

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

«ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΟΥ ΠΡΟΒΟΛΟΥ»



ΣΠΟΥΔΑΣΤΡΙΑ: Χρυσούλα Ν. Γιαννοπούλου
ΕΙΣΗΓΗΤΕΣ-ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ: Δρ. Διονύσιος Μπισκίνης
Δρ. Ειρήνη Βγενοπούλου

Πάτρα, Απρίλιος 2015

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΑ

Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία έρχεται να ολοκληρώσει την φοίτησή μου στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε. του Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος (Τ.Ε.Ι.) Δυτικής Ελλάδας. Το αντικείμενο της μελέτης μου είναι η «Διαστασιολόγηση και οπλισμός τοίχου προβόλου».

Στο σημείο αυτό θεωρώ υποχρέωσή μου να ευχαριστήσω όλους όσους συνετέλεσαν με οποιονδήποτε τρόπο στην ολοκλήρωση αυτής της Πτυχιακής Εργασίας. Τα θερμά ευχαριστήριά μου θα ήθελα να απευθύνω στην Επιβλέπουσα Καθηγήτρια Δρ. Βγενοπούλου Ειρήνη, για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγησή της καθώς και για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε. Επίσης, θερμά ευχαριστήρια απευθύνω και προς τον Επιβλέποντα Καθηγητή Δρ. Μπισκίνη Διονύσιο, για την υπομονή που έκανε κατά τη διάρκεια υλοποίησης της Πτυχιακής Εργασίας, την καλή του διάθεση και τις εύστοχες παρατηρήσεις, που υπήρξαν κύριοι παράγοντες για την ολοκλήρωση της εργασίας.

Τέλος, δεν θα μπορούσα να μην απευθύνω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου και στους φίλους για την υποστήριξη, ηθική και υλική, που απλόχερα μου προσέφεραν καθ' όλη τη διάρκεια της φοίτησής μου.

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Ως τοίχος αντιστήριξης ορίζεται κάθε έργο το οποίο υποστηρίζει έναν όγκο επιχώματος μεγαλύτερο από 0,5m πάνω από τη στάθμη του επιχώματος ή από τη στάθμη του φυσικού εδάφους που βρίσκεται σε άμεση επαφή με την όψη του τοίχου. Οι πρώτες προσπάθειες μελέτης της μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους πραγματοποιήθηκαν για την ευστάθεια των τοίχων.

Ανάλογα με το είδος της κατασκευής κάθε φορά τα έργα αντιστήριξης είναι :

- Τοίχοι αντιστήριξης
 - Τοίχοι Βαρύτητας
 - Τοίχοι Πρόβολοι
 - Αντηριδωτοί Τοίχοι
- Τοίχοι Βερολίνου
- Εδαφικά έργα αντιστήριξης (διαφράγματα, πασσαλοσανίδες κτλ)

Στην παρούσα πτυχιακή εργασία έγινε πλήρης μελέτη περίπτωσης τοίχου προβόλου με την κλασσική ανάλυση και με τη χρήση λογισμικού.Ακολουθως έγινε και σύγκριση των αποτελεσμάτων.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρακάτω εργασία πραγματοποιήθηκε ανάλυση και διαστασιολόγηση τοίχου αντιστήριξης κατηγορίας προβόλου. Η ανάλυση έγινε σε δύο στάδια. Πρώτο στάδιο ήταν η ανάλυση του τοίχου με τη βοήθεια του λογισμικού του προγράμματος “I cad- cantilever” ,ενώ το δεύτερο στάδιο ήταν η ανάλυση του τοίχου και η διαστασιολόγηση του με κλασσικές μεθόδους χωρίς τη χρήση κάποιου λογισμικού.

Προκειμένου τα αποτελέσματα να είναι συγκρίσιμα οι παραδοχές και οι θεωρίες που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση του τοίχου, τόσο με το πρόγραμμα, όσο και με τις μαθηματικές μεθόδους ήταν κοινές. Έτσι για τον υπολογισμό των ωθήσεων χρησιμοποιήθηκαν οι παραδοχές της θεωρίας Rankine, ενώ για των υπολογισμό των πιέσεων η ανάλυση βασίστηκε στη θεωρία Monopobe Okabe. Παρακάτω γίνεται αναφορά στο περιεχόμενο των πέντε κεφαλαίων ξεχωριστά.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μία αναφορά στα είδη των τοίχων αντιστήριξης και στην ιστορική αναδρομή της κατασκευής και μελέτης τους στη διάρκεια των περασμένων αιώνων, καθώς και στις χρήσεις των τοίχων αντιστήριξης. Επίσης σε αυτό το κεφάλαιο καταγράφονται τα υλικά που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή τοίχων αντιστήριξης από σκυρόδεμα καθώς και η διαδικασία της κατασκευής περιληπτικά.

Στο δεύτερο κεφάλαιο περιγράφεται η διαδικασία ανάλυσης και διαστασιολόγησης του τοίχου μέσω του προγράμματος i-cad cantilever, δηλαδή καταγράφεται κανονικά ο τρόπος εισαγωγής των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση και των διαστάσεων του τοίχου και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την ανάλυση με τη βοήθεια του λογισμικού. Ο οπλισμός του τοίχου υπολογίστηκε με βάση τον Αμερικάνικο Κώδικα κυροδέματος (ACI 318).

Στο τρίτο κεφάλαιο καταγράφεται η αναλυτική επίλυση και διαστασιολόγηση του τοίχου με κλασσικές μεθόδους χωρίς τη βοήθεια λογισμικού. Στο τελευταίο τμήμα του κεφαλαίου γίνεται ο υπολογισμός του οπλισμού.

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις δύο επιλύσεις για την διαπίστωση τυχόν διαφορών.

Στο πέμπτο κεφάλαιο καταγράφονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τη συνολική εργασία και τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο αναλύσεων.

Υπεύθυνη Δήλωση Σπουδάστριας: Η κάτωθι υπογεγραμμένη σπουδάστρια έχω επίγνωση των συνεπειών του Νόμου περί λογοκλοπής και δηλώνω υπεύθυνα ότι είμαι συγγραφέας αυτής της Πτυχιακής Εργασίας, αναλαμβάνοντας την ευθύνη επί ολοκλήρου του κείμενου εξ ίσου, έχω δε αναφέρει στη Βιβλιογραφία μου όλες τις πηγές τις οποίες χρησιμοποίησα και έλαβα ιδέες ή δεδομένα. Δηλώνω επίσης ότι, οποιοδήποτε στοιχείο ή κείμενο το οποίο έχω ενσωματώσει στην εργασία μου προερχόμενο από βιβλία ή άλλες εργασίες ή το διαδίκτυο, γραμμένο ακριβώς ή παραφρασμένο, το έχω πλήρως αναγνωρίσει ως πνευματικό έργο άλλου συγγραφέα και έχω αναφέρει ανελλιπώς το όνομα του και την πηγή προέλευσης.

Η Σπουδάστρια

Περιεχόμενα

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΑ	2
ΠΡΟΛΟΓΟΣ	3
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	4
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	8
1.1 Είδη τοίχων αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος.....	8
1.2 Ιστορική Αναδρομή	9
1.3 Χρήσεις Τοίχων Αντιστήριξης	9
1.4 Υλικά που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή τοίχου προβόλου.....	11
1.4.1 Σκυρόδεμα	11
1.4.2 Οπλισμός	11
1.5 Περιγραφή εργασιών κατασκευής τοίχου αντιστήριξης.....	12
1.5.1 Διαδικασία εκσκαφής	12
1.5.2 Μπετόν Καθαριότητας	13
1.5.3 Ξυλότυποι	14
1.5.4 Τοποθέτηση σιδηρού οπλισμού.....	14
1.5.5 Σκυροδέτηση.....	15
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ ΤΟΥ I-CAD CANTILEVER.....	16
2.1 Γενικά περί χρήσης προγραμμάτων για την ανάλυση και διαστασιολόγηση τοίχων αντιστήριξης.....	16
2.2 Πρόγραμμα i-cad Cantilever.....	16
2.3 Ανάλυση τοίχου.....	19
2.3.1 Διαστάσεις και Φορτία.....	19
2.3.1.1 Βήμα Πρώτο: Αρχικά Στοιχεία Ανάλυσης.....	19
2.3.1.2 Βήμα δεύτερο: Διαστάσεις του φορέα.....	21
2.3.1.3 Βήμα τρίτο: Πληροφορίες χαρακτηριστικών τιμών γαιών.....	22
2.3.1.4 Βήμα τέταρτο : Πληροφορίες Οπλισμένου Σκυροδέματος.....	23
2.3.1.5 Βήμα πέμπτο: Πληροφορίες για σεισμική φόρτιση.....	24
2.3.1.6 Βήμα έκτο : Επιφόρτιση λόγω νερού.....	25
2.3.2 Προσδιορισμός τελευταίων παραμέτρων.....	25
2.3.2.1 Οδηγίες ανάλυσης.....	26
2.3.2.2 Όρια συντελεστών ασφαλείας.....	27
2.3.2.3 Πληροφορίες σχεδιασμού.....	28
2.3.2.4 Πληροφορίες συντελεστών φορτίων.....	29
2.3.2.5 Πληροφορίες χαρακτηριστικών ροής νερού.....	30

2.4	Πραγματοποίηση ελέγχων και προβολή αποτελεσμάτων	31
2.4.1	Αποτελέσματα στατικής ανάλυσης.....	31
2.5	Καθίζηση και στροφή θεμελίου	34
2.6	Πληροφορίες τοποθέτησης οπλισμού	34
2.7	Τελική αναφορά αποτελεσμάτων	38
2.8	Σχέδιο Τοποθέτησης οπλισμού	41
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3:ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕ ΚΛΑΣΣΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΧΩΡΙΣ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ.....		43
3.1	Εισαγωγή-Τι περιέχεται σε κάθε τμήμα του κεφαλαίου.....	43
3.2	Βαρυτικές Δυνάμεις Κατασκευής – Κέντρα Βάρους – Ροπές Βάρυτικών δυνάμεων	43
3.2.1	Βάρος τοίχου	43
3.2.2	Βάρος Επίκωσης – Κέντρο βάρους επιχώματος – Ροπές	45
3.2.3	Βάρος λόγω επιφόρτισης.....	45
3.3	Υπολογισμός ωθήσεων γαιών	46
3.3.1	Ωθήσεις Γαιών	46
3.3.2	Ωθήσεις λόγω επιφόρτισης q.....	48
3.4	Φορτία λόγω σεισμού	48
3.4.1	Σεισμικές δυνάμεις και αντίστοιχες ροπές πάνω στον τοίχο	49
3.4.2	Σεισμικές δυνάμεις και ροπές στην επίκωση	49
3.5	Έλεγχοι Ευστάθειας	53
3.5.1	Έλεγχος ολίσθησης	53
3.5.2	Έλεγχος ανατροπής	54
3.5.3	Έλεγχος πεδίου	54
3.6	Οπλισμός Τοίχου	56
3.6.1	Κύριος οπλισμός Διατομή 1-1	57
3.6.2	Κύριος Οπλισμός Διατομή 2-2	59
3.6.3	Κύριος Οπλισμός Διατομή 3-3	61
3.6.4	Δευτερεύον οπλισμός πεδίου και κορμού.....	62
3.6.5	Μείωση του οπλισμού καθ' ύψος του τοίχου μας.....	62
3.7	Έλεγχος διατμητικής αντοχής τοίχου (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2)	63
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΔΥΟ ΤΡΟΠΩΝ ΕΠΙΛΥΣΗΣ		65
4.1	Εισαγωγή	65
4.2	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ	65
4.2.1	Αποτελέσματα ελέγχου σε Ανατροπή.....	65
4.2.2	Αποτελέσματα ελέγχου σε Ολίσθηση	66

4.2.3 Αποτελέσματα Ελέγχου Πεδίου.....	67
4.3 Αποτελέσματα Οπλισμού.....	69
4.3.1 Αποτελέσματα Διατομής III – III (άσκηση Διατομή I – I).....	70
4.3.2 Αποτελέσματα Διατομής IV – IV (άσκηση Διατομή 2 – 2).....	71
4.3.3 Αποτελέσματα διατομής V – V (άσκηση Διατομή 3 – 3).....	72
4.3.4 Διατμητική αντοχή – Έλεγχος ανάγκης επιπλέον εγκάρσιου οπλισμού	72
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Συμπεράσματα	74
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	75

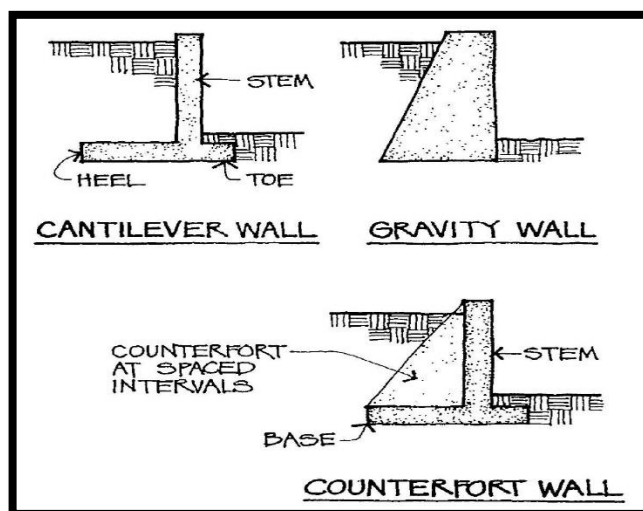
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

1.1 Είδη τοίχων αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος

Κατά τον σχεδιασμό δύσκαμπτων και μεγάλων έργων όπως είναι οι τοίχοι αντιστήριξης οι δυνάμεις που λαμβάνονται υπόψη είναι τόσο οι στατικές και δυναμικές εδαφικές φορτίσεις, όσο και η αδρανειακή δύναμη του τοίχου. Οι φορτίσεις που δέχεται ο τοίχος είναι αρκετά μεγάλες γεγονός που καθιστά απαραίτητη τη χρήση υλικού κατασκευής ικανού να αντιστηρίξει αυτές τις δυνάμεις. Τα πλέον κατάλληλα υλικά, και ιδιαίτερα στον Ελλαδικό χώρο, είναι ο συνδυασμός σκυροδέματος και χάλυβα, δηλαδή το οπλισμένο σκυρόδεμα.

Ανάλογα με τις επικρατούσες συνθήκες στο έδαφος που καλείται να αντιστηρίξει ο τοίχος κατασκευάζονται και διαφορετικά είδη τοίχων αντιστήριξης. Τα βασικά είδη τοίχων αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος είναι :

- 1) Τοίχος Πρόβολος
- 2) Τοίχος με αντηρίδες
- 3) Τοίχος Βαρύτητας



Σχήμα 1.1 : Είδη τοίχων αντιστήριξης

Στην παρούσα πτυχιακή μελετήθηκε ο σχεδιασμός τοίχου προβόλου. Οι τοίχοι τέτοιου τύπου κατασκευάζονται όπως αναφέρθηκε και παραπάνω από οπλισμένο σκυρόδεμα και η μορφολογία τους (πρόβολος) τους επιτρέπει να λαμβάνουν τις ενεργητικές ωθήσεις, ενώ το ύψος τους φτάνει συχνά και τα 8 μέτρα. Οι τοίχοι πρόβολοι κατασκευάζονται συνήθως με την εξωτερική παρειά του κορμού κεκλιμένη και κατακόρυφη την εσωτερική.

Ορισμένοι απλοί κανόνες για μια πρώτη προσέγγιση στη διαστασιολόγηση ενός τοίχου αντιστήριξης είναι οι εξής:

- Η στέψη του τοίχου πρέπει να έχει πάχος όχι μικρότερο από 20cm .

- Αν η εξωτερική παρειά είναι κεκλιμένη, η κλίση αυτή θα πρέπει να είναι γύρω στο 2%.
- Το πλάτος του θεμελίου θα πρέπει αν είναι περίπου ίσο με $B=0,8 \cdot H$, ενώ το πάχος του θεμελίου θα πρέπει να είναι $H/8$.
- Όλες οι διαστάσεις θα πρέπει να υπολογίζονται σε μέτρα ή σε εκατοστά και να στρογγυλοποιούνται κατάλληλα. [8]

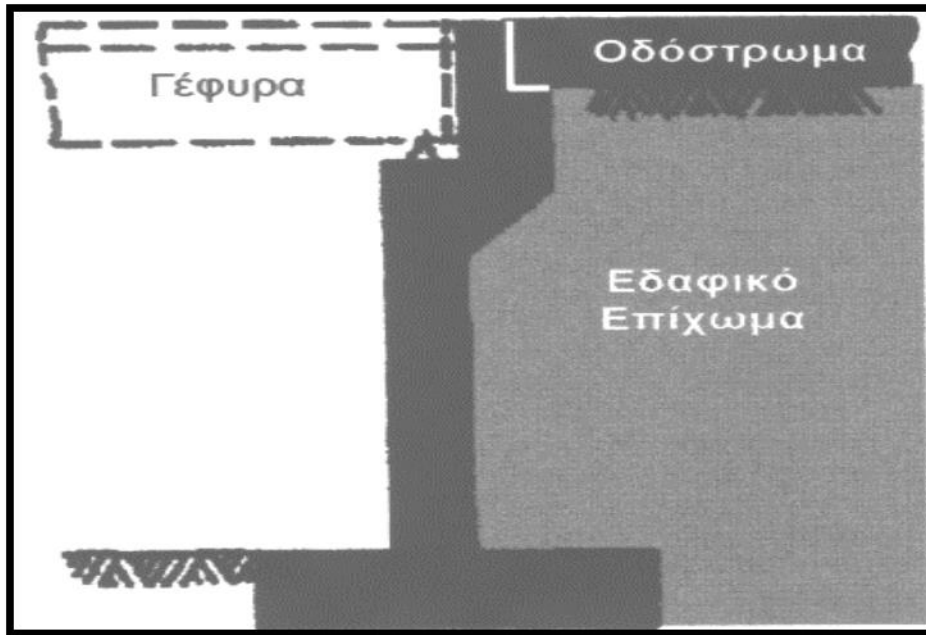
1.2 Ιστορική Αναδρομή

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω ο τοίχος αντιστήριξης έχει ως σκοπό την διατήρηση της διαφοράς στάθμης μεταξύ δύο επιφανιών. Το πρώτο στάδιο για τη διαστασιολόγηση και τη μετέπειτα κατασκευή του τοίχου αντιστήριξης είναι η εκτίμηση της εσωτερικής κατάστασης του εδάφους. Ο πρώτος που ασχολήθηκε με το θέμα των ωθήσεων στους τοίχους ήταν ο Γάλλος στρατιωτικός μηχανικός COULOMB το 1776, ο οποίος με τη μελέτη του έθεσε τα θεμέλια για τη μελέτη της αντοχής του εδάφους. Ο επόμενος που προσπάθησε να προσδιορίσει τις ωθήσεις του εδάφους ήταν το 1857 ο Rankine βασιζόμενος στη γενική θεωρία ελαστικότητας. Οι πρώτοι που προσπάθησαν να χρησιμοποιήσουν γραφικές μεθόδους, για τον προσδιορισμό των ωθήσεων του εδάφους ήταν οι Poncelet και Culman. Ωστόσο μέχρι και τις πρώτες δεκαετίες του 20ου αιώνα οι κατασκευές τεχνικών έργων τέτοιου τύπου βασίζονταν σε εμπειρικές μεθόδους. Η επίλυση και η διαστασιολόγηση τοίχων αντιστήριξης έχουν τελειοποιηθεί τα τελευταία χρόνια με τη χρήση διαφόρων προγραμμάτων στον υπολογιστή.

1.3 Χρήσεις Τοίχων Αντιστήριξης

Εξ ορισμού προκύπτει πως τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιούνται σε ένα ευρύ φάσμα των έργων του πολιτικού μηχανικού, τόσο σε δομικά έργα όσο και σε έργα υποδομής για την προσωρινή ή την μόνιμη στήριξη εδαφών. Στις περιπτώσεις μόνιμης στήριξης εδαφών κατασκευάζονται τοίχοι αντιστήριξης από μπετόν για σταθερό αποτέλεσμα. Ο κάθε τοίχος που μελετάται έχει κατα μέσο όρο πάνω από 100 χρόνια ζωής.

Υπάρχουν πολλές εφαρμογές των τοίχων αντιστήριξης. Σε ό,τι αφορά τα έργα υποδομής τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιούνται παντού ή ακόμα και αποτελούν μία κατηγορία έργων μόνοι τους (σχήμα 1.). Ενδεικτικά τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιούνται για αντιστήριξη πρανούς ορύγματος (έργα οδοποιίας), για υποστήριξη επιχώματος σε φυσικό πρανές αλλά και για μείωση του εύρους κατάληψης και περιβαλλοντικών επιπτώσεων. Ειδικές περιπτώσεις έργων αντιστήριξης αποτελούν τα ακρόβαθρα γεφυρών, οι πτερυγότοιχοι και οι τοίχοι αντεπιστροφής των οποίων η διαμόρφωση ποικίλλει ανάλογα με τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του έργου. [8]



Σχήμα 1.2 : Στο παραπάνω σχήμα εικονίζεται τοίχος αριστερά του οποίου πρόκειται να κατασκευαστεί γέφυρα ενώ δεξιά όπως φαίνεται πρόκειται να κατασκευαστεί οδός.



Εικόνα 1.1 : Τοίχος αντιστήριξης που υποστηρίζει επίχωμα από οδόστρωμα.

1.4 Υλικά που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή τοίχου προβόλου

1.4.1 Σκυρόδεμα

Οι τοίχοι αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως αυτός της παρούσας εργασίας, κατασκευάζονται από σκυρόδεμα εξ ολοκλήρου (κορμοί, επιστέψεις , θεμέλια) . Μάλιστα η κατηγορία σκυροδέματος που χρησιμοποιείται είναι C20/25, ή ανώτερη αν προκύψουν ανάγκες από τους υπολογισμούς. Το σκυρόδεμα είναι το πιο διαδεδομένο υλικό κατασκευής έργων πολιτικού μηχανικού στην Ελλάδα, αφού είναι το φθηνότερο δομικό υλικό ενώ ταυτόχρονα προσφέρει μεγάλη αντοχή όταν υπόκειται σε θλιπτικές τάσεις. Στη βάση του τοίχου πριν από ο,τιδήποτε τοποθετείται μία στρώση σκυροδέματος καθαριότητας χαμηλότερης κατηγορίας, η οποία είναι περίπου 10 εκατοστά. Απαραίτητη είναι επίσης η χρήση ξυλοτύπων πριν από τη σκυροδέτηση , απαγορεύεται γενικά η σκυροδέτηση κατευθείαν στο μέτωπο εκσκαφής



Εικόνα 1.2 : Σκυροδέτηση έργου

1.4.2 Οπλισμός

Το μεγαλύτερο μέρος του τοίχου πρόβολου είναι κατασκευασμένο από σκυρόδεμα προδιαγραφών που αναφέρθηκαν παραπάνω. Ωστόσο το σκυρόδεμα δε μπορεί να προστατέψει τις κατασκευές, πόσο μάλλον μία τόσο απαιτητική σε φορτία κατασκευή όπως ο τοίχος αντιστήριξης, από τις εφελκυστικές τάσεις. Τη λύση εδώ έρχεται να δώσει ο οπλισμός από χάλυβα που τοποθετείται. Οι σύνηθεις διάμετροι ράβδων χάλυβα που χρησιμοποιούνται είναι από φ8 έως φ20. Η κατηγορία χάλυβα είναι, όπως πάντα στα ελληνικά έργα, B500c (S500s).



Εικόνα 1.3 : Εργοστασιακός χάλυβας που χρησιμοποιείται για τον οπλισμό τοίχων αντιστήριξης. Προσφέρει στην εφελκυστική αντοχή της κατασκευής

1.5 Περιγραφή εργασιών κατασκευής τοίχου αντιστήριξης

1.5.1 Διαδικασία εκσκαφής

Στο πρώτο στάδιο της κατασκευαστικής διαδικασίας οποιουδήποτε τοίχου αντιστήριξης περιλαμβάνεται η εκσκαφή και η περισυλλογή γαιών από τον χώρο κατασκευής του τοίχου προκειμένου να διαμορφωθεί κατάλληλο έδαφος, συνεπώς και την κατάλληλη υψομετρική στάθμη, για την κατασκευή των θεμελίων. Το στάδιο αυτό περιλαμβάνει και τον καθαρισμό της περιοχής από τυχόν βλάστηση που παρεμποδίζει τη διαδικασία κατασκευής. Κατά τη συλλογή των γαιών στην εκσκαφή γίνεται και επι τόπου μεταφορά τους σε κατάλληλο χώρο, συνήθως για οικονομία κοντά στην περιοχή, και σε πολλές περιπτώσεις αν τα χαρακτηριστικά του υλικού συμπίπτουν με εκείνα του υλικού επίχωσης χρησιμοποιείται το ίδιο για την επίχωση του τοίχου. Αξίζει να σημειωθεί ότι κάθε διαδικασία εκσκαφής θα επιβάλεται να έχει το μικρότερο δυνατό αισθητικό αντίκτυπο στο περιβάλλον



Εικόνα 1.4 : Στάδιο εκσκαφής πριν την κατασκευή



Εικόνα 1.5 : Εναπόθεση υλικών εκσκαφής σε φορτηγό όχημα για τη μεταφορά τους στην κατάλληλη θέση

1.5.2 Μπετόν Καθαριότητας

Στη βάση του έργου και πριν τοποθετηθεί το θεμέλιο ακόμα είναι απαραίτητο να μπει μία στρώση μπετόν δέκα εκατοστών. Η σκοπιμότητα της διαδικασίας αυτής είναι ουσιαστικά τόσο η εξομάλυνση της βάσης θεμελίωσης όσο και η απότρεψη της άμεσης επαφής του σιδηρού οπλισμού με το έδαφος για αποφυγή διάβρωσης. Το πάχος της στρώσης αυτής διαφέρει από κατασκευή σε κατασκευή και ο λόγος είναι η διαφορά σύστασης του εδάφους ανάλογα με την περιοχή που κατασκευάζεται το έργο μας. Τις απαραίτητες πληροφορίες τις αντλούμε από τη μελέτη μας πριν ακόμα ξεκινήσει η κατασκευή.

1.5.3 Ξυλότυποι

Μετά την εκσκαφή ακολουθεί η διαδικασία τοποθέτησης ξυλοτύπων. Ο ξυλότυπος είναι το καλούπι μέσα στο οποίο τοποθετείται ο σιδερένιος οπλισμός και διαστρώνεται το νωπό σκυρόδεμα με σκοπό την κατασκευή του σκελετού μίας κατασκευής. Μετά την ολοκλήρωση του έργου, μετά δηλαδή από το πέρας του απαιτούμενου χρόνου για να αποκτήσει το σκυρόδεμα την απαιτούμενη σκληρότητα, ο ξυλότυπος αφαιρείται και παραμένει η επιφάνεια του σκυροδέματος στην πρόσοψη του έργου.

