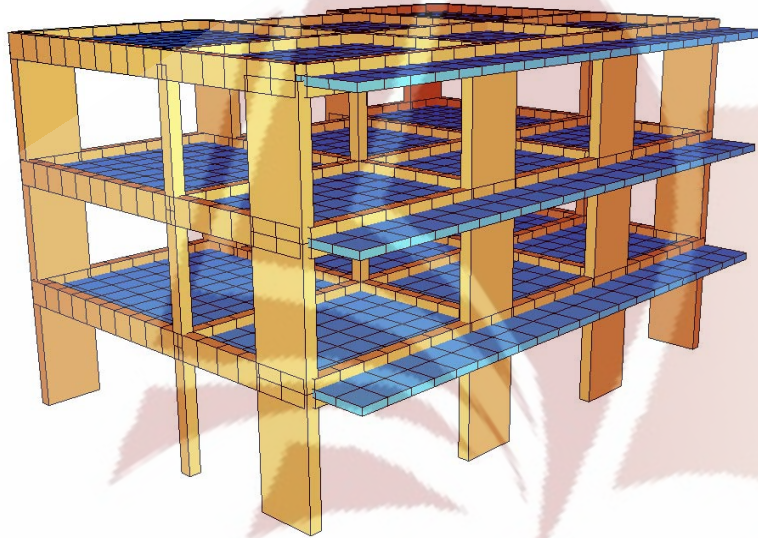


ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ (Τ.Ε.Ι.) ΠΕΙΡΑΙΑ  
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ



## ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ  
ΜΕΘΟΔΟΥ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΣΥΝΗΘΩΝ  
ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ:  
ΚΑΤΣΙΦΗΣ ΑΘΑΝΑΣΙΟΣ  
ΤΣΙΛΙΜΙΔΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΨΥΛΛΑ ΝΙΚΟΛΕΤΑ

ΑΘΗΝΑ  
ΙΟΥΝΙΟΣ 2007

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....</b>	<b>4</b>
<b>ΜΕΡΟΣ Α.ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....</b>	<b>6</b>
1. ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	7
2. ΓΕΝΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	8
3 ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΚΑΤΑΛΛΗΛΑ ΔΙΑΜΟΡΦΩΜΕΝΟ ΜΙΚΤΟ ΣΥΣΤΗΜΑ .....	9
4. ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΚΑΤΟΨΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	10
5. ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	11
6. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ .....	13
7. ΦΟΡΤΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ .....	14
7.1 ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ : $S=G_k+0.3*Q$ .....	14
7.2 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ .....	14
7.3 ΠΡΟΣΘΕΤΑ ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ .....	15
7.4 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ .....	16
7.5 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ .....	16
<b>ΜΕΡΟΣ Β.ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ .....</b>	<b>19</b>
1. ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ) .....	20
1.1 ΓΕΝΙΚΑ – ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ .....	20
1.2 ΙΣΟΔΥΝΑΜΑ ΣΤΑΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ .....	21
1.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	22
1.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΑΖΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	23
1.5. ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	23
1.6 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ .....	24
1.7. ΚΑΘ' ΥΨΟΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ .....	25
1.8 ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΗ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ .....	27
1.9 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΣΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΑΝΑ ΣΤΑΘΜΗ .....	29
2. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	34
2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ .....	34
2.2 ΦΟΡΤΙΑ .....	34
2.2.1 Μόνιμα και πρόσθετα μόνιμα φορτία $G_k$ (φόρτιση LC1) .....	34
2.2.2 Κινητά φορτία $Q$ (φόρτιση LC2) .....	34
2.2.3 Σεισμικά φορτία .....	34
2.2.4 Συνδυασμοί φορτίσεων .....	35
2.3. ΕΠΙΛΥΣΗ - ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ .....	36
3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Κ2 (ΙΣΟΓΕΙΟ) .....	36
3.1 ΓΕΝΙΚΑ .....	36
3.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΙΑΜΗΚΟΥΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Κ2 (ΙΣΟΓΕΙΟ) .....	38
3.3 ΈΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ- ΓΕΝΙΚΑ .....	39
3.4. ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	40
3.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ .....	41
3.5.1 Οπλισμός διάτμησης εντός κρίσιμων περιοχών .....	42
3.5.2 Οπλισμός διάτμησης εκτός κρίσιμων περιοχών .....	42
3.6 ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΛΟΞΗ ΘΛΙΨΗ .....	43

3.7	ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΟΠΛΙΣΜΟ ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗΣ .....	43
4	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ Τ8 (ΙΣΟΓΕΙΟ) .....	44
4.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	44
4.2	ΈΛΕΓΧΟΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ .....	45
4.2.1	Οπλισμός άκρων.....	46
4.2.2	Οπλισμός κορμού .....	48
4.2.3	Υπολογισμός σιγμοειδούς οπλισμού .....	49
4.4	ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗΣ ΑΚΡΩΝ ΓΙΑ ΚΡΙΣΙΜΕΣ ΠΕΡΙΟΧΕΣ .....	49
4.5	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΡΟΠΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΤΕΛΙΚΟ ΟΠΛΙΣΜΟ .....	51
4.6	ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	52
4.7	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΛΟΞΗ ΘΛΙΨΗ .....	53
4.8	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΚΟΡΜΟΥ.....	53
4.9	ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΡΜΟΥ ΔΙΑΚΟΠΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	55
	<b>ΜΕΡΟΣ Γ. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ.....</b>	<b>58</b>
1.	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ .....	59
1.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	59
1.2	ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΗΜΑΝΤΙΚΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ.....	59
2.	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ.....	61
2.1	ΔΕΔΟΜΕΝΑ.....	61
2.2	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ .....	61
3.	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Κ2 (ΙΣΟΓΕΙΟ).....	63
3.1	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΙΑΜΗΚΟΥΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ.....	63
3.2	ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	63
3.3	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ.....	64
3.3.1	Οπλισμός διάτμησης εντός κρίσιμων περιοχών.....	64
3.3.2	Οπλισμός διάτμησης εκτός κρίσιμων περιοχών.....	64
3.4	ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΛΟΞΗ ΘΛΙΨΗ .....	64
3.5	ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΟΠΛΙΣΜΟ ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗΣ .....	65
4	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ Τ8 (ΙΣΟΓΕΙΟ) .....	65
4.1	ΈΛΕΓΧΟΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ .....	65
4.1.1	Οπλισμός άκρων.....	66
4.1.2	Οπλισμός κορμού .....	67
4.1.3	Υπολογισμός σιγμοειδούς οπλισμού .....	68
4.2	ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗΣ ΑΚΡΩΝ ΓΙΑ ΚΡΙΣΙΜΕΣ ΠΕΡΙΟΧΕΣ .....	68
4.3	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΡΟΠΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΤΕΛΙΚΟ ΟΠΛΙΣΜΟ .....	70
4.4	ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	70
4.5	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΛΟΞΗ ΘΛΙΨΗ .....	71
4.6	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΚΟΡΜΟΥ.....	71
4.7	ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΡΜΟΥ ΔΙΑΚΟΠΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	72
	<b>ΜΕΡΟΣ Δ. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....</b>	<b>74</b>
1.	ΓΕΝΙΚΑ.....	75
2.	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ .....	75

3. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ .....	76
3.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ .....	76
3.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	76
3.3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΣΤΑ ΜΕΛΗ.....	81
3.4. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ .....	81
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....</b>	<b>83</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ.....</b>	<b>84</b>



**ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ**  
**ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ**

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η συγκριτική διερεύνηση των αποτελεσμάτων με χρήση της ισοδύναμης στατικής και της δυναμικής μεθόδου αντισεισμικού υπολογισμού ενός συνήθους κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, σε όρους :

Α. Κατανομής των σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος του κτιρίου

Β. Κατανομής των σεισμικών δυνάμεων στα μέλη

Γ. Διαστασιολόγησης των μελών, βάσει των ανωτέρω κατανομών των εντάσεων .

Η σύγκριση αυτή γίνεται σε ένα τριώροφο κτίριο (κατοικία) από οπλισμένο σκυρόδεμα τυπικής κατόψεως, το οποίο σχεδιάζεται, αναλύεται και διαστασιολογείται σύμφωνα με το Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ. 2000) και τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000).

Στο μέρος Α περιγράφονται οι βασικές αρχές του αντισεισμικού σχεδιασμού κτιρίων που ισχύουν σήμερα. Ακολούθως περιγράφεται η γεωμετρία του κτιρίου που μελετάται και υπολογίζονται τα κατακόρυφα φορτία που αποτελούνται από τα μόνιμα που οφείλονται στα ίδια βάρη των μελών, τα πρόσθετα μόνιμα (επικαλύψεις, τοιχοποιίες) και τα ωφέλιμα φορτία (κινητά φορτία).

Στο μέρος Β ο αντισεισμικός υπολογισμός γίνεται με την χρήση της ισοδύναμης στατικής μεθόδου. Αρχικά υπολογίζονται τα κατακόρυφα φορτία του κτιρίου, αποτελούμενα από τα μόνιμα που οφείλονται στα ίδια βάρη των μελών, τα πρόσθετα μόνιμα (επικαλύψεις, τοιχοποιίες) και τα ωφέλιμα φορτία (κινητά φορτία).

Στη συνέχεια με χρήση του φάσματος σχεδιασμού και της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος) που προτείνονται στον Ε.Α.Κ., καθορίζονται οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις του κτιρίου για κάθε όροφο, κατά την εφαρμογή των σεισμικών δυνάμεων στο κτίριο. Λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη δράση τους στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, σε θέσεις μετατοπισμένες παράλληλα προς το κέντρο βάρους κάθε στάθμης κατά την τυχατική εκκεντρότητα, σύμφωνα με τις υποδείξεις του Ε.Α.Κ. Προκύπτουν έτσι 32 συνδυασμοί σεισμικών δράσεων.

Για την στατική επίλυση, μορφώνεται κατάλληλο προσομοίωμα χωρικού πλαισίου με χρήση του στατικού προγράμματος SOFiSTiK. Ακολούθως γίνεται υπολογισμός των εντατικών μεγεθών των μελών του κτιρίου με τις φορτίσεις που προέκυψαν από την εφαρμογή της ισοδύναμης στατικής μεθόδου.

Στη συνέχεια πραγματοποιείται η διαστασιολόγηση ενός υποστυλώματος και ενός τοιχώματος σε σχέση με τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ισοδύναμη στατική μέθοδο. Οι διαστασιολογήσεις των οπλισμών προκύπτουν μετά από την εφαρμογή όλων των προβλεπόμενων ελέγχων του Ε.Κ.Ω.Σ. 2000.

Στο μέρος Γ ο αντισεισμικός υπολογισμός γίνεται με την χρήση της δυναμικής μεθόδου και διαστασιολογούνται με τα μεγέθη που προκύπτουν από την επίλυση αυτή, το ίδιο υποστύλωμα και τοίχωμα, ώστε να υπάρχει δυνατότητα σύγκρισης των δύο μεθόδων.

Στο μέρος Δ περιλαμβάνονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την χρήση των δύο μεθόδων υπολογισμού και επιχειρείται συγκριτική αξιολόγηση των απαιτούμενων διατομών, καθώς και των απαιτούμενων οπλισμών των φερόντων στοιχείων της κατασκευής στις δύο περιπτώσεις διαστασιολόγησης.

ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ  
ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ

**ΜΕΡΟΣ Α.**

**ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ**

**Βιβλιοθήκη  
ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ**

## 1. ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Κατά την απόκριση ενός δομήματος στον σεισμό σχεδιασμού είναι εν γένει αποδεκτός ο σχηματισμός ενός ελαστοπλαστικού μηχανισμού με αξιόπιστα μετελαστική συμπεριφορά. Μια τέτοια συμπεριφορά θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με τα ακόλουθα κριτήρια :

1. Εξασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης αντοχής σε όλα τα φέροντα στοιχεία (συμπεριλαμβανομένης και της θεμελίωσης), που αντιστοιχεί στις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού.
2. Εξασφάλιση συνολικής πλαστιμότητας, δηλαδή επαρκούς ικανότητας για απελευθέρωση ενέργειας με μετελαστική παραμόρφωση.
3. Ελαχιστοποίηση των παραγόντων που προκαλούν αβεβαιότητες στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης

Έτσι ικανοποιείται η απαίτηση δυναμικής ισορροπίας σε όλη την έκταση του φορέα, δηλαδή σε κάθε χρονική στιγμή το χαρακτηριστικό διάνυσμα της μέγιστης εναλλασσόμενης εντατικής καταστάσεως να είναι στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων ίσο ενώ στις υπόλοιπες κρίσιμες περιοχές μικρότερο από το αντίστοιχο χαρακτηριστικό διάνυσμα αντοχής.

Με την καμπτική διαρροή κρίσιμων περιοχών του, δηλαδή το σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων, ο φορέας μπορεί να μετατραπεί σε ελαστοπλαστικό μηχανισμό που συνεχίζει να αποκρίνεται στις αιχμές των σεισμικών μετακινήσεων με πρακτικά σταθερή ένταση, ελευθερώνοντας σε κάθε ανακύκλωση σημαντικό μέρος από την σεισμική ενέργεια που έχει απορροφήσει. **Αυτή η ικανότητα του φορέα (πλαστιμότητα) επιτρέπει την μείωση της υπολογιστικής σεισμικής δράσης σε ένα κλάσμα ( $1/q$ ) εκείνης που αντιστοιχεί σε ελαστική απόκριση, με αποτέλεσμα η προκύπτουσα οικονομική επιβάρυνση από τον αντισεισμικό σχεδιασμό να περιορίζεται σε λογικό ύψος.** Παράλληλα, αμβλύνει τις συνέπειες των ποικίλων αβεβαιοτήτων του αντισεισμικού σχεδιασμού. Για να επιτευχθεί η επαρκής πλαστιμότητα του φορέα, πρέπει να εξασφαλιστεί, μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού, ένας αξιόπιστος πλαστικός μηχανισμός χωρίς κινδύνους ψαθυρής ή και αλυσιδωτής κατάρρευσης και ένας ελάχιστος βαθμός τοπικής πλαστιμότητας των κρίσιμων περιοχών με κατάλληλη περίσφιξη του σκυροδέματος.

Στα πλαίσια της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, **ο όρος πλαστιμότητα αναφερόμενος είτε ως προς ένα στοιχείο, είτε ως προς ένα στατικό σύστημα, χρησιμοποιείται για να καθορίσει την ικανότητά του να καταναλώσει σημαντική ποσότητα ενέργειας μέσα από ανελαστική συμπεριφορά, χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής του.**

Λόγω της συμβολής τους στην αποφυγή αστοχίας ενός στατικού συστήματος, επιτρέπονται οι πλαστικές παραμορφώσεις, που οφείλονται σε σεισμικές δράσεις, υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπερβαίνουν τα όρια που σχετίζονται με την πλαστιμότητα. Έτσι, μπορεί να ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι το



στατικό σύστημα είναι ικανό να παραλάβει σεισμικές δράσεις μεγαλύτερες από εκείνες που αντιστοιχούν στα ελαστικά όρια.

Ιδιαίτερα κρίσιμη για την ασφάλεια του δομήματος έναντι κατάρρευσης είναι η συγκέντρωση της απελευθέρωσης ενέργειας σε λίγες περιοχές και ιδιαίτερα όταν αυτές δεν διαθέτουν την απαιτούμενη αυξημένη πλαστιμότητα.

Σημειώνεται ότι, ενώ σε δομήματα που υπόκεινται σε στατικές μόνο δράσεις η αύξηση της αντοχής ορισμένων μόνο στοιχείων του φέροντος οργανισμού δεν μπορεί να μειώσει την αντοχή και την ασφάλεια του δομήματος, αντίθετα σε δομήματα που υπόκεινται σε σεισμικές δράσεις, η ενίσχυση κάποιων μελών μπορεί να προκαλέσει συγκέντρωση της απελευθέρωσης ενέργειας σε άλλα στοιχεία, τα οποία είναι δυνατό να οδηγηθούν σε αστοχία, είτε λόγω ψαθυρότητας, είτε λόγω εξαιρετικά μεγάλων ανακυκλιζόμενων μετελαστικών παραμορφώσεων (υπέρβαση διαθέσιμης πλαστιμότητας).

**Σε πολυώροφα κτίρια ένα βασικό κριτήριο ικανοτικού σχεδιασμού είναι η αποφυγή συγκέντρωσης των πλαστικών παραμορφώσεων σε ένα μόνο όροφο, δηλαδή η αποφυγή της δημιουργίας «μηχανισμού ορόφου» (storey mechanism) ή «μαλακού ορόφου» (soft storey).**

Όταν οι φορείς του κτιρίου είναι πλαισιωτοί, η ικανοποίηση του παραπάνω κριτηρίου απαιτεί να μην υπάρχουν σύγχρονα πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα όλων των υποστυλωμάτων του ίδιου ορόφου κι αυτό πράγματι επιτυγχάνεται, όταν οι πλαστικές αρθρώσεις γίνουν κατά κανόνα στις δοκούς, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι δεν υπάρχουν και άλλοι τρόποι που οδηγούν στο ίδιο αποτέλεσμα (π.χ. εξασφάλιση συστηματικής ανάπτυξης άρθρωσης μόνο στο κάθε ένα άκρο κάθε υποστυλώματος). Αντίθετα η ύπαρξη πλαστικών αρθρώσεων στις βάσεις υποστυλωμάτων, στη θέση πάκτωσης σε άκαμπτα στοιχεία θεμελίωσης (τοιχώματα υπογείων ή πέδιλα), είναι απαραίτητη για την δημιουργία ελαστοπλαστικού μηχανισμού.

Για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δόμημα κατά την απόκριση στη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση, πρέπει η μεταλαστική απόκριση να περιορίζεται σε περιοχές καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων κατανεμημένων στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων και να αποφεύγονται ψαθυρές μορφές αστοχίας.

## **2. ΓΕΝΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ**

Για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δόμημα κατά την απόκριση στην σεισμική δράση του σχεδιασμού, χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση, πρέπει η μετελαστική απόκριση να έχει πλάστιμη μορφή και να κατανέμεται στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων, σε περιοχές με περιορισμένο μήκος (πλαστικές αρθρώσεις). Αυτό προϋποθέτει ότι έχει εξασφαλιστεί η αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας που είναι δυνατό να προηγηθούν.

2. Σε μέλη με καμπτική λειτουργία η μετελαστική απόκριση πρέπει να περιορίζεται στο σχηματισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων. Σε κατακόρυφους δικτυωτούς συνδέσμους από χάλυβα, μετελαστική απόκριση μπορεί να προβλέπεται σε εφελκυσμένες διαγωνίους ή σε περιορισμένου μήκους διατμητικές ή καμπτικές αρθρώσεις (δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα).

3. “Πιθανές” ή προβλεπόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει πρόβλεψη ή μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης των αρθρώσεων. “Ενδεχόμενες” θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει μικρότερη πιθανότητα δημιουργίας αρθρώσεων, πρέπει όμως να διαθέτουν αυξημένη πλαστιμότητα επειδή βρίσκονται σε περιοχές ιδιαίτερα κρίσιμες για την ευστάθεια του δομήματος. Τέτοιες θέσεις θεωρούνται όλα τα άκρα των υποστυλωμάτων ακόμα και όταν οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων βρίσκονται σε δοκούς.

4. Η εξασφάλιση ενός τέτοιου αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού απόκρισης του δομήματος στις αιχμές της σεισμικής δράσης επιτυγχάνεται με τον ικανοτικό σχεδιασμό δηλαδή με κατάλληλη ιεράρχηση των αντοχών των στοιχείων του φορέα.

Η διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλώματα ή και τοιχώματα) πρέπει να ελαχιστοποιεί την στρεπτική παραμόρφωση του κτιρίου. Αυτό επιτυγχάνεται κυρίως με την συμμετρική διάταξη των πιο άκαμπτων κατακόρυφων στοιχείων κοντά στην περίμετρο, με την εξασφάλιση ουσιαστικής πλαισιακής λειτουργίας στο μέγιστο ποσοστό των υποστυλωμάτων σε συνδυασμό με ζυγώματα (δοκούς) επαρκούς ακαμψίας, με την κατάλληλη μορφή πλάκας κάθε ορόφου που να εξασφαλίζει ουσιαστική διαφραγματική λειτουργία (λειτουργία άκαμπτου δίσκου) τόσο από άποψη παραμόρφωσης όσο και από άποψη αντοχής (αποφυγή επιμηκών κατόψεων με λόγο μέγιστης προς ελάχιστη διάσταση 4). Επίσης, πρέπει να αποφεύγονται μεγάλες εσοχές που δημιουργούν ασθενείς περιοχές στο διάφραγμα, ανισοσταθμίες πλακών μέσα στον ίδιο όροφο. Για την ελαχιστοποίηση των παραγόντων αυτών καταλληλότερη είναι η επιλογή ενός μικτού συστήματος πλαισίων και τοιχωμάτων.

### **3 ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΚΑΤΑΛΛΗΛΑ ΔΙΑΜΟΡΦΩΜΕΝΟ ΜΙΚΤΟ ΣΥΣΤΗΜΑ**

Σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από πλαίσια και τοιχώματα δεν είναι υποχρεωτική η εφαρμογή του κανόνα αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα, όταν τα τοιχώματα είναι επαρκή και έχουν κατάλληλη διάταξη.

Επαρκή θεωρούνται τα τοιχώματα σε μια διεύθυνση, όταν στην διεύθυνση αυτή ο λόγος  $n_v$ =τέμνουσα τοιχωμάτων στη βάση δια της συνολικής τέμνουσας στη βάση ικανοποιεί την συνθήκη  $n_v > 0.60$ .

Για τον παραπάνω έλεγχο, τα τοιχώματα και τα υποστυλώματα επιτρέπεται να θεωρούνται πλήρως πακτωμένα στη βάση.

Η διάταξη των τοιχωμάτων πρέπει να είναι τέτοια ώστε να αποκλείει τον σχηματισμό μαλακού ορόφου μέσω στρεπτικής παραμόρφωσης του κτιρίου. Αυτό θεωρείται ότι εξασφαλίζεται αν ικανοποιείται μια από τις ακόλουθες συνθήκες:

Αν σε κάθε όροφο, πλην του ανωτάτου, και σε μια τουλάχιστον διεύθυνση, διατίθενται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας δύο τουλάχιστον παράλληλα τοιχώματα η απόσταση των οποίων υπερβαίνει το  $1/3$  της αντίστοιχης διάστασης κάτοψης του στατικού συστήματος του κτιρίου, και να ικανοποιείται η συνθήκη  $n_v > 0.60$  και στις δύο κατευθύνσεις.

Αν το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο.

Αν οι δύο πρώτες σημαντικές ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές. Αυτό θεωρείται ότι επιτυγχάνεται όταν η απόσταση του πόλου στροφής των διαφραγμάτων, κατά τις υπόψη ιδιομορφές, από το κέντρο μάζας είναι μεγαλύτερη από την ακτίνα αδρανείας του υποστυλώματος. Εν γένει αρκεί ο έλεγχος αυτός να γίνεται μόνο στον ισόγειο όροφο και σε ορόφους που υπέρκεινται σε ενδεχόμενη κατακόρυφη ασυνέχεια των τοιχωμάτων, πλην του ανωτάτου ορόφου.

#### **4. ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΚΑΤΟΨΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ**

Για τον σχεδιασμό της κάτοψης και την επιλογή του στατικού μοντέλου, λήφθηκαν υπόψη οι παρακάτω βασικές αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού:

1. Η μορφή του κτιρίου είναι συμπαγής, χωρίς πτερύγια με ομοιόμορφη κατανομή της δυσκαμψίας καθ' ύψος.
2. Τα φέροντα στοιχεία είναι συμμετρικά τοποθετημένα στην κάτοψη, πλησίον της περιμέτρου, δίχως διακοπές καθ' ύψος. Επιδιώκεται ένας δύσκαμπτος σκελετός με συζευγμένα πλαίσια και τοιχεία.
3. Για τις πλάκες οροφής, επιδιώκεται η διαφραγματική λειτουργία και αποφεύγονται οι μεγάλες σπές και η ανισοσταθμία.
4. Για την μάζα της κατασκευής, επιδιώκεται ομοιόμορφη κατανομή καθ' ύψος, καθώς και η αποφυγή συγκέντρωσης μαζών σε υψηλούς ορόφους.
5. Η θεμελίωση είναι μονολιθική για να μην παρουσιάζονται διαφορικές μετακινήσεις. Επίσης υπάρχουν συνδετήριες δοκοί μεταξύ των πεδίων.
6. Οι τοιχοποιίες τοποθετούνται συμμετρικά και συμμετέχουν στην δυσκαμψία του φορέα.
7. Η πλαστιμότητα είναι άκρως επιθυμητή και επιτυγχάνεται μέσω της κατάλληλης όπλισης των διατομών για κατασκευές από σκυρόδεμα. Επίσης λαμβάνονται μέτρα για την αποφυγή ψαθυρής θραύσης και τοπικών αστοχιών.

## 5. ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Πρόκειται για τριώροφο κτίριο με διαστάσεις  $L_y=15.225\text{m}$  και  $L_x=11.65\text{m}$ . (σχ. Α.1,2,3). Η οροφή κάθε στάθμης του κτιρίου χωρίζεται σε 6 τετραέριστες πλάκες και 1 πρόβολο. Όλες οι πλάκες έχουν πάχος  $h=0.18\text{m}$ . Οι πλάκες εδράζονται σε συνολικά 17 δοκούς, 4 υποστυλώματα και 8 τοιχεία.

Διαστάσεις δοκών :

$\Delta 1, \Delta 2, \Delta 3, \Delta 4, \Delta 5, \Delta 6, \Delta 7, \Delta 8, \Delta 9, \Delta 10, \Delta 11, \Delta 12: 30/60$

Διαστάσεις υποστυλωμάτων :

$K1, K2, K3, K4: 30/30$

Διαστάσεις τοιχείων:

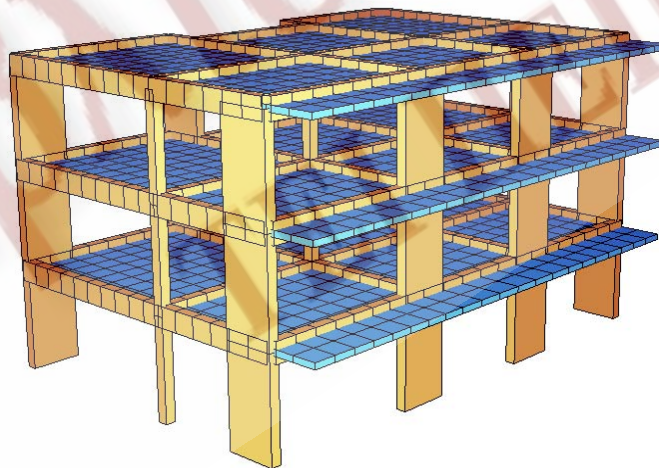
$T1, T2, T3, T4, T5, T6, T7, T8: 150/30$

Το μικτό ύψος των υποστυλωμάτων και των τοιχείων είναι  $3.00\text{m}$ .

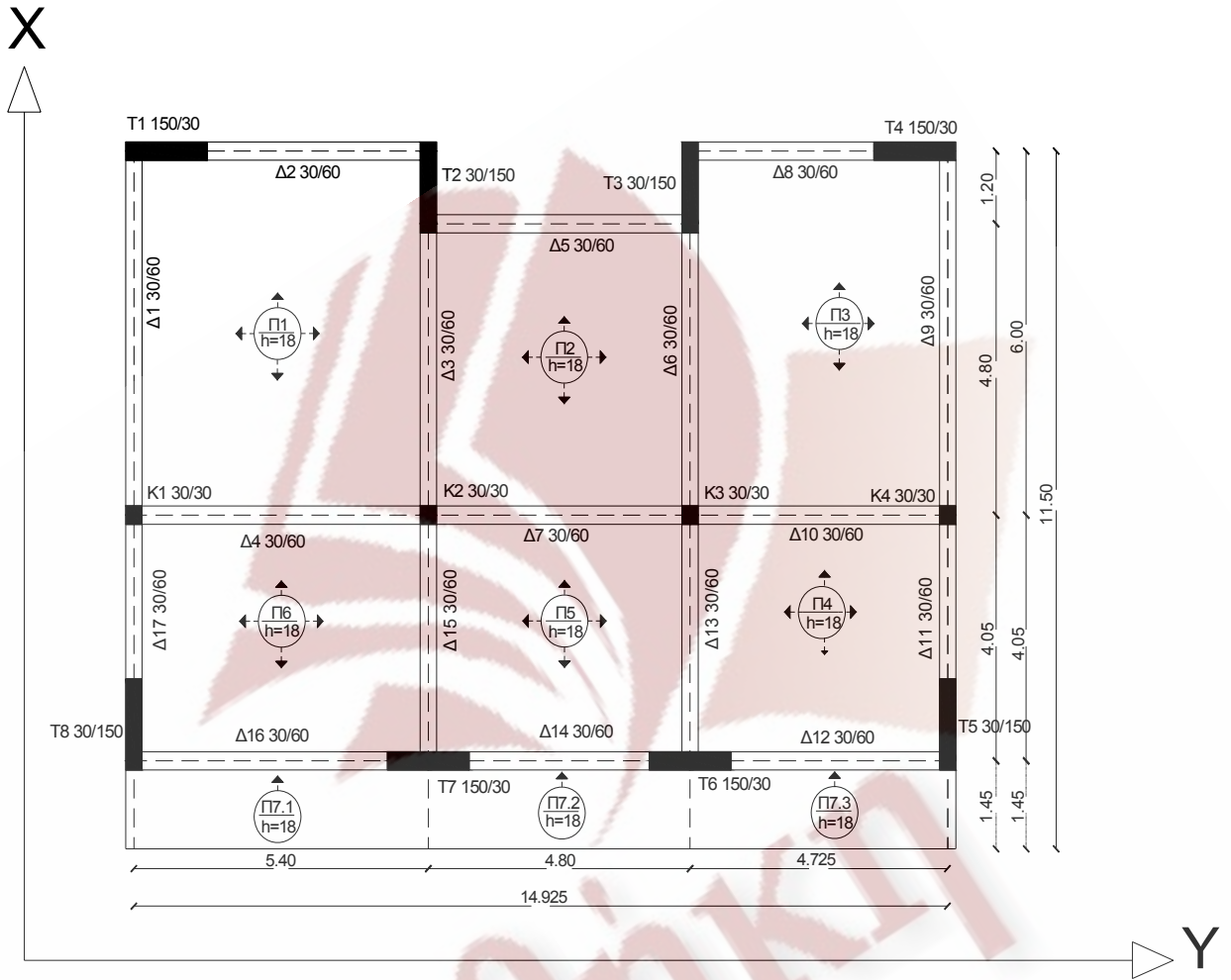
Ο φέρων οργανισμός είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25 και ο οπλισμός του κτιρίου είναι χάλυβας S500. Οι επικαλύψεις των δαπέδων είναι από μάρμαρο πάχους  $3\text{cm}$  συμπεριλαμβανομένης της τσιμεντοκονίας.

