

Διπλωματική Εργασία: Ευάγγελου Κεμεντζετζίδη

Επιβλέπουσα Καθηγήτρια: Μωρέττη Μαρίνα

Βόλος, Μάρτιος 2014



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΣΤΑΘΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»

Αριθ. Εισ.: 12541/1
Ημερ. Εισ.: 07-05-2014
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ - ΠΜ
2014
ΚΕΜ

Ευχαριστίες

Η παρούσα διπλωματική εργασία με θέμα «Διερεύνηση σεισμικής συμπεριφοράς συστημάτων με μεγάλα τοιχώματα» εκπονήθηκε στην Πολυτεχνική Σχολή του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας στο Τμήμα των Πολιτικών Μηχανικών. Με την παρούσα εργασία περατώνονται οι σπουδές μου στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας και θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τους ανθρώπους που συνέβαλλαν στην ολοκλήρωσή της.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την επιβλέπουσα καθηγήτρια μου κ. Μαρίνα Μωρέττη για την συνεισφορά της, το ενδιαφέρον της και την εμπιστοσύνη που μου έδειξε κατά την διάρκεια του προπτυχιακού μαθήματος ΜΠΕΤΟΝ ΙΙΙ καθώς και καθ' όλη την διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας.

Ακόμα θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Επίκουρο Καθηγητή κ. Αχιλλέα Παπαδημητρίου για τις πολύτιμες και εποικοδομητικές συμβουλές του στα γεωτεχνικά ζητήματα της εργασίας μου.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου που μου έδωσε τα εφόδια, που με καθοδήγησε καθ' όλη τη διάρκεια της μαθητικής και φοιτητικής μου ζωής.

Ευάγγελος Κεμεντζετζίδης

Βόλος, 19 Μαρτίου 2014

Στόχος Διπλωματικής

Στόχος κατά την απαρχή αυτής της διπλωματικής εργασίας ήταν να συλλεχθούν πληροφορίες οι οποίες θα ερμήνευαν την προσθήκη στον Ευρωκώδικα 8 διατάξεων για τον σχεδιασμό των Μεγάλων Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων.

Στη συνέχεια έγινε προσπάθεια να κατανοηθούν και να αξιολογηθούν οι μηχανισμοί που συνεισφέρουν στην αντισεισμική συμπεριφορά των εν λόγω συστημάτων, να αναγνωριστεί η συνεισφορά και ο ρόλος του εδάφους.

Τέλος σκοπός της διπλωματικής εργασίας ήταν η δημιουργία ενός μοντέλου μέσω του οποίου θα μπορούσαμε με αξιοπιστία να αναγνωρίσουμε και να αποτιμήσουμε την επιρροή ορισμένων παραμέτρων στη συμπεριφορά και την απόκριση ανάλογων συστημάτων.

Πίνακας περιεχομένων

1. ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΜΕ ΜΕΓΑΛΑ ΕΛΑΦΡΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ.....	1
1.1 Ορισμός.....	1
1.2 Διαστασιολόγηση Μεγάλων Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων	2
1.2.1 Διαστασιολόγηση για οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη	2
1.2.2 Διαστασιολόγηση για οριακή κατάσταση αστοχίας σε τέμνουσα.....	5
1.2.3 Λεπτομέρειες όπλισης στα Μεγάλα Ελαφρά Οπλισμένα Τοιχώματα	7
2. ΠΕΙΡΑΜΑΤΑ ΓΙΑ ΧΡΗΣΗ ΜΕΓΑΛΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	15
2.1 Γαλλία.....	15
2.1.1 Cassba.....	15
2.1.2 Camus1-4.....	18
2.1.3 Camus 2000	28
2.1.4 Camus 2000-1.....	28
2.1.5 Camus 2000-2.....	30
3. ΛΙΚΝΙΣΜΟΣ (ROCKING) ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	35
3.1 Λικνισμός ως φαινόμενο	36
3.2 Εναλλακτικοί τρόποι σχεδιασμού λικνιόμενων τοιχωμάτων	45
4. Ο ΣΕΙΣΜΟΣ ΤΟΥ 1989 ΣΤΗ ΧΙΛΗ	49
4.1 Αρχικές αναλυτικές μελέτες	51
4.2 Πειραματικές μελέτες.....	54
4.3 Αστοχία οπλισμού	56
4.4 Μη ελαστικές μετατοπίσεις.....	57
4.5 Ικανότητα σε μετακίνηση σε σύγκριση με την απαίτηση	59
4.6 Παράδειγμα.....	61
4.7 Απαιτήσεις προηγούμενων διατάξεων	63
4.8 Απαιτήσεις νέων κανονισμών	64
4.9 Γενικά (Συζήτηση επί του θέματος)	66
4.10 Σύνοψη και αποτελέσματα	66
5. ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΟ ΚΤΗΡΙΟ ΥΠΟ ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ.....	69
5.1 Κατανομή φορτίων	70
5.2 Διαμοιρασμός φορτίων	70
6. ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΤΟ SAP2000	73
6.1 Περιγραφή των διατομών	73
6.2 Διαφραγματική λειτουργία	74

6.3	Εισαγωγή φορτίων και συνδυασμός αυτών.....	75
6.4	Φασματική ανάλυση	78
6.4.1	Ιδιομορφική (Modal) ανάλυση.....	80
6.5	Στρέψη.....	83
6.5.1	Εισαγωγή στρέψης στο πρόβλημα	84
6.5.2	Συνδυασμοί φορτίσεων (Load Combinations).....	85
6.6	Προσθήκη ελατηρίων στο Sap 2000	89
7.	Διαστασιολόγηση Φορέα	93
7.1	Τοιχώματα [0.30,5.00] m.....	93
7.1.2	Τέμνουσα.....	93
7.1.3	Ροπή κάμψης	94
7.2	Δοκοί [0.30x0.55] m	95
7.3	Υποστυλώματα [0.30x0.30] και [0.55x0.55]	96
7.3.1	Ροπή κάμψης και τέμνουσα.....	96
7.3.2	Αξονική Φόρτιση	97
8.	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ	99
8.1	Επιλογή χαρακτηριστικών εδαφών	100
8.1.1	Αντιστοίχιση N_{spt} με ϕ	101
8.2	Σχεδιασμός πεδίων.....	104
8.3	Προσομοίωση Εδάφους στο SAP2000.....	121
8.3.1	Υπολογισμός ελαστικών σταθερών	125
8.3.2	Ενδεικτικός υπολογισμός ελατηρίου	133
9.	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	139
9.1	Ιδιοπερίοδος κατασκευής	140
9.2	Μείωση εντατικών μεγεθών στην βάση των τοιχωμάτων κατασκευής	141
9.3	Συμπληρωματική ανάλυση με μηδενική απόσβεση	147
10.	ΕΡΜΗΝΕΙΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	149
10.1	Αύξηση ιδιοπεριόδου	149
10.2	Μείωση εντατικών μεγεθών	150
10.3	Συμπληρωματική ανάλυση με μηδενική απόσβεση	153
10.4	Συσχέτιση αποτελεσμάτων με τα Μ.Ε.Ο.Τ.	155

1. ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΜΕ ΜΕΓΑΛΑ ΕΛΑΦΡΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

1.1 Ορισμός

Ο Ευρωκώδικας 8, (EK8) [1] περιλαμβάνει ειδικές διατάξεις σχεδιασμού που αφορούν συστήματα αποτελούμενα από μεγάλα αλλά ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα τα οποία ικανοποιούν τις σεισμικές απαιτήσεις όχι μέσω υστερητικής απόσβεσης με την δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στην βάση τους, αλλά με την μετατροπή μέρους της εισερχόμενης στο σύστημα ενέργειας σε δυναμική με το ανασήκωμα των μαζών, αλλά και με την ακτινοβολία ενέργειας από τις θεμελιώσεις όταν οι μάζες χτυπούν στο έδαφος.

Αυτή είναι μια νέα κατηγορία του EK8 [1] η οποία είναι βασισμένη στην εμπειρία που απέκτησαν με παρόμοιες πρακτικές οι μηχανικοί στην σεισμογενή περιοχή της νότιας Γαλλίας. Για να πληροί τις προϋποθέσεις του EK8 ώστε να θεωρηθεί σύστημα Μεγάλων Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων (Μ.Ε.Ο.Τ.) ένα κτήριο θα πρέπει [2]:

1. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση να μην ξεπερνάει το $T=0.5s$ με υποτιθέμενη πάκτωση στην βάση όλων των στοιχείων του. Αυτό αφορά κυρίως τοιχώματα με μικρό λόγο λυγηρότητας (h_w/l_w) ή κατασκευές στις οποίες μεγάλο ποσοστό της κάτοψής τους αποτελείται από τοιχώματα και ως κριτήριο λαμβάνει επαρκώς υπόψη την ύπαρξη ανοιγμάτων στα τοιχώματα.
2. Τα πρωτεύοντα σεισμικά τοιχώματα σε κάθε οριζόντια κατεύθυνση ορίζονται ως Μ.Ε.Ο.Τ. εφόσον:
 - (a) Το μήκος l_w του τοιχώματος είναι τουλάχιστον 4 μέτρα ή μεγαλύτερο ίσο των 2/3 του ύψους του κτηρίου για κτήρια τα οποία δεν ξεπερνούν τα 6 μέτρα σε ύψος.
 - (b) Αναλαμβάνουν τουλάχιστον το 65% της τέμνουσας που προκύπτει από σεισμικά φορτία στην κατεύθυνση l_w του μήκους τους.
 - (c) Αναλαμβάνουν τουλάχιστον το 20% του φορτίου βαρύτητας, το 40% δηλαδή και στις 2 κατευθύνσεις, έτσι εξασφαλίζεται ότι μέσω του λικνισμού του κτηρίου μεγάλο ποσοστό της εισερχόμενης ενέργειας θα μετατρέπεται σε δυναμική.
3. Τουλάχιστον 2 κύρια τοιχώματα πληρούν τις προϋποθέσεις 2 (a) ως 2(c), σε κάθε οριζόντια κατεύθυνση, για επαρκή αντοχή στην στρέψη. Η ύπαρξη ενός μόνο πρωτεύοντος Μ.Ε.Ο.Τ. μπορεί να είναι αρκετή σε μια από τις 2 οριζόντιες διευθύνσεις εφόσον στην κάθετη διεύθυνση υπάρχουν δύο Μ.Ε.Ο.Τ. και

ικανοποιούνται πλήρως οι παραπάνω απαιτήσεις των 1, 2. Σε αυτή την περίπτωση ο δείκτης σεισμικής συμπεριφοράς q στην κατεύθυνση με το ένα τοίχωμα θα μειωθεί κατά $1/3$.

Εφόσον το κτίσμα ικανοποιεί τις προϋποθέσεις 1-3 τότε επιτρέπεται από τον ΕΚ8 [1] σε κάθε τοίχωμα το οποίο ικανοποιεί το κριτήριο 2α να θεωρηθεί ως Μ.Ε.Ο.Τ. και να σχεδιαστεί με έναν ιδιαίτερα οικονομικό τρόπο σύμφωνα με τις ειδικές διατάξεις για Μ.Ε.Ο.Τ. στον ΕΚ8 [1] .

Ένα σύστημα με Μ.Ε.Ο.Τ. μπορεί σχεδιαστεί μόνο σε Μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας Κ.Π.Μ. Παρόλο που σχεδιάζεται με πολύ μικρότερες απαιτήσεις και λιγότερες απαιτήσεις όπλισης σε σχέση με τα πλάστιμα τοιχώματα απολαμβάνει ίδιο συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς με τα στατικά συστήματα των ασύζευκτων τοιχωμάτων για Κ.Π.Μ.: $q_0=3$ ή 2 στην κατεύθυνση την οποία υπάρχει ενδεχομένως ένα μόνο τοίχωμα.

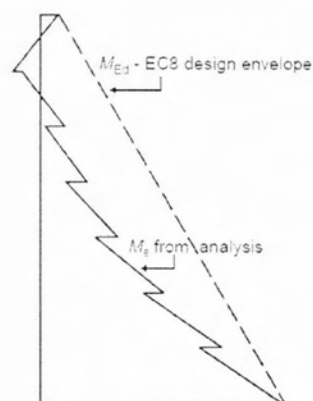
Περαιτέρω απομείωση του q δεν επέρχεται διότι αυτά τα συστήματα είναι συνεχή από την βάση ως την κορυφή.

Σε περίπτωση κατά την οποία ένα τοίχωμα δεν πληροί την προϋπόθεση 2α ενώ ανήκει σε στατικό σύστημα Μ.Ε.Ο.Τ. θα πρέπει να σχεδιάζεται ως πλάστιμο τοίχωμα Κ.Π.Μ.. Σε περίπτωση που ένα στατικό σύστημα δεν ορίζεται ως σύστημα Μ.Ε.Ο.Τ. αλλά ένα τοίχωμα πληροί το κριτήριο 2α θα σχεδιάζεται αποκλειστικά ως πλάστιμο.

1.2 Διαστασιολόγηση Μεγάλων Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων

1.2.1 Διαστασιολόγηση για οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη

Τα μεγάλα τοιχώματα σε στατικά συστήματα Μ.Ε.Ο.Τ. διαστασιολογούνται για οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.) σε κάμψη δίχως καμία αύξηση των ροπών σχεδιασμού (M_{Rd}) που προκύπτουν από την ανάλυση για την σεισμική δράση σχεδιασμού όπως συμβαίνει στα πλάστιμα τοιχώματα συμφωνία με το σχήμα 1.



Σχήμα 1. Διαστασιολόγηση πλάστιμων τοιχωμάτων σε κάμψη σύμφωνα με τον ΕΚ8 [2].

Ο κατακόρυφος οπλισμός θα πρέπει να ανταποκρίνεται επακριβώς στις απαιτήσεις της Ο.Κ.Α. για κάμψη λαμβάνοντας υπόψιν και την αξονική καταπόνηση ενώ θα πρέπει να είναι λιγότερος του αντίστοιχου οπλισμού για πλάστιμα τοιχώματα. Ο σκοπός είναι να μοιραστεί η καταπόνηση σε όλο το ύψος των τοιχωμάτων και να μην συγκεντρωθεί στην βάση του τοιχώματος. Έτσι αυξάνεται η πλευρική μετατόπιση των τοιχωμάτων και ενεργοποιείται καλύτερα, μέσω ανασηκώματος, η συνεισφορά των μαζών και των εγκάρσιων στο τοίχωμα δοκών, στην καλή σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής. Η μείωση της καμπτικής υπεραντοχής μειώνει την απαίτηση σε ικανότητα για τέμνουσα και βοηθάει στην αποφυγή πρόωρης διατμητικής καταπόνησης.

Το μικρό πλάτος των Μ.Ε.Ο.Τ. σε σχέση με το μήκος τους αυξάνει τον κίνδυνο για εκτός επιπέδου αστάθεια. Ο ΕΚ8 [1] απαιτεί τον περιορισμό του μεγέθους των θλιπτικών καταπονήσεων λόγω κάμψης με αξονικό φορτίο για την αποφυγή αυτού του φαινομένου. Δεν δίνονται ακριβείς οδηγίες για αυτό αλλά γίνεται αναφορά στους κανόνες του Ευρωκώδικα 2, (ΕΚ2) [3].

1. Οι κανόνες για φαινόμενα 2^{ας} τάξεως άοπλων ή ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων είναι οι εξής:

- Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος πολλαπλασιάζεται με τον μειωτικό συντελεστή:

$$\varphi = \min \left\{ \left[1.14 \left(1 - \frac{2e}{b_{w0}} \right) - \frac{0.02l_0}{b_{w0}} \right]; \left[1 - \frac{2e}{b_{w0}} \right] \right\} < 1 \quad (1)$$

e: εκκεντρότητα της φόρτισης ως προς το πάχος του τοιχώματος b_{w0}

με αρχική τιμή $e=l_0/400$.

l_0 : το ελεύθερο ύψος του τοιχώματος που θεωρείται ίσο με το καθαρό ύψος ορόφου (h_{st}).

Εφόσον το τοίχωμα είναι συνδεδεμένο σε ένα από τα άκρα του με ένα εγκάρσιο τοίχωμα με μήκος τουλάχιστον $l_w=h_{st}/5$ και πάχος τουλάχιστον $b_w=b_{w0}/2$ τότε το ελεύθερο ύψος διαιρείται επιπλέον, αντιστοίχως, με:

$$\left[1 + \left(\frac{h_{st}}{3l_w} \right)^2 \right] \text{ ή } \left[1 + \left(\frac{h_{st}}{l_w} \right)^2 \right]$$

- Για τοιχώματα που σκυροδετούνται επιτόπου, θα πρέπει το πάχος τους b_{w0} να είναι τουλάχιστον ίσο με 4% του ελεύθερου ύψους l_0 .

2. Ο περιορισμός έναντί της πλευρικής αστάθειας σε λεπτόκορμες, υπό θλίψη, δοκούς είναι:

$$\left(\frac{h_{st}}{b_{w0}} \right) \left(\frac{l_w}{b_{w0}} \right)^{\frac{1}{3}} < 70$$

Η σεισμική απόκριση των μεγάλων τοιχωμάτων περιλαμβάνει λικνισμό στερεού σώματος το οποίο εδράζεται επιφανειακά στο έδαφος ή κάμπτεται ως μια σωρός από άκαμπτα στοιχεία ύψους ενός ορόφου. Τέτοιου είδους συμπεριφορά προκαλεί έντονο κραδασμό του ανασηκωμένου θεμελίου στο έδαφος ή μεταξύ του σωρού των στοιχείων κατά το ανοιγοκλείσιμο των ρωγμών στα επίπεδα των ορόφων. Η κρούση αυτή προκαλεί υψίσυχνες κατακόρυφες ταλαντώσεις σε ολόκληρο το τοίχωμα ή σε συγκεκριμένα στοιχεία. Παρόλο που οι ταλαντώσεις αυτές έχουν μικρή διάρκεια ζωής και έχουν μικρό αντίκτυπο στην συνολική απόκριση, προκαλούν διακύμανση της αξονικής καταπόνησης μέσα στο τοίχωμα. Λόγω του ότι αυτά τα τοπικά φαινόμενα είναι πολύ πολύπλοκα και απρόβλεπτα ο ΕΚ8 [1] τα προσεγγίζει με ασφάλεια με μια απλοποιητική διαδικασία: μια αξονική δύναμη σχεδιασμού που προκύπτει από συνδυασμό με φορτία βαρύτητας αυξημένα ή μειωμένα κατά 50%. Ο κατακόρυφος οπλισμός περιορίζεται από το ελάχιστο αξονικό φορτίο ενώ οι έλεγχοι για την θλιπτική καταπόνηση αλλά και για την ευστάθεια του τοιχώματος γίνονται με την μέγιστη αξονική δύναμη. Η αυξομείωση της θλιπτικής καταπόνησης μπορεί να αγνοηθεί εφόσον ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μικρότερος ίσος του 2.

Η ύπαρξη των υψίσυχνων ταλαντώσεων επιτρέπει κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη με αξονική φόρτιση την αύξηση στην επιτρεπόμενη παραμόρφωση του μη περισφιγμένου σκυροδέματος $\epsilon_{cu}=5\%$. Η ευεργετική συνεισφορά της περίσφιξης

αγνοείται καθώς σε λεπτά τοιχώματα το ενεργό περισφιγμένο τμήμα σε θλίψη είναι πολύ μικρό και ενδεχομένως εν τέλει να μην συνεισφέρει στην αύξηση της ροπής αντοχής της διατομής.

1.2.2 Διαστασιολόγηση για οριακή κατάσταση αστοχίας σε τέμνουσα

Για να αποκλειστεί η διατμητική αστοχία, τα Μ.Ε.Ο.Τ. διαστασιολογούνται για τέμνουσα δύναμη V_{Ed} που προκύπτει από την τιμή τέμνουσας που υπολογίζεται ως σεισμική δράση σχεδιασμού πολλαπλασιασμένη με τον αυξητικό συντελεστή ϵ που προκύπτει από :

$$\epsilon = \frac{V_{Ed}}{V'_{Ed}} = \frac{q + 1}{2} \quad (2)$$

Για την συνήθη τιμή του q που εφαρμόζεται σε συστήματα Μ.Ε.Ο.Τ.: $\epsilon = 2.0$, μεγαλύτερο από την τιμή $\epsilon = 1.5$ που ορίζεται στα πλάσιμα τοιχώματα Κ.Π.Μ.

Επιπλέον αφού:

- ❖ Οι κανόνες διαστασιολόγησης απαιτούν την ελαχιστοποίηση της υπεραντοχής σε κάμψη στην βάση των τοιχωμάτων και
- ❖ Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής στην εξεταζόμενη διεύθυνση συνήθως δεν είναι πολύ μεγαλύτερη της τιμής T_c στην γωνία του φάσματος απόκρισης,

η τιμή του ϵ από την εξίσωση (2) ξεπερνά τις τιμές που δίνονται για κοντά, διατμητικά τοιχώματα σε Κ.Π.Μ. και είναι όμοια με τις τιμές που προκύπτουν για λιγυρά καμπτικά τοιχώματα Κ.Π.Μ. Επομένως ο σχεδιασμός των Μ.Ε.Ο.Τ. είναι στην πλευρά της ασφάλειας. Για αυτόν τον λόγο, αλλά και διότι η υπεραντοχή σε κάμψη που ελαχιστοποιείται μέσω του σχεδιασμού προκαλεί κυρίως ανελαστική απόκριση του τοιχώματος, ο ΕΚ8 [1] επιτρέπει την παράλειψη του οριζόντιου οπλισμού κορμού στα Μ.Ε.Ο.Τ. των οποίων η διατμητική δράση σχεδιασμού, $V_{Ed} = \epsilon * V'_{Ed}$ είναι μικρότερη από την αντοχή σε τέμνουσα χωρίς την συμβολή του οπλισμού διάτμησης, $V_{Rd,c}$, σύμφωνα με τον ΕΚ2 [3]. Η χρήση μη σεισμικών διατάξεων για τον σχεδιασμό έναντι τέμνουσας αποδίδεται ως εξής:

- Ακόμα και αν εμφανιστούν διαγώνιες ρωγμές, παρά την ικανοποίηση του κριτηρίου $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ το πλάτος τους δεν θα αυξηθεί ανεξέλεγκτα όπως στα τοιχώματα χωρίς οριζόντιο οπλισμό υπό την επίδραση δράσεων όπως ο άνεμος (ελεγχόμενες από την δύναμη) αυτές οι ρωγμές θα κλείσουν όταν η φόρτιση λόγω σεισμού, ελεγχόμενη από την μετατόπιση, αντιστραφεί.

- Εξαιτίας του μεγάλου μήκους των τοιχωμάτων, l_w , κάθε διαγώνια ρωγή θα διακόπτεται από πλάκα ορόφου και θα ενεργοποιεί για την ανάληψη τέμνουσας τις οριζόντιες ράβδους στο σημείο ένωσης του τοιχώματος με την πλάκα ορόφου, καθώς και τον οριζόντιο σπλισμό στις πλάκες τον παράλληλο στο μήκος l_w του τοιχώματος και κοντά στο τοίχωμα.

Εφόσον $V_{Ed} \geq V_{Rd,C}$, ο οριζόντιος σπλισμός διάτμησης θα υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΕΚ2 [3] χρησιμοποιώντας:

- Είτε το προσομοίωμα διαγωνίου θλιπτήρα με μεταβλητή γωνία θλιπτήρα σύμφωνα με τον ΕΚ2.
- Είτε το προσομοίωμα θλιπτήρων-ελκυστήρων (strut-and-tie).

Όταν χρησιμοποιείται το προσομοίωμα του διαγωνίου θλιπτήρα, ο οριζόντιος σπλισμός μπορεί να διαστασιολογηθεί για μοχλοβραχίονα εσωτερικών δυνάμεων $z=0.8l_w$.

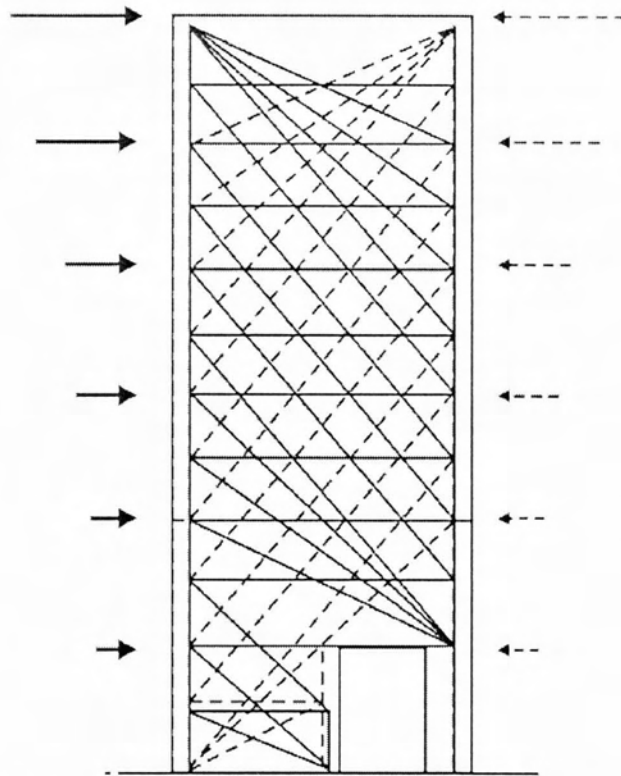
Στην δεύτερη περίπτωση, στο προσομοίωμα θλιπτήρων-ελκυστήρων, θα πρέπει να θεωρούνται οι πλάκες ως ελκυστήρες. Εφόσον τα ανοίγματα είναι ασύμμετρα τοποθετημένα κατά μήκος του τοιχώματος, θα πρέπει να δημιουργηθούν δύο μοντέλα που να προσομοιώνουν σωστά την επίδραση της ασυμμετρίας στην απόκριση του τοιχώματος όπως φαίνεται στο *σχήμα 2*. Οι θλιπτήρες θα πρέπει να μην έχουν πλάτος που να ξεπερνάει το $0.25l_w$ και το $4b_{wo}$.

Στους αρμούς διακοπής εργασιών, κυρίως στο ύψος των ορόφων, η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού $V_{Ed} = E \cdot V'_{Ed}$ θα πρέπει να ελέγχεται ως προς την διατμητική αντοχή σε ολίσθηση της διεπιφάνειας μεταξύ των δύο ορόφων, η οποία υπολογίζεται από την εξίσωση (3) (ΕΚ2).

$$V_{Rdi} = \left[0.35f_{ctd} + 0.6 \left(\frac{N_{Ed}}{A_c} + \rho_v f_{yd} \right) \right] z b_{wo} \quad (3)$$

Όπου:

- $f_{ctd} = f_{ct,k0.05} / \gamma_c = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c$ είναι η τάση σχεδιασμού αντοχής σε εφελκυσμό του σκυροδέματος.
- N_{Ed} είναι η ελάχιστη αξονική δύναμη που προκύπτει από την ανάλυση για την σεισμική δράση σχεδιασμού σε συνδυασμό με αυτήν που προκύπτει από τα φορτία βαρύτητας (θετική τιμή για θλίψη), χωρίς να συνυπολογίζεται η επιρροή της επαύξησης ή της απομείωσης κατά 50% λόγω των υψίσυχων κατακόρυφων ταλαντώσεων που προκύπτουν από τις έντονες κρούσεις.
- ρ_v είναι το γεωμετρικό ποσοστό του σπλισμού του κάθετου στην διεπιφάνεια.



Σχήμα 2. Επίδραση της ασυμμετρίας στην μοντελοποίηση τοιχώματος [2]

Οι τιμές 0.35 και 0.6 για την συνοχή και τριβή αντίστοιχα στην (3) αναφέρονται σε τραχείες διεπιφάνειες μεταξύ σκυροδεμάτων σκυροδετημένων σε διαφορετικό χρόνο. Εφόσον η επιφάνεια του υφιστάμενου σκυροδέματος τραχυνθεί τεχνητά και υπάρχουν εκτεθειμένα αδρανή στην διεπιφάνεια με μέσο ύψος 3 mm κάθε περίπου 40 mm οι τιμές των συντελεστών δύνανται να αυξηθούν σε 0.45 και 0.7, αντιστοίχως. Σύμφωνα με τον ΕΚ8 το ελάχιστο μήκος αγκύρωσης των ράβδων που προσμετρούνται στο ρ_v , για να επιτευχθεί το $V_{Ed} \leq V_{Rd,i}$, θα αυξάνεται κατά 50% επιπλέον από την τιμή την οποία επιβάλλει ο ΕΚ2 .

1.2.3 Λεπτομέρειες όπλισης στα Μεγάλα Ελαφρά Οπλισμένα Τοιχώματα

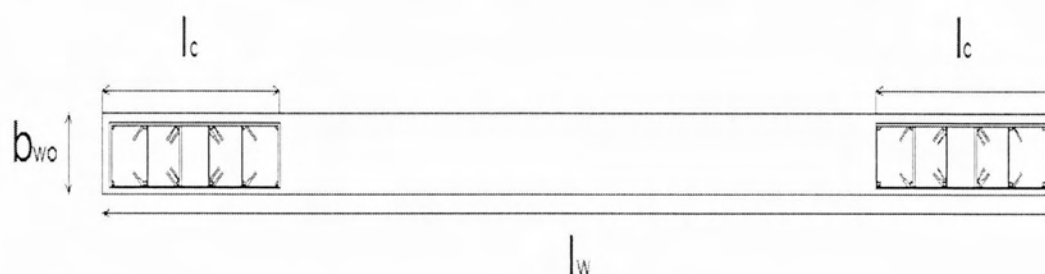
Όπως προαναφέρθηκε, οπουδήποτε η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού μπορεί να αναληφθεί δίχως την χρήση οριζόντιου οπλισμού, τα Μ.Ε.Ο.Τ. μπορούν να διαστασιοποιηθούν χωρίς αυτόν. Το ελάχιστο ποσοστό οριζόντιου οπλισμού είναι αναγκαίο μόνον εκεί όπου η διατομή σκυροδέματος δεν μπορεί να αναλάβει την τέμνουσα σχεδιασμού. Η τιμή του ελάχιστου οριζόντιου οπλισμού καθορίζεται από το Εθνικό προσάρτημα, με προτεινόμενη τιμή αυτή η οποία υιοθετείται από τον ΕΚ2.

Δεν υπάρχει αναφορά για την ελάχιστη τιμή του κατακόρυφου οπλισμού κορμού στον ΕΚ8, επομένως ισχύουν οι σχετικοί κανονισμοί του ΕΚ2:

Κατακόρυφος Οπλισμός κορμού με μέγιστη απόσταση ράβδων 400mm ή 3 φορές το πάχος του κορμού, b_{wo} , σε δύο στρώσεις, μία σε κάθε μεγάλη πλευρά του τοιχώματος.

Το ελάχιστο ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού προσδιορίζεται επίσης στο Εθνικό Προσάρτημα, με προτεινόμενη τιμή αυτή του 0.2%. Στον υπολογισμό του ελάχιστου κατακόρυφου οπλισμού προσμετρώνται τόσο ο οπλισμός κορμού όσο και οι κατακόρυφες ράβδοι που τοποθετούνται στα άκρα της διατομής του τοιχώματος.

Οι κατακόρυφες ράβδοι που τοποθετούνται για την ανάληψη της κάμψης με αξονική δύναμη για την οριακή κατάσταση αστοχίας θα πρέπει να συγκεντρώνονται στις κρυφοκολώνες μια σε κάθε άκρο της διατομής όπως φαίνεται στο *σχήμα 3*.



Σχήμα 3. Κατακόρυφος οπλισμός για την ανάληψη καμπτικής φόρτισης στα Μ.Ε.Ο.Τ. [62]

Το μήκος l_c , της κάθε κρυφοκολώνας στην διεύθυνση του μήκους του τοιχώματος θα πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με το γινόμενο $b_{wo} * \max\{1; 3\sigma_{cm}/f_{cd}\}$,

όπου:

σ_{cm} : είναι η μέση τάση του σκυροδέματος στην θλιβόμενη ζώνη στην οριακή κατάσταση αστοχίας για συνδυασμό κάμψης με αξονική.

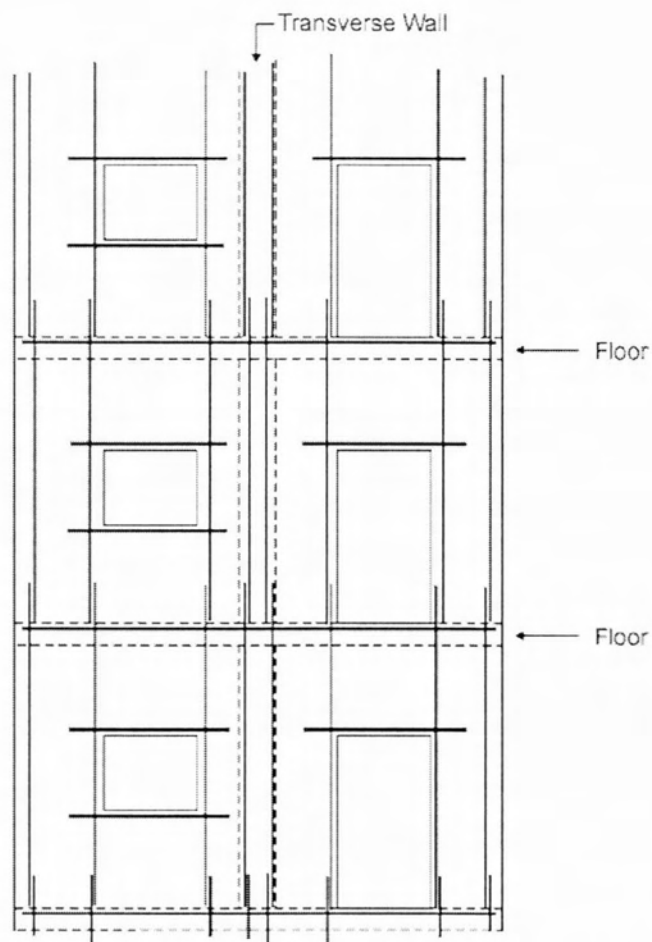
Εφόσον το παραβολικό-ορθογωνικό διάγραμμα σ - ϵ (τάσεων παραμορφώσεων) χρησιμοποιείται για την οριακή κατάσταση αστοχίας τότε $\sigma_{cm}/f_{cd} = \varphi(1 - \epsilon_{co}/3\epsilon_{cu})$ με $\epsilon_{co} = 2\%$ και $\epsilon_{cu} = 5\%$ όταν η επιπλέον επιβάρυνση του τοιχώματος λόγω των ταλαντώσεων είναι προς τα κάτω (θλιπτική) και $\epsilon_{cu} = 3.5\%$ στην αντίθετη περίπτωση.

Ακόμα $\phi < 1$ είναι ο συντελεστής απομείωσης για φαινόμενα 2^{ας} τάξεως που προκύπτει από τον τύπο:

$$\phi = \min \left\{ \left[1.14 \left(1 - \frac{2e}{b_{wo}} \right) - \frac{0.02l_o}{b_{wo}} \right]; \left[1 - \frac{2e}{b_{wo}} \right] \right\} < 1 \quad (1)$$

και όπως αναφέρθηκε προηγουμένως αποτελεί μειωτικό συντελεστή με τον οποίο πολλαπλασιάζεται η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος για να συμπεριληφθούν τα φαινόμενα 2^{ας} τάξεως. Στον χαμηλότερο όροφο του τοιχώματος, αλλά και σε οποιοδήποτε άλλον όροφο, το μήκος l_w του τοιχώματος μειώνεται σε σχέση με το μήκος του κάτω ορόφου ή είναι μικρότερο από το 1/3 του ύψους του ορόφου τότε η διάμετρος των κατακόρυφων ράβδων θα πρέπει να είναι τουλάχιστον 12 mm, ενώ οπουδήποτε αλλού επαρκεί διάμετρος 10 mm. Όλες οι κατακόρυφες ράβδοι θα πρέπει να περιορίζονται πλευρικά, οπότε θα πρέπει να ασφαλίζονται από κλειστό ή μονοσκελή συνδετήρα. Οι ακραίες ράβδοι στις κρυφοκολώνες θα πρέπει να περικλείονται από κλειστούς συνδετήρες, ενδιάμεσες ράβδοι στις κρυφοκολώνες όπως επίσης και οι ράβδοι οι οποίες πλαισιώνουν τον οπλισμό κορμού θα πρέπει να συνδέονται με κλειστούς ή μονοσκελείς συνδετήρες με ελάχιστη διάμετρο το $\max\{6\text{mm}; 1/3 * d_{bi}\}$, όπου d_{bi} η διάμετρος των κατακόρυφων ράβδων, με κατακόρυφη απόσταση συνδετηρών όχι μεγαλύτερη από $\min\{8d_{bi}; 100\text{mm}\}$.

Οριζόντιες ράβδοι θα πρέπει να διατάσσονται κατά μήκος στο σημείο συνάντησης τοιχώματος με πλάκα ορόφου και οφείλουν να έχουν αρκετό μήκος αγκύρωσης ώστε να είναι σε θέση να μεταφέρουν στο τοίχωμα τις αδρανειακές δυνάμεις του διαφράγματος που αποτελεί η πλάκα. Απαιτούνται ακόμη κατακόρυφες ράβδοι στις περιοχές τις οποίες ένα τοίχωμα διασταυρώνεται με ένα άλλο, ή στην περιοχή όπου ένα τοίχωμα έχει προεξοχές, όπως τοιχώματα σχήματος 'T' και τέλος σε τυχόν ανοίγματα πάνω στα τοιχώματα στις κατακόρυφες πλευρές τους (ανοίγματα). Οι κατακόρυφες ράβδοι θα πρέπει να συνεχίζουν από όροφο σε όροφο διαμέσου της πλάκας και να συνδέονται με κατάλληλη υπερκάλυψη. Το ίδιο θα πρέπει να ισχύει και για τις κατακόρυφες ράβδους οι οποίες πλαισιώνουν τα ανοίγματα στα τοιχώματα, εφόσον τα ανοίγματα είναι τοποθετημένα στο ίδιο κατά μήκος σημείο και έχουν το ίδιο πλάτος. Οριζόντιες ράβδοι θα πρέπει να τοποθετούνται στις οριζόντιες πλευρές των ανοιγμάτων αλλά αυτές δεν χρειάζεται να συνεχίζουν από το ένα άνοιγμα στο επόμενο. Όλες αυτές οι λεπτομέρειες φαίνονται στο *σχήμα 4*.



Σχήμα 4. Οριζόντιες και κατακόρυφες ράβδοι σε Μ.Ε.Ο.Τ. με ανοίγματα [2].

Στον ΕΚ8 [1] δεν γίνεται ειδική αναφορά για την διαστασιολόγηση των ράβδων αλλά γίνεται παραπομπή στον ΕΚ2 [3].

Συνοπτικά οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα όσον αφορά τον σχεδιασμό και την κατασκευή των Μ.Ε.Ο.Τ. παρουσιάζονται στον πίνακα 1.

Πίνακας 1. Κανόνες σχεδιασμού Μ.Ε.Ο.Τ. Βάσει ΕΚ8 [4].

Μεθοδολογία επίλυσης Μεγάλων Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων (Μ.Ε.Ο.Τ.)	
Τυπολογία Δομικού Συστήματος	EC8-5.2.2
Ένα δομικό σύστημα ορίζεται ως σύστημα ΜΕΟΤ εάν στην θεωρούμενη διεύθυνση:	
1. Τα τοιχώματα συνολικά (Μ.Ε.Ο.Τ.+πλάστιμα) αναλαμβάνουν τουλάχιστον το 65% της σεισμικής τέμνουσας βάσης	EC8-5.1.2
2. Η ιδιοπερίοδος του συστήματος είναι $T < 0.5 \text{sec}$ (με την υπόθεση πάκτωσης στη βάση).	EC8-5.2.2.1(3)
3. Τα Μ.Ε.Ο.Τ. συγκεντρώνουν το 20% του συνολικού κατακόρυφου φορτίου	
4. Ένα τοίχωμα θεωρείται Μ.Ε.Ο.Τ. εάν έχει οριζόντια διάσταση $l \leq \min\left(4.00\text{m}, \frac{2 \cdot h_w}{3}\right)$ όπου h_w συνολικό ύψος τοιχώματος σε μέτρα (από την πάκτωση μέχρι την στάθμη που αυτό τερματίζεται).	
5. (α) Υπάρχουν κατ' ελάχιστο δύο τοιχώματα που ικανοποιούν τις απαιτήσεις 1,3 και 4 ή (β) Υπάρχει μόνο ένα τοίχωμα το οποίο πληροί τις απαιτήσεις 1, 3, 4 και επιπλέον στη κάθετη από τη θεωρούμενη διεύθυνση υπάρχουν τουλάχιστο δύο τοιχώματα που πληρούν αυτές τις απαιτήσεις. Στην περίπτωση αυτή η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς στη διεύθυνση με το ένα ΜΕΟΤ διαιρείται με 1.50	
<i>Εάν ένα τοίχωμα ικανοποιεί την απαίτηση 4 αλλά το σύστημα δεν ικανοποιεί τις λοιπές απαιτήσεις και κατά συνέπεια δεν είναι «σύστημα ΜΕΟΤ» τότε το τοίχωμα αυτό θα διαστασιολογηθεί με τις απαιτήσεις των πλάστιμων τοιχωμάτων.</i>	
<i>Τα ΜΕΟΤ υφίστανται μόνο για κατηγορία πλαστιμότητας Μέση (Κ.Π.Μ.)</i>	
Γεωμετρικές Απαιτήσεις	EC8-5.4.1.2.4
Το ελάχιστο πάχος του κορμού του τοιχώματος είναι θα πρέπει να είναι $b_w \geq \max\{0.15; h_s / 20\}$, όπου h_s είναι το καθαρό ύψος του ορόφου σε μέτρα.	EC8-5.4.1.2.3(1)
Εντατικά μεγέθη διαστασιολόγησης	EC8-5.4.2.5
• Η καμπτική διαρροή θα πρέπει να προηγείται της αστοχίας σε διάτμηση. Αυτό επιτυγχάνεται αυξάνοντας την διατμητική δύναμη σχεδιασμού σύμφωνα με την σχέση $V_{Ed} = V'_{Ed} \cdot \frac{q+1}{2}$, όπου V_{Ed} η τέμνουσα από την ανάλυση και σχεδιάζοντας το ΜΕΟΤ με βάση τα μεγέθη ορθής έντασης (M, N) από την ανάλυση.	EC8-5.4.2.5(1) EC8-5.4.2.5(2)

<ul style="list-style-type: none"> • Όταν ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι $q \geq 2.00$ θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι πρόσθετες αξονικές δυνάμεις δυναμικής προέλευσης που αναπτύσσονται στα ΜΕΟΤ λόγω αποκόλλησης από το έδαφος, ή λόγω ανοίγματος και κλεισίματος οριζόντιων ρωγμών. Αυτό επιτυγχάνεται θεωρώντας την σεισμική συνιστώσα της αξονικής δύναμης ίση με 50% της αξονικής δύναμης λόγω φορτίων βαρύτητας. Αυτή η δύναμη λαμβάνεται υπόψη με εναλλασσόμενο πρόσημο. 	<p>EC8-5.4.2.5(3) EC8-5.4.2.5(4) EC8-5.4.2.5(5)</p>
Οριακή κατάσταση αστοχίας – Λεπτομέρειες όπλισης	
Κάμψη	EC8-5.4.3.5
<ul style="list-style-type: none"> • ο έλεγχος σε κάμψη γίνεται σύμφωνα με τον EC2, θεωρώντας ότι ισχύει η επιτεδότητα των διατομών. • Περιορίζονται οι ορθές τάσεις για την αποφυγή της εκτός επιπέδου κάμψη. Για τον λόγο αυτό θα πρέπει να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις για φαινόμενα 2^{ας} τάξης. • Όταν λαμβάνεται υπόψη δυναμική αξονική δύναμη (EC8-5.4.2.5.(3),(4)) τότε η οριακή παραμόρφωση του σκυροδέματος θα είναι $\epsilon_{\omega 2} = 0.005$. 	
Διάτμηση	EC8-5.4.3.5.2
<ul style="list-style-type: none"> • Δεδομένου ότι έχει γίνει προσαύξηση της τέμνουσας σχεδιασμού V_{Ed} εάν η τιμή αυτή είναι μικρότερη της τέμνουσας αντοχής $V_{Rd,c}$ όπως ορίζεται στον EC2-§6.2.2. δεν απαιτείται η τοποθέτηση του $\rho_{h,min}$. • Εάν $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ ο οπλισμός κορμού υπολογίζεται σύμφωνα με τον EC2. • Το μήκος αγκύρωσης των ράβδων στους κατασκευαστικούς αρμούς προσαυξάνεται κατά 50% συγκριτικά με αυτό που ορίζεται στον EC2 για να αποφευχθεί η αστοχία σε ολίσθηση. 	
Λεπτομέρειες όπλισης	EC8-5.4.3.5.3
<ul style="list-style-type: none"> • Οι κατακόρυφες ράβδοι οι οποίες λαμβάνονται υπόψη στην αντοχή σε κάμψη με αξονική ή οι ελάχιστοι οπλισμοί θα πρέπει να συγκρατούνται με συνδέσμους διαμέτρου $\Phi \geq \{6\text{mm}, d_{bl}/3\}$. • Η κατακόρυφη απόσταση των συνδέσμων θα πρέπει να είναι $s \leq \min \{100\text{mm}, 8 \cdot d_{bl}\}$. • Οι απαιτούμενες ράβδοι για την κάμψη με αξονική θα πρέπει να είναι συγκεντρωμένες στα ακραία τμήματα της διατομής. Το μήκος των τμημάτων αυτών πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με $l_c \geq \max \left\{ b_w; \frac{3 \cdot b_w \cdot \sigma_{cm}}{f_{cd}} \right\}$, όπου σ_{cm} είναι η μέση τιμή της τάσης σκυροδέματος στην θλιβόμενη ζώνη στην ΟΚΑ κάμψης με αξονική δύναμη. • Η διάμετρος των κατακόρυφων ράβδων είναι $\Phi_{min} \geq 12$, στον χαμηλότερο όροφο ή σε κάθε όροφο όπου το μήκος του μειώνεται περισσότερο από 	

$h_s/3$ σε σχέση με τον κάτω όροφο. Στους άλλους ορόφους πρέπει να είναι $\Phi_{\min} \geq 10$.

- Δεν θα πρέπει τα Μ.Ε.Ο.Τ. να υπεροπλίζονται.
- Πρέπει να διατάσσεται οπλισμός σύνδεσης υπό μορφή συνεχών ράβδων, οριζόντιων ή κατακόρυφων (α) κατά μήκος όλων των διασταυρούμενων τοιχωμάτων ή των συνδέσεων με πέλματα (β) σε όλα τα επίπεδα ορόφων και (γ) στην περίμετρο ανοιγμάτων του τοιχώματος. Ως ελάχιστη απαίτηση, αυτοί οι οπλισμοί πρέπει να ικανοποιούν τον EC2, παρ.9.10

2. ΠΕΙΡΑΜΑΤΑ ΓΙΑ ΧΡΗΣΗ ΜΕΓΑΛΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ

2.1 Γαλλία

Κτήρια με ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα στην Ευρώπη συναντά κανείς στην Γαλλία και σε άλλες κεντροευρωπαϊκές χώρες τα οποία κατασκευάστηκαν κυρίως από την δεκαετία του 50 έως του 70. Παρότι στο σύνολο της η Γαλλία δεν θεωρείται σεισμογενής χώρα, η νότια Γαλλία εκτίθεται σε σεισμούς αφού βρίσκεται στα όρια μεταξύ της Ευρωπαϊκής και της Αφρικανικής τεκτονικής πλάκας. Στο πλαίσιο της εκτίμησης σεισμικής συμπεριφοράς των εν λόγω κτιρίων η Ε.Ε. σε συνεργασία με την Γαλλική Κυβέρνηση οργάνωσε τα εξής προγράμματα:

1. *Cassba* (1990-93)
2. *Camus 1&2* (1995-98)
3. *Camus 3&4*
4. *Camus2000-1&2* (2000-02)
5. *Ecoleader* (2003-05)

2.1.1 Cassba

Το πρόγραμμα Cassba έλαβε χώρα στην Γαλλία από το 1990-1993. Σκοπός του προγράμματος ήταν η καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς των Ε.Ο.Τ. (Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων) σε δυναμικές συνθήκες τα οποία χρησιμοποιούνται ευρέως στην Γαλλία.

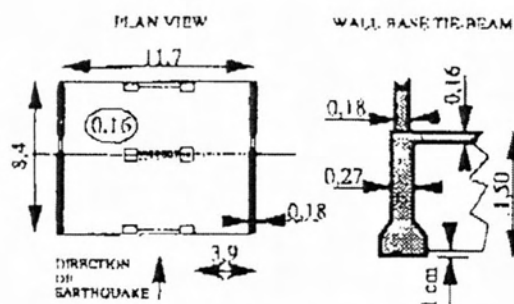
Από το πρόγραμμα αναμενόταν:

- Να καταστεί δυνατή η σύνταξη κανονισμών σχεδιασμού των Ε.Ο.Τ. , βασισμένων στην συμπεριφορά τους.
- Καλύτερη εκτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς q σε σύγκριση με αυτούς που είναι ήδη αποδεκτοί για τα οπλισμένα, πλάστιμα τοιχώματα.
- Η ανάδειξη εναλλακτικής μεθόδου σχεδιασμού, από τον κοινώς αποδεκτό ικανοτικό έλεγχο από τον οποίο προκύπτει πολύ περισσότερος οπλισμός.

Κατασκευάστηκε λοιπόν δοκίμιο σε κλίμακα 1:3 ενός κτιρίου αναφοράς του οποίου οι διαστάσεις είναι όμοιες με συνήθεις κατασκευές (σχήμα 5).

Κτήριο αναφοράς

- 8 όροφοι ύψους 2,66m έκαστος.
- Πεδιλοδοκοί ύψους 1.5m.
- Διαστάσεις τοιχωμάτων 8.4x0.18 m².



Σχήμα 5. Κάτοψη και Τομή δοκιμίου [9].

Σημαντικό χαρακτηριστικό στο σχεδιασμό του μοντέλου είναι το γεγονός ότι αυτό εδράζεται απλώς στην σεισμική τράπεζα και δεν αγκυρώνεται. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, κατά την σεισμική διέγερση το μοντέλου να τίθεται σε λικνισμό (Rocking).

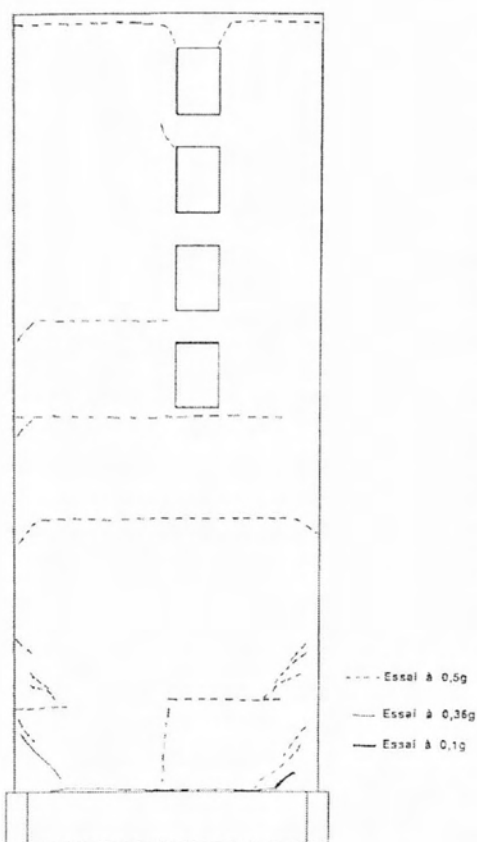
Η σεισμική διέγερση ήταν μιας κατεύθυνσης, παράλληλης στο επίπεδο των τοίχων. Η επιτάχυνση σχεδιασμού ήταν 0,36g ενώ η μέγιστη επιτάχυνση που επιβλήθηκε ήταν ίση με 0,5g.

Αποτελέσματα:

- Υπήρξε ανασήκωμα των θεμελίων.
- Παρατηρήθηκαν περιορισμένες ρωγμές ακόμα και σε επιταχύνσεις (0,5g) Επισημαίνεται πως η διαστασιολόγηση έγινε για (0,36g), άντεξε λοιπόν το δοκίμιο σε επιταχύνσεις 1,4 φορές μεγαλύτερες από αυτή του σχεδιασμού.
- Παρατηρήθηκε πως πλαστική άρθρωση στην βάση αδυνατεί να συμβεί λόγω ανασηκώματος των θεμελίων. Η αλληλεπίδραση θεμελίου εδάφους δημιουργεί εμμέσως την πλαστική άρθρωση του συστήματος.
- Οι μετατοπίσεις οφείλονται κατά κύριο λόγο στον λικνισμό και είναι μεγαλύτερες από ότι στα οπλισμένα τοιχώματα αλλά, λόγω του ότι συμβαίνουν κυρίως ως μετατοπίσεις στερεού σώματος, οι εντάσεις που τις συνοδεύουν είναι μικρότερες. Επομένως για παρόμοιες επιταχύνσεις έχω μικρότερες βλάβες.