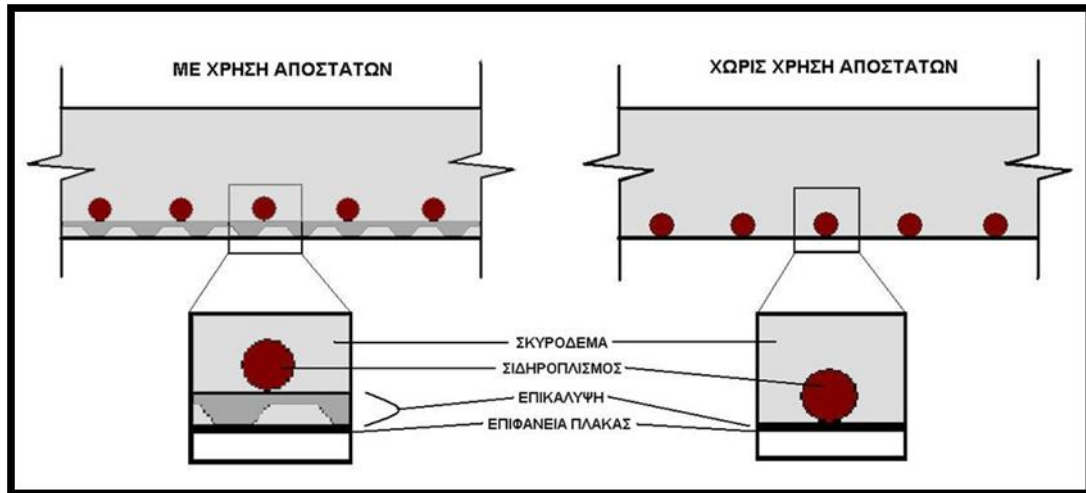


Εικόνα 1.6 : Τοποθέτηση ξυλότυπου και οπλισμού από το συνεργείο

1.5.4 Τοποθέτηση σιδηρού οπλισμού

Αφού έχει τοποθετηθεί ο ξυλότυπος τοποθετείται από το συνεργείο, με την κατάλληλη σειρά και στην κατάλληλη θέση, ο χάλυβας του οπλισμού της κατασκευής όπως έχει εκείνος υπολογιστεί από τη στατική ανάλυση. Αξίζει να σημειωθεί ότι πριν από την τοποθέτηση του οπλισμού είναι απαραίτητη η εξασφάλιση της ποιότητας του και ο έλεγχος της αντοχής του. Κατά την τοποθέτηση του οπλισμού ιδιαίτερη μέριμνα δίνονται ώστε να εξασφαλιστεί μία ελάχιστη επικάλυψη αυτού για προστασία του από την οξειδωση, για εξασφάλιση συνάφειας του χάλυβα με το σκυρόδεμα, για πυρασφάλεια (οι οπλισμοί προστατεύονται από το σκυρόδεμα που τους περιβάλλει, από την αλλοίωση που θα δημιουργούσε σ' αυτούς η ανάπτυξη υψηλών θερμοκρασιών σε περίπτωση φωτιάς στο κτίριο.) καθώς και για να τη δυνατότητα χαντρώματος χωρίς να θίγονται τα σίδερα. Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δίνεται στον οπλισμό που τοποθετείται κατά μήκος της βάσης του τοίχου προκειμένου να εξασφαλίζεται ότι θα υπάρχει το απαραίτητο κενό για να περάσει το μπετό κατά τη σκυροδέτηση. Γενικά οι επικαλύψεις εξασφαλίζονται με τη χρήση πλαστικών στηριγμάτων,

αποστατών, τα οποία έχουν μεγάλο κόστος αλλά δεν κοστίζει πολύ η τοποθέτησή τους. Σε κάποιες περιπτώσεις χρησιμοποιούνται και στηρίγματα από μάρμαρο.



Εικόνα 1.7 : Στην εικόνα φαίνεται πόσο αναγκαία είναι η χρήση αποστατών για τη σωστή τοποθέτηση του οπλισμού και τη σωστή διάστρωση του μπετόν.

1.5.5 Σκυροδέτηση

Τελευταία διαδικασία στην κατασκευή του τοίχου είναι η σκυροδέτηση. Το σκυρόδεμα είναι το υλικό που προσφέρει κατά κύριο λόγο την αντοχή έναντι σεισμού στην κατασκευή μας. Πριν την σκυροδέτηση θα πρέπει προφανώς να γίνεται δοκιμή του σκυροδέματος για την εξασφάλιση της ποιότητας και της αντοχής του αφού είναι αδύνατο να διαπιστώσει ακόμα και ένας έμπειρος τεχνίτης να είναι σίγουρος για την ποιότητα του χωρίς να υποβληθεί η παρτίδα σε δοκιμές. Η σκυροδέτηση γίνεται υπό συγκεκριμένες συνθήκες θερμοκρασίας. Μετά την σκυροδέτηση το μπετόν θα πρέπει να παραμείνει κάποιες μέρες στην κατάσταση αυτή (με τον ξυλότυπο) προκειμένου να αποκτήσει την κατάλληλη αντοχή και να σκληρύνει. Σε υψηλές θερμοκρασίες απαραίτητη είναι και η διάβρεξη του με νερό με συγκεκριμένη συχνότητα. Ας σημειωθεί ότι το σκυρόδεμα είναι από τα υλικά που όσο περνούν τα χρόνια η σκληρότητα του αυξάνεται.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ ΤΟΥ I-CAD CANTILEVER

2.1 Γενικά περί χρήσης προγραμμάτων για την ανάλυση και διαστασιολόγηση τοίχων αντιστήριξης

Τι είναι πρόγραμμα για υπολογιστή; Γενικά πρόγραμμα για υπολογιστή ονομάζεται μία αλληλουχία εντολών που μετά την εκτέλεση τους παράγουν στο χρήστη το επιθυμητό αποτέλεσμα (Τζον φον Νόιμαν, 1945).[2]

Ειδικότερα τώρα, η ανάλυση των κατασκευών πολιτικού μηχανικού μέσα από προγράμματα ηλεκτρονικού υπολογιστή έχει ως στόχο τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων μιας κατασκευής που καταπονείται από κάποιες δράσεις. Σαν τελικό αποτέλεσμα ο χρήστης μπορεί να μάθει εύκολα και γρήγορα σχετικά αν η κατασκευή που σχεδίασε, στην περίπτωση μας ο τοίχος αντιστήριξης, ευσταθεί καθώς και να κάνει με έναν πιο αυτοματοποιημένο τρόπο την διαστασιολόγηση του. Με την πάροδο των χρόνων οι κλασικές μέθοδοι ανάλυσης κατασκευών εκτοπίζονται σιγά σιγά από την ραγδαία ανάπτυξη των αντίστοιχων προγραμμάτων υπολογιστή.

2.2 Πρόγραμμα i-cad Cantilever



Εικόνα 2.1 : Λογότυπο της εταιρείας που βγάζει το πρόγραμμα i-cad.

Το πρόγραμμα που επιλέχθηκε για την ανάλυση της υπό μελέτη κατασκευής ήταν το “ I- cad cantilever”. Ιδρυτές της εταιρείας αλλά και δημιουργοί του προγράμματος ήταν οι Derya Özberk και Levent Özberk. Το “ I- cad cantilever “ είναι ένα πακέτο λογισμικού που παρέχει τη δυνατότητα ανάλυσης και σχεδιασμού τοίχων αντιστήριξης. Γιατί προτιμήθηκε αυτό το πρόγραμμα για την ανάλυση του τοίχου; Το λογισμικό αυτό παρέχει κάποιες δυνατότητες που το κάνουν να υπερτερεί έναντι σε άλλα [7]

☞ **Έδαφικές στρώσεις**

Οι εδαφικές στρώσεις μπορούν να οριστούν με ακρίβεια. Το πρόγραμμα μας δίνει τη δυνατότητα επιλογής γωνίας τριβής αλλά και συνοχής κάθε εδαφικής στρώσης ξεχωριστά.

☞ **Επίδραση του Νερού**

Δίνεται η δυνατότητα παραδοχής ύπαρξης ύδατος στο μπροστά ή στο πίσω επίχωμα του τοίχου. Σε περίπτωση ύπαρξης νερού γίνεται έλεγχος για τυχόν αστοχία του τοίχου λόγω των αυξημένων τάσεων με την παρουσία του νερού.

☞ **Συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων**

Για τις ενεργητικές ωθήσεις γίνεται ανάλυση σύμφωνα με τις θεωρήσεις Coulomb, Rankine, Caquot-Kerisel vand Muller Breslau. Για τις παθητικές ωθήσεις το πρόγραμμα βασίζεται στις μεθόδους Coulomb, Rankine, Caquot-Kerisel και Sokolovski. Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν η μέθοδος Jacky, ο Δανέζικος κώδικας , η θεωρία της υπερστερεοποίησης και της συνοχής.

☞ **Υπερκείμενα Φορτία**

Η επιθυμητή προσαύξηση φορτίων μπορεί να οριστεί από το χρήστη. Εξίσου απλά μπορεί να οριστεί και η μορφή του φορτίου (τραπεζοειδές, σε μορφή λωρίδας, τριγωνικό κ.ο.κ.).

☞ **Φέρουσα ικανότητα εδάφους**

Ο τελικός υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας του εδάφους καθώς και η επιτρεπτή πίεση μπορούν να υπολογιστούν με τις μεθόδους Terzaghi, Hansen, Skempton, Mayerhof ή Vesic.

☞ **Στατική Ανάλυση**

Αυτοματοποιημένα από το πρόγραμμα γίνεται, τόσο για στατική όσο και για δυναμική περίπτωση, έλεγχος σε ολίσθηση και ανατροπή αλλά και έλεγχος γενικής ευστάθειας του πρανούς(περίπτωση αστοχίας ολόκληρου κομματιού πρανούς). Επίσης δίνεται η δυνατότητα υπολογισμού της γωνίας περιστροφής.

.

☞ **Διαστασιολόγηση**

Η διαστασιολόγηση της κατασκευής γίνεται με βάση τους κανονισμούς ACI 318-11(Αμερικάνικος Κανονισμός) και TS 500 -2000(Τούρκικος Κανονισμός). Στους κανονισμούς αυτούς στηριζόμαστε προκειμένου να ξέρουμε το εύρος των επιτρεπτών τιμών των ελέγχων που πραγματοποιούνται (ολίσθησης, ανατροπής, πεδίου κ.τ.λ.)

☞ Διαφορετική Γεωμετρία Φορέα

Από το πρόγραμμα έχουμε την ελευθερία επιλογής διαφορετική διατομή του φορέα που σχεδιάζεται και μελετάται. Για παράδειγμα μπορεί να σχεδιαστεί φορέα διατομής L , ανάποδου L , ανάποδου T κ.τ.λ. .

☞ Ανάλυση Αποτελεσμάτων

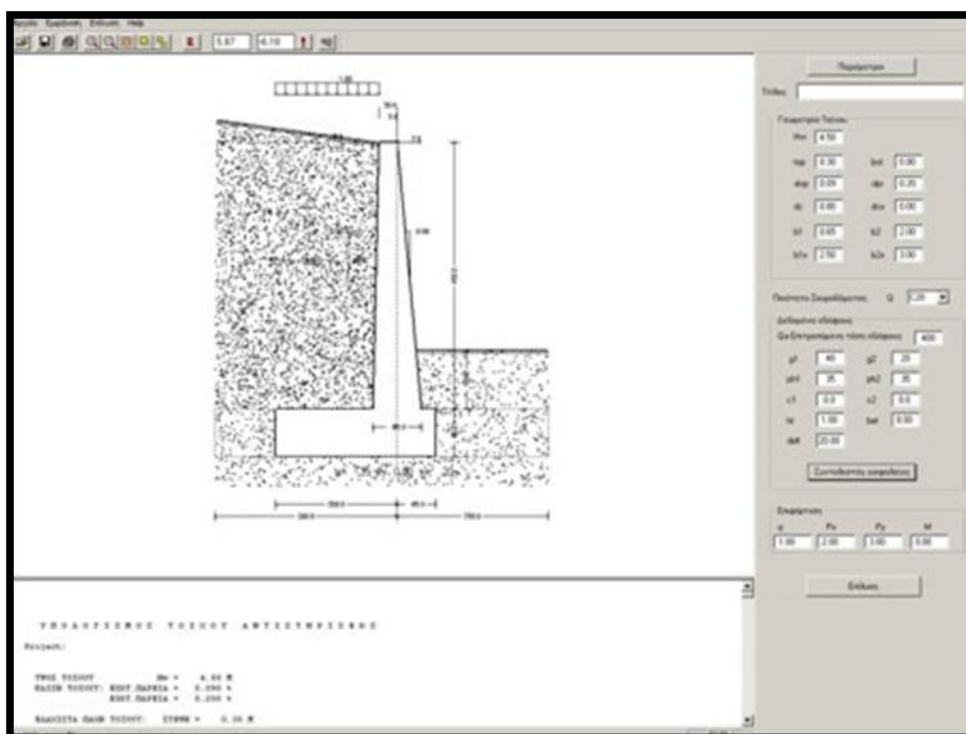
Στο τέλος της επίλυσης μας προσφέρεται από το πρόγραμμα μία σαφής ανάλυση των αποτελεσμάτων συμπληρωμένη με τα ανάλογα γραφήματα. Το σημείο αυτό της διαδικασίας περιλαμβάνει συνοπτικές και λεπτομερείς εκθέσεις για τη ευστάθεια της κατασκευής και για τη φέρουσα ικανότητα του εδάφους.

☞ Σχέδια

Το πλέον σημαντικό είναι ότι στο τέλος της ανάλυσης, ανεξαρτήτως της γεωμετρίας της κατασκευής μας, μας δίνονται από το πρόγραμμα σχέδια αλλά και διαγράμματα που αφορούν τη διαστασιολόγηση και τα επιτρεπόμενα όρια φόρτισης που μπορεί να δεχτεί ο τοίχος.

2.3 Ανάλυση τοίχου

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση του τοίχου έχει δύο στάδια . Στο πρώτο στάδιο δίνονται στο πρόγραμμα οι απαραίτητες πληροφορίες για τις διαστάσεις του τοίχου και για τον υπολογισμό των δυνάμεων που δέχεται εκείνος , ενώ στο δεύτερο το πρόγραμμα επεξεργάζεται τα στοιχεία που καταχωρήθηκαν και κάνει αυτόματα τους προβλεπόμενους ελέγχους προκειμένου να εξάγει σαν αποτέλεσμα τα σχέδια του τοίχου αλλά και τον οπλισμό του.

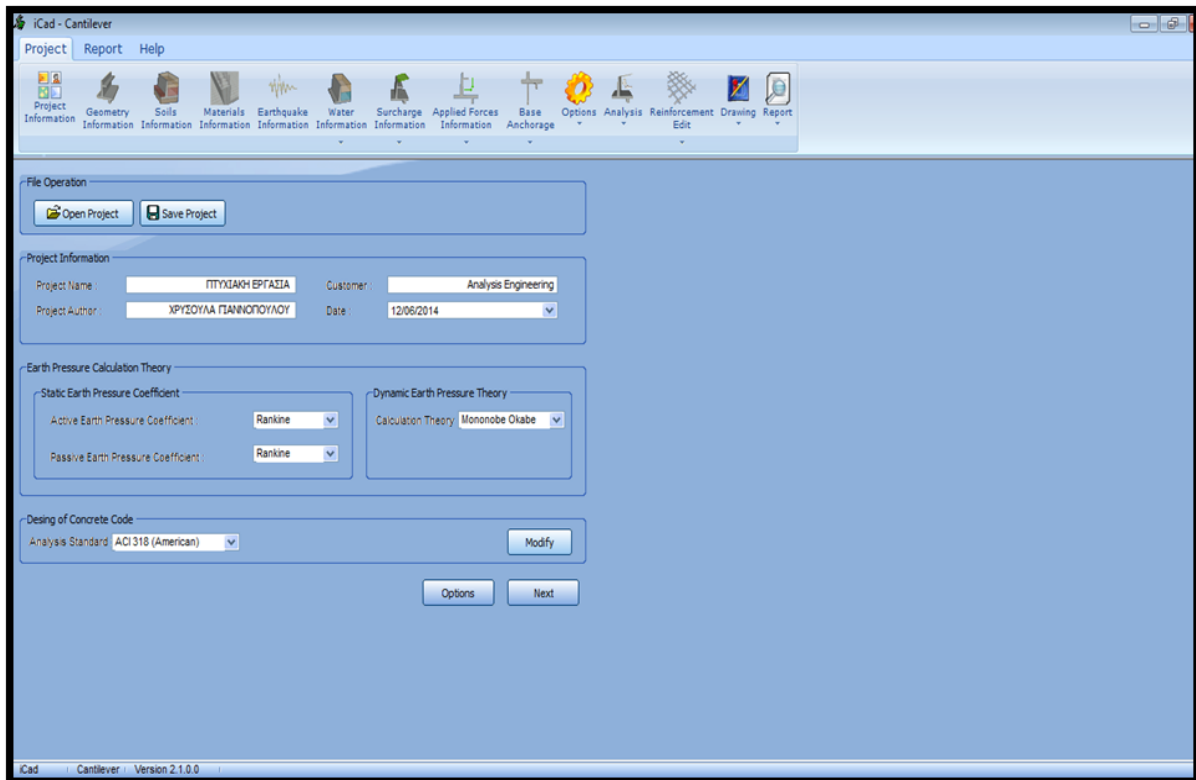


Εικόνα 2.2 : Οθόνη προγράμματος κατά την εισαγωγή στοιχείων για την μετέπειτα ανάλυση[7]

2.3.1 Διαστάσεις και Φορτία

2.3.1.1 Βήμα Πρώτο: Αρχικά Στοιχεία Ανάλυσης

Παραπάνω φαίνεται το πρώτο παράθυρο του προγράμματος στο οποίο ο χρήστης καλείται να επιλέξει τη θεωρία με βάση την οποία θα γίνει η ανάλυση του τοίχου. Όπως φαίνεται σε ό,τι αφορά την ενεργητική και την παθητική τάση του εδάφους η ανάλυση στηρίχθηκε στην θεωρία Rankine, για τη δυναμική ανάλυση της πίεσης του εδάφους χρησιμοποιήθηκε η θεωρία Monopobe Okabe και σε ό,τι αφορά τους κανόνες σχεδιασμού του σκυροδέματος η ανάλυση στηρίχθηκε στον Αμερικάνικο Κώδικα.

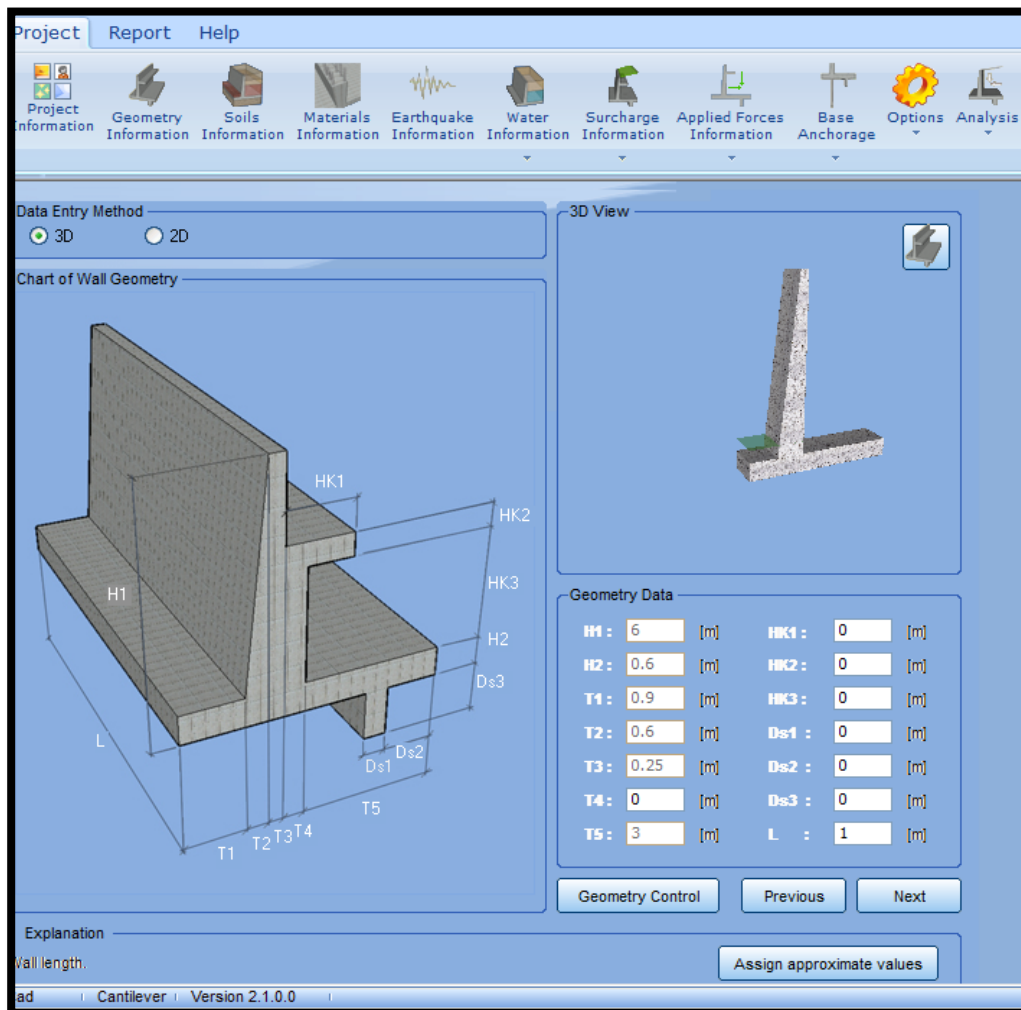


Εικόνα 2.3 : Αρχική οθόνη προγράμματος κατά την εισαγωγή των πρώτων βασικών στοιχείων (όνομα εργασίας , θεωρίες ανάλυσης φορτίσεων κ.λ.)

Η θεωρία του Rankine, που αναπτύχθηκε το 1857 από το Σκοτσέζο πολιτικό μηχανικό William John Macquorn Rankine, σχετίζεται με την ανάλυση της ανάπτυξης πιέσεων από το έδαφος και προβλέπει την ενεργητική και παθητική ώθηση γαιών. Βασικές αρχές της θεωρίας Rankine είναι : 1) το έδαφος είναι συνεκτικό, 2) ο τοίχος δέχεται τριβές στη βάση του, 3) η διεπαφή τοίχου- εδάφους είναι κάθετη, 4) η πιθανή επιφάνεια αστοχίας πάνω στην οποία θα κινηθεί το έδαφος είναι επίπεδη, 5) και τέλος η συνισταμένη δύναμη που προκύπτει είναι παράλληλη προς την επιφάνεια επίχωσης.

Η θεωρία Mononobe Okabe είναι η πρώτη σε προτίμηση μέθοδος, που χρησιμοποιείται από γεωτεχνικούς μηχανικούς, και δίνει μία εκτίμηση για τις πλευρικές ωθήσεις που δέχεται ο φορέας μας κατά τη διάρκεια σεισμικής φόρτισης. Λαμβάνοντας υπόψη απλές παραδοχές και χρησιμοποιώντας μία μέθοδο κλειστής μορφής η θεωρία Mononobe Okabe λύνει εξισώσεις ισορροπίας και προτείνει τιμές για τις ενεργητικές και τις παθητικές σεισμικές ωθήσεις. Οι θεωρήσεις πάνω στις οποίες στηρίζεται η μέθοδος αυτή είναι οι εξής: 1) το έδαφος είναι συνεκτικό, 2) η επίδραση του υδροφόρου ορίζοντα δεν εξετάζεται άμεσα στον τύπο που χρησιμοποιείται κατά την ανάλυση με τη μέθοδο αυτή, 3) η μέθοδος Mononobe Okabe δε μας δίνει απάντηση όταν $\phi - \beta - \theta < 0$ ή $\phi - \beta - \theta = 0$ όπου ϕ η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους, β η γωνία που σχηματίζει η επιφάνεια του εδάφους του επιχώματος με ένα νοητό οριζόντιο άξονα και θ η γωνία που σχηματίζει η εσωτερική παρειά του κορμού με ένα νοητό κατακόρυφο άξονα, 4) σε περιπτώσεις που το έδαφος επίχωσης δεν είναι συνεχές χρησιμοποιούνται ισοδύναμες μορφές αυτής της μεθόδου για την επίλυση του πραγματικού προβλήματος. Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται στις συνιστώσες της σεισμικής δύναμης χρησιμοποιώντας δύο συντελεστές, ένα στην κάθετη και ένα στην οριζόντια συνιστώσα αντίστοιχα.

2.3.1.2 Βήμα δεύτερο: Διαστάσεις του φορέα

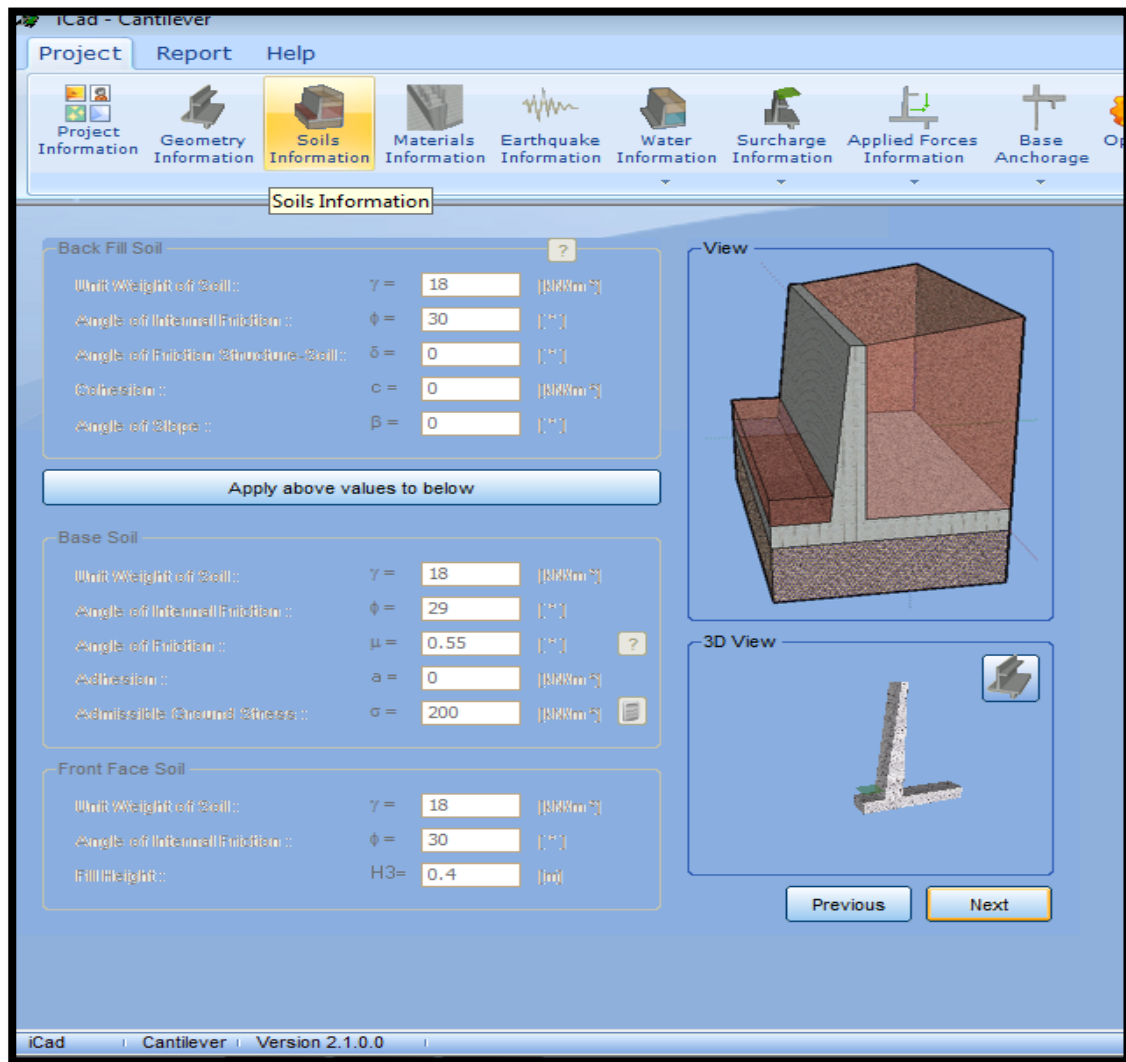


Εικόνα 2.4 : Στο συγκεκριμένο παράθυρο του προγράμματος δίνουμε τις διαστάσεις του τοίχου μας και πραγματοποιείται αυτόματα ένας αρχικός γεωμετρικός έλεγχος

Στο παραπάνω σχήμα φαίνονται οι διαστάσεις του τοίχου μας. Όπως φαίνεται από το μηδενισμό της διάστασης Ds1 δεν υπάρχει στην κατασκευή που μελετήθηκε όνυχας εντός του εδάφους για επιπλέον αντιολισθητική υποστήριξη του τοίχου. Επίσης μηδενικές είναι και οι διαστάσεις HK1, HK2 και T4. Η τελική μορφή του τοίχου μπορεί να προσομοιωθεί με εκείνη του σχεδίου πάνω δεξιά.

