εντός επιπέδου f_{11}	0.67
Δυστένεια εντός επιπέδου f_{22}	0.67
Δυστένεια εντός επιπέδου f_{12}	0.67
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου m_{11}	0.5
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου m_{22}	0.5
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου m_{12}	0.5

Στο κτίριο υπήρχαν πλάκες με υψομετρική διαφορά 1 m που ενώνονταν με δοκούς. Οι δοκοί αυτοί ουσιαστικά, είναι φορείς σε επίπεδη ένταση καθότι είναι κατασκευές τριών διαστάσεων των οποίων η μια τους διάσταση δηλαδή το πάχος τους είναι αρκετά μικρότερη των άλλων 2. Για αυτό οι δοκοί αυτοί προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Τα επιφανειακά πεπερασμένα έχουν 4 κόμβους που οριοθετούν ένα επίπεδο και δεύτερον μπορούν να κάνουν το ολοκλήρωμα των τάσεων στις δυο διευθύνσεις του επιπέδου αυτού. Με την ολοκλήρωση των τάσεων σε δυο διευθύνσεις που κάνουν τα επιφανειακά πεπερασμένα δύναται να υπάρχουν αποτελέσματα για τα εντατικά μεγέθη σε μια επιφάνεια που μπορεί να έχει και κατακόρυφη θέση, σε σχέση με τα ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία που κάνουν την ολοκλήρωση των τάσεων μόνο σε μια διεύθυνση.

Το είδος του πεπερασμένου που χρησιμοποιήθηκε ήταν Wall Section γιατί είναι κατακόρυφο τετρακομβικό επιφανειακό πεπερασμένο στοιχείο με τους κόμβους να είναι καθ' ύψος. Το Wall Section όμως χρησιμοποιείται για τοιχώματα και για αυτό του δόθηκε η ταυτότητα Spandrel με την οποία το πρόγραμμα καταλαβαίνει ότι πρόκειται για δοκό τύπου Spandrel.

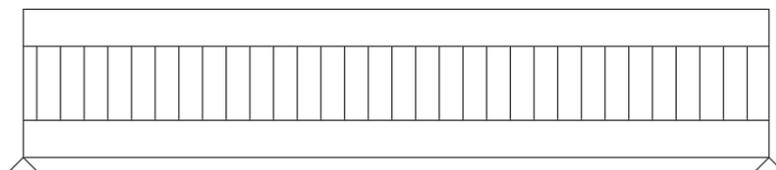
Όταν τα πεπερασμένα στοιχεία της ίδιας δοκού spandrel συνέχιζαν και σε άλλες υψομετρικές στάθμες πέραν από τις στάθμες των ορόφων, τότε τα πεπερασμένα αυτά είχαν την ίδια ταυτότητα διότι έτσι το πρόγραμμα έβλεπε ότι είναι η ίδια δοκός spandrel,

Εικόνα 3.3. Τέλος στα spandrel έγινε διακριτοποίηση σε περισσότερα επιφανειακά πεπερασμένα διότι το πρόγραμμα δεν εμφάνιζε οπτικά σωστά τα διαγράμματα, Εικόνα 3.4.

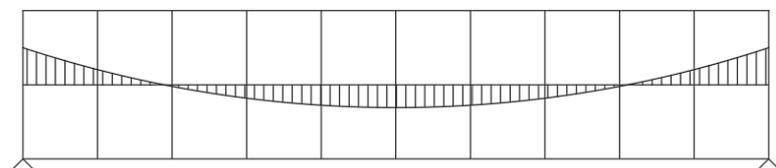
	S2	S2	S2	2ος όροφος
S1	S1	S1		Υψομετρική στάθμη 2
S1		S1		1ος όροφος
				Υψομετρική στάθμη 1
				Ισόγειο

Εικόνα 3.3: Παράδειγμα ετικετοποίησης δοκών spandrel

A) Διάγραμμα M δοκού spandrel με 1 wall section



B) Διάγραμμα M της ίδιας δοκού spandrel με 10 wall section



Εικόνα 3.4: Διάγραμμα ροπών M της ίδιας δοκού spandrel στο ETABS

Για την δημιουργία των δοκών τύπου spandrel στο λογισμικό ETABS αφού δημιουργήθηκε πρώτα το Wall Section, έπειτα δημιουργήθηκαν οι ταυτότητες των spandrel από την αλληλουχία εντολών Define→ Spandrel Labels και τέλος ανατέθηκαν οι ταυτότητες αυτές από την αλληλουχία εντολών Assign→ Frame→ Spandrel Label στα Wall Section. Επειδή οι δοκοί spandrel του μοντέλου είναι δοκοί που γεφυρώνουν διάφορα υψόμετρα, τους δόθηκε και η ιδιότητα multistory από την καρτέλα Spandrel Label ώστε η προσομοίωση να είναι πιο ακριβής.

Ο Πίνακας 3.30 και ο Πίνακας 3.31 έχουν τις τιμές σύμφωνα με τις οποίες δημιουργήθηκε το τοίχωμα WALL SPANDREL 30. Το spandrel S1 είχε αρίθμηση από S1-1 έως S1-9, όσα και τα πεπερασμένα που το απαρτίζουν.

Πίνακας 3.30: Υλικό, τύπος και πάχος δοκού WALL SPANDREL 30

Υλικό	C30/37
Τύπος τοιχώματος	Στοιχείο κελύφους που δεν περιλαμβάνει τις διατμητικές παραμορφώσεις (Thin Shell)
Πάχος πλάκας mm	300

Πίνακας 3.31: Συντελεστές στιβαρότητας δοκού WALL SPANDREL 30

Δυστένεια εντός επιπέδου f_{11}	0.5
Δυστένεια εντός επιπέδου f_{22}	0.5
Δυστένεια εντός επιπέδου f_{12}	0.5
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου m_{11}	0.5
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου m_{22}	0.5
Δυσκαμψία εκτός επιπέδου m_{12}	0.5

3.6 Ορισμός μάζας κτιρίου και διαφραγματικής λειτουργίας πλακών

Εφόσον στο κτίριο πραγματοποιήθηκε σεισμική ανάλυση ορίστηκε η μάζα που θα συμμετείχε στον σεισμό. Αυτό έγινε από την αλληλουχία εντολών Define→ Mass Source→ Add New Mass Source, όπου στο παράθυρο Mass Source Data υπάρχουν επιλογές από τις οποίες δινόταν η επιλογή για το ποιες μάζες θα συμμετέχουν στην σεισμική ανάλυση.

Η επιλογή element self mass που δίνεται από το λογισμικό ETABS παίρνει υπόψιν την μάζα των υλικών του κτιρίου που προκύπτει από τις διαστάσεις και την πυκνότητα των επιμέρους στοιχείων, η οποία όμως δεν επιλέχθηκε γιατί τα ίδια βάρη πάρθηκαν υπόψιν μέσω των Dead φορτίων. Η επιλογή Additional Mass παίρνει υπόψιν τα φορτία π.χ. επικάλυψης τα οποία τοποθετήθηκαν με πεπερασμένα, η οποία όμως δεν επιλέχθηκε διότι όλα τα φορτία τοποθετήθηκαν ως εξωτερικά. Η επιλογή Specified Load Patterns δίνει την δυνατότητα να παρθούν υπόψιν μόνο τα φορτία που έχουν τοποθετηθεί ως εξωτερικά και επιλέχθηκε διότι όλα τα φορτία όπως οι επικαλύψεις τοποθετήθηκαν εξωτερικά.

Η επιλογή Include Lateral Mass παίρνει υπόψιν την στρεπτική τυχηματική εκκεντρότητα του σεισμού στο οριζόντιο επίπεδο $x - y$. Η εκκεντρότητα του κέντρου μάζας δηλαδή η θέση στην οποία τοποθετείται το κέντρο μάζας ως προς την αρχική του θέση ώστε να ληφθεί υπόψιν η στρεπτική ροπή, είναι σε απόσταση 5% της μέγιστης διάστασης στην εξεταζόμενη διεύθυνση ή πιο απλά 5% L_x και 5% L_y .

Η επιλογή Include Vertical Mass παίρνει υπόψιν την στρεπτική τυχηματική εκκεντρότητα του σεισμού στο κατακόρυφο επίπεδο $x - z$ ή $y - z$. Επειδή οι πλάκες έχουν μικρό πάχος, η εκκεντρότητα στο κατακόρυφο επίπεδο δεν χρειάστηκε να ληφθεί υπόψιν ακόμα και για την πλάκα της κοιτόστρωσης που έχει πάχος 1.2 m. Αυτό γιατί η πλάκα της κοιτόστρωσης είναι κάτω από το έδαφος και άρα αναγκαστικά κινείται μαζί με το έδαφος, όπου σε αντίθεση η ανωδομή μπορεί να κινηθεί σε διαφορετική διεύθυνση από την διεύθυνση της θεμελίωσης.

Η επιλογή Lump Lateral Mass at Story Levels τοποθετεί στο επίπεδο των πλακών όλη την μάζα του ορόφου. Επειδή οι πλάκες έχουν την μεγαλύτερη μάζα από όλα τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, αποδεικνύεται ότι το κέντρο μάζας όλων των στοιχείων του κάθε ορόφου, πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα, βρίσκεται εν τέλει στις πλάκες. Στις προηγούμενες 2 παραγράφους όταν ειπώθηκε για το κέντρο μάζας εννοούνταν αυτό.

Σε σεισμική ανάλυση αλλά και σε στατική λαμβάνεται υπόψιν η διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Έτσι λαμβάνεται υπόψιν η στρεπτική ροπή στους ορόφους η οποία δημιουργήθηκε λόγω της στρέψης των πλακών από τον σεισμό. Η διαφραγματική λειτουργία ορίστηκε από την αλληλουχία εντολών Define → Diaphragm. Οι πλάκες έχουν διαφραγματική λειτουργία γιατί εντός επιπέδου έχουν μεγάλη δυστένεια που προέρχεται από την μεγάλη μάζα που έχουν στην διεύθυνση x και y . Γενικά, ένα διάφραγμα δεν θα αλλάξει μέγεθος και σχήμα όταν οι δυνάμεις θα ασκούνται στο επίπεδο που έχει την μεγαλύτερη μάζα. Οι πλάκες, εκτός επιπέδου μπορούν να καμφθούνε γιατί στην διεύθυνση z έχουν μικρότερη μάζα από ότι έχουν στην διεύθυνση x και y .

3.7 Ορισμός εδάφους

Από την αλληλουχία εντολών Define → Spring Properties → Line Springs δημιουργήθηκαν οι εδαφικές στρώσεις στο κτίριο. Πιο συγκεκριμένα, η προσομοίωση των εδαφικών στρώσεων έγινε με την ανάρτηση (Assign) των Line Springs από τα πεπερασμένα στοιχεία των πασσάλων. Οι ελατηριακές σταθερές των εδαφικών στρώσεων, Πίνακας 3.32, ουσιαστικά προσομοιώνουν την αντίσταση και την ενδοσιμότητα του εδαφικού προφίλ. Οι τιμές των ελατηριακών σταθερών των εδαφικών στρώσεων προήλθαν από τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας που διεξήχθη στο παρακείμενο κτήριο του τμήματος ΜΗΥ-ΤΔ του Π.Θ.

Πίνακας 3.32: Ελατηριακές σταθερές εδαφικών στρώσεων

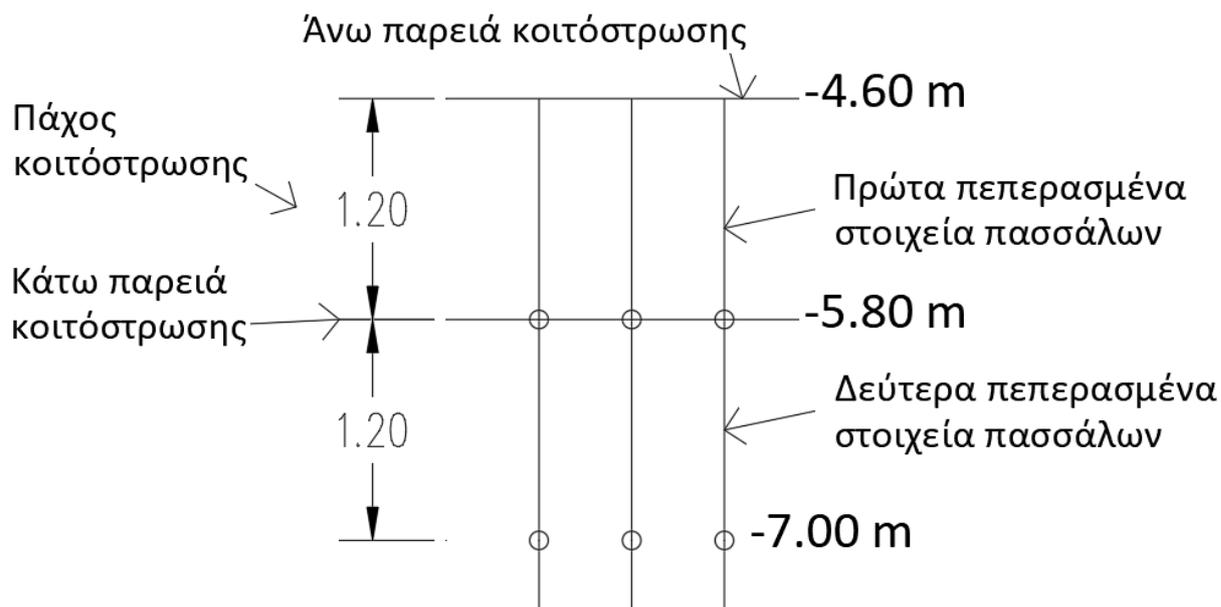
Εδαφικές στρώσεις (m)	Ελατηριακή σταθερά πλευρικής αντίστασης (kN/m)**	Ελατηριακή σταθερά παράπλευρης τριβής (kN/m)*
0.00-5.00	5400 <i>D</i>	5000 <i>D</i>
5.00-14.00	2000 <i>D</i>	2000 <i>D</i>
14.00-20.00	8000 <i>D</i>	7000 <i>D</i>
20.00-33.00	10000 <i>D</i>	8000 <i>D</i>
>33.00	40000 <i>D</i>	25000 <i>D</i>

όπου *D* η διάμετρος του πασσάλου

*: αντιστοιχεί σε καθίζηση έως 3.00 cm, **: αντιστοιχεί σε οριζόντια μετακίνηση έως 5.00 cm

Επειδή η επίλυση της θεμελίωσης έγινε ενιαία, κοιτόστρωση και πάσσαλοι, απαιτούνταν η αντίσταση του εδάφους να είναι ανά μέτρο για κάθε εδαφική στρώση. Αυτό σημαίνει ότι και τα ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία που προσομοιώναν τους πασσάλους έπρεπε να είναι ανά μέτρο ώστε τα αποτελέσματα της ανάλυσης στο λογισμικό ETABS να είναι και αυτά ανά μέτρο.

Στο λογισμικό ETABS, τα ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία των πασσάλων ξεκινήσαν από το επιφανειακό πεπερασμένο στοιχείο της κοιτόστρωσης που είχε πάχος 1.20 m και ξεκινά από το βάθος των -4.6 m, Εικόνα 3.5. Για να ήταν η προσομοίωση σύμφωνη με την πραγματικότητα έπρεπε τα πρώτα πεπερασμένα στοιχεία των πασσάλων να έχουν και αυτά ύψος 1.20 m καθώς και να μην παραμορφώνονται γιατί εκ των πραγμάτων βρίσκονται μέσα στην κοιτόστρωση που στην πραγματικότητα έχει πολύ μεγάλη στιβαρότητα. Τα δεύτερα πεπερασμένα στοιχεία έπρεπε να είχαν και αυτά ύψος 1.2 m ώστε από το τρίτο πεπερασμένο στοιχείο των πασσάλων τα αποτελέσματα της ανάλυσης στο ETABS να είναι ανά μέτρο. Άρα, ο κάτω κόμβος του άκαμπτου πασσάλου ήταν στα -4.6 m+πάχος κοιτόστρωσης=-4.6 m-1.2 m=-5.8 m και ο κάτω κόμβος των δεύτερων πεπερασμένων στοιχείων ήταν στα -5.8 m-1.2 m=-7 m.



Εικόνα 3.5: Γεωμετρία των 2 πρώτων πεπερασμένων στοιχείων των πασσάλων λόγω κοιτόστρωσης

Λόγω αυτής της γεωμετρίας η δεύτερη εδαφική στρώση χωρίστηκε από 5.00-14.00 m σε 5.80-7.00 m και 7.00-14.00 m. Εκείνα τα πεπερασμένα στοιχεία των πασσάλων που βρισκόταν στην στρώση 7.00-14.00 m, ανατέθηκαν οι ελατηριακές σταθερές της εδαφικής στρώσης 5.00-14.00 m οι οποίες πολλαπλασιάστηκαν με 1.2 ώστε τα αποτελέσματα να είναι ανά μέτρο. Ο Πίνακας 3.33 και ο Πίνακας 3.34 έχουν τις τελικές τιμές των ελατηριακών σταθερών του εδάφους. Οι ταυτότητές των ελατηριακών σταθερών Line Springs στο ETABS ήταν 1.LS.5.8-7m.PILE120, 1.LS.7-14m.PILE120, 2.LS.14-20m.PILE120, 3.LS.20-33m.PILE120, 4.LS.33-35m.PILE120. Στο εδάφιο της θεμελίωσης εξηγείται γιατί οι πάσσαλοι είχαν εν τέλει $D = 1.20$ m.

Πίνακας 3.33: Ελατηριακές σταθερές εδαφικών στρώσεων για $D = 1.2$ m

Εδαφικές στρώσεις (m)	Οριζόντια ελατηριακή σταθερά (γραμμικά ελατήρια) - Άξονες 2,3 του ETABS	Για $D = 1.2$ m kN/m
0-5 m	$5400D$	6480
5.8-7 m	$2000D$	2400
7-14 m	$2000D \times 1.2$	2880
14-20 m	$8000D$	9600
20-33 m	$10000D$	12000
33-35 m	$40000D$	48000

Η οριζόντια ελατηριακή σταθερά αντιστοιχεί σε οριζόντια μετακίνηση έως 5.00 cm

Πίνακας 3.34: Κατακόρυφη ελατηριακή σταθερά για $D = 1.2$ m

Εδαφικές στρώσεις (m)	Κατακόρυφη ελατηριακή σταθερά (γραμμικά ελατήρια) - Άξονας 1 του ETABS	Για $D = 1.2$ m kN/m
0-5 m	$5000D$	6000
5.8-7 m	$2000D$	2400
7-14 m	$2000D \times 1.2$	2880
14-20 m	$7000D$	8400
20-33 m	$8000D$	9600
33-35 m	$25000D$	30000

Η κατακόρυφη ελατηριακή σταθερά αντιστοιχεί σε καθίζηση έως 3.00 cm

Από την αλληλουχία εντολών Define → Spring Properties → Point Springs δημιουργήθηκε η αντίσταση του εδάφους στην αιχμή του πασσάλου. Το Point Spring τοποθετήθηκε στο τελευταίο κόμβο του τελευταίου πεπερασμένου. Η ταυτότητα του Point Spring ήταν PS.33-35m.PILE120. Το κατακόρυφο ελατήριο είχε τιμή $K = 30000 \times D^2 = 30000 \times 1.2^2 = 43200$ kN/m όπου D η διάμετρος του πασσάλου.

Από την αλληλουχία εντολών Define → Spring Properties → Area Springs δημιουργήθηκαν οι ελατηριακές σταθερές του εδάφους στην πλάκα της κοιτόστρωσης:

- Κατακόρυφο ελατήριο $K = 170$ kN/m³ που προέκυψε από την γεωτεχνική έρευνα
- Οριζόντια ελατήρια που προσομοιώνουν την πλευρική αντίσταση του εδάφους πάνω στα περιμετρικά τοιχώματα της κοιτόστρωσης και υπολογίστηκαν από τον

$$\text{τύπο } \frac{1}{5} \times K_h \times H_{\text{υπογ.}} \times \frac{1}{L_{\text{καθ.}}}, \text{ όπου}$$

- K_h η οριζόντια ελατηριακή σταθερά του εδάφους στο ύψος του υπογείου και της πλάκας κοιτόστρωσης
- $H_{\text{υπογ.}}$ το ύψος του υπογείου
- $L_{\text{καθ.}}$ η διάσταση του κτιρίου κάθετα στην εξεταζόμενη πλευρά

Οι ελατηριακές σταθερές της κοιτόστρωσης προσομοιώνουν όπως και πριν την πλευρική και κατακόρυφη αντίσταση του εδάφους στην κοιτόστρωση. Η ταυτότητα στο λογισμικό ETABS ήταν ASpr TH, και οι τιμές ήταν:

Διεύθυνση x -Διεύθυνση 1 του λογισμικού ETABS: $K = 1/5 \times 4.6 \text{ m} \times 3000 \text{ kN/m}^3 / 49.2 \text{ m} = 56.10 \text{ kN/m}^3$

Διεύθυνση y -Διεύθυνση 2 του λογισμικού ETABS: $K = 1/5 \times 4.6 \text{ m} \times 3000 \text{ kN/m}^3 / 37.2 \text{ m} = 74.20 \text{ kN/m}^3$

Διεύθυνση z -Διεύθυνση 3 του λογισμικού ETABS: $K = 170 \text{ kN/m}^3$

3.8 Ορισμός φορτίσεων

Σε αυτό το εδάφιο αναλύθηκε εν συντομία ο τρόπος που λειτουργούν οι εντολές για την δημιουργία των φορτίσεων.

Πρώτα δημιουργήθηκαν οι φορτίσεις από την αλληλουχία εντολών Define → Load Pattern. Το load pattern του λογισμικού ETABS ουσιαστικά ορίζει το μοτίβο (pattern) π.χ. στατικό, άνεμος, σεισμός, που θα έχει η φόρτιση. Το λογισμικό ETABS έτσι κατηγοριοποιεί την φόρτιση και κάνει τους ανάλογους υπολογισμούς.

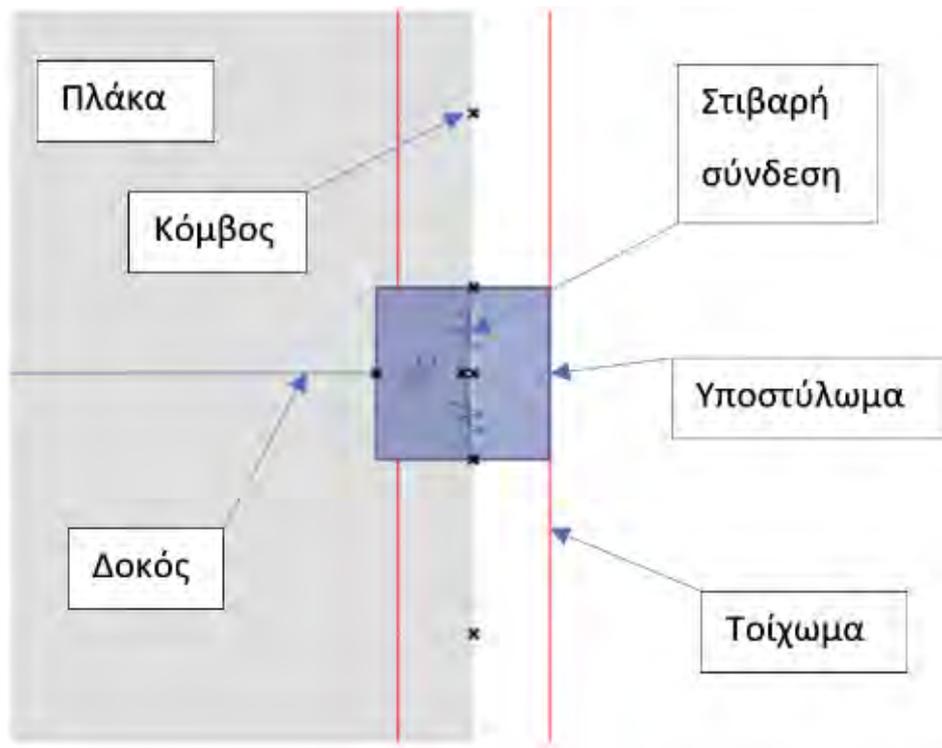
Μετά, από την αλληλουχία εντολών Define → Load Case ορίζεται εάν το φορτίο που δημιουργήθηκε στο load pattern θα εφαρμοστεί στατικά ή δυναμικά (π.χ. με φάσμα απόκρισης), εάν η κατασκευή θα ανταποκριθεί γραμμικά ή μη γραμμικά καθώς και εάν η ανάλυση θα γίνει για παράδειγμα με χρονική επαλληλία των ιδιομορφών ή απευθείας ολοκλήρωση κ.λπ. (modal superposition method, direct integration).

Τέλος από την αλληλουχία εντολών Define → Load Combinations δημιουργήθηκαν οι συνδυασμοί φορτίσεων όπως η OKA, ο σεισμός κ.λπ. Τα φορτία και οι συνδυασμοί παρουσιάστηκαν στα αντίστοιχα κεφάλαια.

3.9 Ορισμός στιβαρής σύνδεσης

Μια σύνδεση (link) στο λογισμικό ETABS συνδέει δυο κόμβους διαφορετικών πεπερασμένων στοιχείων που απέχουν κάποια απόσταση και προσομοιώνει κάποιο είδος μηχανικής συμπεριφοράς όπως για παράδειγμα κάμψη. Η σύνδεση διαθέτει 6 βαθμούς ελευθερίας που εφαρμόζονται πάνω στους άξονες 1, 2 και 3, και είναι 3 για τις μετακινήσεις οι $U1$, $U2$ και $U3$ και 3 για τους στροφικούς οι $R1$, $R2$, $R3$. Οι 6 βαθμοί ελευθερίας εφαρμόζονται εσωτερικά, δηλαδή δεν είναι εξωτερικές δυνάμεις όπως ένα ομοιόμορφο φορτίο, και λόγω αυτού δύναται να προσομοιωθούν εντατικά μεγέθη όπως αξονική δύναμη, τέμνουσα δύναμη, στρέψη και κάμψη. Στην σύνδεση δύναται να ανατεθούν γραμμικές, μη-γραμμικές καθώς και χρονοεξαρτώμενες ιδιότητες (linear, nonlinear, frequency-dependent) οι οποίες υπολογίζονται από το λογισμικό ETABS όταν έχουν οριστεί και τα ανάλογα Load Case.

Από την αλληλουχία εντολών Define→ Link/Support Properties δημιουργήθηκε μια στιβαρή σύνδεση για το κτίριο. Η στιβαρή σύνδεση στο λογισμικό ETABS ονομάζονται Rigid Link και προσομοιώνει την πολύ μεγάλη στιβαρότητα που έχουν οι κόμβοι δοκού-υποστυλώματος και οι κόμβοι δοκού-τοιχώματος. Για να γίνει η σύνδεση απόλυτα στιβαρή οι 6 βαθμοί ελευθερίας στερεώθηκαν (Fixed). Το πεπερασμένο στοιχείο της δοκού έφτανε μέχρι την παρειά του υποστυλώματος και μετά ο ακριανός κόμβος της δοκού ενωνόταν με τον κόμβο του κέντρου βάρους του υποστυλώματος μέσω της σύνδεσης Rigid Link ώστε να προσομοιωθεί η στιβαρότητα του κόμβου, Εικόνα 3.6.



Εικόνα 3.6: Stιβαρή σύνδεση (Rigid Link) σε κόμβο δοκού-υποστυλώματος και δοκού-τοιχώματος

Κεφάλαιο 4 Προσομοίωση και διαστασιολόγηση στοιχείων στο λογισμικό ETABS και Excel

Στα επόμενα εδάφια αναλύθηκε ο τρόπος που έγινε η προσομοίωση και διαστασιολόγηση με το λογισμικό ETABS και το πρόγραμμα υπολογιστικών φύλλων Excel για την θεμελίωση, τον φέροντα οργανισμό και την μεταλλική στέγη.

Για την σωστή διαστασιολόγηση των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος στο ETABS λήφθηκε $\alpha_{cc}=0.85$. Ο α_{cc} ($f_{cd} = \alpha_{cc}f_{ck} / \gamma_c$) παίρνει υπόψιν την μακροχρόνια απώλεια σε θλίψη που έχει το σκυρόδεμα λόγω του τρόπου που εφαρμόζονται τα φορτία. Όταν τα φορτία προκαλούν κάμψη τότε $\alpha_{cc}=0.85$ και σε όλες τις άλλες περιπτώσεις $\alpha_{cc}=1$. Προφανώς όλα τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος λόγω σεισμού και φορτίων βρίσκονται υπό κάμψη και για αυτό στην μελέτη λήφθηκε $\alpha_{cc}=0.85$. Στην προσομοίωση λοιπόν, για τους πασσάλους, τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τις πλάκες ο α_{cc} πήρε την τιμή 0.85 από την αλληλουχία εντολών Design→ Concrete Frame Design και Concrete Slab Design → View/Revise Preferences→ Alpha CC (compression)=0.85.

4.1 Θεμελίωση

Για την διαστασιολόγηση των πασσάλων χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας που διεξήχθη στο παρακείμενο κτίριο του τμήματος ΜΗΥ-ΤΔ του Π.Θ και περιλαμβάνουν τα οριακά και επιτρεπόμενα θλιπτικά φορτία του ενός πασσάλου, Πίνακας 4.1. Η ένδειξη (s) είναι για την περίπτωση σεισμικής δράσης. Οι τιμές αναφέρονται σε πασσάλους βάθους 35.0 m από την επιφάνεια του εδάφους, ενώ αγνοείται η αντίσταση του εδάφους μέχρι την έδραση της πλάκας θεμελίωσης. Η διαστασιολόγηση της θεμελίωσης έγινε για τους συνδυασμούς φορτίσεων 1.35G+1.5Q και ENV.EQ.DYN.q=1.5.

Πίνακας 4.1: Οριακά και επιτρεπόμενα θλιπτικά φορτία μεμονωμένου πασσάλου

D(m)	Οριακά φορτία (kN)			Επιτρεπόμενα θλιπτικά φορτία – Αντοχές σχεδιασμού			Ελατηριακή σταθερά K (MN/m)	για καθίζηση S (cm)
				$Q_{επ}$ (kN) κατά DIN 1014	R_{cd} (kN) κατά EN 1997-1			
	Αιχμής Q_s	Τριβής Q_r	Ολικό Q	Φόρτιση 1	DA-2*	DA-2* (s)		
0.80	1507	2480	3988	1994 3067 (s)	2788	3067	175 160	1.59 1.92 (s)
1.00	2355	3100	5455	2728 4196 (s)	3815	4196	191 131(s)	1.98 3.20 (s)
1.20	3391	3721	7112	3556 5471 (s)	4973	5471	189 119(s)	2.63 4.61 (s)

Η επιλογή της διαμέτρου του πασσάλου έγινε σύμφωνα με τα επιτρεπόμενα θλιπτικά φορτία στην κορυφή του. Για παράδειγμα σε περίπτωση που ο πάσσαλος είχε, από την προσομοίωση στο λογισμικό ETABS, στην κορυφή θλιπτικό φορτίο από κάποιο συνδυασμό π.χ. πάνω από 2788 kN τότε επιλεγόταν $D = 1.00$ m. Τα επιτρεπόμενα θλιπτικά φορτία των πασσάλων προήλθαν από την στήλη DA-2* καθότι αυτή η στήλη είναι οι αντοχές σχεδιασμού.

Το εμβαδόν του διαμήκους οπλισμού των πασσάλων υπολογίστηκε σύμφωνα με τον τύπο $p * A_c$ όπου p = ποσοστό οπλισμού και A_c = το εμβαδόν της διατομής του πασσάλου. Το p είχε ελάχιστη τιμή 1% και δεν ξεπερνούσε το 2%. Αυτό το εύρος τιμών έχει βρεθεί πρακτικά ότι είναι αρκετό. Ο Πίνακας 4.2 παρουσιάζει τον έλεγχο του τοποθετούμενου διαμήκους οπλισμού πασσάλου με διάμετρο $D = 1.2$ m σε Excel. Στις επόμενες παραγράφους εξηγείται ο λόγος που επιλέχθηκε εν τέλει $D = 1.2$ m με ποσοστό οπλισμού $p = 2.27\%$. Η ελάχιστη απόσταση των ράβδων οπλισμού του πασσάλου ήταν $S_{min} = 10$ cm. Μέσω αυτής της απόστασης υπολογίστηκε για το εάν χωράει ο αριθμός των ράβδων οπλισμού που επιλέχθηκαν στον πάσσαλο. Ο Πίνακας 4.3 παρουσιάζει τον έλεγχο της ελάχιστης απόστασης των ράβδων οπλισμού πασσάλου σε υπολογιστικό φύλλο του Excel.

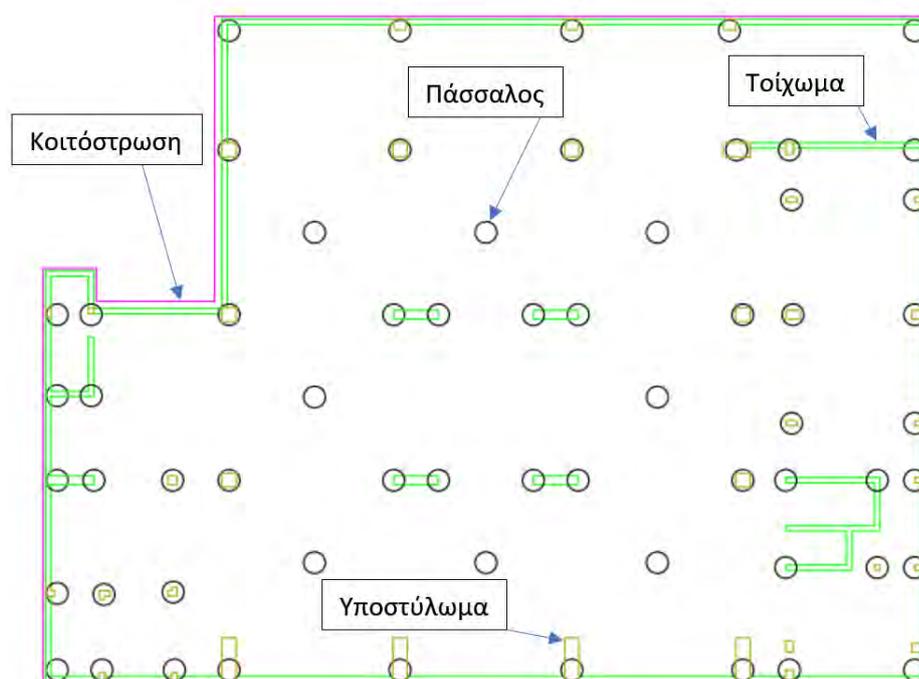
Πίνακας 4.2: Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού πασσάλου σε υπολογιστικό φύλλο Excel

Εισαγωγή D & ρ πασσάλου			Εισαγωγή διαμέτρου & αριθμού ράβδων πασσάλου		
Διάμετρος πασσάλου D	120	cm	Διάμετρος ράβδου $\Phi_{\text{ραβ.}}$	32	mm
Ποσοστό οπλισμού ρ	0.01		Αριθμός ράβδων πασσάλου	32	
Υπολογισμός min εμβαδού οπλισμού πασσάλου			Έλεγχος τοποθετούμενου οπλισμού		
Εμβαδόν πασσάλου A_c	11309.73	cm ²	Εμβαδόν ράβδων $A_{\text{ράβδων}}$	257.23	cm ²
Min εμβαδόν οπλισμού $\rho \cdot A_c$	113.10	cm ²	Τελικό ποσοστό οπλισμού ρ	2.27	%

Πίνακας 4.3: Έλεγχος ελάχιστης απόστασης ράβδων οπλισμού πασσάλου σε υπολογιστικό φύλλο Excel

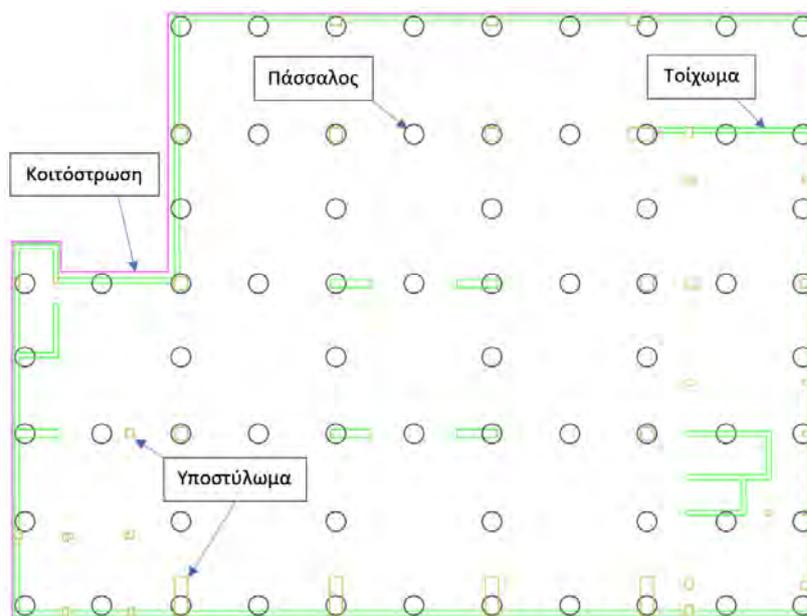
Εισαγωγή αριθμού ράβδων πασσάλου, $\Phi_{\text{ράβ.}}$, D, c_{nom} , $\Phi_{\text{συνδ.}}$, S_{min}			Έλεγχος μήκος τόξου μεταξύ ράβδων στον πάσσαλο		
Αριθμός ράβδων πασσάλου	32		Κεντρική γωνία ω κανονικού ν-γώνου	11.25	μοίρες
Διάμετρος ράβδων πασσάλων $\Phi_{\text{ραβ.}}$	32	mm	Ακτίνα $\rho = D/2 - c_{\text{nom}} - \Phi_{\text{συνδ.}} - \Phi_{\text{ραβ.}}/2$	52.2	cm
Διάμετρος πασσάλου D	120	cm	Μήκος τόξου ℓ μεταξύ ράβδων	10.25	cm
Ονομαστική επικάλυψη c_{nom}	50	mm	Πρέπει $S_{\text{min}} \leq \ell$	OK	
Διάμετρος συνδετήρα $\Phi_{\text{συνδ.}}$	12	mm			
Min απόσταση μεταξύ ράβδων S_{min}	10	cm			

Η τοποθέτηση των πασσάλων αρχικά έγινε στις γωνίες και στις άκρες των τοιχωμάτων ώστε να παραληφθεί η ροπή που προκαλείται από τον σεισμό στο άκρο του τοιχώματος και στο κέντρο βάρους των υποστυλωμάτων ώστε να παραληφθεί η αξονική τους, Εικόνα 4.1. Αυτός ο τρόπος τοποθέτησης οδήγησε σε μη κανονική κάτοψη των πασσάλων καθώς και σε όχι τόσο μεγάλο αριθμό τους, πράγμα που βοηθά στη μείωση του κόστους.



Εικόνα 4.1: Αρχική τοποθέτηση πασσάλων

Στην συνέχεια με αρχική διάμετρο $D = 0.8$ m και οπλισμό $20\phi 25$ με $\rho = 1.95\%$ πραγματοποιήθηκε προσομοίωση στο λογισμικό ETABS και ελέγχθηκε εάν ο οπλισμός, η διάμετρος και η τοποθέτηση των πασσάλων επαρκούσαν. Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε μέσω του λόγου επάρκειας, Column P-M-M Interaction Ratios του λογισμικού ETABS. Ο λόγος επάρκειας είναι ο λόγος του συνδυασμού των φορτίων που δρουν στο στοιχείο ως προς την μέγιστη αντοχή του στοιχείου. Μπορεί να ειπωθεί επίσης ότι είναι μια ένδειξη που δείχνει την κατάσταση του στοιχείου λόγω φόρτισης παίρνοντας υπόψη και την αντοχή σε φόρτιση που έχει το στοιχείο λόγω διαστάσεων, υλικού και οπλισμού όταν είναι στοιχείο σκυροδέματος. Ο λόγος αυτός λοιπόν, επιλέχθηκε αρχικά να ήταν πάντα κάτω από 0.65 χωρίς αυτό να σημαίνει ότι η τιμή αυτή είναι το ανώτατο όριο. Επειδή ο λόγος επάρκειας της πλειοψηφίας των πασσάλων δεν έπεφτε κάτω από 0.65, παρόλο που αυξάνονταν ο αριθμός των ράβδων οπλισμού και η διάμετρος του πασσάλου ακόμα και εάν το θλιπτικό φορτίο στην κορυφή του πασσάλου ήταν κάτω από το επιτρεπόμενο, τοποθετήθηκαν ξανά οι πάσσαλοι αλλά σε κανονική κάτοψη. Εν τέλει, λόγω του μεγάλου βάρους του κτιρίου αλλά και για να πέσει ο λόγος επάρκειας της πλειοψηφίας τους κάτω από 0.65, οι πάσσαλοι κατέληξαν με $D = 1.20$ m, οπλισμό $32\phi 32$ με $\rho = 2.27\%$ σχεδόν από την μέση και πάνω, οπλισμό $28\phi 25$ με $\rho = 1.21\%$ στο υπόλοιπο ύψος τους και τοποθέτηση σε κανονική κάτοψη, Εικόνα 4.2.



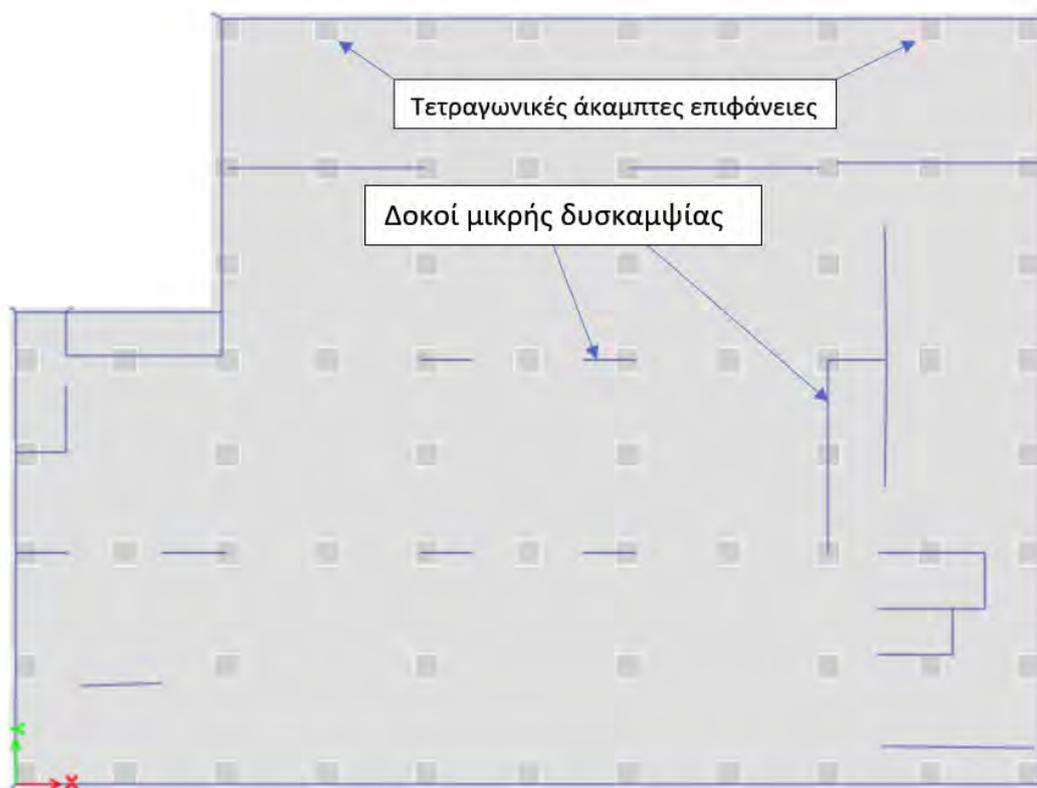
Εικόνα 4.2: Τοποθέτηση πασσάλων σε κανονική κάτοψη

Περίπου στο μισό του ύψους των πασσάλων οι ροπές λόγω σεισμού είχαν πολύ μικρές τιμές. Για αυτό οι πάσσαλοι στο κάτω μισό τους είχαν οπλισμό 28 ϕ 25. Έτσι επιτεύχθηκε και μείωση τους κόστους της κατασκευής τους.

Κανονική κάτοψη σημαίνει συμμετρία σε κάτοψη σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες. Η συμμετρία αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και στην κατανομή της μάζας. Με τοποθέτηση των πασσάλων σε κανονική κάτοψη υπήρχε μια πιο ομοιόμορφη κατανομή της μάζας και άρα καλύτερη απόκριση στην σεισμική φόρτιση.

Η κοιτόστρωση αρχικά είχε πάχος ή ύψος 1 m αλλά επειδή οι πάσσαλοι κατέληξαν με οπλισμό ϕ 32 έπρεπε να αυξηθεί το πάχος σε 1.2 m. Αυτή η αύξηση του πάχους πραγματοποιήθηκε, επειδή το μήκος αγκύρωσης μιας ράβδους οπλισμού εξαρτάται από την διάμετρό της και έτσι υπήρχε χώρος για την αγκύρωση των ϕ 32 μέσα στην κοιτόστρωση.

Μια ενέργεια που έγινε για την σωστή προσομοίωση της θεμελίωσης, ήταν να τοποθετηθούν στην κορυφή τους πάνω στην κοιτόστρωση τετραγωνικές άκαμπτες επιφάνειες ώστε να αποφευχθούν οι συγκεντρωμένες τάσεις και να αλλοιωθούν τα διαγράμματα στα σημεία αυτά, Εικόνα 4.3.



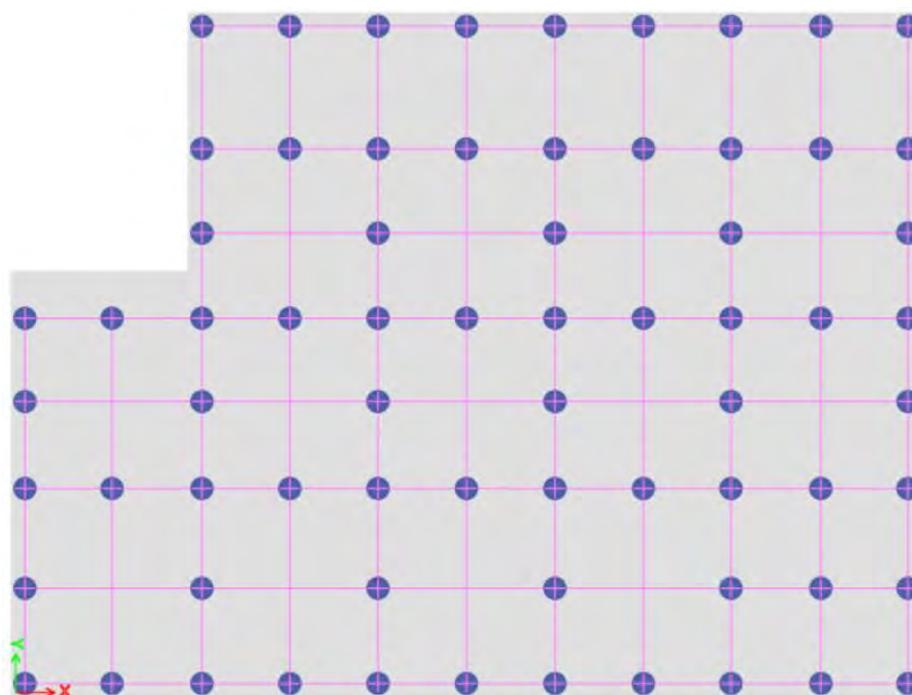
Εικόνα 4.3: Τετραγωνικές άκαμπτες επιφάνειες και ουδέτερες δοκοί στην κοιτόστρωση

Στο ETABS οι τετραγωνικές άκαμπτες επιφάνειες είχαν ταυτότητα RIGID TH PILE. Το σύνηθες για την δημιουργία ενός άκαμπτου πεπερασμένου στοιχείου στο λογισμικό ETABS είναι η μεγάλη αύξηση των συντελεστών στιβαρότητας. Στην συγκεκριμένη περίπτωση δεν πραγματοποιήθηκε αυτό διότι ο υπολογισμός του σπλισμού της κοιτόστρωσης μέσω της μεθόδου των λωρίδων (Design Strips του λογισμικού ETABS) θα είχε αυξημένα τιμές στις παρειές και μέσα στις επιφάνειες αυτές. Η στιβαρότητα τους λοιπόν αυξήθηκε μεγαλώνοντας το ύψος τους σε τιμή μεγαλύτερη από το ύψος της κοιτόστρωσης. Η τιμή του ύψους ήταν τα 3 m. Έτσι το πρόγραμμα υπολόγισε μια αρκετά μεγάλη δυσκαμψία μέσω του πλέον μεγάλου στατικού ύψους και όχι μέσω των αυξημένων συντελεστών δυσκαμψίας. Πιο απλά, η δυσκαμψία μέσω του τύπου $bh^3 / 12$ είναι πιο μεγάλη για ύψος που είναι μεγαλύτερο από το ύψος της κοιτόστρωσης. Επίσης οι συντελεστές βάρους και μάζας είχαν τιμή μηδέν ώστε να μην αυξηθεί πολύ το βάρος τους λόγω του μεγάλου ύψους.

Μια ακόμα ενέργεια που έγινε για την σωστή προσομοίωση της θεμελίωσης ήταν η σύνδεση όλων των κόμβων της βάσης των υποστυλωμάτων και των τοιχείων στην κοιτόστρωση με δοκούς πολύ μικρής δυσκαμψίας (null beams), Εικόνα 4.3. Το σύνηθες για την δημιουργία null beams είναι η ανάθεση πολύ μικρών διαστάσεων, της τάξης των 10 mm, σε ραβδωτό πεπερασμένο στοιχείο ώστε να μπορεί να πάρει φορτία αλλά να μην συμμετέχει σημαντικά με την στιβαρότητά του στους υπολογισμούς και επηρεάσει τα αποτελέσματα. Το λογισμικό ETABS αντιλαμβανόταν του κόμβους της βάσης των υποστυλωμάτων και των τοιχείων στην κοιτόστρωση ως ελεύθερους κόμβους και μηδένιζε τα διαγράμματα των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων στην κοιτόστρωση, κάτι που δεν ήταν λογικό.

Στο μοντέλο υπάρχουν κάποια υποστυλώματα των οποίων ο κόμβος του πόδα τους ενώνεται με τον κόμβο του πόδα των τοιχωμάτων μέσω στιβαρής σύνδεσης (rigid link). Σε αυτά τα υποστυλώματα δεν τοποθετήθηκε ουδέτερη δοκός επειδή είχε το τοίχωμα και μέσω της στιβαρής σύνδεσης μεταβιβάζονταν οι μετακινήσεις από το υποστυλώμα στο τοίχωμα μετά στην ουδέτερη δοκό και μετά στην κοιτόστρωση. Επίσης ενώνοντας με ουδέτερη δοκό ότι κόμβο υπήρχε στο επίπεδο της κοιτόστρωσης βοήθησε στην μεταφορά των μετακινήσεων από τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα στην κοιτόστρωση και από την κοιτόστρωση στον πασσάλους.

Τέλος, ο διαμήκης οπλισμός και ο οπλισμός διάτρησης της κοιτόστρωσης προέκυψε μέσω της μεθόδου των λωρίδων (Design Strips του ETABS). Πιο συγκεκριμένα τοποθετήθηκαν Design Strips από παρειά ακραίου πασσάλου σε παρειά ακραίου πασσάλου ώστε να υπάρχουν αποτελέσματα σε όλο το μήκος της κοιτόστρωσης και στις δυο διευθύνσεις, Εικόνα 4.4. Ο διαμήκης οπλισμός ήταν εν τέλει $\varnothing 20/150$ για την άνω και κάτω παρειά της κοιτόστρωσης και οι συνδετήρες διάτρησης ήταν $\Sigma \varnothing 12/300/300$. Η τοποθέτηση των συνδετήρων διάτρησης έγινε σε απόσταση 300 mm από την παρειά του πασσάλου και από την απόσταση που μηδενίζεται το διάγραμμα των τεμνουσών προέκυψε ο αριθμός των συνδετήρων.



Εικόνα 4.4: Τοποθέτηση Design Strips από παρειά ακραίου πασσάλου σε παρειά ακραίου πασσάλου

4.2 Φέρων Οργανισμός

Η τοποθέτηση και οι διαστάσεις των επιμέρους στοιχείων του φέροντα οργανισμού, υποστυλώματα, δοκοί, πλάκες, τοιχώματα, προήλθε από την συνεργασία των αρχιτεκτόνων και πολιτικών μηχανικών. Οπότε από την πλευρά των πολιτικών μηχανικών έπρεπε να επιβεβαιωθεί για το εάν εν τέλει η τοποθέτηση και οι διαστάσεις τους θα παρέμεναν ή θα αλλάζαν. Η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων, των δοκών και των τοιχωμάτων πραγματοποιήθηκε για τους συνδυασμούς φορτίσεων $1.35G+1.5Q$, $RSE1.q=1.5$ και $RSE2.q=1.5$ (που ουσιαστικά είναι ο $ENV.EQ.DYN.q=1.5$), $GF.Wi$ ($i=1:20$), $GU.S.Wi$ ($i=1:20$),

GU.Si (i:3), GU.Wi (i=1:20), GU.Wi.S (i=1:20). Η διαστασιολόγηση των πλακών πραγματοποιήθηκε για τους συνδυασμούς 1.35G+1.5Q, RSE1.q=1.5 και RSE2.q=1.5.

4.2.1 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Το εμβαδόν του διαμήκου οπλισμού των υποστυλωμάτων υπολογίστηκε από τον τύπο $p \cdot A_c$ όπου p = ποσοστό οπλισμού και A_c = το εμβαδόν της διατομής του υποστυλώματος. Το p είχε ελάχιστη τιμή 1% και δεν ξεπερνούσε το 2%. Αυτό το εύρος τιμών έχει βρεθεί πρακτικά ότι είναι αρκετό. Ο Πίνακας 4.4 έχει ενδεικτικά τον τρόπο υπολογισμού του διαμήκου οπλισμού υποστυλώματος 80/80 σε υπολογιστικό φύλλο του Excel. Οι αποστάσεις των διαμήκων ράβδων στα υποστυλώματα $S_{max} = 15$ cm και σύμφωνα με αυτήν την απόσταση γινόταν ο έλεγχος για το εάν χωράει ο αριθμός των ράβδων οπλισμού που επιλέχτηκαν. Ο Πίνακας 4.5 έχει ενδεικτικά τον έλεγχο της απόστασης μεταξύ των ράβδων οπλισμού υποστυλώματος 80/80 σε υπολογιστικό φύλλο του Excel.

Πίνακας 4.4: Υπολογισμός διαμήκου οπλισμού υποστυλώματος 80/80 σε υπολογιστικό φύλλο Excel

Εισαγωγή b, h και p υποστυλώματος			Εισαγωγή διαμέτρου και αριθμού ράβδων υπο/τος		
Ποσοστό οπλισμού p	0.01		Διάμετρος ράβδου $\Phi_{\text{ραβ.}}$	25	mm
Ύψος υπο/τος h (Depth)	80	cm	Αριθμός ράβδων α_b στην b	7	
Πλάτος υπο/τος b (Width)	80	cm	Αριθμός ράβδων α_h στην h	7	
			Συνολικές ράβδοι υπο/τος	24	
Υπολογισμός min εμβαδού οπλισμού υπο/τος			Έλεγχος τοποθετούμενου οπλισμού		
Εμβαδόν υπο/τος A_c	6400	cm ²	Εμβαδόν ράβδων $A_{\text{ράβδων}}$	117.75	cm ²
Min εμβαδόν οπλισμού $p \cdot A_c$	64	cm ²	Τελικό ποσοστό οπλισμού p	1.84	%
			Πρέπει $1\% \leq p \leq 2\%$	OK	

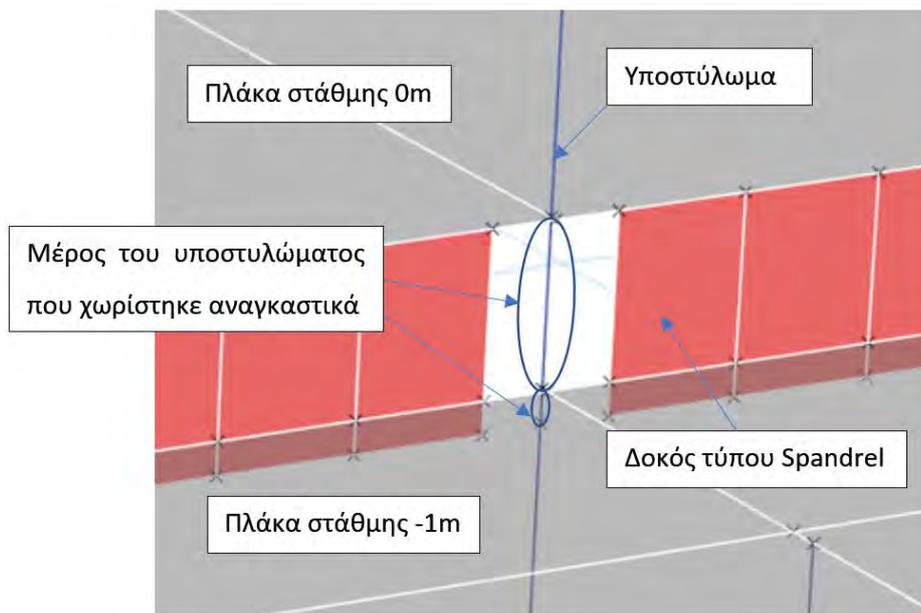
Πίνακας 4.5: Έλεγχος μέγιστης απόστασης ράβδων οπλισμού υποστυλώματος 80/80 σε υπολογιστικό φύλλο Excel

Εισαγωγή c_{nom} , $\Phi_{\text{συνδ.}}$, $\Phi_{\text{ράβ.}}$, S			Έλεγχος απόστασης μεταξύ ράβδων στο πλάτος b		
Ονομαστική επικάλυψη c_{nom}	45	mm	Αριθμός διαστημάτων	6	
Διάμετρος συνδετήρα $\Phi_{\text{συνδ.}}$	12	mm	$S_b = b - 2 \cdot c_{\text{nom}} - 2 \cdot \Phi_{\text{συνδ.}} - \alpha_b \cdot \Phi_{\text{ράβ.}}$	85.17	mm
Διάμετρος ράβδου $\Phi_{\text{ράβ.}}$	25	mm	Πρέπει $S_b \leq S_{\text{max}}$	OK	
Μαχ απόσταση μεταξύ ράβδων S	150	mm			
			Έλεγχος απόστασης μεταξύ ράβδων στο ύψος h		
			Αριθμός διαστημάτων	6	
			$S_b = h - 2 \cdot c_{\text{nom}} - 2 \cdot \Phi_{\text{συνδ.}} - \alpha_h \cdot \Phi_{\text{ράβ.}}$	85.17	mm
			Πρέπει $S_h \leq S_{\text{max}}$	OK	

Στην συνέχεια ελέγχθηκε εάν επαρκούσαν οι διαστάσεις και ο οπλισμός των υποστυλωμάτων. Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε μέσω του λόγου επάρκειας, Column P-M-M Interaction Ratios του λογισμικού ETABS. Προκειμένου επίσης να διασφαλιστεί και η σωστή

λειτουργία των κόμβων, έπρεπε ο λόγος επάρκειας των υποστυλωμάτων να βρίσκεται πιο χαμηλά από την τιμή 0.65 χωρίς αυτό να σημαίνει ότι η τιμή αυτή είναι το ανώτατο όριο. Εάν ο λόγος επάρκειας δεν έπεφτε κάτω από 0.65 τότε αυξάνονταν ο σπλισμός μέχρι και το 2% και εάν ο λόγος επάρκειας δεν έπεφτε πάλι κάτω από 0.65 τότε αυξάνονταν οι διαστάσεις του υποστυλώματος.

Κατά την δημιουργία του μοντέλου υπήρχε πολλές φορές η ανάγκη για μεταβίβαση ίδιων μετακινήσεων μεταξύ ίδιων ή και διαφορετικών ειδών πεπερασμένων στοιχείων ώστε τα αποτελέσματα της ανάλυσης να ήταν πιο αξιόπιστα. Για παράδειγμα, στο μοντέλο του λογισμικού ETABS υπήρχαν υποστυλώματα πάνω στα οποία ενώνονταν πλάκες που είχαν διαφορά ύψους 1 m η μια από την άλλη. Το ύψος αυτών των υποστυλωμάτων στο μοντέλο αναγκαστικά χωρίστηκε σε μικρότερα μέρη διότι έτσι τα πεπερασμένα στοιχεία των πλακών και των υποστυλωμάτων είχαν κόμβο στο ίδιο ύψος και με αυτόν τον τρόπο μεταβιβάστηκαν οι ίδιες μετακινήσεις μεταξύ πλακών και υποστυλωμάτων, Εικόνα 4.5.



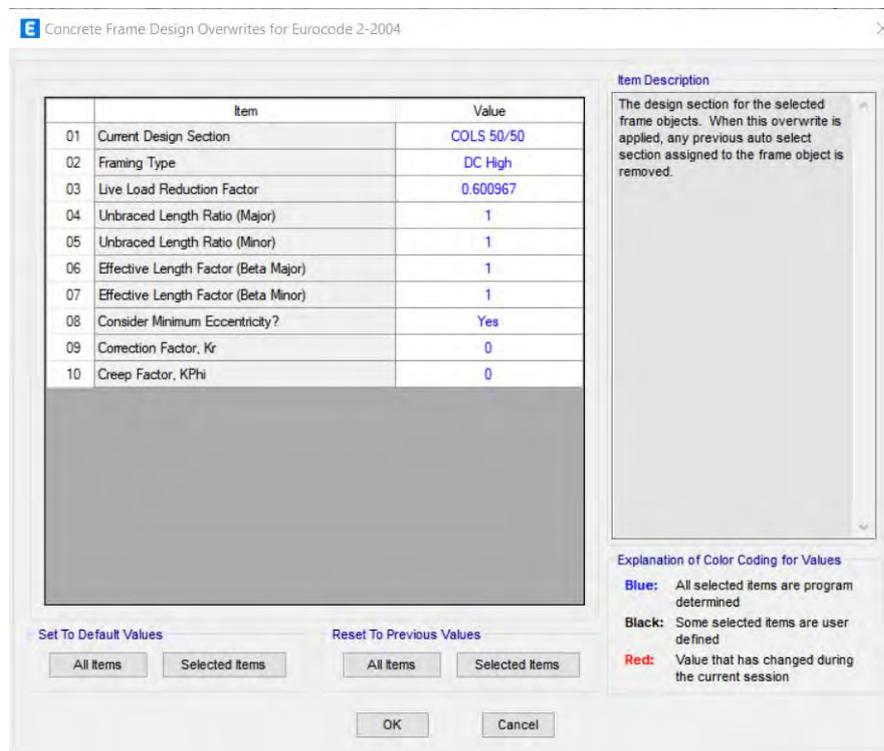
Εικόνα 4.5: Μέρη υποστυλώματος που χωρίστηκαν αναγκαστικά στην προσομοίωση

Το λογισμικό ETABS όμως στα κοντά ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία εμφανίζει μήνυμα ότι είναι overstressed σε τέμνουσα λόγω του μικρού ύψους. Το μήνυμα προκύπτει γιατί η ικανοτική τέμνουσα είναι λόγος ροπών προς ύψος πεπερασμένου, οπότε εάν το πεπερασμένο έχει ύψος μικρότερο της μονάδας θα μεγαλώσει αρκετά η τιμή της τέμνουσας. Το πρόβλημα αυτό λύθηκε μέσω της εντολής DC Low. Με αυτή την εντολή το

πρόγραμμα δεν έκανε διαστασιολόγηση έναντι τέμνουσας στα επιλεγμένα πεπερασμένα στοιχεία γιατί θεωρεί ότι είναι η χαμηλή κατηγορία πλαστιμότητας.

Σημειώνεται ότι αυτά τα κοντά πεπερασμένα ήταν ουσιαστικά μέλη κόμβων πλάκας-υποστυλώματος. Επίσης εκείνα τα υποστυλώματα που ήταν μέρος τοιχωμάτων, όπως αυτά του υπογείου, δεν χρειάστηκε να διαστασιολογηθούν έναντι τέμνουσας γιατί σε αυτήν τη περίπτωση η σεισμική τέμνουσα παραλαμβάνεται από τα τοιχώματα.

Εάν στο μοντέλο υπήρχαν υποστυλώματα που μπορεί να είχαν μικρό ύψος αλλά έπρεπε να διαστασιολογηθούν έναντι τέμνουσας γιατί δεν ήταν μέλη κόμβου αλλά ούτε ανήκαν και σε τοίχωμα τότε σε αυτήν την περίπτωση, στην επιλογή 4 και 5 στην καρτέλα overwrites της διαστασιολόγησης των διατομών από σπλισμένο σκυρόδεμα έπρεπε να αλλάξει η τιμή τους ώστε να αποφευγότανε αυτό το πρόβλημα, . Η επιλογή 4 και 5 είναι το μη στηριγμένο μήκος στοιχείου για το φαινόμενο του λυγισμού, περί τον ισχυρό και ασθενή άξονα αντίστοιχα. Η τιμή του υπολογίζεται ως ο λόγος του πραγματικού μήκους του στοιχείου προς το μήκος του πεπερασμένου στοιχείου.



Εικόνα 4.6: Επιλογή 4 και 5 που αφορά το μη στηριγμένο μήκος στοιχείου για το φαινόμενο του λυγισμού

Έστω λοιπόν υποστύλωμα ύψους 4.15 m, αποτελούμενο από 2 πεπερασμένα. Έστω ότι το 1^ο πεπερασμένο είχε ύψος 1.3 m και το 2^ο πεπερασμένο είχε ύψος 2.85 m. Οπότε το

1^ο πεπερασμένο στην επιλογή 4 και 5 θα είχε τιμές $4.15 \text{ m}/1.3 \text{ m} = 3.192$ και το 2^ο πεπερασμένο στην επιλογή 4 και 5 θα είχε τιμές $4.15 \text{ m}/2.85 \text{ m} = 1.456$. Με αυτές τις τιμές το πρόγραμμα έβλεπε τα 2 πεπερασμένα σαν είχαν ύψος 4.15 m το οποίο ήταν το καθαρό ύψος του υποστυλώματος.

Σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ2000 (εδάφιο 18.4.3) ο αριθμός συνδετήρων, δίμητος, τρίμητος, στα υποστυλώματα προέκυψε από την απαίτηση ότι οι κατακόρυφοι ράβδοι που συγκρατούνται από συνδετήρα ή και εγκάρσιους συνδέσμους να έχουν απόσταση που να μην ξεπερνά τα 200 mm.

4.2.2 ΔΟΚΟΙ

Για το εμβαδόν του διαμήκους οπλισμού των δοκών επιλεγόταν η διάμετρος και ο αριθμός των ράβδων οπλισμού για την άνω και την κάτω παρειά στο πλάτους της δοκού και ελέγχονταν εάν το συνολικό εμβαδόν του τοποθετημένου οπλισμού ήταν απλά μεγαλύτερο από την απαίτηση του λογισμικού ETABS. Ο Πίνακας 4.6 έχει ενδεικτικά τον έλεγχο του τοποθετούμενου οπλισμού για δοκό 70/100 σε υπολογιστικό φύλλο του Excel. Η ελάχιστη απόσταση των διαμήκων ράβδων στις δοκούς ήταν $S_{min} = 40 \text{ mm}$ και σύμφωνα με αυτήν την απόσταση γινόταν ο έλεγχος για το εάν χωράει ο αριθμός των ράβδων οπλισμού που επιλέχτηκαν στην άνω και κάτω παρειά. Ο Πίνακας 4.7 έχει ενδεικτικά τον έλεγχο της απόστασης μεταξύ των ράβδων οπλισμού δοκού 70/100 σε Excel.

Πίνακας 4.6: Έλεγχος τοποθετούμενου οπλισμού σε δοκό 70/100 σε υπολογιστικό φύλλο Excel

			Έλεγχος τοποθετούμενου οπλισμού άνω παρειάς		
Εισαγωγή b, h δοκού			Εισαγωγή απαίτησης ETABS	31.90	cm ²
Ύψος δοκού h	100	cm	Εμβαδόν $\Phi_{\rho\alpha\beta,\alpha}$	3.80	cm ²
Πλάτος δοκού b	70	cm	Συνολικό εμβαδόν $A_{\Phi\rho\alpha\beta,\alpha}$	34.21	cm ²
			Πρέπει $A_{\Phi\rho\alpha\beta,\alpha} \geq$ Απαίτηση ETABS	OK	
			Έλεγχος τοποθετούμενου οπλισμού κάτω παρειάς		
Εισαγωγή διαμέτρου και αριθμού ράβδων δοκού			Εισαγωγή απαίτησης ETABS	31.90	cm ²
Διάμετρος ράβδου $\Phi_{\rho\alpha\beta,\alpha}$ άνω παρειά	22	mm	Εμβαδόν $\Phi_{\rho\alpha\beta,\kappa}$	4.91	cm ²
Διάμετρος ράβδου $\Phi_{\rho\alpha\beta,\kappa}$ κάτω παρειά	25	mm	Συνολικό εμβαδόν $A_{\Phi\rho\alpha\beta,\kappa}$	39.27	cm ²
Αριθμός ράβδων $\alpha_{b,\alpha}$ στην άνω παρειά	9		Πρέπει $A_{\Phi\rho\alpha\beta,\kappa} \geq$ Απαίτηση ETABS	OK	
Αριθμός ράβδων $\alpha_{b,\kappa}$ στην κάτω παρειά	8				

Πίνακας 4.7: Έλεγχος ελάχιστης απόστασης ράβδων οπλισμού δοκού 70/100 σε υπολογιστικό φύλλο

Excel

Εισαγωγή c_{nom} , $\Phi_{συνδ.}$, $\Phi_{ράβ.}$, S			Έλεγχος απόστασης $S_{b,\alpha}$ μεταξύ ράβδων στην άνω παρειά	
Ονομαστική επικάλυψη c_{nom}	45	mm	Αριθμός διαστημάτων	8
Διάμετρος συνδετήρα $\Phi_{συνδ.}$	12	mm	$S_{b,\alpha} = b - 2 * c_{nom} - 2 * \Phi_{συνδ.} - \alpha_b * \Phi_{ράβ.,\alpha}$	48.50 mm
Μin απόσταση μεταξύ ράβδων S_{min}	40	mm	Πρέπει $S_{b,\alpha} \geq S_{min}$	OK
			Έλεγχος απόστασης $S_{b,\kappa}$ μεταξύ ράβδων στην κάτω παρειά	
			Αριθμός διαστημάτων	7
			$S_{b,\kappa} = b - 2 * c_{nom} - 2 * \Phi_{συνδ.} - \alpha_{b,\kappa} * \Phi_{ράβ.,\kappa}$	55.14 mm
			Πρέπει $S_{b,\kappa} \geq S_{min}$	OK

Σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ2000, εδάφιο 18.3.4, στην δοκό απαιτούνταν τετράτμητος συνδετήρας εάν το πλάτος της ήταν μεγαλύτερο από 500 mm ή εάν $V_{Sd} > \frac{1}{5} V_{Rd2}$, όπου V_{Sd} η τέμνουσα σχεδιασμού Shear 2-2 του λογισμικού ETABS και V_{Rd2} η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού χωρίς οπλισμό διάτμησης. Η V_{Rd2} υπολογίζεται από τον τύπο:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} * v * f_{cd} * b_w * z, \text{ όπου}$$

- $v = 0.70 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0.50$ (f_{ck} σε $\frac{N}{mm^2}$)
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$, $\alpha_{cc} = 1$ γιατί οι συνδετήρες παραλαμβάνουν την τέμνουσα στο ύψος των σκελών τους και άρα δεν κάμπτονται, f_{ck} = χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος, $\gamma_c = 1.5$
- b_w πλάτος δοκού
- z μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων, ίσος με $0.90d$ συνήθως

Ο Πίνακας 4.8 έχει ενδεικτικά τον έλεγχο για τετράτμητο συνδετήρα σε δοκό 50/100 σε υπολογιστικό φύλλο του Excel.

Πίνακας 4.8: Έλεγχος για τετράτμητο συνδετήρα σε δοκό 50/100 σε υπολογιστικό φύλλο Excel

Εισαγωγή σκυροδέματος, b, h, c_{nom} δοκού			Υπολογισμός τέμνουσας αντοχής σχεδιασμού V_{Rd2}			Έλεγχος για 4-τμητο συνδετήρα		
Σκυρόδεμα	C30/37		f_{ck}	30	MPa	Εισαγωγή V_{Sd} ETABS	755.1	kN
Ύψος δοκού h	1	m	f_{cd}	20	MPa	$(1/5) * V_{Rd2}$	472.73	kN
Πλάτος δοκού b	0.5	m	d	0.955	m	Είναι $V_{Sd} > (1/5) * V_{Rd2}$ άρα απαιτείται τετράτμητος συνδετήρας		
Ονομαστική επικάλυψη c_{nom}	0.045	m	z	0.8595	m			
			v	0.55				
			V_{Rd2}	2,363.63	kN			

4.2.3 ΠΛΑΚΕΣ

Στον ΕΚΩΣ2000, εδάφιο 16.2, αναφέρεται ότι ο έλεγχος των βελών κάμψης σε πλάκες δεν χρειάζεται να γίνει εφόσον η καμπτική λυγηρότητα al / d τηρεί κάποια όρια. Οπότε ο προσδιορισμός του απαιτούμενο πάχους των πλακών πραγματοποιήθηκε μέσω της καμπτικής λυγηρότητας al / d ώστε έτσι να μην υπάρξει το πρόβλημα με τα βέλη κάμψης.

Για τις πλάκες 1 διεύθυνσης (1-Δ) ισχύει ότι $al / d \leq 30$ άρα $d = (al)/30$, όπου

- d : το στατικό ύψος στην κύρια διεύθυνση
- l : το θεωρητικό άνοιγμα στην κύρια διεύθυνση της πλάκας που μετρείται από κέντρο βάρους δοκού σε κέντρο βάρους δοκού
- a : συντελεστής για τις συνθήκες στήριξης στην κύρια διεύθυνση

Για τις πλάκες 2 διευθύνσεων (2-Δ) ισχύει ότι: $d \geq \min(\alpha_x l_x, \alpha_y l_y) / 30$ άρα $d = \min(\alpha_x l_x, \alpha_y l_y) / 30$, όπου

- d : το στατικό ύψος (το μεγαλύτερο από τις 2 διευθύνσεις)
- l_x, l_y : το θεωρητικό άνοιγμα στην x και y διεύθυνση αντίστοιχα, που μετρείται από κέντρο βάρους δοκού σε κέντρο βάρους δοκού
- α_x, α_y : συντελεστής για τις συνθήκες στήριξης στην x και y διεύθυνση

Το al είναι το ιδεατό μήκος της πλάκας. Το απαιτούμενο πάχος πλάκας υπολογίστηκε από τον τύπο $h = d + \emptyset / 2 + c_{nom}$. Επειδή το πάχος των πλακών υπολογίστηκε σε πιο αρχικό στάδιο από ότι έγινε η επιλογή του τελικού οπλισμού των πλακών, θεωρήθηκε αρχικά για όλες τις πλάκες ότι είχαν διάμετρο οπλισμού $\emptyset = 12$ mm το οποίο διορθώθηκε όταν έγινε η τελική επιλογή του οπλισμού τους.

Μια πλάκα που στηρίζεται σε 4 πλευρές είναι

- 1 διεύθυνσης-αμφιέριστη κατά x εάν $\varepsilon = l_y / l_x > 2$
- 2 διευθύνσεων-τετραέριστη εάν $\varepsilon = l_y / l_x < 2$,

όπου l_y : το μήκος της μεγάλης πλευράς και l_x : το μήκος της μικρής πλευράς και μετρούνται από κέντρο βάρους σε κέντρο βάρους δοκού

Μια πλάκα που στηρίζεται σε 3 πλευρές είναι

- 1 διεύθυνσης-πρόβολος κατά y εάν $\varepsilon = l_y / l_x < 0.25$

- 1 διεύθυνσης-αμφιέριστη κατά x εάν $\varepsilon = l_y / l_x > 1.5$
- 2 διευθύνσεων-τριέριστη εάν $0.25 < \varepsilon = l_y / l_x < 1.5$

όπου l_x : το μήκος της ελεύθερης πλευράς και l_y : το μήκος της άλλης πλευράς και μετρούνται από κέντρο βάρους σε κέντρο βάρους δοκού

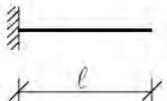
Μια πλάκα που στηρίζεται σε 2 συναντώμενες πλευρές είναι

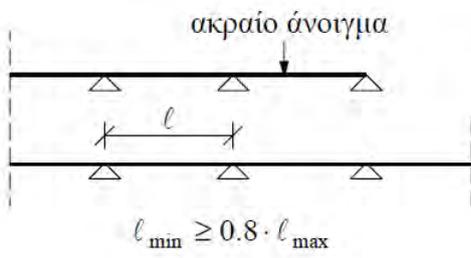
- 1 διεύθυνσης-πρόβολος κατά x εάν $\varepsilon = l_y / l_x > 2$
- 2 διευθύνσεων-διέριστη εάν $\varepsilon = l_y / l_x < 2$,

όπου l_y : το μήκος της μεγάλης πλευράς και l_x : το μήκος της μικρής πλευράς και μετρούνται από κέντρο βάρους σε κέντρο βάρους δοκού

Ο Πίνακας 4.9 έχει τις τιμές του συντελεστή α και εξαρτάται των συνθηκών στήριξης της πλάκας. Η διπλή γραμμή στην πλευρά της πλάκας σημαίνει πάκτωση και η μια γραμμή σημαίνει άρθρωση.

Πίνακας 4.9: Τιμές του συντελεστή α (ΕΚΩΣ2000, Πίνακας 16.2)

ΔΟΚΟΙ	ΠΛΑΚΕΣ	α
		1.0
		0.8
		0.6
		2.4



Θεωρείται ότι η πλευρά μιας πλάκας είναι πακτωμένη όταν είναι

- στήριξη προβόλου
- κοινή στήριξη πλακών πλην προβόλων
- κοινή στήριξη με πρόβολο εάν $l_{προβ.} > 0.33l_{εσω.}$
- ακραία στήριξη σε περιμετρικό τοίχωμα υπογείου

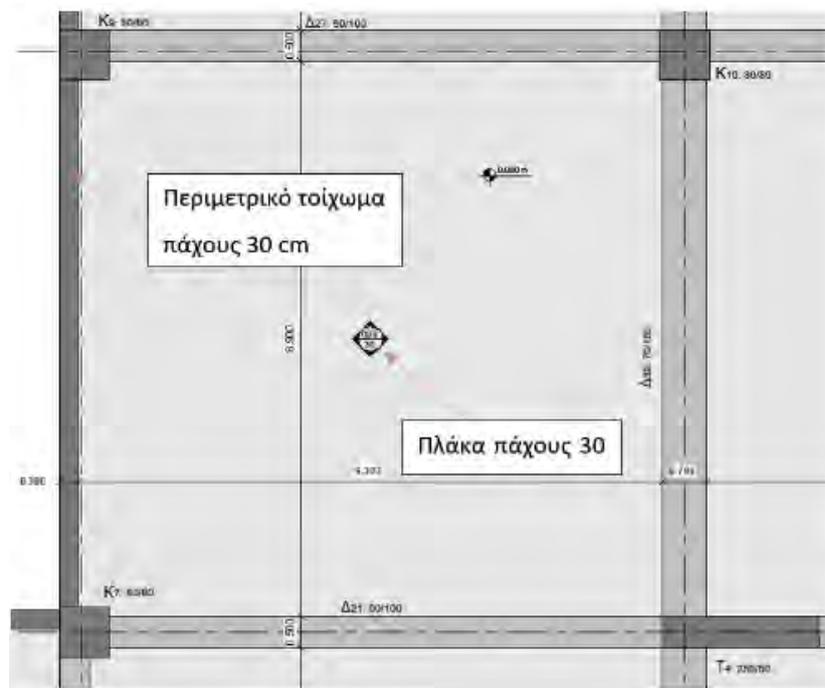
Το $l_{προβ.}$ και το $l_{εσω.}$ μετρείται από κέντρο βάρους σε κέντρο βάρους δοκού

Θεωρείται ότι η πλευρά μιας πλάκας είναι άρθρωση όταν είναι

- κοινή στήριξη με πρόβολο εάν $l_{προβ.} < 0.33l_{εσω.}$. Το $l_{προβ.}$ και το $l_{εσω.}$ μετρείται από κέντρο βάρους σε κέντρο βάρους δοκού
- ακραία στήριξη σε δοκό

Το $l_{προβ.}$ και το $l_{εσω.}$ μετρείται από κέντρο βάρους σε κέντρο βάρους δοκού

Μια ιδιαίτερη περίπτωση για την τιμή του συντελεστή a είναι όταν κάποια πλευρά της πλάκας στηρίζεται σε περιμετρικό τοίχωμα υπογείου και έχουν και τα 2 στοιχεία το ίδιο πάχος, Εικόνα 4.7. Σε αυτήν την περίπτωση υπάρχει μια μικρή κινητικότητα και ο συντελεστής a δεν έχει τιμή 0.6 αλλά 0.7. Δηλαδή οι συνθήκες στήριξης, δεν είναι πάκτωση-πάκτωση αλλά μερική πάκτωση-πάκτωση.



Εικόνα 4.7: Ειδική περίπτωση για τον συντελεστή a

Το τοποθετούμενο πάχος σε αρκετές πλάκες ήταν αρκετά μεγαλύτερο από αυτό που προέκυψε ως απαιτούμενο. Έτσι οι πλάκες που βρισκόταν στην ίδια στάθμη δεν είχαν ανισοσταθμία. Ο Πίνακας 4.10 έχει τον έλεγχο του τοποθετημένου πάχους πλακών σε σχέση με το απαιτούμενο σε υπολογιστικό φύλλο του Excel.

Πίνακας 4.10: Έλεγχος τοποθετημένου πάχους πλακών σε υπολογιστικό φύλλο Excel

Στάθμη (m)	Όνομα	Εισαγωγή δεδομένων πλακών					Υπολογισμοί για τον έλεγχο τοποθετημένου πάχους			
		I_x (m)	I_y (m)	α_x	α_y	Είδος Πλάκας	Ιδεατό Μήκος (m)	Απαιτούμενο Πάχος (mm)	Τοποθετημένο Πάχος (mm)	Έλεγχος
-1	Π6	1.75	9.55	0.7	0.8	1 Διεύθυνσης	1.23	86.90	300	OK
-1	Π7	1.75	9.60	0.7	0.8	1 Διεύθυνσης	1.23	86.90	300	OK
-1	Π8	1.75	9.60	0.7	0.8	1 Διεύθυνσης	1.23	86.90	300	OK
-1	Π9	1.75	2.60	0.6	0.6	2 Διευθύνσεων	1.05	81.00	200	OK
-1	Π10	1.75	7.50	0.6	0.6	1 Διεύθυνσης	1.05	81.00	200	OK
-1	Π11	9.40	9.70	0.8	0.8	2 Διευθύνσεων	7.52	296.70	300	OK
-1	Π12	9.40	9.60	0.8	0.6	2 Διευθύνσεων	5.76	238.00	300	OK
-1	Π13	9.40	9.60	0.8	0.8	2 Διευθύνσεων	7.52	296.70	300	OK
-1	Π14	2.55	4.50	0.6	0.8	2 Διευθύνσεων	1.53	97.00	200	OK
-1	Π15	4.50	7.50	0.8	0.6	2 Διευθύνσεων	3.60	166.00	200	OK
-1	Π18	2.59	4.90	0.8	0.6	2 Διευθύνσεων	2.07	115.10	200	OK
-1	Π25	2.55	9.30	0.8	0.8	1 Διεύθυνσης	2.04	114.00	200	OK
-1	Π26	3.20	7.50	0.8	0.6	1 Διεύθυνσης	2.56	131.40	200	OK
-1	Π27	6.10	7.50	0.6	0.6	2 Διευθύνσεων	3.66	168.00	200	OK
-1	Π31	2.55	9.50	0.8	0.6	1 Διεύθυνσης	2.04	114.00	200	OK
-1	Π32	6.45	7.50	0.6	0.6	2 Διευθύνσεων	3.87	175.00	200	OK
-1	Π33	3.05	7.50	0.6	0.6	1 Διεύθυνσης	1.83	107.00	200	OK
-0.9	Π1	3.00	1.50	0.6	2.4	2 Διευθύνσεων	1.80	106.00	200	OK
-0.4	Π2	4.05	4.80	0.8	0.6	2 Διευθύνσεων	2.88	142.00	200	OK
0	Π3	6.35	7.05	0.8	0.6	2 Διευθύνσεων	4.23	187.00	200	OK
0	Π4	2.90	11.15	0.6	0.6	1 Διεύθυνσης	1.74	104.00	200	OK
0	Π5	1.98	6.25	2.4	2.4	1 Διεύθυνσης	4.74	204.00	220	OK
0	Π16	1.88	3.55	2.4	2.4	2 Διευθύνσεων	4.50	196.00	220	OK
0	Π17	2.55	4.90	0.8	1	2 Διευθύνσεων	2.04	114.00	200	OK
0	Π19	1.46	2.40	2.4	0.6	2 Διευθύνσεων	1.44	94.00	200	OK
0	Π20	7.55	9.50	0.8	0.7	2 Διευθύνσεων	6.04	247.40	300	OK
0	Π21	1.60	2.40	1	0.6	2 Διευθύνσεων	1.44	94.00	200	OK
0	Π22	9.30	9.70	0.8	0.6	2 Διευθύνσεων	5.82	240.00	300	OK
0	Π23	9.30	9.60	0.8	0.6	2 Διευθύνσεων	5.76	238.00	300	OK
0	Π24	9.30	9.60	0.8	0.8	2 Διευθύνσεων	7.44	294.00	300	OK
0	Π28	9.40	9.80	0.6	0.7	2 Διευθύνσεων	5.64	234.00	300	OK
0	Π29	9.40	9.60	0.6	0.6	2 Διευθύνσεων	5.64	234.00	300	OK
0	Π30	9.40	9.60	0.6	0.8	2 Διευθύνσεων	5.64	234.00	300	OK
-0.4	Π34	7.05	9.80	0.7	0.7	2 Διευθύνσεων	4.94	210.50	300	OK
-0.4	Π35	7.05	9.60	0.7	0.6	2 Διευθύνσεων	4.94	210.50	300	OK
-0.4	Π36	7.05	8.80	0.7	0.8	2 Διευθύνσεων	4.94	210.50	300	OK
0	Π37	1.05	7.05	2.4	2.4	1 Διεύθυνσης	2.52	130.00	200	OK
3	Π1	2.00	39.35	2.4	1	1 Διεύθυνσης	4.80	200.00	250	OK
3	Π2	6.35	7.05	0.8	0.8	2 Διευθύνσεων	5.08	209.40	300	OK
3	Π3	2.90	6.35	0.8	0.8	1 Διεύθυνσης	2.32	117.40	300	OK
3	Π4	2.40	9.40	0.8	1	1 Διεύθυνσης	1.92	104.00	200	OK
3	Π5	4.50	7.55	0.8	0.8	2 Διευθύνσεων	3.60	160.00	200	OK
3	Π6	1.56	2.20	0.6	0.8	2 Διευθύνσεων	0.94	71.20	200	OK
3	Π7	2.70	4.96	1	0.6	2 Διευθύνσεων	2.70	130.00	200	OK
3	Π8	2.59	4.90	0.8	0.8	2 Διευθύνσεων	2.07	109.10	200	OK
3	Π9	2.40	4.85	0.8	0.8	1 Διεύθυνσης	1.92	104.00	300	OK
3	Π10	7.55	9.50	1	0.8	2 Διευθύνσεων	7.55	291.70	300	OK
3	Π11	1.60	2.40	1	0.8	2 Διευθύνσεων	1.60	93.40	300	OK
Κερκίδα	Π1	1.25	10.33	2.4	0.8	1 Διεύθυνσης	3.00	140.00	250	OK
Κερκίδα	Π2	6.80	10.33	0.8	0.8	2 Διευθύνσεων	5.44	221.40	250	OK
Κερκίδα	Π3	9.60	10.33	0.6	0.8	2 Διευθύνσεων	5.76	232.00	250	OK
Κερκίδα	Π4	6.80	10.33	0.8	0.8	2 Διευθύνσεων	5.44	221.40	250	OK
Κερκίδα	Π5	1.25	10.33	2.4	0.8	1 Διεύθυνσης	3.00	140.00	250	OK

Λόγω των μεγάλων διαστάσεων των πλακών πάρθηκαν υπόψιν και τα βέλη κάμψης από το φαινόμενο του ερπυσμού. Το φαινόμενο του ερπυσμού υπολογίστηκε για την ΟΚΛ καθότι είναι μακροχρόνιο φαινόμενο. Η ΟΚΛ στην συγκεκριμένη περίπτωση επιλέχθηκε να έχει συνδυασμό $G + \psi_2 Q$. Το κτίριο ανήκει στην κατηγορία των χώρων συνάθροισης κοινού

και επειδή ο ερπυσμός είναι μακροχρόνιο φαινόμενο ο συντελεστής ψ_2 έχει την τιμή $\psi_2 = 0.5$, Πίνακας 4.11.