Το κτίριο θεωρείται ότι φέρει εξωτερικά μπατικές τοιχοποιίες πάχους  $20\text{cm}$  και εσωτερικά δρομικές τοιχοποιίες πάχους  $10\text{cm}$ . Όλες οι τοιχοποιίες θεωρείται ότι εδράζονται απευθείας επί των δοκών. Το ύψος των τοίχων πληρώσεως είναι από την στάθμη του δαπέδου έως την κρέμαση των δοκών, δηλαδή  $2.40\text{m}$ .

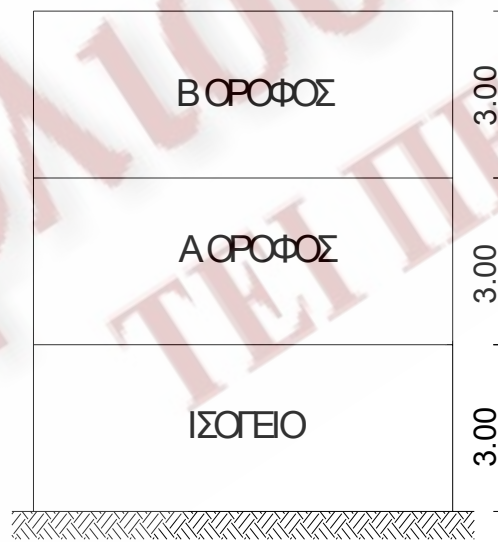
Επειδή το κτίριο εμπίπτει στις διατάξεις του Κεφαλαίου 3, απαλλάσσεται από τον ικανοτικό έλεγχο.



Σχήμα Α.1



Σχήμα Α.2 : Κάτοψη Κτιρίου



Σχήμα Α.3 : Τομή κτιρίου

## 6. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων των μελών του δομήματος από τις διάφορες δράσεις γίνεται με ελαστοπλαστική ανάλυση στο χώρο με χρήση του προγράμματος SOFiSTiK.

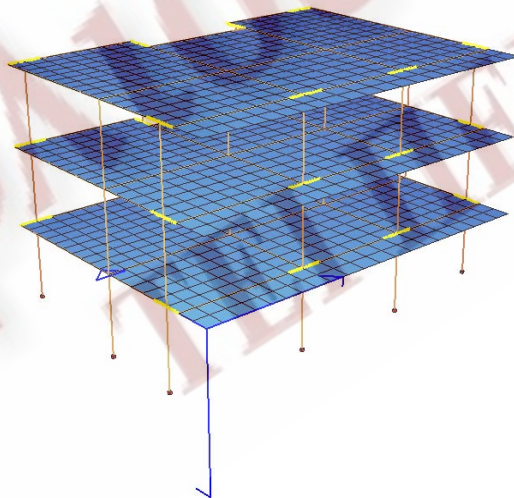
Ο φορέας του κτιρίου προσομοιώνεται ως χωρικό πλαίσιο αποτελούμενο από ραβδόμορφα γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (δοκοί – υποστυλώματα) και από επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία πλάκες.

Όσον αφορά τα γραμμικά στοιχεία, τα διαμήκη οριζόντια μέλη του προσομοιώματος συμπίπτουν με τον άξονα των δοκών, ενώ τα κατακόρυφα με τους άξονες των υποστυλωμάτων. Ειδικότερα όσον αφορά την προσομοίωση του τοιχώματος χρησιμοποιείται κατακόρυφη ράβδος τοποθετημένη στον κεντροβαρικό άξονα του τοιχώματος.

Όσον αφορά τα επιφανειακά στοιχεία, αυτά τοποθετούνται στην κεντροβαρική επιφάνεια των πλακών.

Τα υποστυλώματα και τα τοιχεία θεωρούνται πλήρως πακτωμένα στην βάση τους.

Το συγκεκριμένο πρόγραμμα χρησιμοποιεί για τους υπολογισμούς τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων (ΜΠΣ). Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η κατασκευή διαιρείται σε στοιχειώδη τμήματα που συνδέονται μέσω κόμβων. Οι κόμβοι επιτρέπουν την μετατόπιση και την στροφή κατά τρόπο που να προσομοιώνει την κίνηση της πραγματικής κατασκευής. Οι δυνατότητες κίνησης των κόμβων προσδιορίζουν το σύνολο των ΒΕ του φορέα ενώ η μάζα του συστήματος συγκεντρώνεται στα επιμέρους πεπερασμένα στοιχεία με τρόπο που είναι συμβατός με την όλη δυναμική ανάλυση.



Σχήμα Α.4 :

## 7. ΦΟΡΤΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

### 7.1 Σεισμικός συνδυασμός : $S=G_k+0.3*Q$

Η χρήση του κτιρίου που θα ελεγχθεί αντισεισμικά είναι κατοικίες. Από το κεφάλαιο 4 του Ε.Α.Κ. 2000 (§ 4.1.2.1. πιν. 4.1) ο συντελεστής αντισεισμικού συνδυασμού  $\gamma_2$  είναι ορισμένος ίσος με 0.30. Επίσης, για τον υπολογισμό των φορτίων θα ληφθεί υπόψη για τον σεισμικό συνδυασμό ο συντελεστής  $\gamma_g$  για τα μόνιμα και πρόσθετα μόνιμα φορτία ίσος με 1.

Στα κατακόρυφα φορτία του κτιρίου εντάσσονται όλα τα φορτία που φέρει μόνιμα ο ίδιος ο φορέας, καθώς επίσης και ένα μέρος των κινητών φορτίων. Τα κατακόρυφα φορτία χωρίζονται στα μόνιμα ( $g$ ), τα οποία προέρχονται από το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, δηλαδή της κατασκευής, στα πρόσθετα μόνιμα ( $g'$ ) τα οποία δημιουργούνται από το βάρος των επικαλύψεων και το βάρος των τοίχων πληρώσεως και στα κινητά φορτία ( $Q$ ).

### 7.2 Μόνιμα φορτία

Τα μόνιμα φορτία όπως προαναφέρθηκε είναι το ίδιο βάρος της κατασκευής. Το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος λαμβάνεται  $\gamma_{\text{οπλ. σκυρ.}}=25 \text{ KN/m}^3$ .

Το πάχος των πλακών του κτιρίου επιλέχθηκε ώστε να εξασφαλίζονται οι πλάκες έναντι λυγηρότητας και να απαλλάσσονται από τον έλεγχο των βελών κάμψης. Για να συμβαίνει αυτό, σύμφωνα με την (§ 16.2) του ΕΚΩΣ, πρέπει να πληρούται η σχέση:

$$\frac{a * l_{\text{eff}}}{d} \leq 30 \Rightarrow d \geq \frac{a * l_{\text{eff}}}{30}$$

όπου

$a$  συντελεστής λυγηρότητας πλακών ( λαμβάνεται από πίνακα 16.2 ΕΚΩΣ)

$l_{\text{eff}}$  θεωρητικό άνοιγμα πλάκας

$d$  στατικό ύψος πλάκας

Το πάχος  $h$  της πλάκας δίνεται από την σχέση:

$$h=d-d_1, \text{ όπου } d_1 \text{ είναι η επικάλυψη του οπλισμού}$$

Τα αποτελέσματα της εφαρμογής της ανωτέρω σχέσης παρουσιάζονται στον Πίνακα Α1.

## ΠΙΝΑΚΑΣ Α1. Πάχη Πλακών

Α/Α	ΠΛΑΚΑ	ΕΙΔΟΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑΣ ΠΛΑΚΩΝ $\alpha$	ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΑΝΟΙΓΜΑ ΠΛΑΚΑΣ $l_{eff}$ (m)	ΣΤΑΤΙΚΟ ΥΨΟΣ ΠΛΑΚΑΣ $d$ (m)	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ $d_1$ (m)	ΕΛΑΧΙΣΤΟ ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ $h$ (cm)
1	Π1	ΜΟΝΟΠΑΚΤΗ	0,8	5,40	0,14	0,03	17,40
2	Π2	ΑΜΦΙΠΑΚΤΗ	0,6	4,80	0,10	0,03	12,60
3	Π3	ΜΟΝΟΠΑΚΤΗ	0,8	4,725	0,13	0,03	15,60
4	Π4	ΜΟΝΟΠΑΚΤΗ	0,8	4,725	0,13	0,03	15,60
5	Π5	ΑΜΦΙΠΑΚΤΗ	0,6	4,80	0,10	0,03	12,60
6	Π6	ΜΟΝΟΠΑΚΤΗ	0,8	5,40	0,14	0,03	17,40
7	Π7	ΠΡΟΒΟΛΟΣ	2,4	1,45	0,12	0,03	14,60

Τελικώς λαμβάνεται πάχος για όλες τις πλάκες του κτιρίου  $h=0,18$  m.

Οι διαστάσεις των υπολοίπων μελών της κατασκευής (υποστυλώματα, τοιχεία, δοκοί) προεπιλέχθηκαν με βάση την εμπειρία από παρόμοιες κατασκευές.

Σημειώνεται εδώ, ότι σε συνήθη οικοδομικά έργα η διαστασιολόγηση των πλακών προκύπτει από την στατική φόρτιση, ενώ δοκοί και υποστυλώματα από τους συνδυασμούς των σεισμικών φορτίσεων.

### 7.3 Πρόσθετα Μόνιμα φορτία

Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία είναι το ίδιο βάρος των επικαλύψεων των δαπέδων και του δώματος, καθώς επίσης και των τοιχοποιιών. Στην 3<sup>η</sup> στάθμη (πλάκα οροφής 2<sup>ου</sup> ορόφου), όσον αφορά τις τοιχοποιίες, έχει συμπεριληφθεί στηθαίο ύψους 1,00 μ από μπατική οπτοπλινθοδομή στις τρεις πλευρές της κάτοψης. Τα βάρη των μόνιμων πρόσθετων φορτίων αναφέρονται στον Πίνακα Α.2 .

### ΠΙΝΑΚΑΣ Α2. Παραδοχές Υπολογισμών

ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	kN/M <sup>3</sup>	25,00
ΒΑΡΟΣ ΜΠΑΤΙΚΗΣ ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗΣ	kN/M <sup>2</sup>	3,60
ΒΑΡΟΣ ΔΡΟΜΙΚΗΣ ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗΣ	kN/M <sup>2</sup>	2,10
ΦΟΡΤΙΟ ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ ΔΑΠΕΔΩΝ	kN/M <sup>2</sup>	1,50
ΦΟΡΤΙΟ ΕΠΙΚΑΛΥΨΗΣ ΔΩΜΑΤΟΣ	kN/M <sup>2</sup>	2,50
ΩΦΕΛΙΜΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΑΠΕΔΩΝ	kN/M <sup>2</sup>	2,00



ΩΦΕΛΙΜΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΩΜΑΤΟΣ	kN/M2	2,00
ΩΦΕΛΙΜΟ ΦΟΡΤΙΟ ΕΞΩΣΤΩΝ	kN/M2	5,00
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗΣ ΜΟΝΙΜΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ		1,00
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ $\psi_2$		0,30
ΥΨΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ	M	2,40
ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΩΝ	M	0,18
ΥΨΟΣ ΣΤΗΘΑΙΟΥ ΔΩΜΑΤΟΣ	M	1,00

#### 7.4 Κινητά φορτία

Από τον Κανονισμό Φορτίσεων ορίζεται κινητό φορτίο  $Q=2.00\text{KN/m}^2$  για τις πλάκες και  $Q=5.00\text{KN/m}^2$  για τους προβόλους. Η χρήση του κτιρίου είναι κατοικίες, οπότε όπως προαναφέρθηκε λαμβάνεται συντελεστής σεισμικού συνδυασμού για μακροχρόνιες μεταβλητές δράσεις  $\gamma_2=0.30$ . Στα κινητά φορτία σε όλες τις στάθμες (1<sup>η</sup>, 2<sup>η</sup>, 3<sup>η</sup> στάθμη) οι δοκοί φορτίζονται κατά τον ίδιο τρόπο από τις πλάκες.

#### 7.5 Κατακόρυφα φορτία υποστυλωμάτων

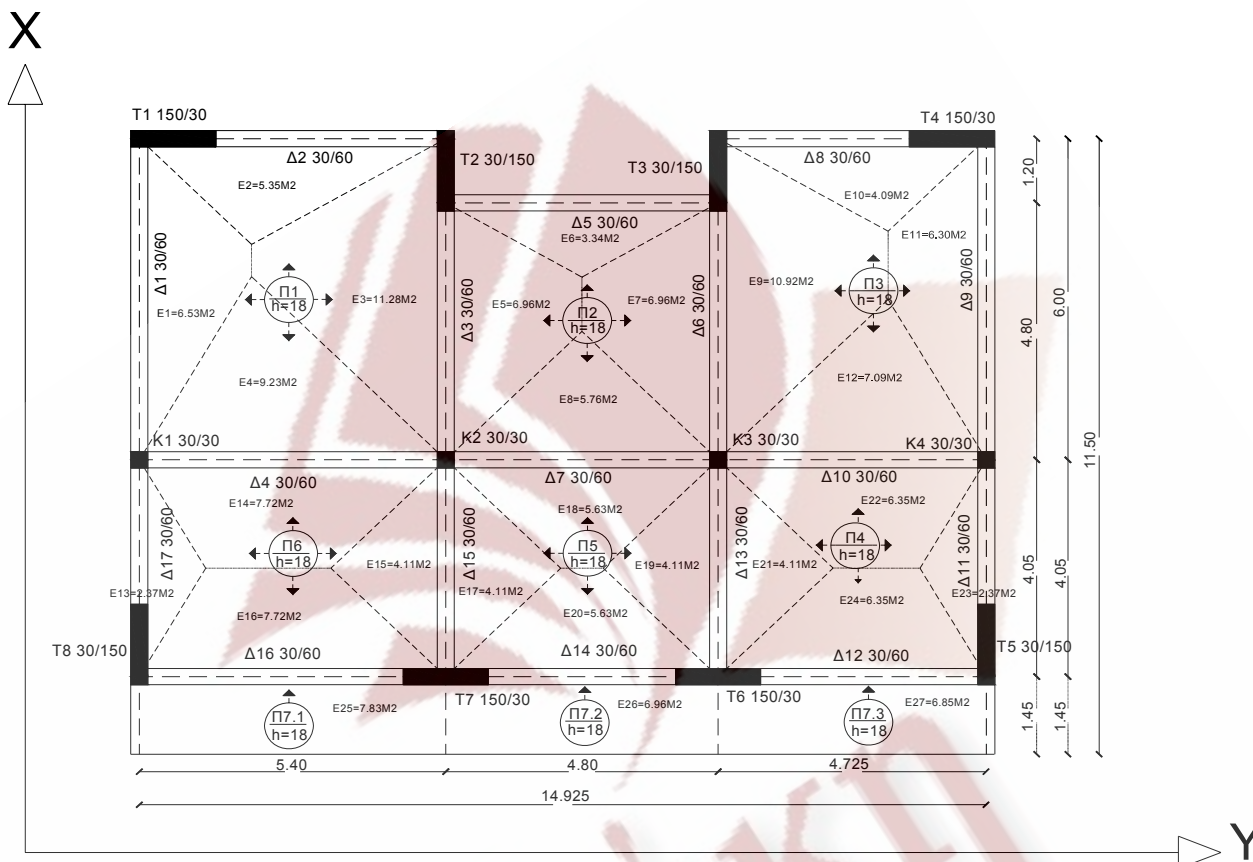
Ο υπολογισμός των κατακόρυφων φορτίων των υποστυλωμάτων πραγματοποιήθηκε για λόγους σύγκρισης με δύο τρόπους:

##### 1<sup>ος</sup> τρόπος

Για την εύρεση των κατακόρυφων φορτίων των υποστυλωμάτων, πρώτα υπολογίζονται τα φορτία που παραλαμβάνουν οι δοκοί από τις πλάκες (μόνιμα, πρόσθετα μόνιμα και κινητά). Ακολούθως τα φορτία των δοκών παραλαμβάνονται από τα υποστυλώματα του κτιρίου.

Οι αντιδράσεις ομοιόμορφα φορτιζομένων πλακών ορθογωνικής κάτοψης που ασκούνται στις δοκούς επιτρέπεται σύμφωνα με τον κανονισμό να υπολογίζονται, κατά προσέγγιση, από τις επιφάνειες φόρτισης που προκύπτουν σύμφωνα με τον γεωμετρικό κανόνα μερισμού της επιφάνειας της πλάκας, ανάλογα με τον τύπο στήριξης αυτής. Σύμφωνα με τον κανόνα αυτό, όταν σε μια γωνία συντρέχουν πλευρές ομοειδούς στήριξης η γωνία μερισμού είναι  $45^\circ$ , ενώ όταν συντρέχουν πλήρως πακτωμένη με ελεύθερα εδραζόμενη πλευρά οι γωνίες μερισμού είναι  $60^\circ$  και  $30^\circ$  αντίστοιχα. Ο κανόνας μερισμού ακολουθεί κατά προσέγγιση τις γραμμές διαρροής.

Η εφαρμογή του γεωμετρικού κανόνα μερισμού των φορτίων των πλάκων στις δοκούς απεικονίζεται στο σχήμα Α.5.



Σχήμα Α.5 : Κατανομή των φορτίων πλάκας στις δοκούς

Τα φορτία που αναλαμβάνουν οι δοκοί κάθε στάθμης του κτιρίου από τις πλάκες αναφέρονται στους Πίνακες στο Παράρτημα Ζ.

Ακολούθως χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος CROSS για την επίλυση των υπερστατικών φορέων (δοκοί) και τον υπολογισμό των αντιδράσεων στα σημεία στήριξής τους (υποστυλώματα). Στις αντιδράσεις που υπολογίζονται με αυτό τον τρόπο και αποτελούν τα κατακόρυφα φορτία των υποστυλωμάτων, προστίθενται τα ίδια βάρη αυτών. Για την κάθε στάθμη, θεωρείται ως μήκος υποστυλώματος το μισό ύψος του ορόφου πάνω από την πλάκα και το μισό ύψος του ορόφου κάτω από την πλάκα. Τα αποτελέσματα των υπολογισμών παρουσιάζονται στο Παράρτημα Ζ. Τα συνολικά αποτελέσματα της κατανομής των κατακόρυφων φορτίων στα υποστυλώματα παρουσιάζονται στους πίνακες του ίδιου παραρτήματος.

Από τους πίνακες αυτούς παρατηρούμε ότι το συνολικό βάρος  $W_{ολ}$  του κτιρίου είναι:

$$W_{ολ} = W_B + W_A + W_{IΣ} = 1.794,82 \text{ kN} + 2.148,46 \text{ kN} + 2.148,46 \text{ kN} = 6.091,74 \text{ kN}$$

## 2<sup>ος</sup> τρόπος

Με την βοήθεια του προγράμματος SOFISTIK, στο οποίο έχουμε διαμορφώσει το χωρικό μοντέλο του κτιρίου, υπολογίζουμε τα κατακόρυφα φορτία βάσης των υποστυλωμάτων για τον σεισμικό συνδυασμό  $S=G_k+0.3*Q$ , τα αποτελέσματα των οποίων φαίνονται στο Παράρτημα Ζ.

Από τον πίνακα αυτό παρατηρούμε ότι συνολικό βάρος  $W_{ολ}$  του κτιρίου είναι:

$$W_{ολ}=W_B+W_A+W_{IΣ}=1.937,60 \text{ kN} + 2.318,20 \text{ kN} + 2.318,20 \text{ kN} = 6.574 \text{ kN}$$

Από τους δύο τρόπους υπολογισμού παρατηρούμε ότι τα κατακόρυφα φορτία που υπολογίζονται με την βοήθεια του προγράμματος SOFISTIK είναι δυσμενέστερα κατά 482,26 kN οπότε επιλέγουμε να χρησιμοποιήσουμε αυτά για τους υπολογισμούς των οριζόντιων σεισμικών φορτίων.

ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ  
ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ

**ΜΕΡΟΣ Β.**

**ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ**

**ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ  
ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ**

## 1. ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ)

### 1.1 Γενικά – Πεδίο εφαρμογής

Η ισοδύναμη στατική μέθοδος προκύπτει από την δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μόνο-ιδιομορφική μέθοδος). Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με την βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αυτής οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού  $\Phi_d(T)$ . Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

- Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους
- Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη την διαφραγματική λειτουργία των πλακών . Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των δύο ορόφων σε οποιαδήποτε σεισμική ζώνη και τα κτίρια σπουδαιότητας Σ3 άνω των δύο ορόφων στις σεισμικές ζώνες II και III.

Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

- Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδό τους .Η λειτουργία αυτή, αν δεν γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου .
- Η αύξηση ή μείωση  $\Delta K_t = K_{t+1} - K_t$  της σχετικής δυσκαμψίας  $K_t$  ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές  $0.35 K_t$  και  $0.50 K_t$  , αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών  $E \cdot I / h$  των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.
- Η αύξηση ή μείωση  $\Delta m_t = m_{t+1} - m_t$  της μάζας  $m_t$  ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές  $0.35 m_t$  και  $0.50 m_t$  αντίστοιχα. Από τον έλεγχο του κριτηρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου.

Στο συγκεκριμένο κτίριο δεν υπάρχουν εκτεταμένα κενά, έχουμε ομαλή μεταβολή των μαζών από όροφο σε όροφο, τα πατώματα είναι από σπλισμένο σκυρόδεμα, οπότε μπορούν να λειτουργήσουν διαφραγματικά, και σύμφωνα με τα παραπάνω, είναι κανονικό, και επομένως μπορεί να εφαρμοσθεί η Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος.

## 1.2 Ισοδύναμα στατικά φορτία

Για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάση) υπολογίζεται από την σχέση:

$$V_0 = M \cdot R_d(T)$$

Όπου:

M είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής,

$R_d(T)$  είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

T είναι η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής.

Σε ορθογωνική κάτοψη, χρησιμοποιείται ο παρακάτω εμπειρικός τύπος για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου:

$$T = 0.09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H + \rho \cdot L}} \quad \text{όπου:}$$

T= η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος της μεταφορικής ταλάντωσης κατά τη θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του σεισμού. Η εξέταση αυτή θα γίνεται και ως προς τις δύο κύριες διευθύνσεις.

H= το ύψος του κτιρίου

L=το μήκος του κτιρίου κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού (χωρίς να ληφθούν υπόψη οι πρόβολοι )

$\rho$ = ο λόγος της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων (τοιχείων ) ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης, προς τη συνολική επιφάνεια υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων μαζί.

Η καθ' ύψος κατανομή σεισμικών φορτίων επιτρέπεται να γίνεται (σύμφωνα με Ε.Α.Κ.2000,για την Ισοδύναμη Στατική Μέθοδο και για κανονικά κτίρια) σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = (V_0 - V_H) \frac{m_i \cdot z_i}{\sum m_i \cdot z_i} \quad (1), \quad \text{όπου } i=1,2,\dots,N$$

Όπου

$m_i$  = η συγκεντρωμένη μάζα στην στάθμη i

$z_i$  = η απόσταση της στάθμης i

N = ο αριθμός των ορόφων

$V_H = 0.07 \cdot T \cdot V_0 (\leq 0.25 \cdot V_0)$  είναι μια πρόσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή

του κτιρίου όταν  $T \geq 1.0 \text{ sec}$  (δηλ σε κτίρια με μεγάλη ιδιοπερίοδο).

Η κατανομή των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με την ανωτέρω σχέση επιτρέπεται να εφαρμόζεται επίσης στις παρακάτω περιπτώσεις:

- Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1, Σ2, και Σ3 μέχρι δύο ορόφους σε οποιαδήποτε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας .
- 
- Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 μέχρι τρεις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I και II.
- 
- Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 μέχρι τέσσερις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I.

### 1.3 Υπολογισμός ιδιοπεριόδου κτιρίου

Βρίσκουμε τις ιδιοπεριόδους  $T_y$  και  $T_x$  ως προς τις κύριες διευθύνσεις Y και X αντίστοιχα:

$$T_y = 0.09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L_y}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H + \rho_y \cdot L_y}}$$

Ισχύει:  $H = 9.00\text{m}$   $L_y = 15.225\text{m}$ ,

$$\rho_y = \frac{4 \cdot (1.50\text{m} \cdot 0.30\text{m})}{8 \cdot (1.50\text{m} \cdot 0.30\text{m}) + 4 \cdot (0.30\text{m} \cdot 0.30\text{m})}$$

$\Rightarrow \rho_y = 0.45$

$$\text{άρα } T_y = 0.09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L_y}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H + \rho_y \cdot L_y}} = 0.09 \cdot \frac{9.00\text{m}}{\sqrt{15.225\text{m}}} \cdot \sqrt{\frac{9.00\text{m}}{9.00\text{m} + 0.45 \cdot 15.225\text{m}}}$$

$\Rightarrow T_y = 0.156 \text{ sec.}$

Ισχύει:  $H = 9.00\text{m}$   $L_x = 10.35\text{m}$ ,

$$\rho_x = \frac{4 \cdot (1.50\text{m} \cdot 0.30\text{m})}{8 \cdot (1.50\text{m} \cdot 0.30\text{m}) + 4 \cdot (0.30\text{m} \cdot 0.30\text{m})}$$

$\Rightarrow \rho_x = 0.45$

$$T_x = 0.09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L_x}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H + \rho_x \cdot L_x}} = 0.09 \cdot \frac{9.00\text{m}}{\sqrt{10.35\text{m}}} \cdot \sqrt{\frac{9.00\text{m}}{9.00\text{m} + 0.45 \cdot 10.35\text{m}}} \Rightarrow$$

$T_x = 0.204 \text{ sec.}$

#### 1.4 Υπολογισμός μάζας κτιρίου.

Στην παράγραφο αυτή υπολογίζουμε τη μάζα του κάθε ορόφου και τη συνολική μάζα του κτιρίου.

Σε κτίρια που υπόκεινται σε οριζόντια σεισμική δράση και με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών, επιτρέπεται η συγκέντρωση της μάζας κάθε ορόφου και της αντίστοιχης ροπής αδράνειας μάζας περί κατακόρυφο άξονα στο κέντρο βάρους του ορόφου. Οι τιμές των μαζών προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία  $G_k + \gamma_2 \cdot Q$ , όπου  $G_k$  και  $Q$  είναι οι αντιπροσωπευτικές τιμές των μόνιμων και μεταβλητών φορτίων και  $\gamma_2$  μειωτικός συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με 0.30.