Όπως φαίνεται στο κάτω μέρος, το πρόγραμμα μας δίνει τη δυνατότητα να κάνουμε έναν αρχικό έλεγχο της γεωμετρίας του τοίχου που δώσαμε για ανάλυση, προκειμένου να ελέγξουμε αν θα μπορούσε θεωρητικά να κατασκευαστεί φορέας με τις συγκεκριμένες διαστάσεις. Το πλήκτρο «assign approximate values» επιτρέπει στο χρήστη να καταχωρήσει προσεγγιστικές τιμές για τις διαστάσεις προειδοποιώντας ότι το άθροισμα των $T2+T3+T4$ θα πρέπει να είναι μέσα στα όρια των λόγων $H1/10 - H1/12$ προκειμένου ο φορέας μας να είναι ρεαλιστικός και να έχουμε μικρή πιθανότητα σφάλματος στην επίλυση. Οι διαστάσεις είναι όλες καταχωρημένες σε μέτρα.

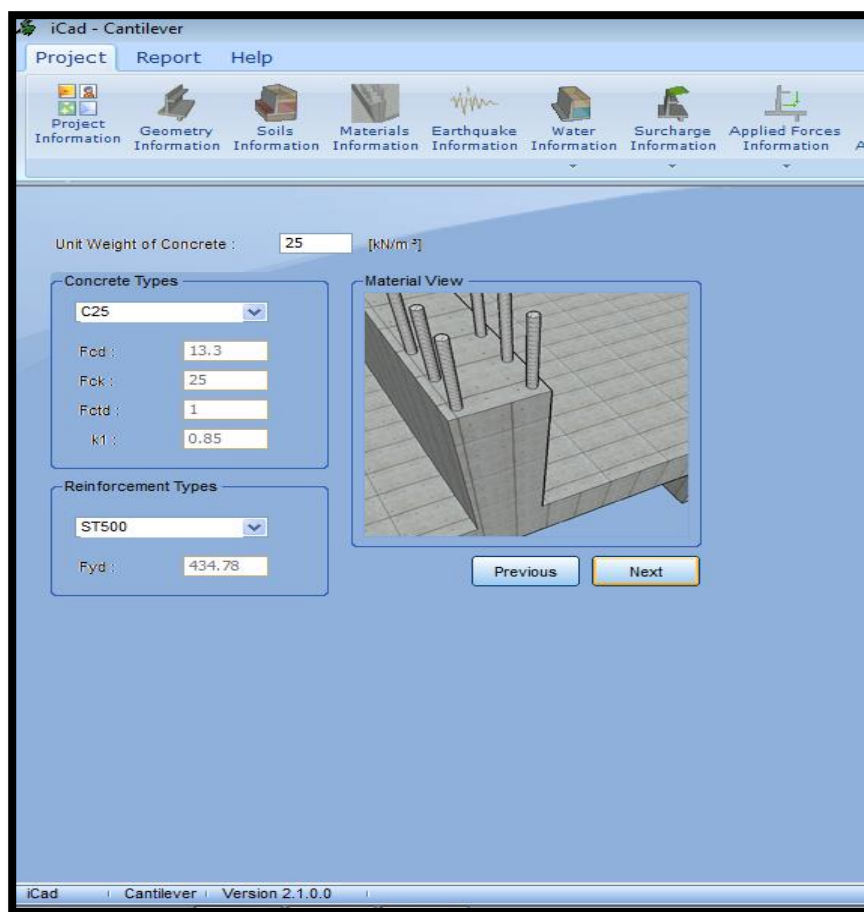
2.3.1.3 Βήμα τρίτο: Πληροφορίες χαρακτηριστικών τιμών γαιών



Εικόνα 2.5 : Παράθυρο προγράμματος εισαγωγής πληροφοριών εδάφους

Σημαντικό κομμάτι της στατικής ανάλυσης και της διαστασιολόγησης οποιουδήποτε φορέα αποτελεί η ποιότητα και τα χαρακτηριστικά του εδάφους που εδράζεται αλλά και του εδάφους που αποτελεί το υλικό της επίχωσης. Στην πλειοψηφία των περιπτώσεων η ποιότητα και η σύσταση του εδάφους έδρασης και του εδάφους επίχωσης στο μπροστινό αλλά και το πίσω μέρος του τοίχου διαφέρουν και έτσι ανάλογα διαφέρουν και οι χαρακτηριστικές τιμές τους (ειδικό βάρος, γωνία εσωτερικής τριβής, γωνία τριβής κατασκευής-εδάφους, συνοχή, μέγιστη επιτρεπόμενη τάση κ.τ.λ.). Η επιτρεπόμενη τάση δίνεται για το έδαφος έδρασης το οποίο πρόκειται να υποστηρίξει όχι μόνο το ίδιο το βάρος της κατασκευής αλλά και τα κινητά φορτία που θα προκύψουν πάνω από την επίχωση. Λιγότερη σημασία δίνεται στο έδαφος μπροστά από τον τοίχο αφού είναι αμελητέου ύψους και σχεδόν δεν προσφέρει στην ευστάθεια του φορέα.

2.3.1.4 Βήμα τέταρτο : Πληροφορίες Οπλισμένου Σκυροδέματος



Εικόνα 2.6 : Παράθυρο εισαγωγής πληροφοριών κατηγορίας σκυροδέματος και οπλισμού

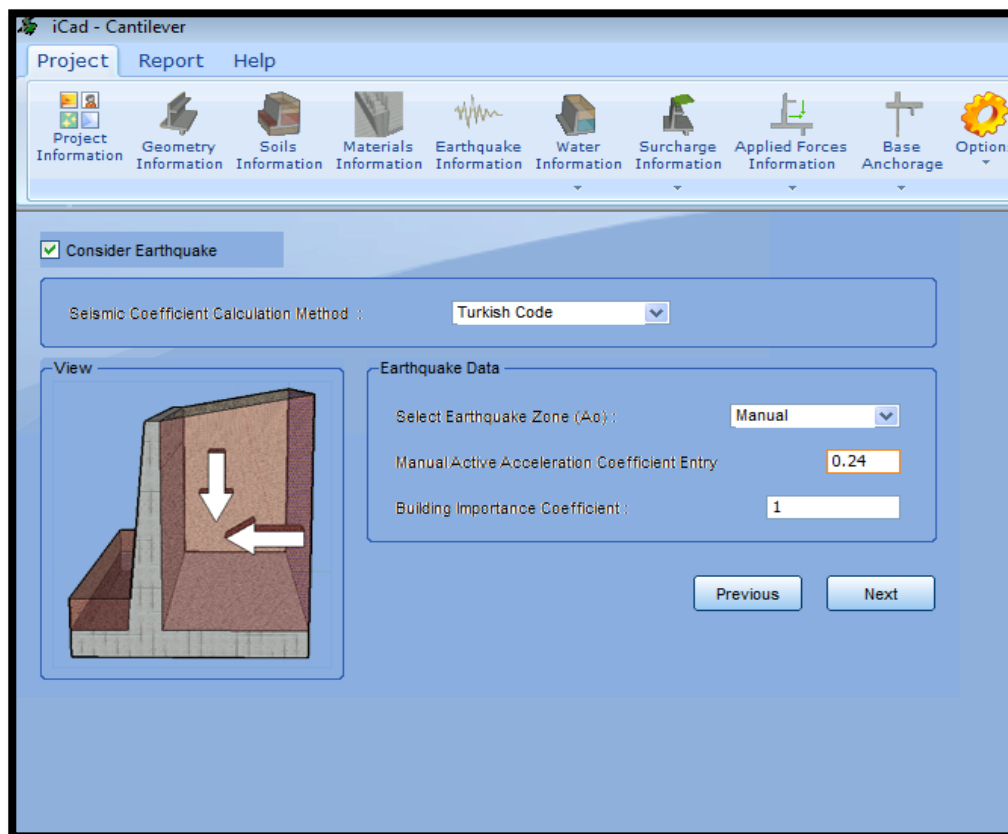
Συνεχίζοντας με το πρόγραμμα ο χρήστης καλείται να δώσει πληροφορίες για τα χαρακτηριστικά της κατηγορίας σκυροδέματος και του οπλισμού που θα χρησιμοποιηθεί. Το σκυρόδεμα είναι τεχνητό υλικό (τεχνητός λίθος) ο οποίος κατασκευάζεται από την κατάλληλη μίξη τσιμέντου, αδρανών υλικών (άμμος, σκύρα κτλ) και νερού. Τα τρία επιμέρους υλικά αναμιγνύονται σε κατάλληλες αναλογίες και το νωπό σκυρόδεμα που προκύπτει και χρησιμοποιείται αφήνεται, χωρίς να αφαιρεθεί ο ξυλότυπος, μέχρις ότου αποκτήσει την επιθυμητή αντοχή και σκληρότητα.

Στους υπολογισμούς, όπως φαίνεται, λαμβάνεται υπόψη ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος ίσο με 25 kN/m^3 . Όπως φαίνεται και στην εικόνα η κατηγορία σκυροδέματος είναι C20/25. Η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σχεδιασμού δίνεται από τον τύπο $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_s$ και αποτελεί τη χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος μας ενώ $\gamma_s = 1,5$. Αντίστοιχα τώρα η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού θεωρείται όπως φαίνεται στην εικόνα ίση με 1 ($f_{ctd} = 1$) ο συντελεστής $k_1 = 0,85$ αφορά τις μακροχρόνιες επιδράσεις του φορτίου στη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος και τις δυσμενείς επιρροές που προκύπτουν από τον τρόπο επιβολής του.

Ουσιαστικά όπως γνωρίζουμε το σκυρόδεμα παρέχει στην κατασκευή τη θλιπτική αντοχή που έχει ανάγκη αλλά υστερεί σε εφελκυστική αντοχή η οποία είναι απαραίτητη στο φορέα μας. Τη λύση σε αυτό το πρόβλημα έρχεται να δώσει ο χαλύβδινος οπλισμός που τοποθετείται. Στον τοίχο της εργασίας η κατηγορία οπλισμού είναι ST500 (αντίστοιχη B500C), δηλαδή ο χάλυβας έχει χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής στα 500MPa.

- $f_{yd} = 500/1,15 = 434,78 \text{ MPa}$

2.3.1.5 Βήμα πέμπτο: Πληροφορίες για σεισμική φόρτιση

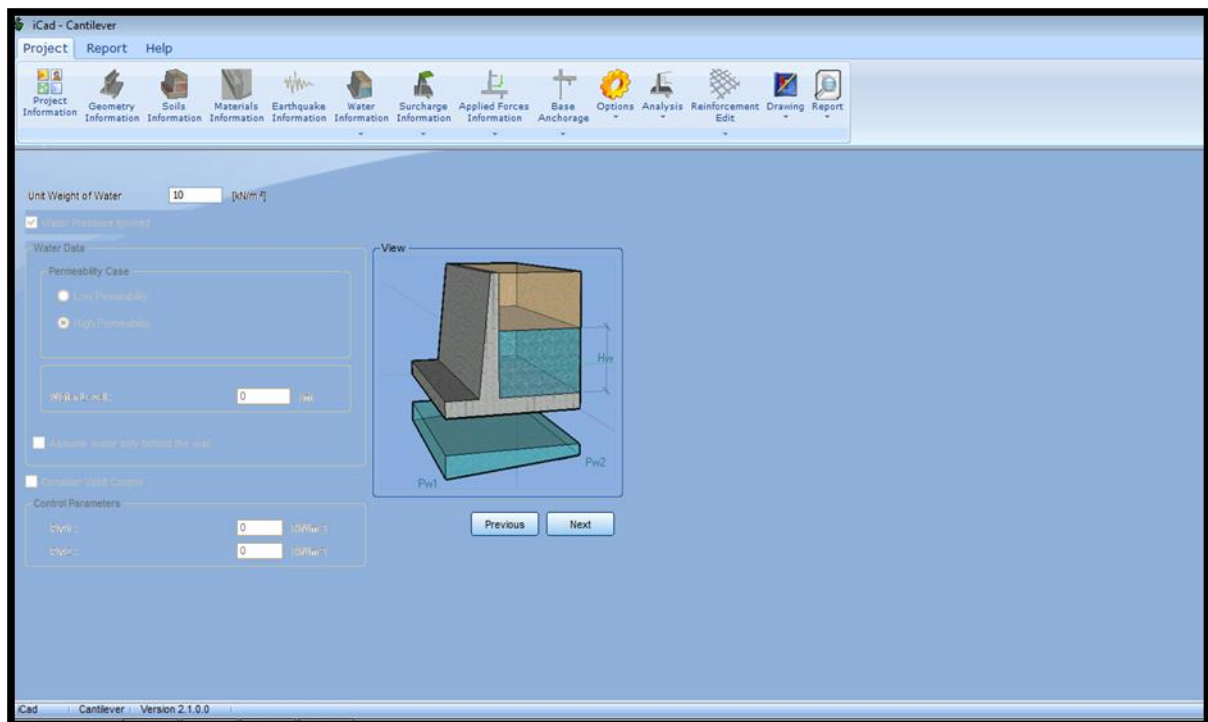


Εικόνα 2.7 : Παράθυρο εισαγωγής πληροφοριών σεισμικής φόρτισης

Σε ένα ιδιαίτερα σεισμογενές περιβάλλον, όπως η Ελλάδα, θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στις φορτίσεις που δέχεται η οποιαδήποτε κατασκευή σε περίπτωση σεισμού. Έτσι, όπως φαίνεται και από την φωτογραφία, επιλέγεται να λαμβάνονται υπόψη στους υπολογισμούς οι σεισμικές φορτίσεις. Από τις επιλογές που προσφέρει το πρόγραμμα στο χρήστη για τον κώδικα ανάλυσης της σεισμικής φόρτισης επιλέχθηκε ο Τούρκικος κανονισμό με συντελεστές διαμορφομένους ως εξής :

- Ενεργός συντελεστής επιτάχυνσης= 0,24
- Συντελεστής Σπουδαιότητας = 1

2.3.1.6 Βήμα έκτο : Επιφόρτιση λόγω νερού



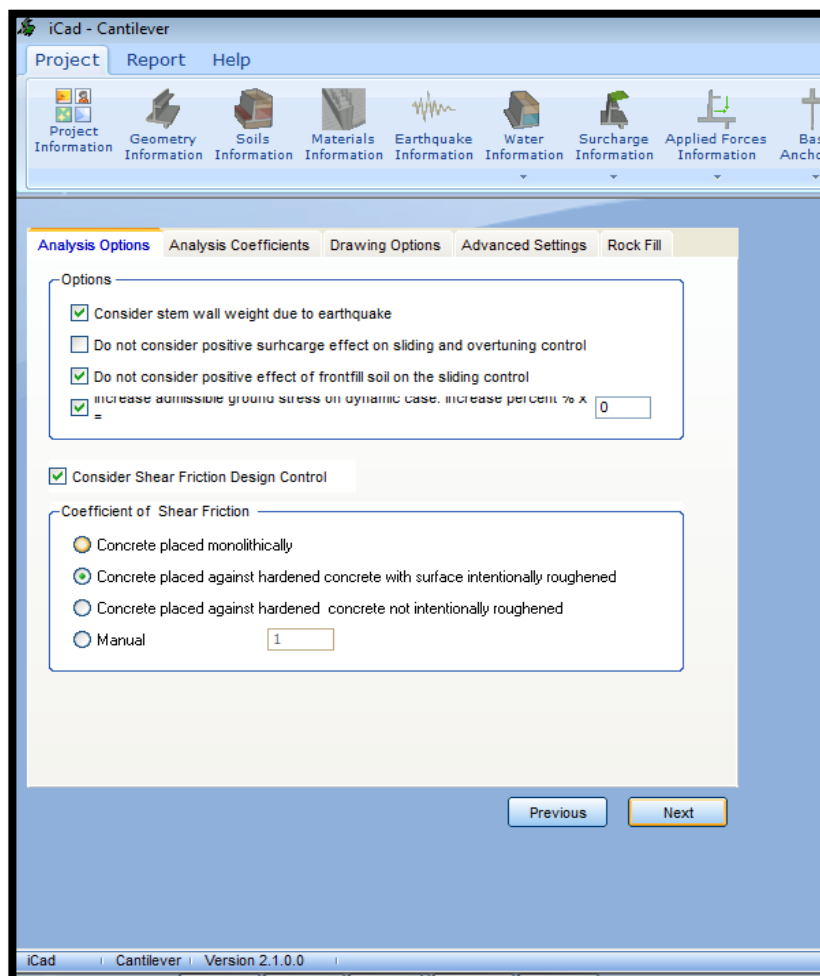
Εικόνα 2.8 : Παράθυρο πληροφοριών δεδομένων σχετικά με την ύπαρξη νερού στο έδαφος

Η ύπαρξη νερού στο έδαφος που έρχεται σε επαφή με το φορέα μας δημιουργεί επιπλέον υπερπίεσεις και φορτίσεις που μπορεί να επιβαρύνουν τον τοίχο σε σημείο αστοχίας. Στην παρούσα μελέτη το έδαφος είναι πλήρως αποστραγγισμένο, δηλαδή δεν υπάρχει νερό.

2.3.2 Προσδιορισμός τελευταίων παραμέτρων

Στο τελευταίο αυτό βήμα πριν την ανάλυση του τοίχου ο χρήστης καλείται να δώσει τις τελευταίες πληροφορίες σε ό,τι αφορά τους συντελεστές που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση της στατικής, της δυναμικής αλλά και της σεισμικής φόρτισης, οδηγίες για τη δημιουργία των σχεδίων.

2.3.2.1 Οδηγίες ανάλυσης



Εικόνα 2.11 : Παράθυρο εισαγωγής πληροφοριών για την ανάλυση φορτίων

Αρχικά το πρόγραμμα ζητάει από το χρήστη σαφείς οδηγίες για τη συνεισφορά του ίδιου του βάρους του τοίχου σε περίπτωση σεισμού. Το βάρος της κατασκευής μας αποτελεί μία δύναμη αδράνειας που όπως κάθε αδρανειακή δύναμη αντιστέκεται στη μεταβολή της κινητικής της κατάστασης. Μία τέτοια μεταβολή επέρχεται σε περίπτωση σεισμού. Η μάζα του φορέα μας, η φύση της και η διαμόρφωση του προσδιορίζουν σε ένα βαθμό τη φύση αυτών των δυνάμεων και πόσο ικανοποιητικά θα τις αποσβέσει η κατασκευή μας. Το πρώτο κουτάκι που έχει την πράσινη ένδειξη καθορίζει αυτό ακριβώς, δηλαδή ότι στην παρούσα ανάλυση σε περίπτωση σεισμού το βάρος του τοίχου συνυπολογίζεται στις αδρανειακές δυνάμεις.

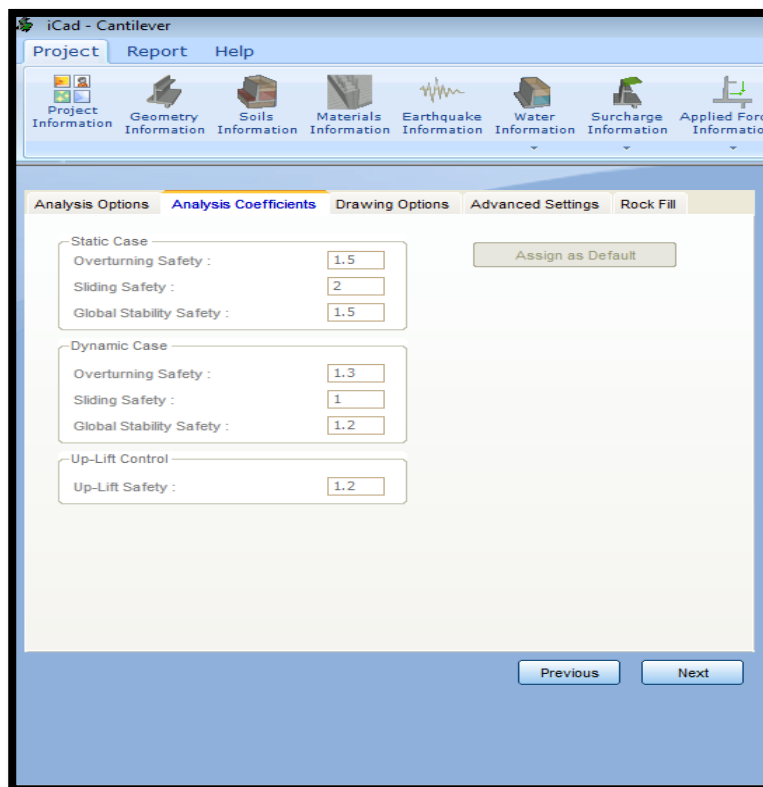
Το τρίτο κατά σειρά κουτί με την πράσινη ένδειξη υποδεικνύει ότι η μάζα γαιών που βρίσκεται στο μπροστά μέρος του τοίχου δεν λαμβάνει μέρος στις δυνάμεις που συνεισφέρουν θετικά στον έλεγχο κατά ολίσθησης του τοίχου μας. Αυτό συμβαίνει εξαιτίας του μικρού όγκου του τμήματος αυτού σε σύγκριση με τον όγκο του ίδιου του τοίχου αλλά και του πίσω τμήματος επίχωσης.

Τέλος, κατά τη διαδικασία της δυναμικής ανάλυσης των πιέσεων του εδάφους θα πρέπει ο χρήστης να ορίσει κατά πόσο ποσοστό επί τοις εκατό θα υπάρξει αύξηση τους. Ο σχεδιασμός έργων είναι όσο το δυνατόν πιο συντηρητικός, έτσι σε περίπτωση δυναμικών φορτίσεων τα μεγέθη των φορτίων πολλές φορές αυξάνονται. Όπως φαίνεται και στην οθόνη

του προγράμματος η προσαύξηση των πιέσεων στην περίπτωση που εξετάστηκε ορίστηκε 0%.

Στο δεύτερο μέρος αυτού του τμήματος όπως φαίνεται καθορίστηκε ότι στον έλεγχο σχεδιασμού λαμβάνεται υπόψη και η διατμητική τριβή, ενώ οι επιφάνειες σκυροδέματος κορμού-βάσης έρχονται σε επαφή με τέτοιο τρόπο ώστε να είναι και οι δύο τραχιές. Αυτό μας προσφέρει την ανάπτυξη τριβής μεταξύ τους και αυξάνει την αντίσταση σε ολίσθηση μεταξύ.

2.3.2.2 Όρια συντελεστών ασφαλείας



Εικόνα 2. 12 : Παράθυρο εισαγωγής συντελεστών ασφαλείας για τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των ελέγχων που θα πραγματοποιηθούν στην ανάλυση

Βασικό στάδιο της επίλυσης και διαστασιολόγησης είναι οι έλεγχοι ευστάθειάς έναντι σε ανατροπή και ολίσθηση αλλά καθώς και ο έλεγχος του πεδίου.

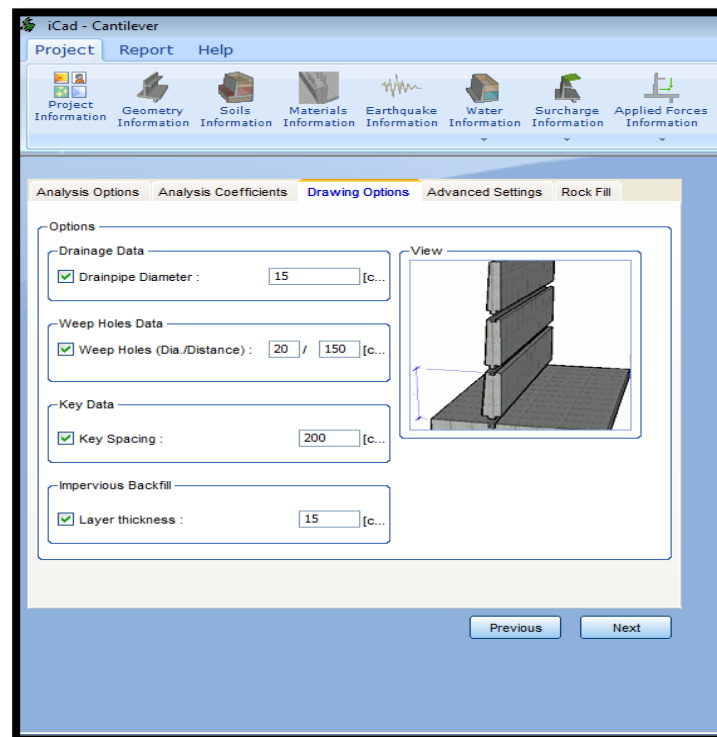
Ο συντελεστής ασφαλείας του τοίχου έναντι ανατροπής ορίζεται ως ο λόγος του αθροίσματος των ροπών ευστάθειας προς το άθροισμα των ροπών ανατροπής, θέτοντας πάντα ένα σταθερό σημείο ως σημείο αναφοράς. Ως σημείο αναφοράς έχει οριστεί η κάτω αριστερή γωνία του τοίχου. Το άθροισμα των ροπών ευστάθειας του τοίχου αποτελείται από το άθροισμα των ροπών που προκαλούνται από το ίδιο βάρος της κατασκευής μας καθώς και από το βάρος της επίχωσης πολλαπλασιασμένα με το μοχλοβραχίονα που υπολογίζεται από την οριζόντια απόσταση μεταξύ του σημείου εφαρμογής των δυνάμεων αυτών και του σημείου αναφοράς. Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο ή ίσο με 1,5 σε περίπτωση στατικής φόρτισης και μεγαλύτερο ή ίσο με 1,3 σε

περίπτωση δυναμικής φόρτισης, προκειμένου να εξασφαλίζεται η ευστάθεια της κατασκευής μας.

Ο επόμενος κατά σειρά έλεγχος ευστάθειας που πραγματοποιείται σε ένα τοίχο είναι ο έλεγχος έναντι ολίσθησης. Ο έλεγχος αυτός έχει άμεση σχέση τόσο με τη φύση του εδάφους (συντελεστής τριβής εδάφους – θεμελίου) που έρχεται σε επαφή με τον τοίχο στη βάση του όσο και με το μέγεθος της κατασκευής μας. Ο συντελεστής ολίσθησης εκφράζεται ως ο λόγος της κατακόρυφης συνιστώσας του βάρους του τοίχου και του επιχώματος πολλαπλασιασμένο με το συντελεστή τριβής προς τη συνολική οριζόντια δύναμη που δέχεται ο τοίχος μας. Για να διασφαλίζεται η ευστάθεια θα πρέπει ο λόγος αυτός να είναι μεγαλύτερος ή ίσος με 2 για στατικά φορτία και μεγαλύτερος του 1 για δυναμικά φορτία.

Ένας ακόμα κίνδυνος που διατρέχει ο τοίχος μας είναι η αστοχία λόγω ανάπτυξης υπερπιέσεων στη βάση του. Το πρόγραμμα πραγματοποιεί ακόμα έναν έλεγχο για την πιθανότητα αυτής της αστοχίας. Όπως φαίνεται στην εικόνα ο συντελεστής ασφαλείας σε αυτή την περίπτωση είναι ίσος με 1,2.