Πίνακας 4.11: Συντελεστές ψ (ΕΚΩΣ2000, Πίνακας 6.3)

ΔΡΑΣΕΙΣ		Τιμή συνδυασμού για σύνοδες δράσεις υπό συνδυασμό	
		βραχυχρόνιο Ψ_1	μακροχρόνιο Ψ_2
Ωφέλιμα φορτία	* Κατοικίες	0.60	0.30
	* Γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.70	0.30
	* Χώροι συνάθροισης κοινού (στάδια, σχολεία, θέατρα κλπ.)	0.80	0.50
	* Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αποθήκες δεξαμενές, σιλό κλπ.)	1.00	0.80
	* Χώροι στάθμευσης	0.90	0.60
Περιβ. Δράσεις	Άνεμος	0.60	0.00
	Χιόνι	0.60	0.0/0.3*
Έμμεσες δράσεις / παρεμποδιζόμενες και επιβαλλόμενες παραμορφώσεις (διαφορικές καθιζήσεις, θερμοκρασία, συστολή ξηράνσεως κλπ.)		0.00	0.00
Πλευρικές τάσεις ή πιέσεις		1.00	1.00
(*: μόνο για μη βατές στέγες ή δώματα για τις οποίες $\Psi_2=0$ για τα ωφέλιμα φορτία)			

Ο ερπυσμός δεν οδηγεί σε αστοχία και είναι ένα φαινόμενο που προκαλεί σταδιακά μεγάλα βέλη κάμψης στο μέσο του στοιχείου και σε μεγάλο χρονικό διάστημα. Για αυτό τον λόγο ο ερπυσμός υπολογίστηκε για την ΟΚΛ και όχι για την ΟΚΑ, καθότι η ΟΚΑ είναι για σχεδιασμό αστοχίας.

Για τον σωστό υπολογισμό των βελών κάμψης των πλακών λόγω ερπυσμού από το λογισμικό ETABS, οι συντελεστές στιβαρότητας των πλακών, δοκών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων έπρεπε να είναι όλα μονάδα διότι το φαινόμενο του ερπυσμού ξεκινά όταν οι διατομές είναι σταδίου I δηλαδή είναι μη ρηγματωμένες. Επειδή πάνω στις δοκούς εδράζονται οι πλάκες άρα η βύθιση των πλακών εξαρτάται από την βύθιση των δοκών. Εάν για παράδειγμα οι δοκοί δεν είχαν τα modifiers μονάδα αλλά 0.5 τότε η βύθιση των δοκών θα ήταν μεγαλύτερη και ως εκ τούτου η βύθιση στις πλάκες λόγω ερπυσμού θα ήταν και αυτή μεγαλύτερη. Επίσης όταν η θεμελίωση είναι κοιτόστρωση με πασσάλους τότε πρέπει και οι συντελεστές στιβαρότητας της κοιτόστρωσης και των πασσάλων να είναι μονάδα για τον ίδιο λόγο με πριν ή πιο απλά πακτώνοντας όλους τους κόμβους της κοιτόστρωσης δεν χρειάζεται να αλλάξουν τα modifiers της κοιτόστρωσης και των πασσάλων.

Τα βέλη κάμψης του ερπυσμού υπολογίστηκαν σύμφωνα με το εδάφιο 16.3.1.1 του ΕΚΩΣ2000.

Ο τύπος υπολογισμού των βελών κάμψης είναι $a_t = a_0(1 + \phi)$, όπου

- a_0 το βέλος για τον χρόνο $t=0$ το οποίο λαμβάνεται από το λογισμικό ETABS για την ΟΚΛ
- a_t το βέλος για τον χρόνο $t=t$
- ϕ ο συντελεστής ερπυσμού, Πίνακας 4.12

Πίνακας 4.12: Συντελεστής ερπυσμού $\phi(t_\infty, t_0)$ (ΕΚΩΣ2000, Πίνακα 2.3)

$\phi(t_\infty, t_0)$						
Ηλικία t_0 τη στιγμή της φόρτισης (ημέρες)	Ιδεατό μέγεθος $2 \cdot A_c / u$ σε mm					
	50	150	600	50	150	600
	Ξηρές ατμοσφαιρικές συνθήκες εσωτερικού χώρου (RH=50%)			Υγρές ατμοσφαιρικές συνθήκες υπαίθρου (RH=80%)		
1	5.50	4.60	3.70	3.60	3.20	2.90
7	3.90	3.10	2.60	2.60	2.30	2.00
28	3.00	2.50	2.00	1.90	1.70	1.50
90	2.40	2.00	1.60	1.50	1.40	1.20
365	1.80	1.50	1.20	1.10	1.00	1.00

RH = σχετική υγρασία.

A_c είναι το εμβαδόν της διατομής του στοιχείου και u είναι η περίμετρος της διατομής σε επαφή με την ατμόσφαιρα.

Στην περίπτωση κιβωτοειδούς διατομής ή διατομής με διάκενα της οποίας το εσωτερικό συγκοινωνεί με την ελεύθερη ατμόσφαιρα, το u θα περιλαμβάνει και την εσωτερική περίμετρο.

Για ενδιάμεσα μεγέθη, μεταξύ 150 και 600 mm, μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή στις τιμές του Πίνακα.

Για τον υπολογισμό του συντελεστή ερπυσμού ϕ , η ηλικία t_0 τη στιγμή της φόρτισης (ημέρες) λήφθηκε στις 28 μέρες. Το A_c είναι το εμβαδόν της διατομής του στοιχείου άρα για τις πλάκες είναι $A_c = lt$ όπου t το πάχος της πλάκας και l το μήκος της πλάκας είτε στην διεύθυνση x είτε στην διεύθυνση y . Το u είναι η περίμετρος της διατομής σε επαφή με την ατμόσφαιρα άρα για τις πλάκες είναι $u = 2l + 2t$. Στην βρεχόμενη περίμετρο u , το πάχος της πλάκας t είναι πολύ μικρό για να προκαλέσει σημαντική αλλαγή στην τιμή του λόγου $2A_c/u$ και επίσης θεωρούμαι ότι δεν βρέχεται. Οπότε η βρεχόμενη περίμετρος u είναι $u = 2l$. Ο έλεγχος γίνεται για λωρίδα 1 m άρα $l = 1$ m. Οπότε δεν χρειάστηκε να εξεταστεί ο λόγος $2A_c/u$ και για τις 2 διευθύνσεις. Προέκυψε λοιπόν ότι:

$$\frac{2A_c}{u} = \frac{2(lt)}{2l+2t} = \frac{2(1*t)}{2*1+0} = \frac{2t}{2} =$$

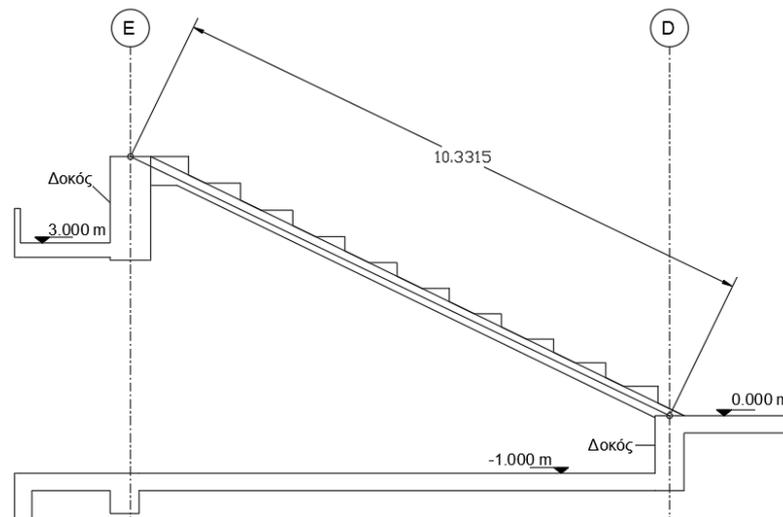
$$t \Rightarrow \frac{2A_c}{u} = t$$

Άρα το ιδεατό μέγεθος $2A_c/u$ εξαρτάται από το πάχος t της πλάκας και για τις 2 διευθύνσεις. Το κτίριο είναι κοντά στην θάλασσα άρα η σχετική υγρασία είναι $RH = 80\%$. Από το εδάφιο 16.1 του ΕΚΩΣ2000, οι μέγιστες τιμές των βελών κάμψης για τις πλάκες είναι $\frac{l}{250}$ και για τους προβόλους $\frac{2.4l}{250}$ όπου l η απόσταση μεταξύ των στηρίξεων του στοιχείου. Προφανώς πρέπει $a_t < \frac{l}{250}$ και $a_t < \frac{2.4l}{250}$. Ο Πίνακας 4.13 έχει τον έλεγχο των βελών κάμψης a_t των πλακών λόγω ερπυσμού φ σε υπολογιστικό φύλλο του Excel.

Πίνακας 4.13: Έλεγχος βελών κάμψης a_t πλακών λόγω ερπυσμού φ σε υπολογιστικό φύλλο Excel

Εισαγωγή δεδομένων πλακών				Υπολογισμοί για τον έλεγχο του ερπυσμού					
Στάθμη	Όνομα	Τύπος	Τοποθετημένο Πάχος (mm)	$2A_c/u$	ϕ	a_0 (mm)	a_t	$l/250$	Έλεγχος
-1	P6	Συμβ.	300	300	1.63	1.00	2.63	7.00	OK
-1	P7	Συμβ.	300	300	1.63	1.00	2.63	7.00	OK
-1	P8	Συμβ.	300	300	1.63	1.00	2.63	7.00	OK
-1	P9	Συμβ.	200	200	1.68	0.50	1.34	7.00	OK
-1	P10	Συμβ.	200	200	1.68	0.50	1.34	7.00	OK
-1	P11	Συμβ.	300	300	1.63	2.50	6.58	37.60	OK
-1	P12	Συμβ.	300	300	1.63	2.70	7.11	37.60	OK
-1	P13	Συμβ.	300	300	1.63	2.50	6.58	37.60	OK
-1	P14	Συμβ.	200	200	1.68	0.50	1.34	10.20	OK
-1	P15	Συμβ.	200	200	1.68	1.00	2.68	18.00	OK
-1	P18	Συμβ.	200	200	1.68	0.50	1.34	10.36	OK
-1	P25	Συμβ.	200	200	1.68	0.70	1.87	10.20	OK
-1	P26	Συμβ.	200	200	1.68	1.30	3.48	12.80	OK
-1	P27	Συμβ.	200	200	1.68	2.70	7.23	24.40	OK
-1	P31	Συμβ.	200	200	1.68	0.50	1.34	10.20	OK
-1	P32	Συμβ.	200	200	1.68	1.90	5.09	25.80	OK
-1	P33	Συμβ.	200	200	1.68	1.00	2.68	12.20	OK
-0.9	P1	Συμβ.	200	200	1.68	0.50	1.34	12.00	OK
-0.4	P2	Συμβ.	200	200	1.68	0.60	1.61	16.20	OK
0	P3	Συμβ.	200	200	1.68	1.90	5.09	25.40	OK
0	P4	Συμβ.	200	200	1.68	0.50	1.34	11.60	OK
0	P5	Προβ.	220	220	1.67	0.90	2.40	18.96	OK
0	P16	Προβ.	220	220	1.67	0.80	2.14	18.00	OK
0	P17	Συμβ.	200	200	1.68	0.50	1.34	10.20	OK
0	P19	Συμβ.	200	200	1.68	0.50	1.34	5.84	OK
0	P20	Συμβ.	300	300	1.63	1.60	4.21	30.20	OK
0	P21	Συμβ.	200	200	1.68	0.50	1.34	6.40	OK
0	P22	Συμβ.	300	300	1.63	2.90	7.64	37.20	OK
0	P23	Συμβ.	300	300	1.63	2.00	5.27	37.20	OK
0	P24	Συμβ.	300	300	1.63	2.50	6.58	37.20	OK
0	P28	Συμβ.	300	300	1.63	3.20	8.43	37.60	OK
0	P29	Συμβ.	300	300	1.63	2.50	6.58	37.60	OK
0	P30	Συμβ.	300	300	1.63	2.70	7.11	37.60	OK
-0.4	P34	Συμβ.	300	300	1.63	2.00	5.27	28.20	OK
-0.4	P35	Συμβ.	300	300	1.63	2.00	5.27	28.20	OK
-0.4	P36	Συμβ.	300	300	1.63	1.70	4.48	28.20	OK
0	P37	Προβ.	200	200	1.68	0.60	1.61	10.08	OK
3	P1	Προβ.	250	250	1.66	1.80	4.78	19.20	OK
3	P2	Συμβ.	300	300	1.63	1.20	3.16	25.40	OK
3	P3	Συμβ.	300	300	1.63	1.00	2.63	11.60	OK
3	P4	Συμβ.	200	200	1.68	0.50	1.34	9.60	OK
3	P5	Συμβ.	200	200	1.68	1.20	3.21	18.00	OK
3	P6	Συμβ.	200	200	1.68	0.50	1.34	6.24	OK
3	P7	Συμβ.	200	200	1.68	0.50	1.34	10.80	OK
3	P8	Συμβ.	200	200	1.68	0.50	1.34	10.36	OK
3	P9	Συμβ.	300	300	1.63	0.50	1.32	9.60	OK
3	P10	Συμβ.	300	300	1.63	1.90	5.00	30.20	OK
3	P11	Συμβ.	300	300	1.63	1.00	2.63	6.40	OK
Κερκίδα	P1	Προβ.	250	250	1.66	2.60	6.90	12.00	OK
Κερκίδα	P2	Συμβ.	250	250	1.66	3.00	7.97	27.20	OK
Κερκίδα	P3	Συμβ.	250	250	1.66	3.60	9.56	38.40	OK
Κερκίδα	P4	Συμβ.	250	250	1.66	3.00	7.97	27.20	OK
Κερκίδα	P5	Προβ.	250	250	1.66	2.60	6.90	12.00	OK

Στο μοντέλο του λογισμικού ETABS η πλάκα της κερκίδας προσομοιώθηκε από την επιφάνεια που ορίζεται μεταξύ του κέντρου βάρους των δοκών. Το κεκλιμένο μήκος αυτής της επιφάνειας είναι 10.3315 m, Εικόνα 4.8. Η πλάκα της κερκίδας δεν προσομοιώθηκε από την μέση επιφάνεια της γιατί βγαίνει έξω από το κέντρο βάρους των δοκών.



Εικόνα 4.8: Ευθεία που προσομοιώνει την πλάκα κερκίδας

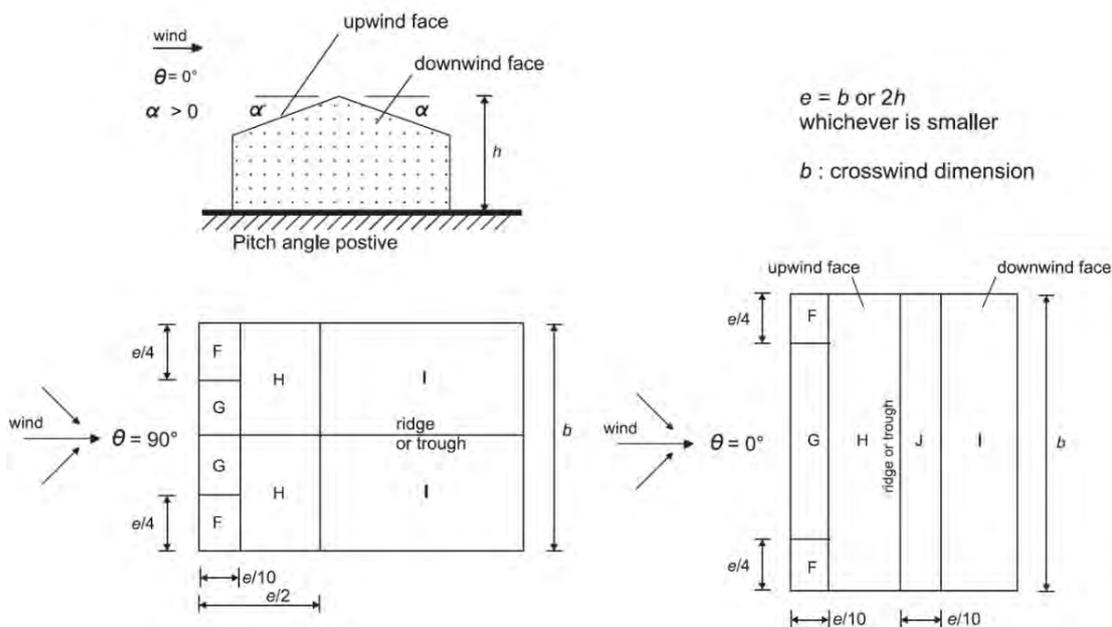
Το κινητό φορτίο των πλακών του γηπέδου και των κερκίδων επιλέχθηκε εν τέλει να είναι 7.5 kN/m^2 λόγω κανονισμών. Τέλος, στο ETABS εάν μια πλάκα σχεδιαστεί αντιρωλογιακά τότε όλες οι πλάκες πρέπει να σχεδιαστούν αντιρωλογιακά ώστε οι ροπές είτε στα διαγράμματα είτε στους πίνακες αποτελεσμάτων να έχουν τα ίδια πρόσημα.

4.2.4 ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

Αρχικά δημιουργήθηκε η διατομή των τοιχωμάτων στο λογισμικό ETABS και τοποθετήθηκε προσεγγιστικά ο κατακόρυφος οπλισμός. Από τον λόγο επάρκειας και την απαίτηση σε οπλισμό διάτμησης, προήλθε ο τελικός οπλισμός των τοιχωμάτων. Επισημαίνεται ότι το μήκος της κρυφό-κολώνας δεν υπολογίστηκε από τον τύπο $\max(1.5bw ; 0.15lw)$ όπως προτείνει ο ΕΚΩΣ2000, εδάφιο 18.5.3, αλλά από τον τύπο $\max(2bw ; 0.15lw)$. Έτσι το τοίχωμα ήταν υπερ. της ασφάλειας επειδή μεγάλωσε λίγο παραπάνω το μήκος του κρυφού υποστυλώματος.

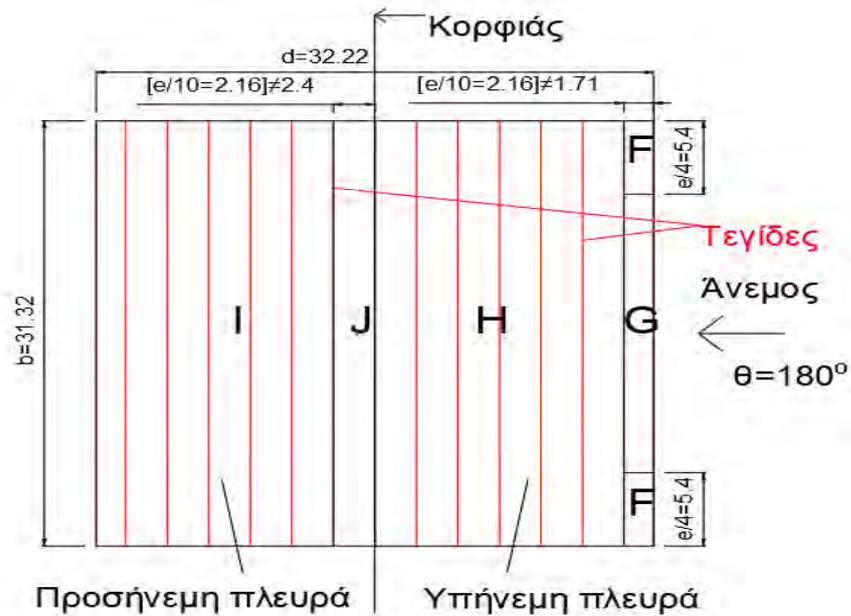
4.3 Στέγη

Σύμφωνα με τον EN 1991-1-4:2005, εδάφιο 7.2.5, η δικλινής στέγη έπρεπε να χωριστεί σε επιφάνειες με συγκεκριμένες διαστάσεις πάνω στις οποίες θα δρούσε ο άνεμος, Εικόνα 4.9. Συνολικά λήφθηκαν 4 διευθύνσεις για τον άνεμο, μια για κάθε πλευρά της στέγης. Η διεύθυνση ανέμου 0° και ο αντικατοπτρισμός του σχεδίου αυτής δηλαδή η διεύθυνση ανέμου 180° , η διεύθυνση ανέμου 90° και ο αντικατοπτρισμός του σχεδίου αυτής δηλαδή η διεύθυνση ανέμου 270° .



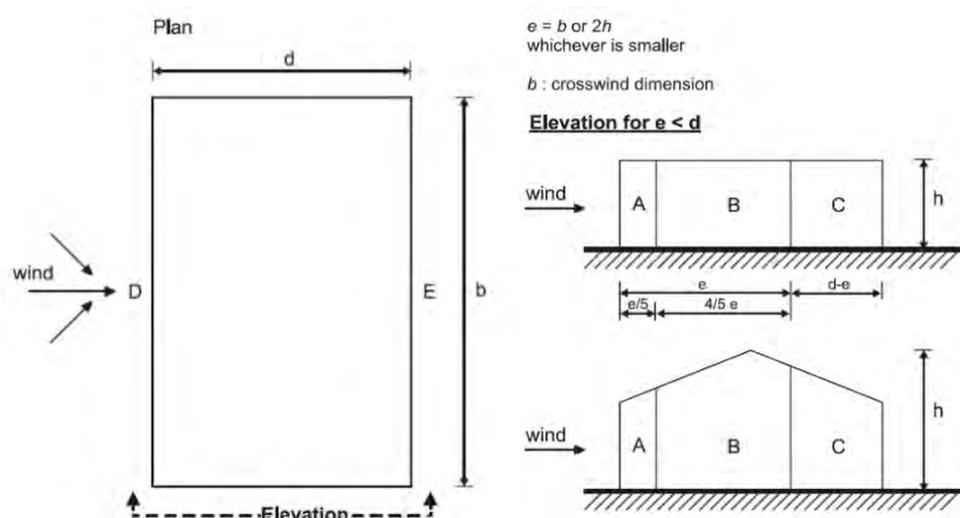
Εικόνα 4.9: Επιφάνειες που χωρίζεται δικλινής στέγη λόγω ανέμου (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 7.8)

Στο μοντέλο του λογισμικού ETABS όμως και για όλες τις διευθύνσεις του ανέμου, τα ROOF SHEET κόπηκαν στα 1.71 m και όχι στα $e/10 = 2.16$ m. Εάν δεν γινόταν αυτό τότε όποιος κόμβος των πεπερασμένων στοιχείων των ROOF SHEET δεν βρισκόταν πάνω σε τεγίδα θα είχε άπειρες μετακινήσεις. Οι άπειρες μετακινήσεις θα πρόκυπταν καθότι τα ROOF SHEET ορίστηκαν εξ αρχής ως στοιχεία μικρής δυσκαμψίας και ως εκ τούτου δεν είχαν στιβαρότητα και άρα δεν είχαν αντίσταση σε μετακινήσεις. Με την ίδια λογική και για την διεύθυνση 0° , 180° του ανέμου τα ROOF SHEET κόπηκαν στον κορφιά (ridge) στα 2.4 m και όχι στα $e/10 = 2.16$ m ενώ για την διεύθυνση 90° , 270° του ανέμου τα ROOF SHEET κόπηκαν στα 6.51 m και όχι στα $e/4 = 5.40$ m. Από τις 4 διευθύνσεις του ανέμου παρουσιάστηκε εδώ ενδεικτικά η διεύθυνση ανέμου 180° , Εικόνα 4.10, καθότι οι 4 διευθύνσεις του ανέμου με τις αντίστοιχες φορτίσεις στην μεταλλική στέγη παρουσιάστηκαν στο εδάφιο 5.11.2.



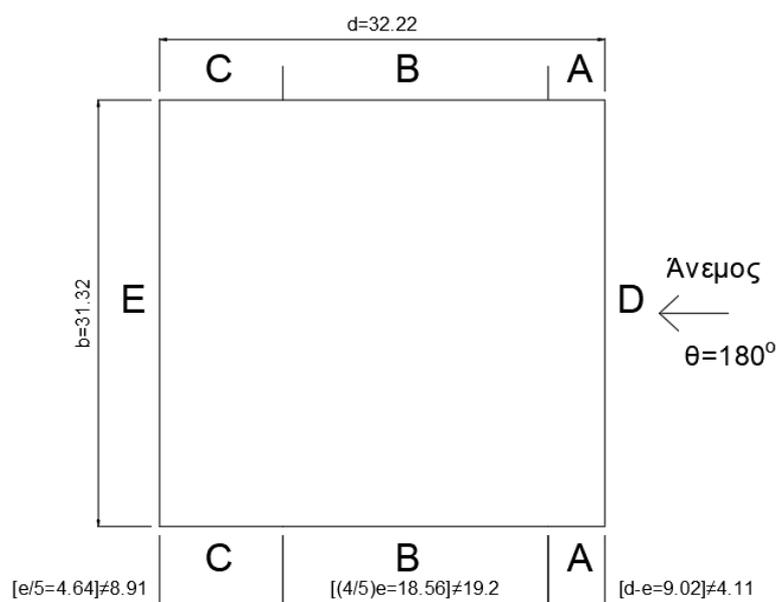
Εικόνα 4.10: Χωρισμός της δικλινής στέγης σε επιφάνειες σύμφωνα με τον EN 1991-1-4:2005 για την διεύθυνση ανέμου 180°

Σύμφωνα με τον EN 1991-1-4:2005, εδάφιο 7.2.2, τα πάνελ σκίασης της στέγης χωρίστηκαν σε επιφάνειες με συγκεκριμένες διαστάσεις πάνω στις οποίες θα δρούσε ο άνεμος, Εικόνα 4.11. Συνολικά λήφθηκαν 4 διευθύνσεις για τον άνεμο, μια για κάθε πλευρά των πάνελ σκίασης. Η διεύθυνση ανέμου 0° και ο αντικατοπτρισμός του σχεδίου αυτής δηλαδή η διεύθυνση ανέμου 180°, η διεύθυνση ανέμου 90° και ο αντικατοπτρισμός του σχεδίου αυτής δηλαδή η διεύθυνση ανέμου 270°.



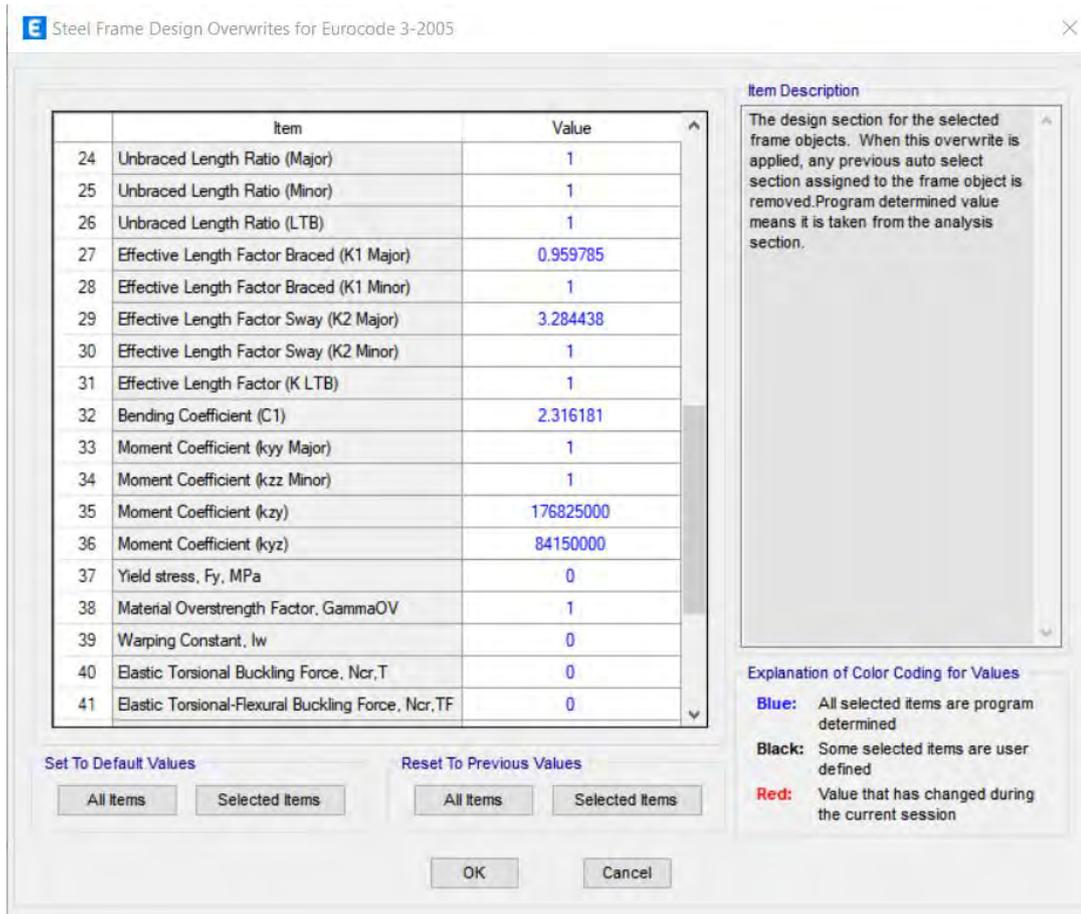
Εικόνα 4.11: Επιφάνειες στις οποίες πρέπει να χωριστούν τα πάνελ σκίασης λόγω ανέμου (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 7.5)

Στο μοντέλο του λογισμικού ETABS όμως και για όλες τις διευθύνσεις του ανέμου, τα πάνελ σκίασης της στέγης στην περιοχή A κόπηκαν στα 4.11 m και όχι στα $e/5 = 4.64$ m, γιατί όποιος κόμβος των πεπερασμένων στοιχείων των πάνελ σκίασης δεν βρισκόταν πάνω σε ορθοστάτη θα είχε μετακινήσεις για τον ίδιο λόγο με πριν. Οπότε για τις διευθύνσεις του ανέμου 0° και 180° , το κόψιμο στην περιοχή B έγινε στα 19.20 m και όχι στα $(4/5)e = 18.56$ m ενώ στην περιοχή C το κόψιμο έγινε στα 8.91 m και όχι στα $d - e = 9.02$ m. Για τις διευθύνσεις του ανέμου 90° και 270° το κόψιμο στην περιοχή B έγινε στα 18.60 m και όχι στα $(4/5)e = 18.56$ m ενώ στην περιοχή C το κόψιμο έγινε στα 8.61 m και όχι στα $d - e = 9.02$ m. Από τις 4 διευθύνσεις του ανέμου παρουσιάστηκε εδώ ενδεικτικά η διεύθυνση ανέμου 180° , Εικόνα 4.12, καθώς οι 4 διευθύνσεις του ανέμου με τις αντίστοιχες φορτίσεις στα πάνελ σκίασης παρουσιάστηκαν στο εδάφιο 5.11.1.



Εικόνα 4.12: Χωρισμός των πάνελ σκίασης σε επιφάνειες σύμφωνα με τον EN 1991-1-4:2005 για την διεύθυνση ανέμου 180° (Κάτοψη)

Για την σωστή διαστασιολόγηση της μεταλλικής στέγης έπρεπε να ελεγχθούν και να αλλαχθούν ανάλογα οι συντελεστές των επιλογών 24, 25, 26 που επηρεάζουν τα μήκη λυγισμού των μεταλλικών στοιχείων. Στην Εικόνα 4.13 φαίνονται αυτές οι επιλογές εντός του λογισμικού ανάλυσης για τον καθορισμό των χαρακτηριστικών των μεταλλικών διατομών.

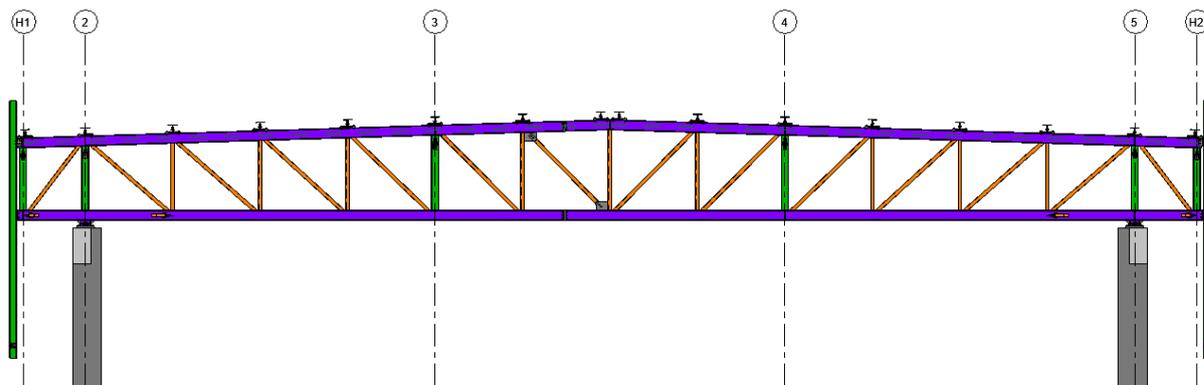


Εικόνα 4.13: Επιλογές 24, 25, 26 του λογισμικού ETABS που επηρεάζουν τα μήκη λυγισμού των μεταλλικών στοιχείων

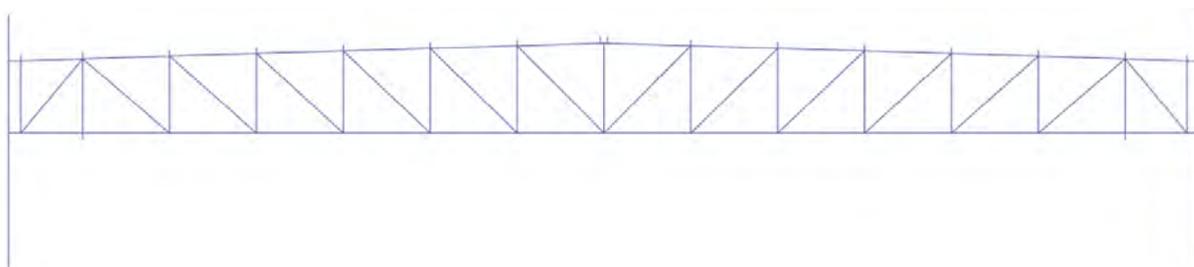
Οι επιλογές 24, 25, 26 αφορούν το ισοδύναμο μήκος λυγισμού L_{cr} των επιμέρους μεταλλικών στοιχείων και βρίσκονται στην καρτέλα overwrites που εμφανίζεται με δεξί κλικ σε στοιχείο αφού πραγματοποιηθεί η διαστασιολόγηση των μεταλλικών στοιχείων (Steel Frame Design). Το ισοδύναμο μήκος λυγισμού L_{cr} ενός θλιβόμενου στοιχείου με μήκος L , είναι το μήκος που θα λάβει το στοιχείο όταν θα καμφθεί κατά το τον διαμήκη άξονά του λόγω του φαινομένου του λυγισμού και το μήκος L εξαρτάται των συνθηκών στήριξης του στοιχείου.

Πιο συγκεκριμένα, η επιλογή 24 αναφέρεται στο ισοδύναμο μήκος λυγισμού του ισχυρού άξονα του εξεταζόμενου στοιχείου, η επιλογή 25 αναφέρεται στο ισοδύναμο μήκος λυγισμού του ασθενή άξονα του εξεταζόμενου στοιχείου και η επιλογή 26 αναφέρεται στο ισοδύναμο μήκος λυγισμού για τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό του εξεταζόμενου στοιχείου. Η επιλογή 25 και 26 θα έχουν την ίδια τιμή γιατί ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός συμβαίνει και αυτός στον ασθενή άξονα του στοιχείου αλλά για μεγαλύτερα φορτία.

Στην Εικόνα 4.14 φαίνεται η τομή του δικτύματος στον Άξονα C όπως αυτός θα κατασκευαστεί ενώ στην Εικόνα 4.15 φαίνεται το ίδιο δικτύωμα όπως αυτό προσομοιώθηκε στο περιβάλλον του λογισμικού ETABS.



Εικόνα 4.14: Τομή δικτύματος στον Άξονα C όπως αυτός θα κατασκευαστεί

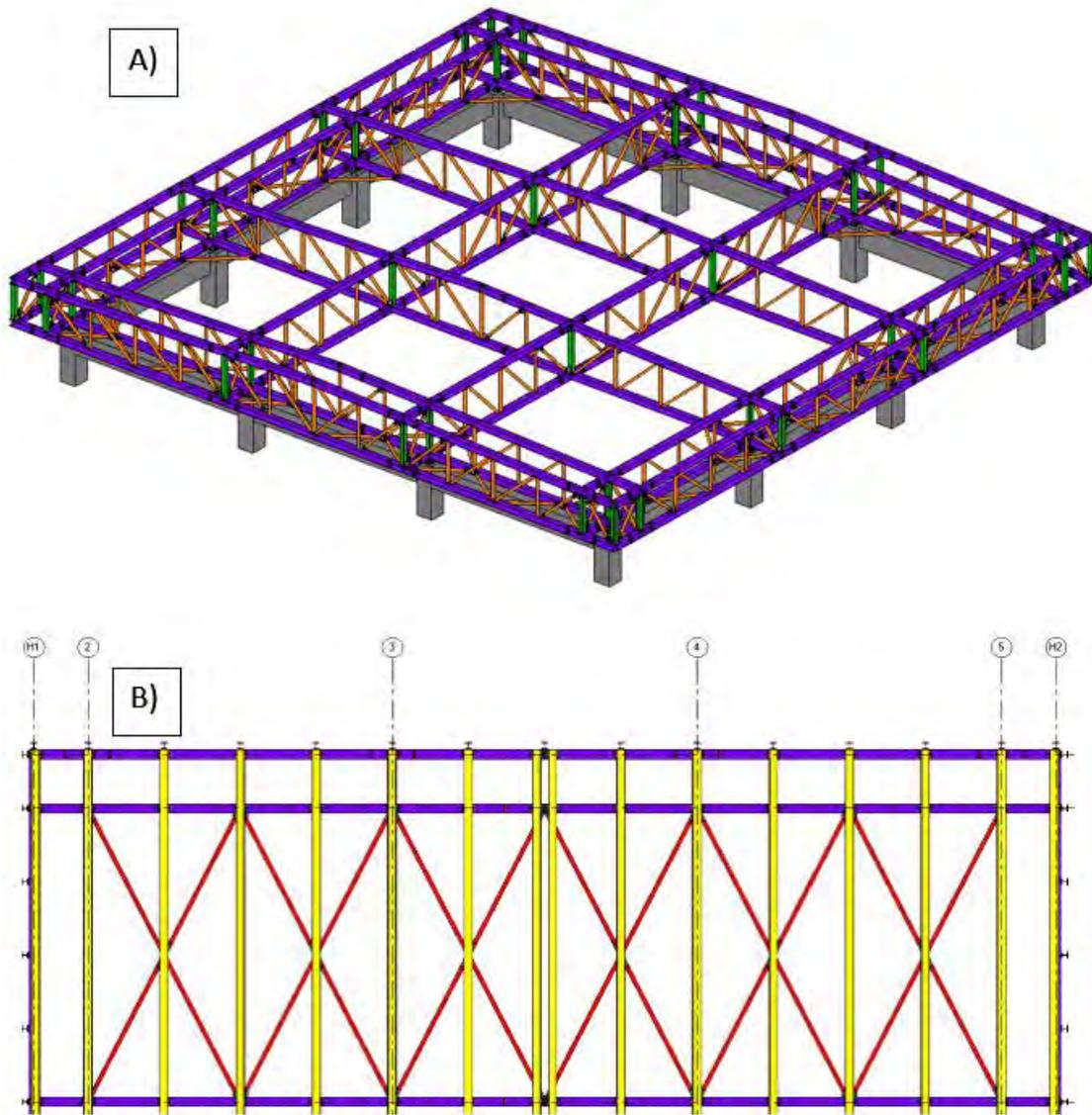


Εικόνα 4.15: : Τομή δικτύματος στον Άξονα C όπως αυτό προσομοιώθηκε στο λογισμικό ETABS

Ενώ στην πραγματικότητα το άνω και το κάτω πέλμα του δικτύματος είναι δύο τεμάχια συνδεδεμένα σε ένα ενδιάμεσο σημείο με εργοταξιακές συνδέσεις, η προσομοίωση τους στο λογισμικό ανάλυσης έχει γίνει με δεκατέσσερα ξεχωριστά τμήματα που συνδέθηκαν μεταξύ τους με κόμβους. Οι κόμβοι αυτοί βρίσκονται στα σημεία όπου καταλήγουν οι ορθοστάτες και τα διαγώνια στοιχεία του δικτύματος. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται η απόκτηση του πλήρους ελέγχου των μηκών λυγισμού των διατομών ανάλογα με τα περιβάλλοντα στοιχεία που συνδέονται με αυτά. Το λογισμικό αναθέτει σε κάθε διατομή αυτόματα τις τιμές στα μήκη λυγισμού. Έπειτα από έλεγχο των συντελεστών αυτών διαπιστώθηκε ότι υπήρχαν σημαντικές διαφορές της πραγματικότητας με τις αυτόματα τοποθετημένες τιμές και για τον λόγο αυτόν η ανάθεση των τιμών των συντελεστών έγινε σε κάθε στοιχείο ξεχωριστά.

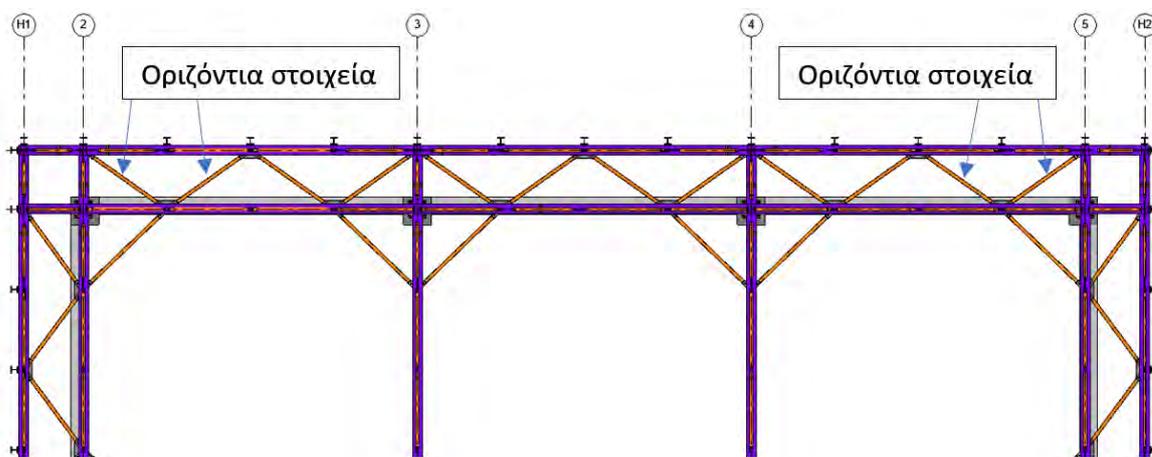
Η επιλογή 24 λοιπόν δηλαδή ο λυγισμός του ισχυρού άξονα των στοιχείων του άνω και του κάτω πέλματος θα έχει την τιμή της μονάδας διότι κάθε στοιχείο έχει στην αρχή του

και στο τέλος του ένα κατακόρυφο στοιχείο το οποίο παρεμποδίζει τον λυγισμό περί τον ισχυρό άξονα του. Η επιλογή 25 δηλαδή ο λυγισμός του ασθενή άξονα του άνω πέλματος θα έχει την τιμή 2 για τα στοιχεία μεταξύ των αξόνων 2 έως 5 καθώς ανά δυο στοιχεία μεταξύ των αξόνων παρεμβάλλεται οριζόντιο στοιχείο κάθετο στο επίπεδο της τομής είτε μέσω χιασμού είτε μέσω διασταύρωσης με τα δευτερεύοντα δικτυώματα όπως αυτό φαίνεται στην Εικόνα 4.16.



Εικόνα 4.16: Α) Κύριο και δευτερέων δικτύωμα της στέγης Β) Απόσπασμα από την κάτοψη του άνω πέλματος του δικτυώματος

Για τα στοιχεία μεταξύ των αξόνων H1 – 2 και 5 – H2 οι τιμές των συντελεστών για τα μήκη λυγισμού στον ασθενή άξονα είναι ίσες με την μονάδα καθώς βρίσκονται ανάμεσα σε δυο δευτερεύοντα δικτυώματα. Η αντίστοιχη διαδικασία ακολουθήθηκε για την επιλογή όλων των τιμών των συντελεστών του μήκους λυγισμού για όλα τα μεταλλικά στοιχεία με την ίδια ακριβώς λογική. Στο κάτω πέλμα προκειμένου να μην αστοχεί το στοιχείο όπου βρίσκεται κοντά στην μεταλλική σύνδεση, δηλαδή το πρώτο στοιχείο δεξιά του άξονα 2 και το πρώτο στοιχείο αριστερά του άξονα 5, τοποθετήθηκαν δύο οριζόντια στοιχεία για την παρεμπόδιση του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.17.

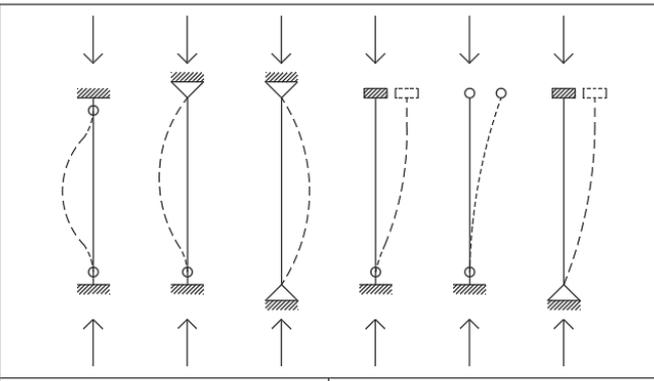


Εικόνα 4.17: Απόσπασμα από την κάτοψη του κάτω πέλματος του δικτυώματος

Τα αντίστοιχα οριζόντια χιαστί στοιχεία τοποθετήθηκαν και περιμετρικά μεταξύ των αξόνων 2, 5, Β και Ε με τους άξονες H1, H2, H3 και H4 αντίστοιχα καθώς η αρχιτεκτονική απαίτηση για την ύπαρξη των περιμετρικών πάνελ σκίασης δημιούργησε μεγάλη στρεπτική καταπόνηση στα περιμετρικά δικτυώματα των αξόνων H1, H2, H3 και H4. Αντίστοιχα με όσα προαναφέρθηκαν για την επιλογή της τιμής του συντελεστή 25 για τον δευτερεύοντα λυγισμό των μεταλλικών στοιχείων επιλέχθηκαν και οι τιμές του συντελεστή 26 που αφορά τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Στην ίδια καρτέλα overwrites των μεταλλικών διατομών της Εικόνα 4.13 οι επιλογές 27, 28, 29, 30 αναφέρονται στους συντελεστές των μηκών λυγισμού. Ο Πίνακας 4.14 έχει τους συντελεστές μηκών λυγισμού απλών υποστυλωμάτων ανάλογα με τις συνθήκες στήριξης. Το K_1 , K_2 των επιλογών αυτών αναφέρονται στην δυσκαμψία των κόμβων της κορυφής και του πόδα του υποστυλώματος αντίστοιχα.

Πίνακας 4.14: Συντελεστές μηκών λυγισμού απλών υποστυλωμάτων

<p>Μορφές λυγισμού στοιχείου που δείχνονται από την διακεκομμένη γραμμή</p> <p>Σημεία καμπής </p> <p>L_{cr} το μήκος λυγισμού που ξεκινά από τα σημεία καμπής</p>						
	Στηριγμένα στοιχεία			Μεταθετά στοιχεία		
Θεωρητική τιμή συντελεστών μηκών λυγισμού	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Προτεινόμενη τιμή συντελεστών μηκών λυγισμού	0.65	0.8	1.0	1.2	2.1	2.0
Ερμηνεία συνθηκών στήριξης	 Στροφές δεσμευμένες  Μεταθέσεις δεσμευμένες  Στροφές ελεύθερες  Μεταθέσεις δεσμευμένες			 Στροφές δεσμευμένες  Μεταθέσεις ελεύθερες  Στροφές ελεύθερες  Μεταθέσεις ελεύθερες		

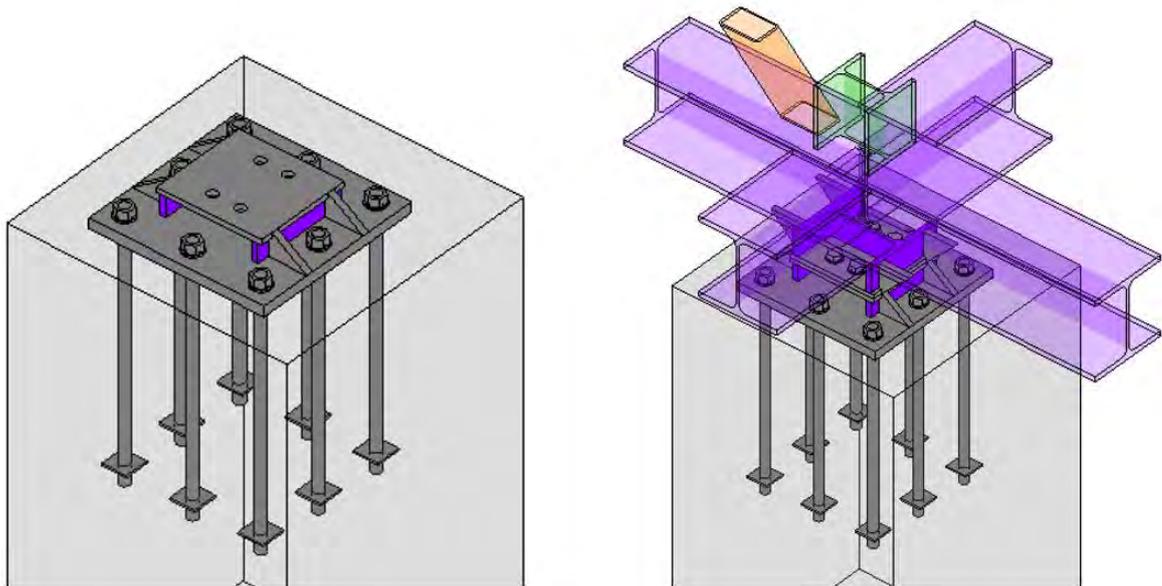
Για τις ράβδους πλήρωσης της στέγης οι οποίες βρίσκονται υπό θλίψη λήφθηκε η προτεινόμενη τιμή για την μορφή λυγισμού με τις αρθρώσεις εκατέρωθεν. Με αυτήν την επιλογή αυξήθηκε η δυσμένεια στις ράβδους πλήρωσης θεωρώντας ότι το υποστυλώμα είναι αμφιαρθρωτό και άρα το μήκος λυγισμού είναι όλο το ύψος του. Οπότε σε αυτές τις ράβδους οι επιλογές 27, 28, 29, 30 ήταν μονάδα. Το ίδιο πραγματοποιήθηκε και στην επιλογή 31 η οποία αφορά τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Το ETABS από μόνο του τοποθετεί στιβαρά μέρη (rigid offsets) στους κόμβους των μεταλλικών στοιχείων ώστε να φτιάξει στερεό κόμβο γύρω από το κόμβο (node) που συνδέονται τα μεταλλικά. Το πρόβλημα αυτό έγινε αντιληπτό από το διάγραμμα ροπών τα οποία διακόπτονταν στον στερεό κόμβο. Τα στιβαρά μέρη αφαιρέθηκαν καθότι ο κόμβος θεωρείται άρθρωση και έπρεπε να μπορεί να στρίβει.

Οι ψευδοροφές της μεταλλικής στέγης αναρτήθηκαν από το κύριο δικτύωμα. Στο μοντέλο του ETABS οι τεγίδες που θα στήριζαν τις ψευδοροφές δεν προσομοιώθηκαν. Αν είχαν προσομοιωθεί τότε θα είχαν διεύθυνση κάθετη στο κύριο δικτύωμα. Εφόσον δεν έγινε αυτό, τα πεπερασμένα στοιχεία των ψευδοροφών είχαν την y τους διεύθυνση κάθετη στο κύριο δικτύωμα και έτσι η μεταφορά του φορτίου πραγματοποιήθηκε σαν να υπήρχαν οι τεγίδες.

Τα υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος 80/80 που στηρίζουν την στέγη καταλήγουν σε υψόμετρο 8.1 m. Από το υψόμετρο αυτό το μεταλλικό δικτύωμα της στέγης στο ETABS τοποθετήθηκε +0.2 m πιο ψηλά δηλαδή στα 8.3 m. Έπειτα από διερεύνηση του

τρόπου λειτουργίας των τεσσάρων πλαισίων, που αποτελούν την βάση στήριξης της στέγης αλλά και του τρόπου λειτουργίας των μεταλλικών δικτυωμάτων και στις δύο διευθύνσεις, διαπιστώθηκε μία δυσκολία στην μεταφορά της ροπής που αναπτύσσονταν στον κόμβο σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων με τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος στην περίπτωση που η σύνδεση ήταν μονολιθική. Προκειμένου να παραληφθεί η ροπή αυτή δημιουργήθηκε η σύνδεση της Εικόνα 4.18.



Εικόνα 4.18: Σύνδεση στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος με μεταλλικά στοιχεία

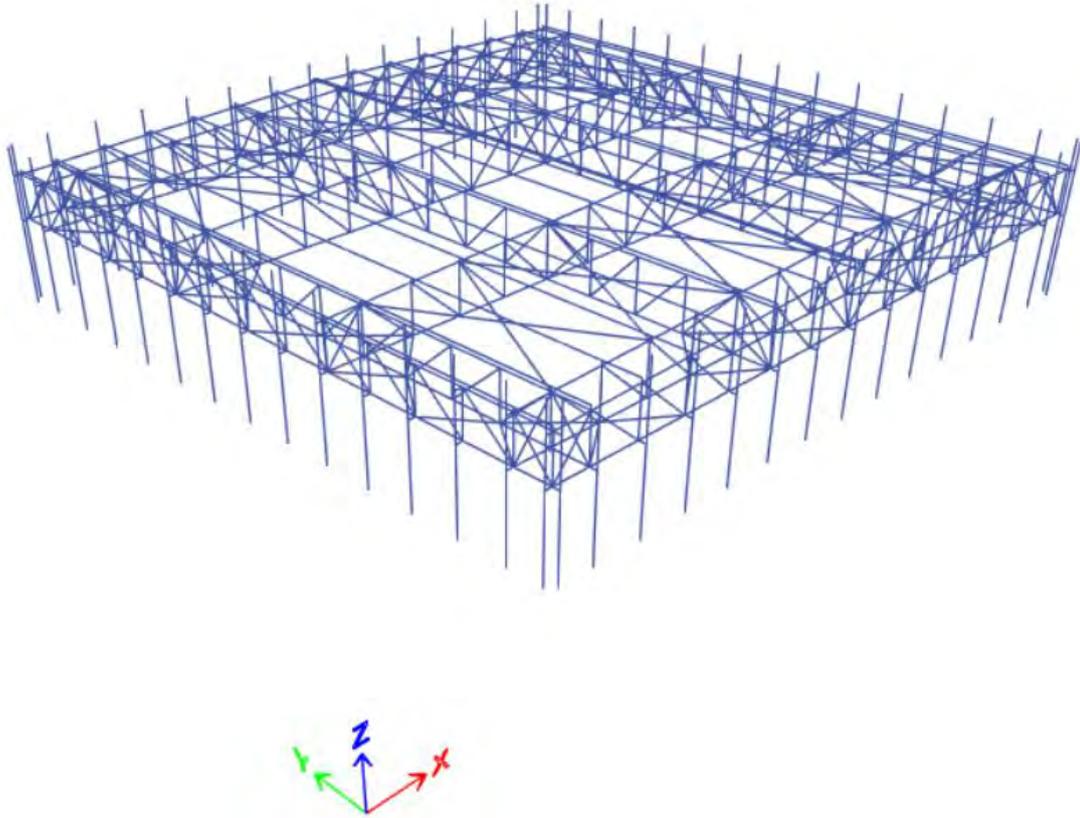
Αρχικά στην μελέτη της σύνδεσης έγινε καταγραφή των μεγεθών που προϋπήρχαν στον κόμβο σε όλα τα στοιχεία με λειτουργία μονολιθικής σύνδεσης. Έπειτα εντός του λογισμικού IDEA STATICA το οποίο εξειδικεύεται στην ανάλυση μεταλλικών συνδέσεων με πεπερασμένα στοιχεία εισάχθηκαν τα δεδομένα της σύνδεσης. Η σύνδεση που προσομοιώθηκε είναι μία σύνδεση μετωπικών ελασμάτων μεταξύ δύο μεταλλικών διατομών HE280B. Η επιλογή της διατομής αυτής έγινε διότι η καθαρή ροπή αντοχής της διατομής χωρίς να ληφθεί υπόψιν καμία μορφή λυγισμού, είναι μεγαλύτερη της ροπής που πρέπει να μεταφερθεί στο εκάστοτε υποστύλωμα όπου εφαρμόζεται η συγκεκριμένη σύνδεση. Με αυτή την σύνδεση δεν δημιουργήθηκαν τοπικά φαινόμενα αστοχίας στο κάτω πέλμα αλλά και στο στοιχείο της σύνδεσης. Όπως προαναφέρθηκε στόχος της σύνδεσης αυτής είναι η παραλαβή μιας ροπής η οποία σαν μονολιθική σύνδεση δεν θα ήταν εφικτή. Για να επιτευχθεί αυτό το αποτέλεσμα έπρεπε να αξιοποιηθεί η ελαστική συμπεριφορά του χάλυβα της σύνδεσης με τέτοιο τρόπο ώστε ένα ποσοστό της ροπής να μεταφράζεται σε

παραμόρφωση χωρίς όμως αυτό να συνεπάγεται πλαστικές παραμορφώσεις. Για τον λόγο αυτό οι κοχλίες στην σύνδεση τοποθετήθηκαν σε αρκετά μικρή απόσταση μεταξύ τους και παράλληλα όσο πιο κοντά στο κέντρο της σύνδεσης επιτρέπουν οι κανονισμοί. Έπειτα από μια επαναληπτική διαδικασία αναλύσεων και αξιολόγησης των αποτελεσμάτων εντός του λογισμικού ανάλυσης υπολογίστηκαν οι συντελεστές ισοδύναμης δυσκαμψίας της σύνδεσης και στις δύο διευθύνσεις. Έπειτα δημιουργήθηκε η αντίστοιχη σύνδεση στο περιβάλλον του λογισμικού ETABS στα αντίστοιχα σημεία σύνδεσης των μεταλλικών δικτυωμάτων με τα στοιχεία σκυροδέματος και υπολογίστηκαν ξανά οι καινούργιες δρώσες ροπές στα μεταλλικά στοιχεία. Αξίζει να σημειωθεί ότι η λεπτομερής ανάλυση των μεταλλικών συνδέσεων δεν ήταν κομμάτι της μελέτης, αλλά δεδομένου ότι η συγκεκριμένη σύνδεση είναι η βασική προϋπόθεση για την σωστή λειτουργία του στεγάστρου, υλοποιήθηκαν εκτεταμένες αναλύσεις με σκοπό την ασφαλή και στατικά σωστή λειτουργία του.

Οι χιαστί σύνδεσμοι σε ένα δικτύωμα αυξάνουν την στιβαρότητα στο επίπεδο που τοποθετούνται και αυτό εν τέλει οδηγεί σε ακινητοποίηση των κόμβων που βρίσκονται στα άκρα του χιαστί συνδέσμου. Οι χιαστί σύνδεσμοι λοιπόν τοποθετήθηκαν σε εκείνα τα ανοίγματα στα οποία οι τεγίδες καταπονούνται πολύ από το χιόνι λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων τους.

Όταν οι διατομές των μεταλλικών έχουν διαφορά μεταξύ τους τότε δημιουργούνται διάφορα προβλήματα στην μεταλλική κατασκευή. Ένα από αυτά είναι η τοπική αστοχία στο σημείο σύνδεσης τους. Για αυτό οι διαστάσεις των μεταλλικών στοιχείων έπρεπε να ήταν όσο πιο κοντά γινόταν ώστε να μην χρειαστεί να γίνουν έλεγχοι.

Σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω δημιουργήθηκε το τρισδιάστατο γραμμικό προσομοίωμα της μεταλλικής στέγης εντός του λογισμικού ανάλυσης όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.19.



Εικόνα 4.19: Τρισδιάστατο γραμμικό προσομοίωμα της μεταλλικής στέγης στο λογισμικό ETABS

Κεφάλαιο 5 Φορτίσεις κτιρίου

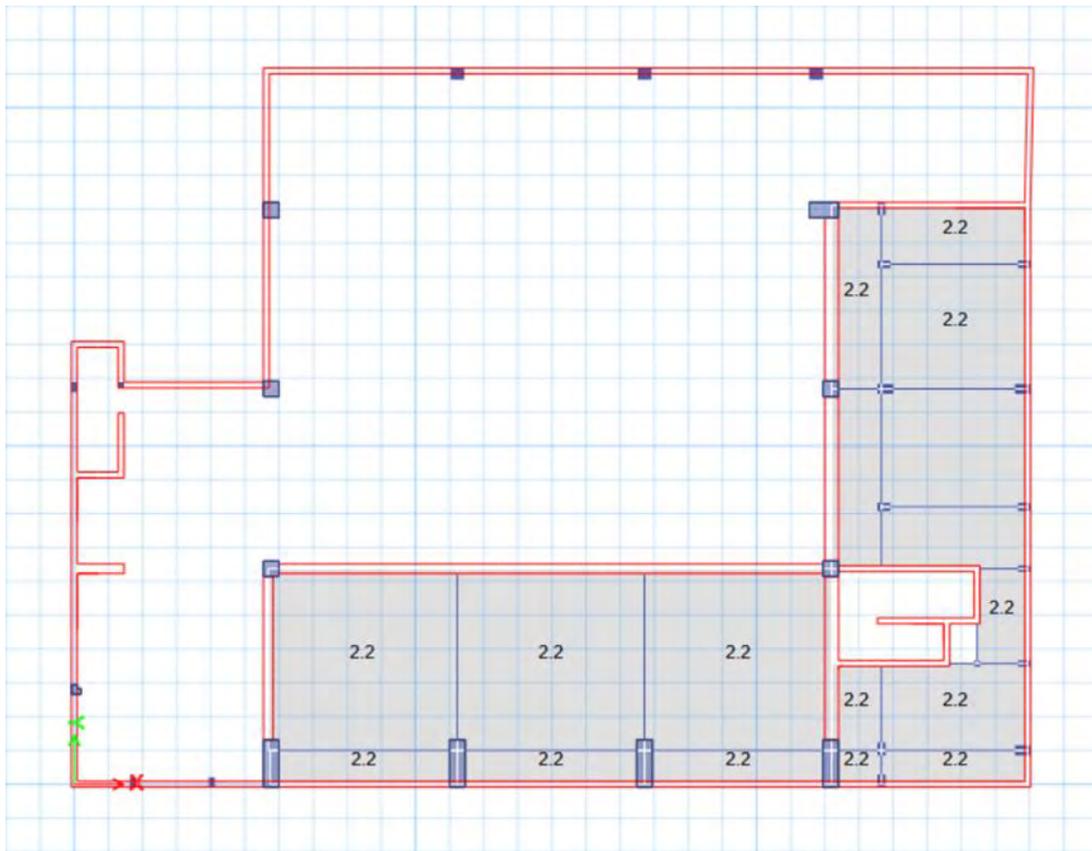
Η κατασκευή καταπονείται από μόνιμες και μεταβλητές δράσεις. Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζονται οι φορτίσεις που ελήφθησαν υπόψη για τον στατικό σχεδιασμό.

5.1 Ίδια βάρη

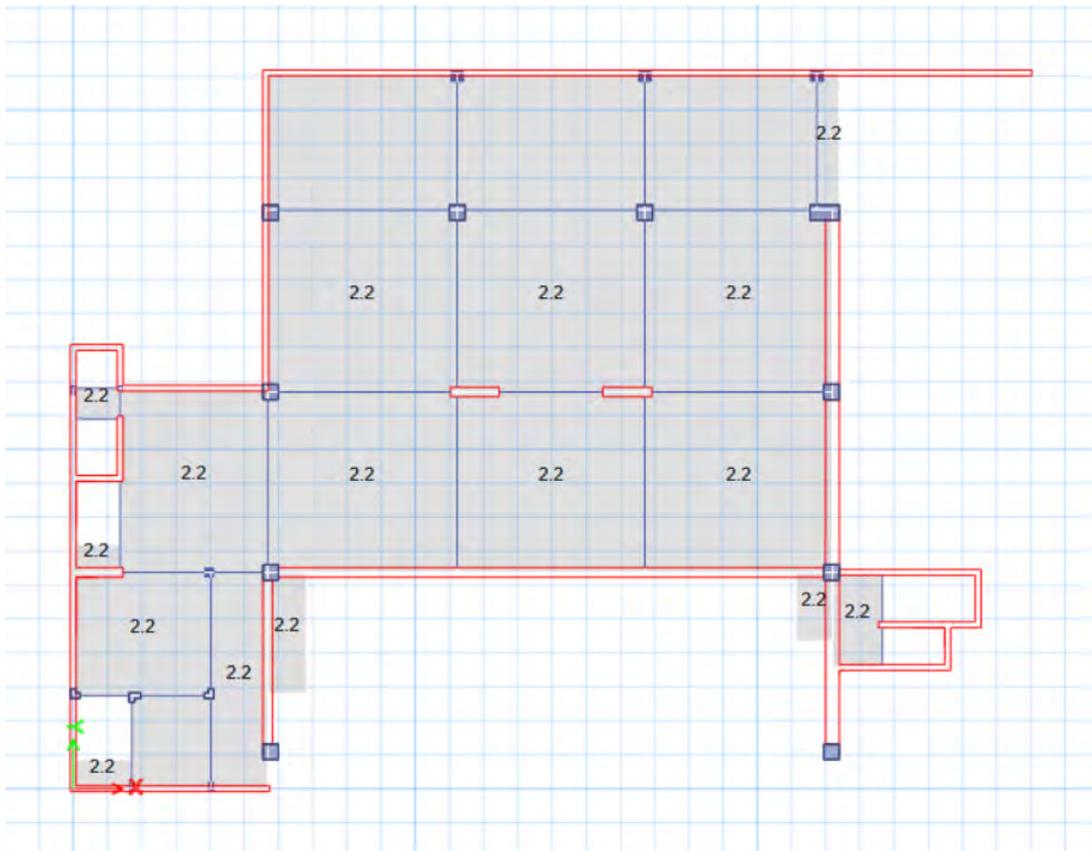
Τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων υπολογίζονται αυτόματα από το λογισμικό θεωρώντας το ειδικό βάρος του χάλυβα $\gamma_{\text{χάλ.}} = 78.5 \text{ kN/m}^3$ και του σκυροδέματος $\gamma_{\text{σκυρ.}} = 25.0 \text{ kN/m}^3$. Αυτά τα ίδια βάρη είναι η φόρτιση **SW** του λογισμικού ανάλυσης και διαστασιολόγησης.

5.2 Φορτίο επικάλυψης

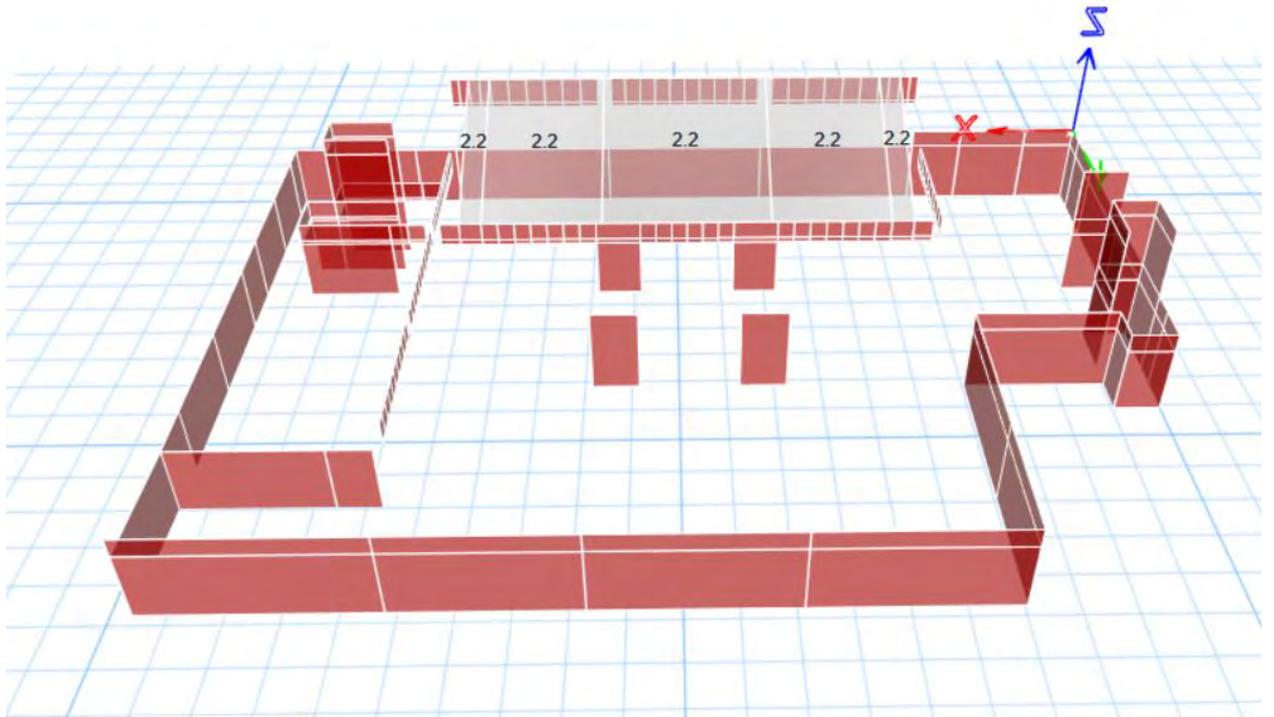
Λήφθηκαν υπόψη τα φορτία που παρουσιάστηκαν στα παρακάτω σχήματα. Οι επικαλύψεις δαπέδων έχουν φορτίο 2.2 kN/m^2 και αντιστοιχίζονται στη φόρτιση με ταυτότητα ADL. Οι πλάκες που έχουν επικάλυψη από φύτευση έχουν φορτίο 8 kN/m^2 έως 10 kN/m^2 και αντιστοιχίζονται στη φόρτιση με ταυτότητα ADL.SOIL.SLABS.



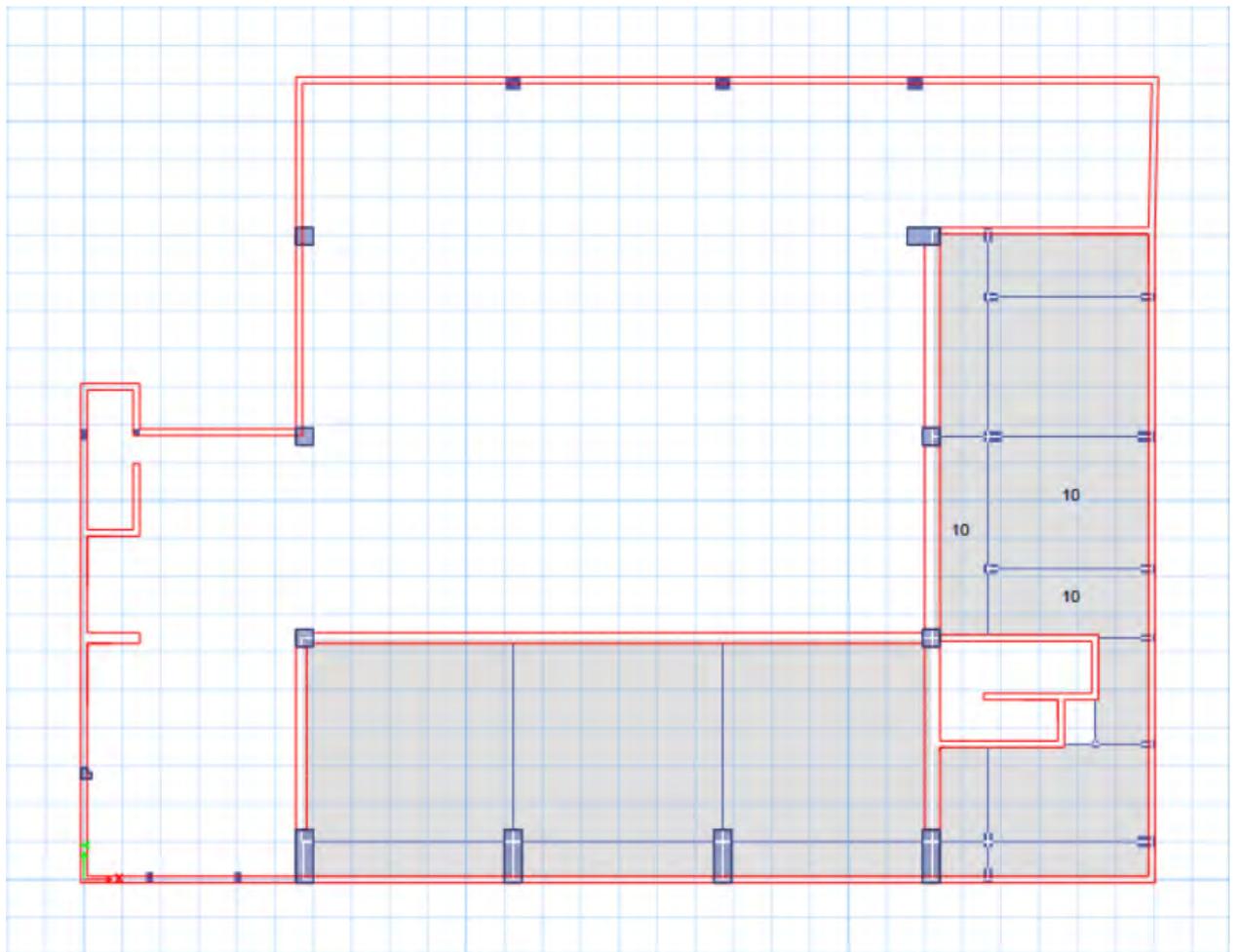
Εικόνα 5.1: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL στην οροφή υπόγειου – Στάθμη -1.00 m



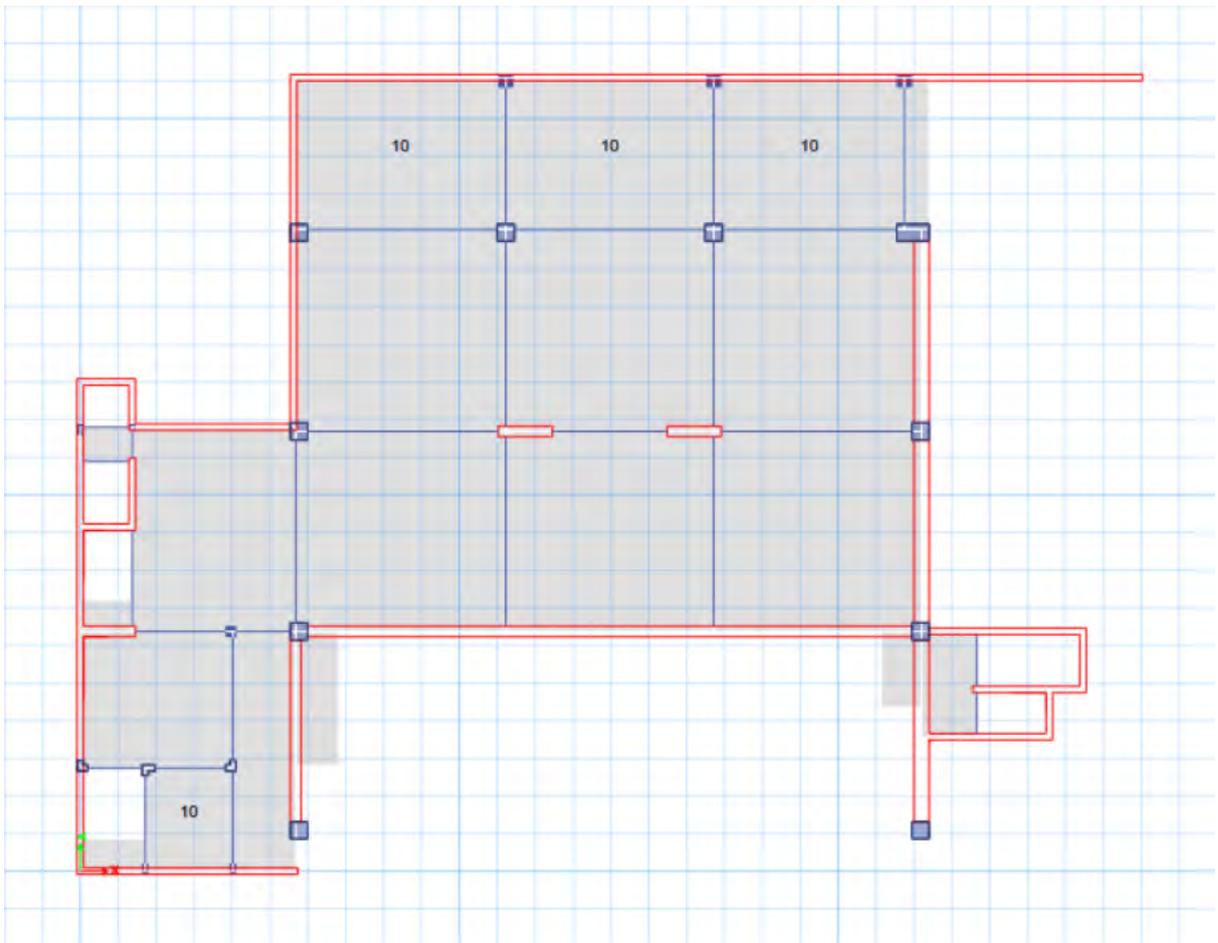
Εικόνα 5.2 Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL στην οροφή ισόγειου – Στάθμη ±0.00 m



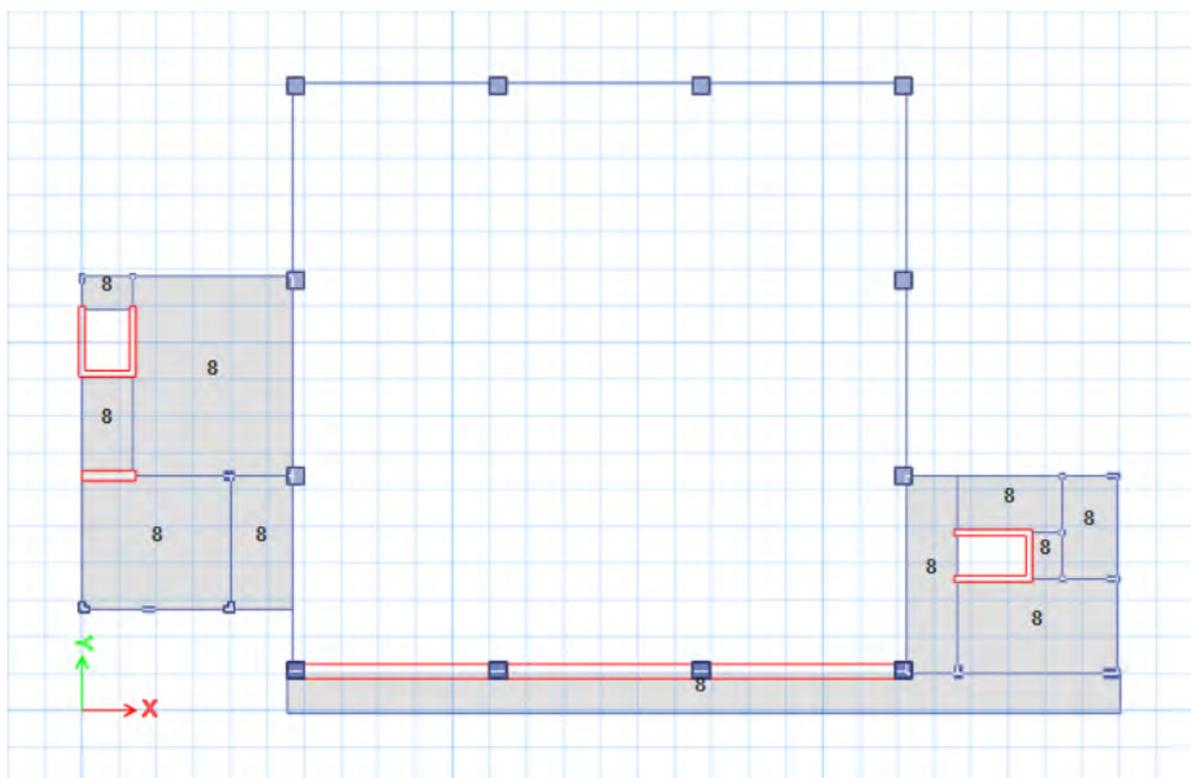
Εικόνα 5.3: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL στις κερκίδες



Εικόνα 5.4: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.SOIL.SLABS στην οροφή υπόγειου – Στάθμη -1.00 m



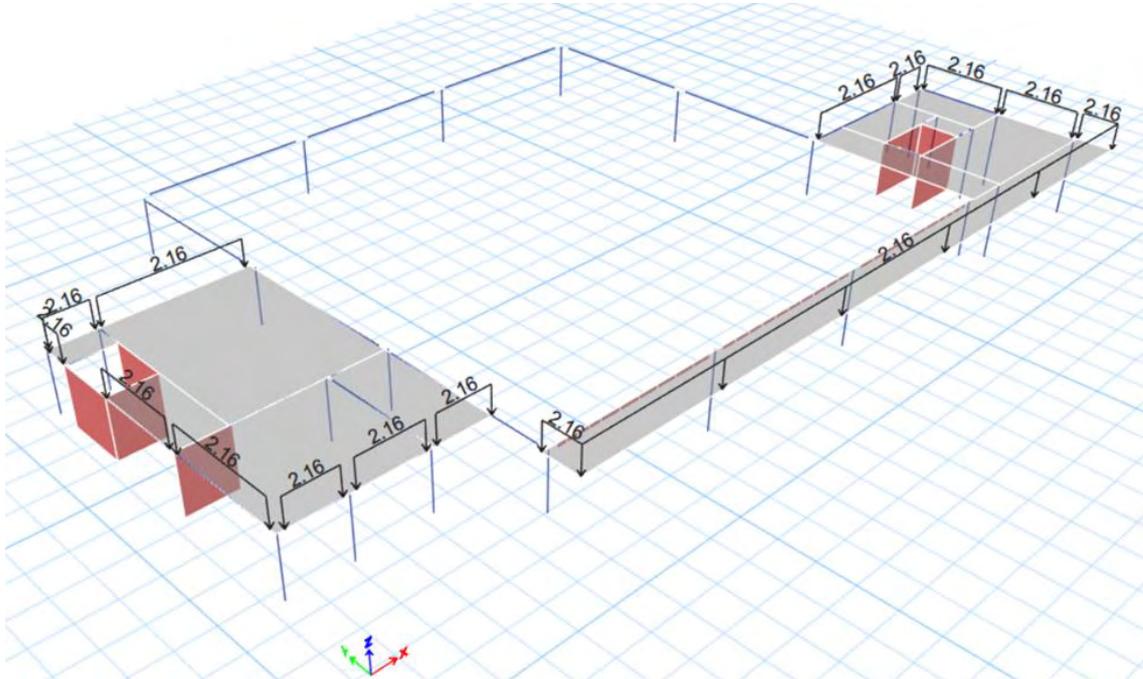
Εικόνα 5.5: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.SOIL.SLABS στην οροφή ισογείου – Στάθμη ± 0.00 m



Εικόνα 5.6: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.SOIL.SLABS στην οροφή περιφερειακών κτιρίων – Στάθμη +3.00 m

5.3 Φορτίο στηθαίου

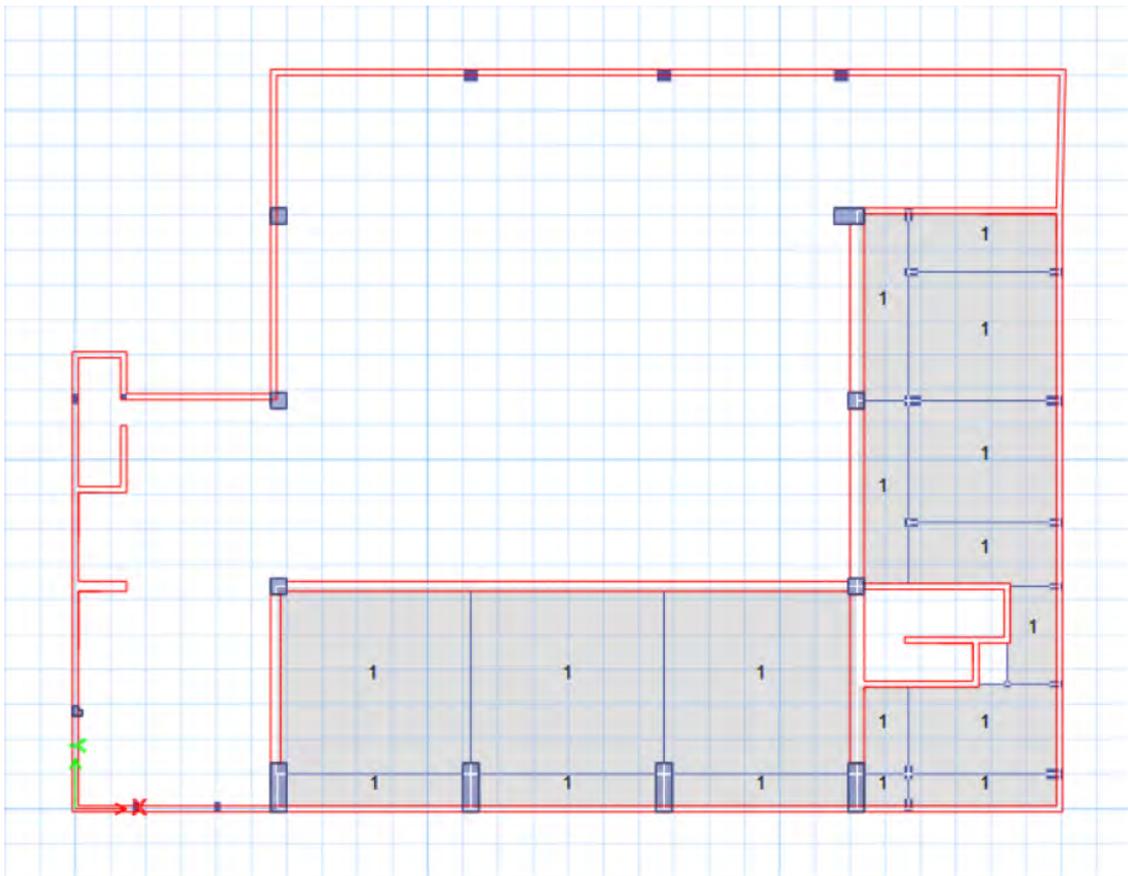
Το στηθαίο έχει φορτίο 2.16 kN/m^2 και αντιστοιχίζεται στη φόρτιση με ταυτότητα ADL.STITHAIO.BEAMS.