Οι μάζες προκύπτουν από την διαίρεση των κατακόρυφων φορτίων των υποστυλωμάτων ανά στάθμη που υπολογίσθηκαν ανωτέρω με το συντελεστή  $g = 10 \text{ m/sec}^2$

$$\text{Μάζα Β' Ορόφου : } m_3 = \frac{W_B}{g} = \frac{1.937,6 \text{ kN}}{10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 193.76 \frac{\text{kN}}{\text{m} \cdot \text{s}^2}$$

$$\text{Μάζα Α' Ορόφου : } m_2 = \frac{W_A}{g} = \frac{2.318,20 \text{ kN}}{10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 231.82 \frac{\text{kN}}{\text{m} \cdot \text{s}^2}$$

$$\text{Μάζα ισογείου : } m_1 = \frac{W_{\Sigma}}{g} = \frac{2.318,20 \text{ kN}}{10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 231.82 \frac{\text{kN}}{\text{m} \cdot \text{s}^2}$$

η μάζα όλης της κατασκευής  $m_{\text{ολ}}$  είναι:

$$m_{\text{ολ}} = m_1 + m_2 + m_3 = 231.82 \frac{\text{KN}}{\text{m} \cdot \text{s}^2} + 231.82 \frac{\text{KN}}{\text{m} \cdot \text{s}^2} + 193.76 \frac{\text{KN}}{\text{m} \cdot \text{s}^2}$$

$$\Rightarrow m_{\text{ολ}} = 657.4 \frac{\text{KN}}{\text{m} \cdot \text{s}^2}$$

#### 1.5. Επιτάχυνση σχεδιασμού

Από τις θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους κατά  $Y$  και  $X$  που έχουν υπολογισθεί, βρίσκουμε τη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού  $\Phi_d(T)$  κατά τις διευθύνσεις  $Y$  και  $X$  αντιστοίχως, ως εξής:

Πρόκειται για απλό κτίριο κατοικιών για το οποίο ισχύουν οι ακόλουθες παραδοχές σύμφωνα με τον Ε. Α.Κ. 2000:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ( $A = 0.24 \cdot g$ )  
( $A =$  μέγιστη αναμενόμενη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους)
- Έδαφος κατηγορίας B ( $T_1 = 0.15 \text{ sec}$  και  $T_2 = 0.60 \text{ sec}$ )
- κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου Σ2 ( $\gamma_i = 1.00$ )



- συντελεστής θεμελίωσης  $\theta=1.00$  (έχω έδαφος κατηγορίας Β  $\theta=1.00$ )
- ο συντελεστής ιξώδους  $\eta$  για κτίρια από Ο.Σ είναι  $\eta=1$
- ο συντελεστής φασματικής μεγένθυσης είναι  $\beta_0=2.5$
- ο συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου είναι  $q=3.50$  για πλαισιακή λειτουργία

Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού κατά Υ:

$$T_1= 0.15 \text{ sec και } T_2= 0.60 \text{ sec είναι } T_1 < T < T_2 \Rightarrow \Phi_d(T_y) = \frac{\gamma_t * A * n * \theta * \beta_0}{q}$$

**απαιτείται :**  $\frac{\Phi_d(T_y)}{A * \gamma_i} \geq 0.25$

- $\Phi_d(T_y) = \frac{\gamma_t * A * n * \theta * \beta_0}{q} \Rightarrow \Phi_d(T_y) = \frac{1 * 0.24 * g * 1 * 2.5}{3.5} \Rightarrow$

**$\Phi_d(T_y) = 0.171g$**

πρέπει  $\frac{\Phi_d(T_y)}{A * \gamma_i} \geq 0.25 \Rightarrow \frac{0.171 * g}{0.24 * g * 1} \geq 0.25 \Rightarrow 0.71 \geq 0.25$  ΙΣΧΥΕΙ

Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού κατά Χ

$$T_1= 0.15 \text{ sec και } T_2= 0.60 \text{ sec είναι } T_1 < T < T_2 \rightarrow \Phi_d(T_x) = \frac{\gamma_t * A * n * \theta * \beta_0}{q}$$

**απαιτείται :**  $\frac{\Phi_d(T_x)}{A * \gamma_i} \geq 0.25$

- $\Phi_d(T_x) = \frac{\gamma_t * A * n * \theta * \beta_0}{q} \Rightarrow \Phi_d(T_x) = \frac{1 * 0.24 * g * 1 * 2.5}{3.5} \Rightarrow$

**$\Phi_d(T_x) = 0.171g$**

πρέπει  $\frac{\Phi_d(T_x)}{A * \gamma_i} \geq 0.25 \Rightarrow \frac{0.171 * g}{0.24 * g * 1} \geq 0.25 \Rightarrow 0.71 \geq 0.25$  ΙΣΧΥΕΙ

### 1.6 Υπολογισμός τέμνουσας βάσης

Για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάσης) υπολογίζεται από την σχέση:

$$V_o = M * R_d(T)$$

Όπου:

M είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής,

$R_d(T)$  είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

### Τέμνουσα βάσης κατά κύρια διεύθυνση Y

$$V_{0(y)} = \Phi_d(T_y) * m_{ολ} \Rightarrow V_{0(y)} = 0.171 * g * 657,4 \text{ KN} * m^{-1} * s^2 \Rightarrow V_{0(y)} = 1.127 \text{ KN}$$

### Τέμνουσα βάσης κατά κύρια διεύθυνση X

$$V_{0(x)} = \Phi_d(T_x) * m_{ολ} \Rightarrow V_{0(x)} = 0.171 * g * 657,4 \text{ KN} * m^{-1} * s^2 \Rightarrow V_{0(x)} = 1.127 \text{ KN}$$

## 1.7. Καθ' ύψος κατανομή σεισμικών φορτίων

Η καθ' ύψος κατανομή σεισμικών φορτίων επιτρέπεται να γίνεται (σύμφωνα με Ε.Α.Κ.2000, για την Ισοδύναμη Στατική Μέθοδο) σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = (V_0 - V_H) \frac{m_i * z_i}{\sum m_i * z_i} \quad (1), \quad ; \text{όπου } i=1,2,\dots,N$$

Όπου

$m_i$  = η συγκεντρωμένη μάζα στην στάθμη  $i$

$z_i$  = η απόσταση της στάθμης  $i$

$N$  = ο αριθμός των ορόφων

$V_H = 0.07 * T * V_0 (\leq 0.25 * V_0)$  είναι μια πρόσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή

του κτιρίου όταν  $T \geq 1.0 \text{ sec}$  (δηλ σε κτίρια με μεγάλη ιδιοπερίοδο).

Επειδή  $T_y = 0.156 \text{ sec}$  και  $T_x = 0.204 \text{ sec}$  πρόκειται για δύσκαμπτο κτίριο τόσο ως προς τη διεύθυνση  $-Y$  όσο και ως προς τη διεύθυνση  $-X$ , και άρα θα υπάρχει μηδενική συμμετοχή του όρου  $V_H$  κατά την εφαρμογή του τύπου (1).

Επομένως ο τύπος (1) γίνεται:

$$F_i = V_0 \frac{m_i * z_i}{\sum m_i * z_i}$$

Βρίσκουμε την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων για κάθε όροφο:

Διεύθυνση Y

Σεισμική δύναμη οροφής ισογείου :

$$F_{y1} = V_{0(y)} * \frac{m_1 * z_1}{m_1 * z_1 + m_2 * z_2 + m_3 * z_3} =$$

$$= 1.127 * \frac{231.82 \text{ KN} * m^{-1} * s^2 * 3.00 \text{ m}}{231.82 \text{ KN} * m^{-1} * s^2 * 3.00 \text{ m} + 231.82 \text{ KN} * m^{-1} * s^2 * 6.00 \text{ m} + 193.76 \text{ KN} * m^{-1} * s^2 * 9.00 \text{ m}}$$

$$=F_{y1} = 161.41 \text{ kN}$$

Σεισμική δύναμη οροφής Α' ορόφου:

$$F_{y2} = V_{0(y)} * \frac{m_2 * z_2}{m_1 * z_1 + m_2 * z_2 + m_3 * z_3} =$$

$$= 1.127 * \frac{231.82 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 * 6.00 \text{m}}{231.82 \text{KN}^{-1} \text{s}^2 * 3.00 \text{m} + 231.82 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 * 6.00 \text{m} + 193.76 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 * 9.00 \text{m}}$$

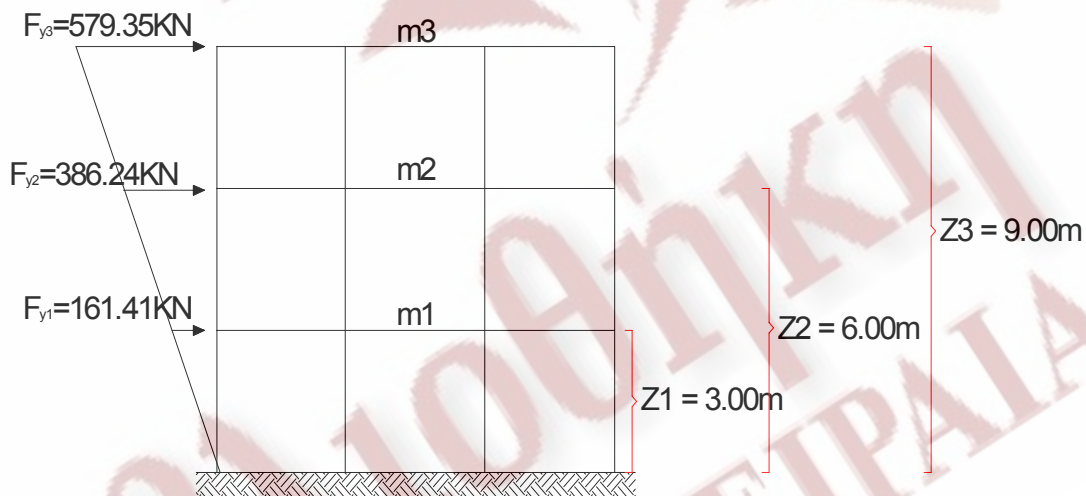
$$= F_{y2} = 386.24 \text{ kN}$$

Σεισμική δύναμη οροφής Β' ορόφου:

$$F_{y3} = V_{0(y)} * \frac{m_3 * z_3}{m_1 * z_1 + m_2 * z_2 + m_3 * z_3} =$$

$$= 1.127 * \frac{193.76 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 * 9.00 \text{m}}{231.82 \text{KN}^{-1} \text{s}^2 * 3.00 \text{m} + 231.82 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 * 6.00 \text{m} + 193.76 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 * 9.00 \text{m}}$$

$$= F_{y3} = 579.35 \text{ kN}$$



Σχήμα Β1

Διεύθυνση Χ

Σεισμική δύναμη οροφής ισογείου :

$$F_{x1} = V_{0(x)} * \frac{m_1 * z_1}{m_1 * z_1 + m_2 * z_2 + m_3 * z_3} =$$

$$= 1.127 * \frac{231.82 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 * 3.00 \text{m}}{231.82 \text{KN}^{-1} \text{s}^2 * 3.00 \text{m} + 231.82 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 * 6.00 \text{m} + 193.76 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 * 9.00 \text{m}}$$

$$= F_{x1} = 161.41 \text{ kN}$$

Σεισμική δύναμη οροφής Α΄ ορόφου:

$$F_{x2} = V_{0(x)} \cdot \frac{m_2 \cdot z_2}{m_1 \cdot z_1 + m_2 \cdot z_2 + m_3 \cdot z_3} =$$

$$= 1.127 \cdot \frac{231.82 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 \cdot 6.00 \text{m}}{231.82 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 \cdot 3.00 \text{m} + 231.82 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 \cdot 6.00 \text{m} + 193.76 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 \cdot 9.00 \text{m}}$$

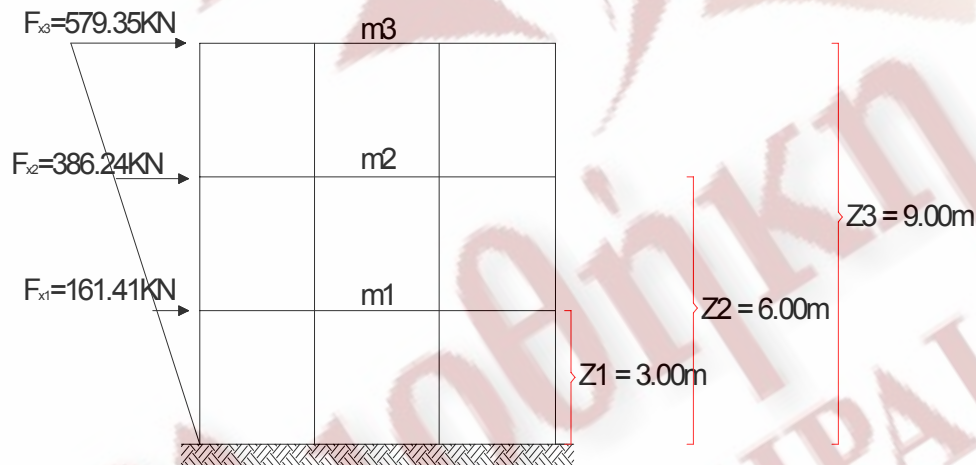
$$= F_{x2} = 386.24 \text{ kN}$$

Σεισμική δύναμη οροφής Β΄ ορόφου:

$$F_{x3} = V_{0(x)} \cdot \frac{m_3 \cdot z_3}{m_1 \cdot z_1 + m_2 \cdot z_2 + m_3 \cdot z_3} =$$

$$= 1.127 \cdot \frac{193.76 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 \cdot 9.00 \text{m}}{231.82 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 \cdot 3.00 \text{m} + 231.82 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 \cdot 6.00 \text{m} + 193.76 \text{KNm}^{-1} \text{s}^2 \cdot 9.00 \text{m}}$$

$$= F_{x3} = 579.35 \text{ kN}$$



Σχήμα Β2

### 1.8 Τυχηματική εκκεντρότητα

Για την αντιμετώπιση στρεπτικών επιπλοήσεων ενός κτιρίου, οφειλομένων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν, η μάζα  $m_i$  ή η σεισμική δύναμη  $F_i$  κάθε ορόφου θα λαμβάνεται μετατοπισμένη διαδοχικά εκατέρωθεν του κέντρου βάρους, κάθετα προς τη διεύθυνση της εξεταζόμενης οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού, σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{\pi i}$  του ορόφου  $i$

Η τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{\pi i}$  λαμβάνεται ίση με  $0.05L_i$ , όπου  $L_i$  το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.

Κατά την εφαρμογή της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου και σε κάθε διάφραγμα, τα οριζόντια σεισμικά φορτία  $F_{ix}$  και  $F_{iy}$  εφαρμόζονται διαδοχικά με τις παρακάτω εκκεντρότητες σχεδιασμού :

1. ( $\max e_{xi}$ ,  $\max e_{yi}$ )
2. ( $\max e_{xi}$ ,  $\max e_{yi}$ )
3. ( $\max e_{xi}$ ,  $\max e_{yi}$ )
4. ( $\max e_{xi}$ ,  $\max e_{yi}$ )

Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται ίση προς  $0.05L_i$ , όπου  $L_i$  το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.

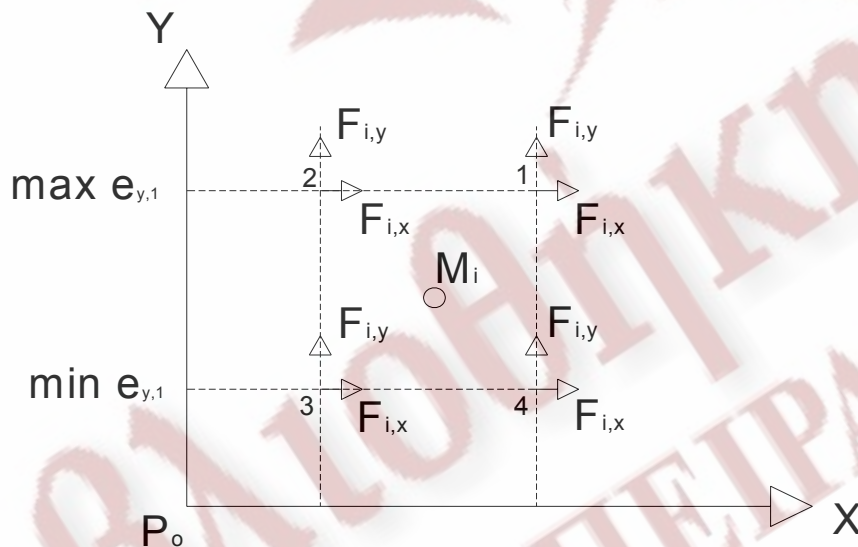
Για κύρια διεύθυνση του σεισμού κατά  $X$  το πλάτος του ορόφου είναι  $L_i=14.925\text{m}$  οπότε:

$$e_{xi}=0.05 \cdot 14.925 \text{ m} = 0.75 \text{ m}.$$

Αντίστοιχα, για κύρια διεύθυνση του σεισμού κατά  $Y$ , το πλάτος του ορόφου είναι  $L_i=10.05 \text{ m}$ , οπότε:

$$e_{yi}=0.05 \cdot 10.05 \text{ m} = 0.50 \text{ m}.$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτουν 4 περιπτώσεις ταυτόχρονης στατικής φόρτισης του συστήματος που φαίνονται στο παρακάτω σχήμα



Σχήμα Β3

Η διαστασιολόγηση θα γίνει λαμβάνοντας υπ' όψιν ότι ο σεισμός δρα ταυτόχρονα κατά τις δύο διευθύνσεις  $Y$  και  $X$ . Έτσι για το κάθε σημείο προκύπτουν 8 συνδυασμοί στατικών φορτίσεων οι οποίοι είναι :

$$F_1 = F_x + 0.30 \cdot F_y$$

$$F_2 = F_x - 0.30 \cdot F_y$$

$$F_3 = F_y + 0.30 \cdot F_x$$

$$F_4 = F_y - 0.30 \cdot F_x$$

$$F_5 = -F_x - 0.30 \cdot F_y$$

$$F_6 = -F_x + 0.30 \cdot F_y$$

$$F_7 = -F_y - 0.30 \cdot F_x$$

$$F_8 = -F_y + 0.30 \cdot F_x$$

Οι παραπάνω ποσοστιαίοι συνδυασμοί των στατικών φορτίσεων κατά Y και X εφαρμόζονται διαδοχικά με τις μέγιστες και ελάχιστες εκκεντρότητες σχεδιασμού, οπότε προκύπτουν τελικά  $4 \cdot 8 = 32$  περιπτώσεις στατικών φορτίσεων του κτιρίου για κάθε όροφο.

Σε κάθε περίπτωση τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη επαλληλίζονται αλγεβρικά με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη από την δράση των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας.

### 1.9 Κατανομή σεισμικών δυνάμεων στα υποστυλώματα ανά στάθμη

Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στις κορυφές των υποστυλωμάτων υπολογίζεται ξεχωριστά ανά σεισμικό συνδυασμό για κάθε στάθμη.

Η διαδικασία υπολογισμού της κατανομής των δυνάμεων έχει ως εξής:

Αρχικά θεωρείται ότι η σεισμική δύναμη σε κάθε στάθμη του κτιρίου εφαρμόζεται στο κέντρο βάρους (κ.β.) του ορόφου. Για την ορθότερη όμως κατανομή αυτής, η δύναμη θα διανεμηθεί στις κορυφές των υποστυλωμάτων του ορόφου ανάλογα με το κατακόρυφο φορτίο που φέρει το κάθε ένα από αυτά, σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση για την διεύθυνση Y (κατά X ισχύουν αντίστοιχα):

$$F_{jyi} = \frac{N_{i,j}}{N_j} \cdot F_{yi}$$

όπου:

$N_{i,j}$  = η αξονική στην κορυφή του i- υποστυλώματος του j- ορόφου

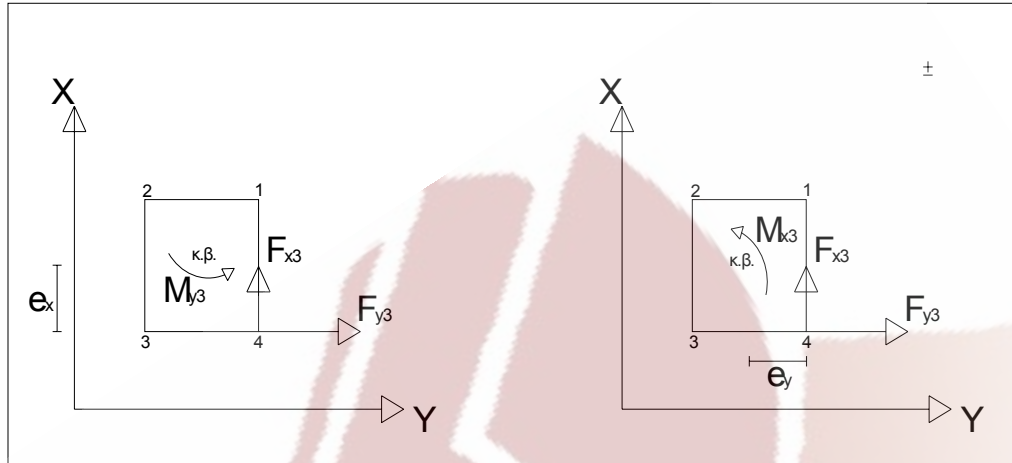
$N_j$  = η συνολική αξονική όλων των υποστυλωμάτων και τοιχείων του j- ορόφου

$F_{yi}$  = η σεισμική δύναμη του j- ορόφου ως προς την Y - διεύθυνση

$F_{jyi}$  = η σεισμική δύναμη του υποστυλώματος i ως προς την Y - διεύθυνση του j- Ορόφου

Η ροπή λόγω μεταφοράς της δύναμης από το κ.β. του ορόφου στα 4 σημεία που προκύπτουν από την τυχηματική εκκεντρότητα που ορίζει ο ΕΑΚ 2000, θα αναλυθεί σε ένα ζεύγος δυνάμεων στις πλευρές του κτιρίου που είναι παράλληλες προς την διεύθυνση της επιβαλλόμενης σεισμικής δύναμης. Για την καλύτερη κατανομή των δυνάμεων του ζεύγους, αυτές θα μοιραστούν εξίσου στα υποστυλώματα της ανάλογης πλευράς.

Για παράδειγμα, για την σεισμική φόρτιση  $E_y + 0.30 \cdot E_x$  - ΘΕΣΗ 4 στην στάθμη 3 (πλάκα οροφής 2<sup>0Y</sup> ορόφου) η κατανομή των δυνάμεων έχει ως εξής (βλέπε και παρακάτω σχέδια):



Σχήμα Β4

Όπως ήδη έχουμε υπολογίσει ισχύουν τα ακόλουθα:

Οριζόντια σεισμική δύναμη 2<sup>ο</sup>Y ορόφου κατά Y:  $F_{y3} = 579.35 \text{ kN}$

Οριζόντια σεισμική δύναμη 2<sup>ο</sup>Y ορόφου κατά X:  $0.30 \cdot F_{x3} = 0.30 \cdot 579.35 \text{ kN}$

Συνεπώς η κατανομή της σεισμικής δύναμης στις κορυφές των υποστυλωμάτων θα έχει ως εξής:

Κύρια διεύθυνση Y (συνιστώσα σεισμού  $F_{y3}$ )

Τοιχείο T1 :

$$F_{3y1} = F_{y3} \cdot \frac{N_{1,3}}{N_3} = 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{121.90 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 39.48 \text{ kN}$$

Τοιχείο T2

$$F_{3y2} = F_{y3} \cdot \frac{N_{2,3}}{N_3} = 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{181.60 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 58.82 \text{ kN}$$

Τοιχείο T3

$$F_{3y3} = F_{y3} \cdot \frac{N_{3,3}}{N_3} = 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{167.80 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 54.35 \text{ kN}$$

Τοιχείο T4

$$F_{3y4} = F_{y3} \cdot \frac{N_{4,3}}{N_3} = 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{108,60 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 35.17 \text{ kN}$$

Τοιχείο T5

$$F_{3y5} = F_{y3} \cdot \frac{N_{5,3}}{N_3} = 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{128,80 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 41.72 \text{ kN}$$

Τοιχείο T6

$$F_{3y6} = F_{y3} \cdot \frac{N_{6,3}}{N_3} = 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{216,5 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 70.12 \text{ kN}$$

Τοιχείο T7

$$F_{3y7} = F_{y3} \cdot \frac{N_{7,3}}{N_3} = 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{201,4 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 65.23 \text{ kN}$$

Τοιχείο T8

$$F_{3y8} = F_{y3} \cdot \frac{N_{8,3}}{N_3} = 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{117,50 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 38.06 \text{ kN}$$

Υποστύλωμα K1

$$F_{3yK1} = F_{y3} \cdot \frac{N_{9,3}}{N_3} = 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{96,50 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 31,25 \text{ kN}$$

Υποστύλωμα K2

$$F_{3y10} = F_{y3} \cdot \frac{N_{10,3}}{N_3} = 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{189,60 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 61.41 \text{ kN}$$

Υποστύλωμα K3

$$F_{3yT1} = F_{y3} \cdot \frac{N_{T1,3}}{N_3} = 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{173.60 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 56.23 \text{ kN}$$

Υποστύλωμα K4

$$F_{3yT2} = F_{y3} \cdot \frac{N_{T2,3}}{N_3} = 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{85,00 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 27.53 \text{ kN}$$



Η συνολική ροπή  $M_{y3}$  που δημιουργείται από την τυχηματική εκκεντρότητα της θέσης 4 ως προς το κέντρο βάρους του ορόφου λόγω της συνιστώσας της σεισμικής δύναμης κατά Y, είναι:

$$M_{y3} = F_{y3} * e_x = F_{y3} * 0,05 * L_x$$

Η ροπή αυτή θεωρείται ότι παράγεται από ζεύγος δυνάμεων  $F_{My3}$  που έχει διεύθυνση παράλληλη με τον άξονα Y. Η απόσταση μεταξύ των δυνάμεων του ζεύγους είναι το μήκος του κτιρίου κατά την διεύθυνση X.

Συνεπώς:

$$F_{My3} * L_x = F_{y3} * 0,05 * L_x \rightarrow F_{My3} = F_{y3} * 0,05 = 579,35 \text{ kN} * 0,05 = 28,97 \text{ kNm}$$

Η  $F_{My3}$  που είναι η μία δύναμη του ζεύγους κατανέμεται εξίσου στα περιμετρικά υποστυλώματα T5, T6, T7, T8 με θετικό πρόσημο (φορά προς την θετική περιοχή του άξονα Y) και στα περιμετρικά υποστυλώματα T1, T2, T3, T4 με αρνητικό πρόσημο (φορά προς την αρνητική περιοχή του άξονα Y):

$$\frac{F_{My3}}{4} = \frac{28,97 \text{ kN}}{4} = 7,23 \text{ kN}$$

Όμοια γίνεται η κατανομή των δυνάμεων στις κορυφές των υποστυλωμάτων για την συνιστώσα του σεισμού κατά την X διεύθυνση:

Κύρια διεύθυνση σεισμού X:

Τοιχείο T1 :

$$F_{3xT1} = 0,30 * F_{x3} * \frac{N_{1,3}}{N_3} = 0,30 * 579,35 \text{ kN} * \frac{121,90 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 11,84 \text{ kN}$$

Τοιχείο T2

$$F_{3xT2} = 0,30 * F_{x3} * \frac{N_{2,3}}{N_3} = 0,30 * 579,35 \text{ kN} * \frac{181,60 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 17,64 \text{ kN}$$

Τοιχείο T3

$$F_{3xT3} = 0,30 * F_{x3} * \frac{N_{3,3}}{N_3} = 0,30 * 579,35 \text{ kN} * \frac{167,80 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 16,30 \text{ kN}$$

Τοιχείο T4

$$F_{3xT4} = 0,30 * F_{x3} * \frac{N_{4,3}}{N_3} = 0,30 * 579,35 \text{ kN} * \frac{108,60 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 10,55 \text{ kN}$$

Τοιχείο T5

$$F_{3xT5} = 0.30 \cdot F_{x3} \cdot \frac{N_{5,3}}{N_3} = 0.30 \cdot 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{128,80 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 12.51 \text{ kN}$$

Τοιχείο T6

$$F_{3xT6} = 0.30 \cdot F_{x3} \cdot \frac{N_{6,3}}{N_3} = 0.30 \cdot 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{216,5 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 21.04 \text{ kN}$$

Τοιχείο T7

$$F_{3xT7} = 0.30 \cdot F_{x3} \cdot \frac{N_{7,3}}{N_3} = 0.30 \cdot 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{201,4 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 19.57 \text{ kN}$$

Τοιχείο T8

$$F_{3xT8} = 0.30 \cdot F_{x3} \cdot \frac{N_{8,3}}{N_3} = 0.30 \cdot 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{117,50 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 11.42 \text{ kN}$$

Υποστήλωμα K1

$$F_{3xK1} = 0.30 \cdot F_{x3} \cdot \frac{N_{9,3}}{N_3} = 0.30 \cdot 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{96,50 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 9.37 \text{ kN}$$

Υποστήλωμα K2

$$F_{3xK2} = 0.30 \cdot F_{x3} \cdot \frac{N_{10,3}}{N_3} = 0.30 \cdot 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{189,60 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 18.42 \text{ kN}$$

Υποστήλωμα K3

$$F_{3xK3} = 0.30 \cdot F_{x3} \cdot \frac{N_{T1,3}}{N_3} = 0.30 \cdot 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{173,60 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 16.86 \text{ kN}$$

Υποστήλωμα K4

$$F_{3xK4} = 0.30 \cdot F_{x3} \cdot \frac{N_{T2,3}}{N_3} = 0.30 \cdot 579.35 \text{ kN} \cdot \frac{85,00 \text{ kN}}{1.788,80 \text{ kN}} = 8.26 \text{ kN}$$

$$M_{x3} = F_{x3} \cdot e_y = F_{x3} \cdot 0,05 \cdot L_y$$

$$F_{Mx3} \cdot L_y = F_{x3} \cdot 0,05 \cdot L_y \rightarrow F_{Mx3} = F_{x3} \cdot 0,05 = 0,30 \cdot 579,35 \text{ kN} \cdot 0,05 = 8,69 \text{ kN}$$

Η  $F_{Mx3}$  κατανέμεται εξίσου στα περιμετρικά υποστηλώματα T1, K1 και T8 με αρνητικό πρόσημο και στα υποστηλώματα T4, K4 και T5 με θετικό πρόσημο

$$\frac{F_{Mx3}}{3} = \frac{8.69kN}{3} = 2.90 \text{ kN}$$

## 2. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

### 2.1 Προσομοίωμα υπολογισμού

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων των μελών του δομήματος από τις διάφορες δράσεις γίνεται με ελαστοπλαστική ανάλυση στο χώρο με χρήση του προγράμματος SOFiSTiK.