- Η στροφή των τοίχων που προκαλείται λόγω λικνισμού προκαλεί ροπή στρέψης στις πλάκες. Ως αποτέλεσμα της δυστρεψιάς των πλακών μια επιπρόσθετη ροπή επαναφοράς ασκείται στους τοίχους [9].

Μέσω των αποτελεσμάτων του πειράματος Cassba εισήχθησαν στον Γαλλικό κώδικα PS92 [13] διατάξεις για τα Ε.Ο.Τ. Στην συνέχεια μετά την διεξαγωγή των υπόλοιπων πειραμάτων περιελήφθη στον EC8 η δυνατότητα σχεδιασμού με Μεγάλα Ελαφρά Οπλισμένα Τοιχώματα (Μ.Ε.Ο.Τ.).



RELEVÉ DES FISSURES - MUR EXTERIEUR GAUCHE

Σχήμα 6. Δίκτυο ρωγμών στο δοκίμιο Cassba [13].

Στο σχήμα 6 παρουσιάζονται οι ρωγμές που εμφανίστηκαν στο αριστερό τοίχωμα του μοντέλου, για τα διάφορα επίπεδα επιτάχυνσης. Παρατηρούμε ότι το δίκτυο των ρωγμών δεν περιορίζεται στην βάση του τοιχώματος αλλά απλώνεται σε όλο το ύψος του. Οι κύριες ρωγμές είναι οριζόντιες.

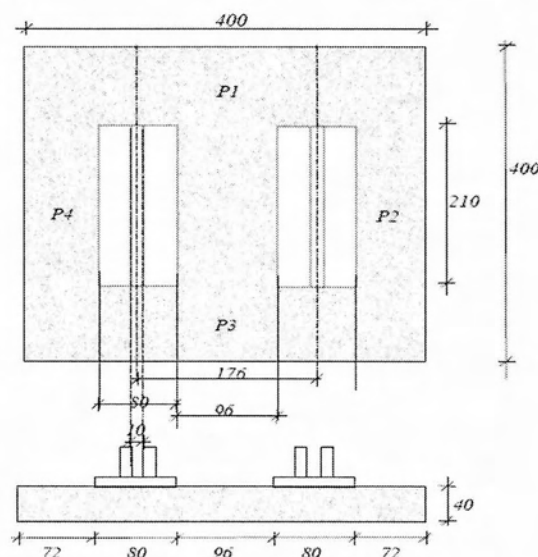
Αυτό είναι ένα γνώριμο χαρακτηριστικό όσον αφορά τα Μ.Ε.Ο.Τ. τα οποία αναμένεται κατά την απόκριση τους να εμφανίσουν οριζόντιες ρωγμές στο ύψος των πλακών των ορόφων οι οποίες ανοιγοκλείνοντας να καταναλώνουν την εισερχόμενη στο σύστημα ενέργεια.

Το πείραμα Cassba ανέδειξε τις αρετές του 'Rocking' ή λικνισμού, όταν αυτός επιτρέπεται να εμφανιστεί σε μια κατασκευή.

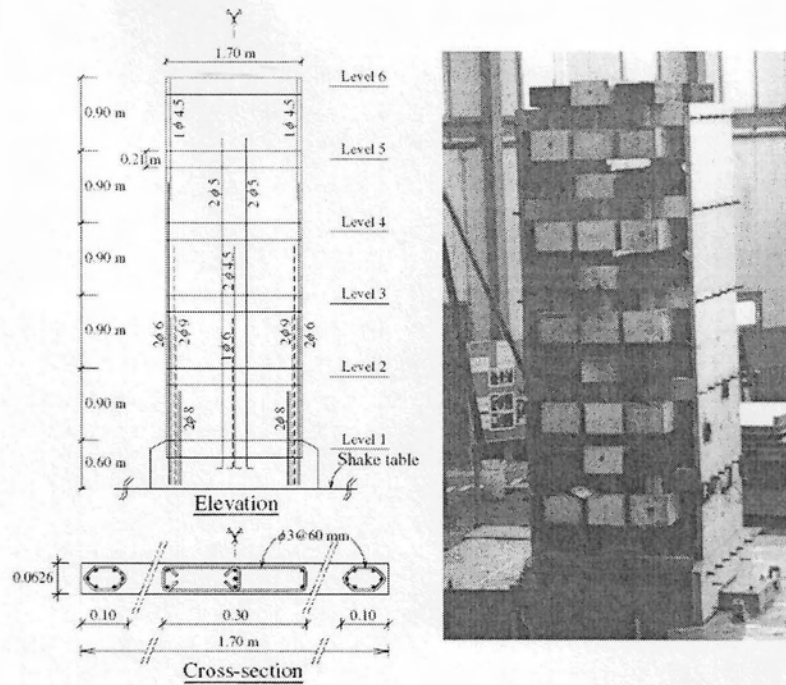
2.1.2 Camus1-4

Με το πέρας του πειράματος Cassba αποφασίστηκε πως είναι απαραίτητο να υπάρξει μια ακόμα σειρά πειραμάτων καθώς φάνηκε πως το πείραμα επηρεάστηκε πολύ από το γεγονός ότι το δοκίμιο δεν ήταν αγκυρωμένο στην σεισμική τράπεζα [5]. Επομένως ξεκίνησε μια σειρά πειραμάτων, τα Camus 1-4, στην οποία κατασκευάστηκαν 4 δοκίμια στο 1/3 των πραγματικών τους διαστάσεων, τα οποία αποτελούνταν από 2 οπλισμένα τοιχώματα, χωρίς ανοίγματα, παράλληλα μεταξύ τους και 6 πλάκες (5 ορόφους) με διαφορετικό οπλισμό και συντοριακές συνθήκες (τρόπος έδρασης στην σεισμική τράπεζα). Η διαστασιολόγηση έγινε βάσει των Γαλλικών κανονισμών, PS92 [14] και του Ευρωκώδικα 8 (EC8). Τα δοκίμια CAMUS I, CAMUS IV παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον διότι έχουν διαστασιολογηθεί με τον ίδιο τρόπο με μόνη διαφορά στον τρόπο θεμελίωσης [10]. Στην μια περίπτωση επιτρέπεται ο λικνισμός (rocking), χαρακτηριστικό των Μ.Ε.Ο.Τ., ενώ στην άλλη όχι, για αυτό και τα συγκεκριμένα πειράματα θα παρουσιαστούν αναλυτικά.

Το CAMUS I είναι πακτωμένο στην βάση του σε αντίθεση με το CAMUS IV του οποίου η θεμελίωση έχει τοποθετηθεί πάνω σε εγκιβωτισμένη άμμο με διαστάσεις κιβωτίου $4x4x0,40[m]$ όπως φαίνεται στο σχήμα 7. Αυτή η διαφοροποίηση επιτρέπει στο δοκίμιο CAMUS IV να ολισθαίνει και να ανασκώνεται από τη βάση του (Rocking). Η σύγκριση μεταξύ των δύο πειραμάτων κρίνεται ιδιαίτερος ενδιαφέρουσα διότι μας δίνει τη δυνατότητα να απομονώσουμε την επιρροή του λικνισμού στην κατασκευή και να κρίνουμε κατά πόσο είναι ευεργετική ή όχι.



Σχήμα 7. Κάτοψη και τομή κιβωτίου άμμου για Camus IV [10].

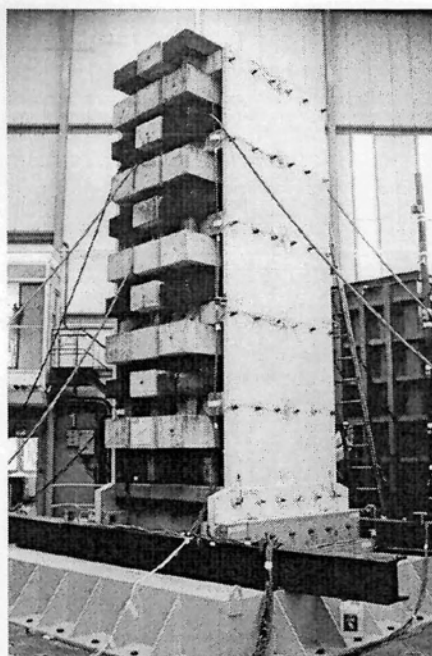


Σχήμα 8. Διαστασιολόγηση δοκιμίων Camus I,IV [7].

Η ακριβής διαστασιολόγηση των δοκιμίων φαίνεται στον πίνακα 2:

Πίνακας 2. Διαστάσεις σε μέτρα Camus 1, 4.

	Ύψος	Μήκος	Πλάτος
Τοιχώματα	5.1	1.7	0.06
Πλάκες	0.21	1.7	1.7
Πέδουλα	0.6	2.1	0.8



Σχήμα 9. Δοκίμιο Camus IV πριν την έναρξη των δοκιμών [10].

Η διαστασιολόγηση των δοκιμών έγινε ώστε να ικανοποιείται η αρχή της ομοιότητας μεταξύ της πραγματικής κατασκευής και του δοκιμίου. Οι κανόνες ομοιότητας παρατίθενται στον πίνακα 3.

Πίνακας 3. Κανόνες ομοιότητας για τη διαστασιολόγηση των Camus [10].

	Κατασκευή	Δοκίμιο
Μήκος	L	$L' = \lambda L$
Γωνία	ϑ	$\vartheta' = \vartheta$
Μάζα	m	$m' = \lambda^2 m$
Χρόνος	t	$t' = \sqrt{\lambda} t$
Ταχύτητα	v	$v' = \sqrt{\lambda} v$
Επιτάχυνση	a	$a' = a$
Μέτρο του Young	E	$E' = E$
Δύναμη	F	$F' = \lambda^2 F$
Ροπή	M	$M' = \lambda^3 M$
Τάση	σ	$\sigma' = \sigma$

Η επιρροή των αναλογικών διαστάσεων στην δυσκαμψία

Στην προσπάθεια που έγινε για τον προσδιορισμό των διαστάσεων του δοκιμίου προέκυψαν κάποια ζητήματα ως προς την αναλογικότητα μεταξύ των μηχανικών πλέον ιδιοτήτων της πραγματικής κατασκευής και του δοκιμίου. Το πρόβλημα έγκειται στο γεγονός πως η μεταβολή μιας διάστασης ενός στοιχείου δεν συνδέεται πάντα γραμμικώς με τις μηχανικές του ιδιότητες. Για παράδειγμα σε μία δοκό ο διπλασιασμός του ύψους της δεν συνεπάγεται διπλασιασμό της ροπής αντοχής.

Πέραν της προσεκτικής διαστασιολόγησης της κατασκευής υπάρχει η ανάγκη και της σωστής εξομοίωσης των φορτίων που την καταπονούν. Έτσι προστέθηκαν φορτία στις πλάκες των κτηρίων ώστε να εξομοιωθεί ένα αναμενόμενο φορτίο λειτουργίας για αυτού του είδους τις κατασκευές. Τέλος χρησιμοποιήθηκε μεταλλικός σκελετός ώστε να εξασφαλιστεί η ευστάθεια των δοκιμών κάθετα στη διεύθυνση των τοιχωμάτων των οποία οποίων η δυσκαμψία στην διεύθυνση αυτή είναι πολύ μικρή λόγω του μικρού πάχους τους ($b_w=0,06m$) Αξίζει εδώ να σημειωθεί πως μια φυσιολογική τιμή πάχους πλάκας είναι περίπου $h_f=18cm$ ως εκ τούτου χρησιμοποιώντας κλίμακα 1/3 στην κατασκευή μας θα έπρεπε το πάχος πλακών να είναι 6cm. Οι πλάκες όμως κατασκευάστηκαν με πάχος 21 cm ώστε να μπορούν ασφαλώς να μεταφέρουν τα επιπρόσθετα φορτία. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η δυσκαμψία των πλακών να είναι πολύ μεγαλύτερη αναλογικά από ότι σε μια πραγματική κατασκευή.

Στην περίπτωση του δοκιμίου Camus 4 τέθηκε και το θέμα της σωστής διαστασιολόγησης του κιβωτίου άμμου το οποίο κρίνεται ιδιαίτερης σημασίας, διότι μέσω αυτής επηρεάζεται η στροφική και μεταθετική δυσκαμψία του δοκιμίου, δηλαδή ουσιαστικά η ικανότητα του να λικνιστεί [10].

Έχουμε ότι:

$\alpha = \alpha'$ (επιτάχυνση)

$\vartheta = \vartheta'$ (γωνία στροφής λόγω λικνισμού)

όμως

$d = d'/\lambda$ (μετατόπιση σημείου λόγω στροφής)

Εξ αιτίας αυτού προκύπτει ότι δεν μπορούμε υπό κλίμακα να εξομοιώσουμε επιτυχώς την μεταθετική και την στροφική δυσκαμψία μαζί.

$$K'_{\text{rocking}} = \frac{M'}{\theta'} = \frac{\lambda^3 M}{\theta} = \lambda^3 K_{\text{rocking}} \quad (4)$$

$$K'_{\text{translation}} = \frac{F'}{d'} = \frac{\lambda^2 F}{\lambda d} = \lambda K_{\text{translation}} \quad (5)$$

Για $\lambda=3$ θα πρέπει:

$$K'_{\text{rocking}} = \lambda^3 K_{\text{rocking}} = \frac{K_{\text{rocking}}}{27}$$

$$K'_{\text{translation}} = \lambda K_{\text{translation}} = \frac{K_{\text{translation}}}{3}$$

Ως εκ τούτου για να μπορέσουμε να πετύχουμε στο δοκίμιο μας δυσκαμψία της θεμελίωσης ίση με αυτή της πραγματικής κατασκευής θα πρέπει να διαιρέσουμε την στροφική δυσκαμψία με το 27 και την μεταφορική με 3 όπως φαίνεται και από τις εξισώσεις (4), (5) για $\lambda=3$. Για αυτόν τον λόγο είναι αδύνατο να επιτευχθούν και τα δύο αυτά αποτελέσματα ταυτόχρονα. Επιλέγεται λοιπόν η βέλτιστη εξομοίωση της στροφικής δυσκαμψίας διότι κρίνεται ότι ως φαινόμενο επηρεάζει περισσότερο την απόκριση της κατασκευής από ότι η μεταθετική.

Διαστασιολόγηση κιβωτίου άμμου, θεμελίωσης

Για δεδομένες διαστάσεις θεμελίων ($L=2,10\text{m}$ $b=0,8\text{m}$) και επιφάνεια κιβωτίου ($4 \times 4\text{m}$), περιορισμένη από τις διαστάσεις της σεισμικής τράπεζας, έγινε μια προσπάθεια για τον σωστό υπολογισμό του ύψους κιβωτίου άμμου. Αναπτύχθηκε λοιπόν μοντέλο στο πρόγραμμα dynaflo [15] με τα εξής χαρακτηριστικά:

$$V_s=200\text{m/s}, E=200 \text{ MPa}, \nu=0.25$$

(συνήθεις τιμές για συμπυκνωμένη άμμο υπό το φορτίο του δοκιμίου)

Για μη περιορισμένο, ομογενές ημίχωρο οι τιμές πάρθηκαν από SASSI [16], ενώ το μοντέλο για μεταβλητό ύψος κιβωτίου από (0,3-0,6m) έδωσε τα εξής αποτελέσματα πίνακας 4:

Πίνακας 4. Ανάλυση Ευαισθησίας της δυσκαμψίας για μεταβλητά πάχη στρώματος άμμου [10].

Μοντέλο	Πάχος (m)	K_z (MN/m)	K_θ (MN.m/rad)
(4m x4m) Κιβώτιο εδάφους ($V_s=200$ m/s) DYNAFLOW	0.3	1 773	757
	0.4	1 395	613
	0.5	1 174	532
	0.6	1 028	478
Ομογενής ημίχωρος ($V_s=200$ m/s) SASSI	∞	338	263

Για να μπορούν αυτά τα αποτελέσματα να αξιολογηθούν αξιοποιώντας την αρχή της ομοιότητας μεταξύ μοντέλου και κατασκευής υπολογιστική η στρωφική και η μεταθετική δυσκαμψία για θεμέλια 3 φορές μεγαλύτερα (6.3 m x 2.4 m) του μοντέλου, τα οποία εδράζονται σε ομογενές ημίχωρο με μεταβλητές ελαστικές ιδιότητες που εκφράζονται μέσω της μεταβολής της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στον πίνακα 5.

Κανόνες Ομοιότητας $\lambda=1/3$

Πίνακας 5. Κατακόρυφες και Στροφικές Δυσκαμψίες για την Κατασκευή Λωρίδα θεμελίου (6.3 m x 2.4 m) και η αντιστοιχία για το Δοκίμιο (SASSI: Ομογενής Ημίχωρος) [10].

	Κατασκευή (6.3 m x 2.4 m)		Δοκίμιο (2.1 m x 0.8 m)	
	K_z (MN/m)	K_θ (MN.m/rad)	K'_z (MN/m)	K'_θ (MN.m/rad)
$V_s=200$ m/s	1 013	7 097	338	263
$V_s=300$ m/s	2 279	15 966	760	591
$V_s=400$ m/s	4 044	28 380	1 348	1 051

Προέκυψε λοιπόν πως η στροφική δυσκαμψία, για $V_s=300\text{m/s}$, του δοκιμίου είναι περίπου 27 φορές μικρότερη αυτής της πραγματικής κατασκευής.

$$\frac{K_{\theta}}{K'_{\theta}} = \frac{15\,966}{591} = 27.02 \approx 27$$

Ικανοποιείται λοιπόν η συνθήκη :

$$K'_{\text{rocking}} = \lambda^3 K_{\text{rocking}} = \frac{K_{\text{rocking}}}{27}$$

με $K'_{\theta} = 591 \text{ MNm/rad}$ για το δοκίμιο και $V_s = 300 \text{ m/s}$. Η τιμή όμως του

$K'_{\theta} = 591 \text{ MNm/rad}$ πλησιάζει πολύ, για κιβώτιο με ύψος 0.4m και $V_s = 200 \text{ m/s}$, την τιμή

$$K'_{\theta} = 613 \text{ MNm/rad}$$

Έτσι επελέγησαν διαστάσεις κιβωτίου $4 \times 4 \times 0.40[\text{m}]$ όπου μέσω αυτού φαίνεται ότι μέριμνα έγινε κυρίως για την επίτευξη λογικής σχέσης στροφικής δυσκαμψίας μεταξύ δοκιμίου και φυσικού προβλήματος και όχι της μεταθετικής.

Ενδεικτικά επισημαίνεται πως σύμφωνα με την ανάλυση θα έχουμε :

$$K'_z = 760 \text{ MN/m} = \frac{K_z}{1.8}, \quad K_z = 1\,395 \text{ MN/m}$$

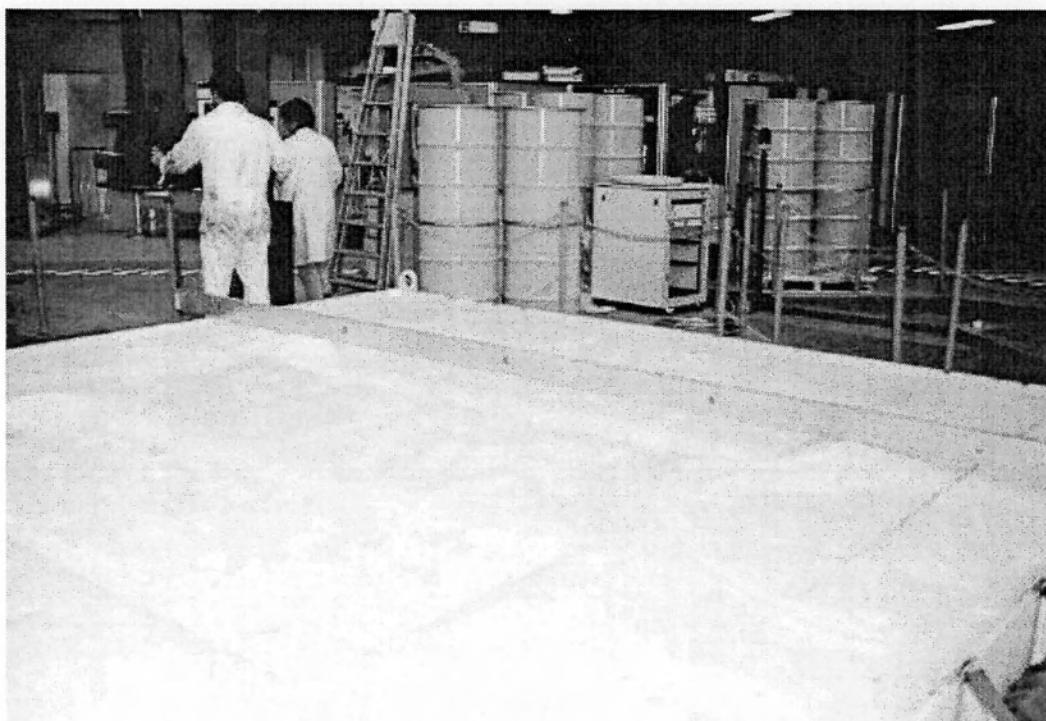
Που απέχει από το ζητούμενο :

$$K'_{\text{translation}} = \lambda K_{\text{translation}} = \frac{K_{\text{translation}}}{3}$$

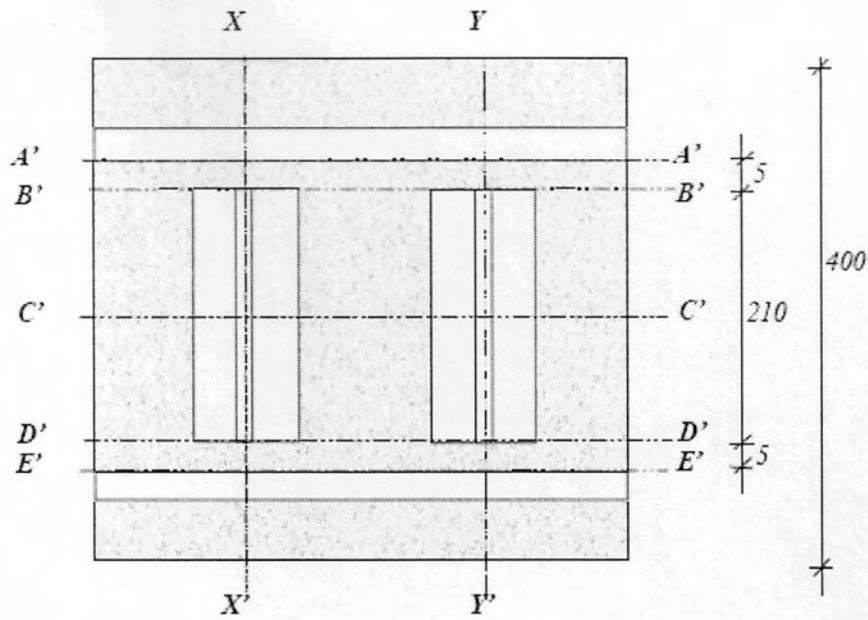
Αποτελέσματα δοκιμών

Στο δοκίμιο Camus 4 παρατηρήθηκε ανασήκωμα των πέδινων κατά την διάρκεια της δοκιμής γεγονός το οποίο σύμφωνα με τις μετρήσεις οδήγησε σε μικρότερες εντάσεις αλλά σε μεγαλύτερες μετατοπίσεις από ότι στο δοκίμιο Camus 1. Αυτό συμβαίνει διότι μέρος της εισαγόμενης στο σύστημα ενέργειας μετατρέπεται σε δυναμική λόγω της ανύψωσης των μαζών η οποία καταναλώνεται από το σύστημα μέσω του ανοιγοκλείσιμου των ρωγμών.

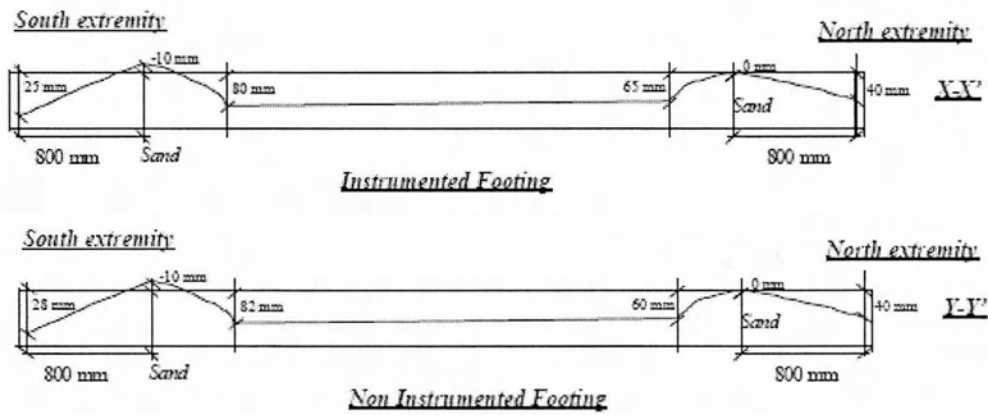
Πιο αναλυτικά το δοκίμιο Camus 4 εμφάνισε μικρό ποσοστό βλαβών σε επιτάχυνση 1g ενώ το Camus 1 αστόχησε σε επιτάχυνση της τάξεως των 0.71g, γεγονός το οποίο οφείλεται αποκλειστικά στον τρόπο έδρασης των δοκιμίων αφού είχαν διαστασιολογηθεί ομοίως. Βεβαίως αντιλαμβανόμαστε πως η δυναμικότητα αυτού του φαινομένου (λικνισμός) επιβαρύνει επιπροσθέτως το έδαφος για αυτό επισημαίνεται πως σε περίπτωση επιφανειακών θεμελιώσεων θα πρέπει να υπάρξει ιδιαίτερη μέριμνα. Στο δοκίμιο Camus 4 με το πέρας της δοκιμής, όταν το δοκίμιο αφαιρέθηκε από το κιβώτιο άμμου, έγινε ορατή η μόνιμη καθίζηση που υπέστη *σχήμα 10*.



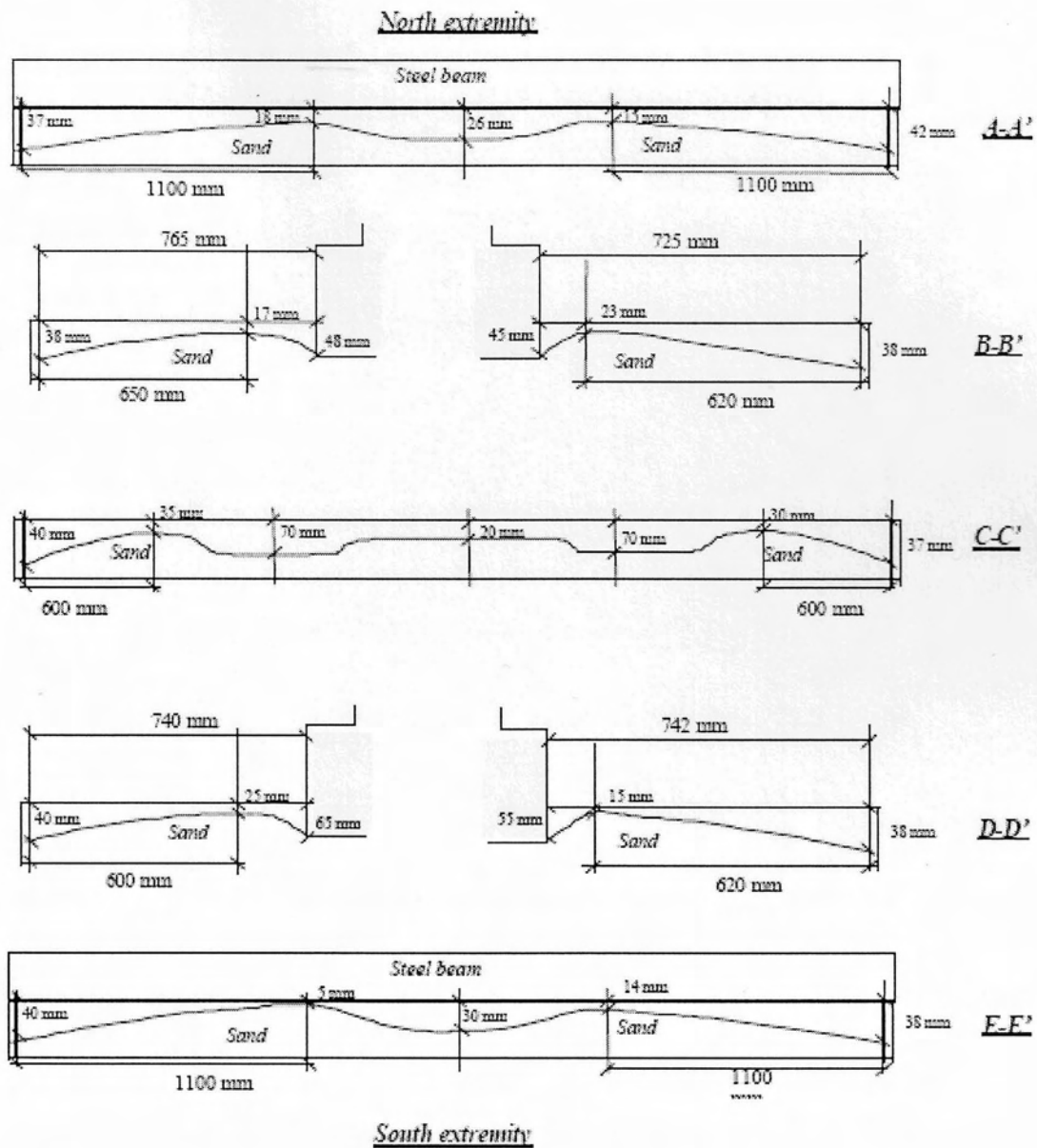
Σχήμα 10. Μόνιμη Καθίζηση Στρώσης Άμμου μετά την Αφαίρεση του Δοκιμίου Camus 4 [10].



Σχήμα 11. Θέσεις τομών στις οποίες έχει καταγραφεί το ύψος της καθίζησης [10].



Σχήμα 12. Μόνιμη καθίζηση στρώματος άμμου σε δύο ενδεικτικές τομές στον άξονα των τοιχωμάτων [10].



Σχήμα 13. Μόνιμη καθίζηση στρώματος άμμου σε πέντε ενδεικτικές τομές κάθετες στα τοιχώματα [10].

2.1.3 Camus 2000

Το πρόγραμμα **Camus 2000** ξεκίνησε το 1998 με σκοπό την εκτίμηση της συμπεριφοράς των ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων σε:

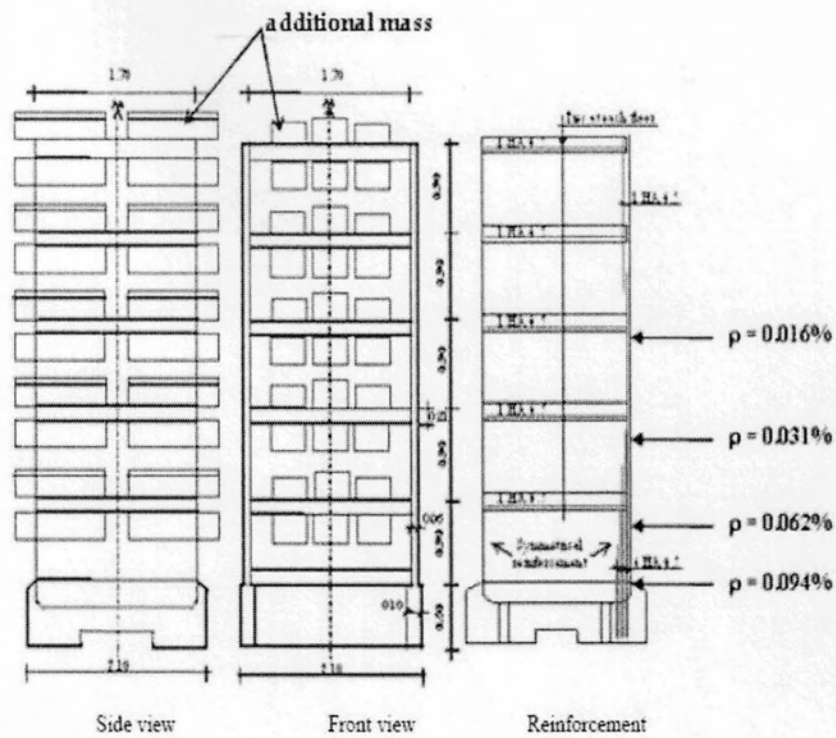
1. επιτάχυνση παράλληλη αλλά και κάθετη στον κύριο άξονα του τοιχώματος.
2. Στρέψη που δημιουργείται κυρίως λόγω του μεγάλου μήκους των τοιχωμάτων.

Για την διεξαγωγή του προγράμματος κρίθηκε σκόπιμο οι διαστάσεις των δοκιμών να είναι συμβατές με τις διαστάσεις ενός κανονικού κτηρίου, αντιπροσωπευτικού των μέσων διαστάσεων ενός κτηρίου στην Γαλλία. Επομένως σχεδιάστηκαν 2 δοκίμια, 5όροφα σε κλίμακα 1/3. Η διαστασιολόγηση τους έγινε με στόχο την δημιουργία ενός δικτύου ρωγμών οι οποίες θα εξαπλώνονται σε όλο το ύψος των τοίχων, σκεπτικό που έρχεται σε αντίθεση με την συνηθισμένη πρακτική διαστασιολόγησης κατά την οποία έχουμε συσσωρευμένες βλάβες στην βάση με ταυτόχρονη δημιουργία πλαστικής αρθρώσεως. Αυτό επιτυγχάνεται με χαμηλά ποσοστά οπλισμού διανεμημένα καταλλήλως καθ' ύψος των τοιχωμάτων, γεγονός που οδηγεί σε πολλαπλασιασμό των ζωνών απώλειας ενέργειας μέσω ρηγματώσεως [11].

Για την διεξαγωγή των πειραμάτων κατασκευάστηκαν 2 μοντέλα τα **CAMUS 2000-1** και **CAMUS 2000-2**.

2.1.4 Camus 2000-1

Το δοκίμιο αυτό αποτελούταν από 2 ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα παράλληλα μεταξύ τους, χωρίς ανοίγματα, τα οποία στηρίζονται σε οπλισμένα πέδιλα τα οποία αγκυρώνονται στην σεισμική τράπεζα. Τα τοιχώματα συνδεόταν καθ' ύψος με 6 πλάκες Ο/Σ (ορόφους) στις οποίες τοποθετήθηκαν επιπρόσθετα βάρη ώστε να υπάρχει εξομοίωση πραγματικών συνθηκών. Στην διεύθυνση την κάθετη στην κύρια των τοιχωμάτων τοποθετήθηκε χαλύβδινος σκελετός (Steel bracing) ώστε να επιτευχθεί η επιθυμητή δυσκαμψία στην "αδύναμη" πλευρά τους [8].



Σχήμα 14. Διαστασιολόγηση Μοντέλου Camus 2000-1 [6]

Η επιτάχυνση σχεδιασμού ήταν 0,51g ενώ οι διαστάσεις απεικονίζονται στον πίνακα 6 :

Πίνακας 6. Διαστάσεις σε μέτρα Δοκιμίου CAMUS 2000-1.

	Υψος	Μήκος	Πλάτος
Τοιχώματα	5.1	1.7	0.21
Πλάκες	0.21	1.7	1.7
Πέδιλα	0.6	2.1	0.1

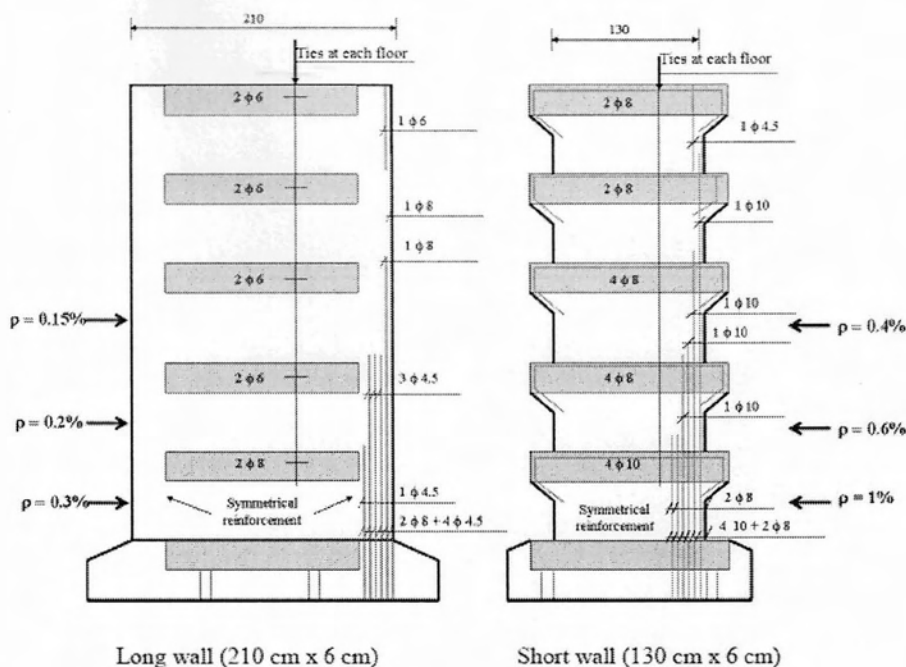
2.1.5 Camus 2000-2

Ο κύριος σκοπός του ήταν η διερεύνηση της επιρροής της στρέψης στα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα., ως προς άξονα παράλληλο με το μήκος τους, Στρεπτική συμπεριφορά εμφανίζεται εφόσον το κέντρο δυσκαμψίας του δοκιμίου είναι έκκεντρο σε σχέση με το κέντρο μάζας του. Αυτό επιτεύχθηκε στο δοκίμιο αλλάζοντας την δυσκαμψία του κατά μήκος αλλά παράλληλα διατηρώντας το κέντρο μάζας του, κατά μήκος, σταθερό. Ελαττώθηκε το μήκος του ενός τοίχου από τα 1,7m σε 1,3m και αυξήθηκε το μήκος του άλλου από 1,7m σε 2,1m. Για την διατήρηση του κέντρο μάζας στο κέντρο του δοκιμίου επιπρόσθετα βάρη τοποθετήθηκαν στην πλευρά όπου το μήκος του τοιχώματος ελαττώθηκε. Υπό αυτές τις συνθήκες υπολογίστηκε εκκεντρότητα μεταξύ του κέντρου μάζας και του κέντρου δυσκαμψίας ίση με 0.51m. Σημειώνεται πως για την αύξηση της δυσκαμψίας στην κατεύθυνση κάθετα στην κύρια των τοιχωμάτων χρησιμοποιήθηκε ο ίδιος σκελετός με το **CAMUS 2000-1**. Οι διαστάσεις φαίνονται αναλυτικά στον πίνακα 7.

Κατά την διαστασιολόγηση του δοκιμίου υπήρχε επίσης η πρόθεση κατά την αστοχία να υπάρξει ένα δίκτυο ρωγμών λόγω τέμνουσας δύναμης στον πρώτο όροφο του δοκιμίου. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα, δεδομένου του διαφορετικού μήκους των τοίχων, να υπάρξει μεγάλη διαφοροποίηση και στον λόγο ρ , (ρ είναι ο λόγος επιφάνειας οπλισμού ως προς επιφάνεια σκυροδέματος σε μια διατομή) ενώ από τους υπολογισμούς προέκυψε πώς οι ροπές αντοχής των δύο τοιχωμάτων βρίσκονται στα ίδια επίπεδα.

Πίνακας 7. Διαστάσεις σε μέτρα Δοκιμίου CAMUS 2001-2.

	Ύψος	Μήκος	Πλάτος
Τοίχωμα Α	5.1	2.1	0.21
Τοίχωμα Β	5.1	1.3	0.21
Πλάκες	0.21	1.7	1.7
Πέδιλα	0.6	2.1	0.1

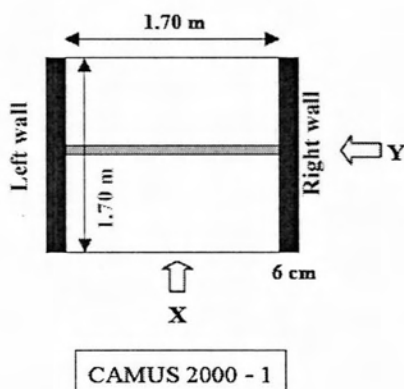


Σχήμα 15. Διαστασιολόγηση Μοντέλου CAMUS 2000-2 [6].

Περιγραφή πειράματος

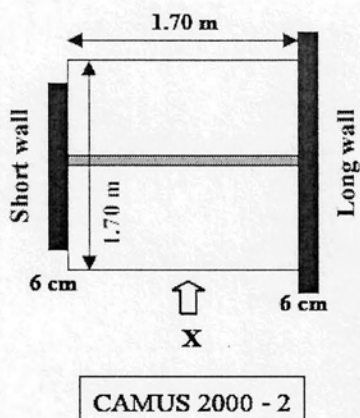
Τα 2 πειράματα έλαβαν χώρα στην σεισμική τράπεζα **AZALEE** η οποία έχει την δυνατότητα να διαχειρίζεται δοκίμια έως 100 τόνους και να τα θέτει σε διεγέρσεις και στις 3 κατευθύνσεις.

Το δοκίμιο **CAMUS 2000-1** υποβλήθηκε σε αυξανόμενες οριζόντιες επιταχύνσεις, κάθετες αλλά και παράλληλες στο επίπεδο των τοιχωμάτων. Στην τράπεζα επιβλήθηκαν οι ακόλουθες PGA (Peak Ground Acceleration) τιμές, μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους: **0.15g, 0.40g, 0.55g, 0.65g**.



Σχήμα 16. Κατεύθυνση σεισμικής καταπόνησης CAMUS 2000-1 [6].

Το δοκίμιο CAMUS 2000-2 υποβλήθηκε σε αυξανόμενες οριζόντιες επιταχύνσεις, παράλληλες στο επίπεδο των τοιχωμάτων. Οι ακόλουθες PGA τιμές, μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους, επιβλήθηκαν στην τράπεζα: **0.17g, 0.40g, 0.80g, 1.12g**.



Σχήμα 17. Κατεύθυνση σεισμικής καταπόνησης CAMUS 2000-2 [6].

Ειδικά Ζητήματα Σχετικά με την Συμπεριφορά των Δοκιμίων

Επιρροή της αξονικής δύναμης στην συμπεριφορά των δοκιμίων.

Προηγούμενες μελέτες σε ελαφρά σπλισμένα τοιχώματα εκτεθειμένα σε επιτάχυνση κατά την διεύθυνση των τοιχωμάτων υπογράμμισαν την σημαντικότερη επιρροή που έχει στην συμπεριφορά των τοιχωμάτων η διακύμανση της αξονικής φόρτισης [6].

Σύμφωνα με [6] Αυτό οφείλεται κυρίως σε 2 παράγοντες :

- Στην μέγιστη οριζόντια μετατόπιση του τοιχώματος ο ουδέτερος άξονας απέχει το μέγιστο από το κέντρο της διατομής του τοίχου και η ανύψωση των μαζών είναι η μέγιστη, τότε το φαινόμενο αυτό, το οποίο αυξομειώνει με την αξονική καταπόνηση ως δυναμικό, ασκεί μια αξονική εφελκυστική δύναμη στο τοίχωμα.
- Στην επιρροή της διέγερσης της πρώτης κατακόρυφης ιδιομορφής του συστήματος (δοκίμιο και σεισμική τράπεζα). Κατά το κλείσιμο των ρωγμών, όταν το σκυρόδεμα ανακτά την δυσκαμψία του, οι θλιπτικές δυνάμεις αυξάνονται

σημαντικά λόγω της δυναμικότητας της φόρτισης και προκαλούνται δονήσεις (Shocks) οι οποίες διεγείρουν την πρώτη ιδιομορφή.

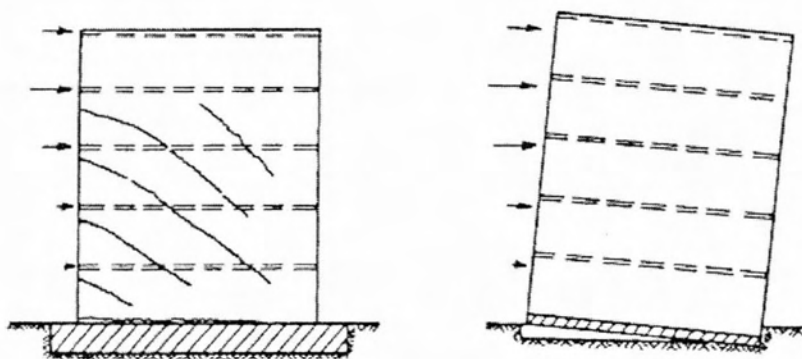
Εδώ αξίζει να τονιστεί πως η μέγιστη καμπτική αντοχή του στοιχείου είναι σε άμεση εξάρτηση με το επίπεδο της αξονικής δύναμης που αυτό φέρει καθώς αυτές οι παράμετροι μαζί καθορίζουν την μέγιστη ένταση στο τοίχωμα.

Τέλος η συμπεριφορά των τοίχων σε στρέψη επηρεάζεται από την στρεπτική δυσκαμψία των πλακών. Η επιρροή αυτή είναι πολύ μεγάλη αν συνυπολογίσει κανείς πως το ύψος (πάχος) της πλάκας είναι 21cm ενώ σε μια κανονική κατασκευή και όχι μοντέλο υπό κλίμακα, σύνηθες πλάτος είναι τα 16-18cm επομένως σε μοντέλο με κλίμακα 1/3 το πάχος θα έπρεπε να είναι στα 6cm. Το πρόσθετο πλάτος εξυπηρετεί την ασφαλή μεταφορά των φορτίων των επιπλέον μαζών που τοποθετήθηκαν σε αυτές αλλά επηρεάζει σε σημαντικό βαθμό την εξέλιξη του πειράματος 'εξασφαλίζοντας' σε μεγάλο βαθμό ότι η πλάκα θα αποκριθεί ως διάφραγμα.

3. ΔΙΚΝΙΣΜΟΣ (ROCKING) ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Λικνισμός ορίζεται ως η απόκριση μιας κατασκευής κατά την οποία εμφανίζεται ανασήκωμα των θεμελίων μετατρέποντας μέρος της εισαγόμενης στο σύστημα ενέργειας σε δυναμική. Στην βιβλιογραφία εμφανίζεται η ιδέα για λικνιόμενα τοιχώματα πρώτη φορά από [27] η έρευνα των οποίων βασίστηκε στη δουλειά από [28] ο οποίος μελέτησε την δυναμική συμπεριφορά απαραμόρφωτων λικνιόμενων σωμάτων.

Στο παρελθόν θεωρούταν ανεπιθύμητο σε μια κατασκευή να επιτραπεί ο λικνισμός διότι υπήρχε ο φόβος της στατικής αστάθειας. Αυτό το γεγονός οδήγησε στην συμβατική διαδικασία σχεδιασμού στην οποία εξασφαλίζεται η πάκτωση των θεμελίων στο έδαφος.



Σχήμα 18. Απόκριση κατασκευής πακτωμένης στο έδαφος και λικνιόμενης αντίστοιχα [24].

Στην δεκαετία του 1950 ο σεισμικός σχεδιασμός των κτηρίων βασιζόταν σε στατικές αναλύσεις. Σε κάθε στοιχείο της κατασκευής οριζόταν ένα οριζόντιο φορτίο :

$$H=C*W \quad (6)$$

Στη σχέση H είναι το οριζόντιο φορτίο, W είναι η μάζα του εκάστοτε στοιχείου και C είναι ένας συντελεστής σεισμικής δράσης. Έπειτα η κατασκευή σχεδιαζόταν να μπορεί να αντέξει την επιβολή αυτών των φορτίων σε κάθε κατεύθυνση στο οριζόντιο επίπεδο. Είναι φανερό πως αυτή η στρατηγική εξαρτάται απόλυτα από την εκτίμηση του συντελεστή C . Η εκτίμηση του γινόταν βάση την κρίση του μηχανικού και εξαρτόταν σίγουρα από το ύψος του κτηρίου γεγονός που θυμίζει την σημερινή πρακτική με τα φάσματα σχεδιασμού αφού ένας χονδρικός υπολογισμός της ιδιοπεριόδου του κτηρίου προκύπτει από την σχέση 7.

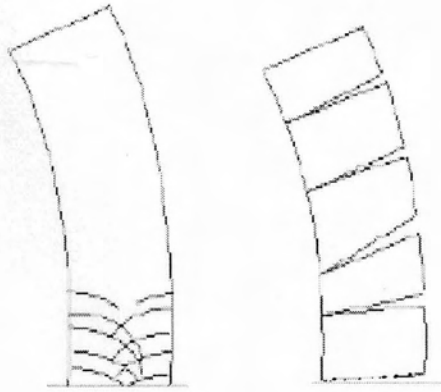
$$T \approx N/10 \quad (7)$$

Όπου N ο αριθμός ορόφων της κατασκευής. Η σημερινή λοιπόν μεθοδολογία για την εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών δεν διαφέρει τόσο πολύ από τότε αφού και σήμερα μέσω των φασμάτων σχεδιασμού επιλέγουμε μια επιτάχυνση από την οποία προκύπτουν τα οριζόντια φορτία τα οποία και επιλύουμε στατικά. Ουσιαστικά με μεγαλύτερη ακρίβεια υπολογίζουμε τον συντελεστή C .

3.1 Λικνισμός ως φαινόμενο

Η σεισμική μόνωση της κατασκευής μέσω του λικνισμού της εξετάζεται ως απερχόμενος τρόπος σχεδιασμού. Ο λικνισμός λοιπόν, ως φαινόμενο, αυξάνει την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής και περιορίζει την τέμνουσα δύναμη η οποία μεταφέρεται από το έδαφος σε αυτή. Για να λικνιστεί ένα τοίχωμα, ως στερεό σώμα, αρκεί να σχεδιαστεί έτσι ώστε να παραμένει σε περιοχή ελαστικών παραμορφώσεων στο επίπεδο των οριζόντιων φορτίων όπου ξεκινάει ο λικνισμός. Κατά το λικνισμό ενός τοιχώματος, στο σύστημα εδάφους τοιχώματος, υπάρχουν πλαστικές παραμορφώσεις, ελαστικές όπως αναπήδηση και υπάρχει και το φαινόμενο της ολίσθησης. Σε μελέτες που έχουν γίνει όπως από [17] προκύπτει το συμπέρασμα ότι τα μη πακτωμένα τοιχώματα πλεονεκτούν ως προς τα πακτωμένα διότι αυξάνοντας την ιδιοπερίοδο του κτηρίου, βάσει του φάσματος απόκρισης, για τις σύνηθες κατασκευές μειώνεται η επιτάχυνση σχεδιασμού. Σύμφωνα με την ίδια μελέτη, το κτήριο που μελετήθηκε, αποκρίθηκε με μισή περίπου μέγιστη επιτάχυνση στην περίπτωση όπου επιτράπηκε ο λικνισμός από ότι θα αποκρινόταν με πακτωμένα στη βάση τους τοιχώματα ενώ ακόμα τα εντατικά μεγέθη στα λικνούμενα τοιχώματα μειώθηκαν σημαντικά, ροπή και τέμνουσα, γεγονός που όχι μόνο μείωσε τις απαιτήσεις για τον ίδιο τον τοίχο αλλά για την θεμελίωση. Γενικά η επιφανειακή θεμελίωση ενός τοιχώματος απομονώνει επιτυχώς την ανωδομή από το έδαφος με αποτέλεσμα μόνο ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας να περνάει σε αυτή.

Τα συστήματα τα οποία χρησιμοποιούν λικνούμενους τοίχους ταλαντώνονται κυρίως στην πρώτη τους ιδιομορφή [19]. Θεωρείται ότι ένα στατικό σύστημα με λικνούμενους τοίχους ενεργοποιεί περισσότερα στοιχεία σε ένα φορέα σε ένα σεισμικό γεγονός διότι το προφίλ των μετακινήσεων είναι ίδιο καθ' ύψος αφού ο τοίχος συμπεριφέρεται περισσότερο ως στερεό σώμα. Αυτό πέρα από την ισοκατανομή των εντάσεων έχει και ως αποτέλεσμα την αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου. Οι μη λικνιόμενοι τοίχοι συγκεντρώνουν περισσότερες παραμορφώσεις κοντά στη βάση τους όπου λόγω μέγιστης ροπής έχουμε και την μέγιστη καμπυλότητα όπως φαίνεται και στο σχήμα 19.



Σχήμα 19. Ενδεικτικός σχεδιασμός συμπεριφοράς πακτωμένων και λικνιόμενων τοιχωμάτων αντίστοιχα [12].

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού ενέργεια μεταφέρεται από το έδαφος στην κατασκευή. Μέρος αυτής της ενέργειας αποθηκεύεται σε ελαστικές παραμορφώσεις και ως κινητική ενέργεια και η υπόλοιπη διαχέεται μέσω μηχανισμών απόσβεσης. Σύμφωνα με [18] αναφερόμαστε σε μια εξίσωση με την μορφή της εξίσωσης 8.

$$\left[\int_0^t (W_{ss,net}(\tau) - W_d(\tau)) d\tau \right] + E_{s,0} = E_s(t) + E_k(t) \quad (8)$$

Όπου:

$W_{ss,net}(\tau)$: Η ροή ενέργειας από το έδαφος στην κατασκευή στο χρόνο τ .

$W_d(\tau)$: Η ενέργεια η οποία διαχέετε από την κατασκευή στο χρόνο τ .

$E_{s,0}$: Η αρχική ενέργεια που καταπονεί τη κατασκευή.