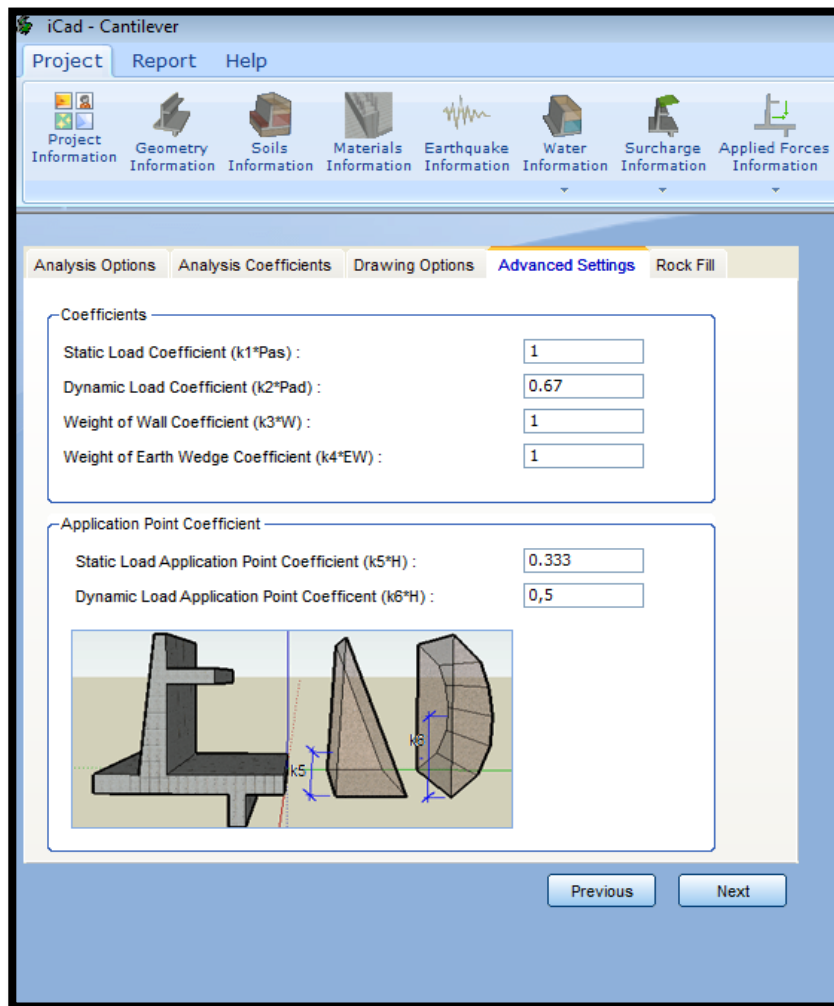
2.3.2.3 Πληροφορίες σχεδιασμού



Εικόνα 2.13 : Παράθυρο εισαγωγής πληροφοριών σχεδιασμού

Σε αυτό το στάδιο ο χρήστης διαμορφώνει στο πρόγραμμα τις προδιαγραφές που θέλει να πληρούνται στη σχεδίαση του τοίχου. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω το πρόγραμμα εκτός από τη στατική ανάλυση του τοίχου, μας προσφέρει και έτοιμα τα σχέδια σε μορφή AutoCAD.

2.3.2.4 Πληροφορίες συντελεστών φορτίων



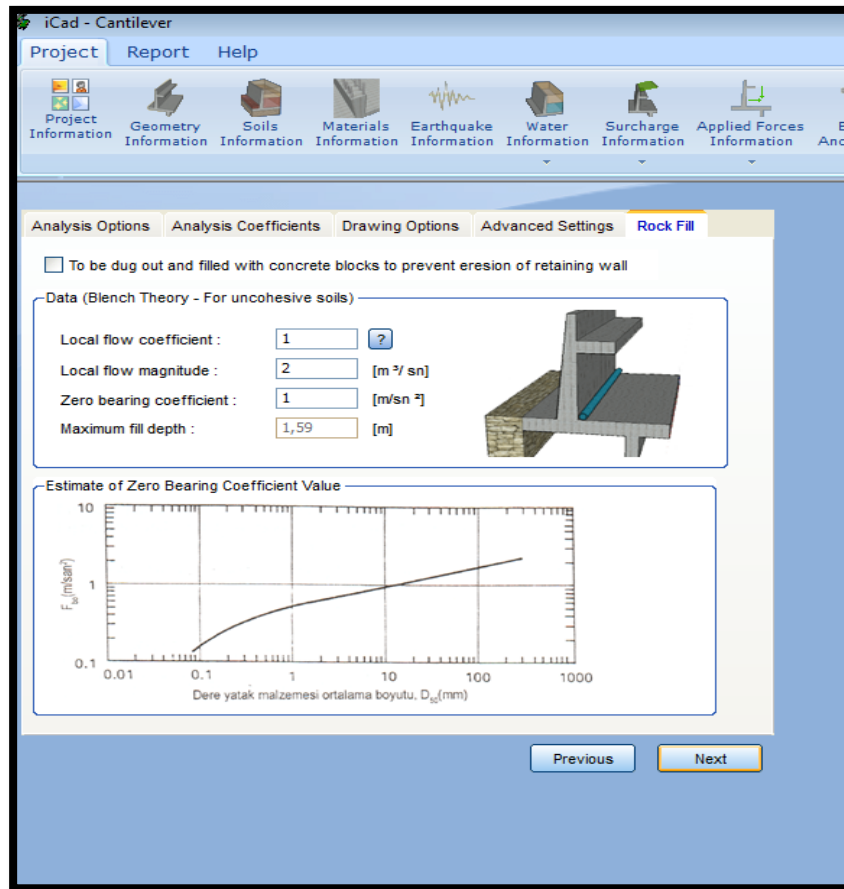
Εικόνα 2.14 : Παράθυρο εισαγωγής δεδομένων συντελεστών προσαύξησης για φορτία

Υπάρχουν φορτίσεις που είναι σταθερές, όπως είναι το βάρος της κατασκευής, τις τιμές των οποίων τις δεχόμαστε όπως υπολογίζονται χωρίς να τις πολλαπλασιάσουμε με κάποιο μειωτικό ή αυξητικό συντελεστή προκειμένου να λάβουν μέρος στους υπολογισμούς. Ουσιαστικά λοιπόν ο συντελεστής που πολλαπλασιάζονται αυτές οι φορτίσεις είναι ίσος με τη μονάδα.

Το ύψος του τοίχου από το θεμέλιο μέχρι και τη στέψη είναι 6 μέτρα. Τα στατικά φορτία ασκούνται στο $1/3$ του συνολικού ύψους, δηλαδή στα 2m. Ο αριθμός $k_2 = 0,67$ που φαίνεται παραπάνω αποτελεί συντελεστή με τον οποίο πολλαπλασιάζεται η οριζόντια σεισμική επιτάχυνση και επομένως οι δυνάμεις λόγω σεισμού και αντιστοιχεί σε συντελεστή συμπεριφοράς $q_w = 1,5$.

Στο δεύτερο τμήμα της οθόνης φαίνεται να δίνονται οι συντελεστές που ορίζουν τα σημεία εφαρμογής των στατικών και δυναμικών φορτίων. Εξαιτίας της ορθής τριγωνικής κατανομής της στατικής φόρτισης, δεχόμαστε ως σημείο εφαρμογής της το $1/3$ του συνολικού ύψους ($1/3 = 0,333$). Σε αντίθεση οι δυναμικές φορτίσεις ασκούνται στα μισά του συνολικού ύψους, άρα ο συντελεστής που πολλαπλασιάζεται με το ύψος μας είναι 0,5.

2.3.2.5 Πληροφορίες χαρακτηριστικών ροής νερού



Εικόνα 2.15 : Παράθυρο εισαγωγής πληροφοριών ροής νερού

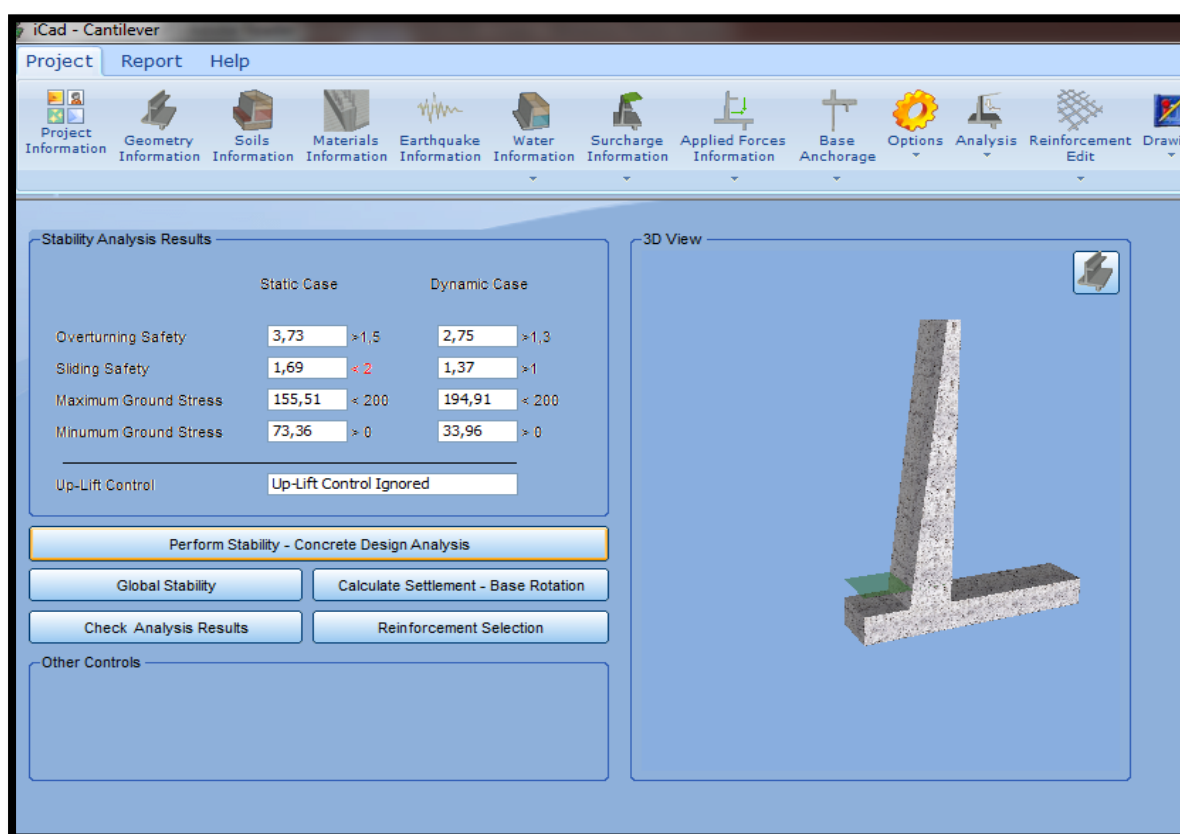
Στην παρούσα εργασία θεωρήθηκε ότι το έδαφος ήταν πλήρως στραγγισμένο άρα δεν υπάρχει καθόλου νερό. Ωστόσο το πρόγραμμα δίνει τη δυνατότητα να δώσουμε τα χαρακτηριστικά της ροής του νερού που τυχόν υπάρχει. Σε κάθε περίπτωση σε κατασκευές όπως οι τοίχοι αντιστήριξης υπάρχει ειδική μέριμνα για την αποφυγή αστοχιών εξαιτίας των υπερπίεσεων που προκαλεί το νερό. Στο πίσω μέρος του τοίχου τοποθετούνται ειδικά διαμορφωμένα αποστραγγιστικά έργα (στραγγιστήρια, σωλήνες κτλ).

Με αυτή τη σελίδα κλείνει το τμήμα του προγράμματος που καλούμαστε να δώσουμε στοιχεία για τους υπολογισμούς και τους ελέγχους που θα εκτελεστούν. Έπειτα θα ακολουθήσει η εκτέλεση των εντολών του προγράμματος και εμείς ως χρήστες θα πάρουμε έτοιμα τα αποτελέσματα που μας είναι απαραίτητα για το σχεδιασμό της κατασκευής μας.

2.4 Πραγματοποίηση ελέγχων και προβολή αποτελεσμάτων

Όπως αναφέρθηκε ήδη η παρουσία λογισμικών, ικανών να εκτελέσουν τους απαραίτητους υπολογισμούς για το σχεδιασμό πολύπλοκων κατασκευών πολιτικού μηχανικού, έλυσε σε μεγάλο βαθμό τα χέρια των μηχανικών. Σε καμία περίπτωση όμως ένα πρόγραμμα δεν μπορεί να αντικαταστήσει τις γνώσεις του ίδιου του μηχανικού που το χειρίζεται. Το οποιοδήποτε πρόγραμμα θα εκτελέσει μια ακολουθία εντολών και ανάλογα με τα δεδομένα που του έχουμε δώσει θα μας εκθέσει κάποια αποτελέσματα. Ωστόσο είναι στην κρίση του μηχανικού να αξιολογήσει κατά πόσο τα αποτελέσματα που πήρε είναι σωστά ή λανθασμένα. Παρακάτω παραθέτονται τα αποτελέσματα του προγράμματος.

2.4.1 Αποτελέσματα στατικής ανάλυσης

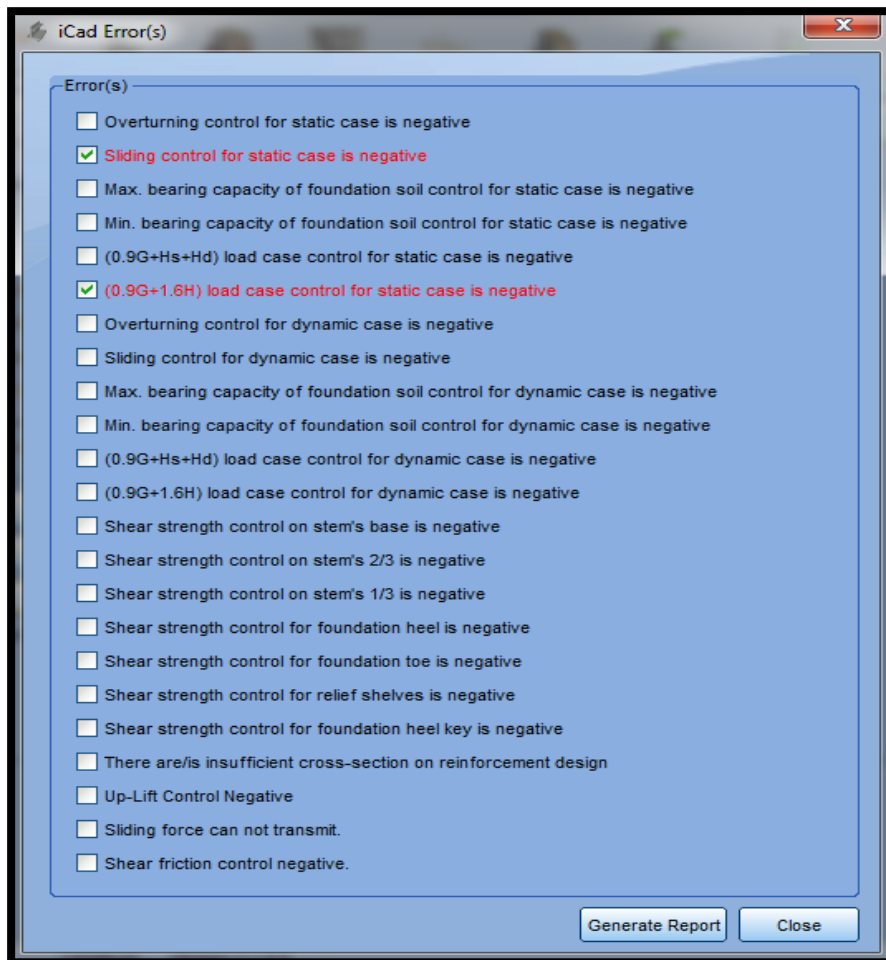


Εικόνα 2.16 : Παράθυρο προβολής αποτελεσμάτων ελέγχων ευστάθειας

Το πρώτο στάδιο του προγράμματος δίνει τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης του τοίχου, τόσο σε περίπτωση δυναμικής όσο και σε περίπτωση στατικής φόρτισης. Στα σημεία τα οποία οι συντελεστές εμφανίζονται με κόκκινη ένδειξη σημαίνει ότι το αποτέλεσμα δεν είναι μέσα στα επιτρεπτά όρια. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τον έλεγχο ανατροπής είναι μέσα στα επιτρεπτά όρια, όπως φαίνεται και στην παραπάνω εικόνα. Ο συντελεστής του ελέγχου ολίσθησης σε στατική περίπτωση φόρτισης έχει βγει κάτω από το επιτρεπτό όριο ($1,69 < 2$) γεγονός που πρακτικά σημαίνει ότι οι δυνάμεις που βοηθούν στην ευστάθεια του τοίχου έναντι σε ολίσθηση δεν επαρκούν στη στατική φόρτιση. Ωστόσο όπως

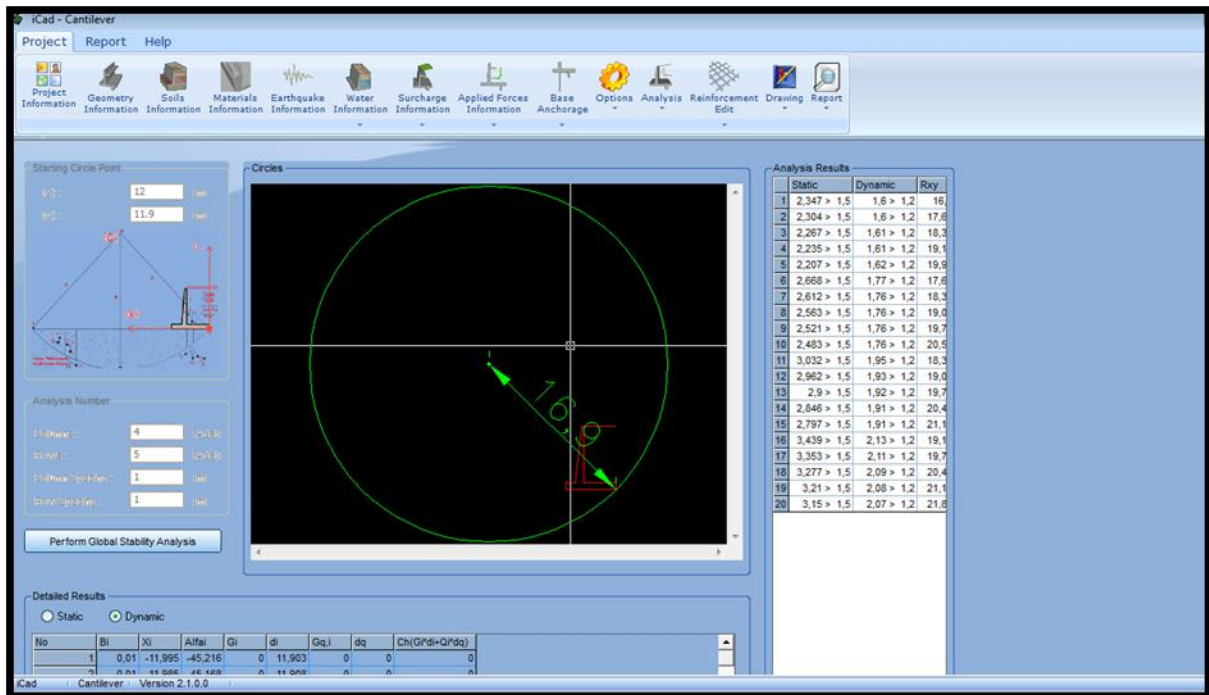
αναφέρεται και σε επόμενο κεφάλαιο της εργασίας (κεφάλαιο 4), η τιμή του συντελεστή ολίσθησης είναι αποδεκτή αφού στα ελληνικά δεδομένα θα πρέπει να είναι μεγαλύτερος του 1,5 ($1,69 > 1,5$) όταν αναφερόμαστε σε φορτία μόνιμα και κινητά. Ο συντελεστής ολίσθησης για δυναμικά φορτία είναι μέσα στα επιτρεπόμενα όρια.

Είναι γνωστό ότι το έδαφος μπορεί να υποστηρίξει συγκεκριμένα φορτία ανάλογα με τη σύσταση του και τα χαρακτηριστικά του. Όπως παρατηρούμε παραπάνω το έδαφος μπορεί να ανταποκριθεί στις απαιτήσεις της στατικής φόρτισης και της δυναμικής φόρτισης σύμφωνα με τα αποτελέσματα.



Εικόνα 2.17 : Τα σημεία που εντοπίζεται πρόβλημα στους υπολογισμούς και στους ελέγχους δίνονται κατευθείαν από το πρόγραμμα μέσα από ειδικό παράθυρο διαλόγου. Έτσι ο χρήστης έχει ανά πάσα στιγμή μία ολοκληρωμένη εικόνα της ανάλυσης του.

2.4.2 Έλεγχος ευστάθειας πρανούς



Εικόνα 2.18 : Παράθυρο προβολής αποτελεσμάτων ελέγχων ευστάθειας του πρανούς

Γενικότερα η ευστάθεια των πρανών αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα κεφάλαια της Εδαφομηχανικής, με το οποίο έχει ασχοληθεί εκτεταμένα τόσο η ελληνική όσο και η διεθνής επιστημονική κοινότητα. Όταν το έδαφος το συναντάμε σε πρανές υπό κλίση, τότε υπάρχει μία συνιστώσα του βάρους που τίνει να παρασύρει το πρανές προς τα κάτω. Αυτό το απλό μοντέλο είναι ικανό να μας κάνει να κατανοήσουμε το γενικό θέμα της ευστάθειας των πρανών. Το θέμα αυτό είναι ιδιαίτερα σοβαρό ειδικά σε κατασκευές όπως ένας τοίχος αντιστήριξης συνδυαζόμενος με μία οδό κυκλοφορίας όπως στην περίπτωση μας. Αυτό το δεδομένο οδήγησε στην ανάγκη μελέτης της ευστάθειας των πρανών. Πιο συγκεκριμένα στο πρόγραμμα, όπως παρουσιάζεται παραπάνω, γίνεται μελέτη διαφόρων πιθανών επιφανειών ολίσθησης.

Η ασφάλεια της κατασκευής προσδιορίζεται από ένα συντελεστή, έστω F , ο οποίος εκφράζεται ως ο λόγος της διαμηθικής αντοχής προς τη διαμηθική τάση. Ο συντελεστής αυτός θεωρείται στην οριακή κατάσταση, ή τη στιγμή που ξεκινά μία τέτοια μετακίνηση, ίσος με τη μονάδα. Σε κατασκευές όπως η δική αυτή της παρούσας εργασίας για να υπάρχει μία συμφέρουσα σχέση κόστους – ασφάλειας δεχόμαστε ως κατώτατο όριο του συντελεστή το 1,5 για στατική φόρτιση και 1,2 για δυναμική φόρτιση.

Ο έλεγχος του πρανούς στηρίζεται στη γενική παραδοχή ότι η μάζα μας θα μετακινηθεί απαραμόρφωτη σε μία κυκλική επιφάνεια. Έτσι πραγματοποιήθηκε και ο έλεγχος του προγράμματος. Μέσα από δοκιμές, όπως φαίνεται παραπάνω μελετώνται αρκετοί κύκλοι διαφορετικού βάθους και μήκους αλλά κοινού κέντρου (12, 11,9) και προκύπτει η δυσμενέστερη περίπτωση. Ο αριθμός των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν όπως φαίνεται και παραπάνω είναι 20.

2.5 Καθίζηση και στροφή θεμελίου

Data	
Soil elasticity module (Es):	100000 [kN/m ²]
Poisson ratio (ν):	0.3 [-]
Wall width (B):	4.75 [m]
Wall height (L):	1 [m]
Footing height (d):	0.6 [m]
Buried height (Df - d):	0.4 [m]

Hesap Sonuçları	
Rotation angle (Radyan)	0,00009 [radian]
Settlement :	0,11285 [cm]

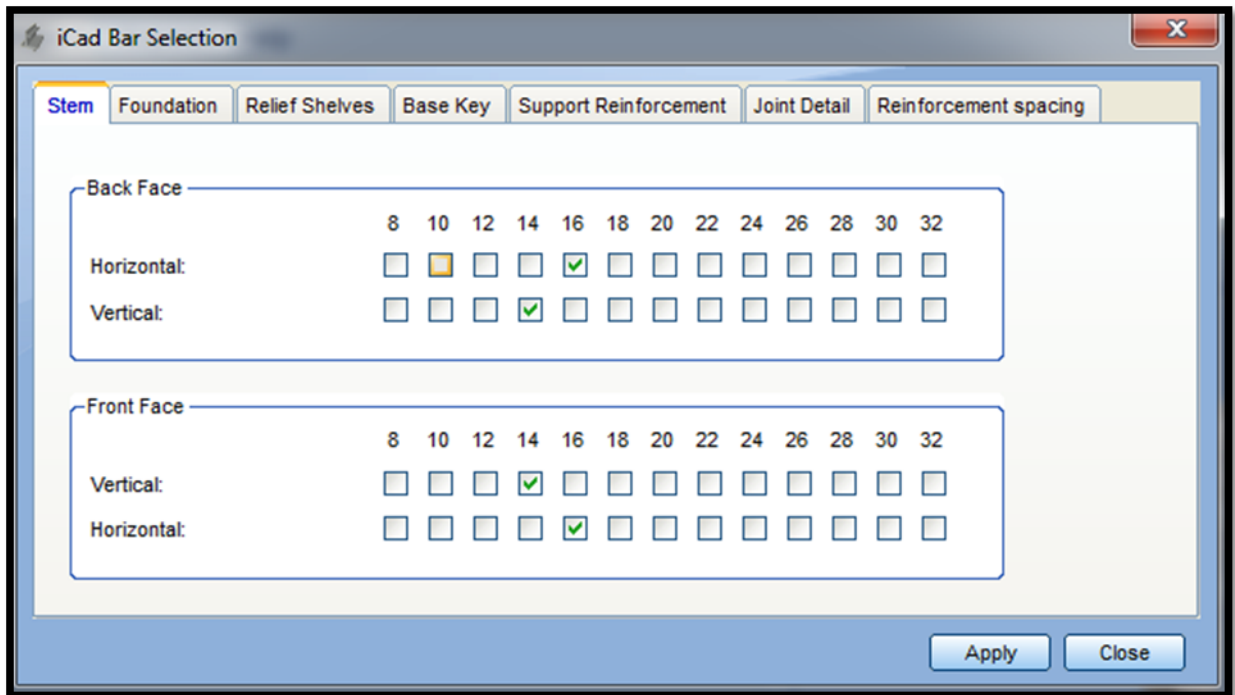
Εικόνα 2.19 : Παράθυρο προβολής στοιχείων επιχώματος μπροστινού τμήματος τοίχου

Όπως αναφέρθηκε και νωρίτερα, ο όγκος εδάφους που βρίσκεται στο μπροστά μέρος του τοίχου είναι αμελητέος σε σχέση με εκείνον που χρησιμοποιήθηκε για την επίχωση του στο πίσω τμήμα. Ωστόσο είναι αναγκαίο να αναφερθούν σε ξεχωριστό παράθυρο του προγράμματος μας τόσο τα γενικά χαρακτηριστικά του εδάφους που χρησιμοποιήθηκε σε αυτό το τμήμα όσο και τα χαρακτηριστικά του επιχώματος (ύψος , πλάτος , πλάτος βάσης κ.τ.λ.). Τα στοιχεία του μπροστινού τμήματος επίχωσης του τοίχου λαμβάνουν μέρος στον υπολογισμό της καθίζησης και της γωνίας στροφής του θεμελίου.