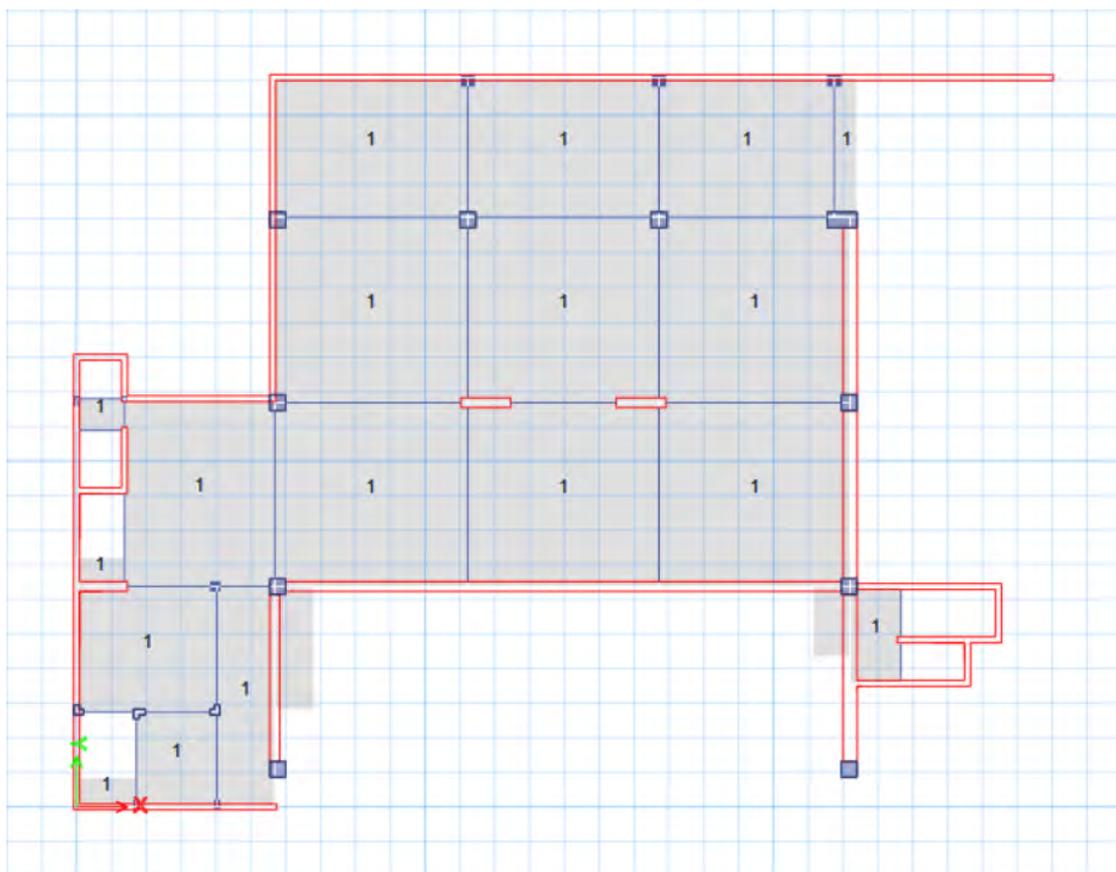
Εικόνα 5.7: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.STITHAIO.BEAMS στην οροφή περιφερειακών κτιρίων
– Στάθμη +3.00 m

5.4 Αναρτημένα φορτία ψευδοροφών και Η/Μ

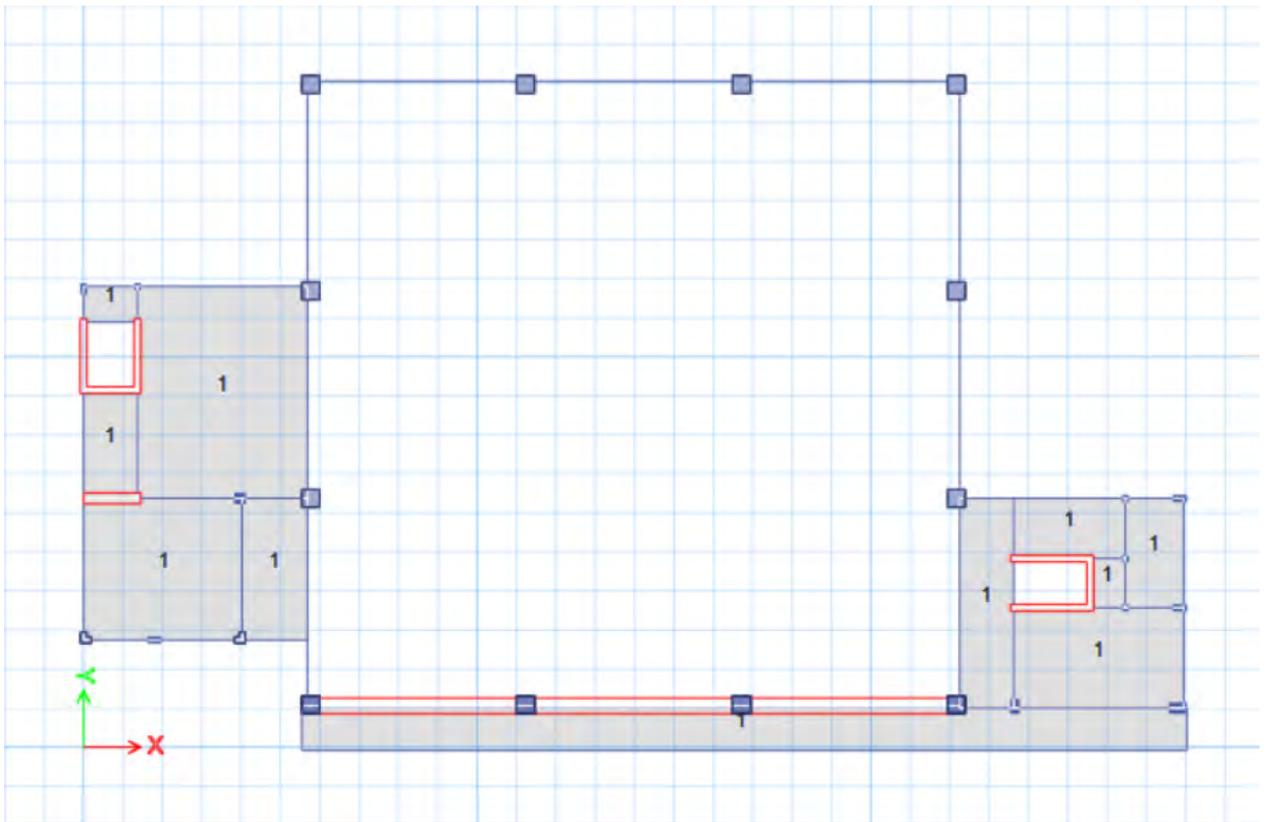
Λήφθηκαν υπόψη τα φορτία που παρουσιάστηκαν στα παρακάτω σχήματα. Οι ψευδοροφές και οι διελεύσεις Η/Μ δικτύων έχουν φορτίο 1 kN/m^2 και αντιστοιχίζονται στη φόρτιση με ταυτότητα ADL.HM. Οι Η/Μ εγκαταστάσεις σε πλάκες έχουν φορτίο έως και 1 kN/m^2 και αντιστοιχίζονται στη φόρτιση με ταυτότητα ADL.HM.INST.



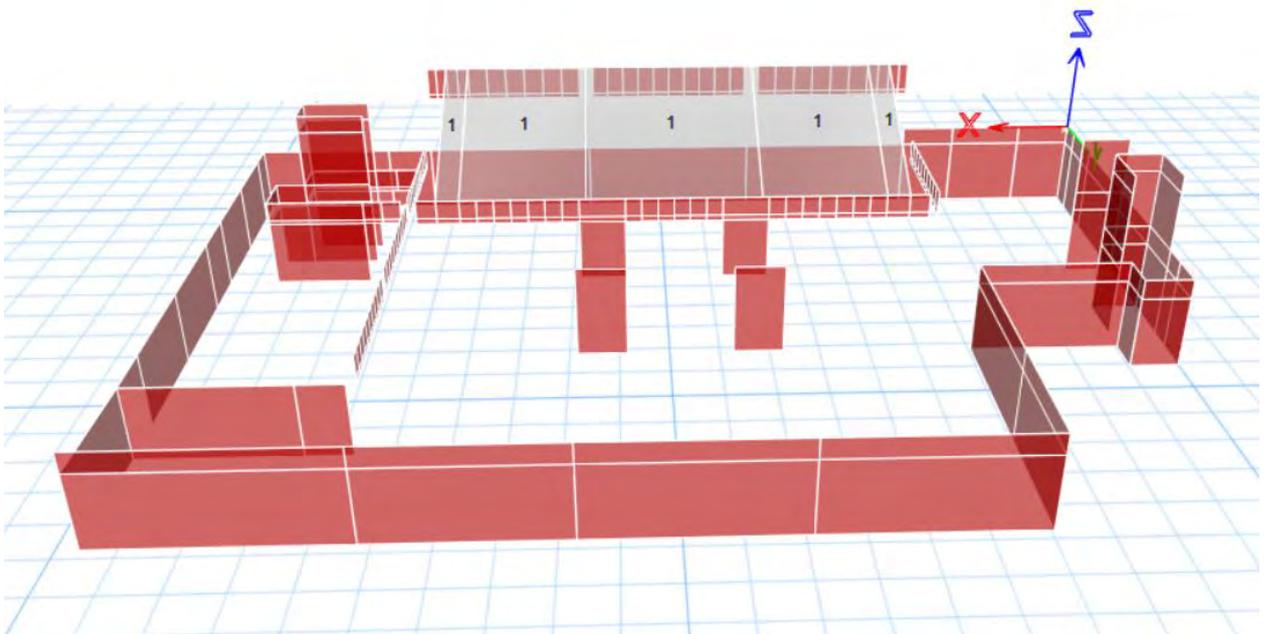
Εικόνα 5.8: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.HM στην οροφή υπόγειου – Στάθμη -1.00 m



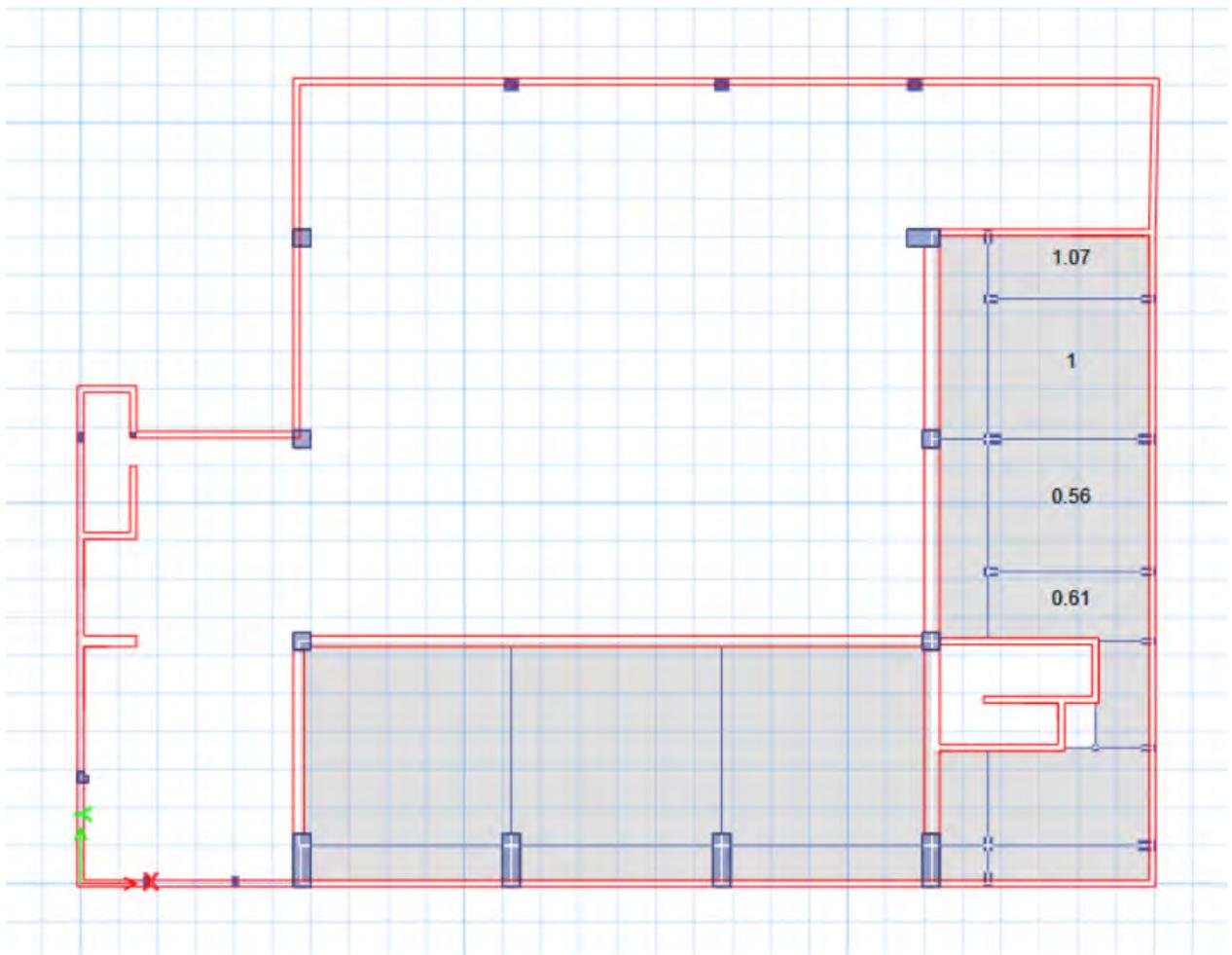
Εικόνα 5.9: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.HM στην οροφή ισογείου – Στάθμη ±0.00 m



Εικόνα 5.10: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.HM στην οροφή περιφερειακών κτιρίων – Στάθμη +3.00 m



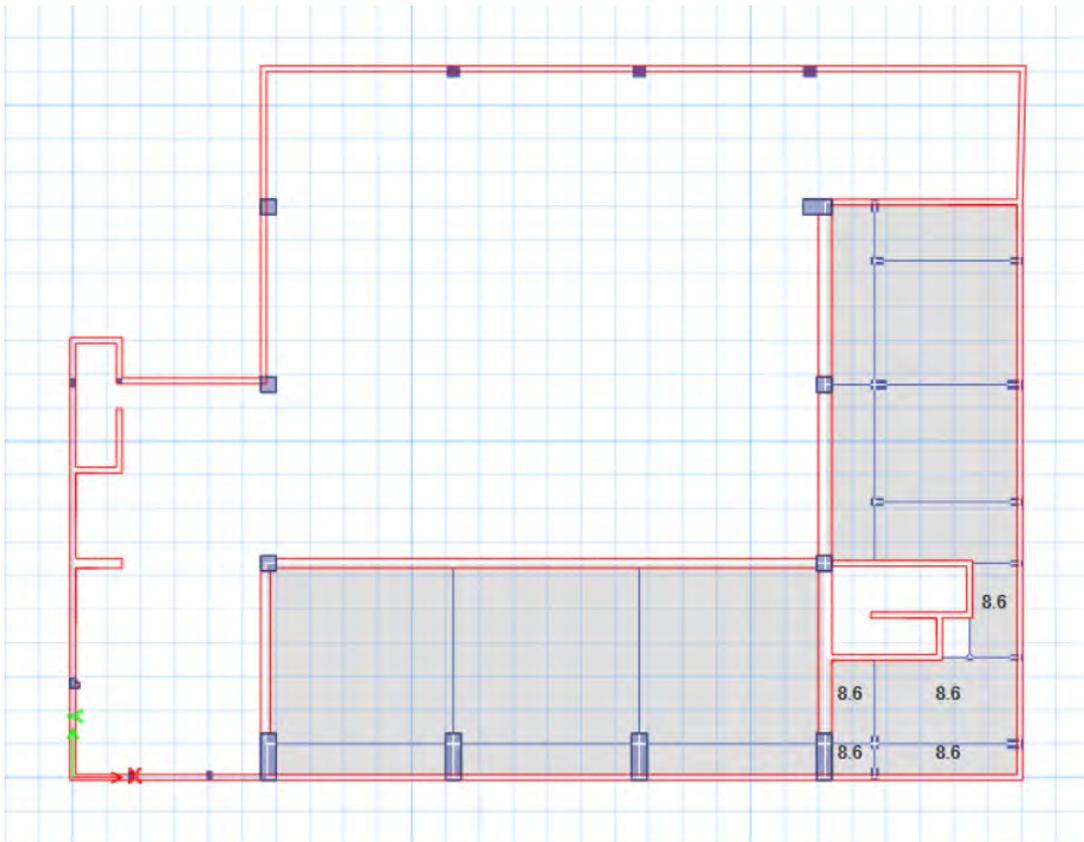
Εικόνα 5.11: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.HM στις Κερκίδες



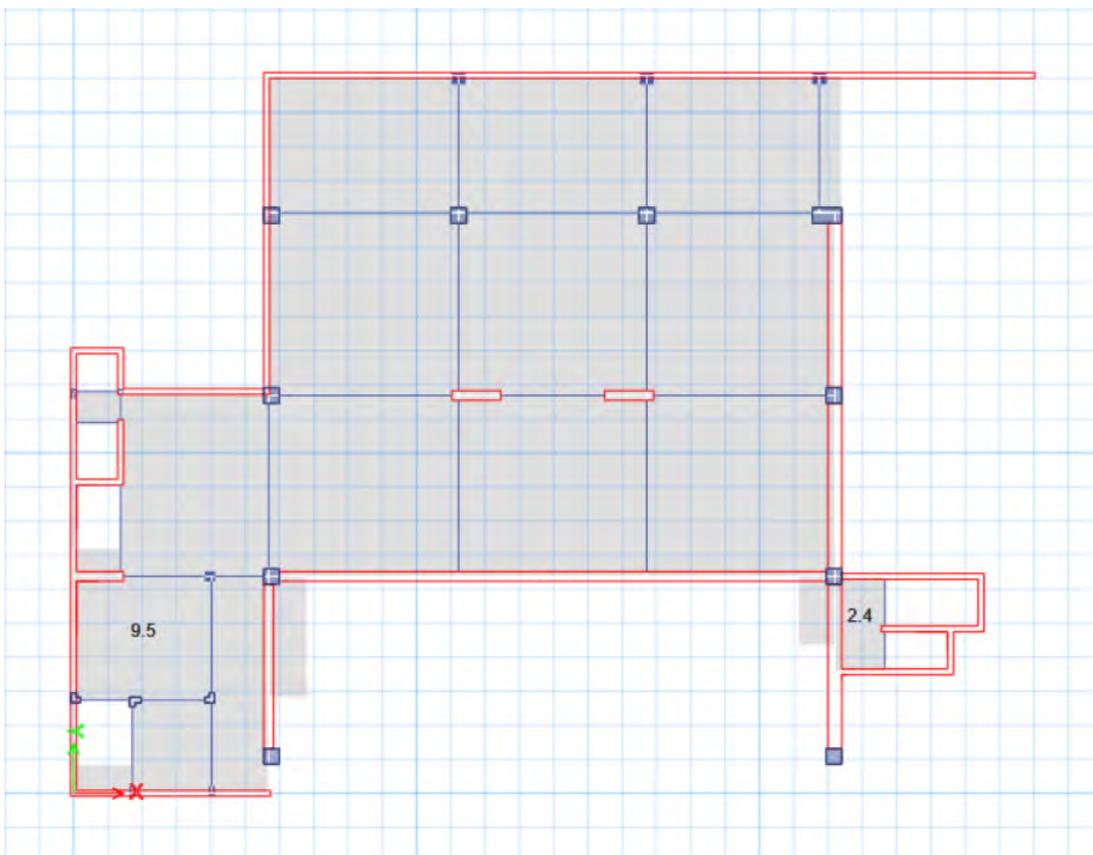
Εικόνα 5.12: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.HM.INST στην οροφή υπόγειου – Στάθμη -1.00 m

5.5 Φορτία τοιχοποιιών

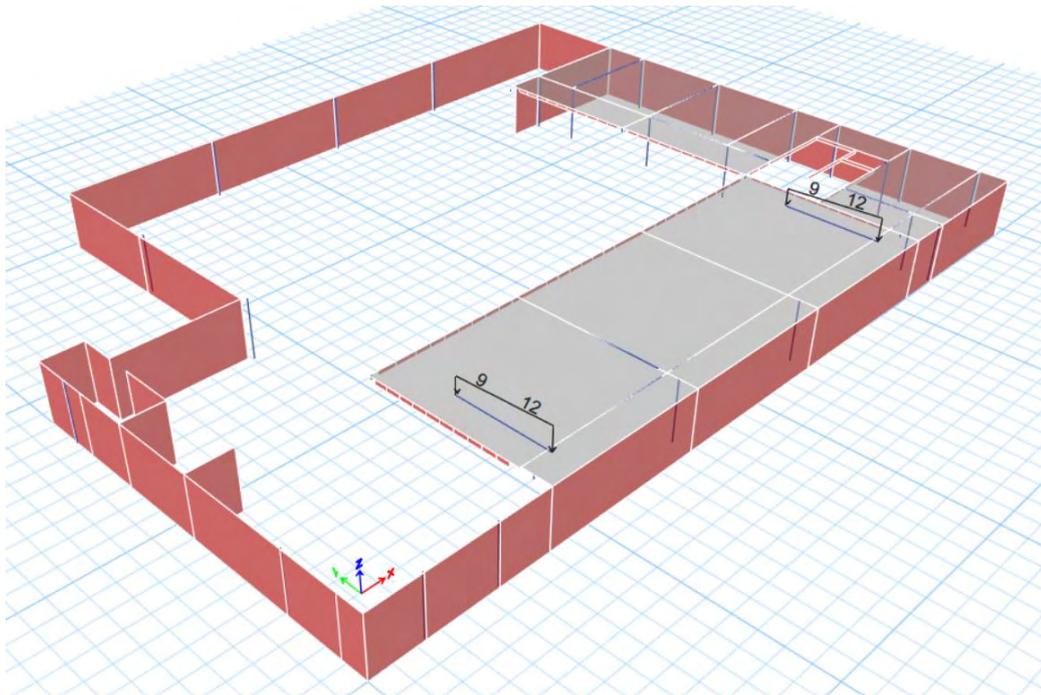
Λήφθηκαν υπόψη τα φορτία που παρουσιάστηκαν στα παρακάτω σχήματα. Οι τοιχοποιίες που μετατράπηκαν σε επιφανειακά φορτία και τοποθετήθηκαν σε πλάκες έχουν τιμές από 2.4 kN/m^2 έως 10.8 kN/m^2 και αντιστοιχίζονται στη φόρτιση με ταυτότητα ADL.WALLS.SLABS. Οι τοιχοποιίες που τοποθετήθηκαν απευθείας σε εικονικές δοκούς (Null Beams) έχουν τραπεζοειδή φορτίο 9 kN/m^2 στο πάνω σημείο και 12 kN/m^2 στο κάτω σημείο τους και αντιστοιχίζονται στη φόρτιση με ταυτότητα ADL.WALLS.BEAMS. Τα φορτία αυτά προέκυψαν λαμβάνοντας το βάρος της ματακικής τοιχοποιίας 3.6 kN/m^2 και το βάρος της δομικής τοιχοποιίας 2.1 kN/m^2 .



Εικόνα 5.13: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.WALLS.SLABS στην οροφή υπόγειου – Στάθμη -1.00
m



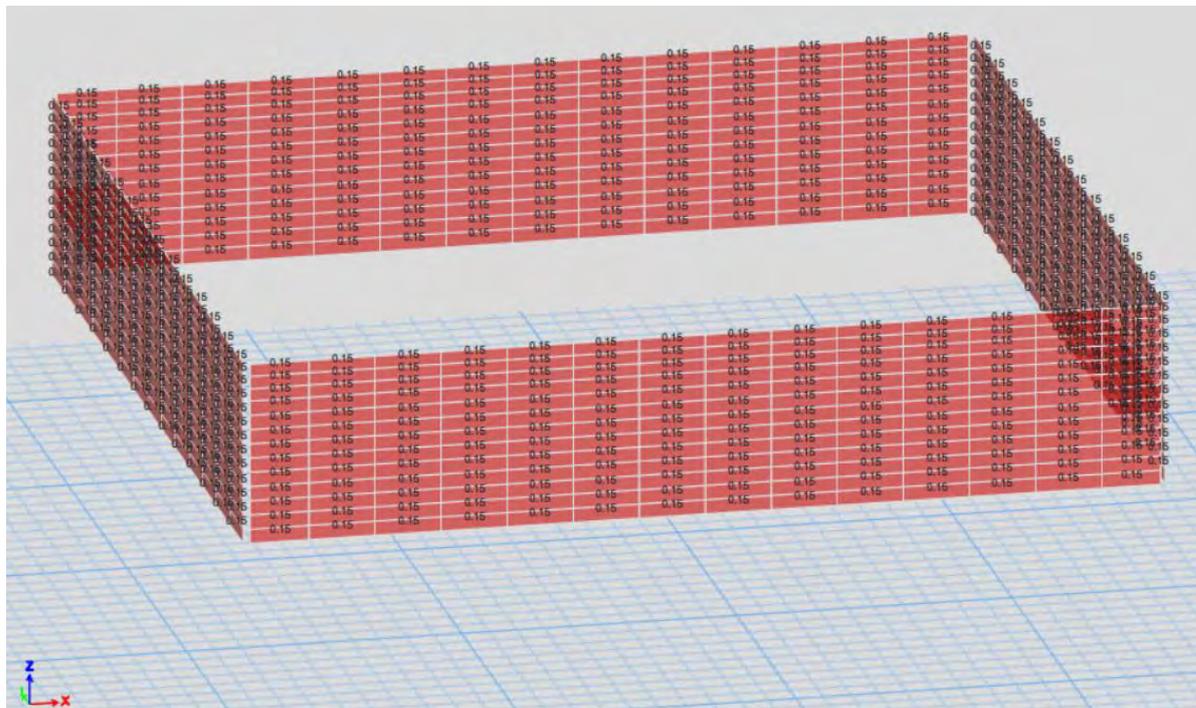
Εικόνα 5.14: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.WALLS.SLABS στην οροφή ισογείου – Στάθμη ±0.00
m



Εικόνα 5.15: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.WALLS.BEAMS στην οροφή υπόγειου – Στάθμη -1.00 m

5.6 Φορτίο των πάνελ σκίασης της στέγης

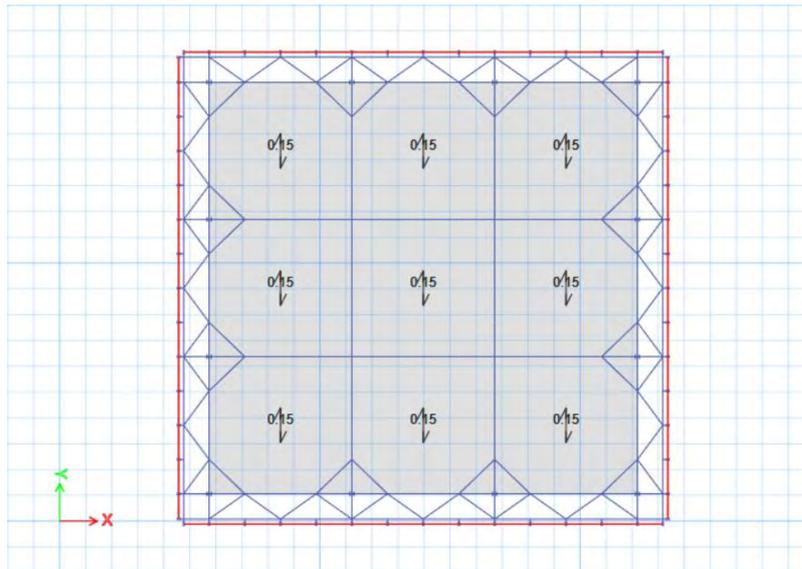
Τα πάνελ σκίασης της στέγης έχουν ίδιο βάρος 0.15 kN/m^2 και αντιστοιχίζονται στη φόρτιση με ταυτότητα ADL.HAT.



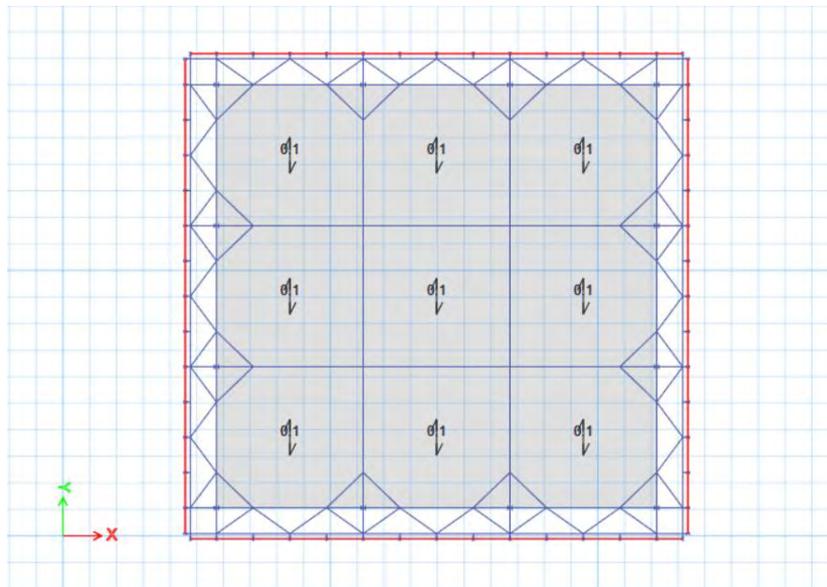
Εικόνα 5.16: Φόρτιση ίδιου βάρους ADL.HAT στα πάνελ σκίασης στέγης

5.7 Φορτία ψευδοροφών κάτω επιπέδου δικτυωμάτων στέγης

Λήφθηκαν υπόψη τα φορτία που παρουσιάστηκαν στα παρακάτω σχήματα. Οι διελεύσεις Η/Μ δικτύων στις ψευδοροφές του ταβανιού της στέγης έχουν φορτίο 0.15 kN/m^2 και αντιστοιχίζονται στη φόρτιση με ταυτότητα ADL.HM.R. Το ίδιο βάρος των ψευδοροφών έχει φορτίο 0.1 kN/m^2 και αντιστοιχίζονται στη φόρτιση με ταυτότητα ADL.ROOF.CEILING.



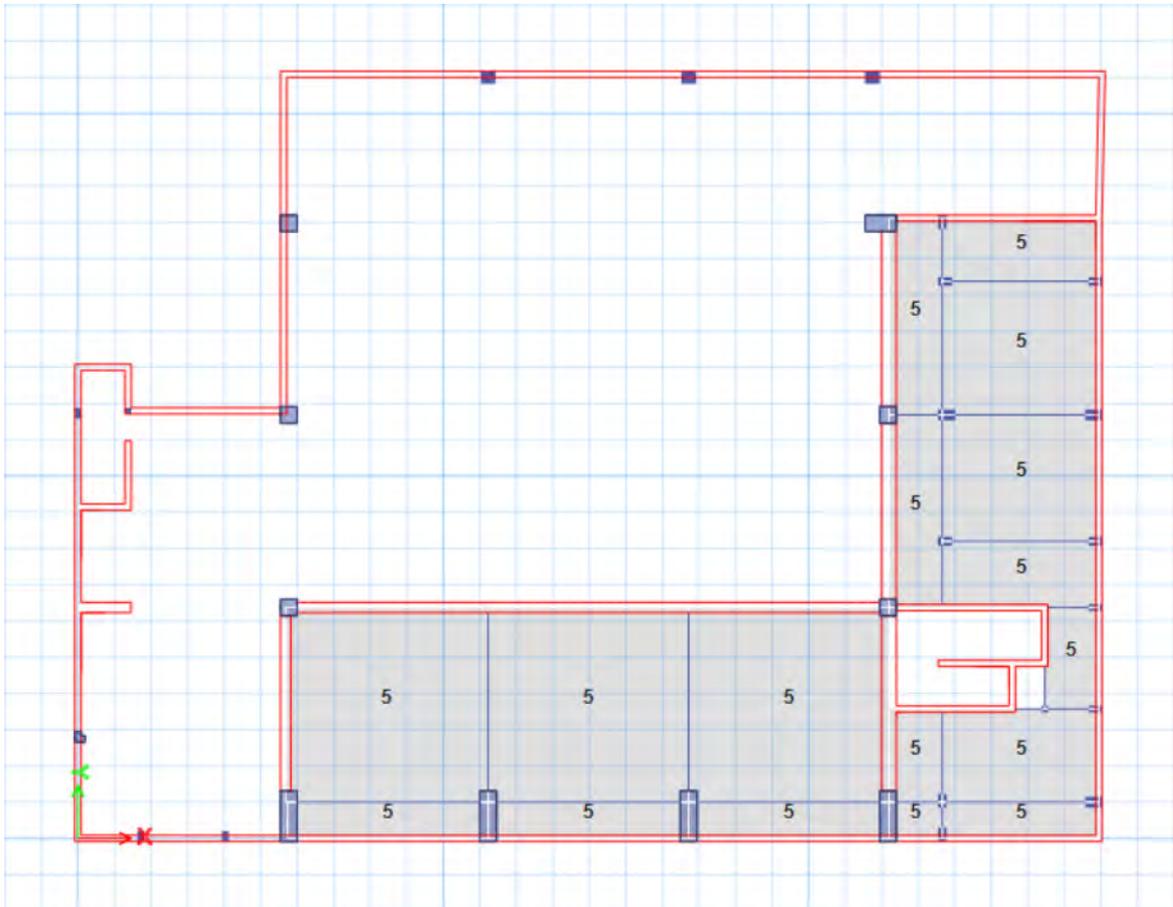
Εικόνα 5.17: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.HM.R κάτω επιπέδου δικτυωμάτων στέγης – Στάθμη +8.30 m



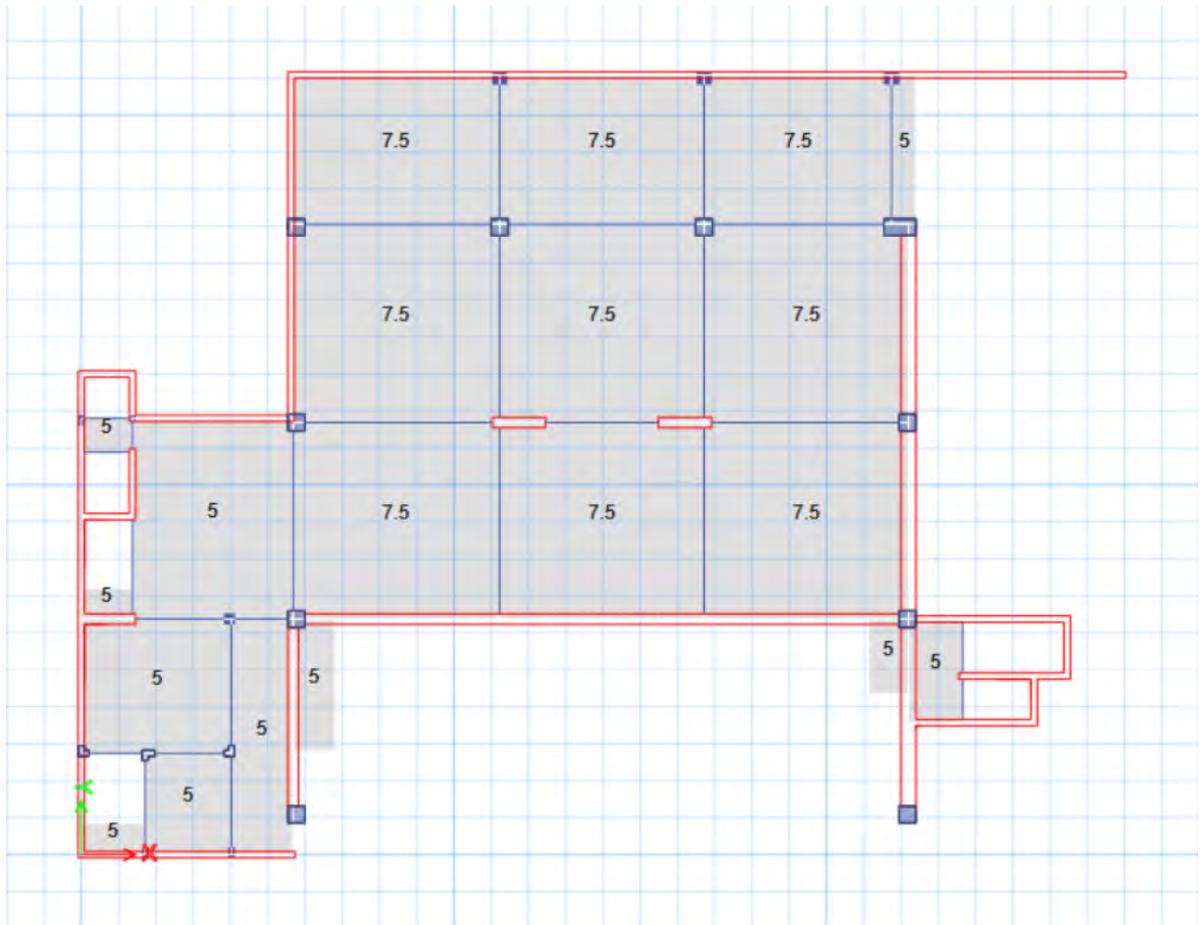
Εικόνα 5.18: Φόρτιση πρόσθετων μόνιμων ADL.ROOF.CEILING κάτω επιπέδου δικτυωμάτων στέγης – Στάθμη +8.30 m

5.8 Κινητό φορτίο

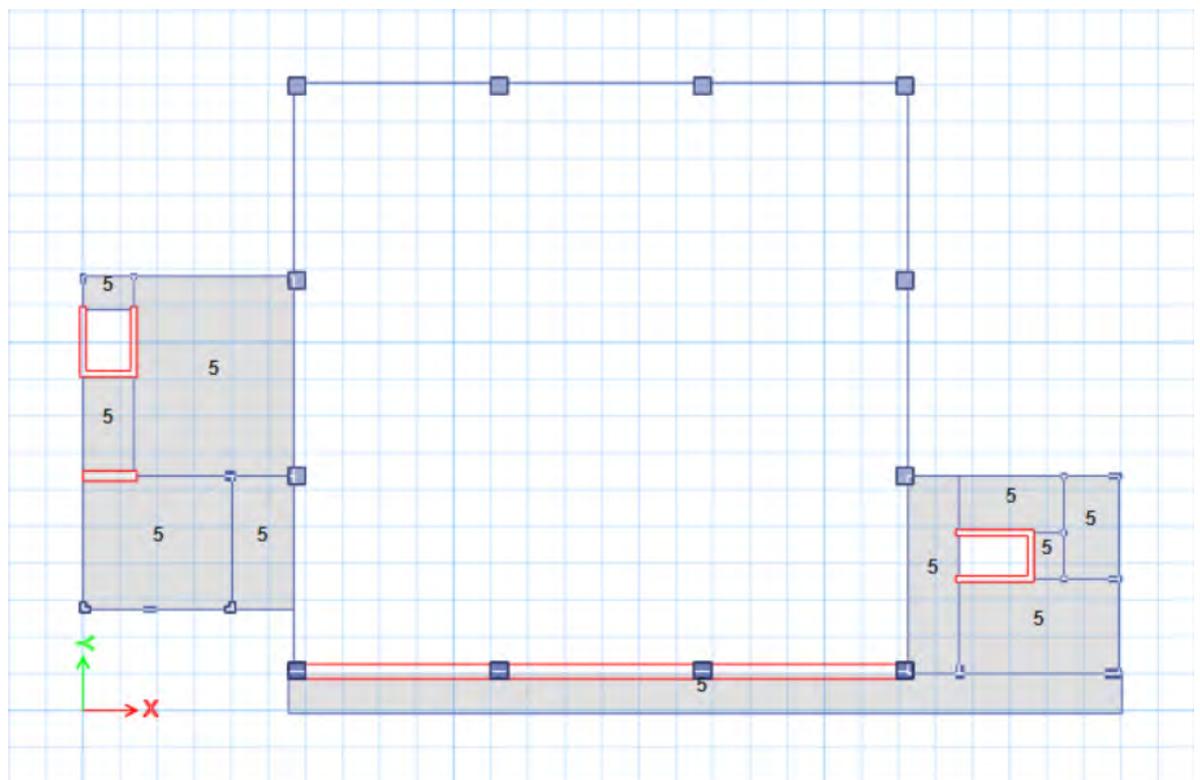
Λήφθηκαν υπόψη τα φορτία που παρουσιάστηκαν στα παρακάτω σχήματα. Το κινητό φορτίο των πλακών του γηπέδου και των κερκίδων επιλέχθηκε να είναι 7.5 kN/m^2 λόγω κανονισμών. Το κινητό φορτίο αντιστοιχίζεται στη φόρτιση με ταυτότητα LIVE.



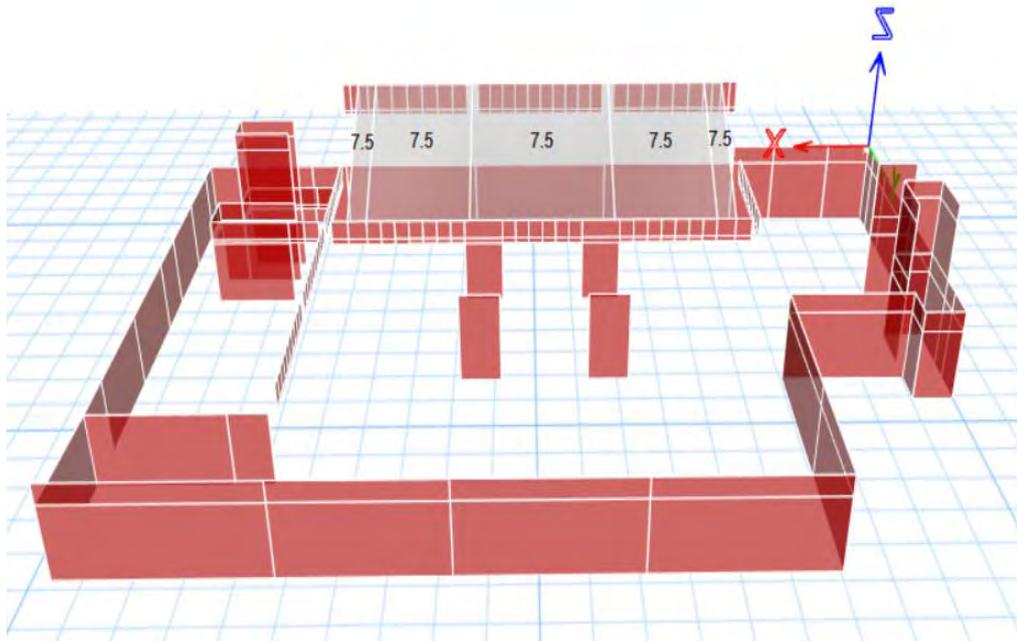
Εικόνα 5.19: Φόρτιση κινητών φορτίων LIVE στην οροφή υπόγειου – Στάθμη -1.00 m



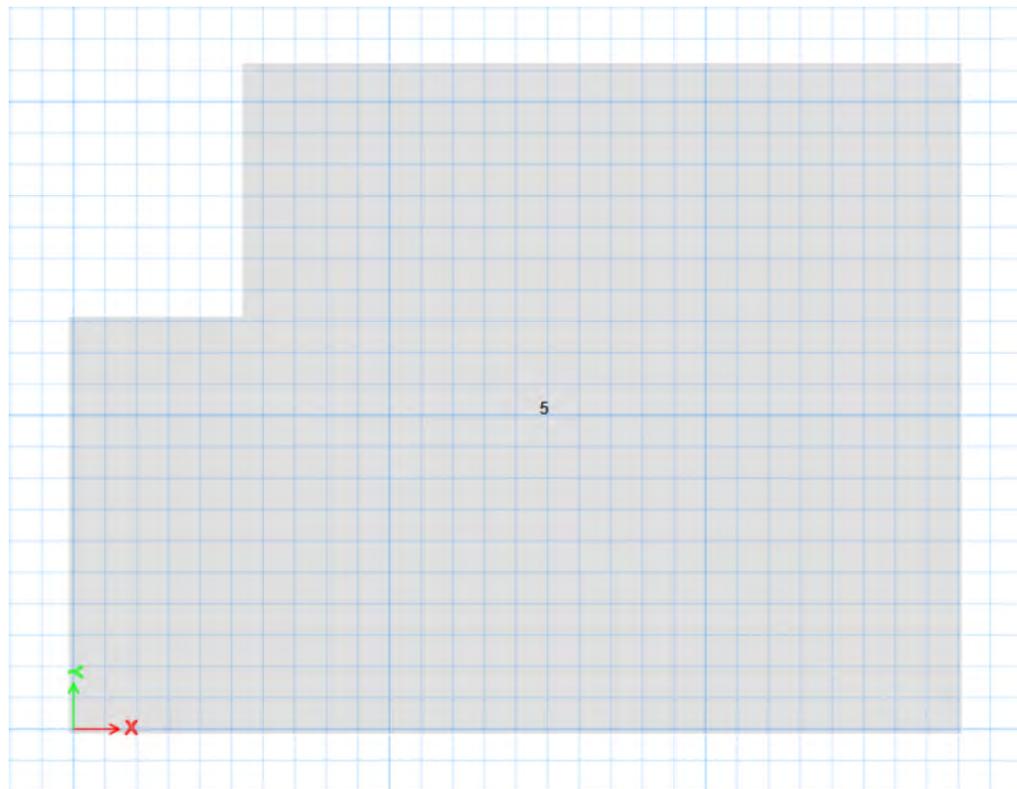
Εικόνα 5.20: Φόρτιση κινητών φορτίων LIVE στην οροφή ισογείου – Στάθμη ±0.00 m



Εικόνα 5.21: Φόρτιση κινητών φορτίων LIVE στην οροφή περιφερειακών κτιρίων – Στάθμη +3.00 m



Εικόνα 5.22: Φόρτιση κινητών φορτίων LIVE στις Κερκίδες

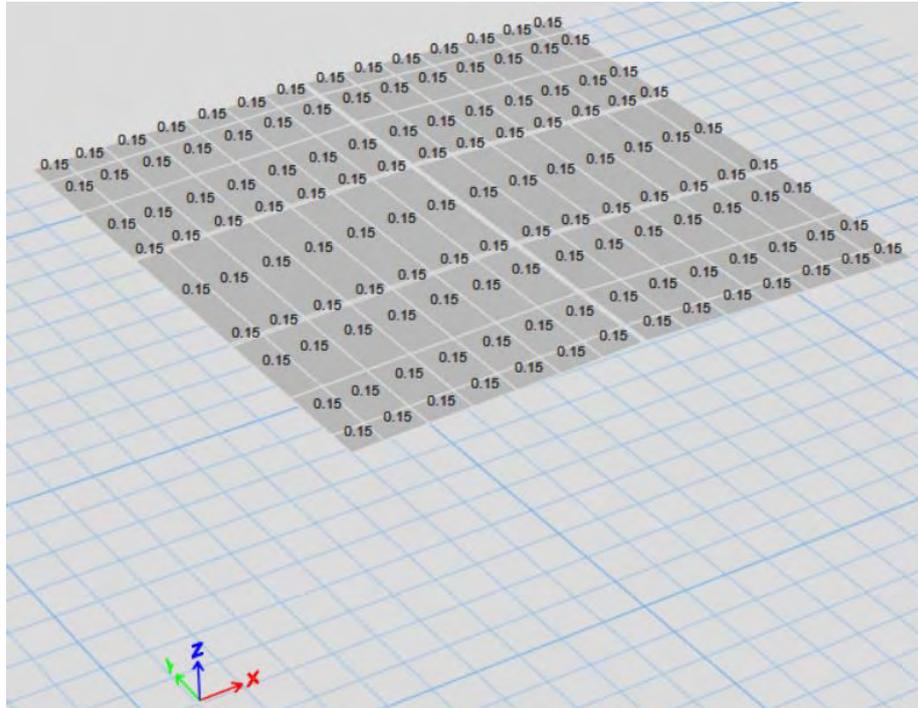


Εικόνα 5.23: Φόρτιση κινητών φορτίων LIVE στην άνω στάθμη πλάκας κοιτόστρωσης – Στάθμη -4.60

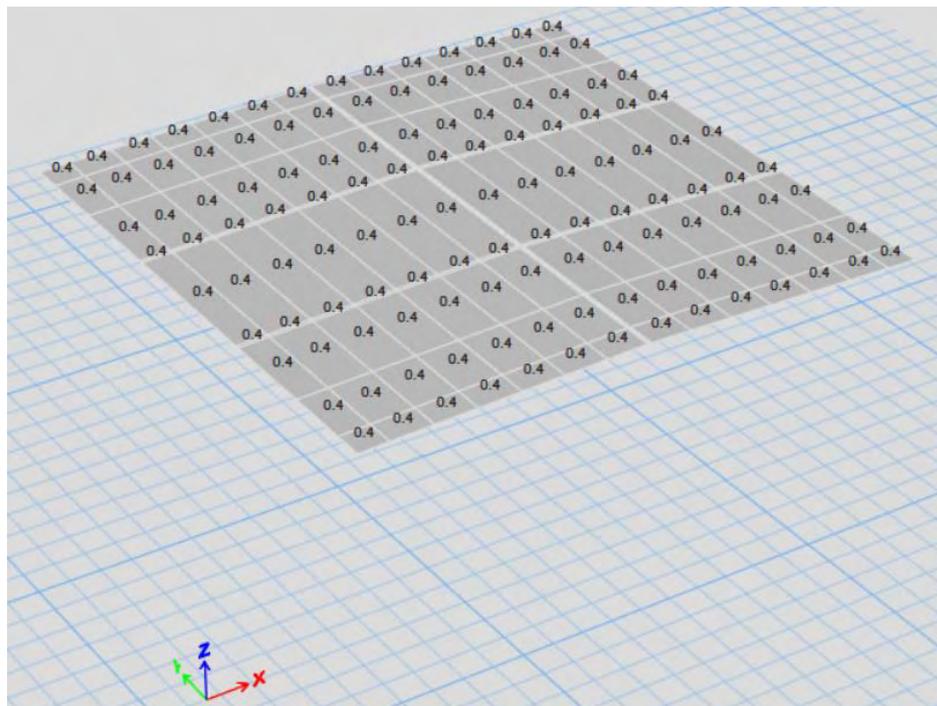
m

5.9 Φορτία φωτοβολταϊκών

Λήφθηκαν υπόψη τα φορτία που παρουσιάστηκαν στα παρακάτω σχήματα. Η ευμενής φόρτιση των φωτοβολταϊκών είναι 0.15 kN/m^2 και αντιστοιχίζεται στη φόρτιση με ταυτότητα ADL.R.INF. Η δυσμενής φόρτιση των φωτοβολταϊκών είναι 0.40 kN/m^2 και αντιστοιχίζεται στη φόρτιση με ταυτότητα ADL.R.SUP.



Εικόνα 5.24: Φόρτιση φωτοβολταϊκών ADL.R.INF στην οροφή στέγης – Στάθμη +11.00 m



Εικόνα 5.25: Φόρτιση φωτοβολταϊκών ADL.R.SUP στην οροφή στέγης – Στάθμη +11.00 m

5.10 Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού υπολογίστηκε με βάση τις διατάξεις του μέρους 1-3 του Ευρωκώδικα 1. Η χαρακτηριστική τιμή του χιονιού προέκυψε από τη σχέση $S_k = S_{k,0}[1 + (A/917)^2]$, όπου

- $S_{k,0}$ είναι το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού σε έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας ($A = 0$).
- A είναι το υψόμετρο της τοποθεσίας πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας (σε m). Το υψόμετρο A μετριέται με ακρίβεια 100 m. Το υψόμετρο στρογγυλεύεται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα.

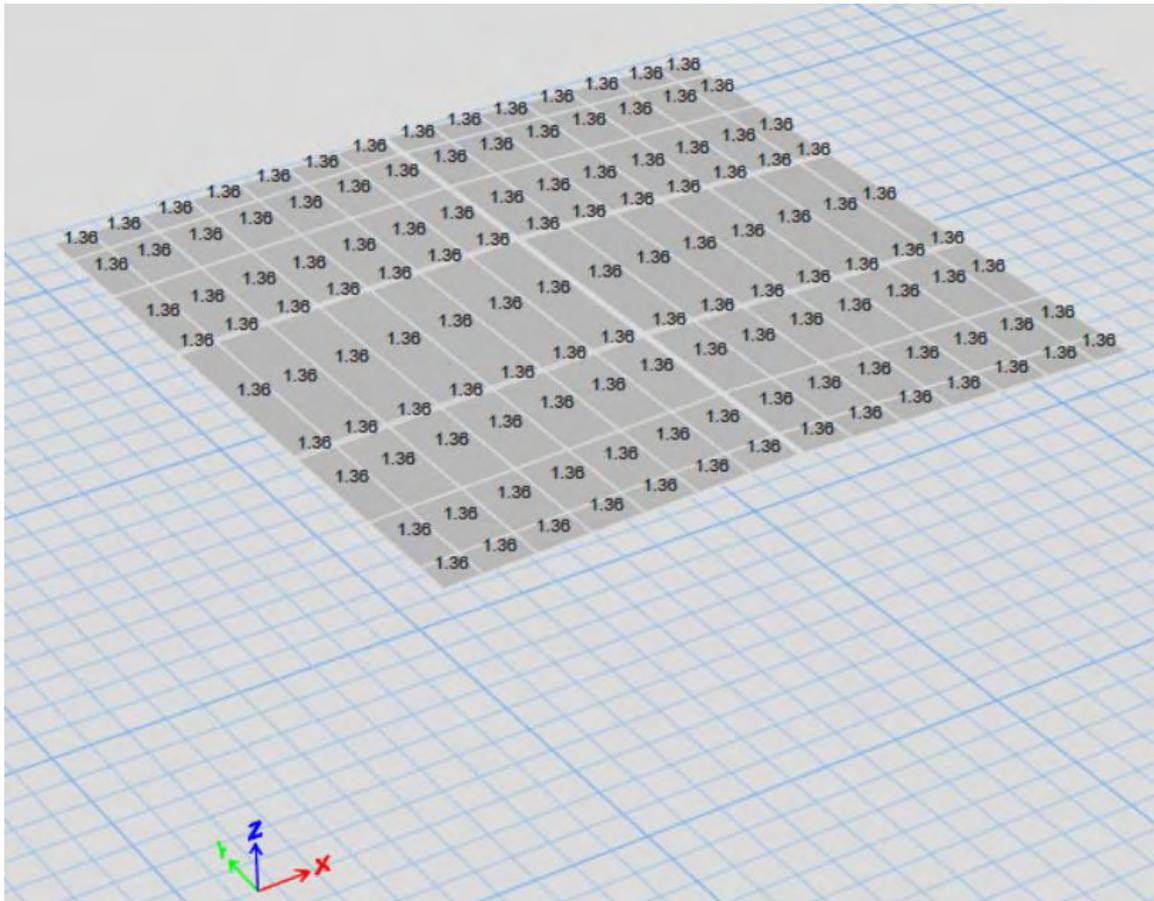
Η περιοχή του Βόλου βρίσκεται στην Ζώνη Γ άρα $S_{k,0} = 1.7 \text{ kN/m}^2$. Το υψόμετρο της τοποθεσίας του κτιρίου είναι στην στάθμη της θάλασσας άρα $A = 0$. Άρα η χαρακτηριστική τιμή του χιονιού είναι $S_k = 1.7 \text{ kN/m}^2$.

Το φορτίο του χιονιού στη στέγη υπολογίστηκε από τη σχέση $S = \mu_i C_e C_t S_k$, όπου:

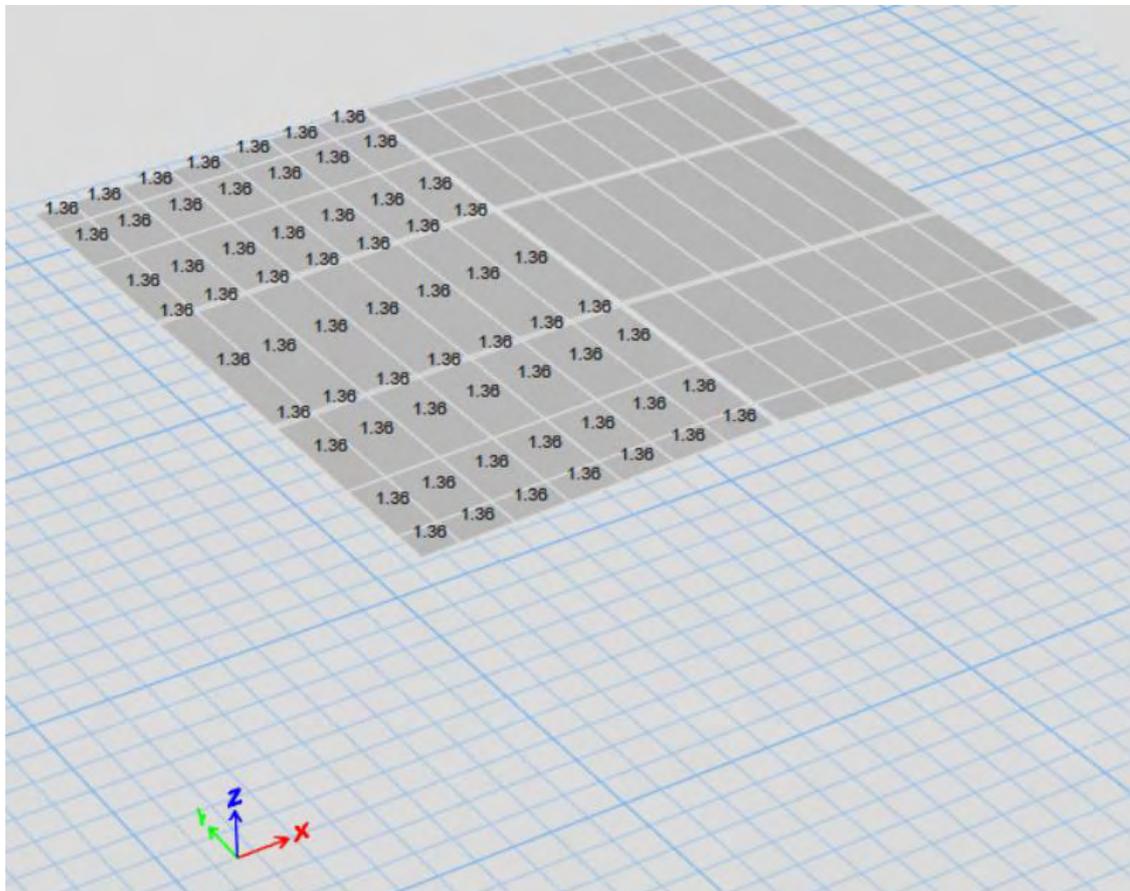
- μ_i ο συντελεστής σχήματος της χιονοφόρτισης
- C_e ο συντελεστής έκθεσης
- C_t ο θερμικός συντελεστής
- S_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στο έδαφος

Σύμφωνα με την παράγραφο 5.3 και παράρτημα Β του EN 1991-1-3:2002 το μ_i είναι 0.8. Το C_e λήφθηκε ίσο με 1. Το C_t σύμφωνα με την παράγραφο 5.2 (7) του EN 1991-1-3:2003 λήφθηκε ίσο με 1. Άρα το φορτίο του χιονιού στη στέγη είναι $S = 1.36 \text{ kN/m}^2$.

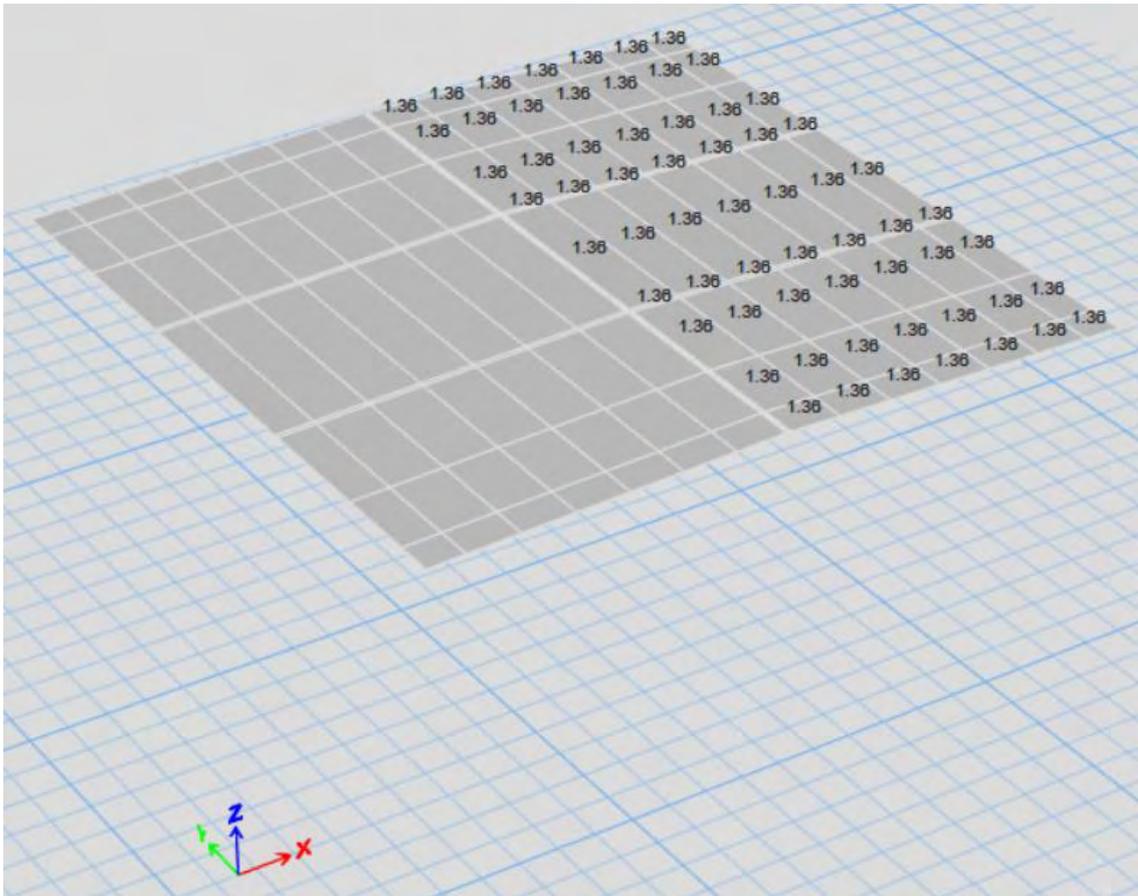
Λήφθηκαν υπόψη 3 περιπτώσεις φόρτισης με χιόνι. Η 1^η φόρτιση είναι καθολική δηλαδή είναι σε όλη την στέγη με φορτίο 1.36 kN/m^2 και ταυτότητα SNOW. Η 2^η φόρτιση είναι στο αριστερό τμήμα της στέγης με φορτίο 1.36 kN/m^2 και ταυτότητα SNOW.L. Η 3^η φόρτιση είναι στο δεξιό τμήμα της στέγης με φορτίο 1.36 kN/m^2 και ταυτότητα SNOW.R.



Εικόνα 5.26: Φόρτιση χιονιού SNOW στην οροφή στέγης – Στάθμη +11.00 m



Εικόνα 5.27: Φόρτιση χιονιού SNOW.L στην οροφή στέγης – Στάθμη +11.00 m



Εικόνα 5.28: Φόρτιση χιονιού SNOW.R στην οροφή στέγης – Στάθμη +11.00 m

5.11 Φορτίο ανέμου

Η βασική ταχύτητα του ανέμου υπολογίστηκε από την εξίσωση $v_b = c_{dir}c_{season}v_{b,0}$, όπου:

- v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II
- $v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου
- c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης
- c_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ ορίζεται σε 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και σε 27 m/s για την υπόλοιπη Χώρα. Η τιμή του συντελεστή διεύθυνσης c_{dir} για διάφορες διευθύνσεις ανέμου είναι ίση με 1.0. Η τιμή του εποχικού συντελεστή c_{season} είναι ίση με 1.0. Άρα $v_b = 33$ m/s.

Ο συντελεστής τραχύτητας, $c_r(z)$, λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και της

τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου.

Όταν $z_{min} \leq z \leq z_{max}$ τότε $c_r(z) = k_r \ln(z/z_0)$ και όταν $z \leq z_{min}$ τότε $c_r(z) = c_r(z_{min})$, όπου

- z_0 είναι το μήκος τραχύτητας
- z_{max} πρέπει να λαμβάνεται 200 m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Παράρτημα
- k_r είναι ο συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας Z_0 και υπολογίζεται από την σχέση $k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07}$

Η κατηγορία του εδάφους είναι II άρα είναι $z_0 = 0.003$ και $z_{0,II} = 0.05$ m, Πίνακας 5.1. Άρα $k_r = 0.156$.

Το μέγιστο ύψος λήφθηκε $z_{max} = 200$ m και το ελάχιστο ύψος για κατηγορία εδάφους II λήφθηκε $z_{min} = 1$ m. Το ύψος του κτιρίου είναι $z = 10.8$ m άρα $c_r(z) = 1.277$. Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου, v_b , και δίνεται από την εξίσωση $v_m(z) = c_r(z)c_0(z)v_b$, όπου:

- $c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας
- $c_0(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους, που λαμβάνεται ως 1.0 εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στην 4.3.3

Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίστηκε $c_r(z) = 1.277$ και ο τοπογραφικός συντελεστής είναι $c_0(z) = 1$. Άρα $v_m(z) = 42.165$ m/s.

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου.

Όταν $z_{min} \leq z \leq z_{max}$ τότε $c_r(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$ και όταν $z \leq z_{min}$ τότε $I_v(z) =$

$I_v(z_{min})$, όπου

- k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του k_I που θα χρησιμοποιηθεί σε μια χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή του $k_I = 1.0$
- c_0 είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους όπως περιγράφεται στην 4.3.3
- z_0 είναι το μήκος τραχύτητας, Πίνακας 5.1

Το ελάχιστο ύψος για κατηγορία εδάφους II είναι $z_{min} = 1$ m και το μέγιστο ύψος λαμβάνεται $z_{max} = 200$ m. Το ύψος του κτιρίου είναι $z = 10.8$ m άρα $I_v(z) = 0.122$.

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέση και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας υπολογίζεται από την εξίσωση $q_p(z) = [1 + 7I_v(z) \left(\frac{1}{2}\right)] \rho v_m^2(z) = c_e(z) q_b$, όπου:

- ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθυελλών

Η πυκνότητα αέρα είναι $\rho = 0.00125$ tn/m³. Άρα $q_p(z) = 2.062$ kN/m²

Πίνακας 5.1: Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους (EN 1991-1-4, πίνακας 4.1)

Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0.003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0.01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0.3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1	10

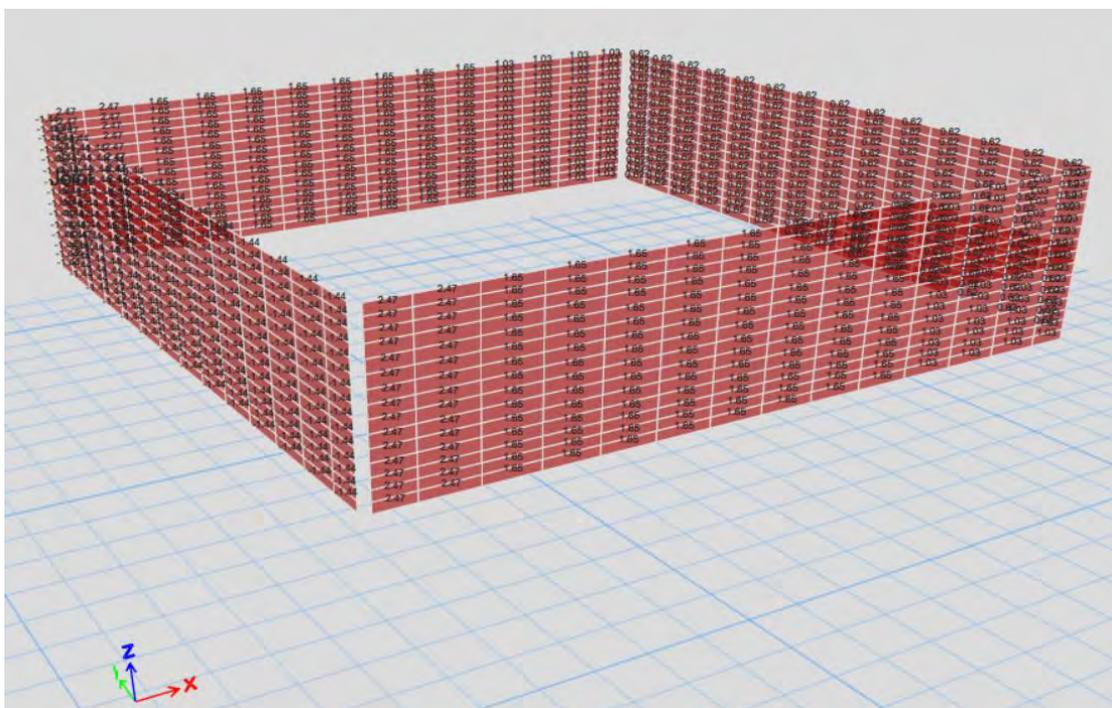
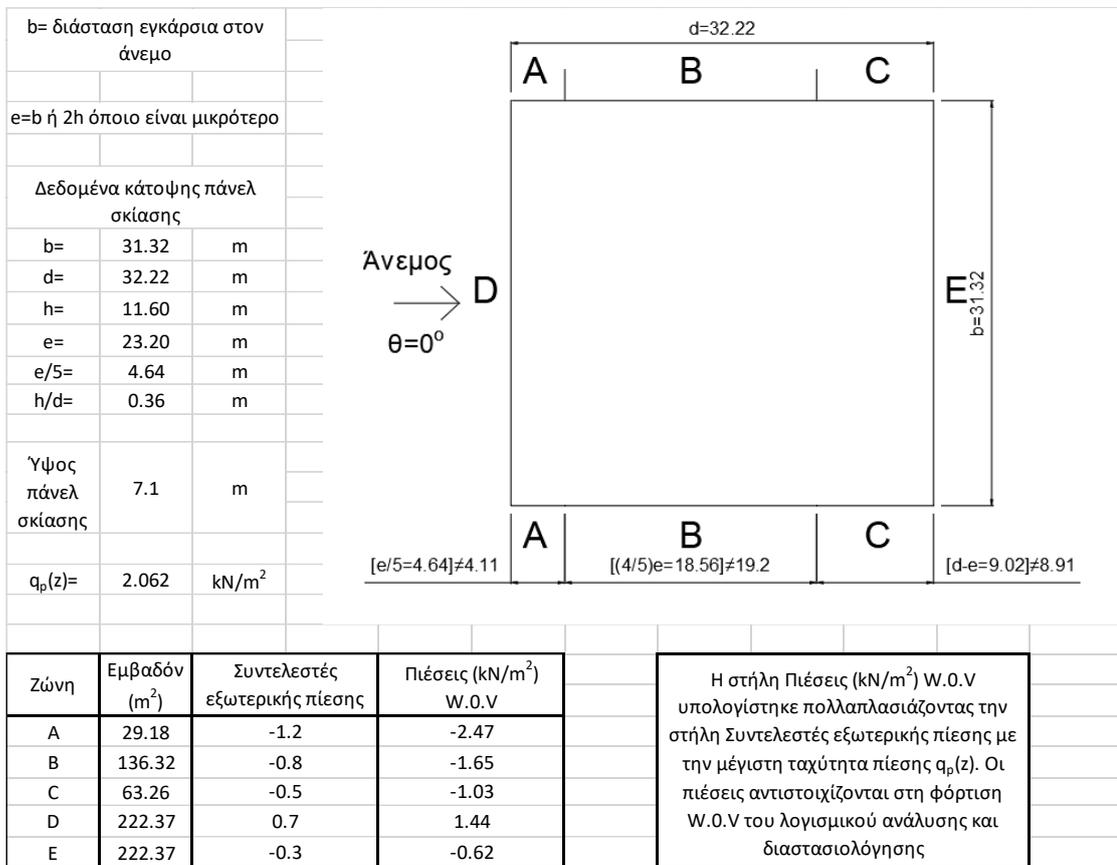
5.11.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ (ΠΑΝΕΛ ΣΚΙΑΣΗΣ)

5.11.1.1 Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) για τις 4 διευθύνσεις του ανέμου

5.11.1.1.1 Διεύθυνση ανέμου 0°

Πίνακας 5.2: Υπολογισμοί εξωτερικών πιέσεων επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) -

Διεύθυνση ανέμου 0°



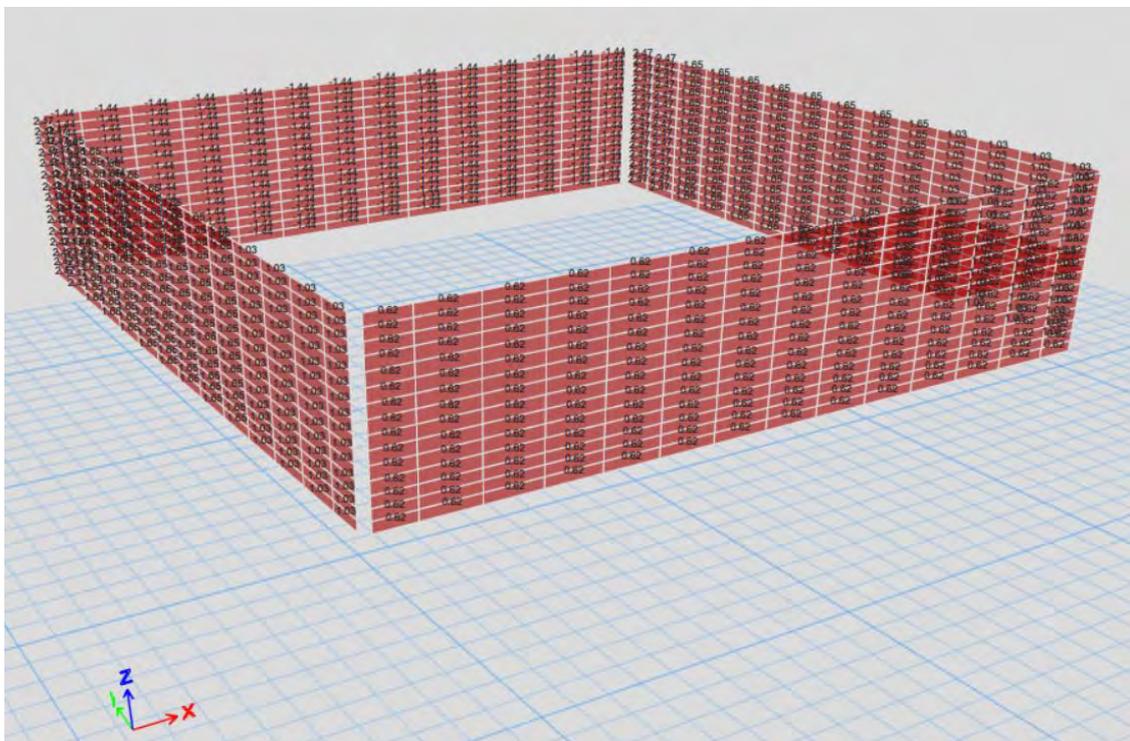
Εικόνα 5.29: Εξωτερικές πιέσεις επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) για την φόρτιση

W.0.V - Διεύθυνση ανέμου 0°

5.11.1.1.2 Διεύθυνση ανέμου 90°

Πίνακας 5.3: Υπολογισμοί εξωτερικών πιέσεων επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) - Διεύθυνση ανέμου 90°

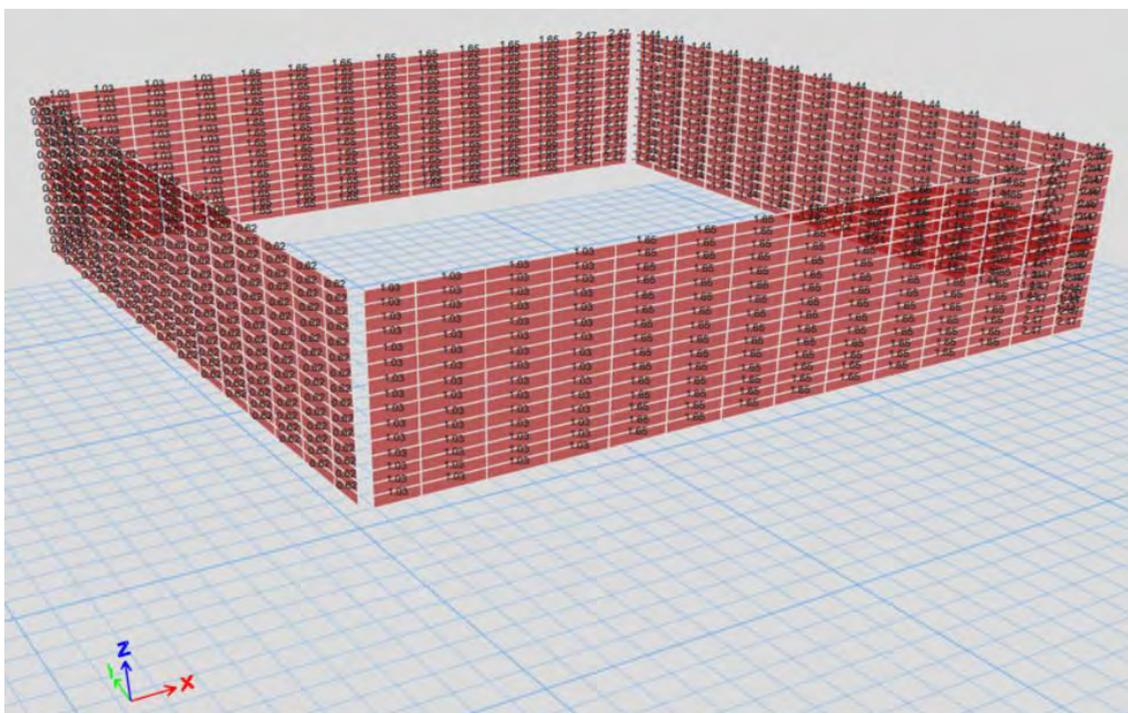
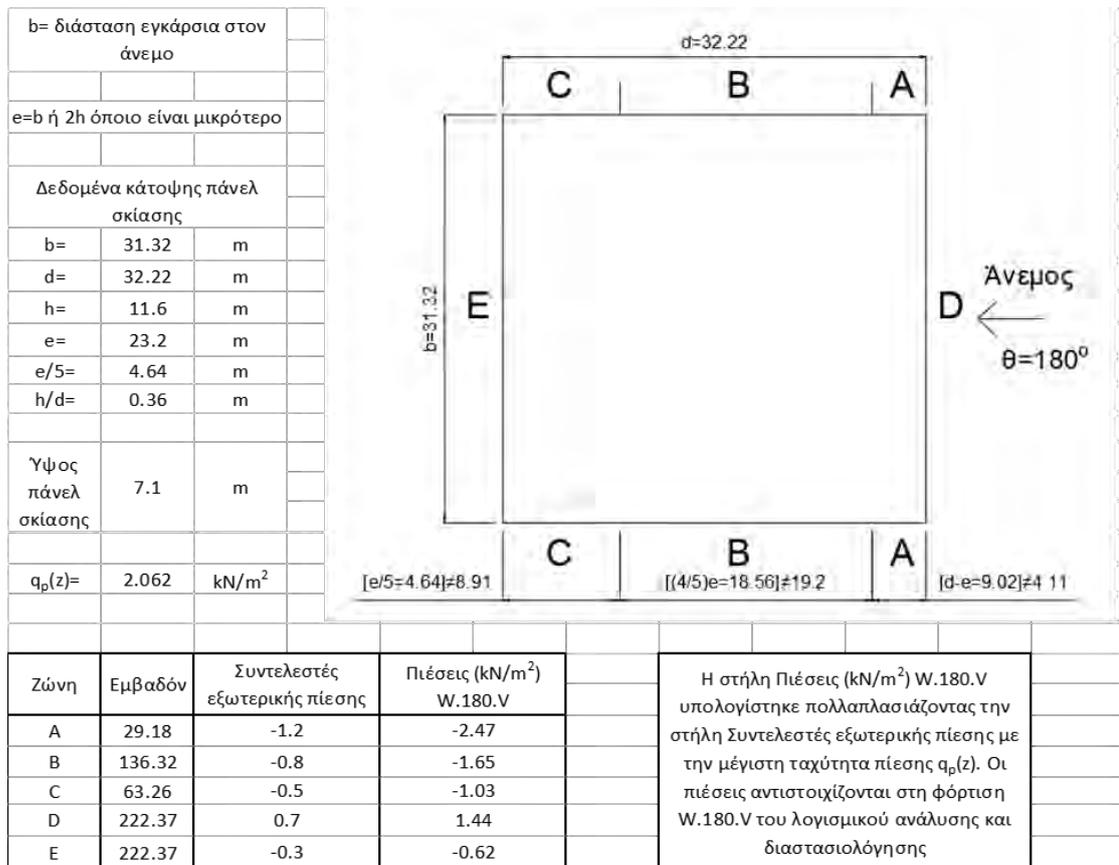
b= διάσταση εγκάρσια στον άνεμο					
e=b ή 2h όποιο είναι μικρότερο					
Δεδομένα κάτοψης πάνελ σκίασης					
b=	32.22	m			
d=	31.32	m			
h=	11.6	m			
e=	23.2	m			
e/5=	4.64	m			
h/d=	0.37	m			
Υψος πάνελ σκίασης	7.1	m			
$q_p(z)=$	2.062	kN/m ²			
Ζώνη	Εμβαδόν	Συντελεστές εξωτερικής πίεσης	Πιέσεις (kN/m ²) W.90.V	Η στήλη Πιέσεις (kN/m ²) W.90.V υπολογίστηκε πολλαπλασιάζοντας την στήλη Συντελεστές εξωτερικής πίεσης με την μέγιστη ταχύτητα πίεσης $q_p(z)$. Οι πιέσεις αντιστοιχίζονται στη φόρτιση W.90.V του λογισμικού ανάλυσης και διαστασιολόγησης	
A	29.18	-1.2	-2.47		
B	132.06	-0.8	-1.65		
C	61.13	-0.5	-1.03		
D	222.37	0.7	1.44		
E	222.37	-0.3	-0.62		



Εικόνα 5.30: Εξωτερικές πιέσεις επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) για την φόρτιση W.90.V - Διεύθυνση ανέμου 90°