$E_s(t)$: Η συνολική ενέργεια που καταπονεί την κατασκευή.

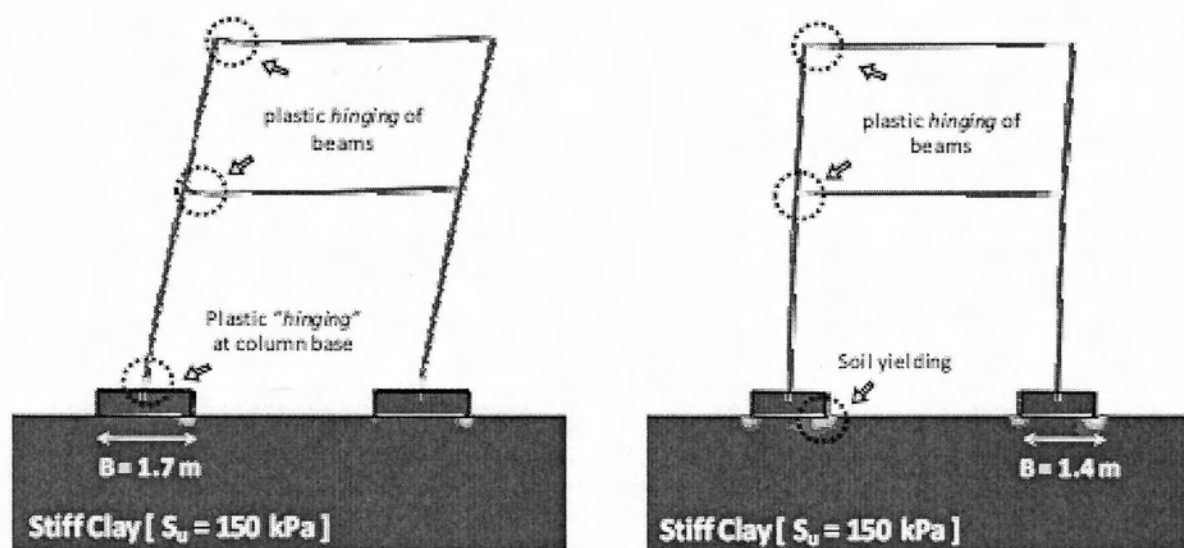
$E_k(t)$: Η συνολική κινητική ενέργεια στην κατασκευή.

Ουσιαστικά επιτρέποντας το λίκνισμα σε μια κατασκευή μειώνεται η ροή ενέργειας από το έδαφος σε αυτή λόγω αύξησης της ιδιοπεριόδου της αλλά ακόμα αυξάνεται ο όρος της κινητικής ενέργειας η οποία εφόσον αναφερόμαστε σε κίνηση στερεού σώματος δεν καταπονεί την κατασκευή.

Υπάρχουν κάποιες αβεβαιότητες όσων αφορά τους λικνούμενους τοίχους. Αρχικά είναι το θέμα της δυναμικής φόρτισης του εδάφους αλλά και του ίδιου του τοίχου από το ανασήκωμα της θεμελίωσης που οδηγεί σε υψηλά επίπεδα τάσεων και στα δύο στοιχεία αλλά και στην δημιουργία υψίσυχων ταλαντώσεων στο σώμα του τοιχώματος. Υπάρχουν καταγεγραμμένες περιπτώσεις όπου πέδιλα τοίχων αστόχησαν σε θλιπτικά φορτία λόγω αυτού του φαινομένου. Ακόμα η δυναμική φόρτιση του εδάφους μπορεί

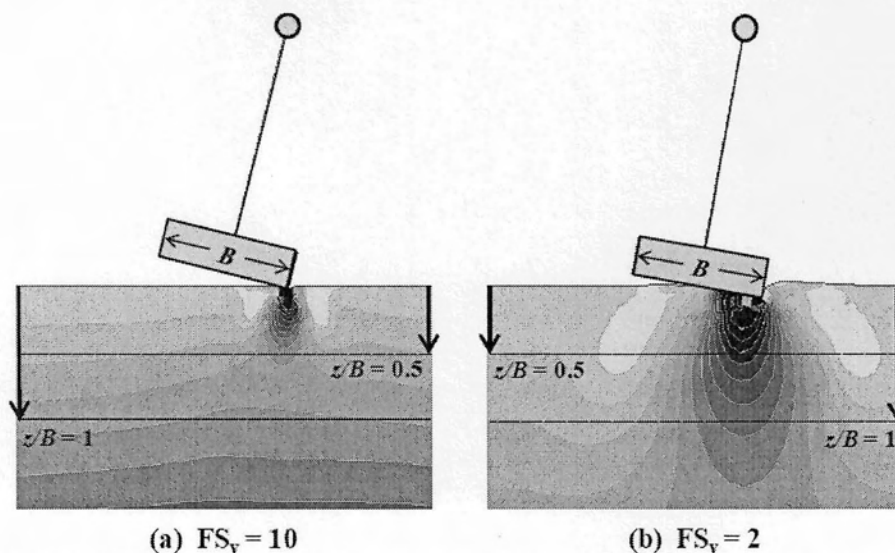
να οδηγήσει σε συμπύκνωση του γεγονότος που μπορεί να προκαλέσει μεγάλες διαφορικές μετατοπίσεις που θα έχουν ως αποτέλεσμα απρόβλεπτες εντάσεις στην κατασκευή. Ο ΕΚ8 για να διασφαλίσει την ασφαλή απόκριση των κατασκευών με Μ.Ε.Ο.Τ. όρισε λοιπόν διατάξεις και κανόνες για τον σχεδιασμό τους από την πλευρά της ασφαλείας.

Το φαινόμενο του λικνισμού είναι πολυδιάστατο διότι πέρα από την κατασκευή σημαντικό ρόλο παίζει και το έδαφος. Αυτή η διαφορετική αντισεισμική φιλοσοφία σχεδιασμού λοιπόν, η μόνωση μέσω λικνισμού, θεωρείται ότι περιορίζει το μέγεθος των αδρανειακών δυνάμεων που μεταφέρονται στην κατασκευή. Αυτή η μορφή μόνωσης όμως περιέχει τον κίνδυνο μη αποδεκτών καθιζήσεων για μικρό δείκτη ασφάλειας εδάφους F_{sv} [$F_{sv} = \sigma_{\text{εδάφους}} / (N_{\text{τοιχώματος}} / A_{\text{τοιχώματος}})$]. Ως εκ τούτου θα πρέπει να εξασφαλίσουμε ότι ο λικνισμός επιτυγχάνεται μέσω του ανασήκωματος των θεμελίων και όχι της βύθισής τους με ένα επαρκή δείκτη ασφάλειας F_{sv} . Επισημαίνεται βέβαια από [20] η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους μπορεί να λειτουργήσει προς όφελος της κατασκευής αφού μέσω αυτής εκλύεται ενέργεια στο περιβάλλον εφόσον τον φαινόμενο εκτιμηθεί σωστά. Το φαινόμενο του λικνισμού (*Rocking*) μπορεί να προκληθεί με διάφορους τρόπους. Η υποδιαστασιολόγηση του θεμελίου είναι ένας από αυτούς όπου λόγω των μικρών του διαστάσεων αυξάνει τις τάσεις εδάφους οπότε οδηγεί το έδαφος σε διαρροή. Όπως φαίνεται και στο *σχήμα 20* εφόσον το σύστημα σχεδιαστεί σωστά, πιθανή διαρροή του εδάφους λειτουργεί ευεργετικά για την κατασκευή αφού ανακουφίζει την ανωδομή.



Σχήμα 20. Επιρροή της υποδιαστασιολόγησης θεμελίου στην καταπόνηση της ανωδομής [21].

Ακόμα επισημαίνεται ότι σε πολύ έντονα σεισμικά γεγονότα, όπως για παράδειγμα ο σεισμός του Kobe 1995, ($M_s=7.2$) όπου καταγράφηκε $P.G.A.=0.85g$ η διαρροή του εδάφους είναι αναπόφευκτη αλλά ταυτόχρονα και θεμιτή διότι δεδομένης της μάζας των κτηρίων αν δεν έχουμε πλαστικοποίηση του εδάφους η επιβάρυνση αλλά και η απαίτηση για πλαστιμότητα από την ανωδομή θα ήταν τεράστια.



Σχήμα 21. Αποτελέσματα μη γραμμικής ανάλυσης με την Μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων για εδάφη με $F_{sv}=10$ και $F_{sv}=2$ αντίστοιχα [20].

Όταν ο συντελεστής ασφάλειας για το έδαφος, έναντι στατικών κατακόρυφων φορτίσεων, είναι σχετικά υψηλός τότε στην απόκριση του θεμελίου κυριαρχεί το ανασήκωμα των πεδύλων [22]. Εφόσον ο συντελεστής ασφάλειας F_{sv} είναι χαμηλός τότε στην απόκριση του πεδύλου κυριαρχεί το βύθισμα του στο έδαφος. Επομένως θα πρέπει να εξασφαλίσουμε έναν επαρκή συντελεστή ασφαλείας ώστε να αποφύγουμε μεγάλες και ανεπιθύμητες καθιζήσεις. Το φαινόμενο αυτό απεικονίζεται στο σχήμα 21 που φαίνεται η επίδραση από ένα διβάθμιο ταλαντωτή που φορτίζει το έδαφος με ένα συνδυασμό M-Q φορτίσεων. Στο σχήμα 21 απεικονίζεται το αποτέλεσμα μιας μη γραμμικής ανάλυσης με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και συμπεραίνουμε 2 πράγματα.

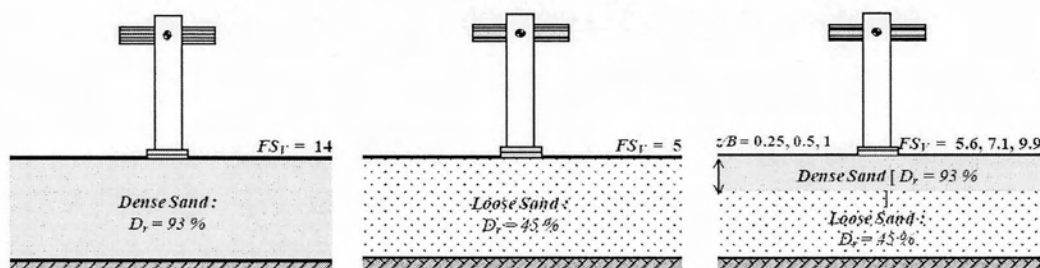
- Αρχικά ότι το βάθος επιρροής μειώνεται όσο αυξάνεται το F_{sv} αλλά και ότι σε χαμηλό $F_{sv}=2$ η επιρροή των φορτίσεων δεν ξεπερνάει βάθος ίσο με το πλάτος του πέδου.
- Ακόμα φαίνεται ότι στην περίπτωση του ισχυρού εδάφους το πέδιλο κυρίως ανασηκώνεται σε αντίθεση με το ανίσχυρο.

Θυμίζω ότι $F_{sv} = \frac{\sigma_{\text{εδάφους}}}{(N_{\text{τοιχώματος}}/A_{\text{τοιχώματος}})}$ και ότι στα Μ.Ε.Ο.Τ. λόγω μεγάλου εμβαδού τοιχώματος πιθανότατα ο συντελεστής ασφάλειας να είναι επαρκώς μεγάλος.

Καθώς οι δυναμικές επιρροές του λικνισμού μιας κατασκευής περιορίζονται σε μικρό βάθος από την επιφάνεια του εδάφους, πρακτικές όπως επιφανειακές βελτιώσεις εδαφών μπορούν να φανούν πραγματικά χρήσιμες.

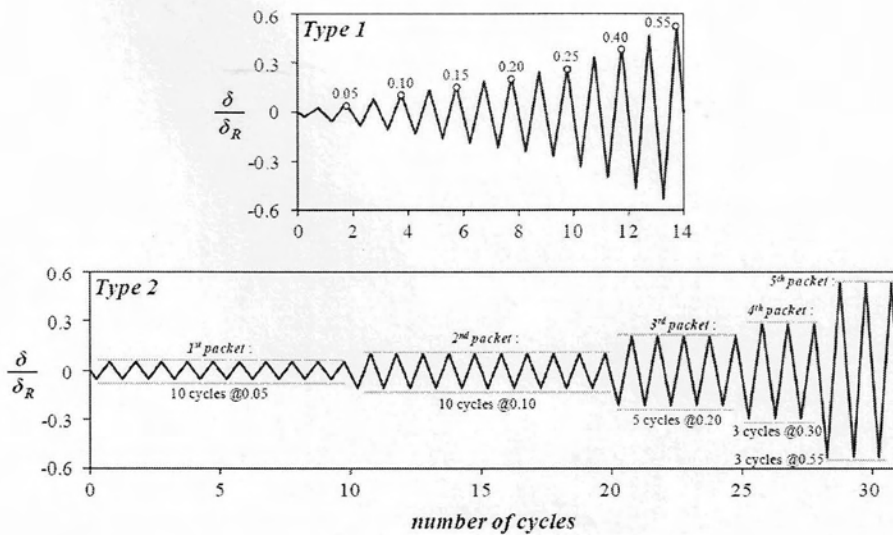
Η λογική στην επιφανειακή βελτίωση του εδάφους για λικνιόμενες κατασκευές όπου και προσεγγίστηκε ως πρόβλημα από [20] περιγράφεται παρακάτω.

Στην εν λόγω μελέτη ελέγχθηκε η συμπεριφορά 5 δοκιμών εδάφους ως προς την απόκριση τους στο rocking της ανωδομής. Σχεδιάστηκε λοιπόν ένα δοκίμιο πυκνής άμμου $D_r=93\%$ με $F_{sv}=14$ αναπαριστώντας τις ιδανικές συνθήκες εδάφους, ένα δοκίμιο χαλαρής άμμου $D_r=45\%$ με $F_{sv}=5$ ως έδαφος χαμηλών αντοχών και έπειτα 3 δοκίμια χαλαρής άμμου $D_r=45\%$ αλλά με επιφανειακές βελτιώσεις πυκνής άμμου βάθους $z/B=0.25$ με $F_{sv}=5.6$, $z/B=0.5$ με $F_{sv}=7.1$ και $z/B=1$ με $F_{sv}=9.9$ όπως φαίνεται και στο *σχήμα 22*. Από την πλευρά της ανωδομής θεωρείται ότι αναπαριστά κτήριο μικρού ύψους με πλάτος πεδίου 1,5m και η κλίμακα είναι 1:10, επομένως το πλάτος του πεδίου στο δοκίμιο είναι 15 εκατοστά.



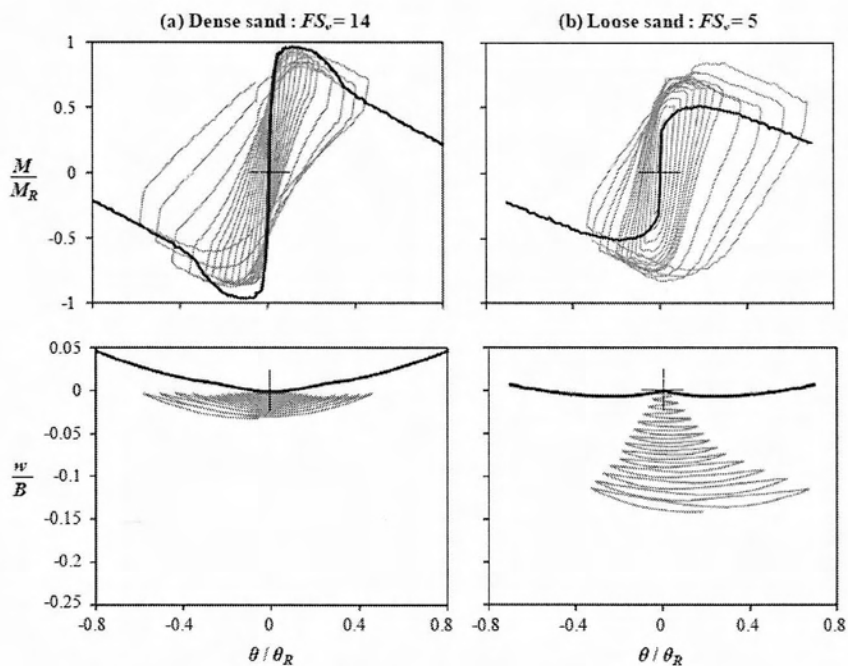
Σχήμα 22. Απεικόνιση των δοκιμών υπό εξέταση [20].

Τα δοκίμια τέθηκαν σε λικνισμό μέσω της επιβολής δύο σετ φορτίσεων. Οι φορτίσεις έγιναν μέσω μετατόπισης στην κορυφή των δοκιμών. Στα σχήματα d_R ορίζεται η μετατόπιση ανατροπής που υπολογίστηκε ίση με 7,5 εκατοστά το ιστορικό της φόρτισης του είναι αυτό που φαίνεται στο *σχήμα 23*.



Σχήμα 23. Ιστορικό Φόρτισης Δοκιμών [20].

Η επίδοση των δοκιμών δίχως βελτιστοποίηση εδαφών φαίνεται στο σχήμα 24 όπου η ροπή αλλά και η γωνία θ κανονικοποιούνται ως προς την ροπή και την στροφή ανατροπής ίσες με 0,026 KNm και 0,167 rad αντίστοιχα.



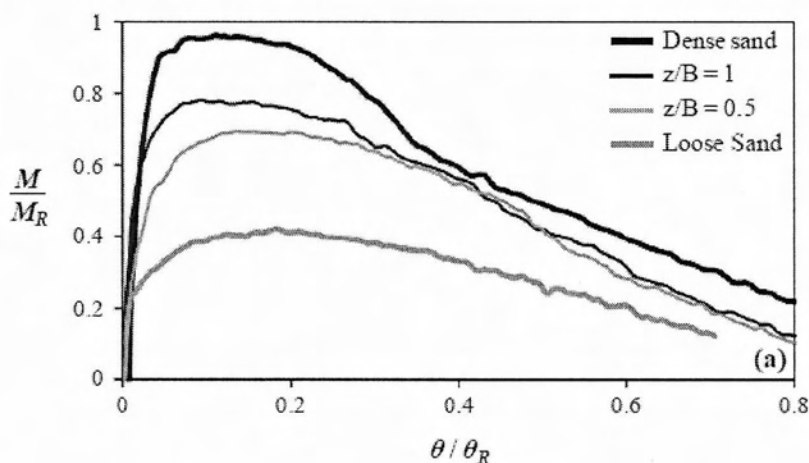
Σχήμα 24. Συμπεριφορά δοκιμών ιδανικού εδάφους και εδάφους χαμηλών μηχανικών ιδιοτήτων [20].

Όπως ήταν αναμενόμενο η ροπή αλλά και στροφή ανατροπής είναι αισθητά υψηλότερες στην περίπτωση του ιδανικού εδάφους ενώ ο καθοδικός κλάδος στο διάγραμμα ροπής-στροφής είναι λόγω φαινομένων P-δ. Η κύρια διαφορά όμως στις δύο περιπτώσεις έγκειται στην διαφορά καθίζησης. Η καθίζηση αυξάνει δραματικά με την μείωση του F_{sv} . Αξίζει να σημειωθεί ότι και στην περίπτωση του ιδανικού εδάφους παρατηρείται μικρή αλλά μη αμελητέα καθίζηση.

Επειδή όμως δεν μπορούμε να επιλέξουμε το έδαφος που θα συναντήσουμε στην περιοχή κατασκευής ενός έργου στην συνέχεια μελετήθηκε η επιρροή των επιφανειακών βελτιώσεων εδάφους οι οποίες δείχνουν υποσχόμενες διότι η επίδραση του rocking μιας κατασκευής, όπως φάνηκε και πριν, περιορίζεται σε μικρός βάθος από την διεπιφάνεια πεδίου εδάφους. Σε αυτές τις περιπτώσεις γίνεται εκσκαφή στο επιθυμητό βάθος και το μη ανθεκτικό στρώμα εδάφους αντικαθίσταται με επιλεγμένο έδαφος ανώτερων μηχανικών ιδιοτήτων. Στα πειράματα που έγιναν φάνηκε πως η αντικατάσταση εδάφους σε βάθος $z/B=0,25$ δεν είναι αρκετή και έτσι παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για $z/B=0,5$ και $z/B=1$.

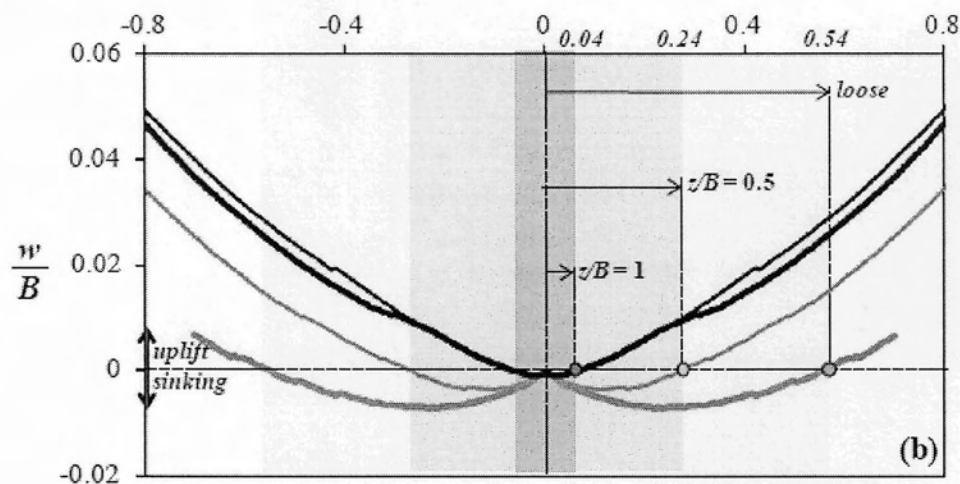
Μονοτονική φόρτιση

Η αποδοτικότητα της επιφανειακής θεμελίωσης σε όρους ροπής – στροφής φαίνεται στο σχήμα 25 όπου φαίνεται ξεκάθαρα ότι υπάρχει αισθητή βελτίωση στην απόκριση στα βελτιωμένα εδάφη σε σχέση με την περίπτωση της χαλαρής άμμου αφού αναλαμβάνεται πολύ περισσότερη ροπή, ενώ ανάλογα αποκρίνεται και η γωνία ανατροπής η οποία επίσης αυξάνεται με την αύξηση του λόγου z/b . Η αύξηση του πάχους της ζώνης πυκνής άμμου μειώνει την έκταση της πλαστικοποίησης του εδάφους, όπως και αναφέρθηκε προηγουμένως στα ισχυρά εδάφη η επιρροή των φορτίσεων επηρεάζει μικρότερα βάθη. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα σε μεγάλες γωνίες θ η περίπτωση $z/B=1$ να είναι σχεδόν όμοια με αυτή του ιδανικού εδάφους [20].



Σχήμα 25. Αποδοτικότητα της θεμελίωσης σε όρους ροπής στροφής [20].

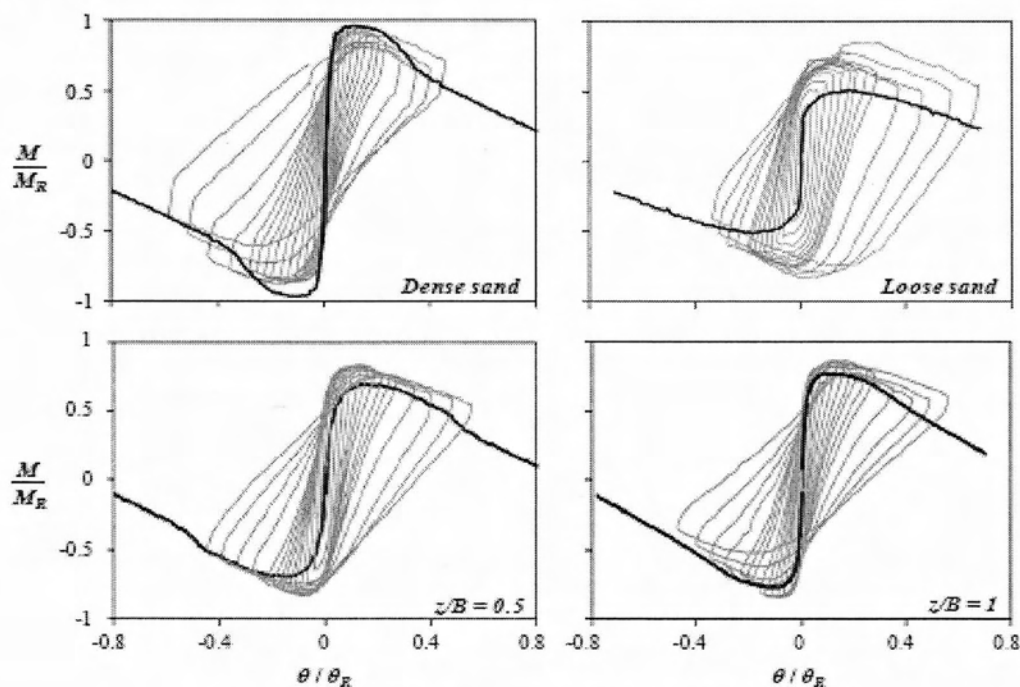
Η επιρροή των επιφανειακών βελτιώσεων γίνεται πιο εμφανής σε όρους καθίζησης-στροφής. Τα εύρη γωνιών όπου η απόκριση κυριαρχείται από καθιζήσεις είναι γραμμοσκιασμένα και φαίνονται στο σχήμα 26.



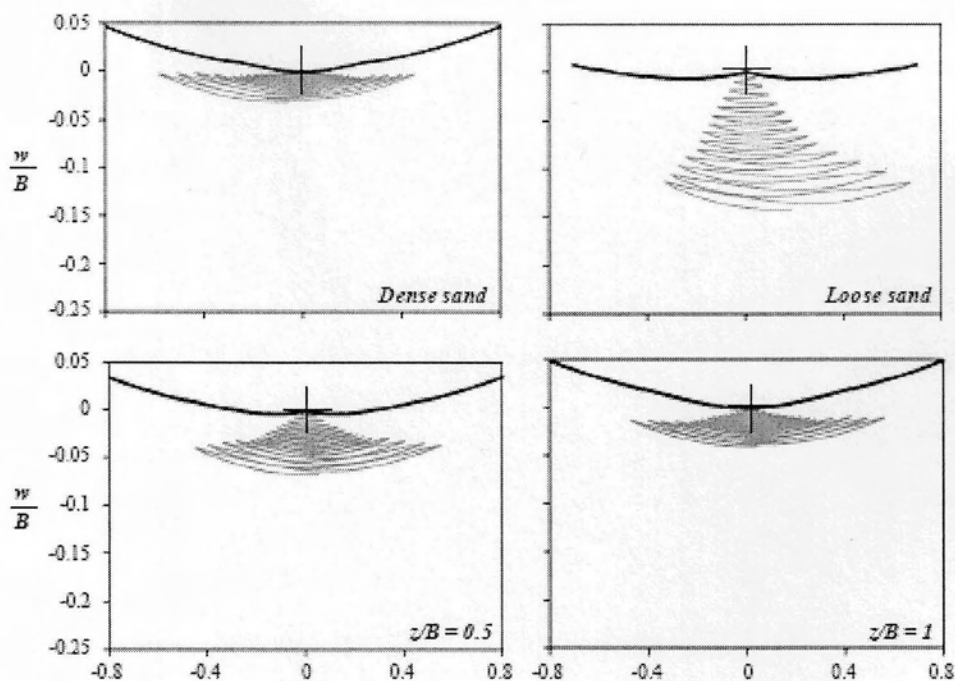
Σχήμα 26. Αποδοτικότητα της βελτίωσης εδαφών σε όρους καθίζησης στροφής [20].

Κυκλική φόρτιση 1^ο σετ

Τα αποτελέσματα την κυκλικής φόρτισης των δοκιμών συνοψίζονται στα σχήματα 27,28.



Σχήμα 27. Αποτελέσματα κυκλικής φόρτισης δοκιμών [20].

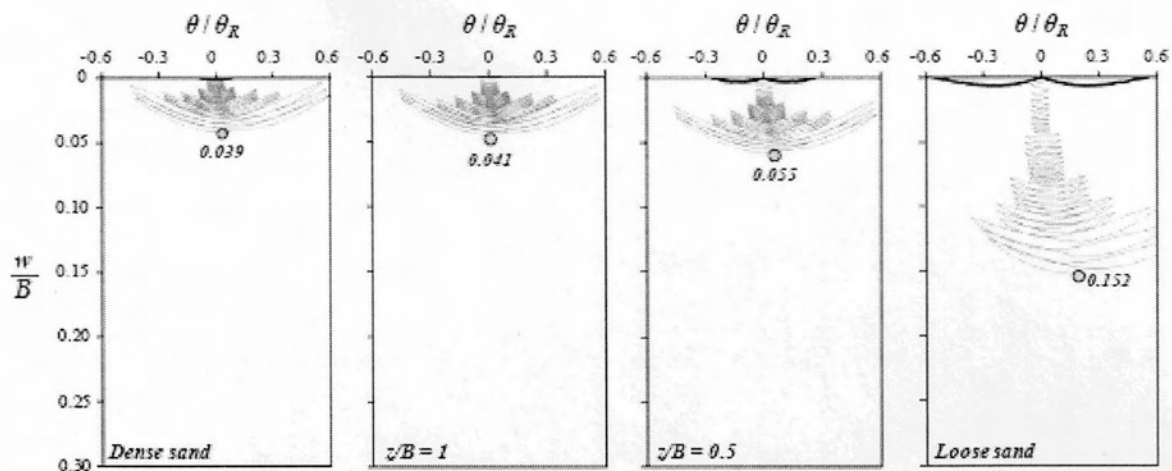


Σχήμα 28. Καθίζηση δοκιμίου στα εξεταζόμενα εδάφη [20].

Η αποτελεσματικότητα της βελτίωσης των εδαφών σε όρους καθίζησης-στροφής φαίνεται στο σχήμα 28 όπου οι διαφορές είναι αξιοσημείωτες. Ακόμα και για βάθος αντικατάστασης εδάφους της τάξεως του $z/B=0,5$ η απόκριση είναι πολύ ανώτερη αυτής της χαλαρής άμμου. Στην περίπτωση $z/B=1$ η συμπεριφορά είναι πολύ κοντά σε αυτή της πυκνής άμμου. Ως εκ τούτου τα αποτελέσματα κρίνονται ιδιαίτερως ενθαρρυντικά.

Κυκλικές φορτίσεις 2^ο σετ

Στο 2^ο σετ φορτίσεων δόθηκε η δυνατότητα στους μηχανικούς να μελετήσουν την αποτελεσματικότητα της επιφανειακής βελτίωσης εδαφών σε προβλήματα rocking σε διάφορους κύκλους φορτίσεων. Παρόλο που η μέγιστη επιβαλλόμενη μετατόπιση και ως εκ τούτου στροφής είναι ίδια αυτής του πρώτου σετ φόρτισης στο 2^ο σετ προηγείται αυτού μια σειρά κυκλικών φορτίσεων μικρότερης έντασης. Τα αποτελέσματα φαίνονται στο σχήμα 29.



Σχήμα 29. Καθίζηση δοκιμίων με την επιβολή του 2^{ου} σετ φορτίσεων [20].

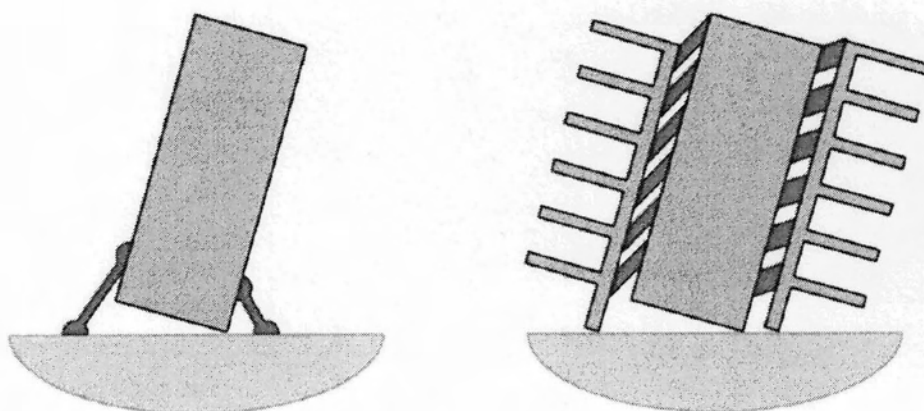
Ακόμα και στην περίπτωση $z/B=0,5$ η συνολική καθίζηση μετά από 31 κύκλους φόρτισης είναι μικρότερη 3 φορές από αυτή της χαλαρής άμμου. Αξίζει να σημειωθεί πως στην περίπτωση της χαλαρής άμμου όλοι οι κύκλοι φόρτισης δείχνουν να αυξάνουν την καθίζηση του δοκιμίου ενώ στις πιο πυκνές άμμους η καθίζηση αποκτάται κυρίως στους αρχικούς μικρότερης στροφής – μετατόπισης κύκλους.

Κρίνεται λοιπόν πως μια επιφανειακή βελτίωση εδάφους βάθους $z/B=0.5$ υπό προϋποθέσεις είναι επαρκής.

3.2 Εναλλακτικοί τρόποι σχεδιασμού λικνιόμενων τοιχωμάτων

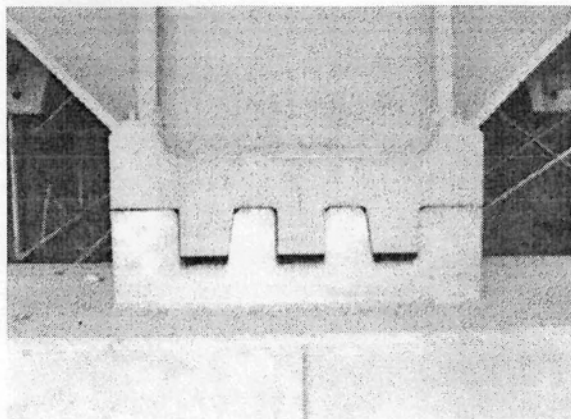
Πέρα από την βελτίωση εδάφους έχουν προταθεί και δοκιμαστεί και άλλων ειδών παρεμβάσεις οι οποίες συνεισφέρουν στην καλύτερη και ομαλότερη λειτουργία των λικνιόμενων τοιχωμάτων. Μια από αυτές είναι και η χρήση αποσβεστήρων. Πρόκειται για μηχανικούς αποσβεστήρες οι οποίοι ενεργοποιούνται μέσω των μετακινήσεων που λαμβάνουν χώρα στην κατασκευή κατά την διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Η κίνηση στερεού σώματος, λόγω της προβλεψιμότητας και του εύρους των μετατοπίσεων, που αποδίδεται στους λικνιόμενους τοίχους έχει ως πλεονέκτημα το γεγονός ότι διευκολύνει την προσθήκη τέτοιου είδους μηχανισμών. Ως εκ τούτου εφόσον μια κατασκευή σχεδιαστεί με αυτόν τον τρόπο δύναται οι βλάβες της να περιοριστούν στους αποσβεστήρες, συσκευές οι οποίες μπορούν άμεσα μετά από ένα γεγονός να αντικατασταθούν. Μειονέκτημα είναι η υψηλή τιμή αγοράς και εγκατάστασης τέτοιων μηχανισμών.

Η απόσβεση ενέργειας με την χρήση αποσβεστήρων απαιτεί από την κατασκευή μεγάλες διαφορικές μετατοπίσεις ώστε οι μηχανισμοί αυτοί να παραλάβουν μεγάλες εντάσεις. Σύμφωνα με [18] σε μια κατασκευή με λικνιόμενους τοίχους ενδείκνυται δύο περιοχές για την τοποθέτηση τέτοιου είδους μηχανισμών. Οι περιοχές φαίνονται στο σχήμα 30. Πρόκειται για την διεπιφάνεια εδάφους τοιχώματος αλλά και για τους φορείς με πλαίσια η σύνδεση μεταξύ λικνιόμενου τοίχου και υποστυλώματος καταπονείται με μεγάλες διαφορικές μετακινήσεις.



Σχήμα 30. Σημεία στα οποία ενδείκνυται η τοποθέτηση και χρήση αποσβεστήρων [18].

Ακόμα έχουν σχεδιαστεί λικνιόμενοι τοίχοι οι οποίοι συνδέονται με το έδαφος μέσω κατασκευασμένων αρθρώσεων, γεγονός που δεν επιτρέπει την απόσβεση ενέργειας μέσω της αλληλεπίδρασης της κατασκευής με το έδαφος, όπως το κτίριο G3 στο ινστιτούτο τεχνολογίας στο Τόκιο. Στην περίπτωση αυτή υπάρχει ειδικός σχεδιασμός για την σύνδεση εδάφους ανωδομής και η μεταφορά τέμνουσας σε αυτή εξαρτάται από το είδος και την διαστασιολόγηση της σύνδεσης, σχήμα 31. Σε διαφορετική περίπτωση όπου η θεμελίωση απλώς εδράζεται στο έδαφος η τέμνουσα που μεταφέρεται είναι ίση της τριβής. Προστίθεται ότι ενδιαφέρων στον σχεδιασμό του εν λόγω τοιχώματος αποτελεί το γεγονός πως έγινε η χρήση προέντασης στο σκυρόδεμα κατά το ύψος του τοιχώματος ώστε οι παραμορφώσεις που θα προκληθούν λόγω αδράνειας, σε ένα σεισμικό γεγονός, να περιοριστούν στο ελαστικό τους εύρος.



Σχήμα 31 . Μηχανική άρθρωση στο κτήριο G3 στην Ιαπωνία [18] .

Χρήση δοκών συζεύξεως

Σύμφωνα με πειραματική μελέτη που έγινε από [23] η χρήση δοκών συζεύξεως μεταξύ στοιχείου και τοιχώματος καθιστά την κατασκευή ικανή να αποκρίνεται πιο συνολικά αλλά ακυρώνει τα οφέλη του λικνισμού. Η κατασκευή αποκρίνεται περισσότερο ως συμβατικά σχεδιασμένη. Ακόμα από [23] τονίζεται πως με την χρήση δοκών συζεύξεως με αρθρώσεις στα άκρα τους προσφέρει και στην αποφυγή διαφορικών ολισθήσεων μέσω της αξονικής τους δυσκαμψίας και αντοχής αλλά ταυτόχρονα επιτρέπει την έναρξη του λικνισμού.

4. Ο ΣΕΙΣΜΟΣ ΤΟΥ 1989 ΣΤΗ ΧΙΛΗ

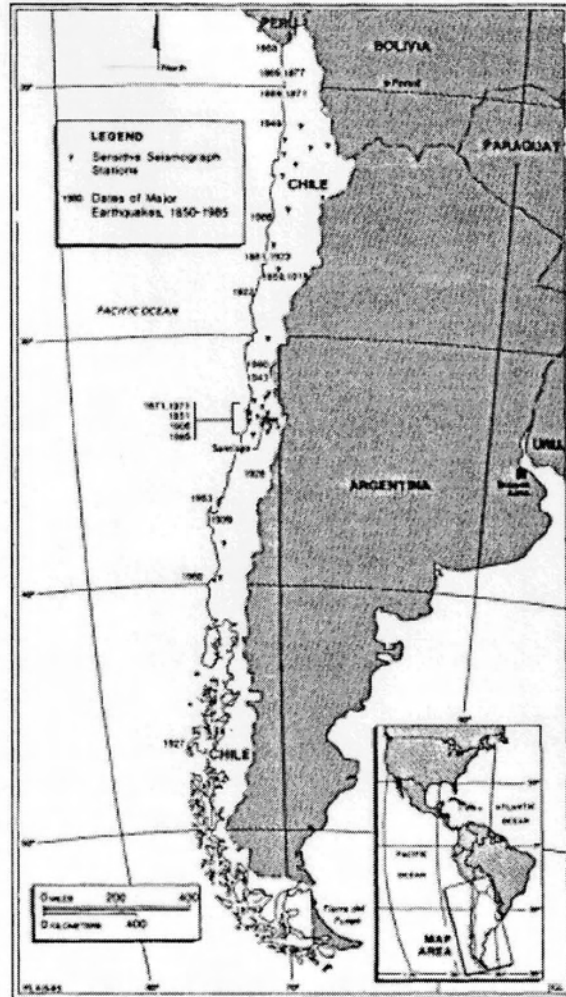
Ο σεισμός που καταγράφηκε στις 3 Μαρτίου του 1985 στην Χιλή άλλαξε τον τρόπο με τον οποίο οι μηχανικοί σήμερα αντιλαμβάνονται την επίδραση των σεισμών στις κατασκευές. Αναγνωρίζεται η σημασία του γεγονότος ότι υπήρχε εκ των προτέρων στην περιοχή ένα εγκατεστημένο δίκτυο σειсмоγράφων με αποτέλεσμα το σεισμικό γεγονός να καταγραφεί πλήρως. Η εμπειρία και η γνώση που απέκτησαν οι μηχανικοί μετά από αυτό το σεισμικό γεγονός αποτέλεσε κινητήριο μοχλό για την ανανέωση και την αναβάθμιση των έως τότε χρησιμοποιούμενων κανονισμών ενώ αναγνωρίζεται ο σημαντικότερος ρόλος που διαδραμάτισε στην εισαγωγή των Μ.Ε.Ο.Τ. στον ΕΚ8.

Η Χιλή βρίσκεται μεταξύ της Τεκτονικής πλάκας Νάσκα και της Νότιας Αμερικάνικης. Η σεισμογένεια της περιοχής ώθησε τους επιστήμονες να εγκαταστήσουν μετά το σεισμό του 1981 ένα πλήρες σύστημα παρακολούθησης της σεισμικής δραστηριότητας. Ο σεισμός του 1985 άγγιξε τις 7,5 μονάδες της κλίμακας ρίχτερ.

Στην περιοχή επιρροής του σεισμού βρίσκονταν πολλά κτήρια κατασκευασμένα από μπετό με πλήθος ορόφων που κυμαίνονταν από 5-23 ορόφους, πλαισιακά αλλά και τοιχωματικά. Όπως γίνεται αντιληπτό το γεγονός του σεισμού λειτούργησε για τους μηχανικούς ως μιας τεραστίας κλίμακας πείραμα, οι οποίοι έσπευσαν να ερμηνεύσουν τα αποτελέσματα του.

Μέσα από τις παρατηρήσεις ως προς την απόκριση των κτηρίων, σύμφωνα με [29], προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα :

- τα κτήρια με μεγάλο λόγο επιφάνειας τοιχώματος ως προς την επιφάνεια του ορόφου, ενδεικτικά 5-6%, υπέδειξαν πολύ καλή συμπεριφορά στο σεισμό με μικρές βλάβες που συνδυάστηκαν και με μικρές μετακινήσεις.
- Τα τοιχώματα των κτιρίων που άνηκαν σε αυτή την κατηγορία είχαν σχεδιαστεί με πολύ μικρά ποσοστά εγκάρσιου οπλισμού, ενώ οπλισμός περίσφιξης δεν τοποθετήθηκε ή ήταν πολύ λιγότερος του αναμενόμενου ακόμα και στις κρίσιμες περιοχές.



Σχήμα 32. Χιλή, μια από τις πιο σεισμογενείς χώρες του κόσμου .

- Κατά την διάρκεια της κατασκευής στα περισσότερα κτήρια δεν υπήρχε επιτήρηση από μηχανικό. (Όσο απλοποιούνται οι απαιτήσεις από τους εργαζομένους π.χ. τοποθέτηση μη πολύπλοκου αλλά και ποσοτικά περιορισμένου οπλισμού, τόσο η ανάγκη για επίβλεψη ελαττώνεται.)
- Η διατήρηση της στατικής τους ακεραιότητας των κτηρίων μετά το σεισμικό γεγονός αποδόθηκε στην μικρή ανάγκη πλαστιμότητας, όταν το στοιχείο αποκρίνεται με μικρές μετακινήσεις, γεγονός που οφείλεται στην μεγάλη δυσκαμψία των κτηρίων όταν το ποσοστό των τοιχωμάτων στον όροφο είναι πολύ υψηλό.

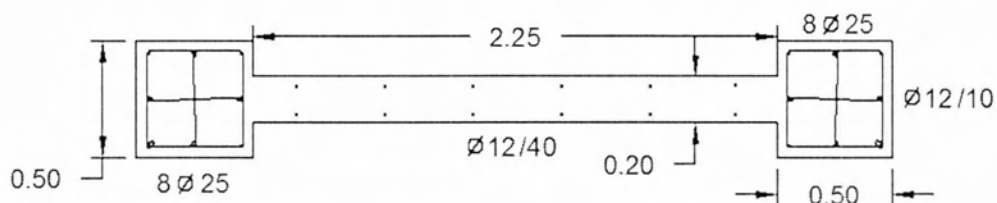
Αναγνωρίζοντας την σημασία των προαναφερθέντων παρατηρήσεων δύναται να κατανοήσουμε για πιο λόγο το γεγονός αυτό βοήθησε στην καδιέρωση πρακτικής σχεδιασμού η οποία αποκλίνει της συμβατικής και συμπίπτει με αυτή των Μ.Ε.Ο.Τ. .

Από [29] επισημαίνεται πως με το πέρας της εκτίμησης της σεισμικής απόκρισης των κτηρίων στην Χιλή, Αμερικάνικη ομάδα επιστημόνων ξεκίνησε μια σειρά πειραμάτων έτσι ώστε να κατανοήσει καλύτερα τα αίτια της καλής σεισμικής απόκρισης και να μπορέσει να εισάγει ή να τροποποιήσει κώδικες στους Αμερικάνικους κανονισμούς.

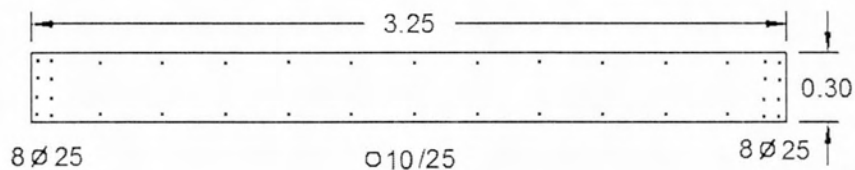
4.1 Αρχικές αναλυτικές μελέτες

Η πολύ καλή απόκριση των κτηρίων με τοιχώματα στην περιοχή Vina del Mar φαίνεται να έρχεται σε αντίθεση με την Αμερικάνικη φιλοσοφία σχεδιασμού που απαιτεί ιδιαίτερη μέριμνα στην τοποθέτηση και στον σχεδιασμό του οπλισμού περίσφιξης στα άκρα των τοιχωμάτων ώστε να εξασφαλιστεί μεγάλου βαθμού πλαστιμότητα. Ενδεικτικά φαίνεται στο *σχήμα 33* η διαφορά στην διαστασιολόγηση των τοιχωμάτων μεταξύ του Αμερικάνικου και του Χιλιανού κώδικα, ενώ στα *σχήματα 34,35* φαίνεται ο τρόπος διάταξης τους αλλά και η επιφάνεια την οποία καλύπτουν, ενδεικτικά πάντα, σε μια κάτοψη. Τα κτήρια στην Χιλή ήταν σχεδιασμένα με άλλη φιλοσοφία. Στηρίζονταν σε ένα μεγάλο αριθμό τοιχωμάτων, με λόγο επιφάνειας τοιχωμάτων με επιφάνεια ορόφου, σε μία κατεύθυνση, να αγγίζει το 3% όπως φαίνεται στον *πίνακα 8*, [42].

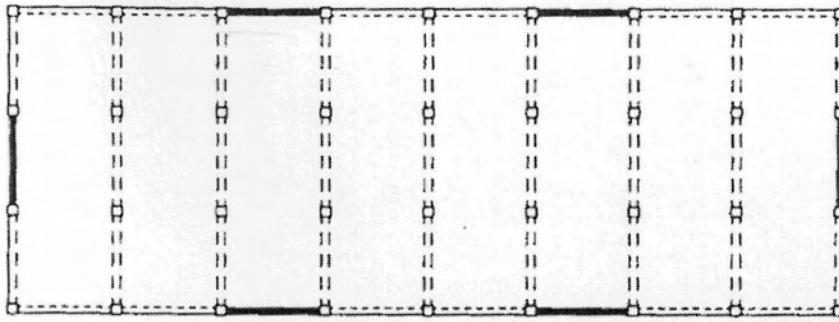
Οπλισμός Βάσει Αμερικάνικων Κανονισμών (U.B.C.)



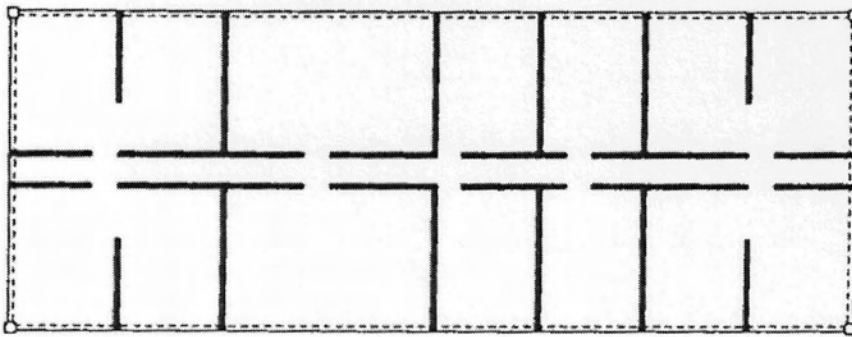
Οπλισμός Βάσει Χιλιανών Κανονισμών



Σχήμα 33. Λεπτομέρειες οπλισμού Τοιχωμάτων Βάσει των Αμερικάνικων και των Χιλιανών κανονισμών [30].

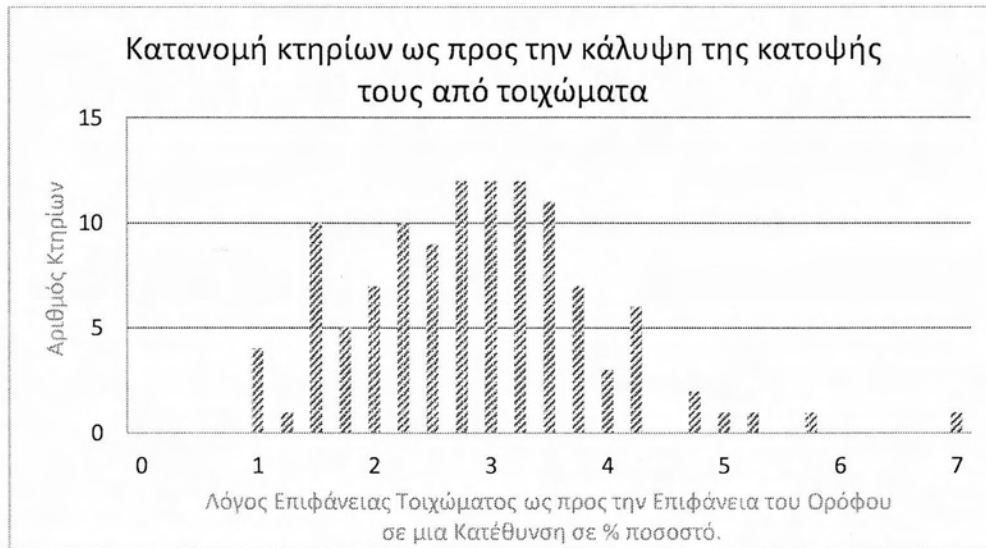


Σχήμα 34. Κάτοψη Κτηρίου Βάσει Αμερικάνικων Κανονισμών [30].

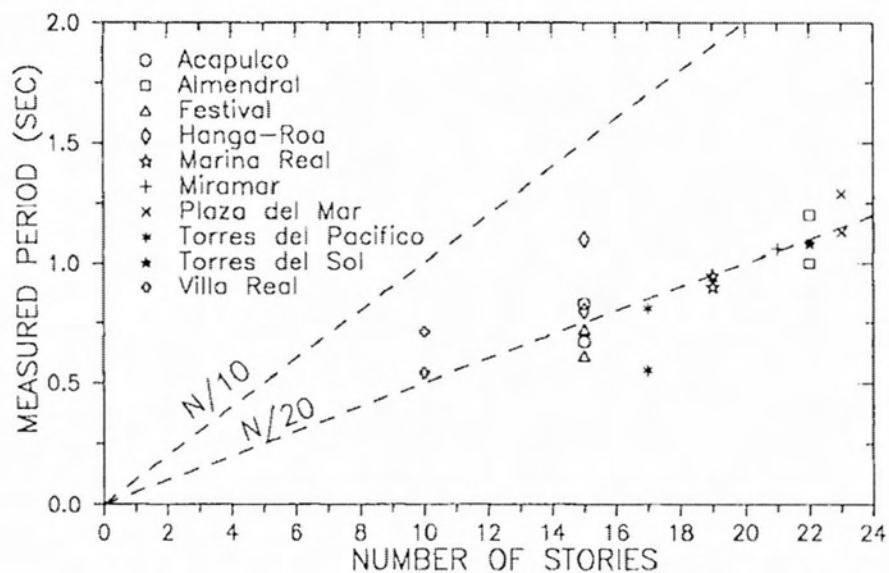


Σχήμα 35. Κάτοψη Κτηρίου Βάσει Χιλιανών Κανονισμών [30].

Πίνακας 8. Ταξινόμηση κτηρίων βάσει του ποσοστού τοιχωμάτων τους στην κάτοψη τους [29].