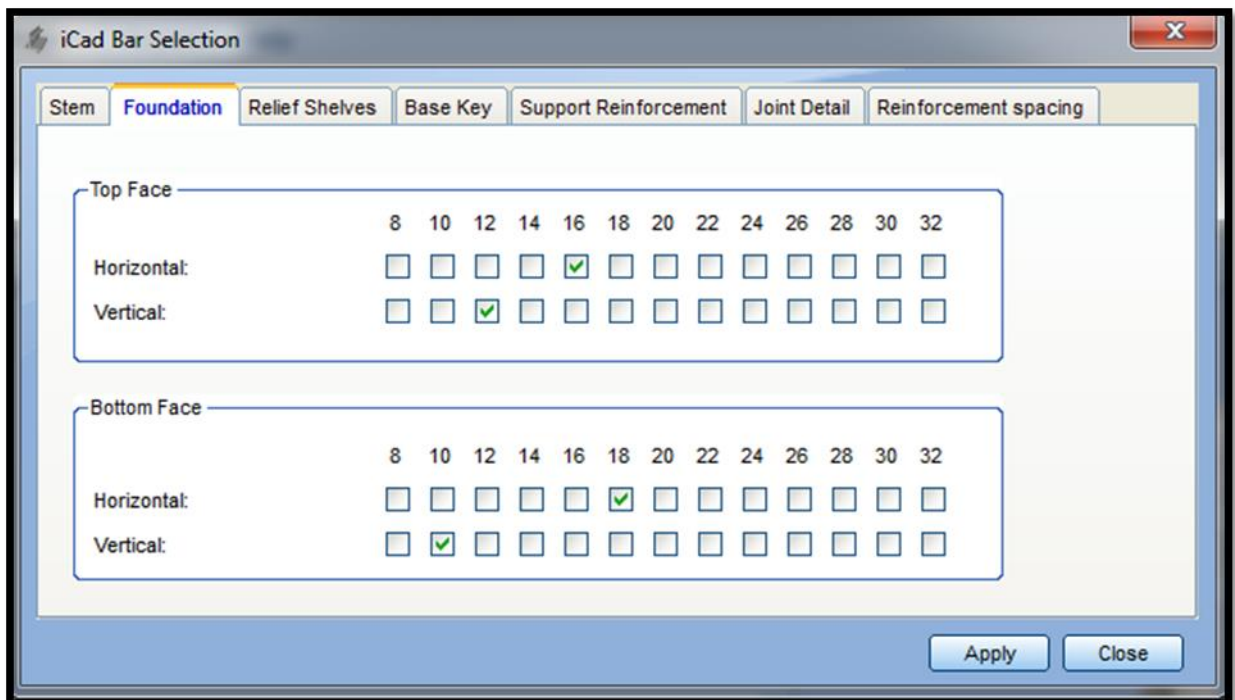
2.6 Πληροφορίες τοποθέτησης οπλισμού

Τόσο στην πρακτική εφαρμογή μίας μελέτης όσο και στη σχεδιαστική διαδικασία του φορέα, απαραίτητη είναι η γνώση του τρόπου τοποθέτησης του οπλισμού στην κατασκευή. Ο οπλισμός στα έργα αντιστήριξης δεν τοποθετείται σε όλη την έκταση του φορέα με τον ίδιο τρόπο. Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται προσδιορίζουν το μέγεθος του χαλύβδινου οπλισμού που θα τοποθετηθεί σε κάθε θέση της κατασκευής.

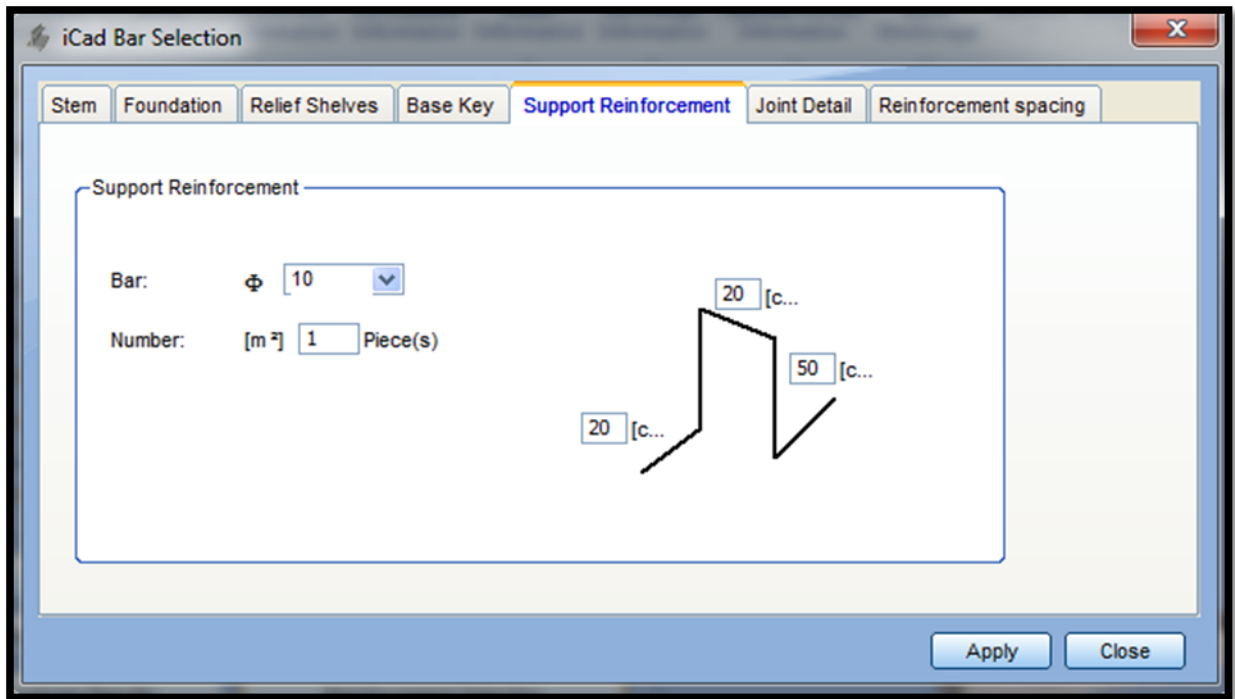
Ο χρήστης προσδιορίζει το μέγεθος των ράβδων που θα τοποθετηθούν σε κάθε τμήμα του τοίχου ξεχωριστά. Παρακάτω φαίνεται ο τρόπος με τον οποίο μας ζητάει το πρόγραμμα να προσδιορίσουμε τι οπλισμό θα χρησιμοποιήσουμε (ο οπλισμός που φαίνεται είναι ενδεικτικός και δε συμφωνεί απαραίτητα με τα αποτελέσματα που δόθηκαν από την αναφορά).



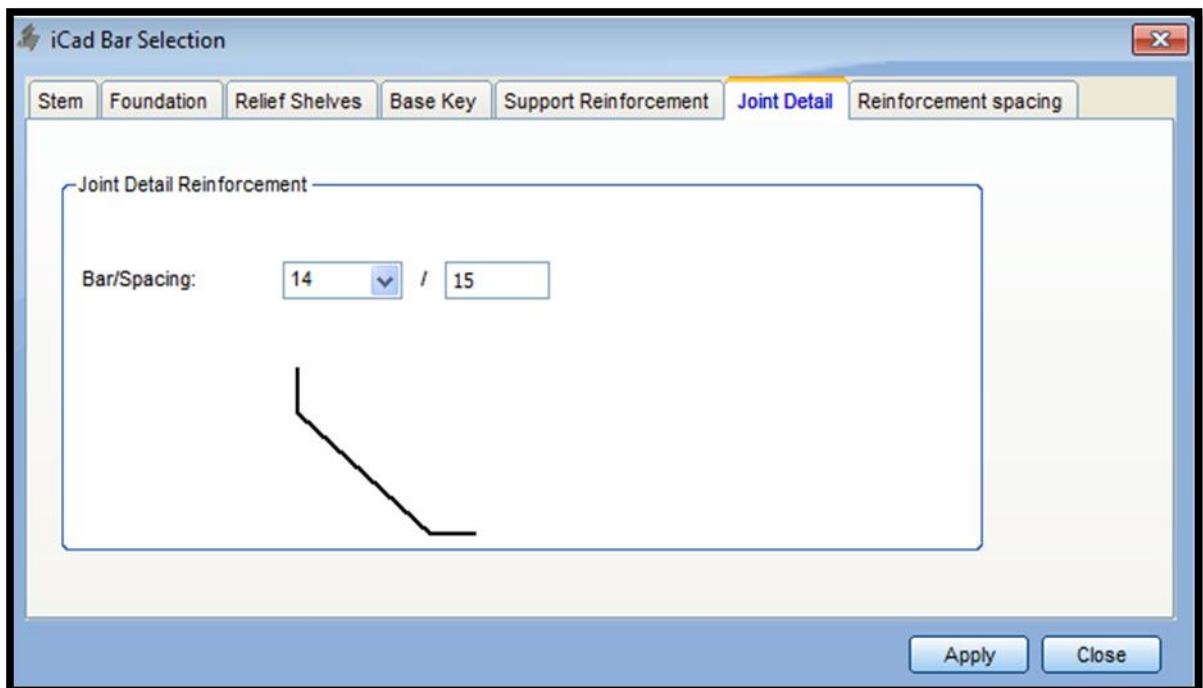
Εικόνα 2.20 : Εδώ δίνονται οδηγίες για τις ράβδους χάλυβα που θα χρησιμοποιηθούν στα τμήματα πρόσωσης και πίσω του τοίχου, τόσο οριζόντια όσο και κάθετα στο τμήμα του κορμού.



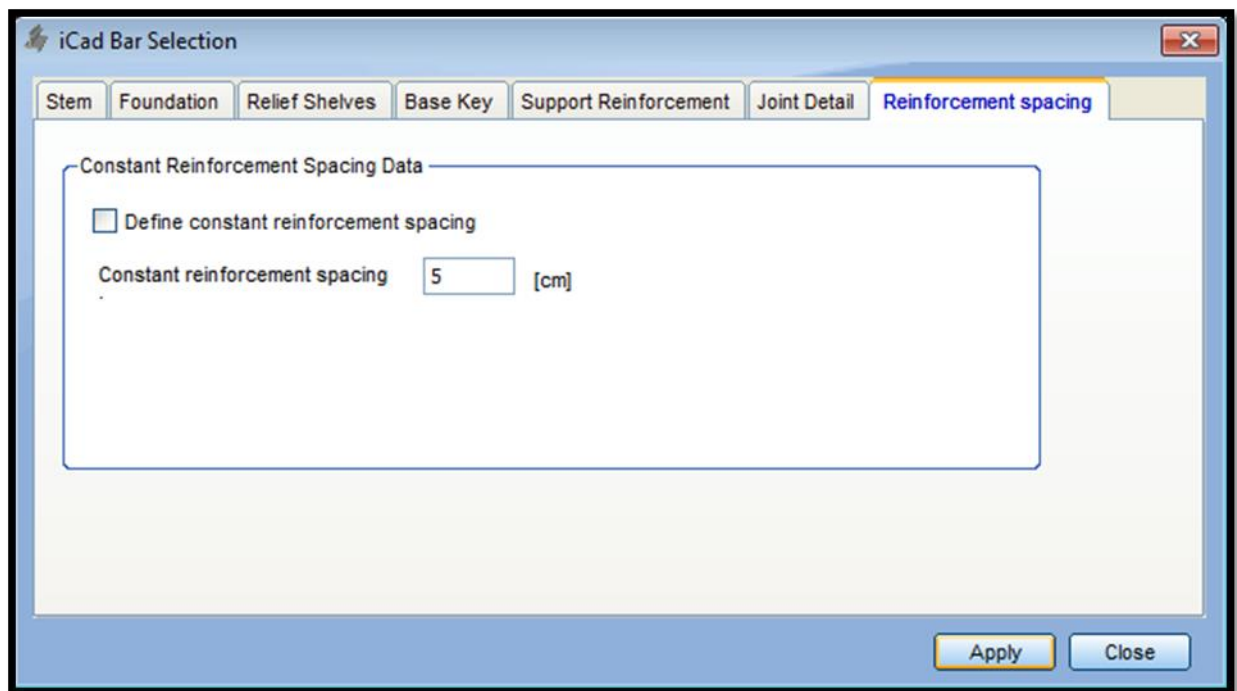
Εικόνα 2.21 : Στο τμήμα αυτό αναφέρεται ο οπλισμός που θα χρησιμοποιηθεί στο τμήμα του πεδίου του τοίχου.



Εικόνα 2.22 : Προσδιορισμός συνδετήριου οπλισμού θεμελίου.



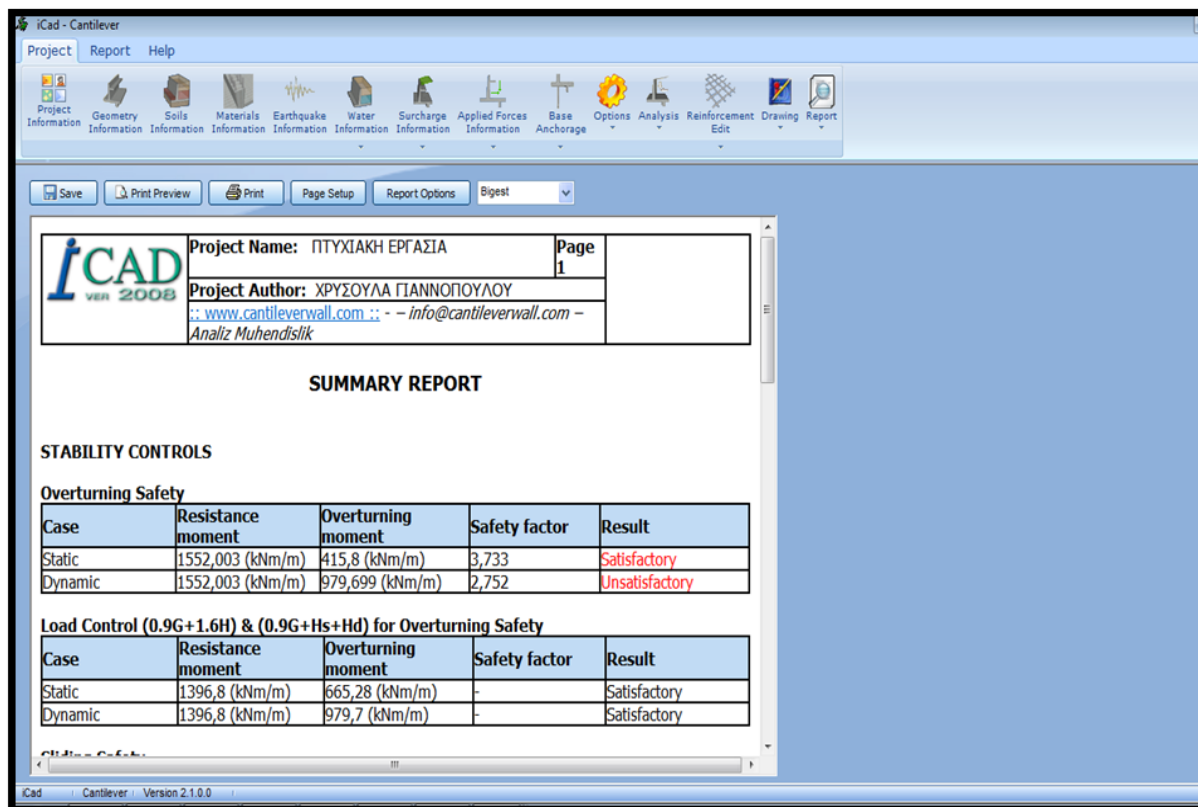
Εικόνα 2.23 : Στο παραπάνω παράθυρο δίνονται πληροφορίες τοποθέτησης των λεπτομεριών του οπλισμού



Εικόνα 2.24 : Στο παράθυρο αυτό του προγράμματος δίνονται οδηγίες για την σταθερή απόσταση μεταξύ των ράβδων οπλισμού

2.7 Τελική αναφορά αποτελεσμάτων

Μία πιο σαφής εικόνα μας δίνεται στις τελικές συνοπτικές αναφορές που δίνονται από το πρόγραμμα σε μορφή πίνακα. Οι τελικοί πίνακες δίνονται με σειρά παρακάτω .



Εικόνα 2.25 :Πρώτο παράθυρο συνοπτικής αναφοράς αποτελεσμάτων

Όπως φαίνεται τα πρώτα αποτελέσματα αφορούν το στατικό έλεγχο έναντι ανατροπής και μάλιστα παρουσιάζονται πρώτα τα αποτελέσματα για στατική φόρτιση και αμέσως μετά για δυναμική. Στην περίπτωση της στατικής φόρτισης η ροπή ανατροπής είναι 1552,003 KNm/m ενώ η ροπή ανατροπής είναι 415,8 KNm/m άρα ο λόγος βγαίνει 3,733. Συγκρίνοντας τον αριθμό αυτό με τον απαιτούμενο συντελεστή ασφαλείας που είναι ίσος με 1,5 , καταλαβαίνουμε ότι ο τοίχος μας είναι ασφαλής σε ό,τι αφορά τον έλεγχο ανατροπής.

Στην περίπτωση της δυναμικής φόρτισης αυτό που διαφοροποιείται ουσιαστικά είναι η ροπή ανατροπής που γίνεται 976,699 KNm/m . Ο απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας είναι 1,3 ενώ το αποτέλεσμα δίνει συντελεστή 2,752 , γεγονός που καθιστά τον τοίχο ασφαλή σε ανατροπή.

The screenshot shows the 'iCad - Cantilever' software interface with a summary report window open. The report contains the following data:

Sliding Safety				
Case	Soil resisting	Horizontal force	Safety factor	Result
Static	295,35 (kN/m)	174,6 (kN/m)	1,692	Satisfactory
Dynamic	295,35 (kN/m)	199,413 (kN/m)	1,369	Satisfactory

Load Control (0.9G+1.6H) & (0.9G+Hs+Hd) For Sliding Safety				
Case	Soil resisting	Horizontal force	Safety factor	Result
Static	265,815 (kN/m)	279,36 (kN/m)	-	Unsatisfactory
Dynamic	265,815 (kN/m)	199,413 (kN/m)	-	Satisfactory

Maximum Static and Dynamic Bearing Capacity Control				
Case	Max. ground stress	Admissible ground stress	Safety factor	Result
Static	155,462 (kN/m)	250	-	Satisfactory
Dynamic	194,845 (kN/m)	0	-	Satisfactory

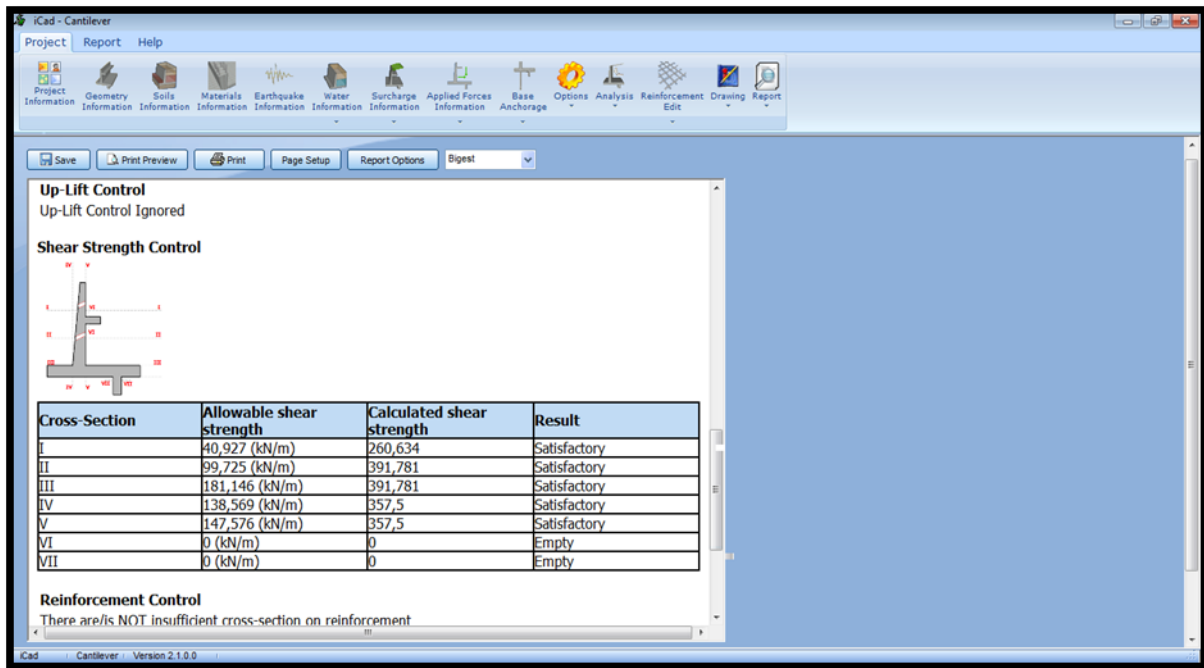
Minimum Static and Dynamic Bearing Capacity Control				
Case	Min. ground stress	Admissible ground stress	Safety factor	Result
Static	73,372 (kN/m)	200	-	Satisfactory
Dynamic	33,988 (kN/m)	0	-	Satisfactory

Up-Lift Control
Up-Lift Control Ignored

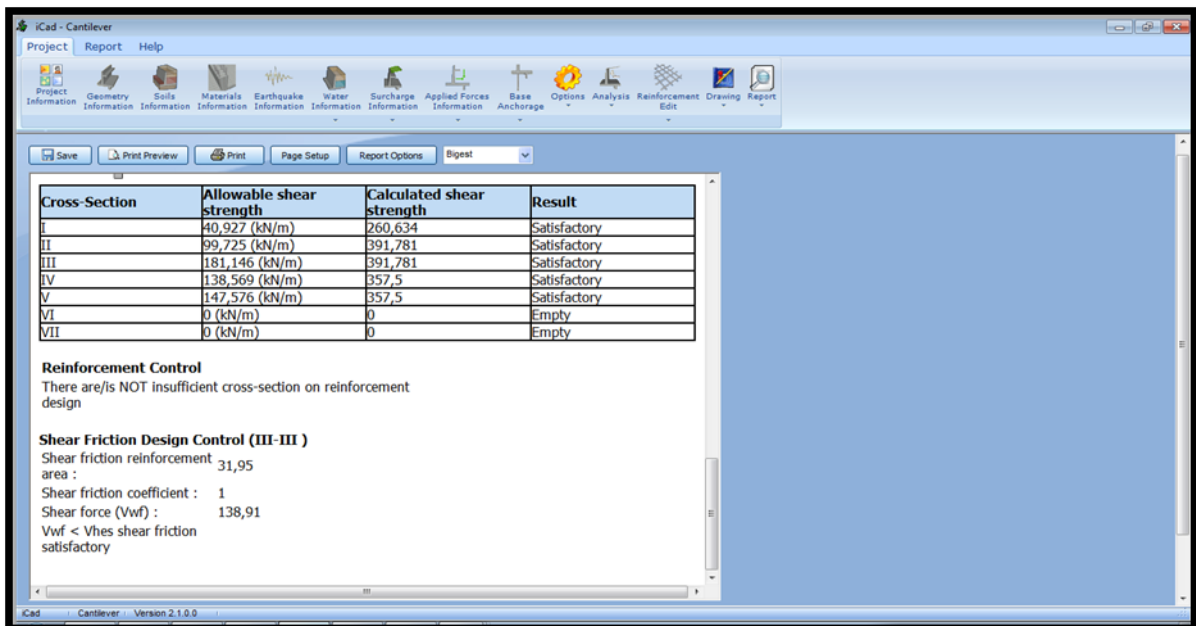
Εικόνα 2.26 : Δεύτερο παράθυρο προβολής συνοπτικής αναφοράς. Προβολή αποτελεσμάτων στατικών ελέγχων.

Οι επόμενοι έλεγχοι που πραγματοποιούνται αφορούν την αντίσταση του τοίχου σε ολίσθηση. Στην περίπτωση τόσο της στατικής φόρτισης, όσο και της δυναμικής φόρτισης, η τριβή εδάφους-θεμελίου είναι 295,35 KN/m ενώ οι οριζόντιες δυνάμεις που προκαλούν ολίσθηση είναι 174,6 KN/m και 199,413 KN/m αντίστοιχα. Ο λόγος αυτών των δύο είναι 1,692 ($1,692 > 1,5$) για στατική φόρτιση και 1,369 ($1,369 > 1$) για δυναμική φόρτιση. Από τη σύγκριση με τους συντελεστές ασφαλείας προκύπτει πώς οι αντίστοιχες τιμές στην περίπτωση της στατικής φόρτισης επαρκούν και στην περίπτωση της δυναμικής φόρτισης η τιμή του συντελεστή είναι πάνω από το κατώτατο όριο.

Στα επόμενα στάδια της έκθεσης παρουσιάζεται ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Όπως φαίνεται και στην εικόνα, η φέρουσα ικανότητα του εδάφους είναι 250 KN/m² ενώ το μέγεθος της εφαρμοζόμενης τάσης είναι 155,462 KN/m γεγονός που καθιστά το έδαφος ικανό να ανταποκριθεί στις ανάγκες.



Εικόνα 2.27 : Παράθυρο προβολής αποτελεσμάτων ελέγχου διάτμησης



Εικόνα 2.28 : Παράθυρο προβολής αποτελεσμάτων ελέγχου διάτμησης (μέρος β')

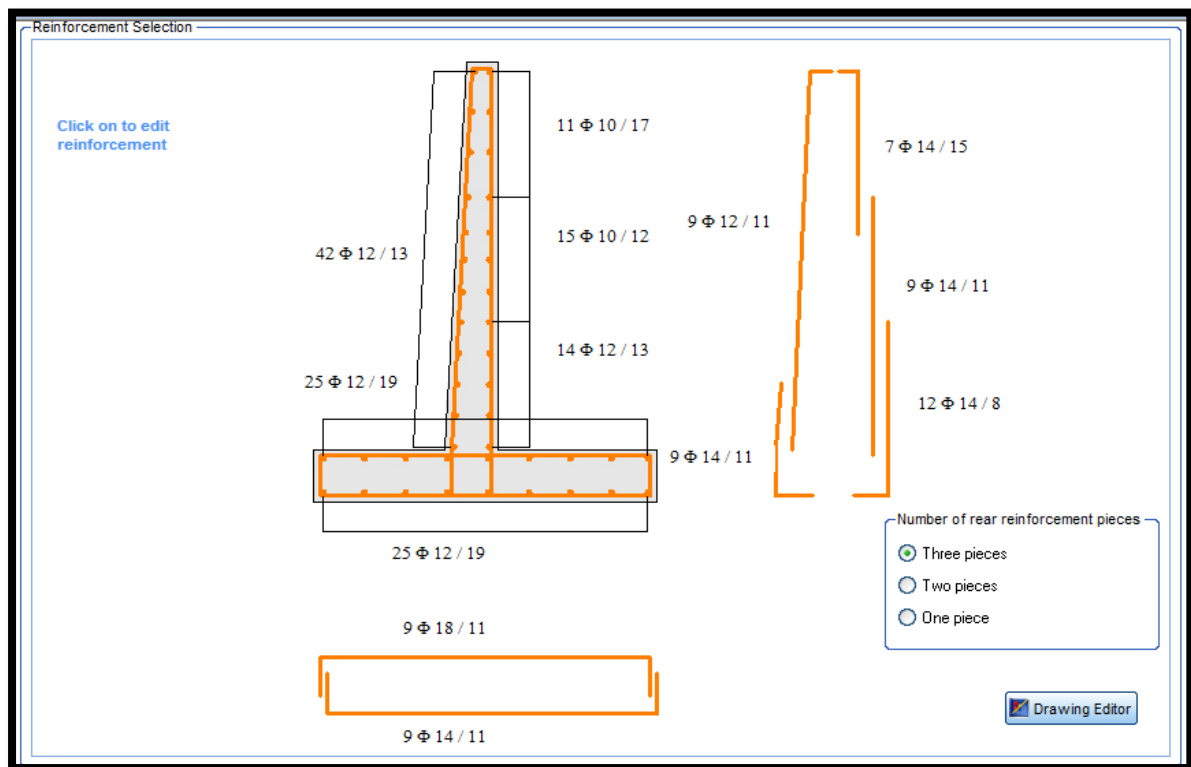
Ο Τελευταίο έλεγχος που πραγματοποιείται σε αυτό το τμήμα της αναφοράς είναι εκείνος της διατμητικής αντοχής σε διάφορα σημεία του τοίχου. Στον τοίχο μας γίνονται πέντε νοητές τομές και συγκρίνεται η διατμητική αντοχή του τοίχου στο σημείο με την επιτρεπόμενη τιμή της. Τα σημεία τομής φαίνονται καθαρά στο σχήμα παραπάνω. Τα δύο τελευταία τμήματα όπως φαίνεται είναι μηδενικά καθώς δεν υπάρχουν στον τοίχο που έχουμε σχεδιάσει.