5.11.1.1.3 Διεύθυνση ανέμου 180°

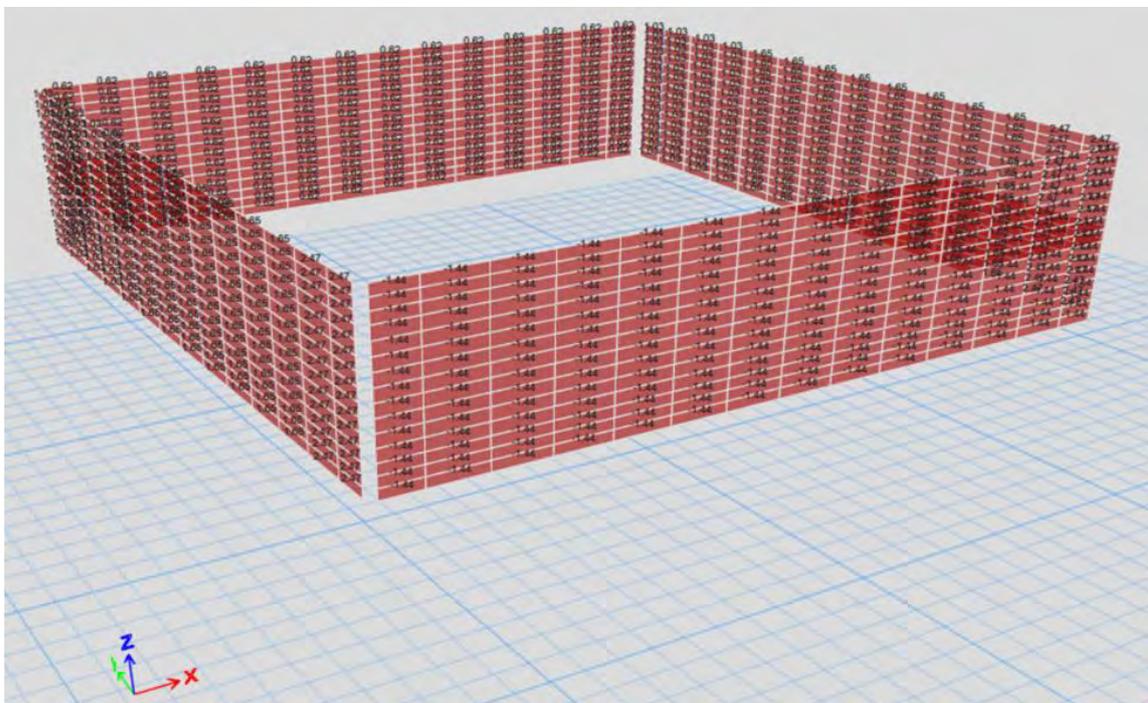
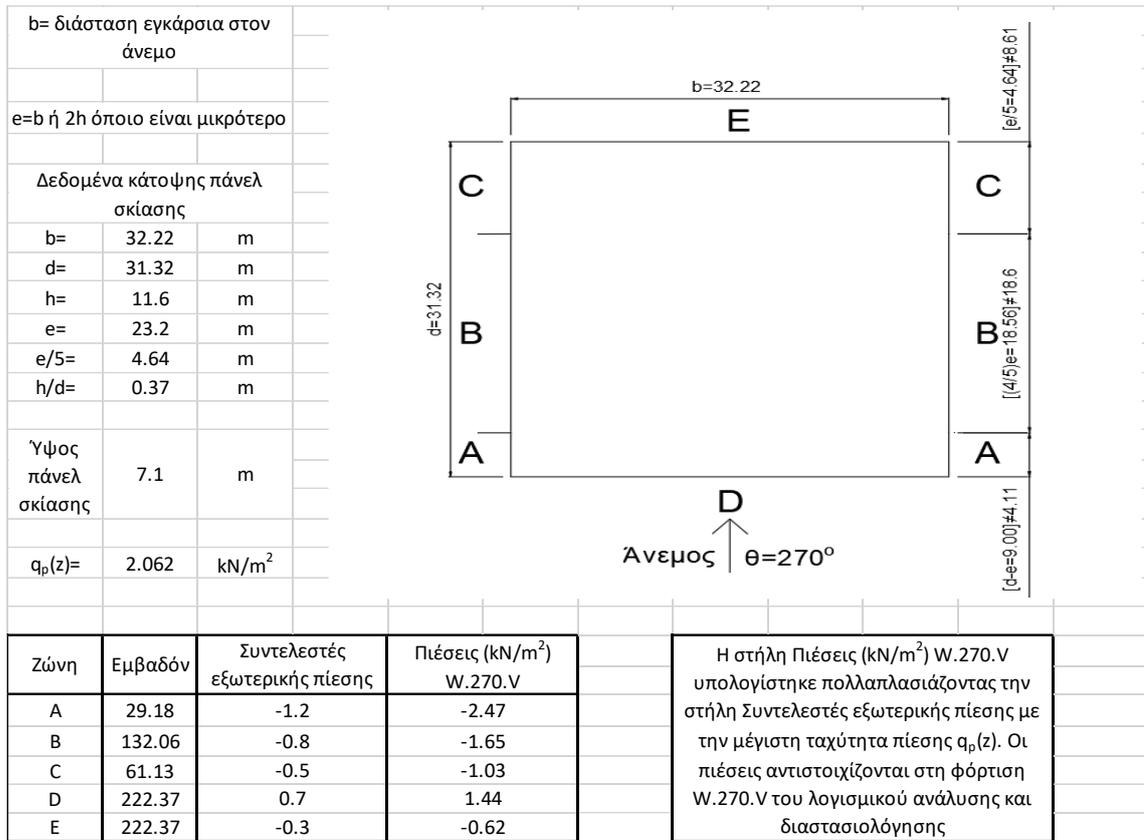
Πίνακας 5.4: Υπολογισμοί εξωτερικών πιέσεων επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) - Διεύθυνση ανέμου 180°



Εικόνα 5.31: Εξωτερικές πιέσεις επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) για την φόρτιση W.180.V - Διεύθυνση ανέμου 180°

5.11.1.1.4 Διεύθυνση ανέμου 270°

Πίνακας 5.5: Υπολογισμοί εξωτερικών πιέσεων επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) - Διεύθυνση ανέμου 270°



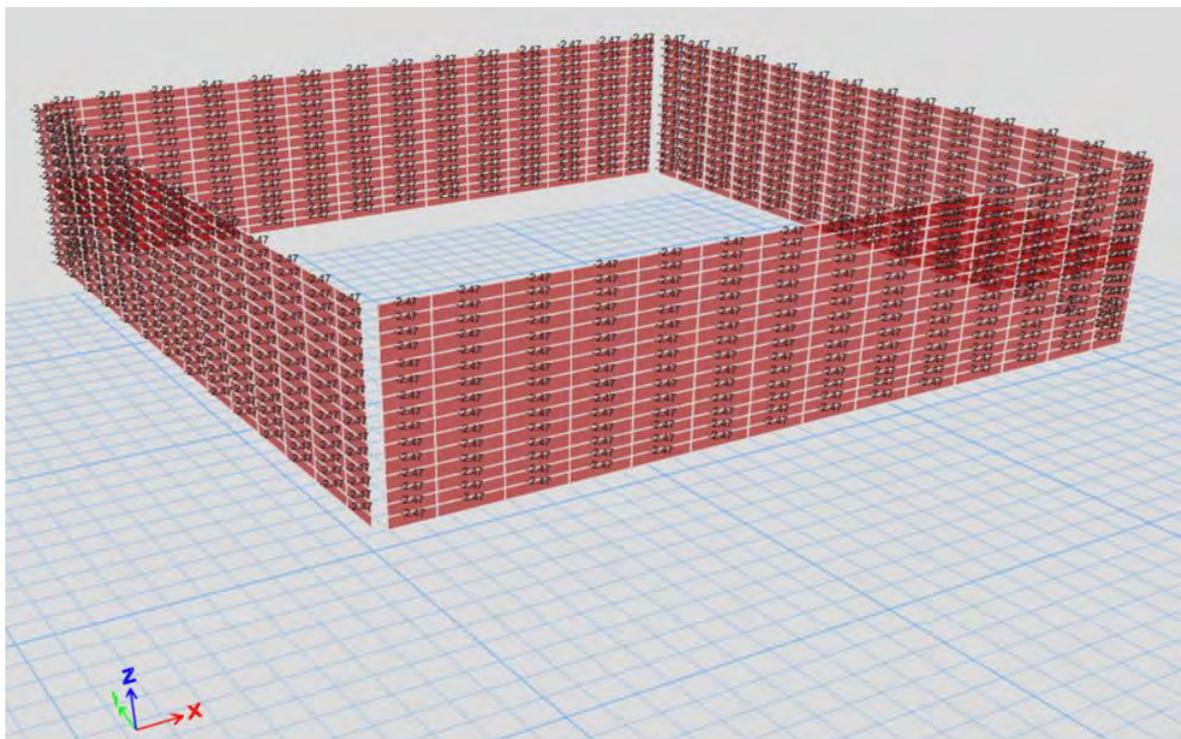
Εικόνα 5.32: Εξωτερικές πιέσεις επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) για την φόρτιση W.270.V - Διεύθυνση ανέμου 270°

5.11.1.2 Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) του κτιρίου ως ελεύθερα ιστάμενοι τοίχοι

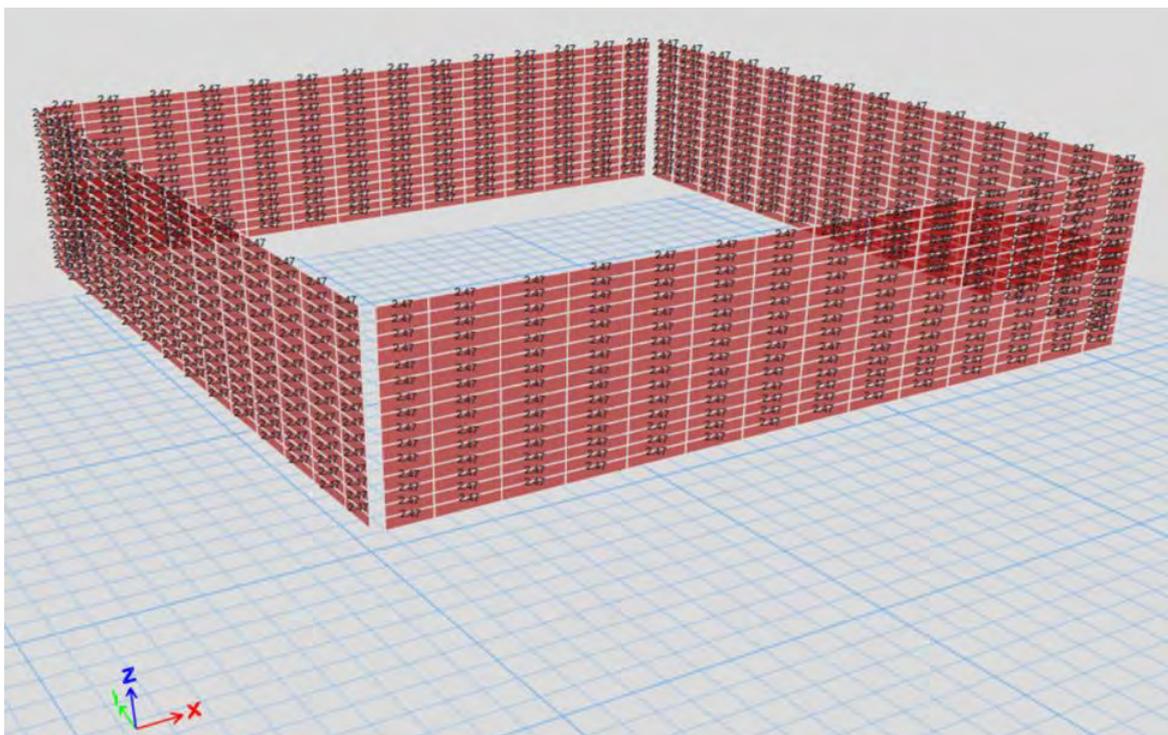
Πίνακας 5.6: Υπολογισμοί εξωτερικών πιέσεων επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) ως ελεύθερα ιστάμενοι τοίχοι

$q_p(z)=$	2.062	kN/m ²		
Ζώνη	Συντελεστές εξωτερικής πίεσης		Πιέσεις (kN/m ²)	
			W.FSW.N	W.FSW.P
A	-1.2	1.2	-2.47	2.47
B	-1.2	1.2	-2.47	2.47
C	-1.2	1.2	-2.47	2.47
D	-1.2	1.2	-2.47	2.47
E	-1.2	1.2	-2.47	2.47

Η στήλη Πιέσεις (kN/m²) υπολογίστηκε πολλαπλασιάζοντας την στήλη Συντελεστές εξωτερικής πίεσης με την μέγιστη ταχύτητα πίεσης $q_p(z)$. Οι πιέσεις αντιστοιχίζονται στη φόρτιση W.FSW.N και W.FSW.P του λογισμικού ανάλυσης και διαστασιολόγησης



Εικόνα 5.33: Εξωτερικές πιέσεις επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) για την φόρτιση W.FSW.P



Εικόνα 5.34: Εξωτερικές πιέσεις επί των κατακόρυφων επιφανειών (πάνελ σκίασης) για την φόρτιση W.FSW.N

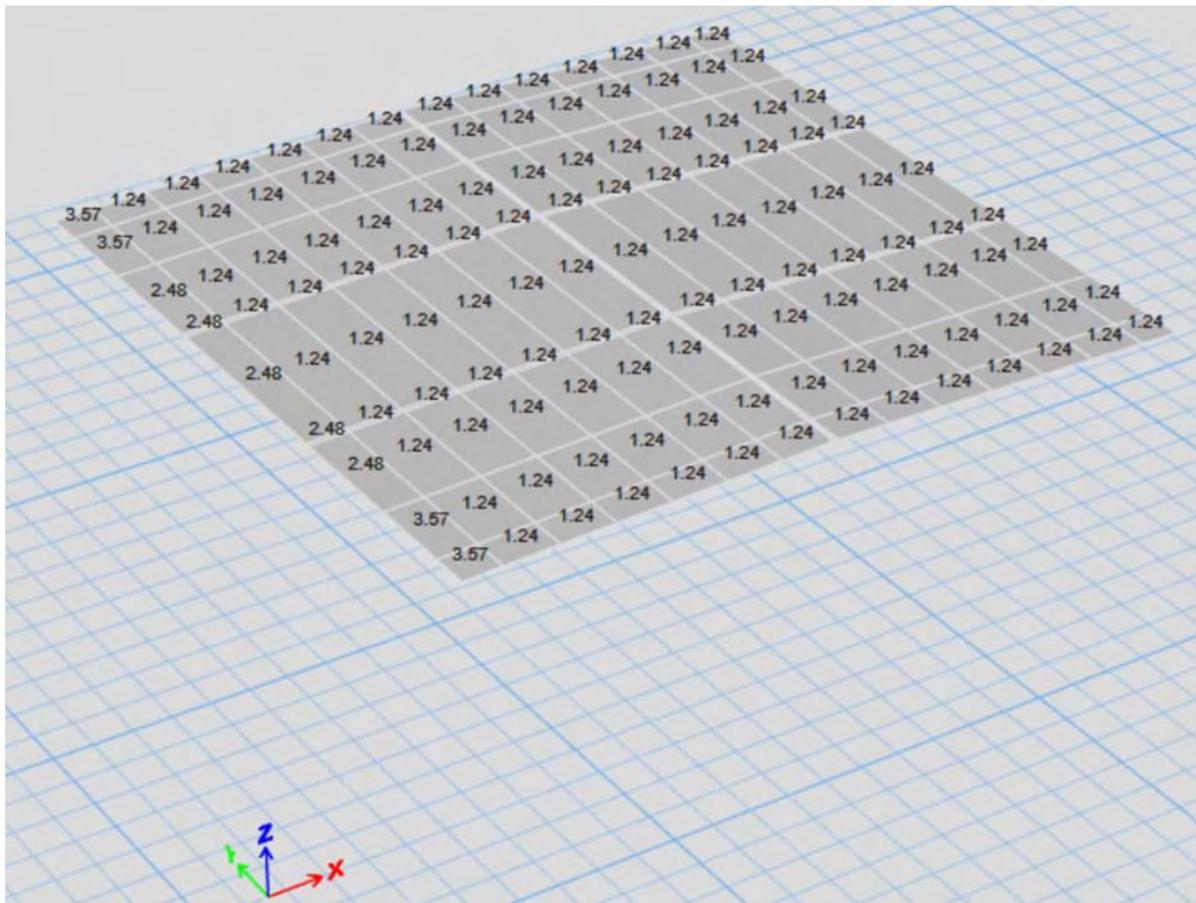
5.11.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΤΗΣ ΣΤΕΓΗΣ ΓΙΑ ΤΙΣ 4 ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΤΟΥ ΑΝΕΜΟΥ

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ λήφθηκαν από τον πίνακα 7.4α του Ευρωκώδικα 1. Οι $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ δίνονται για φορτιζόμενες επιφάνειες A του 1 m^2 και 10 m^2 . Αν η φορτιζόμενη επιφάνεια είναι μικρότερη του 1 m^2 ή μεγαλύτερη των 10 m^2 τότε πάλι δύναται να ληφθούν οι τιμές του Πίνακα 7.4α. Εάν $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$ τότε οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται από τον τύπο $c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A$. Παρόλο που η στέγη είχε κλίση 1.77° περίπου, λήφθηκαν οι τιμές των 5° διότι δεν υπήρχαν μικρότερες θετικές τιμές και ως εκ τούτου δεν ήταν δυνατόν να πραγματοποιηθεί γραμμική παρεμβολή. Τα εμβαδά των περιοχών F, G, H, I, J ήταν πάνω από 10 m^2 άρα λήφθηκαν οι τιμές του $c_{pe,10}$

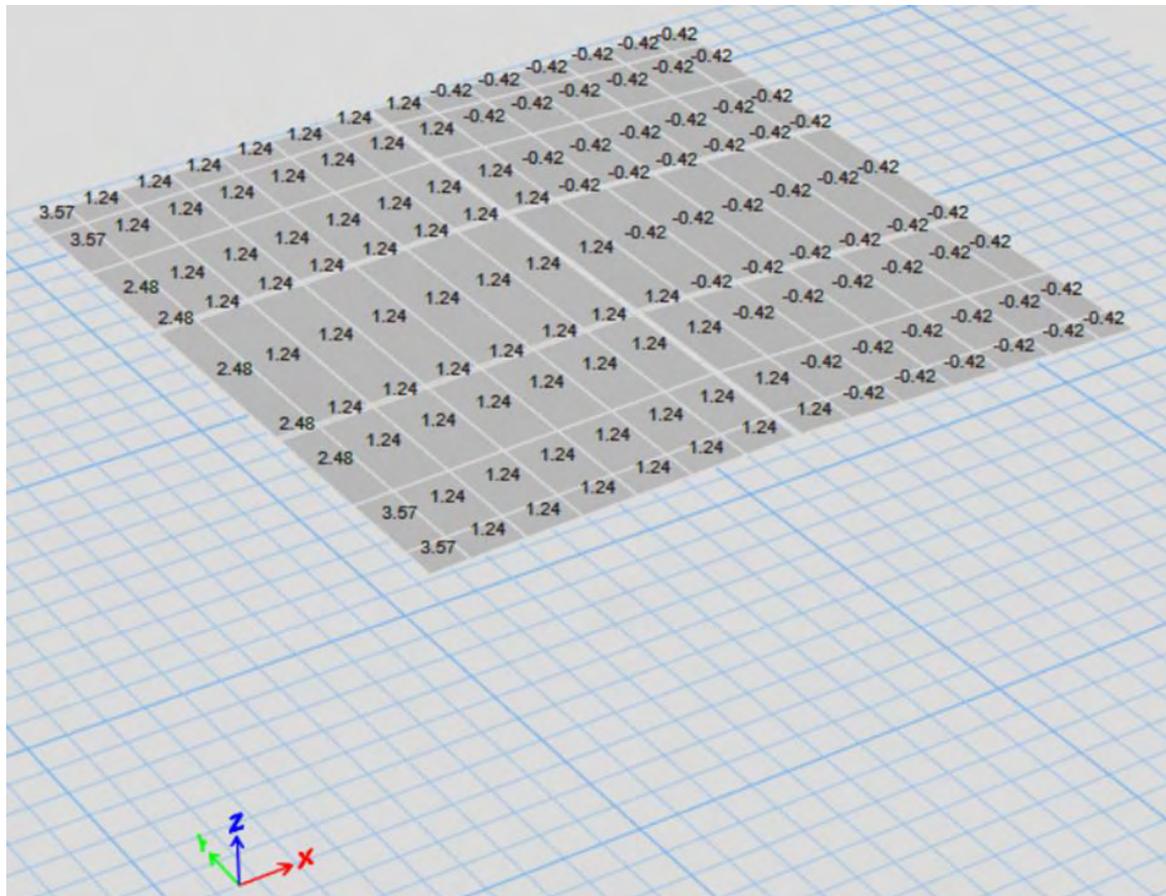
5.11.2.1 Διεύθυνση ανέμου 0°

Πίνακας 5.7: Υπολογισμοί των εξωτερικών πιέσεων επί της στέγης - Διεύθυνση ανέμου 0°

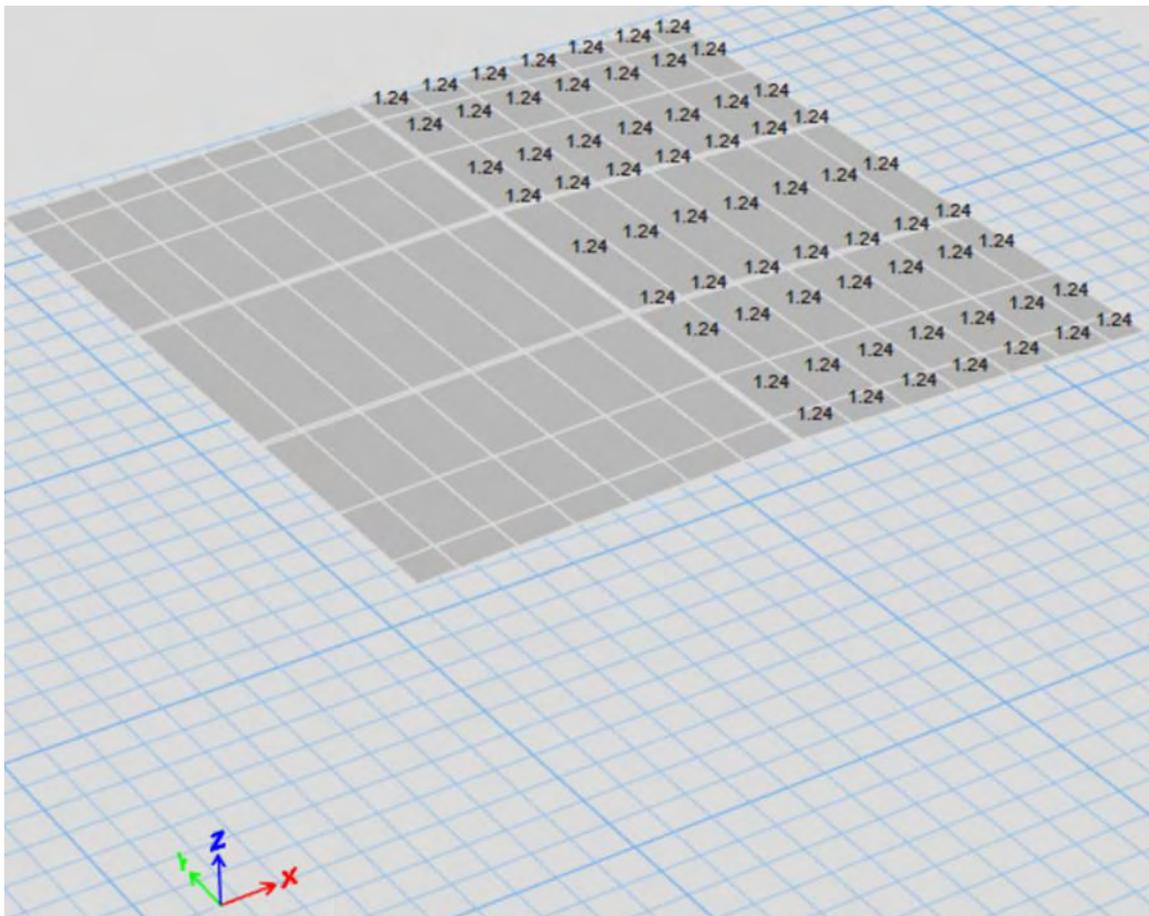
b= διάσταση εγκάρσια στον άνεμο										
e=b ή 2h όποιο είναι μικρότερο										
Δεδομένα κάτοψης στέγης										
b=	31.32	m								
d=	32.22	m								
h=	10.8	m								
e=	21.6	m								
e/10=	2.16	m								
e/4=	5.4	m								
q _p (z)=	2.062	kN/m ²								
		Γωνία Στέγης 1.77°								
Ζώνη	Εμβαδόν (m ²)	Συντελεστές εξωτερικής πίεσης		Πιέσεις (kN/m ²)		Ζώνη	Τελικές Πιέσεις (kN/m ²)			
		min	max	min	max		W.O.R.C1 (Περ.1)	W.O.R.C2 (Περ.2)	W.O.R.C3 (Περ.3)	W.O.R.C4 (Περ.4)
F	9.23	-1.72	0	-3.55	0.00	F	-3.55	-3.55	0.00	0.00
G	35.09	-1.2	0	-2.47	0.00	G	-2.47	-2.47	0.00	0.00
H	451.01	-0.6	0	-1.24	0.00	H	-1.24	-1.24	0.00	0.00
I	451.01	-0.6	-0.6	-1.24	-1.24	I	-1.24	-1.24	-1.24	-1.24
J	75.17	-0.6	0.2	-1.24	0.41	J	-1.24	0.41	-1.24	0.41
Η στήλη Πιέσεις (kN/m ²) υπολογίστηκε πολλαπλασιάζοντας την στήλη Συντελεστές εξωτερικής πίεσης με την μέγιστη ταχύτητα πίεσης q _p (z). Οι 4 περιπτώσεις φόρτισης που προβλέπονται βάσει του Ευρωκώδικα, αντιστοιχίζονται στις φορτίσεις W.O.R.C1, W.O.R.C2, W.O.R.C3 και W.O.R.C4 του λογισμικού ανάλυσης και διαστασιολόγησης										



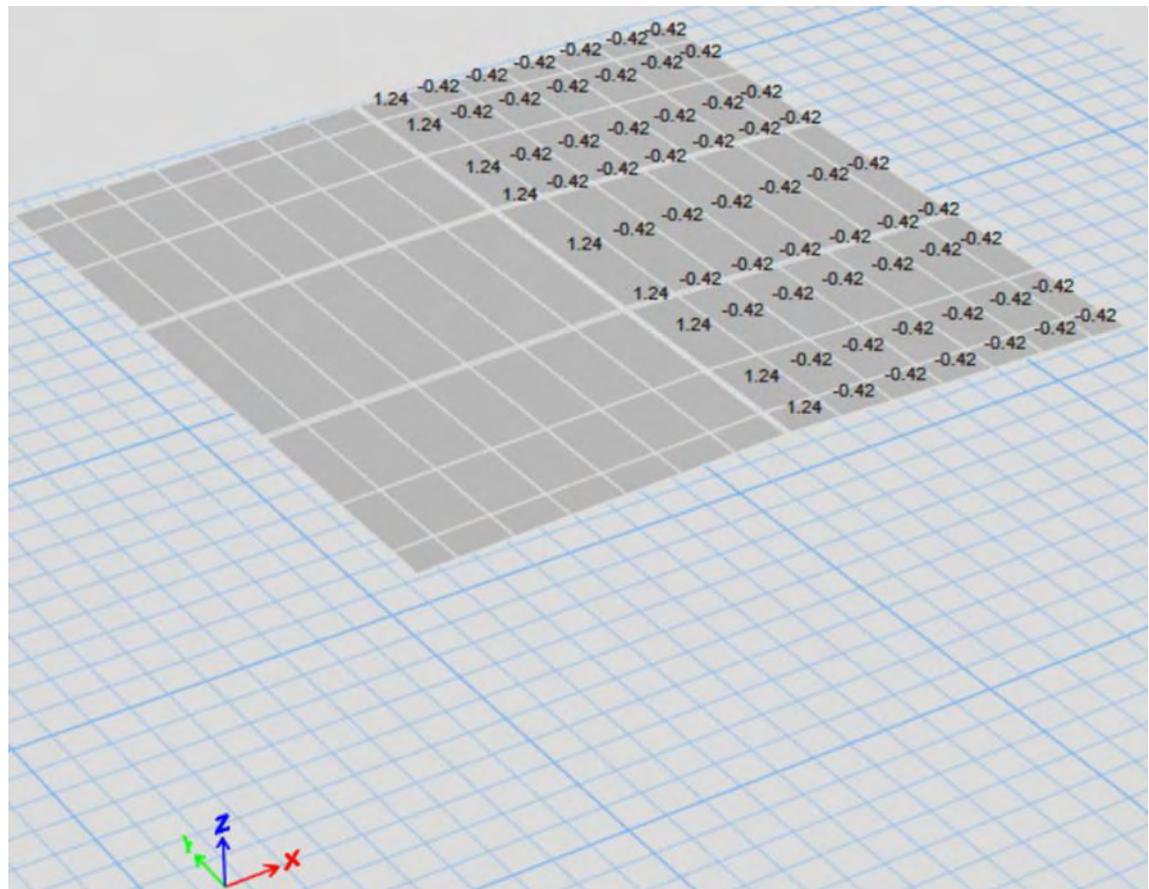
Εικόνα 5.35: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.O.R.C1 - Διεύθυνση ανέμου 0°



Εικόνα 5.36: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.O.R.C2 - Διεύθυνση ανέμου 0°



Εικόνα 5.37: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.0.R.C3 - Διεύθυνση ανέμου 0°

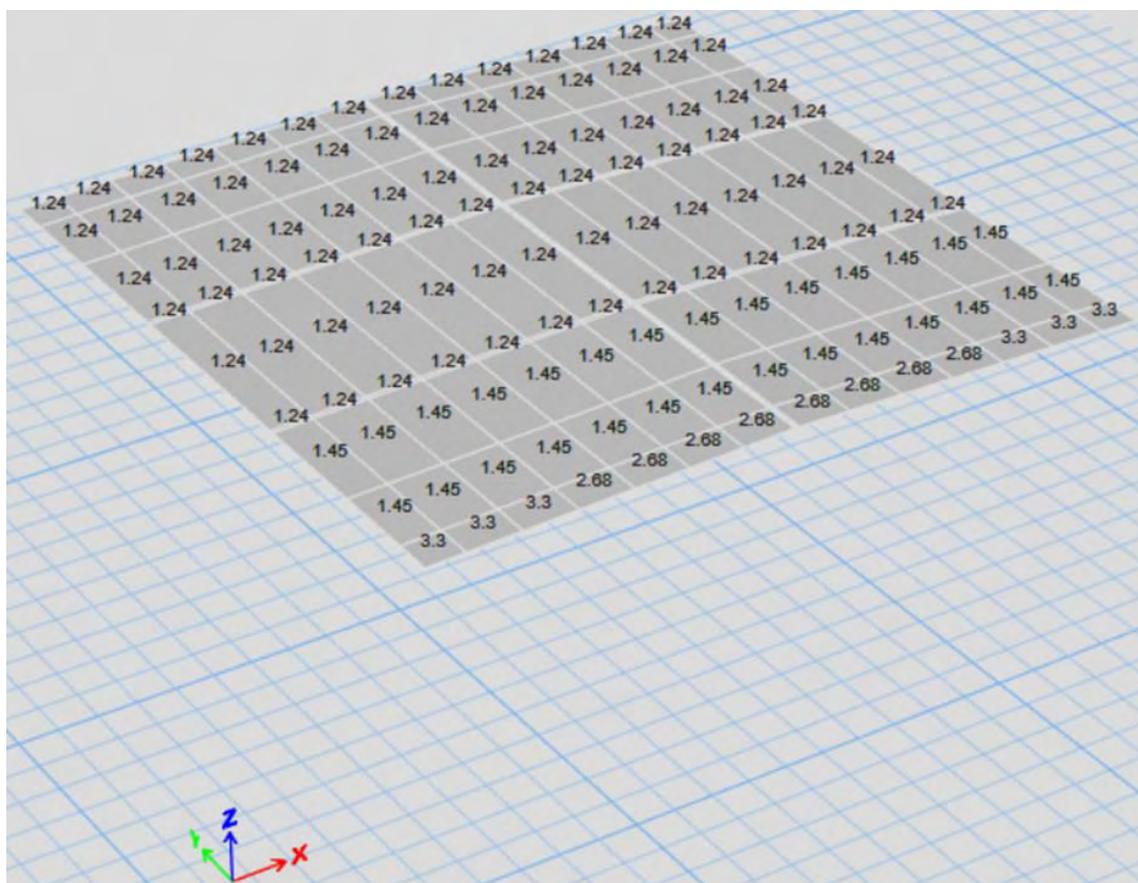


Εικόνα 5.38: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.0.R.C4 - Διεύθυνση ανέμου 0°

5.11.2.2 Διεύθυνση ανέμου 90°

Πίνακας 5.8: Υπολογισμοί των εξωτερικών πιέσεων επί της στέγης - Διεύθυνση ανέμου 90°

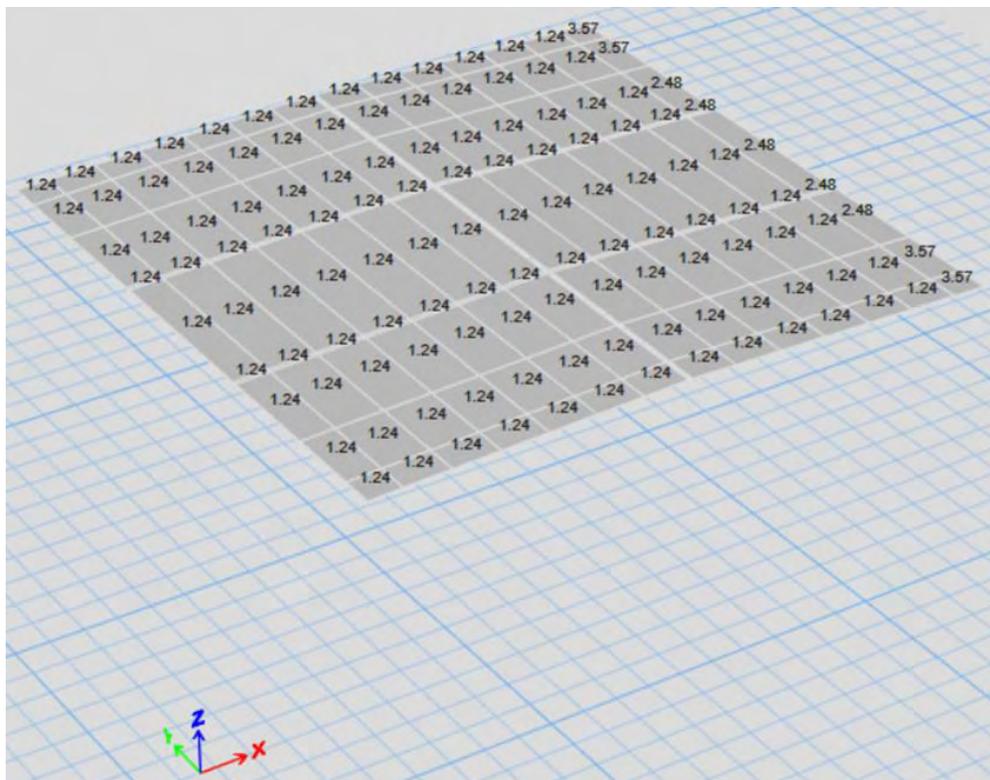
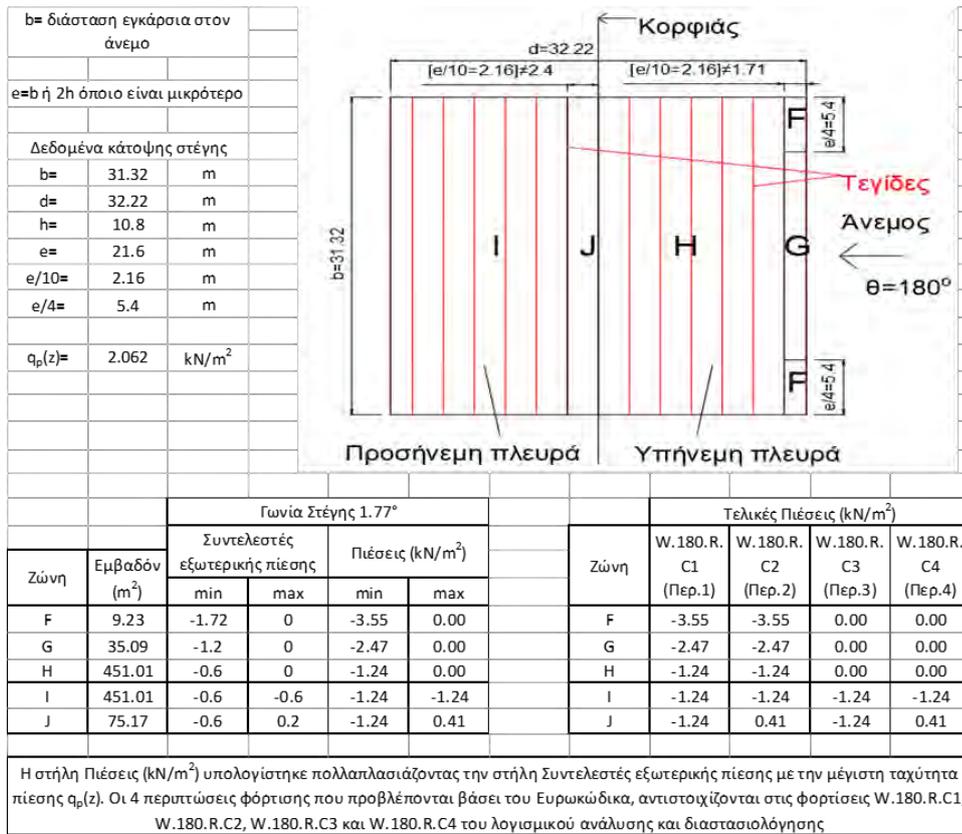
b= διάσταση εγκάρσια στον άνεμο										
e=b ή 2h όποιο είναι μικρότερο										
Δεδομένα κάτοψης στέγης										
b=	32.22	m								
d=	31.32	m								
h=	10.8	m								
e=	21.6	m								
e/10=	2.16	m								
e/4=	5.4	m								
e/2=	10.8	m								
q _p (z)=	2.062	kN/m ²								
Η στήλη Πιέσεις (kN/m ²) υπολογίστηκε πολλαπλασιάζοντας την στήλη Συντελεστές εξωτερικής πίεσης με την μέγιστη ταχύτητα πίεσης q _p (z). Τα δεξιά φορτία αντιστοιχίζονται στη φόρτιση W.90.R του λογισμικού ανάλυσης και διαστασιολόγησης						Γωνία Στέγης 1.77°				
							Ζώνη	Εμβαδόν (m ²)	Συντελεστές εξωτερικής πίεσης	Πιέσεις (kN/m ²)
							F	11.13	-1.6	-3.30
							G	32.83	-1.3	-2.68
							H	146.44	-0.7	-1.44
	I	330.58	-0.6	-1.24						



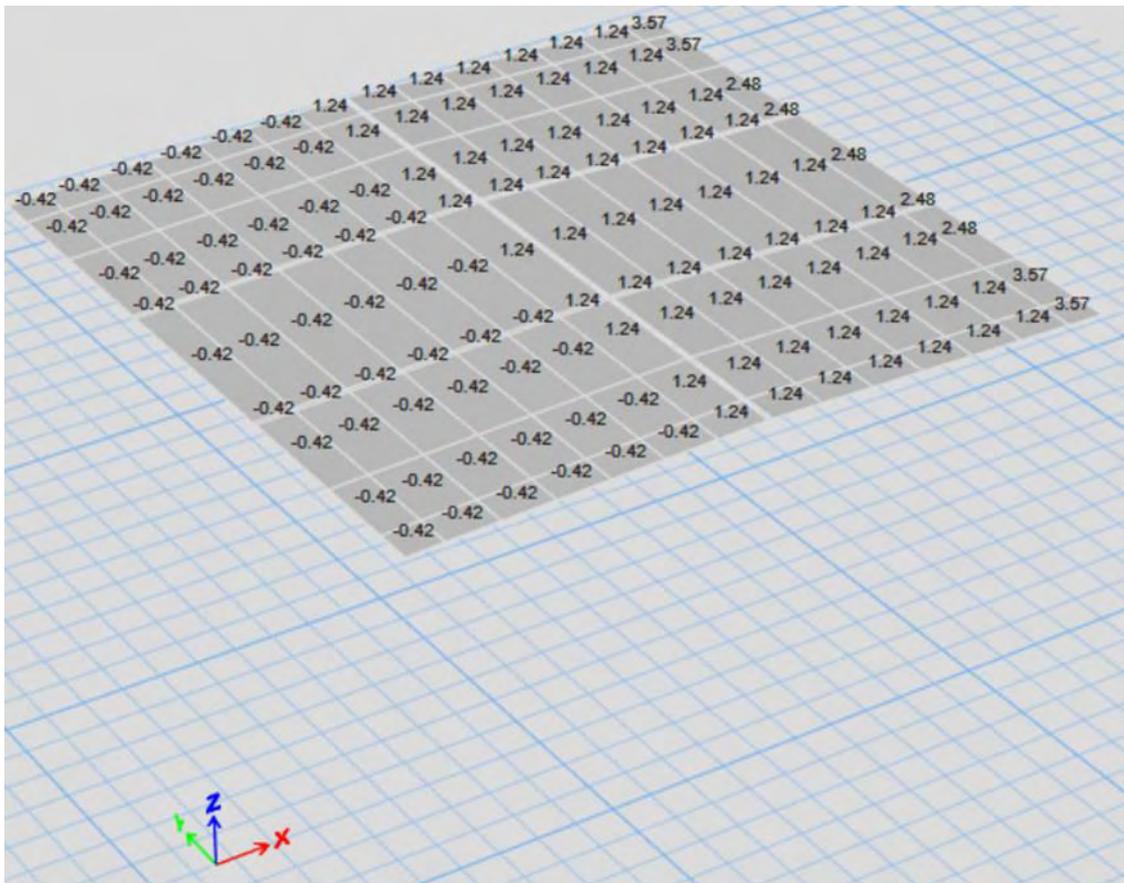
Εικόνα 5.39: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.90.R - Διεύθυνση ανέμου 90°

5.11.2.3 Διεύθυνση ανέμου 180°

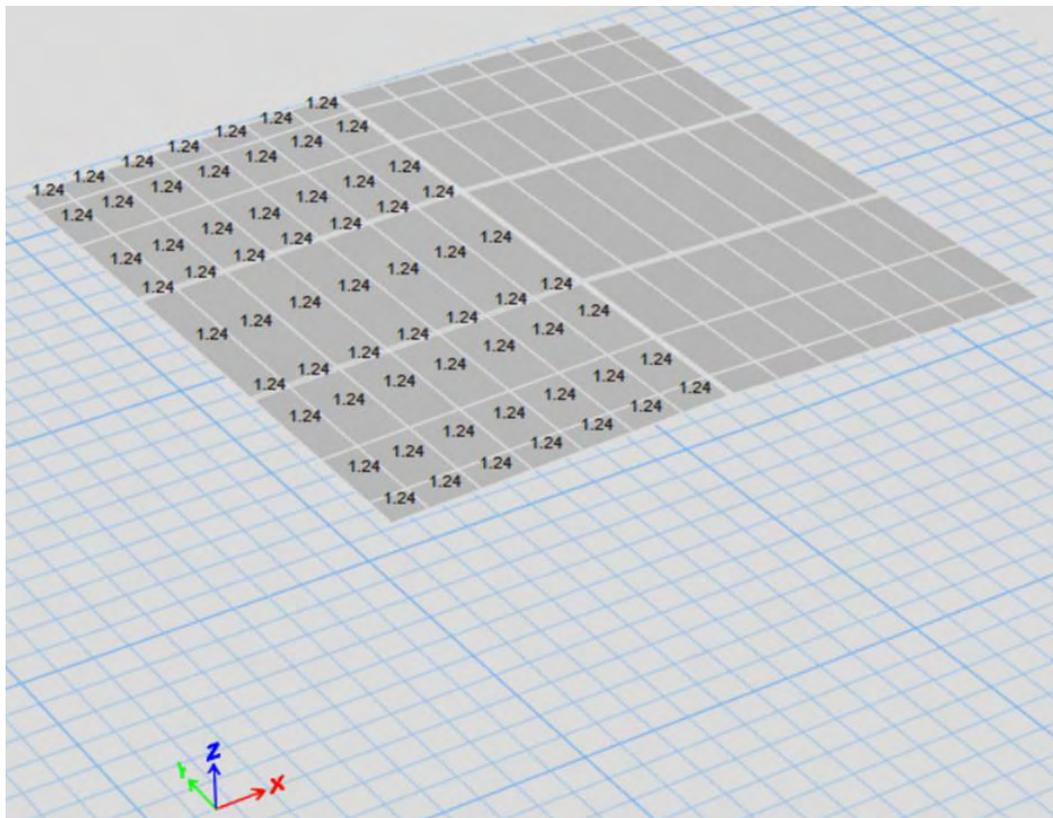
Πίνακας 5.9: Υπολογισμοί των εξωτερικών πιέσεων επί της στέγης - Διεύθυνση ανέμου 180°



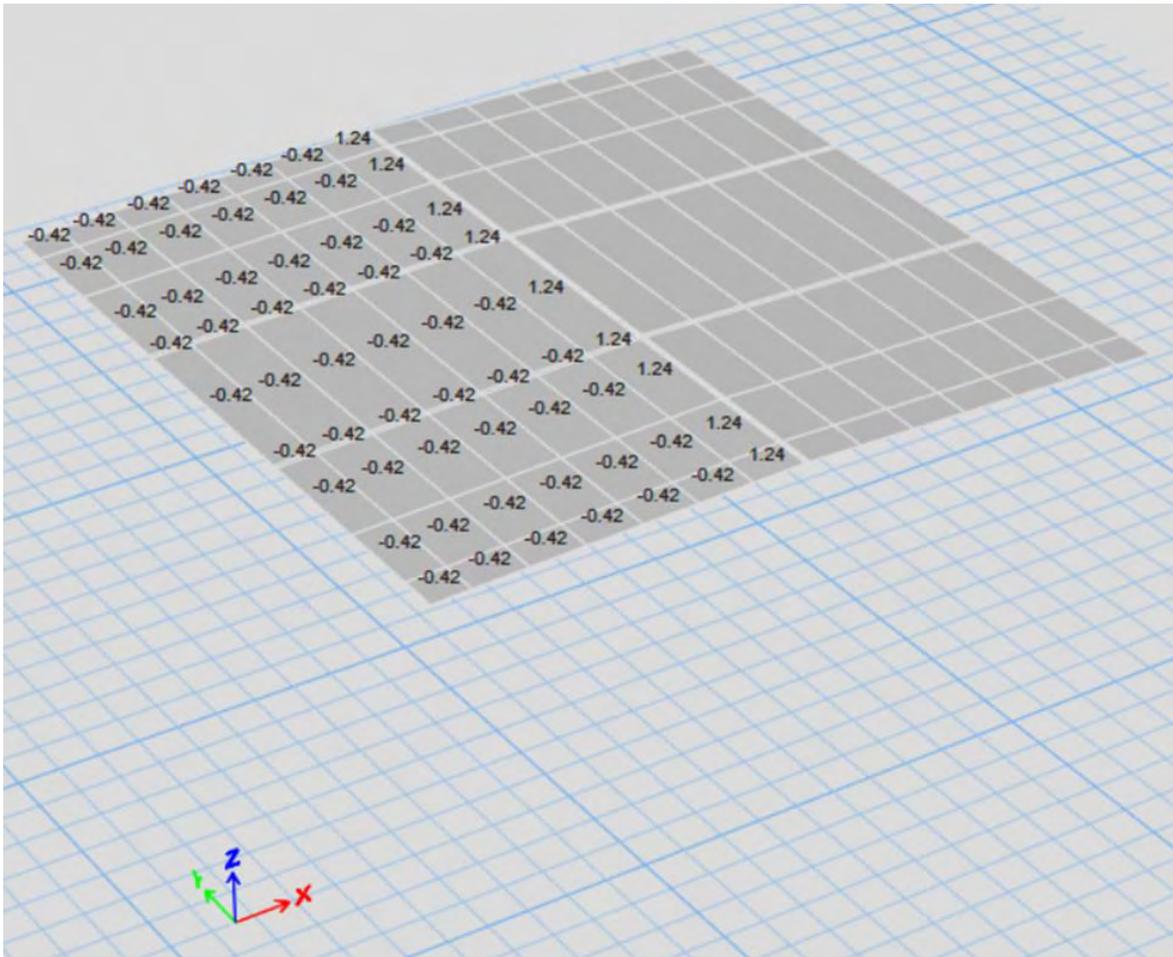
Εικόνα 5.40: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.180.R.C1 - Διεύθυνση ανέμου 180°



Εικόνα 5.41: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.180.R.C2 - Διεύθυνση ανέμου 180°



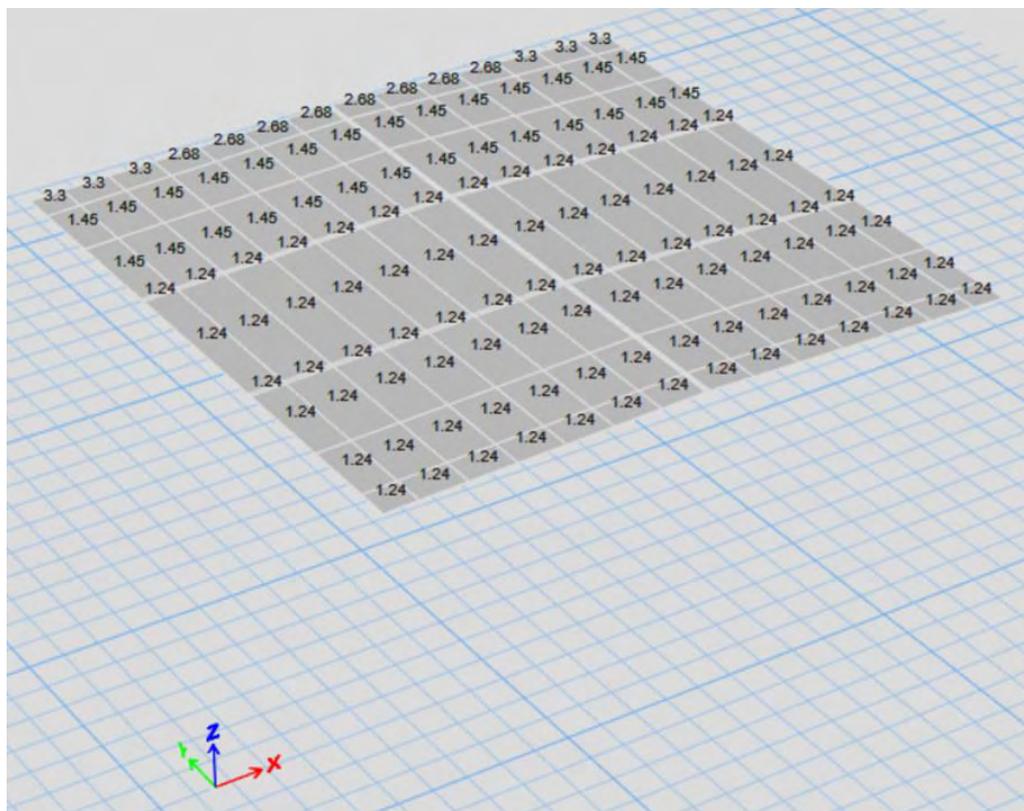
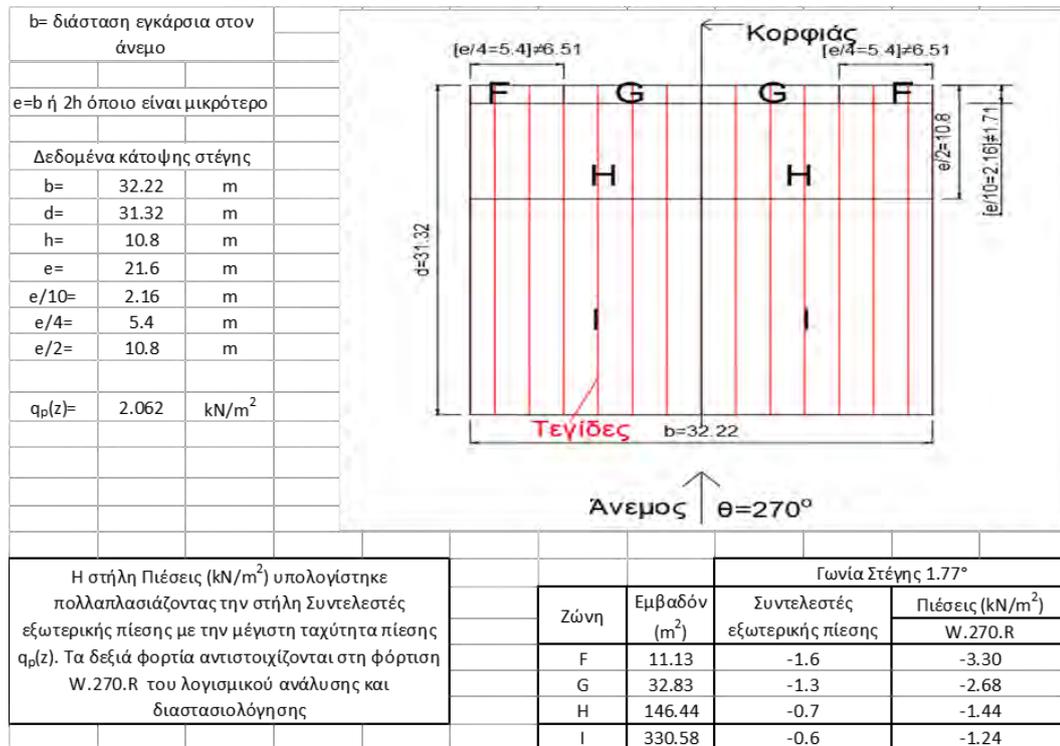
Εικόνα 5.42: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.180.R.C3 - Διεύθυνση ανέμου 180°



Εικόνα 5.43: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.180.R.C4 - Διεύθυνση ανέμου 180°

5.11.2.4 Διεύθυνση ανέμου 270°

Πίνακας 5.10: Υπολογισμοί των εξωτερικών πιέσεων επί της στέγης για την διεύθυνση του ανέμου 270°



Εικόνα 5.44: Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.270.R.C2 - Διεύθυνση ανέμου 270°

5.11.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΤΗΣ ΣΤΕΓΗΣ

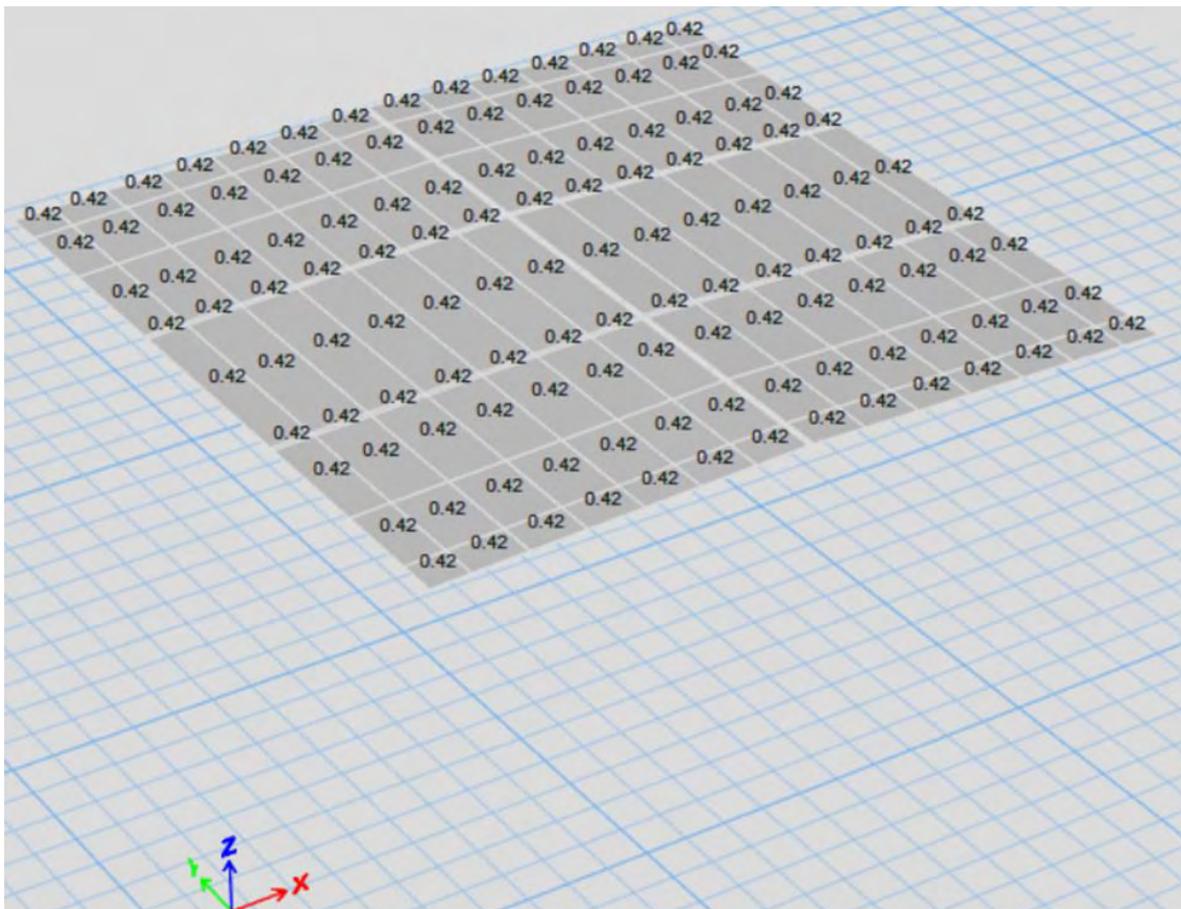
Οι εσωτερικές πιέσεις υπολογίστηκαν σύμφωνα με την παράγραφο 7.2.9 του EN1991-1-4:2005. Το κτίριο θεωρείται ότι δεν έχει κυρίαρχα ανοίγματα, οπότε οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης υπολογίζονται βάσει της σημείωσης 2 της παραγράφου 7.2.9(6). Σύμφωνα με την σημείωση αυτή, όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται δικαιολογημένη, η εκτίμηση του μ για μια συγκεκριμένη περίπτωση τότε το c_{pi} θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0.2 και -0.3.

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής λαμβάνεται από την εξίσωση $w_i = q_p(z_i)c_{pi}$

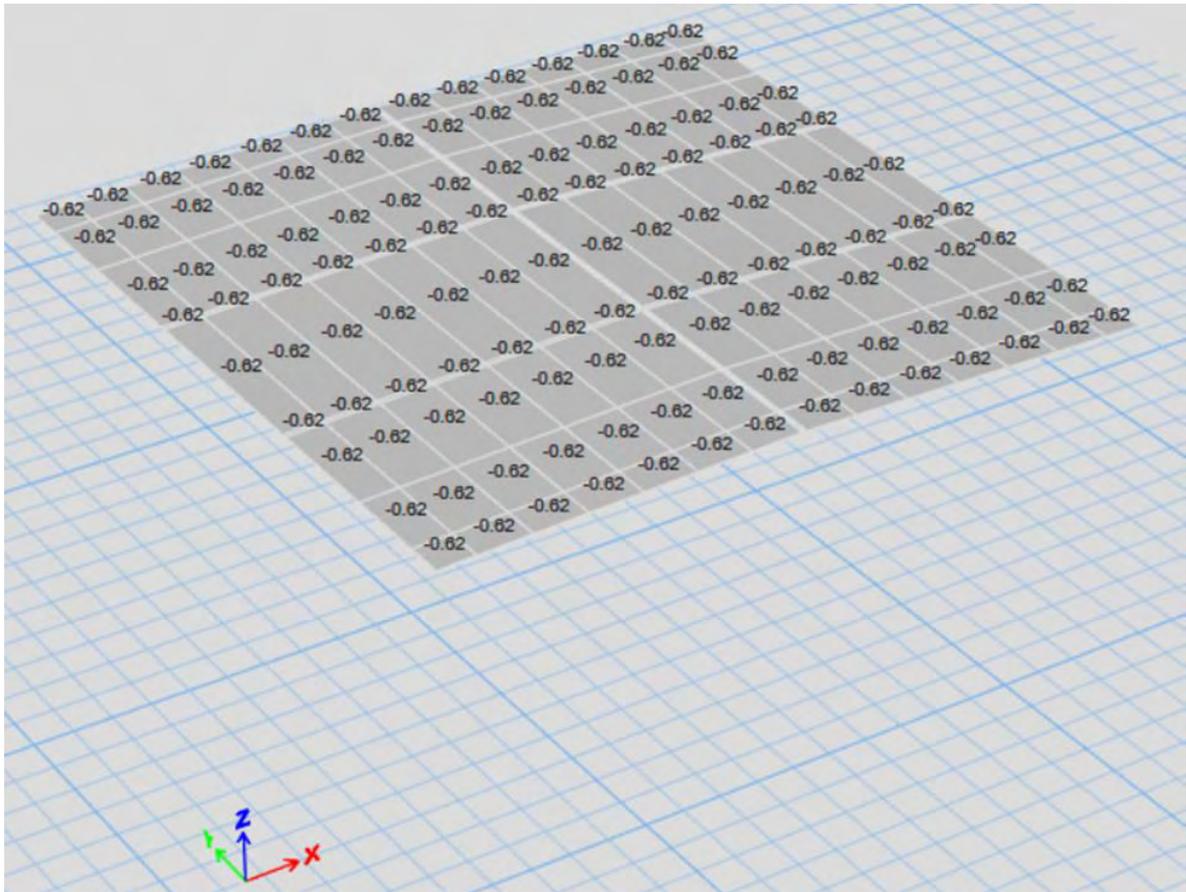
$$\text{Για } c_{pi} = 0.2 \text{ είναι } w_i = 0.41 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Για } c_{pi} = -0.3 \text{ είναι } w_i = 0.62 \text{ kN/m}^2$$

Η περίπτωση θετικής πίεσης αντιστοιχίζεται στη φόρτιση W.INT.P του διαστασιολόγησης, ενώ αντίστοιχα η αρνητική πίεση στη φόρτιση W.INT.N λογισμικού ανάλυσης.



Εικόνα 5.45: Εσωτερικές ανεμοπιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.INT.P



Εικόνα 5.46: Εσωτερικές ανεμοπιέσεις επί της στέγης για την φόρτιση W.INT.N

5.11.4 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ

Λήφθηκαν υπόψη 40 περιπτώσεις φόρτισης ανέμου, που περιέχουν συνδυασμό των φορτίσεων που παρουσιάστηκαν στις προηγούμενες παραγράφους. Οι περιπτώσεις αυτές φορτίσεων ανέμου χρησιμοποιούνται στους συνδυασμούς των οριακών καταστάσεων αστοχίας (ΟΚΑ). Οι συνδυασμοί ανεμοπιέσεων από 1 μέχρι 20, Πίνακας 5.11, έχουν στην ταυτότητα τους το γράμμα S (Solid) γιατί θεωρήθηκε τα πάνελ σκίασης είναι 100% συμπαγείς επιφάνειες. Οι συνδυασμοί ανεμοπιέσεων από 21 μέχρι 40, Πίνακας 5.12, έχουν στην ταυτότητα τους το γράμμα H (Hollow) καθότι μόνο η φόρτιση της 4^η στήλης, θεωρεί ότι τα πάνελ σκίασης είναι 80% συμπαγή λόγω μικρών ανοιγμάτων στην πρόσοψή τους.

Πίνακας 5.11: Συνδυασμοί ανεμοπιέσεων για την ΟΚΑ στο ETABS, θεωρώντας την στέγη και τα πάνελ σκίασης 100% συμπαγείς επιφάνειες

A/A	Συνδυασμοί ETABS	Εξωτερικές ανεμοπιέσεις επί της στέγης για τις 4 διευθύνσεις του ανέμου	Εξωτερικές ανεμοπιέσεις επί των πάνελ σκίασης για τις 4 διευθύνσεις του ανέμου	Εσωτερική ανεμοπίεση επί της στέγης
1	W1/0.C1a.S	Άνεμος 0°, περίπτωση 1 (W.0.R.C1)	Άνεμος 0° (W.0.V)	W.INT.P
2	W2/0.C2a.S	Άνεμος 0°, περίπτωση 2 (W.0.R.C2)	Άνεμος 0° (W.0.V)	W.INT.P
3	W3/0.C3a.S	Άνεμος 0°, περίπτωση 3 (W.0.R.C3)	Άνεμος 0° (W.0.V)	W.INT.P
4	W4/0.C4a.S	Άνεμος 0°, περίπτωση 4 (W.0.R.C4)	Άνεμος 0° (W.0.V)	W.INT.P
5	W5/90.a.S	Άνεμος 90° (W.90.R)	Άνεμος 90° (W.90.V)	W.INT.P
6	W6/180.C1a.S	Άνεμος 180°, περίπτωση 1 (W.180.R.C1)	Άνεμος 180° (W.180.V)	W.INT.P
7	W7/180.C2a.S	Άνεμος 180°, περίπτωση 2 (W.180.R.C2)	Άνεμος 180° (W.180.V)	W.INT.P
8	W8/180.C3a.S	Άνεμος 180°, περίπτωση 3 (W.180.R.C3)	Άνεμος 180° (W.180.V)	W.INT.P
9	W9/180.C4a.S	Άνεμος 180°, περίπτωση 4 (W.180.R.C4)	Άνεμος 180° (W.180.V)	W.INT.P
10	W10/270.a.S	Άνεμος 270° (W.270.R)	Άνεμος 270° (W.270.V)	W.INT.P
11	W11/0.C1b.S	Άνεμος 0°, περίπτωση 1	Άνεμος 0° (W.0.V)	W.INT.N

		(W.O.R.C1)		
12	W12/0.C2b.S	Άνεμος 0°, περίπτωση 2 (W.O.R.C2)	Άνεμος 0° (W.O.V)	W.INT.N
13	W13/0.C3b.S	Άνεμος 0°, περίπτωση 3 (W.O.R.C3)	Άνεμος 0° (W.O.V)	W.INT.N
14	W14/0.C4b.S	Άνεμος 0°, περίπτωση 4 (W.O.R.C4)	Άνεμος 0° (W.O.V)	W.INT.N
15	W15/90.b.S	Άνεμος 90° (W.90.R)	Άνεμος 90° (W.90.V)	W.INT.N
16	W16/180.C1b.S	Άνεμος 180°, περίπτωση 1 (W.180.R.C1)	Άνεμος 180° (W.180.V)	W.INT.N
17	W17/180.C2b.S	Άνεμος 180°, περίπτωση 2 (W.180.R.C2)	Άνεμος 180° (W.180.V)	W.INT.N
18	W18/180.C3b.S	Άνεμος 180°, περίπτωση 3 (W.180.R.C3)	Άνεμος 180° (W.180.V)	W.INT.N
19	W18/180.C3b.S	Άνεμος 180°, περίπτωση 4 (W.180.R.C4)	Άνεμος 180° (W.180.V)	W.INT.N
20	W20/270.b.S	Άνεμος 270° (W.270.R)	Άνεμος 270° (W.270.V)	W.INT.N

Πίνακας 5.12: Συνδυασμοί ανεμοπιέσεων για την ΟΚΑ στο ETABS, θεωρώντας την στέγη 100% συμπαγείς και τα πάνελ σκίασης 80% συμπαγείς επιφάνειες

A/A	Συνδυασμοί ETABS	Εξωτερικές ανεμοπιέσεις επί της στέγης για τις 4 διευθύνσεις του ανέμου	Εξωτερικές ανεμοπιέσεις επί των πάνελ σκίασης	Εσωτερική ανεμοπίεση επί της στέγης
21	W1/0.C1a.H	Άνεμος 0°, περίπτωση 1 (W.O.R.C1)	W.FSW.P	W.INT.P
22	W2/0.C2a.H	Άνεμος 0°, περίπτωση 2 (W.O.R.C2)	W.FSW.P	W.INT.P
23	W3/0.C3a.H	Άνεμος 0°, περίπτωση 3 (W.O.R.C3)	W.FSW.P	W.INT.P
24	W4/0.C4a.H	Άνεμος 0°, περίπτωση 4 (W.O.R.C4)	W.FSW.P	W.INT.P
25	W5/90.a.H	Άνεμος 90° (W.90.R)	W.FSW.P	W.INT.P
26	W6/180.C1a.H	Άνεμος 180°, περίπτωση 1 (W.180.R.C1)	W.FSW.P	W.INT.P

27	W7/180.C2a.H	Άνεμος 180°, περίπτωση 2 (W.180.R.C2)	W.FSW.P	W.INT.P
28	W8/180.C3a.H	Άνεμος 180°, περίπτωση 3 (W.180.R.C3)	W.FSW.P	W.INT.P
29	W9/180.C4a.H	Άνεμος 180°, περίπτωση 4 (W.180.R.C4)	W.FSW.P	W.INT.P
30	W10/270.a.H	Άνεμος 270° (W.270.R)	W.FSW.P	W.INT.P
31	W11/0.C1b.H	Άνεμος 0°, περίπτωση 1 (W.0.R.C1)	W.FSW.N	W.INT.N
32	W12/0.C2b.H	Άνεμος 0°, περίπτωση 2 (W.0.R.C2)	W.FSW.N	W.INT.N
33	W13/0.C3b.H	Άνεμος 0°, περίπτωση 3 (W.0.R.C3)	W.FSW.N	W.INT.N
34	W14/0.C4b.H	Άνεμος 0°, περίπτωση 4 (W.0.R.C4)	W.FSW.N	W.INT.N
35	W15/90.b.H	Άνεμος 90° (W.90.R)	W.FSW.N	W.INT.N
36	W16/180.C1b.H	Άνεμος 180°, περίπτωση 1 (W.180.R.C1)	W.FSW.N	W.INT.N
37	W17/180.C2b.H	Άνεμος 180°, περίπτωση 2 (W.180.R.C2)	W.FSW.N	W.INT.N
38	W18/180.C3b.H	Άνεμος 180°, περίπτωση 3 (W.180.R.C3)	W.FSW.N	W.INT.N
39	W19/180.C4b.H	Άνεμος 180°, περίπτωση 4 (W.180.R.C4)	W.FSW.N	W.INT.N
40	W20/270.b.H	Άνεμος 270° (W.270.R)	W.FSW.N	W.INT.N

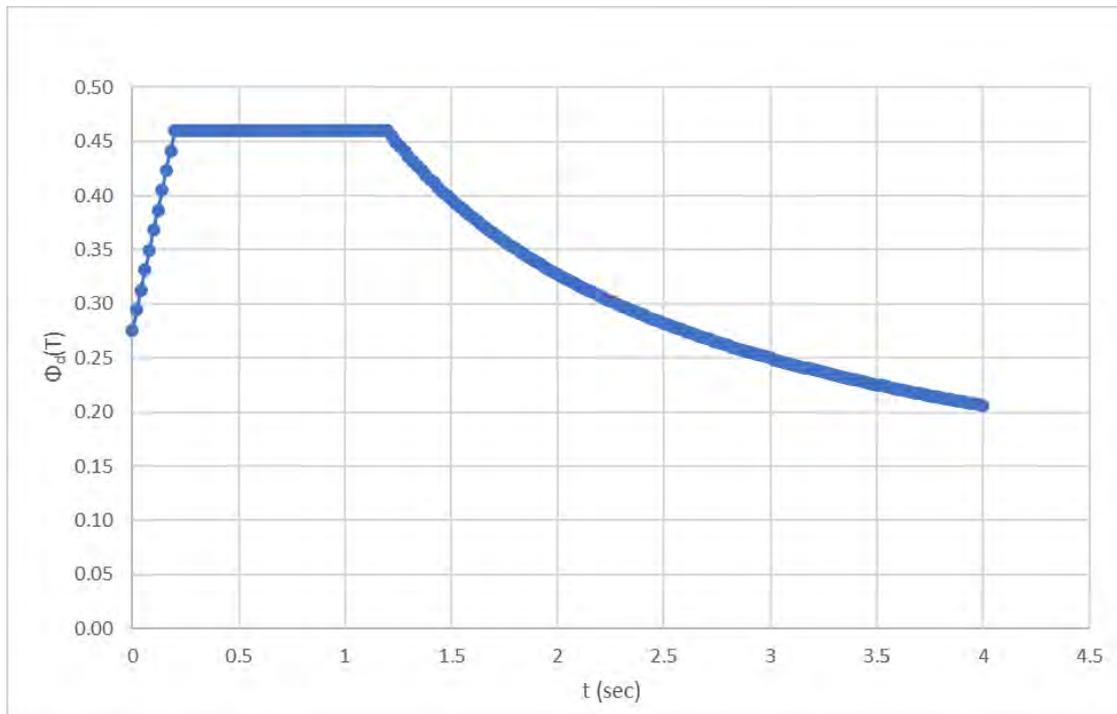
5.12 Σεισμικά φορτία

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός έγινε βάσει του ΕΑΚ2000 και σύμφωνα με τις παρακάτω παραμέτρους.

Πίνακας 5.13: Παράμετροι κτιρίου για το σεισμικό φάσμα σχεδιασμού βάσει ΕΑΚ2000

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II	$\alpha = 0.24$
Κατηγορία σπουδαιότητας Σ3	$\gamma_I = 1.15$
Συντελεστής συνδυασμού δράσεων	$\psi_2 = 0.5$
Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	$q = 1.5$
Συντελεστής απόσβεσης (κυρίαρχου υλικού – σκυρόδεμα)	$\zeta = 5\%$
Κατηγορία εδάφους (σύμφωνα με τη γεωτεχνική μελέτη)	Δ
Τιμές των Χαρακτηριστικών Περιόδων T_1, T_2 (sec) για κατηγορία εδάφους Δ	$T_1 = 0.20 \text{ sec } T_2 = 1.20 \text{ sec}$
Συντελεστής επιρροής θ της θεμελίωσης	1
Διορθωτικός συντελεστής η για ποσοστό απόσβεσης διάφορο του 5%	$\eta = \text{sqrt}(7/(2 + \zeta)) \geq 0.7$

Το φάσμα σχεδιασμού που υπολογίστηκε με βάση τις παραπάνω παραμέτρους παρουσιάστηκε στην Εικόνα 5.47.



Εικόνα 5.47: Σεισμικό φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000

Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με τη δυναμική φασματική μέθοδο. Αρχικά έγινε δυναμική ανάλυση ιδιομορφών. Λήφθηκαν υπόψη ιδιομορφές έως ότου συμπληρωθεί τουλάχιστον το 90% της ταλαντούμενης μάζας. Στη συνέχεια, θεωρήθηκαν δύο διευθύνσεις διέγερσης, κατά τις κύριες διευθύνσεις X και Y του κτιρίου.

Την μεταλλική στέγη την στηρίζουν πλαίσια δοκών-υποστυλωμάτων, που η απόληξη αυτών φτάνει τα 8.1m ύψους. Στο σύστημα πλαισίων δοκών-υποστυλωμάτων και στηριζόμενης μεταλλικής στέγης πάνω στα πλαίσια αυτά, το σύνολο της μάζας του συστήματος αυτού βρίσκεται στο επίπεδο της στέγης λόγω της πολύ μεγάλης μάζας που έχει η στέγη. Σύμφωνα με τον πίνακα 2.6 του ΕΑΚ2000, σε συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς q λαμβάνεται ίσος με 2. Λόγω αυτού, στην μελέτη λήφθηκε $q = 1.5$ αντί της τιμής 2 για λόγους ασφάλειας.

Σύμφωνα τώρα με την παράγραφο [5], εδάφιο 4.1.4 του ΕΑΚ2000 όταν $q = 1.5$ δεν απαιτούνται οι ικανοτικοί έλεγχοι. Τα μεγέθη έντασης υπολογίστηκαν με επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων. Η σεισμική διέγερση στη διεύθυνση X είναι η RSX και η σεισμική διέγερση στη διεύθυνση Y είναι η RSY.

Κεφάλαιο 6 Συνδυασμοί φορτίσεων οριακής κατάστασης αστοχίας

6.1 Μη σεισμικοί συνδυασμοί

Κάθε συνδυασμός φορτίσεων κωδικοποιείται από την παράθεση κωδικών των αντίστοιχων φορτίσεων που διαχωρίζονται με τελείες. Για την κωδικοποίηση των φορτίσεων χρησιμοποιούνται οι κάτωθι συντομογραφίες.

A) GU είναι ο δυσμενής συνδυασμός των μόνιμων φορτίων, που περιέχει εκτός των άλλων και τις μέγιστες τιμές εκείνων των μόνιμων φορτίων που δύναται να έχουν μέγιστη και ελάχιστη τιμή. Στον συνδυασμό αυτό συμμετέχουν οι εξής φορτίσεις:

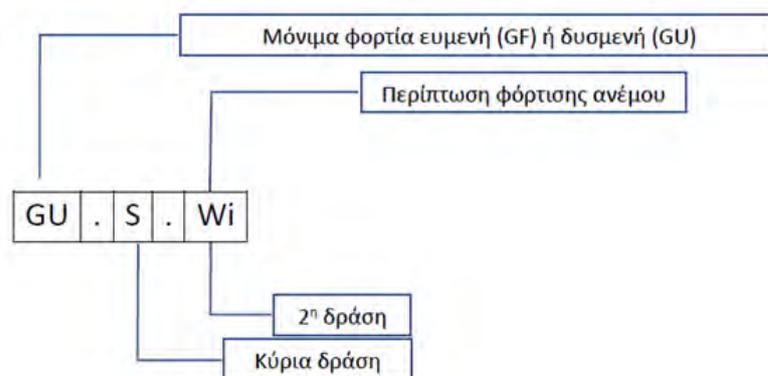
- SW – Ίδιο βάρος
- ADL – Φορτίο επικάλυψης πλακών
- ADL.SOIL.SLABS – Φορτίο φύτευσης σε πλάκες
- ADL.STITHAIO.BEAMS – Φορτίο στηθαίου σε δοκούς και άκρα πλακών
- ADL.HM – Φορτίο ψευδοροφών, διελεύσεων H/M δικτύων
- ADL.HM.INS – Φορτίο H/M εγκαταστάσεων
- ADL.WALLS.SLABS – Φορτίο τοιχοποιιών σε πλάκες
- ADL.WALLS.BEAMS – Φορτίο τοιχοποιιών σε δοκούς
- ADL.R.SUP – Δυσμενής φόρτιση των φωτοβολταϊκών
- ADL.ROOF.CEILING – Ίδιο βάρος των ψευδοροφών του ταβανιού της στέγης
- ADL.HAT – Ίδιο βάρος των πάνελ σκίασης της στέγης

B) GF είναι ο ευμενής συνδυασμός των μόνιμων φορτίων που περιέχει εκτός των άλλων και τις ελάχιστες τιμές εκείνων των μόνιμων φορτίων που δύναται να έχουν μέγιστη και ελάχιστη τιμή. Στον συνδυασμό αυτό συμμετέχουν οι εξής φορτίσεις:

- SW – Ίδιο βάρος
- ADL – Φορτίο επικάλυψης πλακών
- ADL.SOIL.SLABS – Φορτίο φύτευσης σε πλάκες
- ADL.STITHAIO.BEAMS – Φορτίο στηθαίου σε δοκούς και άκρα πλακών
- ADL.HM – Φορτίο ψευδοροφών, διελεύσεων H/M δικτύων
- ADL.HM.INS – Φορτίο H/M εγκαταστάσεων
- ADL.HM.R – Φορτίο διελεύσεων H/M δικτύων στις ψευδοροφές της στέγης
- ADL.WALLS.SLABS – Φορτίο τοιχοποιιών σε πλάκες
- ADL.WALLS.BEAMS – Φορτίο τοιχοποιιών σε δοκούς
- ADL.R.INF – Ευμενής φόρτιση των φωτοβολταϊκών
- ADL.ROOF.CEILING – Ίδιο βάρος των ψευδοροφών του ταβανιού της στέγης
- ADL.HAT – Ίδιο βάρος των πάνελ σκίασης της στέγης

Τα φωτοβολταϊκά έχουν μέγιστη τιμή 0.40 kN/m^2 με ταυτότητα ADL.R.SUP και ελάχιστη τιμή 0.15 kN/m^2 με ταυτότητα ADL.R.INF. Οπότε σύμφωνα με τα προηγούμενα, στον δυσμενή συνδυασμό GU των μόνιμων φορτίων τοποθετήθηκε το μέγιστο φορτίο των φωτοβολταϊκών και στον ευμενή συνδυασμό GF των μόνιμων φορτίων τοποθετήθηκε το ελάχιστο φορτίο των φωτοβολταϊκών.

Η Εικόνα 6.1 έχει την ερμηνεία των κωδικών GU.S.Wi και GF.Wi και ο Πίνακας 6.1 έχει τους συνδυασμούς συντελεστών για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς των μόνιμων φορτίων, ανέμου και χιονιού.



Εικόνα 6.1: Ερμηνεία των κωδικών GU.S.Wi και GF.Wi

Πίνακας 6.1: Συνδυασμοί συντελεστών για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς των μόνιμων φορτίων, ανέμου και χιονιού

Κωδικός	GU	GF	Χιόνι $S_i \psi_0=0.5$	Άνεμος $W_i \psi_0=0.6$	Κύρια δράση
GU.Si (i=1:3)	1.35		1.50		
GU.Wi (i=1:20)	1.35			1.50	
GU.S.Wi (i=1:20)	1.35		1.50	0.90	Χιόνι
GU.Wi.S (i=1:20)	1.35		0.75	1.50	Άνεμος
GF.Wi (i=1:20)		1.00		1.50	

Στους συνδυασμούς ανέμου και χιονιού, λήφθηκε υπόψη μόνον η καθολική φόρτιση του χιονιού καθώς οι υπόλοιποι συνδυασμοί δεν είναι κρίσιμοι.

6.2 Σεισμικοί συνδυασμοί

Στους σεισμικούς συνδυασμούς χρησιμοποιήθηκε ο δυσμενής συνδυασμός GU που περιέχει και τις μέγιστες τιμές εκείνων των μόνιμων φορτίων που δύναται να έχουν μέγιστη και ελάχιστη τιμή. Ο Πίνακας 6.2 έχει τους σεισμικούς συνδυασμούς του ETABS.

Πίνακας 6.2: Σεισμικοί συνδυασμοί ETABS

	Κωδικός	RSE1.q=1.5 (ή EQ1)	RSE2.q=1.5 (ή EQ2)
Συνδυασμός GU	SW	1	1
	ADL	1	1
	ADL.SOIL.SLABS	1	1
	ADL.STITHAIO.BEAMS	1	1
	ADL.HM	1	1
	ADL.HM.INS	1	1
	ADL.WALLS.SLABS	1	1
	ADL.WALLS.BEAMS	1	1
	ADL.R.SUP	1	1
	ADL.ROOF.CEILING	1	1
	ADL.HAT	1	1
	LIVE	0.50	0.50
RSX.q=1.5	1.00	0.30	
RSY.q=1.5	0.30	1.00	

Με το χρησιμοποιούμενο λογισμικό δεν απαιτείται συνυπολογισμός των αρνητικών συντελεστών για τις φασματικές φορτίσεις RSX και RSY, καθώς η εναλλαγή των προσήμων γίνεται αυτόματα.

Κεφάλαιο 7 Έλεγχοι μεταλλικών στοιχείων στέγης

Παρακάτω παρουσιάστηκαν τα αποτελέσματα των λόγων επάρκειας των μεταλλικών στοιχείων της στέγης που προήλθαν από του υπολογισμούς του λογισμικού ETABS.