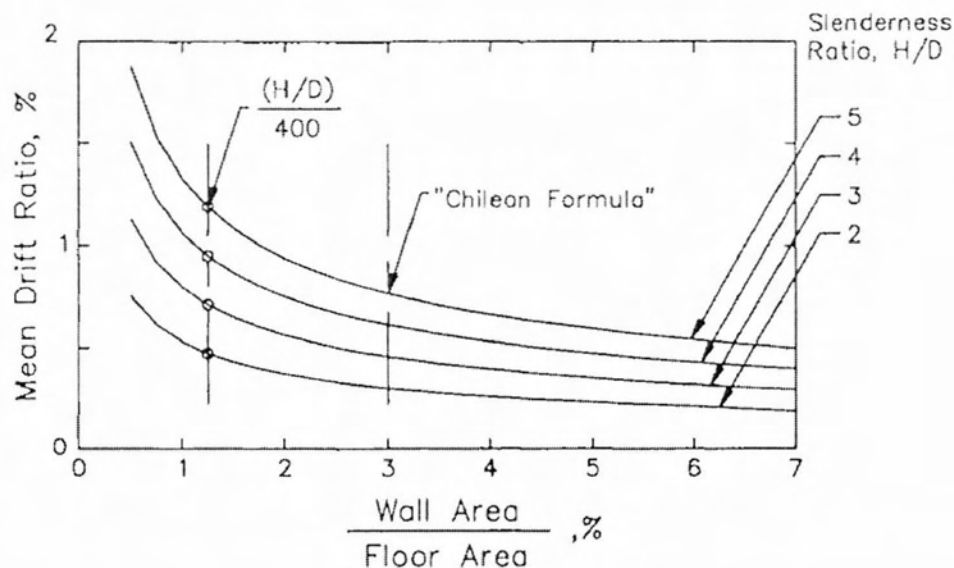


Οι ερευνητές Sozen [32] και Wood [33] σε άρθρα τους απέδωσαν την καλή επίδοση των κτηρίων στην περιοχή Vina del Mar στο γεγονός ότι η υψηλή δυσκαμψία που αποδίδει ο μεγάλος αριθμός τοιχωμάτων σε μια κατασκευή αποτρέπει τις μεγάλες μετατοπίσεις ορόφων κατά την διάρκεια μεγάλων σεισμικών δονήσεων. Όπως φαίνεται στο σχήμα 36 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος των κτηρίων στην Χιλή ορίζεται ως ο αριθμός των ορόφων τους διαιρεμένος με το 20, ($T=N/20$). Εδώ αξίζει να σημειωθεί πως η συνήθως η πρακτική ορίζει περίπου την ιδιοπερίοδο των κτηρίων ως $T=N/10$. Το γεγονός της μείωσης της ιδιοπεριόδου στην μισή καταδεικνύει το κατά πόσο πιο δύσκαμπτα είναι τα κτήρια που κατασκευάζονται στην Χιλή.



Σχήμα 36. Ιδιοπερίοδος Χιλιανών Κτηρίων [30].

Για τέτοια κτήρια αναλύσεις όσον αφορά την δυναμική τους απόκριση έχουν δείξει πως οι μέσες μετακινήσεις τους θα είναι πολύ μικρότερες αυτών που αναμένονται για συνήθη κτήρια [32] στην Αμερική όπου τα κτήρια έχουν λόγο επιφάνειας τοιχώματος προς ορόφου ίσου με 0.5%-1% όπως φαίνεται και στο σχήμα 37.



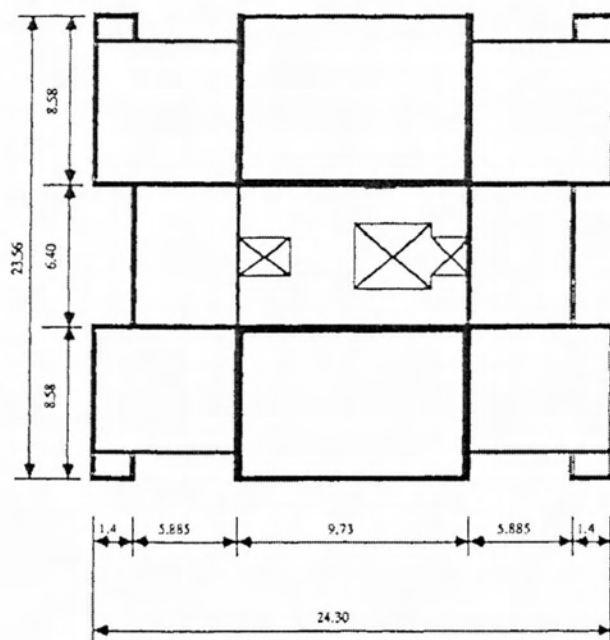
Σχήμα 37. Λόγος μετατόπισης ορόφων συναρτήσει του λόγου επιφάνειας τοιχωμάτων στην κάτοψη [29].

Επομένως αφού η απαίτηση σε μετατοπίσεις για τα περισσότερα κτήρια στη Χιλή θα είναι κάτω του 1% του ύψους τους δεν απαιτείται ιδιαίτερη μέριμνα για τον σχεδιασμό του οπλισμού στα άκρα των τοιχωμάτων εκτός από ειδικές περιπτώσεις τοιχωμάτων [35].

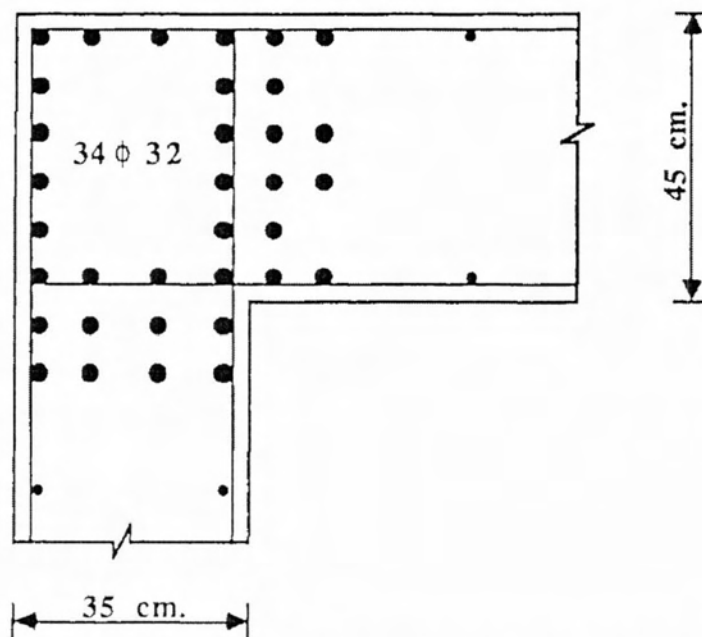
4.2 Πειραματικές μελέτες

Οι αναλυτικές μελέτες συνδυάστηκαν και από πειραματικές μελέτες που διεξήχθησαν από τους Ali και Wight στο πανεπιστήμιο του Michigan [43]. Τέθηκε ως κτήριο αναφοράς το κτήριο Almendral της πόλης Valpariso νότια της Vina del Mar. Αυτό ήταν ένα 23όροφο κτήριο του οποίου τα κύρια στατικά στοιχεία ήταν τα τοιχώματα σε σχήμα U όπως φαίνεται και στο σχήμα 38.

Ένα από τα στοιχεία τα οποία οδήγησαν στην επιλογή αυτού του κτηρίου ως κτήριο αναφοράς ήταν η συγκέντρωση επιμήκη οπλισμού στις άκρες των τοιχωμάτων και στις γωνίες ενώ υπήρχε πλήρης έλλειψη οπλισμού περισφίξεως όπως φαίνεται στο σχήμα 39.



Σχήμα 38. Κάτοψη κτηρίου Almednral [29].



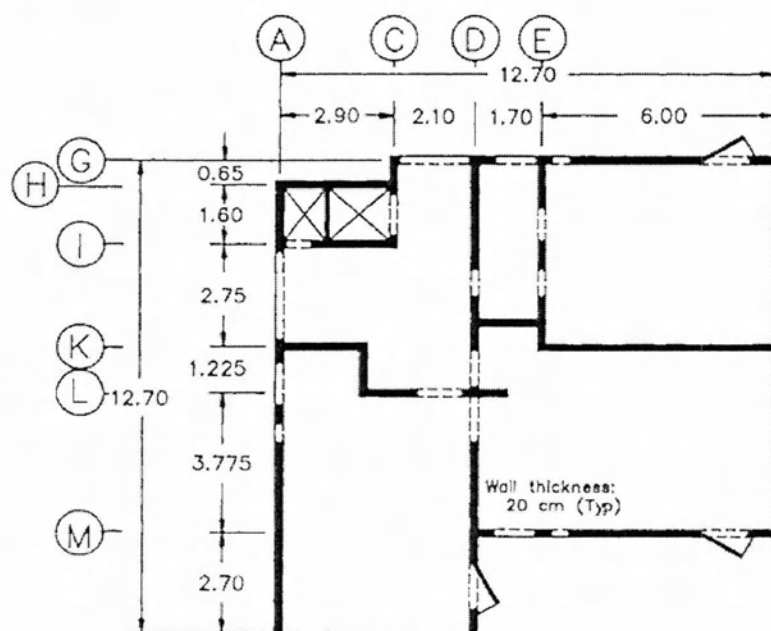
Σχήμα 39. Λεπτομέρειες οπλίσεως στις άκρες των τοιχωμάτων κτηρίου Almednral [29].

Έτσι σχεδιάστηκαν 4 δοκίμια 5 ορόφων σε κλίμακα 1:5 με μικρές διαφοροποιήσεις από το κτήριο αναφοράς ώστε να εμφανίζουν ομοιότητες με αυτά της Αμερικάνικης πρακτικής. Ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε στα ποσοστά του οπλισμού όπου επισημαίνεται πως ο εγκάρσιος οπλισμός στα τοιχώματα ήταν ο μισός αυτού που απαιτούσαν οι

αμερικάνικους κώδικες. Με το πέρας των δοκιμών τα αποτελέσματα για το πρώτο δοκίμιο, για το οποίο θα παρουσιάσω κάποια αποτελέσματα, άντεξε το πρόγραμμα φορτίσεων που του επέβαλε μέγιστη μετατόπιση ορόφων περίπου στο 3% δίχως να μειωθεί η ικανότητα ανάληψης πλευρικών φορτίων. Τα πρώτα σημάδια θλιπτικής καταπόνησης (διαμήκεις ρωγμές και θρυμματισμοί) στο σκυρόδεμα εμφανίστηκαν σε μετακινήσεις ορόφων της τάξεως του 1.5%. Ο συνδυασμός της αξονικής καταπόνησης με την ροπή ανατροπής εξαιτίας των πλευρικών φορτίων σε αυτό το επίπεδο μετατοπίσεων επέβαλε μια μέση τάση στο σκυρόδεμα στις άκρες των τοιχωμάτων περίπου 0,8 fc'. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τον εγκατεστημένο εξοπλισμό ο οποίος μετρούσε τις παραμορφώσεις στον χάλυβα αλλά και από τους μετρητές μετατοπίσεων, έδειξαν πως η μέση θλιπτική παραμόρφωση στα άκρα των τοίχων κυμάνθηκε μεταξύ 5-6‰ στα ίδια επίπεδα μετατοπίσεων.

4.3 Αστοχία οπλισμού

Μια από τις αναλυτικές μελέτες που έγιναν στο πανεπιστήμιο στην Ιλινόη των ΗΠΑ ασχολήθηκε με την επεξήγηση της κατάρρευσης του οκταόροφου κτιρίου El Faro στον σεισμό του 1985 [44].



Σχήμα 40. Κάτοψη κτηρίου El Faro [29].

Το κτίριο αυτό, το οποίο βρισκόταν λίγο βόρεια της Vina del Mar, αποτελούταν από μεγάλο αριθμό τοιχωμάτων αλλά ο επιμήκης οπλισμός στα άκρα του κτηρίου ήταν περιορισμένος. Αστοχία εμφανίστηκε στο ελεύθερο άκρο ενός τοιχώματος σχήματος «Τ» γύρω από τον άξονα Μ, ο άξονας φαίνεται στο σχήμα 40, γεγονός το οποίο θεωρήθηκε πιθανός λόγος αστοχίας του κτηρίου.

Με την σύγκριση αυτού του κτηρίου με αποτελέσματα που προέκυψαν από πολλές άλλες κατασκευές κάποιες από τις οποίες υπέστησαν ανάλογες βλάβες ο Wood [31] δημιούργησε έναν δείκτη κάμψης έντασης για να προσδιορίσει το πόσο ευπαθείς είναι οι διάφορες διατομές τοιχωμάτων σε αστοχία οπλισμού εξίσωση 9.

$$\left(\rho_t f_y + \frac{P}{A}\right) / f_c' \quad (9)$$

Σε αυτή την εξίσωση, (9):

- ρ_t είναι η συνολική επιφάνεια του κατακόρυφου οπλισμού διαιρεμένη με την συνολική επιφάνεια του τοιχώματος
- f_y είναι το όριο διαρροής του οπλισμού
- P είναι το αξονικό φορτίο στο τοίχωμα
- A είναι η επιφάνεια του τοιχώματος
- f_c' η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος.

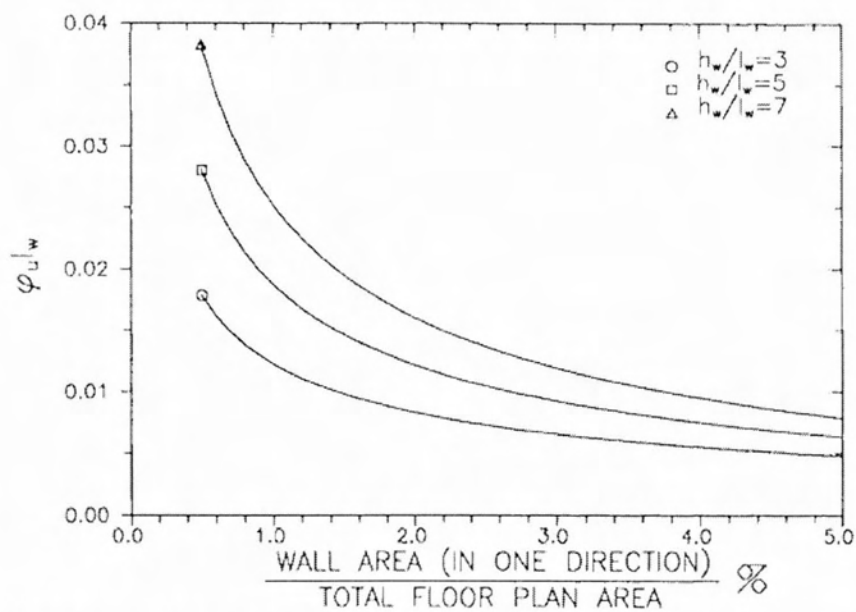
Όταν αυτός ο δείκτης είναι μικρότερος του 0.15 τότε το τοίχωμα θεωρείται ευπαθή σε αστοχία του κατακόρυφου οπλισμού του σε ισχυρές σεισμικές δονήσεις.

4.4 Μη ελαστικές μετατοπίσεις

Οι αρχικές μεμονωμένες αναλύσεις για την απόκριση των κτιρίων στην Χιλή [45] στο σεισμό του 1985 επεκτάθηκαν σε μελέτες για την δυναμική απόκριση των κτηρίων με τοιχώματα από τους Moehle και Wallace στο πανεπιστήμιο της Καλιφόρνιας στο Berkeley. Αυτές οι αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν ώστε να αναπτυχθεί μια μέθοδος για τον υπολογισμό των μη ελαστικών μετατοπίσεων και την αντίστοιχη απαίτηση σε καμπυλότητα στις βάσεις των τοίχων [34,35].

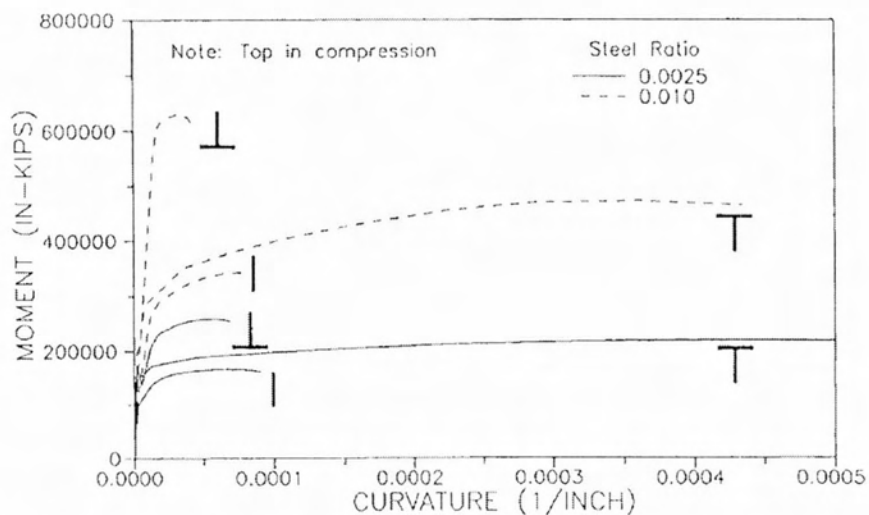
Τα αποτελέσματα των μελετών επιβεβαίωσαν τις προηγούμενες εκτιμήσεις του Sozen [32] ότι οι πλευρικές μετατοπίσεις των τοιχωματικών κτηρίων είναι συνάρτηση του λόγου επιφάνειας τοιχωμάτων προς επιφάνεια ορόφου αλλά και του λόγου λυγρότητας (slenderness) που ισούται με τον λόγο h/l_w των διαστάσεων των τοιχωμάτων.

Θεωρώντας τους τοίχους ως κατακόρυφους προβόλους αλλά και υποθέτοντας ύψος πλαστικής άρθρωσης ίσο με το μισό του μήκους του τοίχου (l_w), οι Wallace και Moehle [34] ανέπτυξαν σχέσεις μεταξύ απαίτησης σε μετατοπίσεις και μέγιστης καμπυλότητας στη βάση των τοίχων (ϕ_u) όπως φαίνεται και στο σχήμα 41.



Σχήμα 41. Σχέση μεταξύ απαιτούμενης μέγιστης ικανότητας σε καμπυλότητα και λόγου επιφάνειας τοιχωμάτων προς εμβαδού κατόψεως [29].

Συσχετίζοντας τις μετακινήσεις του κτηρίου με την καμπυλότητα στην βάση των τοιχωμάτων, η απαίτηση σε όρους καμπυλότητας μπορεί να εκφραστεί από τον λόγο επιφάνειας τοιχώματος προς ορόφου αλλά και του λόγου λιγυρότητας των τοιχωμάτων. Επομένως μπορεί έπειτα να συσχετιστεί η απαίτηση σε καμπυλότητα από τους τοίχους με την ικανότητα τους σε καμπυλότητα από τις γνώσεις μας για τις τυπικές διατομές όπως φαίνεται και στο σχήμα 42.

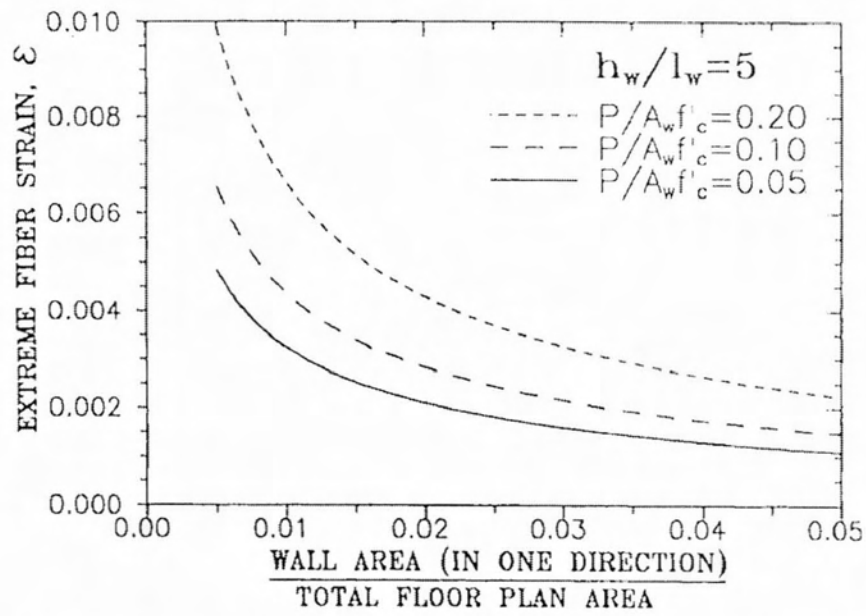


Σχήμα 42. Ικανότητα σε ροπή κάμψης συναρτήσει της απαιτούμενης καμπυλότητας για την ανάληψή της [29].

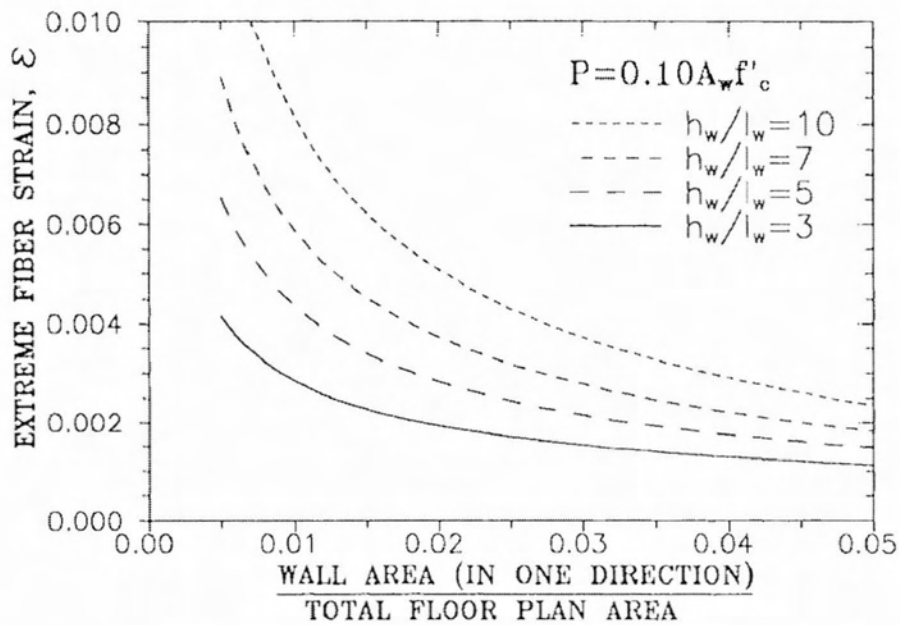
Η ικανότητα σε καμπυλότητα των τοίχων υπολογίστηκε βάσει του σκεπτικού ότι το σκυρόδεμα στα άκρα των τοιχωμάτων, κρυφοκολώνες, μπορεί να παραμορφωθεί στην τάξη του 4% χωρίς την εκτεταμένη χρήση οπλισμού περίσφιξης. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι οι ορθογωνικοί τοίχοι με λόγο λυγηρότητας μικρότερο του 5, τοποθετημένοι σε κτήριο με λόγο επιφάνειας τοιχωμάτων προς επιφάνεια ορόφου μεγαλύτερο του 1.5% αναμένεται να εμφανίσουν μετακινήσεις ορόφων μικρότερες του 1%. Επομένως σε αυτά τα τοιχώματα η ικανότητα να καμπυλωθούν θα είναι πολύ μεγαλύτερη από την απαίτηση. Ως εκ τούτου οι προηγούμενες απαιτήσεις του UBC [46] για την χρήση περίσφιξης στα άκρα των τοιχωμάτων δύναται να ήταν πολύ συντηρητικές. Οι Wallace και Moehle αποφάνθηκαν πως τα τοιχώματα σχήματος T και L έχουν μικρότερη ικανότητα σε καμπύλωση όταν ο κορμός του τοιχώματος βρίσκεται σε θλίψη και ως εκ τούτου να επιβάλλεται η χρήση ενός μικρού ποσοστού περίσφιξης στον κορμό των εν λόγω τοιχωμάτων.

4.5 Ικανότητα σε μετακίνηση σε σύγκριση με την απαίτηση

Οι Wallace [36,37] Wallace και Thomsen [38] συνέχισαν να μελετούν την σχέση μεταξύ ικανότητας σε μετακίνηση και της απαίτησης σε αυτήν των τοιχωμάτων, με την ικανότητα σε μετακίνηση να ορίζεται ως μια συνάρτηση της μέγιστης θλιπτικής παραμόρφωσης στις άκρες των τοίχων. Βασισμένοι σε προσεγγιστικές σχέσεις για τις ιδιοπεριόδους των κτηρίων και για τον υπολογισμό των μετακινήσεων τους, σχέσεις έχουν αναπτυχθεί για τις μέγιστες απαιτήσεις σε ικανότητα παραμόρφωσης ως συνάρτηση του λόγου επιφάνειας ορόφου προς επιφάνεια τοιχώματος, την λυγηρότητα του τοιχώματος αλλά και το αξονικό φορτίο που αυτό αναλαμβάνει, *σχήματα 43,44*.



Σχήμα 43. Μέγιστη αξονική, θλιπτική παραμόρφωση τοιχωμάτων για σταθερό λόγο h_w/l_w [29].



Σχήμα 44. Μέγιστη αξονική, θλιπτική παραμόρφωση τοιχωμάτων για σταθερή αξονική καταπόνηση [29].

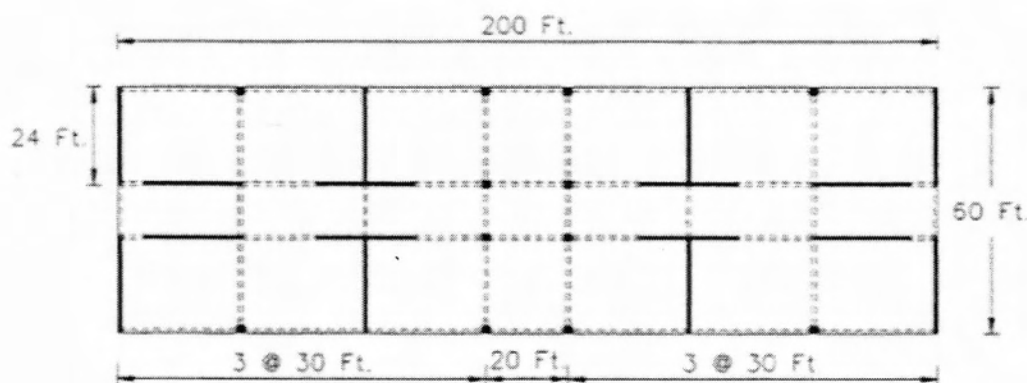
Υποθέτοντας ότι η μέγιστη επιτρεπόμενη παραμόρφωση που μπορεί υπάρξει δίχως την ανάγκη οπλισμού περίσφιξης είναι της τάξεως του 4‰ τότε τα σχήματα 43,44 αποδεικνύουν ότι υπάρχει ευρεία γκάμα κτιρίων στα οποία ο οπλισμός περίσφιξης δεν είναι απαραίτητος.

Ακόμα τα σχήματα 43,44 αναδεικνύουν ότι η τάση στην Αμερική να περιορίζεται ο αριθμός και η επιφάνεια των στοιχημάτων στην κάτοψη δύναται να είναι λάθος και πρέπει να επανεξεταστεί. Βασισμένοι στα ευρήματα οι Wallace και Thompson [37,38] ανέπτυξαν μεθόδους σχεδιασμού βασισμένους στην αναμενόμενη μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση στα άκρα των τοιχωμάτων, κρυφοκολώνες.

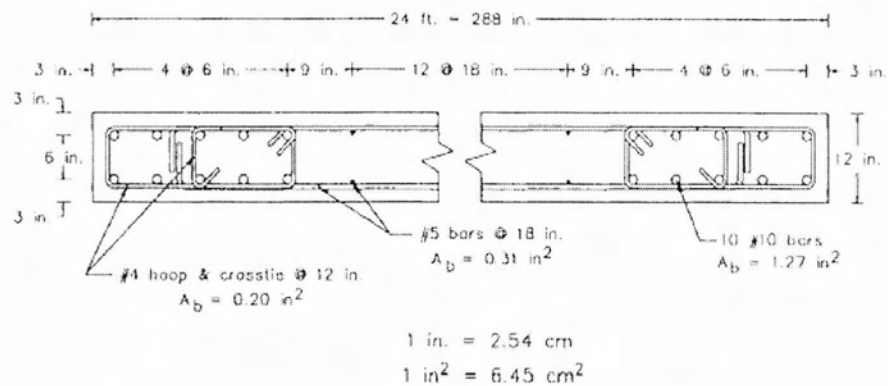
Τα αποτελέσματα των διαφόρων δοκιμών ανέδειξαν ανεπιφύλακτα ότι οι ισχύουσες διατάξεις του UBC (*Uniform Building Code*) ήταν πολύ συντηρητικές, οι κανονισμοί σχεδιασμού άλλαξαν για την έκδοση χρονολογίας 1994 του UBC [40]. Ακόμα και η επιτροπή του ACI (*American Concrete Institute*), ACI 318, ξεκίνησε τις συζητήσεις περί αλλαγών στις απαιτήσεις σχεδιασμού για τα άκρα των τοιχωμάτων [39].

4.6 Παράδειγμα

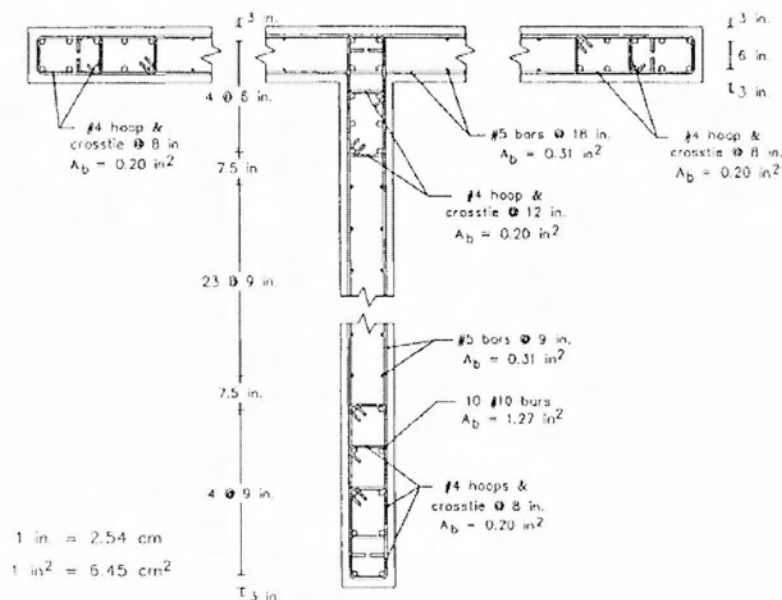
Παράδειγμα διαφορών απαιτήσεων μεταξύ UBC [46] και ACI [41] για τον υπολογισμό του οπλισμού περίσφιξης στα άκρα των τοιχωμάτων τα οποία θα συγκριθούν με τις απαιτήσεις βάσει των αναλύσεων των Wallace και Thompson [37,38]. Το κτήριο αναφοράς είναι αυτό που φαίνεται στο σχήμα 45. Οι αναλύσεις που θα παρουσιαστούν αφορούν την εγκάρσια διεύθυνση του κτηρίου, όπου η αντίσταση στο πλευρικό φορτίο παρέχεται από 8 στο σύνολο τοιχώματα, 4 ορθογωνικά και 4 σχήματος T. Οι λεπτομέρειες του οπλισμού φαίνονται στα σχήματα 46,47. Όλα τα τοιχώματα έχουν 30.5 cm πάχος και 7.32 m μήκος.



Σχήμα 45. Κάτοψη κτηρίου αναφοράς [29].



Σχήμα 46. Λεπτομέρειες οπλισμού ορθογωνικών τοιχωμάτων κτηρίου αναφοράς [29].



Σχήμα 47. Λεπτομέρειες οπλισμού τοιχωμάτων σχήματος T κτηρίου αναφοράς [29].

Το συγκεκριμένο κτήριο είναι 10 ορόφων με ύψος 3,66m έκαστος. Το φορτίο βαρύτητας ορίστηκε ίσο με 8.40 KN/m². Ο λόγος λυγηρότητας (h_w/l_w) για όλους τους τοίχους είναι ίσος με 5 και ο λόγος επιφάνειας τοιχώματος προς επιφάνειας ορόφου είναι 0,016. Αναγνωρίζοντας τις επιφάνειες επιρροής υπολογίστηκε ότι το αξονικό φορτίο, κατά προσέγγιση, είναι της τάξης του $0.10A_g \cdot f_c'$ για τα ορθογωνικά τοιχώματα και $0.05A_g \cdot f_c'$ για τα τοιχώματα σχήματος T, όπου A_g ορίζεται η συνολική επιφάνεια του τοιχώματος και f_c' η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, εδώ 26,7 MPa.

Χρησιμοποιώντας την εξίσωση 10 που δίνεται από τον UBC η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ενός κτιρίου εκτιμάται ως:

$$T = 0.02(h_n)^{3/4} = 0.73 \text{ sec} \quad (10)$$

Θεωρώντας ότι:

- h_n ορίζεται ως το ύψος του κτιρίου σε πόδια.
- Το κτήριο βρίσκεται σε σεισμική ζώνη 4 ($Z=0,4$).
- Το κτήριο θεωρείται κανονικό.
- Το κτήριο είναι τοποθετημένο σε μηχανικά ικανό έδαφος ($S=1,2$).
- Οι λεπτομέρειες σπλισμού δικαιολογούν την χρήση συντελεστή απομείωσης των φορτίων $R_w=12$,

Τότε το οριζόντιο φορτίο σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής, εξίσωση 11:

$$V = \frac{ZIC}{R_w} W = 5790 \text{ KN} \quad (11)$$

Όπου C προκύπτει από εξίσωση 12 :

$$C = \frac{1.25 S}{T^3} \quad (12)$$

Το φορτίο αυτό μετά πολλαπλασιάζεται με 1,4 και κατανέμεται στα τοιχώματα σε αναλογία με την δυσκαμψία τους στην κατεύθυνση επιβολής της φόρτισης. Έπειτα έγινε ένας χοντρικός υπολογισμός της ροπής αδρανείας και σε κάθε διατομή σχήματος T ανατέθηκε το 15% του πλευρικού φορτίου ενώ στις ορθογωνικές διατομές ανατέθηκε το 10%. Αυτά τα φορτία έχουν ως αποτέλεσμα μια μέση τιμή διατμητικών τάσεων 0.36 MPa στα ορθογωνικά τοιχώματα και 0,54 MPa στα τοιχώματα σχήματος T.

4.7 Απαιτήσεις προηγούμενων διατάξεων

Παρόλο που η εκτιμώμενη ιδιοπερίοδος του κτιρίου ξεπερνάει τα 0,7s, η χρήση της αντεστραμμένης τριγωνικής κατανομής των πλευρικών φορτίων θεωρείται πως θα έχει μικρή απόκλιση σε σχέση με τις εκτιμήσεις του UBC. Επομένως ο λόγος M_u/V_u είναι κατά προσέγγιση ίσος με $2/3 h_w$. Συνδυάζοντας την αναμενόμενη ροπή ανατροπής στην βάση

των τοιχωμάτων με το αξονικό φορτίο που αυτά μεταφέρουν, έχει ως αποτέλεσμα θλιπτική καταπόνηση στα άκρα των τοίχων η οποία ξεπερνάει το $0.2\text{ fc}'$ ήτοι 5.5 MPa στα άκρα των ορθογωνικών τοιχωμάτων αλλά και στην άκρη του κορμού των τοιχωμάτων σχήματος T. Ως εκ τούτου σύμφωνα με την έκδοση 1991 του UBC αλλά και του ACI 1992 σε αυτά τα σημεία απαιτείται ειδική μέριμνα με την κατασκευή στοιχείων όμοια με αυτά που αποκαλούμε εμείς κρυφοκολώνες. *Ερχόμενος αντιμέτωπος με την ανάγκη, ο μηχανικός, να δημιουργήσει 12 κρυφοκολώνες πιθανότατα θα επέλεγε την αλλαγή του στατικού του συστήματος για οικονομικούς κυρίως λόγους.*

Η θλιπτική καταπόνηση στις προεξοχές των τοιχωμάτων σχήματος T εξαρτάται από το υποτιθέμενο ενεργό πλάτος της προεξοχής. Αν ο τοίχος υποτεθεί ότι ενεργεί ως μια απομονωμένη T διατομή το ενεργό πλάτος της προεξοχής περιορίζεται σε 4 φορές το πάχος του κορμού, σύμφωνα με τις διατάξεις του ACI [41] και τότε οι τάσεις στην ζώνη αυτή θα ξεπερνούν το $0.2\text{ fc}'$. Εφόσον όμως ο τοίχος υποτεθεί ότι λειτουργεί ως κομμάτι ενός συνεχούς συστήματος (συνέχεια που αποδίδεται στις πλάκες των ορόφων, το ενεργό πλάτος που καθορίζεται από τις διατάξεις του ACI είναι έως και 17 φορές το πάχος του κορμού με αποτέλεσμα οι τάσεις στην ζώνη αυτή να είναι κάτω του $0.2\text{ fc}'$. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η ερμηνεία στο κατά πόσο η διατομή λειτουργεί απομονωμένα ή συνολικά να επηρεάζει άρδην την απαίτηση, βάσει των κανονισμών, για ειδική περίσφιξη στα άκρα των προεξοχών των τοιχωμάτων σχήματος T.

4.8 Απαιτήσεις νέων κανονισμών

Η επιρροή των απαιτήσεων των νέων διατάξεων του UBC 1994, όσο και οι επερχόμενες μετατροπές στις διατάξεις του ACI, για τον προσδιορισμό της ανάγκης για ειδική περίσφιξη στα άκρα των τοιχωμάτων ελέγχθηκε για το συγκεκριμένο κτήριο. Οι απαιτήσεις και των δύο κανονισμών είναι ίδιες, ως επί των πλείστων, και προέκυψαν με προσεγγίσεις βάσει των μετατοπίσεων. Η μόνη σημαντική διαφορά θα συζητηθεί αμέσως.

Η παράγραφος 1921.6.5.4 του UBC 1994 ορίζει τις οριακές συνθήκες βάσει των οποίων δύναται ο σχεδιασμός τοιχώματος δίχως την χρήση κρυφοκολώνων. Το πρώτο κριτήριο ορίζει ως μέγιστη αξονική υπό φυσιολογικές συνθήκες $0.10\text{fc}'$ για γεωμετρικά συμμετρικά τοιχώματα ενώ $0.05\text{fc}'$ για μη συμμετρικά. Στη συνέχεια για να ικανοποιηθεί το κριτήριο του αξονικού φορτίου το UBC απαιτεί οι τοίχοι να ικανοποιούν ένα λόγο λυγηρότητας ή η διατμητική τους καταπόνηση να μην ξεπερνάει μια τιμή. Το όριο του λόγου λυγηρότητας ορίζεται από την εξίσωση 13:

$$\frac{M_u}{V_u l_w} \leq 1.0 \quad (13)$$

Για την ανεστραμμένη τριγωνική φόρτιση που υποτέθηκε για αυτό το κτήριο, η εξίσωση 13 περιορίζει το λόγο λυγηρότητας του κτηρίου, h_w/l_w σε 1,5. Επειδή ο λόγος h_w/l_w δεν καλύπτεται σε αυτό το παράδειγμα, ο μηχανικός θα πρέπει να ελέγξει την τιμή της διατμητικής δράσης η οποία δίνεται από την εξίσωση 14, όπου h είναι το πάχος του τοιχώματος.

$$V_u \leq 0.25 l_w h \sqrt{f'_c} \quad (MPa \text{ units}) \quad (14)$$

Η εξίσωση 14 μπορεί να μετατραπεί σε μια μέση τιμή διάτμησης για είτε τα διατομές T τοιχώματα είτε για τα ορθογωνικά διαιρώντας την διατμητική τάση με την επιφάνεια $l_w * h$. Για την δεδομένη αντοχή σκυροδέματος, η οριακή διατμητική αντοχή είναι 1,31 MPa, η οποία είναι μεγαλύτερη από την διατμητική τάση που προέκυψε από την ανάλυση. Επομένως όλα τα τοιχώματα ικανοποιούν τις υπάρχουσες διατάξεις του UBC και σε κανένα τοίχωμα δεν χρειάζεται η προσθήκη ειδικών περισφιγμένων ζωνών.

Όσον αφορά τις επερχόμενες αλλαγές στις διατάξεις του ACI, τα κριτήρια που αφορούν την αξονική καταπόνηση είναι ίδια με αυτά του UBC 1994. Εφόσον τα κριτήρια της αξονικής ικανοποιούνται τότε οι τοίχοι θα πρέπει να ικανοποιούν είτε κάποιο όριο λυγηρότητας όμοιο με αυτό που δόθηκε πριν από την εξίσωση 14 με κάποιο κριτήριο τέμνουσας σε συνδυασμό με το άλλο κριτήριο λόγου λυγηρότητας που δίνεται από την εξίσωση 15.

$$\frac{M_u}{V_u l_w} \leq 3.0 \quad (15)$$

Υποθέτοντας τριγωνική κατανομή στα οριζόντια φορτία αυτό το όριο γίνεται:

$$(h_w/l_w) \leq 4.5$$

Όλα τα τοιχώματα του συγκεκριμένου παραδείγματος έχουν λόγο λυγηρότητας ίσο με 5, οπότε αποτυγχάνουν να ικανοποιήσουν αυτό το κριτήριο. Επομένως απαιτείτε έλεγχο βάσει άλλων διατάξεων του κώδικα ώστε να αποφανθούμε εφόσον απαιτούνται ειδικές περιοχές περίσφιξης. Ο UBC 1994 σε αυτή την περίπτωση απαιτεί μια διαφορετική προσέγγιση του ζητήματος. Η διαδικασία περιλαμβάνει τον υπολογισμό των μέγιστων παραμορφώσεων στα άκρα των τοιχωμάτων συναρτήσει της μέγιστης αναμενόμενης μετατόπισης στην κορυφή των τοιχωμάτων. Εφόσον η καταπόνηση ξεπερνάει το 3‰ τότε όλα τα τοιχώματα επιβάλλεται να σχεδιαστούν με ειδική περίσφιξη στα άκρα τους.

Για λόγο επιφάνειας τοιχώματος προς επιφάνεια ορόφου ίσο με 0.016 και αξονική καταπόνηση ίση με 0.05 fc' οι μέγιστες παραμορφώσεις που εμφανίζονται είναι της τάξης του 2.5‰ που είναι κάτω από τα όρια του κώδικα και επομένως η δημιουργία ζωνών περίσφιξης δεν είναι απαιτητή.

Εν τέλει σύμφωνα με [29] η πρακτική του περιορισμού της μέγιστης αξονικής καταπόνησης σχεδιασμού σε 3‰ κρίνεται συντηρητική αφού σύμφωνα με Wallace, Moele, Thompsen η αύξηση της σε 4‰ είναι εξίσου ασφαλής. Με αποδοχή μέγιστης αξονικής σχεδιασμού ίσης με 4‰ το κτήριο αναφοράς απαλλάσσεται από απαίτηση χρήσης κρυφοκολώνων κάτι που το καθιστά σχεδιαστικά ιδιαίτερος οικονομικό. Η χρήση του ορίου 4‰ συμπλέει με τα αποτελέσματα από [34,43].

4.9 Γενικά (Συζήτηση επί του θέματος)

Αυτό τα παράδειγμα αναδεικνύει ότι οι αλλαγές που επήλθαν στους 2 αυτούς κώδικες αποτελούν δείγμα της σημαντικής αναβάθμισής τους ενώ όλα ξεκίνησαν από τον σεισμό στην Χιλή το 1985. Αντιλαμβανόμαστε ότι ο σεισμός στην Χιλή αποτέλεσε έναυσμα για την εισαγωγή των Μ.Ε.Ο.Τ. στον EC8 καταστρώντας σαφές, μέσω της πολύ καλής απόκρισης των κτηρίων στην Χιλή, ότι η χρήση πολλών και μεγάλων τοιχωμάτων στον σχεδιασμό μιας κατασκευής λειτουργεί υπέρ της ασφαλείας ενώ ταυτόχρονα η κατασκευή κρίνεται ικανή να ανταποκριθεί σε ισχυρά σεισμικά γεγονότα χωρίς την απαίτηση μεγάλων ποσοστών οπλισμού.

4.10 Σύνοψη και αποτελέσματα

Περιγράφεται σε όλα τα προηγούμενα η αλυσίδα των επιρροών, σε επίπεδο ερευνών και κατανόησης της απόκρισης κατασκευών, με το πέρας της καταγραφής της καλής απόκρισης των κτηρίων στην Χιλή από το σεισμό του 1985. Οι παρατηρήσεις οδήγησαν σε έρευνες και πειράματα και τέλος σε αλλαγή της φιλοσοφίας του σχεδιασμού.

Κρίνεται ότι χρειάζεται να επισημανθούν τα εξής, σύμφωνα με [29]:

- Οι διατάξεις του UBC 1994 και του ACI για την εκτίμηση της ανάγκης για περίσφιξη στα άκρα των τοιχωμάτων αποτέλεσαν ένα σημαντικό βήμα από την προηγούμενη απαρχαιωμένη και συντηρητική φιλοσοφία.
- Μια αλλαγή στην φιλοσοφία σχεδιασμού είναι πολύ σημαντικότερη από το να βελτιώνεις επιμέρους την παλαιότερη. Μεγάλος αριθμός πειραμάτων και μελετών

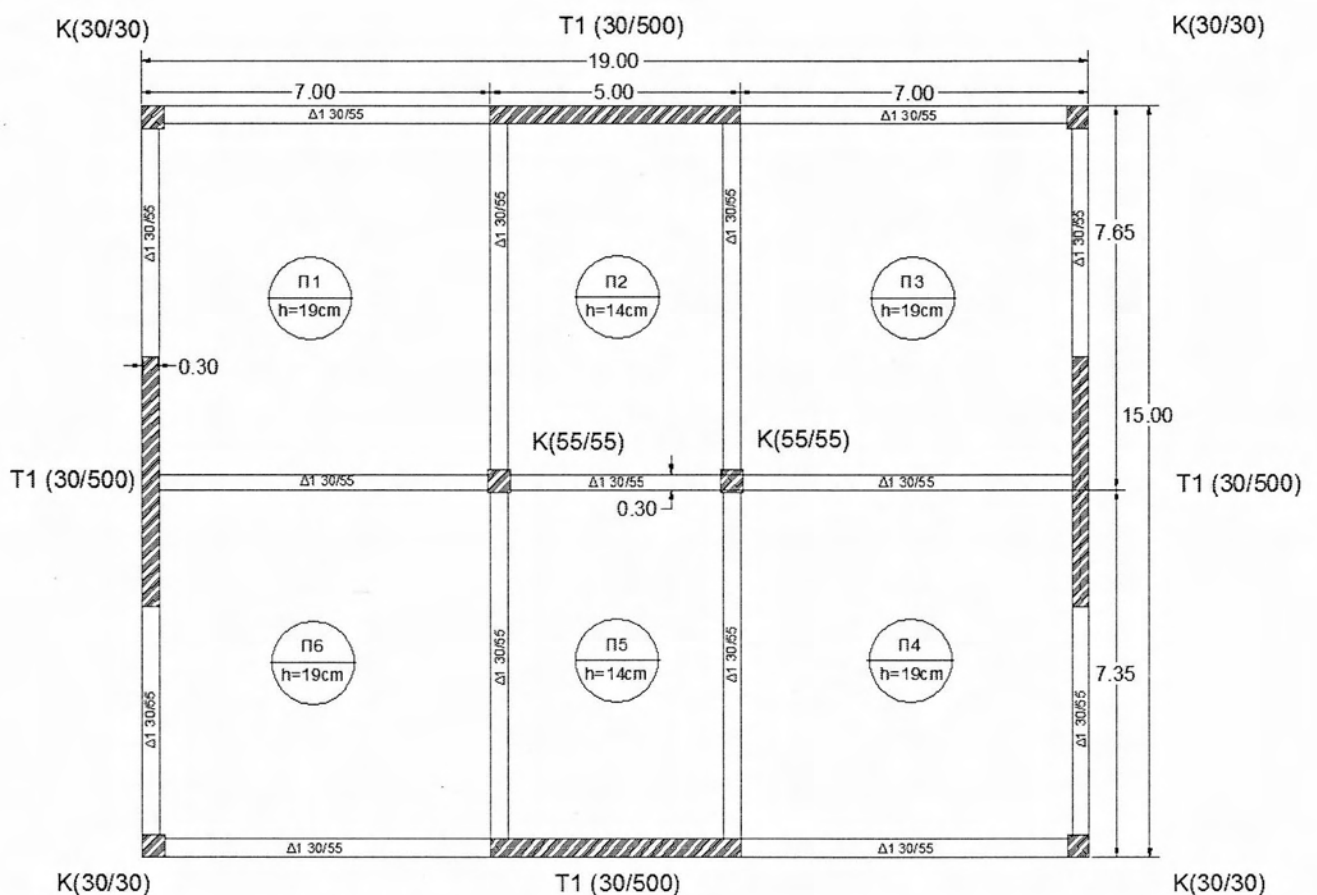
έδειξαν ότι αυξάνοντας τον λόγο επιφάνειας των τοιχωμάτων προς την επιφάνεια του ορόφου σημαντικά σχετικά με τα μικρά ποσοστά που συνηθίζονταν στις Η.Π.Α. ουσιαστικά εξαλείφει την ανάγκη για ειδική μέριμνα περίσφιξης για τα περισσότερα είδη τοίχων.

- Βάσει των πειραμάτων η θεώρηση ότι το σκυρόδεμα δεν αστοχεί σε θλιπτική παραμόρφωση μικρότερη ίση του 4% θεωρείται ικανοποιητική.

5. ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΟ ΚΤΗΡΙΟ ΥΠΟ ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ

Αποφασίστηκε στην παρούσα εργασία να γίνει μια απόπειρα μοντελοποίησης ενός κτηρίου το οποίο θα ικανοποιεί ως επί το πλείστον τα κριτήρια για τον σχεδιασμό με Μ.Ε.Ο.Τ. Ο σκοπός της μελέτης είναι η συνολικότερη κατανόηση της συμπεριφοράς ενός τέτοιου κτηρίου αλλά και η εν δυνάμει ανάδειξη πλεονεκτημάτων αυτής της φιλοσοφίας σχεδιασμού έναντι της συμβατικής.

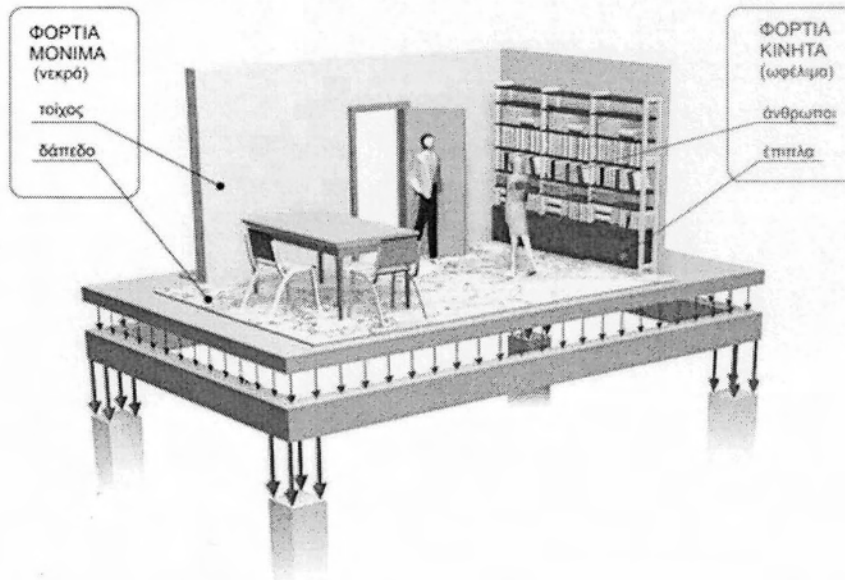
Το υπό μελέτη κτήριο στην παρούσα εργασία αποτελείται από 3 ορόφους. Η κάτοψη του είναι ορθογωνική διαστάσεων 19 m x 15m και το ύψος του κάθε ορόφου είναι 3m. Για τον φέροντα οργανισμό της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε αποκλειστικά σπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30, ενώ ο χάλυβας τόσο για τον διαμήκη όσο και για τον εγκάρσιο σπλισμό των δομικών στοιχείων εκλέγεται B500C, με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής $f_{yk}=500$ MPa. Αυτή η κατηγορία υλικών είναι τυπική για συμβατικές κατασκευές στον χώρο της Ελλάδας. Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από υποστυλώματα τετραγωνικής διατομής αλλά και από τοιχώματα τα οποία ανήκουν στην κατηγορία των Μ.Ε.Ο.Τ. και κείτονται περιμετρικά του κτηρίου. Η κάτοψη ορόφου φαίνεται στο *σχήμα 48*.



Σχήμα 48. Κάτοψη υπό μελέτη κτηρίου.

5.1 Κατανομή φορτίων

Τα φορτία σε ένα κτίριο διακρίνονται σε μόνιμα (νεκρά) και κινητά (ωφέλιμα). Τα μόνιμα αποτελούνται από τα ίδια βάρη των δομικών στοιχείων, από τα βάρη των τοίχων και από τα βάρη των επιστρώσεων - επικαλύψεων. Κινητά είναι τα φορτία των ανθρώπων, των επίπλων κ.τ.λ.