Στο τμήμα κάτω ακριβώς από το συνοπτικό πίνακα με τον έλεγχο των τομών, καταγράφεται από το πρόγραμμα ότι σε κάθε τομή που μελετήθηκε ο έλεγχος για τον οπλισμό ήταν επαρκής (Reinforcement Control).

Τέλος, όπως είναι γνωστό, κατασκευές όπως ο τοίχος αντιστήριξης είναι πιθανότερο να αστοχήσουν σε περιοχές που δημιουργούνται γωνίες. Ιδιαίτερα επικίνδυνη περιοχή για τη διατμητική τάση είναι το σημείο που ενώνεται το πέδιλο του τοίχου μας με τον κυρίως κορμό (τομή III-III). Στο τελευταίο τμήμα της συνοπτικής αυτής αναφοράς φαίνεται η ιδιαίτερη προσοχή που δόθηκε στο συγκεκριμένο τμήμα του τοίχου μας. Υπάρχει ξεχωριστή αναφορά στην περιοχή αυτή όπου καταγράφεται το εμβαδόν του οπλισμού (31,95) , ο συντελεστής διάτμησης (1) και η διατμητική δύναμη που ασκείται (138,91) η οποία είναι και μικρότερη από το επιτρεπόμενο μέγιστο όριο.

Έτσι κλείνει η καταγραφή της συνοπτικής αναφοράς που μας δίνεται από το πρόγραμμα.

2.8 Σχέδιο Τοποθέτησης οπλισμού



Εικόνα 2.29 : Σχέδιο τοποθέτησης οπλισμού

Παραπάνω φαίνεται η οθόνη του προγράμματος που μας δείχνει τα σχέδια του οπλισμού. Στην δεξιά πλευρά της οθόνης φαίνεται ο διαμήκης οπλισμός που θα τοποθετηθεί. Όπως μπορούμε να διακρίνουμε ο χάλυβας που θα διατρέχει τον κορμό θα είναι διατομής $\Phi 14$, ενώ καθώς προχωράει το ύψος του τοίχου μέχρι τη στέψη ο οπλισμός μειώνεται και αυξάνεται η απόσταση μεταξύ των ράβδων (ξεκινάει η απόσταση από 8cm και καταλήγει στα 15cm).

Στο κάτω τμήμα της οθόνης έχουμε αναφορά στον κυρίως οπλισμό που αφορά το θεμέλιο. Στο κάτω τμήμα όπως φαίνεται καθαρά από το παραπάνω σχέδιο τοποθετείται χάλυβας διατομής φ14 ανά 11cm, ενώ στο επάνω τμήμα έχουμε χάλυβα διατομής φ18 ανά 11cm.

Στον κορμό του τοίχου μας οι διατομές του χάλυβα που χρησιμοποιούνται σε εγκάρσιος οπλισμός είναι στην εξωτερική πλευρά φ12 και στην εσωτερική πλευρά φ12 και φ10 (οι αποστάσεις μεταξύ φαίνονται παραπάνω). Για το πέδιλο, όπως αναγράφεται στο σχέδιο, ο αντίστοιχος οπλισμός είναι διατομής φ14 στο επάνω τμήμα και φ12 στο κάτω τμήμα. Στο Κεφάλαιο 4 γίνεται σύγκριση των αντίστοιχων αποτελεσμάτων που προέκυψαν από την ανάλυση του τοίχου από εμάς.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕ ΚΛΑΣΣΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΧΩΡΙΣ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ

3.1 Εισαγωγή-Τι περιέχεται σε κάθε τμήμα του κεφαλαίου

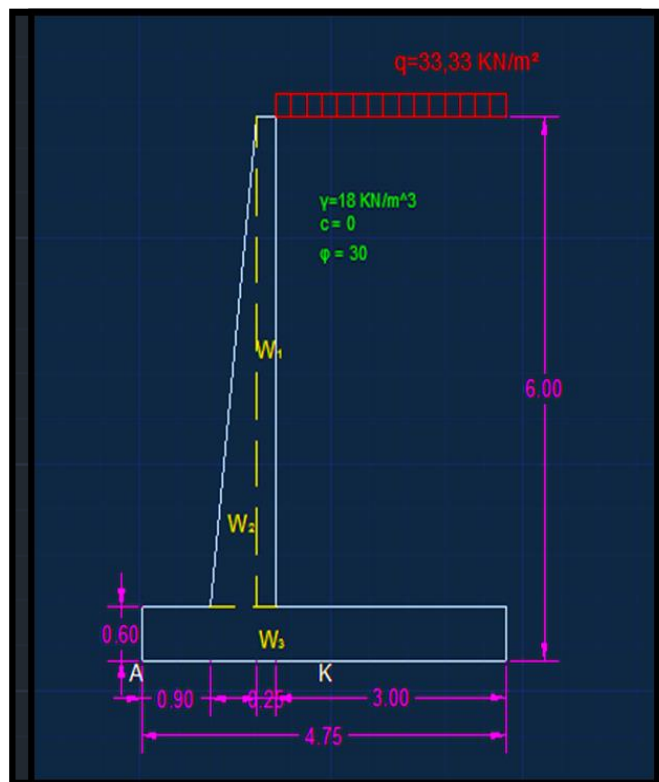
Στο κεφάλαιο αυτό καταγράφεται η στατική επίλυση και διαστασιολόγηση του τοίχου όπως προέκυψε από την κλασσική επίλυση με τη χρήση μαθηματικών μεθόδων χωρίς τη χρήση προγράμματος. Στο πρώτο τμήμα του κεφαλαίου καταγράφονται αναλυτικά οι βαρυτικές δυνάμεις (τοίχου, επιχωμάτων) αλλά και τα κέντρα βάρους των τμημάτων του τοίχου και των επιχωμάτων. Στο δεύτερο τμήμα του κεφαλαίου καταγράφεται η ανάλυση των εξωτερικών δυνάμεων που δρουν στον τοίχο όπως οι σεισμικές δυνάμεις αλλά και οι ωθήσεις λόγω των επιχωμάτων, ενώ στο τρίτο μέρος του κεφαλαίου υπάρχει καταγραφή των ελέγχων ολίσθησης, ανατροπής και πεδίου που πραγματοποιούνται κατά την ανάλυση ενός φορέα. Στο τέταρτο και τελευταίο τμήμα του τρίτου κεφαλαίου φαίνεται η διαστασιολόγηση του τοίχου και δίνεται αναλυτικό σχέδιο με τον οπλισμό που προκύπτει.

3.2 Βαρυτικές Δυνάμεις Κατασκευής – Κέντρα Βάρους – Ροπές Βαρυτικών δυνάμεων

3.2.1 Βάρος τοίχου

Το πρώτο βασικό βήμα για να ξεκινήσει η ανάλυση μίας κατασκευής είναι να δοθούν οι διαστάσεις και έπειτα να υπολογιστούν οι βαρυτικές δυνάμεις κατασκευής, τοίχου στην περίπτωση μας, και επιχώματος. Όπως φαίνεται και στην εικόνα δεξιά ο τοίχος χωρίστηκε σε τρία τμήματα προκειμένου να βρεθεί το βάρος του ξεχωριστά (W_1, W_2, W_3).

Στις παρενθέσεις δίπλα από τα βάρη σημειώνονται τα κέντρα βάρους κάθε τμήματος. Το ειδικό βάρος του σκυροδέματος είναι 25 KN/m^3 .



Σχέδιο 3.1 : Σκαρήφημα τοίχου

- $W_1 = 0,25 \text{ m} * 5,4 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 \Rightarrow W_1 = 33,75 \text{ KN}$ ($x_1 = 1,625 \text{ m}$, $y_1 = 3,3 \text{ m}$)

- $W_2 = (1/2) * 6 \text{ m} * 5,4 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 \Rightarrow W_2 = 40,5 \text{ KN}$ ($x_2 = 1,3 \text{ m}$, $y_2 = 2,4 \text{ m}$)
- $W_3 = 0,6 \text{ m} * 4,75 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 \Rightarrow W_3 = 71,25 \text{ KN}$ ($x_3 = 2,375 \text{ m}$, $y_3 = 0,3 \text{ m}$)

Συνολικό Βάρος τοίχου :

- $W_b = W_1 + W_2 + W_3 = 33,75 + 40,5 + 71,25 \Rightarrow W_b = 145,5 \text{ KN}$

Γενικό Κέντρο Βάρους Διατομής :

- $x_b = \frac{(W_1 * x_1) + (W_2 * x_2) + (W_3 * x_3)}{W_b} = \frac{(33,75 * 1,625) + (40,5 * 1,3) + (71,2 * 2,375)}{145,5}$

$\Rightarrow x_b = 1,9 \text{ m}$

- $y_b = \frac{(W_1 * y_1) + (W_2 * y_2) + (W_3 * y_3)}{W_b} = \frac{(33,75 * 3,3) + (40,5 * 2,4) + (71,25 * 0,3)}{145,5} \Rightarrow$

$\Rightarrow y_b = 1,58 \text{ m}$

Συνολικές Ροπές λόγω W_b ως προς Α και Κ :

- $M_A = W_b * x_b = 145,5 * 1,9 \Rightarrow M_A = 276,45 \text{ KNm}$

- $M_K = W_b * \left\{ x_b - \left(\frac{B}{2} \right) \right\} = 145,5 * \left\{ 1,9 - \left(\frac{4,750}{2} \right) \right\} \Rightarrow M_K = -69,10 \text{ KNm}$

3.2.2 Βάρος Επίχωσης – Κέντρο βάρους επιχώματος – Ροπές

Εκτός από το βάρος του τοίχου η κατασκευή μας επηρεάζεται και από το βάρος του φορτίου επίχωσης που τοποθετείται. Αν και στην κατασκευή μας τοποθετείται όγκος χώματος και στο μπροστά τμήμα, ο όγκος αυτός είναι αμελητέος σε σχέση με το κυρίως τμήμα της επίχωσης γι' αυτό και δεν λαμβάνει μέρος στους υπολογισμούς. Το ειδικό βάρος του εδαφικού υλικού που χρησιμοποιήθηκε στο τμήμα αυτό είναι 18 KN/m^3 .

Βάρος επιχώματος :

- $W_s = 3,0 \text{ m} * 5,4 \text{ m} * 18 \text{ KN/m}^3 \Rightarrow W_s = 291,6 \text{ KN}$
($x_s = 3,25 \text{ m}, y_s = 3,3 \text{ m}$)

Ροπή από το βάρος της επίχωσης στα A, K :

- $M_A = W_s * x_s = 291,6 * 3,25 \Rightarrow M_A = 947,7 \text{ KNm}$

- $M_K = W_s * \left\{ x_s - \left(\frac{B}{2} \right) \right\} = 291,6 * (3,25 - 2,375) \Rightarrow M_K = 255,15 \text{ KNm}$

3.2.3 Βάρος λόγω επιφόρτισης

Το κινητό φορτίο που προβλέπεται να υπάρχει πάνω από την επίχωση δημιουργεί μία επιπρόσθετη βαρυτική δύναμη. Με τη σειρά του και αυτό το φορτίο δημιουργεί ροπές ως προς τα A, K και ο υπολογισμός τους καταγράφεται παρακάτω.

Βάρος κινητού φορτίου:

- $W_q = q * 3,0 \text{ m} = 33,33 \text{ KN/m}^2 * 3,0 \text{ m} \Rightarrow W_q = 99,99 \text{ KN}$
($x_q = 3,25 \text{ m}, y_q = 6,0 \text{ m}$)

Ροπή λόγω βάρους επιφόρτισης ως προς τα Α, Κ :

• $M_A = W_q \cdot x_q = 100 \text{ KN} \cdot 3,25 \text{ m} \Rightarrow M_A = 325 \text{ KNm}$

• $M_K = W_q \cdot \left\{ x_q - \left(\frac{B}{2} \right) \right\} = 100 \text{ KN} \cdot (3,25 \text{ m} - 2,375 \text{ m}) \Rightarrow M_K = 87,5 \text{ KNm}$

3.3 Υπολογισμός ωθήσεων γαιών

Ωθήσεις ονομάζονται οι (πλευρικές) πιέσεις που ασκεί το έδαφος υπό την επίδραση του βάρους του (και ενδεχομένης εξωτερικής του φόρτισης όπως στην περίπτωση μας η q) στην επιφάνεια κάθε τεχνικού έργου και ιδιαίτερα στους τοίχους αντιστήριξης.

3.3.1 Ωθήσεις Γαιών

Γωνία εσωτρικής τριβής εδάφους : $\varphi = 30^\circ$

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης : $K_A = 1/3$

Τάση σ_1 :

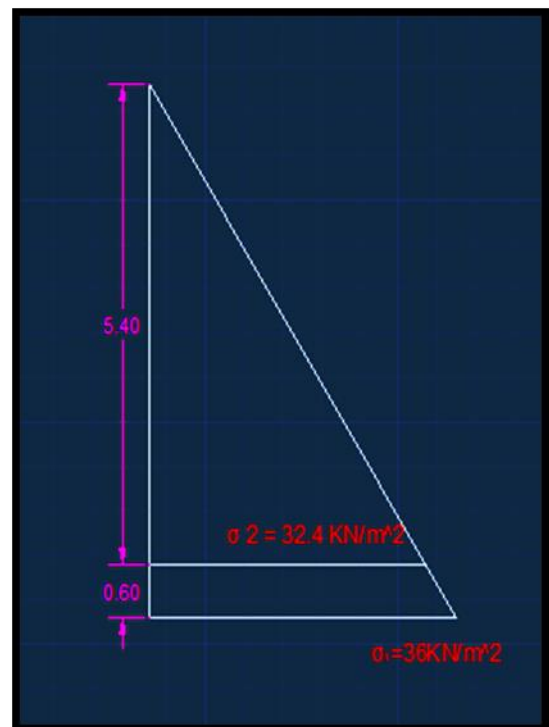
$\sigma_1 = K_A \cdot \gamma \cdot H = (1/3) \cdot 18 \text{ KN/m}^3 \cdot 6 \text{ m} \Rightarrow$

$\Rightarrow \sigma_1 = 36 \text{ KN/m}^2$

Τάση σ_2 :

$\sigma_2 = K_A \cdot \gamma \cdot 5,4 \text{ m} = (1/3) \cdot 18 \text{ KN/m}^3 \cdot 5,4 \text{ m} \Rightarrow$

$\Rightarrow \sigma_2 = 32,4 \text{ KN/m}^2$



Σχέδιο 3.2 : Ωθήσεις γαιών λόγω επιχώματος

Συνολική ενεργητική ώθηση :

- $P_A = (1/2) * \sigma_1 * H = (1/2) * 36 \text{ KN/m}^2 * 6\text{m} \Rightarrow P_A = 108 \text{ KN}$
εφαρμόζεται στα $y_A = 2\text{m}$

Ενεργητική ώθηση μέχρι τη βάση του κορμού :

- $P_{A'} = (1/2) * \sigma_2 * 5,4\text{m} = (1/2) * 32,4 \text{ KN/m}^2 * 5,4\text{m} \Rightarrow P_{A'} = 87,5 \text{ KN}$
εφαρμόζεται στα $y_{A'} = 1,8\text{m}$ (από τη βάση του κορμού)

Ροπή της P_A ως προς τα A, K :

- $M_A = M_K = P_A * y_A = 108 \text{ KN} * 2\text{m} \Rightarrow M_A = M_K = 216 \text{ KNm}$

Ροπή της $P_{A'}$ ως προς τα A, K :

- $M_{A'} = M_{K'} = P_{A'} * (y_{A'} + 0,6\text{m}) = 87,5 \text{ KN} * (1,8 + 0,6)\text{m} \Rightarrow M_{A'} = M_{K'} = 210 \text{ KNm}$

3.3.2 Ωθήσεις λόγω επιφόρτισης q

Τάση σ_q :

$$\sigma_q = K_A * q = (1/3) * 33,33 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \sigma_q = 11,11 \text{ KN/m}^2$$

Ωθηση μέχρι το τέλος του τοίχου :

$$P_q = \sigma_q * H = 11,11 \text{ KN/m}^2 * 6\text{m} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow P_q = 66,66 \text{ KN}$$

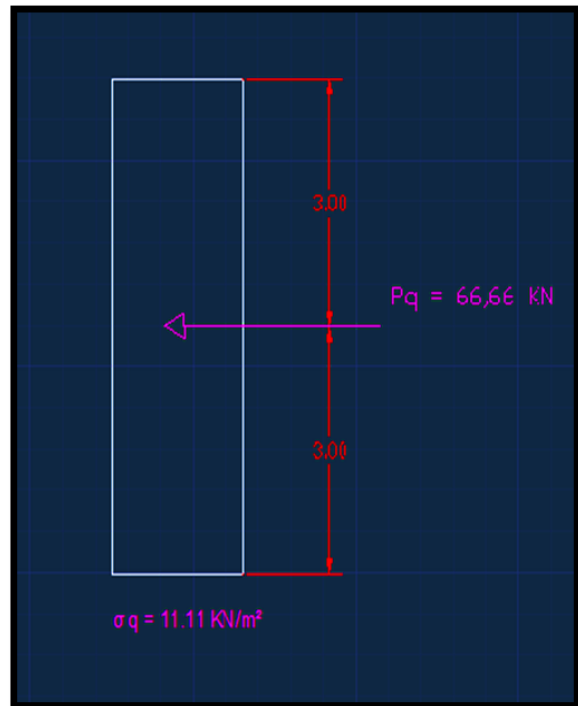
εφαρμόζεται στα $y_q = 3\text{m}$

Ωθηση μέχρι τη βάση του κορμού :

$$P_{q'} = \sigma_q * (H - 0,6) = 11,11 \text{ KN/m}^2 * (6,0 - 0,6)\text{m}$$

$$\Rightarrow P_{q'} = 60 \text{ KN}$$

εφαρμόζεται στα $y_{q'} = 3,3\text{m}$



Σχέδιο 3.3 : Ωθήσεις λόγω επιφόρτισης q

Ροπή που προκαλεί η P_q ως προς τα A, K :

$$\bullet M_q = P_q * y_q = 66,66 \text{ KN} * 3\text{m} \Rightarrow M_q = 200 \text{ KNm}$$

Ροπή που προκαλεί η $P_{q'}$ ως προς A, K :

$$\bullet M_{q'} = P_{q'} * y_{q'} = 60 \text{ KN} * 3,3\text{m} \Rightarrow M_{q'} = 198 \text{ KNm}$$

3.4 Φορτία λόγω σεισμού

Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους : $a = 0,24$ ($A = 0,24 \text{ g}$)

Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς : $q_w = 1,5$ (για δυνατότητα ολίσθησης $200 * a$)

$$\bullet \text{ Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής : } a_h = \frac{a}{q_w} = \frac{0,24}{1,5} \Rightarrow a_h = 0,16 \leftarrow$$

$$\bullet \text{ Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής : } a_v = 0,3 * a_h = 0,3 * 0,16 \Rightarrow a_v = 0,072 \cong 0,08 \uparrow$$

3.4.1 Σεισμικές δυνάμεις και αντίστοιχες ροπές πάνω στον τοίχο

- Οριζόντια σεισμική δύναμη στον κορμό : $P_{E,1,2} = a_h * (W_1 + W_2) = 0,16 * (33,75 + 40,5) \Rightarrow$

$$\Rightarrow P_{E,1,2} = 11,88 \text{ KN} \quad \leftarrow$$

- Οριζόντια σεισμική δύναμη στον τοίχο : $P_{E,Wb} = a_h * W_b = 0,16 * 145,5 \text{ KN} \Rightarrow$

$$\Rightarrow P_{E,Wb} = 23,28 \text{ KN} \quad \leftarrow$$

Ροπή λόγω της $P_{E,1,2}$:

- $M_{PE1,2} = P_{E,1,2} * 3 = 11,88 * 3 \Rightarrow M_{PE1,2} = 35,64 \text{ KNm}$

Ροπή λόγω της $P_{E,Wb}$:

- $M_{PE,Wb} = P_{E,Wb} * 3 = 23,28 * 3 \Rightarrow M_{PE,Wb} = 69,84 \text{ KNm}$

Κατακόρυφη σεισμική δύναμη στον τοίχο :

$$W_{E,b} = a_v * W_b = 0,08 * 145,5 \text{ KN} \Rightarrow W_{E,b} = 11,64 \text{ KN}$$

Ροπή λόγω της $W_{E,b}$ ως προς το A :

- $M_{E,b} = W_{E,b} * x_b = 11,64 \text{ KN} * 1,9 \text{ m} \Rightarrow M_{E,b} = 22,1 \text{ KNm}$

Ροπή λόγω της $W_{E,b}$ ως προς το K :

- $M'_{E,b} = W_{E,b} * \left\{ x_b - \left(\frac{B}{2} \right) \right\} = 11,64 \text{ KN} * (1,9 - 2,375) \text{ m} \Rightarrow M'_{E,b} = -5,53 \text{ KNm}$

3.4.2 Σεισμικές δυνάμεις και ροπές στην επίχωση

- Οριζόντια σεισμική δύναμη στην επίχωση : $P_{E,s} = a_h * W_s = 0,16 * 291,6 \text{ KN} \Rightarrow$

$$\Rightarrow P_{E,s} = 46,66 \text{ KN} \quad \leftarrow$$

- Κατακόρυφη σεισμική δύναμη στην επίχωση : $W_{E,s} = a_v * W_s = 0,08 * 291,6 \text{ KN} \Rightarrow$

$$\Rightarrow W_{E,s} = 23,33 \text{ KN} \quad \uparrow$$

Ροπή λόγω της $P_{E,s}$ ως προς τα A, K :

- $M_{E,s} = a_h * W_s * y_s = 0,16 * 291,6 \text{ KN} * 3,3 \text{ m} \Rightarrow M_{E,s} = 153,96 \text{ KNm}$

Ροπή λόγω της $W_{E,s}$ ως προς το A :

- $M_{WE,s} = W_{E,s} * x_s = 23,33 \text{ KN} * 3,25 \text{ m} \Rightarrow M_{WE,s} = 75,8 \text{ KNm}$

3.4.3 Ωθήσεις γαιών λόγω σειμού (μέθοδος Mononoke Okabe)

Γωνία εσωτερικής τριβής : $\varphi = 30^\circ$

Συντελεστής ώθησης γαιών: $K_E = 0,45$ ($K_A = 0,333$)

- $\Delta K = K_E - K_A = 0,45 - 0,333 \Rightarrow \Delta K = 0,117$

Τάση λόγω σεισμού στον τοίχο:

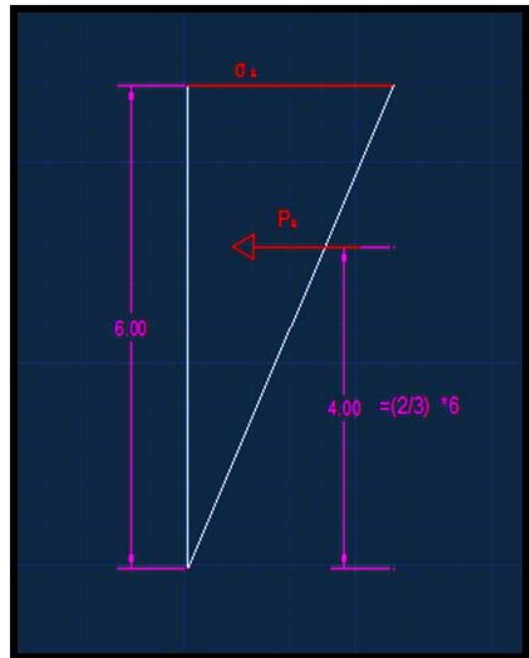
$$\sigma_E = \Delta K * \gamma * H = 0,117 * 18 \text{ KN/m}^3 * 6\text{m} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \sigma_E = 12,6 \text{ KN/m}^2$$

Ωθηση γαιών λόγω σεισμού στον τοίχο:

$$P_E = (1/2) * \sigma_E * H = (1/2) * 12,6 \text{ KN/m}^2 * 6\text{m} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow P_E = 37,8 \text{ KN} \quad \leftarrow \text{(σημείο εφαρμογής στα } y_s = 4 \text{ m όπως φαίνεται στο σχήμα)}$$



Σχέδιο 3.4 : Ωθήσεις λόγω σεισμού(τοίχος)

Ροπή λόγω της P_E ως προς τα A, K :

- $M_E = P_E * y_s = 37,8 \text{ KN} * 4\text{m} \Rightarrow$

$$M_E = 151,2 \text{ KNm}$$

↳ Τα αντίστοιχα μεγέθη για τη βάση του κορμού διμορφώνονται ως εξής :

Τάση λόγω σεισμού ως τη βάση του κορμού :

$$\sigma'_{\epsilon} = \Delta K * \gamma * (H - 0,6) = 0,117 * 18 \text{ KN/m}^3 * (6 - 0,6)\text{m}$$

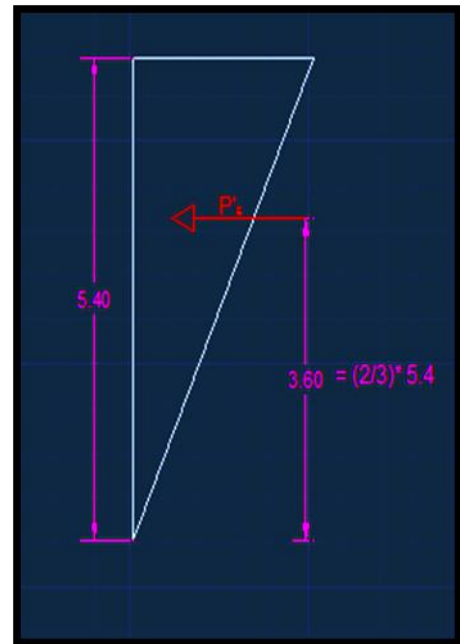
$$\Rightarrow \sigma'_{\epsilon} = 11,37 \text{ KN/m}^2$$

⇒

Ωθηση γαιών λόγω σεισμού μέχρι τη βάση του κορμού:

$$P'_{\epsilon} = (1/2) * \sigma'_{\epsilon} * (H - 0,6) = (1/2) * 11,37 \text{ KN/m}^2 * (6 - 0,6)\text{m}$$

$$\Rightarrow P'_{\epsilon} = 30,7 \text{ KN}$$



Σχέδιο 3.5 : Ωθήσεις γαιών λόγω σεισμού

Ροπή λόγω της P'_{ϵ} ως προς τη βάση του κορμού (χρησιμοποιείται στον υπολογισμό του οπλισμού):

- $M'_{\epsilon} = P'_{\epsilon} * (2/3) * (H - 0,6)\text{m} = 30,7 \text{ KN} * (2/3) * (6 - 0,6)\text{m} \Rightarrow M'_{\epsilon} = 110,5 \text{ KNm}$

*Παρακάτω ακολουθεί ένας συγκεντρωτικός πίνακας με δυνάμεις και ροπές κατά την επιβολή φορτίων μόνιμων , κινητών και σεισμικών.