Ο φορέας του κτιρίου προσομοιώνεται ως χωρικό πλαίσιο αποτελούμενο από ραβδόμορφα γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (δοκοί – υποστηλώματα) και από επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία πλάκες.

Όσον αφορά τα γραμμικά στοιχεία τα διαμήκη οριζόντια μέλη του προσομοιώματος συμπίπτουν με τον άξονα των δοκών, ενώ τα κατακόρυφα με τους άξονες των υποστηλωμάτων. Ειδικότερα όσον αφορά την προσομοίωση του τοιχώματος χρησιμοποιείται κατακόρυφη ράβδος τοποθετημένη στον κεντροβαρικό άξονα του τοιχώματος.

Όσον αφορά τα επιφανειακά στοιχεία, αυτά τοποθετούνται στην κεντροβαρική επιφάνεια των πλακών.

Τα υποστηλώματα και τα τοιχεία θεωρούνται πλήρως πακτωμένα στην βάση τους.

### 2.2 Φορτία

#### 2.2.1 Μόνιμα και πρόσθετα μόνιμα φορτία $G_k$ (φόρτιση LC1)

Τα μόνιμα φορτία υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα. Τα πρόσθετα μόνιμα (επικαλύψεις και τοιχοποιίες) έχουν υπολογισθεί στο ΚΕΦ. 3.

#### 2.2.2 Κινητά φορτία $Q$ (φόρτιση LC2)

Τα κινητά φορτία έχουν υπολογισθεί στο ΚΕΦ. 3.

#### 2.2.3 Σεισμικά φορτία

Οι σεισμικές δράσεις έχουν υπολογισθεί στο ΚΕΦ. 3 . Οι 32 σεισμικοί συνδυασμοί με τις παρακάτω αριθμήσεις:

##### Σημείο 1

Φόρτιση LC 101:  $E_x+0.30 \cdot E_y$

Φόρτιση LC 102:  $E_x-0.30 \cdot E_y$

Φόρτιση LC 103:  $0.30 \cdot E_x+E_y$

Φόρτιση LC 104:  $-0.30 \cdot E_x + E_y$   
Φόρτιση LC 105:  $-E_x - 0.30 \cdot E_y$   
Φόρτιση LC 106:  $-E_x + 0.30 \cdot E_y$   
Φόρτιση LC 107:  $-0.30 \cdot E_x - E_y$   
Φόρτιση LC 108:  $0.30 \cdot E_x - E_y$

### Σημείο 2

Φόρτιση LC 201:  $E_x + 0.30 \cdot E_y$   
Φόρτιση LC 202:  $E_x - 0.30 \cdot E_y$   
Φόρτιση LC 203:  $0.30 \cdot E_x + E_y$   
Φόρτιση LC 204:  $-0.30 \cdot E_x + E_y$   
Φόρτιση LC 205:  $-E_x - 0.30 \cdot E_y$   
Φόρτιση LC 206:  $-E_x + 0.30 \cdot E_y$   
Φόρτιση LC 207:  $-0.30 \cdot E_x - E_y$   
Φόρτιση LC 208:  $0.30 \cdot E_x - E_y$

### Σημείο 3

Φόρτιση LC 301:  $E_x + 0.30 \cdot E_y$   
Φόρτιση LC 302:  $E_x - 0.30 \cdot E_y$   
Φόρτιση LC 303:  $0.30 \cdot E_x + E_y$   
Φόρτιση LC 304:  $-0.30 \cdot E_x + E_y$   
Φόρτιση LC 305:  $-E_x - 0.30 \cdot E_y$   
Φόρτιση LC 306:  $-E_x + 0.30 \cdot E_y$   
Φόρτιση LC 307:  $-0.30 \cdot E_x - E_y$   
Φόρτιση LC 308:  $0.30 \cdot E_x - E_y$

### Σημείο 4

Φόρτιση LC 401:  $E_x + 0.30 \cdot E_y$   
Φόρτιση LC 402:  $E_x - 0.30 \cdot E_y$   
Φόρτιση LC 403:  $0.30 \cdot E_x + E_y$   
Φόρτιση LC 404:  $-0.30 \cdot E_x + E_y$   
Φόρτιση LC 405:  $-E_x - 0.30 \cdot E_y$   
Φόρτιση LC 406:  $-E_x + 0.30 \cdot E_y$   
Φόρτιση LC 407:  $-0.30 \cdot E_x - E_y$   
Φόρτιση LC 408:  $0.30 \cdot E_x - E_y$

#### **2.2.4 Συνδυασμοί φορτίσεων**

Οι σεισμικοί συνδυασμοί φορτίσεων λαμβάνονται από την σχέση:

$$S_d = G_k + 0.30 \cdot Q_{\pm} + E$$

Γίνεται η ακόλουθη αρίθμηση:

Συνδυασμός LC1101:  $LC1 + 0.30 \cdot LC2 + LC101$

Συνδυασμός LC1102:  $LC1 + 0.30 \cdot LC2 + LC102$

Συνδυασμός LC1103:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC103$   
Συνδυασμός LC1104:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC104$   
Συνδυασμός LC1105:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC105$   
Συνδυασμός LC1106:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC106$   
Συνδυασμός LC1107:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC107$   
Συνδυασμός LC1108:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC108$   
Συνδυασμός LC1201:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC201$   
Συνδυασμός LC1202:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC202$   
Συνδυασμός LC1203:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC203$   
Συνδυασμός LC1204:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC204$   
Συνδυασμός LC1205:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC205$   
Συνδυασμός LC1206:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC206$   
Συνδυασμός LC1207:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC207$   
Συνδυασμός LC1208:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC208$   
Συνδυασμός LC1301:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC301$   
Συνδυασμός LC1302:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC302$   
Συνδυασμός LC1303:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC303$   
Συνδυασμός LC1304:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC304$   
Συνδυασμός LC1305:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC305$   
Συνδυασμός LC1306:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC306$   
Συνδυασμός LC1307:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC307$   
Συνδυασμός LC1308:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC308$   
Συνδυασμός LC1401:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC401$   
Συνδυασμός LC1402:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC402$   
Συνδυασμός LC1403:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC403$   
Συνδυασμός LC1404:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC404$   
Συνδυασμός LC1405:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC405$   
Συνδυασμός LC1406:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC406$   
Συνδυασμός LC1407:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC407$   
Συνδυασμός LC1408:  $LC1 + 0.30 * LC2 + LC408$

### **2.3. Επίλυση - Αποτελέσματα**

Τα δεδομένα του προγράμματος για την επίλυση του κτιρίου με την ισοδύναμη στατική μέθοδο, φαίνονται στο Παράρτημα Α.

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Παράρτημα Β και τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών στο Παράρτημα Γ.

## **3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Κ2 (ΙΣΟΓΕΙΟ)**

### **3.1 Γενικά**

Τα υποστυλώματα είναι δομικά στοιχεία των οποίων η αστοχία μπορεί να οδηγήσει την κατασκευή σε μερική ή ολική κατάρρευση. Επομένως

χρειάζονται ιδιαίτερη προσοχή κατά τον υπολογισμό, την όπλιση και την κατασκευή τους. Σε χώρες με έντονα προβλήματα σεισμού, όπως η Ελλάδα, τα υποστυλώματα καταπονούνται σε θλίψη και κάμψη με σεισμική επιπόνηση.

Σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ 2000, οι διαστάσεις της διατομής των υποστυλωμάτων πρέπει να ακολουθούν τους εξής κανόνες:

Ελάχιστη πλευρά υποστυλώματος 25 cm.

Η μικρότερη πλευρά γωνιακού υποστυλώματος πρέπει να είναι τουλάχιστον 25 cm.

Σε γωνιακά υποστυλώματα με διατομή μορφής Γ το κάθε σκέλος πρέπει να έχει πάχος τουλάχιστον 20 cm και μήκος τουλάχιστον 35 cm.

Στην πράξη, η ελάχιστη πλευρά υποστυλώματος ορθογωνικής διατομής συνήθως λαμβάνεται 30 cm γιατί τόσο προκύπτει από ελέγχους σε διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη, διάτμηση, λυγισμό, σε συνδυασμό με τις απαιτούμενες επικαλύψεις του οπλισμού.

Η επιρροή του σεισμού εκδηλώνεται με εναλλασσομένου προσήμου καμπτικές ροπές και τέμνουσες δυνάμεις. Οι καμπτικές ροπές εμφανίζουν ακραίες τιμές στην κεφαλή και τον πόδα του υποστυλώματος, ενώ στο μέσον του ύψους παρουσιάζουν τιμές σχεδόν μηδενικές.

Για να εξασφαλίζεται επαρκής πλαστιμότητα σε υποστυλώματα με αντισεισμικές απαιτήσεις, πρέπει η διατομή τους να είναι τέτοια, ώστε να πληρούνται η συνθήκη:

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c f_{cd}} \leq 0.65$$

όπου  $v_d$  = ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού

$A_c$  = η διατομή του υποστυλώματος

$F_{cd}$  = η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

Για τον υπολογισμό του οπλισμού, το υποστυλόμετρο θεωρείται ότι βρίσκεται σε διαξονική ένταση, δηλαδή στην διατομή ασκείται ορθή δύναμη με ροπές και κατά τις δύο διευθύνσεις των πλευρών της διατομής.

Τα υποστυλώματα πρέπει να οπλίζονται τόσο με διαμήκεις οπλισμούς όσο και με συνδετήρες.

Οι διαμήκεις οπλισμοί αυξάνουν κατά μικρό ποσοστό την θλιπτική αντοχή του υποστυλώματος, μειώνουν τις ερπυστικές παραμορφώσεις του σκυροδέματος που οφείλονται στη συστολή του ξήρανσης και καθιστούν το υποστυλόμετρο ικανό εκτός από το θλιπτικό φορτίο να φέρει και καμπτικές ροπές.

Για τους διαμήκεις οπλισμούς υποστυλωμάτων ο ΕΚΩΣ 2000 προβλέπει τα ακόλουθα:

Δεν επιτρέπεται η χρήση λείων ράβδων S220 ως διαμήκων οπλισμών.

Το ποσοστό του διαμήκη οπλισμού, ως προς την διατομή του σκυροδέματος του υποστυλώματος πρέπει να κυμαίνεται μεταξύ των τιμών  $\rho_{min}=1\%$  και  $\rho_{max}=4\%$ . Στην περιοχή των ενώσεων με υπερκάλυψη το ποσοστό του διαμήκη οπλισμού μπορεί να φθάσει στο 8%.

Ο ελάχιστος αριθμός διαμήκων ράβδων για ορθογωνικά υποστυλώματα είναι 4.

Οι διαμήκεις οπλισμοί πρέπει να διατάσσονται κατά μήκος της περιμέτρου της διατομής, ώστε η απόστασή τους να μην υπερβαίνει τα 20 cm και πρέπει να συγκρατούνται από συνδετήρες. Εξάιρεση αποτελούν τα υποστυλώματα με πλευρά 30 cm, όπου επιτρέπεται να τοποθετούνται ράβδοι μόνο στις γωνίες.

Η ελάχιστη διάμετρος των διαμήκων ράβδων είναι  $\Phi 14$  mm. Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση το πολύ δύο διαφορετικών διαμέτρων ράβδων στο ίδιο υποστυλώμα και πρέπει  $\Phi_{L,min} \geq 2/3 \Phi_{L,max}$ , όπου  $\Phi_L$  η διάμετρος του διαμήκους οπλισμού.

### 3.2 Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού υποστυλώματος K2 (Ισόγειο)

Ως παράδειγμα υπολογισμού του οπλισμού υποστυλώματος που καταπονείται με διαξονική ένταση επιλέγεται το υποστυλώμα K2 (beam 2418) στην στάθμη του ισόγειου. Οι διαστάσεις του υποστυλώματος είναι 30/30. Το σκυρόδεμα είναι ποιότητας C20/25 και ο χάλυβας οπλισμού S500. Οι συντελεστές ασφαλείας λαμβάνονται για το σκυρόδεμα  $\gamma_c=1.50$  και για τον χάλυβα  $\gamma_s=1.15$ .

Στο Παράρτημα Η φαίνονται τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν το συγκεκριμένο υποστυλώμα σύμφωνα με την επίλυση που προηγήθηκε με εφαρμογή της ισοδύναμης στατικής μεθόδου, για τους συνδυασμούς φορτίσεων LC 1101 έως LC 1408.

Τα εντατικά μεγέθη στη στάθμη 0 αφορούν τον πόδα του υποστυλώματος και στην στάθμη 3 την κεφαλή του.

Στο Τεύχος Υπολογισμών του Παραρτήματος Η περιλαμβάνονται οι υπολογισμοί οπλισμού του υποστυλώματος σε κάθε ένα από τους 32 συνδυασμούς φόρτισης με σεισμό. Οι υπολογισμοί πραγματοποιούνται ξεχωριστά για τον πόδα και την κεφαλή του υποστυλώματος ανά συνδυασμό.

Από το Τεύχος Υπολογισμών παρατηρούμε ότι επειδή  $\omega_{tot} = 0,10$  σε όλες τις περιπτώσεις, επιλέγεται σε κάθε συνδυασμό ο ίδιος διαμήκης οπλισμός ( $4\Phi 16 = 8,04 \text{ cm}^2$ ).

Το αποτέλεσμα αυτό είναι αναμενόμενο διότι όπως προκύπτει από την επίλυση τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν το υποστύλωμα K2, αλλά και τα υπόλοιπα υποστυλώματα K1, K3 και K4 είναι πολύ μικρότερα των αντιστοίχων μεγεθών με τα οποία καταπονούνται τα τοιχώματα. Δηλαδή προκύπτει ότι σε κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα φέροντα οργανισμού, αποτελούμενο από πλαίσια και τοιχώματα, τα τοιχώματα παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό των εντάσεων.

### 3.3 Έλεγχος υποστυλώματος σε διάτμηση- Γενικά

Οι διαμήκεις οπλισμοί πρέπει να συγκρατούνται από πυκνούς συνδετήρες, με μικρή κατά το δυνατόν διάμετρο (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000§ 18.4.4.1).

Σκοπός των πυκνών συνδετήρων είναι:

- Να εξασφαλίζουν ικανοποιητική πλαστιμότητα.
- Να βελτιώνουν την συνάφεια σκυροδέματος – διαμήκων οπλισμών
- Να αποτρέπουν το ενδεχόμενο λυγισμού των διαμήκων ράβδων.
- Να εξασφαλίζουν επαρκή διατμητική αντοχή.

Γενικά, η διάμετρος του εγκάρσιου οπλισμού δεν πρέπει να είναι μικρότερη από 6mm ή από το  $\frac{1}{4}$  της μέγιστης διαμέτρου των διαμήκων ράβδων. Η μεταξύ τους απόσταση δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από:

- 12 φορές την ελάχιστη διάμετρο των διαμήκων ράβδων.
- Τη μικρότερη πλευρά του υποστυλώματος.
- 300mm.

Κρίσιμες περιοχές υποστυλώματος είναι οι περιοχές στις οποίες είναι πιθανός ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης ή αστοχία από συνδυασμό θλίψης και διάτμησης. Οι περιοχές αυτές είναι πάνω και κάτω από τους κόμβους σε μήκος  $l_{cr} = \max(h, H/5, 60 \text{ cm})$ , όπου  $h$  είναι το μήκος της μεγαλύτερης πλευράς της διατομής του υποστυλώματος και  $H$  είναι το καθαρό ύψος του υποστυλώματος. Κρίσιμο θεωρείται όλο το ύψος του υποστυλώματος το οποίο βρίσκεται σε επαφή με τοιχοποιία ή τοίχωμα είτε σε όλο είτε σε κάποιο τμήμα του ύψους του.

Ειδικότερα, στις κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, η διάμετρος του εγκάρσιου οπλισμού δεν μπορεί να είναι μικρότερη από 8mm ή από το  $\frac{1}{3}$  της μέγιστης διαμέτρου των διαμήκων ράβδων. Η μεταξύ τους απόσταση δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από:

- 8 φορές την ελάχιστη διάμετρο των διαμήκων ράβδων.
- 50% της μικρότερης πλευράς του υποστυλώματος.
- 100mm.

Στις κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας (§ 18.4.5) θα πρέπει να υπάρχει ικανοποιητικός οπλισμός



περίσφιξης. Η διάταξη αυτή αφορά υποστυλώματα αμιγώς πλαισιακών φορέων.

Ο οπλισμός περίσφιξης οφείλει να είναι επαρκής:

- Για την αντιστάθμιση της απώλειας εμβαδού διατομής σκυροδέματος έξω από τους συνδετήρες, μετά την υπέρβαση της κρίσιμης παραμόρφωσης του μη περισφιγμένου σκυροδέματος (αποφλοίωση),
- Για την πρόσδοση αρκετής ικανότητας πλαστικής στροφής της κρίσιμης περιοχής του υποστυλώματος (πλαστιμότητα), έτσι ώστε η στροφή αυτή να είναι συμβιβαστή με την προεκτιμηθείσα στάθμη συνολικής απορρόφησης ενέργειας του δομήματος, όπως εκφράζεται από τον δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς που έχει προεπιλεγεί.

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000 (ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β), εάν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, τότε η τέμνουσα σχεδιασμού  $V_{CD,C}$  στην διεύθυνση του κάθε πλαισίου στο οποίο ανήκει το υποστυλώμα είναι:

$$V_{CD,C} = 1.40 \cdot (M_{R,C1} + M_{R,C2}) / l_c \leq q \cdot V_{E,C}$$

Όπου:

$M_{R,C1}, M_{R,C2}$  είναι οι υπολογιστικές αντοχές σε κάμψη με αξονική δύναμη στα άκρα του υποστυλώματος, όπως ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση. Θα χρησιμοποιείται η μέγιστη από τις τιμές που προκύπτουν από δύο αντίθετες φορές της σεισμικής δράσης. (βλ. ΕΑΚ 2000 § 4.1.4.[4]).

$V_{E,C}$  είναι η σεισμική τέμνουσα του υποστυλώματος

$l_c$  είναι το μήκος του υποστυλώματος

### 3.4. Τέμνουσα σχεδιασμού

Κατά τον υπολογισμό των ροπών αντοχής  $M_{R,1z}, M_{R,2z}$  για σεισμική δράση στην διεύθυνση  $y$  θεωρείται ότι το υποστυλώμα καταπονείται σε μονοαξονική κάμψη. Είναι προφανές ότι επειδή οι οπλισμοί στην κεφαλή και στον πόδα του υποστυλώματος είναι ίδιοι ισχύει:  $M_{R,1z} = M_{R,2z}$ .

Για τον υπολογισμό λαμβάνονται τα εντατικά μεγέθη από τον συνδυασμό LC 1101 στον πόδα του υποστυλώματος.

Το μηχανικό ποσοστό οπλισμού  $\omega_{tot}$  για  $4\Phi 16$  ( $A_{stot}=8.04 \text{ cm}^2$ ) είναι:

$$\omega_{tot} = \frac{A_{stot} \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{8.04 \text{ cm}^2 \cdot 500 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.5}{30 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 20 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.15} = 0.29$$

Η ανηγμένη αξονική δύναμη στο υποστύλωμα είναι:  $v_d = -0.516$

Για  $v_d = -0.516$ ,  $\omega_{tot} = 0.29$ ,  $\frac{d_1}{h} = \frac{3cm}{30cm} = 0.10$  από Παράρτημα Ι, ΠΙΝ. 29-12  $\Rightarrow$   
 $\mu_{sdz} = 0.20$ ,

Οπότε οι ροπές  $M_{R,1z}, M_{R,2z}$  θα είναι:

$$M_{R,1z} = M_{R,2z} = \mu_{sd} * b * h^2 * f_{cd} = 0.20 * 0.30 \text{ m} * 0.30^2 \text{ m}^2 * \frac{20 * 10^3 \text{ kN}}{1.5 \text{ m}^2} = 72 \text{ kNm}$$

Η σεισμική τέμνουσα του υποστυλώματος λόγω του συνδυασμού LC1101 είναι  $Q_y = -10.08 \text{ kN}$  και επομένως η τέμνουσα σχεδιασμού κατά την διεύθυνση  $y$  είναι:

$$V_{CD,y} = 1.40 * (M_{R,y1} + M_{R,y2}) / l_c = \frac{1.40 * 2 * 72 \text{ kNm}}{3.00 \text{ m}} = 67.20 \text{ kN} \leq q * V_{E,y} = 3.5 * 10.08 \text{ kN} = 35.28 \text{ kN} \Rightarrow V_{CD,y} = 35.28 \text{ kN}$$

Με ανάλογο τρόπο υπολογίζεται η τέμνουσα σχεδιασμού στη διεύθυνση  $z$ :

Η σεισμική τέμνουσα του υποστυλώματος λόγω του συνδυασμού LC1101 είναι  $Q_z = -3.94 \text{ kN}$  και επομένως η τέμνουσα σχεδιασμού κατά την διεύθυνση  $z$  είναι:

$$V_{CD,z} = 1.40 * (M_{R,z1} + M_{R,z2}) / l_c = \frac{1.40 * 2 * 72 \text{ kNm}}{3.00 \text{ m}} = 67.20 \text{ kN} \leq q * V_{E,y} = 3.5 * 3.94 \text{ kN} = 13.79 \text{ kN} \Rightarrow V_{CD,z} = 13.79 \text{ kN}$$

Επειδή  $V_{CD,y} > V_{CD,z}$ , είναι προφανές ότι ο έλεγχος σε διάτμηση κατά  $y$  καλύπτει τη δυσμενέστερη περίπτωση.

### 3.5 Υπολογισμός οπλισμού διάτμησης

Η τέμνουσα δύναμη αντοχής  $V_{Rd1}$  μιας διατομής σκυροδέματος που οφείλεται στην εξάντληση της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος δίνεται από την σχέση 11.2 της παραγράφου 11.1.2.1 του ΕΚΩΣ:

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} * k * (1.2 + 40 * \rho_l) + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d$$

Όπου:  $b_w$  η διάσταση του Κ2 κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμικής Δράσης ( $b_w = 0.30 \text{ m}$ )

$d$  το στατικό ύψος κατά την διεύθυνση της εξεταζόμενης σεισμικής δράσης ( $d = 0.27 \text{ m}$ )

$T_{Rd}$  η διατμητική αντοχή. Για C20/25 από Παράρτημα Ι, Πίνακας 9.1,

$$\tau_{Rd}=0.26\text{N/mm}^2$$

$$\kappa=1.6-d\geq 1$$

$$\kappa = 1.6 - d = 1.6 - 0.27 = 1.33 \geq 1. \text{ Συνεπώς : } \kappa=1.33$$

$\rho_l$  = ποσοστό εφελκυσμένου οπλισμού που αγκυρώνεται πέραν της διατομής, την οποία ελέγχουμε σε διάτμηση

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{4\Phi 16}{30\text{cm} * 27\text{cm}} = \frac{8.04\text{cm}^2}{30\text{cm} * 27\text{cm}} = 0.01$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{617.5\text{kN}}{0.30\text{m} * 0.30\text{m}} \Rightarrow \sigma_{cp}=6861.10 \text{ kN/m}^2$$

Άρα:

$$V_{Rd1} = [0.26 * 10^3 \text{ kN/m}^2 * 1.33 * (1.2 + 40 * 0.01) + 0.15 * 6861.1 \text{ kN/m}^2] * 0.30\text{m} * 0.27\text{m} \Rightarrow \\ \Rightarrow V_{Rd1}=128.86 \text{ kN}$$

Επειδή  $V_{CD,y}=35.28 \text{ kN} < V_{Rd1}=128.86 \text{ kN}$ , δεν τοποθετείται ιδιαίτερος οπλισμός διάτμησης. Τοποθετείται όμως ο ελάχιστος οπλισμός που προβλέπεται από τον κανονισμό.

Κρίσιμες περιοχές υποστυλώματος :

$$l_{cr} = \max(h, H/5, 60 \text{ cm}) = \max(30 \text{ cm}, 300/5 \text{ cm}, 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}.$$

### 3.5.1 Οπλισμός διάτμησης εντός κρίσιμων περιοχών

Σύμφωνα με την παράγραφο 18.4.4.1 του ΕΚΩΣ, εντός κρίσιμων περιοχών, η ελάχιστη διάμετρος του εγκάρσιου οπλισμού  $\Phi_w$ , πρέπει να είναι:

$$\min \Phi_w = \max \{8\text{mm}, \max\Phi_L/3\} = \max\{8\text{mm}, 16 \text{ mm}/3\} = 8 \text{ mm}$$

Η μεταξύ των συνδετήρων απόσταση  $S$  πρέπει να είναι:

$$\max S = \min\{8\min\Phi_L, \min b/2, 100\text{mm}\} = \min\{8 * 16\text{mm}, 300\text{mm}/2, 100\text{mm}\} = \\ = \min\{128\text{mm}, 150\text{mm}, 100\text{mm}\} \Rightarrow \max S = 100 \text{ mm}$$

Άρα εντός των κρίσιμων περιοχών επιλέγονται συνδετήρες  $\Phi 8/10$ .

### 3.5.2 Οπλισμός διάτμησης εκτός κρίσιμων περιοχών

Σύμφωνα με την παράγραφο 18.4.4.1 του ΕΚΩΣ, εκτός κρίσιμων περιοχών, η ελάχιστη διάμετρος του εγκάρσιου οπλισμού  $\Phi_w$ , πρέπει να είναι:

$$\min \Phi_w = \max \{6\text{mm}, \max\Phi_L/4\} = \max\{6\text{mm}, 16\text{mm}/4\} = 6 \text{ mm}$$

Η μεταξύ των συνδετήρων απόσταση  $S$  πρέπει να είναι:

$$\begin{aligned} \max S &= \min\{12\min\{\Phi_L, \min b, 300\text{mm}\}\} = \min\{12 \cdot 16 \text{ mm}, 300 \text{ mm}, 300 \text{ mm}\} \\ &= \\ &= \min\{192 \text{ mm}, 300 \text{ mm}, 300 \text{ mm}\} \Rightarrow \max S = 192 \text{ mm} \end{aligned}$$

Άρα εκτός των κρίσιμων περιοχών θα ήταν αποδεκτό να επιλεγούν συνδετήρες  $\Phi 6/19$ .

Τελικά στην πράξη τοποθετούνται συνδετήρες  $\Phi 8/15$  στις μη κρίσιμες περιοχές του υποστυλώματος K2.

### 3.6 Έλεγχος σε λοξή θλίψη

Σύμφωνα με την παράγραφο 11.2.2 του ΕΚΩΣ οι διαστάσεις του κορμού της διατομής πρέπει να είναι τέτοιες ώστε:

$$V_{sd} < V_{Rd2}$$

$$V_{sd} = V_{CD,y} = 35.28 \text{ kN}$$

Η τέμνουσα δύναμη αντοχής  $V_{Rd2}$  μιας διατομής σκυροδέματος που οφείλεται στην εξάντληση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, δίνεται από την σχέση:

$$V_{Rd2} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d, \text{ όπου:}$$

$$v = 0.70 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0.50$$

Για C20/25 από Παράρτημα Ι, Πίνακας 9.1,  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$

$$v = 0.70 - \frac{20}{200} \geq 0.50 \Rightarrow v = 0.60$$

$$\text{Άρα: } V_{Rd2} = 0.5 \cdot 0.6 \cdot \frac{20 \cdot 10^3 \text{ kN}}{1.50 \text{ m}^2} \cdot 0.30 \text{ m} \cdot 0.9 \cdot 0.27 \text{ m} \Rightarrow V_{Rd2} = 291.60 \text{ kN}$$

Συνεπώς η διατομή είναι επαρκής διότι:

$$V_{sd} = V_{CD,y} = 35.28 \text{ kN} < V_{Rd2} = 291.60 \text{ kN}$$

### 3.7 Έλεγχος για οπλισμό περίσφιγξης

Στα υποστυλώματα του κτιρίου δεν απαιτείται έλεγχος για οπλισμό περίσφιγξης διότι το κτίριο εμπίπτει στις διατάξεις της παραγράφου 4.1.4.2β του ΕΑΚ (κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα) και στην

παράγραφο 18.4.4.2 του ΕΚΩΣ 2000 σύμφωνα με την οποία ο λόγος  $n_v$  της σχέσης της παραπάνω παραγράφου είναι μεγαλύτερος του 0.75.

$$n_v = \frac{\text{Τέμνουσα\_τοιχωμάτων\_στη\_βάση\_κατά\_Y}}{\text{Συνολική\_τέμνουσα\_στη\_βάση\_κατά\_Y}} = \frac{988.97kN}{1126.87kN} = 0.877 > 0.75$$

$$n_v = \frac{\text{Τέμνουσα\_τοιχωμάτων\_στη\_βάση\_κατά\_X}}{\text{Συνολική\_τέμνουσα\_στη\_βάση\_κατά\_X}} = \frac{248.39kN}{338.07kN} = 0.88 > 0.75$$

## 4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ T8 (ΙΣΟΓΕΙΟ)

### 4.1 Γενικά

Ένα κατακόρυφο στοιχείο θεωρείται τοίχωμα (Ε.Κ.Ω.Σ. § 18.5.1) όταν το μήκος του  $l_w$  είναι τουλάχιστον τετραπλάσιο του πλάτους του  $b$ .