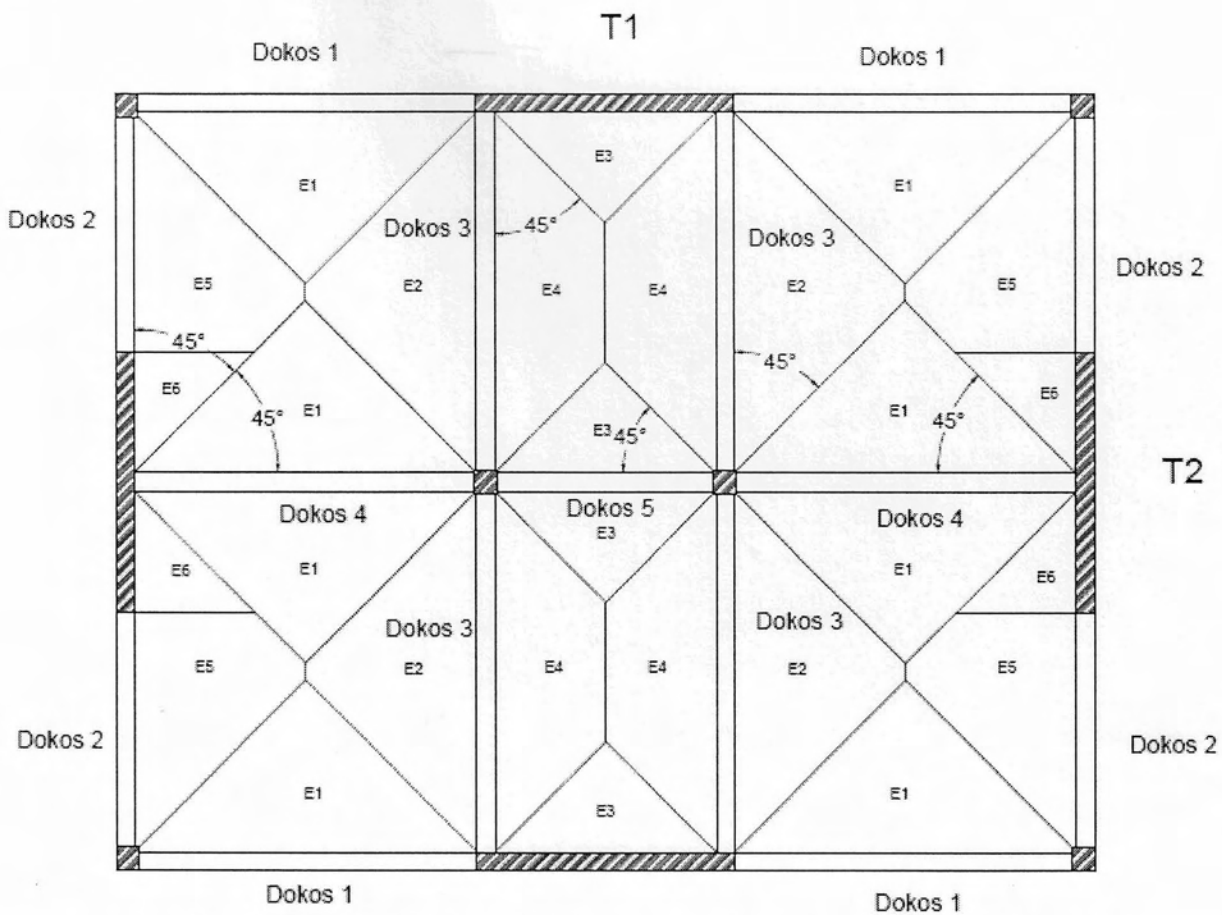


Σχήμα 49. Φορτία κτηρίων κατοικιών και τρόπος καταμερισμού τους [47].

5.2 Διαμοιρασμός φορτίων

Τα φορτία ασκούνται αρχικά στην πλάκα σκυροδέματος. Η πλάκα μεταφέρει τα φορτία στις δοκούς και αυτές με την σειρά τους μεταφέρουν τα φορτία στα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα, τοιχώματα). Κάθε δοκός φορτίζεται από την πλάκα βάσει του πεδίου επιρροής της και έπειτα θεωρείται πως η δοκός, εφόσον τα φορτία είναι συμμετρικά, ισομοιράζει τα φορτία στα κατακόρυφα στοιχεία που την στηρίζουν.

Το πεδίο επιρροής της κάθε δοκού ορίστηκε βάσει των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της κάτοψης όπως φαίνεται στο σχήμα 50. Τα τοιχώματα λόγω του μεγάλου τους μήκους επηρεάζουν την κατανομή των φορτίων έτσι ώστε κάποια ορίζουν την δική τους περιοχή επιρροής λαμβάνοντας τα φορτία των πλακών ως αξονικά.



Σχήμα 50. Πεδίο επιρροής δοκών για την κατανομή των φορτίων από τις πλάκες στα κατακόρυφα στοιχεία.

Τα φορτία, μόνιμα και κινητά, υπολογίστηκαν ως εξής:

Αρχικά ορίστηκαν τα ελάχιστα πάχη των πλακών (αποφυγή ελέγχου βελών). Τα πάχη των πλακών φαίνονται στο σχήμα 48.

Μόνιμο Φορτίο

$$G_{\text{πλακών}} = h_{\text{πλάκας}} \cdot \gamma_{\text{σκυρ}} = 4,56 \text{ kN/m}^2 \text{ (h=19cm)}, \quad G_{\text{πλακών}} = 3,36 \text{ kN/m}^2 \text{ (h=14cm)}$$

$$G_{\text{επικάλυψης}} = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Κινητό Φορτίο

$$Q = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Στην συνέχεια με την χρήση του προγράμματος της εταιρίας Autodesk, AutoCAD 2012 στο οποίο και σχεδιάστηκε η κάτοψη, μετρήθηκε το κάθε εμβαδό με την χρήση της εντολής area. Έπειτα, με την χρήση του προγράμματος Excel, υπολογίστηκε το κατανεμημένο φορτίο το οποίο αντιστοιχεί στην κάθε δοκό και τα αξονικά φορτία τα οποία επιμερίζονται οι πλάκες και τα υποστυλώματα.

Τα αποτελέσματα παρατίθενται στους πίνακες 9, 10, 11:

Πίνακας 9. Κατανεμημένα φορτία στις δοκούς του μοντέλου, όπως αυτά προέκυψαν από υπολογισμούς.

	Μόνιμα(kN/m)	Κινητά(kN/m)
Δοκός 1	12,70	3,16
Δοκός 2	14,48	3,776
Δοκός 3	24,16	9,02
Δοκός 4	21,80	6,32
Δοκός 5	14,54	4,80

Πίνακας 10. Αξονική δύναμη τοιχωμάτων συμπεριλαμβανομένου του ίδιου βάρους των τοιχωμάτων

	Μόνιμα(kN)	Κινητά(kN)
Τοίχωμα 1	151,11	12,00
Τοίχωμα 2	154,85	10,80

Πίνακας 11. Αξονική δύναμη στην ανώτερη στάθμη, χωρίς το ίδιο βάρος των τοιχωμάτων

	Μόνιμα(kN)	Κινητά(kN)
Τοίχωμα 1	27,36	12,00
Τοίχωμα 2	31,104	10,80

6. ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΤΟ SAP2000

Αποφασίστηκε το υπό μοντελοποίηση κτήριο να αναλυθεί μέσω του προγράμματος Sap2000.

6.1 Περιγραφή των διατομών

Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

- Για υποστυλώματα
0,30 X 0,30 ; 0,55 X 0,55
- Για δοκούς
0,55 X 0,30
- Για Μεγάλα Ελαφρά Οπλισμένα Τοιχώματα
5,00 X 0,30

Οι διατομές αλλά και οι θέσεις των στοιχείων φαίνονται στο *σχήμα 48*.

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων εισάγονται στο πρόγραμμα Sap2000 με την εντολή:

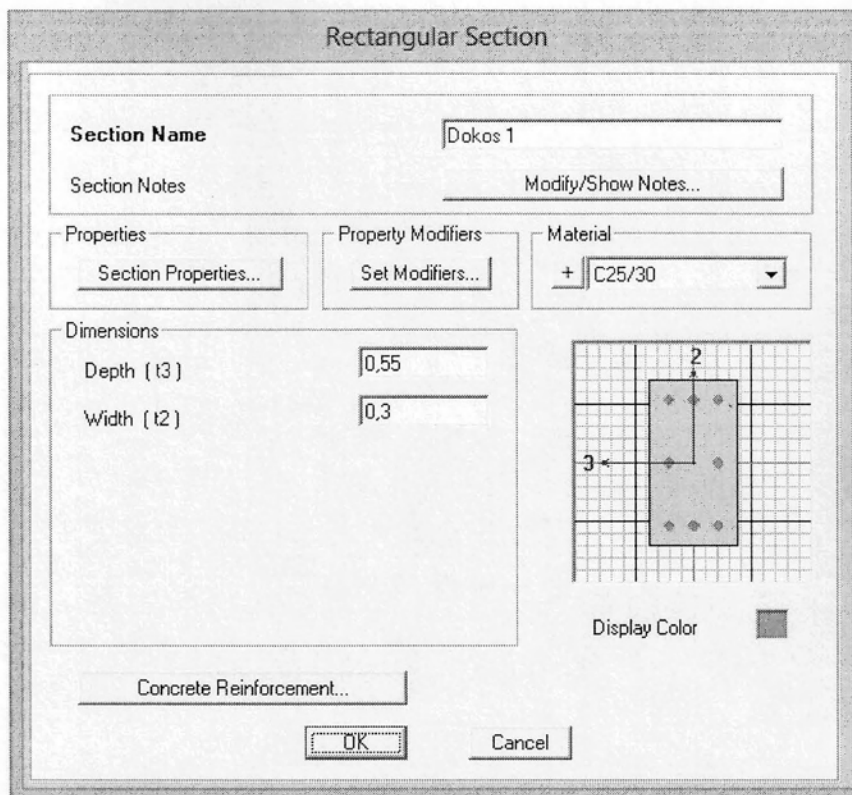
Define→ Frame Sections→ Add New Property→ Concrete→ Rectangular

Ή μέσω

Define→ Frame Sections→ Add New Property→ Other→ Section Designer

Η ανάλυση έγινε για σεισμικό συνδυασμό, ως εκ τούτου η δυσκαμψία των διατομών ορίστηκε ίση με τη μισή της ελαστικής.

Define→ Frame Sections→ Modify/Show Property→ Set Modifiers → Set Shear Area, Moment of Inertia =0,5



Σχήμα 51. Εισαγωγή χαρακτηριστικών διατομών στο Sap2000.

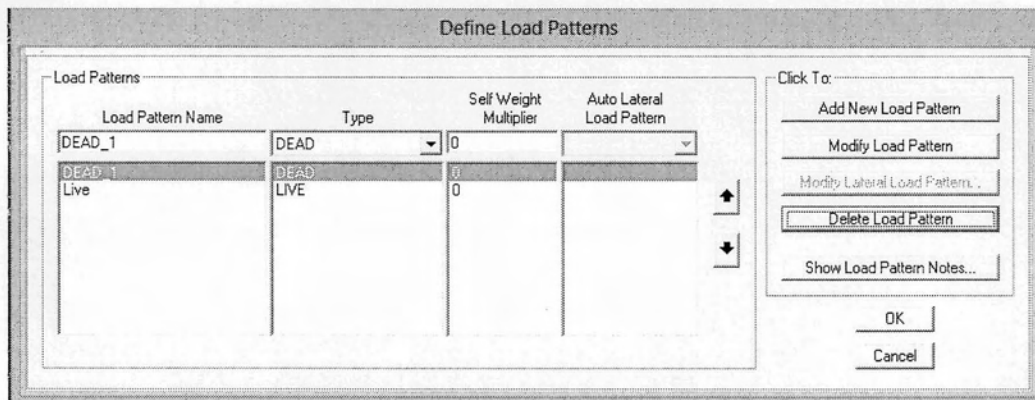
6.2 Διαφραγματική λειτουργία

Για την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών στο Sap2000 πρέπει να απαιτηθεί από το πρόγραμμα όλοι οι κόμβοι που περιγράφουν την απόκριση της πλάκας να έχουν ακριβώς την ίδια μετατόπιση. Τα διαφράγματα παραμένουν πρακτικώς απαραμόρφωτα μέσα στο επίπεδό τους λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας τους. Κατά την επιβολή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων θεωρούνται 3 βαθμοί ελευθερίας ανά όροφο (δύο μετακινήσεις και μία στροφή). Για την επίτευξη της διαφραγματικής λειτουργίας επιλέγονται όλοι κόμβοι κάθε ορόφου και στη συνέχεια χρησιμοποιείται η εντολή:

Assign→ **Joint**→ **Constraints**→ **Diaphragm**

6.3 Εισαγωγή φορτίων και συνδυασμός αυτών

Για την πραγματοποίηση της στατικής ανάλυσης πρέπει να εφαρμόσουμε τα μόνιμα και τα κινητά φορτία στην κατασκευή και έπειτα να πραγματοποιήσουμε την στατική ανάλυση για τους συνδυασμούς οριακής κατάστασης αστοχίας ($1.35G+1.5Q$) ενώ θα ελεγχθεί και σε σεισμικό συνδυασμό ($G+0.3Q$) το ποσοστό των κατακόρυφων φορτίων που αναλαμβάνουν τα τοιχώματα, όπου σύμφωνα με ΕΚ8-5.2.2.1 θα πρέπει να ξεπερνάει το 20% του συνολικού σε κάθε ορθογώνια διεύθυνση. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα θα εφαρμόσουμε γραμμικό φορτίο σε όλες τις δοκούς χωρισμένο σε μόνιμο φορτίο αλλά και σε κινητό. Ο διαχωρισμός γίνεται μέσω του Define Load Patterns. Πρέπει να τονιστεί πως το ίδιο βάρος της κατασκευής προστέθηκε χειροκίνητα ως φορτίο στις δοκούς μέσω του καταμερισμού που έγινε και έτσι το Self-Weight Multiplier ορίστηκε ίσο με το μηδέν στα μόνιμα φορτία ώστε να υπάρχει εποπτεία των φορτίων λάλα και να μπορούν να προσομοιωθούν οι σεισμικές και οι στατικές συνθήκες. ($1,35G + 1,5Q$), ($G+0,3Q$)



Σχήμα 52. Εισαγωγή Load Patterns

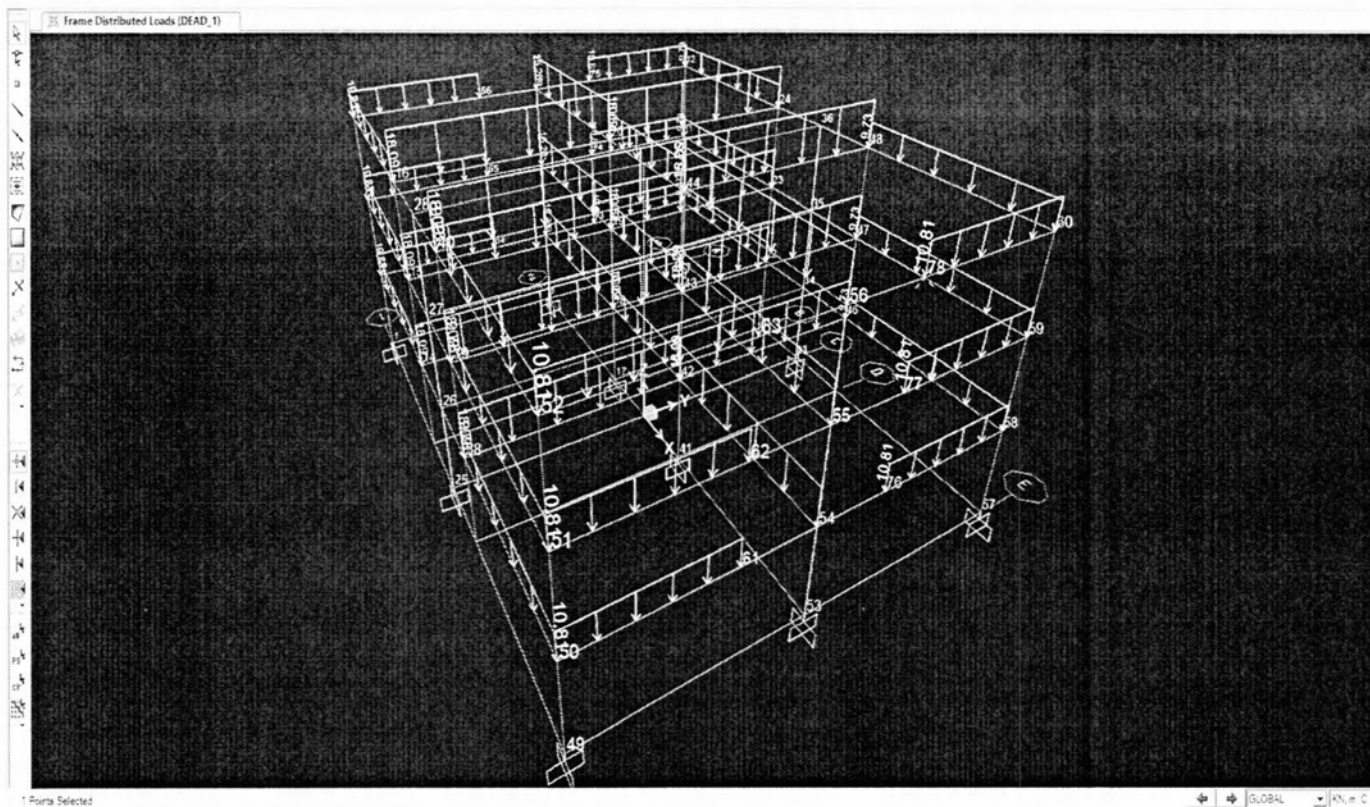
Επιλέγουμε τις εκάστοτε δοκούς και εφαρμόζουμε τις παρακάτω εντολές για να εφαρμόσουμε το μόνιμο φορτίο.

Assign → Frame Loads → Distributed

Ακόμα στην συνέχεια επιλέγουμε τα τοιχώματα και τα υποστυλώματα ώστε να επιβάλλουμε αξονικά σε αυτά την φόρτιση που τους αναλογεί λόγω του ίδιου βάρους αλλά και στα τοιχώματα το φορτίο των πλακών που αναλαμβάνουν απευθείας ως αξονική λόγω του πεδίου επιρροής τους. Οι εντολές για την επιβολή αξονικής δύναμης είναι οι εξής:

Assign → Joint Loads → Forces

Το μέγεθος των μόνιμων φορτίων επηρεάστηκε από το πάχος της εκάστοτε πλάκας. Πιο αναλυτικά, περιγράφεται η διαδικασία διαμοιρασμού των φορτίων στις δοκούς στη παράγραφο 5.2.



Σχήμα 53. Εικόνα φορέα με την εισαγωγή φορτίων στο Sap2000.

Έχοντας λοιπόν εισάγει στο Sap2000 τα φορτία στην εκάστοτε κατηγορία τους, εδώ DEAD_1 για μόνιμα φορτία και Live για κινητά, στην συνέχεια εισάγουμε τον συνδυασμό αυτών ώστε να πετύχουμε την οριακή κατάσταση αστοχίας υπό στατική και δυναμική φόρτιση.

Η διαδικασία έχει ως εξής:

Define → *Load Case* → *Add new Case*

Load Case Data - Linear Static

Load Case Name <input type="text" value="Statiki OKA"/> <input type="button" value="Set Def Name"/>	Notes <input type="button" value="Modify/Show..."/>	Load Case Type <input type="text" value="Static"/> <input type="button" value="Design..."/>														
Stiffness to Use <input checked="" type="radio"/> Zero Initial Conditions - Unstressed State <input type="radio"/> Stiffness at End of Nonlinear Case <input type="text" value=""/> <p style="font-size: small;">Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case</p>	Analysis Type <input checked="" type="radio"/> Linear <input type="radio"/> Nonlinear <input type="radio"/> Nonlinear Staged Construction															
Loads Applied <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 20%;">Load Type</th> <th style="width: 40%;">Load Name</th> <th style="width: 20%;">Scale Factor</th> <th style="width: 20%;"></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Load Pattern</td> <td>DEAD_1</td> <td>1,5</td> <td rowspan="3" style="text-align: center; vertical-align: middle;"> <input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/> </td> </tr> <tr> <td>Load Pattern</td> <td>DEAD_1</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>Load Pattern</td> <td>Live</td> <td>1,35</td> </tr> </tbody> </table>	Load Type	Load Name	Scale Factor		Load Pattern	DEAD_1	1,5	<input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/>	Load Pattern	DEAD_1	1,5	Load Pattern	Live	1,35	Mass Source <input type="text" value="MSSSRC1"/>	
Load Type	Load Name	Scale Factor														
Load Pattern	DEAD_1	1,5	<input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/>													
Load Pattern	DEAD_1	1,5														
Load Pattern	Live	1,35														
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>																

Σχήμα 54. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας υπό Στατικά Φορτία.

Load Case Data - Linear Static

Load Case Name <input type="text" value="Seismiki Katakoryfia"/> <input type="button" value="Set Def Name"/>	Notes <input type="button" value="Modify/Show..."/>	Load Case Type <input type="text" value="Static"/> <input type="button" value="Design..."/>														
Stiffness to Use <input checked="" type="radio"/> Zero Initial Conditions - Unstressed State <input type="radio"/> Stiffness at End of Nonlinear Case <input type="text" value=""/> <p style="font-size: small;">Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case</p>	Analysis Type <input checked="" type="radio"/> Linear <input type="radio"/> Nonlinear <input type="radio"/> Nonlinear Staged Construction															
Loads Applied <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 20%;">Load Type</th> <th style="width: 40%;">Load Name</th> <th style="width: 20%;">Scale Factor</th> <th style="width: 20%;"></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Load Pattern</td> <td>DEAD_1</td> <td>1,</td> <td rowspan="3" style="text-align: center; vertical-align: middle;"> <input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/> </td> </tr> <tr> <td>Load Pattern</td> <td>DEAD_1</td> <td>1,3</td> </tr> <tr> <td>Load Pattern</td> <td>Live</td> <td>0,3</td> </tr> </tbody> </table>	Load Type	Load Name	Scale Factor		Load Pattern	DEAD_1	1,	<input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/>	Load Pattern	DEAD_1	1,3	Load Pattern	Live	0,3	Mass Source <input type="text" value="MSSSRC1"/>	
Load Type	Load Name	Scale Factor														
Load Pattern	DEAD_1	1,	<input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/>													
Load Pattern	DEAD_1	1,3														
Load Pattern	Live	0,3														
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>																

Σχήμα 55. Κατακόρυφα Φορτία στον Σεισμικό συνδυασμό (G+0.3Q).

6.4 Φασματική ανάλυση

Για την πραγματοποίηση της φασματικής ανάλυσης χρειάζεται πρώτα να καθορίσουμε το φάσμα σχεδιασμού.

Define → **Functions** → **Response Spectrum**

Επιλέγω έπειτα από το Drop Down Menu Choose function type to add → EuroCode 8 2004

Function Name: EN 1998-1

α_g : Αποτελεί την επιτάχυνση του εδάφους και καθορίζεται σύμφωνα με τον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας που υπάρχει στον ΕΑΚ2000 (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός και στο Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ8-4). Επιλέξαμε ζώνη σεισμικότητας II στην οποία αντιστοιχεί α_g ίσο με 0,24g.

Spectrum Type (Τύπος Φάσματος): Ο τύπος του φάσματος σχεδιασμού εξαρτάται κυρίως από το μέγεθος των σεισμικών φαινομένων μιας περιοχής. Υπάρχουν 2 είδη στην περίπτωση που αγνοούμε τις επιπτώσεις της βαθιάς γεωλογικής σύστασης του εδάφους.

Type 1: Αφορά περιοχές με σεισμικά φαινόμενα μεγέθους $M_s > 5.5$. (M_s : Surface wave magnitude)

Type 2: Αφορά περιοχές με σεισμικά φαινόμενα μεγέθους $M_s \leq 5.5$.

Στην Ελλάδα χρησιμοποιούμε τον τύπο 1 ο οποίος χρησιμοποιήθηκε και στην εργασία .

Ground Type (Είδος εδάφους): Το είδος του εδάφους σε κάθε περιοχή της Ελλάδας καθορίζεται από τον ΕΑΚ2000 και ΕΚ8. Στην συγκεκριμένη εργασία έγινε παραμετρική ανάλυση για διάφορα είδη εδαφών. Εξετάστηκαν εδάφη κατηγορίας B, C, D . Οι παράμετροι που επηρεάζονται από το είδος του εδάφους είναι ο συντελεστής εδάφους S (Soil Factor) αλλά και οι καθοριστικές για το σχήμα του φάσματος τιμές των ιδιοπεριόδων.

T_b : Η τιμή της ιδιοπεριόδου για την οποία ξεκινάει ο σταθερός κλάδος του φάσματος επιταχύνσεων.

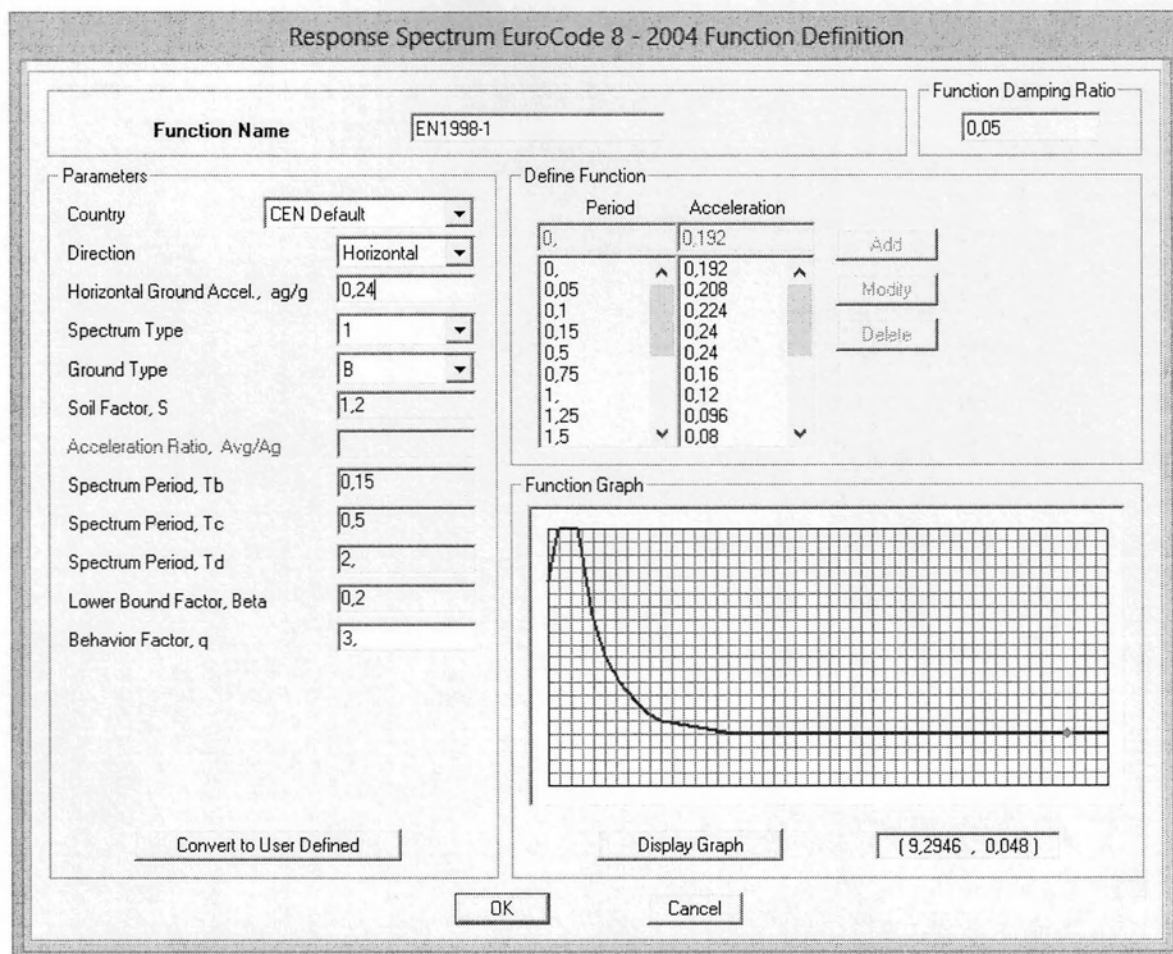
T_c : Η τιμή της ιδιοπεριόδου για την οποία σταματάει ο σταθερός κλάδος του φάσματος επιταχύνσεων.

T_d : Η τιμή της ιδιοπεριόδου για την οποία ξεκινάει ο κλάδος του φάσματος μετατοπίσεων.

Lower Bound Factor, Beta: Ο συντελεστής του κάτω ορίου του φάσματος των επιταχύνσεων. Ο EC8 προτείνει $\beta=0.2$.

Behavior Factor, q (Συντελεστής συμπεριφοράς): Ο συντελεστής συμπεριφοράς καθορίζεται από τον EC8 ανάλογα με το είδος του φορέα που έχουμε αλλά και την κατηγορία πλαστιμότητας. Η κατηγορία πλαστιμότητας εξαρτάται από το επίπεδο ικανότητας απορρόφησης σεισμικής ενέργειας από την κατασκευή μέσω του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων αλλά και της συνολικής ικανότητας σε πλαστιμότητα του φορέα. Επομένως βασικό στοιχείο αποτελούν οι διατομές που χρησιμοποιούμε αλλά

και η στροφική ικανότητα των συνδέσεων των μελών. Στην περίπτωση των Μεγάλων Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων με 2 τουλάχιστον Μ.Ε.Ο.Τ. σε κάθε κατεύθυνση προτείνεται στον ΕΚ8-1 συντελεστής συμπεριφοράς $q=3$.



Σχήμα 56. Εισαγωγή Στοιχείων Φάσματος Σχεδιασμού.

Στο φάσμα σχεδιασμού οι τιμές της επιτάχυνσης είναι αδιαστατοποιημένες ως προς της επιτάχυνση της βαρύτητας, επομένως θα πρέπει να δημιουργηθεί ένα Load case στο οποίο να παρέχεται η φασματική επιτάχυνση σε μονάδες SI.

Στην ανάλυση μας επιλέξαμε να κάνουμε μια παραμετρική επίλυση όσον αφορά την κατηγορία του εδάφους. Έτσι επιλέχθηκαν 3 είδη εδαφών σύμφωνα με τα οποία έγινε και η ανάλυση μας. Το γεγονός όμως ότι τα εδάφη δεν ανήκουν στην ίδια κατηγορία εδαφών βάσει της κατηγοριοποίησης που προκύπτει από τον Ευρωκώδικα 8, σχήμα 57, μας οδήγησε στον σχεδιασμό διαφορετικών καμπυλών φασματικής απόκρισης.

ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8

Κατάταξη εδαφών				
Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$V_{s,30}$	N_{SP}	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360 - 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

Σχήμα 57. Κατηγοριοποίηση Εδαφών βάσει Ευρωκώδικα 8 [48].

64.1 Ιδιομορφική (Modal) ανάλυση

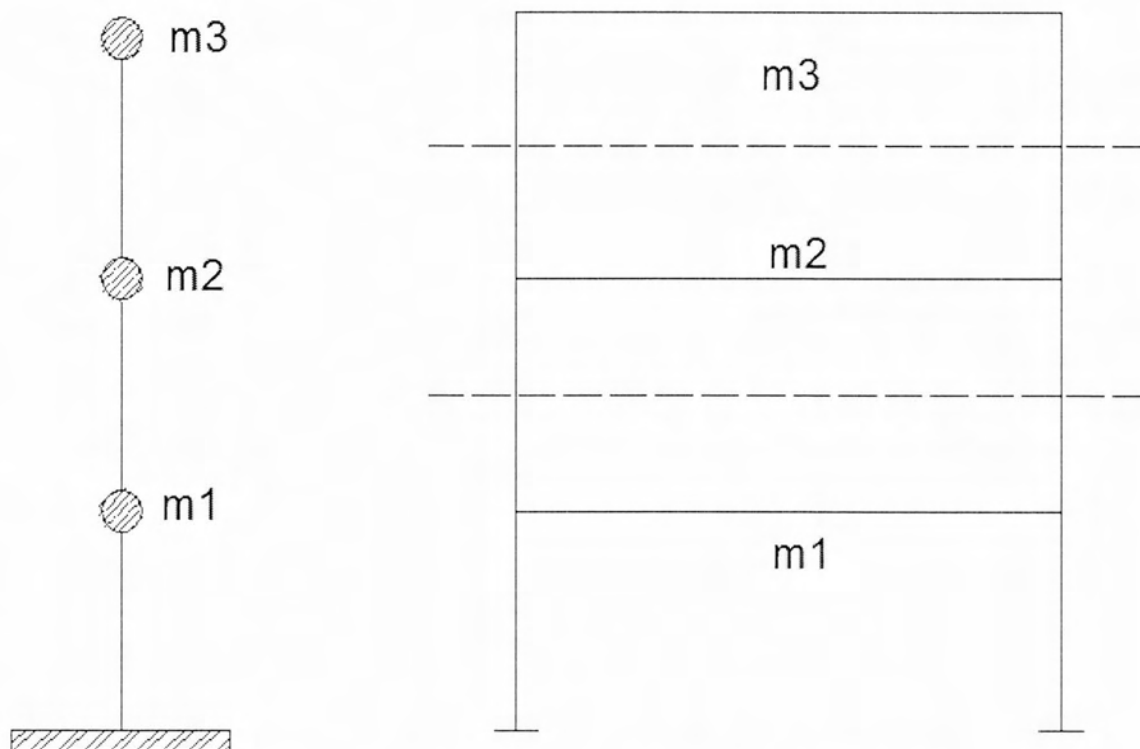
Η συγκεκριμένη ανάλυση πραγματοποιείται με σκοπό τον υπολογισμό των ιδιομορφών ταλάντωσης του συστήματος και τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους αυτών.

Για την συγκεκριμένη ανάλυση θα θεωρήσουμε κόμβο στο κέντρο μάζας κάθε ορόφου διακριτοποιώντας ουσιαστικά την κατανεμημένη μάζα του κτηρίου σε ιδεατές συγκεντρωμένες μάζες οι οποίες θα

εφοδιαστούν με την μάζα αλλά και την ροπή αδράνειας μάζας του τμήματος στο οποίο αντιστοιχούν ανάλογα με τον αριθμό και το είδος των βαθμών ελευθερίας που αυτό διαθέτει. Για την ανάλυση θα οριστεί μάζα στο κέντρο μάζας της κάθε πλάκας που ουσιαστικά θα μετατρέψουν το σύστημα μας σε ένα 3βάθμιο ταλαντωτή με μορφή όμοιας του *σχήματος 58*. Ακόμα στο *σχήμα 58* φαίνεται το τμήμα του κτηρίου του οποίου η μάζα ανατέθηκε ως εκάστοτε μάζα στον ταλαντωτή.

Στην μάζα του κτηρίου συνυπολογίζονται και τα οιονεί μόνιμα φορτία του σεισμικού συνδυασμού ($G+0,3Q$).

Σχήμα
58.



Μοντελοποίηση κτηρίου σε 3βάθμιο ταλαντωτή.

Οι τιμές των μαζών, μαζικών ροπών αδράνειας, ουσιαστικά χωρίζονται σε 3 κατηγορίες.

1. Η μάζα του κάτω ορόφου.
2. Η μάζα των ενδιάμεσων ορόφων.
3. Η μάζα του ανώτερου ορόφου.

Οι τιμές των μαζών και των μαζικών ροπών αδράνειας που προέκυψαν φαίνονται στους πίνακες 12,13.

Πίνακας 12. Τιμές των μαζών όπως αυτές προκύπτουν από την ανάλυση και όπως φαίνονται στο σχήμα 58.

m_1 [t]	281,12
m_2 [t]	255,58
m_3 [t]	230,03

Πίνακας 13. Τιμές των μαζικών ροπών αδρανείας, όπως αυτές προκύπτουν από την ανάλυση και αντιστοιχούν σε αυτές όπως φαίνονται στο σχήμα 58.

J_{m1} [t*m ²]	13728
J_{m2} [t*m ²]	12481
J_{m3} [t*m ²]	11233

6.5 Στρέψη

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 για τον σχεδιασμό μιας κατασκευής επιβάλλεται να ληφθεί υπόψιν η επίδραση της στρέψης. Για να ληφθούν υπόψιν τυχών αβιβιαιότητες ως προς την ακριβή τοποθεσία των μαζών, η υπολογισμένη μάζα κάθε ορόφου θα τοποθετείται, σε σχέση με την φυσιολογική της θέση, σε μια απόσταση $e_{x,y}$.

$$e_{x,y} = 0,05 * L_{x,y}$$

Η ύπαρξη αυτής της εκκεντρότητας θα προκαλεί, κατά την διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος, ροπή στρέψης παράλληλη με το ύψος του κτηρίου. Η ροπή στρέψης θα έχει στίμη ίση με: $m * a * e_{x,y}$. Για την επίτευξη των προαναφερθέντων απαιτείται ο υπολογισμός των δυνάμεων του αντιστρόφου τριγώνου ($m * a$) που προκύπτουν από τη στατικής μορφής δυναμική ανάλυση. Σύμφωνα με αυτή την ανάλυση καλούμαστε να υπολογίσουμε μια τέμνουσα βάση, ουσιαστικά το άθροισμα όλων των επιμέρους τεμνουσών των κατακόρυφων στοιχείων καθ' ύψος του φορέα και στην συνέχεια να την μοιράσουμε στο κέντρο μάζας του κάθε ορόφου επιμερίζοντας την ανάλογα με την μάζα και το ύψος του κάθε ορόφου όπως φαίνεται στην εξίσωση 16.

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (16)$$

Όπου:

F_i : Η οριζόντια δύναμη που ασκείται στον κάθε όροφο.

F_b : Η τέμνουσα βάσης.

$z_{i,j}$: Το ύψος της μάζας του υπό εξέταση ορόφου.

$m_{i,j}$: Η μάζα του υπό εξέταση ορόφου.

Η επιτάχυνση υπολογίζεται από το φάσμα απόκρισης ανάλογα με την ιδιοπερίοδο του κτηρίου.

Για φόρτιση της κατασκευής μέσω του φάσματος απόκρισης, για την εύρεση της τέμνουσας βάσης αρκεί να αθροίσουμε τις τέμνουσες που προκύπτουν μέσω της φασματικής ανάλυσης του Sap2000 στην βάση της κατασκευής.

Γνωρίζοντας λοιπόν την δύναμη που αναλογεί στον κάθε όροφο και λαμβάνοντας υπόψιν εκκεντρότητα σε κάθε κατεύθυνση ίση με 5% υπολογίζουμε για κάθε όροφο μια ροπή στρέψης την οποία επιβάλλουμε στο κέντρο μάζας του κάθε ορόφου, ροπή παράλληλα με τον κατακόρυφο άξονα Z.

6.5.1 Εισαγωγή στρέψης στο πρόβλημα

Δημιουργήθηκαν Load Patterns με το όνομα torsion x, torsion y. Στους κόμβους στο κέντρο μάζας κάθε διαφράγματος επιβλήθηκε Ροπή στρέψης στον άξονα Z ίση με την ροπή που προέκυψε από τα προαναφερθέντα. Οι τιμές των ροπών στρέψης παρατίθενται αναλυτικά στους πίνακες 14,15,16.

5όροφό Μοντέλο

Πίνακας 14. Τιμές των ροπών στρέψης όπως αυτές υπολογίστηκαν και εισάχθηκαν στο Sap2000

M_{y1}	152,56	KN*m	M_{x1}	193,24	KN*m	z_1	3	m
M_{y2}	277,39	KN*m	M_{x2}	351,36	KN*m	z_2	6	m
M_{y3}	416,09	KN*m	M_{x3}	527,05	KN*m	z_3	9	m
M_{y4}	554,78	KN*m	M_{x4}	702,73	KN*m	z_4	12	m
M_{y5}	624,18	KN*m	M_{x5}	790,62	KN*m	z_5	15	m
V_b	2700	KN						

4όροφο Μοντέλο

Πίνακας 15. Τιμές των ροπών στρέψης όπως αυτές υπολογίστηκαν και εισάχθηκαν στο Sap2000

M_{y1}	227,61	KN*m	M_{x1}	179,69	KN*m	z_1	3	m
M_{y2}	413,86	KN*m	M_{x2}	326,74	KN*m	z_2	6	m
M_{y3}	620,80	KN*m	M_{x3}	490,10	KN*m	z_3	9	m
M_{y4}	827,73	KN*m	M_{x4}	653,47	KN*m	z_4	12	m
V_b	2200	KN						

3όροφο Μοντέλο

Πίνακας 16. Τιμές των ροπών στρέψης όπως αυτές υπολογίστηκαν και εισάχθηκαν στο Sap2000

M_{y1}	220,24	KN*m	M_{x1}	213,345	KN*m	z_1	3	m
M_{y2}	491,37	KN*m	M_{x2}	387,93	KN*m	z_2	6	m
M_{y3}	663,40	KN*m	M_{x3}	523,73	KN*m	z_3	9	m
V_b	1500	KN						

Y: Ροπή που παράγεται από επιτάχυνση παράλληλη με τον άξονα *Y*.

X: Ροπή που παράγεται από επιτάχυνση παράλληλη με τον άξονα *X*.

1, 2, 3: Προσδιορίζει τον όροφο στον οποίο ασκείται η ροπή στρέψης.

6.5.2 Συνδυασμοί φορτίσεων (Load Combinations)

Έχοντας ορίσει τα απαιτούμενα Load Cases και Load Patterns για τις αναλύσεις μας προχωρούμε στην σύνταξη των Load Combinations όπου περιλαμβάνουμε συνδυασμό από Load Cases και Load Patterns με τον απαιτούμενο συντελεστή συμμετοχής.

Αρχικά ορίζονται Load Combinations τα οποία περιλαμβάνουν την στρέψη λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας. Σε αυτά προστίθεται η στρέψη στην εκάστοτε κατεύθυνση Scale Factor(± 1) με το Load Case FASMATIKOS στην ίδια κατεύθυνση. Έτσι, όπως φαίνεται και στο *σχήμα 59*, έχουμε Torsion-x με FASMATIKOS-X.

Αυτή η διαδικασία συμβαίνει και για την Κατεύθυνση *Y* δημιουργώντας συνολικά 4 Load Combinations.

Έπειτα προσθέτουμε τα αποτελέσματα των αναλύσεων στην κάθε κατεύθυνση ξεχωριστά, με πρόσθεση τύπου Envelope, όπου η επιλογή Envelope ουσιαστικά μας δίνει ως αποτέλεσμα τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στον φορέα μας, δημιουργώντας 2 Load Combinations, τα Seism-X, Seism-Y όπως φαίνεται και στο *σχήμα 60*.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
torsion x	Linear Static	1.
FASMATIKOS-X	Response Spectrum	1.
torsion x	Linear Static	1.

Σχήμα 59. Εισαγωγή Load Combination Seism-1.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Seism-1	Combination	1.
Seism-1	Combination	1.
Seism-2	Combination	1.

Σχήμα 60. Εισαγωγή Load Combination Seism-X.

Έχοντας μεριμνήσει και για τις 2 κατευθύνσεις στην συνέχεια δημιουργούμε ένα Load Combination το οποίο θα περιλαμβάνει την επίδραση της φασματικής ανάλυσης και της στρέψης και στις 2 οριζόντιες διευθύνσεις και θα την ονομάσουμε ΧΟΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ, όπως φαίνεται στο σχήμα 61, όπου τα φορτία των αναλύσεων με την μέθοδο της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων SRSS.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Seism-X	Combination	1.
Seism-X	Combination	1.
Seism-Y	Combination	1.

Σχήμα 61. Εισαγωγή Load Combination ΧΟΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ.

Στην συνέχεια ορίζεται νέο Load Combination το οποίο περιλαμβάνει των συνδυασμό των φασματικών αναλύσεων αλλά προσθέτει και τα οινεί μόνιμα φορτία του σεισμικού συνδυασμού μέσω του Load Case Seismiki Katakyrga (G+0.3Q). Το Load Combination αυτό ονομάστηκε FINAL 1 ενώ δημιουργήθηκε ένα ακόμα με αντιστροφή της φοράς του συνδυασμού ΧΟΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ όπου αυτό επιτεύχθηκε με την χρήση Scale Factor=-1. Ο συνδυασμός αυτός ονομάστηκε FINAL -1 .

Με την δημιουργία αυτών των συνδυασμών φορτίσεων στη συνέχεια επιλέγουμε τη δημιουργία ενός συνδυασμού ο οποίος περιέχει, με τρόπο αλληλεπίδρασης φορτίων envelope, τους συνδυασμούς FINAL 1 και FINAL -1 τον οποίο ονομάσαμε FINAL SEISM όπως φαίνεται στο σχήμα 62.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
FINAL 1	Combination	1.
FINAL 1	Combination	1.
FINAL -1	Combination	1.

Σχήμα 62. Εισαγωγή Load Combination FINAL SEISM.

Τέλος δημιουργήθηκε το Load Combination που ονομάστηκε Design, *σχήμα 63*, στο οποίο με αλληλεπίδραση φορτίων Envelope εισάχθηκαν οι συνδυασμοί FINAL SEISM και Statiki Oka η οποία θυμίζω πως είναι η κατάσταση οριακής αστοχίας για κατακόρυφα φορτία.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Final Seism	Combination	1.
Final Seism	Combination	1.
Statiki OKA	Linear Static	1.

Σχήμα 63. Εισαγωγή Load Combination Design.

6.6 Προσθήκη ελατηρίων στο Sap 2000

Το Sap2000 μας δίνει την δυνατότητα να εισάγουμε στο μοντέλο μας στοιχεία τα οποία συνδέουν το έδαφος με την θεμελίωση, τα λεγόμενα Link Elements.

Αρχικά ορίζουμε τις ιδιότητες των Link Elements μέσω των εντολών:

Define→ Section Properties→ Link/Support Property→ Add New Property

Στην συνέχεια εμφανίζεται ένα παράθυρο όπως στο *σχήμα 64* στο οποίο ορίζουμε το Link/Support Type Linear και στην συνέχεια επιλέγουμε σε ποιες κατευθύνσεις, στο τοπικό σύστημα του Sap2000, θέλουμε να καθορίσουμε τα χαρακτηριστικά τους και στη συνέχεια στην κάθε κατεύθυνση ορίζουμε την σταθερά του ελατηρίου που προέκυψε από την ανάλυση όπως στο *σχήμα 65*.

Link/Support Property Data

Link/Support Type:

Property Name:

Property Notes:

Total Mass and Weight

Mass: Rotational Inertia 1:

Weight: Rotational Inertia 2:

 Rotational Inertia 3:

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring:

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs:

Directional Properties

Direction	Fixed	Properties
<input type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for All..."/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	

P-Delta Parameters

Σχήμα 64. Ορισμός Ιδιοτήτων των Ελατηρίων στο Sap2000.

Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Name:

Stiffness Values Used For All Load Cases

Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
1376727,8	1249268,9	1777437,6	12451825	587468,3	7245205

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
5207,57	3202,19	4556,02	0	0,01	42,1

Directional Control

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>

Shear Distance from End J:

U2:

U3:

Units:

Σχήμα 65. Ορισμός Ιδιοτήτων των Ελατηρίων στο Sap2000.

Έπειτα, έχοντας ορίσει τις ιδιότητες των Link/Support Elements θα πρέπει να τα εισάγουμε στην θέση που θέλουμε στο μοντέλο.

Πληροφορίες για τον τρόπο διαστασιολόγησης των ελατηρίων δίνονται στο κεφάλαιο 8.3

Επιλέγουμε λοιπόν :

Draw→ **Draw one link joint**

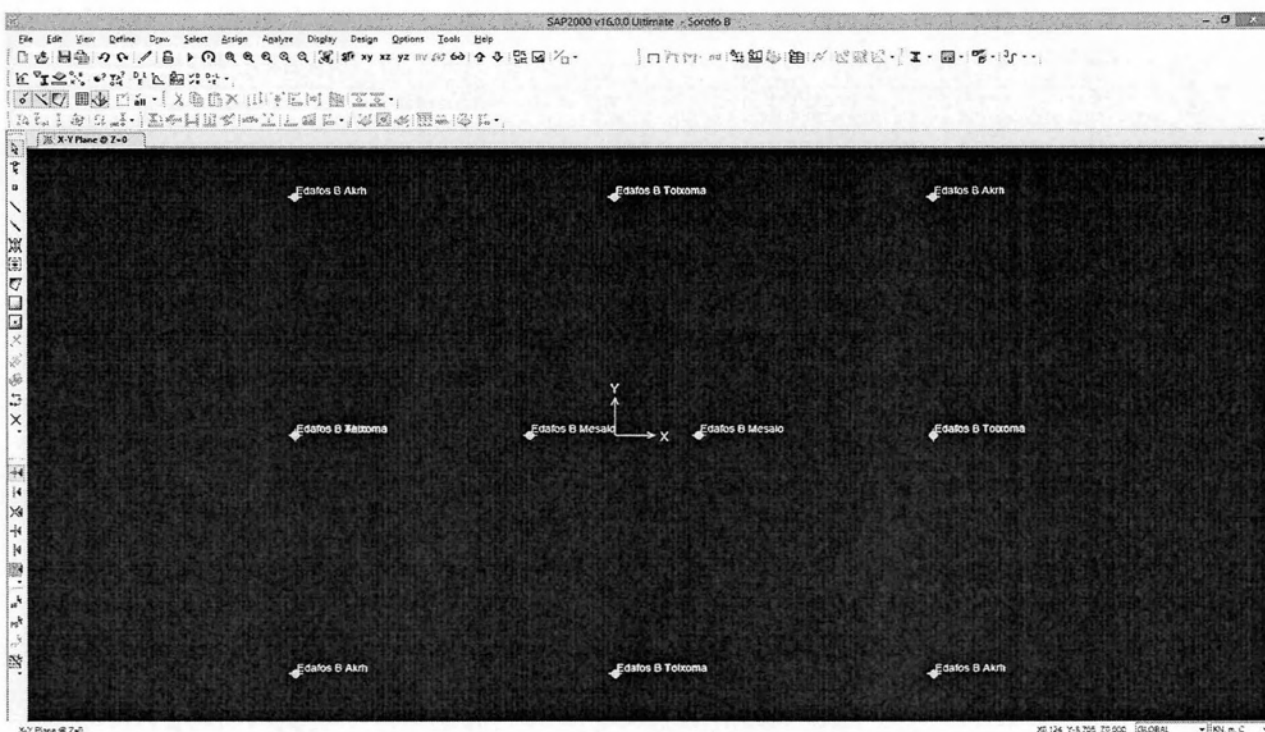
και στην συνέχεια επιλέγουμε το σημείο- κόμβο στον οποίο θα δημιουργηθεί αυτό το στοιχείο.

Έπειτα θα πρέπει να καθορίσουμε τις ιδιότητες ποιανού στοιχείου θα έχει το κάθε Link/Support element

Επιλέγουμε λοιπόν τον κόμβο και στη συνέχεια :

Assign→ **Link/Support**→ **Link/Support Properties**

και από την λίστα των στοιχείων που έχουμε προκαθορίσει επιλέγουμε αυτό που προορίζεται για το εν λόγω στοιχείο. Στο μοντέλο μας τα στοιχεία αυτά ήταν όλα στην θεμελίωση και έχοντας τοποθετήσει όλα τα στοιχεία αλλά και καθορίσει τις ιδιότητες του η μορφή της κάτοψής στο ύψος της θεμελίωσης φαίνεται στο *σχήμα 66*.



Σχήμα 66. Απεικόνιση ορισμού των ελατηρίων στο Sap2000.

Έχοντας εισάγει τα ελατήρια, σε κάθε ανάλυση αλλάζουν όπως για άλλο έδαφος αλλά και για άλλο αριθμό ορόφων μιας και αλλάζουν οι διαστάσεις των πεδίων, στην συνέχεια αφαιρούμε από τους εν λόγω κόμβους οποιαδήποτε δέσμευση μετακινήσεων αρχικά επιλέγοντας του κόμβους και στην συνέχεια:

Assign → Joint Restrains → no Restrains

7. Διαστασιολόγηση Φορέα

Με το πέρας της ανάλυσης μέσω του προγράμματος SAP2000 προέκυψαν κάποια εντατικά μεγέθη στους φορείς. Στην συνέχεια ελέγχθηκε η ικανότητα των συγκεκριμένων στοιχείων να αναλάβουν τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη, όπου η ικανότητα ορίστηκε βάσει του ΕΚ8.

7.1 Τοιχώματα [0.30,5.00] m

7.1.2 Τέμνουσα

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 στα Μ.Ε.Ο.Τ. δεν θα χρησιμοποιηθεί σπλισμός για την ανάληψη της τέμνουσας εφόσον η ικανότητα του σκυροδέματος για ανάληψη τέμνουσας ($V_{RD,C}$), εξίσωση (17), είναι μεγαλύτερη της δράσης V_{Ed} .