	ΜΟΝΙΜΑ	ΚΙΝΗΤΑ	ΣΕΙΣΜΟΣ
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΔΥΝΑΜΗ (KN)	$W_b+W_s=$ $145,5+291,6=437,1\downarrow$	$W_q=99,99\downarrow$	$W_{E,b}+W_{E,s}=$ $11,64+23,33=34,97\uparrow$
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ (KN)	$P_A=108\leftarrow$	$P_q=66,66\leftarrow$	$P_{E,Wb}+P_{E,s}+P_E=$ $=23,28+46,66+37,8=$ $=107,7\leftarrow$
ΡΟΠΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Α (KNm)	$M_{Wb,A} + M_{Ws,A}=$ $=276,45+947,7=$ $=1224,15$	$M_{Wq,A}=325$	-
ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Α (KNm)	$M_{q,A}=216$	$M_q=200$	$M_{Ew,b}+M_{WE,b}+M_{E,s}+M_E=$ $=36,78+22,1+153,96+75,$ $8+151,2=439,8$
ΡΟΠΗ ΩΣ ΠΡΟΣ Κ (KNm)	$M_{K,1}-M_{K,2}+M_{K,4}=$ $=69,1-255,15+216=$ $=29,95$	$M_q+M_{3,K}=200+87,5=$ $=112,5$	$M_{E,Wb}+M'_{WE,b}+M_{E,s}+M'_{WE,s}$ $+M_E=36,78+5,53+153,96$ $+20,4+151,2=356,8$

Πίνακας 3.1 : Συνοπτικός πίνακας φορτίων και ροπών

3.5 Έλεγχοι Ευστάθειας

Όπως αναφέρθηκε και στο προηγούμενο κεφάλαιο μετά τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών μίας κατασκευής ακολουθεί η πραγματοποίηση των απαραίτητων ελέγχων προκειμένου να εξακριβωθεί ότι η κατασκευή που θα κατασκευαστεί θα ευσταθεί. Οι έλεγχοι αυτοί με τη σειρά που παρουσιάζονται παρακάτω είναι : 1) έλεγχος ολίσθησης , 2) έλεγχος ανατροπής και 3) έλεγχος πεδίου.

3.5.1 Έλεγχος ολίσθησης

- Συντελεστής τριβής εδάφους- θεμελίου : $f = 0,98$ (τραχειά επιφάνεια σκυροδέματος σε διαμορφωμένο έδαφος)
- $\theta = f * \varphi = 0,98 * 30^\circ \Rightarrow \theta = 29,4^\circ$
- $\tan\theta = 0,563$

Συντελεστής ολίσθησης :

- i. υπό την επιβολή μόνιμων φορτίων (G) :

$$SF = \frac{W_{\mu\omicron\nu\mu\omega\nu} * \tan\theta}{P_A} = \frac{437,1 * 0,563}{108} \Rightarrow \boxed{SF = 2,28 > 2} \quad \text{OK} \checkmark$$

- ii. υπό την επιβολή μόνιμων + κινητών φορτίων (G+Q) :

$$SF = \frac{(W_{\mu\omicron\nu\mu\omega\nu} + W_q) * \tan\theta}{P_A + P_q} = \frac{(437,1 + 99,99) * 0,563}{108 + 66,66} \Rightarrow \boxed{SF = 1,73 > 1,5} \quad \text{OK} \checkmark$$

- iii. υπό την επιβολή μόνιμων + κινητών + σεισμού (G+0,2*Q-E) :

$$SF = \frac{(W_{\mu\omicron\nu\mu\omega\nu} + 0,2 * W_q - W_E) * \tan\theta}{P_A + 0,2 * P_q - P_{\sigma\epsilon\iota\sigma\mu}} = \frac{(437,1 + 0,2 * 99,99 - 34,97) * 0,563}{108 + 0,2 * 66,66 - 107,7} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \boxed{SF = 1,04 > 1,00} \quad \text{OK} \checkmark \text{ (οριακά)}$$

3.5.2 Έλεγχος ανατροπής

i. υπό την επιβολή μόνιμων φορτίων (G) :

$$SF = \frac{\text{Μαυστάθειας}}{\text{Μανατροπής}} = \frac{1224,15}{216} \Rightarrow \boxed{SF=5,67} \quad \text{OK} \checkmark$$

ii. υπό την επιβολή μόνιμων + κινητών φορτίων (G+Q) :

$$SF = \frac{\text{Μαυστάθειας}}{\text{Μανατροπής}} = \frac{1224,15 + 325}{216 + 200} \Rightarrow \boxed{SF= 3,72} \quad \text{OK} \checkmark$$

iii. υπό την επιβολή μόνιμων+κινητών + σεισμού (G+0,2*Q+E) :

$$SF = \frac{\text{Μαυστάθειας}}{\text{Μανατροπής}} = \frac{1224,15 + 0,2 * 325}{216 + 0,2 * 200 + 439,8} \Rightarrow \boxed{SF= 1,85 > 1,5} \quad \text{OK} \checkmark$$

3.5.3 Έλεγχος πεδίου

i. υπό την επιβολή μόνιμων φορτίων :

- Βάρος τοίχου και επίχωσης= Συνολική κατακόρυφη δύναμη= 437, 1 KN
- Ροπή ανατροπής ως προς K = 29, 95 KNm

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{N_k}{B} \pm \frac{6 * M_k}{B^2} = \frac{437,1}{4,75} \pm \frac{6 * 29,95}{4,75^2} = 92,02 \pm 7,96 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \sigma_{\max/\min} = 99,98 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{επ}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK} \checkmark$$

$$\Rightarrow \sigma_{\min} = 84,06 \text{ KN/m}^2$$

ii. Υπό την επιβολή μόνιμων + κινητών φορτίων (G+Q) :

- Βάρος τοίχου, επίχωσης και υπερκείμενης φόρτισης: $N_K = 437, 1 + 99,99 \Rightarrow N_K = 537, 09$ KN

- Ροπή ως προς Κ: $M_K = 29, 95 + 112, 5 \Rightarrow M_K = 142, 45$ KNm

- $e_k = \frac{M_k}{N_k} = 0, 265 \text{ m} < \frac{B}{6}$

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{N_K}{B} \pm \frac{6 * M_K}{B^2} = \frac{537,09}{4,75} \pm \frac{6 * 142,45}{4,75^2} = 113,07 \pm 37,88 =$$

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 150,95 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{επ}} = 200 \text{ KPa} \quad \text{OK} \checkmark$$

$$\Rightarrow \sigma_{\min} = 75,19 \text{ KN/m}^2$$

iii. υπό την επίδραση μόνιμων φορτίων+κινητών φορτίων +σεισμού (G+0,2 *Q+E) :

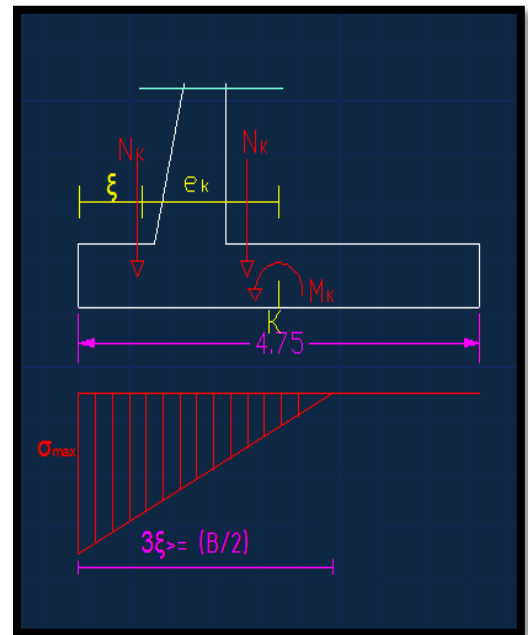
- $N_K = 437, 1 + (0,2 * 99,99) - 34,97 \Rightarrow N_K = 422,13$ KN
- $M_K = 29,95 + (0,2 * 112,5) - 356, 8 \Rightarrow M_K = 409, 25$ KNm
- $e_k = \frac{M_K}{N_K} = \frac{409,25}{422,13} = 0,97 > \frac{B}{6} = 0,76\text{m}$, έχουμε αδρανή περιοχή
- $\xi = \frac{B}{2} - e_k = \frac{4,75}{2} - 0,97 \Rightarrow \xi = 1, 405\text{m}$

↳ επόμενο βήμα μας είναι να εξακριβώσουμε αν η αδρανής περιοχή του πεδίου υπερβαίνει ή όχι το 50% της βάσης. Πρέπει :

- $3 \cdot \xi \geq \frac{B}{2} \Rightarrow 3 \cdot 1,405m \geq \frac{4,75}{2} \Rightarrow$
 $\Rightarrow 4,215m \geq 2,375m \text{ OK } \checkmark$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot N_K}{3 \cdot \xi} = \frac{2 \cdot 422,12}{3 \cdot 1,405} \Rightarrow$$

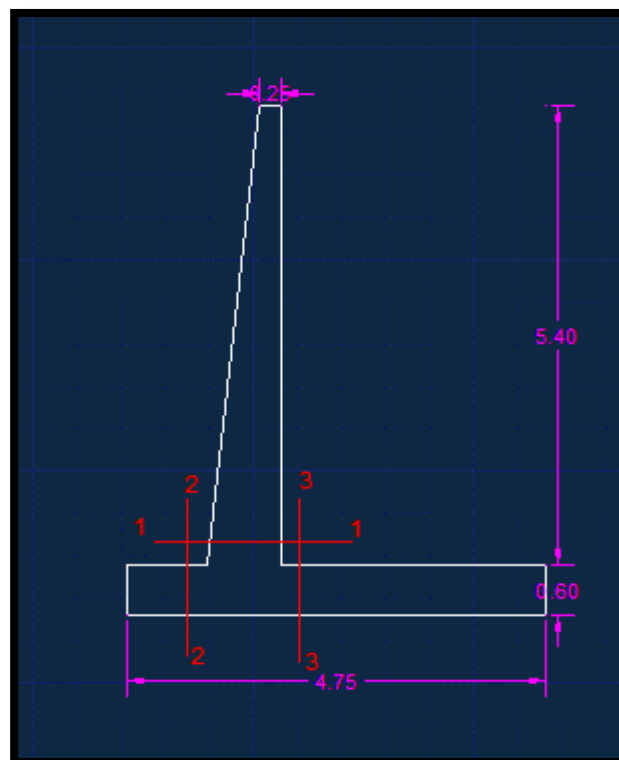
$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 200,3 \text{ KPa} \leq \sigma_{\text{επ.σεισμ.}} = 300 \text{ KPa} \text{ OK } \checkmark$$



Σχέδιο 3.6 : Αδρανής περιοχή πεδίου

3.6 Οπλισμός Τοίχου

Η διαδικασία διαστασιολόγησης του φορέα μας έχει ως σκοπό τον υπολογισμό του οπλισμού που πρέπει να τοποθετηθεί στον τοίχο μας. Η διαδικασία διαστασιολόγησης γίνεται αφού χωρίσουμε τον τοίχο μας σε νοητές διατομές. Το σύνολο των διατομών που εξετάζουμε είναι 3.



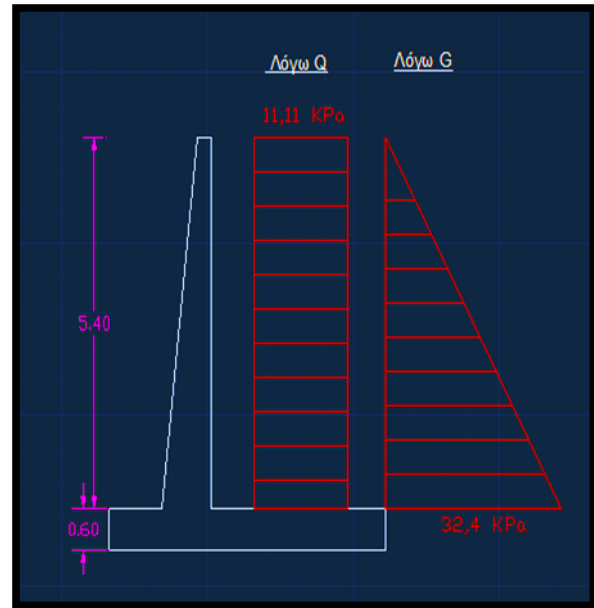
Σχέδιο 3.7 : Τομές για τον υπολογισμό του οπλισμού

3.6.1 Κύριος οπλισμός Διατομή 1-1

(Φορτία λειτουργίας G+Q)

$$\bullet M_{1-1} = 1,50 \left[\left(\frac{5,4}{3} * \frac{1}{2} * 32,4 * 5,4 \right) + \left(\frac{5,4}{2} * 11,11 * 5,4 \right) \right] = 1,5 (157,46 + 162) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow M_{1-1} = 479,19 \text{ KNm}$$



Σχέδιο 3.8 : Διαστασιολόγηση Διατομής 1 – 1

G+0, 2*Q+E:

$$M'_{1-1} = \left(\frac{5,4}{3} * \frac{1}{2} * 32,4 * 5,4 \right) + \left(0,2 * \frac{5,4}{2} * 11,11 * 5,4 \right) + \left(\frac{1}{2} * 11,37 * 5,4 * \frac{2}{3} * 5,4 \right) + \left[(a_h - W_1) * \frac{5,4}{2} \right] + \left[(a_h * W_2) * \frac{5,4}{2} \right] = 157,46 + 32,4 + 110,5 + (0,16 * 32,4 * 1,8) + (0,16 * 40,5 * 1,8) + (0,16 * 291,6 * 1,8) \Rightarrow M'_{1-1} = 452,7 \text{ KNm}$$

Άρα: $M_{1-1} = 479,19 \text{ KNm} > M'_{1-1} = 452,7 \text{ KNm}$,

δηλαδή τα φορτία λειτουργίας δίνουν δυσμενέστερη περίπτωση άρα είναι εκείνα που θα χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό του οπλισμού.

$$M_{sd} = 1,3 * M_{1-1} = 1,3 * 479,19 \Rightarrow M_{sd} = 622,95 \text{ KNm}$$

$$N_{sd} = W_1 + W_2 = 33,75 + 40,5 \Rightarrow N_{sd} = 74,25 \text{ KN}$$

$$M_{sd,s} = M_{sd} + \left[N_{sd} * \left(d - \frac{h}{2} \right) \right] = 622,95 + \left[74,25 * \left(0,77 - \frac{0,85}{2} \right) \right] \Rightarrow M_{sd,s} = 648,6 \text{ KNm}$$

$$\mu_{sd,s} = \frac{M_{sd,s}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{648,6}{1 * 0,77^2 * \frac{20000}{1,5}} \Rightarrow \mu_{sd,s} = 0,082, \quad \omega = 0,0866$$

- $A_s = \frac{1}{f_y} * (\omega * b * d * f_{cd} + N_{cd}) = \frac{1}{500} * (0,0866 * 1000 * 770 * \frac{20}{1,5} + 74250) \Rightarrow$

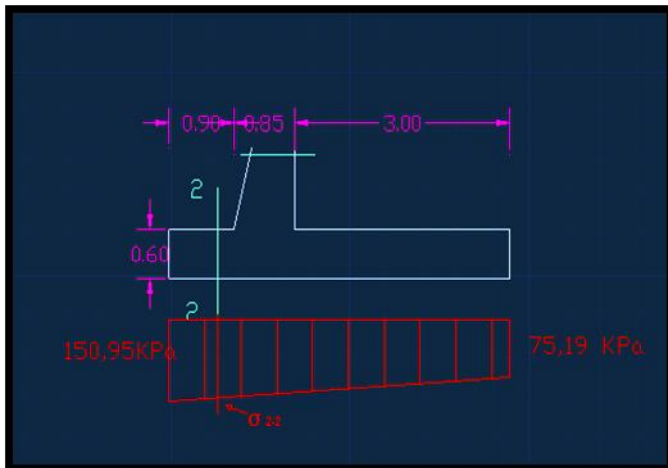
$$\Rightarrow A_s = 1874,14 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- $A_{s, \min} = \max \left(\frac{0,6 * b * d}{f_{yk}}, 0,0015 * b * d, \phi 10/20 \right) =$

$$= \max \left(\frac{0,6 * 100 * 77}{500}, 0,0015 * 100 * 77, 3,93 \text{ cm}^2/\text{m} \right) \Rightarrow A_{s, \min} = 11,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{s, \min} < A_s$ άρα ο οπλισμός της διατομής προκύπτει από το A_s . Ο οπλισμός που θα τοποθετηθεί θα είναι $\phi 16/10$.

3.6.2 Κύριος Οπλισμός Διατομή 2-2

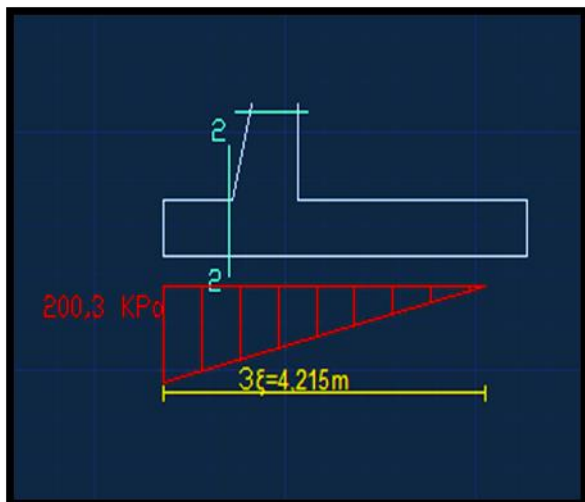


Σχέδιο 3.9 : Σκαρήφημα διατομής 2 – 2 (α) (G+Q)

$$(\alpha) \sigma_{2-2} = 150,95 - \left[(150,95 - 75,19) * \frac{0,9}{4,75} \right] \Rightarrow \sigma_{2-2} = 136,6 \text{ KPa}$$

$$M_{2-2} = 1,5 * \left\{ \left(\frac{1}{2} * 136,6 * 0,9^2 \right) + \left[\frac{2 * 0,9}{3} * \frac{1}{8} * (150,95 - 136,6) * 0,9 \right] - \left[\frac{0,9^2}{2} * 0,6 * 25 \right] \right\} =$$

$$= 1,5 * (55,32 + 3,9 - 6,1) \Rightarrow M_{2-2} = 79,7 \text{ KNm}$$



Σχέδιο 3.10 : Σκαρήφημα διατομής 2 – 2 (β) (G+0,2Q+E)

$$(\beta) \sigma'_{2-2} = 200,3 - \left(200,3 * \frac{0,9}{4,215} \right) \Rightarrow \sigma'_{2-2} = 157,5 \text{ KPa}$$

$$M'_{2-2} = 1,5 * \left\{ \left(\frac{1}{2} * 157,5 * 0,9^2 \right) + \left[\frac{2 * 0,9}{3} * \frac{1}{2} * (200,3 - 157,5) * 0,9 \right] - \left(\frac{0,9^2}{2} * 0,6 * 25 \right) \right\} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow M'_{2-2} = 103,95 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} = 1,3 * M'_{2-2} = 1,3 * 103,95 \Rightarrow M_{sd} = 135,1 \text{ KNm}$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{135,1}{1 * 0,52^2 * \frac{20000}{1,5}} \Rightarrow \mu_{sd} = 0,0375, \quad \omega = 0,0386$$

$$\bullet A_s = \frac{1}{f_{yd}} * [(\omega * b * d * f_{cd}) + N_{sd}] = \frac{1}{500} * \left[\left(0,0386 * 1000 * 520 * \frac{20}{1,5} \right) - 0 \right] \Rightarrow A_s = 615,5 \text{ mm/m}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

*Προκειμένου να αποφασίσουμε αν το εμβαδόν του οπλισμού που θα τοποθετήσουμε είναι 6,16 cm²/m θα πρέπει να συγκρίνουμε το αποτέλεσμα με τον ελάχιστο οπλισμό που τοποθετείται με βάση τον ΟΜΟΕ.

$$A_{s,min} = \max \left(\frac{0,6 * b * d}{f_{yk}}, 0,0015 * b * d, \varphi 10/20 \text{ βάσει ΟΜΟΕ} \right) =$$

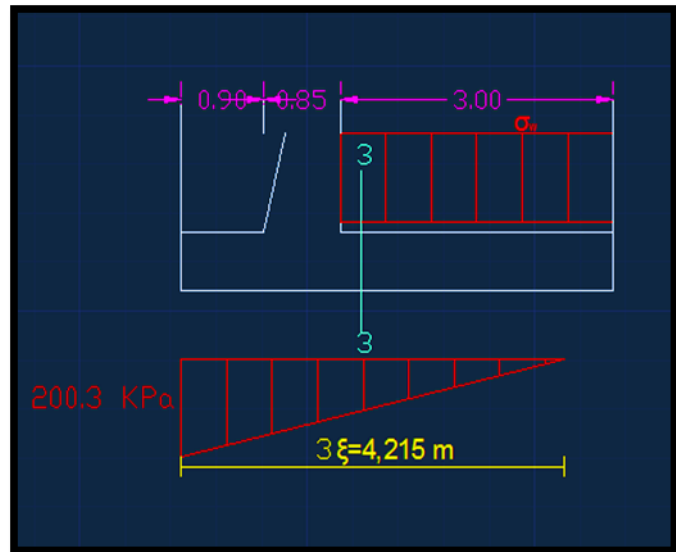
$$= \max \left(\frac{0,6 * 100 * 52}{500}, 0,0015 * 100 * 52, \varphi 8/20 \right) = \max (6,24 \text{ cm}^2, 7,8 \text{ cm}^2, 3,93 \text{ cm}^2) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{s,min} = 7,8 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ οπλισμός } \varphi 10/10 (7,85 \text{ cm}^2/\text{m} > 7,8 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Συνεπώς : $A_{s,min} > A_s$, άρα ο οπλισμός που θα τοποθετηθεί θα είναι ο ελάχιστος $\varphi 10/10$.

3.6.3 Κύριος Οπλισμός Διατομή 3-3

Πρώτο βήμα στον υπολογισμό του οπλισμού της διατομής 3-3 είναι να βρούμε την τιμή της τάσης σ_w . Η τάση αυτή είναι εκείνη που διαμορφώνεται από $G+0,2*Q+E$, δηλαδή από το βάρος της επίχωσης, το βάρος λόγω της υπερκείμενης φόρτισης και από τη μείωση του βάρους λόγω της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού



Σχέδιο 3.11 : Σκαρήφημα ανάλυσης της διατομής 3 – 3

$$\sigma_w = \frac{W_s * (1 - 0,08)}{3,0} + \frac{0,2 * W_q}{3,0} = \frac{291,6 * (1 - 0,08)}{3,0} + \frac{0,2 * 99,99}{3,0} \Rightarrow \sigma_w = 96,1 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{3-3} = 200,3 * \frac{4,215 - 1,75}{4,215} \Rightarrow \sigma_{3-3} = 117,1 \text{ KPa}$$

$$M_{3-3} = \frac{\sigma_w * 3^2}{2} + \frac{0,6 * 25 * (1 - 0,08) * 3^2}{2} - \frac{2,465}{3} * \frac{1}{2} * \sigma_{3-3} * 2,465 = \frac{96,1 * 3^2}{2} + 62,1 - \frac{117,1 * 2,465^2}{6} \Rightarrow M_{3-3} = 375,95 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} = 1,3 * M_{3-3} = 1,3 * 375,95 \Rightarrow M_{sd} = 488,7 \text{ KNm}$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b * d * f_{cd}} = \frac{488,7}{1 * 0,52^2 * \frac{20000}{1,5}} \Rightarrow \mu_{sd} = 0,136, \quad \omega = 0,1495$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1495 \cdot 100 \cdot 52 \cdot \frac{20}{500} \cdot \frac{1,5}{1,15} \Rightarrow A_s = 23,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{s,\min} < A_s$, συνεπώς ο οπλισμός που θα τοποθετηθεί θα είναι φ18/10.

3.6.4 Δευτερεύον οπλισμός πεδίου και κορμού

- i. Πέδιλο : Ο ελάχιστος οπλισμός στο πέδιλο προκύπτει από τον υπολογισμό του $A_{s,\min}$ για τη διατομή 2-2, δηλαδή είναι ίσος με $7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$. Αφού :

$$(A_{s1} / 5) = 3,75 \text{ cm}^2 < A_{s,\min} = 7,85 \text{ cm}^2$$

θα χρησιμοποιηθούν ράβδοι χάλυβα φ10/10.

- ii. Κορμός : Ο ελάχιστος οπλισμός στον κορμό προκύπτει από τον υπολογισμό του $A_{s,\min}$ για τη διατομή 1-1, δηλαδή είναι ίσος με $11,55 \text{ cm}^2/\text{m}$, άρα θα χρησιμοποιηθούν ράβδοι χάλυβα φ14/10.

Ο δευτερεύον οπλισμός που θα τοποθετηθεί τόσο στο πέδιλο όσο και στον κορμό είναι ίσος με τον ελάχιστο οπλισμό, δηλαδή φ10/10 και φ14/10 αντίστοιχα.

3.6.5 Μείωση του οπλισμού καθ' ύψος του τοίχου μας

Για λόγους οικονομίας γίνεται έλεγχος δυνατότητας μείωσης του οπλισμού καθ' ύψος του τοίχου. Στον τοίχο, της παρούσας εργασίας, το διάγραμμα των ροπών στον κορμό, λόγω G+Q, είναι παραβολικής μορφής. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι στο μέσο του ύψους του κορμού η ροπή που προκαλούν οι δύο αυτές φορτίσεις είναι αρκετά μικρότερη από το $\frac{1}{2}$ της αντίστοιχης ροπής στη βάση του κορμού. Αυτό επιτρέπει να μειώσουμε τον οπλισμό από την εσωτερική παρειά του κορμού στο $\frac{1}{2}$ (δηλαδή φ16/20 αντί για φ16/10) από το μέσο του ύψους και πάνω. Συνεπώς μέχρι τα 2,7 m από τη βάση του κορμού θα τοποθετείται οπλισμός φ16/10 (μία ράβδος φ16 κάθε 10 εκατοστά), ενώ από το σημείο αυτό μέχρι τη στέψη του τοίχου θα τοποθετείται οπλισμός φ16/20 (μία ράβδος φ16 κάθε 20 εκατοστά), το οποίο μπορεί να γίνει τοποθετώντας εναλλάξ μία ράβδο μέχρι το μισό ύψος και μία μέχρι τη στέψη του τοίχου.