Άξονας Η1



Άξονας 2



Άξονας 3



Άξονας 4



Άξονας 5



Άξονας Η2

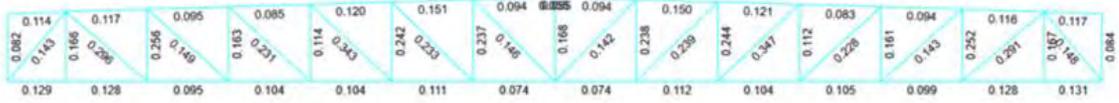


Εικόνα 7.1: Λόγοι επάρκειας μεταλλικών στοιχείων δευτερεύοντος δικτύματος

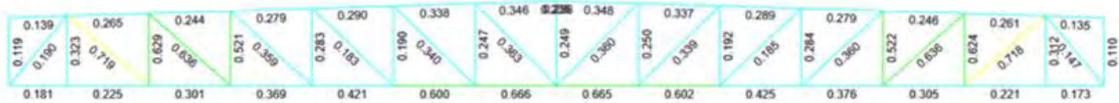
Άξονας Η3



Άξονας Β



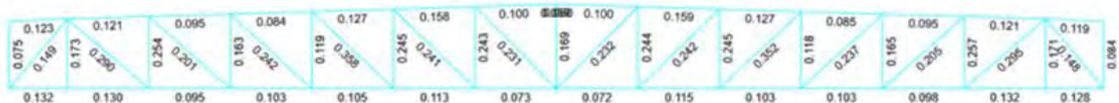
Άξονας C



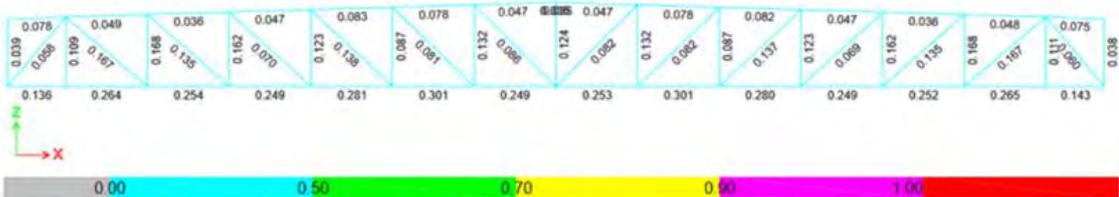
Άξονας D



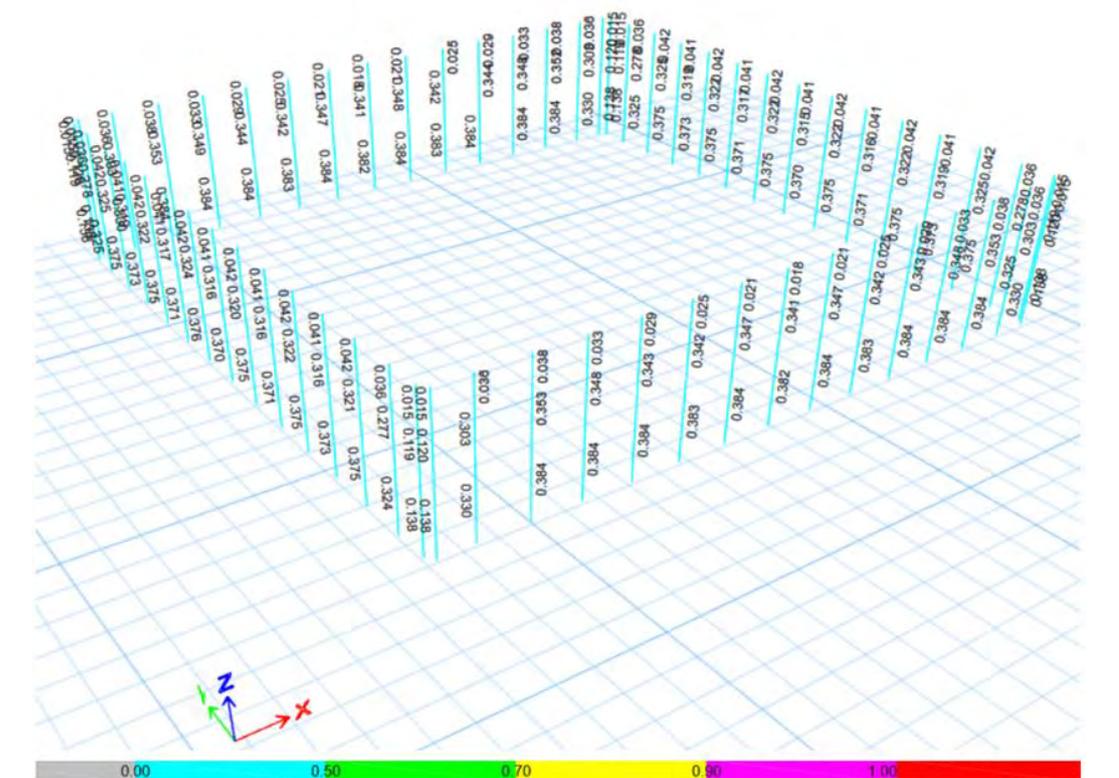
Άξονας E



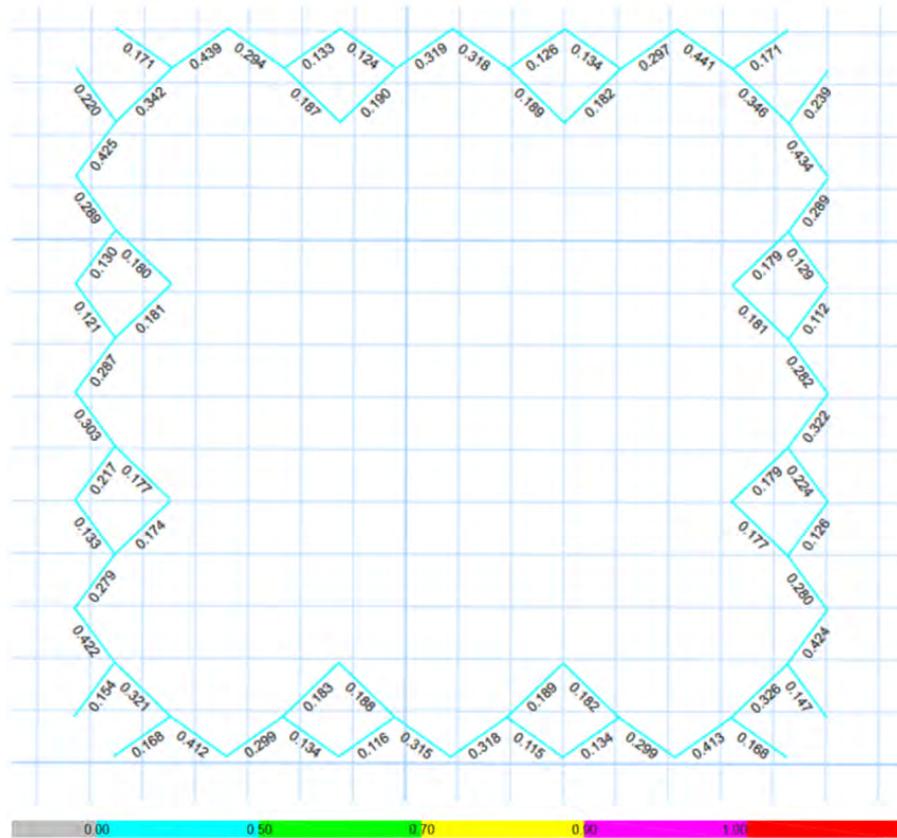
Άξονας Η4



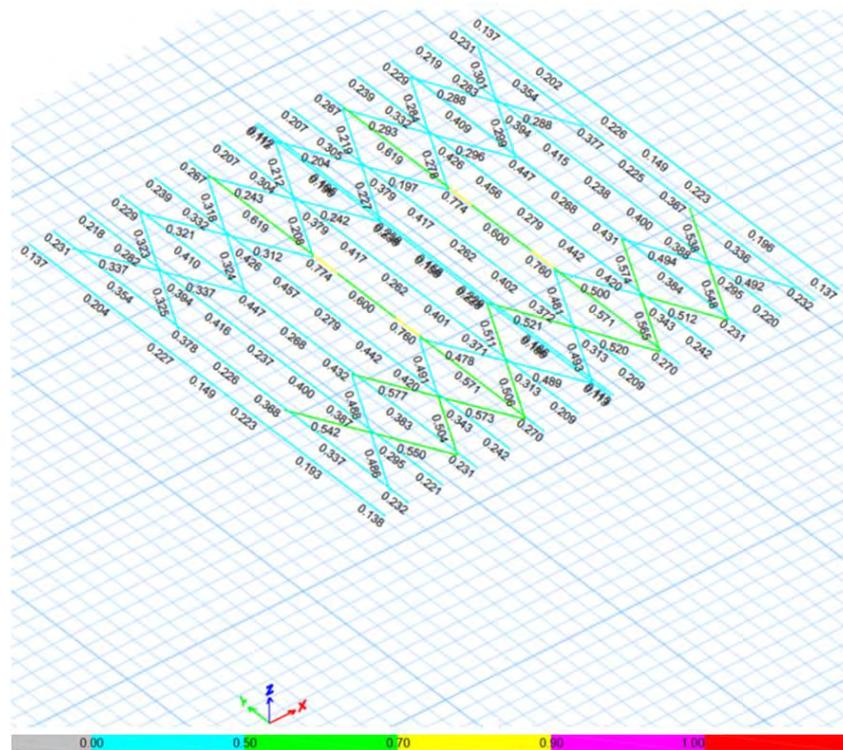
Εικόνα 7.2: Λόγοι επάρκειας μεταλλικών στοιχείων κύριου δικτύωματος



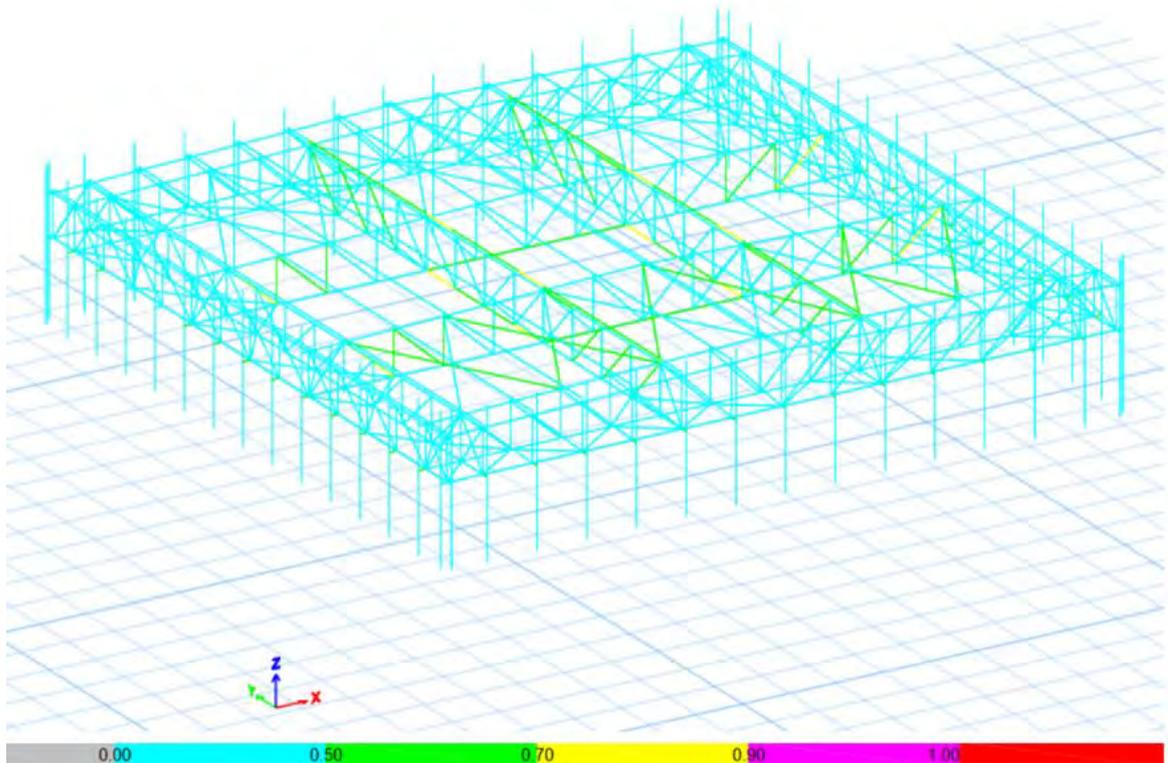
Εικόνα 7.3: Λόγοι επάρκειας μεταλλικών στοιχείων που στηρίζουν τα πάνελ σκίασης



Εικόνα 7.4: Λόγοι επάρκειας οριζόντιων χιαστί μεταλλικών στοιχείων στο κάτω πέλμα του δικτύματος



Εικόνα 7.5: Λόγοι επάρκειας τεγίδων και χιαστί αντιανέμων μεταλλικών στοιχείων στο πάνω πέλμα του δικτύματος

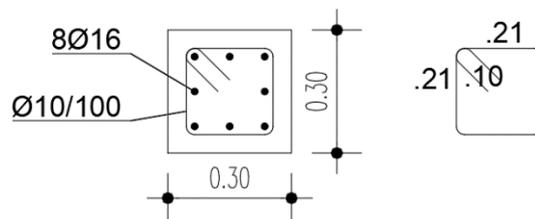


Εικόνα 7.6: Λόγοι επάρκειας όλων των μεταλλικών στοιχείων της στέγης

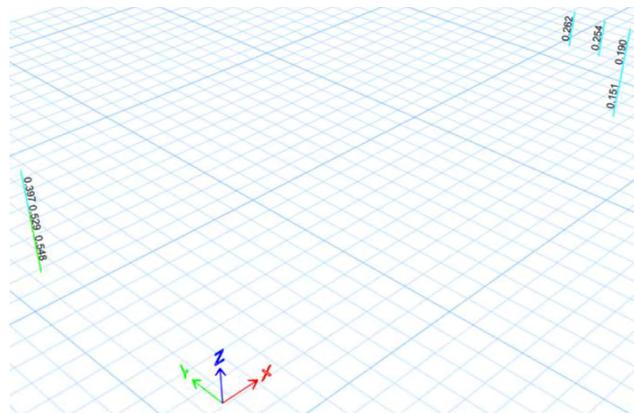
Κεφάλαιο 8 Έλεγχοι υποστυλωμάτων

Παρακάτω παρουσιάστηκαν οι οπλισμικές διατάξεις και τα αποτελέσματα των λόγων επάρκειας των υποστυλωμάτων του κτιρίου που προήλθαν από του υπολογισμούς του λογισμικού ETABS.

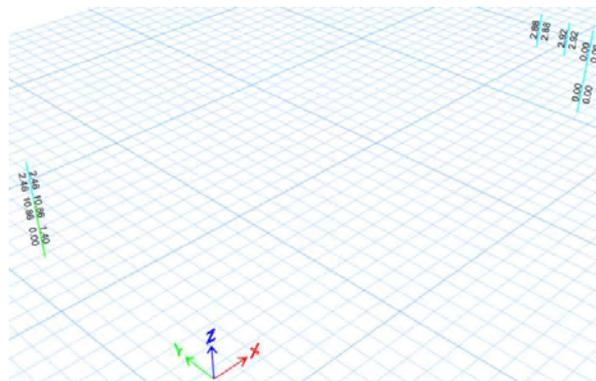
8.1 Υποστυλώματα διατομής 30x30 cm



Εικόνα 8.1: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 30x30 cm

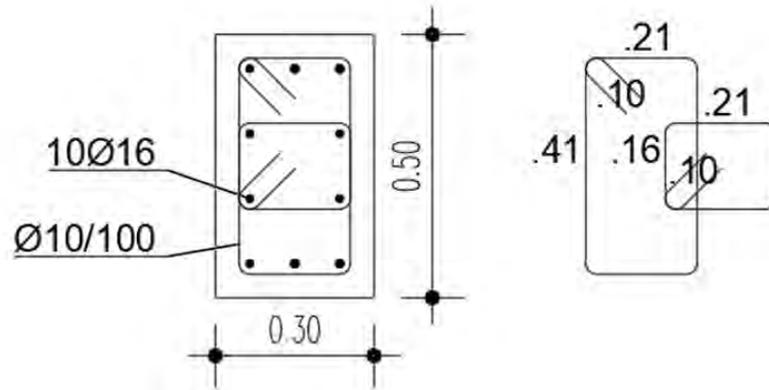


Εικόνα 8.2: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 30x30 cm

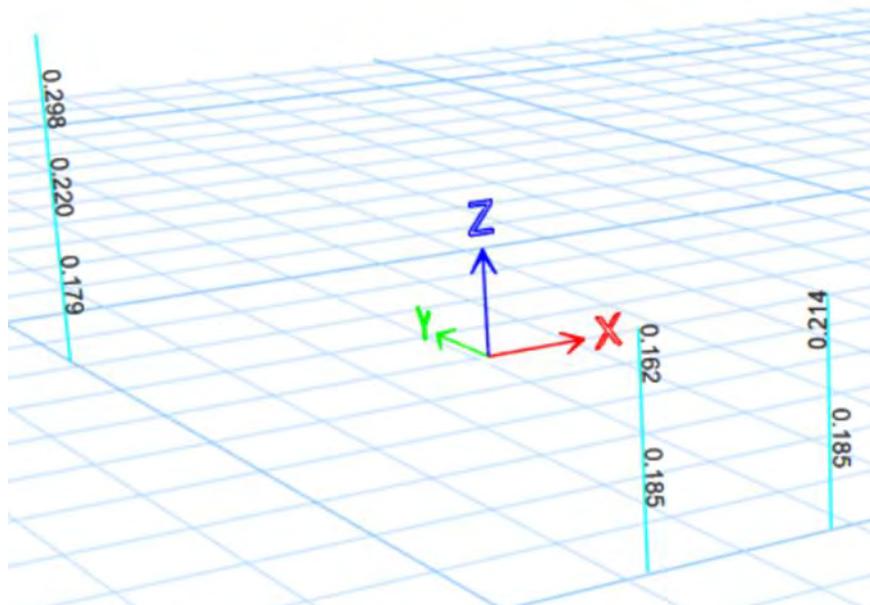


Εικόνα 8.3: Απαιτούμενα εμβαδά μονόμηντων συνδετήρων υποστυλωμάτων 30x30 cm

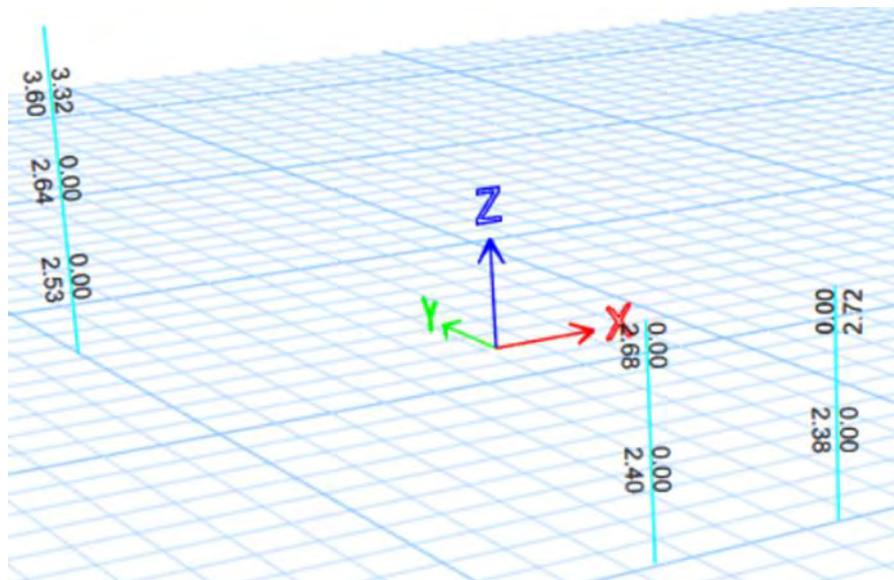
8.2 Υποστυλώματα διατομής 30x50 cm



Εικόνα 8.4: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 30x50 cm

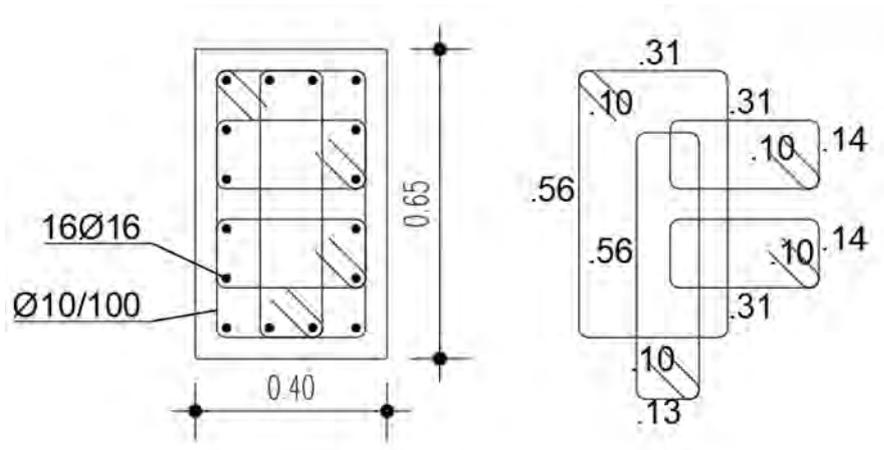


Εικόνα 8.5: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 30x50 cm

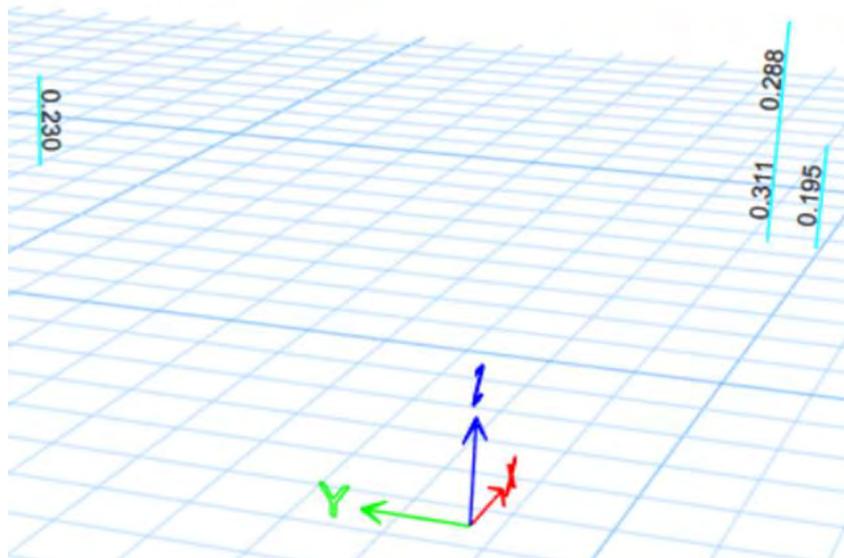


Εικόνα 8.6: Απαιτούμενα εμβαδά μονότητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 30x50 cm

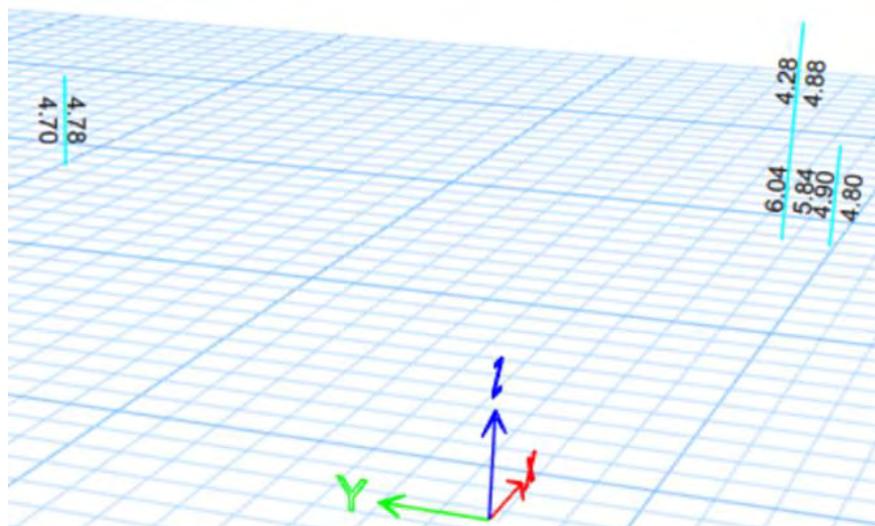
8.3 Υποστυλώματα διατομής 40x65 cm



Εικόνα 8.7: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 40x65 cm

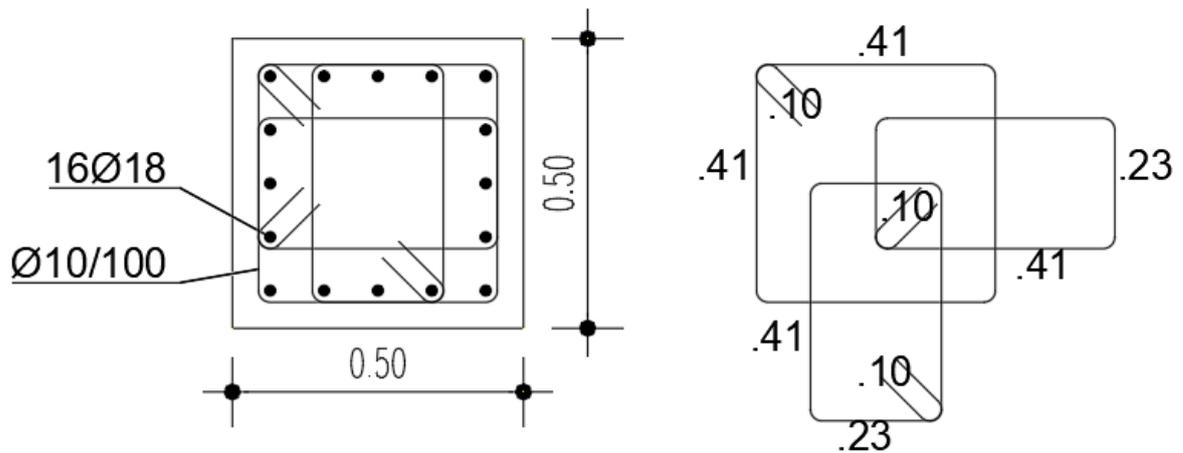


Εικόνα 8.8: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 40x65 cm

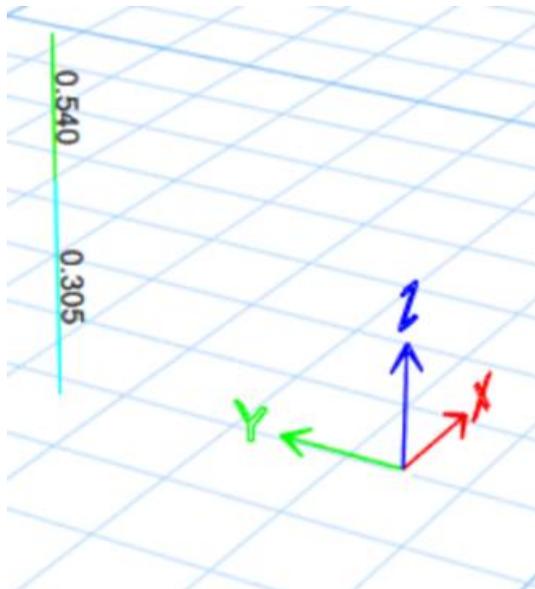


Εικόνα 8.9: Απαιτούμενα εμβαδά μονόμετρων συνδετήρων υποστυλωμάτων 40x65 cm

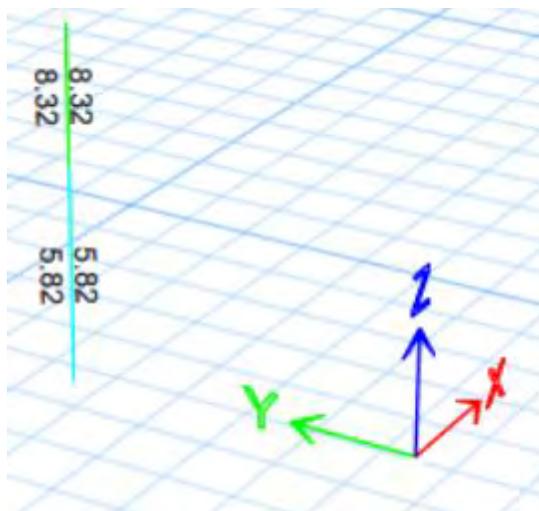
8.4 Υποστύλωμα διατομής 50x50 cm



Εικόνα 8.10: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλώματος 50x50 cm

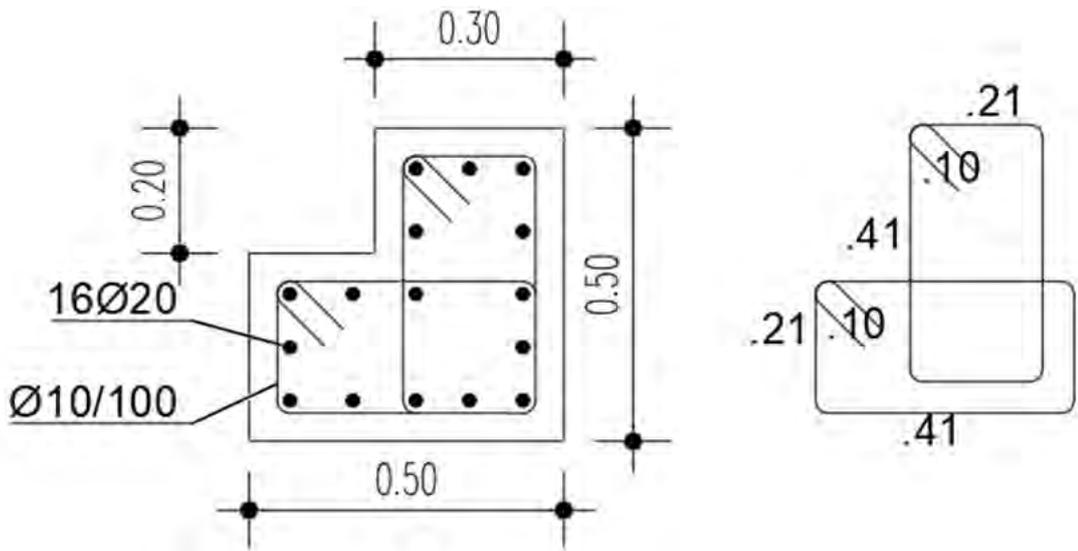


Εικόνα 8.11: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλώματος 50x50 cm

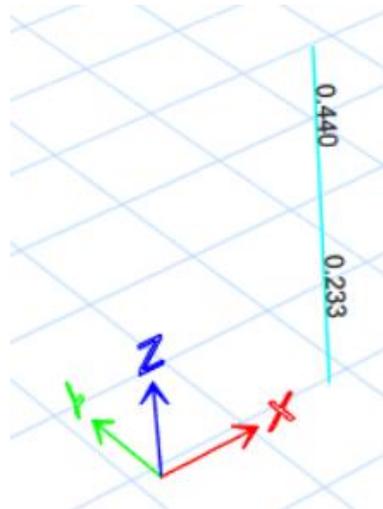


Εικόνα 8.12: Απαιτούμενα εμβαδά μονόμητων συνδετήρων υποστυλώματος 50x50 cm

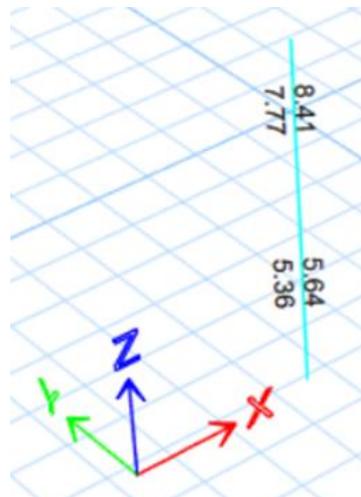
8.5 Υποστύλωμα διατομής 50x50x30x30 cm BL



Εικόνα 8.13: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλώματος 50x50x30x30 cm BL

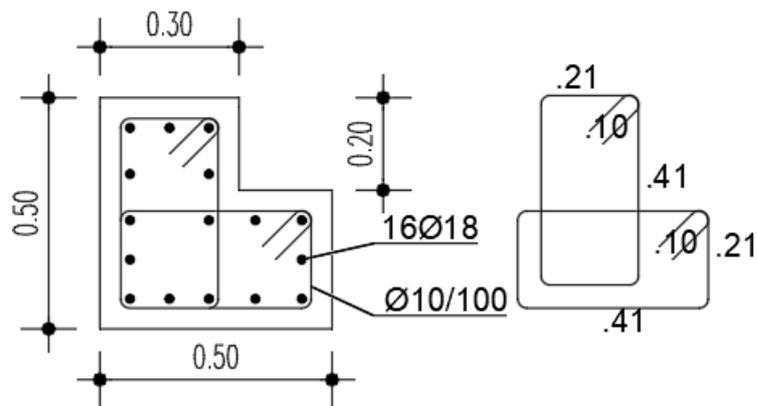


Εικόνα 8.14: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλώματος 50x50x30x30 cm BL

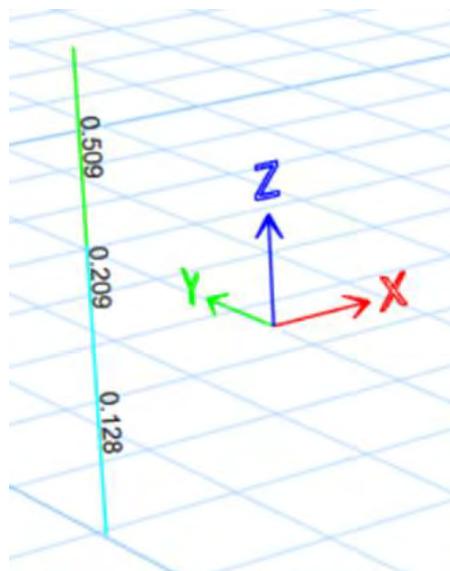


Εικόνα 8.15: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλώματος 50x50x30x30 cm BL

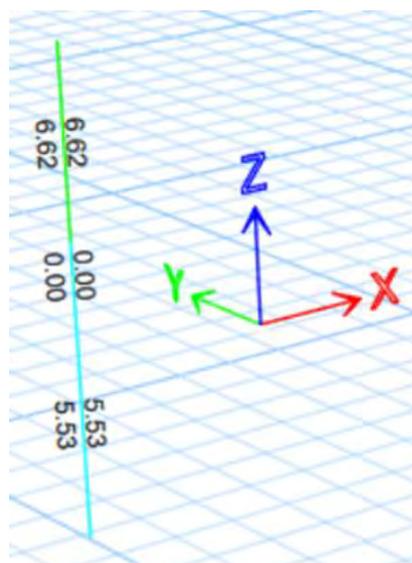
8.6 Υποσύλωμα διατομής 50x50x30x30 cm BR



Εικόνα 8.16: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλώματος 50x50x30x30 cm BR

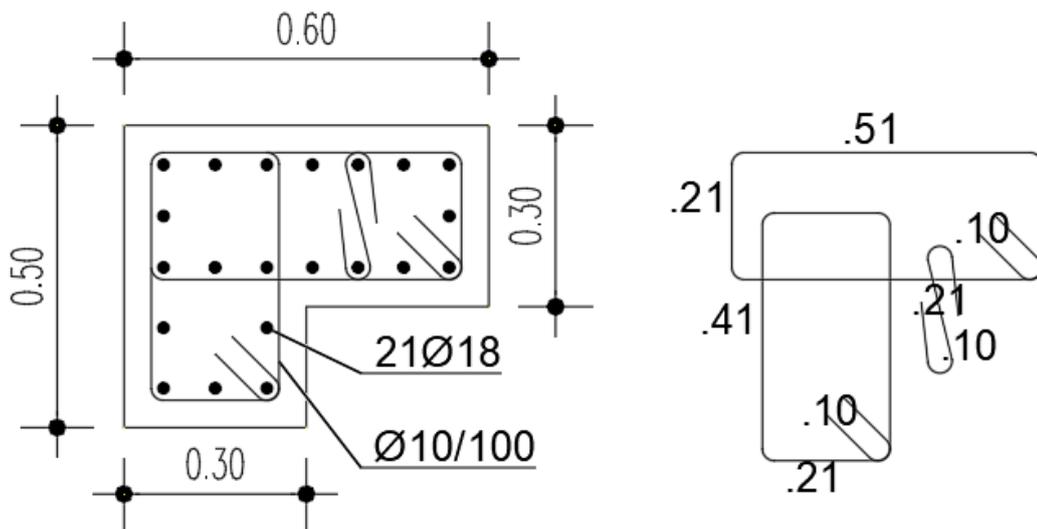


Εικόνα 8.17: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλώματος 50x50x30x30 cm BR

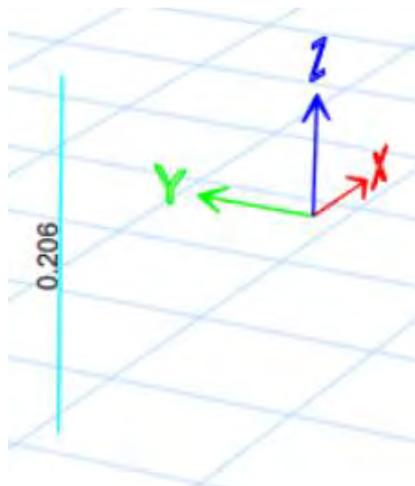


Εικόνα 8.18: Απαιτούμενα εμβαδά μονόμητων συνδετήρων υποστυλώματος 50x50x30x30 cm BR

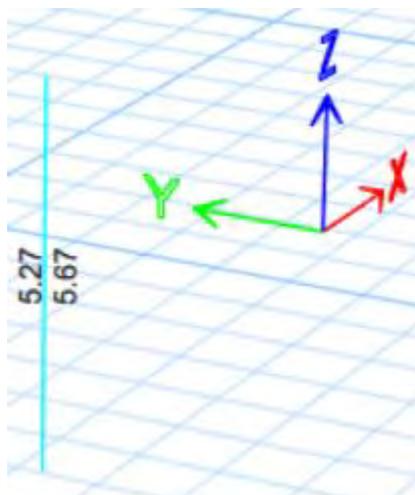
8.7 Υποστύλωμα διατομής 60x50x30x30 cm TR



Εικόνα 8.19: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλώματος 60x50x30x30 cm TR

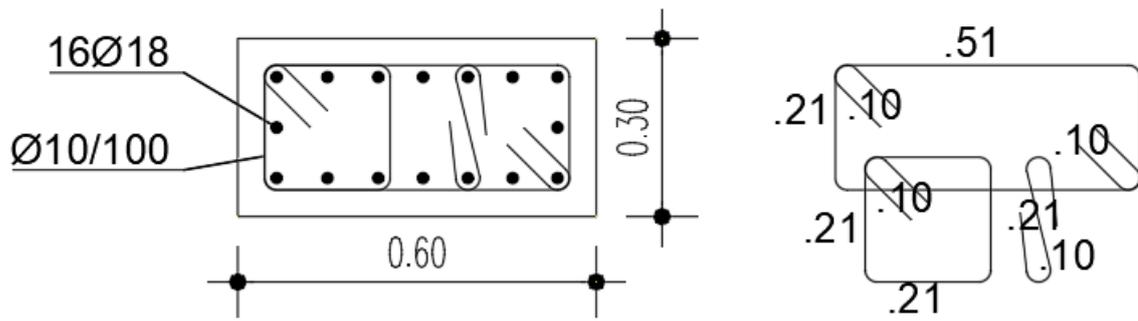


Εικόνα 8.20: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλώματος 60x50x30x30 cm TR

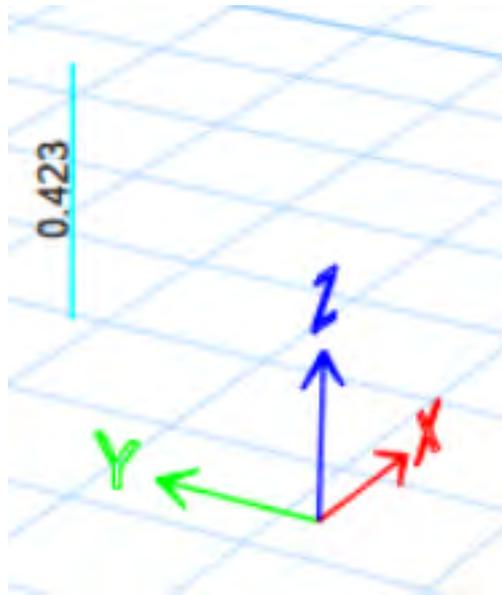


Εικόνα 8.21: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλώματος 60x50x30x30 cm TR

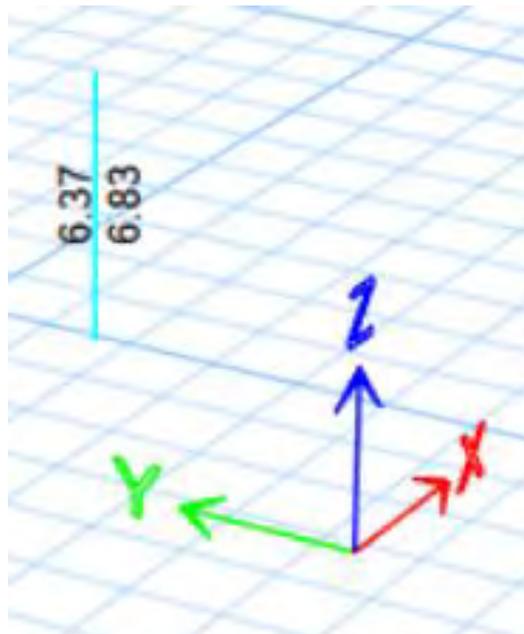
8.8 Υποστύλωμα διατομής 60x30 cm



Εικόνα 8.22: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλώματος 60x30 cm

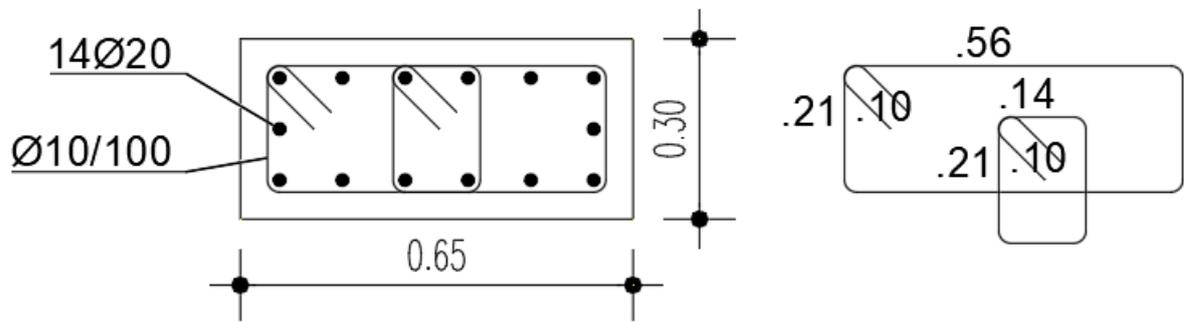


Εικόνα 8.23: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλώματος 60x30 cm

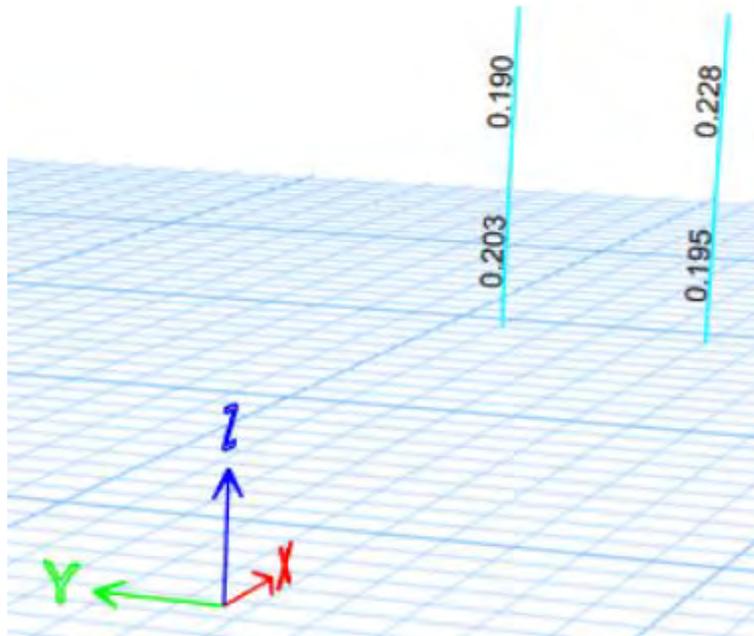


Εικόνα 8.24: Απαιτούμενα εμβαδά μονότιμων συνδετήρων υποστυλώματος 60x30 cm

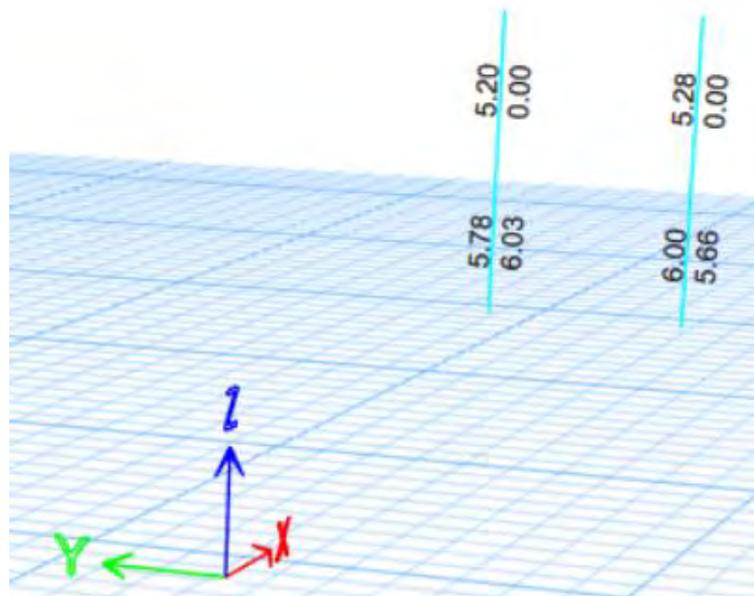
8.9 Υποστυλώματα διατομής 65x30 cm



Εικόνα 8.25: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 65x30 cm

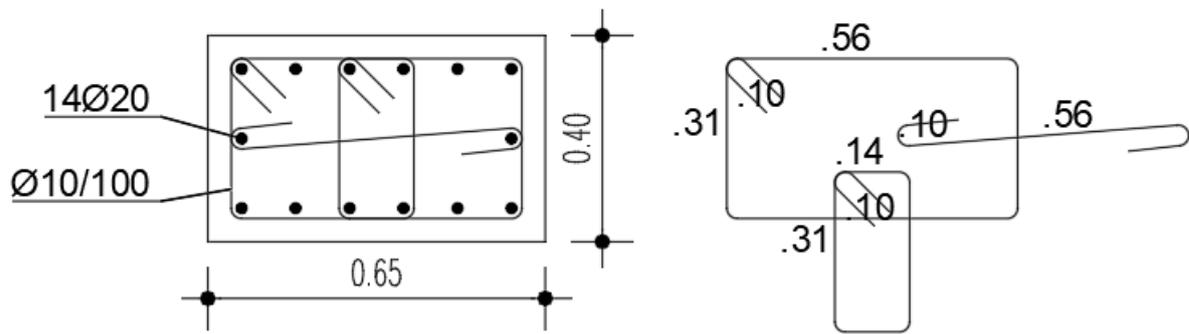


Εικόνα 8.26: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 65x30 cm

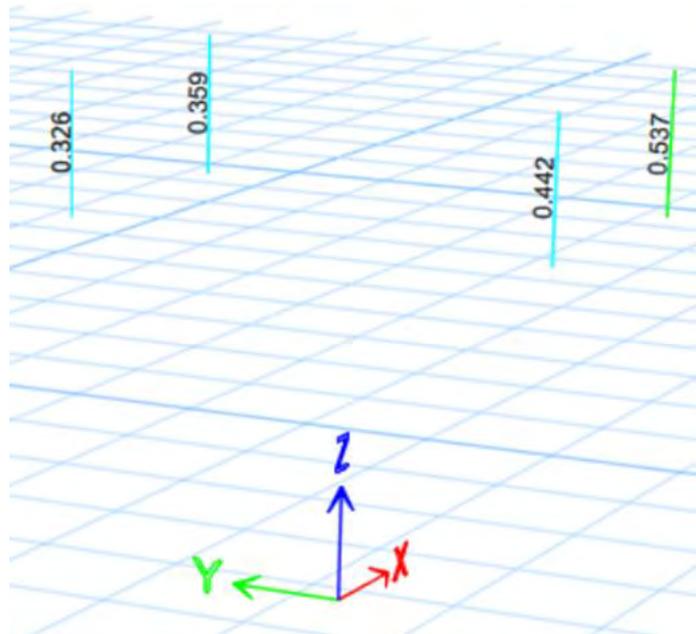


Εικόνα 8.27: Απαιτούμενα εμβαδά μονόμετρων συνδετήρων υποστυλωμάτων 65x30 cm

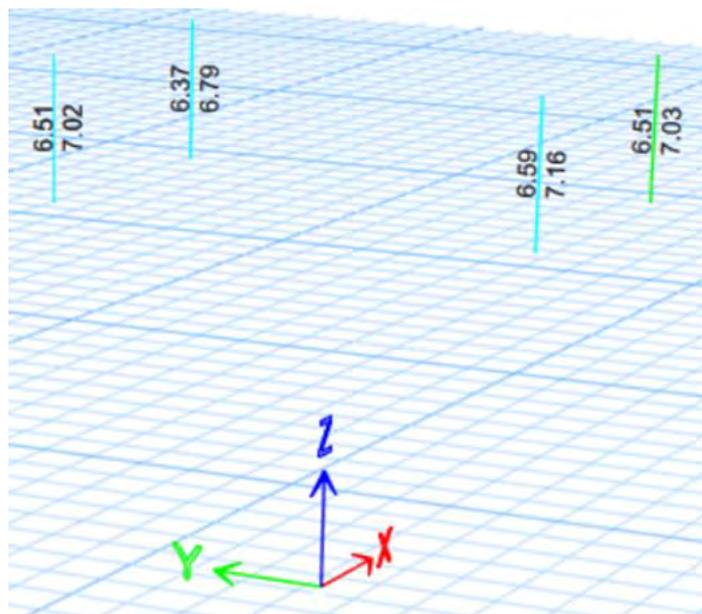
8.10 Υποστυλώματα διατομής 65x40 cm



Εικόνα 8.28: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 65x40 cm

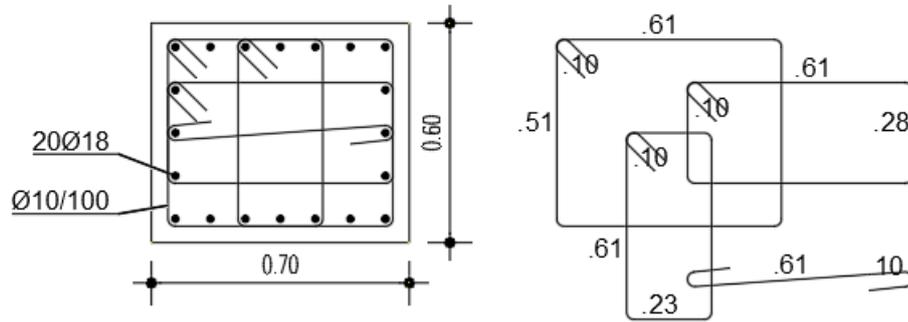


Εικόνα 8.29: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 65x40 cm

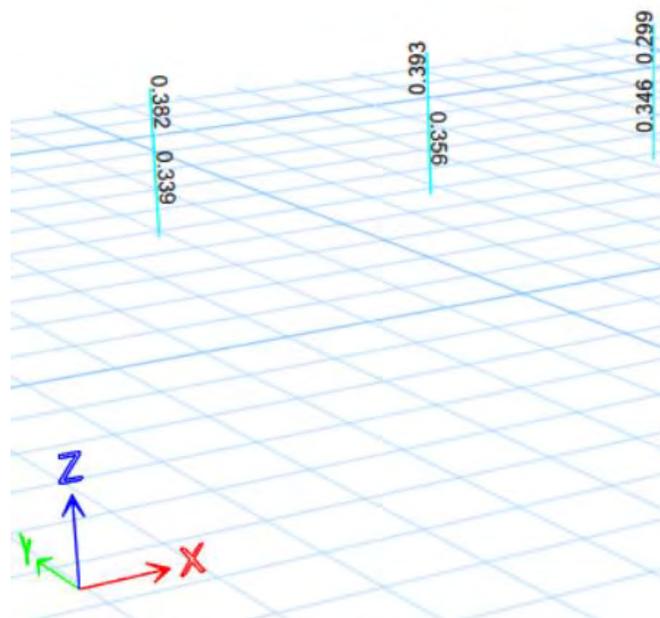


Εικόνα 8.30: Απαιτούμενα εμβαδά μονόμετρων συνδετήρων υποστυλωμάτων 65x40 cm

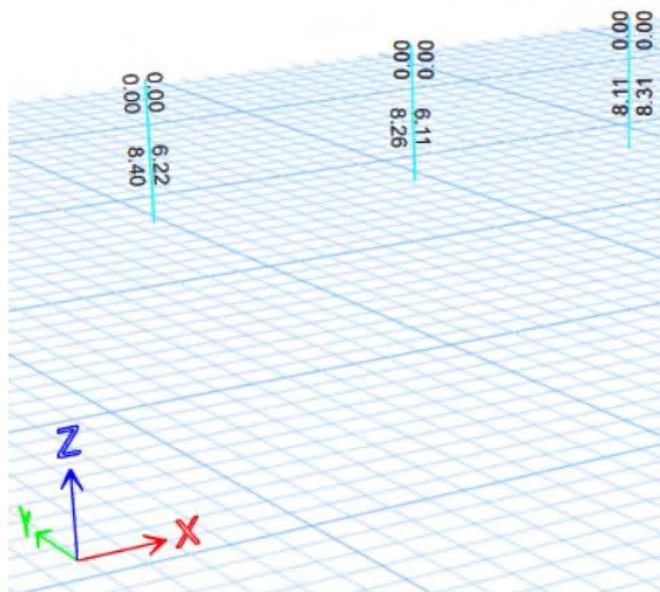
8.11 Υποστυλώματα διατομής 70x60 cm



Εικόνα 8.31: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 70x60 cm

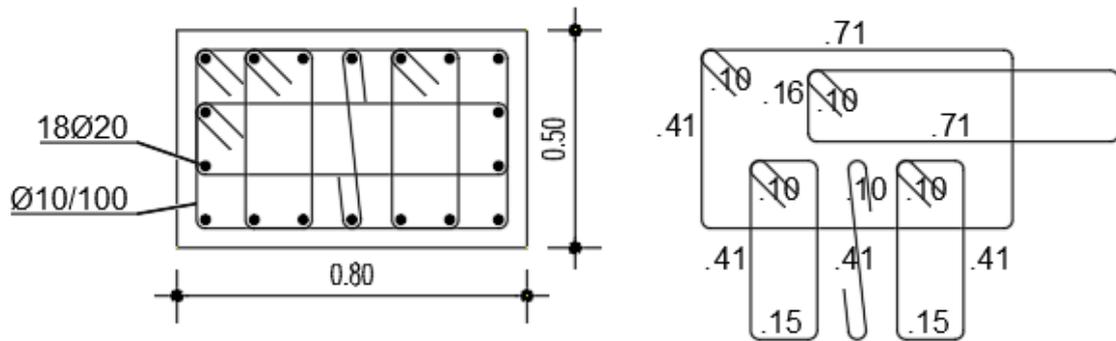


Εικόνα 8.32: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 70x60 cm

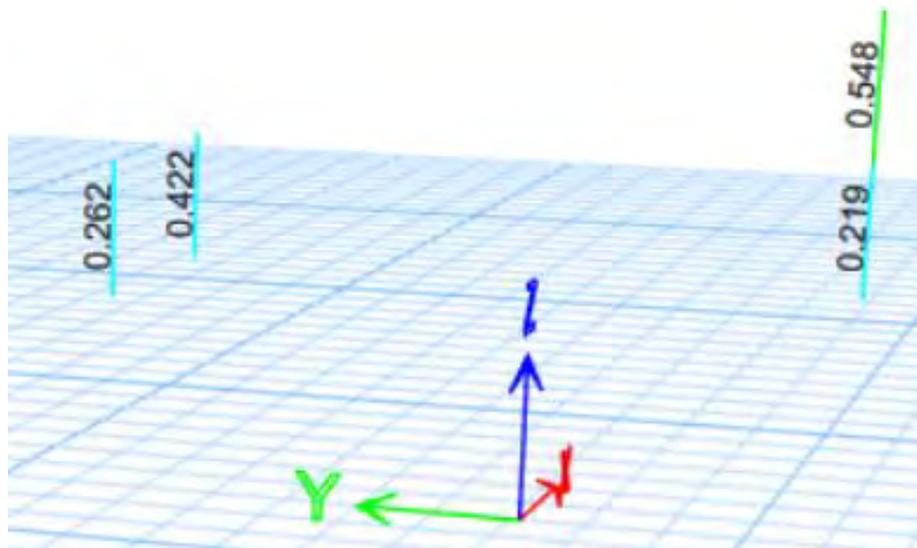


Εικόνα 8.33: Απαιτούμενα εμβαδά μονότμητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 70x60 cm

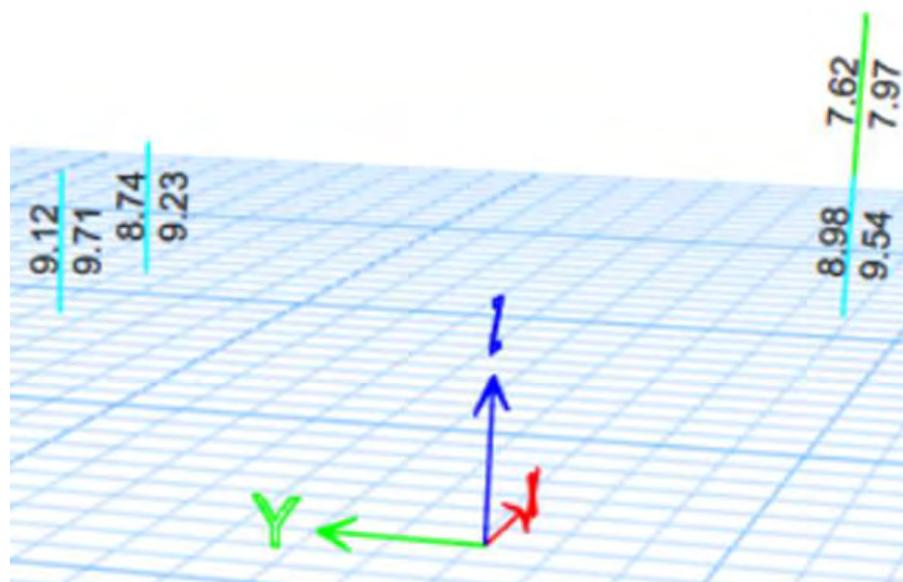
8.12 Υποστυλώματα διατομής 80x50 cm



Εικόνα 8.34: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 80x50 cm

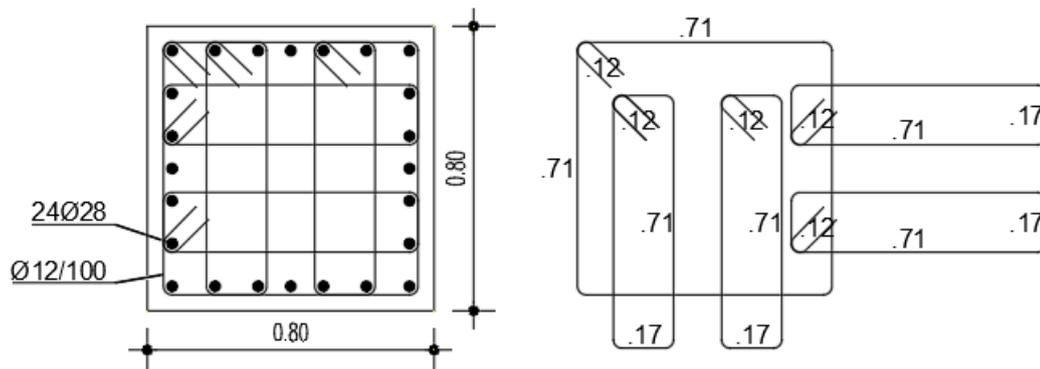


Εικόνα 8.35: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 80x50 cm

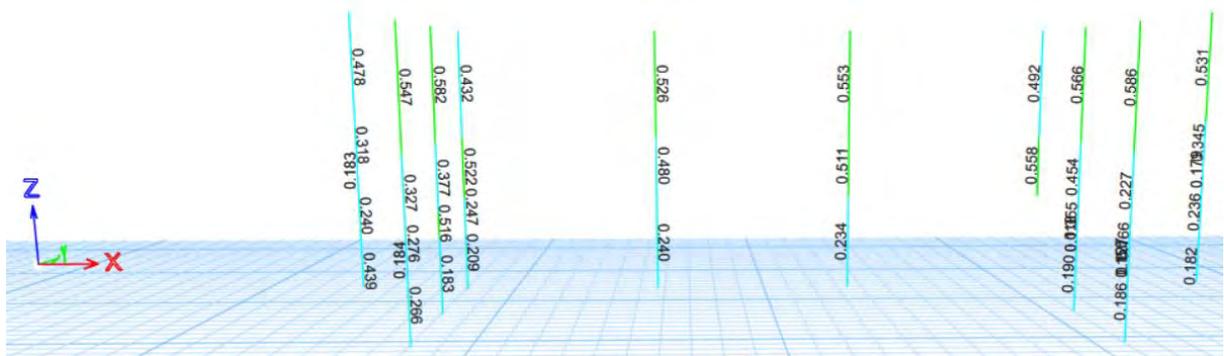


Εικόνα 8.36: Απαιτούμενα εμβαδά μονόμετρων συνδετήρων υποστυλωμάτων 80x50 cm

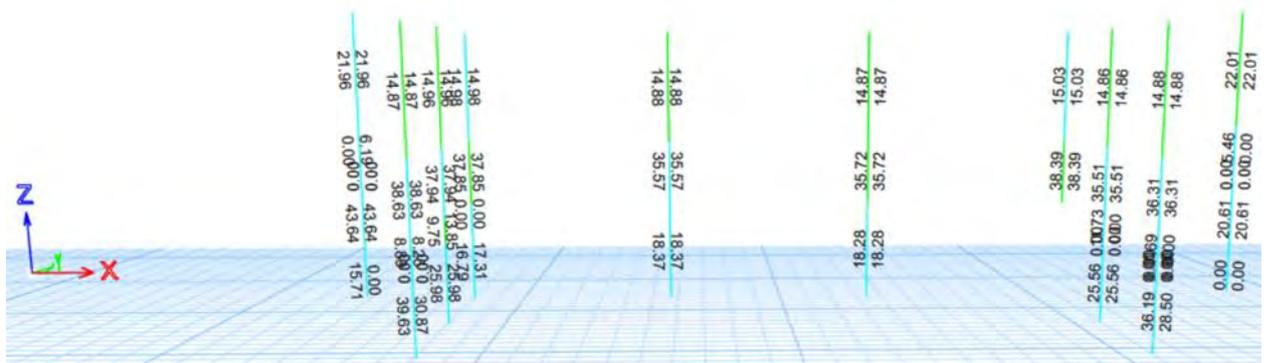
8.13 Υποστυλώματα διατομής 80x80 cm



Εικόνα 8.37: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 80x80 cm

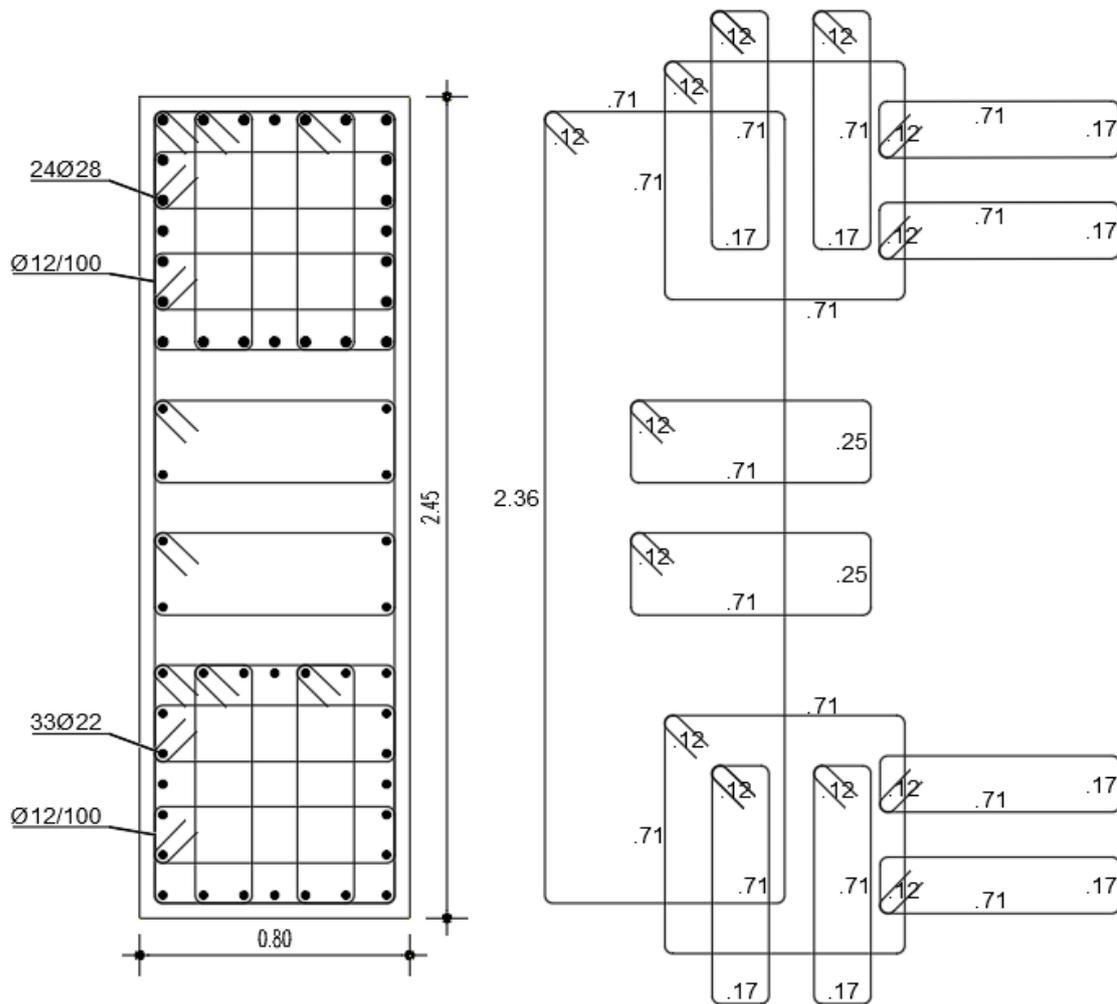


Εικόνα 8.38: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 80x80 cm

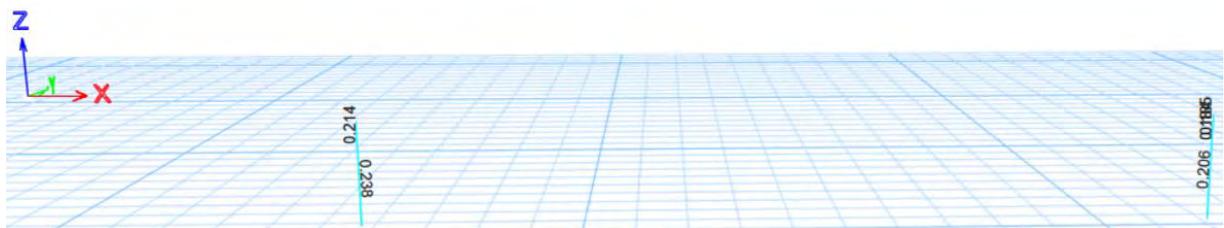


Εικόνα 8.39: Απαιτούμενα εμβαδά μονόμετρων συνδετήρων υποστυλωμάτων 80x80 cm

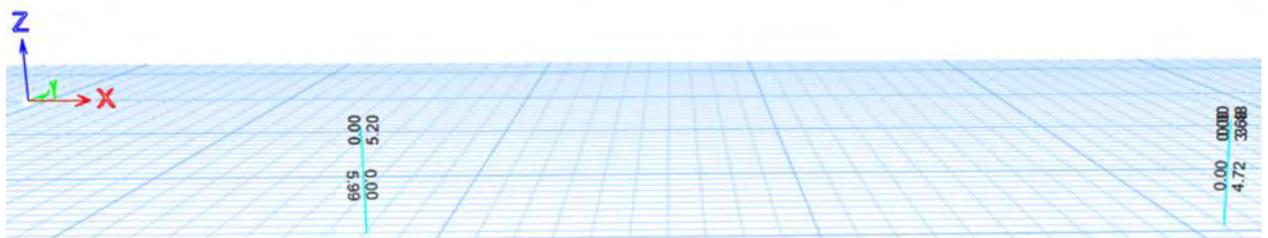
8.14 Υποστυλώματα διατομής 80x245 cm



Εικόνα 8.40: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 80x245 cm

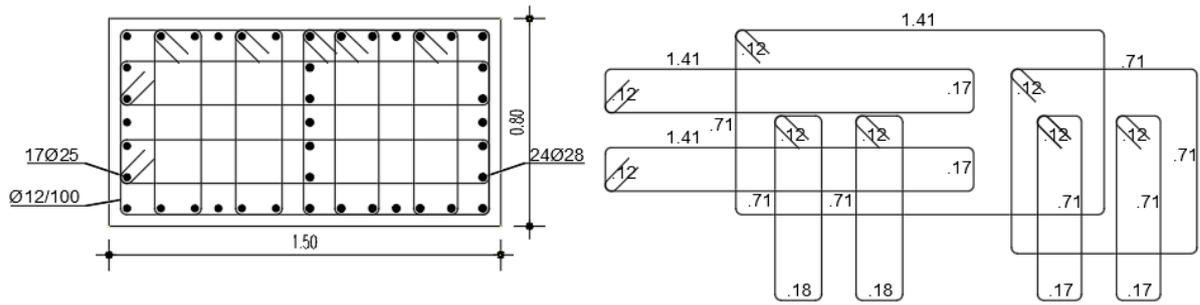


Εικόνα 8.41: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 80x245 cm

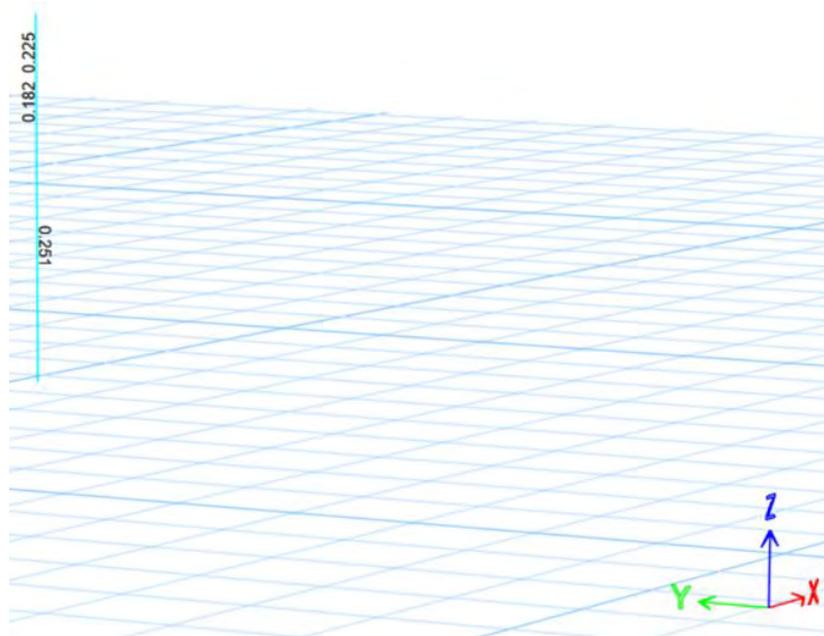


Εικόνα 8.42: Απαιτούμενα εμβαδά μονόμετρων συνδετήρων υποστυλωμάτων 80x245 cm

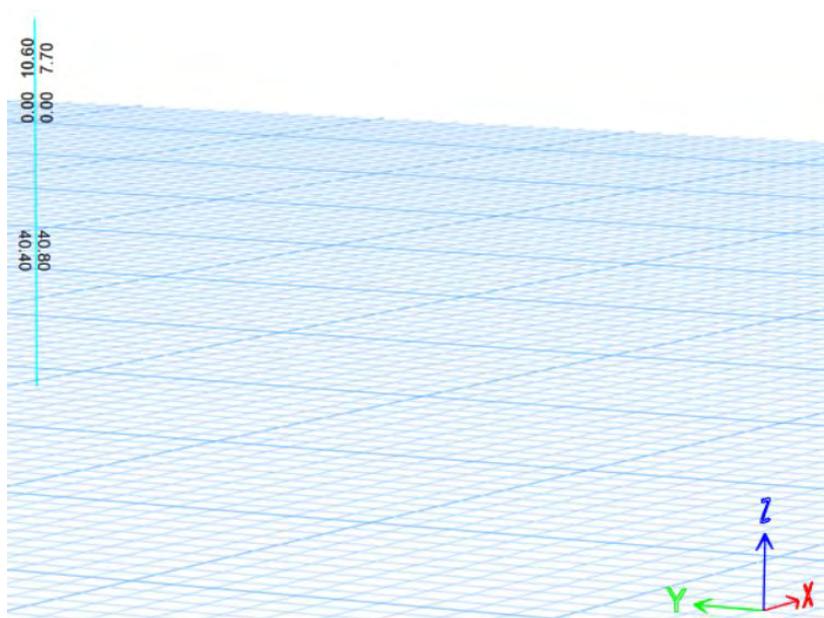
8.15 Υποστύλωμα διατομής 150x80 cm



Εικόνα 8.43: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλώματος 150x80 cm

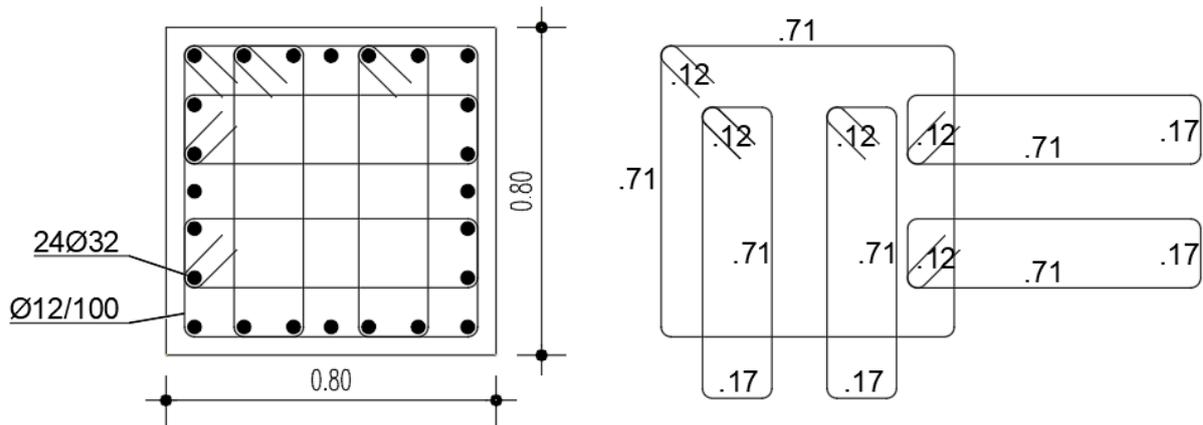


Εικόνα 8.44: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλώματος 150x80 cm



Εικόνα 8.45: Απαιτούμενα εμβαδά μονόμετρων συνδετήρων υποστυλώματος 150x80 cm

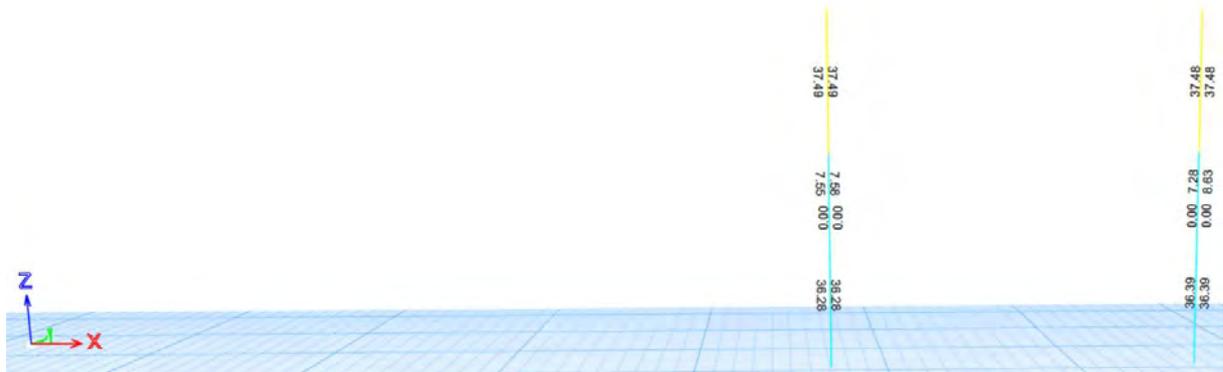
8.16 Κεντρικά υποστυλώματα κερκίδων διατομής 80x80 cm



Εικόνα 8.46: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 80x80 cm – Κερκίδες

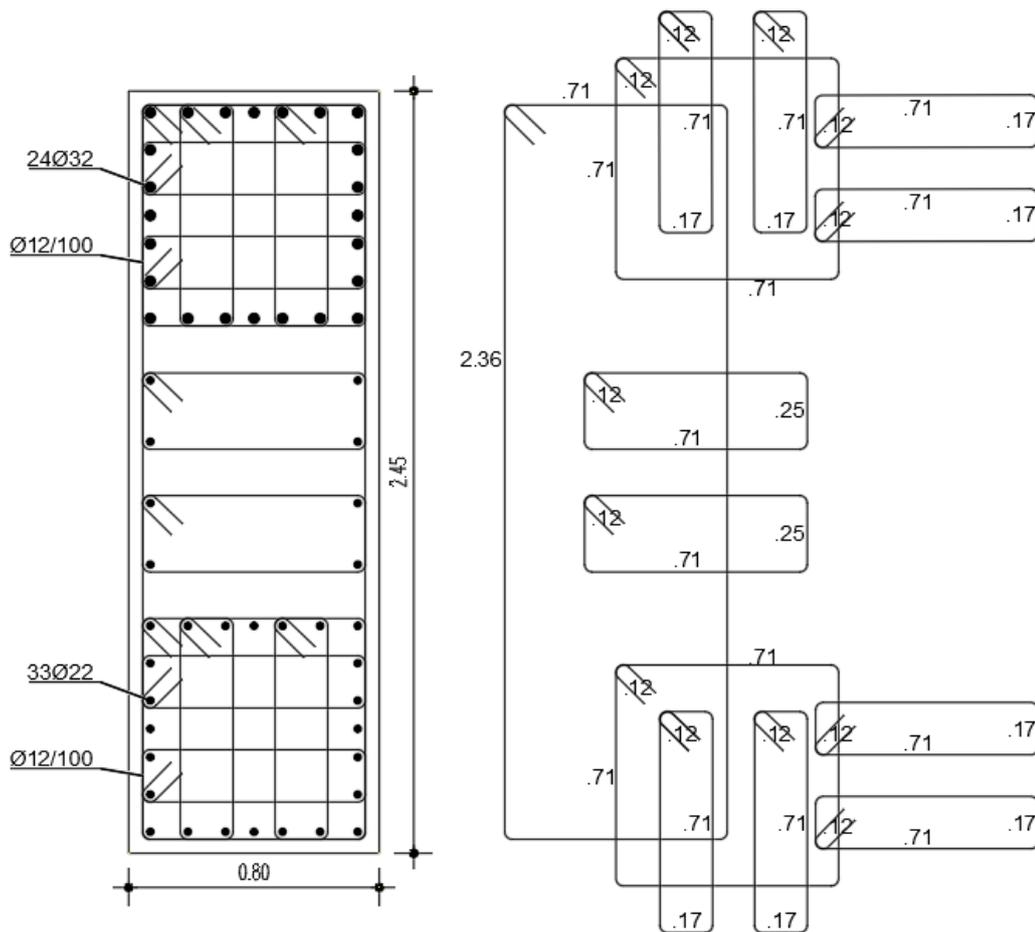


Εικόνα 8.47: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 80x80 cm – Κερκίδες

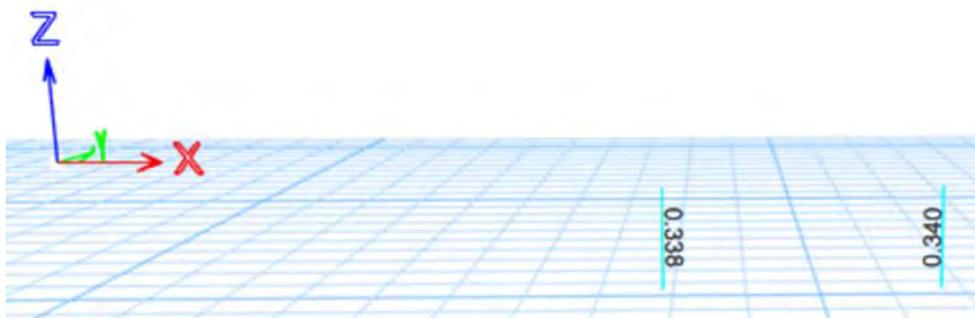


Εικόνα 8.48: Απαιτούμενα εμβαδά μονόμητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 80x80 cm – Κερκίδες

8.17 Κεντρικά υποστυλώματα κερκίδων διατομής 80x245 cm



Εικόνα 8.49: Οπλισμική διάταξη ελέγχου υποστυλωμάτων 80x245 cm – Κερκίδες



Εικόνα 8.50: Λόγοι επάρκειας από μεγέθη ορθής έντασης υποστυλωμάτων 80x245 cm – Κερκίδες

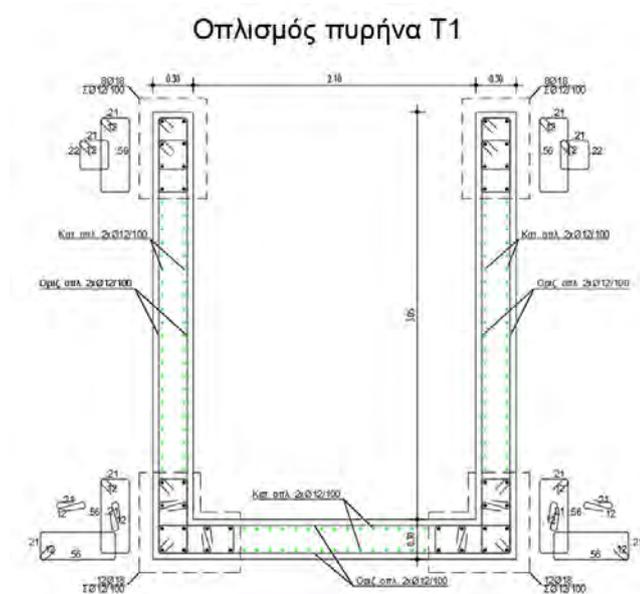


Εικόνα 8.51: Απαιτούμενα εμβαδά μονόμητων συνδετήρων υποστυλωμάτων 80x245 cm – Κερκίδες

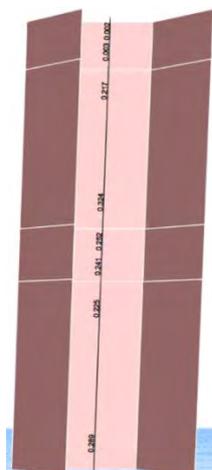
Κεφάλαιο 9 Έλεγχοι τοιχωμάτων

Παρακάτω παρουσιάστηκαν οι οπλισμικές διατάξεις και τα αποτελέσματα των λόγων επάρκειας των τοιχωμάτων του κτιρίου που προήλθαν από του υπολογισμούς του λογισμικού ETABS.