Επισημαίνεται πως σύμφωνα με τον ΕΚ8 η δράση υπολογίζεται βάσει της, εξίσωσης (2)

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \cdot \frac{q+1}{2},$$

όπου V'_{Ed} η τέμνουσα από την ανάλυση.

$$V_{RD,C} = \left\{ \max \left[180(100\rho_1)^{\frac{1}{3}}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}}} f_c^{\frac{1}{6}} \right] * \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) * f_c^{\frac{1}{3}} + 0.15 \frac{N}{A_c} \right\} * b_w d \text{ [KN]} \quad (17)$$

Όπου:

ρ_1 : Το γεωμετρικό ποσοστό του εφελκόμενου σπλισμού

N : Αξονικό φορτίο [KN] το οποίο λαμβάνεται ως θετικό για θλιπτικό φορτίο ενώ σε περίπτωση εφελκυσμού $V_{RD,C}=0$

b_w, d : [m]

f_c : [MPa]

Όπου για την μικρότερη αξονική καταπόνηση των τοιχωμάτων, για σεισμικά φορτία βαρύτητας και με απομείωση 50% της λόγω δυναμικής φόρτισης ,

$$N=383 \text{ kN.}$$

Προκύπτει ότι:

$$V_{RD,C}=3720 \text{ KN}$$

Ενώ:

$$V_{ED}= 1230*2, (\text{Εξίσωση2}) = 2460 \text{ KN} \quad \text{5όροφου με Έδαφος κατηγορίας D}$$

Επομένως η διατομή επαρκεί για την διάτμηση και δεν χρειάζεται η επιπλέον ενίσχυση της με οπλισμό.

7.1.3 Ροπή κάμψεως

Στην συνέχεια γίνεται μια προσέγγιση που αφορά το ποσοστό του οπλισμού που απαιτεί το τοίχωμα ώστε να είναι σε θέση να αναλάβει την ροπή κάμψεως στο κρισιμότερο καθ' ύψος σημείο του, δηλαδή στην βάση του.

Όπως έχει επισημανθεί τα μεγάλα τοιχώματα σε στατικά συστήματα Μ.Ε.Ο.Τ. διαστασιολογούνται για οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.) σε κάμψη δίχως καμία αύξηση των ροπών σχεδιασμού (M_{Rd}) που προκύπτουν από την ανάλυση για την σεισμική δράση σχεδιασμού όπως συμβαίνει στα πλαστικά τοιχώματα.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων για την ανάλυση design υποδεικνύουν μέγιστη ροπή κάμψεως στην βάση των τοιχωμάτων ίση με $M_{Rd}=9500 \text{ kNm}$. Υπολογίζεται η ανηγμένη ροπή κάμψης ως προς την διατομή των τοιχωμάτων.

$$\mu_{sd} = \frac{M}{bd^2 f_{cd}} = 0,094$$

Ακόμα:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} = 0.132$$

$$N_{Ed}=3200 \text{ kN}$$

Προκύπτει από πίνακες σχεδιασμού υποστρωμάτων ότι:

$$\omega = 0,13$$

$$A_s = 75 \text{ cm}^2$$

Επομένως απαιτούνται 12 φ20 σε κάθε κρυφοκολώνα.

7.2 Δοκοί [0.30x0.55] m

Στις δοκούς, δύο είναι οι έλεγχοι που δύνανται να μας επιβάλουν αλλαγή των διαστάσεων της διατομής μας. Επισημαίνεται πως οι διαστάσεις της διατομής όλων των δοκών θα θεωρηθεί ότι είναι ίδιες και θα βασίζονται στις απαιτήσεις τις κρισιμότερης δοκού.

- $V_{Rd,max}$ που υπολογίζει την επάρκεια των διαγώνιων θλιπτήρων του σκυροδέματος οι οποίοι αναλαμβάνουν την συνιστώσα της επιβαλλόμενης τέμνουσας
- Η υπέρβαση του γεωμετρικού ποσοστού οπλισμού ρ_{max} κριτήριο το οποίο ουσιαστικά καθορίζει την μέγιστη ικανότητα σε ροπή κάμψευς μιας δοκού συγκεκριμένων διαστάσεων.

$$V_{Rd,max} = a_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / 2$$

Ο τύπος αυτός χρησιμοποιείται εφόσον θεωρήσουμε ότι ο οπλισμός διάτμησης είναι κάθετος στον διαμήκη άξονα της δοκού αλλά και ότι η κλίση των θλιπτήρων σκυροδέματος είναι, $\theta=45^\circ$. (η ευμενέστερη για έλεγχο $V_{Rd,max}$.)

Προκύπτει λοιπόν ότι:

$$V_{Rd,max} = 675 \text{ KN}$$

Ενώ η τιμή της μέγιστης δράσης V_{ED} είναι:

$$V_{ED} = 176 \text{ KN}$$

ρ_{max} – Μέγιστη ικανότητα σε ροπή

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018 f_{cd}}{\mu_\varphi \varepsilon_{syd} f_{yd}}$$

Όπου ισούται με:

$$\rho_{\max} = 1,2\%$$

Για αυτή την τιμή του ρ_{\max} προκύπτει η ροπή αντοχής M_{Rd} :

$$M_{Rd} = 265 \text{ kNm}$$

Η τιμή της μέγιστης καμπτικής καταπόνησης δοκού M_{Ed} , η δοκοί βρίσκονται μεταξύ πλακών Π₁-Π₆, Π₃-Π₄, Σχήμα 48

$$M_{Ed} = 263 \text{ kNm}$$

Επομένως οι διαστάσεις των δοκών επαρκούν για την ασφαλή ανάληψη των φορτίων σχεδιασμού.

7.3 Υποστυλώματα [0.30x0.30] και [0.55x0.55]

7.3.1 Ροπή κάμψεως και τέμνουσα

Τα μεγάλα τοιχώματα, λόγω της πολύ μεγάλης δυσκαμψίας τους, αναλαμβάνουν σχεδόν όλη την σεισμική τέμνουσα στην διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος, με συνέπεια τα υποστυλώματα να αναλαμβάνουν πολύ μικρό ποσοστό της οριζόντιας δύναμης. Αυτό συμβάλλει εν τέλει στην ελάχιστη καμπτική αλλά και προφανώς διατμητική καταπόνηση των υποστυλωμάτων.

Ενδεικτικά επισημαίνεται ότι για τα υποστυλώματα οι μέγιστες καταπονήσεις είναι:

$$M_{Ed} = 30 \text{ kNm} \quad V_{Ed} = 14 \text{ kN}$$

Ως εκ τούτου οι έλεγχοι $V_{Rd, \max}$ και ρ_{\max} δεν κρίνονται απαραίτητοι, λόγω της πολύ μικρής καταπόνησης.

Οι έλεγχοι όμως που κρίνονται κρίσιμοι ως προς τον καθορισμό των τελικών διαστάσεων των υποστυλωμάτων είναι αυτοί της αξονικής καταπόνησης.

7.3.2 Αξονική Φόρτιση

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 θα πρέπει το ανηγμένο αξονικό του φορτίο v_d υποστυλωμάτων σε σεισμικές δράσεις σχεδιασμού να είναι:

$$v_d \leq 0.65 \text{ Κ.Π.Μ.}$$

Για τα υποστυλώματα διαστάσεων 0.55×0.55 η μέγιστη καταπόνηση N_{Ed} είναι:

$$N_{Ed} = 2070 \text{ KN}$$

Επομένως το ανηγμένο αξονικό φορτίο είναι:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{bhf_{cd}} = 0.41$$

Για τα υποστυλώματα διαστάσεων 0.30×0.30 η μέγιστη καταπόνηση N_{Ed} είναι:

$$N_{Ed} = 350 \text{ KN}$$

Επομένως το ανηγμένο αξονικό φορτίο είναι:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{bhf_{cd}} = 0.23$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω οι διατομές των υποστυλωμάτων επαρκούν για την ασφαλή ανάληψη των φορτίων της κατασκευής.

8. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Στην παρούσα εργασία, για την καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς και απόκρισης του μοντέλου αλλά και της επιρροής της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής σε ένα σύνθετο πρόβλημα όπως των Μεγάλων Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων, κρίθηκε αναγκαία η εισαγωγή- αναπαράσταση της εδαφικής συμπεριφοράς στην ανάλυση.

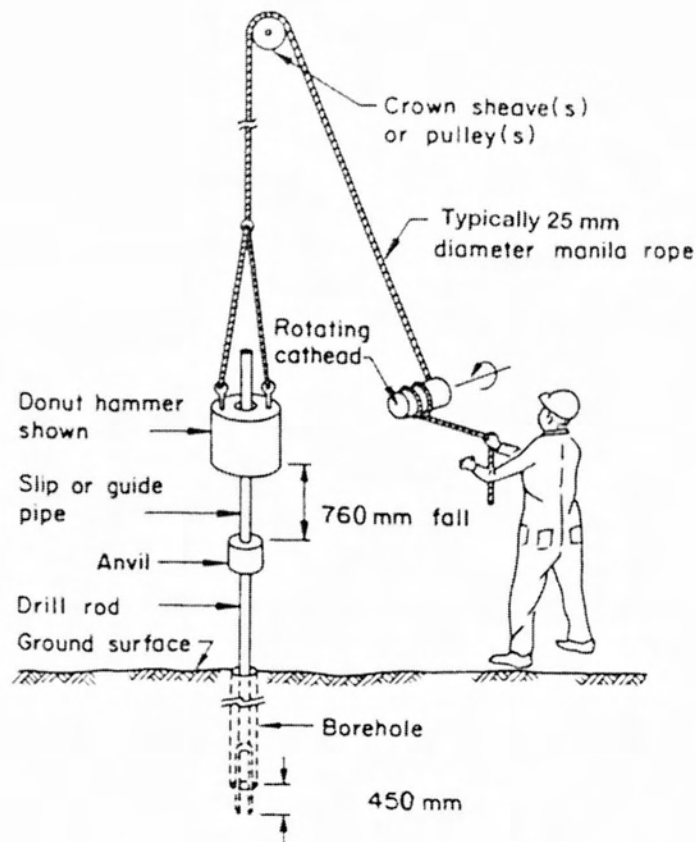
Η ανάλυση είναι παραμετρική όσον αφορά των αριθμό των ορόφων αλλά και την κατηγορία του εδάφους στο οποίο εδράζονται τα κτήρια. Η ανάλυση έγινε για πλήθος ορόφων ίσο με 3, 4 και 5 και καθένα από αυτά τα μοντέλα εδράστηκε σε έδαφος κατηγορίας B,C,D, (κατηγοριοποίηση βάσει του EC8).

Η κατηγοριοποίηση βάσει του EC8 φαίνεται στο *σχήμα 57* και γίνεται βάσει των εδαφικών παραμέτρων που περιγράφονται ακολούθως:

Nspt: Είναι μια δοκιμή στην οποία μια σφύρα βάρους 635 N πέφτει ελεύθερα από ύψος 76,2 εκατοστών. Με διαδοχικές κρούσεις στο υπέδαφος καταγράφεται το πλήθος των πτώσεων που απαιτούνται για την υποχώρηση του εδάφους κατά 30 εκατοστά. Βασισμένοι σε αυτή τη δοκιμή, λόγω της ευχρηστίας της και της κοινής της αποδοχής, πολλοί ερευνητές έχουν δημιουργήσει εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν τον αριθμό N των κρούσεων με τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους. Η δοκιμή φαίνεται και στο *σχήμα 67*.

Cu [KPa]: Αποτελεί ιδιότητα αποκλειστικά συνεκτικών εδαφών και ορίζεται ως η διατμητική τους αντοχή υπό αστράγγιστες συνθήκες.

Vs, 30 [m/s]: Είναι δείκτης της ποιότητας του εδάφους και ορίζεται ως η μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα πρώτα 30 μέτρα του υπεδάφους (Shear wave velocity).



Σχήμα 67. Απεικόνιση Δοκιμής Spt, [49]

8.1 Επιλογή χαρακτηριστικών εδαφών

Κατά την εισαγωγή των εδαφών στην ανάλυση έπρεπε να γίνει η επιλογή των ιδιοτήτων του εδάφους ώστε και να εισαχθούν οι αντίστοιχες παράμετροι στο πρόβλημα αλλά και τα εδάφη να καταταγούν με σαφήνεια σε κάποια από τις κατηγορίες εδαφών του Ευρωκώδικα. Για τα εδάφη C, D επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν τιμές από το μέσον του εύρους ώστε να αναπαριστούν μια μέση κατάσταση αυτών των εδαφών ενώ για τα εδάφη κατηγορίας B οι τιμές που επιλέχθηκαν είναι πιο κοντά στο κατώφλι των παραμέτρων. Αυτό έγινε διότι αρχικά στο έδαφος B ενώ υπάρχει ένα ξεκάθαρο εύρος τιμών για την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων ($360-800 \text{ m/s}$) το εύρος αυτό δεν υπάρχει για την δοκιμή N_{spt} που ορίζεται απλώς $N_{spt} > 50$, τιμή ήδη πολύ υψηλή.

Αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθούν μη συνεκτικά εδάφη, γεγονός που απέκλεισε το κριτήριο της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, ενώ μέσω της παραμέτρου του N_{spt} , με την χρήση εμπειρικών σχέσεων κατέστη δυνατή η εκτίμηση της γωνίας διατμητικής τριβής της άμμου, ϕ , της παραμέτρου του κριτηρίου Mohr-Coulomb.

Επιλέχθηκαν λοιπόν οι τιμές όπως φαίνονται στον πίνακα 17:

Πίνακας 17. Επιλεγμένες παράμετροι εδάφους.

Κατηγορία Εδάφους	N_{spt}	$V_{s,30}$
Εδαφος Β	51	360
Εδαφος C	33	270
Εδαφος D	9	100

8.1.1 Αντιστοίχιση N_{spt} με ϕ

Έχοντας επιλέξει τις τιμές του N_{spt} για την κάθε κατηγορία εδάφους στην συνέχεια έγινε αντιστοίχιση των τιμών αυτών με την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ . Ο λόγος είναι ότι για στην συνέχεια επιβάλλεται να διαστασιολογηθούν τα θεμέλια βάσει της αντοχής του εδάφους. Ο υπολογισμός της αντοχής του εδάφους βάσει Vesic [54] επιβάλλει την γνώση των παραμέτρων C_u, ϕ .

Ως επί των πλείστον οι εμπειρικοί τύποι επιβάλουν μια διόρθωση των τιμών του N_{spt} και αυτό συμβαίνει διότι αναλόγως με το που αλλά και από ποιόν γίνεται η δοκιμή, ο μηχανολογικός εξοπλισμός η τεχνική διάτρησης της οπής αλλά και η τεχνική εκτέλεσης δύναται να διαφέρουν. Έτσι γίνεται μια κανονικοποίηση του N_{spt} σε N_{60} μέσω της εξίσωσης (18).

$$N_{60} = N_{spt} * \frac{E R_f}{60} A \quad (\text{Skempton, 1986}), [50] \quad (18)$$

N_{spt} : Ο απαιτούμενος αριθμός ρίψεως της σφύρας ώστε να εμφανίσει το έδαφος υποχώρηση ίση με 30 εκατοστά.

Από (Skempton, 1986), [50] για :

- Χρήση σφύρας τύπου safety.
- Μέθοδο απελευθέρωσης σφύρας 2 περιελίξεων του σχοινιού.

Λαμβάνεται $\frac{E R_f}{60}$ ίσο με 0,9 .

Ακόμα ο συντελεστής A ορίζεται από την εξίσωση (19):

$$A = C_R C_S C_B \quad (\text{Skempton, 1986}), [50] \quad (19)$$

Όπου για:

- Μήκος Σχοινού 6m.
- Δειγματολήπτη Αμερικάνικο χωρίς επένδυση.
- Διάμετρο οπής της γεώτρησης 150mm.

Το A λαμβάνεται ίσο με 1,197.

Εν τέλει:

$$N_{60} = N_{spt} * 1,077$$

Επομένως έχουμε, πίνακας 18:

Πίνακας 18. N_{60} εδαφών.

<u>Κατηγορία Εδάφους</u>	<u>N_{60}</u>
Έδαφος Β	55
Έδαφος C	36
Έδαφος D	10

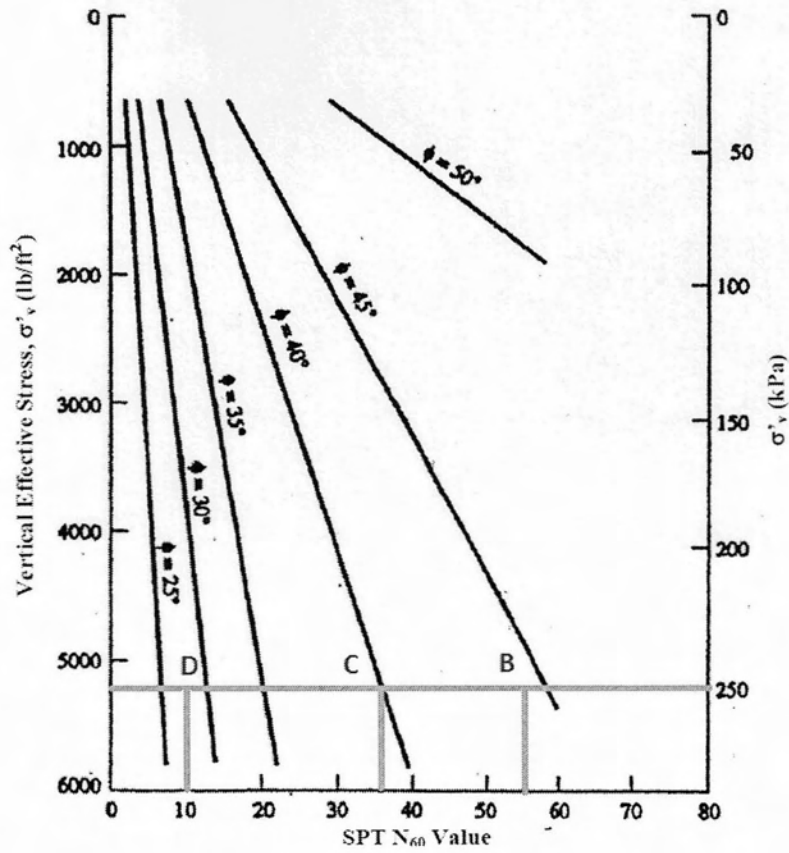
Όπως φαίνεται λοιπόν στο *σχήμα 68* για να καταλήξουμε σε μια τιμή ϕ με την χρήση N_{60} , για άμμους, επιβάλλεται να ορίσουμε το ύψος της κατακόρυφης ενεργού τάσης σ_v' . Δεδομένου ότι όλα τα εδαφικά μας χαρακτηριστικά αποτελούν μέσες τιμές 30 μέτρων βάθους θα αναζητήσουμε την ενεργό κατακόρυφη τάση σε βάθος 15m.

Για $\rho_{\text{αμμου}}=1,7\text{t/m}^3$ προκύπτει γ (ειδικό βάρος):

$$\gamma=1,7*9,81=16,68 \text{ kN/m}^3$$

Για βάθος λοιπόν ίσο με 15 m:

$$\sigma_v' = 250 \text{ kPa} \quad (\gamma \times h = 16,67 \text{ kN/m}^3 \times 15 \text{ m})$$



Σχήμα 68. Εμπειρική συσχέτιση μεταξύ N60 και εσωτερικής γωνίας τριβής φ για άμμους [51].

Προκύπτουν λοιπόν τιμές φ για τα εδάφη όπως φαίνονται στον πίνακα 19:

Πίνακας 19. Γωνία εσωτερικής τριβής φ αμμωδών εδαφών που χρησιμοποιούνται στην ανάλυση.

Κατηγορία Εδάφους	Φ
Έδαφος B	44
Έδαφος C	40
Έδαφος D	28

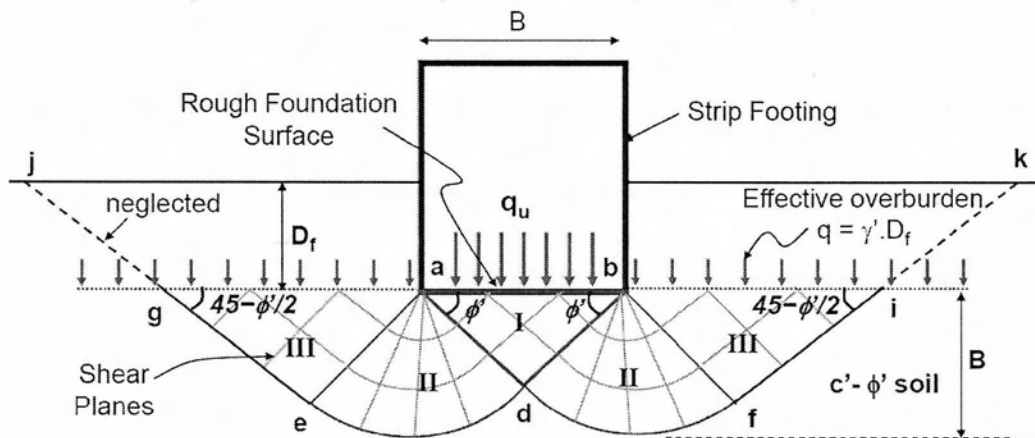
Οι τιμές που προκύπτουν είναι φυσιολογικές και αυτό επιβεβαιώνεται από (Peck 1974, Engineering Handbook) [52] σύμφωνα με τον οποίο προκύπτει ο πίνακας 20.

Πίνακας 20. Συσχέτιση γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ αμμωδών εδαφών με την πυκνότητά τους [52].

SPT Penetration, N-Value	Density of Sand	ϕ (degrees)
<4	Very loose	<29
4 - 10	Loose	29 - 30
10 - 30	Medium	30 - 36
30 - 50	Dense	36 - 41
>50	Very dense	>41

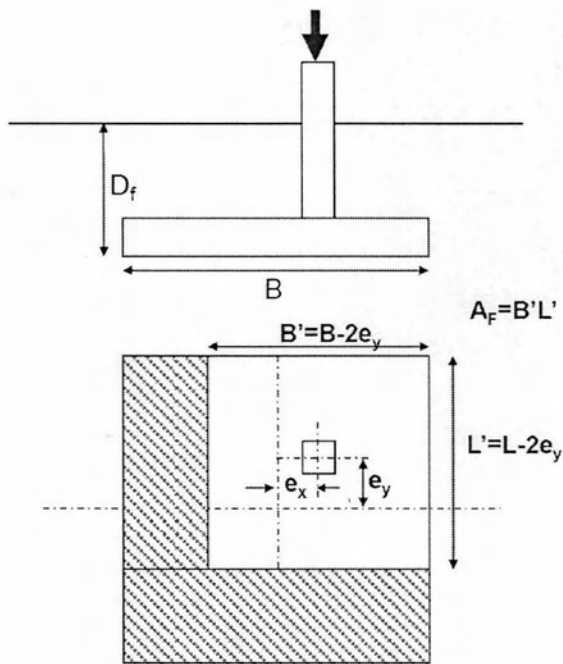
8.2 Σχεδιασμός πεδίων

Τα πέδιλα χρησιμοποιούνται για την ασφαλή μεταφορά των φορτίων της ανωδομής στο έδαφος. Για την σωστή επιλογή των διαστάσεων των πεδίων επιβάλλεται η γνώση της οριακής αντοχής του εδάφους. Στην εν λόγω εργασία ο υπολογισμός της οριακής αντοχής του εδάφους έγινε με την χρήση της μεθοδολογίας του Vesic. Συμφωνα με τον Terzaghi ο μηχανισμός αστοχίας είναι αυτός του σχήματος 69, σύμφωνα με τον οποίο η αστοχία του εδάφους είναι διατμητική. Ενας κώνος εδάφους δημιουργείται κάτω από το πέδιλο ο οποίος εξωθεί το περιβάλλον έδαφος στην προσπάθειά του να εισχωρήσει βαθύτερα.



Σχήμα 69. Μηχανισμός αστοχίας Εδαφών, επιφανειακές θεμελιώσεις [53].

Στην περίπτωση μας όπου η ροπή επιρεάζει σε μεγάλο βαθμό την συμπεριφορά του πεδίου θα πρέπει, σύμφωνα με την μεθοδολογία, να υπολογιστεί η ενεργός επιφάνεια κατά Meyerhoff του πεδίου όπως φαίνεται στο σχήμα 70, όπου F_v είναι η αξόνικη δύναμη που μεταφέρει το υποστύλωμα και $F_{Hx,y}$ είναι οριζόντιες δυνάμεις στις αντίστοιχες κατευθύνσεις όταν αυτές ασκούνται σε ένα ύψος d_{FH} από τον πιθμένα της θεμελίωσης.



In case of Moment loading

$$e_x = \frac{M_y}{F_v}$$

$$e_y = \frac{M_x}{F_v}$$

In case of Horizontal Force at some height but the column is centered on the foundation

$$M_y = F_{Hx} \cdot d_{FH}$$

$$M_x = F_{Hy} \cdot d_{FH}$$

Σχήμα 70. Ενεργός επιφάνεια πεδίου υπό έκκεντρη φόρτιση [53].

Εν τέλει η οριακή αντοχή του εδάφους προκύπτει με την χρήση της εξίσωσης (20), κατά Vesic [54].

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \quad (20)$$

Shape factor Depth factor inclination factor

→ Empirical correction factors

- Όπου οι συντελεστές N_c, N_q, N_γ κατά Brinch Hansen [55] εξαρτώνται από την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ του εδάφους και φαίνονται στον πίνακα 21.

Πίνακας 21. Συντελεστές Φέρουσας Ικανότητας σε συνάρτηση με την γωνία φ [55].

θ	N_x	N_y	N_z
0	5.14	1.0	0
1	5.4	1.1	0
2	5.6	1.2	0
3	5.9	1.3	0
4	6.2	1.4	0
5	6.5	1.6	0.1
6	6.8	1.7	0.1
7	7.2	1.9	0.2
8	7.5	2.1	0.2
9	7.9	2.3	0.3
10	8.4	2.5	0.4
11	8.8	2.7	0.5
12	9.3	3.0	0.6
13	9.8	3.3	0.8
14	10.4	3.6	1.0
15	11.0	3.9	1.2
16	11.6	4.3	1.4
17	12.3	4.8	1.7
18	13.1	5.3	2.1
19	13.9	5.8	2.5
20	14.8	6.4	3.0
21	15.8	7.1	3.5
22	16.9	7.8	4.1
23	18.1	8.7	4.9
24	19.3	9.6	5.7
25	20.7	10.7	6.8
26	22.3	11.9	7.9
27	23.9	13.2	9.3
28	25.8	14.7	10.9
29	27.9	16.4	12.8
30	30.1	18.4	15.1
31	32.7	20.6	17.7
32	35.5	23.2	20.8
33	38.6	26.1	24.4
34	42.2	29.4	28.8
35	46.1	33.3	33.9
36	50.6	37.8	40.0
37	55.6	42.9	47.4
38	61.4	48.9	56.2
39	67.9	56.0	66.8
40	75.3	64.2	79.5
41	83.9	73.9	95.1
42	93.7	85.4	114.0
43	105.1	99.0	137.1
44	118.4	115.3	165.6
45	113.9	134.9	200.8
46	152.1	158.5	244.7
47	173.6	187.2	299.5
48	199.3	222.3	368.7
49	229.9	265.5	456.4
50	266.9	319.1	568.5

- Στην συνέχεια παρατίθενται οι συντελεστές βάθους d_c, d_a, d_y , σχήματος S_c, S_a, S_y και κλίσης i_c, i_a, i_y , του επιβαλλόμενου φορτίου (κυρίως λόγω ύπαρξης οριζόντιων δυνάμεων) [54].

Οι συντελεστές σχήματος υπολογίζονται βάσει του Vesic [54] είναι οι (S_c, S_q, S_γ) όπως φαίνονται στο σχήμα 71. Αξίζει να επισημανθεί ότι σε επιλύσεις με εκκεντρότητα φόρτισης ως διαστάσεις B, L λαμβάνονται οι ενεργές διαστάσεις, απομειωμένες λόγω εκκεντρότητας.

$$s_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan\phi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$$

Σχήμα 71. Συντελεστές σχήματος κατά Vesic [54].

Οι συντελεστές βάθους (depth factors) κατά Vesic, [54], είναι οι (d_c, d_q, d_γ) και υπολογίζονται όπως φαίνεται στο σχήμα 72.

for relatively shallow foundations ($D/B \leq 1$), use $k = D/B$.

for deeper footings ($D/B > 1$), use $k = \tan^{-1}(D/B)$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2k \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2$$

$$d_\gamma = 1$$

Σχήμα 72. Συντελεστές βάθους κατά Vesic [54].

Οι συντελεστές κλίσης (inclination factors) του φορτίου είναι οι (i_c, i_q, i_γ) και υπολογίζονται όπως φαίνεται στο σχήμα 73.

i factors are 1 if load acts perpendicular to the base of the footing
 i factors are 1 when $\phi = 0$

$$i_c = 1 - \frac{mV}{Ac'N_c} \geq 0$$

$$i_q = \left(1 - \frac{V}{P + \frac{Ac'}{\tan\phi}} \right)^m \geq 0$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{V}{P + \frac{Ac'}{\tan\phi}} \right)^{m+1} \geq 0$$

For loads inclined in the B direction:

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

For loads inclined in the L direction:

$$m = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

V = applied shear load
 P = applied normal load
 A = base area of footing
 c' = effective cohesion (use $c = s_u$ for undrained analyses)
 ϕ' = effective friction angle (use $\phi = 0_u$ for undrained analyses)
 B = foundation width
 L = foundation length

Σχήμα 73. Συντελεστές κλίσης φορτίου κατά Vesic [54].

- q είναι το κατανομημένο κατακόρυφο φορτίο που ασκείται στην επιφάνεια που πρόκειται να ανασηκωθεί την στιγμή της αστοχίας του εδάφους όπως φαίνεται στο *σχήμα 69* ως effective overburden. Είναι το άθροισμα της πίεσης που προκύπτει από το βάρος του εδάφους στον πόδα της θεμελίωσης στο οποίο προστίθεται φορτίο q εφόσον υπάρχει και ασκείται γύρω από το πέδιλο. Στο *σχήμα* φαίνεται η αναπτυσσόμενη επιφάνεια αστοχίας γύρω από το πέδιλο η οποία αυξάνεται με την αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ . Στην παρούσα ανάλυση θεωρήθηκε ότι το πέδιλο εδράζεται σε βάθος 1 μέτρου εδάφους πυκνότητας $1,7 \text{ t/m}^3$. Αυτό συνεπάγεται ότι $\sigma_v' = 16,67 \text{ kPa}$ ($\gamma \cdot h$). Όμως λόγω της ύπαρξης σε μικρή απόσταση άλλων πεδύλων τα οποία φέρουν μεγάλες αξονικές δυνάμεις στο έδαφος η ενεργός τάση αυξάνεται. Όπως φαίνεται στο *σχήμα 74* το εύρος της επιφάνειας αστοχίας αυξάνεται μαζί με την αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής. Η γωνία εσωτερικής τριβής των εδαφών που μελετάμε κυμαίνεται από 28° έως 44° . Αυτό συνεπάγεται ότι το μήκος L_f της επιφάνειας αστοχίας κυμαίνεται από 4,5-9 b, όπου b η διάσταση θεμελίου όπως φαίνεται στο *σχήμα 74*. Λόγω αυτού κατανοούμε ότι το έδαφος το οποίο εν δυνάμει πρόκειται να αστοχήσει θα επηρεαστεί ευεργετικά από την ύπαρξη φορτίων λόγω γειτονικών κατακόρυφων στοιχείων. Για να συμπεριληφθεί η επιρροή αυτού του φαινομένου, έστω συντηρητικά λόγω των υψηλών ασφαφειών, έγινε η εξής υπόθεση:

Δεδομένου ότι σε 3όροφο μοντέλο έχουμε αξονική στα ακραία υποστυλώματα, $N_{Ed} = 400 \text{ kN}$, ενώ για κατηγορία C το εμβαδόν του πεδύλου είναι $1,7 \text{ m}^2$ προκαλεί τάσεις στο έδαφος $\sigma_{Ed} = 235 \text{ kPa}$. Εάν εκλάβουμε ότι το φαινόμενο, λόγω αβεβαιοτήτων (όπως του ότι το φορτίο δεν ασκείται σε όλη την επιφάνεια και ασκείται μόνο στα άκρα της επιφάνειας), *σχήμα 69*, επηρεάζει κατά 5% την αύξηση του φορτίου q έχουμε $\sigma_v' = 16,67 + 11,5 \approx 27 \text{ kPa}$. Στο 4όροφο μοντέλο λόγω της προσθήκης περαιτέρω αξονικής το q λόγω του 3όροφου πολλαπλασιάστηκε με 1,35 ($4/3 \approx 1,35$) ενώ στο 5όροφο το q του 4όροφου πολλαπλασιάστηκε με 1,25 ($5/4 = 1,25$). Ακόμα από σεισμικό σε στατικό συνδυασμό λόγω της αύξησης των συντελεστών κατακόρυφων φορτίων το q πολλαπλασιάζεται με 1,35 όπου τόση ήταν η μέση ποσοστιαία αύξηση των αξονικών δυνάμεων από στατική ($1,35G + 1,5Q$) σε σεισμική φόρτιση ($G + 0,3Q$) για αριθμό ορόφων 3,4,5.

Οι παραδοχές αυτές οδήγησαν σε κατακόρυφο φορτίο q όπως φαίνεται στους πίνακες 22,23:

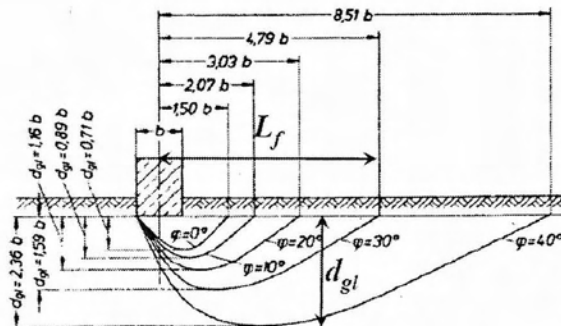
Πίνακας 22. Κατακόρυφο φορτίο q για σεισμικό συνδυασμό.

Σεισμικός Συνδυασμός	Κατακόρυφο φορτίο q (ΚΡα)
3όροφο	27
4όροφο	36
5όροφο	45

Πίνακας 23. Κατακόρυφο φορτίο q για στατικό συνδυασμό.

Στατικός Συνδυασμός	Κατακόρυφο φορτίο q (ΚΡα)
3όροφο	36
4όροφο	49
5όροφο	61

Φέρουσα Ικανότητα Επιφανειακών Θεμελιώσεων (πεδίων)
Εκτίμηση του βάθους επιρροής (d_{gl}) πεδίων (κατά το DIN 4017) :



Στην περίπτωση έδρασης πεδίων κοντά σε πρανές, υπάρχει επιρροή του πρανούς στη φέρουσα ικανότητα του πεδίου (μείωση) εάν η απόσταση του πεδίου από το πρανές είναι μικρότερη από το εύρος της ζώνης αστοχίας (L_f)

Σχήμα 74. Εκτίμηση Βάθους και πλάτους επιρροής πεδίων [56].

- C είναι η συνοχή του εδάφους [kPa].
- γ είναι το ειδικό βάρος του εδάφους [kN/m³]

Για τον σχεδιασμό των πεδίων αλλά και για την ικανοποιητική προσέγγιση της παραμετρικής ανάλυσης, λόγω των πολύ μεγάλων ροπών που προκύπτουν, επιλέχθηκε όλα τα πέδιλα να σχεδιαστούν με λόγο μήκους προς πλάτος $L/B \approx 12$ που μπορεί να φαντάζει υψηλός αλλά είναι απαραίτητος για να αναληφθούν με ασφάλεια τόσο υψηλές ροπές. Δεδομένου ότι τα Μ.Ε.Ο.Τ. έχουν διαστάσεις [0,3x5] m

σε συνδυασμό με τις μικρές διαστάσεις των υπολοίπων κατακόρυφων στοιχείων αντιλαμβανόμαστε ότι αποτελούν την κύρια πηγή δυσκαμψίας στην κατασκευή και ως εκ τούτου αναλαμβάνουν και αναπτύσσονται σε αυτά πολύ υψηλές ροπές.

Με την χρήση του προγράμματος Excel εισήχθησαν όλοι οι απαραίτητοι τύποι για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Έγιναν ξεχωριστοί υπολογισμοί για όλα τα πέδιλα, των Μ.Ε.Ο.Τ. και των υποστυλωμάτων, για όλες τις αναλύσεις, πλήθος ορόφων και είδη εδαφών.

Η φέρουσα ικανότητα που προκύπτει συνδυάζεται συνήθως με έναν συντελεστή ασφαλείας. Σε σεισμικούς συνδυασμούς, λόγω της ταχύτητας επιβολής αλλά και της μικρής διάρκειας του φαινομένου, ο συντελεστής ασφαλείας ζητείται να είναι μεγαλύτερος ή ίσος του 1. Σε στατικές φορτίσεις ζητείται ο συντελεστής ασφαλείας να είναι μεγαλύτερος του 1,4 για συνδυασμό φορτίσεων (1,35G+1,5q) συντελεστές ασφαλείας βάσει του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7 (63).

Εν ολίγοις:

$$F_{s, \text{stat}} \geq 1,4$$

$$F_{s, \text{dyn}} \geq 1$$

Για την θέσπιση κοινών κριτηρίων στην διαστασιολόγηση των πεδίων πέρα από το κριτήριο $L/b \approx 12$, αποφασίστηκε ο σεισμικός ή ο στατικός συντελεστής ασφαλείας, όποιος από τους δύο είναι κρισιμότερος, να πλησιάζουν όσο το δυνατόν τις οριακές τους τιμές, 1 και 1,4 αντίστοιχα. Στη διαστασιολόγηση των πεδίων, λόγω του μεγάλου λόγου L/B , η επίτευξη αυτού σε συνδυασμό με τον επιθυμητό συντελεστή ασφαλείας είναι πολύ ευαίσθητη σε μεταβολές των διαστάσεων. Έτσι αποφασίστηκε να υπάρχει η δυνατότητα να προσαυξάνονται οι διαστάσεις των πεδίων και κατά 1 cm, όχι μόνο ανά 5cm που συνήθως συμβαίνει κατασκευαστικά, μιας και αναφερόμαστε σε μοντέλα και όχι σε πραγματικές κατασκευές.

Στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας στην σχέση 20 ο πρώτος όρος περιέχει την συνοχή C . Μιας και αναφερόμαστε σε άμμους ο πρώτος όρος μηδενίζεται εξ ολοκλήρου.

Στην συνέχεια παρουσιάζεται η φέρουσα ικανότητα των εδαφών στους πίνακες 24-47, κάποιες ενδεικτικές τιμές όπως τα εντατικά μεγέθη, τα χαρακτηριστικά εδάφους αλλά και οι συντελεστές ασφαλείας για κάθε πέδιλο. Ακόμα φαίνονται και οι διαστάσεις των πεδίων (B , L) καθώς και το βάθος θεμελίωσης D ($=1$ m, κοινό σε όλες τις περιπτώσεις).

Σημειώνεται πως λόγω της κανονικότητας της κάτοψης όλα τα τοιχώματα εμφάνιζαν εντατικά μεγέθη με ελάχιστες παρεκκλίσεις του ενός από του άλλου. Έτσι διαστασιολογήθηκε πέδιλο βάση ενός τοιχώματος αναφοράς και θεωρήθηκαν κοινές διαστάσεις και στα υπόλοιπα πέδιλα.

Σημειώνεται πως σε επίλυση με σεισμικό συνδυασμό το κατακόρυφο φορτίο είναι της τάξεως του ($G+0,3Q$) ενώ η στατική επίλυση γίνεται για Οριακή Κατάσταση Αστοχίας ($1,35G+1,5Q$).

8.2.1 Σόροφο Μοντέλο

Πέδιλο Τοιχωμάτων: Σεισμικός Συνδυασμός

Πίνακας 24. Σόροφο Έδαφος Β Σεισμικός Συνδυασμός.

Σόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (kNm)	M (kNm)	N (kN)	H (kN)
9500	30	3200	1000
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,56	6,84	12,21	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
B	44	115,3	165,6
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
1,02			

Πίνακας 25. Σόροφο Έδαφος C Σεισμικός Συνδυασμός.

Σόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (kNm)	M (kNm)	N (kN)	H (kN)
8800	30	3200	950
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,58	7,2	12,41	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
C	40	64,2	79,5
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
1,01			

Πίνακας 26. Σόροφο Έδαφος D Σεισμικός Συνδυασμός.

Σόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
8500	30	3200	920
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,9	11,25	12,50	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	φ°	N_q	N_γ
D	28	14,7	10,9
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
1,15			

Πέδιλο Τοιχωμάτων: Στατικός Συνδυασμός

Πίνακας 27. Σόροφο Έδαφος B Στατικός Συνδυασμός.

Σόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
15	10	4700	10
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,56	6,84	12,21	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	φ°	N_q	N_γ
B	44	115,3	165,6
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
6,67			

Πίνακας 28. Σόροφο Έδαφος C Στατικός Συνδυασμός.

Σόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
15	10	4700	10
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,58	7,2	12,41	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	φ°	N_q	N_γ
C	40	64,2	79,5
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
2,70			

Πίνακας 29. Σόροφο Έδαφος D Στατικός Συνδυασμός.

Σόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
15	10	4700	10
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,9	11,25	12,50	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
D	28	14,7	10,9
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
1,41			

Πέδιλο Μεσαίων Υποστυλωμάτων

Πίνακας 30. Σόροφο, Έδαφος B.

Σόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
30	30	3500	10
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
1,5	1,5	1,00	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
B	44	115,3	165,6
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
7,80			

Πίνακας 31. Σόροφο Έδαφος C.

Σόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
30	30	3500	10
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
2	2	1,00	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
C	40	64,2	79,5
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
7,38			

Πίνακας 32. Σόροφο Έδαφος D.

Σόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
30	30	3500	10
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
3	3	1,00	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
D	28	14,7	10,9
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
3,20			

Υποστυλώματα Ακραία

Πίνακας 33. Σόροφο Έδαφος B.

Σόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
15	10	800	30
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
1	1	1,00	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
B	44	115,3	165,6
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
12,93			

Πίνακας 34. Σόροφο Έδαφος C.

Σόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (kNm)	M (kNm)	N (kN)	H (kN)
15	10	800	30
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
1	1	1,00	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
C	40	64,2	79,5
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
6,88			

Πίνακας 35. Σόροφο Έδαφος D.

Σόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (kNm)	M (kNm)	N (kN)	H (kN)
20	20	800	30
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
1,8	1,8	1,00	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
D	28	14,7	10,9
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
4,18			

Στην συνέχεια θα παρουσιαστούν οι τιμές φέρουσας ικανότητας και για τα υπόλοιπα μοντέλα, αλλά εφόσον πλέον θα αναφερόμαστε σε μοντέλα λιγότερων ορόφων, συνεπώς με αισθητά μικρότερη αξονική οι τιμές για τα υποστυλώματα, τα οποία καταπονούνται ελάχιστα σεισμικά θα παραλειφθούν και θα παρουσιαστούν μόνον αυτές των τοιχωμάτων.

8.2.2 4όροφο Μοντέλο

Τοιχώματα Σεισμικός Συνδυασμός

Πίνακας 36. 4όροφο Έδαφος Β Σεισμικός Συνδυασμός.

4όροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
6850	30	2750	850
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,48	6,15	12,81	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
B	44	115,3	165,6
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
1,00			

Πίνακας 37. 4όροφο Έδαφος C Σεισμικός Συνδυασμός.

4όροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
6020	30	2700	770
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,51	6,45	12,65	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
C	40	64,2	79,5
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
1,00			

Πίνακας 38. 4όροφο Έδαφος D Σεισμικός Συνδυασμός.

4όροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
5850	30	2700	750
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,8	10,45	13,06	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
D	28	14,7	10,9
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
1,00			

Τοιχώματα Στατικός Συνδυασμός

Πίνακας 39. 4όροφο Έδαφος B Στατικός Συνδυασμός.

4όροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
15	10	4055	10
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,48	6,15	12,81	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
B	44	115,3	165,6
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
6,32			

Πίνακας 40. 4όροφο Έδαφος C Στατικός Συνδυασμός.

4όροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
15	10	4055	10
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,51	6,45	12,65	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
C	40	64,2	79,5
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
3,99			

Πίνακας 41. 4όροφο Έδαφος D Στατικός Συνδυασμός.

4όροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
15	10	4055	10
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,8	10,45	13,06	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
D	28	14,7	10,9
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
2,20			

8.2.3 3όροφο Μοντέλο

Τοιχώματα Σεισμικός Συνδυασμός

Πίνακας 42. 3όροφο Έδαφος B Σεισμικός Συνδυασμός.

3όροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
4250	30	2273	680
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,43	5,2	12,09	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
B	44	115,3	165,6
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
1,00			

Πίνακας 43. Ζόροφο Έδαφος C Σεισμικός Συνδυασμός.

Ζόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
3800	30	2273	615
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,46	5,8	12,61	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
C	40	64,2	79,5
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
1,01			

Πίνακας 44. Ζόροφο Έδαφος D Σεισμικός Συνδυασμός.

Ζόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
3500	30	2273	590
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,8	9,75	12,19	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
D	28	14,7	10,9
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
1,01			

Τοιχώματα Στατικός Συνδυασμός

Πίνακας 45. Ζόροφο Έδαφος B Στατικός Συνδυασμός.

Ζόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
15	10	3360	10
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,43	5,2	12,09	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
B	44	115,3	165,6
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
3,26			

Πίνακας 46. Ζόροφο Έδαφος C Στατικός Συνδυασμός.

Ζόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
15	10	3360	10
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,46	5,8	12,61	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
C	40	64,2	79,5
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
3,92			

Πίνακας 47. Ζόροφο Έδαφος D Στατικός Συνδυασμός.

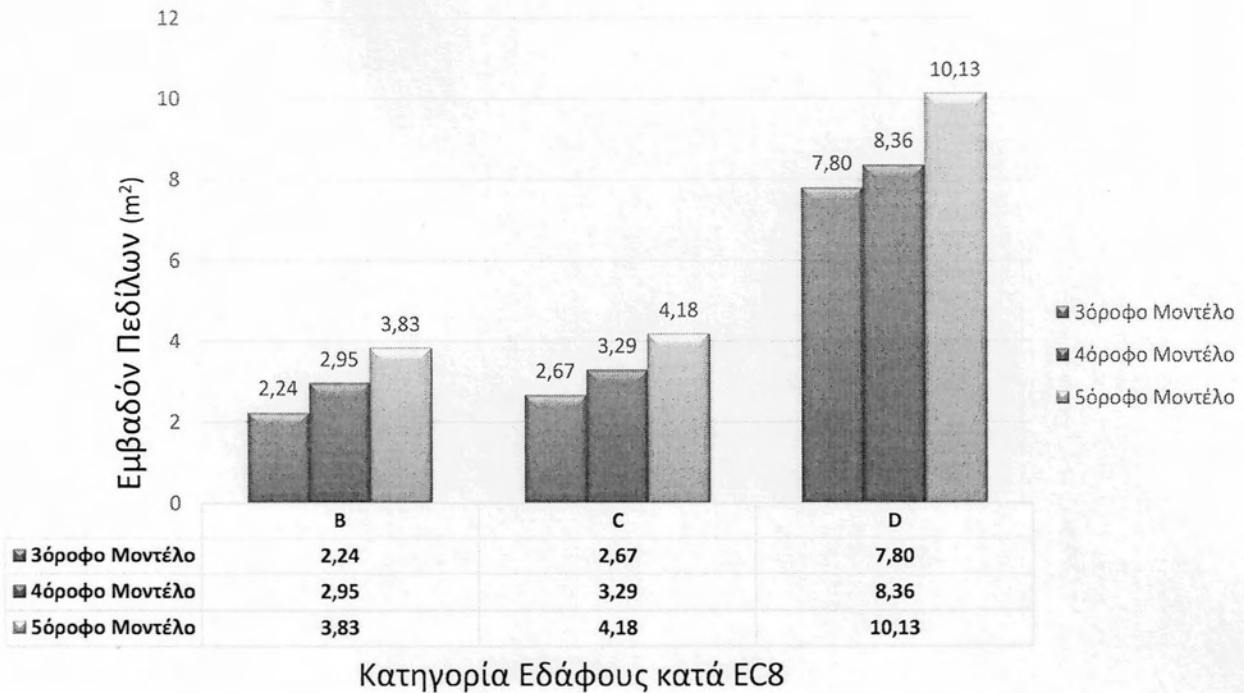
Ζόροφο Μοντέλο			
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
M (KNm)	M (KNm)	N (KN)	H (KN)
15	10	3360	10
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΠΕΔΙΛΟΥ			
B (m)	L (m)	L/B	D (m)
0,8	9,75	12,19	1
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ			
EC8	ϕ°	N_q	N_γ
D	28	14,7	10,9
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ FS			
3,94			

Έχοντας καταλήξει στις διαστάσεις των πεδύλων προχωράμε στον υπολογισμό των ελατηρίων.

Σε αυτό το σημείο αξίζει να επισημανθεί πως ο κρίσιμος έλεγχος στον σχεδιασμό των πεδύλων ήταν ο σεισμικός εκτός από την περίπτωση Εδάφους D σε 5όροφο μοντέλο όπου σε αυτό κρίσιμος ήταν ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας υπό στατική φόρτιση.

Τέλος παρουσιάζεται το σχήμα 75 το οποίο περιγράφει την απαίτηση σε εμβαδό πεδύλων στις διάφορες αναλύσεις.

Απαίτηση Εμβαδού Πεδίλων (m²)



Σχήμα 75. Απαίτηση σε εμβαδόν πεδίων στις διάφορες αναλύσεις.

Στο σχήμα 75 παρατηρούμε κατακόρυφη αύξηση του εμβαδού των πεδίων σε κατηγορία εδαφών D. Αυτό συμβαίνει διότι για κατηγορία εδάφους D:

- ❖ Το έδαφος είναι σαφώς ασθενέστερο των υπολοίπων.
- ❖ Τα εντατικά μεγέθη είναι τα δυσμενέστερα.

Ακόμα δύναται και η διαφοροποίηση μεταξύ κατηγορίας εδαφών B, C να ήταν μεγαλύτερη εάν για κατηγορία εδάφους B δεν ορίζαμε έδαφος με τα χαρακτηριστικά από το κατώφλι της συγκεκριμένης κατηγορίας.

8.3 Προσομοίωση Εδάφους στο SAP2000

Η επιρροή του εδάφους στο μοντέλο εισάγεται μέσω τοποθέτησης ελατηρίων στην βάση των κατακόρυφων στοιχείων. Στα προβλήματα αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευών το έδαφος και η απόκριση του, συνήθως εξομοιώνονται με την χρήση ελατηρίων. Τα ελατήρια που μπορούν να χρησιμοποιηθούν δύναται να συμπεριφέρονται ελαστικά, ελαστοπλαστικά, πλαστικά ενώ μπορούν να λειτουργήσουν και παράλληλα με αποσβεστήρες οι οποίοι θα εξομοιώνουν την απόσβεση- απορρόφηση ενέργειας από το έδαφος.

Ο σχεδιασμός των ελατηρίων δεν αποτελεί μια συμβατική πρακτική καθώς εμπεριέχει δυσκολίες και ασάφειες ενώ το αποτέλεσμα εξαρτάται αρκετά από την σωστή κατανόηση και εκτίμηση των ιδιοτήτων του εδάφους, πρακτικές που εξαρτώνται άμεσα από την εμπειρία του μηχανικού αλλά και φυσικά από την εγκυρότητα της γεωτεχνικής μελέτης για το εκάστοτε πρόβλημα.

Για τον σχεδιασμό των ελατηρίων στην εν λόγω εργασία χρησιμοποιήθηκαν ελατήρια τα οποία προτείνονται από τους Αμερικάνικους κανονισμούς. Από *ASCE [57, 58]* χρησιμοποιήθηκαν πίνακες οι οποίοι προτείνουν σταθερές ελατηρίων K , συντελεστές απόσβεσης c , και προσαρμογή των ελατηρίων ανάλογα με το βάθος της θεμελίωσης. Όλα τα παραπάνω είναι συνάρτηση, σύμφωνα με τον ASCE, των διαστάσεων του πεδίου, της μαζικής ροπής αδράνειας της κατασκευής και φυσικά, δεδομένου ότι οι ελατηριακές σταθερές ορίστηκαν για ελαστικό ημίχωρο, των ελαστικών ιδιοτήτων-σταθερών του εδάφους (G_{shear}, ν, E).

Σημειώνεται ακόμα πως η μεθοδολογία του ASCE καλύπτει κυκλικά και ορθογώνια πέδιλα ενώ για τον υπολογισμό των σταθερών απόσβεσης των ορθογωνικών πεδίων χρησιμοποιούνται οι σχέσεις των κυκλικών και στις διαστάσεις υπεισέρχεται μια ισοδύναμη ακτίνα κύκλου.

Τέλος αξίζει να επισημανθεί πως τα ελατήρια τα οποία χρησιμοποιήθηκαν ήταν global springs, ελατήρια τα οποία ουσιαστικά δεν κατανέμονται στον χώρο αλλά είναι σημειακά γεγονός που μας εξυπηρέτησε ιδιαίτερως δεδομένου ότι ο φορέας που σχεδιάσαμε είναι γραμμικός, ενώ ως γραμμικά προσομοιώθηκαν και τα Μεγάλα Ελαφρά Οπλισμένα Τοιχώματα.