3.7 Έλεγχος διατμητικής αντοχής τοίχου (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2)

Τέμνουσα σχεδιασμού:

i. για 1,5*(G+Q) : $V_{sd} = 1,5 * [(\frac{1}{2} * 32,4 * 5,4) + (11,11 * 5,4)] \Rightarrow V_{sd} = 221, 2 \text{ KN}$

ii. για G+0,2*Q+E :

$$V'_{sd} = [(\frac{1}{2} * 32,4 * 5,4) + (0,2 * 11,11 * 5,4) + (\frac{1}{2} * 11,37 * 5,4) + (a_h * (W_1 + W_2)) + (a_h * W_s)] =$$
$$= 87,5 + 12 + 30,7 + 0,16 * (33,75 + 40,5) + 0,16 * 291,6 \Rightarrow V'_{sd} = 188, 8 \text{ KN}$$

$V_{sd} > V'_{sd}$, άρα η τιμή σχεδιασμού είναι $V_{sd} = 221, 2 \text{ KN}$

EC2 :

$$V_{Rd,C} = [0, 12 * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0,15 * \sigma_c] * b_w * d \quad (1)$$

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{770}} = 1, 51 < 2,00$
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{20,11}{100 * 77} = 0,0026$ [A_{sl} εφελκυσμένος οπλισμός φ16/10 (20, 11 cm²)]

Άρα από την (1) προκύπτει :

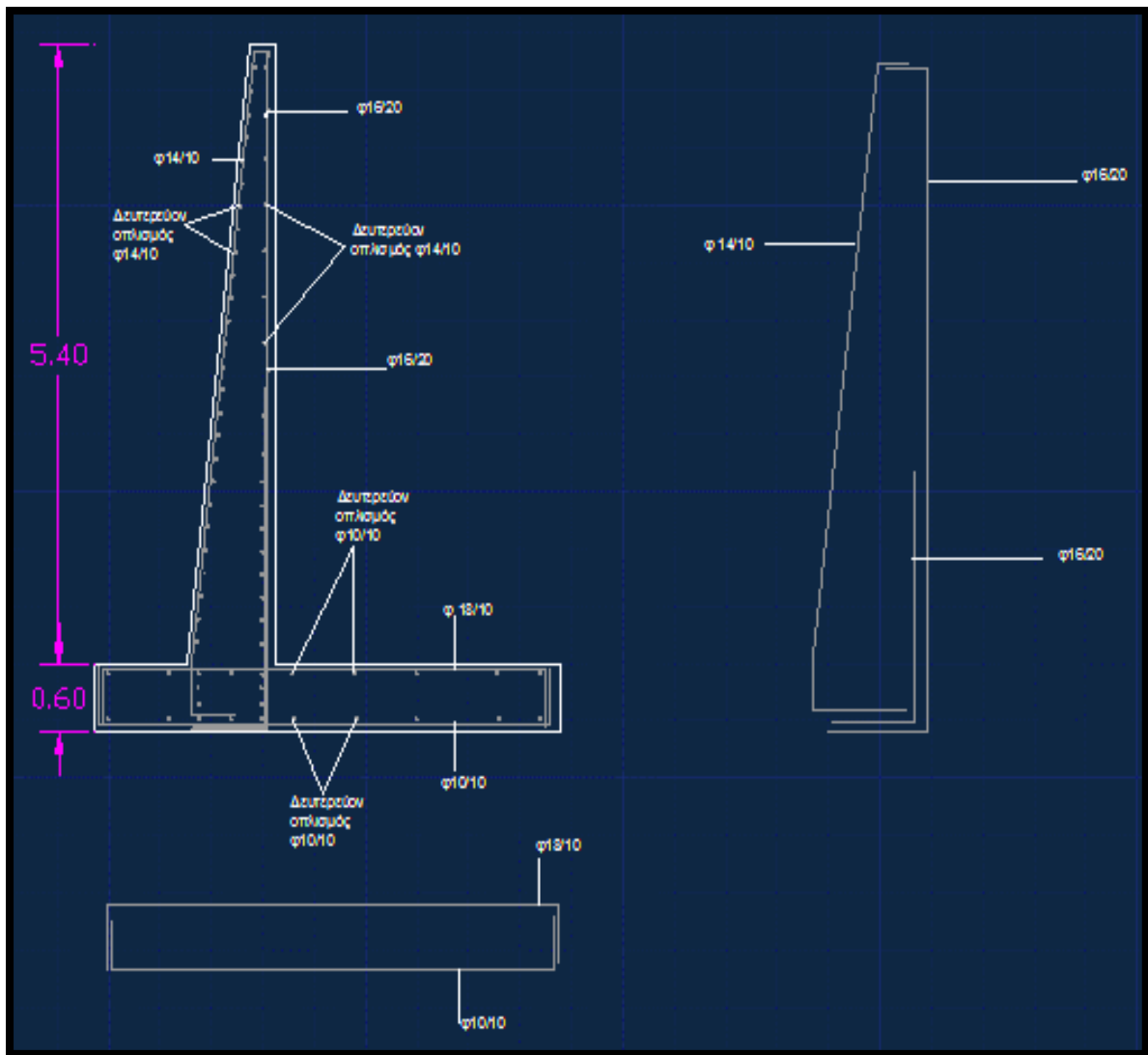
$$V_{Rd,C} = 0, 12 * 1, 51 * (100 * 0, 0026 * 20)^{1/3} * 1000 * 770 \Rightarrow$$

$$V_{Rd,C} = 241, 7 \text{ KN} > V_{sd} = 221, 2 \text{ KN}$$

πρέπει επίσης, :

$$V_{Rd,C} \geq (0,035 * k^{3/2} * \sqrt{f_{ck}}) * b_w * d \Rightarrow V_{Rd,C} \geq 0,035 * 1,51^{3/2} * \sqrt{20} * 1000 * 770$$

$$\Rightarrow V_{Rd,C} \geq 223,6 \text{ KN} \quad \text{OK } \checkmark$$



σχέδιο 3.12 : Τελικό σχέδιο τοίχου με οπλισμό

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΔΥΟ ΤΡΟΠΩΝ ΕΠΙΛΥΣΗΣ

4.1 Εισαγωγή

Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενο κεφάλαιο η είσοδος του ηλεκτρονικού υπολογιστή και η χρήση προγραμμάτων για την ανάλυση κατασκευών, είναι εργαλεία που έλυσαν κατά πολύ τα χέρια των πολιτικών μηχανικών. Ωστόσο σε κάθε πρόγραμμα που τρέχει στον υπολογιστή υπάρχει και η πιθανότητα λάθος αποτελέσματος ή πιο σωστά η πιθανότητα το αποτέλεσμα που λαμβάνουμε να μην είναι σύμφωνο με τους ισχύοντες κατασκευαστικούς κανόνες ή ασύμφορο οικονομικά. Αυτό σημαίνει ότι ο μηχανικός θα πρέπει να ελέγχει τα αποτελέσματα που λαμβάνει από το οποιοδήποτε πρόγραμμα.

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται μία σύγκριση των αποτελεσμάτων που ελήφθησαν από το τρέξιμο του προγράμματος με εκείνα που προέκυψαν από την ανάλυση του τοίχου με κλασσικές μαθηματικές μεθόδους χωρίς τη χρήση προγράμματος.

4.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

4.2.1 Αποτελέσματα ελέγχου σε Ανατροπή

Συντελεστής Ασφαλείας σε Ανατροπή (SF ανατροπής)	Στατική Φόρτιση	Δυναμική Φόρτιση
Αποτελέσματα Προγράμματος	3, 73 > 1, 5	2, 75 > 1, 3
Αποτελέσματα Αριθμητικής Επίλυσης	3, 72 > 1, 5	1, 85 > 1, 5

Πίνακας 4.1 : Αποτελέσματα συντελεστή έναντι σε ανατροπή

Όπως φαίνεται και στον παραπάνω πίνακα ο συντελεστής ανατροπής σε στατική φόρτιση (G + Q) παρουσιάζει πολύ μικρή απόκλιση η οποία είναι πιθανό να οφείλεται και σε στρογγυλοποιήσεις των αποτελεσμάτων. Ωστόσο ενδιαφέρον παρουσιάζει η απόκλιση στα αποτελέσματα των υπολογισμών για το συντελεστή ανατροπής σε περίπτωση δυναμικής φόρτισης (G+ 0, 2*Q + E). Η διαφορά αυτή οφείλεται αρχικά στον τρόπο που αναλύει το πρόγραμμα τα δυναμικά φορτία. Ο αντίστοιχος συνδυασμός για τη δυναμική φόρτιση που χρησιμοποιείται από το πρόγραμμα είναι "G+ Q +E" , λείπει δηλαδή ο συντελεστής 0, 2 στον υπολογισμό του ποσοστού συμμετοχής του κινητού φορτίου στη δυναμική φόρτιση. Επίσης

το πρόγραμμα στον υπολογισμό των κατακόρυφων φορτίσεων δε λαμβάνει υπόψη την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού.

	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ
ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ	G+Q+E
ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΗΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ	G+ 0,2*Q +E

Πίνακας 4.2 : Συνδυασμός φορτίσεων σε δυναμική φόρτιση

Διαφορά παρουσιάζεται και στο κατώτατο όριο του συντελεστή ανατροπής στην περίπτωση δυναμικής φόρτισης που στο πρόγραμμα παρουσιάζεται ως 1,3 ενώ οι αντίστοιχα για την αριθμητική επίλυση είναι 1,5. Και στις δύο περιπτώσεις ανάλυσης ο συντελεστής ασφαλείας ανατροπής προκύπτει πάνω από το επιθυμητό κατώτατο όριο, όπως φαίνεται και στον παραπάνω πίνακα, άρα η κατασκευή είναι ασφαλής.

4.2.2 Αποτελέσματα ελέγχου σε Ολίσθηση

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ ($SF_{ολίσθησης}$)	ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ
ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ	1,69 > 1,5	1,37 > 1,0
ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΗΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ	1,73 > 1,5	1,04 > 1,0

Πίνακας 4.3 : Αποτελέσματα συντελεστή ασφαλείας έναντι σε ολίσθηση

Ο παραπάνω πίνακας παρουσιάζει τα αποτελέσματα που προέκυψαν για το συντελεστή ασφαλείας της κατασκευής μας έναντι σε ολίσθηση, τόσο με την ανάλυση του τοίχου από εμάς όσο και από το πρόγραμμα. Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι σε ολίσθηση προκύπτει από τον τύπο:

- $SF_{ολίσθησης} = \frac{\Sigma F_v * \tan \theta}{\Sigma P}$, όπου
- $\theta = f_{\varphi} * \varphi = 0,98 * 30^{\circ} = 29,4^{\circ}$, όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 3 (όπου $f_{\varphi} = 0,98$ για τραχειά επιφάνεια)

Τα αποτελέσματα, ιδιαίτερα στην περίπτωση της στατικής φόρτισης, έχουν μικρή απόκλιση. Οι συντελεστές ασφαλείας έναντι ολίσθησης στην περίπτωση της δυναμικής φόρτισης διαφέρουν κατά 0,33 και η απόκλιση αυτή μπορεί να αποδοθεί στη διαφοροποίηση του συνδυασμού των φορτίων που αναφέρθηκε παραπάνω.

Παρατηρούμε ότι τα κατώτατα όρια του συντελεστή ασφαλείας ολίσθησης δε διαφέρουν ανάμεσα στους δύο κώδικες και διαμορφώνονται σε 1,5 για στατική φόρτιση και 1,0 για δυναμική. Τα αποτελέσματα και με τις δύο μεθόδους ανάλυσης του φορέα είναι συγκρίσιμα στην περίπτωση αυτή.

4.2.3 Αποτελέσματα Ελέγχου Πεδίου

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΤΑΣΕΙΣ (σ_{\max}) KPa	ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ
ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ	155, 51 < 200	194, 91 < 200
ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΗΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ	150, 95 < 200	200, 3 < 300

Πίνακας 4.4 : Αποτελέσματα μέγιστων τάσεων εδάφους για τον έλεγχο πεδίου

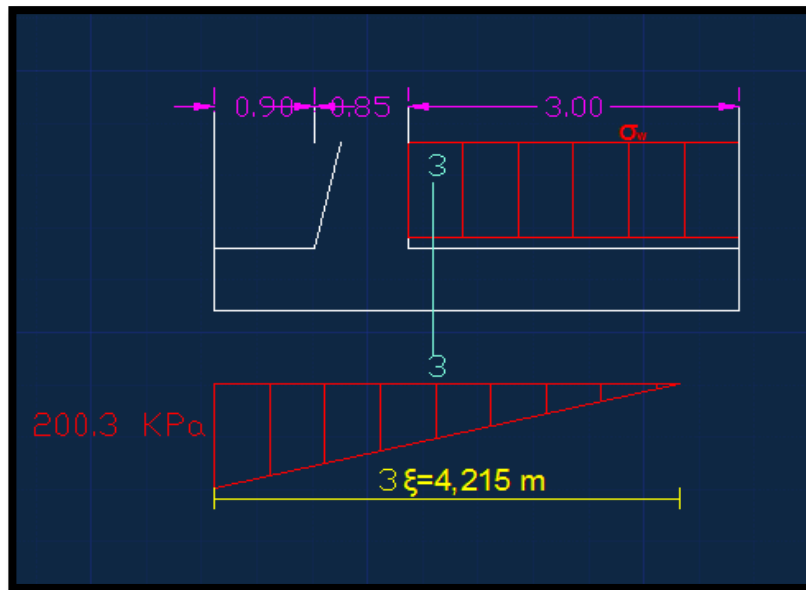
ΕΛΑΧΙΣΤΕΣ ΤΑΣΕΙΣ (σ_{\min}) KPa	ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ
ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ	73, 36 > 0	33, 96 > 0
ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΗΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ	75, 19 > 0	-

Πίνακας 4.5 : Αποτελέσματα ελάχιστων τάσεων εδάφους για τον έλεγχο πεδίου

Οι τιμές του πίνακα 4.4 αναφέρονται στις μέγιστες τάσεις που πρόκειται να ασκηθούν στο έδαφος θεμελίωσης έτσι όπως προέκυψαν και από τους δύο τρόπους επίλυσης. Τα αποτελέσματα της δυναμικής φόρτισης, όπως φαίνεται και παραπάνω, έχουν μικρές αποκλίσεις που οφείλονται στη διαφοροποίηση του συνδυασμού των δυναμικών φορτίων η οποία αναφέρθηκε. Η απόκλιση στα αποτελέσματα που προέκυψαν για στατική φόρτιση

είναι αρκετά μικρή. Και στις δύο περιπτώσεις τα αποτελέσματα μας προέκυψαν μέσα στα επιτρεπτά όρια γεγονός που σημαίνει ότι η κατασκευή μας είναι ασφαλής.

Αντίστοιχα οι τιμές του πίνακα 4.5 αναφέρονται στις ελάχιστες τάσεις που πρόκειται να ασκηθούν στο έδαφος θεμελίωσης έτσι όπως προέκυψαν μέσα από το πρόγραμμα και από τη στατική ανάλυση του τοίχου από εμάς. Οι αποκλίσεις στη στατική φόρτιση είναι μικρές. Όπως φαίνεται το πρόγραμμα παρουσιάζει αποτέλεσμα και για ελάχιστη τιμή τάσης σε περίπτωση δυναμικής φόρτισης. Όπως προέκυψε από την ανάλυση μας το πέδιλο παρουσιάζει μία αδρανή περιοχή στην οποία η τάση είναι μηδενική.



Σχήμα 4.1 : Εφαρμοζόμενες τάσεις στο πέδιλο σύμφωνα με την άσκηση.

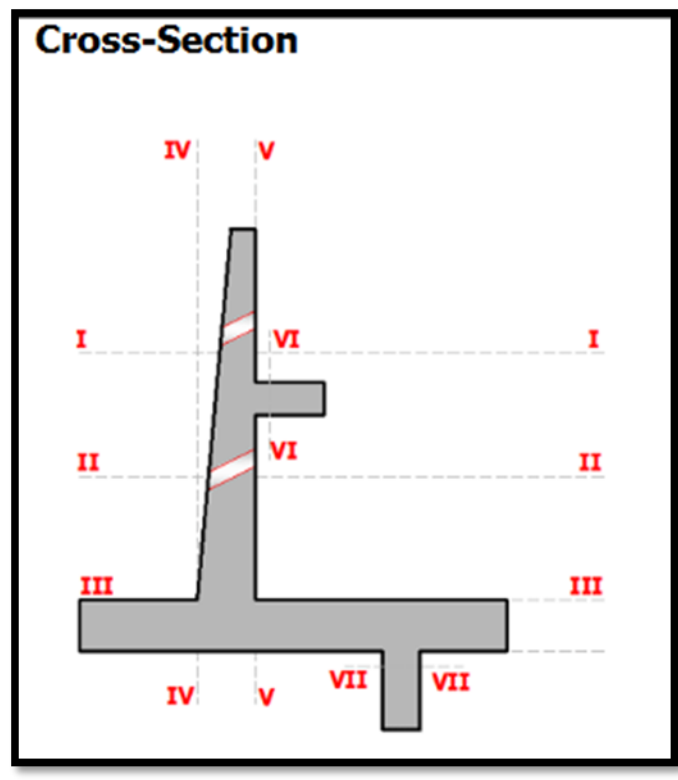
Το παραπάνω σχέδιο δείχνει ότι η τάση στα 4.215m της βάσης μηδενίζεται σύμφωνα με τα αποτελέσματα μας. Αντίστοιχα από την ανάλυση του προγράμματος πρόκυψε ότι η ελάχιστη τάση είναι στο τέλος του πεδίου 33, 96 KPa . Η διαφοροποίηση αυτή οφείλεται όπως αναφέρθηκε και παραπάνω στο διαφορετικό συνδυασμό φόρτισης για δυναμικά φορτία που λαμβάνει το πρόγραμμα.

4.3 Αποτελέσματα Οπλισμού

Έχει αναφερθεί, από το πρώτο κιάλας κεφάλαιο αυτής της εργασίας, ότι στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα το σκυρόδεμα σαν υλικό προσφέρει κατά βάση στην αντοχή έναντι θλίψης. Αντίθετα ο χάλυβας προσφέρει στην κατασκευή λόγω της αντοχής του σε εφελκυσμό. Η διαδικασία που ακολουθείται προκειμένου να υπολογίσουμε τη διάμετρο του χάλυβα που πρέπει να τοποθετηθεί σε κάθε τμήμα της διατομής του τοίχου είναι απλή:

- Χωρίζουμε την τομή του φορέα που εξετάζουμε σε νοητές διατομές.
- Υπολογίζουμε στην κάθε διατομή αξονικές δυνάμεις (N_d), καμπτικές ροπές (M_{sd}), μ_{sd} , ω , εμβαδόν οπλισμού (A_s) και σύμφωνα με το εμβαδόν αυτό και συγκρίνοντας με το ελάχιστο απαιτούμενο εμβαδόν οπλισμού ($A_{s, min}$) επιλέγουμε τον οπλισμό που θα χρησιμοποιήσουμε.

Λόγω της αυτοματοποιημένης διαδικασίας επίλυσης του τοίχου, το πρόγραμμα αναλύει περισσότερες διατομές. Το σύνολο των διατομών που αναλύθηκαν από το πρόγραμμα φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Στην αριθμητική επίλυση δεν υπάρχουν οι διατομές VI –VI, VII –VII που φαίνονται στο παρακάτω σχήμα του προγράμματος.



Σχήμα 4.2 : Διατομές εύρεσης οπλισμού σύμφωνα με το i- cad

No	AsCalc(1 m)	AsMin	AsUsed	Reinforcement Bar/Spacing
1	2,22	8	10,79	Ø 14 / 15
2	7,46	11,99	13,87	Ø 14 / 11
3	15,25	16	18,49	Ø 14 / 8
4	3,45	11	13,87	Ø 14 / 11
5	18,29	18,29	22,93	Ø 18 / 11
6	0	0	0	Ø 12 / 0
7	0	0	0	Ø 12 / 0
8	4	7,2	8,65	Ø 10 / 17
9	6	10,79	11,79	Ø 10 / 12
10	8	14,4	15,85	Ø 12 / 13
11	5,5	26,12	28,3	Ø 12 / 19
12	5,5	26,12	28,3	Ø 12 / 19
13	0	0	0	Ø 10 / 0
14	0	0	0	Ø 12 / 0
15	9	9	10,19	Ø 12 / 11
16	8	43,2	47,54	Ø 12 / 13
17	12	12	13,87	Ø 14 / 11
18	-	-	-	Ø 14 / 15
19	-	-	-	Ø 12 / 15

Πίνακας 4.6 : Αποτελέσματα οπλισμού όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση του i – cad. Τα κελιά με κίτρινο χρώμα αντιστοιχούν στις διατομές που αναλύσαμε και στην άσκηση.

Στην επίλυση του τοίχου από εμάς οι διατομές που μελετήθηκαν είναι οι III – III , IV – IV και V –V . Παρακάτω παρουσιάζεται μία αναλυτική σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν για τον οπλισμό.

4.3.1 Αποτελέσματα Διατομής III – III (άσκηση Διατομή I – I)

Στον παρακάτω πίνακα φαίνεται η απόκλιση που παρουσιάζουν τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση του τοίχου από εμάς και από το πρόγραμμα.

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΠΡΩΤΗΣ	ΕΜΒΑΔΟΝ ΟΠΛΙΣΜΟΥ A_s (cm ² /m)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΤΟΠΟΘΕΤΕΙΤΑΙ
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ	18, 49	φ14/8
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ	18, 74	φ16/10

Πίνακας 4.6 : Αποτελέσματα οπλισμού διατομής III – III (Διατομή I – I)

Οι αποκλίσεις στα αποτελέσματα που αφορούν τον οπλισμό που προκύπτει για την πρώτη διατομή (κυρίως οπλισμός) όπως βλέπουμε είναι μικρές. Η διάμετρος του χάλυβα που έδωσε σαν αποτέλεσμα η ανάλυση του προγράμματος είναι μικρότερη από εκείνη που προέκυψε μέσα από τη διαστασιολόγηση του τοίχου από εμάς ($\phi 14 < \phi 16$), γεγονός που καθιστά τις ράβδους αυτές πιο οικονομικές. Ωστόσο όπως φαίνεται ο οπλισμός σύμφωνα με το πρόγραμμα θα τοποθετηθεί ανά 8cm, ενώ τα αντίστοιχα αποτελέσματα από εμάς υποδεικνύουν τοποθέτηση του οπλισμού ανά 10 εκατοστά. Συνεπώς σύμφωνα με τα αποτελέσματα του προγράμματος οι ράβδοι που θα χρησιμοποιηθούν θα είναι περισσότερες σε σχέση με τις δικές μας άρα και οικονομικά οι δύο λύσεις σχεδόν εξισώνονται.

4.3.2 Αποτελέσματα Διατομής IV – IV (άσκηση Διατομή 2 – 2)

Στον παρακάτω πίνακα φαίνεται η απόκλιση που παρουσιάζουν τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση του τοίχου από εμάς και από το πρόγραμμα.

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΕΥΤΕΡΗΣ	ΕΜΒΑΔΟΝ ΟΠΛΙΣΜΟΥ A_s (cm ² /m)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΤΟΠΟΘΕΤΕΙΤΑΙ
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ	13, 87	$\phi 14/11$
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ	7, 8	$\phi 10/10$

Πίνακας 4.7 : Αποτελέσματα οπλισμού διατομής IV – IV (άσκηση Διατομή 2 – 2)

Όπως φαίνεται και στον πίνακα παραπάνω οι αποκλίσεις που αφορούν τον οπλισμό της δεύτερης διατομής(κυρίως οπλισμός) δεν είναι αμελητέες. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι το πρόγραμμα δε λαμβάνει υπόψη την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού και στη διαφοροποίηση στο συνδυασμό των δράσεων σε περίπτωση δυναμικής φόρτισης που αναφέρθηκε παραπάνω. Σύμφωνα με τα δεδομένα των κατασκευών στον ελληνικό χώρο, τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι :

- $A_s = 6.16 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s, \text{min}} = 7.80 \text{ cm}^2/\text{m}$
- οπλισμός σύμφωνα με το ελάχιστο απαιτούμενο εμβαδόν οπλισμού $\phi 10/10$

4.3.3 Αποτελέσματα διατομής V – V (άσκηση Διατομή 3 – 3)

Στον παρακάτω πίνακα φαίνεται η απόκλιση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από την ανάλυση του τοίχου από εμάς και από το πρόγραμμα.

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΡΙΤΗΣ	ΕΜΒΑΔΟΝ ΟΠΛΙΣΜΟΥ A_s (cm ² /m)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΤΟΠΟΘΕΤΕΙΤΑΙ
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ	22, 93	φ18/11
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ	23, 84	φ18/10

Πίνακας 4.8 : Αποτελέσματα διατομής V – V (άσκηση Διατομή 3 – 3)

Τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τον οπλισμό της τρίτης διατομής (κυρίως οπλισμός) που εξετάστηκε φαίνεται να παρουσιάζουν πολύ μικρές αποκλίσεις που μπορούν να αποδοθούν στα αίτια των αποκλίσεων και της πρώτης διατομής. Όπως φαίνεται η διάμετρος του χάλυβα που προέκυψε ότι θα χρησιμοποιηθεί δε διαφέρει στις δύο αναλύσεις. Εκείνο που διαφέρει κατά ελάχιστο (μόλις 1 cm) είναι η απόσταση μεταξύ των ράβδων του οπλισμού που προέκυψε από το πρόγραμμα και από τη δική μας ανάλυση (11 cm και 10 cm αντίστοιχα) .

4.3.4 Διατμητική αντοχή – Έλεγχος ανάγκης επιπλέον εγκάρσιου οπλισμού

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται τα αποτελέσματα των συγκρίσεων που έγιναν από το πρόγραμμα ως προς τη διατμητική αντοχή των διαφόρων διατομών που αυτό εξετάζει.

SHEAR STENGTH CONTROL

Cross-Section	Calculated shear strength (Max)-(kN/m)	Allowable shear strength (kN/m)	Result
I	47,549	260,634	Satisfactory
II	126,202	391,781	Satisfactory
III	235,959	523,816	Satisfactory
IV	176,394	357,5	Satisfactory
V	219,743	357,5	Satisfactory

Πίνακας 4.7: Αποτελέσματα ελέγχου διατμητικών δυνάμεων για διάφορες διατομές

Όπως φαίνεται και παραπάνω οι επιτρεπόμενες διατμητικές δυνάμεις (διατμητική αντοχή), σύμφωνα με το πρόγραμμα, είναι κατά πολύ μεγαλύτερες από τις διατμητικές δυνάμεις που αναπτύσσονται. Άρα δεν απαιτείται οπλισμός για διάτμηση.

Τα αντίστοιχα αποτελέσματα που προκύπτουν από την ανάλυση που κάναμε εμείς για την κατασκευή συμπίπτουν με τα αποτελέσματα του προγράμματος για τη διατομή III – III . Πιο συγκεκριμένα :

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ(KN)	235,959	523,816
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ (KN)	221,2	241,7

Πίνακας 4.9 : Αποτελέσματα διατμητικής δύναμης

Όπως φαίνεται στον πίνακα τα αποτελέσματα μας διαφέρουν αρκετά, ειδικά σε ό,τι αφορά την τέμνουσα αντοχή σχεδιασμού, γεγονός που οφείλεται στην εφαρμογή διαφορετικών εξισώσεων υπολογισμού διατμητικής αντοχής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Συμπεράσματα

Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τους δύο τρόπους ανάλυσης της κατασκευής μας, συμπεραίνουμε ότι οι τιμές των μεγεθών του τοίχου δεν διαφέρουν στις περισσότερες περιπτώσεις σημαντικά. Άρα η λύση που μας έδωσε το πρόγραμμα είναι αρκετά αξιόπιστη. Οι τυχόν αποκλίσεις έχουν αιτιολογηθεί παραπάνω και αφορούν κυρίως διαφορές ανάμεσα στον Ευρωκώδικα 2 και στον αντίστοιχο Αμερικανικό Κώδικα, όπως και στη διαφορετική προσέγγιση για το συνδυασμό των δράσεων που περιλαμβάνουν το σεισμό.

- $G+Q+E$, κατά το πρόγραμμα χωρίς κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού.
- $G+0,2Q+E$, σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση με κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] G. E. Barners, Εδαφομηχανική Αρχές και Εφαρμογες, Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- [2] Πανέτσος Σπύρος, Εισαγωγή στον προγραμματισμό με την Q-Basic, Εκδόσεις ΙΩΝ .
- [3] Πέτρος Κωμοδρόμος, Ανάλυση Κατασκευών, Παπασωτηρίου.
- [4] Μπαζός Α. Ιωάννης, Σημειώσεις του Μαθήματος «Τεχνικά Έργα Οδοποιίας».
- [5] Διονύσιος Μπισκίνης, Σημειώσεις Οπλισμένου σκυροδέματος .
- [6] Βγεντοπούλου Ειρήνη, Σημειώσεις Εδαφομηχανική II .
- [7] Derya Özberk(Civil Eng. M.Sc), Levent Özberk(Civil Eng. M.Sc), Επίσημη σελίδα προγράμματος I- cad, <http://www.cantileverwall.com> .
- [8] Αναστάσιος Κ. Μουρατίδης, οδοποιία – Η κατασκευή των οδικών έργων, university studio press.
- [9] François Russo , Εισαγωγή στην ιστορία των τεχνικών, Πολιτιστικό Ίδρυμα Ομίλου Πειραιώς.
- [10] Ειδική Επιτροπή Επεξεργασίας Θεμάτων Διευρωπαϊκού Δικτύου– Ομάδα Εργασίας Ο.Μ.Ο.Ε. – Τεύχος Τεχνικών Έργων- Κεφάλαιο 8