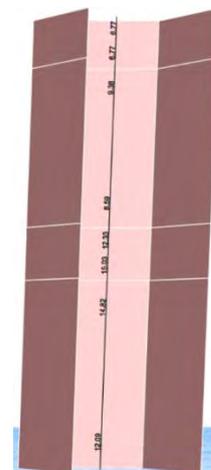
9.1 Πυρήνας T1



Εικόνα 9.1: Οπλισμική διάταξη ελέγχου πυρήνα T1

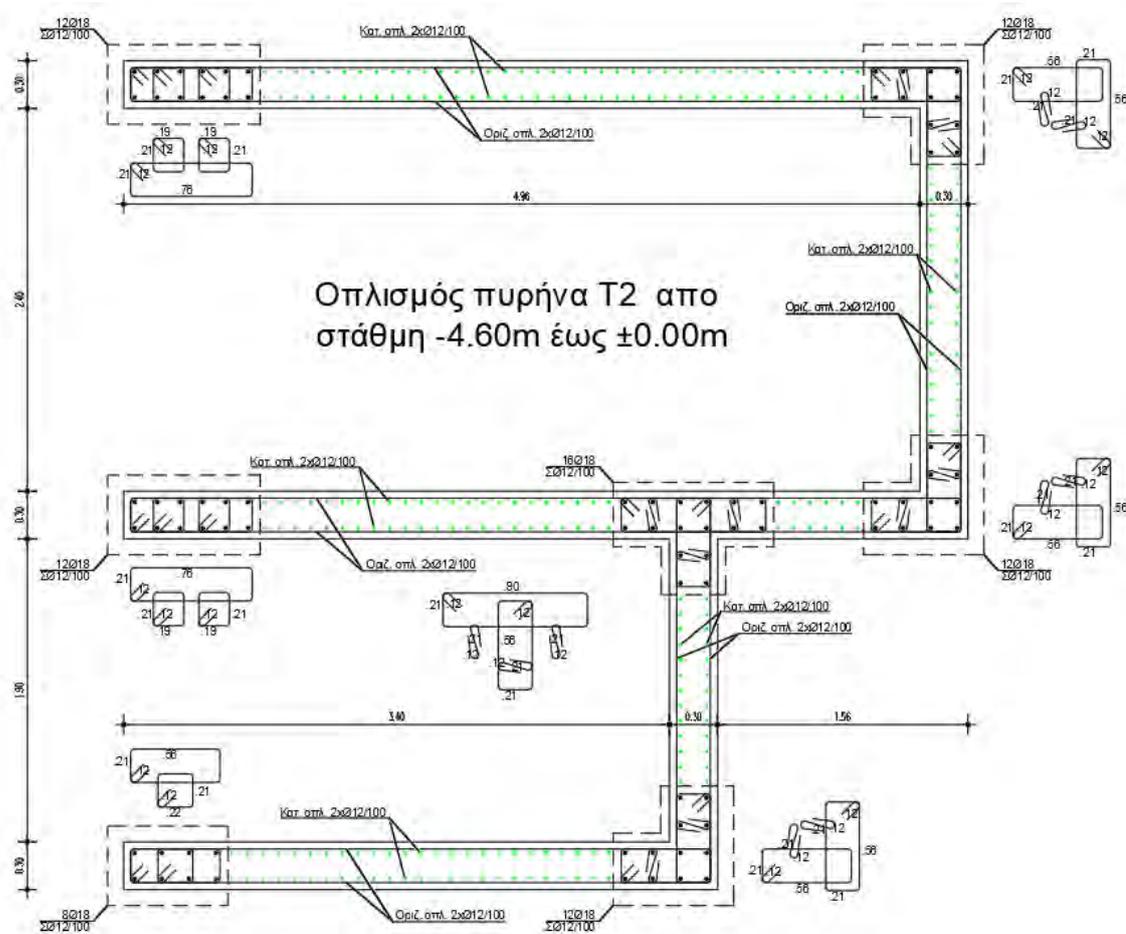


Εικόνα 9.2: Λόγοι εξάντλησης αντοχών πυρήνα T1 από μεγέθη ορθής έντασης

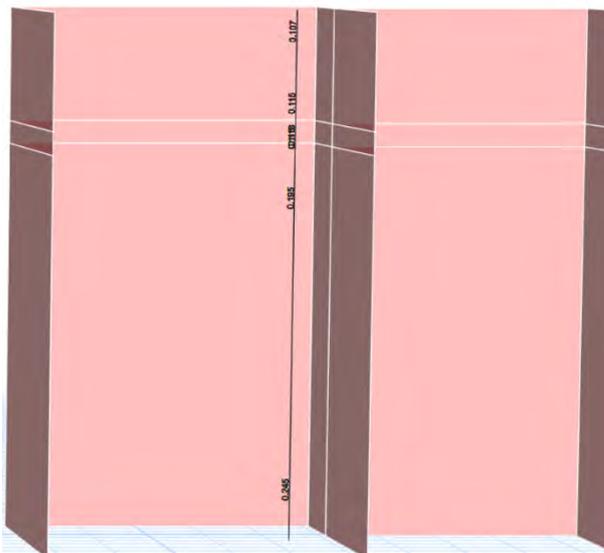


Εικόνα 9.3: Απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης πυρήνα T1

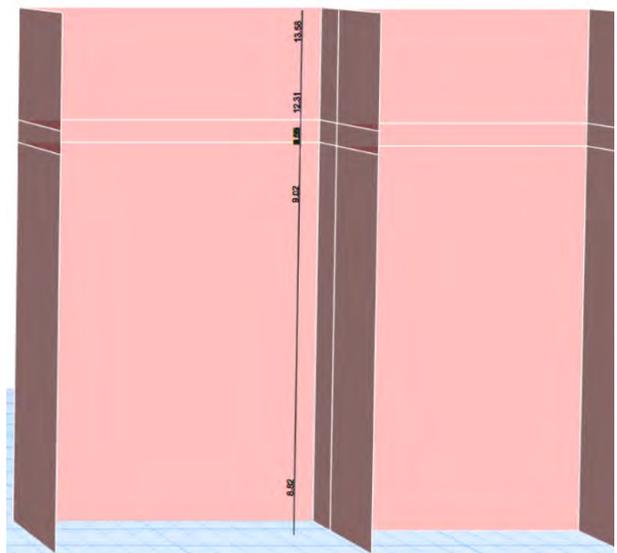
9.2 Πυρήνας T2 από -4.60m στάθμη έως ±0.00m



Εικόνα 9.4: Οπλισμική διάταξη ελέγχου πυρήνα T2 από στάθμη -4.60m έως ±0.00m

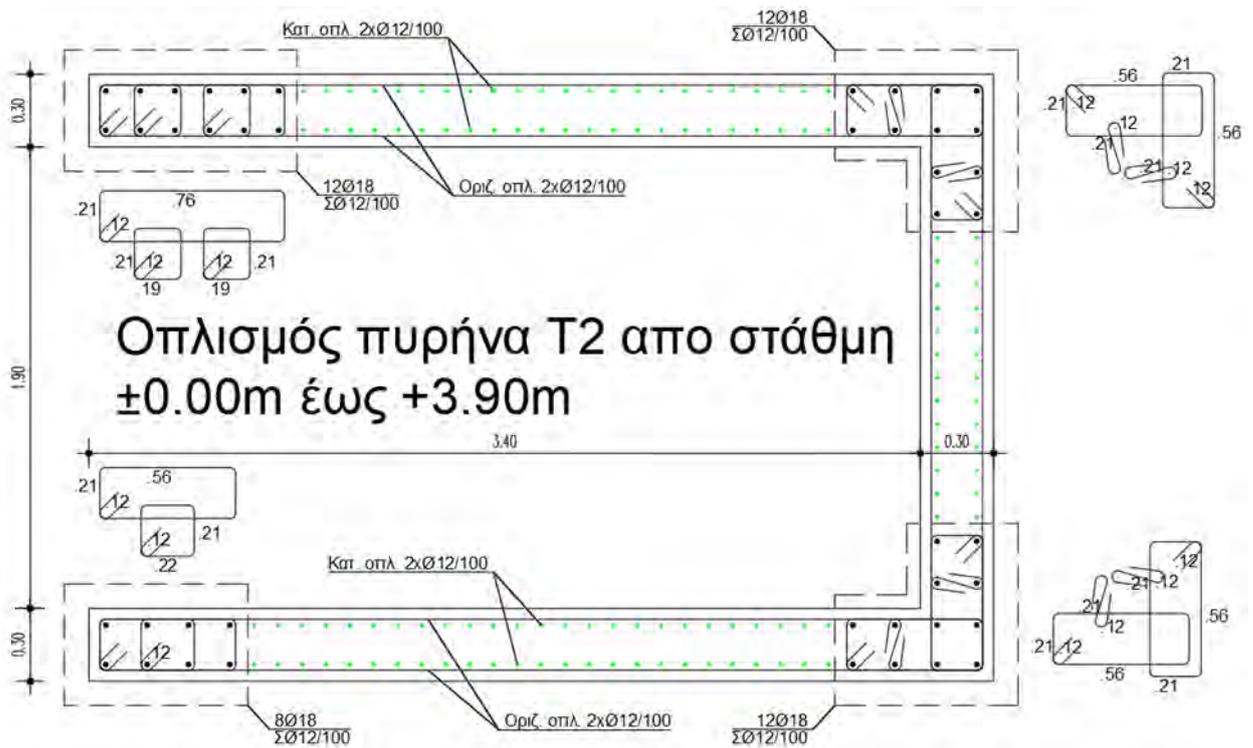


Εικόνα 9.5: Λόγοι εξάντλησης αντοχών τοιχώματος πυρήνα T2 από στάθμη -4.60m έως ±0.00m λόγω μεγεθών ορθής έντασης

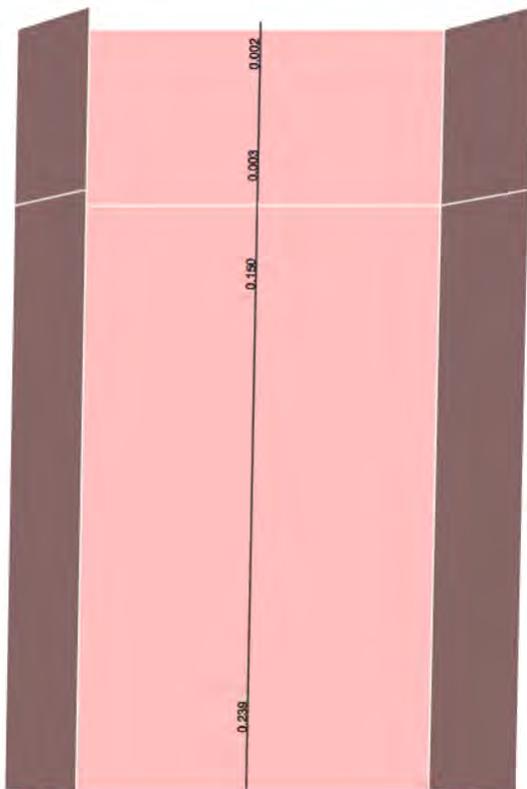


Εικόνα 9.6: Απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης πυρήνα T2 -4.60m έως ±0.00m

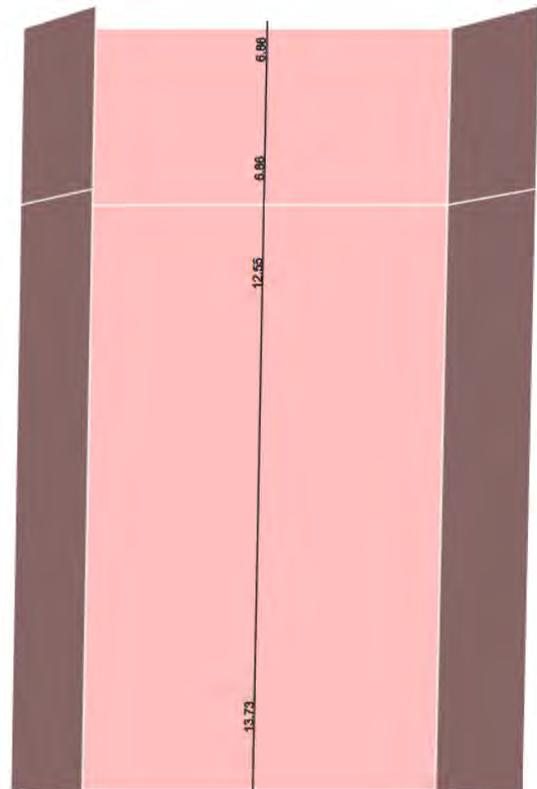
9.3 Πυρήνας T2 από στάθμη $\pm 0.00\text{m}$ έως $+3.90\text{m}$



Εικόνα 9.7: Οπλισμική διάταξη ελέγχου πυρήνα T2 από στάθμη $\pm 0.00\text{m}$ έως $+3.90\text{m}$

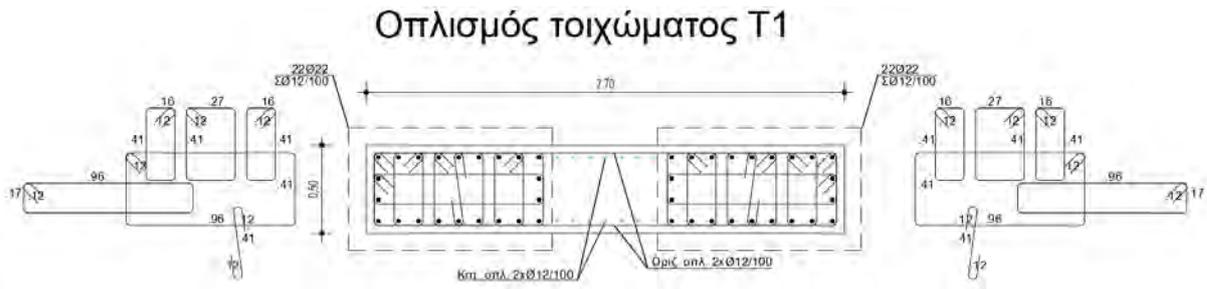


Εικόνα 9.8: Λόγοι εξάντλησης αντοχών πυρήνα T2 από στάθμη $\pm 0.00\text{m}$ έως $+3.90\text{m}$ λόγω μεγεθών ορθής έντασης

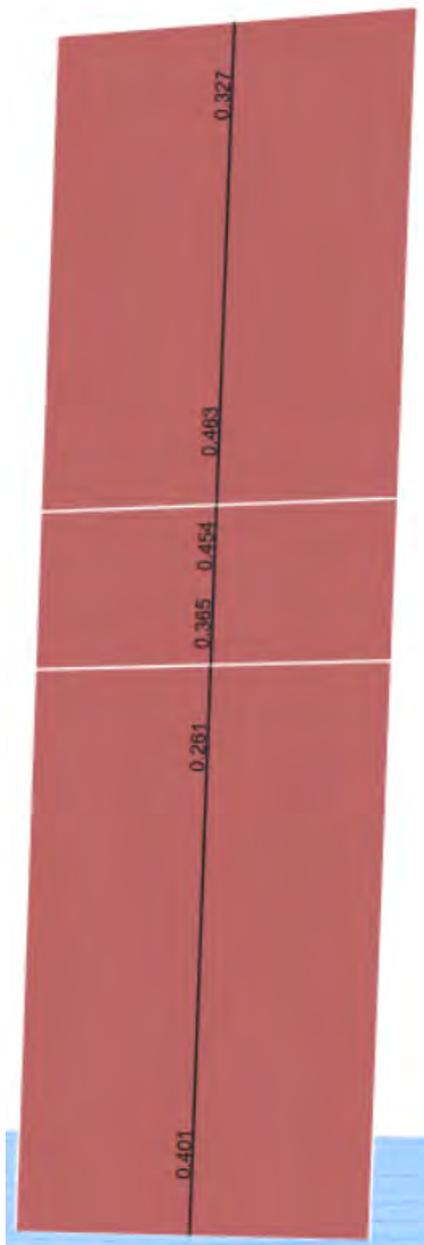


Εικόνα 9.9: Απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης πυρήνα T2 από στάθμη $\pm 0.00\text{m}$ έως $+3.90\text{m}$

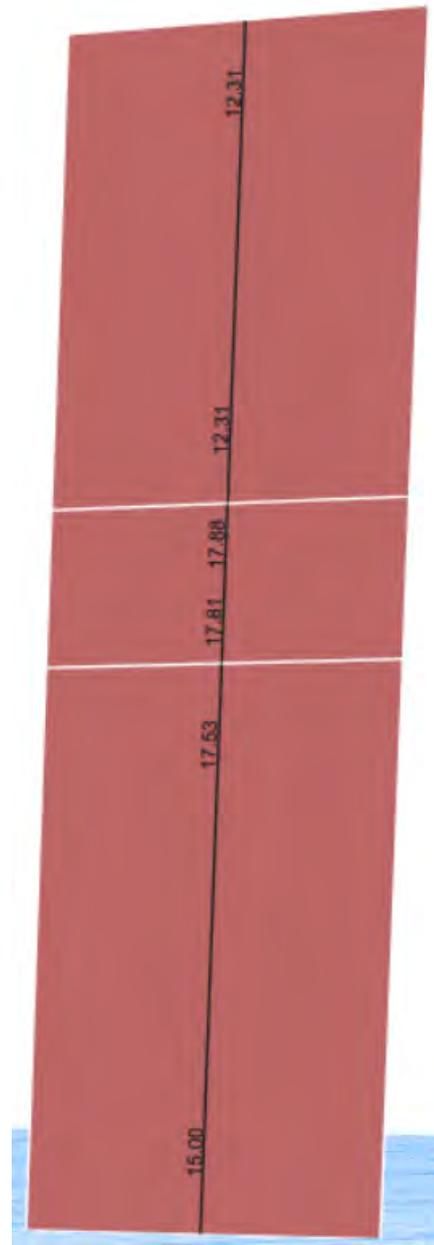
9.4 Τοίχωμα T1



Εικόνα 9.10: Οπλισμική διάταξη ελέγχου τοιχώματος T1

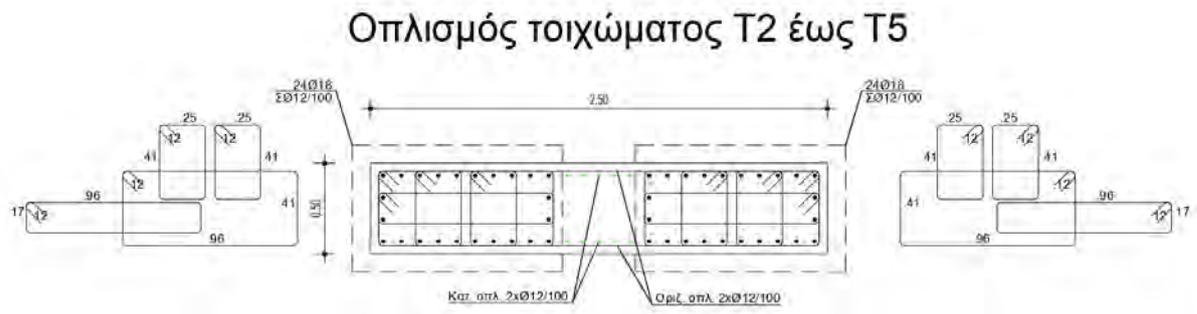


Εικόνα 9.11: Λόγοι εξάντλησης αντοχών τοιχώματος T1 από μεγέθη ορθής έντασης

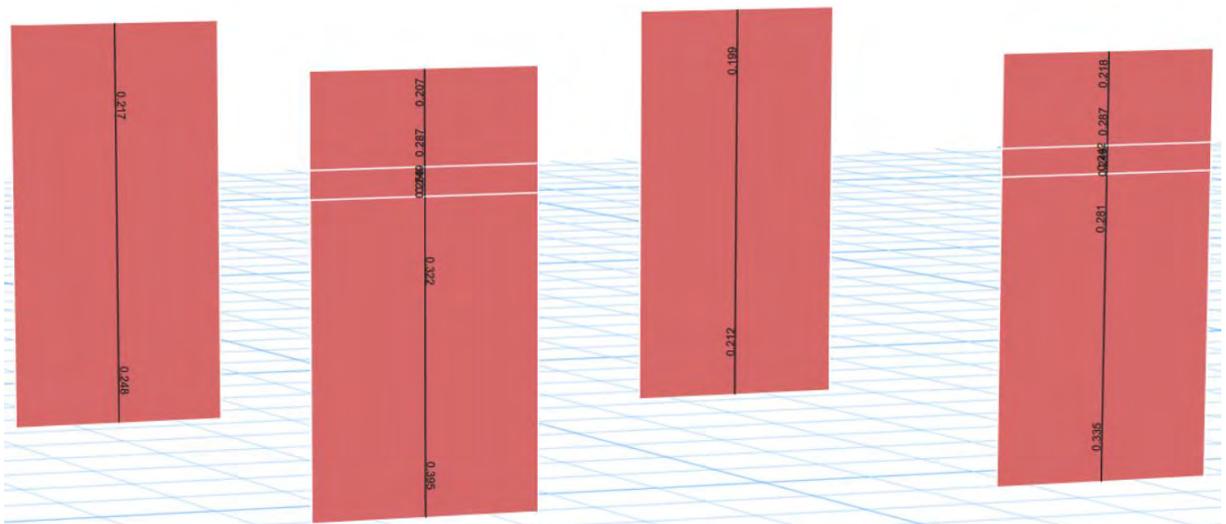


Εικόνα 9.12: Απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης τοιχώματος T1

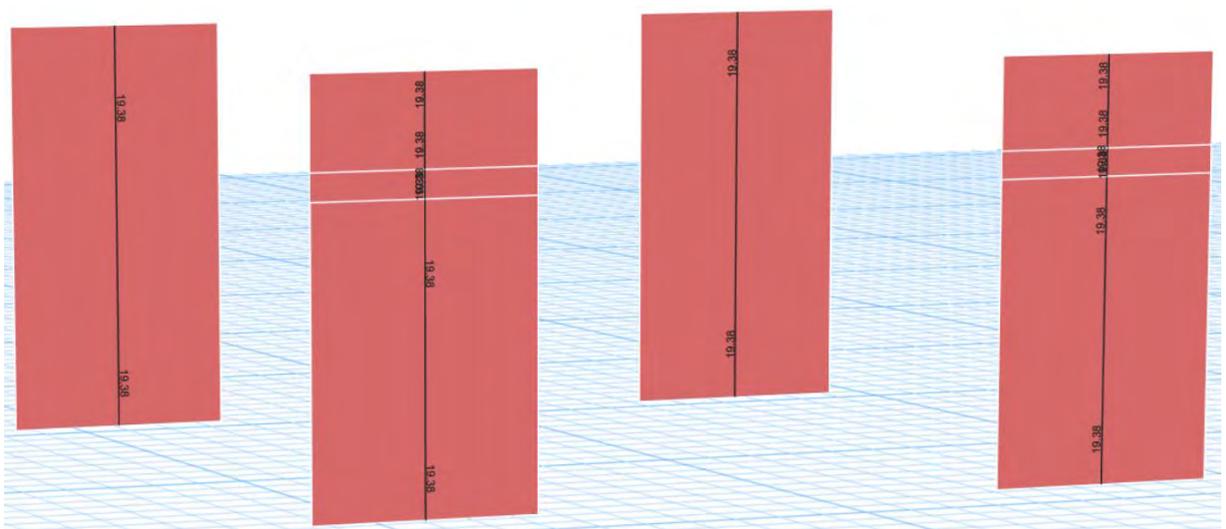
9.5 Τοιχώματα T2 έως T5



Εικόνα 9.13: Οπλισμική διάταξη ελέγχου τοιχωμάτων T2 έως T5



Εικόνα 9.14: Λόγοι εξάντλησης αντοχών τοιχωμάτων T2 έως T5 από μέγεθος ορθής έντασης

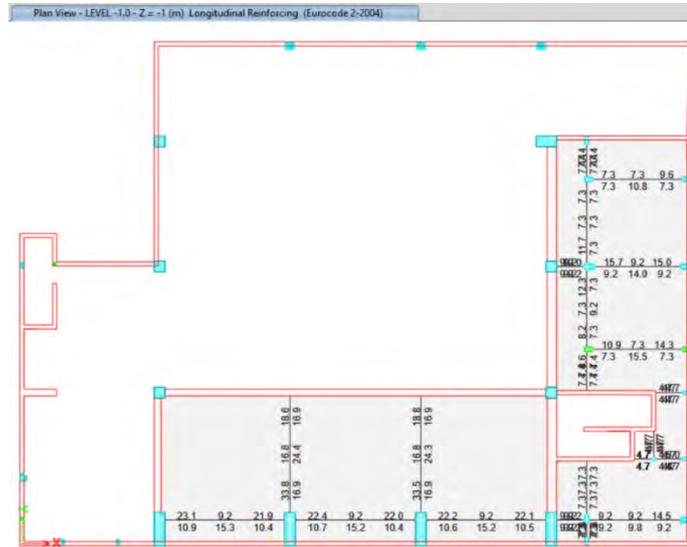


Εικόνα 9.15: Απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης τοιχωμάτων T2 έως T5

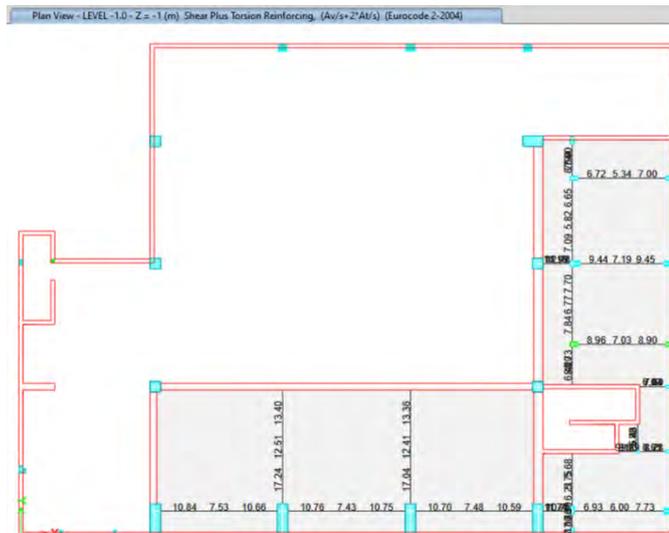
Κεφάλαιο 10 Απαιτούμενοι οπλισμοί δοκών

Παρακάτω παρουσιάστηκαν οι απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί των δοκών για την άνω και κάτω παρειάς τους καθώς και οι απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης που προήλθαν από του υπολογισμούς του λογισμικού ETABS.

10.1 Οροφή ημιυπόγειου -1.00m

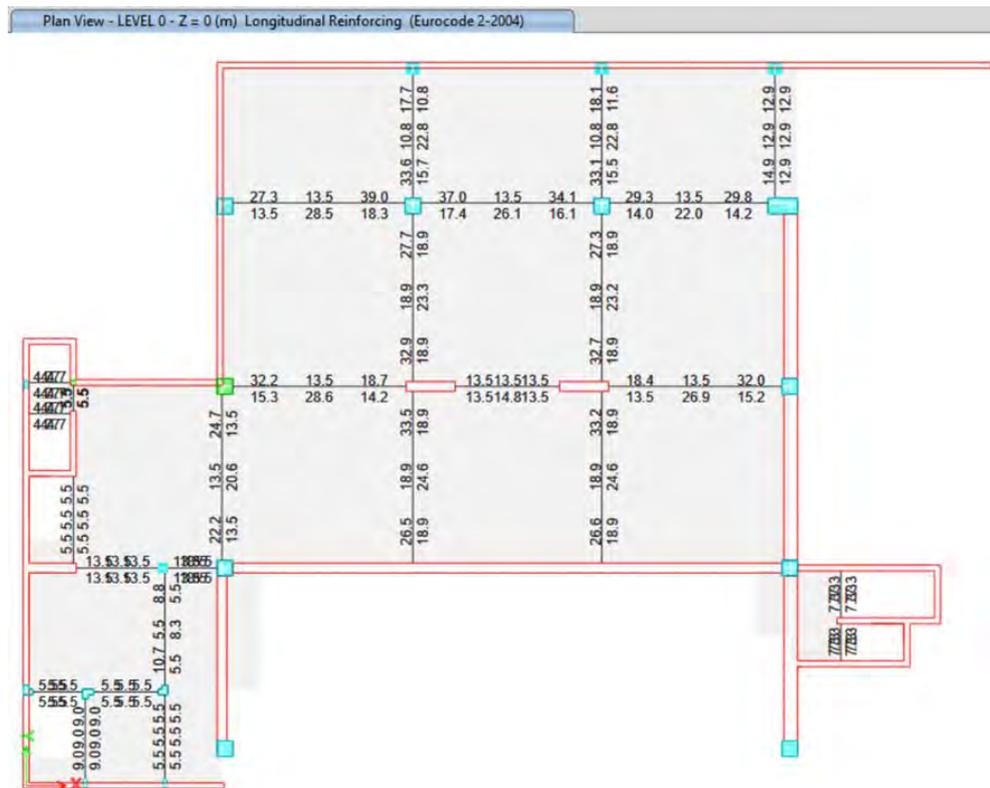


Εικόνα 10.1: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί άνω & κάτω (cm^2) - Οροφή ημιυπόγειου -1.00 m

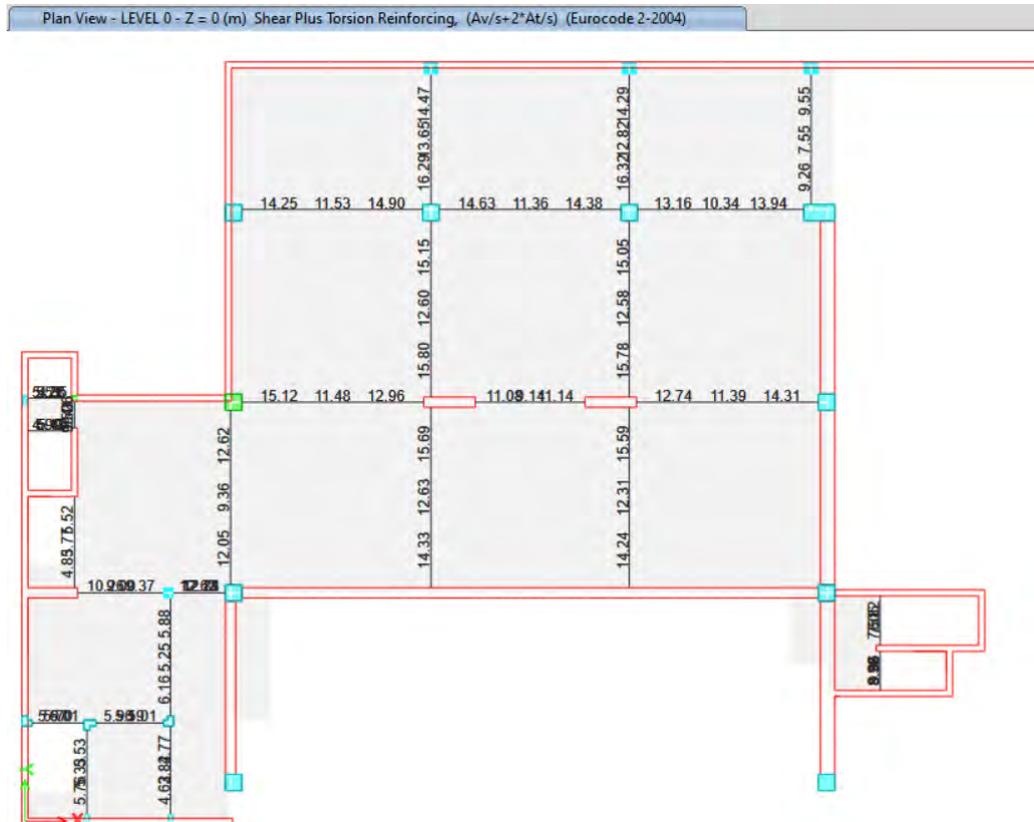


Εικόνα 10.2: Απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης (cm^2/m) - Οροφή ημιυπόγειου -1.00 m

10.2 Οροφή ισογείου 0m

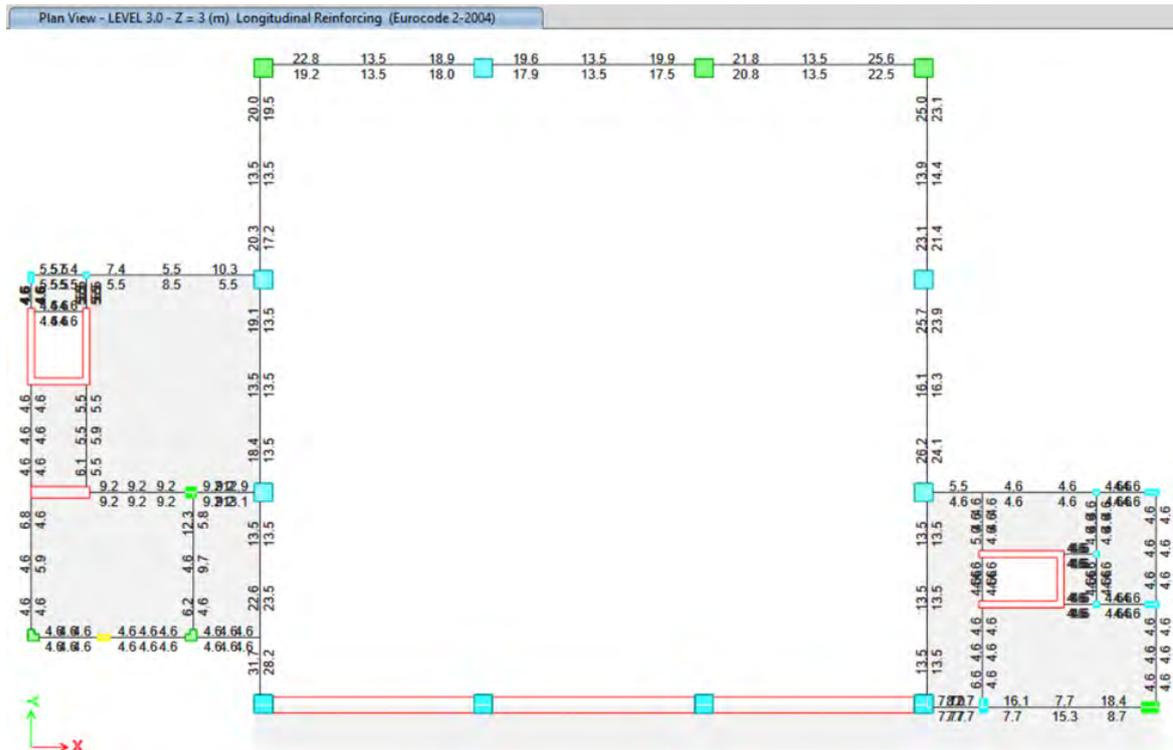


Εικόνα 10.3: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί άνω & κάτω (cm²) - Οροφή ισογείου ±0.00m

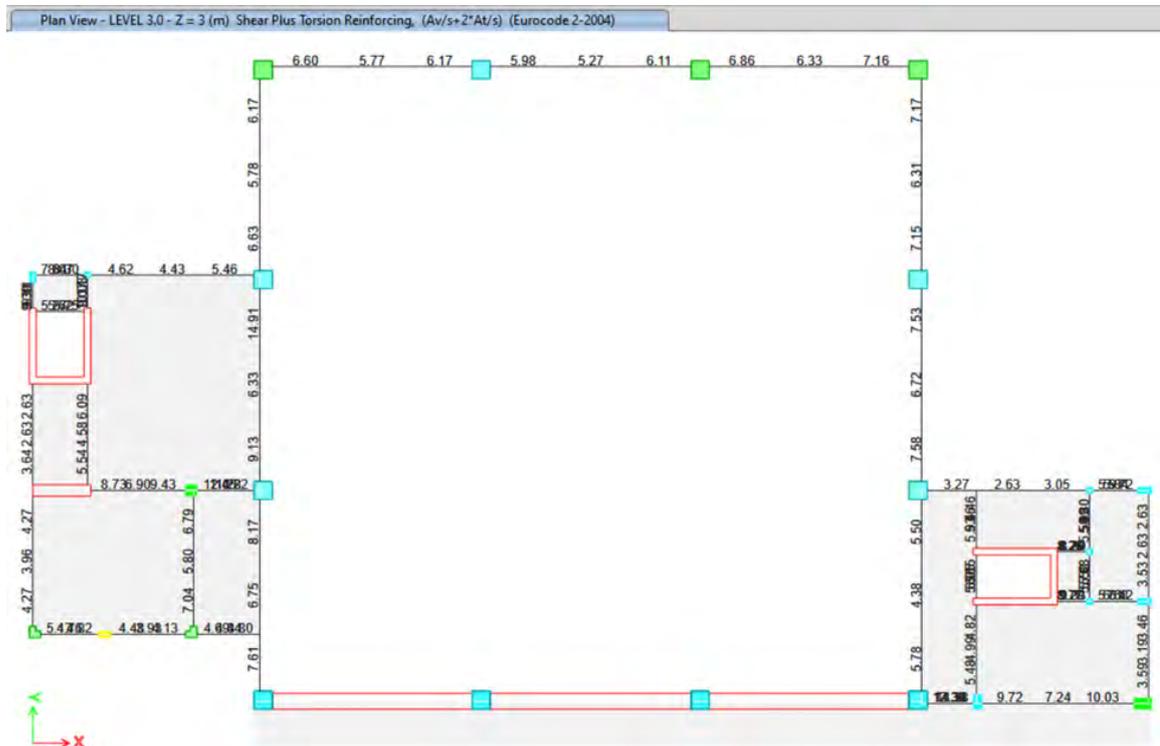


Εικόνα 10.4: Απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης (cm²/m) - Οροφή ισογείου ±0.00m

10.3 Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m

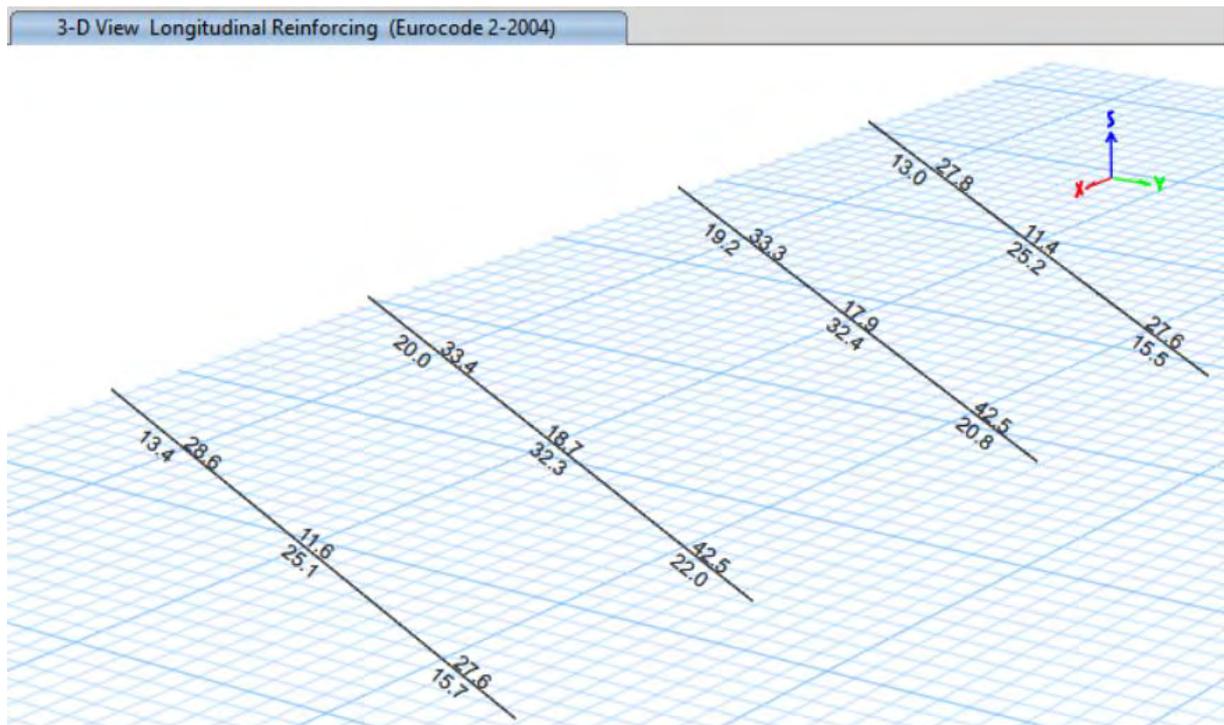


Εικόνα 10.5: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί άνω & κάτω (cm^2) - Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m

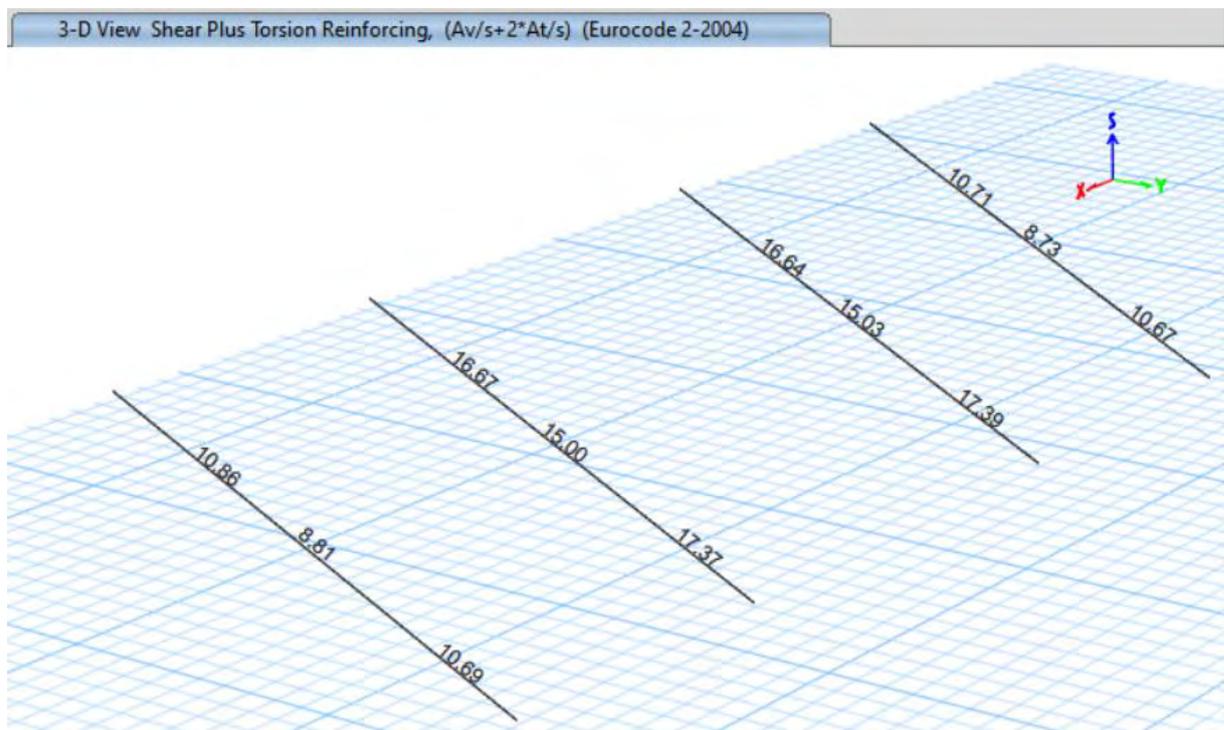


Εικόνα 10.6: Απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης (cm^2/m) - Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m

10.4 Κεκλιμένες δοκοί κερκίδων



Εικόνα 10.7: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί άνω & κάτω (cm²) - Κεκλιμένες δοκοί κερκίδων



Εικόνα 10.8: Απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης (cm²/m) - Κεκλιμένες δοκοί κερκίδων

10.5 Απολήξεις υποστυλωμάτων +8.10m



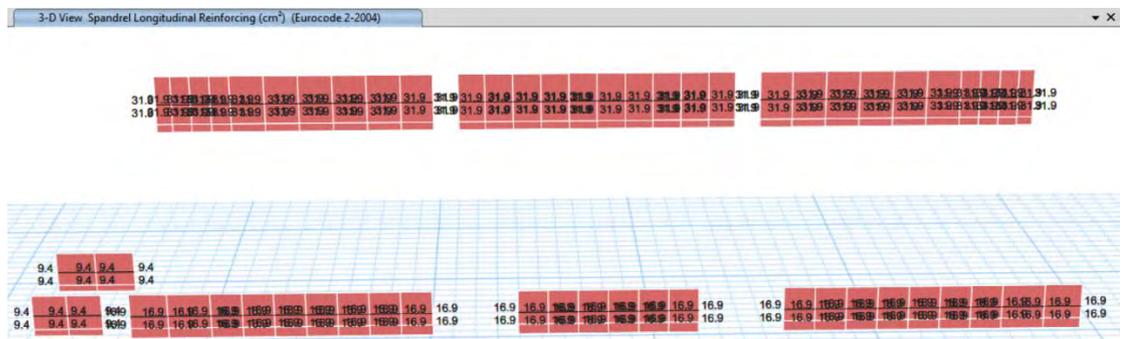
Εικόνα 10.9: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί άνω & κάτω (cm²) - Απολήξεις +8.10m



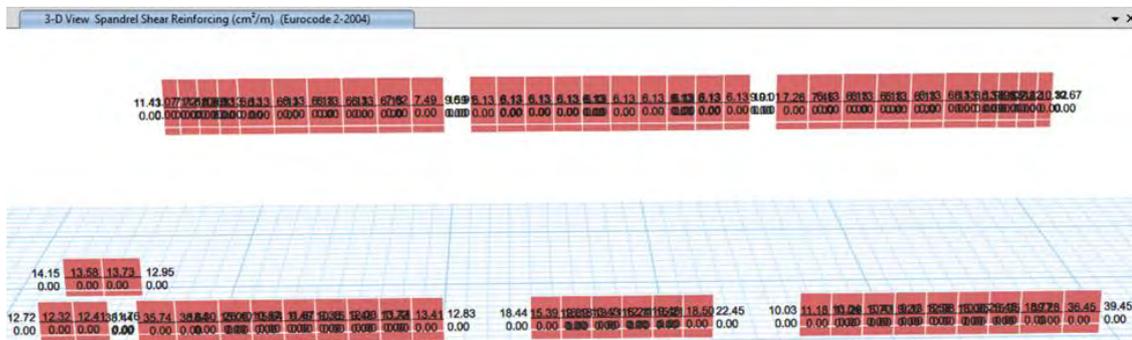
Εικόνα 10.10: Απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης (cm²/m) - Απολήξεις +8.10m

10.6 Δοκοί τύπου spandrel

Η μεγαλύτερη τιμή του διαμήκου οπλισμού άνω & κάτω των δοκών spandrel στην διεύθυνση x είναι 31.9 cm². Η μεγαλύτερη τιμή του οπλισμού διάτμησης των δοκών spandrel στην διεύθυνση x είναι 39.45 cm²/m.

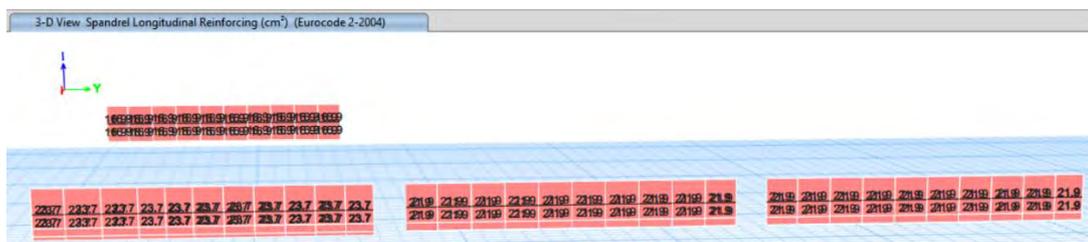


Εικόνα 10.11: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί άνω & κάτω (cm²) δοκών spandrel στην διεύθυνση x

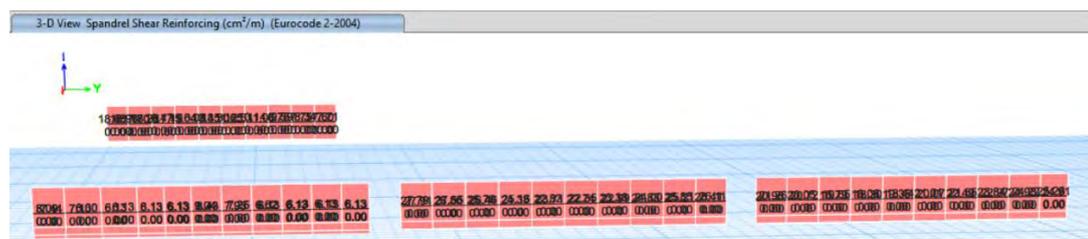


Εικόνα 10.12: Απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης (cm²/m) δοκών spandrel στην διεύθυνση x

Η μεγαλύτερη τιμή του διαμήκου οπλισμού άνω & κάτω των δοκών spandrel στην διεύθυνση y είναι 23.7 cm². Η μεγαλύτερη τιμή του οπλισμού διάτμησης των δοκών spandrel στην διεύθυνση y είναι 27.91 cm²/m.



Εικόνα 10.13: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί άνω & κάτω (cm²) δοκών spandrel στην διεύθυνση y

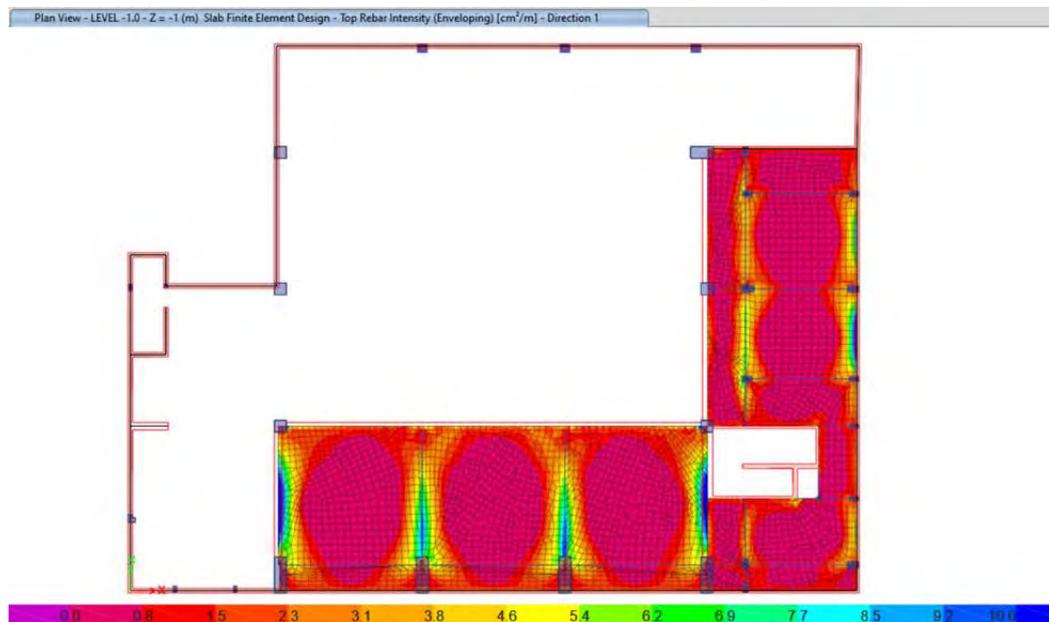


Εικόνα 10.14: Απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης (cm²/m) δοκών spandrel στην διεύθυνση y

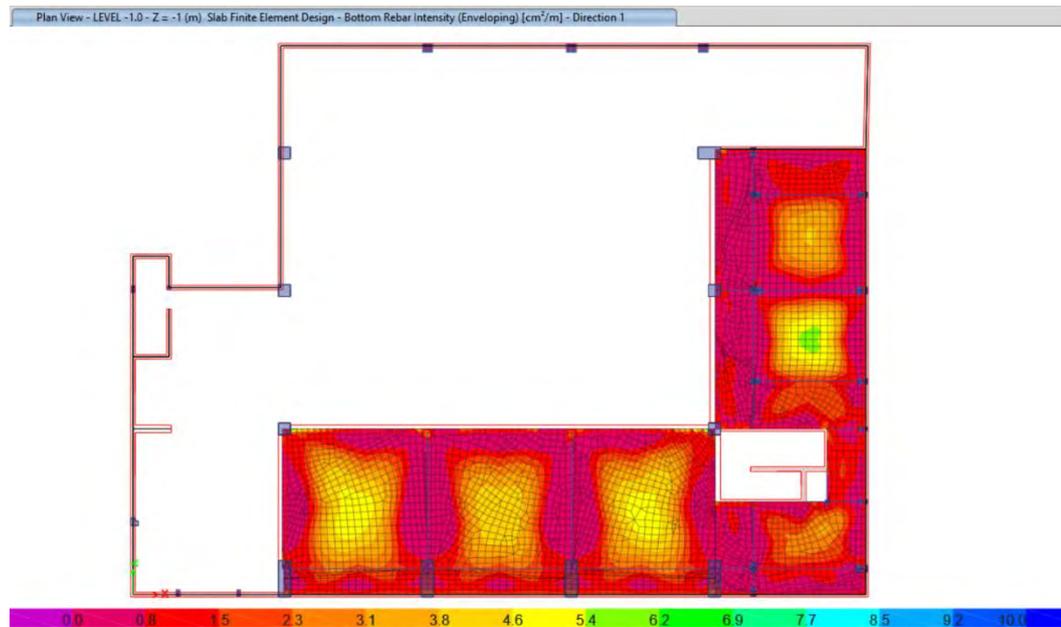
Κεφάλαιο 11 Απαιτούμενοι οπλισμοί πλακών

Παρακάτω παρουσιάστηκαν τα αποτελέσματα των απαιτούμενων οπλισμών των πλακών του κτιρίου για την διεύθυνση x και y , που προήλθαν από του υπολογισμούς του λογισμικού ETABS.

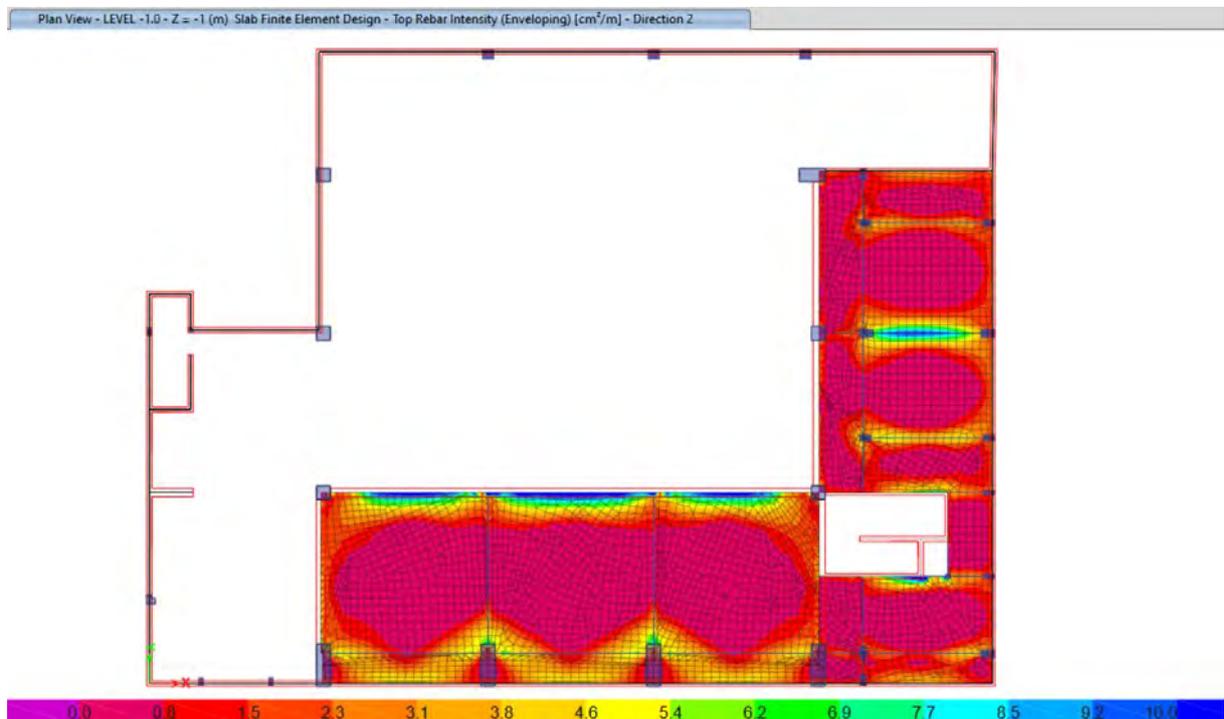
11.1 Οροφή ημιυπόγειου -1.00m



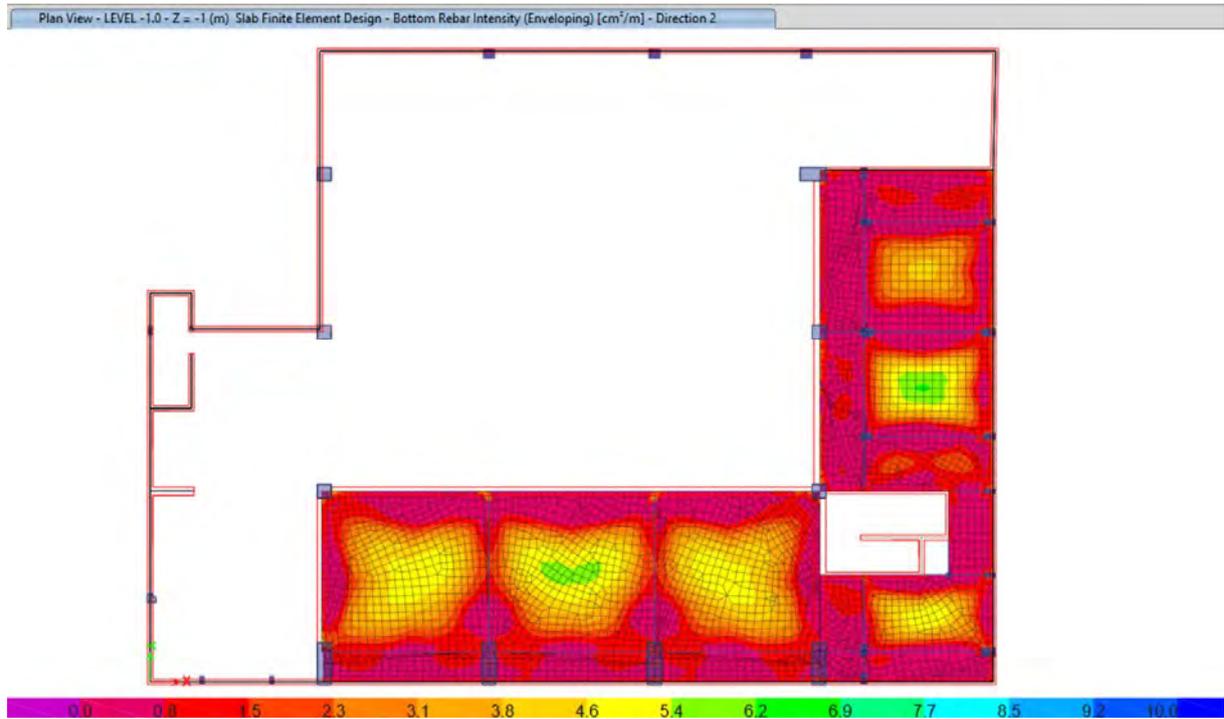
Εικόνα 11.1: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί X-πάνω (cm^2/m) - Οροφή ημιυπόγειου -1.00m



Εικόνα 11.2: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-κάτω (cm²/m) - Οροφή ημιυπόγειου -1.00m

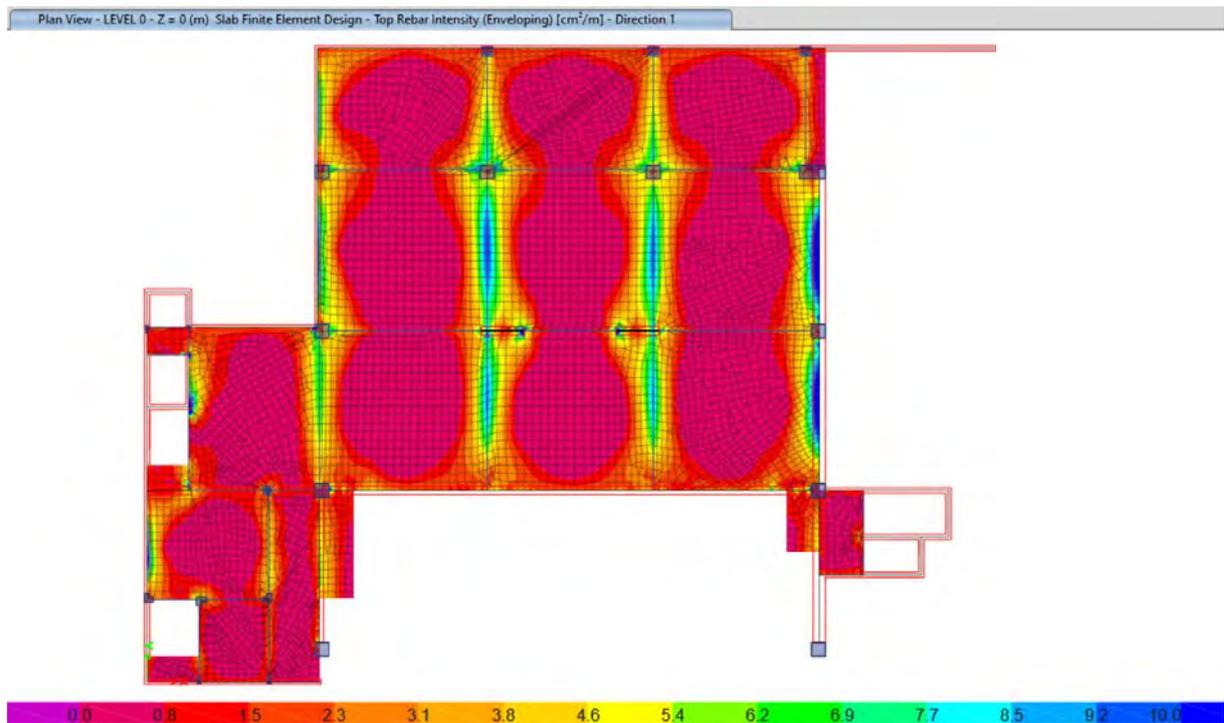


Εικόνα 11.3: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-πάνω (cm²/m) - Οροφή ημιυπόγειου -1.00m

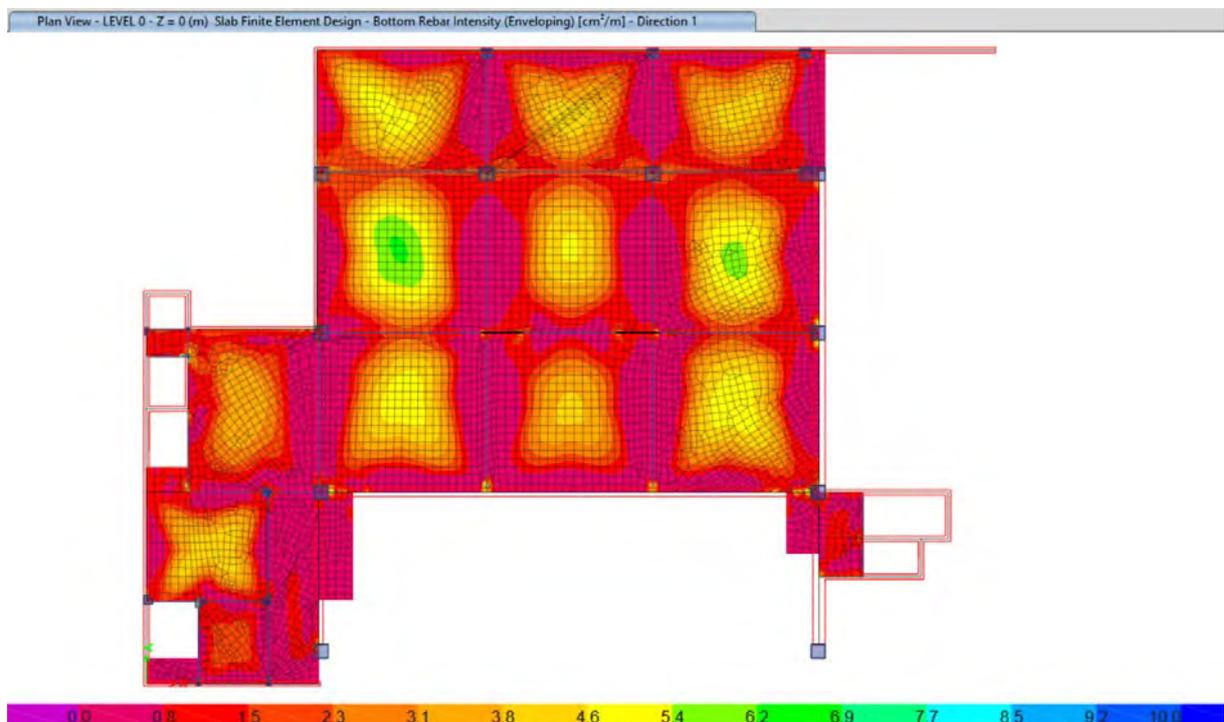


Εικόνα 11.4: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-κάτω (cm²/m) - Οροφή ημιυπόγειου -1.00m

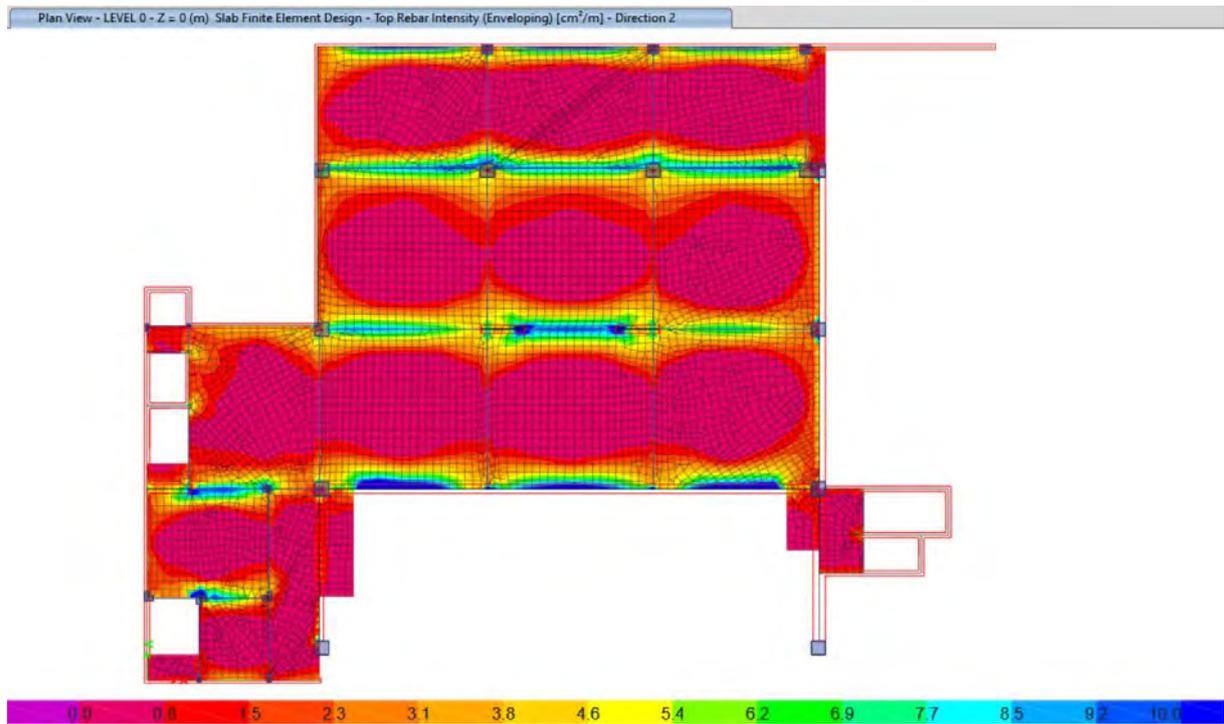
11.2 Οροφή ισογείου 0m



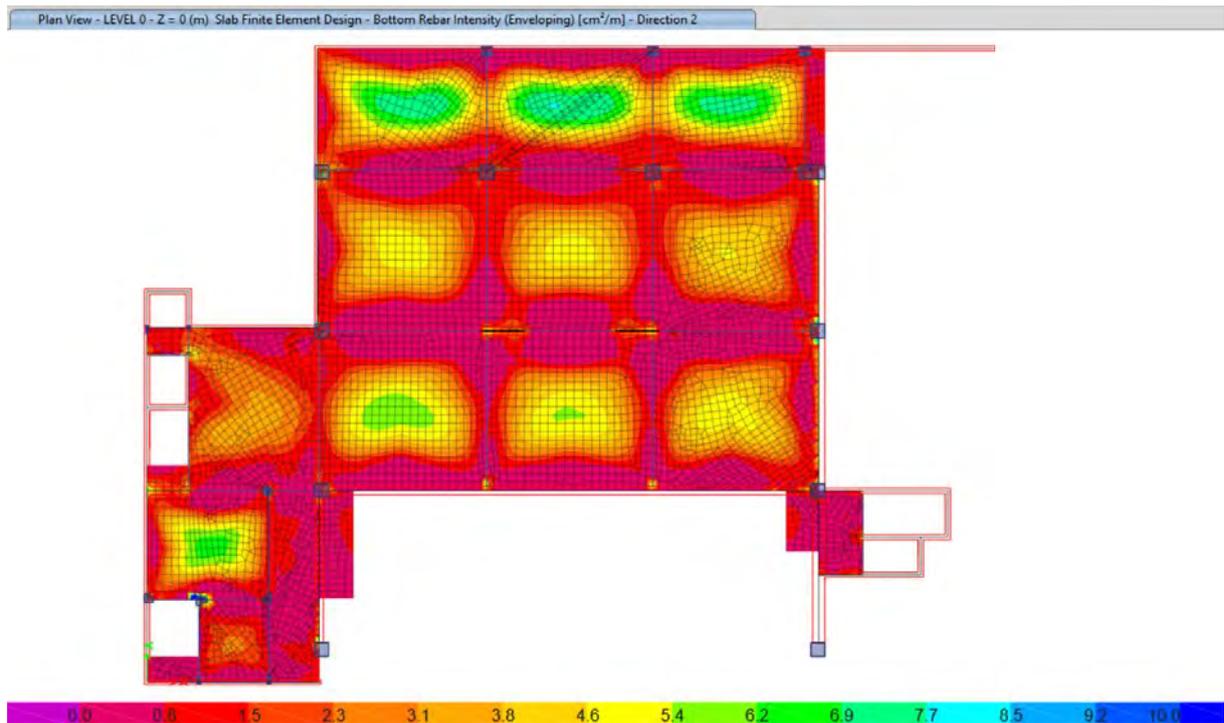
Εικόνα 11.5: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-πάνω (cm²/m) - Οροφή ισογείου ±0.00m



Εικόνα 11.6: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-κάτω (cm²/m) - Οροφή ισογείου ±0.00m

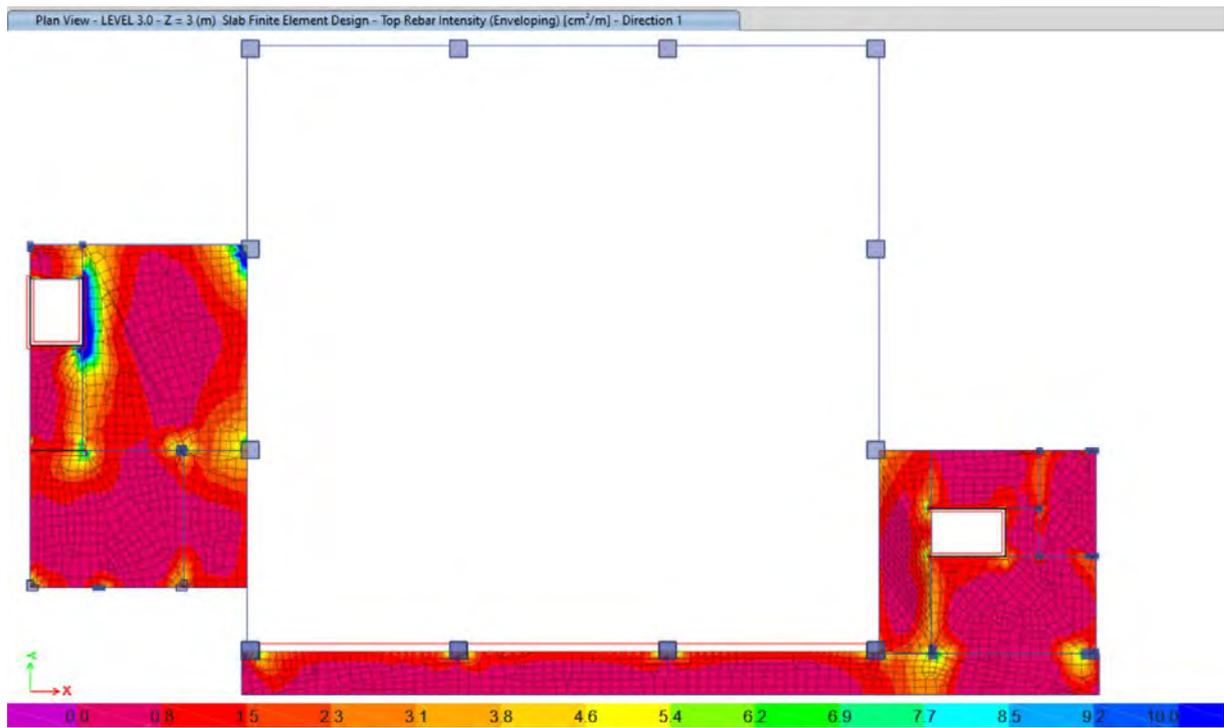


Εικόνα 11.7: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-πάνω (cm^2/m) - Οροφή ισογείου $\pm 0.00\text{m}$

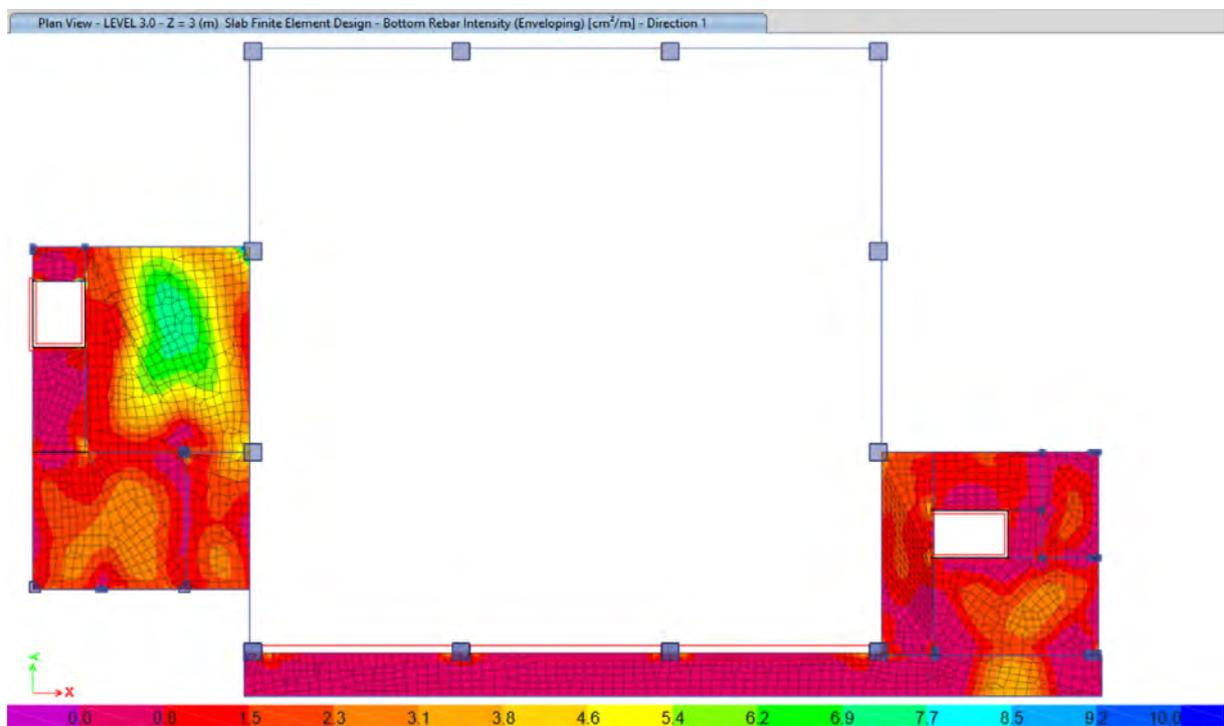


Εικόνα 11.8: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-κάτω (cm^2/m) - Οροφή ισογείου $\pm 0.00\text{m}$

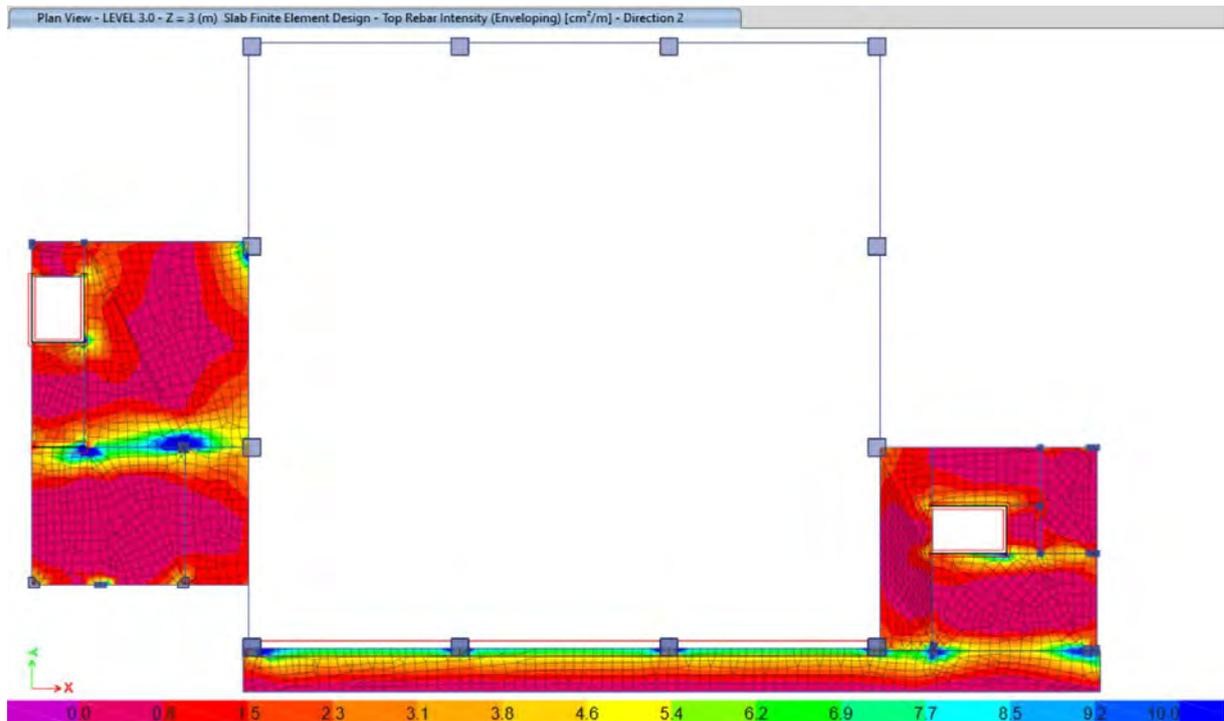
11.3 Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m



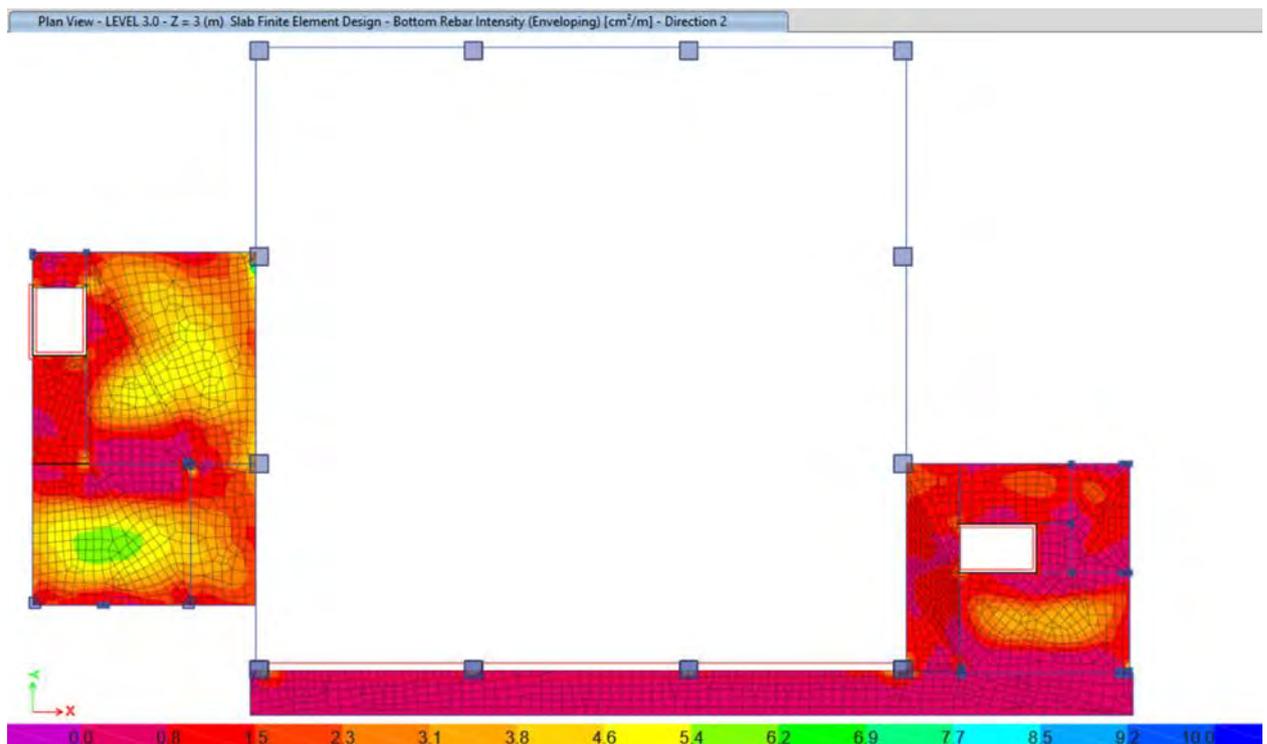
Εικόνα 11.9: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-πάνω (cm^2/m) - Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m



Εικόνα 11.10: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-κάτω (cm^2/m) - Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m

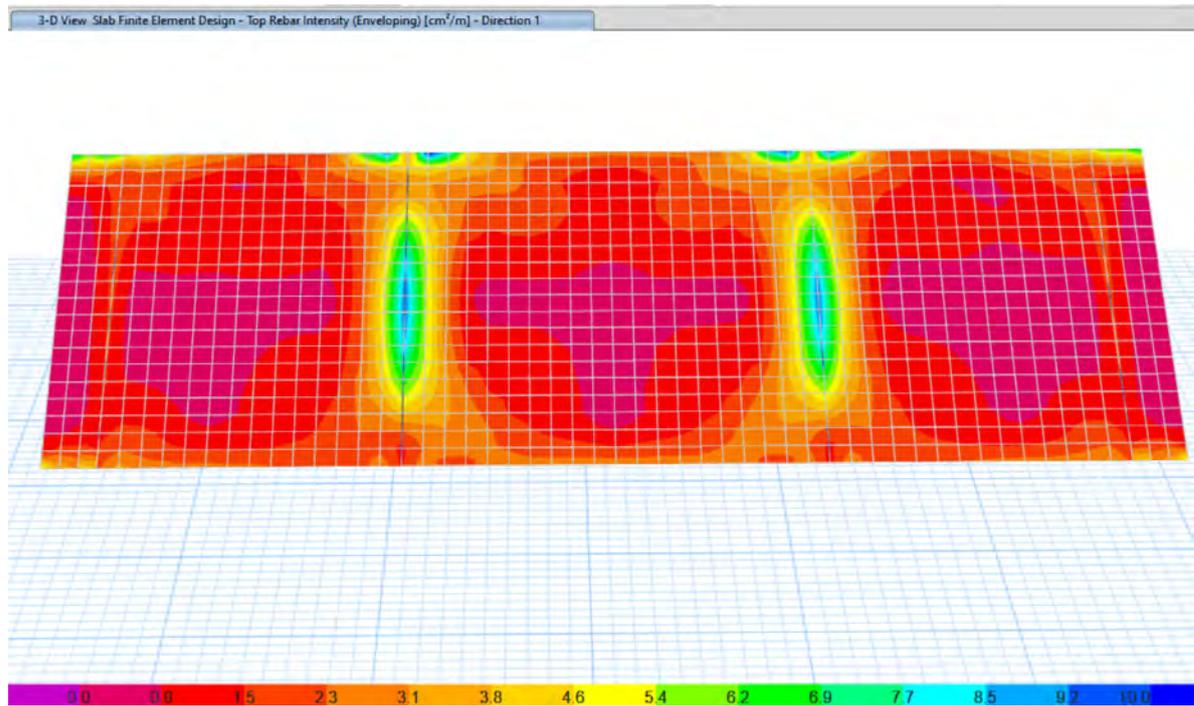


Εικόνα 11.11: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-πάνω (cm^2/m) - Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m

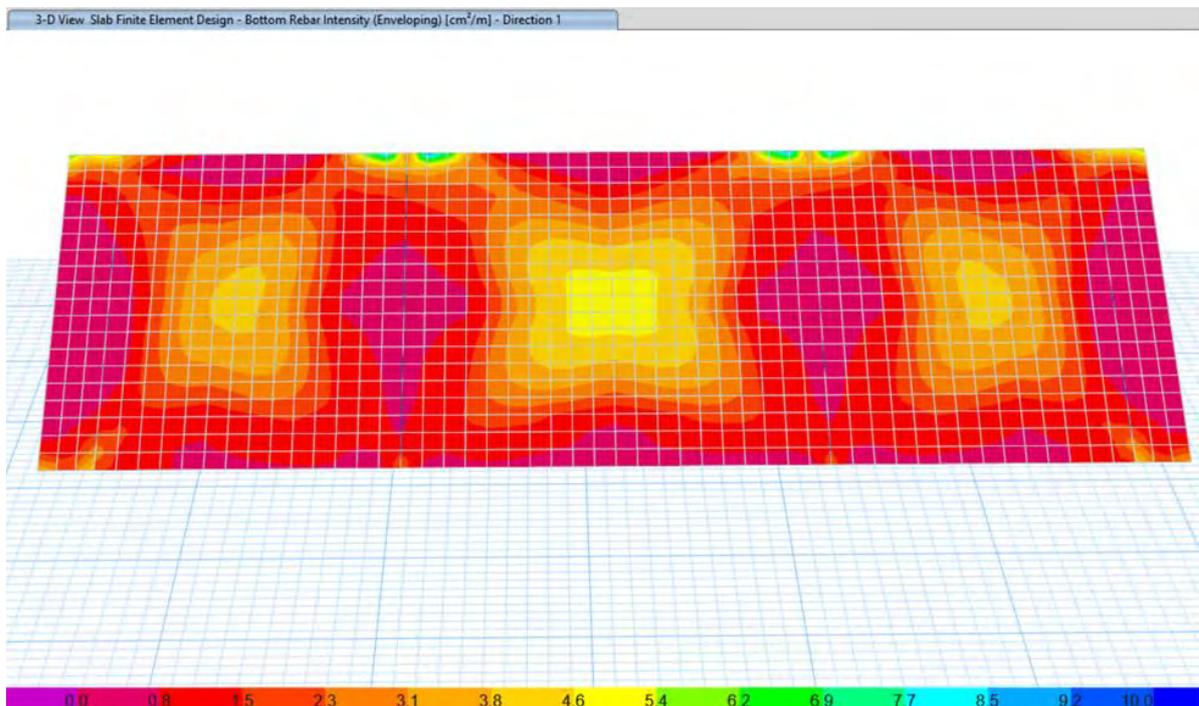


Εικόνα 11.12: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-κάτω (cm^2/m) - Οροφή περιφερειακών κτιρίων +3.00m

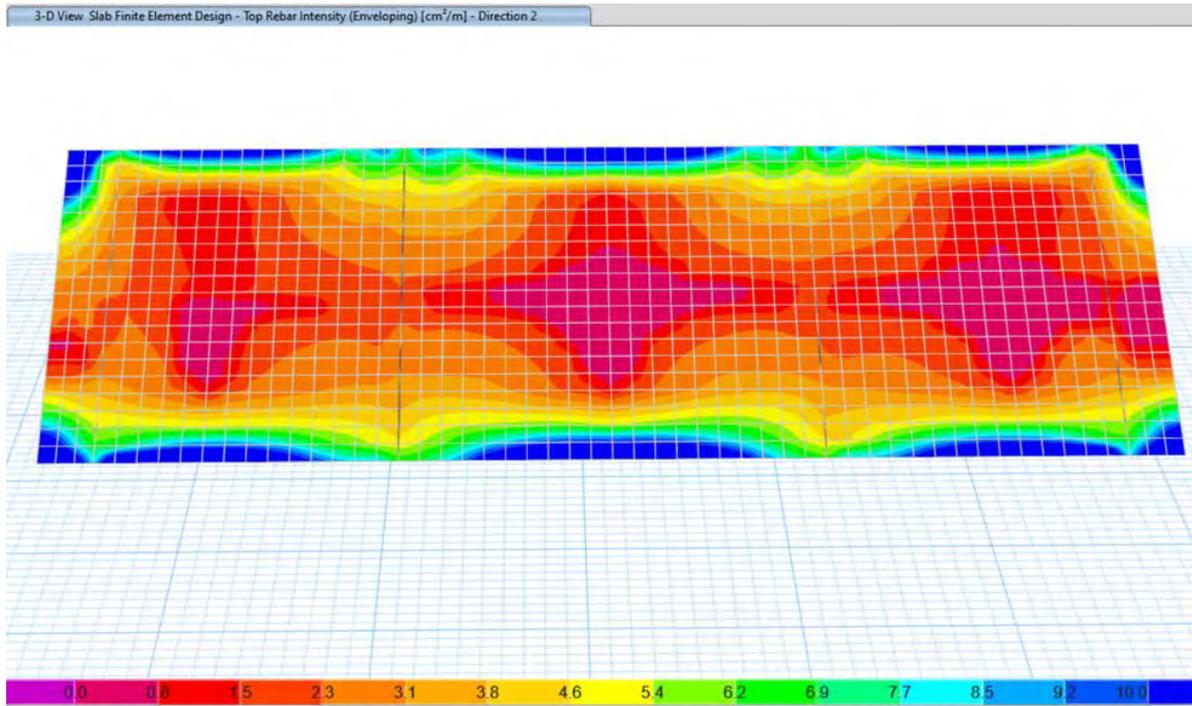
11.4 Πλάκες κερκίδων



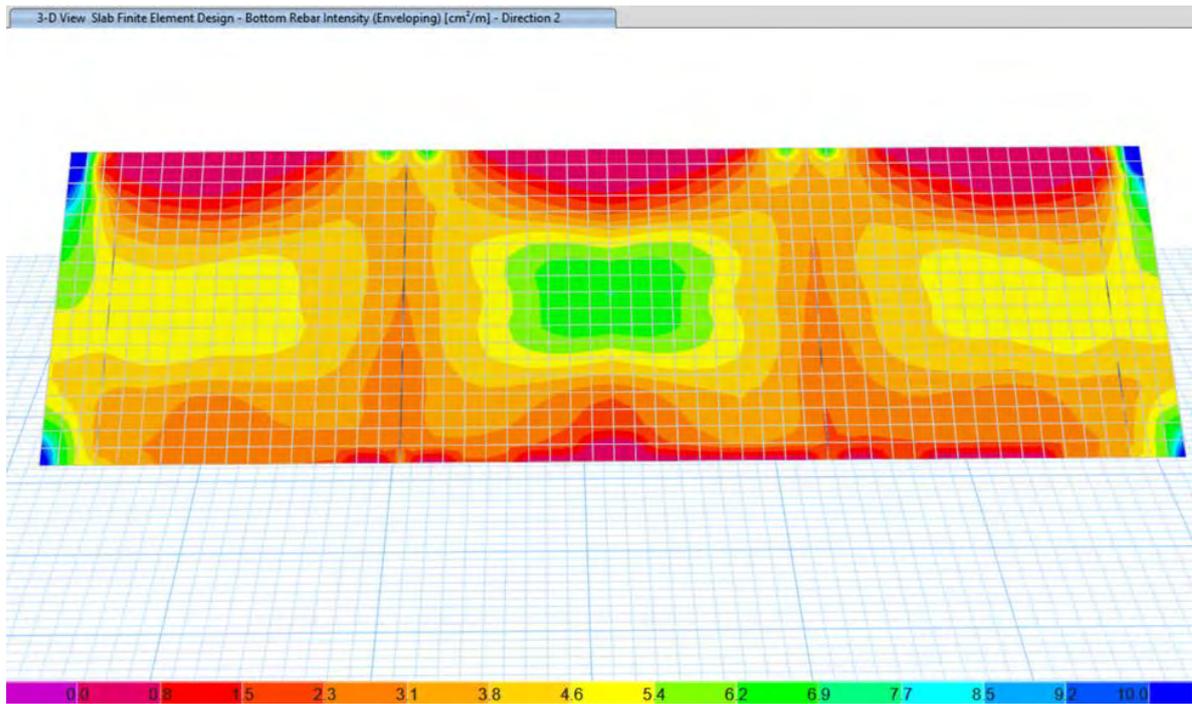
Εικόνα 11.13: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-πάνω (cm^2/m) - Πλάκες κερκίδων



Εικόνα 11.14: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-κάτω (cm^2/m) - Πλάκες κερκίδων



Εικόνα 11.15: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-πάνω (cm^2/m) - Πλάκες κερκίδων



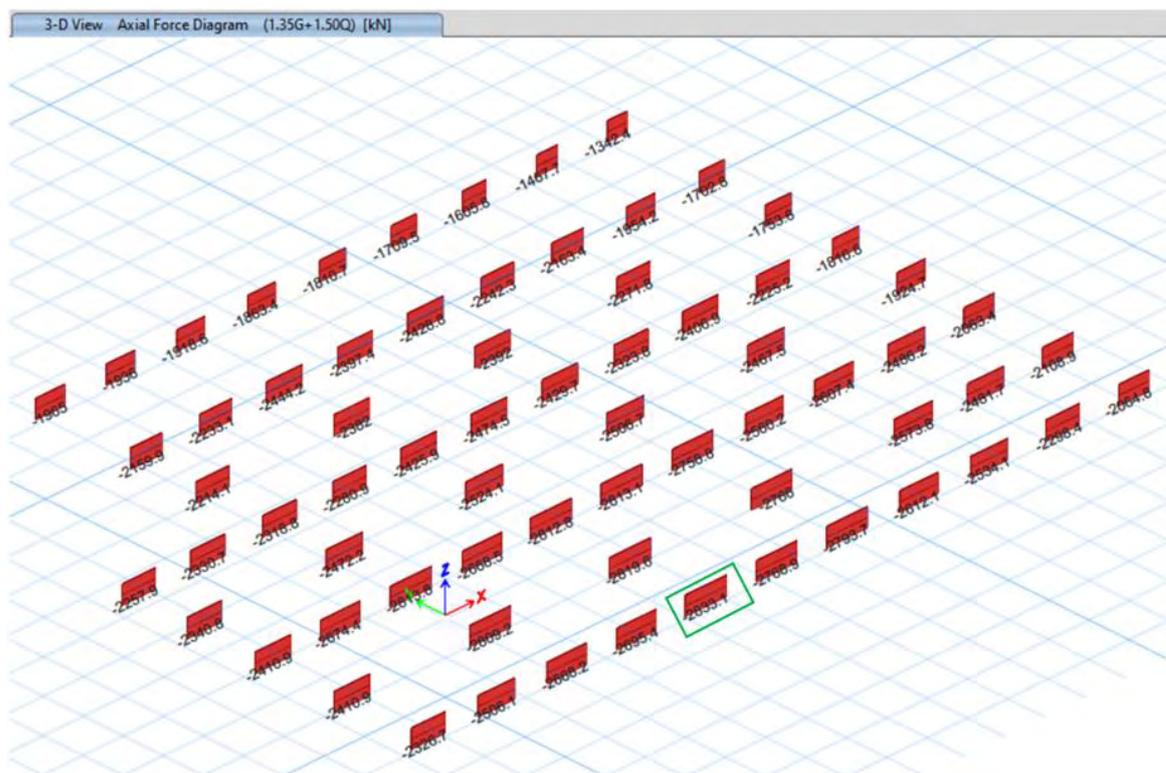
Εικόνα 11.16: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-κάτω (cm^2/m) - Πλάκες κερκίδων

Κεφάλαιο 12 Έλεγχος θεμελίωσης

Παρακάτω παρουσιάστηκαν οι αξονικές δυνάμεις στην κορυφή των πασσάλων, οι έλεγχοι επάρκειας του σπλισμού τους και οι απαιτούμενοι σπλισμοί της πλάκας κοιτόστρωσης που προήλθαν από τους υπολογισμούς του λογισμικού ETABS.