- ✓ Στα *σχήματα 76-79* φαίνονται οι τύποι που χρησιμοποιήθηκαν για των υπολογισμό των ελατηρίων.
- ✓ Αναλυτικότερα, από το *σχήμα 77* υπολογίζεται η δυσκαμψία των πεδίων ως ορθογωνικά. Στην συνέχεια από το *σχήμα 76* λαμβάνονται οι τιμές για την απόσβεση του εδάφους χρησιμοποιώντας ως ακτίνα R τις τιμές που προτείνονται από το *σχήμα 76*. Οι τιμές δυσκαμψίας των ελατηρίων πολλαπλασιάζονται με τους συντελεστές βάθους που προκύπτουν από το *σχήμα 79*.

Motion	Equivalent Spring Constant	Equivalent Damping Coefficient
Horizontal	$k_x = \frac{32(1 - \nu)GR}{7 - 8\nu}$	$c_x = 0.576k_x R \sqrt{\rho/G}$
Rocking	$k_\psi = \frac{8GR^3}{3(1 - \nu)}$	$c_\psi = \frac{0.30}{1 + B_\psi} k_\psi R \sqrt{\rho/G}$
Vertical	$k_z = \frac{4GR}{1 - \nu}$	$c_z = 0.85k_z R \sqrt{\rho/G}$
Torsion	$k_t = 16GR^3/3$	$c_t = \frac{\sqrt{k_t I_t}}{1 + 2I_t/\rho R^5}$

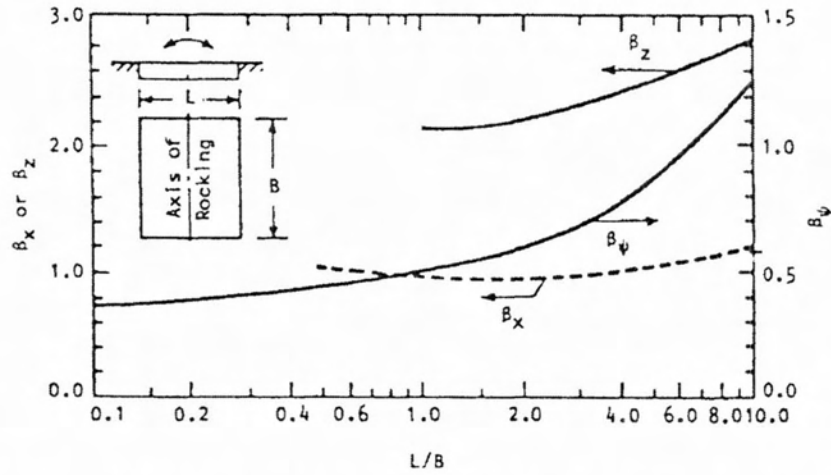
Notes: ν = Poisson's ratio of foundation medium; G = shear modulus of foundation medium; R = radius of circular basemat; ρ = mass density of foundation medium; $B_\psi = 3(1 - \nu)I_t/8\rho R^5$; I_t = total mass moment of inertia of structure and basemat about the rocking axis at the base; and I_t = polar mass moment of inertia of structure and basemat.

Σχήμα 76. Διαστασιολόγηση ελατηρίων, για κυκλικά πέδιλα, σύμφωνα με τις διατάξεις του ASCE [58].

Motion	Equivalent Spring Constant	Equivalent Damping Coefficient
Horizontal	$k_x = 2(1 + \nu)G\beta_x \sqrt{BL}$	Use the results for circular base with the following equivalent radius R :
Rocking	$k_\psi = \frac{G}{1 - \nu} \beta_\psi BL^2$	
Vertical	$k_z = \frac{G}{1 - \nu} \beta_z \sqrt{BL}$	(1) $R = \sqrt{BL/\pi}$ for translation
Torsion	Use Table 3.3-1 with $R = \sqrt[3]{BL(B^2 + L^2)/6\pi}$	(2) $R = \sqrt[3]{BL^3/3\pi}$ for rocking

Note: ν and G are as defined previously; B = width of the basemat perpendicular to the direction of horizontal excitation; L = length of basemat in the direction of horizontal excitation; β_x , β_ψ , β_z = constants that are functions of the dimensional ratio, L/B [see Fig. 3.3-3 (after Richart et al., 1970)].

Σχήμα 77. Διαστασιολόγηση ελατηρίων για ορθογωνικά πέδιλα, σύμφωνα με τις διατάξεις του ASCE [58].



Σχήμα 78. Διαστασιολόγηση ελατηρίων, συντελεστές σχήματος, (β_x , β_ψ , β_z) για δυσκαμψία ελατηρίων σύμφωνα με τις διατάξεις του ASCE [58].

Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	Note
Translation along x-axis	$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$	<p>d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height) h = depth to centroid of effective sidewall contact</p> <p>For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \beta K_{unr}$</p>
Translation along y-axis	$\beta_y = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{L}} \right) \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{LB^2} \right)^{0.4} \right]$	
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{0.5} \right]$	
Rocking about x-axis	$\beta_{rx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$	
Rocking about y-axis	$\beta_{ry} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.8} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.8} \right]$	
Torsion about z-axis	$\beta_\alpha = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$	

FIGURE 4-4. Elastic Solutions for Rigid Footing Spring Constraints.

Σχήμα 79. Διαστασιολόγηση ελατηρίων, συντελεστές βάθους πεδίων, σύμφωνα με τις διατάξεις του ASCE, [57].

8.3.1 Υπολογισμός ελαστικών σταθερών

Για τον υπολογισμό των ελαστικών σταθερών G_s , ν χρησιμοποιήθηκε η κατηγοριοποίηση των εδαφών από τον EC8 για στην επιλογή των εδαφών, για την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων του εδάφους V_s .

Πιο αναλυτικά ισχύει ότι:

$$G_s = V_s^2 * \rho$$

Όπου:

$$G_s \text{ [kPa]}, V_s \text{ [m/s]}$$

$$\rho \text{ [t/m}^3\text{] : πυκνότητα εδάφους}$$

Για πυκνότητα $\rho=1,7 \text{ t/m}^3$ και γνωρίζοντας την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων V_s υπολογίζουμε το Ελαστικό μέτρο διάτμησης G_s .

Έτσι λοιπόν προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα, πίνακας 48:

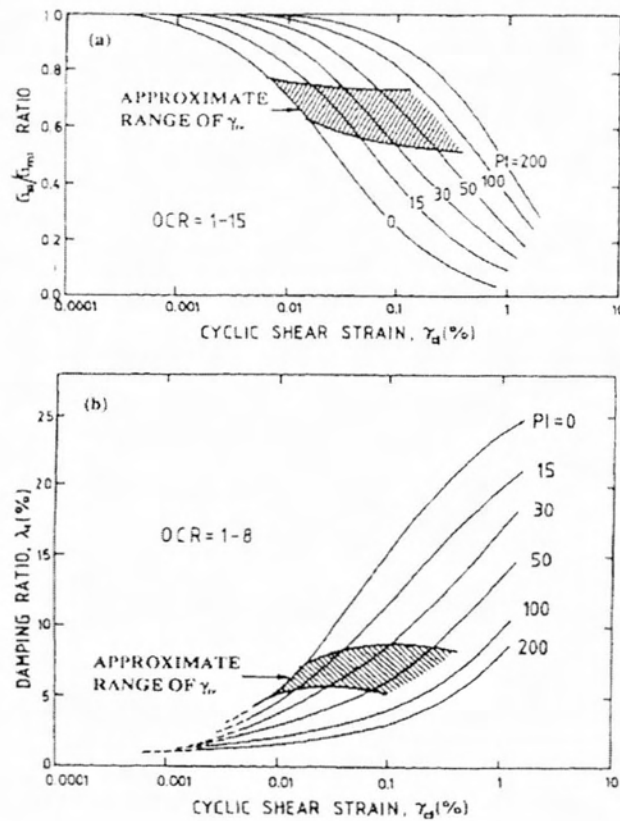
Πίνακας 48. Ελαστικές Σταθερές Εδαφών.

Κατηγορία Εδάφους	V_{shear} m/s	ρ t/m ³	G^{shear} kPa	ν poisson's ratio
Έδαφος Β	360	1,7	220320	0,3
Έδαφος C	270	1,7	123930	0,3
Έδαφος D	100	1,7	17000	0,3

Κατά την διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος, λόγω της ενέργειας που εισέρχεται στο έδαφος, αυτό παραμορφώνεται με αποτέλεσμα να εμφανίζεται στιγμιαία μια σημαντική μείωση της δυσκαμψίας του αλλά και αύξηση της απόσβεσης ενέργειας από αυτό. Κατά καιρούς πολλοί ερευνητές συσχέτισαν την απομείωση του ελαστικού μέτρου διάτμησης G με την γωνιακή παραμόρφωση του εδάφους όπως φαίνεται στο σχήμα 80. Επειδή είναι δύσκολη η εκτίμηση του επιπέδου των γωνιακών παραμορφώσεων βάσει της έντασης του σεισμικού γεγονότος αλλά και του εδάφους, χρησιμοποιήθηκαν τα στοιχεία του

πίνακα που δίνεται στο σχήμα 81.

στον EC8 και φαίνεται



Σχήμα 80. Καμπύλες απομείωσης G_{max} και αύξησης της απόσβεσης του εδάφους σε σχέση με τη γωνιακή παραμόρφωση του εδάφους από Vucetic, M. & Dobry [59].

Ground acceleration ratio, $a..S$	Damping ratio	$\frac{v_s}{v_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,90(±0,07)	0,80(±0,10)
0,20	0,06	0,70(±0,15)	0,50(±0,20)
0,30	0,10	0,60(±0,15)	0,36(±0,20)

$v_{s,max}$ is the average v_s value at small strain ($< 10^{-5}$), not exceeding 360 m/s.

G_{max} is the average shear modulus at small strain.

NOTE Through the \pm one standard deviation ranges the designer can introduce different amounts of conservatism, depending on such factors as stiffness and layering of the soil profile. Values of $v_s/v_{s,max}$ and G/G_{max} above the average could, for example, be used for stiffer profiles, and values of $v_s/v_{s,max}$ and G/G_{max} below the average could be used for softer profiles.

Σχήμα 81. Μέσες τιμές απόσβεσης και απομείωσης V_s , G_{max} εντός 20 μέτρων βάθους, όπως αυτές προτείνονται από τον Ευρωκώδικα 8 μέρος 5 [60].

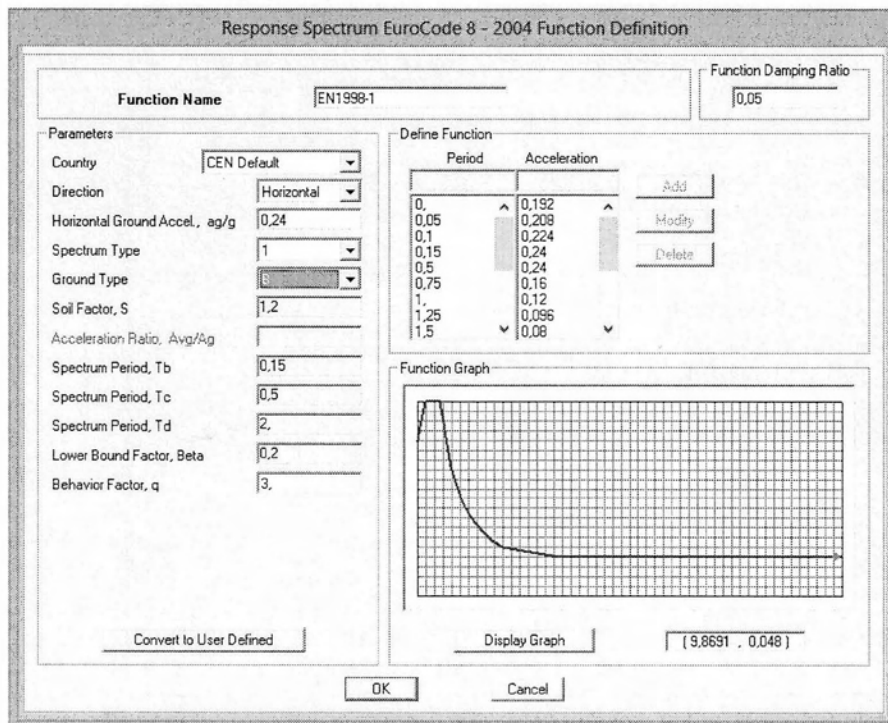
Όπως βλέπουμε στο *σχήμα 81* η απομείωση του G ως προς το G_{max} συσχετίζεται με το επίπεδο της εδαφικής επιτάχυνσης. Έτσι, γνωρίζοντας την τιμή της επιτάχυνσης του εδάφους, μπορούμε να εκτιμηθεί η μείωση του G_{max} . Το G_{max} υπολογίστηκε προηγουμένως μέσω του V_s , η τιμή του ελαστικού μέτρου διάτμησης ονομάζεται G_s .

Επίπεδο εδαφικής επιτάχυνσης

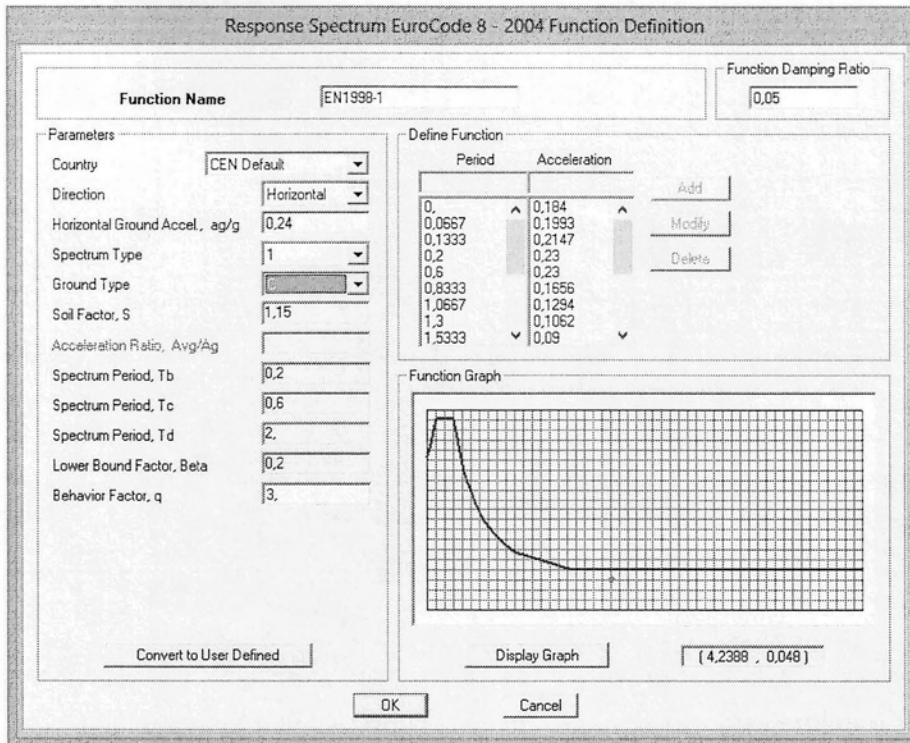
Μέσω του φάσματος απόκρισης, η τιμή ιδιοπεριόδου $T=0s$ αντιστοιχεί ουσιαστικά σε ταλαντωτή άπειρης δυσκαμψίας, δεν υπάρχει ταλάντωση και ο ταλαντωτής κινείται όπως ακριβώς ταλαντώνεται το σώμα που του επιβάλλει την ταλάντωση. Εν ολίγοις η εδαφική επιτάχυνση του εδάφους προκύπτει αν στο φάσμα απόκρισης ληφθεί η τιμή για $T=0s$. Στα *σχήματα 82 ως 84* φαίνεται το φάσμα απόκρισης για κάθε κατηγορία εδάφους. Οι τιμές εδαφικής επιτάχυνσης που προκύπτουν παρουσιάζονται στον *πίνακα 49*.

Πίνακας 49. Εδαφική επιτάχυνση A_g βάσει των φασμάτων απόκρισης.

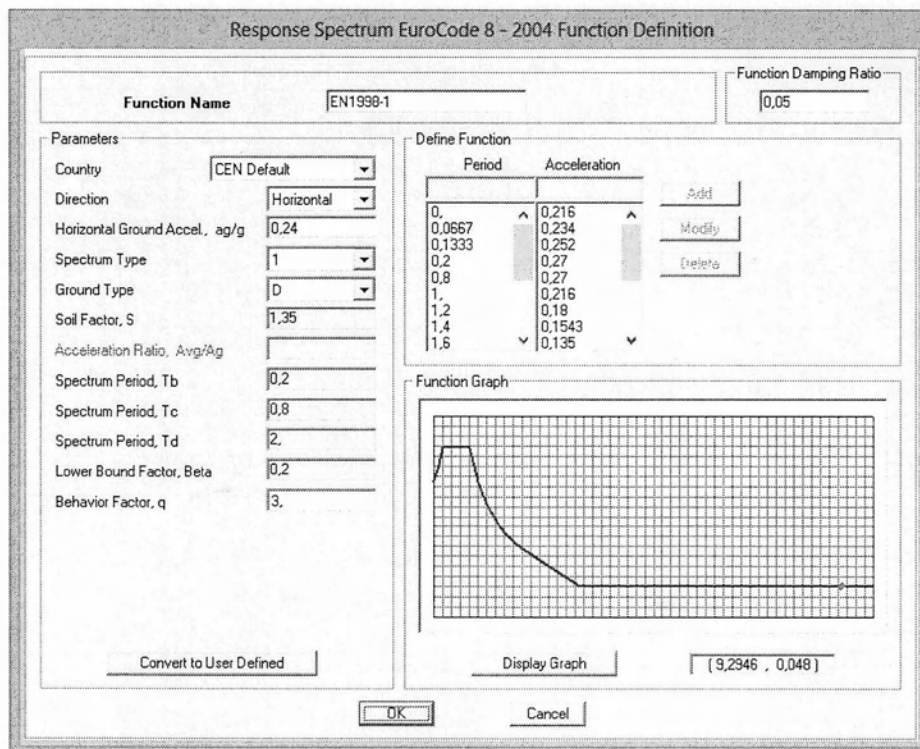
Κατηγορία Εδάφους	A_g (m/s ²)
ΕΔΑΦΟΣ Β	0,192
ΕΔΑΦΟΣ C	0,184
ΕΔΑΦΟΣ D	0,216



Σχήμα 82. Φάσμα απόκρισης, κατηγορία εδάφους Β.



Σχήμα 83. Φάσμα απόκρισης, κατηγορία εδάφους C.



Σχήμα 84. Φάσμα απόκρισης, κατηγορία εδάφους D.

Στην συνέχεια απομειώθηκε η τιμή του G_s σε κάθε περίπτωση εδάφους ενώ η αύξηση της απόσβεσης του εδάφους δεν εισάχθηκε στο πρόβλημα και αυτό διότι ο υπολογισμός της απόσβεσης των ελατηρίων σύμφωνα με ASCE δεν εμπεριέχει κάπου ξεκάθαρα όρο απόσβεσης, αλλά η απόσβεση εξαρτάται και από τις διαστάσεις του θεμελίου. Στον πίνακα 50 φαίνονται οι τελικές τιμές των εδαφικών παραμέτρων όπως αυτές εισήχθησαν στο μοντέλο.

Πίνακας 50. Παράμετροι εδαφών, όπως αυτές εισήχθησαν στο μοντέλο.

Κατηγορία Εδάφους	V_{shear}	ρ	G_s	ν	Απομείωση G_s	G_s reduction	A_g
	m/s	t/m ³	KPa	poisson's ratio	(%)	KPa	(m/s ²)
Έδαφος Β	360	1,7	220320	0,3	45	121176	0,192
Έδαφος C	270	1,7	123930	0,3	55	55768,5	0,184
Έδαφος D	100	1,7	17000	0,3	60	6800	0,216

Σε αυτό το σημείο αξίζει να σχολιαστεί η χρήση ελαστικών ελατηρίων.

Δεδομένου ότι έχει εξασφαλιστεί η ασφαλής μεταφορά των φορτίων στο έδαφος μέσω της ικανοποίησης των συντελεστών ασφαλείας, η χρήση ελαστικών ελατηρίων με απομειωμένη δυσκαμψία, λόγω μείωσης του G_{max} , αποσκοπεί στην απεικόνιση της απόκρισης του εδάφους στην συγκεκριμένη κατάσταση (σεισμός ανάλογης έντασης). Ουσιαστικά παραβλέπεται η συμπεριφορά του εδάφους σε διαφορετικές συνθήκες, (στατική φόρτιση, σεισμική φόρτιση διαφορετική αυτής του σχεδιασμού) και και μόνο στο σεισμικό γεγονός σχεδιασμού.

Γνωρίζοντας λοιπόν τις διαστάσεις των θεμελίων αλλά και τις ελαστικές παραμέτρους του εδάφους εισήχθησαν όλα τα δεδομένα σε φύλλα excel από όπου και προέκυψαν οι τιμές των ελατηρίων όπως αυτές φαίνονται στους πίνακες 51-53.

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΛΑΤΗΡΙΩΝ	Σόροφο Μοντέλο									
	Έδαφος	Έδαφος Β			Έδαφος C			Έδαφος D		
		Τοιχώματα	Υποστυλώματα Μεσαία	Υποστυλώματα Ακραία	Τοιχώματα	Υποστυλώματα Μεσαία	Υποστυλώματα Ακραία	Τοιχώματα	Υποστυλώματα Μεσαία	Υποστυλώματα Ακραία
G[KPa]	121.176			123.930			6.800			
ν	0,3			0,3			0,3			
$\rho[t/m^3]$	1,7			1,7			1,7			
B[m]	0,56	1,5	1	0,58	2	1	0,9	3	1,8	
L[m]	6,84	1,5	1	7,2	2	1	11,25	3	1,8	
Rtranslation[m]	1,10	0,85	0,56	1,15	1,13	0,56	1,80	1,69	1,02	
R θ large side	2,09			2,19			3,42			
R θ small side	0,60	0,86	0,57	0,62	1,14	0,57	0,97	1,71	1,03	
β_x	1,2	0,97	0,97	1,2	0,97	0,97	1,2	0,97	0,97	
β_y large side	1,22			1,22			1,22			
β_y small side	0,38	0,5	0,5	0,38	0,5	0,5	0,38	0,5	0,5	
β_z	2,8	2,2	2,2	2,8	2,2	2,2	2,8	2,2	2,2	
I $_{\theta}$ [t*m ²]	120993	120993	120993	120993	120993	120993	120993	120993	120993	
B ψ Rocking	400	400	262074	316	316	291193	34	34	15411	
B ψ Rocking small side	208400			171357			18883			
Embedment effect x	2,12			2,08			1,76			
Embedment effect y	3,00	2,38	2,94	2,94	2,09	2,94	2,35	1,79	2,19	
Embedment effect z	1,56	1,43	1,61	1,54	1,33	1,61	1,37	1,24	1,36	
Embedment effect yy(large side)	1,45			1,43			1,33			
Embedment effect xx(small side)	4,54	1,45	3,77	4,37	1,43	3,77	2,89	1,33	2,29	
Embedment effect zz(torsion)	3,54	2,93	3,79	3,46	2,49	3,79	2,65	2,04	2,64	
K $_x$ [KN/m]	1395633	1090683	305606	659025	587681	140648	105980	91847	30869	
k $_y$ [KN/m]	1976879			931112			141526			
k $_z$ [KN/m]	1479588	814557	380839	702925	467343	175272	118665	79379	38469	
k θ large side[KN*m/rad]	8014494			4190229			1792117			
k θ small side[KN*m/rad]	640922	756581	86554	320191	688162	39835	97224	236808	28327	
kt[KN*m/rad]	12449435	1189972	120147	6448097	1102936	55295	2290120	370768	39321	
c $_x$ [KN*s/m]	3607	2160	1185	2622	2171	762	1880	1457	643	
c $_y$ [KN*s/m]	5109			3704			2510			
c $_z$ [KN*s/m]	5643	2381	1194	4126	2547	769	3106	1859	737	
c θ large side[KN*m*s/rad]	51			52			895			
c θ small side[KN*m*s/rad]	0	0	0	0	0	0	0	2	0	

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΛΑΤΗΡΙΩΝ	4όροφο Μοντέλο									
	Έδαφος	Έδαφος Β			Έδαφος C			Έδαφος D		
		Τοιχώματα	Υποστυλώματα Μεσαία	Υποστυλώματα Ακραία	Τοιχώματα	Υποστυλώματα Μεσαία	Υποστυλώματα Ακραία	Τοιχώματα	Υποστυλώματα Μεσαία	Υποστυλώματα Ακραία
G[KPa]	121.176			55.769			6.800			
ν	0,3			0,3			0,3			
$\rho[t/m^3]$	1,7			1,7			1,7			
B[m]	0,48	1,3	1	0,51	2	1	0,8	3	1,8	
L[m]	6,15	1,3	1	6,45	2	1	10,45	3	1,8	
Rtranslation[m]	0,97	0,73	0,56	1,02	1,13	0,56	1,63	1,69	1,02	
R θ large side	1,86	0,74	0,57	1,95	1,14	0,57	3,14	1,71	1,03	
R θ small side	0,52			0,55			0,87			
β_x	1,2	0,97	0,97	1,2	0,97	0,97	1,2	0,97	0,97	
β_y large side	1,22	0,5	0,5	1,22	0,5	0,5	1,22	0,5	0,5	
β_y small side	0,38			0,38						
β_z	2,8	2,2	2,2	2,8	2,2	2,2	2,8	2,2	2,2	
I $_{\theta}$ [t*m ²]	65557	65557	65557	65557	65557	65557	65557	65557	65557	
B ψ Rocking	391	391	141999	303	303	157776	28	28	8350	
B ψ Rocking small side	229898			172562			17450			
Embedment effect x	2,24	2,55	2,94	2,19	2,09	2,94	1,82	1,79	2,19	
Embedment effect y	3,26			3,15			2,48			
Embedment effect z	1,64	1,48	1,61	1,61	1,33	1,61	1,41	1,24	1,36	
Embedment effect yy(large side)	1,48	1,48	3,77	1,47	1,47	3,77	1,34	1,34	2,29	
Embedment effect xx(small side)	5,35			5,00			3,18			
Embedment effect zz(torsion)	3,91	3,20	3,79	3,76	2,49	3,79	2,83	2,04	2,64	
K $_x$ [KN/m]	1299964	1014354	305606	616117	587681	140648	99693	91847	30869	
K $_y$ [KN/m]	1886970			886374			135765			
K $_z$ [KN/m]	1365626	733930	380839	650010	467343	175272	110793	79379	38469	
K θ large side[KN*m/rad]	5677158	552221	86554	3023032	688162	39835	1390369	236808	28327	
K θ small side[KN*m/rad]	498226			254115			78589			
kt[KN*m/rad]	9632793	844820	120147	4964289	1102936	55295	1894964	370768	39321	
c $_x$ [KN*s/m]	2950	1741	1185	2175	2171	762	1607	1457	643	
c $_y$ [KN*s/m]	4281			3129			2188			
c $_z$ [KN*s/m]	4572	1859	1194	3387	2547	769	2635	1859	737	
c θ large side[KN*m*s/rad]	33	0	0	35	0	0	766	3	0	
c θ small side[KN*m*s/rad]	0			0						

Πίνακας 52. Σταθερές Εδαφικών Ελατηρίων 4όροφου μοντέλου για κατηγορίες εδαφών Β, C, D.

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΛΑΤΗΡΙΩΝ	3όροφο Μοντέλο									
	Έδαφος	Έδαφος Β			Έδαφος C			Έδαφος D		
		Τοιχώματα	Υποστυλώματα Μεσαία	Υποστυλώματα Ακραία	Τοιχώματα	Υποστυλώματα Μεσαία	Υποστυλώματα Ακραία	Τοιχώματα	Υποστυλώματα Μεσαία	Υποστυλώματα Ακραία
G[KPa]	121.176			55.769			6.800			
ν	0,3			0,3			0,3			
$\rho[t/m^3]$	1,7			1,7			1,7			
B[m]	0,43	1,3	1	0,46	2	1,3	0,8	3	1,8	
L[m]	5,25	1,3	1	5,8	2	1,3	9,75	3	1,8	
Rtranslation[m]	0,85	0,73	0,56	0,92	1,13	0,73	1,58	1,69	1,02	
R θ large side	1,61	0,74	0,57	1,76	1,14	0,74	2,98	1,71	1,03	
R θ small side	0,46			0,49			0,85			
β_x	1,2	0,97	0,97	1,2	0,97	0,97	1,2	0,97	0,97	
β_y large side	1,22	0,5	0,5	1,22	0,5	0,5	1,22	0,5	0,5	
β_y small side	0,38			0,38						
β_z	2,8	2,2	2,2	2,8	2,2	2,2	2,8	2,2	2,2	
I $_{\theta}$ [t*m ²]	30364	30364	30364	30364	30364	30364	30364	30364	30364	
B ψ Rocking	372	372	65768	238	238	19681	17	17	3867	
B ψ Rocking small side	189335			134397			8814			
Embedment effect x	2,38	2,55	2,94	2,30	2,09	2,55	1,84	1,79	2,19	
Embedment effect y	3,47	1,48	1,61	3,34	1,33	1,48	2,49	1,24	1,36	
Embedment effect z	1,70			1,67			1,41			
Embedment effect yy(large side)	1,53	1,53	3,77	1,50	1,50	2,90	1,36	1,36	2,29	
Embedment effect xx(small side)	6,07	3,20	3,79	5,63	2,49	3,20	3,21	2,04	2,64	
Embedment effect zz(torsion)	4,20			4,02			2,84			
K $_x$ [KN/m]	1209632	1014354	305606	581633	587681	182843	97235	91847	30869	
k $_y$ [KN/m]	1763926			846906			131574			
k $_z$ [KN/m]	1246676	733930	380839	606904	467343	227854	107170	79379	38469	
k θ large side[KN*m/rad]	3876005	552221	86554	2255612	688162	87517	1223985	236808	28327	
k θ small side[KN*m/rad]	394977			209124			73829			
kt[KN*m/rad]	6723827	844820	120147	3876952	1102936	121483	1627662	370768	39321	
c $_x$ [KN*s/m]	2411	1741	1185	1849	2171	1121	1514	1457	643	
c $_y$ [KN*s/m]	3516	1859	1194	2693	2547	1197	2048	1859	737	
c $_z$ [KN*s/m]	3667			2848			2462			
c θ large side[KN*m*s/rad]	20	0	0	30	1	0	1042	7	0	
c θ small side[KN*m*s/rad]	0			0			0			

Πίνακας 53. Σταθερές Έδαφικών Ελατηρίων 3όροφου μοντέλου για κατηγορίες εδαφών Β, C, D.

8.3.2. Ενδεικτικός υπολογισμός ελατηρίου

Κρίνεται σκόπιμο να παρουσιαστεί αναλυτικά ο υπολογισμός των ελατηριακών σταθερών ενός ελατηρίου. Για τον λόγο αυτόν επιλέγεται ελατήριο 5όροφου κτηρίου κατηγορίας εδάφους D.

Αρχικά επιλέχθηκε κατηγορία εδάφους D με χαρακτηριστικά εδάφους όπως φαίνονται στο πίνακα 54:

Πίνακας 54. Χαρακτηριστικά εδάφους κατηγορίας D.

	V_{shear}	ρ	G_s	ν	Απομείωση G_s	G_s απομειωμένο	A_g
	m/s	t/m ³	KPa	poisson's ratio	(%)	KPa	(m/s ²)
Έδαφος D	100	1,7	17000	0,3	60	6800	0,216

Στην συνέχεια επιλέχθηκαν διαστάσεις θεμελίου B , L , D , h , (πίνακας 26) ώστε να ικανοποιούν οριακά τους συντελεστές ασφαλείας για την φέρουσα ικανότητα:

B: Πλάτος πεδίου, $B=0,9\text{m}$

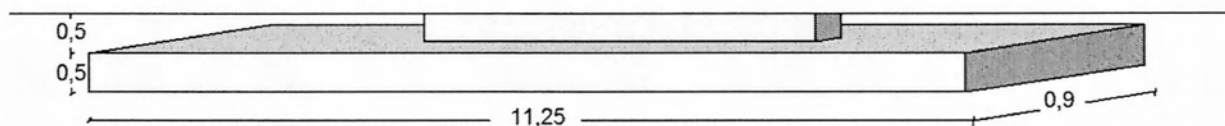
L: Μήκος πεδίου, $L=11,25\text{m}$

D: Βάθος θεμελίωσης, $D=1\text{m}$

h: Ύψος πεδίου, $h=0,5\text{m}$

Οι διαστάσεις φαίνονται στο σχήμα 85.

Σχήμα 85. Απεικόνιση πεδίου 5όροφου μοντέλου κατηγορίας εδάφους D



Στην συνέχεια γνωρίζοντας τις διαστάσεις του πεδίου υπολογίστηκαν οι συντελεστές β_x , $\beta_{\psi_{1,2}}$, β_z από [58] σχήμα 86. Για λόγο διαστάσεων $L/B=12$ προκύπτουν οι οριακές τιμές όπως φαίνεται στο σχήμα 86.

Έχουμε λοιπόν από σχήμα 86 τους συντελεστές β_x , β_ψ , β_z για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας των ελατηρίων.

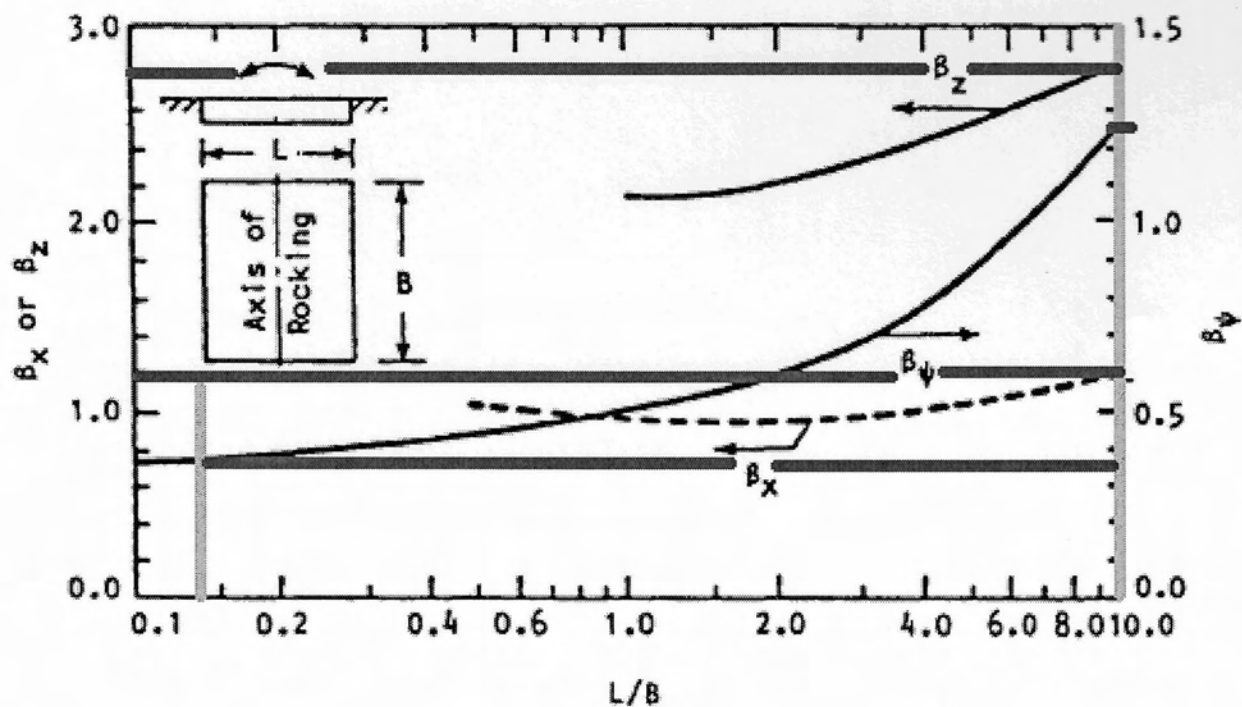
$$\beta_x = 1,2$$

$$\beta_{\psi,1}(\text{large side rocking}) = 1,22$$

$$\beta_{\psi,2}(\text{Small side rocking}) = 0,38$$

$$\beta_z = 2,8$$

Σχήμα 86. Υπολογισμός συντελεστών β_x , β_ψ , β_z όπως προτείνεται από ASCE [58].



Στην συνέχεια υπολογίζουμε τις σταθερές των ελατηρίων χωρίς την επιρροή του βάθους θεμελίωσης (όπου $\nu = 0.3$, $G = 6800 \text{ kPa}$, $B = 0.9 \text{ m}$, $L = 11.25 \text{ m}$ πίνακας 54):

$$K_x = 2(\nu + 1)G\beta_x\sqrt{BL} = 67.509 \text{ kN/m}$$

$$K_{\Psi \text{ Large side}} = \frac{G}{1-\nu}\beta_{\Psi,1}BL^2 = 1.349.951 \text{ kNm/rad}$$

$$K_{\Psi \text{ Small side}} = \frac{G}{1-\nu}\beta_{\Psi,2}BL^2 = 33.638 \text{ kNm/rad}$$

$$K_z = \frac{G}{1-\nu}\beta_z\sqrt{BL} = 86.549 \text{ kN/m}$$

$$R_t = \sqrt[4]{BL(B^2 + L^2)/6\pi} = 2,88 \text{ m}$$

$$K_t = \frac{16GR_t^3}{3} = 863.078 \text{ kNm/rad}$$

Συντελεστές Βάθους

Οι τύποι φαίνονται στο σχήμα 79 όπου :

$$\beta_x = \left(1 + 0,21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 1,6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0,4} \right] = 1,76$$

$$\beta_y = \left(1 + 0,21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 1,6 \left(\frac{hd(B+L)}{LB^2} \right)^{0,4} \right] = 2,35$$

$$\beta_z = \left(1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2,6 \frac{B}{L} \right) \right) \left[1 + 0,32 \left(\frac{d(B+L)}{LB} \right)^{2/3} \right] = 1,37$$

$$\beta_{xx \text{ Rocking Small side}} = 1 + 2,5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0,2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right] = 2,89$$

$$\beta_{yy\text{Rocking Large side}} = 1 + 1,4 \left(\frac{d}{L}\right)^{0,6} \left[1,5 + 3,7 \left(\frac{d}{L}\right)^{1,9} \left(\frac{d}{D}\right)^{-0,6} \right] = 1,33$$

$$\beta_{zz\text{Torsion}} = 1 + 2,6 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{d}{B}\right)^{0,9} = 6,65$$

Τελικές τιμές των ελατηρίων προκύπτουν από $K_{\text{embedment}} = \beta(\text{Συντελεστές Βάθους}) * K_{\text{Surface}}$

$$K_{x,\text{emb}} = 118.857 \text{ KN/m}$$

$$K_{y,\text{emb}} = 158.720 \text{ KN/m}$$

$$K_{z,\text{emb}} = 118.665 \text{ KN/m}$$

$$K_{yy,\text{Large side, emb}} = 1.762.738 \text{ kNm/rad}$$

$$K_{xx,\text{Small side, emb}} = 97.223 \text{ kNm/rad}$$

$$K_{zz,\text{emb}} = 2.290.120 \text{ kNm/rad}$$

Υπολογισμός Συντελεστών απόσβεσης

$$C_x = 0,576 k_x R_x \sqrt{\rho/G} = 2108 \text{ KN} \frac{s}{m}$$

$$C_y = 0,576 k_y R_x \sqrt{\rho/G} = 2815 \text{ KN} \frac{s}{m}$$

$$C_z = 0,85 k_z R_x \sqrt{\rho/G} = 3106 \text{ KN} \frac{s}{m}$$

$$C_{yy} = \frac{0,3}{1 + B_\psi} k_\psi R_\psi \sqrt{\rho/G} = 880,36 \text{ KNm} \frac{s}{rad}$$

$$C_{xx} = \frac{0,3}{1 + B_\psi} k_\psi R_\psi \sqrt{\rho/G} = 0,03 \text{ KNm} \frac{s}{rad}$$

Υπολογισμός Ισοδύναμης Ακτίνας

$$R_x = \sqrt{BL/\pi} = 1,8$$

$$R_{yy} = \sqrt[4]{BL^3/3\pi} = 3,41\text{m}$$

$$B_{\psi,yy} = \frac{3(1-\nu)I_o}{8\rho R^5} = 34,18$$

$$R_{xx} = \sqrt[4]{BL^3/3\pi} = 0,97\text{m}$$

$$B_{\psi,xx} = \frac{3(1-\nu)I_o}{8\rho R^5} = 18883$$

I_o : Μαζική ροπή αδρανείας της κατασκευής ως προς τον άξονα του λικνισμού

(Από $I_o = m_1 d_1^2 + m_2 d_2^2 + \dots + m_n d_n^2 =$

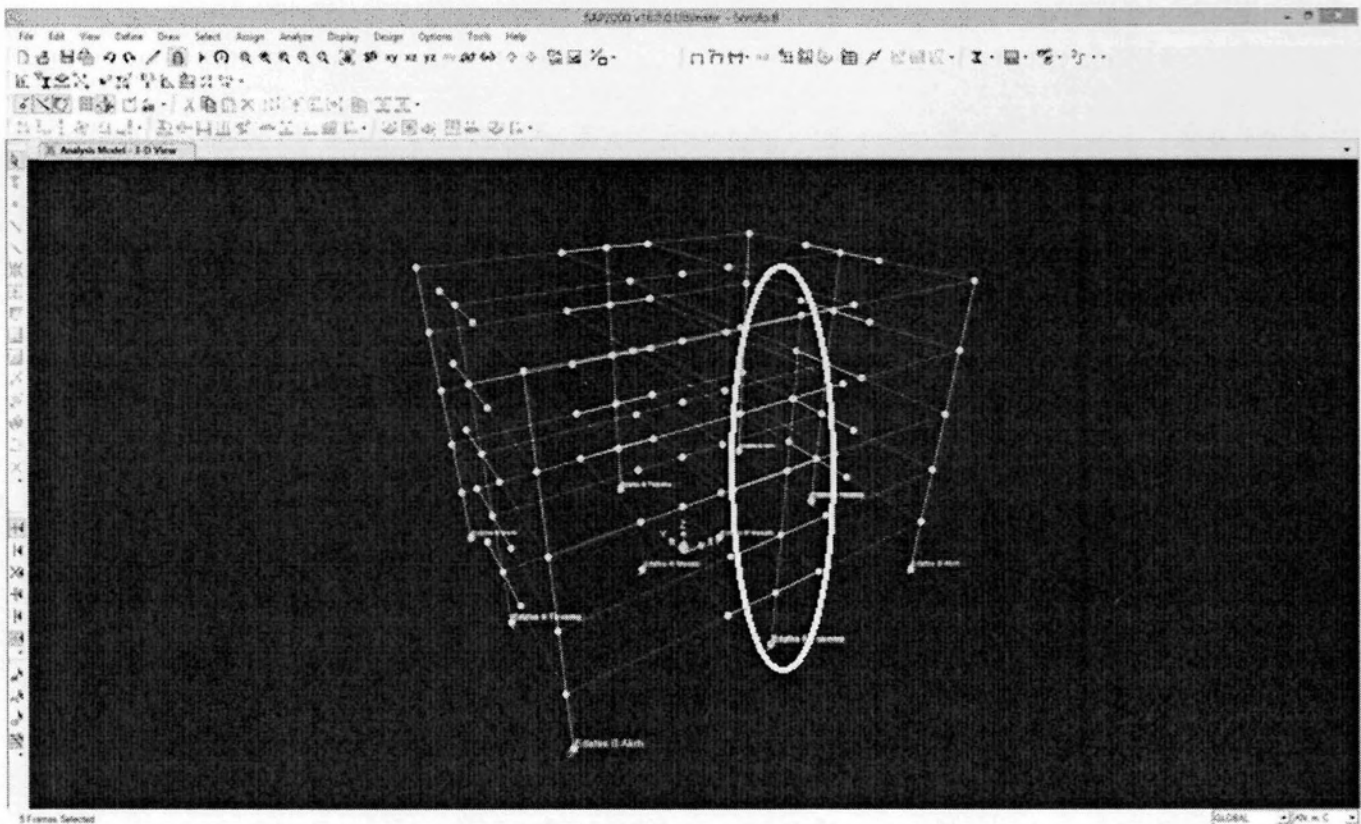
$$281 \cdot 3^2 + 256 \cdot 6^2 + 256 \cdot 9^2 + 256 \cdot 12^2 + 230 \cdot 15^2 = 121.095 \text{ t} \cdot \text{m}^2)$$

Εδώ επισημαίνεται πως:

Λόγω του ότι φορέας είναι πολύ δύστροπος και του ότι η δυστροψία του πηγάζει από την ύπαρξη τοιχωμάτων στα άκρα της κάτοψης τα οποία παραλαμβάνουν την στρέψη κυρίως ως διάτμηση, στην ανάλυση μας η στρέψη που προκύπτει στα κατακόρυφα μέλη ήταν αμελητέας εντάσεως. Έτσι λόγω της δυσκολίας εφαρμογής του τύπου της απόσβεσης στρέψης, δεδομένου ότι για μικρή ποσότητα στρέψης ουσιαστικά δεν θα είχαμε αντίκτυπο της εφαρμογής της απόσβεσης, η απόσβεση λόγω στρέψης θεωρήθηκε ίση με το μηδέν.

9. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Αρχικά τα αποτελέσματα τα οποία θα παρουσιαστούν αφορούν ένα Μ.Ε.Ο. Τοίχωμα που επιλέχθηκε ως τοίχωμα αναφοράς. Όπως προαναφέρθηκε λόγω της κανονικότητας- συμμετρίας της κάτοψης τα εντατικά μεγέθη μεταξύ των τοιχωμάτων αλλά και η αλλαγή στην απόκριση τους με την χρήση ελατηρίων δεν διαφέρουν σε αξιοσημείωτο βαθμό. Οι διαφορές είναι μικρότερες του 1%. Το τοίχωμα το οποίο επιλέχθηκε είναι το τοίχωμα το οποίο βρίσκεται στην θέση, στο οριζόντιο επίπεδο ($y=-7,5m;x=0m$) το οποίο φαίνεται και στο *σχήμα 87* (κυκλωμένο).



Σχήμα 87. Τοίχωμα αναφοράς, (εικόνα από SAP2000).

Τα αποτελέσματα τα οποία θα παρουσιαστούν αφορούν:

- Τη μείωση των εντατικών μεγεθών στην βάση του τοιχώματος από την προσομοίωση του μοντέλου με ελατήρια στη βάση του, σε σύγκριση με την παραδοχή της πάκτωσης.
- Την αλλαγή της ιδιοπεριόδου της κατασκευής και εφόσον αυτή η αλλαγή επιφέρει αλλαγές στην επιτάχυνση σχεδιασμού βάσει του φάσματος απόκρισης.

9.1 Ιδιοπερίοδος κατασκευής

Στο πρόγραμμα SAP2000 όπως έχει προαναφερθεί υπάρχει η επιλογή της ιδιομορφικής-Modal ανάλυσης. Μέσω αυτής ο χρήστης δύναται να πληροφορηθεί για την ιδιοπερίοδο του μοντέλου του στο πλήθος των ιδιομορφών που έχει προορίσει στο πρόγραμμα να αναζητήσει. Θυμίζω ότι αυστηρή προϋπόθεση για την χρήση των κατασκευαστικών διατάξεων των Μ.Ε.Ο.Τ. είναι το κτήριο να ταλαντώνεται στις 2 κύριες του κατευθύνσεις, με υπόθεση πάκτωσης στην βάση των κατακόρυφων στοιχείων του, με ιδιοπερίοδο $T \leq 0,5$ s.

Στους πίνακες 55-57 φαίνονται οι αλλαγές στις ιδιοπερίόδους από πακτωμένο μοντέλο, σε μοντέλο με ελατήρια στην βάση του και σε κατηγορία εδάφους Β, C, D. Εννοείτε πως η ιδιοπερίοδος του πακτωμένου μοντέλου δεν επηρεάζεται από την κατηγορία εδάφους μιας και δηλώνοντας "πακτωμένο μοντέλο" υπονοούμε κατάσταση στην οποία η βάση των κατακόρυφων στοιχείων έχει μηδενικές μετατοπίσεις που ως υπόθεση δεν επηρεάζεται από τις αλλαγές κατηγορίας εδαφών.

Πίνακας 55. Ιδιοπερίοδοι 5όροφου μοντέλου όπως αυτοί υπολογίστηκαν μέσω του Sap2000.

5όροφο Μοντέλο

Έδαφος	Πακτωμένο		Ελατήρια		Ακραίες Τιμές Στεφάνης Φάσματος	
	T ₁	T ₂	T ₁	T ₂	T _B	T _C
B			0,519	0,491	0,15	0,5
C	0,4129	0,4133	0,5896	0,5487	0,2	0,6
D			0,7363	0,6893	0,2	0,8

Πίνακας 56. Ιδιοπερίοδοι 4όροφου μοντέλου όπως αυτοί υπολογίστηκαν μέσω του Sap2000.

4όροφο Μοντέλο

Έδαφος	Πακτωμένο		Ελατήρια		Ακραίες Τιμές Στεφάνης Φάσματος	
	T ₁	T ₂	T ₁	T ₂	T _B	T _C
B			0,4093	0,3786	0,15	0,5
C	0,291	0,2914	0,4664	0,4266	0,2	0,6
D			0,6041	0,5581	0,2	0,8

Πίνακας 57. Ιδιοπερίοδοι Ζόροφου μοντέλου όπως αυτοί υπολογίστηκαν μέσω του Sap2000.

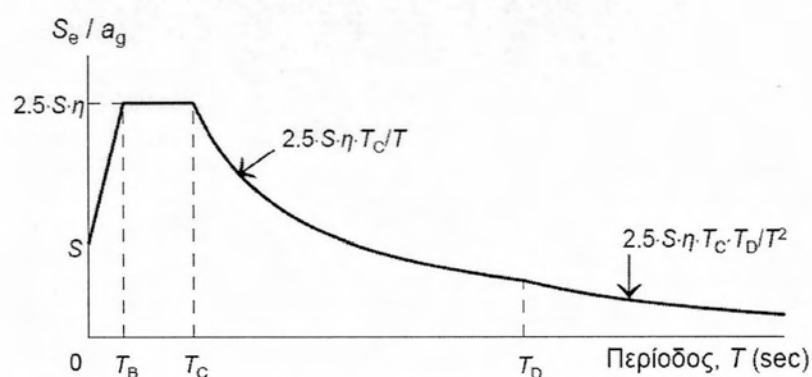
Ζόροφου Μοντέλο

Έδαφος	Πακτωμένο		Ελατήρια		Ακραίες Τιμές Στεφάνης Φάσματος	
	T_1	T_2	T_1	T_2	T_B	T_C
B			0,3052	0,2764	0,15	0,5
C	0,1877	0,1881	0,3611	0,3246	0,2	0,6
D			0,4574	0,4166	0,2	0,8

T_1 : Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής όταν αυτή ταλαντώνεται μόνο κατά τον άξονα Χ.

T_2 : Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής όταν αυτή ταλαντώνεται μόνο κατά τον άξονα Υ.

T_B, T_C : Φαίνονται στο σχήμα 48.



Σχήμα 88. Γενική μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού [48].

9.2 Μείωση εντατικών μεγεθών στην βάση των τοιχωμάτων κατασκευής

Τα εντατικά μεγέθη στην κατασκευή μας από την θεώρηση πάκτωσης στην βάση τους σε επίλυση με ελατήρια παρουσίασαν αξιοσημείωτη μείωση. Από 5όροφου σε Ζόροφου μοντέλο και από κατηγορία εδάφους B σε κατηγορία D παρατηρούμε μείωση της ροπής στην βάση των τοιχωμάτων που κυμαίνεται από 10% έως 35%.

Πέρα από τις ροπές αναλύθηκε και η επιρροή του φαινομένου στην απομείωση της τέμνουσας βάσης. Βεβαίως τα δύο αυτά εντατικά μεγέθη είναι αλληλένδετα μεταξύ τους παρόλα αυτά έχει αξία η παρουσίαση και των δυο μεγεθών. Τα αποτελέσματα φαίνονται στους πίνακες 58-66.

Πίνακας 58. Εντατικά μεγέθη στην βάση του τοιχώματος αναφοράς για επίλυση 5όροφου μοντέλου, πακτωμένου και με ελατήρια κατηγορίας εδάφους Β.

5όροφο Μοντέλο			
Έδαφος Β			
Ροπή Πακτωμένου (KNm)	Ροπή με Ελατήρια (KNm)	Τέμνουσα Πακτωμένο (KN)	Τέμνουσα με Ελατήρια (KN)
10577,5	9551	1100	1020
Μείωση Ροπής (%)		Μείωση Τέμνουσας (%)	
9,14		7,27	
Μείωση Ροπής (KNm)		Μείωση Τέμνουσας (KN)	
968		80	

Πίνακας 59. Εντατικά μεγέθη στην βάση του τοιχώματος αναφοράς για επίλυση 4όροφου μοντέλου, πακτωμένου και με ελατήρια κατηγορίας εδάφους Β.

4όροφο Μοντέλο			
Έδαφος Β			
Ροπή Πακτωμένου (KNm)	Ροπή με Ελατήρια (KNm)	Τέμνουσα Πακτωμένο (KN)	Τέμνουσα με Ελατήρια (KN)
7537	6842,5	917	860
Μείωση Ροπής (%)		Μείωση Τέμνουσας (%)	
9,21		6,22	
Μείωση Ροπής (KNm)		Μείωση Τέμνουσας (KN)	
694,5		57	

Πίνακας 60. Εντατικά μεγέθη στην βάση του τοιχώματος αναφοράς για επίλυση 4όροφου μοντέλου, πακτωμένου και με ελατήρια κατηγορίας εδάφους Β.