Τα τοιχώματα διαθέτουν μεγάλη δυσκαμψία σε σύγκριση προς τα οριζόντια στοιχεία (δοκούς) με τα οποία συνδέονται σε πλαισιακή λειτουργία. Υπό οριζόντια φόρτιση τα τοιχώματα δρουν κατά κύριο λόγο σαν καμπτικοί πρόβολοι με πλήρη ή και μερική πάκτωση στην βάση, όπου και συγκεντρώνεται η κύρια καμπτική καταπόνηση. Λόγω της επιμήκους διατομής των τοιχωμάτων, η περίσφιξη της κρίσιμης περιοχής μπορεί να περιοριστεί στα άκρα της διατομής τους.

Ως κρίσιμη περιοχή (Ε.Κ.Ω.Σ § 18.5.2) θεωρείται το τμήμα του τοιχώματος μέχρι ύψους (από την θεμελίωση) τουλάχιστον ίσο με το μέγιστο των  $l_w$  και  $H_w/6$ , όπου  $H_w$  το συνολικό ύψος από την βάση έως την κορυφή του τοιχώματος.

Για τον κορμό του τοιχώματος, η ελάχιστη διάμετρος του κατακόρυφου οπλισμού  $\min\phi_L$  θα πρέπει να είναι 10mm. Η μέγιστη διάμετρος  $\max\phi_L$  των κατακόρυφων ράβδων δεν μπορεί να υπερβαίνει το 1/10 του πάχους του τοιχώματος.

Σύμφωνα με τον Ε.Κ.Ω.Σ. 2000 (§ 18.5.3β), για τον κορμό του τοιχώματος, θα πρέπει μεταξύ των ακραίων περιοχών, το συνολικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού δεν μπορεί να είναι μικρότερο από 0.0025 στις κρίσιμες περιοχές τοιχωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας και από 0.0015 εκτός των κρίσιμων περιοχών ή σε τοιχώματα χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Ο οπλισμός αυτός πρέπει να σχηματίζει με τις οριζόντιες ράβδους 2 εσχάρες, μια κοντά σε κάθε όψη του τοιχώματος, οι οποίες να συνδέονται με εγκάρσιο σιγμοειδή οπλισμό 4  $\Phi 8/\mu 2$  (S220). Σε κάθε εσχάρα η απόσταση δύο γειτονικών κατακόρυφων ράβδων θα είναι γενικώς  $S \leq 300\text{mm}$ , πλην των κρίσιμων περιοχών στη βάση τοιχωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας όπου πρέπει  $S \leq 200\text{mm}$ .

Σύμφωνα με Ε.Κ.Ω.Σ. 2000(§ 18.5.3 α), οι ακραίες περιοχές των κρίσιμων περιοχών τοιχωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας πρέπει να διαμορφώνονται και να οπλίζονται σαν περισφιγμένα υποστυλώματα σε μήκος από το άκρο του τοιχώματος τουλάχιστον  $a'=(1.5*b \text{ ή } 0.15* l_w)$  ή όπου η ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος είναι μεγαλύτερη από 0.02%. Στις ακραίες αυτές περιοχές ο κατακόρυφος οπλισμός πρέπει να είναι μεταξύ 0.01 και 0.04 της αντίστοιχης διατομής σκυροδέματος του υποτιθέμενου υποστυλώματος.

Σύμφωνα με Ε.Κ.Ω.Σ. 2000(§ 18.5.3 ), δεν επιτρέπεται η χρήση λείων χαλύβων ως κατακόρυφων οπλισμών τοιχωμάτων

Στο κτίριο υπάρχουν 8 τοιχώματα διαστάσεων  $l_w = 1.50\text{m}$  και  $b=0.30\text{m}$ . Στην συγκεκριμένη εργασία θα ελέγξουμε το τοίχωμα T8 (beam 2152).

Έλεγχος μήκους τοιχώματος:

Πρέπει :  $l_w \geq 4b \Rightarrow 1.50\text{m} \geq 4*0.30\text{m} \Rightarrow 1.50\text{m} \geq 1.20\text{m}$  (Ισχύει).

Έλεγχος πάχους τοιχώματος:

Σύμφωνα με τον Ε.Κ.Ω.Σ. 2000 ( § 18.5.1 ) , σε κάθε περίπτωση, το πάχος του τοιχώματος δεν μπορεί να είναι μικρότερο από το 1/20 του ύψους του ορόφου, εκτός αν γίνεται έλεγχος πλευρικής ευστάθειας:

$b \geq \frac{1}{20} H_w \Rightarrow 0.30\text{m} \geq \frac{1}{20} *3.00\text{m} \Rightarrow 0.30\text{m} \geq 0.15\text{m}$  (ισχύει).

Κρίσιμο ύψος τοιχώματος:

Σύμφωνα με τον Ε.Κ.Ω.Σ. 2000 ( § 18.5.2), ως κρίσιμη περιοχή τοιχώματος με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας  $H_{cr}$  θεωρείται το τμήμα του τοιχώματος μέχρι ύψους (από την θεμελίωση) τουλάχιστον ίσο με :

$H_{cr}=\max\{l_w, H_w/6\}$  όπου  $H_w$  το συνολικό ύψος από την θεμελίωση ως την Κορυφή του τοιχώματος.

Σε κάθε περίπτωση η κρίσιμη περιοχή καλύπτει ολόκληρο το ύψος του κάτω ορόφου, ενώ οι λεπτομέρειες οπλίσεως της συνεχίζονται και σε έναν τουλάχιστον υποκείμενο όροφο (υπόγειο), αν υπάρχει.

Άρα:  $H_{cr}=\max\{1.50\text{ m}, 9\text{ m} / 6\} = 1.50\text{ m} \Rightarrow H_{cr}=3\text{ m}$

#### 4.2 Έλεγχος τοιχώματος σε κάμψη

Επειδή από την ανάλυση έχουν προκύψει μικρές ροπές ως προς την μια διεύθυνση, συγκρινόμενες με τις ροπές που προκύπτουν ως προς την άλλη διεύθυνση (μικρές ροπές  $M_y$  συγκρινόμενες με τις ροπές  $M_z$ ), θα γίνει επίλυση του τοιχείου σε μονοαξονική κάμψη με ορθή δύναμη, με την ροπή σχεδιασμού

$M_{sd}$  να είναι η μεγαλύτερη που προκύπτει από τους 32 συνδυασμούς (LC1101 έως LC1408).

Για την διαστασιολόγηση θα ληφθούν υπόψη τα εντατικά μεγέθη στον πόδα του τοιχώματος διότι εκεί λαμβάνουν την μέγιστη τιμή τους.



Σχήμα Β5

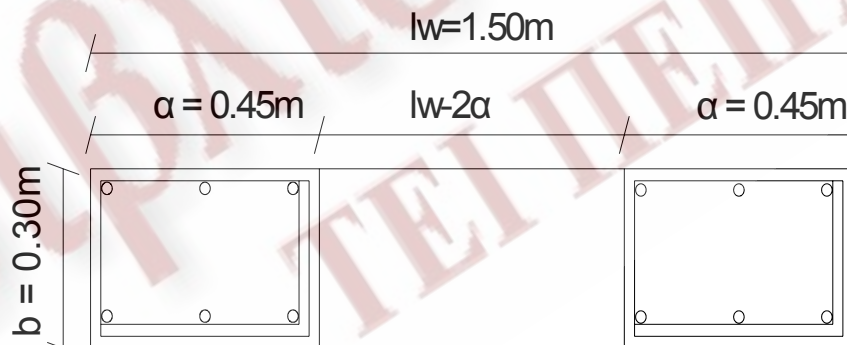
Για την όπλιση του τοιχείου γίνεται διαχωρισμός των άκρων από τον κορμό.

#### 4.2.1 Οπλισμός άκρων

Σύμφωνα με Ε.Κ.Ω.Σ. 2000(§ 18.5.3α ), οι ακραίες περιοχές των κρίσιμων περιοχών τοιχωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας πρέπει να διαμορφώνονται και να οπλίζονται σαν περισφιγμένα υποστυλώματα σε μήκος από το άκρο του τοιχώματος τουλάχιστον  $\alpha$ , όπου:

$$\alpha = \max(1.5 \cdot b, 0.15 \cdot l_w).$$

Στις ακραίες αυτές περιοχές ο κατακόρυφος οπλισμός πρέπει να είναι μεταξύ 0.01 και 0.04 της αντίστοιχης διατομής σκυροδέματος του υποτιθέμενου υποστυλώματος.



Σχήμα Β6

$$\alpha = \max \{1.5 \cdot b, 0.15 \cdot l_w\} = \max \{1.5 \cdot 30\text{cm}, 0.15 \cdot 150\text{cm}\} = 0.45 \text{ m}$$

Στο Παράρτημα Θ παρουσιάζονται όλες οι  $M_{sd}$ , από όπου προκύπτουν:

Βάση τοιχείου :  $\max M_{sd} = 1.164,55 \text{ kNm}$   
Δυσμενέστερη φόρτιση : LC 1205

Συνεπώς για την βάση του τοιχείου ισχύουν τα εξής:

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b * h^2 * f_{cd}} = \frac{1.164,55 \text{ kNm}}{0.30 \text{ m} * (1.50 \text{ m})^2 * \frac{20 * 10^3 \text{ kN}}{1.5 \text{ m}^2}} \Rightarrow \mu_{sd} = 0.129$$

$$v_d = \frac{N_d}{b * h * f_{cd}} = \frac{772,20 \text{ kN}}{0.30 \text{ m} * 1.50 \text{ m} * \frac{20 * 10^3 \text{ kN}}{1.5 \text{ m}^2}} = 0.13, \text{ όπου το } N_d \text{ από LC1205}$$

Για την επιλογή του διαγράμματος αλληλεπίδρασης, βάσει του οποίου θα γίνει η διαστασιολόγηση σε κάμψη, απαιτείται γνώση του  $d_1$ , δηλαδή της απόστασης του κέντρου βάρους των κατακόρυφων οπλισμών του ενός άκρου από την πλησιέστερη ακραία ίνα της διατομής του σκυροδέματος. Αν αγνοηθεί ο οπλισμός του κορμού του τοιχείου και θεωρηθεί ότι οι οπλισμοί των ενισχυμένων άκρων είναι περίπου ομοιόμορφα κατανεμημένοι σε αυτά τότε ισχύει:

$$d_1 = \frac{a}{2} = \frac{45 \text{ cm}}{2} = 22.50 \text{ cm}$$

Συνεπώς:

$$\frac{d_1}{h} = \frac{d_1}{l_w} = \frac{22.5 \text{ cm}}{150 \text{ cm}} = 0.15$$

για  $v_d = 0.13$ ,  $\mu_{sd} = 0.129$ ,  $\frac{d_1}{h} = 0.15$  από Παράρτημα Ι, ΠΙΝΑΚΑΣ 29-13  $\Rightarrow \omega_{tot} \approx 0.3$

Συνεπώς η διαστασιολόγηση θα γίνει με  $\omega_{tot} = 0.3$ .

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.3 * 30 \text{ cm} * 150 \text{ cm} * \frac{\frac{20 * 10^3}{1.5}}{500 * 10^3} \Rightarrow A_{s,tot} = 41.4 \text{ cm}^2$$

Ο οπλισμός που προέκυψε από την ανωτέρω σχέση πρέπει να κατανεμηθεί ισομερώς στα δύο εσωτερικά υποστυλώματα του τοιχείου:

$$41.4 \text{ cm}^2 / 2 = 20.70 \text{ cm}^2 \text{ ανά υποσύλωμα}$$

Επιλέγονται 8Φ20 (25.12 cm<sup>2</sup>) ανά υποσύλωμα

Έλεγχος διαμέτρου ράβδων οπλισμού: Η διάμετρος των ράβδων οπλισμού θα πρέπει σύμφωνα με Ε.Κ.Ω.Σ. 2000 (§18.5.3α) να ικανοποιεί την σχέση:



$$10 \text{ mm} \leq \Phi_L \leq \frac{b}{10} \Rightarrow 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \leq \frac{300}{10} \text{ mm} \Rightarrow 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm}$$

(Ισχύει).

Έλεγχος μέγιστης αποστάσεως ράβδων οπλισμού:

Κατά την διεύθυνση X η απόσταση μεταξύ των ράβδων είναι:

$$(a - 2 * \text{επικάλυψη} - 2 * \Phi \text{ συνδετήρα} - 4 * \Phi 20) / 3 =$$

$$= (45 \text{ cm} - 2 * 3 \text{ cm} - 2 * 1 \text{ cm} - 4 * 2 \text{ cm}) / 3 = 9.67 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \text{ (Ισχύει),}$$

Κατά την διεύθυνση Y η απόσταση μεταξύ των ράβδων είναι:

$$(b - 2 * \text{επικάλυψη} - 2 * \Phi \text{ συνδετήρα} - 2 * \Phi 20) =$$

$$= (30 \text{ cm} - 2 * 3 \text{ cm} - 2 * 1 \text{ cm} - 2 * 2 \text{ cm}) = 18 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \text{ (Ισχύει),}$$

Έλεγχος ελάχιστης-μέγιστης ποσότητας οπλισμού:

Για κάθε ακραίο κρυφό υποστύλωμα θα πρέπει σύμφωνα με Ε.Κ.Ω.Σ. 2000(§ 18.5.3β):

$$0.01 \leq \frac{\Sigma A_s}{a * b} \leq 0.04 \Rightarrow$$

$$0.01 \leq \frac{8\Phi 20}{30 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} \leq 0.04 \Rightarrow 0.01 \leq \frac{25.12 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} \leq 0.04 \Rightarrow$$

$$0.01 \leq 0.021 \leq 0.04 \text{ (Ισχύει).}$$

Έλεγχος στο ποσοστό οπλισμού ανά πλευρά ακραίου υποστυλώματος:

Πρέπει  $\rho_{\text{παραι}} \geq 0.004$

$$\rho_{\text{παραι}} = \frac{4\Phi 20}{30 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} = \frac{12.56 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} = 0.009 \geq 0.004 \text{ (Ισχύει)}$$

$$\rho_{\text{παραι}} = \frac{2\Phi 20}{30 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} = \frac{6.28 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} = 0.004 \geq 0.004 \text{ (Ισχύει)}$$

#### 4.2.2 Οπλισμός κορμού

Στον κορμό του T8 πρέπει να τοποθετηθεί κατακόρυφος οπλισμός με διατομή  $\Sigma A_s$  τουλάχιστον :

$$\frac{\Sigma A_s}{b * (l_w - 2 * a)} \geq 0.0025 \Rightarrow \frac{\Sigma A_s}{30 \text{ cm} * (150 \text{ cm} - 2 * 45 \text{ cm})} \geq 0.0025 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \Sigma A_s \geq 4.50 \text{ cm}^2 \text{ (σύνολο και στις δύο παρειές)}$$

Επιλέγονται 6Φ10 (4.71cm<sup>2</sup>), τα οποία διανέμονται στις δύο όψεις του κορμού (3Φ10 ανά παρειά)

Για τον κορμό του τοιχώματος, η ελάχιστη διάμετρος του κατακόρυφου οπλισμού  $\min\Phi_L$  θα πρέπει να είναι 10mm. Η μέγιστη διάμετρος  $\max\Phi_L$  των κατακόρυφων ράβδων δεν μπορεί να υπερβαίνει το 1/10 του πάχους του τοιχώματος.

$\min\Phi_L = \Phi10 \geq 10\text{mm}$  (Ισχύει)

$\max\Phi_L = 10\text{ mm} \leq \frac{1}{10} * b = \frac{1}{10} * 300\text{ mm} = 30\text{ mm}$  (Ισχύει)

Έλεγχος απόστασης ράβδων οπλισμού κορμού:

$$\frac{l_w - 2*a' - 3*\Phi10}{3+1} = \frac{150\text{cm} - 2*45\text{cm} - 3*1\text{cm}}{3+1} = 14.25\text{cm} \leq 20\text{cm}$$
 (Ισχύει)

#### 4.2.3 Υπολογισμός σιγμοειδούς οπλισμού

Στον κορμό του τοιχώματος, τοποθετείται σιγμοειδής οπλισμός S500 με αναλογία 4Φ8 ανά τετραγωνικό μέτρο κάτοψης κορμού.

Επιφάνεια κορμού =  $(l_w - 2*a) * b = (150\text{cm} - 2*45\text{cm}) * 30\text{ cm} = 0.18\text{m}^2 \approx 0.5\text{m}^2$

Τοποθετούνται 2Φ8 S500 κατά μήκος του κορμού και ανά 50cm καθ' ύψος του κορμού.

#### 4.4 Έλεγχος περισφιγξης άκρων για κρίσιμες περιοχές

Οι ακραίες περιοχές των κρίσιμων περιοχών τοιχωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας πρέπει να διαμορφώνονται και να οπλίζονται σαν περισφιγμένα υποστυλώματα. Για τον υπολογισμό της περισφιγξως [Ε.Κ.Ω.Σ. 2000(§18.4.4.2)], θα λαμβάνεται υπ' όψιν για κάθε άκρο τοιχώματος ενεργή αξονική ίση με:

$$N_{\text{eff}} \approx \frac{2}{3} \left( \frac{N_{sd}}{2} + \frac{M_{sd}}{z} \right), \text{ όπου}$$

τα  $N_{sd}$ ,  $M_{sd}$ , θα ληφθούν από τους συνδυασμούς φορτίσεων (δηλ. από LC1101-LC1408). Για την εύρεση της ανηγμένης αξονικής  $n_d$  θα ληφθεί υπ' όψιν η δυσμενέστερη τιμή.

$z$  η απόσταση των κέντρων των περισφιγμένων ακραίων υποστυλωμάτων.

$$v_d = \frac{N_{eff}}{A_c * f_{cd}},$$

$$z = l_w - \frac{a}{2} - \frac{a}{2} = 150\text{cm} - \frac{45\text{cm}}{2} - \frac{45\text{cm}}{2} = 1.05 \text{ m}$$

Ως ενεργή αξονική θα ληφθεί η μέγιστη από τους συνδυασμούς LC 1101 έως LC 1408.

Στο Παράρτημα Θ παρουσιάζονται όλες οι  $N_{eff}$ , από όπου προκύπτει ότι η μεγαλύτερη τιμή προκύπτει από την φόρτιση LC 1205 :  $N_{eff} = -996,80 \text{ kN}$

$$v_d = \frac{N_{eff}}{A_c * f_{cd}} = \frac{996.8\text{kN}}{0.30\text{m} * 0.45\text{m} * \frac{20 * 10^3 \text{ kN}}{1.5\text{m}^2}} = 0.553$$

Έστω ότι τοποθετούνται συνδετήρες Φ10/8

Υπάρχον μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{όγκος\_κλειστών\_συνδετήρων} * f_{yd}}{\text{όγκος\_σκυροδέματος\_πυρήνα} * f_{cd}} \Rightarrow$$

$$\text{Διεύθυνση } - z : b_0 = 45 \text{ cm} - 2 * 3\text{cm} = 39 \text{ cm}$$

$$\text{Διεύθυνση } - y : b_0 = 30 \text{ cm} - 2 * 3\text{cm} = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Όγκος κλειστών συνδετήρων κατά } z : A_{sw} * 4 * 24 \text{ cm}^3$$

$$\text{Όγκος κλειστών συνδετήρων κατά } y : A_{sw} * 4 * 26 \text{ cm}^3$$

Λαμβάνεται η μικρότερη τιμή επί 2.

Συνεπώς:

$$\text{Όγκος κλειστών συνδετήρων} : A_{sw} * 4 * 24 * 2 \text{ cm}^3 = 0.79 \text{ cm}^2 * 4 * 24 \text{ cm} * 2 = 151.68 \text{ cm}^3$$

Άρα:

$$\begin{aligned} \omega_{wd} &= \frac{\text{όγκος\_κλειστών\_συνδετήρων} * f_{yd}}{\text{όγκος\_σκυροδέματος\_πυρήνα} * f_{cd}} = \\ &= \frac{151.68\text{cm}^3 * 500 * 10^3 * 1.5}{7488\text{cm}^3 * 20 * 10^3 * 1.15} = 0.661 \end{aligned}$$

Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης:

$$\omega_{wd,απ} = \frac{1}{a} 0.85 * v_{eff} * \left( 0.35 * \frac{A_c}{A_o} + 0.15 \right) - 0.035 * \frac{1}{a}$$

$$A_c = b \cdot h \Rightarrow A_c = 30 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} \Rightarrow A_c = 1350.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Διατομή σκυροδέματος πυρήνα } A_o = 39 \text{ cm} \cdot 24 \text{ cm} = 936 \text{ cm}^2$$

$$\text{Διεύθυνση } - z : b_i = b_o = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Διεύθυνση } - y : b_i = \frac{b_o \text{ cm}}{3} = \frac{39 \text{ cm}}{3} = 13 \text{ cm}$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_1^n \frac{b_i^2}{6 \cdot A_o} \Rightarrow \alpha_n = 1 - 2 \cdot \frac{24^2 \text{ cm}^2}{6 \cdot 936 \text{ cm}^2} - 6 \cdot \frac{13^2 \text{ cm}^2}{6 \cdot 936 \text{ cm}^2} \Rightarrow \alpha_n = 0.614$$

Η καθαρή απόσταση συνδετήρων καθ' ύψος  $s'$  δίνεται από την σχέση:  $s' = s - 2\Phi$ .

$$\text{Άρα: } s' = 8 \text{ cm} - 2 \cdot 1 \text{ cm} = 6 \text{ cm}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_o}\right)^2 = \left(1 - \frac{6}{2 \cdot 24}\right)^2 = 0.765$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \Rightarrow \alpha = 0.614 \cdot 0.765 \Rightarrow \alpha = 0.470$$

άρα

$$\begin{aligned} \omega_{\text{wd,σπ}} &= \frac{1}{a} \cdot 0.85 \cdot v_{\text{eff}} \cdot \left(0.35 \cdot \frac{A_c}{A_o} + 0.15\right) - 0.035 \cdot \frac{1}{a} = \\ &= \frac{1}{0.47} \cdot 0.85 \cdot 0.553 \cdot \left(0.35 \cdot \frac{1350 \text{ cm}^2}{936 \text{ cm}^2} + 0.15\right) - 0.035 \cdot \frac{1}{0.47} = 0.580 \end{aligned}$$

Επειδή ισχύει η σχέση:  $\omega_{\text{wd,σπ}} = 0.580 < \omega_{\text{wd,υπ}} = 0.661$ , οι συνδετήρες που επιλέγησαν είναι επαρκείς.

#### 4.5 Υπολογισμός μέγιστης ροπής αντοχής σύμφωνα με τον τελικό οπλισμό

Εύρεση ροπής αντοχής στη βάση του τοιχείου T8 (διεύθυνση y):  $M_{R,w0} = M_{\text{Rd}}^{\text{KAT}\Omega}$

Από τους υπολογισμούς που έχουν προηγηθεί, βρέθηκε ότι  $v_d = 0.13$  και επιλέχθηκε οπλισμός: 16Φ20+6Φ10 ( $50.24 \text{ cm}^2 + 4.71 \text{ cm}^2 = 54.95 \text{ cm}^2$ ).

$$\text{Συνεπώς: } A_{s,\text{tot}} = 54.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow \omega_{\text{tot}} \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 54.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \omega_{\text{tot}} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 150 \text{ cm} \cdot \frac{\frac{20 \cdot 10^3 \text{ KN}}{1.5 \text{ m}^2}}{\frac{500 \cdot 10^3 \text{ KN}}{1.15 \text{ m}^2}} = 54.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow \omega_{\text{tot}} = 0.40$$

Από Παράρτημα Ι, Πίνακα 29-13 και για  $\omega_{tot} = 0.40$  και  $\frac{d_1}{h} = \frac{d_1}{l_w} = 0.15$  και  $v_d = 0.13 \Rightarrow \mu_{sd} = 0.18$

$$\text{Άρα: } \frac{M_{sd}}{b * h^2 * f_{cd}} = 0.18 \Rightarrow \frac{M_{sd}}{0.30m * (1.50m)^2 * \frac{20 * 10^3 \text{ KN}}{1.5 \text{ m}^2}} = 0.18 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 1600.00 \text{ kNm}$$

$$\text{Άρα: } M_{Rd}^{KAT\Omega} = 1600.00 \text{ kNm}$$

#### 4.6 Τέμνουσα σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000 (ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β.1.4[2]), η τέμνουσα σχεδιασμού της περιοχής πλαστικής άρθρωσης που είναι πιθανό να δημιουργηθεί στην θέση της μέγιστης ροπής, δηλ. εν γένει στην βάση του τοιχείου, θα υπολογίζεται από την καμπτική υπεραντοχή της πλαστικής άρθρωσης ως εξής:

$$V_{CD,wo} = \alpha_{CD} * V_{E,wo}, \text{ με } \alpha_{CD} = \gamma_{Rd} * \frac{M_{R,wo}}{M_{E,wo}} \leq q, \text{ όπου}$$

$\gamma_{Rd}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής που θα λαμβάνεται ίσος με 1.30 για συνήθεις χάλυβες

$M_{E,wo}$  είναι η μέγιστη ροπή που προκύπτει από την σεισμική δράση στη διατομή της πλαστικής άρθρωσης [βάση, (από  $M_z$ )]

$V_{E,wo}$  είναι η μέγιστη τέμνουσα που προκύπτει από την σεισμική δράση στη διατομή της πλαστικής άρθρωσης [βάση, (από  $Q_y$ )]

$M_{R,wo}$  είναι η υπολογιστική αντοχή σε κάμψη με αξονική δύναμη της ίδιας διατομής, υπολογιζόμενη σύμφωνα με την §4.1.4[4].

Η ροπή αντοχής στην βάση του τοιχείου έχει βρεθεί ότι είναι :

$$M_{R,wo} = 1600.00 \text{ kNm}$$

Στο Παράρτημα Θ παρουσιάζονται οι τιμές των  $M_z$  και  $Q_y$  που προέκυψαν από την επίλυση του προγράμματος για τους συνδυασμούς LC 101 έως LC 408.

Επίσης στον ίδιο πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή  $\alpha_{CD}$  καθώς και της μέγιστης τέμνουσας  $V_{CD,wo}$  που προκύπτει από κάθε σεισμική δράση στην βάση του τοιχείου.

Διαπιστώνουμε ότι η δυσμενέστερη τιμή της  $V_{CD,W0}$  προκύπτει για την φόρτιση LC 302. Επομένως η τέμνουσα σχεδιασμού είναι :  $V_{sd,0}=V_{CD,W0}=582,20 \text{ kN}$

#### 4.7 Ελεγχος σε λοξή θλίψη

Σύμφωνα με την παράγραφο 11.2.2 του ΕΚΩΣ, οι διαστάσεις της διατομής του τοιχώματος πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να ισχύει:

$$V_{sd,0} < V_{Rd2}$$

Η τέμνουσα δύναμη αντοχής  $V_{Rd2}$ , δίνεται από την σχέση:

$$V_{Rd2} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d, \text{ όπου:}$$

$$v = 0.70 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0.50$$

Για C20/25 από Παράρτημα Ι, Πίνακα 9.1,  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$

$$v = 0.70 - \frac{20}{200} \geq 0.50 \Rightarrow v = 0.60$$

$$\text{Άρα: } V_{Rd2} = 0.5 \cdot 0.6 \cdot \frac{20 \cdot 10^3 \text{ kN}}{1.50 \text{ m}^2} \cdot 0.30 \text{ m} \cdot 0.9 \cdot 1.275 \text{ m} \Rightarrow V_{Rd2} = 1377 \text{ kN}$$

Άρα ισχύει η σχέση:  $V_{sd,0} = 582,20 \text{ kN} < V_{Rd2} = 1377 \text{ kN}$

#### 4.8. Υπολογισμός οριζόντιου σπλισμού κορμού

Η τέμνουσα δύναμη αντοχής  $V_{Rd1}$  δίνεται από την σχέση:

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} \cdot \kappa \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ όπου}$$

$T_{Rd} = \eta$  διατμητική αντοχή. Για C20/25 από Παράρτημα Ι, Πίνακα 9.1,  
 $T_{Rd} = 0.26 \text{ N/mm}^2$

$$\kappa = 1.6 - d \geq 1$$

$d = \text{στατικό ύψος του τοιχείου, που θα ληφθεί ίσο με } l_w - \frac{a'}{2} = 150 \text{ cm} - \frac{45 \text{ cm}}{2} = 1.275 \text{ m}$

άρα  $\kappa = 1.6 - d = 1.6 - 1.275 = 0.325 \geq 1$  (Δεν ισχύει). Συνεπώς :  $\kappa = 1.00$ .