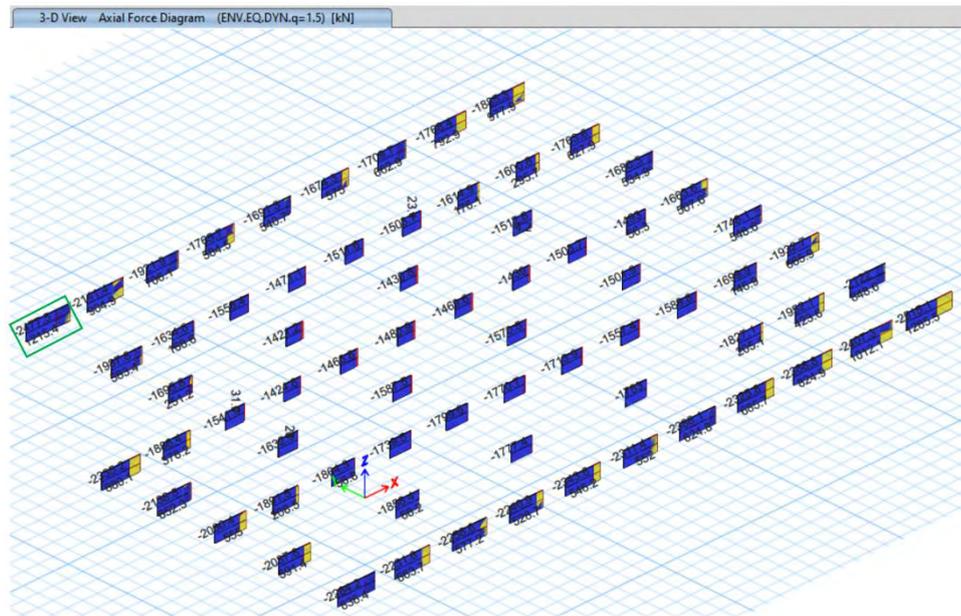
12.1 Αξονικές δυνάμεις πασσάλων διαμέτρου $D = 1.20$ m

Μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη 2833.1 kN (από 1.35G+1.50Q) < 4973 kN (από γεωτεχνική μελέτη)



Εικόνα 12.1: Αξονικές δυνάμεις στην κεφαλή πασσάλων διαμέτρου $D = 1.20$ m από τη φόρτιση 1.35G+1.50Q

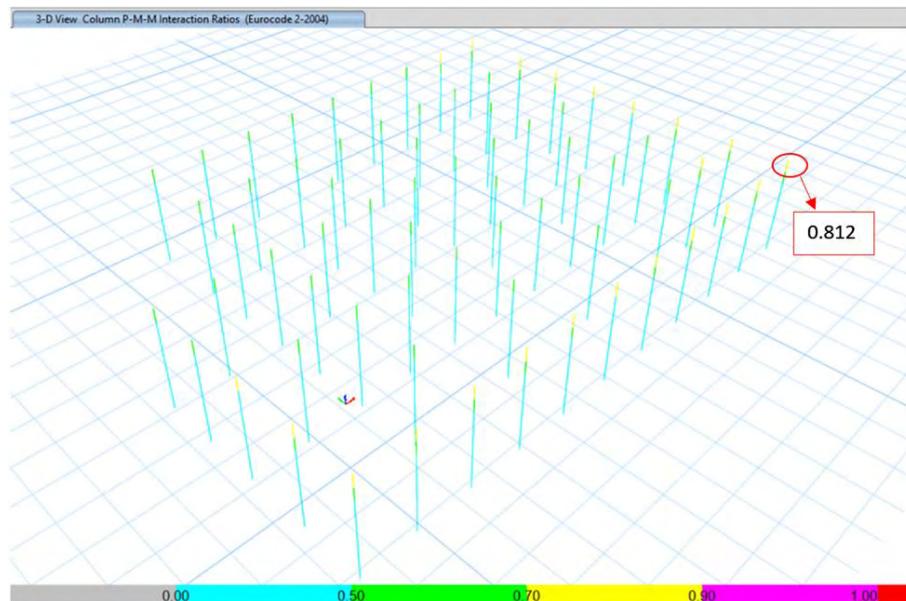
Μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη 2477.5 kN (από περιβάλλουσα ικανοτικών σεισμικών φορτίσεων ENV.EQ.DYN.q=1.5) < 4973 kN (από γεωτεχνική μελέτη)



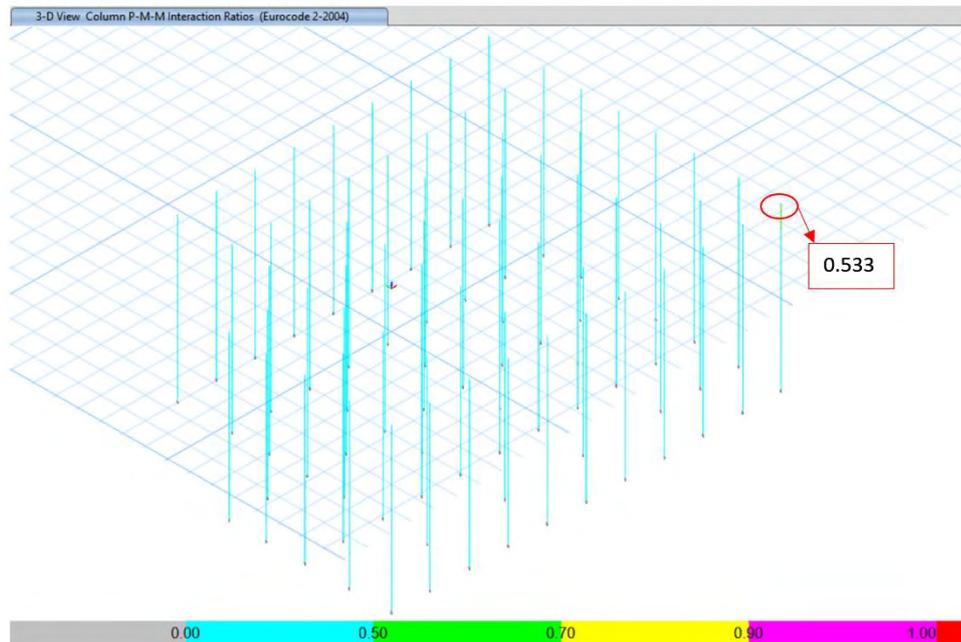
Εικόνα 12.2: Αξονικές δυνάμεις στην κεφαλή των πασσάλων διαμέτρου $D = 1.20$ m από την περιβάλλουσα των ικανοτικών σεισμικών φορτίσεων ENV.EQ.DYN.q=1.5

12.2 Έλεγχος επάρκειας οπλισμού πασσάλων διαμέτρου $D = 1.20$ m

Το ανώτερο τμήμα των πασσάλων διαμέτρου $D = 1.20$ m είναι οπλισμένο με διαμήκη οπλισμό 32 \emptyset 32. Στην είναι οι λόγοι επάρκειας του ανώτερου τμήματος με μεγαλύτερη τιμή 0.812.



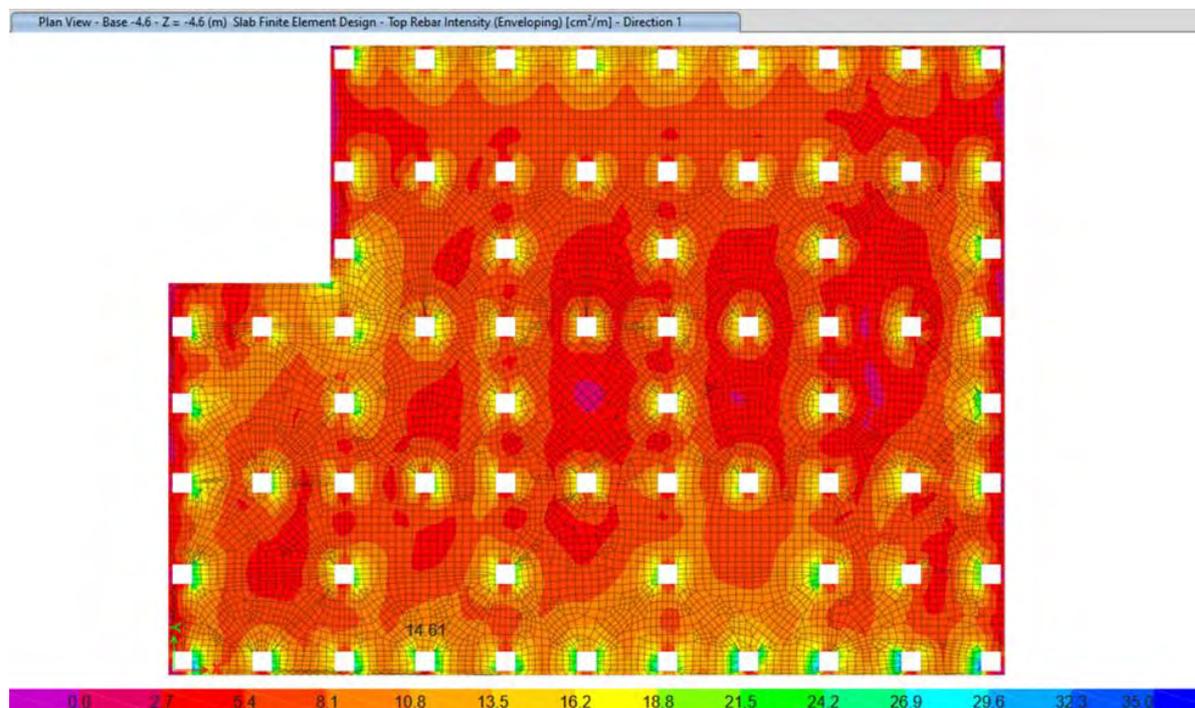
Εικόνα 12.3: Λόγοι επάρκειας ανώτερου τμήματος πασσάλων διαμέτρου $D = 1.20$ m με διαμήκη οπλισμό 32 \emptyset 32



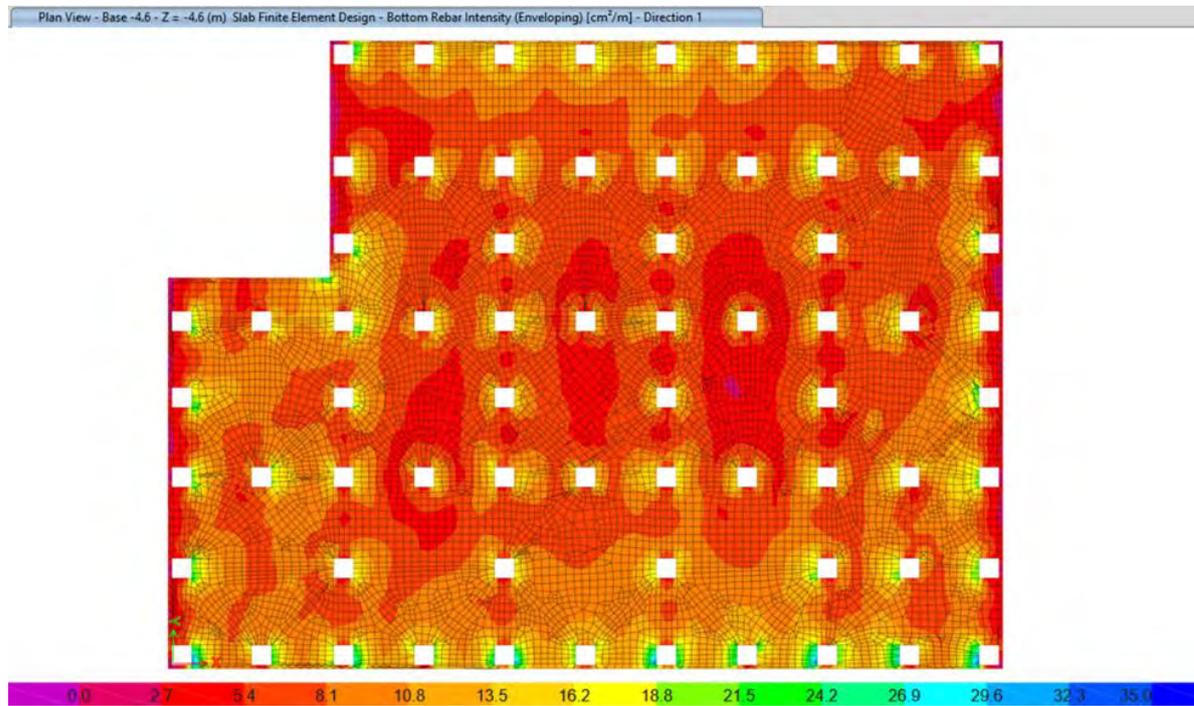
Εικόνα 12.4: Λόγοι επάρκειας κατώτερου τμήματος πασσάλων διαμέτρου $D = 1.20$ m με διαμήκη οπλισμό $28\phi 25$

12.3 Απαιτούμενοι οπλισμοί πλάκας κοιτόστρωσης

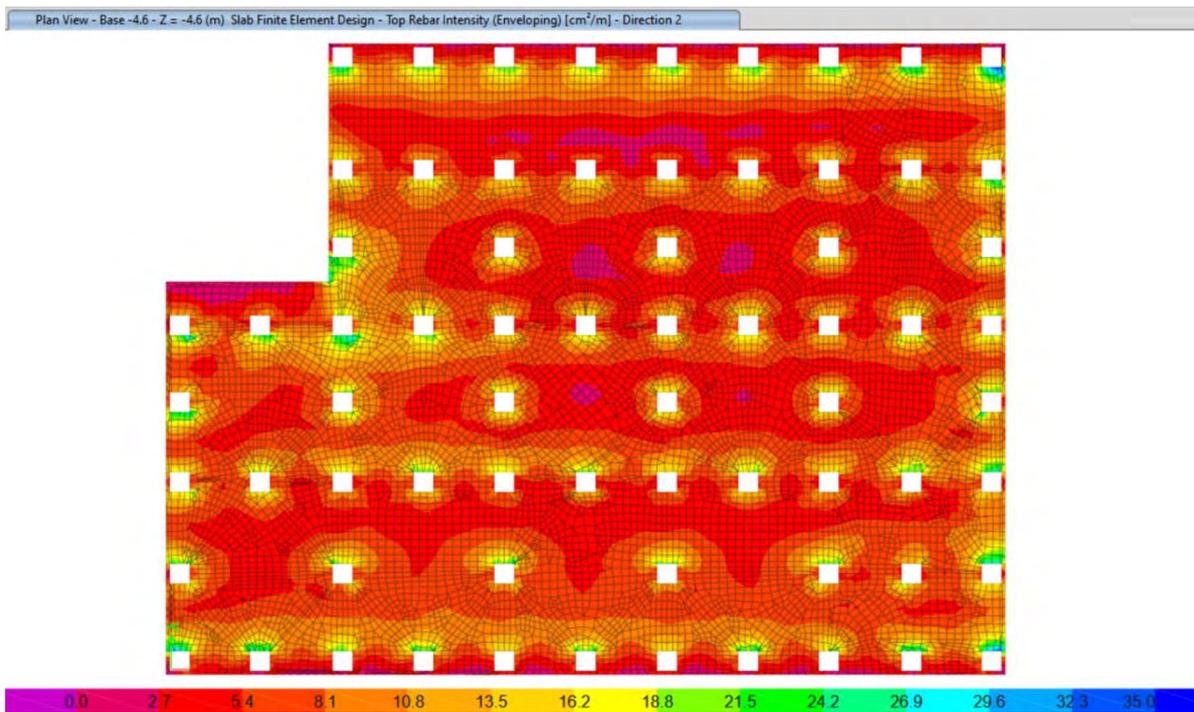
Παρακάτω εμφανίζονται τα αποτελέσματα των απαιτούμενων οπλισμών της πλάκας κοιτόστρωσης για τους συνδυασμούς της οριακής κατάστασης αστοχίας (ικανοτικοί σεισμικοί + μη σεισμικοί).



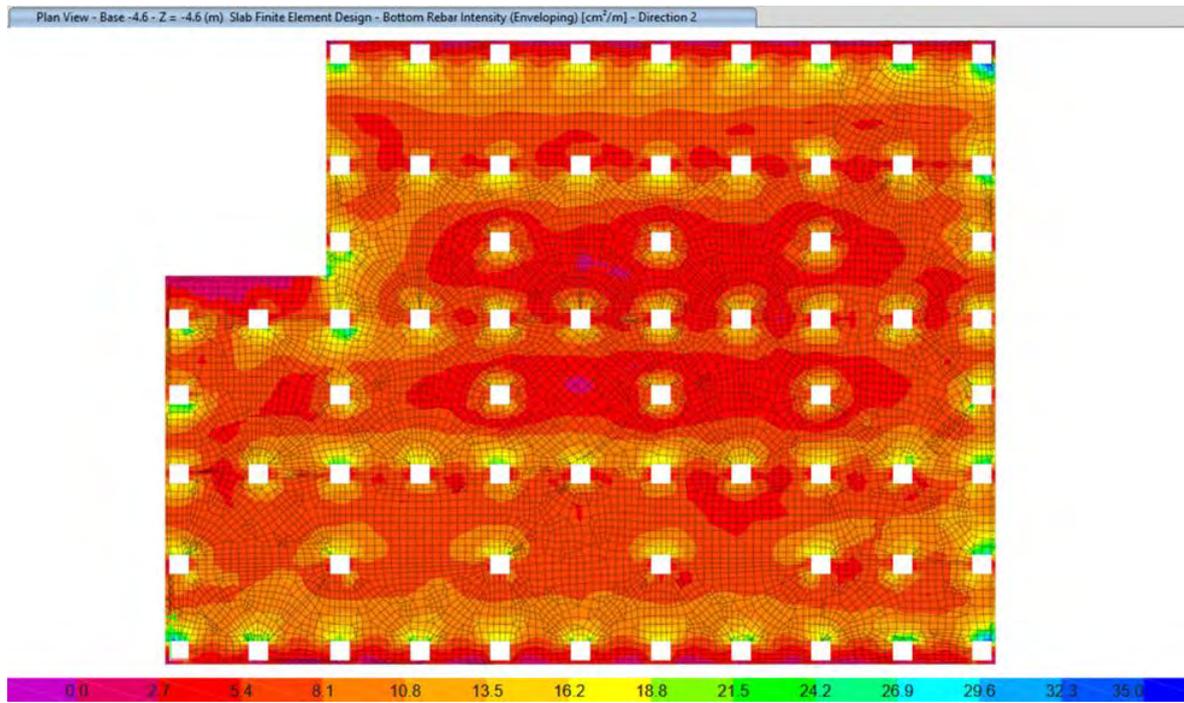
Εικόνα 12.5: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί X -πάνω (cm^2/m) της πλάκας κοιτόστρωσης



Εικόνα 12.6: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Χ-πάνω (cm²/m) της πλάκας κοιτόστρωσης



Εικόνα 12.7: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-πάνω (cm²/m) της πλάκας κοιτόστρωσης



Εικόνα 12.8: Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί Υ-κάτω (cm²/m) της πλάκας κοιτόστρωσης

Βιβλιογραφία

ΕΑΚ2000 «Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός»

ΕΚΩΣ2000 «Ελληνικός κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος»

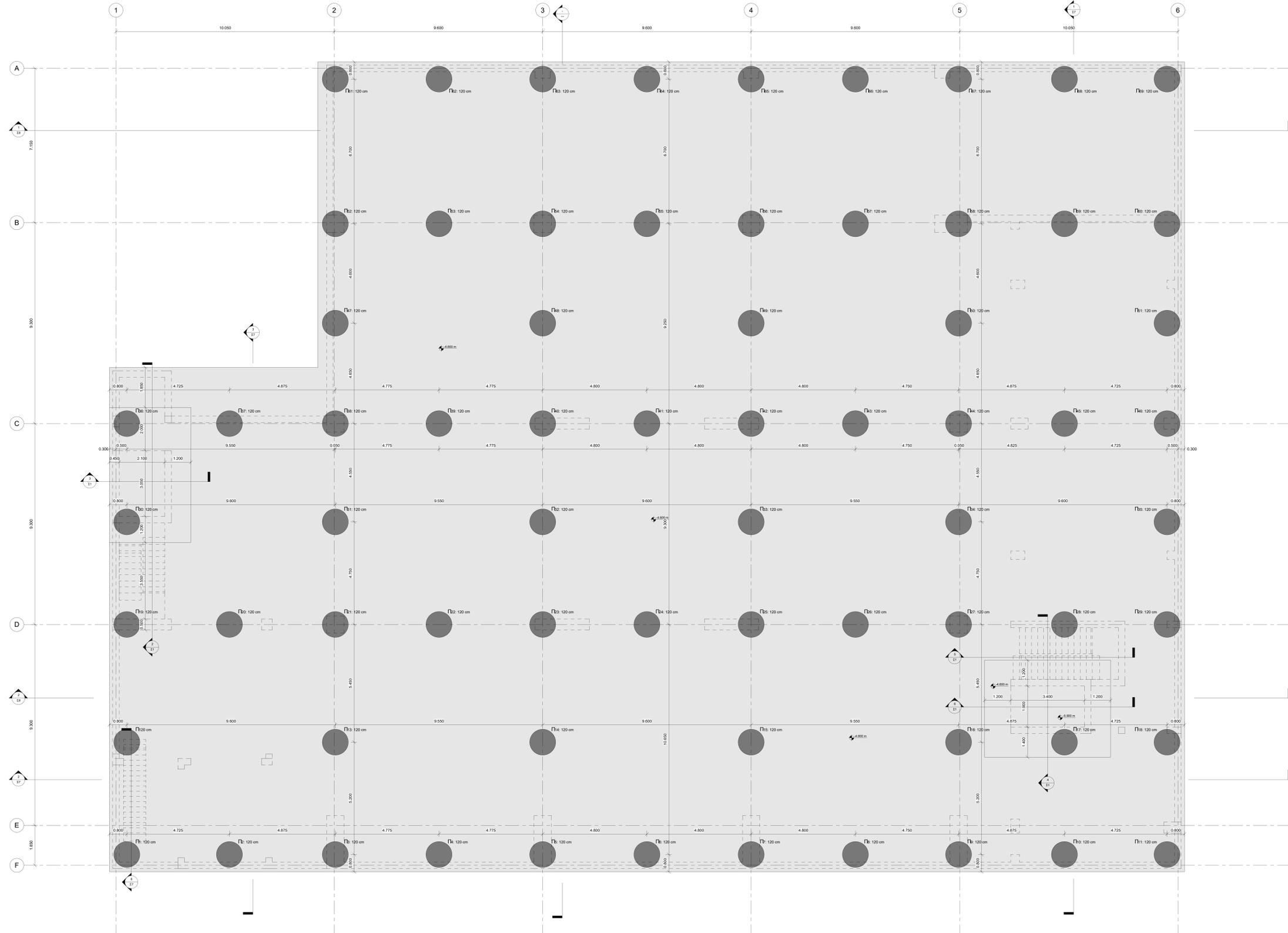
ΚΤΣ2016 «Κανονισμός τεχνολογίας σκυροδέματος»

Ευρωκώδικας 1 «Δράσεις σε Κατασκευές»

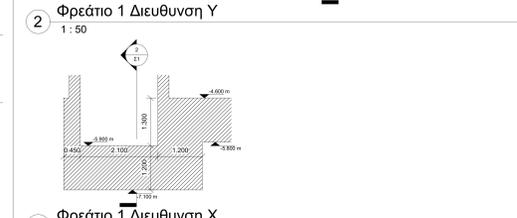
Ευρωκώδικας 3 «Σχεδιασμός από Χάλυβα»

Παράρτημα

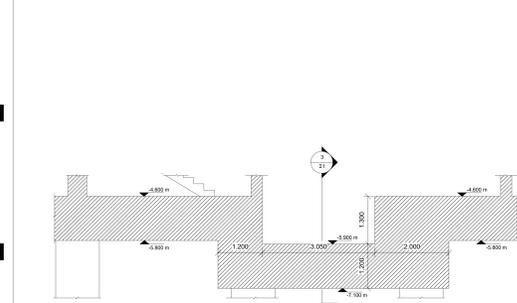
Στο παράρτημα παραθέτουμε τα τεχνικά σχέδια των ξυλοτύπων, των μεταλλικών στοιχείων και των οπλισμών που προήλθαν μέσω της στατικής μελέτης.



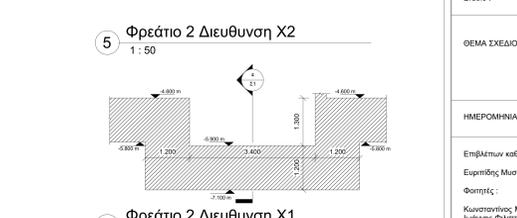
1 **ΕΥΛΟΥΤΥΠΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ**
1 : 50



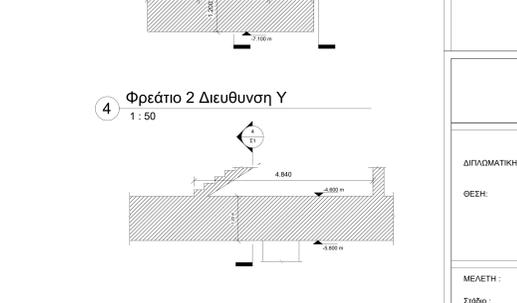
3 **Φρεάτιο 1 Διευθυνση X**
1 : 50



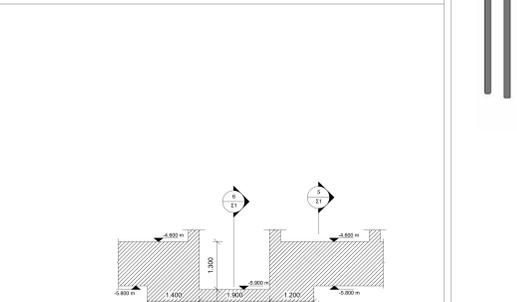
2 **Φρεάτιο 1 Διευθυνση Y**
1 : 50



5 **Φρεάτιο 2 Διευθυνση X2**
1 : 50



4 **Φρεάτιο 2 Διευθυνση Y**
1 : 50



6 **Φρεάτιο 2 Διευθυνση X1**
1 : 50

Τομές φρεατίου 2

ΠΑΡΑΔΟΣΕΙΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	ΜΕΤΡΗΣΗ
I. ΚΑΘΙΣΤΑ	1.1. ΚΑΘΙΣΤΑ	12,00μ²
	1.2. ΚΑΘΙΣΤΑ	12,00μ²
	1.3. ΚΑΘΙΣΤΑ	12,00μ²
	1.4. ΚΑΘΙΣΤΑ	12,00μ²
	1.5. ΚΑΘΙΣΤΑ	12,00μ²
	1.6. ΚΑΘΙΣΤΑ	12,00μ²
	1.7. ΚΑΘΙΣΤΑ	12,00μ²
	1.8. ΚΑΘΙΣΤΑ	12,00μ²
	1.9. ΚΑΘΙΣΤΑ	12,00μ²
	1.10. ΚΑΘΙΣΤΑ	12,00μ²
II. ΣΩΜΑΤΑ	2.1. ΣΩΜΑΤΑ	8,00μ x 0,34
	2.2. ΣΩΜΑΤΑ	8,00μ x 0,34
	2.3. ΣΩΜΑΤΑ	8,00μ x 0,34
	2.4. ΣΩΜΑΤΑ	8,00μ x 0,34
	2.5. ΣΩΜΑΤΑ	8,00μ x 0,34
	2.6. ΣΩΜΑΤΑ	8,00μ x 0,34
	2.7. ΣΩΜΑΤΑ	8,00μ x 0,34
	2.8. ΣΩΜΑΤΑ	8,00μ x 0,34
	2.9. ΣΩΜΑΤΑ	8,00μ x 0,34
	2.10. ΣΩΜΑΤΑ	8,00μ x 0,34
III. ΥΛΙΚΑ	3.1. ΥΛΙΚΑ	12,00μ³
	3.2. ΥΛΙΚΑ	12,00μ³
	3.3. ΥΛΙΚΑ	12,00μ³
	3.4. ΥΛΙΚΑ	12,00μ³
	3.5. ΥΛΙΚΑ	12,00μ³
	3.6. ΥΛΙΚΑ	12,00μ³
	3.7. ΥΛΙΚΑ	12,00μ³
	3.8. ΥΛΙΚΑ	12,00μ³
	3.9. ΥΛΙΚΑ	12,00μ³
	3.10. ΥΛΙΚΑ	12,00μ³

IV. ΕΔΑΦΟΣ

1. ΤΥΠΟΣ ΕΔΑΦΟΣ: ...

2. ΠΡΟΣΒΑΣΗ ΟΡΟΦΩΝ: ...



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΔΑΣΚΑΤΙΚΗ: **ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΘΑΝΤΙΚΩΝ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΩΝ**
ΓΙΑ ΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

ΘΕΣΗ: ΟΔΟΣ ΑΘΗΝΩΝ, ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ, Ο.Τ. 1268, ΔΗΜΟΣ ΒΟΥΛΟΥ

ΜΕΛΕΤΗ: **ΣΤΑΤΙΚΗ**
Σχέδιο: Οριστική Μελέτη

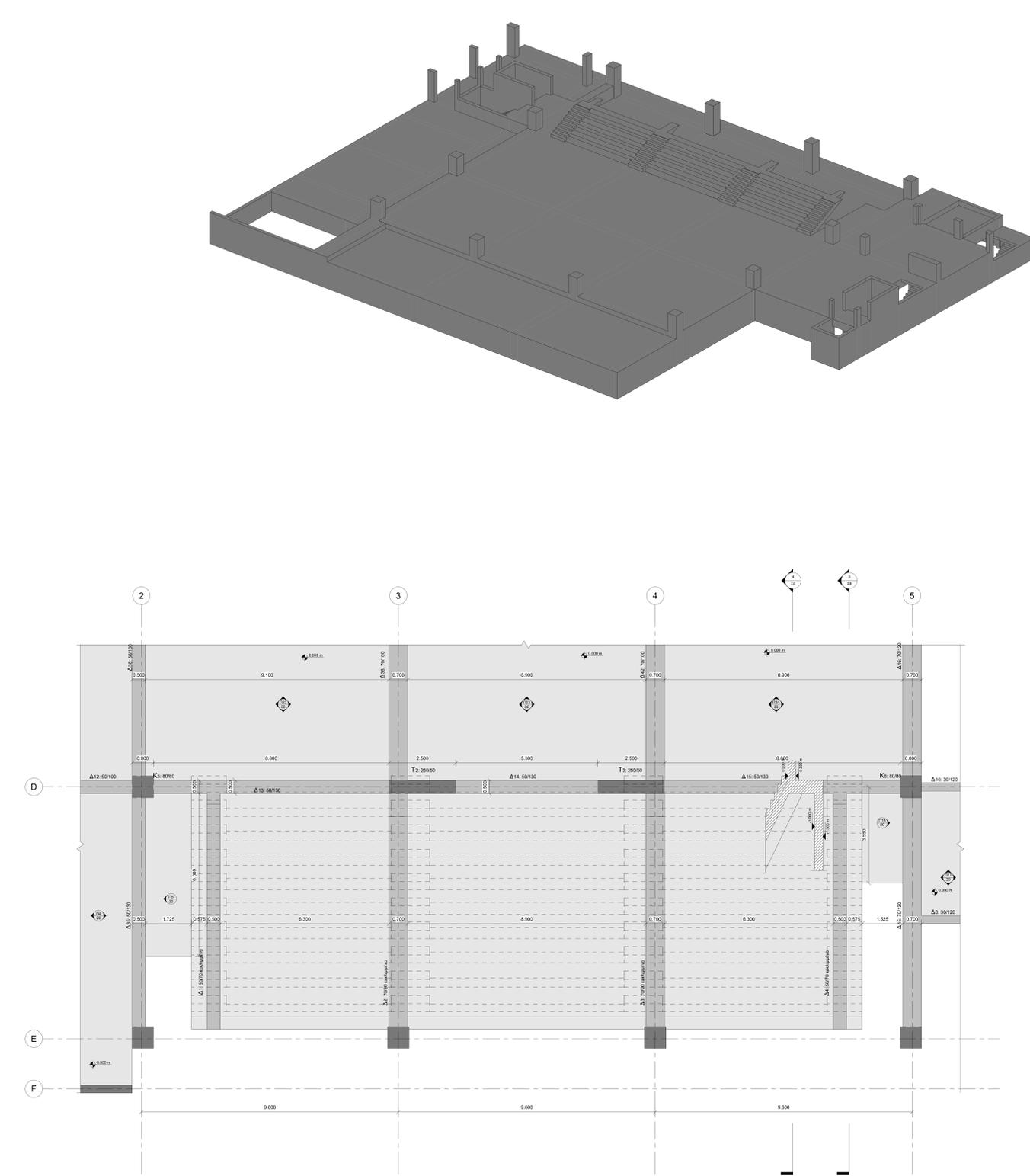
ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΕΥΛΟΥΤΥΠΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	ΑΡ. ΣΧΕΔΙΟΥ: Σ1
ΚΩΔΙΚΑΣ: ...	1 : 50

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΜΑΡΤΙΟΣ 2023

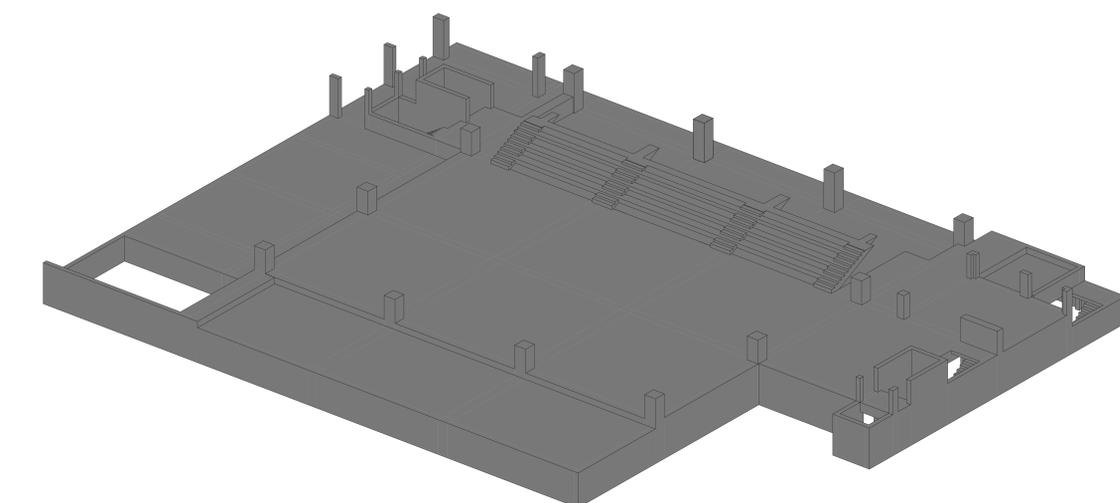
Επιβλέπων καθηγητής:
Ευρωπαϊκή Μυστακίδης, ΚΑΘ, ΤΠΜ
Φοιτητές:
Κωνσταντίνος Μάρκαλας
Ιωάννης Φιλίππουλας



1 ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ±0.00
1:50



2 ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ±0.00 με εμφάνιση των κερκιδίων
1:50



ΠΑΡΑΛΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΕΣ

I. ΦΟΡΤΙΑ

1.1 ΣΤΑΤΙΚΑ

1.2 ΚΑΤΑΦΟΡΕΣ

1.3 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.4 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.5 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.6 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.7 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.8 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.9 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.10 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.11 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.12 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.13 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.14 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.15 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.16 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.17 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.18 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.19 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.20 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.21 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.22 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.23 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.24 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.25 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.26 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.27 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.28 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.29 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.30 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.31 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.32 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.33 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.34 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.35 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.36 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.37 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.38 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.39 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.40 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.41 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.42 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.43 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.44 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.45 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.46 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.47 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.48 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.49 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.50 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.51 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.52 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.53 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.54 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.55 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.56 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.57 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.58 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.59 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.60 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.61 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.62 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.63 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.64 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.65 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.66 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.67 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.68 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.69 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.70 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.71 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.72 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.73 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.74 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.75 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.76 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.77 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.78 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.79 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.80 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.81 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.82 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.83 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.84 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.85 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.86 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.87 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.88 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.89 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.90 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.91 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.92 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.93 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.94 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.95 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

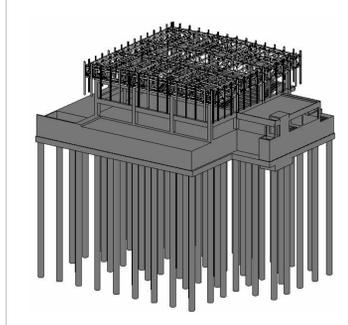
1.96 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.97 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.98 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.99 ΑΝΕΜΟΚΡΑΤΙΑ

1.100 ΣΕΙΣΜΟΚΡΑΤΙΑ



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ: **ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΘΛΗΤΙΚΩΝ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΩΝ**
ΓΙΑ ΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

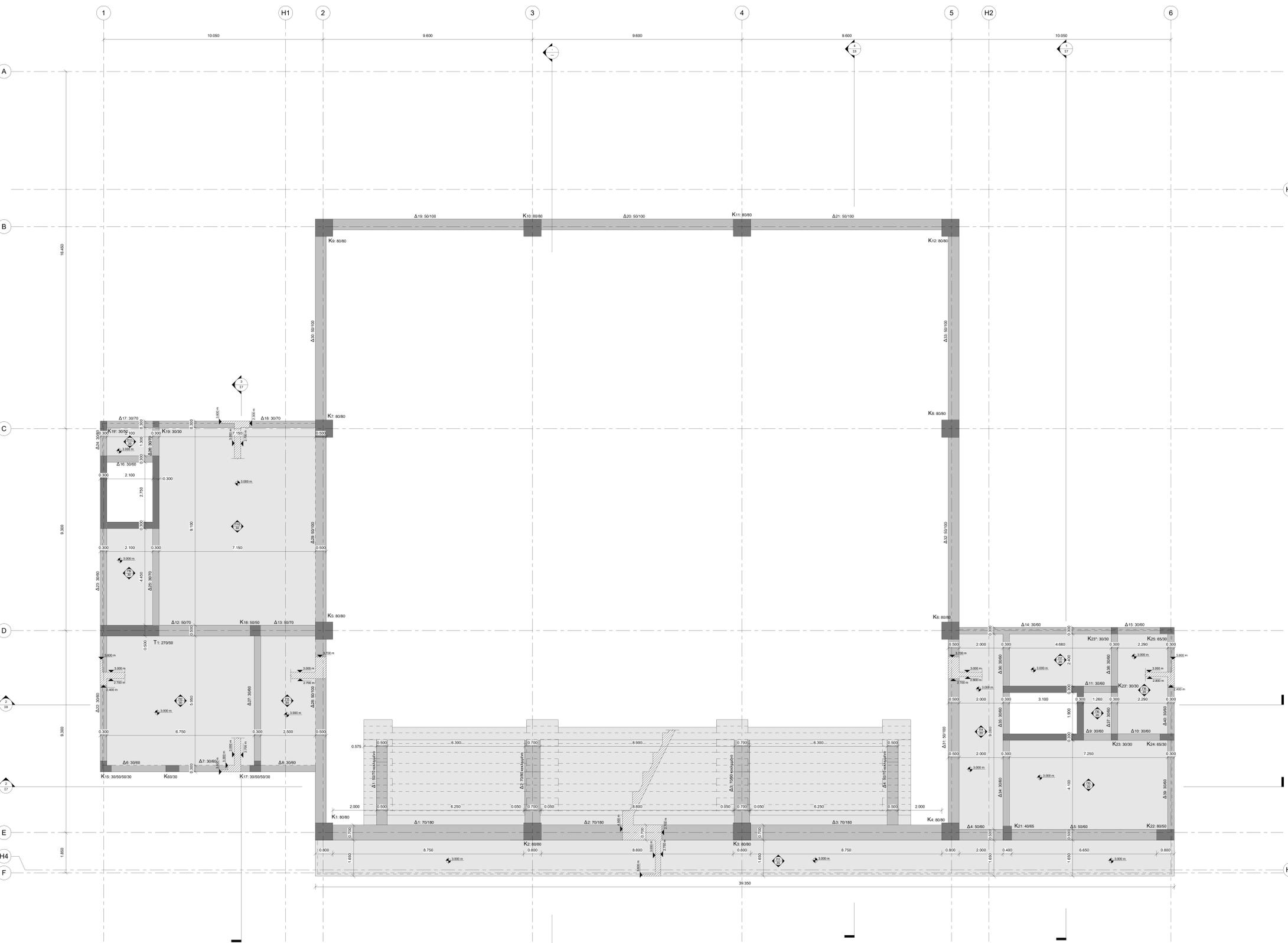
ΘΕΣΗ: ΟΔΟΣ ΑΘΗΝΩΝ, ΠΕΛΙΩΝ ΑΡΕΩΣ, Ο.Τ. 1268, ΔΗΜΟΣ ΒΟΛΟΥ

ΜΕΛΕΤΗ: **ΣΤΑΤΙΚΗ**
Σταθός: Οριστική Μελέτη

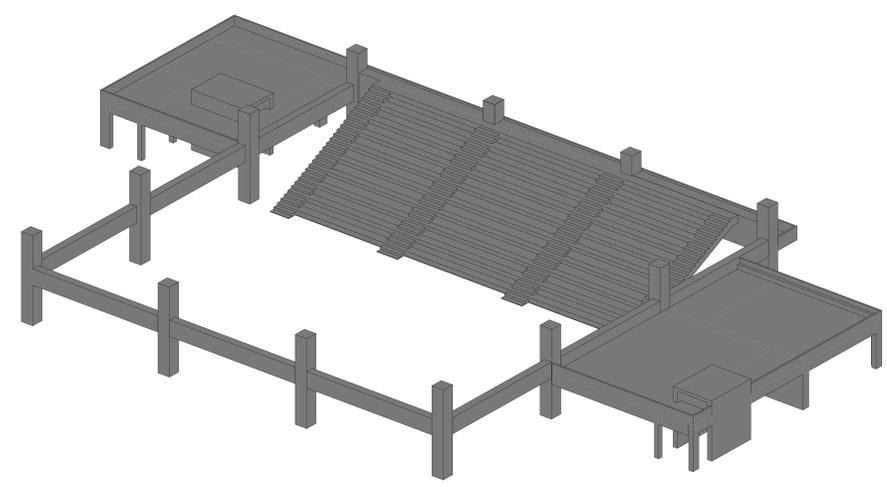
ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ: **ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΠΑΘΜΗΣ ±0.00** ΑΡ. ΣΧΕΔΙΟΥ: **Σ2**
ΚΑΙΜΑΚΑ: 1:50

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΜΑΡΤΙΟΣ 2023

Επιβλέπων καθηγητής:
Ευριπίδης Μισακίδης, ΚΑΘ. ΤΤΜ
Φοιτητές:
Κωνσταντίνος Μπαζαός
Ιωάννης Φιλίππου

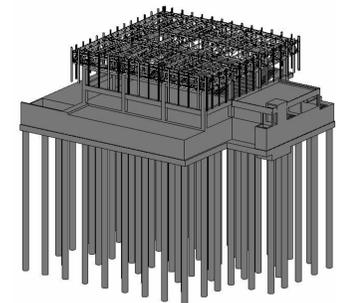


1. ΕΥΛΟΥΤΙΠΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ +3.00
1:50



ΠΑΡΑΔΟΣΕΙΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	ΜΕΤΡΗΣΗ
I. ΓΕΩΡΓΙΑ	1.1. ΑΣΦΑΛΤΟΣ	12.000Μ ²
	1.2. ΚΑΛΥΜΝΑ	12.000Μ ²
	1.3. ΚΑΛΥΜΝΑ	12.000Μ ²
	1.4. ΚΑΛΥΜΝΑ	12.000Μ ²
	1.5. ΚΑΛΥΜΝΑ	12.000Μ ²
	1.6. ΚΑΛΥΜΝΑ	12.000Μ ²
	1.7. ΚΑΛΥΜΝΑ	12.000Μ ²
	1.8. ΚΑΛΥΜΝΑ	12.000Μ ²
	1.9. ΚΑΛΥΜΝΑ	12.000Μ ²
	1.10. ΚΑΛΥΜΝΑ	12.000Μ ²
II. ΣΙΜΕΝΤΑ	2.1. ΣΙΜΕΝΤΑ	12.000Μ ²
	2.2. ΣΙΜΕΝΤΑ	12.000Μ ²
	2.3. ΣΙΜΕΝΤΑ	12.000Μ ²
	2.4. ΣΙΜΕΝΤΑ	12.000Μ ²
	2.5. ΣΙΜΕΝΤΑ	12.000Μ ²
	2.6. ΣΙΜΕΝΤΑ	12.000Μ ²
	2.7. ΣΙΜΕΝΤΑ	12.000Μ ²
	2.8. ΣΙΜΕΝΤΑ	12.000Μ ²
	2.9. ΣΙΜΕΝΤΑ	12.000Μ ²
	2.10. ΣΙΜΕΝΤΑ	12.000Μ ²
III. ΑΝΘΡΑΚΟΧΑΛΚΟ	3.1. ΑΝΘΡΑΚΟΧΑΛΚΟ	12.000Μ ²
	3.2. ΑΝΘΡΑΚΟΧΑΛΚΟ	12.000Μ ²
	3.3. ΑΝΘΡΑΚΟΧΑΛΚΟ	12.000Μ ²
	3.4. ΑΝΘΡΑΚΟΧΑΛΚΟ	12.000Μ ²
	3.5. ΑΝΘΡΑΚΟΧΑΛΚΟ	12.000Μ ²
	3.6. ΑΝΘΡΑΚΟΧΑΛΚΟ	12.000Μ ²
	3.7. ΑΝΘΡΑΚΟΧΑΛΚΟ	12.000Μ ²
	3.8. ΑΝΘΡΑΚΟΧΑΛΚΟ	12.000Μ ²
	3.9. ΑΝΘΡΑΚΟΧΑΛΚΟ	12.000Μ ²
	3.10. ΑΝΘΡΑΚΟΧΑΛΚΟ	12.000Μ ²
IV. ΕΔΑΦΟΣ	4.1. ΕΔΑΦΟΣ	12.000Μ ²
	4.2. ΕΔΑΦΟΣ	12.000Μ ²
	4.3. ΕΔΑΦΟΣ	12.000Μ ²
	4.4. ΕΔΑΦΟΣ	12.000Μ ²
	4.5. ΕΔΑΦΟΣ	12.000Μ ²
	4.6. ΕΔΑΦΟΣ	12.000Μ ²
	4.7. ΕΔΑΦΟΣ	12.000Μ ²
	4.8. ΕΔΑΦΟΣ	12.000Μ ²
	4.9. ΕΔΑΦΟΣ	12.000Μ ²
	4.10. ΕΔΑΦΟΣ	12.000Μ ²
V. ΠΡΟΣΩΠΗ ΟΡΟΣΗΝ	5.1. ΠΡΟΣΩΠΗ ΟΡΟΣΗΝ	12.000Μ ²
	5.2. ΠΡΟΣΩΠΗ ΟΡΟΣΗΝ	12.000Μ ²
	5.3. ΠΡΟΣΩΠΗ ΟΡΟΣΗΝ	12.000Μ ²
	5.4. ΠΡΟΣΩΠΗ ΟΡΟΣΗΝ	12.000Μ ²
	5.5. ΠΡΟΣΩΠΗ ΟΡΟΣΗΝ	12.000Μ ²
	5.6. ΠΡΟΣΩΠΗ ΟΡΟΣΗΝ	12.000Μ ²
	5.7. ΠΡΟΣΩΠΗ ΟΡΟΣΗΝ	12.000Μ ²
	5.8. ΠΡΟΣΩΠΗ ΟΡΟΣΗΝ	12.000Μ ²
	5.9. ΠΡΟΣΩΠΗ ΟΡΟΣΗΝ	12.000Μ ²
	5.10. ΠΡΟΣΩΠΗ ΟΡΟΣΗΝ	12.000Μ ²



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΔΑΚΤΙΚΗ: **ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΘΑΝΤΙΚΩΝ ΔΡΑΣΗΡΙΟΤΗΤΩΝ**
ΓΙΑ ΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

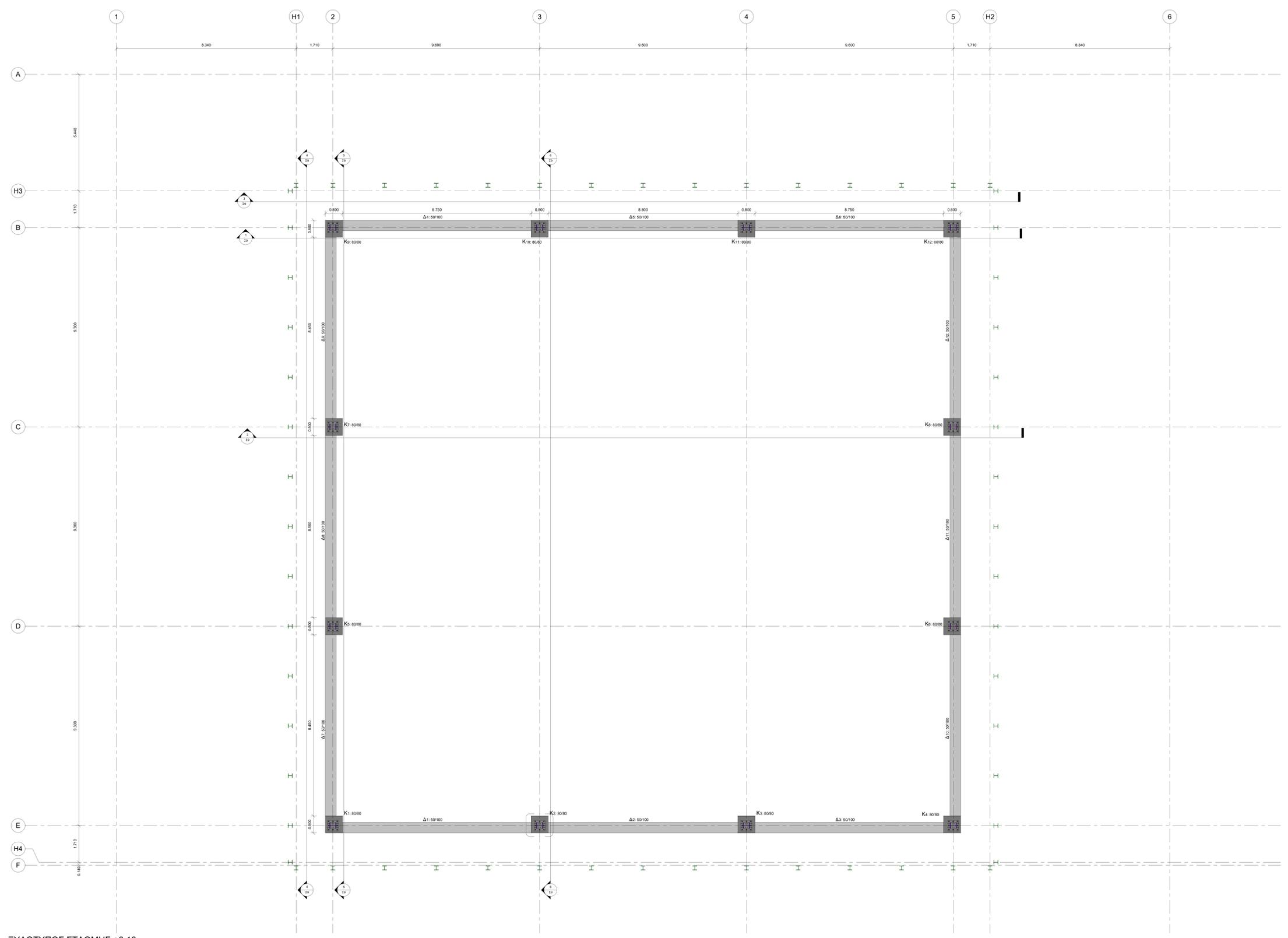
ΘΕΣΗ: ΟΔΟΣ ΑΘΗΝΩΝ, ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ, Ο.Τ. 1268, ΔΗΜΟΣ ΒΟΛΟΥ

ΜΕΛΕΤΗ: **ΣΤΑΤΙΚΗ**
Στάδιο: Οριστική Μελέτη

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ: **ΕΥΛΟΥΤΙΠΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ +3.00**
ΑΡ. ΣΧΕΔΙΟΥ: **Σ3**
ΚΛΙΜΑΚΑ: 1:50

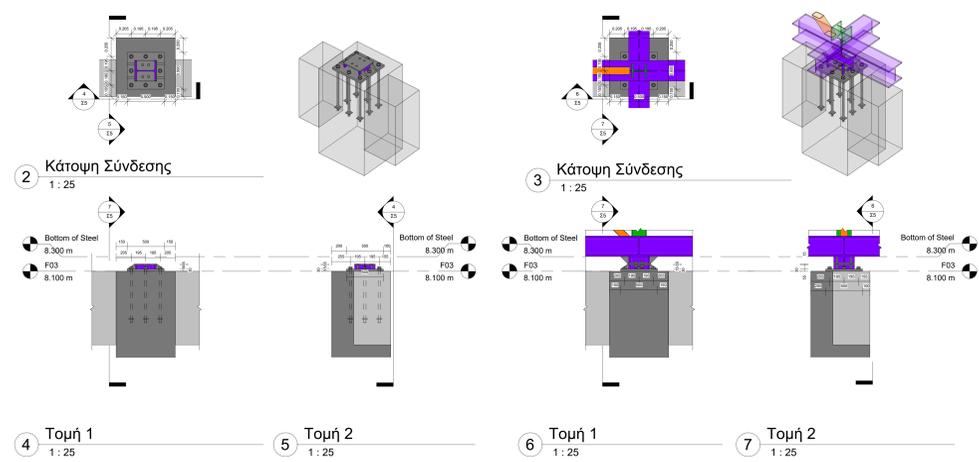
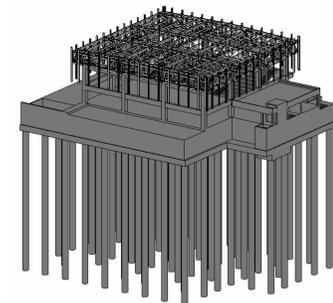
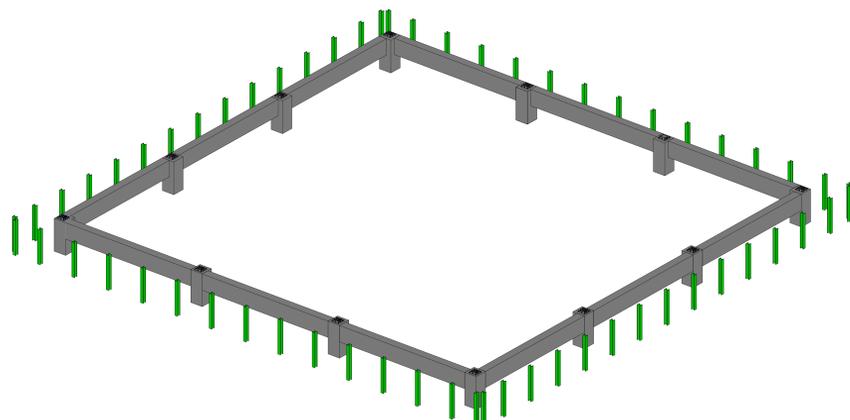
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΜΑΡΤΙΟΣ 2023

Επιβλέπων καθηγητής:
Ευαγγελία Μυστακίδου, ΚΑΘ, ΤΠΜ
Φοιτητές:
Κωνσταντίνος Μάρκλαος
Κωνσταντίνος Φιλίππουλας



STEEL SECTIONS	
■	HE120A
■	HE240A
■	HE200B
■	HE200B
■	SHS 100x100x5.9
■	SHS 120x120x5

ΠΑΡΑΔΟΣΗ ΜΕΛΩΝ	
I. ΛΟΦΙΑ	
1.1. ΛΟΦΙΑ	0.000000
1.2. ΛΟΦΙΑ	0.000000
1.3. ΛΟΦΙΑ	0.000000
1.4. ΛΟΦΙΑ	0.000000
1.5. ΛΟΦΙΑ	0.000000
1.6. ΛΟΦΙΑ	0.000000
1.7. ΛΟΦΙΑ	0.000000
1.8. ΛΟΦΙΑ	0.000000
1.9. ΛΟΦΙΑ	0.000000
1.10. ΛΟΦΙΑ	0.000000
II. ΔΙΣΤΕΛΑ ΑΚΡΟΤΑ	
2.1. ΔΙΣΤΕΛΑ ΑΚΡΟΤΑ	0.000000
2.2. ΔΙΣΤΕΛΑ ΑΚΡΟΤΑ	0.000000
2.3. ΔΙΣΤΕΛΑ ΑΚΡΟΤΑ	0.000000
2.4. ΔΙΣΤΕΛΑ ΑΚΡΟΤΑ	0.000000
2.5. ΔΙΣΤΕΛΑ ΑΚΡΟΤΑ	0.000000
2.6. ΔΙΣΤΕΛΑ ΑΚΡΟΤΑ	0.000000
2.7. ΔΙΣΤΕΛΑ ΑΚΡΟΤΑ	0.000000
2.8. ΔΙΣΤΕΛΑ ΑΚΡΟΤΑ	0.000000
2.9. ΔΙΣΤΕΛΑ ΑΚΡΟΤΑ	0.000000
2.10. ΔΙΣΤΕΛΑ ΑΚΡΟΤΑ	0.000000
III. ΤΑΚΙΑ	
3.1. ΤΑΚΙΑ	0.000000
3.2. ΤΑΚΙΑ	0.000000
3.3. ΤΑΚΙΑ	0.000000
3.4. ΤΑΚΙΑ	0.000000
3.5. ΤΑΚΙΑ	0.000000
3.6. ΤΑΚΙΑ	0.000000
3.7. ΤΑΚΙΑ	0.000000
3.8. ΤΑΚΙΑ	0.000000
3.9. ΤΑΚΙΑ	0.000000
3.10. ΤΑΚΙΑ	0.000000
IV. ΕΔΑΦΟΣ	
4.1. ΕΔΑΦΟΣ	0.000000
4.2. ΕΔΑΦΟΣ	0.000000
4.3. ΕΔΑΦΟΣ	0.000000
4.4. ΕΔΑΦΟΣ	0.000000
4.5. ΕΔΑΦΟΣ	0.000000
4.6. ΕΔΑΦΟΣ	0.000000
4.7. ΕΔΑΦΟΣ	0.000000
4.8. ΕΔΑΦΟΣ	0.000000
4.9. ΕΔΑΦΟΣ	0.000000
4.10. ΕΔΑΦΟΣ	0.000000
V. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΡΟΦΩΝ	
5.1. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΡΟΦΩΝ	0.000000
5.2. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΡΟΦΩΝ	0.000000
5.3. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΡΟΦΩΝ	0.000000
5.4. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΡΟΦΩΝ	0.000000
5.5. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΡΟΦΩΝ	0.000000
5.6. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΡΟΦΩΝ	0.000000
5.7. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΡΟΦΩΝ	0.000000
5.8. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΡΟΦΩΝ	0.000000
5.9. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΡΟΦΩΝ	0.000000
5.10. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΡΟΦΩΝ	0.000000
VI. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
6.1. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.000000
6.2. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.000000
6.3. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.000000
6.4. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.000000
6.5. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.000000
6.6. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.000000
6.7. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.000000
6.8. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.000000
6.9. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.000000
6.10. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.000000



1 **ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ +8.10**
1 : 50

Λεπτομέρεια σύνδεσης μεταλλικών στοιχείων στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

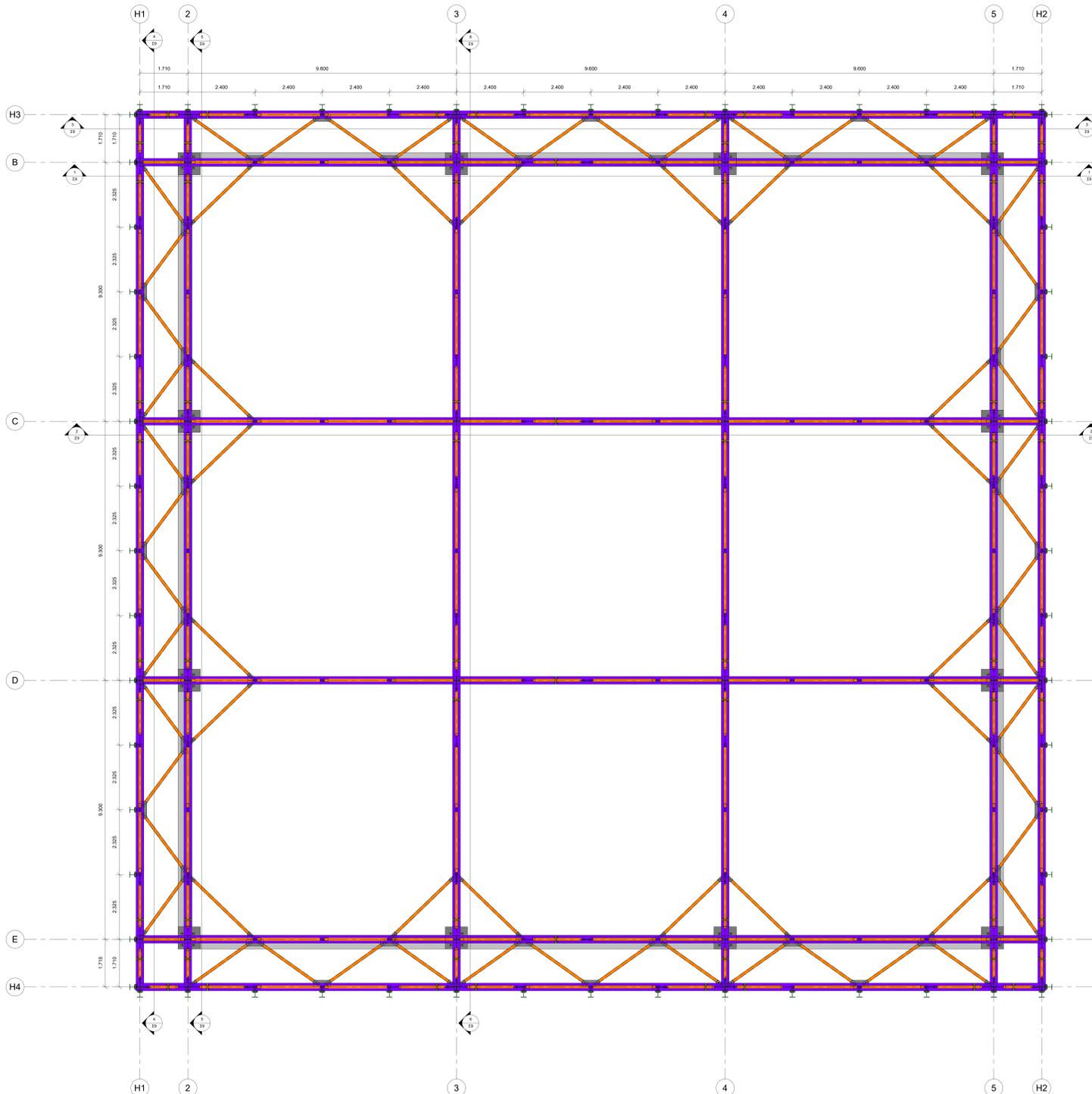
ΔΙΔΑΚΤΙΚΗ: **ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΘΑΝΗΤΙΚΩΝ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΩΝ ΓΙΑ ΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ**
ΘΕΣΗ: ΟΔΟΣ ΑΘΗΝΩΝ, ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ, Ο.Τ. 1268, ΔΗΜΟΣ ΒΟΛΟΥ

ΜΕΛΕΤΗ: **ΣΤΑΤΙΚΗ**
Στάδιο: Οριστική Μελέτη

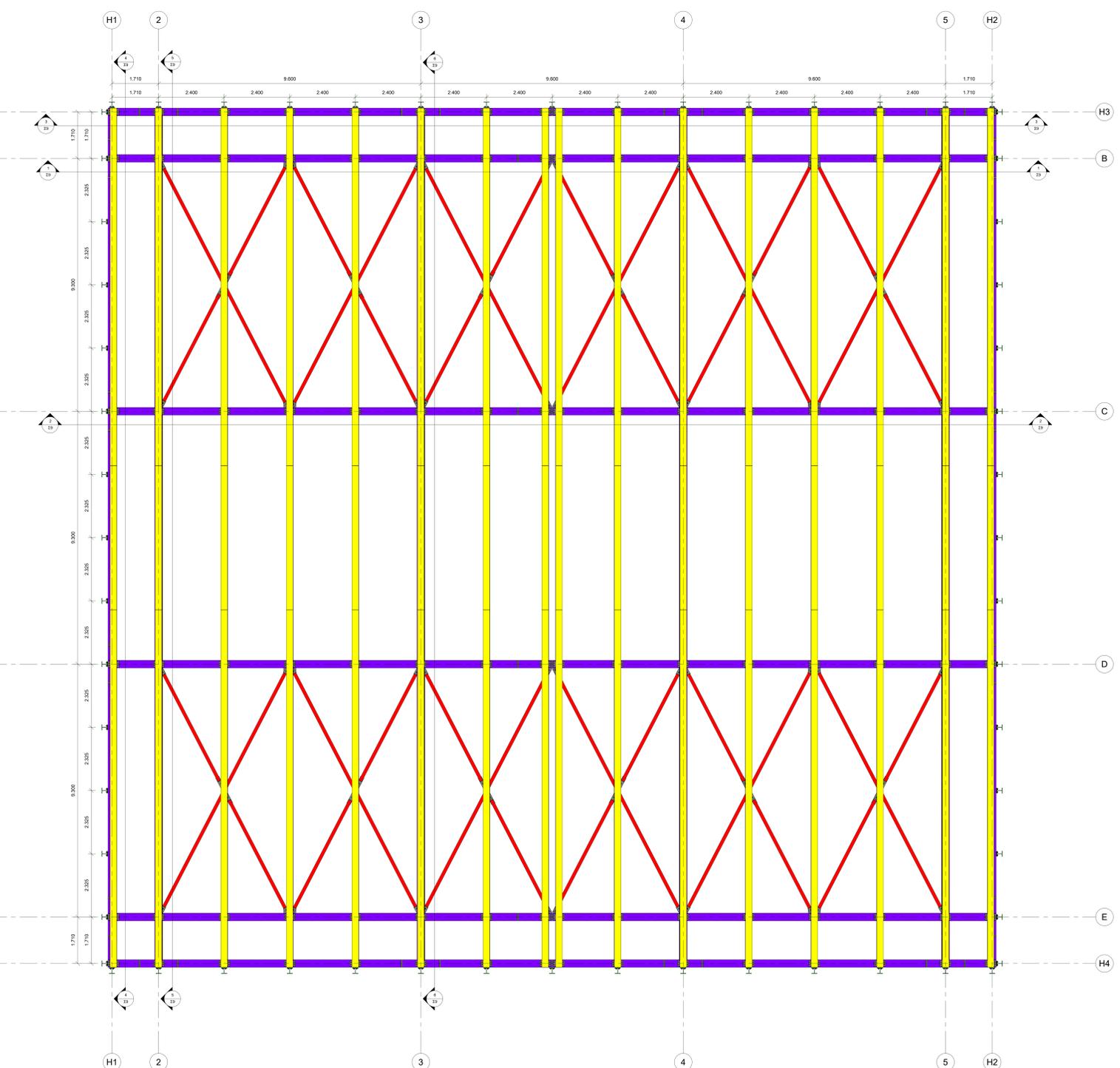
ΦΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:	ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ +8.10	ΑΡ. ΣΧΕΔΙΟΥ:	IS
ΚΩΔΙΚΟΣ:		ΚΩΔΙΚΟΣ:	As indicated

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΜΑΡΤΙΟΣ 2023

Επιβάλει τον καθηγητή:
Ευριπίδης Μυστακίδης, ΚΑΘ, ΤΠΜ
Φοιτητές:
Κωνσταντίνος Μάρκαλας
Κωνσταντίνος Φαλιππίδης



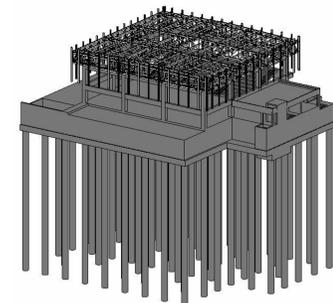
1 ΚΑΤΩ ΠΕΛΑΜΑ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΩΝ
1:50



2 ΑΝΩ ΠΕΛΑΜΑ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΩΝ
1:50

STEEL SECTIONS	
HE120A	
HE300A	
HE200B	
HE200	
BHS 100x100x5.9	
BHS 120x120x5	

ΠΑΡΑΔΟΣΕΙΣ ΜΕΛΕΤΗΣ	
I. ΚΑΘΙΣΤΑ	1:2000
II. ΤΑΚΙΑ	1:2000
III. ΑΝΟΞΕΥΣΤΙΚΟΤΗΤΑ	1:2000
IV. ΕΔΑΦΟΣ	1:2000
V. ΠΡΟΣΤΑΣΕΩΣ ΟΡΟΦΩΝ	1:2000
VI. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	1:2000



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

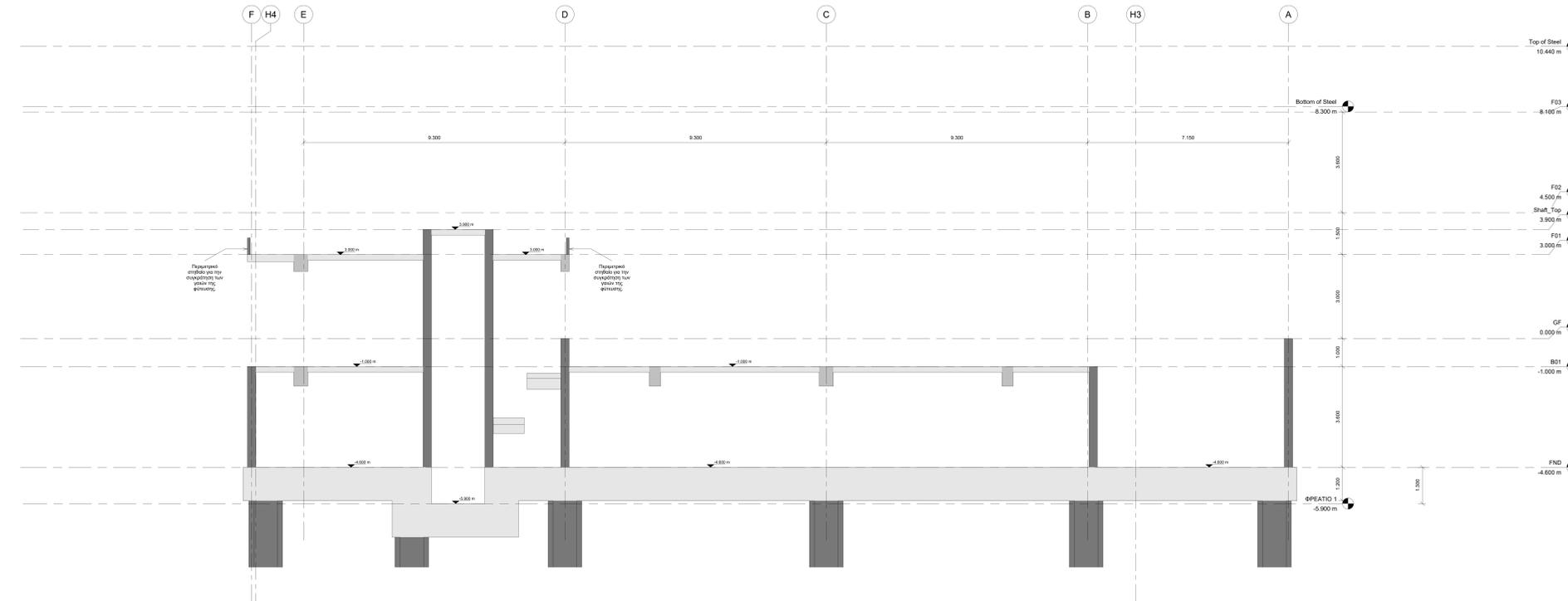
ΔΙΔΑΚΤΙΚΗ: ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΘΑΝΑΤΙΚΩΝ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΩΝ
ΓΙΑ ΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΘΕΣΗ: ΟΔΟΣ ΑΘΗΝΩΝ, ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ, Ο.Τ. 1268, ΔΗΜΟΣ ΒΟΛΟΥ

ΜΕΛΕΤΗ: ΣΤΑΤΙΚΗ
Στάδιο: Οριστική Μελέτη

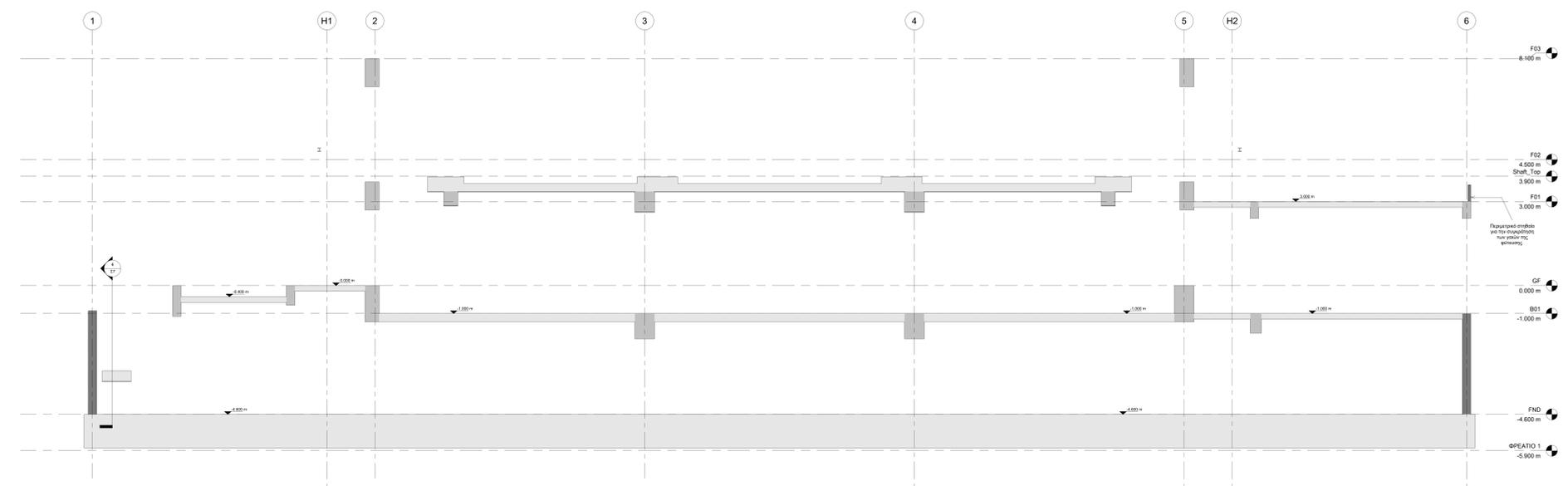
ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΚΑΤΩΦΕΙΣ ΑΝΩ ΚΑΙ ΚΑΤΩ ΠΕΛΑΜΑΤΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΣΤΕΓΗΣ
ΑΡ. ΣΧΕΔΙΟΥ: 16
ΚΥΜΑΚΑΣ: 1:50

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΜΑΡΤΙΟΣ 2023

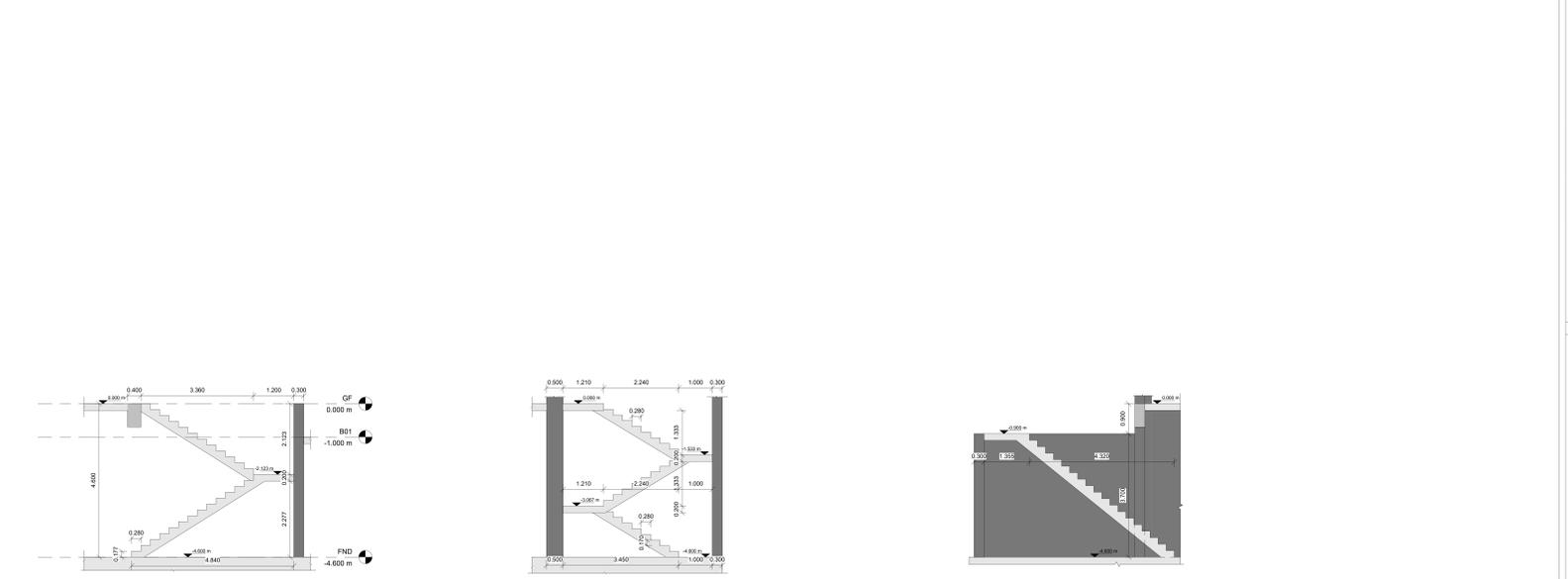
Επιβλέπων καθηγητής:
Ευαγγελία Μυστακίδου, ΚΑΘ, ΤΠΜ
Φοιτητής:
Κωνσταντίνος Μάρκλας
Κωνσταντίνος Φιλίππουλας



1 ΤΟΜΗ Α
1:50



2 ΤΟΜΗ Β
1:50



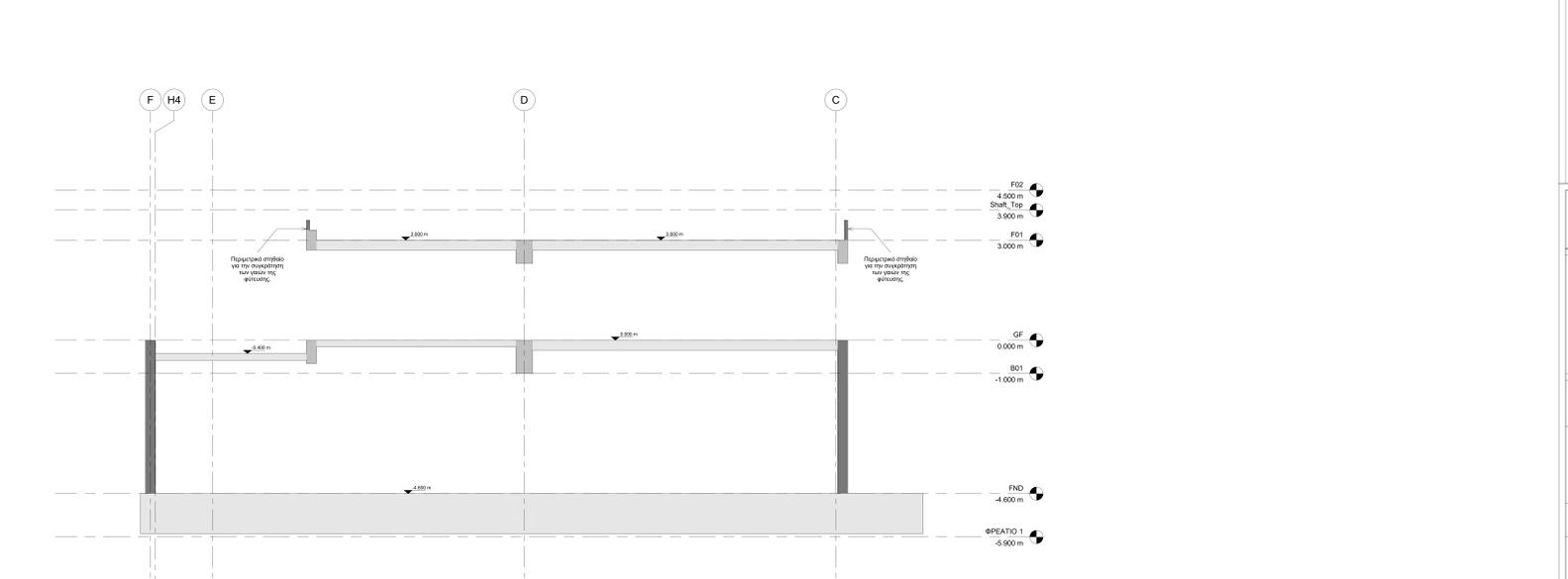
4 ΚΥΡΙΟ ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟ
1:50



5 ΔΕΥΤΕΡΕΥΩΝ ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟ
1:50



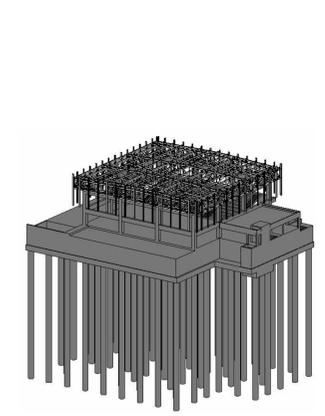
6 ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟ ΕΙΣΟΔΟΥ
1:50



3 ΤΟΜΗ Δ
1:50

ΠΑΡΑΔΟΣΕΙΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

I. ΟΡΓΑΝΑ	
1. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	
1.1. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.2. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.3. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.4. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.5. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.6. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.7. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.8. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.9. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.10. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.11. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.12. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.13. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.14. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.15. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.16. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.17. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.18. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.19. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.20. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.21. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.22. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.23. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.24. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.25. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.26. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.27. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.28. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.29. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.30. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.31. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.32. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.33. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.34. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.35. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.36. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.37. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.38. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.39. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.40. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.41. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.42. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.43. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.44. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.45. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.46. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.47. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.48. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.49. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.50. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.51. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.52. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.53. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.54. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.55. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.56. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.57. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.58. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.59. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.60. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.61. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.62. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.63. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.64. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.65. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.66. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.67. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.68. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.69. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.70. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.71. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.72. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.73. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.74. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.75. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.76. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.77. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.78. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.79. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.80. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.81. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.82. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.83. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.84. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.85. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.86. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.87. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.88. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.89. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.90. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.91. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.92. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.93. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.94. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.95. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.96. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.97. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.98. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.99. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50
1.100. ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	1:50



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΘΛΗΤΙΚΩΝ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΩΝ ΓΙΑ ΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