3όροφο Μοντέλο			
Έδαφος Β			
Ροπή Πακτωμένου (KNm)	Ροπή με Ελατήρια (KNm)	Τέμνουσα Πακτωμένο (KN)	Τέμνουσα με Ελατήρια (KN)
4739	4197,5	717	664
Μείωση Ροπής (%)		Μείωση Τέμνουσας (%)	
11,4		7,39	
Μείωση Ροπής (KNm)		Μείωση Τέμνουσας (KN)	
541,5		53	

Πίνακας 61. Εντατικά μεγέθη στην βάση του τοιχώματος αναφοράς για επίλυση 5όροφου μοντέλου, πακτωμένου και με ελατήρια κατηγορίας εδάφους C.

5όροφο Μοντέλο			
Έδαφος C			
Ροπή Πακτωμένου (KNm)	Ροπή με Ελατήρια (KNm)	Τέμνουσα Πακτωμένο (KN)	Τέμνουσα με Ελατήρια (KN)
10156	8724	1056	934
Μείωση Ροπής (%)		Μείωση Τέμνουσας (%)	
14,10		11,55	
Μείωση Ροπής (KNm)		Μείωση Τέμνουσας (KN)	
1432		122	

Πίνακας 62. Εντατικά μεγέθη στην βάση του τοιχώματος αναφοράς για επίλυση 4όροφου μοντέλου, πακτωμένου και με ελατήρια κατηγορίας εδάφους C.

4όροφο Μοντέλο			
Έδαφος C			
Ροπή Πακτωμένου (KNm)	Ροπή με Ελατήρια (KNm)	Τέμνουσα Πακτωμένο (KN)	Τέμνουσα με Ελατήρια (KN)
7240,5	5962	880	763
Μείωση Ροπής (%)		Μείωση Τέμνουσας (%)	
17,66		13,30	
Μείωση Ροπής (KNm)		Μείωση Τέμνουσας (KN)	
1278,5		117	

Πίνακας 63. Εντατικά μεγέθη στην βάση του τοιχώματος αναφοράς για επίλυση 3όροφου μοντέλου, πακτωμένου και με ελατήρια κατηγορίας εδάφους C.

3όροφο Μοντέλο			
Έδαφος C			
Ροπή Πακτωμένου (KNm)	Ροπή με Ελατήρια (KNm)	Τέμνουσα Πακτωμένο (KN)	Τέμνουσα με Ελατήρια (KN)
4501	3606,5	681	584
Μείωση Ροπής (%)		Μείωση Τέμνουσας (%)	
19,87		14,24	
Μείωση Ροπής (KNm)		Μείωση Τέμνουσας (KN)	
894,5		97	

Πίνακας 64. Εντατικά μεγέθη στην βάση του τοιχώματος αναφοράς για επίλυση 5όροφου μοντέλου, πακτωμένου και με ελατήρια κατηγορίας εδάφους D.

5όροφο Μοντέλο			
Έδαφος D			
Ροπή Πακτωμένου (KNm)	Ροπή με Ελατήρια (KNm)	Τέμνουσα Πακτωμένο (KN)	Τέμνουσα με Ελατήρια (KN)
11829	8400	1230	894
Μείωση Ροπής (%)		Μείωση Τέμνουσας (%)	
28,99		27,32	
Μείωση Ροπής (KNm)		Μείωση Τέμνουσας (KN)	
3429		336	

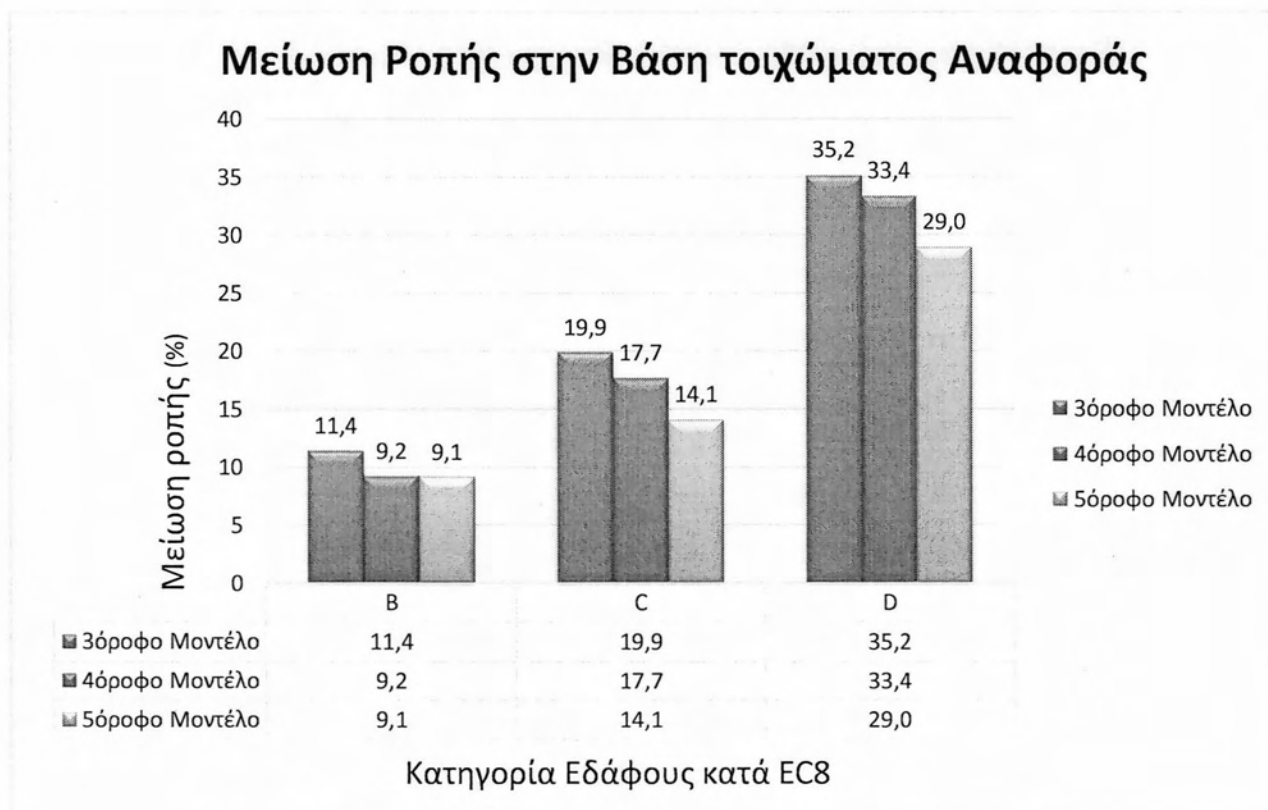
Πίνακας 65. Εντατικά μεγέθη στην βάση του τοιχώματος αναφοράς για επίλυση 4όροφου μοντέλου, πακτωμένου και με ελατήρια κατηγορίας εδάφους D.

4όροφο Μοντέλο			
Έδαφος D			
Ροπή Πακτωμένου (KNm)	Ροπή με Ελατήρια (KNm)	Τέμνουσα Πακτωμένο (KN)	Τέμνουσα με Ελατήρια (KN)
8420,5	5610	1023	728
Μείωση Ροπής (%)		Μείωση Τέμνουσας (%)	
33,38		28,84	
Μείωση Ροπής (KNm)		Μείωση Τέμνουσας (KN)	
2810,5		295	

Πίνακας 66. Εντατικά μεγέθη στην βάση του τοιχώματος αναφοράς για επίλυση Ζόροφου μοντέλου, πακτωμένου και με ελατήρια κατηγορίας εδάφους D.

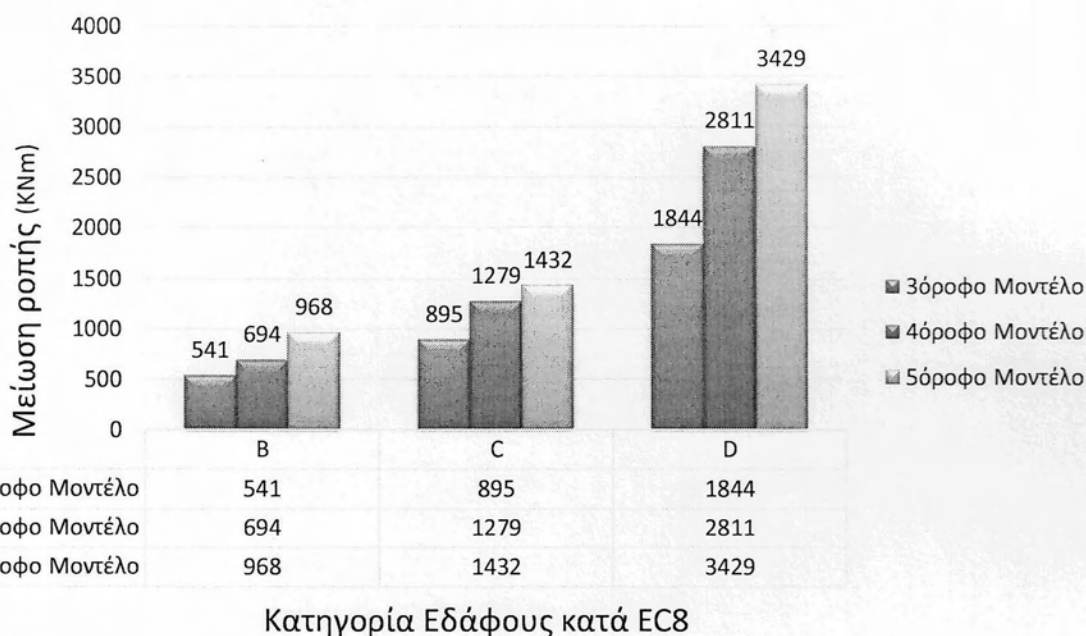
Ζόροφο Μοντέλο			
Έδαφος D			
Ροπή Πακτωμένου (KNm)	Ροπή με Ελατήρια (KNm)	Τέμνουσα Πακτωμένο (KN)	Τέμνουσα με Ελατήρια (KN)
5242	3398,5	793	556
Μείωση Ροπής (%)		Μείωση Τέμνουσας (%)	
35,17		29,89	
Μείωση Ροπής (KNm)		Μείωση Τέμνουσας (KN)	
1843,5		237	

Στην συνέχεια παρουσιάζεται συνοπτικά η απομείωση ροπής κάμψεως στην βάση του τοιχώματος αναφοράς στα σχήματα 89, 90.



Σχήμα 89. Ποσοστιαία μείωση ροπής στη Βάση του Τοιχώματος Αναφοράς.

Μείωση Ροπής στην Βάση τοιχώματος Αναφοράς



Σχήμα 90. Μείωση ροπής (κΝ) στη Βάση του Τοιχώματος Αναφοράς.

9.3 Συμπληρωματική ανάλυση με μηδενική απόσβεση

Στην συνέχεια για την καλύτερη κατανόηση αλλά και αποκωδικοποίηση των αποτελεσμάτων, εν ολίγοις για την εύρεση και ποσοτικοποίηση του αιτίου απομείωσης των εντατικών μεγεθών κρίθηκε αναγκαίο να γίνει μια ακόμα ανάλυση. Δεδομένης της μη απομείωσης των εντατικών μεγεθών λόγω αύξησης της ιδιοπεριόδου της κατασκευής, λόγω του ότι παρόλη την αύξηση της ιδιοπεριόδου, στα φάσματα απόκρισης η αυξημένη ιδιοπερίοδος συνεχίζει να βρίσκεται στην περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης απομένουν λίγοι παράγοντες ικανοί να θεωρηθούν υπαίτιοι για την απομείωση των εντατικών μεγεθών.

Αυτοί είναι:

- Η απόσβεση ενέργειας λόγω αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής, η οποία εισάγεται στο μοντέλο με τη μορφή αποσβεστήρα στα ελατήρια.
- Η μείωση των αδρανειακών δυνάμεων στη κατασκευή λόγω της δυνατότητας του μοντέλου να κινηθεί προς την πλευρά που επιβάλλεται η επιτάχυνση.

Δεδομένου λοιπόν ότι στην ανάλυση μας, με τον τρόπο που είναι δομημένη μπορούμε να ελέγξουμε το κατά πόσο θα αποσβένεται ενέργεια μέσω αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής, από τον καθορισμό

των ιδιοτήτων των ελατηρίων, επιλέχθηκε να μηδενιστούν οι συντελεστές απόσβεσης ώστε να απομονωθεί το φαινόμενο της απομείωσης των εντατικών μεγεθών και να περιοριστεί στην μείωση λόγω μείωσης αδρανειακών δυνάμεων.

Επιλέχθηκε η ανάλυση να γίνει για 5όροφο κτήριο με έδαφος κατηγορίας B, D, δύο κατηγορίες εδάφους οι οποίες φράσουν το φαινόμενο ως ακραίες στην συγκεκριμένη ανάλυση.

Τα αποτελέσματα φαίνονται στους πίνακες 67-68:

Πίνακας 67. Εντατικά μεγέθη στην βάση του τοιχώματος αναφοράς για επίλυση 5όροφου μοντέλου, πακτωμένου και με ελατήρια κατηγορίας εδάφους D χωρίς απόσβεση.

5όροφο Μοντέλο Με Μηδενική Απόσβεση			
Έδαφος D			
Ροπή Πακτωμένου (KNm)	Ροπή με Ελατήρια (KNm)	Τέμνουσα Πακτωμένο (KN)	Τέμνουσα με Ελατήρια (KN)
11829	8767,5	1230	943
Μείωση Ροπής (%)		Μείωση Τέμνουσας (%)	
25,88		23,33	
Μείωση Ροπής (KNm)		Μείωση Τέμνουσας (KN)	
3061,5		287	

Πίνακας 68. Εντατικά μεγέθη στην βάση του τοιχώματος αναφοράς για επίλυση 5όροφου μοντέλου, πακτωμένου και με ελατήρια κατηγορίας εδάφους B χωρίς απόσβεση.

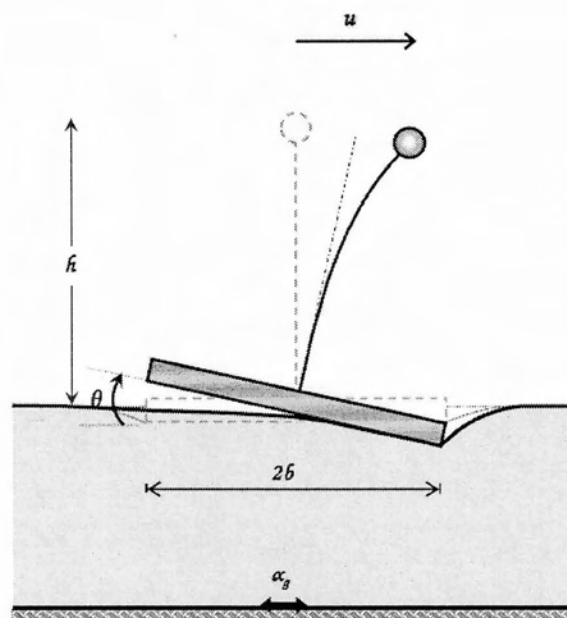
5όροφο Μοντέλο Με Μηδενική Απόσβεση			
Έδαφος B			
Ροπή Πακτωμένου (KNm)	Ροπή με Ελατήρια (KNm)	Τέμνουσα Πακτωμένο (KN)	Τέμνουσα με Ελατήρια (KN)
10577,5	9658	1100	1027
Μείωση Ροπής (%)		Μείωση Τέμνουσας (%)	
8,69		6,64	
Μείωση Ροπής (KNm)		Μείωση Τέμνουσας (KN)	
919,5		73	

10. ΕΡΜΗΝΕΙΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

10.1 Αύξηση ιδιοπεριόδου

Στις αναλύσεις που μελετήσαμε μας δίνεται η δυνατότητα, μέσω του προγράμματος Sap2000, να υπολογίσουμε τις ιδιοπεριόδους ταλαντώσεων, για κάθε ιδιομορφή, του μοντέλου. Στους πίνακες 55-57 παρουσιάστηκαν αναλυτικά οι μεταβολές στις ιδιοπεριόδους κάθε κατασκευής. Παρατηρούμε αύξηση των ιδιοπεριόδων σε όλα τα μοντέλα ενώ οι μέγιστες αυξήσεις είναι στα εδάφη κατηγορίας D. Τέλος οι ιδιοπερίοδοι T_1, T_2 δείχνουν να μην ανταποκρίνονται το ίδιο στην εισαγωγή των ελατηρίων παρόλο που και στις δυο κατευθύνσεις οι σταθερές των ελατηρίων είναι κοινές υπό την έννοια ότι έχουμε τα ίδια πέδιλα και η κάτοψη είναι συμμετρική.

Αρχικά η αύξηση της ιδιοπεριόδου ήταν αναμενόμενο αποτέλεσμα και αυτό διότι πλέον δεν ταλαντώνεται μεμονωμένα η κατασκευή πακτωμένη στην βάση της. Το φαινόμενο γίνεται ιδιαίτερα πιο σύνθετο λόγω λικνισμού αλλά και ολίσθησης των πεδίων, όπου λόγω αυτού μειώνονται και οι αδρανειακές δυνάμεις. η μείωση των αδρανειακών δυνάμεων, δεδομένου του ότι ο φορέας δεν αλλάζει, συνεπάγεται και την ανάγκη περισσότερου χρόνου επαναφοράς της κατασκευής στην αρχική της θέση. Το φαινόμενο αυτό παρουσιάζεται σε απλούστερη μορφή (μονοβάθμιου ταλαντωτή) στο σχήμα 91.



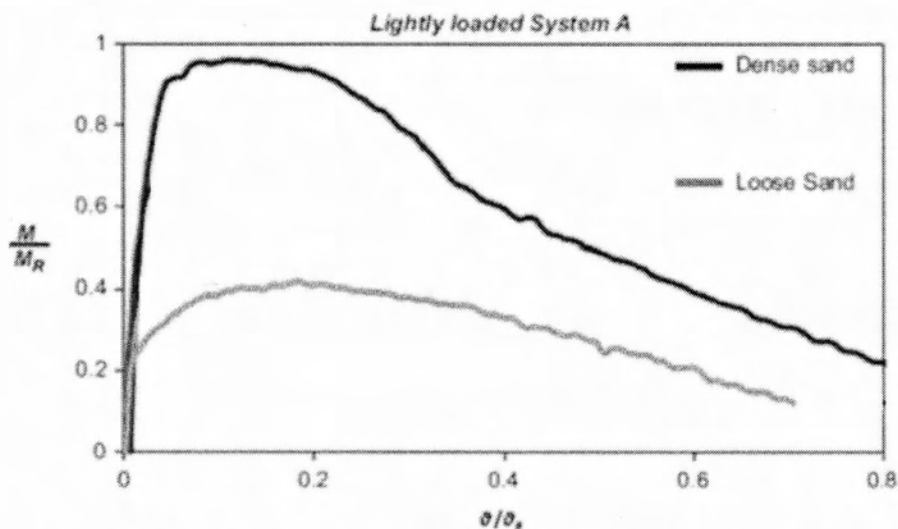
Σχήμα 91. Απόκριση μονοβάθμιου ταλαντωτή και η αλληλεπίδραση του με το έδαφος [25].

Η μη παράλληλη αύξηση των ιδιοπεριόδων T_1 και T_2 έχει να κάνει με το ότι η κάτοψη δεν είναι ίδια στις 2 οριζόντιες διευθύνσεις. Το γεγονός ότι η εισαγωγή ελατηρίων επηρεάζει περισσότερο την κατά Χ κατεύθυνση οφείλεται κυρίως στο ότι έχουμε 2 Μ.Ε.Ο.Τ. στην κατεύθυνση Χ τα οποία συνεισφέρουν στην ροπή αδράνειας της κάτοψης της κατασκευής, περισσότερο αυτών κατά Υ λόγω της μεγαλύτερης απόστασης μεταξύ τους (μεγαλύτερος μοχλοβραχίονας). Ακόμα υπάρχουν 2 υποστυλώματα, τα μεσαία, τα οποία βρίσκονται σε διαφορετικές θέσεις κατά Χ ενώ είναι στην ίδια θέση κατά Υ. Αν κοιτάξουμε την ροπή αδράνειας της κάτοψης, μαζί με τα τοιχώματα τα 2 υποστυλώματα επηρεάζουν πολύ περισσότερο την τιμή της (ροπή αδράνειας) κατά Χ από ότι κατά Υ. Παρατηρώντας τα αποτελέσματα βλέπουμε ότι οι ιδιοπερίοδοι T_1, T_2 είναι σχεδόν ίσες στην πακτωμένη κατάσταση με την $T_{2, \text{πακτ}} > T_{1, \text{πακτ}}$ ενώ με την εισαγωγή των ελατηρίων η T_1 αυξάνεται περισσότερο από ότι η T_2 διότι επηρεάζονται στοιχεία που συνεισφέρουν στην δυσκαμψία κατά Χ περισσότερο από ότι στη δυσκαμψία κατά Υ. Έτσι με ελατήρια ισχύει ότι $T_{1, \text{ελατ}} > T_{2, \text{ελατ}}$.

10.2 Μείωση εντατικών μεγεθών

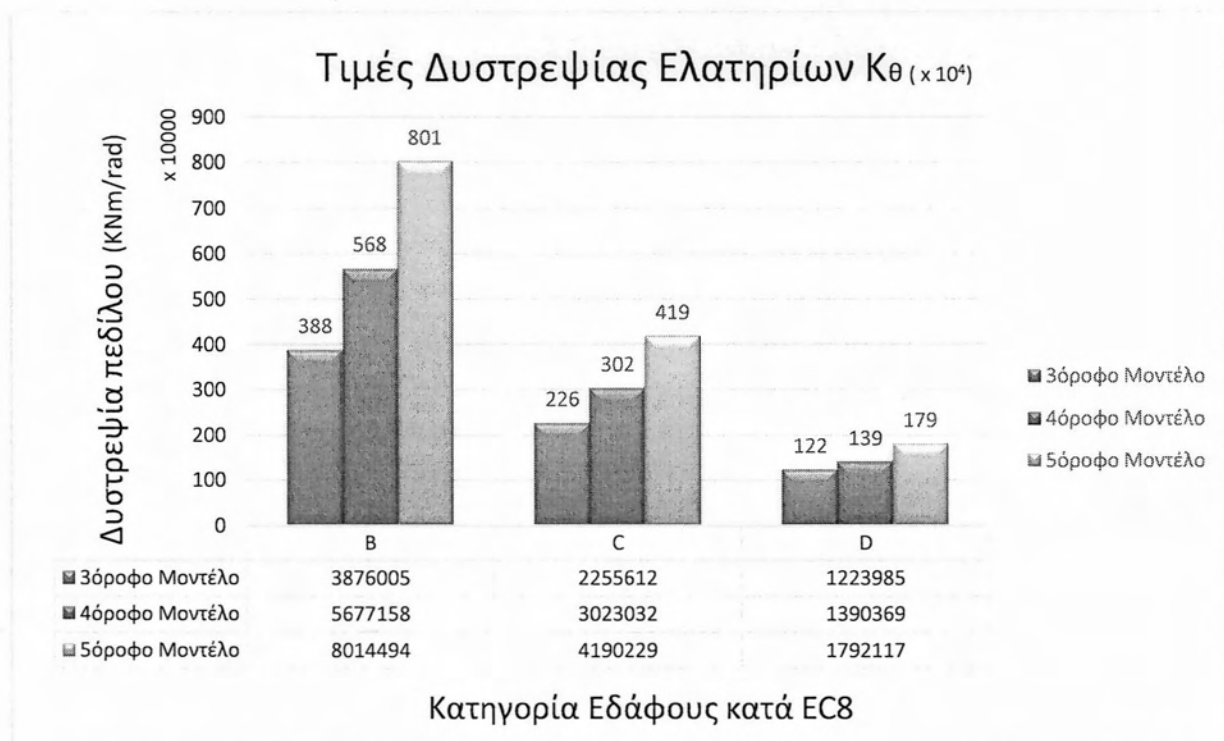
Σχολιάζοντας τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρατηρούμε πως τα εξεταζόμενα εντατικά μεγέθη στο τοίχωμα αναφοράς παρουσιάζουν μείωση από 9% έως 35% με χρήση ελατηρίων ως προς τη πακτωμένη ανάλυση.

Βλέπουμε ότι η ποσοστιαία μείωση των εντατικών μεγεθών φαίνεται να αυξάνει ομαλά με την μείωση των ορόφων από 5 σε 3 για όλες τις κατηγορίες εδαφών, εκτός από την Β στην οποία για 3όροφο μοντέλο η μείωση αυξάνει λίγο δυσανάλογα, ενώ ακόμα φαίνεται ότι η απομείωση αυξάνεται σε όσο χαλαρότερα εδάφη βρισκόμαστε. Τα αποτελέσματα, όσον αφορά την απομείωση για την μετάβαση από κατηγορία εδάφους Β σε D, συμφωνούν με [26] όπου από την εν λόγω πειραματική μελέτη προέκυψε και το σχήμα 92.



Σχήμα 92. Συσχέτιση γωνίας στροφής με ανάπτυξη ροπής κάμψεως στην βάση του θεμελίου. (θ_R , M_R είναι γωνία ανατροπής και ροπή ανατροπής αντίστοιχα), [26].

Οι παράγοντες που καθορίζουν την απομείωση των εντατικών μεγεθών είναι οι σταθερές των ελατηρίων σε σχέση με τα επιβαλλόμενα εντατικά μεγέθη. Τα εντατικά μεγέθη, σε συνάρτηση με τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους, καθορίζουν το μέγεθος των πεδίων, ενώ το μέγεθος των πεδίων σε συνάρτηση με τις ιδιότητες του εδάφους καθορίζουν τις σταθερές των ελατηρίων. Κατανοούμε πως η συσχέτιση μεταξύ εντατικών μεγεθών και απομείωσης αυτών είναι κάπως πολύπλοκη. Από την μελέτη που έγινε κατανοούμε ότι εν τέλει η απομείωση των εντατικών μεγεθών εξαρτάται αλλά και καθορίζεται από την δραματική μείωση του G_s . Σε αυτό το σκεπτικό συνδράμει και το γεγονός ότι παρόλο που στην κατηγορία εδάφους D τα σχετικά αυξημένα εντατικά μεγέθη, λόγω αυξημένης επιτάχυνσης σχεδιασμού που προκαλείται από τον δείκτη εδάφους, Soil Factor, $S=1,35$ (EC8), απαιτούν αναλογικά πολύ μεγαλύτερες διαστάσεις θεμελίων λόγω των πτωχών χαρακτηριστικών του εδάφους *σχήμα 75*, με τις σημαντικά αυξημένες διαστάσεις καταλήγουμε σε αισθητά μικρότερες σταθερές ελατηρίων. Από τις τιμές των ελατηρίων, την μεγαλύτερη επιρροή ως προς την απομείωση των εντατικών μεγεθών και κυρίως της ροπής να έχει η δυστρεψία του ελατηρίου K_θ για ροπή που αναλαμβάνεται από την μεγάλη διάσταση (L) των πεδίων. Στο *σχήμα 93* παρουσιάζεται η τιμή διαστασιολόγησης των ελατηρίων K_θ σε όλες τις αναλύσεις.

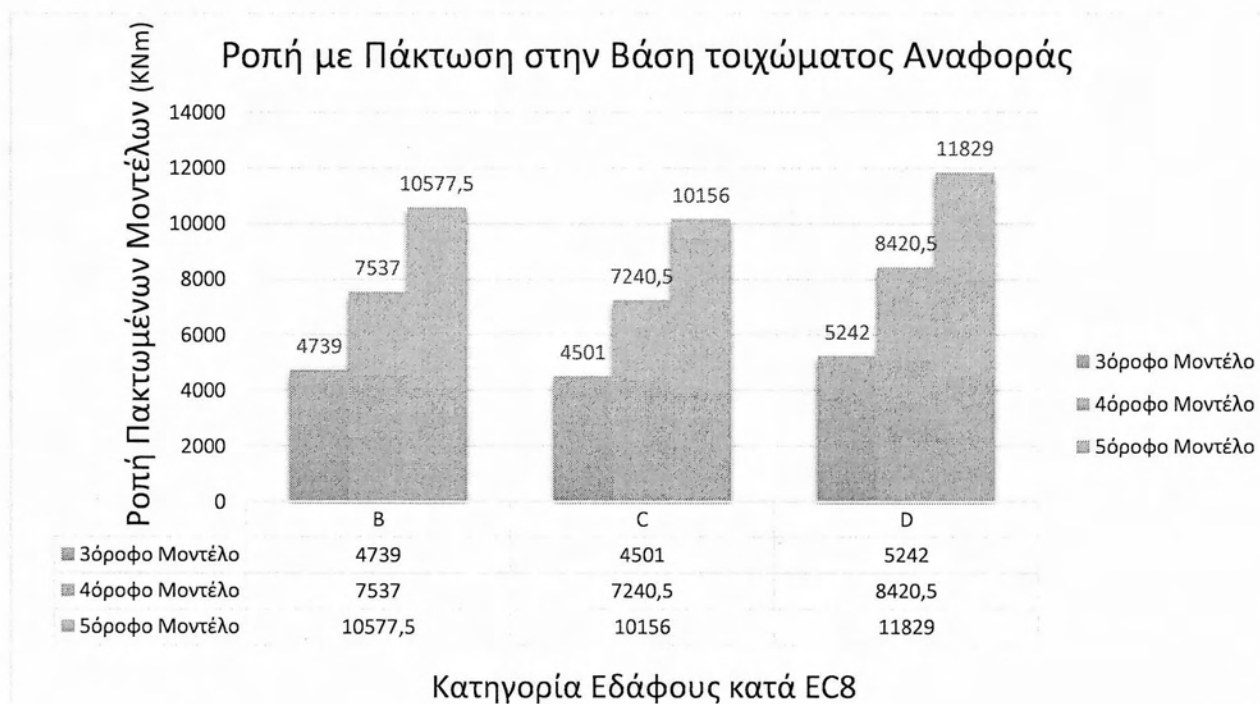


Σχήμα 93. Τιμή δυστρεψίας ελατηρίων K_θ που αναλαμβάνουν ροπή με διάνυσμα κάθετο στη μεγάλη διάσταση του πεδίου.

Από το *σχήμα 92* λοιπόν αντιλαμβανόμαστε και σχηματικά πλέον την έκταση της απομείωσης των ελατηριακών σταθερών, για μετάβαση από κατηγορία εδάφους Β προς D, ενώ για να αντιληφθούμε και να εκτιμήσουμε επακριβώς τον αντίκτυπο αυτής της απομείωσης, ιδιαίτερα στην κατηγορία εδάφους D, ως αναλογιστούμε ότι ως κατηγορία εδάφους, λόγω της αυξημένης επιτάχυνσης σχεδιασμού, εμφανίζει τα μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη. Τα εντατικά μεγέθη των πακτωμένων μοντέλων παρουσιάζονται σχηματικά στο *σχήμα 94*. Όλα τα προαναφερθέντα λοιπόν δικαιολογούν την απόκριση των μοντέλων και την μεγάλη απομείωση που παρουσιάζονται σε κάποιες από τις αναλύσεις.

Ακόμα θα ήθελα να τονίσω πως θα αναμέναμε μεγαλύτερη απομείωση των εντατικών μεγεθών με την προσθήκη επιπλέον ορόφων στα μοντέλα. Ποσοστιαία αυτή η συνθήκη δεν ικανοποιείται όπως φαίνεται και στο *σχήμα 89* αλλά ικανοποιείται, όπως ήταν λογικό, ποσοτικά όπως φαίνεται στο *σχήμα 90*. Όπως κατανοούμε μπορεί τα ποσοστά απομείωσης να μειώνονται όσο αυξάνεται ο αριθμός των ορόφων αλλά εφόσον αναφερόμαστε σε αισθητά μικρότερες αρχικές τιμές ροπών, για μικρότερο αριθμό ορόφων, αντιλαμβανόμαστε πως οι απόλυτοι αριθμοί απομείωσης ροπών μεγαλώνουν αισθητά για αύξοντα αριθμό ορόφων n.

Τέλος στο *σχήμα 97* αποτυπώνεται η συσχέτιση της απομείωσης της ροπής με την μείωση της δυστροπίας των πεδύλων. Παρατηρούμε ότι το 5όροφο μοντέλο επηρεάζεται περισσότερο των υπολοίπων από την κατηγορία εδάφους, ενώ μέσα από αυτό το σχήμα κατανοούμε και το γιατί για κατηγορία εδάφους Β οι τιμές απομείωσης των ροπών δεν ακολουθούσαν ποιοτικά την απομείωση στις υπόλοιπες κατηγορίες εδαφών. Ο λόγος είναι ότι από 5 σε 4 και σε 3 ορόφους, για κατηγορία εδάφους Β η δυστροπία των πεδύλων μειώνεται δραματικά, ενώ στις υπόλοιπες κατηγορίες οι τιμές βρίσκονται πιο κοντά.



Σχήμα 94. Τιμή ροπής πακτωμένων μοντέλων στην βάση του τοιχώματος αναφοράς.

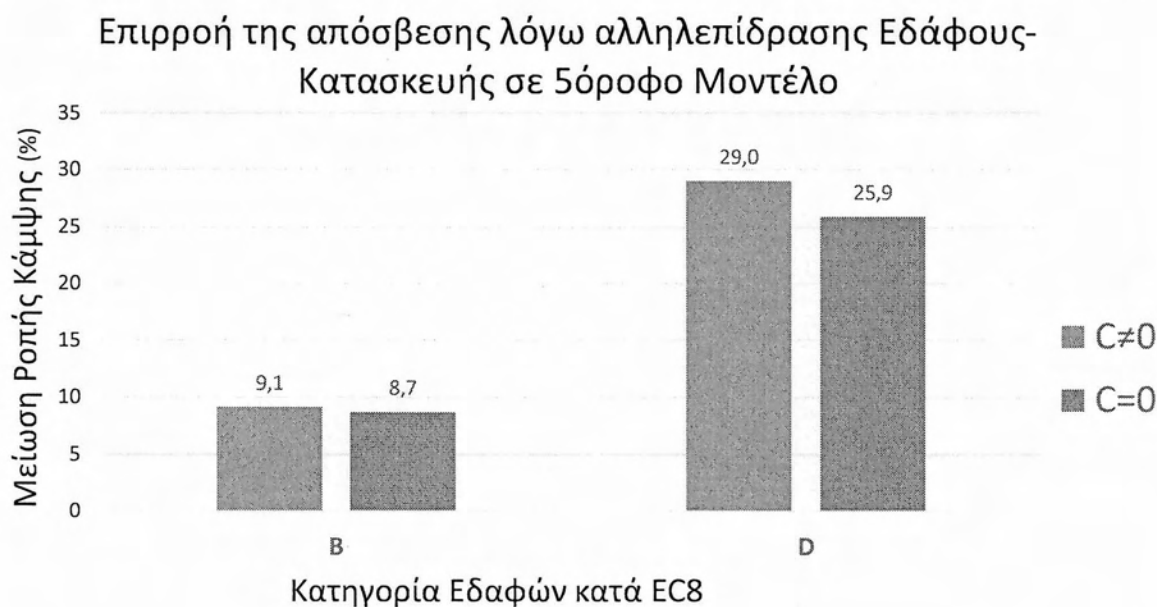
Όπως προαναφέρθηκε τα κύρια αίτια για την απομείωση των εντατικών μεγεθών θεωρούνται τα εξής:

- Η απόσβεση ενέργειας λόγω αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής, η οποία εισάγεται στο μοντέλο με τη μορφή αποσβεστήρα στα ελατήρια.
- Η μείωση των αδρανειακών δυνάμεων στη κατασκευή λόγω της δυνατότητας του μοντέλου να κινηθεί προς την πλευρά που επιβάλλεται η επιτάχυνση.

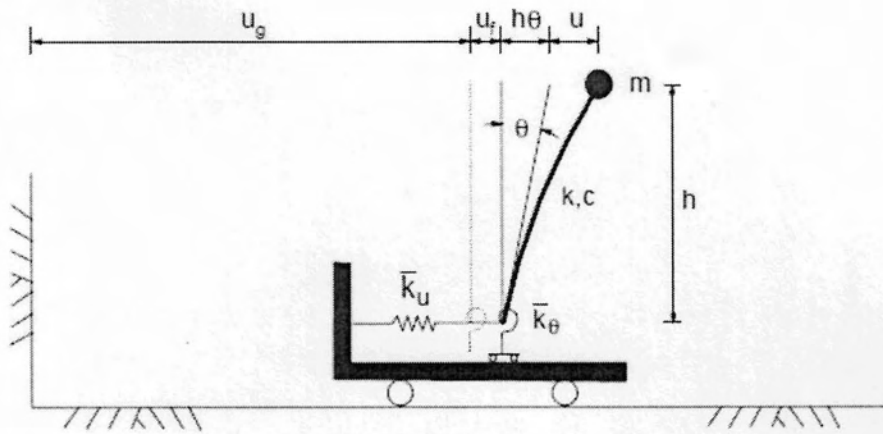
10.3 Συμπληρωματική ανάλυση με μηδενική απόσβεση

Στην συνέχεια μελετώνται τα αποτελέσματα της ανάλυσης που έγινε με σκοπό την απομόνωση του παράγοντα που παίζει τον σημαντικότερο ρόλο στην απομείωση των εντατικών μεγεθών. Στο *σχήμα 95* φαίνεται εποπτικά η επιρροή της απόσβεσης λόγω αλληλεπίδρασης εδάφους- κατασκευής σε 5 όροφο μοντέλο για κατηγορίες εδαφών B,D. Παρατηρούμε πως η επιρροή είναι μεγαλύτερη σε εδάφη D συμπεράσμα το οποίο είναι λογικό καθώς γνωρίζουμε ότι τα λιγότερο ικανά, από άποψης μηχανικών ιδιοτήτων, εδάφη επιφέρουν μεγαλύτερη απόσβεση εντατικών μεγεθών.

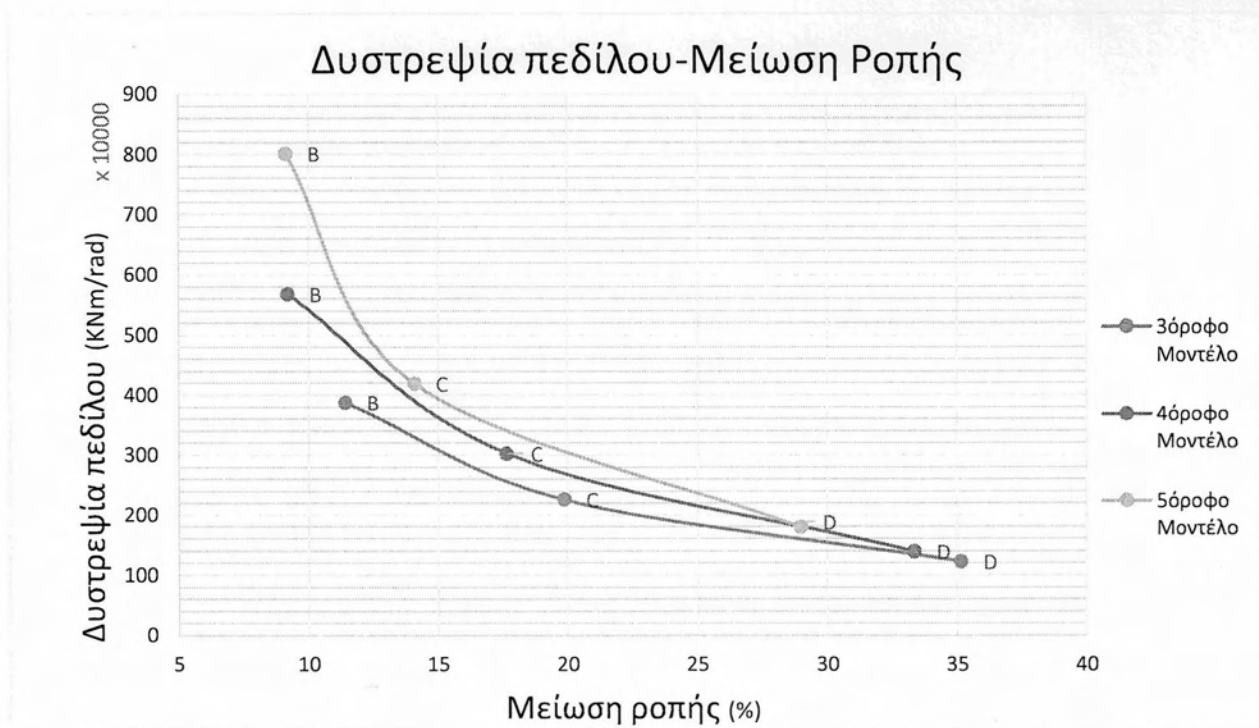
Αυτό που παρατηρούμε όμως στο *σχήμα 95* είναι ότι η επιρροή της απόσβεσης, με τον τρόπο που εξετάστηκε, στην απομείωση των εντατικών μεγεθών περιορίζεται σε μικρά επίπεδα. Έτσι συνοψίζοντας καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι ο κύριος παράγοντας στην απομείωση των εντατικών μεγεθών είναι η μείωση των αδρανειακών δυνάμεων που ασκούνται στο μοντέλο. Αυτό συμβαίνει διότι δίνεται η δυνατότητα στο κτίσμα να κινηθεί, σε μικρό βαθμό, παράλληλα με την κατεύθυνση επιβολής της φόρτισης, όπως φαίνεται στο *σχήμα 96*.



Σχήμα 95. Επιρροή της απόσβεσης στην ανάλυση.



Σχήμα 96. Απλουστευτική απεικόνιση αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής, για κατασκευή με δυνατότητα ολίσθησης στην διεπιφάνεια θεμελίωσης εδάφους [61].



Σχήμα 97. Συσχέτιση δυστρεψίας πεδίων με την ποσοστιαία απομείωση της ροπής.

10.4 Συσχέτιση αποτελεσμάτων με τα Μ.Ε.Ο.Τ.

Η ανάλυση που έχει γίνει συνδέεται και περιγράφει ορισμένα ευεργετικά ζητήματα των Μεγάλων Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων. Αρχικά το ζήτημα της ελαφριάς όπλισης τους δεν έχει αντίκτυπο στην ανάλυση. Βεβαίως υπάρχει επιρροή από οικονομοτεχνικής πλευράς.

Η κάτοψη είναι σύμφωνα με τις επιταγές του Ευρωκώδικα 8 για τα Μ.Ε.Ο.Τ. . Η δεδομένη κάτοψη με τις επιλεγμένες διαστάσεις σε συνδυασμό με την επιλογή της θέσης αλλά και της διάστασης των τοιχωμάτων εξασφαλίζει τα κριτήρια του πίνακα 1.

Στην ανάλυση μας αντικατοπτρίζεται η διαφορά της συμβατικής ανάλυσης που επιβάλλει πακτωμένα θεμέλια τοιχωμάτων, τα οποία λόγω αυτού του περιορισμού αλλά και της υπερόπλισης στην βάση τους σχηματίζουν πλαστική άρθρωση, στη βάση τους, όταν αναπτύξουν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού, με μια νέα προσέγγιση του σχεδιασμού η οποία επιτρέπει στην θεμελίωση των μεγάλων τοιχωμάτων να ολισθήσουν και να λικνιστούν.

Σε μια αντίστοιχη κάτοψη, εφόσον σχεδιαζόταν με την συμβατική πρακτική σχεδιασμού, τα κατακόρυφα στοιχεία, πέραν των τοιχωμάτων, θα είχαν πιθανώς μεγαλύτερες διαστάσεις για να παραλάβουν μέρος των πλευρικών καταπονήσεων ενώ ακόμα τα τοιχώματα θα είχαν με τη σειρά τους αισθητά μικρότερες διαστάσεις. Έτσι λόγω της κατανομής της δυσκαμψίας στην κάτοψη τα τοιχώματα θα παραλάμβαναν αισθητά μικρότερα εντατικά μεγέθη και σε συνδυασμό με την ανάγκη του σχεδιασμού για πάκτωση στη βάση θα αποτρέπαμε την όλη απομείωση των εντατικών μεγεθών που προέκυψαν ως αποτέλεσμα στην εν λόγω εργασία.

ΤΕΛΟΣ

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

1. EN 1998-1 CEN (2004b) "Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", European Committee for Standardization, Brussels.
2. Fardis, M. N (2009). "Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings, Based on EN-Eurocode8", Springer, Dordrecht.
3. EN 1992-1-1: "Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings", European Committee for Standardization, Brussels.
4. Παραδείγματα και Εφαρμογές Σχεδιασμού με EC2 και EC8, (2011), Μεθοδολογία Επίλυσης Μεγάλων Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων.
5. P. Bisch, A. Coin (1998), Camus research, 11th ECEE.
6. N. Ile, J.M. Reynouard, (2003), Lightly Reinforced Walls Subjected to Multidirectional Seismic Excitations Interpretation of Camus 2000-1 Dynamic Tests.
7. K. GALAL, (2007), Modeling of Lightly Reinforced Concrete Walls Subjected to Near-Fault and Far-Field Earthquake Ground Motions.
8. Inkyu Rhee, (June 2010), Seismic Response Analysis of Lightly Reinforced Concrete Shear Walls.
9. P. Bisch, A. Coin, (1995), The Cassba Project.
10. Icons European Program Seismic Tests On RC Walls With Uplift, (2000).
11. J. Mazars, F. Ragueneau, G. Casaux, A. Colombo, P. Kotronis, (2004), Numerical Modelling for Earthquake Engineering the Case of Lightly RC Structural Walls.
12. Xuan Huy NGUYEN, (2006), Vulnerabilite des structures en beton arme a voiles porteurs experimentation et modelisation.
13. P. Bisch, (2011), 2nd Efast Workshop, Contribution of various experiments carried out on shaking tables, devoted to the seismic behavior of reinforced concrete walls
14. REGLES (1995). "Règles de Construction Parasismique, Règles PS Applicables Aux Bâtiments", Dites Règles PS 92, Norme Française, AFNOR, France.
15. "DYNAFLOW - A finite element analysis program for the static and transient response of linear and nonlinear two and three-dimensional systems" - Department of Civil Engineering - Princeton University - Version 1994.
16. J. Lysmer, F. Ostadan, M. Tabatabaie M., S. Vahdani, F. Tajirian, "SASSI - A system for analysis of soil-structure interaction". Geotechnical Engineering Division, Civil Engineering Department, University of California, Berkeley and Bechtel Power Corporation, San Francisco, 1988.

17. Mark Browne, Athol Carr and Des Bull, (2006), The Analysis of Reinforced Concrete Rocking Wall Behavior.
18. Jeroen J.J. Houbrechts, (2011), Influence of soil Parameters on the Motion of Rocking Walls.
19. www.Rocking-walls.com
20. Anastasopoulos Ioannis, (2012), Effectiveness of Shallow Soil Improvement on the Performance of Rocking-Isolated Bridge Piers, Monotonic and Cyclic Pushover Testing.
21. F. Gelagoti, R. Kourkoulis, A Simplified Method to Assess the Toppling Potential of Ground Application to Rocking-Isolated Frame Structures.
22. R. Kourkoulis, Rocking of Foundations on Improved Soil, Application to 1-dof and Frame Structures.
23. Ν. Αντωνάκη, (2012), Πειραματική Μελέτη Μόνωσης μέσω Λικνισμού, Εφαρμογή στην Ενίσχυση Υφιστάμενου Κτιρίου.
24. M.J.N. Priestley, R.J. Evison, A.J. Carr, Seismic Response of Structures Free to Rock on their Foundations. BULLETIN OF THE NEW ZEALAND NATIONAL SOCIETY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING, VOL. 11, NO. 3, SEPTEMBER, 1978.
25. Μαρκέλλα Κ. Σπάρη, (2012), Μεταπλαστική Λικνιστική Απόκριση Μονοβάθμιου Ταλαντωτή: Εξαίτηση σε δύο διευθύνσεις, διπλωματική εργασία.
26. Anastasopoulos Ioannis, Fani Gelagoti, Rallis Kourkoulis, Efthymios Papadopoulos, (2012), Rocking response of SDOF systems on shallow improved sand, an Experimental Study
27. Ajrab, J. J., Pekcan, G., and Mander, J. B. (2004). "Rocking wall-frame structures with supplemental tendon systems." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 130(6), 895–903.
28. G.W. Housner, (1963), The Behavior of Inverted Pendulum Structures During Earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 53 No. 2, pp. 403-417
29. J. K. Wight, S. I. Wood, J. P. Moehle, J. W. Wallace, Design Requirements for Reinforced Concrete Structural Walls
30. W. Wallace, Jack P. Moehle, (1992), ASCE Vol.118-No 6
31. Wood, S.L. (1989), "Minimum Tension Reinforcement Requirements in Walls", *ACI Structural Journal*, American Concrete Institute, Vol. 86, No. 5, pp. 582-591
32. Sozen, M.A. (1989), "Earthquake Response of Buildings with Robust Walls", *Proceedings, Fifth Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering*, Santiago.
33. Wood, S.L. (1991), "Performance of Reinforced Concrete Buildings During the 1985 Chile Earthquake: Implications for the Design of Structural Walls", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 7, No.4, pp. 607-638

34. Wallace, J.W. and Moehle, J.P. (1992), "Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings", *Journal of Structural Engineering*, Am. Soc. of Civil Eng., Vol. 118, No.6, pp. 1625-1644.
35. Wallace, J.W. and Moehle, J.P. (1993), "An Evaluation of Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings Using Data From the March 3, 1985 Chile Earthquake", *Earthquake Spectra*, Earthquake Eng. Research Inst., Vol. 9, No.1, pp. 137-156
36. Wallace, J.W. (1994), "New Methodology for Seismic Design of RC Shear Walls", *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 120, No. 3, pp. 863-884.
37. Wallace, J.W. (1995), "Seismic Design of RC Structural Walls: Part I: A New Code Format", *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 121, No. 1, pp. 75-87.
38. Wallace, J.W. and Thomsen IV, J.H. (1995), "Seismic Design of RC Structural Walls: Part II: Applications", *Journal of Structural Engineering*, Am. Soc. of Civil Eng., Vol. 121, No. 1, pp. 88-101
39. Minutes of ACI Committee 318 (1993), American Concrete Institute, Detroit, MI.
40. Uniform Building Code (1994), International Conference of Building Officials, Whittier, California.
41. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) (Revised 1992), American Concrete Institute, Detroit, MI.
42. Riddell, R., Wood, S.L. and De La Llera, J.C. (1987), "The Chile Earthquake: Structural Characteristics and Damage Statistics for the Building Inventory in Vifta del Mar", *Civil Eng. Studies, Structural Research Series No. 534*, Univ. of Illinois, Urbana.
43. Ali, A. and Wight, J.K. (1991), "RC Structural Walls with Staggered Door Openings", *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Eng., Vol. 117, No.5, pp. 1514-1531.
44. Wood, S.L., Stark, R. and Greer, S.A. (1991), "Collapse of Eight Story R/C Building During 1985 Chile Earthquake", *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.117, No. 2, pp. 600-619.
45. Wallace, J.W. and Moehle, J.P. (1989), "The 1985 Chile Earthquake: An Evaluation of Structural Requirements for Bearing Wall Buildings", Report No. UCB/EERC 89-05, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
46. Uniform Building Code (1991), International Conference of Building Officials, Whittier, California.
47. <http://www.ktiriaka.gr>
48. Ψυχάρης Ν. Γιάννης, (2012), Βασικές Διατάξεις Ευρωκώδικα 8.
49. <http://www.theconstructor.org>

50. SKEMPTON, A. W., 1986, Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation: Geotechnique, Vol. 36, No. 3, pp. 425–447
51. V.F.B. de Mello, 1971, The Standard Penetration Test: Proceedings of the 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: San Juan, PR, v.1:1-86
52. Ralph B. Peck, Walter E. Hansen and Thomas H. Thornburn, (1974), Foundation Engineering, 2nd Edition.
53. Prashant Amit, Foundation Analysis and Design.
54. Vesic, A S (1975) "Bearing Capacity of Shallow Foundations", Foundation Engineering Handbook, Ed. Winterkorn, H F and Fang, H Y. Pub: Van Nostrand Reinhold Co.
55. Brinch Hansen, J. (1970). " A revised and extended formula for bearing capacity." Bulletin No. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark.
56. Καββαδάς Μ. (2005), Σημειώσεις Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων.
57. ASCE (1999). ASCE Standard 4-98 "Seismic Analysis of Safety Related Nuclear Structures and Commentary", American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
58. ASCE (2006). ASCE/SEI Standard 41-06 "Seismic Rehabilitation of existing structures", American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
59. Vucetic, M. & Dobry, R. 1991, Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental, ASCE 117:1, 89-107
60. EN 1998-5 (2004) "Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects", European Committee for Standardization, Brussels.
61. <http://www.acsu.buffalo.edu>
62. Τσοπανός Εμμανουήλ, (2011), Σχεδιασμός Κτηρίων από Σκυρόδεμα με Χρήση Μεγάλων Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων
63. CEN (2003) European Standard EN 1997-1:2003 Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules. Comite Europeen de Normalisation, Brussels



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ 11013



004000121043