$\rho_i$  = ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού που αγκυρώνεται πέραν της διατομής, την οποία ελέγχουμε σε διάτμηση

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{8\Phi 20}{30cm * 127.5cm} = \frac{25.12cm^2}{30cm * 127.5cm} = 0.0066$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} \Rightarrow \sigma_{cp} = \frac{772,20kN}{0.30m * 1.50m} \Rightarrow \sigma_{cp} = 1716 \text{ kN/m}^2$$

Άρα:

$$V_{Rd1} = [0.26 * 10^3 \text{ kN/m}^2 * 1 * (1.2 + 40 * 0.0066) + 0.15 * 1716 \text{ kN/m}^2] * 0.30m * 1.275m \Rightarrow V_{Rd1} = 244.05 \text{ kN}$$

Σύμφωνα με την παράγραφο 11.2.3.2.β.II του ΕΚΩΣ η τέμνουσα που αναλαμβάνει το σκυρόδεμα  $V_{CD}$ , για κρίσιμες περιοχές τοιχωμάτων ισούται με:

$$V_{CD} = 0.7 * V_{Rd1} = 0.7 * 244.05 \text{ kN} = 170.84 \text{ kN}$$

Ο υπολογισμός των οριζόντιων οπλισμών του κορμού θα γίνει βάσει της ανίσωσης 11.5 της παραγράφου 11.2.2 (β) του ΕΚΩΣ:

$V_{wd} < V_{sd} - V_{CD}$ , όπου  $V_{wd}$  η τέμνουσα που θα αναλάβουν οι συνδετήρες

Για τον υπολογισμό της τέμνουσας που αναλαμβάνουν οι οριζόντιοι οπλισμοί, πρέπει αρχικά να καθορισθεί η τιμή του λόγου:

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{V_{sd} * l_w}$$

$$\text{Επειδή } \alpha_s = \frac{M_{sd}}{V_{sd} * l_w} = \frac{1164,55kNm}{582.20kN * 1.50m} = 1.34, \text{ πρέπει να τοποθετηθεί οριζόντιος}$$

οπλισμός κορμού ικανός να παραλάβει δύναμη  $V_{sd} - V_{cd}$ , σύμφωνα με την 11.2.3.2.β.Ι.γ.1. του ΕΚΩΣ, δηλαδή

$$V_{sd} - V_{cd} = \rho_h * f_{yd,h} * b_w * d$$

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd} \Rightarrow V_{wd} = 582,20 \text{ kN} - 170.84 \text{ kN} \Rightarrow V_{wd} = 411.36 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \frac{411.36kN * 1.15}{500 * 10^3 \text{ kN} * 0.30m * 1.275m} = 0.00247$$

Το ελάχιστο ποσοστό οριζόντιου οπλισμού κορμού τοιχείου στην κρίσιμη περιοχή είναι σύμφωνα με την παράγραφο 18.5.6 του Ε.Κ.Ω.Σ.:

$\rho_{min} = 0,0025 > 0.00247$ , άρα τοποθετείται ο ελάχιστος οριζόντιος οπλισμός. Αρκεί να τοποθετηθούν στο τοίχειο οριζόντιες ράβδοι συνολικής διατομής ανά μέτρο ύψους:

$$A_s = 0.0025 * 30 * 100 = 7.50 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Ο οπλισμός αυτός πρέπει να αποτελείται από ράβδους ελάχιστης διαμέτρου 8 mm και μέγιστης διαμέτρου  $b_w/10=3\text{mm}$ , σε αποστάσεις που δεν θα ξεπερνούν τα 200 mm (παρ. 18.5.6 του Ε.Κ.Ω.Σ.)

Τελικά τοποθετούνται οριζόντιες ράβδοι  $\Phi 8/13$ . Η συνολική διατομή ανά μέτρο ύψους των ράβδων αυτών είναι:

$$A_s = 3.87 \text{ cm}^2 * 2 = 7.74 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

#### 4.9. Ελεγχος αρμού διακοπής εργασίας

Λόγω της ασήμαντης αντοχής του σκυροδέματος σε διάτμηση στις θέσεις των αρμών διακοπής εργασίας, το ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού των τοιχείων πρέπει να είναι αρκετό για να αντικαταστήσει όλη την αντοχή του σκυροδέματος.

Το απαιτούμενο ποσοστό οπλισμού που πρέπει να διαπερνά τους αρμούς διακοπής εργασίας δίνεται στην παράγραφο 18.5.7 του Ε.Κ.Ω.Σ.

$$\rho_v = \frac{A_{s,tot}}{A_g} = \frac{(1.3 * f_{ctm} - 0.7 * \frac{N_d}{A_g})}{f_{yk}} \geq 0.0025$$

όπου:  $A_{s,tot}$  περιλαμβάνει και τον κατακόρυφο οπλισμό των ακραίων στοιχείων,  
 $A_g$  η ευρύτερη περιοχή της συνεργαζόμενης διατομής του τοιχείου συμπεριλαμβανομένων και των συνοριακών στοιχείων,  
 $N_d$  η ελάχιστη θλιπτική δύναμη του τοιχώματος θεωρούμενη θετική για θλίψη

Η ελάχιστη θλιπτική δύναμη του τοιχώματος στη βάση του προκαλείται από την δράση των μόνιμων φορτίων της κατασκευής μόνο, είναι  $N_d=791 \text{ kN}$ .

Επίσης είναι:  $f_{ctm}=0.3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}}=2.20 \text{ Mpa}$  για σκυρόδεμα ποιότητας C20/25  
 $f_{yk}=500\text{Mpa}$  για ποιότητα χάλυβα οπλισμών S500  
 $A_g=0.45 \text{ m}^2$ .

Επομένως ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός είναι:

$$A_{stot} = \frac{(1.3 * 2.20 * 10^3 * 0.45 - 0.7 * 791)}{500 * 10^3} = 0.0015 \text{ m}^2 = 15 \text{ cm}^2$$

Πρέπει:



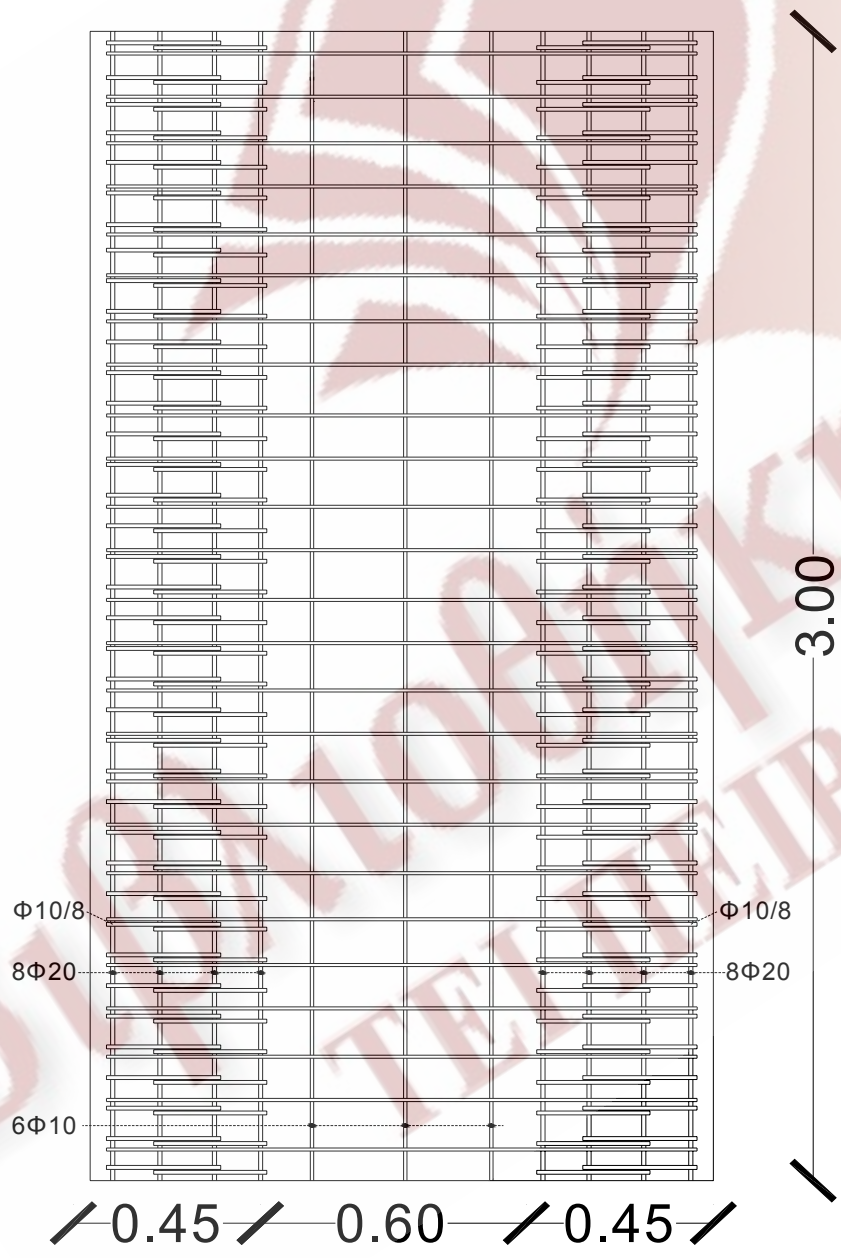
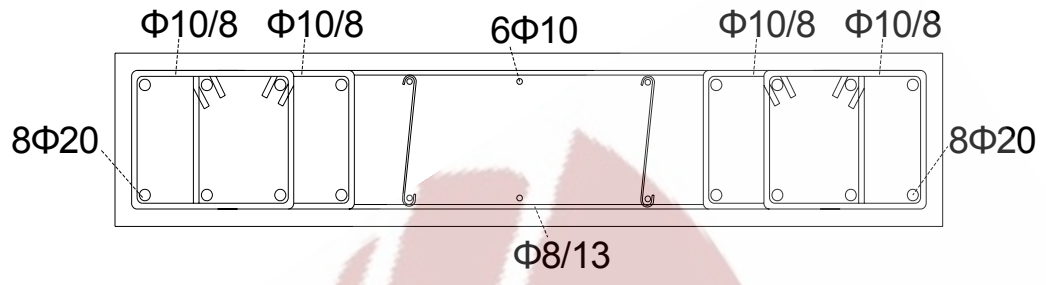
$$A_{\text{stot}} > 0.0025 * 0.45 \text{ m}^2 = 0.0011 \text{ m}^2 \text{ (Ισχύει).}$$

Ο συνολικός οπλισμός που διαπερνά τον αρμό διακοπής εργασίας στην κορυφή του ισογείου είναι 16Φ20 και 6Φ10, δηλαδή:

$$A_s = 54.95 \text{ cm}^2 > 15 \text{ cm}^2$$



ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ  
ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ



Σχήμα Β7

**ΜΕΡΟΣ Γ.**

**ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ**

**ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ  
ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ**

## 1. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

### 1.1 Γενικά

1. Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών. Πρόκειται για μέθοδο γραμμικού υπολογισμού, της οποίας η αξιοπιστία μειώνεται στις περιπτώσεις απότομων καθ' ύψος μεταβολών της αντοχής των κτιρίων.

2. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Σε γενικές γραμμές περιλαμβάνει:

α. Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.

β. Ιδιομορφική απόκριση, κατά την οποία με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης (με καθορισμένο πρόσημο).

γ. Ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο).

δ. Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο). Σε στοιχεία από οπλισμένος σκυρόδεμα οι σχέσεις τάσεων-εντατικών μεγεθών δεν είναι γραμμικές λόγω ρηγματώσης και μη-γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών. Στην περίπτωση αυτή, των τάσεων, χρησιμοποιείται ο "δυσμενής συνδυασμός" των πιθανών ταυτόχρονων εντατικών μεγεθών.

3. Στη συνήθη περίπτωση κατασκευών από το ίδιο το υλικό, επιτρέπεται η χρήση σταθερού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης  $\zeta$  για όλες τις ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος.

4. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντων (και καθέτων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για  $q = 1$  χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα  $Re(T)$  (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης  $\Theta$ ), ενώ για  $q > 1$  χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού  $Rd(T)$ .

### 1.2 Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών

1. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών  $\sum M_i$  φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας  $M$  του συστήματος.

Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής-εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Σε κτίρια με υπόγειο η παραπάνω διεπιφάνεια λαμβάνεται στην οροφή του υπογείου, ενώ σε κτίρια που θεμελιώνονται επί πασσάλων λαμβάνεται στην άνω επιφάνεια των πασσάλων. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.

2. Αν σε μερικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T = 0.03 \text{ sec}$  τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα  $M/\Sigma m_i$

3. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο  $T \geq 0.20 \text{ sec}$  λαμβάνονται πάντοτε υπόψη.

4. Για την διαστασιολόγηση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα που επιπονούνται με περισσότερα από ένα εντατικά μεγέθη, επιτρέπεται η διαστασιολόγηση με τον δυσμενέστερο από τους επόμενους συνδυασμούς εντατικών μεγεθών.

$$S = \pm S_x \pm 0,3 \cdot S_y$$

$$S = \pm 0,3 \cdot S_x \pm S_y$$

Οι ιδιομορφικές τιμές  $A_i$ ,  $B_i$  των διαφόρων μεγεθών έντασης ή μετακίνησης που προκύπτουν γραμμικά από την ιδιομορφή, διαθέτουν καθορισμένο πρόσημο, πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και ικανοποιούν τις συνθήκες ισορροπίας και συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Αντίθετα, οι πιθανές ακραίες τιμές των υπόψη μεγεθών  $e_{xA}$ ,  $e_{xB}$  δεν έχουν καθορισμένο πρόσημο, δεν πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και άρα δεν είναι δυνατόν να ικανοποιούν τις συνθήκες ισορροπίας ή συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Ο κανόνας της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας είναι διεθνώς γνωστός ως CQC- κανόνας ( Complete Quadratic Combination) και είναι αυτός που χρησιμοποιούμε για τη δυναμική ανάλυση της κατασκευής με τη βοήθεια του προγράμματος SOFISTIK. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα χρησιμοποιεί για τους υπολογισμούς τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων (ΜΠΣ).

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η κατασκευή διαιρείται σε στοιχειώδη τμήματα που συνδέονται μέσω κόμβων. Οι κόμβοι επιτρέπουν την μετατόπιση και την στροφή κατά τρόπο που να προσομοιώνει την κίνηση της πραγματικής κατασκευής. Οι δυνατότητες κίνησης των κόμβων προσδιορίζουν το σύνολο των ΒΕ του φορέα ενώ η μάζα του συστήματος συγκεντρώνεται στα επιμέρους πεπερασμένα στοιχεία με τρόπο που είναι συμβατός με την όλη δυναμική ανάλυση.

## 2. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

### 2.1 Δεδομένα

Πρόκειται για απλό κτίριο κατοικιών για το οποίο ισχύουν οι ακόλουθες παραδοχές σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ( $A=0.24 \cdot g$ )  
( $A$ = μέγιστη αναμενόμενη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους)
- Έδαφος κατηγορίας B ( $T_1= 0.15$  sec και  $T_2=0.60$  sec )
- κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου Σ2 ( $\gamma_i=1.00$ )
- συντελεστής θεμελίωσης  $\theta=1.00$  (έχω έδαφος κατηγορίας B)
- ο συντελεστής ιξώδους  $\eta$  για κτίρια από Ο.Σ. είναι  $\eta=1$
- ο συντελεστής φασματικής μεγένθυσης είναι  $\beta_0=2.5$
- ο συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου είναι  $q=3.50$  για πλαισιακή λειτουργία

Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού παραλείπεται σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 (3.1.1.5)

Για τα φορτία του προγράμματος SOFISTIC λήφθηκε υπόψη ο σεισμικός συνδυασμός :  $S=G_k+0.3 \cdot Q$ . Το συνολικό φορτίο που προέκυψε ανά πλάκα διαιρέθηκε με τον αριθμό των κόμβων της πλάκας και κατανεμήθηκε σε καθένα από αυτούς. Αναλυτικά για τα φορτία της πλάκας της οροφής του ισογείου έχω:

$$\text{Φορτία} \quad 1,5 \text{ KN/M}^2 + 0,3 \cdot 2 \text{ KN/M}^2 = 2,1 \text{ KN/M}^2$$

$$\text{Εμβαδόν πλάκας οροφής ισογείου} \quad 152,18 \text{ M}^2$$

$$\text{Συνολικό φορτίο πλάκας} \quad 2,1 \text{ KN/M}^2 \cdot 152,18 \text{ M}^2 = 319,58 \text{ KN}$$

$$\text{Αριθμός κόμβων πλάκας} \quad 364$$

$$\text{Φορτίο ανά κόμβο} \quad 319,58 \text{ KN} / 364 = 0,88 \text{ KN}$$

Αναλυτικά όλα τα δεδομένα της δυναμικής μεθόδου φαίνονται στο Παράρτημα Δ.

### 2.2 Αποτελέσματα

Τα αποτελέσματα της επίλυσης της δυναμικής μεθόδου φαίνονται στο Παράρτημα Ε.

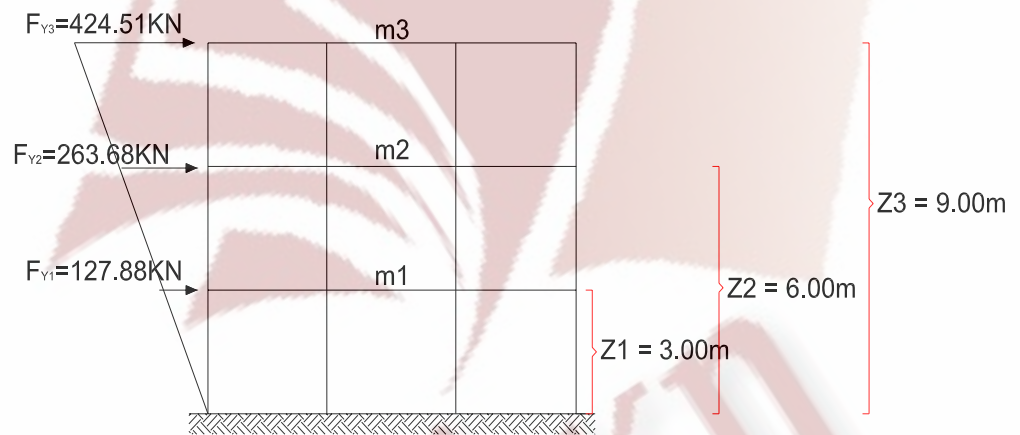
Για την παραπάνω επίλυση λήφθηκαν υπόψη οι 20 πρώτες ιδιομορφές του συστήματος. Το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών  $\Sigma m_i$  (με  $i=1, \dots, 20$ ) φθάνει στο 95% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας  $M$  του

συστήματος, σύμφωνα με των ΕΑΚ 2000 (3.4.2.1). Αναλυτικά τα ποσοστά συμμετοχής και η συνολική μάζα του συστήματος φαίνονται στο Παράρτημα Ε.

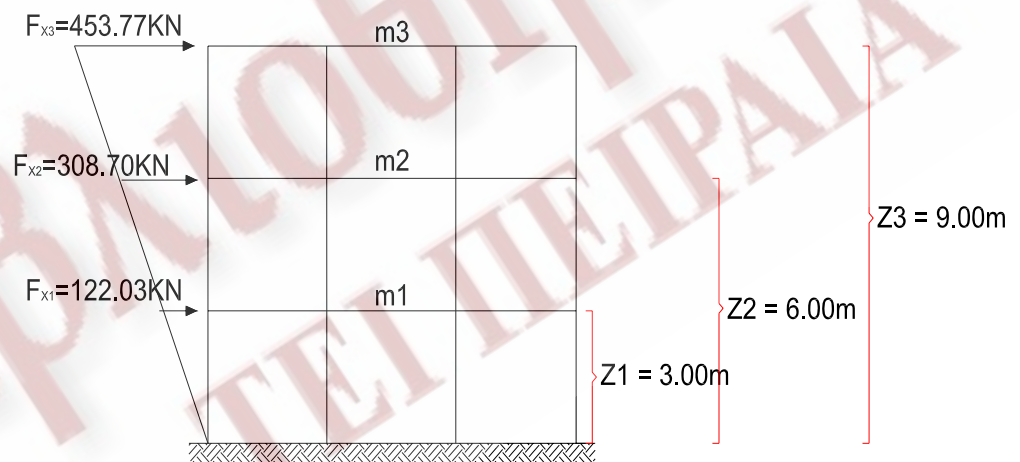
Από την επίλυση του προγράμματος προέκυψαν οι παρακάτω σεισμικές δυνάμεις ανά όροφο στη διεύθυνση Χ ΚΑΙ Ψ αντίστοιχα.

$F_{X1} = 122,03 \text{ KN}$   
 $F_{X2} = 308,70 \text{ KN}$   
 $F_{X3} = 453,77 \text{ KN}$   
 $F_{X0\lambda} = 884,50 \text{ KN}$

$F_{Y1} = 127,88 \text{ KN}$   
 $F_{Y2} = 263,68 \text{ KN}$   
 $F_{Y3} = 424,51 \text{ KN}$   
 $F_{Y0\lambda} = 816,07 \text{ KN}$



Σχήμα Γ1



Σχήμα Γ2

Τα διαγράμματα που προέκυψαν από την επίλυση της δυναμικής μεθόδου φαίνονται στο Παράρτημα ΣΤ.

### 3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Κ2 (ΙΣΟΓΕΙΟ)

#### 3.1 Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού υποστυλώματος

Για λόγους σύγκρισης διαστασιολογούμε το υποστύλωμα Κ2 (beam 2418) στην στάθμη του ισογείου, χρησιμοποιώντας όμως τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών που προέκυψαν από την στατική επίλυση με την δυναμική μέθοδο. Τα δεδομένα όσον αφορά ποιότητα υλικών και διαστάσεις διατομής είναι ίδια με αυτά που ελήφθησαν στο παράδειγμα διαστασιολόγησης με τα αποτελέσματα της ισοδύναμης στατικής μεθόδου.

Στο Παράρτημα Η φαίνονται τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν το συγκεκριμένο υποστύλωμα σύμφωνα με την επίλυση που προηγήθηκε με εφαρμογή της δυναμικής μεθόδου.

Τα εντατικά μεγέθη στη στάθμη 0 αφορούν τον πόδα του υποστυλώματος και στην στάθμη 3 την κεφαλή του.

Στο Τεύχος Υπολογισμών του ίδιου Παραρτήματος περιλαμβάνονται οι υπολογισμοί οπλισμού του υποστυλώματος σε κάθε ένα από τους 8 συνδυασμούς φόρτισης με σεισμό της δυναμικής μεθόδου. Οι υπολογισμοί πραγματοποιούνται ξεχωριστά για τον πόδα και την κεφαλή του υποστυλώματος ανά συνδυασμό.

Από το Τεύχος Υπολογισμών παρατηρούμε ότι επειδή  $\omega_{tot} = 0,10$  σε όλες τις περιπτώσεις, επιλέγεται σε κάθε συνδυασμό ο ίδιος διαμήκης οπλισμός ( $4\Phi 16 = 8,04 \text{ cm}^2$ ). Δηλαδή στην περίπτωση αυτή δεν υπάρχει διαφορά στους διαμήκεις οπλισμούς του υποστυλώματος, σε σχέση με αυτούς που προέκυψαν από την ισοδύναμη στατική μέθοδο.

#### 3.2. Τέμνουσα σχεδιασμού

Για τον υπολογισμό λαμβάνονται τα εντατικά μεγέθη από τον συνδυασμό LC 12001 στον πόδα του υποστυλώματος.

Επειδή το μηχανικό ποσοστό οπλισμού  $\omega_{tot}$  για  $4\Phi 16$  ( $A_{stot} = 8,04 \text{ cm}^2$ ) είναι ίδιο με της ισοδύναμης στατικής μεθόδου, οι ροπές  $M_{R,1z}, M_{R,2z}$  θα είναι:

$$M_{R,1z} = M_{R,2z} = 72 \text{ kNm}$$

Η σεισμική τέμνουσα του υποστυλώματος λόγω του συνδυασμού LC12001 είναι  $Q_y = 13,60 \text{ kN}$  και επομένως η τέμνουσα σχεδιασμού κατά την διεύθυνση  $y$  είναι:



$$V_{CD,y} = 1.40 \cdot (M_{R,y1} + M_{R,y2}) / l_c = \frac{1.40 \cdot 2 \cdot 72 \text{ kNm}}{3.00 \text{ m}} = 67.20 \text{ kN} \leq q \cdot V_{E,y} = 3.5 \cdot 13.60 \text{ kN} = 47.60 \text{ kN} \Rightarrow V_{CD,y} = 47.60 \text{ kN}$$

Με ανάλογο τρόπο υπολογίζεται η τέμνουσα σχεδιασμού στη διεύθυνση z:

Η σεισμική τέμνουσα του υποστυλώματος λόγω του συνδυασμού LC12001 είναι  $Q_z = 3.69 \text{ kN}$  και επομένως η τέμνουσα σχεδιασμού κατά την διεύθυνση z είναι:

$$V_{CD,z} = 1.40 \cdot (M_{R,z1} + M_{R,z2}) / l_c = \frac{1.40 \cdot 2 \cdot 72 \text{ kNm}}{3.00 \text{ m}} = 67.20 \text{ kN} \leq q \cdot V_{E,y} = 3.5 \cdot 3.69 \text{ kN} = 12.92 \text{ kN} \Rightarrow V_{CD,z} = 12.92 \text{ kN}$$

Επειδή  $V_{CD,y} > V_{CD,z}$ , είναι προφανές ότι ο έλεγχος σε διάτμηση κατά y καλύπτει τη δυσμενέστερη περίπτωση.

### 3.3 Υπολογισμός οπλισμού διάτμησης

Η τέμνουσα δύναμη αντοχής  $V_{Rd1}$  είναι:  $V_{Rd1} = 128.86 \text{ kN}$

Επειδή  $V_{CD,y} = 47.60 \text{ kN} < V_{Rd1} = 128.86 \text{ kN}$ , δεν τοποθετείται ιδιαίτερος οπλισμός διάτμησης. Τοποθετείται όμως ο ελάχιστος οπλισμός που προβλέπεται από τον κανονισμό.

#### Κρίσιμες περιοχές υποστυλώματος

$$l_{cr} = \max(h, H/5, 60 \text{ cm}) = \max(30 \text{ cm}, 300/5 \text{ cm}, 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

#### 3.3.1 Οπλισμός διάτμησης εντός κρίσιμων περιοχών

Εντός των κρίσιμων περιοχών επιλέγονται συνδετήρες  $\Phi 8/10$ .

#### 3.3.2 Οπλισμός διάτμησης εκτός κρίσιμων περιοχών

Τοποθετούνται συνδετήρες  $\Phi 8/15$  στις μη κρίσιμες περιοχές του υποστυλώματος K2.

### 3.4 Έλεγχος σε λοξή θλίψη

$$V_{sd} = V_{CD,y} = 47.60 \text{ kN}$$

Η τέμνουσα δύναμη αντοχής  $V_{Rd2}$  είναι:  $V_{Rd2}=291.60 \text{ kN}$

Συνεπώς η διατομή είναι επαρκής διότι:

$$V_{sd} = V_{CD,y} = 47.60 \text{ kN} < V_{Rd2} = 291.60 \text{ kN}$$

### 3.5 Έλεγχος για οπλισμό περίσφιγξης

Στα υποστυλώματα του κτιρίου δεν απαιτείται έλεγχος για οπλισμό περίσφιγξης διότι το κτίριο εμπίπτει στις διατάξεις της παραγράφου 4.1.4.2β του ΕΑΚ (κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα) και στην παράγραφο 18.4.4.2 του ΕΚΩΣ 2000 σύμφωνα με την οποία ο λόγος  $n_v$  της σχέσης της παραπάνω παραγράφου είναι μεγαλύτερος του 0.75.

$$n_v = \frac{\text{Τέμνουσα}_\text{τοιχωμάτων}_\text{στη}_\text{βάση}_\text{κατά}_\text{Y}}{\text{Συνολική}_\text{τέμνουσα}_\text{στη}_\text{βάση}_\text{κατά}_\text{Y}} = \frac{798.12 \text{ kN}}{816.07 \text{ kN}} = 0.978 > 0.75$$

$$n_v = \frac{\text{Τέμνουσα}_\text{τοιχωμάτων}_\text{στη}_\text{βάση}_\text{κατά}_\text{X}}{\text{Συνολική}_\text{τέμνουσα}_\text{στη}_\text{βάση}_\text{κατά}_\text{X}} = \frac{841.85 \text{ kN}}{884.50 \text{ kN}} = 0.951 > 0.75$$

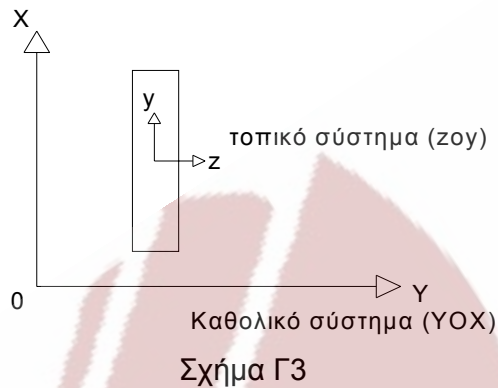
## 4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ T8 (ΙΣΟΓΕΙΟ)

Για λόγους σύγκρισης διαστασιολογούμε το τοίχωμα T8 (beam 2152) στην στάθμη του ισογείου, χρησιμοποιώντας όμως τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών που προέκυψαν από την στατική επίλυση με την δυναμική μέθοδο. Τα δεδομένα όσον αφορά ποιότητα υλικών και διαστάσεις διατομής είναι ίδια με αυτά που ελήφθησαν στο παράδειγμα διαστασιολόγησης με τα αποτελέσματα της ισοδύναμης στατικής μεθόδου. Οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν στην προηγούμενη διαστασιολόγηση και παραμένουν σε ισχύ δεν επαναλαμβάνονται για λόγους συντομίας.