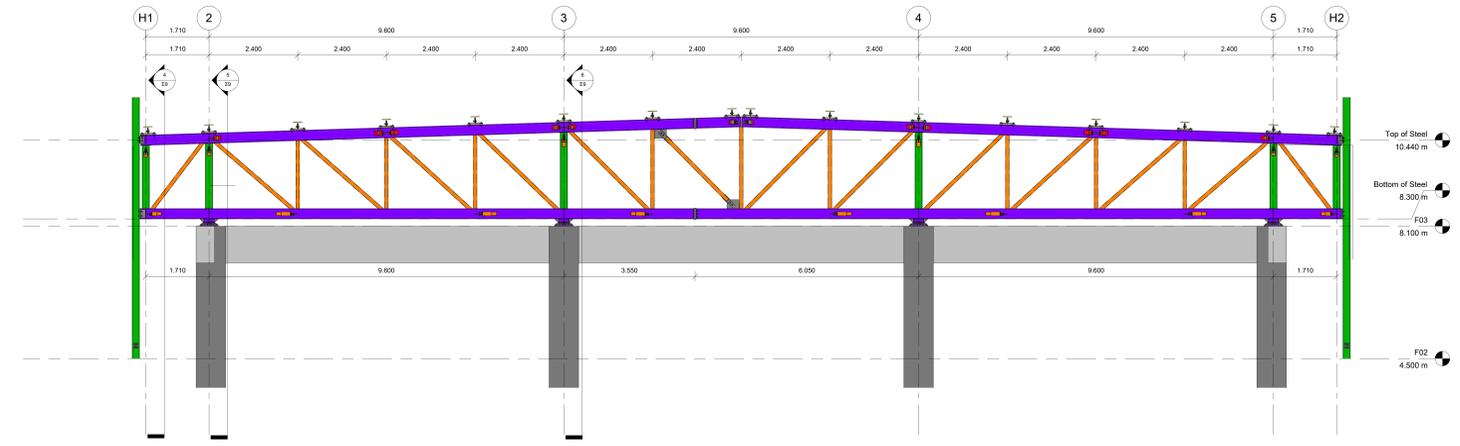
ΘΕΣΗ: ΟΔΟΣ ΑΘΗΝΩΝ, ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ, Ο.Τ. 1268, ΘΡΑΪΝΟΣ ΒΟΛΟΥ

ΜΕΛΕΤΗ: ΣΤΑΤΙΚΗ
Σχέση: Οριστική Μελέτη

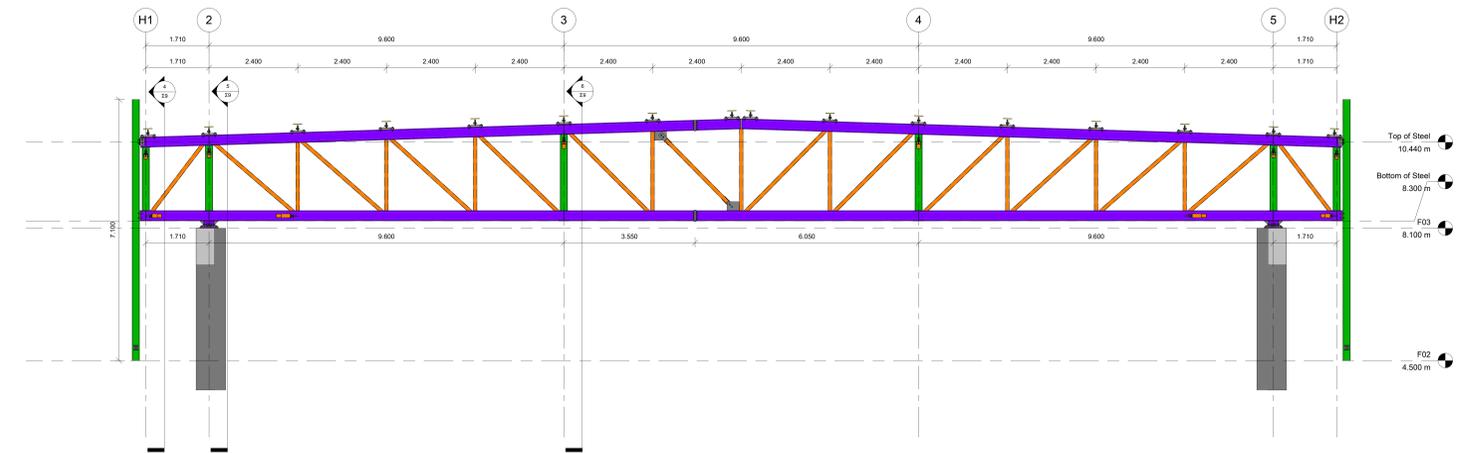
ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΤΥΠΙΚΕΣ ΤΟΜΕΣ 1/2
ΑΡ. ΣΧΕΔΙΟΥ: 17
ΚΑΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ: 1:50

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΜΑΡΤΙΟΣ 2023

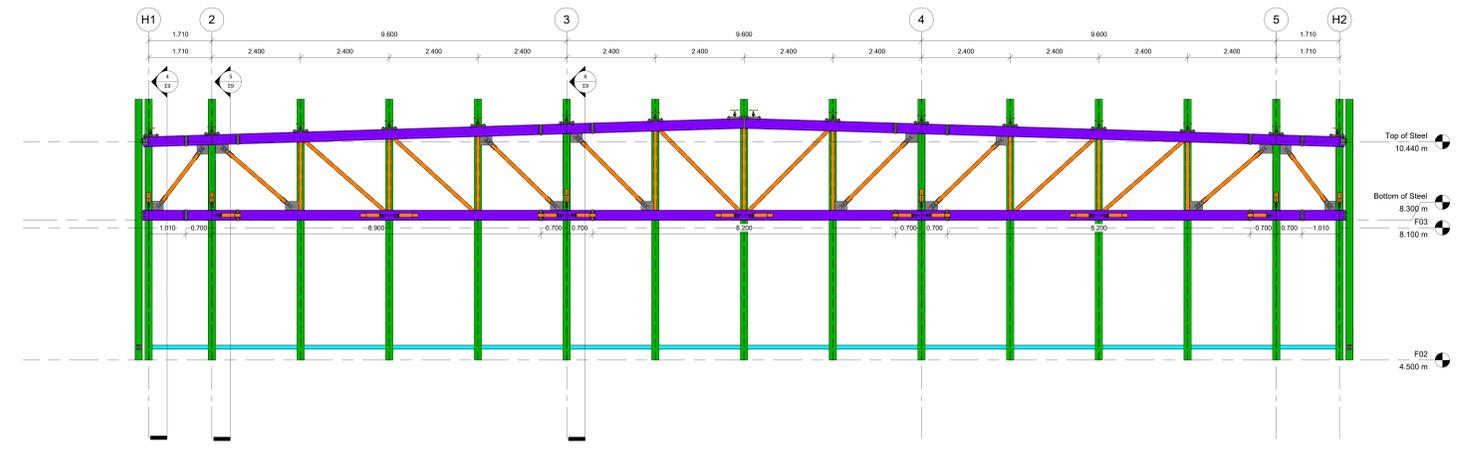
Επιβλέπων καθηγητής:
Ευκρίδης Μπατσώλης, ΚΑΘ. ΤΠΜ
Φοιτητής:
Κωνσταντίνος Μπαρούλιος
Κωδικός Φοιτητή: 123456789



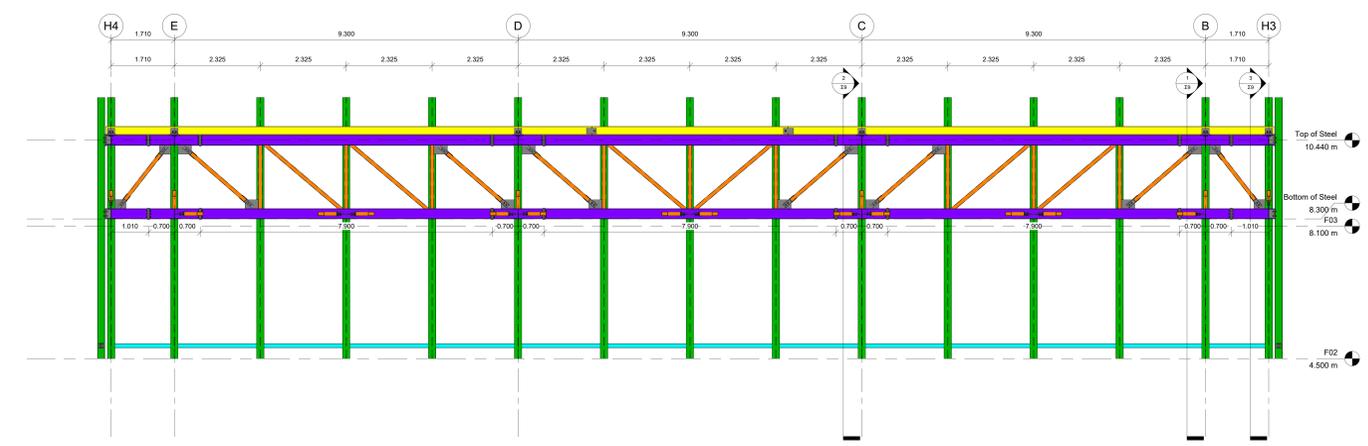
1 ΑΞΟΝΕΣ Β, Ε
1 : 50



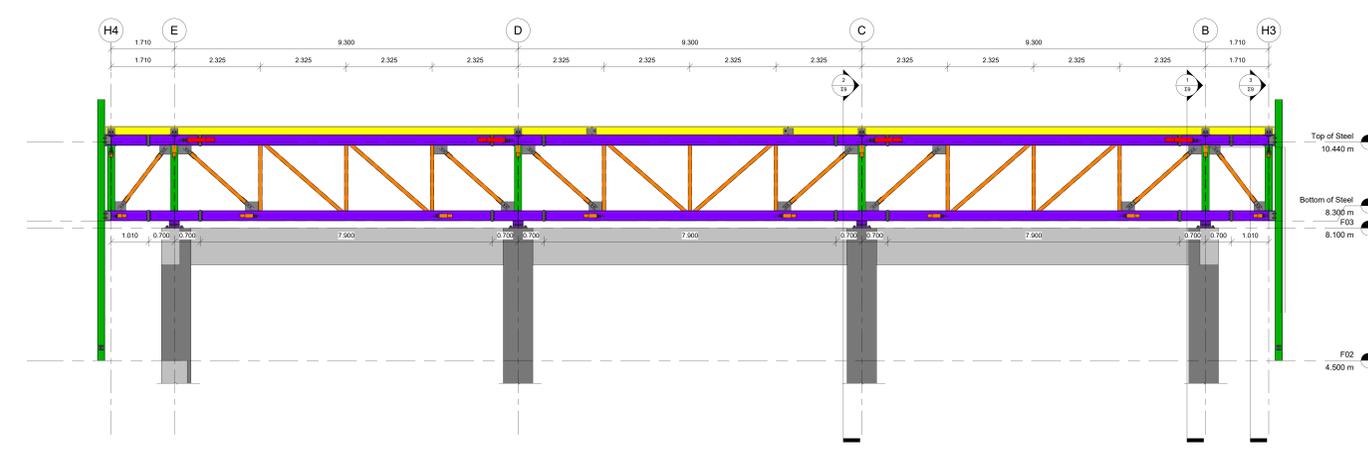
2 ΑΞΟΝΕΣ C, D
1 : 50



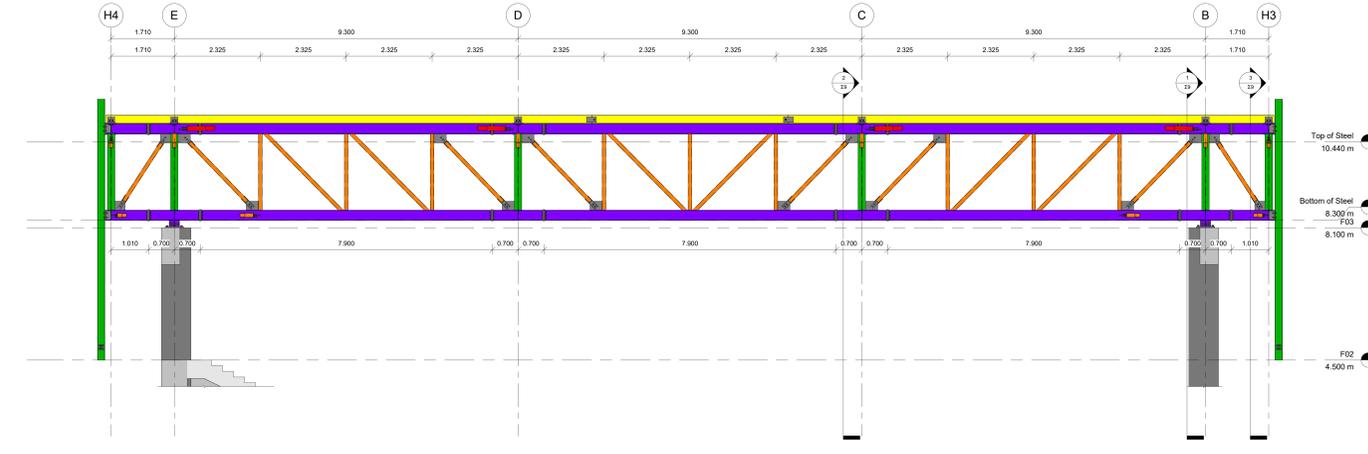
3 ΑΞΟΝΕΣ Η3, Η4
1 : 50



4 ΑΞΟΝΑΣ Η1, Η2
1 : 50

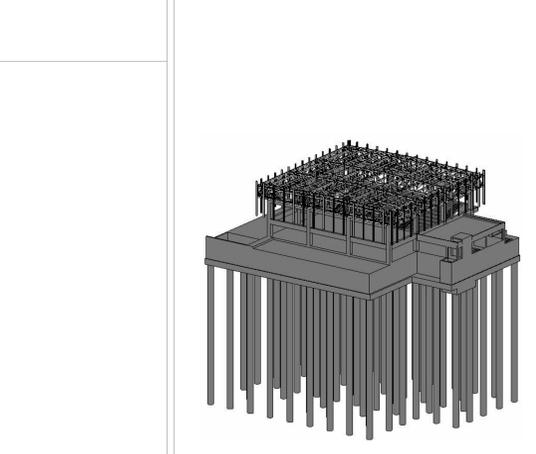


5 ΑΞΟΝΑΣ 2, 5
1 : 50

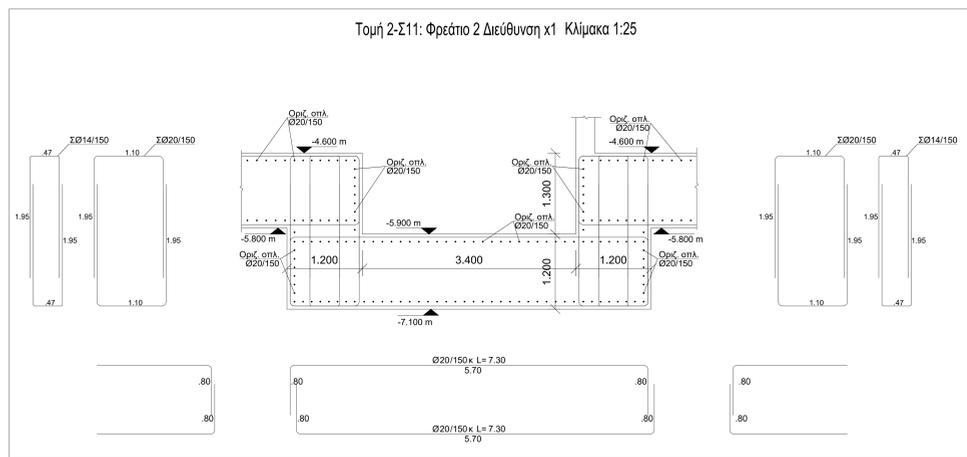
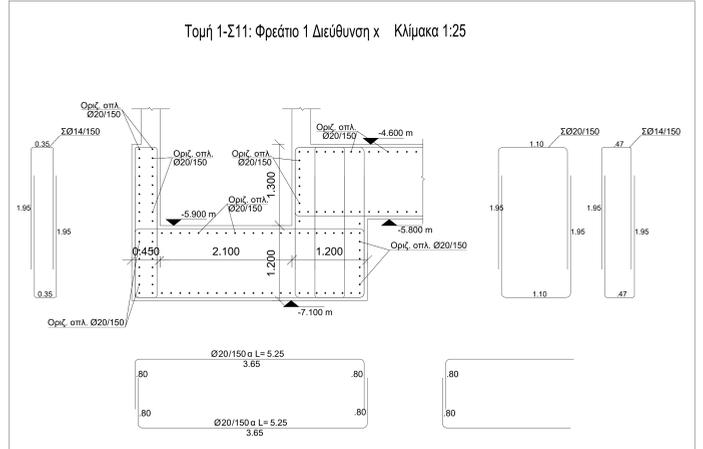
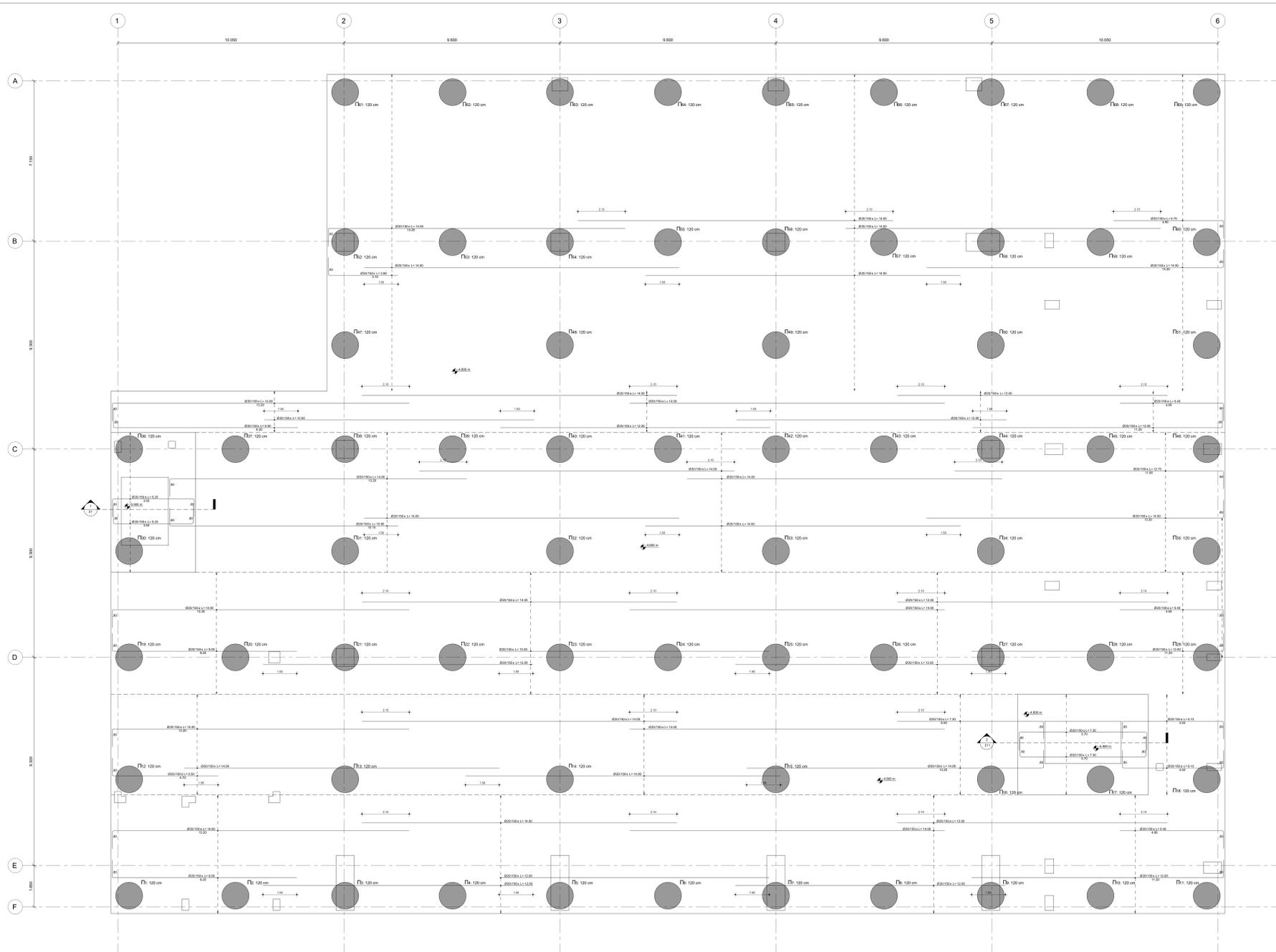


6 ΑΞΟΝΑΣ 3, 4
1 : 50

ΠΑΡΑΡΤΗΡΙΑ	
I. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ	1.1. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.1. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.2. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.3. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.4. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.5. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.6. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.7. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.8. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.9. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.10. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.11. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.12. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.13. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.14. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.15. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.16. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.17. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.18. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.19. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.20. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.21. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.22. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.23. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.24. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.25. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.26. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.27. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.28. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.29. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.30. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.31. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.32. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.33. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.34. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.35. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.36. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.37. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.38. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.39. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.40. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.41. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.42. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.43. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.44. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.45. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.46. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.47. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.48. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.49. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ 1.1.50. ΛΟΓΙΣΤΙΚΑ
II. ΤΑΚΑ	2.1. ΤΑΚΑ 2.2. ΤΑΚΑ 2.3. ΤΑΚΑ 2.4. ΤΑΚΑ 2.5. ΤΑΚΑ 2.6. ΤΑΚΑ 2.7. ΤΑΚΑ 2.8. ΤΑΚΑ 2.9. ΤΑΚΑ 2.10. ΤΑΚΑ 2.11. ΤΑΚΑ 2.12. ΤΑΚΑ 2.13. ΤΑΚΑ 2.14. ΤΑΚΑ 2.15. ΤΑΚΑ 2.16. ΤΑΚΑ 2.17. ΤΑΚΑ 2.18. ΤΑΚΑ 2.19. ΤΑΚΑ 2.20. ΤΑΚΑ 2.21. ΤΑΚΑ 2.22. ΤΑΚΑ 2.23. ΤΑΚΑ 2.24. ΤΑΚΑ 2.25. ΤΑΚΑ 2.26. ΤΑΚΑ 2.27. ΤΑΚΑ 2.28. ΤΑΚΑ 2.29. ΤΑΚΑ 2.30. ΤΑΚΑ 2.31. ΤΑΚΑ 2.32. ΤΑΚΑ 2.33. ΤΑΚΑ 2.34. ΤΑΚΑ 2.35. ΤΑΚΑ 2.36. ΤΑΚΑ 2.37. ΤΑΚΑ 2.38. ΤΑΚΑ 2.39. ΤΑΚΑ 2.40. ΤΑΚΑ 2.41. ΤΑΚΑ 2.42. ΤΑΚΑ 2.43. ΤΑΚΑ 2.44. ΤΑΚΑ 2.45. ΤΑΚΑ 2.46. ΤΑΚΑ 2.47. ΤΑΚΑ 2.48. ΤΑΚΑ 2.49. ΤΑΚΑ 2.50. ΤΑΚΑ
III. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ	3.1. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.2. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.3. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.4. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.5. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.6. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.7. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.8. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.9. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.10. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.11. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.12. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.13. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.14. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.15. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.16. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.17. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.18. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.19. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.20. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.21. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.22. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.23. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.24. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.25. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.26. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.27. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.28. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.29. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.30. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.31. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.32. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.33. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.34. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.35. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.36. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.37. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.38. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.39. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.40. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.41. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.42. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.43. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.44. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.45. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.46. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.47. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.48. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.49. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ 3.50. ΑΝΟΞΙΚΟΤΗΤΑ
IV. ΕΔΑΦΟΣ	4.1. ΕΔΑΦΟΣ 4.2. ΕΔΑΦΟΣ 4.3. ΕΔΑΦΟΣ 4.4. ΕΔΑΦΟΣ 4.5. ΕΔΑΦΟΣ 4.6. ΕΔΑΦΟΣ 4.7. ΕΔΑΦΟΣ 4.8. ΕΔΑΦΟΣ 4.9. ΕΔΑΦΟΣ 4.10. ΕΔΑΦΟΣ 4.11. ΕΔΑΦΟΣ 4.12. ΕΔΑΦΟΣ 4.13. ΕΔΑΦΟΣ 4.14. ΕΔΑΦΟΣ 4.15. ΕΔΑΦΟΣ 4.16. ΕΔΑΦΟΣ 4.17. ΕΔΑΦΟΣ 4.18. ΕΔΑΦΟΣ 4.19. ΕΔΑΦΟΣ 4.20. ΕΔΑΦΟΣ 4.21. ΕΔΑΦΟΣ 4.22. ΕΔΑΦΟΣ 4.23. ΕΔΑΦΟΣ 4.24. ΕΔΑΦΟΣ 4.25. ΕΔΑΦΟΣ 4.26. ΕΔΑΦΟΣ 4.27. ΕΔΑΦΟΣ 4.28. ΕΔΑΦΟΣ 4.29. ΕΔΑΦΟΣ 4.30. ΕΔΑΦΟΣ 4.31. ΕΔΑΦΟΣ 4.32. ΕΔΑΦΟΣ 4.33. ΕΔΑΦΟΣ 4.34. ΕΔΑΦΟΣ 4.35. ΕΔΑΦΟΣ 4.36. ΕΔΑΦΟΣ 4.37. ΕΔΑΦΟΣ 4.38. ΕΔΑΦΟΣ 4.39. ΕΔΑΦΟΣ 4.40. ΕΔΑΦΟΣ 4.41. ΕΔΑΦΟΣ 4.42. ΕΔΑΦΟΣ 4.43. ΕΔΑΦΟΣ 4.44. ΕΔΑΦΟΣ 4.45. ΕΔΑΦΟΣ 4.46. ΕΔΑΦΟΣ 4.47. ΕΔΑΦΟΣ 4.48. ΕΔΑΦΟΣ 4.49. ΕΔΑΦΟΣ 4.50. ΕΔΑΦΟΣ
V. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ	5.1. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.2. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.3. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.4. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.5. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.6. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.7. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.8. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.9. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.10. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.11. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.12. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.13. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.14. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.15. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.16. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.17. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.18. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.19. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.20. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.21. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.22. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.23. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.24. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.25. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.26. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.27. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.28. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.29. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.30. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.31. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.32. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.33. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.34. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.35. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.36. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.37. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.38. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.39. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.40. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.41. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.42. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.43. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.44. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.45. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.46. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.47. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.48. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.49. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ 5.50. ΠΡΟΣΛΕΨΗ ΟΦΘΑΛΜΩΝ
VI. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	6.1. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.2. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.3. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.4. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.5. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.6. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.7. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.8. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.9. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.10. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.11. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.12. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.13. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.14. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.15. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.16. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.17. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.18. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.19. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.20. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.21. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.22. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.23. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.24. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.25. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.26. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.27. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.28. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.29. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.30. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.31. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.32. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.33. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.34. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.35. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.36. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.37. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.38. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.39. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.40. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.41. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.42. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.43. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.44. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.45. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.46. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.47. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.48. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.49. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ 6.50. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ	
ΔΙΔΑΣΚΑΤΙΚΗ:	ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΘΑΝΑΤΙΚΩΝ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΩΝ ΓΙΑ ΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΘΕΣΗ:	ΟΔΟΣ ΑΘΗΝΩΝ, ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ, Ο.Τ. 1268, ΔΗΜΟΣ ΒΟΛΟΥ
ΜΕΛΕΤΗ:	ΣΤΑΤΙΚΗ
Σχέδιο:	Ορατική Μελέτη
ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:	ΤΟΜΕΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΣΤΕΓΗΣ
ΑΡ. ΣΧΕΔΙΟΥ:	19
ΚΩΔΙΚΟΣ:	1 : 50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ:	ΜΑΡΤΙΟΣ 2023
Επιβλέπων καθηγητής:	Ευαγγελία Μυστακίδου, ΚΑΘ, ΤΠΜ
Φοιτητές:	Κωνσταντίνος Μάρκαλας Ιωάννης Φιλίππου



ΠΑΡΑΡΤΗΣΗ ΜΕΛΕΤΗΣ

I ΚΑΤΑΧΩΡΥΒΑ ΒΟΡΤΙΑ

1.1	ΜΕΛΕΤΗ	0.00 κωδ.
1.2	ΚΑΤΑΧΩΡΥΒΑ ΒΟΡΤΙΑ	0.00 κωδ.
1.3	ΥΛΙΚΑ	0.00 κωδ.
1.4	ΑΝΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑ	0.00 κωδ.
1.5	ΕΔΑΦΟΣ	0.00 κωδ.
1.6	ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ ΣΥΡΟΦΩΝ	0.00 κωδ.
1.7	ΕΦΑΡΜΟΖΟΜΕΝΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.00 κωδ.

II ΚΑΤΑΧΩΡΥΒΑ ΒΟΡΤΙΑ

2.1	ΜΕΛΕΤΗ	0.00 κωδ.
2.2	ΚΑΤΑΧΩΡΥΒΑ ΒΟΡΤΙΑ	0.00 κωδ.
2.3	ΥΛΙΚΑ	0.00 κωδ.
2.4	ΑΝΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑ	0.00 κωδ.
2.5	ΕΔΑΦΟΣ	0.00 κωδ.
2.6	ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ ΣΥΡΟΦΩΝ	0.00 κωδ.
2.7	ΕΦΑΡΜΟΖΟΜΕΝΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.00 κωδ.

III ΥΛΙΚΑ

3.1	ΜΕΛΕΤΗ	0.00 κωδ.
3.2	ΚΑΤΑΧΩΡΥΒΑ ΒΟΡΤΙΑ	0.00 κωδ.
3.3	ΥΛΙΚΑ	0.00 κωδ.
3.4	ΑΝΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑ	0.00 κωδ.
3.5	ΕΔΑΦΟΣ	0.00 κωδ.
3.6	ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ ΣΥΡΟΦΩΝ	0.00 κωδ.
3.7	ΕΦΑΡΜΟΖΟΜΕΝΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.00 κωδ.

IV ΑΝΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑ

4.1	ΜΕΛΕΤΗ	0.00 κωδ.
4.2	ΚΑΤΑΧΩΡΥΒΑ ΒΟΡΤΙΑ	0.00 κωδ.
4.3	ΥΛΙΚΑ	0.00 κωδ.
4.4	ΑΝΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑ	0.00 κωδ.
4.5	ΕΔΑΦΟΣ	0.00 κωδ.
4.6	ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ ΣΥΡΟΦΩΝ	0.00 κωδ.
4.7	ΕΦΑΡΜΟΖΟΜΕΝΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.00 κωδ.

V ΕΔΑΦΟΣ

5.1	ΜΕΛΕΤΗ	0.00 κωδ.
5.2	ΚΑΤΑΧΩΡΥΒΑ ΒΟΡΤΙΑ	0.00 κωδ.
5.3	ΥΛΙΚΑ	0.00 κωδ.
5.4	ΑΝΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑ	0.00 κωδ.
5.5	ΕΔΑΦΟΣ	0.00 κωδ.
5.6	ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ ΣΥΡΟΦΩΝ	0.00 κωδ.
5.7	ΕΦΑΡΜΟΖΟΜΕΝΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.00 κωδ.

VI ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ ΣΥΡΟΦΩΝ

6.1	ΜΕΛΕΤΗ	0.00 κωδ.
6.2	ΚΑΤΑΧΩΡΥΒΑ ΒΟΡΤΙΑ	0.00 κωδ.
6.3	ΥΛΙΚΑ	0.00 κωδ.
6.4	ΑΝΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑ	0.00 κωδ.
6.5	ΕΔΑΦΟΣ	0.00 κωδ.
6.6	ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ ΣΥΡΟΦΩΝ	0.00 κωδ.
6.7	ΕΦΑΡΜΟΖΟΜΕΝΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	0.00 κωδ.

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΙΝΣΤΙΤΟΥΤΟ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΟΡΓΑΝΩΤΙΚΗ: **ΙΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΣΤΙΚΗΣ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΩΝ ΓΙΑ ΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ**

ΘΕΣΗ: ΟΔΟΣ ΑΘΗΝΩΝ, ΓΕΙΩΣΗ ΑΡΧΕΣ, Ο.Τ. 1268, ΔΗΜΟΣ ΒΟΛΟΥ

ΜΕΛΕΤΗ: **ΙΣΤΑΤΙΚΗ**
 Οριζική Μελέτη

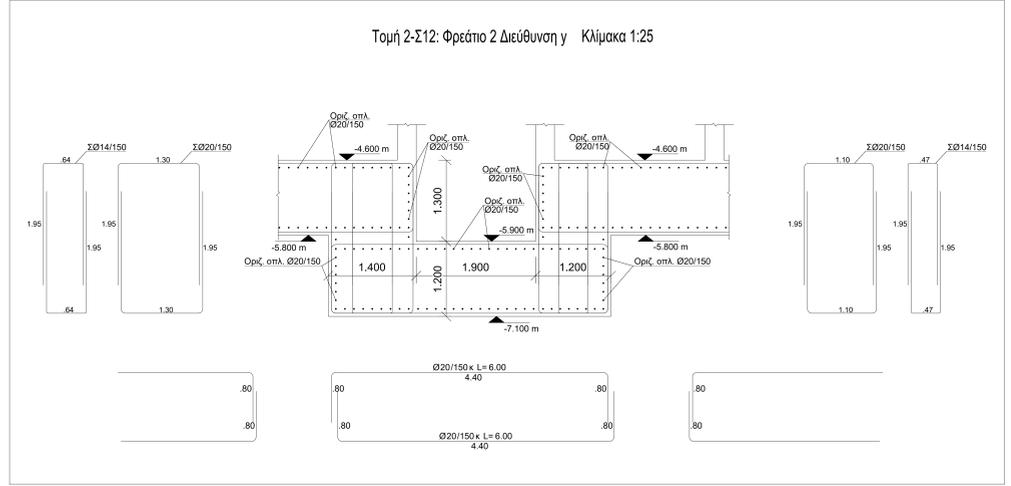
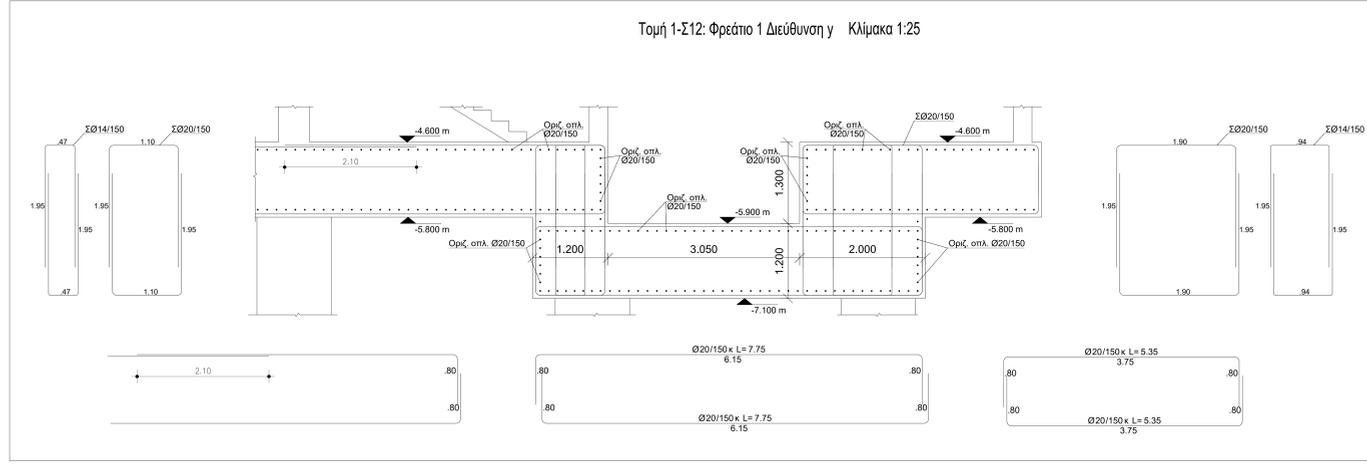
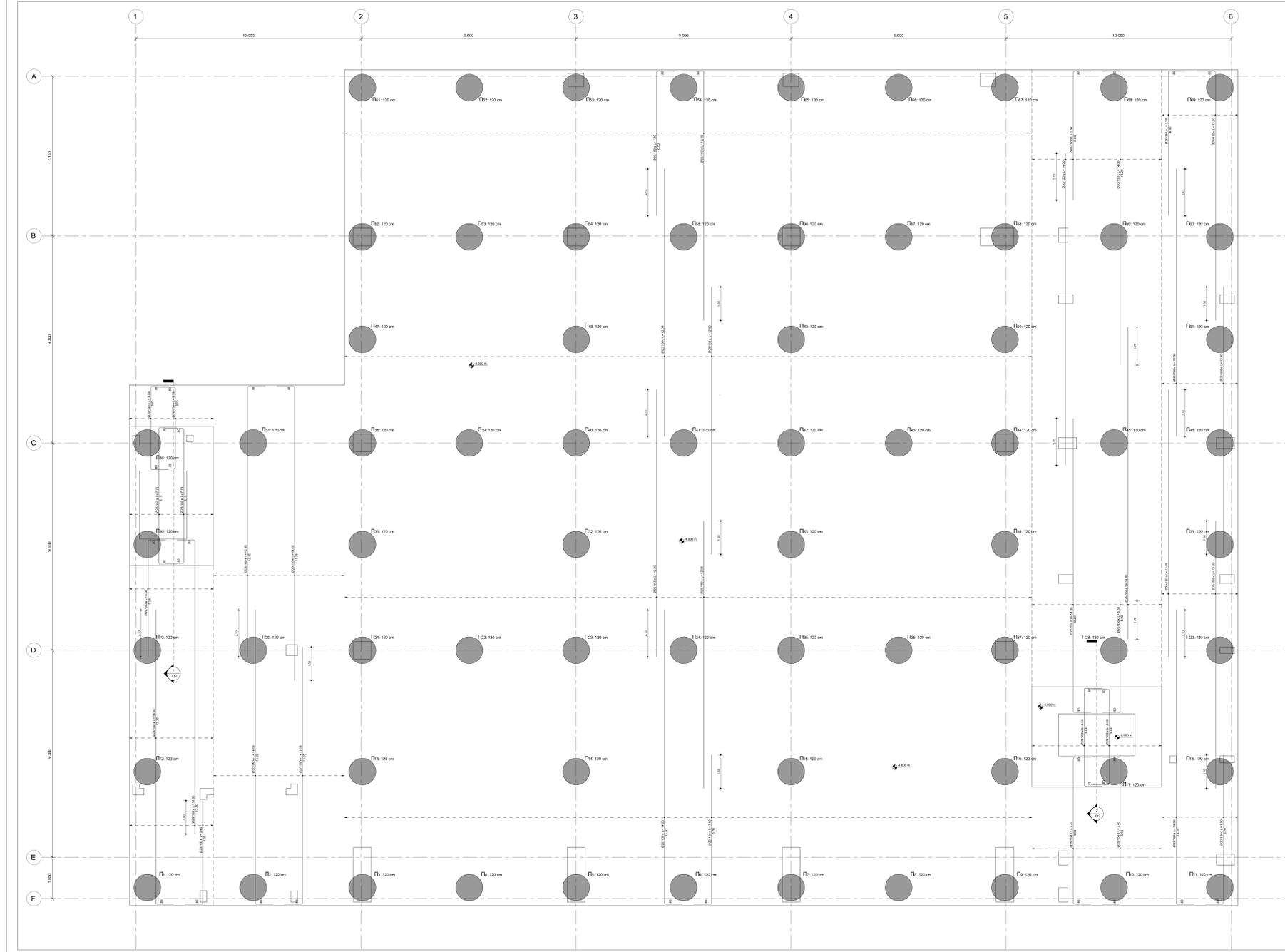
ΟΝΟΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΚΟΙΤΕΡΟΠΕΔΩΝ ΔΕΥΤΕΡΗΣ Χ

ΑΡ. ΣΧΕΔΙΟΥ: 111

ΚΑΜΑΚΑ: 1.05.1:25

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΜΑΡΤΙΟΣ 2023

ΥΠΕΥΘΥΝΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΔΡ. ΤΣΑ
 ΦΟΙΤΗΣ: ΚΑΡΑΓΙΩΡΓΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ



ΠΑΡΑΡΤΗΣΗ ΜΕΛΕΤΗΣ

- ΦΟΡΤΙΑ**
 - 1.1 ΚΑΤΑΘΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 0.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 1.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 2.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 3.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 4.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 5.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 6.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 7.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 8.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 9.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 10.00 ΜΝΩ
 - 1.2 ΚΥΒΙΑ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 0.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 1.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 2.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 3.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 4.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 5.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 6.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 7.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 8.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 9.00 ΜΝΩ
 - Ύψος άμεσης πρόσδεσης: 10.00 ΜΝΩ
- ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ**
 - Σεισμική επιτάχυνση: 0.10 g
 - Σεισμική επιτάχυνση: 0.15 g
 - Σεισμική επιτάχυνση: 0.20 g
 - Σεισμική επιτάχυνση: 0.30 g
 - Σεισμική επιτάχυνση: 0.40 g
 - Σεισμική επιτάχυνση: 0.50 g
 - Σεισμική επιτάχυνση: 0.60 g
 - Σεισμική επιτάχυνση: 0.70 g
 - Σεισμική επιτάχυνση: 0.80 g
 - Σεισμική επιτάχυνση: 0.90 g
 - Σεισμική επιτάχυνση: 1.00 g
- ΥΔΡΑ**
 - Ύψος υδροπίνακα: 0.00 ΜΝΩ
 - Ύψος υδροπίνακα: 1.00 ΜΝΩ
 - Ύψος υδροπίνακα: 2.00 ΜΝΩ
 - Ύψος υδροπίνακα: 3.00 ΜΝΩ
 - Ύψος υδροπίνακα: 4.00 ΜΝΩ
 - Ύψος υδροπίνακα: 5.00 ΜΝΩ
 - Ύψος υδροπίνακα: 6.00 ΜΝΩ
 - Ύψος υδροπίνακα: 7.00 ΜΝΩ
 - Ύψος υδροπίνακα: 8.00 ΜΝΩ
 - Ύψος υδροπίνακα: 9.00 ΜΝΩ
 - Ύψος υδροπίνακα: 10.00 ΜΝΩ
- ΑΝΕΠΙΣΤΡΟΦΙΤΗΤΑ**
 - Ύψος αντιστοίχισης: 0.00 ΜΝΩ
 - Ύψος αντιστοίχισης: 1.00 ΜΝΩ
 - Ύψος αντιστοίχισης: 2.00 ΜΝΩ
 - Ύψος αντιστοίχισης: 3.00 ΜΝΩ
 - Ύψος αντιστοίχισης: 4.00 ΜΝΩ
 - Ύψος αντιστοίχισης: 5.00 ΜΝΩ
 - Ύψος αντιστοίχισης: 6.00 ΜΝΩ
 - Ύψος αντιστοίχισης: 7.00 ΜΝΩ
 - Ύψος αντιστοίχισης: 8.00 ΜΝΩ
 - Ύψος αντιστοίχισης: 9.00 ΜΝΩ
 - Ύψος αντιστοίχισης: 10.00 ΜΝΩ
- ΕΔΑΦΟΣ**
 - Τύπος εδάφους: 1η κατηγορία
 - Τύπος εδάφους: 2η κατηγορία
 - Τύπος εδάφους: 3η κατηγορία
 - Τύπος εδάφους: 4η κατηγορία
 - Τύπος εδάφους: 5η κατηγορία
 - Τύπος εδάφους: 6η κατηγορία
 - Τύπος εδάφους: 7η κατηγορία
 - Τύπος εδάφους: 8η κατηγορία
 - Τύπος εδάφους: 9η κατηγορία
 - Τύπος εδάφους: 10η κατηγορία
- ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ ΟΡΟΣΩΝ**
 - Προβλεψιμότητα: 1η κατηγορία
 - Προβλεψιμότητα: 2η κατηγορία
 - Προβλεψιμότητα: 3η κατηγορία
 - Προβλεψιμότητα: 4η κατηγορία
 - Προβλεψιμότητα: 5η κατηγορία
 - Προβλεψιμότητα: 6η κατηγορία
 - Προβλεψιμότητα: 7η κατηγορία
 - Προβλεψιμότητα: 8η κατηγορία
 - Προβλεψιμότητα: 9η κατηγορία
 - Προβλεψιμότητα: 10η κατηγορία
- ΕΦΑΡΜΟΣΙΜΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ**
 - ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ: ΚΑΤΑ 30/90
 - ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ: ΚΑΤΑ 30/90
 - ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ: ΚΑΤΑ 30/90
 - ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ: ΚΑΤΑ 30/90
 - ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ: ΚΑΤΑ 30/90
 - ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ: ΚΑΤΑ 30/90
 - ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ: ΚΑΤΑ 30/90
 - ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ: ΚΑΤΑ 30/90
 - ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ: ΚΑΤΑ 30/90
 - ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ: ΚΑΤΑ 30/90

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΔΑΚΤΗΡΗΣ: ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΘΑΝΑΣΙΟΥ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΩΝ
ΓΙΑ ΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

ΘΕΣ: ΟΔΟΣ ΑΘΗΝΩΝ, ΓΕΩΡΓΙΩΝ ΑΡΧΕΖΕ, Ο.Τ. 1248, ΔΗΜΟΣ ΒΟΛΟΥ

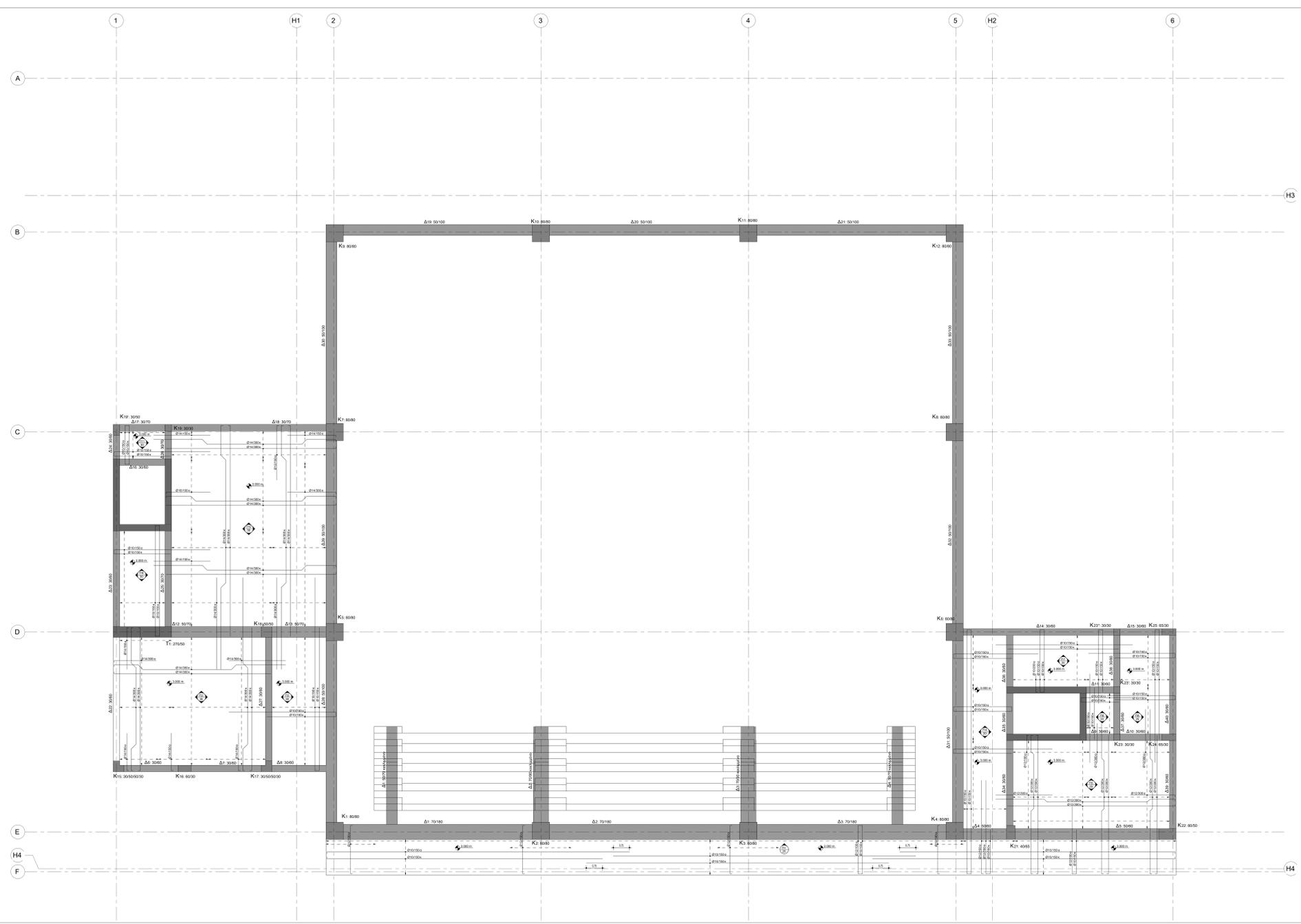
ΜΕΛΕΤΗ: ΣΤΑΤΙΚΗ
Στάδιο: Οριστική Μελέτη

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΟΡΓΑΝΩΣΗ ΚΟΙΤΕΣΤΡΩΣΗΣ ΔΕΦΙΝΗΣ Υ

ΑΡ. ΣΧΕΔΙΟΥ	112
ΚΑΙΜΑΚΑ	1:50, 1:25

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΜΑΡΤΙΟΣ 2023

Υπόγραφοι:
Επιτελεστικό: ΟΥΡΑΝΟΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΡΑ
Φοιτητής: ΟΥΡΑΝΟΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΡΑ



ΠΑΡΑΡΤΗΣΗ ΜΕΛΕΤΗΣ

I. ΦΟΡΤΙΑ

1. ΚΑΤΑΘΥΡΣΙΑ ΦΟΡΤΙΑ

- Φορτίο οριζόντιων παραθύρων: 2,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων θυρών: 7,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων μπαλκονιών: 2,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πεζοδρομίων: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων αψιδωτών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων σκαλιών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πλακών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων τοίχων: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων κλιμακωτών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πεζοδρομίων: 5,00 KN/m²

2. ΣΤΕΙΛΗΡΑ ΦΟΡΤΙΑ

- Στεγανότητα: 0,10 KN/m²
- Μετατόπιση: 1,00 KN/m²
- Στεγανότητα: 0,10 KN/m²
- Μετατόπιση: 1,00 KN/m²
- Στεγανότητα: 0,10 KN/m²
- Μετατόπιση: 1,00 KN/m²
- Στεγανότητα: 0,10 KN/m²
- Μετατόπιση: 1,00 KN/m²
- Στεγανότητα: 0,10 KN/m²
- Μετατόπιση: 1,00 KN/m²

II. ΝΥΚΤΑ

- Φορτίο οριζόντιων παραθύρων: 2,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων θυρών: 7,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων μπαλκονιών: 2,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πεζοδρομίων: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων αψιδωτών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων σκαλιών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πλακών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων τοίχων: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων κλιμακωτών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πεζοδρομίων: 5,00 KN/m²

III. ΑΝΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑ

- Φορτίο οριζόντιων παραθύρων: 2,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων θυρών: 7,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων μπαλκονιών: 2,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πεζοδρομίων: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων αψιδωτών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων σκαλιών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πλακών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων τοίχων: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων κλιμακωτών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πεζοδρομίων: 5,00 KN/m²

IV. ΕΔΑΦΟΣ

- Φορτίο οριζόντιων παραθύρων: 2,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων θυρών: 7,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων μπαλκονιών: 2,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πεζοδρομίων: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων αψιδωτών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων σκαλιών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πλακών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων τοίχων: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων κλιμακωτών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πεζοδρομίων: 5,00 KN/m²

V. ΠΡΟΒΛΕΪΕΙΣ ΟΡΟΣΩΝ

- Φορτίο οριζόντιων παραθύρων: 2,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων θυρών: 7,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων μπαλκονιών: 2,50 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πεζοδρομίων: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων αψιδωτών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων σκαλιών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πλακών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων τοίχων: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων κλιμακωτών: 5,00 KN/m²
- Φορτίο οριζόντιων πεζοδρομίων: 5,00 KN/m²

VI. ΕΦΑΡΜΟΖΟΜΕΝΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

- Εθνικός κανονισμός σεισμικής δράσης (ΕΚΩΣ 84/399)
- ΕΚΩΣ 84/399 (Εθνικός κανονισμός σεισμικής δράσης)
- ΕΚΩΣ 84/399 (Εθνικός κανονισμός σεισμικής δράσης)
- ΕΚΩΣ 84/399 (Εθνικός κανονισμός σεισμικής δράσης)
- ΕΚΩΣ 84/399 (Εθνικός κανονισμός σεισμικής δράσης)
- ΕΚΩΣ 84/399 (Εθνικός κανονισμός σεισμικής δράσης)
- ΕΚΩΣ 84/399 (Εθνικός κανονισμός σεισμικής δράσης)
- ΕΚΩΣ 84/399 (Εθνικός κανονισμός σεισμικής δράσης)
- ΕΚΩΣ 84/399 (Εθνικός κανονισμός σεισμικής δράσης)
- ΕΚΩΣ 84/399 (Εθνικός κανονισμός σεισμικής δράσης)

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΙΝΣΤΙΤΟΥΤΟ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΔΑΚΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΣΦΑΛΤΙΚΩΝ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΩΝ ΓΙΑ ΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

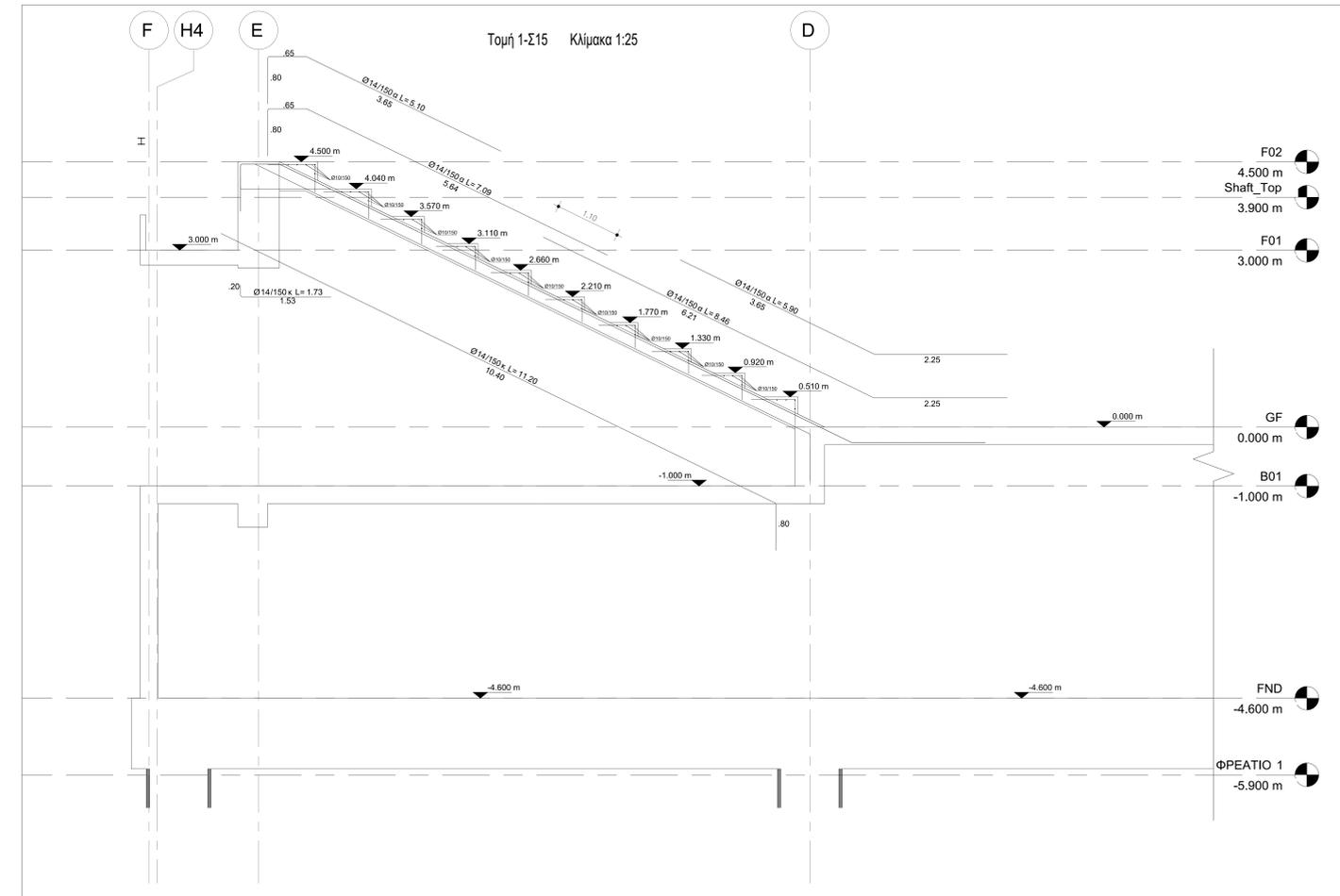
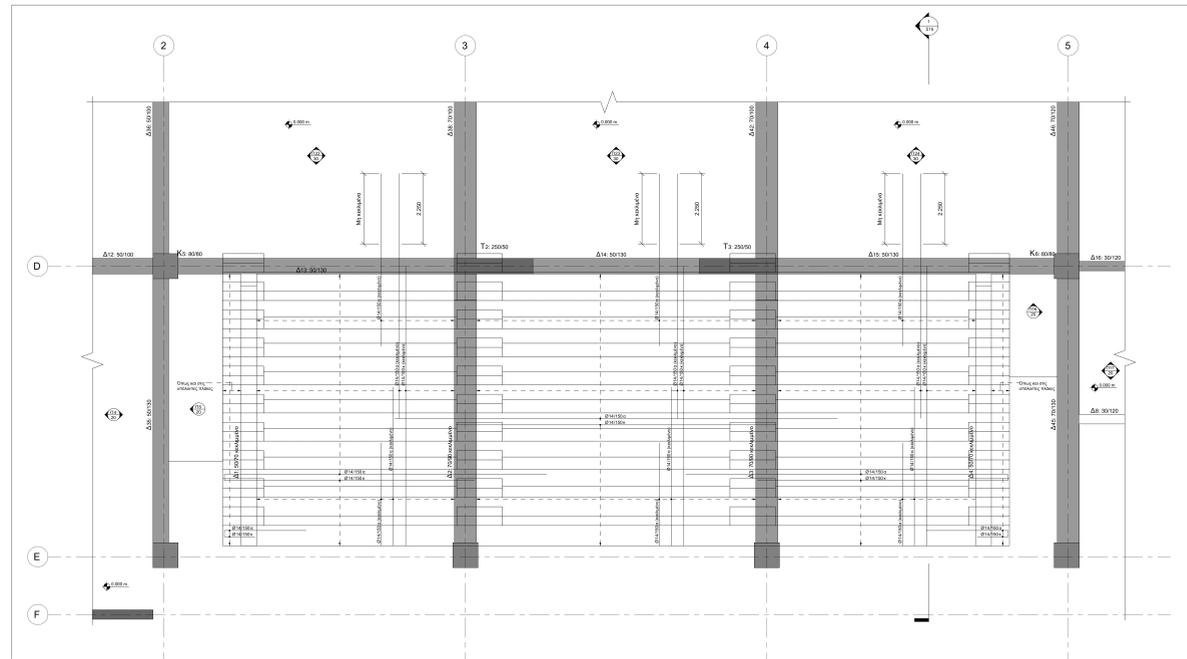
ΘΕΣ: ΟΔΟΣ ΑΙΘΙΩΝ, ΠΕΙΡΑΙΑ ΑΡΕΩΣ, Ο.Τ. 1266, ΔΗΜΟΣ ΒΟΛΟΥ

ΜΕΛΕΤΗ: ΣΤΑΤΙΚΗ Οριζωνή Μελέτη

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΟΠΙΣΘΙΝΟ ΠΛΑΚΩΝ ΣΤΑΘΙΩΝ +3,00	ΑΡ. ΣΧΕΔΙΟΥ: 114
	ΚΑΙΜΑΚΑ: 130

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΜΑΡΤΙΟΣ 2023

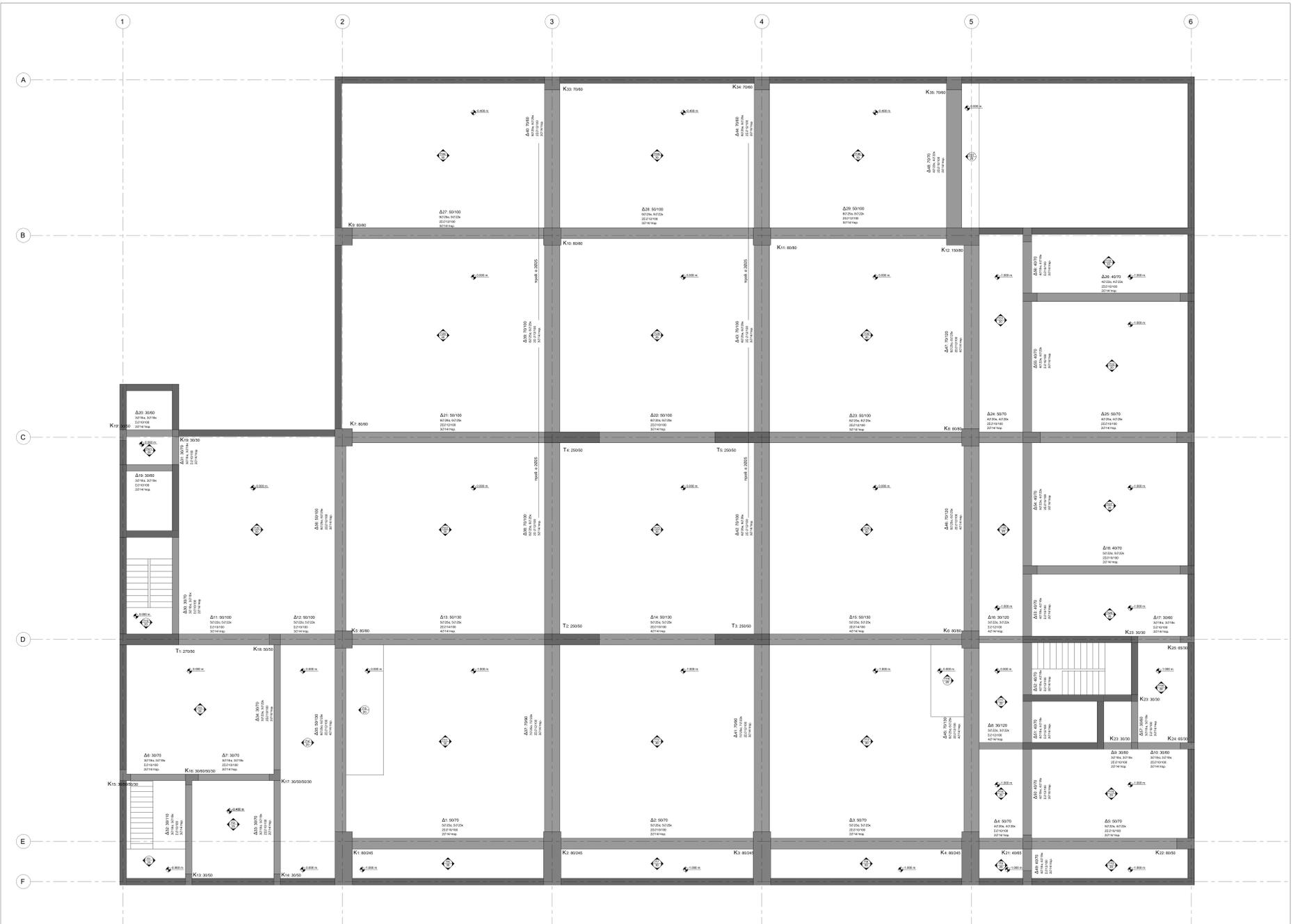
Επιμέλεια μελέτης: ΕΠΙΜΕΛΕΤΗΣ ΜΕΛΕΤΩΝ ΚΑΔ ΠΤΜ
Φορέας: ΚΑΔ ΠΤΜ



ΠΑΡΑΡΤΗΤΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

- ΦΟΡΤΙΑ**
 - 1.1 ΚΑΤΑΧΩΡΩΝ ΦΟΡΤΙΑ
 - Όμοιο βάρος ομοιόμορφα καταμετρημένο: 2.00 kN/m²
 - Όμοιο βάρος κεντρικά: 7.00 kN/m²
 - Ηλικιωμένοι: 2.50 kN/m²
 - Συναρμολογούμενα φορτία: 5.00 kN/m²
 - Αρμόδια κρημνώση: 0.50 kN/m²
 - Αρμόδια κρημνώση: 1.00 kN/m²
 - Άλλα κρημνώσεις: 1.50 kN/m²
 - Άλλα κρημνώσεις: 1.50 kN/m²
 - Άλλα κρημνώσεις: 1.50 kN/m²
 - 1.2 Άλλα
 - Άλλα κρημνώσεις: 1.50 kN/m²
 - Άλλα κρημνώσεις: 1.50 kN/m²
 - Άλλα κρημνώσεις: 1.50 kN/m²
- ΣΤΕΙΦΑ ΦΟΡΤΙΑ**
 - Στεφανοπέδη: 8.00 kN/m
 - Άλλα: 4.00 kN/m
 - Άλλα: 2.00 kN/m
 - Άλλα: 1.00 kN/m
 - Άλλα: 0.50 kN/m
 - Άλλα: 0.25 kN/m
 - Άλλα: 0.125 kN/m
 - Άλλα: 0.0625 kN/m
 - Άλλα: 0.03125 kN/m
 - Άλλα: 0.015625 kN/m
 - Άλλα: 0.0078125 kN/m
- ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΕΣ**
 - Φορτίο: C 30/37
 - Φορτίο: C 20/25
 - Φορτίο: C 15/20
 - Φορτίο: S 275
- ΑΝΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑ**
 - Φορτίο: C 30/37
- ΕΛΑΦΥΣ**
 - Φορτίο: C 30/37
- ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ ΟΡΟΦΩΝ**
 - Κλίμακα: C 30/37
- ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ**
 - Κανόνες: ΕΚ

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ	
ΔΙΔΑΚΤΙΚΟΙ: ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΦΑΙΡΙΤΙΚΩΝ ΑΡΑΧΙΔΟΠΡΟΪΩΝ ΓΙΑ ΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ	
ΘΕΣ: ΟΔΟΣ ΑΙΘΗΝΩΝ, ΠΛΑΤΩΝ ΑΡΕΩΣ, Ο.Π. 1268, ΔΗΜΟΣ ΒΟΛΟΥ	
ΜΕΛΕΤΗ:	ΣΤΑΤΙΚΗ Οριοθέτη Μελέτη
ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:	ΟΠΙΣΘΩΧΟ ΚΕΚΑΜΗΝΩΝ ΠΛΑΚΩΝ ΚΕΡΑΔΩΝ
ΑΡ. ΣΧΕΔΙΟΥ:	815
ΚΑΙΝΑΚΑ:	1:50, 1:25
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ:	ΜΑΡΤΙΟΣ 2023
Επιμέλεια: κ. Μελιτίνης	Επιμέλεια: κ. Μελιτίνης, ΚΑΔ 11M
Φωτοτύπηση:	Αποστολή: κ. Μελιτίνης, ΚΑΔ 11M



ΠΑΡΑΡΤΗΤΑ ΜΕΛΗΤΗ

I ΦΟΡΤΙΑ

1 ΚΑΤΑΣΤΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ

1.1 Μόνιμα	20 KN/M ²
- Για βόθρα	7.50 KN/M ²
- Στοιβάκια	2.20 KN/M ²
- Στοιβάκια επάνω από βόθρα	6.00 KN/M ²
- Στοιβάκια επάνω από κ.π.μ.	0.25 (0.20) KN/M ²
- Στοιβάκια πατώματος	3.00 KN/M ²
- Στοιβάκια τοίχων	2.10 KN/M ²
- Στοιβάκια οροφών	0.15-0.40 KN/M ²

1.2 κίνηση

- Κίνηση οροφών	5.00 KN/M ²
- Κίνηση τοίχων	7.00 KN/M ²
- Κίνηση βόθρων	6.00 KN/M ²

2 ΣΤΕΓΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

- Στεγασμένη οροφή	0.50 KN/M ²
- Μόνιμα και κίνηση οροφών	Α 1*3*
- Στοιβάκια οροφών	3.10 KN/M ²
- Στοιβάκια τοίχων, στήριξης	0.10
- Στοιβάκια βόθρων	0.30
- Στοιβάκια πατώματος	0.20
- Στοιβάκια οροφών	0.15
- Στοιβάκια οροφών	0.15
- Στοιβάκια οροφών	0.15
- Στοιβάκια οροφών	0.15
- Στοιβάκια οροφών	0.15
- Στοιβάκια οροφών	0.15
- Στοιβάκια οροφών	0.15

III ΥΔΡΑ

- Υδροστατική πίεση	C 20*
- Πίεση οροφών	C 20*
- Πίεση τοίχων	C 20*
- Πίεση βόθρων	C 20*

IV ΕΔΑΦΟΣ

- Εδαφική πίεση	C 20*
-----------------	-------

V ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ ΟΡΟΦΩΝ

- Οροφή	C 20*
---------	-------

VI ΕΦΑΡΜΟΖΟΜΕΝΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

Εγκύκλιος ΥΠΟΥΡΓΕΙΟΥ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ, ΧΩΡΟΤΑΞΙΑΣ ΚΑΙ ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗΣ ΤΗΣ ΒΙΟΚΤΗΣΙΑΣ (ΑΡΧ. 2224/80)
 ΕΚΔΟΣΗ 2010 (ΕΚΔΟΣΗ 2010)
 ΕΚΔΟΣΗ 2010 (ΕΚΔΟΣΗ 2010)
 ΕΚΔΟΣΗ 2010 (ΕΚΔΟΣΗ 2010)
 ΕΚΔΟΣΗ 2010 (ΕΚΔΟΣΗ 2010)

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΔΑΚΤΙΚΗ: ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΣΑΝΤΙΚΩΝ ΔΡΑΤΗΡΙΟΤΗΤΩΝ
ΓΙΑ ΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

ΘΕΜΑ: ΟΔΟΣ ΑΙΘΙΝΩΝ, ΠΕΛΑΓΟΝ ΑΓΙΟΥ, Ο.Τ. 1268, ΔΗΜΟΣ ΒΟΛΟΥ

ΜΕΛΕΤΗ: ΣΤΑΤΙΚΗ Οροφή Μελή

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΟΡΟΦΑΚΟ ΔΕΚΤΗΡΙΑΣ ΚΑΙ ΚΑΙΝΟΤΟΜΙΑ ΔΕΚΤΗΡΙΑΣ

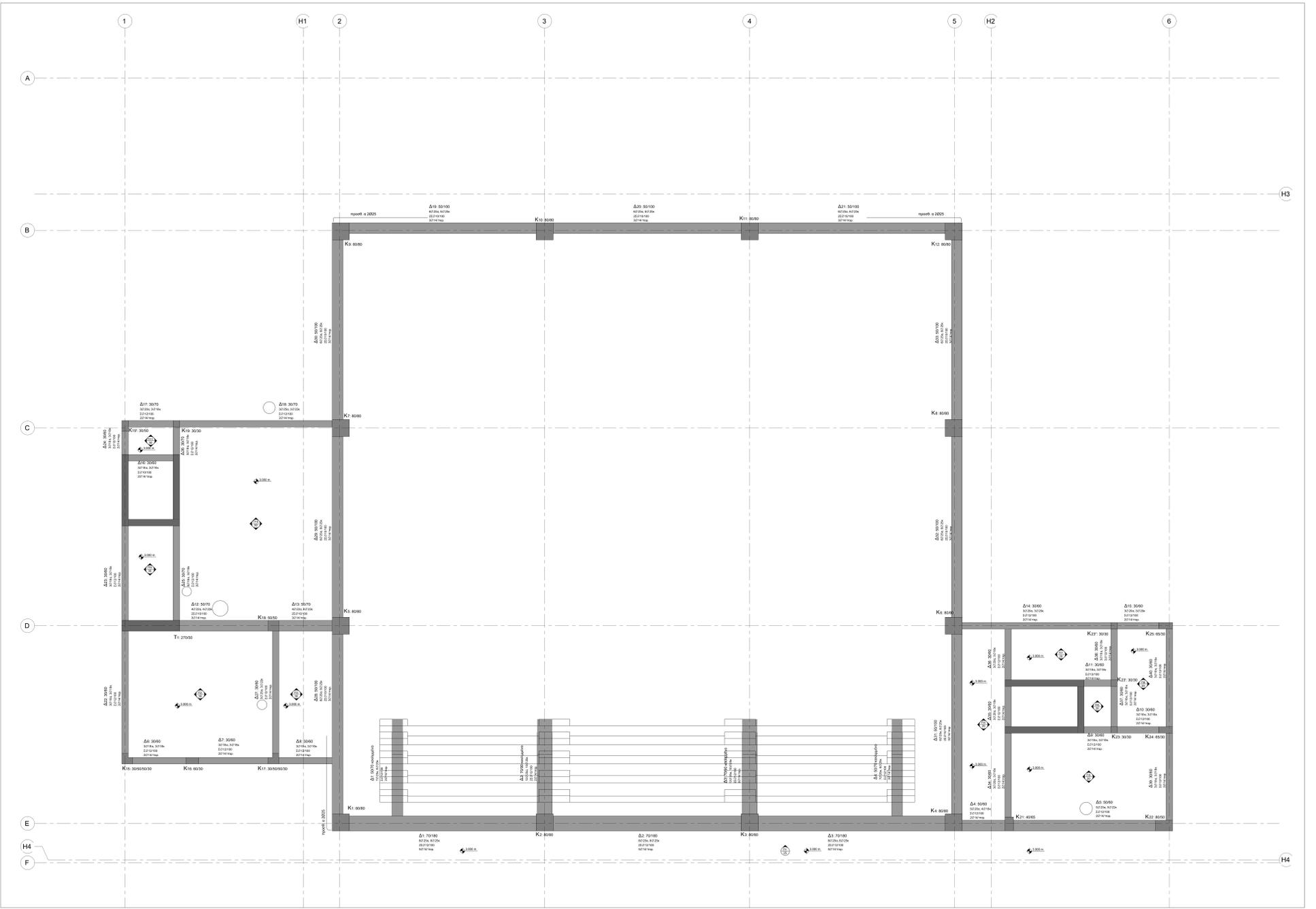
ΑΡ. ΣΧΕΔΙΟΥ: 116

ΚΙΜΑΚΑ: 1:50

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΜΑΡΤΙΟΣ 2023

Σημειώνω κατόπιν:
 ΟΡΟΦΑΚΟ ΔΕΚΤΗΡΙΑΣ ΚΑΙ ΚΑΙΝΟΤΟΜΙΑ ΔΕΚΤΗΡΙΑΣ

Φορέας:
 ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΗ ΜΑΚΑΡΑΚΗΣ
 ΚΑΙΝΟΤΟΜΙΑ ΔΕΚΤΗΡΙΑΣ



ΠΑΡΑΘΕΣΗ ΜΕΛΕΤΗΣ

- I ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΑ ΒΟΡΤΙΑ**
 - 1.1 ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΑ ΒΟΡΤΙΑ

-Στοιχεία κατασκευής αναβάσεων	20.00 κNm
-Στοιχεία κτιρίου	70.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού	2.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού βιβλίων	8.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού αεροσκάφους	2.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού αυτοκινήτων	2.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού αυτοκινήτων	2.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού αυτοκινήτων	2.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού αυτοκινήτων	2.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού αυτοκινήτων	2.00 κNm
 - 1.2 ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΑ ΒΟΡΤΙΑ

-Στοιχεία κατασκευής αναβάσεων	5.00 κNm
-Στοιχεία κτιρίου	7.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού	0.00 κNm
- II ΣΤΕΙΦΑ ΒΟΡΤΙΑ**

-Στοιχεία κατασκευής αναβάσεων	8.00 κNm
-Στοιχεία κτιρίου	17.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού	2.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού βιβλίων	8.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού αεροσκάφους	2.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού αυτοκινήτων	2.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού αυτοκινήτων	2.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού αυτοκινήτων	2.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού αυτοκινήτων	2.00 κNm
-Στοιχεία εξοπλισμού αυτοκινήτων	2.00 κNm
- III ΑΝΕΠΙΣΤΑΣΤΟΤΗΤΑ**

-Ανεπίστανση κατασκευή	0.00 κNm
-Ανεπίστανση κατασκευή	0.00 κNm
-Ανεπίστανση κατασκευή	0.00 κNm
-Ανεπίστανση κατασκευή	0.00 κNm
-Ανεπίστανση κατασκευή	0.00 κNm
- IV ΕΔΑΦΟΣ**

-Εδαφική αντοχή	0.00 κNm
-Εδαφική αντοχή	0.00 κNm
-Εδαφική αντοχή	0.00 κNm
- V ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ ΟΡΟΦΩΝ**

-Προβλεψή	0.00 κNm
-Προβλεψή	0.00 κNm
-Προβλεψή	0.00 κNm
- VI ΕΦΑΡΜΟΣΖΟΜΕΝΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ**

-Εφαρμοζόμενοι κανονισμοί	0.00 κNm
-Εφαρμοζόμενοι κανονισμοί	0.00 κNm
-Εφαρμοζόμενοι κανονισμοί	0.00 κNm

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΔΑΚΤΩΡ: **ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΘΑΝΑΣΙΟΥ ΔΡΑΧΙΝΟΠΟΥΛΟΥ ΓΙΑ ΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ**

ΘΕΣ: **ΟΔΟΣ ΑΘΗΝΩΝ, ΠΛΑΤΩΝ ΑΓΙΟΥ, Ο.Τ. 1268, ΔΗΜΟΣ ΒΟΛΟΥ**

ΜΕΛΟΣ: **ΣΤΑΤΙΚΗ ΟΡΟΦΩΝ ΜΑΛΙΝ**

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ: **ΟΡΟΦΩΝ ΑΣΚΩΝ ΤΑΒΙΝΗΣ +3.00**

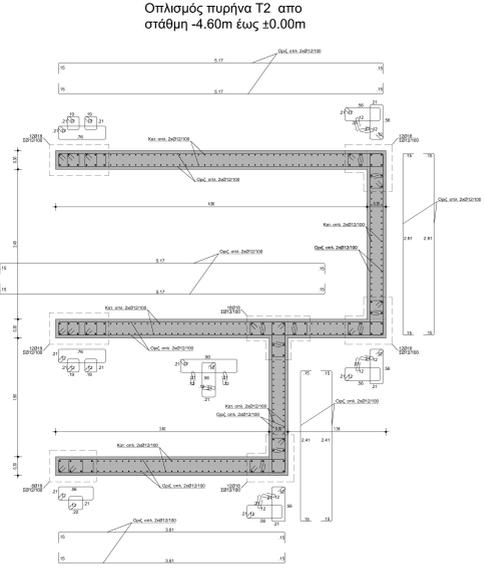
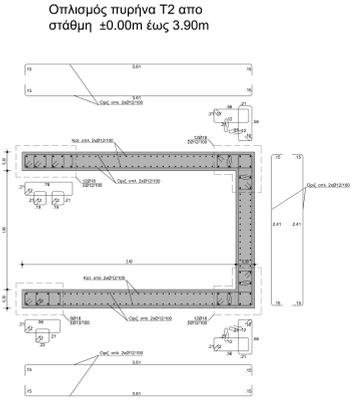
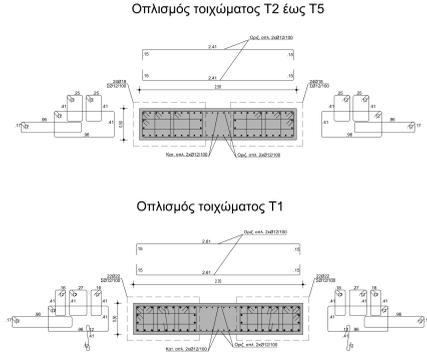
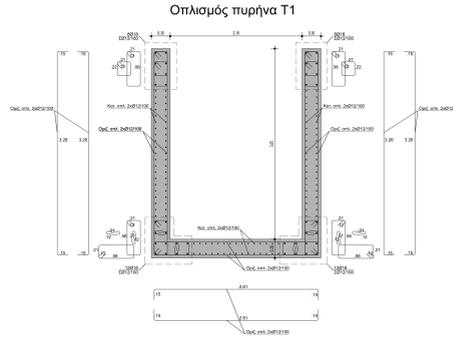
ΑΥ. ΣΧΕΔΙΟΥ: **117**

ΚΑΙΜΑΚΑ: **1.50**

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: **ΜΑΡΤΙΟΣ 2023**

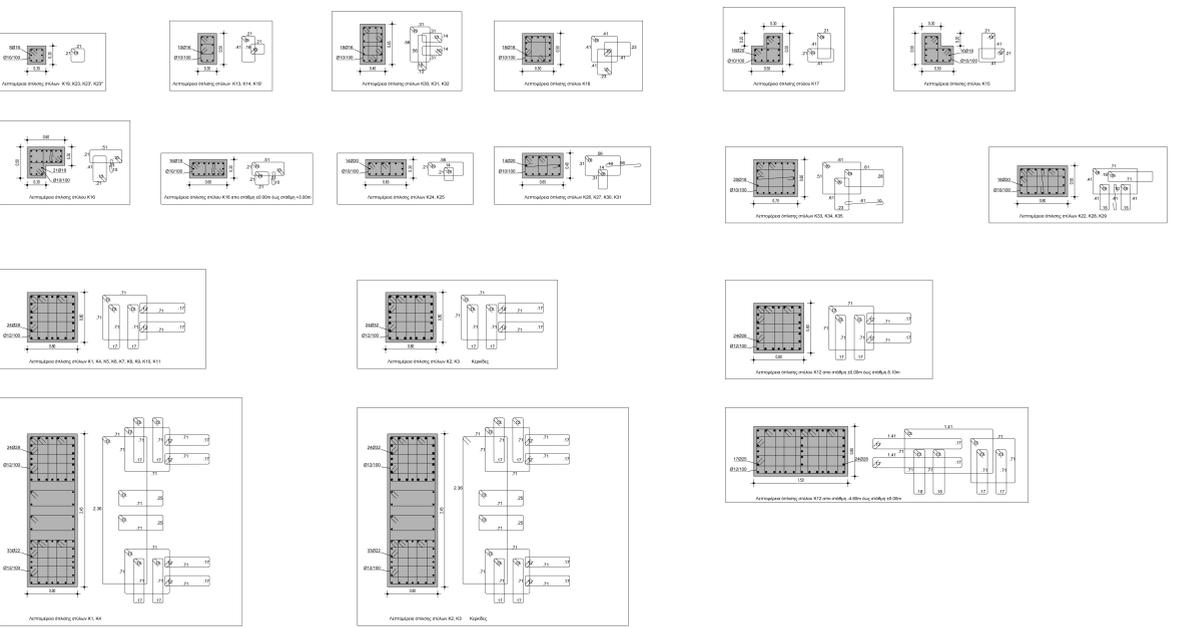
Επιβλεπων καθηγητής: **ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΑΣ ΔΙΔ. ΤΕΧ**

Φοιτητής: **ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΑΣ ΔΙΔ. ΤΕΧ**



ΠΑΡΑΡΤΗΣΕΙΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

I ΦΟΡΤΙΑ	
1.1 ΚΑΤΑΘΡΕΥΑ ΦΟΡΤΙΑ	
• Για ομοιά επιπέδου: παραρτηριακές	0.50 kN/m ²
• Για ομοιά γέφυρας	10.50 kN/m ²
• Εμβασιμότητα επίγειου χώρου	2.50 kN/m ²
• Σύνθετο φορτίο οροφής 1.5 ημ	0.50 kN/m ²
• Διάφορα φορτία	2.50 kN/m ²
• Σύνθετο φορτίο οροφής	0.50 kN/m ²
• Σύνθετο φορτίο οροφής	0.50 kN/m ²
1.2 ΚΛΙΜΑ	
• Φορτία οροφής	0.50 kN/m ²
• Φορτία τοίχων	2.50 kN/m ²
• Φορτία δαπέδων	0.50 kN/m ²
2 ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ	
• Σεισμική επιτάχυνση	0.10 g
• Μικτή και άθροισμα επιτάχυνσης	0.10 g
• Κατεύθυνση επιτάχυνσης	0.10 g
• Εμβασιμότητα επίγειου χώρου	0.10 g
• Εμβασιμότητα άθροισμα	0.10 g
• Τύπος επιτάχυνσης	0.10 g
• Τύπος επιτάχυνσης	0.10 g
• Τύπος επιτάχυνσης	0.10 g
• Τύπος επιτάχυνσης	0.10 g
• Τύπος επιτάχυνσης	0.10 g
• Τύπος επιτάχυνσης	0.10 g
• Τύπος επιτάχυνσης	0.10 g
II ΥΛΙΚΑ	
• Τύπος σκυροδέματος	C20/25
• Τύπος σκυροδέματος	C25/30
• Τύπος σκυροδέματος	C30/37
• Τύπος σκυροδέματος	B25C
• Τύπος σκυροδέματος	B25
• Τύπος σκυροδέματος	B25
• Τύπος σκυροδέματος	B25
III ΑΝΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑ	
• Τύπος ανεκτικότητας	0.50 g
• Τύπος ανεκτικότητας	0.50 g
• Τύπος ανεκτικότητας	0.50 g
• Τύπος ανεκτικότητας	0.50 g
• Τύπος ανεκτικότητας	0.50 g
IV ΕΔΑΦΟΣ	
• Τύπος εδάφους	0.50 g
• Τύπος εδάφους	0.50 g
• Τύπος εδάφους	0.50 g
• Τύπος εδάφους	0.50 g
V ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ ΣΦΟΦΩΝ	
• Τύπος προβλεψών	0.50 g
VI ΕΦΑΡΜΟΣΖΟΜΕΝΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
• Τύπος κανονισμών	0.50 g
• Τύπος κανονισμών	0.50 g
• Τύπος κανονισμών	0.50 g
• Τύπος κανονισμών	0.50 g
• Τύπος κανονισμών	0.50 g
• Τύπος κανονισμών	0.50 g
• Τύπος κανονισμών	0.50 g
• Τύπος κανονισμών	0.50 g
• Τύπος κανονισμών	0.50 g
• Τύπος κανονισμών	0.50 g
• Τύπος κανονισμών	0.50 g



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΔΑΚΤΙΚΩΣ: ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΔΩΔΕΚΑΚΩΝ ΔΡΑΣΗΡΟΤΗΤΩΝ ΓΙΑ ΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

ΘΕΣ: ΟΔΟΣ ΑΘΗΝΩΝ, ΓΕΛΟΥΣ ΑΓΡΕΣ, Ο.Τ. 1268, ΔΗΜΟΣ ΒΟΛΟΥ

ΜΕΛΗΤΗ: ΣΤΑΤΙΚΗ ΟΡΘΡΗΣΗ ΜΕΛΕΤΗ

ΟΜΑΔΑ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΟΤΤΑΒΙΑΝΟ ΠΟΛΙΤΙΚΗ ΚΑΙ ΣΤΑΤΙΚΗ

ΑΡ. ΣΧΕΔΙΟΥ:	130
ΚΑΙΜΑΚΑ:	1:25

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΜΑΡΤΙΟΣ 2023

Επιβλέπων καθηγητής: ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΚΑΩΣ ΤΣΩ
Φοιτητής: ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΚΑΩΣ ΤΣΩ