### 4.1 Έλεγχος τοιχώματος σε κάμψη

Θα γίνει επίλυση του τοιχείου σε μονοαξονική κάμψη με ορθή δύναμη, με την ροπή σχεδιασμού  $M_{sd}$  να είναι η μεγαλύτερη που προκύπτει από τους 8 συνδυασμούς (LC12001 έως LC12008).

Για την διαστασιολόγηση θα ληφθούν υπόψη τα εντατικά μεγέθη στον πόδα του τοιχώματος διότι εκεί λαμβάνουν την μέγιστη τιμή τους.



Για την όπλιση του τοιχείου γίνεται διαχωρισμός των άκρων από τον κορμό.

#### 4.1.1 Οπλισμός άκρων

Στο Παράρτημα Θ παρουσιάζονται όλες οι  $M_{sd}$ , από όπου προκύπτουν:

Βάση τοιχείου :  $\max M_{sd} = 956,81 \text{ kNm}$   
 Δυσμενέστερη φόρτιση : LC 12001

Συνεπώς για την βάση του τοιχείου ισχύουν τα εξής:

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{956.81 \text{ kNm}}{0.30 \text{ m} \cdot (1.50 \text{ m})^2 \cdot \frac{20 \cdot 10^3 \text{ KN}}{1.5 \text{ m}^2}} \Rightarrow \mu_{sd} = 0.106$$

$$v_d = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{301.10 \text{ kN}}{0.30 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m} \cdot \frac{20 \cdot 10^3 \text{ kN}}{1.5 \text{ m}^2}} = 0.05, \text{ όπου το } N_d \text{ από LC12001}$$

Για  $v_d = 0.05$ ,  $\mu_{sd} = 0.106$ ,  $\frac{d_1}{h} = 0.15$  από Παράρτημα Ι, ΠΙΝΑΚΑΣ 29-13  $\Rightarrow \omega_{tot} \approx 0.2$ .

Συνεπώς η διαστασιολόγηση θα γίνει με  $\omega_{tot} = 0.2$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 150 \text{ cm} \cdot \frac{\frac{20 \cdot 10^3}{1.15}}{500 \cdot 10^3} \Rightarrow A_{s,tot} = 27.6 \text{ cm}^2.$$

Ο οπλισμός που προέκυψε από την ανωτέρω σχέση πρέπει να κατανεμηθεί ισομερώς στα δύο εσωτερικά υποστυλώματα του τοιχείου:

$$27.6 \text{ cm}^2 / 2 = 13.8 \text{ cm}^2 \text{ ανά υποστύλωμα}$$

Επιλέγονται 8Φ16 (16.08 cm<sup>2</sup>) ανά υποστύλωμα

Έλεγχος διαμέτρου ράβδων οπλισμού: Η διάμετρος των ράβδων οπλισμού θα πρέπει σύμφωνα με Ε.Κ.Ω.Σ. 2000 (§18.5.3α) να ικανοποιεί την σχέση:

$$10 \text{ mm} \leq \Phi_L \leq \frac{b}{10} \Rightarrow 10 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \leq \frac{300}{10} \text{ mm} \Rightarrow 10 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm}$$

(Ισχύει).

Έλεγχος μέγιστης αποστάσεως ράβδων οπλισμού:

Κατά την διεύθυνση y η απόσταση μεταξύ των ράβδων είναι:

$$(a - 2 * \text{επικάλυψη} - 2 * \Phi \text{ συνδετήρα} - 3 * \Phi 16) / 2 = \\ = (45 \text{ cm} - 2 * 3 \text{ cm} - 2 * 1 \text{ cm} - 3 * 1.6 \text{ cm}) / 2 = 16.10 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \text{ (Ισχύει),}$$

Κατά την διεύθυνση z η απόσταση μεταξύ των ράβδων είναι:

$$(b - 2 * \text{επικάλυψη} - 2 * \Phi \text{ συνδετήρα} - 3 * \Phi 16) / 2 = \\ = (30 \text{ cm} - 2 * 3 \text{ cm} - 2 * 1 \text{ cm} - 3 * 1.6 \text{ cm}) / 2 = 8.6 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \text{ (Ισχύει),}$$

Έλεγχος ελάχιστης-μέγιστης ποσότητας οπλισμού:

Για κάθε ακραίο κρυφό υποστύλωμα θα πρέπει σύμφωνα με Ε.Κ.Ω.Σ. 2000 (§ 18.5.3β):

$$0.01 \leq \frac{\Sigma A_s}{a * b} \leq 0.04 \Rightarrow$$

$$0.01 \leq \frac{8\Phi 16}{30 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} \leq 0.04 \Rightarrow 0.01 \leq \frac{16.08 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} \leq 0.04 \Rightarrow$$

$$0.01 \leq 0.012 \leq 0.04 \text{ (Ισχύει).}$$

Έλεγχος στο ποσοστό οπλισμού ανά πλευρά ακραίου υποστυλώματος:

Πρέπει  $\rho_{\text{παραεία}} \geq 0.004$

$$\rho_{\text{παραεία}} = \frac{3\Phi 16}{30 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} = \frac{6.03 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} = 0.004 \geq 0.004 \text{ (Ισχύει)}$$

#### 4.1.2 Οπλισμός κορμού

Στον κορμό του T8 τοποθετούνται 6Φ10 (4.71cm<sup>2</sup>), τα οποία διανέμονται στις δύο όψεις του κορμού (3Φ10 ανά παραεία)

### 4.1.3 Υπολογισμός σιγμοειδούς οπλισμού

Στον κορμό του τοιχώματος, τοποθετείται σιγμοειδής οπλισμός S500 με αναλογία 4Φ8 ανά τετραγωνικό μέτρο κάτοψης κορμού.

### 4.2 Έλεγχος περίσφιγξης άκρων για κρίσιμες περιοχές

Οι ακραίες περιοχές των κρίσιμων περιοχών τοιχωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας πρέπει να διαμορφώνονται και να οπλίζονται σαν περισφιγμένα υποστυλώματα. Για τον υπολογισμό της περισφίξεως [Ε.Κ.Ω.Σ. 2000(§18.4.4.2)], θα λαμβάνεται υπ' όψιν για κάθε άκρο τοιχώματος ενεργή αξονική ίση με:

$$N_{eff} \approx \frac{2}{3} \left( \frac{N_{sd}}{2} + \frac{M_{sd}}{z} \right), \text{ όπου}$$

τα  $N_{sd}$ ,  $M_{sd}$ , θα ληφθούν από τους συνδυασμούς φορτίσεων (δηλ. από LC12001-LC12008). Για την εύρεση της ανηγμένης αξονικής  $v_d$  θα ληφθεί υπ' όψιν η δυσμενέστερη τιμή.

$z$  η απόσταση των κέντρων των περισφιγμένων ακραίων υποστυλωμάτων.

$$v_d = \frac{N_{eff}}{A_c * f_{cd}},$$

$$z = l_w - \frac{a}{2} - \frac{a}{2} = 150\text{cm} - \frac{45\text{cm}}{2} - \frac{45\text{cm}}{2} = 1.05 \text{ m}$$

Ως ενεργή αξονική θα ληφθεί η μέγιστη από τους συνδυασμούς LC 12001 έως LC 12008.

Στο Παράρτημα Θ παρουσιάζονται όλες οι  $N_{eff}$ , από όπου προκύπτει ότι η μεγαλύτερη τιμή προκύπτει από την φόρτιση LC 12001 :

$$N_{eff} = 707,87 \text{ kN}$$

$$v_d = \frac{N_{eff}}{A_c * f_{cd}} = \frac{707.87 \text{ kN}}{0.30\text{m} * 0.45\text{m} * \frac{20 * 10^3 \text{ kN}}{1.5\text{m}^2}} = 0.393$$

Έστω ότι τοποθετούνται συνδετήρες Φ10/8

Υπάρχον μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{όγκος\_κλειστών\_συνδετήρων} * f_{yd}}{\text{όγκος\_σκυροδέματος\_πυρήνα} f_{cd}} \Rightarrow$$

$$\text{Διεύθυνση - z : } b_0 = 45 \text{ cm} - 2 * 3 \text{ cm} = 39 \text{ cm}$$

$$\text{Διεύθυνση - y : } b_0 = 30 \text{ cm} - 2 * 3 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Όγκος κλειστών συνδετήρων κατά z : } A_{sw} * 4 * 24 \text{ cm}^3$$

$$\text{Όγκος κλειστών συνδετήρων κατά y : } A_{sw} * 4 * 19.5 \text{ cm}^3$$

Λαμβάνεται η μικρότερη τιμή επί 2.

Συνεπώς:

$$\text{Όγκος κλειστών συνδετήρων : } A_{sw} * 4 * 19.5 * 2 \text{ cm}^3 = 0.79 \text{ cm}^2 * 4 * 19.5 \text{ cm} * 2 = 123.24 \text{ cm}^3$$

Άρα:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{όγκος κλειστών συνδετήρων} * f_{yd}}{\text{όγκος σκυροδέματος πυρήνα} * f_{cd}} =$$

$$= \frac{123.24 \text{ cm}^3 * 500 * 10^3 * 1.5}{7488 \text{ cm}^3 * 20 * 10^3 * 1.15} = 0.537$$

Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης:

$$\omega_{wd, \alpha \pi} = \frac{1}{a} * 0.85 * v_{eff} * (0.35 * \frac{A_c}{A_o} + 0.15) - 0.035 * \frac{1}{a}$$

$$A_c = b * h \Rightarrow A_c = 30 \text{ cm} * 45 \text{ cm} \Rightarrow A_c = 1350.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Διατομή σκυροδέματος πυρήνα } A_o = 39 \text{ cm} * 24 \text{ cm} = 936 \text{ cm}^2$$

$$\text{Διεύθυνση - z : } b_i = b_o = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Διεύθυνση - y : } b_i = \frac{b_o \text{ cm}}{2} = \frac{39 \text{ cm}}{2} = 19.5 \text{ cm}$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_1^n \frac{b_i^2}{6 * A_o} \Rightarrow \alpha_n = 1 - 2 * \frac{24^2 \text{ cm}^2}{6 * 936 \text{ cm}^2} - 4 * \frac{19.5^2 \text{ cm}^2}{6 * 936 \text{ cm}^2} \Rightarrow \alpha_n = 0.524$$

Η καθαρή απόσταση συνδετήρων καθ' ύψος s' δίνεται από την σχέση: s' = s - 2Φ.

$$\text{Άρα: } s' = 8 \text{ cm} - 2 * 1 \text{ cm} = 6 \text{ cm}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'}{2 * b_o}\right)^2 = \left(1 - \frac{6}{2 * 24}\right)^2 = 0.765$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s \Rightarrow \alpha = 0.524 * 0.765 \Rightarrow \alpha = 0.40$$

άρα

$$\omega_{wd, \alpha \pi} = \frac{1}{a} * 0.85 * v_{eff} * (0.35 * \frac{A_c}{A_o} + 0.15) - 0.035 * \frac{1}{a} =$$

$$= \frac{1}{0.40} * 0.85 * 0.393 * (0.35 * \frac{1350 \text{ cm}^2}{936 \text{ cm}^2} + 0.15) - 0.035 * \frac{1}{0.40} = 0.46$$

Επειδή ισχύει η σχέση:  $\omega_{\text{wd,απ}}=0.46 < \omega_{\text{wd,υπ}}=0.537$ , οι συνδετήρες που επελέγησαν είναι επαρκείς.

### 4.3 Υπολογισμός μέγιστης ροπής αντοχής σύμφωνα με τον τελικό οπλισμό

Εύρεση ροπής αντοχής στη βάση του τοιχείου T8 ( διεύθυνση y):  $M_{R,w0} = M_{Rd}^{KAT\Omega}$

Από τους υπολογισμούς που έχουν προηγηθεί, βρέθηκε ότι  $\nu_d=0.05$  και επιλέχθηκε οπλισμός: 16Φ16+6Φ10 ( $32.16 \text{ cm}^2 + 4.71 \text{ cm}^2 = 36.87 \text{ cm}^2$ ).

$$\Sigma \text{υνεπώς: } A_{s,tot} = 36.87 \text{ cm}^2 \Rightarrow \omega_{tot} * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 36.87 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \omega_{tot} * 30 \text{ cm} * 150 \text{ cm} * \frac{\frac{20 * 10^3 \text{ KN}}{500 * 10^3 \text{ KN}}}{1.15 \frac{\text{m}^2}{\text{m}^2}} = 36.87 \text{ cm}^2 \Rightarrow \omega_{tot} = 0.267$$

Από Παράρτημα Ι, Πίνακα 29-13 και για  $\omega_{tot} = 0.267$  και  $\frac{d_1}{h} = \frac{d_1}{l_w} = 0.15$  και  $\nu_d=0.05 \Rightarrow \mu_{sd} = 0.13$

$$\text{Άρα: } \frac{M_{sd}}{b * h^2 * f_{cd}} = 0.13 \Rightarrow \frac{M_{sd}}{0.30 \text{ m} * (1.50 \text{ m})^2 * \frac{20 * 10^3 \text{ KN}}{1.5 \text{ m}^2}} = 0.13 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 1170.00 \text{ kNm}$$

$$\text{Άρα: } M_{Rd}^{KAT\Omega} = 1170.00 \text{ kNm}$$

### 4.4 Τέμνουσα σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000 (ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β.1.4[2]), η τέμνουσα σχεδιασμού της περιοχής πλαστικής άρθρωσης που είναι πιθανό να δημιουργηθεί στην θέση της μέγιστης ροπής, δηλ. εν γένει στην βάση του τοιχείου, θα υπολογίζεται από την καμπτική υπεραντοχή της πλαστικής άρθρωσης ως εξής:

$$V_{CD,w0} = \alpha_{CD} * V_{E,w0}, \text{ με } \alpha_{CD} = \gamma_{Rd} * \frac{M_{R,w0}}{M_{E,w0}} \leq \alpha, \text{ όπου}$$

$\gamma_{Rd}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής που θα λαμβάνεται ίσος

με 1.30 για συνήθεις χάλυβες

- $M_{E,w0}$  είναι η μέγιστη ροπή που προκύπτει από την σεισμική δράση στη διατομή της πλαστικής άρθρωσης [βάση,(από  $M_z$ )]
- $V_{E,w0}$  είναι η μέγιστη τέμνουσα που προκύπτει από την σεισμική δράση στη διατομή της πλαστικής άρθρωσης [βάση,(από  $Q_y$ )]
- $M_{R,w0}$  είναι η υπολογιστική αντοχή σε κάμψη με αξονική δύναμη της ίδιας διατομής, υπολογιζόμενη σύμφωνα με την §4.1.4[4].

Η ροπή αντοχής στην βάση του τοιχείου έχει βρεθεί ότι είναι :  
 $M_{R,w0} = 1.170.00 \text{KNm}$

Στο Παράρτημα Θ παρουσιάζονται οι τιμές των  $M_z$  και  $Q_y$  που προέκυψαν από την επίλυση του προγράμματος για τους συνδυασμούς LC 80 έως LC 81.

Επίσης στον ίδιο πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή  $\alpha_{CD}$  καθώς και της μέγιστης τέμνουσας  $V_{CD,w0}$  που προκύπτει από κάθε σεισμική δράση στην βάση του τοιχείου.

Διαπιστώνουμε ότι η δυσμενέστερη τιμή της  $V_{CD,w0}$  προκύπτει για την φόρτιση LC 80. Επομένως η τέμνουσα σχεδιασμού είναι :  $V_{sd,0} = V_{CD,w0} = 419,44 \text{ kN}$

#### 4.5 Ελεγχος σε λοξή θλίψη

Σύμφωνα με την παράγραφο 11.2.2 του ΕΚΩΣ, οι διαστάσεις της διατομής του τοιχώματος πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να ισχύει:

$$V_{sd,0} < V_{Rd2}$$

Η τέμνουσα δύναμη αντοχής  $V_{Rd2}$  έχει βρεθεί ότι είναι:  $V_{Rd2} = 1377 \text{ kN}$

Άρα ισχύει η σχέση:  $V_{sd,0} = 419,44 \text{ kN} < V_{Rd2} = 1377 \text{ kN}$

#### 4.6. Υπολογισμός οριζόντιου οπλισμού κορμού

Η τέμνουσα δύναμη αντοχής  $V_{Rd1}$  έχει βρεθεί ότι είναι:  $V_{Rd1} = 244.05 \text{ kN}$

Σύμφωνα με την παράγραφο 11.2.3.2.β.ΙΙ του ΕΚΩΣ η τέμνουσα που αναλαμβάνει το σκυρόδεμα  $V_{CD}$ , για κρίσιμες περιοχές τοιχωμάτων ισούται με:

$$V_{CD} = 0.7 * V_{Rd1} = 0.7 * 244.05 \text{ kN} = 170.84 \text{ kN}$$



Ο υπολογισμός των οριζόντιων οπλισμών του κορμού θα γίνει βάσει της ανίσωσης 11.5 της παραγράφου 11.2.2 (β) του ΕΚΩΣ:

$V_{wd} < V_{sd} - V_{CD}$ , όπου  $V_{wd}$  η τέμνουσα που θα αναλάβουν οι συνδετήρες

Για τον υπολογισμό της τέμνουσας που αναλαμβάνουν οι οριζόντιοι οπλισμοί, πρέπει αρχικά να καθορισθεί η τιμή του λόγου:

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{V_{sd} * l_w}$$

Επειδή  $\alpha_s = \frac{M_{sd}}{V_{sd} * l_w} = \frac{956.81 kNm}{419.44 kN * 1.50 m} = 1.52$ , πρέπει να τοποθετηθεί οριζόντιος οπλισμός κορμού ικανός να παραλάβει δύναμη  $V_{sd} - V_{cd}$ , σύμφωνα με την 11.2.3.2.β.ι.γ.1. του ΕΚΩΣ, δηλαδή

$$V_{sd} - V_{cd} = \rho_h * f_{yd,h} * b_w * d$$

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd} \Rightarrow V_{wd} = 419.44 \text{ kN} - 170.84 \text{ kN} \Rightarrow V_{wd} = 248.60 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \frac{248.60 kN * 1.15}{500 * 10^3 kN * 0.30 m * 1.275 m} = 0.0014$$

Το ελάχιστο ποσοστό οριζόντιου οπλισμού κορμού τοιχείου στην κρίσιμη περιοχή είναι σύμφωνα με την παράγραφο 18.5.6 του Ε.Κ.Ω.Σ.:

$\rho_{min} = 0,0025 > 0.0014$ , άρα τοποθετείται ο ελάχιστος οριζόντιος οπλισμός. Αρκεί να τοποθετηθούν στο τοίχιο οριζόντιες ράβδοι συνολικής διατομής ανά μέτρο ύψους:

$$A_s = 0.0025 * 30 * 100 = 7.50 \text{ cm}^2/m.$$

Ο οπλισμός αυτός πρέπει να αποτελείται από ράβδους ελάχιστης διαμέτρου 8 mm και μέγιστης διαμέτρου  $b_w/10 = 3 \text{ mm}$ , σε αποστάσεις που δεν θα ξεπερνούν τα 200 mm (παρ. 18.5.6 του Ε.Κ.Ω.Σ.)

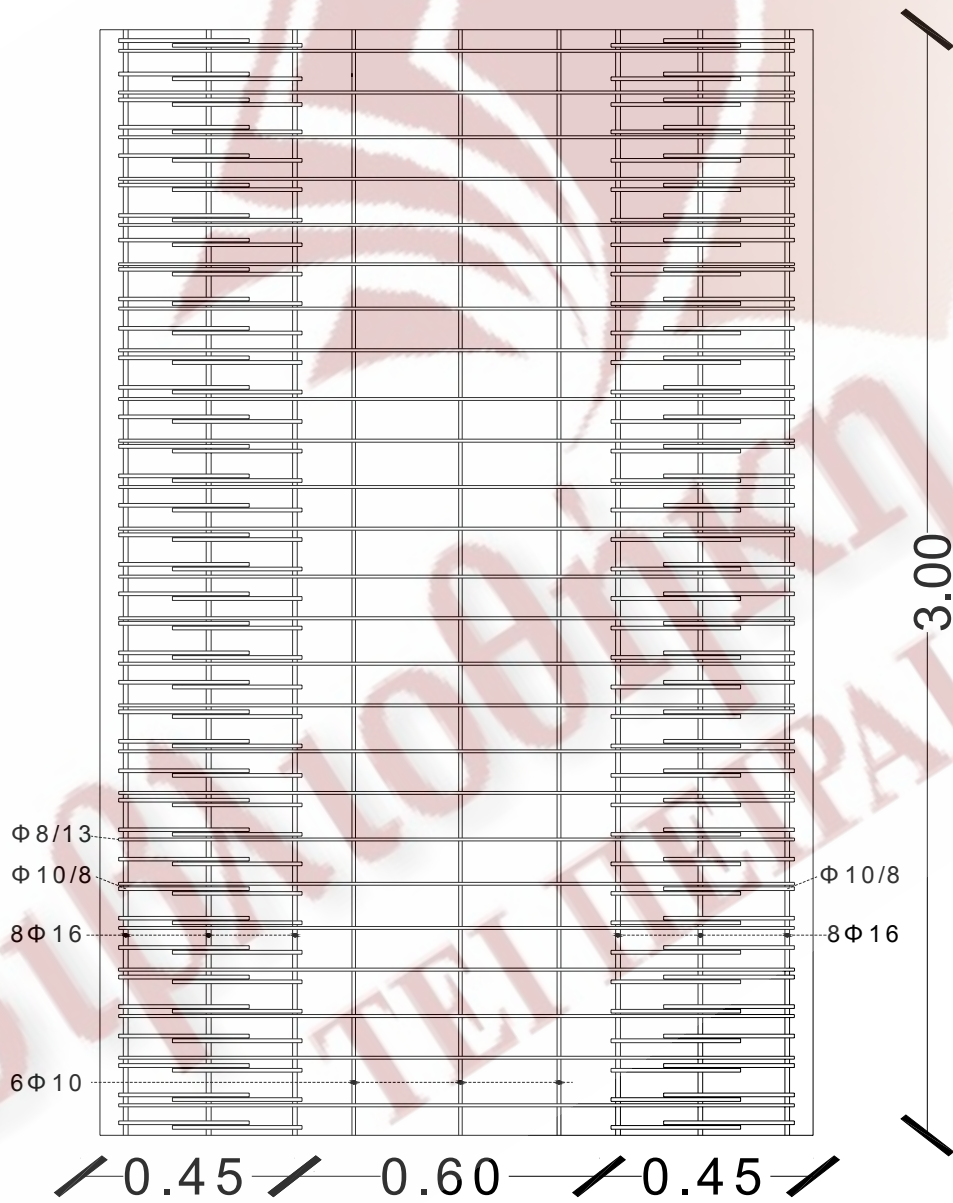
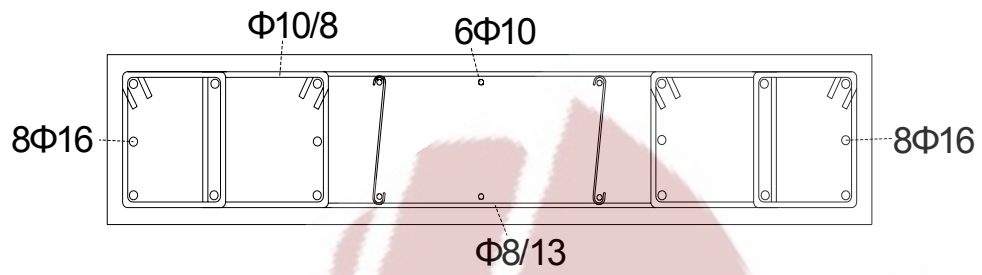
Τελικά τοποθετούνται οριζόντιες ράβδοι  $\Phi 8/13$ . Η συνολική διατομή ανά μέτρο ύψους των ράβδων αυτών είναι:

$$A_s = 3.87 \text{ cm}^2 * 2 = 7.74 \text{ cm}^2/m.$$

#### 4.7. Ελεγχος αρμού διακοπής εργασίας

Ο συνολικός οπλισμός που διαπερνά τον αρμό διακοπής εργασίας στην κορυφή του ισογείου είναι 16 $\Phi$ 16 και 6 $\Phi$ 10, δηλαδή:

$$A_s = 36.75 \text{ cm}^2 > 15 \text{ cm}^2$$



Σχήμα Γ4



**ΜΕΡΟΣ Δ.**

**ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ**

**ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ  
ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ**

## 1. ΓΕΝΙΚΑ

Στην παρούσα εργασία έγινε συγκριτική διερεύνηση των αποτελεσμάτων με χρήση της ισοδύναμης στατικής και της δυναμικής μεθόδου αντισεισμικού υπολογισμού ενός συνήθους κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, σε όρους :

A. Κατανομής των σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος του κτιρίου

B. Κατανομής των σεισμικών δυνάμεων στα μέλη

Γ. Διαστασιολόγησης των μελών, βάσει των ανωτέρω κατανομών των εντάσεων .

Η σύγκριση αυτή αφορούσε ένα τριώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα τυπικής κατόψεως, το οποίο σχεδιάζεται, αναλύεται και διαστασιολογείται σύμφωνα με το Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ. 2000) και τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000).

## 2. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

α. Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τέλος, τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Η ισοδύναμη στατική μέθοδος δεν απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση, στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης, η οποία όμως «ενισχύεται» κατάλληλα ώστε τα προκύπτοντα αποτελέσματα να βρίσκονται προς την πλευρά της ασφαλείας.

β. Η ισοδύναμη στατική μέθοδος εφαρμόζεται κυρίως σε κανονικά κτίρια. Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών αποτελεί βασική προϋπόθεση για την εφαρμογή της, διότι στην αντίθετη περίπτωση δεν είναι δυνατή η προσομοίωση της στρεπτικής ταλάντωσης των πατωμάτων. Επισημαίνεται επίσης, ότι κατά παρέκκλιση εφαρμογή της μεθόδου σε μη κανονικά κτίρια μειώνει την αξιοπιστία της, ιδιαίτερα στις περιπτώσεις κτιρίων με επάλληλες εσοχές.

Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών. Θα πρέπει πάντως να μη λησμονείται ότι πρόκειται για μέθοδο γραμμικού υπολογισμού, της οποίας η αξιοπιστία μειώνεται στις περιπτώσεις απότομων καθ' ύψος μεταβολών της αντοχής των κτιρίων.

γ. Και στις δύο μεθόδους λαμβάνεται υπόψη τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{Ti}$  ίση προς  $0.05 L_i$  (όπου  $L_i$  το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση) με την διαφορά ότι :

1) Κατά την εφαρμογή της δυναμικής μεθόδου οι μάζες  $m_i$  των ορόφων μετατοπίζονται διαδοχικά εκατέρωθεν του θεωρητικού κέντρου μάζας  $M_i$ , σύμφωνα με την παραπάνω τυχηματική εκκεντρότητα, οπότε προκύπτουν 4 διαφορετικά συστήματα προς ανάλυση.

2) Κατά την εφαρμογή της ισοδύναμης στατικής μεθόδου, για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου και σε κάθε διάφραγμα, οι σεισμικές δυνάμεις  $F_i$  εφαρμόζονται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας  $M_i$  με τις παραπάνω τυχηματικές εκκεντρότητες.

δ. Στην περίπτωση κτιρίων και στις δύο μεθόδους υπολογισμού χρησιμοποιείται το χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής, λόγω της στρεπτικής επιπρόντησης που εισάγει πάντοτε η τυχηματική εκκεντρότητα.

ε. Επιτρέπεται γενικά και στις δύο μεθόδους υπολογισμού η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, εκτός των περιπτώσεων που αναφέρονται στην παράγραφο 3.1.1.5 του Ε.Α.Κ. 2000.

### **3. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ**

#### **3.1 Σύγκριση ιδιοπεριόδων**

Οι ιδιοπεριόδοι που χρησιμοποιήθηκαν στην ισοδύναμη στατική μέθοδο είναι  $T_x=0.204$  sec και  $T_y=0.156$  sec

Στην δυναμική μέθοδο λήφθηκαν υπόψη οι 20 πρώτες ιδιομορφές. Η πρώτη θεμελιώδης ιδιομορφή είναι  $T_1=0.289$  sec και έχει μεγαλύτερη επίδραση ως προς την διεύθυνση X του κτιρίου. Η δεύτερη θεμελιώδης ιδιομορφή είναι  $T_2=0.239$  sec και έχει μεγαλύτερη επίδραση ως προς την διεύθυνση Y.

Διαπιστώνουμε και από τις δύο μεθόδους, ότι η ιδιοπερίοδος που επιδρά στην διεύθυνση X είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη ως προς την διεύθυνση Y, με αποτέλεσμα το κτίριο να μετακινείται ευκολότερα ως προς αυτή την διεύθυνση.

#### **3.2 Σύγκριση κατανομής σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος του κτιρίου**

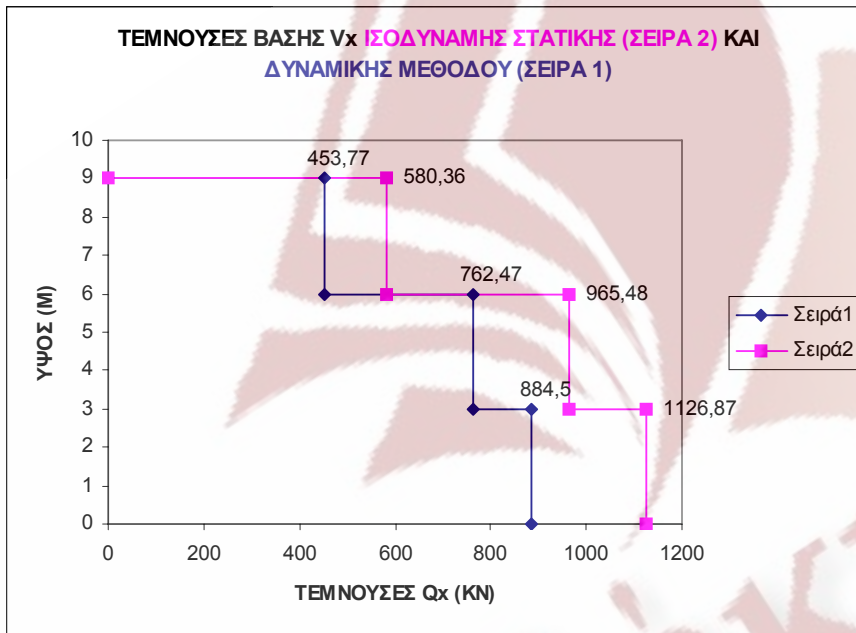
Η σύγκριση των τεμνουσών βάσης και των σεισμικών δυνάμεων φαίνονται στους 2 πίνακες και στο διάγραμμα που ακολουθούν (Δ.1., Π.Δ.1, Π.Δ.2.).

Από την μελέτη των πινάκων αυτών, προκύπτουν τα εξής:

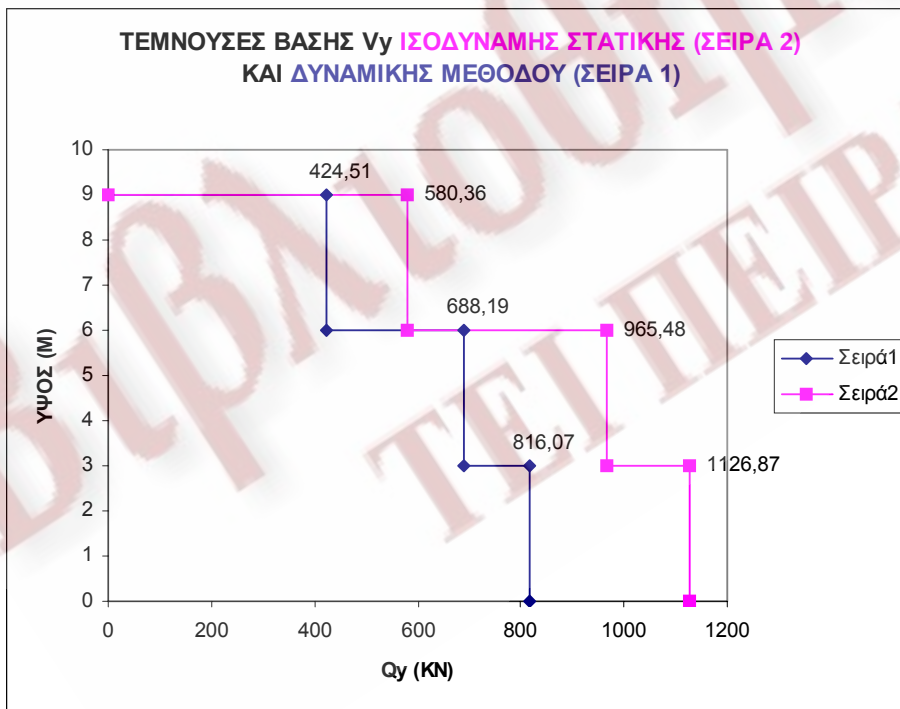
α. Στην ισοδύναμη στατική μέθοδο οι τέμνουσες βάσεις και κατά συνέπεια οι σεισμικές δυνάμεις είναι ίσες στις δύο κύριες διευθύνσεις. Στην δυναμική μέθοδο η τέμνουσα βάσης είναι μεγαλύτερη κατά την διεύθυνση X, το οποίο

είναι αναμενόμενο διότι κατά την διεύθυνση αυτή είναι η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδος.

β. Στην ισοδύναμη στατική μέθοδο, ο σεισμός ως προς την μια κύρια διεύθυνση δίνει τέμνουσα βάσης μόνο ως προς την διεύθυνση αυτή. Αντίθετα στην δυναμική μέθοδο, ο σεισμός κατά την μία διεύθυνση δίνει μικρές τέμνουσες και ως προς την άλλη διεύθυνση.



Σχήμα Δ1



Σχήμα Δ2

γ. Από την παραπάνω συγκριτική διερεύνηση των δύο μεθόδων, διαπιστώνουμε ότι σε κάθε περίπτωση η ισοδύναμη στατική μέθοδος δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα (υπέρ της ασφαλείας) σε σχέση με την δυναμική μέθοδο, η οποία όμως δίνει ακριβέστερα αποτελέσματα.

ΠΙΝΑΚΑΣ Δ.1

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΣΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ (ΕΓΚΑΡΣΙΟΣ ΣΕΙΣΜΟΣ)													
ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ								ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ					
Elem.	X	LC	N	QY	QZ	MY	MZ	LC	N	QY	QZ	MY	MZ
Nr	[m]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
2118	0	80	73,8	19,12	14,98	32,51	40,82	501	106,8	-23,99	7,81	-27,88	-50,89
	3	80	73,8	19,12	14,98	13,26	16,58	501	106,8	-23,99	7,81	-4,46	21,08
2130	0	80	95,9	18,51	8,14	24,87	39,84	501	108,2	-24,76	19,81	-39,36	-52,82
	3	80	95,9	18,51	8,14	11,45	15,71	501	108,2	-24,76	19,81	20,06	21,45
2152	0	80	170,8	207,54	2,54	3,15	752,59	501	205,8	-236,5	-1,12	0,48	-866,01
	3	80	170,8	207,54	2,54	4,5	139,92	501	205,8	-236,5	-1,12	-2,88	-156,52
2194	0	80	161,5	195,27	1,57	1,3	711,98	501	212,5	-274,2	4,2	-4,83	-994,78
	3	80	161,5	195,27	1,57	3,57	134,87	501	212,5	-274,2	4,2	7,75	-172,27
2402	0	80	159,6	11,27	0,78	0,76	15,67	501	-179,8	-12,88	0,34	-0,28	-17,96
	3	80	159,6	11,27	0,78	1,6	18,14	501	-179,8	-12,88	0,34	0,73	20,67
2418	0	80	44,4	10,43	0,68	0,69	14,76	501	31,4	-12,81	0,24	-0,2	-18,18
	3	80	44,4	10,43	0,68	1,37	16,53	501	31,4	-12,81	0,24	0,53	20,25
2430	0	80	30,2	10,26	0,51	0,56	14,51	501	25,5	-13,39	-0,48	0,51	-18,99
	3	80	30,2	10,26	0,51	0,96	16,26	501	25,5	-13,39	-0,48	-0,93	21,17
2444	0	80	145,1	10,69	0,5	0,55	14,86	501	-200,3	-14,82	-0,52	0,54	-20,64
	3	80	145,1	10,69	0,5	0,95	17,2	501	-200,3	-14,82	-0,52	-1,01	23,82
2868	0	80	63,6	186,72	1,92	1,83	721,27	501	-71,8	-232	-4,77	6,26	-895,22
	3	80	63,6	186,72	1,92	3,96	168,87	501	-71,8	-232	-4,77	-8,04	-199,36
2880	0	80	42,5	183,86	2,74	2,87	709,23	501	-81,4	-241,8	1,01	0,51	-933,89
	3	80	42,5	183,86	2,74	5,37	165,84	501	-81,4	-241,8	1,01	3,55	-208,53
2904	0	80	61,8	16,02	4,02	9,05	37,97	501	-82,2	-18,73	-17,99	58,41	-44,41
	3	80	61,8	16,02	4,02	8,12	10,85	501	-82,2	-18,73	-17,99	4,43	11,79
2942	0	80	68,4	14,81	7,93	12,89	35,79	501	-74,6	-21,11	-8,53	50,5	-50,13
	3	80	68,4	14,81	7,93	11,47	8,85	501	-74,6	-21,11	-8,53	24,92	13,19
			<b>1117,6</b>	<b>884,5</b>	<b>46,31</b>				<b>0,1</b>	<b>-1127</b>	<b>0</b>		
5118	0	80	50,5	28,52	16,06	25,94	45,77	501	71,7	-35,76	0,61	0,51	-57,39
	3	80	50,5	28,52	16,06	23,1	39,84	501	71,7	-35,76	0,61	2,33	49,9
5130	0	80	65,1	27,56	4,36	7,77	44,33	501	74,2	-36,69	22,68	-33,28	-58,92
	3	80	65,1	27,56	4,36	8,72	38,38	501	74,2	-36,69	22,68	34,76	51,16
5152	0	80	111,8	161,58	4,65	7,01	328,12	501	134,8	-184,2	-3,02	4,46	-379
	3	80	111,8	161,58	4,65	6,97	164,74	501	134,8	-184,2	-3,02	-4,6	173,51
5194	0	80	105,8	153,52	3,4	4,97	314,31	501	139,1	-212,7	7,84	-11,64	-432,43
	3	80	105,8	153,52	3,4	5,24	153,74	501	139,1	-212,7	7,84	11,87	205,54
5402	0	80	104,6	21,67	1,23	1,95	32,54	501	-116,2	-24,9	0,96	-1,28	-37,37
	3	80	104,6	21,67	1,23	1,85	32,47	501	-116,2	-24,9	0,96	1,6	37,32
5418	0	80	33,9	20,3	1	1,59	30,36	501	22,1	-24,93	0,61	-0,82	-37,29
	3	80	33,9	20,3	1	1,51	30,53	501	22,1	-24,93	0,61	1	37,5
5430	0	80	23,5	19,98	1,06	1,54	29,89	501	17,7	-26,01	-1,29	1,83	-38,91
	3	80	23,5	19,98	1,06	1,68	30,06	501	17,7	-26,01	-1,29	-2,05	39,12
5444	0	80	94	20,67	1,22	1,7	31,03	501	-128,7	-28,56	-1,53	2,11	-42,87
	3	80	94	20,67	1,22	1,97	31	501	-128,7	-28,56	-1,53	-2,47	42,82
5868	0	80	44,7	133,88	3,9	5,86	285,92	501	-49,1	-165,8	-9,39	14,2	-354,16

	3	80	44,7	133,88	3,9	5,88	126,4	501	-49,1	-165,8	-9,39	-13,98	143,18
5880	0	80	31,2	132,73	5,49	8,15	282,96	501	-56,1	-171,6	2,66	-3,7	-366,35
	3	80	31,2	132,73	5,49	8,32	125,91	501	-56,1	-171,6	2,66	4,29	148,29
5904	0	80	45	21,85	5,29	9,91	36,13	501	-57,5	-25,73	-20	39,36	-42,32
	3	80	45	21,85	5,29	8,28	29,61	501	-57,5	-25,73	-20	-20,65	34,86
5942	0	80	48,2	20,21	10,8	17,11	33,39	501	-52	-28,74	-0,11	7,11	-47,21
	3	80	48,2	20,21	10,8	16,37	27,37	501	-52	-28,74	-0,11	6,77	39,02
			<b>758,3</b>	<b>762,47</b>	<b>58,46</b>				<b>0</b>	<b>-965,5</b>	<b>0,02</b>		
8118	0	80	18,7	30,28	18,03	21,95	40,83	501	26,7	-38,06	-8,94	14,52	-51,66
	3	80	18,7	30,28	18,03	32,62	50,03	501	26,7	-38,06	-8,94	-12,31	62,54
8130	0	80	24,9	29,21	9,54	14,55	39,41	501	28,1	-38,74	23,26	-26,12	-52,56
	3	80	24,9	29,21	9,54	14,56	48,24	501	28,1	-38,74	23,26	43,66	63,66
8152	0	80	46,6	79,16	5,76	7,94	78,09	501	56,2	-93,36	-4,55	6,39	-79,68
	3	80	46,6	79,16	5,76	9,37	171,2	501	56,2	-93,36	-4,55	-7,25	200,41
8194	0	80	44,1	77,84	4,56	6,45	79,3	501	58,1	-107,2	9,09	-12,74	-89,4
	3	80	44,1	77,84	4,56	7,22	165,13	501	58,1	-107,2	9,09	14,53	232,16
8402	0	80	47,3	21,41	2,2	2,9	32,07	501	-48,7	-24,8	1,54	-2,15	-37,16
	3	80	47,3	21,41	2,2	3,71	32,15	501	-48,7	-24,8	1,54	2,46	37,25
8418	0	80	22,5	20,59	1,65	2,23	30,72	501	15	-25,39	0,84	-1,2	-37,87
	3	80	22,5	20,59	1,65	2,75	31,07	501	15	-25,39	0,84	1,32	38,3
8430	0	80	16,1	20,32	1,4	2,02	30,31	501	12,9	-26,45	-1,8	2,61	-39,45
	3	80	16,1	20,32	1,4	2,18	30,66	501	12,9	-26,45	-1,8	-2,78	39,91
8444	0	80	39,8	20,6	1,88	2,64	30,85	501	-53,6	-28,37	-2,39	3,4	-42,49
	3	80	39,8	20,6	1,88	3	30,95	501	-53,6	-28,37	-2,39	-3,77	42,61
8868	0	80	22,6	53,74	4,92	6,96	56,59	501	-22,6	-67,69	-10,95	15,64	-41,76
	3	80	22,6	53,74	4,92	7,85	126,66	501	-22,6	-67,69	-10,95	-17,2	161,31
8880	0	80	16,5	52,55	6,19	8,97	53,21	501	-26,6	-68,48	3,11	-4,63	-39,65
	3	80	16,5	52,55	6,19	9,61	126,06	501	-26,6	-68,48	3,11	4,71	165,78
8904	0	80	22,7	25,34	10,06	14,09	32,31	501	-24,1	-28,85	-18,75	21,65	-37,49
	3	80	22,7	25,34	10,06	16,94	43,8	501	-24,1	-28,85	-18,75	-34,61	49,05
8942	0	80	20,9	22,73	14,03	17,55	29,12	501	-21,5	-31,85	9,55	-13,33	-41,34
	3	80	20,9	22,73	14,03	24,92	39,14	501	-21,5	-31,85	9,55	15,31	54,2
			<b>342,7</b>	<b>453,77</b>	<b>80,22</b>				<b>-0,1</b>	<b>-579,2</b>	<b>0,01</b>		
<b>ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ</b>								<b>ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ</b>					
<b>Fx1=122,03</b>								<b>Fx1=161,43</b>					
<b>Fx2=308,7</b>								<b>Fx2=386,24</b>					
<b>Fx3=453,77</b>								<b>Fx3=579,23</b>					
<b>Fxολ=884,5</b>								<b>Fxολ=1126,9</b>					

ΠΙΝΑΚΑΣ Δ.2

<b>ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΣΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ (ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΣΕΙΣΜΟΣ)</b>													
<b>ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ</b>							<b>ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ</b>						
Elem.	X	LC	N	QY	QZ	MY	MZ	LC	N	QY	QZ	MY	MZ
Nr	[m]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
2118	0	81	136,2	2,1	165,87	435,71	4,69	502	217	-0,1	264,38	-707,95	-0,91
	3	81	136,2	2,1	165,87	71,76	1,7	502	217	-0,1	264,38	85,18	-0,61
2130	0	81	119,2	2,76	168,55	438,4	6,18	502	-191,3	0,42	268,45	-712,03	1,72
	3	81	119,2	2,76	168,55	76,37	2,2	502	-191,3	0,42	268,45	93,34	0,44
2152	0	81	110,4	88,16	14,48	25,63	318,49	502	131,3	-14,38	23,39	-41,56	-93,64
	3	81	110,4	88,16	14,48	17,86	60,6	502	131,3	-14,38	23,39	28,6	-50,51
2194	0	81	121	88,41	15,4	26,53	318,75	502	-161,8	14,08	24,91	-43,08	98,51
	3	81	121	88,41	15,4	19,71	62,55	502	-161,8	14,08	24,91	31,67	56,25



2402	0	81	51,3	4,97	4,09	6,72	6,82	502	2,4	-1,89	6,06	-10	-2,51
	3	81	51,3	4,97	4,09	5,55	8,07	502	2,4	-1,89	6,06	8,17	3,16
2418	0	81	6,8	1,2	4,81	7,44	1,72	502	-1,4	-0,24	7,11	-11,04	-0,41
	3	81	6,8	1,2	4,81	6,98	1,89	502	-1,4	-0,24	7,11	10,28	0,32
2430	0	81	12,4	1,62	4,86	7,49	2,31	502	5,6	0,49	7,18	-11,12	0,75
	3	81	12,4	1,62	4,86	7,08	2,56	502	5,6	0,49	7,18	10,42	-0,72
2444	0	81	50,5	5	4,19	6,82	6,86	502	-5	2,01	6,21	-10,15	2,68
	3	81	50,5	5	4,19	5,74	8,15	502	-5	2,01	6,21	8,48	-3,36
2868	0	81	117,6	18,5	27,27	45,23	82,45	502	-128,9	2,02	33,53	-55,42	-18,72
	3	81	117,6	18,5	27,27	36,6	30,71	502	-128,9	2,02	33,53	45,17	-24,76
2880	0	81	166,2	24,29	28,76	46,7	108,29	502	187,7	-2,44	35,37	-57,25	30,43
	3	81	166,2	24,29	28,76	39,58	42,7	502	187,7	-2,44	35,37	48,86	37,74
2904	0	81	119,7	6,64	185,2	640,06	15,02	502	149	-2,09	220,65	-764,49	-4,82
	3	81	119,7	6,64	185,2	107,49	5,17	502	149	-2,09	220,65	-102,53	1,46
2942	0	81	167,4	6,49	192,59	648,51	14,87	502	-204,6	2,11	229,64	-774,52	5,05
	3	81	167,4	6,49	192,59	95,39	5,01	502	-204,6	2,11	229,64	-85,59	-1,29
			<b>1178,7</b>	<b>250,14</b>	<b>816,07</b>				<b>0</b>	<b>-0,01</b>	<b>1126,88</b>		
5118	0	81	85,7	2,9	128,61	194,48	4,67	502	134	-0,05	212,23	-322,77	-0,4
	3	81	85,7	2,9	128,61	197,41	4,07	502	134	-0,05	212,23	313,92	-0,24
5130	0	81	74,8	3,92	132,88	200,98	6,33	502	-118,3	0,8	218,87	-333,14	1,7
	3	81	74,8	3,92	132,88	203,39	5,49	502	-118,3	0,8	218,87	323,46	-0,7
5152	0	81	72,5	67,29	19,18	29,45	134,11	502	86,4	-17,17	31,8	-48,9	-58,43
	3	81	72,5	67,29	19,18	28,1	72,38	502	86,4	-17,17	31,8	46,5	-6,93
5194	0	81	79	67,72	20,97	32,18	135,42	502	-105,4	16,43	34,75	-53,37	59,5
	3	81	79	67,72	20,97	30,76	73,94	502	-105,4	16,43	34,75	50,87	10,2
5402	0	81	32,9	9,58	6,39	9,68	14,36	502	-1	-4,41	9,5	-14,4	-6,53
	3	81	32,9	9,58	6,39	9,5	14,37	502	-1	-4,41	9,5	14,1	6,7
5418	0	81	4,8	2,26	8,06	12,12	3,39	502	-0,4	-0,53	11,82	-17,78	-0,81
	3	81	4,8	2,26	8,06	12,06	3,37	502	-0,4	-0,53	11,82	17,67	0,76
5430	0	81	8,6	3,09	8,14	12,24	4,64	502	3,1	1,13	11,96	-17,99	1,71
	3	81	8,6	3,09	8,14	12,19	4,62	502	3,1	1,13	11,96	17,88	-1,68
5444	0	81	32,1	9,67	6,63	10,03	14,49	502	-0,6	4,69	9,81	-14,87	6,95
	3	81	32,1	9,67	6,63	9,86	14,52	502	-0,6	4,69	9,81	14,57	-7,12
5868	0	81	79	8,62	44,55	68,31	19,88	502	-85,5	8,04	54,23	-83,06	4,24
	3	81	79	8,62	44,55	65,35	12,52	502	-85,5	8,04	54,23	79,64	-19,88
5880	0	81	110,6	12,37	47,39	72,57	29,66	502	123,4	-8,98	57,79	-88,42	0,26
	3	81	110,6	12,37	47,39	69,59	19,93	502	123,4	-8,98	57,79	84,94	27,19
5904	0	81	79,2	9,22	127,7	240,24	15,1	502	97,8	-4,37	150,32	-274,19	-7,69
	3	81	79,2	9,22	127,7	157,58	12,63	502	97,8	-4,37	150,32	176,76	5,42
5942	0	81	109,8	8,96	137,69	253,75	14,77	502	-133,4	4,41	162,41	-291,19	7,8
	3	81	109,8	8,96	137,69	172,05	12,24	502	-133,4	4,41	162,41	196,04	-5,43
			<b>769</b>	<b>205,6</b>	<b>688,19</b>				<b>0,1</b>	<b>-0,01</b>	<b>965,49</b>		
8118	0	81	36,7	2,73	73,45	73,27	3,62	502	55,3	0,03	121,93	-93,59	-0,02
	3	81	36,7	2,73	73,45	159,47	4,59	502	55,3	0,03	121,93	272,19	-0,1
8130	0	81	32,4	3,87	78,15	78,61	5,16	502	-49,7	1,08	128,45	-102,95	1,57
	3	81	32,4	3,87	78,15	166,82	6,46	502	-49,7	1,08	128,45	282,4	-1,66
8152	0	81	29,8	30,33	17,35	23,11	27,72	502	34,8	-17,51	28,22	-37,8	-27,27
	3	81	29,8	30,33	17,35	28,94	69,7	502	34,8	-17,51	28,22	46,85	25,27
8194	0	81	32	31,36	18,62	25,24	29,71	502	-41,8	16,73	30,55	-41,56	26,31
	3	81	32	31,36	18,62	30,62	71,2	502	-41,8	16,73	30,55	50,08	-23,87
8402	0	81	14,4	9,44	5,84	8,41	14,16	502	-2,6	-5,23	8,4	-12,11	-7,81
	3	81	14,4	9,44	5,84	9,12	14,16	502	-2,6	-5,23	8,4	13,1	7,89

8418	0	81	2,7	2,17	7,28	10,77	3,25	502	0,4	-0,6	10,4	-15,37	-0,9
	3	81	2,7	2,17	7,28	11,08	3,26	502	0,4	-0,6	10,4	15,83	0,89
8430	0	81	4,5	3,06	7,36	10,88	4,57	502	0,3	1,34	10,49	-15,53	2,01
	3	81	4,5	3,06	7,36	11,19	4,6	502	0,3	1,34	10,49	15,94	-2,02
8444	0	81	14,2	9,58	6,01	8,7	14,37	502	2,2	5,56	8,65	-12,52	8,3
	3	81	14,2	9,58	6,01	9,32	14,37	502	2,2	5,56	8,65	13,44	-8,39
8868	0	81	37,4	7,64	45,5	64,15	16,22	502	-40	11,03	53,99	-76,24	14,75
	3	81	37,4	7,64	45,5	72,35	9,75	502	-40	11,03	53,99	85,74	-18,33
8880	0	81	50	10	47,55	67,54	20,06	502	55	-12,58	56,63	-80,58	-15,65
	3	81	50	10	47,55	75,1	13,94	502	55	-12,58	56,63	89,3	22,1
8904	0	81	33,4	10,86	53,76	68,44	13,86	502	40,9	-6,57	54,33	-15,5	-9,02
	3	81	33,4	10,86	53,76	125,76	18,74	502	40,9	-6,57	54,33	147,48	10,7
8942	0	81	45,2	10,64	63,64	72,65	13,56	502	-54,8	6,74	67,2	-31,65	9,22
	3	81	45,2	10,64	63,64	144,72	18,39	502	-54,8	6,74	67,2	169,94	-11
			<b>332,7</b>	<b>131,68</b>	<b>424,51</b>				<b>0</b>	<b>0,02</b>	<b>579,24</b>		
<b>ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ</b>								<b>ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ</b>					
<b>Fx1=127,88</b>								<b>Fx1=161,39</b>					
<b>Fx2=263,68</b>								<b>Fx2=386,25</b>					
<b>Fx3=424,51</b>								<b>Fx3=579,24</b>					
<b>Fxολ=816,07</b>								<b>Fxολ=1126,88</b>					

### 3.3 Σύγκριση κατανομής σεισμικών δυνάμεων στα μέλη

Λόγω της μόρφωσης του φέροντα οργανισμού του κτιρίου με μικτό σύστημα (συνδυασμός 8 τοιχωμάτων με 4 υποστυλώματα), τα τοιχώματα παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό των σεισμικών δυνάμεων, όπως προκύπτει και από τις δύο μεθόδους.

Συγκριτικά μεταξύ των δύο μεθόδων, στην επίλυση με την δυναμική μέθοδο τα τοιχώματα παραλαμβάνουν μεγαλύτερο ποσοστό δυνάμεων ( $n_{v\gamma}=0.978$  και  $n_{v\chi}=0.951$ , έναντι  $n_{v\gamma}=0.877$  και  $n_{v\chi}=0.88$  της ισοδύναμης στατικής μεθόδου).

Σε ότι αφορά τα υποστυλώματα διαπιστώνουμε ότι και στις δύο μεθόδους, λόγω της παραπάνω επάρκειας των τοιχείων, παραλαμβάνουν συγκριτικά πολύ μικρές δυνάμεις με αποτέλεσμα να απαλλάσσονται από τον ικανοτικό έλεγχο.

Αναλυτικά η κατανομή των εντατικών μεγεθών στα μέλη του κτιρίου φαίνονται στα διαγράμματα του Παραρτήματος Γ για την ισοδύναμη στατική μέθοδο και του Παραρτήματος ΣΤ για την δυναμική μέθοδο.

### 3.4. Σύγκριση διαστασιολόγησης των μελών

Κατά την διαστασιολόγηση του υποστυλώματος K2 (ισόγειο) με τα αποτελέσματα και των δύο μεθόδων, δεν προέκυψαν διαφορές σε σχέση με τον οπλισμό του (4Φ16 σε κάθε περίπτωση), κάτι το οποίο αναμένετο λόγω των πολύ μικρών εντατικών μεγεθών.

Κατά την διαστασιολόγηση του τοιχώματος T8 (ισόγειο) όμως, προέκυψε σημαντική διαφορά: σύμφωνα με την επίλυση κατά την ισοδύναμη στατική μέθοδο, το τοιχείο οπλίζεται με 16Φ20+6Φ10 ενώ αντίστοιχα κατά την επίλυση με την δυναμική μέθοδο απαιτούνται 16Φ16+6Φ10.

Αν και το κτίριο υπολογίσθηκε για τον ίδιο σεισμό σχεδιασμού, είναι σημαντική η αύξηση του απαιτούμενου οπλισμού που χρειάζεται για να αντιμετωπισθούν τα εντατικά μεγέθη που προέρχονται από την ισοδύναμη στατική μέθοδο σε σχέση με αυτά της δυναμικής μεθόδου. Το γεγονός αυτό έχει σημαντική επίδραση στην αύξηση του κόστους κατασκευής.



ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ  
ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑΣ

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000 (Ε.Α.Κ. 2000)
2. Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000 (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000)
3. Κυριάκος Αναστασιάδης, Αντισεισμικές Κατασκευές Ι, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη 1989
4. Απόστολος Κωνσταντινίδης, Εφαρμογές Οπλισμένου Σκυροδέματος, Τόμος Α, Β, Πίνακες
5. Αντώνης Καστρινάκης, Υπολογισμός Κατασκευών ΙΙ (Υπερστατικοί Φορείς), Εκδόσεις ΙΩΝ
6. Γεωργίου Βαδαλούκα, Καλλιόπη Κατσάρα, Φορείς Οπλισμένου Σκυροδέματος, Εκδόσεις 4ΜVΚ
7. Ι.Γ. Χουλιάρης, Κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος, Εκδόσεις Παπασωτηρίου
8. Γ.Γ. Πενέλης, Α.Ι. Κάππος, Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα, Εκδόσεις Ζήτη
9. Π.Κ. Κολιόπουλος, Γ.Δ. Μανώλης, Δυναμική των Κατασκευών με Εφαρμογές στην Αντισεισμική Μηχανική, Εκδόσεις Γκιούρδας
10. Ι.Θ. Κατσικαδέλης, Δυναμική των Κατασκευών, Τόμος Ι και ΙΙ, Εκδόσεις Συμμετρία
11. Νικολέττα Ψύλλα, Σημειώσεις για το Μάθημα Αντισεισμικές Κατασκευές, Δεκέμβριος 2003

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ



ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ  
ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑΣ