

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



Πτυχιακή διατριβή

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΥΣ

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ 2&8

Μελανή Χριστοδούλου

Λεμεσός 2012

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

Πτυχιακή διατριβή

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΥΝΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΥΣ
ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ 2&8

Μελανή Χριστοδούλου
Επιβλέπων καθηγητής ή επιβλέπουσα καθηγήτρια
Δρ.Κρίστης Χρυσοστόμου

Λεμεσός 2012

Πνευματικά δικαιώματα

Copyright © Όνομα επίθετο φοιτητή, 2012

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

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

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον επιβλέποντα καθηγητή μου, Δρ. Κρίστη Χρυσοστόμου για την πολύτιμη και ουσιαστική βοήθεια που μου πρόσφερε καθώς και για το χρόνο που μου αφιέρωσε.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η εν λόγω εργασία, αναφέρεται στο σχεδιασμό αντισεισμικών κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το πρώτο κεφάλαιο αρχικά κάνει μια αναφορά στο τί είναι σεισμός και τη σχέση που έχει η Κύπρος με τους σεισμούς. Επίσης το πρώτο κεφάλαιο αναφέρεται στα μέτρα που προσπάθησε να πάρει κατά καιρούς η Κύπρος εκπροσωπούμενη από αρμόδιους φορείς, για την αντιμετώπιση του φαινομένου του σεισμού. Στη συνέχεια γίνεται μια αναφορά στην εξέλιξη και στην ιστορική αναδρομή των Ευρωκωδίκων. Τέλος, στο πρώτο μέρος γίνεται μια εισαγωγή στον Ευρωκώδικα 8(EN 1998), μιας και θα ασχοληθούμε με τον συγκεκριμένο κώδικα και τις υποδείξεις του. Το δεύτερο κεφάλαιο αναφέρεται στα στάδια που ακολουθούνται για να σχεδιαστεί ένα αντισεισμικό κτήριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επίσης, καταγράφονται κάποιες από τις υποδείξεις από τον Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1), αλλά και από τους Ευρωκώδικα 0 (EN 1990), Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1), Ευρωκώδικα 2 (EN 1992-1). Το τρίτο κεφάλαιο αναφέρεται στην επίδραση που δέχεται η επιτάχυνση σχεδιασμού από διάφορους παράγοντες και κατ' επέκταση μας παρουσιάζει με απλό τρόπο πώς μεταβάλλεται το σεισμικό φορτίο, τροποποιώντας κάποιους συγκεκριμένους παράγοντες. Πηγαίνοντας στο τέταρτο κεφάλαιο της συγκεκριμένης εργασίας, βλέπουμε παραδείγματα σχεδιασμού δύο κτηρίων· το ένα πλαισιωτό και το άλλο τοιχωματικό. Τέλος, στο πέμπτο κεφάλαιο συγκρίνονται τα αποτελέσματα των 2 κτηρίων που σχεδιάστηκαν και εξάγονται κάποια συμπεράσματα. Γενικότερα, το πέμπτο κεφάλαιο, εξάγει ποικίλα συμπεράσματα όσον αφορά τη συγκεκριμένη μελέτη.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	iv
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ	v
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ	vii
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ	viii
ΑΠΟΔΟΣΗ ΟΡΩΝ.....	xi
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	xiv
1 Εξέλιξη των κωδίκων στην Κύπρο	1
1.1 Σεισμός.....	1
1.2 Σεισμοί στην Κύπρο	2
1.3 Κώδικας του Χαμουραμπί (2200π.Χ)	4
1.4 Μέτρα αντιμετώπισης-Κύπρος.....	5
1.5 Ιστορική αναδρομή στην δημιουργία των Ευρωκωδίκων.....	6
1.6 Ευρωκώδικας 8.....	8
1.6.1 Απαιτήσεις επιτελεστικότητας και κριτήρια συμμόρφωσης.....	9
1.6.2 Κριτήρια συμμόρφωσης.....	10
1.6.3 Σχεδιασμός κτηρίων	10
2 Βασικά στάδια που θα πρέπει να ακολουθούνται στο σχεδιασμό αντισεισμικών κτηρίων	11
2.1 Καθορισμός βασικών παραμέτρων	11
2.2 Πως επηρεάζει η κατηγορία πλαστιμότητα τον σχεδιασμό	13
2.3 Καθορισμός εδαφικής επιτάχυνσης.....	14
2.4 Δομητικά συστήματα.....	18
2.5 Έλεγχοι που πρέπει να γίνονται	24

3	Υπολογισμός σεισμικών φορτίων	25
3.1	Διαφοροποίηση της περιοχής έδρασης του κτηρίου	25
3.2	Διαφοροποίηση επιπέδου κανονικότητας	27
3.3	Διαφοροποίηση περιόδου κτηρίου	28
3.4	Διαφοροποίηση επιπέδου πλαστιμότητας	30
4	Παραδείγματα σχεδιασμού για τις διάφορες εντατικές καταστάσεις διαφόρων μελών ..	32
4.1	Σχεδιασμός πλαισιακού συστήματος	32
4.1.1	Έλεγχος περιορισμού βλαβών	33
4.1.2	Έλεγχος φαινομένων δεύτερης τάξης.....	34
4.1.3	Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού δοκών	37
4.1.4	Ικανοτικός Σχεδιασμός Υποστυλωμάτων Κ1 και Κ2 πρώτου και δεύτερου ορόφου.....	51
4.1.5	Οπλισμός διάτμησης υποστυλωμάτων Κ1 και Κ2 πρώτου ορόφου	57
4.1.6	Οπλισμός διάτμησης δοκών	65
4.2	Σχεδιασμός τοιχωματικού συστήματος	76
4.2.1	Έλεγχος περιορισμού βλαβών	77
4.2.2	Έλεγχος φαινομένων δεύτερης τάξης.....	77
4.2.3	Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού δοκών	80
4.2.4	Υπολογισμός ροπών υποστυλωμάτων Κ11 και Κ12.....	93
4.2.5	Οπλισμός διάτμησης υποστυλωμάτων Κ1 και Κ2 πρώτου ορόφου	94
4.2.6	Οπλισμός διάτμησης δοκών	95
5	Συμπεράσματα	105
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	110

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1: Απαιτήσεις υλικών στον αντισεισμικό σχεδιασμό ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας	14
Πίνακας 2: Τιμές επιταχύνσεων εδαφών ανάλογα με την περιοχή	16
Πίνακας 3: Τιμές παραμέτρων για φάσμα τύπου 1	18
Πίνακας 4: Επιπτώσεις της μη κανονικότητας	20
Πίνακας 5: Κατηγορίες σπουδαιότητας	22
Πίνακας 6: Συντελεστές σπουδαιότητας	23
Πίνακας 7: Σχέση μεταξύ περιοχής έδρασης κτηρίου και επιτάχυνση σχεδιασμού	26
Πίνακας 8: Σχέση μεταξύ κανονικότητας και επιτάχυνσης σχεδιασμού	27
Πίνακας 9: Σχέση μεταξύ περιόδου κτηρίου και επιτάχυνσης σχεδιασμού	29
Πίνακας 10: Σχέση μεταξύ κατηγορίας πλαστιμότητας και επιτάχυνσης σχεδιασμού	30
Πίνακας 11: Ιδιοπεριόδοι των 2 συστημάτων	107
Πίνακας 12: Απαιτούμενος οπλισμός των δύο άκρων της δοκού Δ1, στο πλαισιωτό και τοιχωματικό σύστημα	108

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1:Σεισμογράφος στο σεισμολογικό κέντρο του Τμήματος Γεωλογικής Επισκόπησης .	3
Εικόνα 2:Επιλογή συντελεστών ασφαλείας	12
Εικόνα 3:Κατηγορίες εδαφών A-C	15
Εικόνα 4: Κατηγορίες εδαφών D-E καθώς και τους εδαφικούς τύπους S1 και S2.....	15
Εικόνα 5: Χάρτης Σεισμικού Κινδύνου Κύπρου.....	16
Εικόνα 6: Ελαστικό φάσμα EN1998-1	17
Εικόνα 7: Γραφική απεικόνιση της σχέσης μεταξύ επιτάχυνσης σχεδιασμού και επιτάχυνσης εδάφους.....	26
Εικόνα 8: Γραφική απεικόνιση της σχέση επιτάχυνσης σχεδιασμού και επίπεδου κανονικότητας	28
Εικόνα 9: Γραφική απεικόνιση της σχέση επιτάχυνσης σχεδιασμού και περιόδου κτηρίου ..	29
Εικόνα 10:Γραφική απεικόνιση της σχέσης επιτάχυνσης σχεδιασμού και επιπέδου πλαστιμότητας	31
Εικόνα 11: Κάτοψη πλαισιακού συστήματος	32
Εικόνα 12:Περιβάλλουσα ροπών των Δ1-Δ2-Δ3	37
Εικόνα 13: Περιβάλλουσα ροπών των Δ1-Δ2-Δ3	40
Εικόνα 14: Περιβάλλουσα ροπών των Δ13-Δ14-Δ15.....	44
Εικόνα 15: Περιβάλλουσα ροπών των Δ16-Δ17-Δ18.....	47
Εικόνα 16:Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων K11 και K12	51
Εικόνα 17:Απεικόνιση ροπών των υποστυλώμα K11 και K12.....	52
Εικόνα 18:Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων K21 και K22	54
Εικόνα 19:Απεικόνιση ροπών υποστυλωμάτων K21 και K22.....	55
Εικόνα 20:Υπολογισμός ικανοτικών τεμνουσών υποστυλώματος K11	57
Εικόνα 21: Κάτοψη τοιχωματικού συστήματος.....	76

Εικόνα 22: Περιβάλλουσα ροπών των $\Delta 1-\Delta 2-\Delta 3$	80
Εικόνα 23: Περιβάλλουσα ροπών των $\Delta 1-\Delta 2-\Delta 3$	83
Εικόνα 24: Περιβάλλουσα ροπών των $\Delta 13-\Delta 14-\Delta 15$	85
Εικόνα 25: Περιβάλλουσα ροπών των $\Delta 16-\Delta 17-\Delta 18$	88

ΑΠΟΔΟΣΗ ΟΡΩΝ

A_c	Εμβαδόν διατομής σκυροδέματος
A_s	Εμβαδόν διατομής οπλισμού
$A_{s,min}$	Ελάχιστο εμβαδόν διατομής οπλισμού
A_{sw}	Εμβαδόν διατομής συνδετήρα
G	Μόνιμη δράση
H	Ύψος ορόφου
M	Ροπή κάμψης
M_{Ed}	Τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης
ΣM_{Rb}	Άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής δοκών
ΣM_{Rc}	Άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής υποστυλωμάτων
N	Αξονική δύναμη
N_{Ed}	Τιμή σχεδιασμού αξονικής δύναμης
N_{SPT}	Αριθμός των κρούσεων που απαιτούνται για την διείδυση των 30 τελευταίων cm (Αποτέλεσμα από την πρότυπη δοκιμή διείδυσης)
Q	Κινητά φορτία
T_c	Περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
T_x	Περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος στη x διεύθυνση
T_y	Περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος στη y διεύθυνση
V_{total}	Τέμνουσα βάσης ορόφου
$V_{Rd,s}$	Τέμνουσα για τον ελάχιστο οπλισμό
V_{Ed}	Τιμή σχεδιασμού τέμνουσας

$V_{CD,c}$ Ικανοτική τέμνουσα
 W Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο δοκού

Λατινικά Πεζά

b_c Πλάτος θλιβόμενης ζώνης
 b_o Πλάτος περισφυγμένου πυρήνα
 b_w Πλάτος δοκού
 d Στατικό ύψος διατομής
 db_L Διάμετρος διαμήκους οπλισμού
 d_e Ελαστικές μετακινήσεις
 d_r Σχετική μετακίνηση ορόφου
 d_s Μετακινήσεις στο πλαστικό σύστημα
 f_c Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος
 f_{cd} Τιμή σχεδιασμού θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος
 f_{ck} Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλίνδρου στις 28 μέρες
 f_{ctm} Μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος σε καθαρό εφελκυσμό
 f_y Όριο διαρροής οπλισμού
 f_{yd} Τιμή σχεδιασμού ορίου διαρροής οπλισμού
 f_{yk} Χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής οπλισμού
 f_{ywd} Τιμή σχεδιασμού ορίου διαρροής οπλισμού διάτμησης
 h_c Ύψος κολώνας
 h_w Ύψος δοκού
 l_{cl} Καθαρό μήκος από δοκό σε δοκό
 s Απόσταση συνδετήρων
 s_w Απόσταση εγκάρσιου οπλισμού

qΣυντελεστής συμπεριφοράς

Ελληνικά πεζά

αΣυντελεστής αποτελεσματικότητας της περίσφυξης

α_g Επιτάχυνση σχεδιασμού

α_{gR} Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

γ_IΣυντελεστής σπουδαιότητας

γ_GΕπιμέρους συντελεστής μόνιμων δράσεων

γ_{Rd}Συντελεστής που εκφράζει την πιθανή υπεραντοχή

γ_Q Επιμέρους συντελεστής μεταβλητών δράσεων

μ_ϕ Πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων

ν_dΑνηγγεμένη αξονική δύναμη υποστυλώματος

ρ Ποσοστό άνω οπλισμού

ρ_{max}Μέγιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού

ρ_{min}Ελάχιστο ποσοστό οπλισμού

ρ_wΠοσοστό οπλισμού διάτμησης

ω_nΜηχανικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού του κορμού

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Κύπρος, δυστυχώς, πάντοτε ήταν αντιμέτωπη με το φαινόμενο του σεισμού. Είναι μια καθ' όλα σεισμογενής περιοχή η οποία μάλιστα καταστράφηκε πολλές φορές από αυτό το φαινόμενο. Το πρόβλημα είναι μεγαλύτερο, αν σκεφτεί κανείς, πως ο σεισμός είναι ένα φαινόμενο που δεν μπορεί ούτε να προβλεφτεί, ούτε να προληφθεί. Έτσι, πάντοτε υπήρχε η ανάγκη της ύπαρξης κάποιων αντισεισμικών κανόνων τους οποίους εφαρμόζοντάς τους θα έκαναν τα κτήριά μας πιο «ισχυρά» στο σεισμό. Το κύριο μέλημα, βέβαια, αυτής της ανάγκης ήταν η προστασία πρωτίστως της ανθρώπινης ζωής και μετά των κατασκευών. Σιγά σιγά άρχισαν να εισάγονται διάφοροι κώδικες με τους οποίους σχεδιαζόταν ένα δόμημα αντισεισμικό. Πριν από περίπου 20 χρόνια, άρχισε να γίνεται υποχρεωτική η χρήση αντισεισμικών κωδίκων και στην Κύπρο. Βέβαια, ο κάθε μηχανικός χρησιμοποιούσε τον «δικό του» αντισεισμικό κώδικα, αυτόν δηλαδή, που γνώριζε καλύτερα. Δεν υπήρχε κάποιος κοινός κώδικας που θα έπρεπε να ακολουθείται. Τα τελευταία χρόνια προστέθηκαν στον κατάλογο των υπαρχόντων κωδίκων οι Ευρωκώδικες, οι οποίοι θα ακολουθούνται από χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης. Έτσι, η Κύπρος, ως μέλος της Ευρωπαϊκής Ένωσης καλείται να προσαρμοστεί με τους Ευρωκώδικες. Η χρήση τους, μετατρέπει το σχεδιασμό σε ένα κοινό τρόπο δημιουργίας δομημάτων στην κοινωνία της Ευρωπαϊκής Ένωσης.

Η πιο κάτω εργασία, περιγράφει τα στάδια που ακολουθούνται ούτως ώστε να σχεδιαστεί μια αντισεισμική κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τους Ευρωκώδικες. Το πρώτο μέρος της εργασίας είναι θεωρητικό και όπως είπα προηγουμένως, αναφέρεται στο τί είναι σεισμός, τη σχέση της Κύπρου με τους σεισμούς, λίγα λόγια για το τί είναι οι «Ευρωκώδικες» και γενικότερα, στην εξέλιξη των κωδίκων στην Κύπρο. Στο δεύτερο μέρος, γίνεται η καταγραφή των βημάτων που πρέπει να ακολουθηθούν από ένα μηχανικό για να σχεδιάσει μια αντισεισμική κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σε αυτό το μέρος της εργασίας, έγινε εκτενής χρήση των ευρωκωδίκων που σχετίζονται τόσο με το σχεδιασμό γενικότερα, όσο και με τον αντισεισμικό σχεδιασμό, ειδικότερα. Συγκεκριμένα, μελετήθηκαν οι: EN 1990 Ευρωκώδικας: Βάσεις Σχεδιασμού (1ο Μέρος), EN 1991 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις στους φορείς (1ο Μέρος), EN 1992 Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός Φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα (1ο Μέρος): EN 1998 Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός (1ο Μέρος). Η προσπάθεια είναι να κάνουμε όσο το δυνατό πιο ξεκάθαρη και να απλοποιήσουμε την κάπως περίπλοκη διαδικασία των ευρωκωδίκων. Στα υπόλοιπα μέρη, έγιναν κάποια

παραδείγματα και συγκρίσεις, καταλήγοντας έτσι σε κάποια συμπεράσματα. Γενικότερα, σκοπός της πιο κάτω εργασίας είναι να καταγραφούν τα βήματα που θα πρέπει να ακολουθηθούν για να σχεδιαστεί μια κατασκευή από οπλισμένο σκυροδέματος λαμβάνοντας υπόψη και τη σεισμική φόρτιση.

1 Εξέλιξη των κωδίκων στην Κύπρο

1.1 Σεισμός

Από τα πανάρχαια χρόνια, η ανθρωπότητα υπέφερε από διάφορα φυσικά φαινόμενα, τα οποία δεν μπορούσαν ούτε να προβλεφθούν, ούτε να προληφθούν. Ένα τέτοιο φαινόμενο είναι και ο σεισμός, ο οποίος ταλαιπωρεί και τη χώρα μας, χρόνια τώρα.

Πιο κάτω θα αναφερθώ για το τί είναι σεισμός, τη σχέση που έχει η Κύπρος με τους σεισμούς, καθώς και τα μέτρα που πάρθηκαν κατά καιρούς στην Κύπρο για αντιμετώπιση του φαινομένου του σεισμού.

Σεισμός είναι η απότομη δόνηση του εδάφους. Αυτή η εδαφική δόνηση είναι το αποτέλεσμα της διατάραξης της μηχανικής ισορροπίας των πετρωμάτων στο εσωτερικό της γης, λόγω ποικίλων φυσικών αιτιών. Κατά ένα άλλο ορισμό, σεισμός είναι η κίνηση του εδάφους που οφείλεται στην απότομη κίνηση των τεκτονικών πλακών της γης.

Η αρχική ερμηνεία του σεισμού, όμως, δεν ήταν αυτή που υπάρχει και σήμερα. Στην αρχαιότητα, πίστευαν πως ο σεισμός ήταν είτε το αποτέλεσμα της κίνησης του Εγκέλαδου μέσα στον τάφο του, είτε το αποτέλεσμα της συμπίεσης ατμών στο εσωτερικό της Γης. Ακόμη, πίστευαν πως το σπαρτάρισμα του γιαπωνέζικου γατόψαρου ευθύνετο για το σεισμό.

Ο σεισμός είναι ένα φαινόμενο απρόβλεπτο το οποίο παρουσιάζεται χωρίς σχεδόν καμία προειδοποίηση. Δεν μπορεί να αποτραπεί και παρά τη σχετικά μικρή διάρκειά του, έχει τη δυνατότητα να προκαλεί μεγάλες υλικές ζημιές. Αυτές οι ζημιές στις υποδομές μπορούν να επιφέρουν σοβαρούς τραυματισμούς και απώλειες ανθρώπινων ζωών. Στην ουσία, αν δεν υπήρχαν τα κτήρια, ίσως ο σεισμός να ήταν κάτι διασκεδαστικό και ενδιαφέρον. Δυστυχώς, όμως, λόγω του ότι υπάρχουν κατασκευές, ο σεισμός μπορεί να επιφέρει την καταστροφή. Εμάς τους πολιτικούς μηχανικούς, πρωτίστως μας ενδιαφέρει η προστασία της ανθρώπινης ζωής και μετά οι ζημιές που θα υποστεί μια κατασκευή σε περίπτωση σεισμού.

Όπως προαναφέρθηκε, ο σεισμός δυστυχώς, προκαλεί πολλές καταστροφές τόσο στην ανθρώπινη ύπαρξη όσο και στα δομήματα. Παράλληλα, το φαινόμενο του σεισμού μπορεί να δημιουργήσει και κάποια άλλα προβλήματα όπως καταπτώσεις βράχων, ρευστοποίηση των εδαφών, κατολισθήσεις, θαλάσσια κύματα βαρύτητας (τσουνάμι) με εξίσου σοβαρές

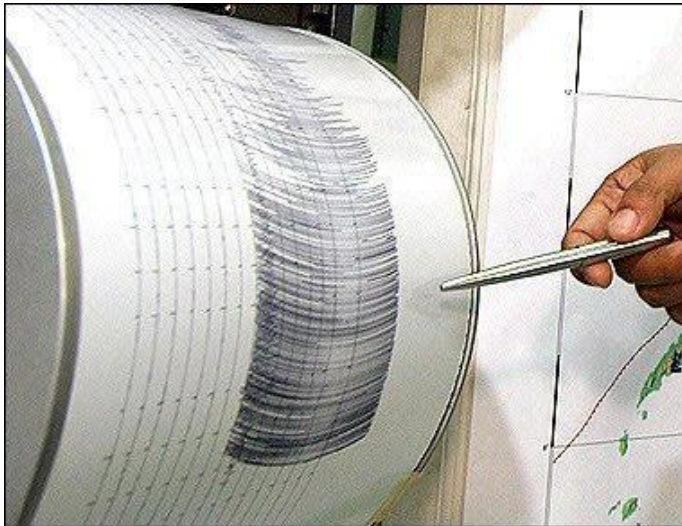
επιπτώσεις. Είναι ακόμη νωπές οι μνήμες από το μεγάλο σεισμό και το τσουνάμι που ακολούθησε, στην Ιαπωνία στις 11 Μαρτίου 2011. Οι πιο πάνω καταστάσεις που είναι στην ουσία επακόλουθα του σεισμού, προκαλούν και αυτές εξίσου σοβαρές καταστροφές και ζημιές.

Για να μπορούμε να χαρακτηρίσουμε ένα σεισμικό γεγονός και για να υπάρχει ένα μέτρο σύγκρισης μεταξύ σεισμών διαφορετικών χαρακτηριστικών, χρησιμοποιούμε δύο διαφορετικές ποσότητες-το μέγεθος και την ένταση του σεισμού. Το μέγεθος του σεισμού εκφράζει τη σεισμική ενέργεια που απελευθερώνεται κατά τη διάρκεια του σεισμικού συμβάντος. Η πιο γνωστή κλίμακα με την οποία μετριέται το μέγεθος του σεισμού είναι η κλίμακα Richter. Από την άλλη, η ένταση ενός σεισμού εκφράζεται με εμπειρικό τρόπο. Είναι ένα μέτρο των αποτελεσμάτων και των ζημιών που προκαλεί ο σεισμός τόσο στους ανθρώπους όσο και στις κατασκευές. Η ένταση και οι κλίμακες που μπορούν να την ορίσουν «γεννιούνται» σύμφωνα με το πώς ένιωσαν το σεισμό οι άνθρωποι. Για αυτό το λόγο άλλωστε οι κλίμακες έντασης είναι αρκετά υποκειμενικές μιας και βασίζονται σε ανθρώπινες μαρτυρίες. Επίσης, οι κλίμακες έντασης επηρεάζονται από τις τοπικές και κατασκευαστικές συνθήκες κάθε χώρας. Η πιο γνωστή κλίμακα έντασης είναι η κλίμακα Mercalli, σύμφωνα με την οποία οι σεισμοί μπορούν να καταταχτούν σε 12 κατηγορίες ανάλογα με τις ζημιές που προκαλούν. Εδώ πρέπει να πούμε, βέβαια, πως για να χαρακτηριστεί ένας σεισμός χρειάζονται να περιληφθούν πολλοί παράγοντες.

1.2 Σεισμοί στην Κύπρο

Η Κύπρος είναι μια χώρα με πολύ έντονη σεισμικότητα, κάτι που αποδεικνύεται από διάφορα ιστορικά δεδομένα και ποικίλες ιστορικές καταγραφές. Ο κύριος λόγος που η Κύπρος «υποφέρει» τόσο συχνά από το φαινόμενο του σεισμού είναι η ύπαρξη του κυπριακού τόξου, πολύ κοντά στην Κύπρο. Από κάποιες αναφορές που έχουμε, φαίνεται ότι η Κύπρος στο παρελθόν υπέστη αρκετούς σεισμούς. Μελετώντας κάποιες ιστορικές πηγές παρατηρούμε ότι κατά τη διάρκεια της περιόδου 26 π.Χ. και 1900 μ.Χ. , έγιναν 16 καταστροφικοί σεισμοί. Η Πάφος , η Σαλαμίνα και το Κίτιο είναι κάποια παραδείγματα που φανερώνουν το ύψος του προβλήματος του σεισμού, μιας και αρκετές ήταν οι φορές που αυτές οι πόλεις καταστράφηκαν και ξαναχτίστηκαν από την αρχή. Πιο ακριβή στοιχεία για τους σεισμούς που συνέβαιναν στην Κύπρο άρχισαν να συλλέγονται το 1896, μιας και τότε τέθηκαν σε εφαρμογή σεισμολογικοί σταθμοί σε χώρες γειτονικές της Κύπρου. Στην Κύπρο,

ο πρώτος σειсмоγράφος τοποθετήθηκε το 1984 από το Τμήμα Γεωλογικής Επισκόπησης. Το σεισμολογικό δίκτυο της Κύπρου αναβαθμίστηκε το 1987 με τη δημιουργία δύο νέων σταθμών στην Πέγεια και στην Αγία Νάπα. Πληροφορικά, το κύριο έργο που επιτελεί ένας σεισμολογικός σταθμός είναι η συνεχής παρακολούθηση και καταγραφή της σεισμικής δραστηριότητας της περιοχής που καλύπτει αλλά και των γειτονικών της περιοχών. Μετά την καταγραφή της ο σεισμολογικός σταθμός αναλύει τα δεδομένα που συλλέχθηκαν για να τα επεξεργαστεί και να βγάλει κάποια συμπεράσματα όσον αφορά τη σεισμικότητα της περιοχής που εξετάζει. Επίσης, μέσα στις αρμοδιότητες ενός σεισμολογικού σταθμού είναι η πληροφόρηση του κοινού όσον αφορά τους αισθητούς σεισμούς που σημειώνονται κατά καιρούς.



Εικόνα 1:Σειсмоγράφος στο σεισμολογικό κέντρο του Τμήματος Γεωλογικής Επισκόπησης

Η Κύπρος ,όπως είπα πιο πάνω, είναι μια περιοχή με εξαιρετικά μεγάλη σεισμικότητα, αφού βρίσκεται σε μια σεισμογόνο ζώνη. Η παράκτια ζώνη της Κύπρου ,όμως, είναι η περιοχή με τις μεγαλύτερες επιταχύνσεις εδαφών. Ως εκ τούτου η εν λόγω περιοχή της Κύπρου, είναι και η πιο σεισμόπληκτη.

1.3 Κώδικας του Χαμουραμί (2200π.Χ)

Από τα πανάρχαια χρόνια υπήρχε η ανάγκη για κατοικία. Υπήρχαν από τότε οι μηχανικοί που σχεδίαζαν κατοικίες. Η απαίτηση για ασφάλεια της κατασκευής καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής της, ήταν δεδομένη. Και ο μόνος τρόπος ο οποίος θα διασφάλιζε ή θα κάλυπτε τον ιδιοκτήτη από πιθανή αστοχία ήταν ο κώδικας του Χαμουραμί.

- Αν ένας κτίστης κατασκευάσει ένα σπίτι για κάποιον, και δεν το κατασκευάσει σωστά, και το σπίτι που κατασκεύασε καταρρεύσει και σκοτωθεί ο ιδιοκτήτης του, τότε ο κτίστης αυτός θα θανατωθεί (άρθρο 229).
- Αν σκοτωθεί ο γιος του ιδιοκτήτη του σπιτιού, θα θανατωθεί ο γιος του κτίστη (άρθρο 230).
- Αν σκοτωθεί ένας σκλάβος του ιδιοκτήτη του σπιτιού, τότε, θα δώσει στον ιδιοκτήτη του σπιτιού ένα δικό του σκλάβο (άρθρο 231).
- Αν καταστραφούν αγαθά, θα τον αποζημιώσει για όλα τα αγαθά που καταστράφηκαν, και επειδή δεν κατασκεύασε σωστά το σπίτι που κατέρρευσε, θα το ανακατασκευάσει με δικά του έξοδα (άρθρο 232).
- Αν ένας κτίστης κατασκευάσει ένα σπίτι για κάποιον και οι τοίχοι καταρρεύσουν, πριν την αποπεράτωσή του, ο κτίστης θα ανεγείρει τους τοίχους με δικά του έξοδα (άρθρο 233).

Γενικότερα, ο μηχανικός ως ο κύριος του έργου έχει και την κύρια ευθύνη. Οτιδήποτε δόμημα κι αν κατασκευάσει, θα πρέπει να αντέξει στο χρόνο ούτως ώστε όχι μόνο να μην αστοχήσει αλλά και καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής του, να μην πάθει μεγάλες παραμορφώσεις οι οποίες θα προκαλούν ένα αίσθημα ανασφάλειας στους κατοίκους της.

Ένα από τα πιθανά προβλήματα που μπορεί να αντιμετωπίσει μία κατασκευή κατά τη διάρκεια ζωής της είναι μεταξύ άλλων το «χτύπημα» από σεισμό. Οι σεισμοί όπως είπαμε, είναι φυσικά φαινόμενα, που ο άνθρωπος αδυνατεί να προβλέψει ή να αποτρέψει. Το μόνο που μπορεί να κάνει είναι να περιορίσει τις επιπτώσεις του σεισμού πάνω στα κτήρια και κατ'επέκταση πάνω στον άνθρωπο. Αυτή είναι και η ευθύνη ενός μηχανικού· να σχεδιάζει κατασκευές οι οποίες, κάτω από τις όποιες συνθήκες κι αν βρεθούν, να έχουν την ικανότητα να αντέχουν το οποιοδήποτε φορτίο.

1.4 Μέτρα αντιμετώπισης-Κύπρος

Η Κύπρος, ως μια περιοχή με μεγάλη ευαισθησία στους σεισμούς, είχε από πάντοτε την ανάγκη αντισεισμικής ενίσχυσης. Έτσι πριν από περίπου 35 χρόνια άρχισε μια προσπάθεια σεισμικής αναβάθμισής της. Το πρώτο βήμα έγινε με την ίδρυση της Κυπριακής Επιτροπής Αντισεισμικών Μέτρων (ΚΕΑΜ). Η Κυπριακή Επιτροπή Αντισεισμικών Μέτρων (ΚΕΑΜ) ιδρύθηκε το 1979 και είχε σαν όρο την εισαγωγή αντισεισμικών μέτρων με τα οποία θα προστατευόταν ο άνθρωπος και οι κατασκευές σε περίπτωση σεισμού.

Έτσι, ξεκίνησε μια προσπάθεια λήψης αντισεισμικών μέτρων. Αρχικά, ετοιμάστηκε το σχέδιο «εγκέλαδος». Σε αυτό το σχέδιο, ήταν καταγεγραμμένες όλες οι απαραίτητες κινήσεις που έπρεπε να κάνουν τα αρμόδια όργανα της πολιτείας σε περίπτωση σεισμού. Ακόμη, το σχέδιο «εγκέλαδος» αναφερόταν στον τρόπο λήψης αποφάσεων από τις αρμόδιες υπηρεσίες ούτως ώστε να μπορούσε η Κύπρος να αντεπεξέλθει στο χάος που θα επικρατούσε μετά από ένα πιθανό σεισμό. Επίσης, θεσμοθετήθηκαν πρότυπα για τα δομικά υλικά. Ακολούθως, το Τμήμα Γεωλογικής Επισκόπησης ετοίμασε το Χάρτη Σεισμικών Ζωνών της Κύπρου. Σε αυτόν το χάρτη καθορίζονταν οι σεισμικές ζώνες και τα μεγέθη των επιταχύνσεων εδαφών για κάθε σεισμική ζώνη.

Μέχρι αυτή την περίοδο, τα κτήρια σχεδιάζονταν μόνο για κατακόρυφα φορτία, χωρίς δηλαδή να λαμβάνονται υπόψη οριζόντια φορτία (παράδειγμα οριζόντιων φορτίων, ο σεισμός). Έτσι, γινόταν όλο και πιο επιτακτική η ανάγκη συμπερίληψης και των οριζόντιων φορτίων στο σχεδιασμό ενός κτηρίου. Η εκπόνηση σύντομων αντισεισμικών μέτρων ήταν το επόμενο βήμα. Τα εν λόγω μέτρα ετοιμάστηκαν από την Κυπριακή Επιτροπή Αντισεισμικών Μέτρων(ΚΕΑΜ) σε συνεργασία με την επιτροπή αντισεισμικής μηχανικής του συνδέσμου Πολιτικών Μηχανικών και Αρχιτεκτόνων Κύπρου. Αυτά τα μέτρα ήταν γενικές οδηγίες οι οποίες θα έπρεπε να ακολουθούνται κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα και από φέρουσα τοιχοποιία ούτως ώστε να συμπεριλαμβάνονται πλέον και τα οριζόντια φορτία στο σχεδιασμό των κατασκευών. Αυτά τα μέτρα τέθηκαν σε εφαρμογή το 1986.

Μετά από αυτά τα σύντομα αντισεισμικά μέτρα ,εκπονήθηκε ο κυπριακός σεισμικός κώδικας. Τέθηκε σε προαιρετική εφαρμογή το 1992. Εφαρμόζεται υποχρεωτικά, για πρώτη φορά, την 1η Ιανουαρίου 1994 σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. «Αντικαταστάτης» του κυπριακού σεισμικού κώδικα είναι ο ευρωκώδικας 8.

Δυστυχώς, ο σεισμός του 1995 ήταν η αφορμή για να παρθούν περαιτέρω μέτρα. Έτσι με την βοήθεια πλέον του Επιστημονικού Τεχνικού Επιμελητηρίου Κύπρου (ΕΤΕΚ) ,το οποίο ιδρύθηκε το 1992, πάρθηκαν ποικίλες αποφάσεις η οποίες μεταξύ άλλων αφορούσαν την πρόληψη, την ετοιμότητα, τον καθορισμό του σεισμικού κινδύνου.

1.5 Ιστορική αναδρομή στην δημιουργία των Ευρωκωδίκων

Οι Ευρωκώδικες έχουν ως κύριο στόχο την δημιουργία ενός κοινού υποβάθρου ευρωπαϊκών κανονισμών με τους οποίους θα πρέπει όλες οι χώρες της ευρωζώνης να «συμβιβαστούν» και κατ' επέκταση τα έργα πολιτικής μηχανικής να σχεδιάζονται σύμφωνα με αυτούς. Δηλαδή, η μηχανική αντοχή του κάθε έργου πολιτικής μηχανικής θα καθορίζεται, σύμφωνα με τους ευρωκώδικες. Ως επακόλουθο αυτού, θα είναι η «διαγραφή» των μέχρι τώρα εθνικών κανονισμών του κάθε κράτους-μέλους της Ευρωπαϊκής Ένωσης και η αντικατάστασή τους από τους Ευρωκώδικες. Με τους ευρωκώδικες ,τα κράτη μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης θα εργάζονται πάνω σε μια ερευνητική βάση η οποία θα είναι κοινή για όλα τα μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης, αφού θα υπάρχουν κοινοί κανονισμοί για όλους. Πλέον δεν θα υπάρχουν διαφορετικές μέθοδοι υπολογισμού της αντοχής των κατασκευών ανάμεσα στις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης. Έτσι, θα μπορέσει να προωθηθεί η συνεργασία, και η ανταλλαγή απόψεων. Ακόμη, οποιοδήποτε μέλος της Ευρωπαϊκής Ένωσης θελήσει να εργαστεί κάπου αλλού εντός της Ευρωπαϊκής Ένωσης, θα μπορεί αφού θα υπάρχει η κοινή γνώση και τεχνογνωσία που προσφέρουν οι Ευρωκώδικες. Οι Ευρωκώδικες ήρθαν για να βελτιώσουν την ποιότητα των κατασκευών και να δημιουργήσουν κατασκευές ασφαλέστερες στην κοινωνία της Ευρώπης. Οι Ευρωκώδικες εκπονήθηκαν από τον ευρωπαϊκό οργανισμό τυποποίησης (CEN). Κάθε Ευρωκώδικας αποτελείται από δύο μέρη· Το Βασικό Κείμενο ,το οποίο είναι ίδιο για όλες τις χώρες (μεταφρασμένο στη γλώσσα της χώρας) και το Εθνικό Προσάρτημα που εκδίδεται από την κάθε χώρα και καθορίζει τις «Εθνικά Προσδιορισμένες Παραμέτρους» της κάθε χώρας.

Οι Ευρωκώδικες ακολούθησαν μια αρκετά μεγάλη διαδρομή για να φθάσουν στο σημερινό σημείο. Από το 1975 ξεκίνησε μια προσπάθεια από την Ευρωπαϊκή κοινότητα και συγκεκριμένα από την Επιτροπή της Ευρωπαϊκής Κοινότητας για τη δημιουργία μιας κοινής πολιτικής στο σχεδιασμό των κατασκευών. Στόχος ήταν αυτή η κοινή πολιτική να ακολουθείται από τις χώρες μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης. Έτσι, με αυτό τον τρόπο θα

δημιουργούνταν κάποιοι κανονισμοί, οι οποίοι θα μπορούσαν να ακολουθηθούν από όλα τα κράτη μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης. Αυτοί οι κανονισμοί θα χρησιμοποιούνταν αρχικά προαιρετικά και θα αντικαθιστούσαν τους Εθνικούς Κανονισμούς της κάθε χώρας. Αργότερα η εφαρμογή τους θα γινόταν υποχρεωτική. Ακολούθως, το 1984 η Ευρωπαϊκή Επιτροπή σε συνεργασία με τους αντιπροσώπους των κρατών μελών, δημοσίευσαν τους πρώτους Ευρωκώδικες. Το 1989 δημοσιεύεται η Οδηγία 89/106/ΕΟΚ για τα Δομικά Προϊόντα. Έπειτα, το 1990, ξεκινά η σύνταξη των Προσωρινών Ευρωπαϊκών Προτύπων (ENV) από τον Ευρωπαϊκό Οργανισμό Τυποποίησης (CEN). Το 1992 αρχίζει η δημοσίευση των Προσωρινών Ευρωκωδίκων (ENV) οι οποίοι παρουσιάζουν και κάποιες ενδεικτικές τιμές τις οποίες μπορούν τα κράτη μέλη να επιλέξουν ως τις δικές τους εθνικές τιμές ανάλογα με τις «Εθνικά Προσδιορισμένες Παραμέτρους-NDP». Το 1998 οι Προσωρινοί Ευρωκώδικες (ENV) γίνονται Ευρωκώδικες (EN) μετά από υπόδειξη της Ευρωπαϊκής Επιτροπής προς την CEN. Μετά από 5 χρόνια, το 2003, δηλαδή, εκδίδεται η Οδηγία για τις Δημόσιες Συμβάσεις έργων, προμηθειών και υπηρεσιών. Το 2006 ολοκληρώθηκε η δημοσίευση των EN Ευρωκωδίκων.

Πληροφοριακά, οι πρώτοι αντισεισμικοί κανονισμοί δημοσιεύτηκαν στα μέσα της δεκαετίας του 1920 (1924 Ιαπωνία και 1927 ΗΠΑ) αφού οι σεισμοί έκαναν επιτακτική την ανάγκη καθορισμού αντισεισμικών κανονισμών. Αρχικά υπήρχε μόνο η στατική θεώρηση των φορτίων. Αργότερα εμφανίστηκε η δυναμική η οποία και επικράτησε

Οι Ευρωκώδικες απαρτίζονται από 10 κύρια Ευρωπαϊκά πρότυπα, και υποδιαιρούνται σε 58 μέρη που συμπεριλαμβάνουν όλους τους τρόπους δόμησης (σκυρόδεμα, χάλυβα, ξύλινες κατασκευές, τοιχοποιία και αλουμίνιο). Πιο κάτω φαίνονται εκτεταμένα όλα τα μέρη των Ευρωκωδίκων.

- EN 1990 Ευρωκώδικας 0 Βάσεις Σχεδιασμού (1 Μέρος)
- EN 1991 Ευρωκώδικας 1 Δράσεις στους φορείς (10 Μέρη)
- EN 1992 Ευρωκώδικας 2 Σχεδιασμός Φορέων από Σκυρόδεμα (4 Μέρη)
- EN 1993 Ευρωκώδικας 3 Σχεδιασμός Φορέων από Χάλυβα (20 Μέρη)
- EN 1994 Ευρωκώδικας 4 Σχεδιασμός Σύμμεικτων Φορέων από Χάλυβα και Σκυρόδεμα (3 Μέρη)
- EN 1995 Ευρωκώδικας 5 Σχεδιασμός Ξύλινων Φορέων (3 Μέρη)

- EN 1996 Ευρωκώδικας 6 Σχεδιασμός Φορέων από Τοιχοποιία (5 Μέρη)
- EN 1997 Ευρωκώδικας 7 Γεωτεχνικός Σχεδιασμός (3 Μέρη)
- EN 1998 Ευρωκώδικας 8 Αντισεισμικός Σχεδιασμός (6 Μέρη)
- EN 1999 Ευρωκώδικας 9 Σχεδιασμός Φορέων από Αλουμίνιο (3 Μέρη)

Για κάθε μέρος του Ευρωκώδικα, έχει εκδοθεί το «Εθνικό Προσάρτημα», το οποίο περιέχει τις «Εθνικά Προσδιορισμένες Παραμέτρους-NDP», οι οποίες αναφέρονται στις ειδικές γεωγραφικές, γεωλογικές ή κλιματικές συνθήκες της κάθε χώρας. Σύμφωνα με αυτές θα υπάρχουν και οι ανάλογοι συντελεστές και γενικότερα οι ανάλογες τιμές. Δηλαδή, οι ευρωκώδικες δίνουν τη δυνατότητα στο κάθε κράτος να καθορίσει τις δικές του τιμές σύμφωνα με τα πιο πάνω χαρακτηριστικά της κάθε χώρας. Παράλληλα, οι ευρωκώδικες αναφέρουν κάποιες ενδεικτικές τιμές για την κάθε χώρα, που καλό θα ήταν να ακολουθούνται στο βαθμό που είναι δυνατό. Οι «Εθνικά Προσδιορισμένες Παράμετροι-NDP» κάθε κράτους θα πρέπει να κοινοποιούνται στη CEN και στην Ευρωπαϊκή επιτροπή.

1.6 Ευρωκώδικας 8

Ο Ευρωκώδικας 8 (EN 1998) εφαρμόζεται στο σχεδιασμό και την κατασκευή κτηρίων και διαφόρων άλλων έργων πολιτικής μηχανικής σε σειсмоγενείς περιοχές, σε περιοχές, δηλαδή, που υποφέρουν από «έντονη» ή «υψηλή» σεισμικότητα. Ο κύριος σκοπός του EN 1998 είναι να προσφέρει σιγουριά στο ότι σε περίπτωση σεισμού θα προστατευτούν οι ανθρώπινες ζωές. Επίσης, με τη χρήση του EN 1998 θέλεις να περιορίσεις τις υλικές ζημιές. Τέλος, υπάρχουν διατάξεις στον EN 1998, τις οποίες εφαρμόζοντάς τις, θέλεις να εξασφαλίσεις ότι τα δομήματα που είναι σημαντικά για την κοινωνία(νοσοκομεία, σχολεία, κτλ) θα είναι λειτουργήσιμα μετά το σεισμό. Η ακατάστατη φύση του σεισμικού γεγονότος, καθιστούν την επίτευξη των στόχων αυτών μόνο εν μέρει δυνατή και μετρήσιμη μόνο με όρους πιθανοτήτων. Ειδικές κατασκευές, όπως πυρηνικοί σταθμοί ηλεκτροπαραγωγής, παράκτιες κατασκευές και μεγάλα φράγματα είναι πέραν από τον σκοπό του EN 1998. Ο Ευρωκώδικας 8 (EN 1998) είναι υποδιαιρεμένος σε 10 διαφορετικά μέρη. Ο Ευρωκώδικας 8 συμπληρώνει ουσιαστικά, άλλους κώδικες τους οποίους χρησιμοποιεί ο μηχανικός για το σχεδιασμό μιας κατασκευής. Στην περίπτωσή μας, για το σχεδιασμό δηλαδή αντισεισμικού κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, συμπληρώνει τον EN 1992.

Συγκεκριμένα, σε αυτή την εργασία ασχοληθήκαμε με τον EN 1998-1 που είναι ο κατ' εξοχήν κώδικας για το σχεδιασμό αντισεισμικών κτηρίων. Ο EN 1998-1 εφαρμόζεται στο σχεδιασμό κτηρίων σε σεισμογενείς περιοχές και είναι υποδιαιρεμένος σε 10 μέρη. Το μέρος 2 του EN 1998-1 περιλαμβάνει τις βασικές απαιτήσεις εκτέλεσης και τα κριτήρια συμμόρφωσης τα οποία εφαρμόζονται στα δομήματα. Το μέρος 3 του EN 1998-1 δίνει τους κανόνες για την αντιπροσώπευση των σεισμικών δράσεων και για τους συνδυασμούς των σεισμικών δράσεων με άλλα φορτία ή δράσεις. Το μέρος 4 του EN 1998-1 περιλαμβάνει γενικούς κανόνες σχεδιασμού δομημάτων. Τα μέρη 5 μέχρι 9 του EN 1998-1 περιλαμβάνουν ειδικούς κανονισμούς για κτήρια τα οποία είναι κατασκευασμένα από διαφορετικό υλικό. Πιο κάτω αναφέρεται συγκεκριμένα το κάθε ένα μέρος και το υλικό με το οποίο σχετίζεται.

- Μέρος 5:Ειδικοί κανονισμοί για δομήματα από μπετόν.
- Μέρος 6:Ειδικοί κανονισμοί για δομήματα από χάλυβα.
- Μέρος 7:Ειδικοί κανονισμοί για σύμμεικτες κατασκευές.
- Μέρος 8:Ειδικοί κανονισμοί για δομήματα από ξύλο.
- Μέρος 9:Ειδικοί κανονισμοί για δομήματα από τοιχοποιία.

Το μέρος 10 αναφέρεται στη σεισμική μόνωση των κτηρίων.

1.6.1 Απαιτήσεις επιτελεστικότητας και κριτήρια συμμόρφωσης

Οι κατασκευές σε σεισμογενείς περιοχές θα πρέπει να σχεδιάζονται και να κατασκευάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να εξασφαλίζονται οι πιο κάτω απαιτήσεις, η κάθε μια στον κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας. Αρχικά, θα πρέπει να εξασφαλίζεται η απαίτηση «Αποφυγή κατάρρευσης». Για να εξασφαλιστεί η πιο πάνω απαίτηση, θα πρέπει η κατασκευή να είναι σχεδιασμένη και κατασκευασμένη για να αντέχει τη σεισμική δράση σχεδιασμού που θα δεχθεί καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής της χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, έτσι ώστε να διατηρείται η δομική της ακεραιότητα και η εναπομένουσα φέρουσα ικανότητα μετά τη δράση του σεισμού. Επιπρόσθετα, υπάρχει η απαίτηση «Περιορισμός βλαβών». Οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται και να κατασκευάζονται ούτως ώστε να αντέχουν τη σεισμική δράση η οποία θα έχει μεγαλύτερη πιθανότητα να συμβεί από την σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την ύπαρξη καταστροφής και χωρίς την ύπαρξη άλλων συναφών περιορισμών χρήσεως.

1.6.2 Κριτήρια συμμόρφωσης

Για να ικανοποιηθούν οι προαναφερθείσες θεμελιώδεις απαιτήσεις, θα πρέπει να εξετάζονται δύο οριακές καταστάσεις: οριακές καταστάσεις αντοχής και καταστάσεις περιορισμού βλαβών. Οριακές καταστάσεις αντοχής είναι εκείνες που σχετίζονται με την κατάρρευση ή με άλλες μορφές κατασκευαστικής αστοχίας και οι οποίες πολύ πιθανόν να επηρεάσουν την ασφάλεια των ανθρώπων. Από την άλλη, καταστάσεις περιορισμού βλαβών είναι εκείνες που σχετίζονται με ζημιές πέραν των οποίων οι καθορισμένες απαιτήσεις λειτουργίας δεν πληρούνται.

Για καθορισμένες κατηγορίες κατασκευών σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας, οι θεμελιώδεις απαιτήσεις μπορεί να τηρηθούν με εφαρμογή κανόνων απλούστερων από αυτών που δίνονται στα σχετικά μέρη του EN 1998-1. Σε περιπτώσεις πολύ χαμηλής σεισμικότητας οι όροι του EN 1998-1 δεν χρειάζεται να τηρηθούν. Σε όλη την περιοχή της Κύπρου, έχουμε υψηλή σεισμικότητα και ως εκ τούτου, θα πρέπει να τηρούνται οι διατάξεις του EN 1998-1.

1.6.3 Σχεδιασμός κτηρίων

Το μέρος 4 του EN1998-1 περιλαμβάνει γενικούς κανόνες όσον αφορά το σχεδιασμό αντισεισμικών κτηρίων. Θα πρέπει να χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τα μέρη 2,3 και ένα μέρος από τα μέρη 5 μέχρι 9. Τα μέρη 5 μέχρι 9 σχετίζονται με ειδικούς κανόνες για διάφορα υλικά και στοιχεία που μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε μία κατασκευή.

2 Βασικά στάδια που θα πρέπει να ακολουθούνται στο σχεδιασμό αντισεισμικών κτηρίων

Για να σχεδιάσουμε μια αντισεισμική κατασκευή, θα πρέπει να ακολουθήσουμε κάποια βήματα. Αυτά τα βήματα, όπως είπα και πιο πάνω δεν είναι παρμένα μόνο από τον κώδικα που είναι καθαρά για αντισεισμικούς σκοπούς, δηλαδή τον EN 1998. Θα πρέπει να λάβουμε αρκετές υποδείξεις από τον EN 1990, ο οποίος μας δίνει τις βάσεις σχεδιασμού, από τον EN 1991-1 ο οποίος μας δίνει τις δράσεις σχεδιασμού καθώς και από τον κώδικα που αναφέρεται στο υλικό που θα χρησιμοποιήσουμε (EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995, EN 1996, EN 1999). Σε αυτή τη διπλωματική εργασία αναφερόμαστε σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, οπότε θα χρησιμοποιηθεί ο EN 1992.

2.1 Καθορισμός βασικών παραμέτρων

Το πρώτο πράγμα που θα πρέπει αρχικά να γίνει, είναι μια συζήτηση μεταξύ του ιδιοκτήτη και των μηχανικών του έργου (αρχιτέκτονα, πολιτικού μηχανικού). Από αυτή τη συζήτηση θα πρέπει να παρθούν αρκετές πληροφορίες που είναι σχετικές με το έργο, και που είναι απαραίτητες για το σωστό σχεδιασμό του δομήματος. Η Κύπρος, είναι μία χώρα που εντάσσεται στην περιοχή υψηλής σεισμικότητας. Οπότε, οι κανονισμοί, σε αναγκάζουν καθώς σχεδιάζεις μια κατασκευή, να λάβεις υπόψη σου τις διατάξεις του EN 1998. Ο ιδιοκτήτης θα πρέπει να μας δώσει και άλλες πληροφορίες σχετικές με την κατασκευή που θέλουμε να σχεδιάσουμε. Αρχικά, θα πρέπει να γνωρίζουμε τα χαρακτηριστικά του οικοπέδου στο οποίο θα ανεγερθεί το δόμημά μας. Παράλληλα, θα πρέπει να γνωρίζουμε και τα χαρακτηριστικά της εν λόγω περιοχής. Ακόμη, ο ιδιοκτήτης θα πρέπει να μας πληροφορήσει το σκοπό που θα εξυπηρετεί η κατασκευή μας. Όλα αυτά θα πρέπει να τα λογαριάσουμε αναλόγως και σε συνεργασία με τον ιδιοκτήτη και τον αρχιτέκτονα, να βγάλουμε το καλύτερο αποτέλεσμα.

Από τον Ευρωκώδικα- EN 1990 επιλέγουμε την κατηγορία διάρκειας ζωής της κατασκευής. Για συνήθεις κατασκευές (πχ Κατοικίες) επιλέγουμε την κατηγορία 4, διάρκειας ζωής 50 χρόνια. Για κατασκευές όπως γέφυρες ή μνημεία, επιλέγουμε την κατηγορία 5 με διάρκεια ζωής 100 χρόνια. Μετά από την επιλογή της κατηγορίας διάρκειας ζωής επιλέγουμε την κατηγορία χρήσης της κατασκευής από τον EN1991-1-1. Ανάλογα με το είδος της

κατασκευής μας (κατοικία, γραφεία, κτλ) επιλέγουμε και την κατάλληλη κατηγορία. Παράλληλα, λόγω μεγάλων αβεβαιοτήτων που υπάρχουν τόσο στις δράσεις, όσο και στα υλικά που χρησιμοποιούμε, υπάρχει η ανάγκη χρήσης συντελεστών ασφαλείας. Από τον EN1990, επιλέγουμε τις τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ . Ο συντελεστής συνδυασμού ψ_0 αποσκοπεί στον έλεγχο της οριακής κατάστασης της φέρουσας ικανότητας. Οι συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_1 , ψ_2 χρειάζονται για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας. Ο συντελεστής ψ_2 μας δείχνει την πιθανότητα να συνυπάρξει ο σεισμός με τα κινητά φορτία. Η πιο κάτω εικόνα υποδεικνύει τις τιμές των συντελεστών ψ που ανάφερα πιο πάνω, ανάλογα με τη χρήση του κτηρίου.

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, vehicle weight $\leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)			
- for sites located at altitude $H > 1000\text{ m a.s.l.}$	0,7	0,5	0,2
- for sites located at altitude $H \leq 1000\text{ m a.s.l.}$	0,5	0,2	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

* See also EN 1991-1-1: Clause 3.3.2 (1)

Εικόνα 2:Επιλογή συντελεστών ασφαλείας

Όπως βλέπουμε από τον πιο πάνω πίνακα, σε κατοικίες, ο συντελεστής ψ_2 είναι πιο μικρός από την κατηγορία D, δηλαδή, την κατηγορία των καταστημάτων. Αυτό είναι λογικό αν ανατρέξουμε στον «ορισμό» του συντελεστή ψ_2 . Έτσι στην κατηγορία D, σε καταστήματα, δηλαδή, είναι πιο πιθανόν να συνυπάρξει ο σεισμός μαζί με κινητά φορτία παρά σε κατοικίες.

Το επόμενο βήμα είναι η επιλογή των κινητών φορτίων ανάλογα με την κατηγορία του έργου μας. Κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής μας, δρουν πάνω της διάφορα φορτία όπως το ίδιο βάρος της (μόνιμο φορτίο), κινητά φορτία, φορτία σεισμού, φορτία χιονιού και διάφορα άλλα είδη φορτίων. Ανάλογα με το τί σχεδιασμό θέλουμε να κάνουμε, θεωρούμε και τα ανάλογα φορτία καθώς και τους ανάλογους συνδιασμούς φόρτισης. Έτσι, χρειάζεται να βρούμε τί φορτία θα ασκούνται πάνω στην κατασκευή μας και να τα συνδιάσουμε με τη χρήση του κατάλληλου συνδιασμού φόρτισης. Γενικότερα, η κατασκευή μας, πρέπει να

σχεδιαστεί με τέτοιο τρόπο ώστε σε όλη τη διάρκεια ζωής της να εξασφαλίζεται η απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα και λειτουργικότητά της.

Τέλος, θα πρέπει να γίνει η επιλογή περιβάλλοντος που θα εκτίθεται η κατασκευή μας (πχ κοντά σε θάλασσα). Με αυτό τον τρόπο, βρίσκω την ονομαστική κάλυψη του οπλισμού.

2.2 Πως επηρεάζει η κατηγορία πλαστιμότητα τον σχεδιασμό

Γενικά, στον αντισεισμικό σχεδιασμό θέλουμε πλαστιμότητα για να μπορούν οι δυνάμεις του σεισμού να παραληφθούν. Μπορούμε να σχεδιάσουμε για δύο κατηγορίες πλαστιμότητας: κατηγορία πλαστιμότητας μέση ή κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή. Η επιλογή κατηγορίας πλαστιμότητας επηρεάζει διάφορα άλλα στοιχεία του αντισεισμικού σχεδιασμού. Το τί αντοχή σκυροδέματος και σίδηρου θα τοποθετήσεις, επηρεάζεται άμεσα από την κατηγορία πλαστιμότητας με την οποία θα σχεδιάσεις το κτήριό σου. Συγκεκριμένα, στον αντισεισμικό σχεδιασμό επιτρέπεται η χρήση κατηγορίας σκυροδέματος μεγαλύτερη από κατηγορία σκυροδέματος C16/20. Όσον αφορά την κατηγορία πλαστιμότητας μέση, ο κώδικας μας αναγκάζει να χρησιμοποιήσουμε κατηγορία σκυροδέματος C16/20 και πάνω. Για κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή, θα πρέπει να χρησιμοποιούμε κατηγορία σκυροδέματος που δεν είναι μικρότερη από τη C20/25. Όσον αφορά τον οπλισμό, για κατηγορία πλαστιμότητας μέση, πρέπει να τοποθετήσουμε οπλισμό κατηγορίας B ή C. Για κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή θα χρησιμοποιήσουμε οπλισμό κατηγορίας C. Στην Κύπρο, βέβαια, χρησιμοποιούμε και για τις 2 κατηγορίες πλαστιμότητας, οπλισμό κατηγορίας C. Ο πιο κάτω πίνακας μας παρουσιάζει συγκεντρωμένες όλες τις υποδείξεις του EN1998-1 οι οποίες αφορούν τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν, ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας.

Πίνακας 1: Απαιτήσεις υλικών στον αντισεισμικό σχεδιασμό ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας

Κατηγορία πλαστιμότητας	ΚΠΧ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Κατηγορία σκυροδέματος	-	≥ C16/20	≥ C20/25
Κατηγορία Χάλυβα σύμφωνα με EN 1992-1-1	B ή C	B ή C	C
Διαμήκεις ράβδοι	-	Μή λείες ράβδοι	Μή λείες ράβδοι
Υπεραντοχή χάλυβα	-	-	$f_{yk,95\%} < 1.25f_{yk}$

Παράλληλα, ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας που επιλέγουμε έχουμε και τους ανάλογους γεωμετρικούς περιορισμούς. Τέλος, το επίπεδο πλαστιμότητας επηρεάζει και το συντελεστή συμπεριφοράς q , που θα χρησιμοποιήσουμε.

2.3 Καθορισμός εδαφικής επιτάχυνσης

Ο καθορισμός του εδάφους θεμελίωσης είναι ένα από τα πιο σημαντικά στάδια στον αντισεισμικό σχεδιασμό αφού σύμφωνα με αυτό θα καθοριστεί και η επιτάχυνση σχεδιασμού. Υπάρχουν 5 κύριες κατηγορίες εδαφών τα οποία διαχωρίζονται με βάση τη μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στα άνω 30 m, εάν είναι διαθέσιμη. Διαφορετικά, διαχωρίζονται σύμφωνα με την τιμή NSPT. Οι τύποι εδαφών μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να υπολογιστεί η επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση. Οι δυο πιο κάτω εικόνες μας δείχνουν τις κατηγορίες εδαφών καθώς και τα χαρακτηριστικά τους.

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPPT} (κροσσόνι/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιά αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250

Εικόνα 3:Κατηγορίες εδαφών A-C

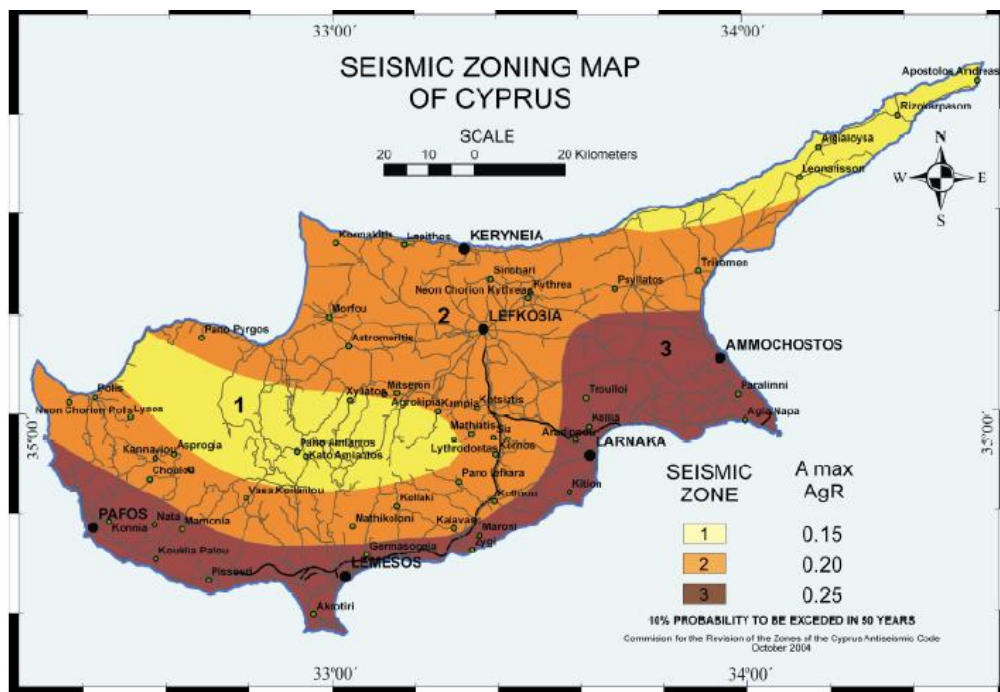
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα υλικό με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S ₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S ₁			

Εικόνα 4: Κατηγορίες εδαφών D-E καθώς και τους εδαφικούς τύπους S1 και S2

Για ορισμένες τοποθεσίες με εδαφικές συνθήκες που αντιστοιχούν με ένα από τους δύο εδαφικούς τύπους S1 ή S2 απαιτούνται ειδικές μελέτες για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης. Για αυτές τις 2 κατηγορίες εδαφών και ιδιαίτερα για το έδαφος τύπου S2 η πιθανότητα εδαφικής αστοχίας κάτω από τη σεισμική δράση, θα πρέπει να παρθεί μετά από υπολογισμούς.

Η τιμή αναφοράς της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης επιλέγεται από τις εθνικές αρχές για κάθε σεισμική ζώνη και αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς για περίοδο επαναφοράς T_{NCR} για απαίτηση «Αποφυγή κατάρρευσης» (10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια). Για αυτή την περίοδο επαναφοράς, ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_I , ίσος με 1. Για περιόδους αναφοράς διαφορετικές από την προαναφερθείσα, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού του εδαφικού τύπου A, a_g , ισούται με την επιτάχυνση εδάφους, a_{gR} , πολλαπλασιασμένη με το συντελεστή σπουδαιότητας, γ_I ($a_g = \gamma_I * a_{gR}$). Για τις περισσότερες από τις εφαρμογές του EN 1998, ο κίνδυνος περιγράφεται σε όρους μιας απλής παραμέτρου, π.χ η τιμή αναφοράς της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης του εδαφικού τύπου A, a_{gR} . Με απλά λόγια, η σεισμική

δράση ορίζεται με βάση τη μέγιστη επιτάχυνση στο βράχο (έδαφος τύπου A). Πρόσθετες παράμετροι που απαιτούνται για ειδικούς τύπους κατασκευών, δίνονται στα σχετικά μέρη του EN 1998. Για κάθε χώρα της ευρωπαϊκής ένωσης εκδόθηκε χάρτης σεισμικού κινδύνου ο οποίος έλαβε υπόψη την μέγιστη επιτάχυνση σε βραχώδες έδαφος. Για την Κύπρο, ο χάρτης σεισμικού κινδύνου είναι ο ακόλουθος. Ο εν λόγω χάρτης, κατηγοριοποιεί τις περιοχές της Κύπρου σε 3 κατηγορίες ανάλογα με την εδαφική επιτάχυνσης.

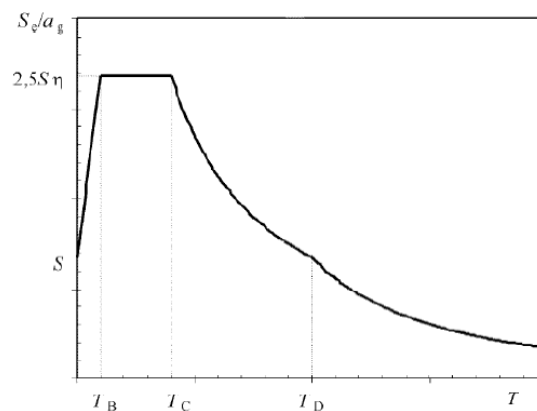


Εικόνα 5: Χάρτης Σεισμικού Κινδύνου Κύπρου

Πίνακας 2: Τιμές επιταχύνσεων εδαφών ανάλογα με την περιοχή

Σεισμική ζώνη	Amax
1	0,15g
2	0,20g
3	0,25g

Η σεισμική κίνηση σε σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης. Το σχήμα του ελαστικού φάσματος απόκρισης λαμβάνεται ως το ίδιο και για τα δύο επίπεδα της σεισμικής δράσης για την απαίτηση «Αποφυγή κατάρρευσης» και για την απαίτηση «Περιορισμός βλαβών». Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης. Για τις 3 συνιστώσες της σεισμικής δράσης, ένα ή περισσότερα εναλλακτικά σχήματα του φάσματος απόκρισης μπορούν να υιοθετηθούν, αναλόγως με τις σεισμικές πηγές και το μέγεθος του σεισμού .



Εικόνα 6: Ελαστικό φάσμα EN1998-1

Συστήνονται 2 τύποι φάσματος, ο τύπος 1 και ο τύπος 2. Αν η σεισμική επικινδυνότητα καθορίζεται από σεισμούς με επιφανειακό μέγεθος σεισμού $M_s \geq 5,5$, τότε χρησιμοποιείται ο τύπος 1. Όταν, όμως, η σεισμική επικινδυνότητα καθορίζεται από σεισμούς με επιφανειακό μέγεθος σεισμού $M_s < 5,5$, τότε χρησιμοποιείται ο τύπος 2. Στην Κύπρο χρησιμοποιούμε μόνο τύπο 1 ελαστικό φάσμα. Στον πίνακα 4, δίνονται οι ενδεικτικές τιμές των παραμέτρων T_B , T_C , T_D και S για τις 5 κατηγορίες εδαφών, για τον τύπο 1 ελαστικού φάσματος, για 5% απόσβεση.

Πίνακας 3: Τιμές παραμέτρων για φάσμα τύπου 1

Εδαφικός τύπος	S	TB(s)	TC(s)	TD(s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στη μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει το σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δράσεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική περιοχή. Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται φάσμα σχεδιασμού. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς, q . Ο συντελεστής συμπεριφοράς, q , είναι μία προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας, όμως, ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς εξαρτάται από το υλικό των μελών (διαφορετικός λόγος απόσβεσης), το είδος του δομητικού συστήματος και από τα διαφορετικά επίπεδα πλαστιμότητας. Μπορούμε να έχουμε διαφορετικούς συντελεστές συμπεριφοράς ανά κατεύθυνση του δομήματος, αλλά το επίπεδο πλαστιμότητας πρέπει να είναι το ίδιο.

2.4 Δομητικά συστήματα

Μετά τον προσδιορισμό της κατηγορίας εδάφους χρειάζεται ο πολιτικός μηχανικός μαζί με τον αρχιτέκτονα του έργου, να επιλέξουν τον καταλληλότερο τύπο δομητικού συστήματος με το οποίο και θα σχεδιαστεί το έργο. Έχουμε 5 κύρια είδη δομητικού συστήματος. Η

διαφοροποίηση μεταξύ των δομητικών συστημάτων έγκειται στην τέμνουσα βάση. Συγκεκριμένα, έχουμε το τοιχωματικό σύστημα, το πλαίσιακό σύστημα, το διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως τοιχωματικό, το διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως πλαίσιακό και το σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς. Το τοιχωματικό σύστημα είναι το σύστημα όπου τα τοιχώματα αναλαμβάνουν κυρίως την τέμνουσα βάση, σε ποσοστό μεγαλύτερο του 65%. Αντίστοιχα, το πλαίσιακό σύστημα είναι το σύστημα όπου τα υποστυλώματα(πλαίσια) αναλαμβάνουν κυρίως την τέμνουσα βάση, σε ποσοστό μεγαλύτερο του 65%. Όπως είπα και πιο πάνω, υπάρχουν και τα διπλά συστήματα, το διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως τοιχωματικό, και το διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως πλαίσιακό. Το διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως πλαίσιακό είναι το σύστημα όπου τα υποστυλώματα αναλαμβάνουν ένα ποσοστό 50-65% της τέμνουσας βάσης. Από την άλλη, στο διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως τοιχωματικό, τα τοιχώματα αναλαμβάνουν ένα ποσοστό 50-65% της τέμνουσας βάσης. Τέλος, το σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς είναι εκείνο το σύστημα στο οποίο 50% ή περισσότερο της μάζας βρίσκεται στο πάνω 1/3 του ύψους του φορέα, ή στο οποίο η απόδοση ενέργειας λαμβάνει χώρα κυρίως στην βάση ενός μεμονωμένου κτιριακού στοιχείου. Συνήθως αναφερόμαστε σε ντεπόζιτα.

Αφού αποφασιστεί το είδος του δομητικού συστήματος που θα χρησιμοποιηθεί, ο αρχιτέκτονας σε συνεννόηση με τον πολιτικό μηχανικό θα πρέπει να σχεδιάσουν την κατασκευή όσο πιο απλή και συμμετρική γίνεται. Ακόμα, η κατασκευή μας θα πρέπει να σχεδιαστεί όσο το δυνατό πιο γεωμετρικά, συμμετρικά και ομοιόμορφα. Σύμφωνα με τον EN1998, στον αντισεισμικό σχεδιασμό, η κατασκευή μας πρέπει να τηρεί κάποιες απαιτήσεις. Η απλότητα του συστήματος, η ομοιομορφία, η συμμετρία, η υπερστατικότητα, η εξασφάλιση της διαξονικής αντοχής και δυσκαμψίας, η εξασφάλιση της στρεπτικής αντοχής και δυσκαμψίας, η διαφραγματική λειτουργία στα επίπεδα των ορόφων και η επαρκής θεμελίωση είναι τα «πρότυπα» με τα οποία θα πρέπει να σχεδιάσουμε το κτήριο μας.

Γενικότερα, στον αντισεισμικό σχεδιασμό τα κτήρια χωρίζονται σε 2 κατηγορίες: Στα κανονικά και στα μη κανονικά κτήρια. Σύμφωνα με τον EN1998-1, το κτήριο μας για να είναι κανονικό είτε σε όψη, είτε σε κάτοψη θα πρέπει να τηρεί συγκεκριμένα κριτήρια.

Η κατάταξη και κατ' επέκταση ο σχεδιασμός του κτηρίου σε κανονικό ή μη κανονικό επηρεάζει άμεσα το μοντέλο που θα χρησιμοποιηθεί, το οποίο μπορεί να είναι είτε απλοποιημένο επίπεδο μοντέλο ή χωρικό μοντέλο. Επίσης, επηρεάζει τη μέθοδο ανάλυσης με

την οποία θα δουλέψουμε . Η μέθοδος ανάλυσης μπορεί να είναι είτε η μέθοδος της οριζόντιας φόρτισης είτε η ιδιομορφική μέθοδος φάσματος απόκρισης. Τέλος η κανονικότητα ή μη του κτηρίου επηρεάζει το συντελεστή συμπεριφοράς, q , ο οποίος μειώνεται για κτίρια μη-κανονικά σε όψη.

Ο πιο κάτω πίνακας περιέχει συγκεντρωμένες τις επιπτώσεις της μη κανονικότητας.

Πίνακας 4: Επιπτώσεις της μη κανονικότητας

Κανονικότητα σε		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής Συμπεριφοράς
Κάτοψη	Όψη	Προσομοίωμα	Γραμμική-ελαστική ανάλυση	(για γραμμική ανάλυση)
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι	Επίπεδο	Ιδιομορφική Ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι	Ναι	Χωρικό	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Όχι	Όχι	Χωρικό	Ιδιομορφική Ανάλυση	Μειωμένη τιμή

Αφού σχεδιάσουμε το κτήριο μας ακολουθώντας τις υποδείξεις και τα κριτήρια κανονικότητας, θα πρέπει να επιλέξουμε ποια στοιχεία θα τα θέσουμε ως πρωτεύοντα και ποια ως δευτερεύοντα. Το καλύτερο, πάντως, είναι να τα θεωρούμε όλα πρωτεύοντα. Με τον όρο πρωτεύοντα στοιχεία εννοούμε τα στοιχεία τα οποία είναι κρίσιμα για την αντίσταση σε σεισμό. Από την άλλη, τα δευτερεύοντα στοιχεία είναι τα στοιχεία που παραλαμβάνουν μόνο φορτία βαρύτητα (κατακόρυφα φορτία). Τα δευτερεύοντα στοιχεία δεν λαμβάνουν μέρος στην παραλαβή των σεισμικών φορτίων. Επίσης, για την ανάλυση του σεισμικού φορτίου, η δυσκαμψία και η αντοχή τους αγνοείται. Η συνολική δυσκαμψία των δευτερεύοντων στοιχείων δεν πρέπει να ξεπερνά το 15% της συνολικής δυσκαμψίας των πρωτευόντων στοιχείων. Τα δευτερεύοντα στοιχεία ελέγχονται για τις παραμορφώσεις που προκαλεί ο σεισμός σχεδιασμού. Τα δευτερεύοντα στοιχεία με λίγα λόγια είναι στοιχεία που ξέρουμε πως δεν θα αντέξουν το σεισμικό φορτίο και γι' αυτό δεν χρειάζεται καν να σχεδιαστούν σύμφωνα με τις υποδείξεις του EC8.

Το επόμενο βήμα είναι η επιλογή συντελεστή σπουδαιότητας. Ανάλογα με τη χρήση του κτηρίου και τη σημαντικότητά του, επιλέγουμε την κατηγορία σπουδαιότητας και κατ' επέκταση επιλέγουμε και το συντελεστή σπουδαιότητας. Οι πίνακες 5 και 6 μας δείχνουν το διαχωρισμό της κατηγορίας σπουδαιότητας καθώς και τις τιμές των συντελεστών σπουδαιότητας, ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας, αντίστοιχα.

Πίνακας 5: Κατηγορίες σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτήρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ

Πίνακας 6: Συντελεστές σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής Σπουδαιότητας , γ ₁
I	0.8
II	1.0
III	1.2
IV	1.4

Αμέσως μετά, επιλέγουμε το είδος της μεθόδου ανάλυσης, με το οποίο θα δουλέψουμε. Υπάρχουν γραμμικές και μη γραμμικές μέθοδοι. Στις γραμμικές μεθόδους περιλαμβάνονται η μέθοδος οριζόντιας φόρτισης καθώς και η ιδιομορφική ανάλυση. Στις μη γραμμικές μεθόδους περιλαμβάνονται η μη-γραμμική στατική ανάλυση και η μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Συνηθίζουμε να δουλεύουμε με γραμμικές μεθόδους.

Η μέθοδος της οριζόντιας φόρτισης εφαρμόζεται σε κτήρια όπου η απόκρισή τους σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τη συνεισφορά των ιδιομορφών ταλάντωσης ψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή.

Από την άλλη η ιδιομορφική φασματική ανάλυση χρησιμοποιείται ευρέως. Χρησιμοποιείται όταν οι συνθήκες χρήσης της μεθόδου οριζόντιας φόρτισης δεν ικανοποιούνται. Πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στους υπολογισμούς όλες οι σημαντικές ιδιομορφές. Αυτό επιτυγχάνεται εάν μπορεί να αποδειχθεί ότι ικανοποιείται οποιοδήποτε από τα ακόλουθα: Το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών είναι μεγαλύτερο από το 90% της συνολικής μάζας ή όταν λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με ενεργή ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας. Όταν χρησιμοποιείς χωρικό μοντέλο ,τα πιο πάνω πρέπει να ικανοποιούνται σε κάθε κατεύθυνση εφαρμογής σεισμικών φορτίων.

Αφού επιλέξουμε τη μέθοδο ανάλυσης με την οποία θα δουλέψουμε και αφού βγάλουμε κάποια αποτελέσματα, θα πρέπει τα εν λόγω αποτελέσματα με κάποιο τρόπο να τα συνδυάσουμε. Με τη χρήση διαφόρων μεθόδων που αναφέρονται πολύ καθαρά στον EN1998, βγάζουμε τελικό αποτέλεσμα. (Αυτό το αποτέλεσμα θα είναι κάποιο εντατικό μέγεθος, είτε ροπή, είτε τέμνουσα, είτε ο,τιδήποτε άλλο). Αν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι

αντίστοιχες μετακινήσεις από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, d_s , θα υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος, d_e .

Παράλληλα, θα πρέπει να καθορίσουμε το επίπεδο πλαστιμότητας με το οποίο θα σχεδιάσουμε την κατασκευή μας. Όπως αναφέρθηκε πιο πάνω, δύο είναι οι κατηγορίες με τις οποίες ασχολείται ο Ευρωκώδικας 8(EN1998): κατηγορία πλαστιμότητας μέση και κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή. Η «Κατηγορία πλαστιμότητας χαμηλή» δεν εντάσσεται μέσα στις αρμοδιότητες του EN1998, αλλά του EN1992. Ο συντελεστής συμπεριφοράς, q , είναι που διαφοροποιεί τις πιο πάνω κατηγορίες. Έτσι, αναλόγως του δομητικού συστήματος που επιλέξαμε και την κατηγορία πλαστιμότητας, υπολογίζουμε το εν λόγω q .

Για να μπορέσουμε να κάνουμε το σχεδιασμό μας, θα πρέπει να βρούμε την περιβάλλουσα των ροπών. Η περιβάλλουσα των ροπών προκύπτει από την ανάλυση των φορτίων τόσο των δυναμικών, όσο και των στατικών. Από όλους τους συνδυασμούς επιλέγουμε το μέγιστο.

Κάπου εδώ, πρέπει να αναφερθώ στον ικανοτικό σχεδιασμό. Στον αντισεισμικό σχεδιασμό, θέλουμε τα υποστυλώματα να είναι πιο δυνατά από τους δοκούς. Έτσι, στα υποστυλώματά μας εφαρμόζουμε ικανοτικό σχεδιασμό, εφαρμόζοντας τη σχέση

$$\Sigma MR_c \geq 1,3 \Sigma MR_b$$

όπου

ΣMR_c είναι το άθροισμα ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο και

ΣMR_b είναι το άθροισμα ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο.

2.5 Έλεγχοι που πρέπει να γίνονται

Κατά το σχεδιασμό μας, πρέπει να γνωρίζουμε πως πρέπει να περιορίζονται οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στη «απαίτηση αποφυγή κατάρρευσης» ούτως ώστε να θεωρείται πως οι βλάβες είναι περιορισμένες. Σε παισιακούς φορείς μάλιστα, ο περιορισμός της σχετικής μετακίνησης ορόφων καθορίζει τις διαστάσεις των διατομών. Επίσης, για κάθε όροφο ξεχωριστά, θα πρέπει να γίνεται έλεγχος φαινομένων δεύτερης τάξης.

3 Υπολογισμός σεισμικών φορτίων

Όπως ξέρουμε, ή όπως μπορούμε να συμπεράνουμε παρατηρώντας το φάσμα σχεδιασμού και τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, η επιτάχυνση σχεδιασμού επηρεάζεται από συγκεκριμένους παράγοντες. Σε αυτό το κεφάλαιο, θα δούμε πως επηρεάζεται η επιτάχυνση σχεδιασμού (η οποία είναι συνάρτηση του g) διαφοροποιώντας κάθε φορά και ένα παράγοντα, σε ένα πλαισιακό σύστημα. Έτσι, μεταβάλλοντας κάθε φορά ένα παράγοντα και κρατώντας τους υπόλοιπους σταθερούς, βγάλαμε κάποια συμπεράσματα.

3.1 Διαφοροποίηση της περιοχής έδρασης του κτηρίου

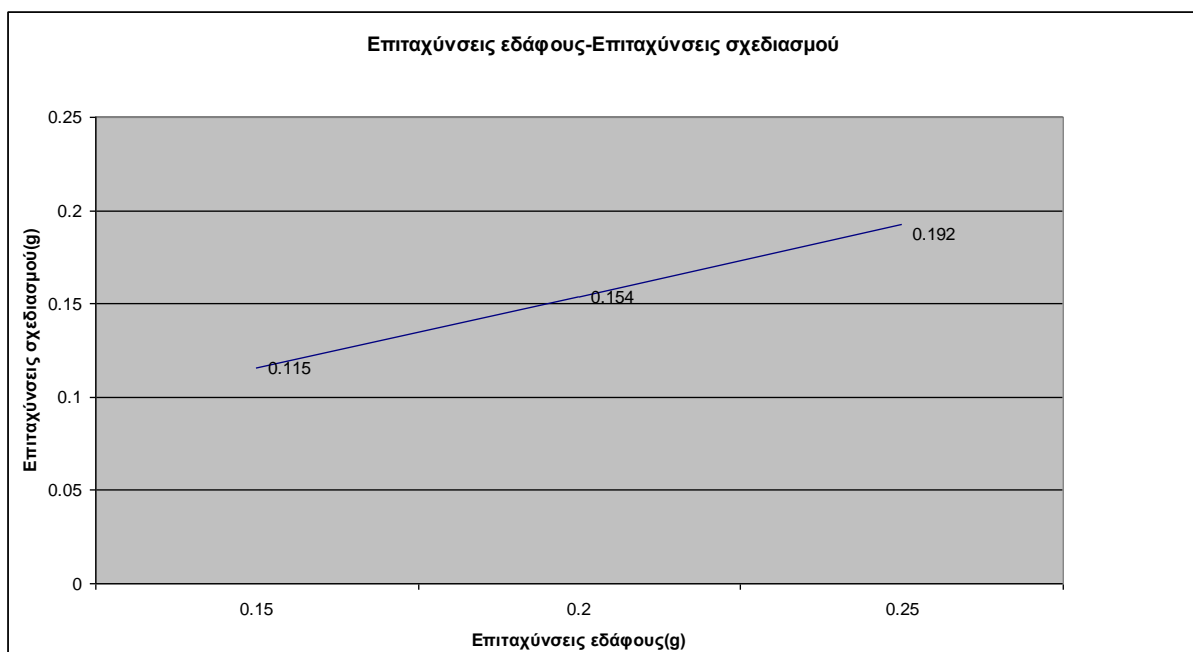
Το ερώτημα σε αυτή την περίπτωση ήταν πώς μεταβάλλεται η επιτάχυνση σχεδιασμού, αν αλλάξουμε την περιοχή έδρασης του δομήματός μας. Δηλαδή, στόχος σε αυτό το παράδειγμα ήταν η απόκτηση κάποιου μέτρου σύγκρισης μεταξύ των διαφόρων περιοχών της Κύπρου και των επιταχύνσεων σχεδιασμών που προκύπτουν. Σε αυτή την περίπτωση, το μόνο που διαφοροποιήθηκε ήταν το $\alpha_g R$. Τους υπόλοιπους παράγοντες που επηρεάζουν την επιτάχυνση σχεδιασμού τους κρατήσαμε σταθερούς. Όπως βλέπουμε, η αλλαγή περιοχής του κτηρίου παίζει ρόλο στις επιταχύνσεις σχεδιασμού.

Αν μεταφερθούμε από το Τρόδος στη Λεμεσό ή την Πάφο, θα δούμε πως έχουμε περίπου 60% αύξηση στην επιτάχυνση σχεδιασμού.

Αν μεταφερθούμε από τη Λευκωσία στη Λεμεσό, τότε η επιτάχυνση σχεδιασμού θα αυξηθεί περίπου κατά 25%.

Πίνακας 7: Σχέση μεταξύ περιοχής έδρασης κτηρίου και επιτάχυνση σχεδιασμού

Περιοχή έδρασης κτηρίου	Επιτάχυνση εδάφους	Επιτάχυνση σχεδιασμού
Λεμεσός-Λάρνακα-Πάφος-Αμμόχωστος	0,25g	0,192g
Λευκωσία-Κερύνεια	0,20g	0,154g
Ριζοκάρπασο-Τρόδος	0,15g	0,115g



Εικόνα 7: Γραφική απεικόνιση της σχέσης μεταξύ επιτάχυνσης σχεδιασμού και επιτάχυνσης εδάφους

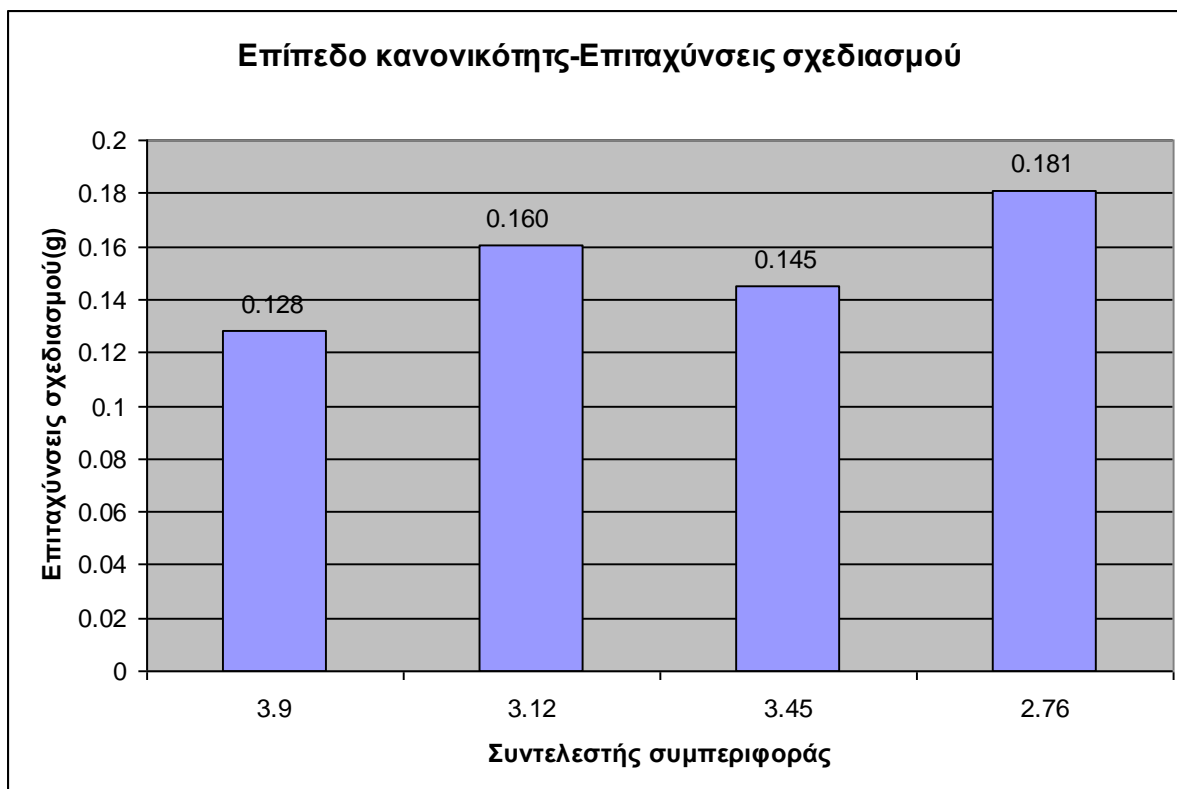
3.2 Διαφοροποίηση επιπέδου κανονικότητας

Προχωρώντας, θέλοντας να παρατηρηθεί η σχέση μεταξύ του επιπέδου κανονικότητας και της επιτάχυνσης σχεδιασμού, διαφοροποιείται κάθε φορά το επίπεδο κανονικότητας τόσο στην κάτοψη όσο και στην όψη.

Όπως μπορούμε εύκολα να συμπεράνουμε, η μη κανονικότητα του κτηρίου μας, επηρεάζει αρκετά τις επιταχύνσεις σχεδιασμού. Όταν το κτήριό μας, είναι μη κανονικό τόσο σε όψη, όσο και σε κάτοψη, τότε παρατηρείται αύξηση της τάξεως του 40% στις επιταχύνσεις σχεδιασμού σε σχέση με ένα κτήριο κανονικό σε όψη και κάτοψη.

Πίνακας 8: Σχέση μεταξύ κανονικότητας και επιτάχυνσης σχεδιασμού

Κανονικότητα	Συντελεστής συμπεριφοράς	Επιταχύνσεις σχεδιασμού
Κανονικό σε όψη και κάτοψη	3,9	0,128g
Κανονικό σε κάτοψη,μη κανονικό σε όψη	3,12	0,16g
Κανονικό σε όψη,μη κανονικό σε κάτοψη	3,45	0,145g
Μη κανονικό σε όψη και κάτοψη	2,76	0,181g



Εικόνα 8: Γραφική απεικόνιση της σχέση επιτάχυνσης σχεδιασμού και επίπεδου κανονικότητας

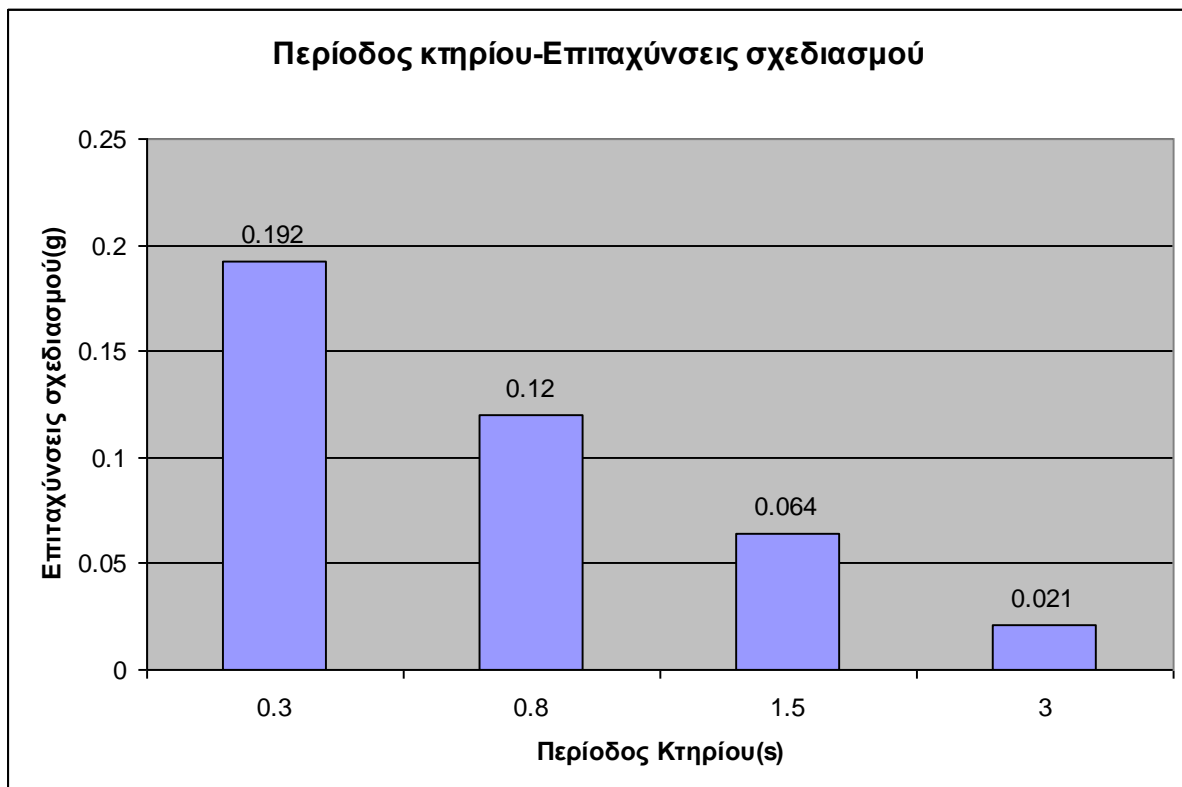
Ακόμη, συμπεραίνουμε ότι ένα κτήριο που είναι κανονικό σε κάτοψη αλλά μη κανονικό σε όψη, «βρίσκεται σε δυσμενέστερη θέση» από ένα κτήριο που είναι κανονικό σε όψη και μη κανονικό σε κάτοψη. Στην πρώτη περίπτωση, έχουμε μian αύξηση 20% στις επιταχύνσεις σχεδιασμού, σε σχέση με ένα πλήρως κανονικό κτήριο, ενώ στη δεύτερη περίπτωση οι επιταχύνσεις σχεδιασμού αυξάνονται περίπου 8%.

3.3 Διαφοροποίηση περιόδου κτηρίου

Στη συνέχεια, διαφοροποιήσαμε την περίοδο του κτηρίου, αρχίζοντας με ένα τριώροφο κτήριο και καταλήγοντας σε ένα κτήριο τριάντα ορόφων. Όπως παρατηρούμε και η περίοδος του κτηρίου παίζει αρκετά μεγάλο ρόλο στη μεταβολή της επιτάχυνσης σχεδιασμού. Οι υπόλοιποι παράγοντες που επηρεάζουν την επιτάχυνση σχεδιασμού και σε αυτή την περίπτωση κρατήθηκαν αμετάβλητοι.

Πίνακας 9: Σχέση μεταξύ περιόδου κτηρίου και επιτάχυνσης σχεδιασμού

Περίοδος Κτηρίου(s)	Επιταχύνσεις σχεδιασμού
0,3	0.192g
0,8	0.12g
1,5	0.064g
3	0.021g



Εικόνα 9: Γραφική απεικόνιση της σχέσης επιτάχυνσης σχεδιασμού και περιόδου κτηρίου

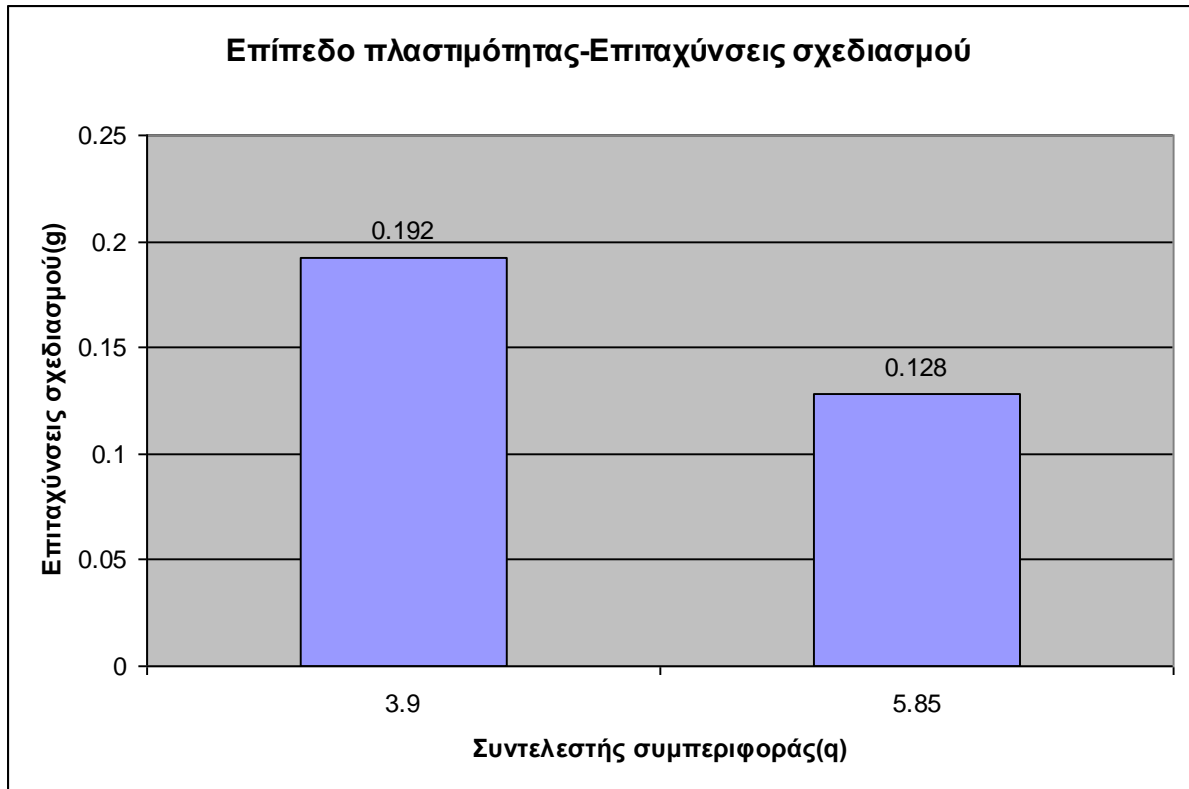
Μπορούμε να παρατηρήσουμε πως ένα «ψηλό» κτήριο, έχει μικρότερες επιταχύνσεις απ'ότι ένα «χαμηλό» κτήριο. Χαρακτηριστικά μπορούμε να δούμε πως ένα τριώροφο κτήριο έχει 3 φορές μεγαλύτερες επιταχύνσεις απ'ότι έχει ένα δεκαπενταώροφο κτήριο.

3.4 Διαφοροποίηση επιπέδου πλαστιμότητας

Όπως παρατηρούμε, ένα κτήριο που έχει πανομοιότυπα όλα τα χαρακτηριστικά που επηρεάζουν το φάσμα σχεδιασμού, και μόνο το επίπεδο πλαστιμότητας αλλάζει, παρουσιάζουν μια διαφορά στην τιμή της επιτάχυνσης σχεδιασμού της τάξεως του 35%. Ο πιο κάτω πίνακας, μας παρουσιάζει τα αποτελέσματα αυτής της σύγκρισης.

Πίνακας 10: Σχέση μεταξύ κατηγορίας πλαστιμότητας και επιτάχυνσης σχεδιασμού

Κατηγορία Πλαστιμότητας	Συντελεστής Συμπεριφοράς, q	Επιταχύνσεις Σχεδιασμού
Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση (ΚΠΜ)	q=3,9	0.192g
Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή (ΚΠΥ)	q=5,85	0.128g



Εικόνα 10:Γραφική απεικόνιση της σχέσης επιτάχυνσης σχεδιασμού και επιπέδου πλαστιμότητας

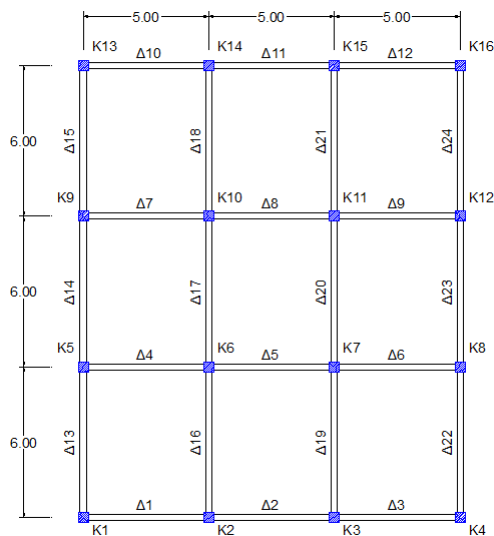
4 Παραδείγματα σχεδιασμού για τις διάφορες εντατικές καταστάσεις διαφόρων μελών

Στο τέταρτο κεφάλαιο αυτής της εργασίας, θα γίνει ο σχεδιασμός (σύμφωνα με τις υποδείξεις τόσο του EN 1998-1 όσο και του EN 1992-1) δύο τριώροφων κτηρίων με τα ίδια χαρακτηριστικά, αλλά με διαφορετικό τύπο δομητικού συστήματος.

Το υποκεφάλαιο 4.1 παρουσιάζει εκτενώς το σχεδιασμό ενός πλαισιακού συστήματος, ενώ το υποκεφάλαιο 4.2 παρουσιάζει τα βήματα τα οποία ακολουθούνται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό ενός τοιχωματικού συστήματος. Στις επόμενες σελίδες παρουσιάζονται λεπτομερώς τα στάδια τα οποία ακολουθούνται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό ενός πλαισιωτού και ενός τοιχωματικού συστήματος αντιστοίχως.

4.1 Σχεδιασμός πλαισιακού συστήματος

Όπως προαναφέρθηκε, στο συγκεκριμένο υποκεφάλαιο θα παρουσιαστούν τα στάδια που ακολουθούνται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό ενός πλαισιακού συστήματος. Στην πιο κάτω διαδικασία, γίνεται υπολογισμός του διαμήκους οπλισμού των δοκών, των ικανοτικών ροπών των υποστλωμάτων, του οπλισμού διάτμησης των δοκών καθώς και του οπλισμού διάτμησης των υποστλωμάτων. Πιο κάτω φαίνεται η κάτοψη του κτηρίου μας.



Εικόνα 11: Κάτοψη πλαισιακού συστήματος

Η ανάλυση έγινε σε H/Y με το λογισμικό 3DR.STRAD. Ακολουθήθηκε ιδιομορφική ανάλυση η οποία και μας έδωσε τα απαιτούμενα αποτελέσματα που χρειαζόμασταν. Κάθε δοκός έχει διαστάσεις 25*50 εκ. (b*d,cm²). Όλα τα υποστυλώματα είναι τετράγωνα με διαστάσεις 40*40 εκ. (b*d, cm²). Θα σχεδιάσουμε μόνο για τη στάθμη 1.

4.1.1 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθούν οι μέγιστες μετακινήσεις

- Σχετικές ελαστικές μετακινήσεις πλαισιωτού συστήματος με το σεισμό να δρα στην Y κατεύθυνση

$$d_{e1} = 0.00695 \text{ m} \quad d_{e2} = 0.00846 \text{ m} \quad d_{e3} = 0.00535 \text{ m}$$

- Αντίστοιχες σχετικές μετακινήσεις στο πλαστικό σύστημα:

$$d_{s1} = d_{e1} \times q_d = 0.00695 \times 3.9 = 0.02711 \text{ m}$$

$$d_{s2} = d_{e2} \times q_d = 0.00846 \times 3.9 = 0.03299 \text{ m}$$

$$d_{s3} = d_{e3} \times q_d = 0.00535 \times 3.9 = 0.02687 \text{ m}$$

Εδώ θα πρέπει να πω, ότι τόσο οι ελαστικές μετακινήσεις, όσο και οι μετακινήσεις στο πλαστικό σύστημα, είναι σχετικές μετακινήσεις. Δηλαδή τις υπολόγισαν αυτόματα ως σχετικές μετακινήσεις.

- Τάξη σπουδαιότητας II, άρα $v=0,5$

Πρέπει να ισχύει:

$$\frac{d_r v}{H} < 0.005$$

Υπολογίζω για κάθε όροφο τον πιο πάνω λόγο ο οποίος και πρέπει να ικανοποιεί την ανίσωση.

$$\frac{d_{r1}v}{H} = \frac{0.02711 \times 0.5}{3.0} = 0.0045 < 0.005 \quad \text{OK}$$

$$\frac{d_{r2}v}{H} = \frac{0.03299 \times 0.5}{3.0} = 0.0055 > 0.005 \quad \text{NOK}$$

$$\frac{d_{r3}v}{H} = \frac{0.02687 \times 0.5}{3.0} = 0.0045 < 0.005 \quad \text{OK}$$

4.1.2 Έλεγχος φαινομένων δεύτερης τάξης

$$\Theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot H}$$

Αρχικά πρέπει να υπολογίσω το P_{tot} καθώς και το V_{tot}

Το P_{tot} το υπολογίζω από το συνδιασμό για σεισμό, δηλαδή 1G+0.3Q

$$P_{tot1} = 9354.6 + 451.45 = 9806 \text{ kN}$$

$$P_{tot2} = 6236.4 + 300.96 = 6537 \text{ kN}$$

$$P_{tot3} = 3118.2 + 150.48 = 3269 \text{ kN}$$

$$V_{total1} = 880.18 \text{ kN}$$

$$V_{total2} = 727.228 \text{ kN}$$

$$V_{total3} = 448.24 \text{ kN}$$

$$\Theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot H}$$

$$\Theta_1 = \frac{9806 \times 0.02711}{880.18 \times 3} = 0.10 = 0.10 \quad \text{OK}$$

$$\Theta_2 = \frac{6537 \times 0.03299}{727.228 \times 3} = 0.099 < 0.10 \quad \text{OK}$$

$$\Theta_3 = \frac{3269 \times 0.0261}{448.24 \times 3} = 0.065 < 0.10 \quad \text{OK}$$

- Οι σχετικές ελαστικές μετακινήσεις ορόφων με το σεισμό να δρα στην κατεύθυνση X είναι:

$$d_{e1} = 0.007061 \text{ m} \quad d_{e2} = 0.008267 \text{ m} \quad d_{e3} = 0.005114 \text{ m}$$

- Σχετικές μετακινήσεις στο πλαστικό σύστημα:

$$d_{s1} = d_{e1} \times q_d = 0.007061 \times 3.9 = 0.0275 \text{ m}$$

$$d_{s2} = d_{e2} \times q_d = 0.008267 \times 3.9 = 0.0322 \text{ m}$$

$$d_{s3} = d_{e3} \times q_d = 0.005114 \times 3.9 = 0.0199 \text{ m}$$

- Τάξη σπουδαιότητας II, άρα $\nu=0,5$

Πρέπει να ισχύει:

$$\frac{d_r \nu}{H} < 0.005$$

Υπολογίζω για κάθε όροφο τον πιο πάνω λόγο ο οποίος και πρέπει να ικανοποιεί την ανίσωση.

$$\frac{d_{r1} \nu}{H} = \frac{0.0275 \times 0.5}{3.0} = 0.0045 < 0.005 \quad \text{OK}$$

$$\frac{d_{r2} \nu}{H} = \frac{0.0322 \times 0.5}{3.0} = 0.0054 > 0.005 \quad \text{NOK}$$

$$\frac{d_{r3} \nu}{H} = \frac{0.0199 \times 0.5}{3.0} = 0.0033 < 0.005 \quad \text{OK}$$

$$\Theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot H}$$

Αρχικά πρέπει να υπολογίσω το P_{tot} καθώς και το V_{tot}

Το P_{tot} το υπολογίζω από το συνδιασμό για σεισμό, δηλαδή $1G+0.3Q$

$$P_{tot1} = 9354.6 + 451.45 = 9806 \text{ kN}$$

$$P_{tot2} = 6236.4 + 300.96 = 6537 \text{ kN}$$

$$P_{tot3} = 3118.2 + 150.48 = 3269 \text{ kN}$$

$$V_{\text{total1}}=909.188\text{kN}$$

$$V_{\text{total2}}=749.4\text{kN}$$

$$V_{\text{total3}}=458\text{kN}$$

$$\Theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot H}$$

$$\Theta_1 = \frac{9806 \times 0.0275}{909 \times 3} = 0.099 < 0.10 \text{ OK}$$

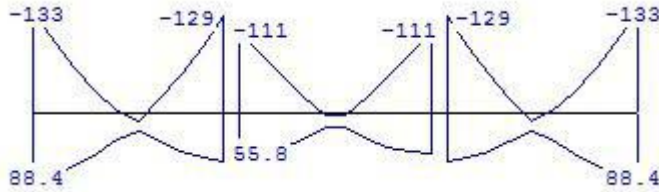
$$\Theta_2 = \frac{6537 \times 0.0322}{749 \times 3} = 0.094 < 0.10 \text{ OK}$$

$$\Theta_3 = \frac{3269 \times 0.0199}{458 \times 3} = 0.047 < 0.10 \text{ OK}$$

4.1.3 Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού δοκών

A) Σχεδιασμός Δ1

Η περιβάλλουσα των ροπών (kNm) που προέκυψε από την ανάλυση φαίνεται πιο κάτω:



Εικόνα 12: Περιβάλλουσα ροπών των Δ1-Δ2-Δ3

➤ Μέγιστη διάμετρος ράβδου διαμήκους οπλισμού

α) Εξωτερική στήριξη (Υποστόλωμα K1)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8\nu_d)}{\gamma_{Rd}} \frac{f_{cm}}{f_{yd}}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.0 \text{ ΚΠΜ}$$

$$1.2 \text{ ΚΠΥ}$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = \frac{\min(N_{Ed1,1}, N_{Ed1,2})}{\left(\frac{60 \times 10^3}{1.5} \right) \times 0.4^2} = \frac{\min(309, 206)}{\left(\frac{60 \times 10^3}{1.5} \right) \times 0.4^2} = 0.064$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8 \times 0.064)}{1.0} \frac{2.9}{(500/1.15)} = 0.0526$$

$$d_{bL} \leq 0.0526 \times 400 = 21.04 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 20 \text{ mm}$$

β) Εσωτερική στήριξη (Υποστόλωμα K2)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8\nu_d)}{\gamma_{Rd} \left(1 + 0.75k_D \frac{\rho'}{\rho_{\max}} \right)} \frac{f_{cm}}{f_{yd}}$$

$$k_D = 2/3 \text{ ΚΠΜ}$$

$$1.0 \text{ ΚΠΥ}$$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} A_c} = \frac{\min(N_{Ed2,1}, N_{Ed2,2})}{\left(\frac{10 \times 10^3}{1.5} \right) \times 0.40^2} = \frac{\min(563, 375)}{\left(\frac{10 \times 10^3}{1.5} \right) \times 0.40^2} = 0.117$$

για $\rho' / \rho_{max} = 0.5$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1 + 0.8 \times 0.117)}{1.0 \left(1 + 0.75 \times 0.667 \times 0.5 \right) \left(500 / 1.15 \right)} \times 2.9 = 0.0438$$

$$d_{bL} \leq 0.0438 \times 400 = 17.52 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 16 \text{ mm}$$

Θα χρησιμοποιήσουμε σίδηρο Φ16 και κάτω

γ) Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού

➤ Χρησιμοποιούμε για απλοποίηση την εξίσωση

$$A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}} \quad \text{με} \quad z = d - d_1$$

$$d_1 = c + d_{bh} + \frac{d_{bL}}{2} \approx 0.030 + 0.008 + \frac{0.016}{2} \approx 0.046 \text{ m}$$

$$d = h_b - d_1 = 0.50 - 0.046 = 0.454 \text{ m}$$

$$z = 0.454 - 0.046 = 0.408 \text{ m}$$

$$\rho_{min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.5 \frac{2.9}{500} = 0.0029$$

$$A_{s,min} = 0.0029 \times 250 \times 454 = 329.15 \text{ mm}^2 \quad (2\Phi16 - 402 \text{ mm}^2)$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο Κ2

$$A_{s1} = \frac{129}{408(500/1.15)} = 727 \text{ mm}^2 \quad 4\Phi16 \quad (804 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{804}{250 \times 454} = 0.0071$$

➤ Κάτω οπλισμός στο άκρο K2

$$A_{s2} = \frac{55.8}{408(500/1.15)} = 314.56 \text{ mm}^2 \quad 2\Phi16 = 402 \text{ mm}^2 > 804/2 = 402 \text{ mm}^2$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{402}{250 \times 454} = 0.0035$$

➤ Υπολογισμός πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 = 2 \times 3.9 - 1 = 6.8 \quad \text{όταν } T_x = 0.777 \text{ sec} \geq T_c = 0.5 \text{ sec}$$

($T_c=0.5 \text{ sec}$ επειδή το έδαφος μας είναι κατηγορίας B).

➤ Υπολογισμός μέγιστου ποσοστού οπλισμού στο άκρο στο K2

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} = 0.0035 + \frac{0.0018(30/1.5)}{6.8 \times \left(\frac{500/1.15}{200000} \right) (500/1.15)} = 0.0091$$

Αφού

$$\rho = 0.0071 < \rho_{\max} = 0.0091$$

δ) Υπολογισμός ικανοτικών ροπών

➤ Ικανοτικές ροπές στο άκρο στο K2

$$M_{Rb}^- = 804 \times 0.408 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 142.62 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^+ = 402 \times 0.408 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 71.31 \text{ kNm}$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο K1

$$A_{s1} = \frac{133}{408(500/1.15)} = 749.75 \text{ mm}^2 \quad 4\Phi16 \quad (804.2 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{804.2}{250 \times 454} = 0.0071 > \rho_{\min} = 0.0029 \quad \text{OK}$$

➤ Κάτω οπλισμός στο άκρο Κ1

$$A_{s,2} = \frac{88.4}{408(500/1.15)} = 498.33 \text{ mm}^2 \quad 3\Phi 12 + 1\Phi 16 \quad (540,4 \text{ mm}^2 > \frac{804,2}{2})$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{540,4}{250 \times 454} = 0.0048$$

➤ Υπολογισμός μέγιστου ποσοστού οπλισμού στο άκρο στο Κ1

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} = 0.0048 + \frac{0.0018(30/1.5)}{6.8 \times \left(\frac{500/1.15}{200000}\right)(500/1.15)} = 0.285$$

$$\rho < \rho_{\max} \quad \text{OK}$$

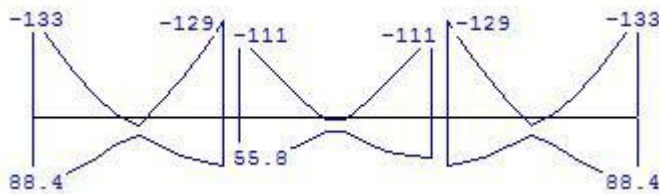
➤ Ικανοτικές ροπές στο άκρο στο Κ1

$$M_{Rb}^- = 804 \times 0.408 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 142.62 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^+ = 540.4 \times 0.408 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 95.86 \text{ kNm}$$

B) Σχεδιασμός Δ2

Η περιβάλλουσα των ροπών (kNm) που προέκυψε από την ανάλυση φαίνεται πιο κάτω:



Εικόνα 13: Περιβάλλουσα ροπών των Δ1-Δ2-Δ3

➤ Μέγιστη διάμετρος ράβδου διαμήκους οπλισμού

α) Εξωτερική στήριξη (Υποστόλωμα K2)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8\nu_d)}{\gamma_{Rd}} \frac{f_{cm}}{f_{yd}}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.0 \text{ ΚΠΜ}$$

$$1.2 \text{ ΚΠΥ}$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = \frac{\min(N_{Ed2,1}, N_{Ed2,2})}{\underbrace{60 \times 10^3 / 1.5}_{\times} 0.4^2} = \frac{\min(563, 375)}{\underbrace{60 \times 10^3 / 1.5}_{\times} 0.4^2} = 0.117$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8 \times 0.117)}{1.0} \frac{2.9}{(500/1.15)} = 0.0547$$

$$d_{bL} \leq 0.0547 \times 400 = 21.88 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 20 \text{ mm}$$

β) Εσωτερική στήριξη (Υποστόλωμα K3)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8\nu_d)}{\gamma_{Rd} \left(1 + 0.75k_D \frac{\rho'}{\rho_{\max}} \right)} \frac{f_{cm}}{f_{yd}}$$

$$k_D = 2/3 \text{ ΚΠΜ}$$

$$1.0 \text{ ΚΠΥ}$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = \frac{\min(N_{Ed3,1}, N_{Ed3,2})}{\underbrace{60 \times 10^3 / 1.5}_{\times} 0.40^2} = \frac{\min(563, 375)}{\underbrace{60 \times 10^3 / 1.5}_{\times} 0.40^2} = 0.117$$

$$\text{για } \rho' / \rho_{\max} = 0.5$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8 \times 0.117)}{1.0 \left(1 + 0.75 \times 0.667 \times 0.5 \right)} \frac{2.9}{(500/1.15)} = 0.0438$$

$$d_{bL} \leq 0.0438 \times 400 = 17.52 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 16 \text{ mm}$$

Θα χρησιμοποιήσουμε σίδηρο Φ16 και κάτω

γ) Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού

➤ Χρησιμοποιούμε για απλοποίηση την εξίσωση

$$A_s = \frac{M_d}{\zeta f_{yd}} \quad \mu\epsilon \quad z = d - d_1$$

$$d_1 = c + d_{bh} + \frac{d_{bt}}{2} \approx 0.030 + 0.008 + \frac{0.016}{2} \approx 0.046 \text{ m}$$

$$d = h_b - d_1 = 0.50 - 0.046 = 0.454 \text{ m}$$

$$z = 0.454 - 0.046 = 0.408 \text{ m}$$

$$\rho_{\min} = 0.5 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} = 0.5 \frac{2.9}{500} = 0.0029$$

$$A_{s,\min} = 0.0029 \times 250 \times 454 = 329.15 \text{ mm}^2 \quad (2\Phi 16 - 402 \text{ mm}^2)$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο Κ3

$$A_{s1} = \frac{111}{408(500/1.15)} = 625.74 \text{ mm}^2 \quad 3\Phi 16 + 1\Phi 12 \quad (716,3 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{716,3}{250 \times 454} = 0.0063$$

➤ Κάτω οπλισμός στο άκρο στο Κ3

$$A_{s2} = \frac{55.8}{408(500/1.15)} = 314.56 \text{ mm}^2 \quad 2\Phi 16 = 402 \text{ mm}^2 > 716.3/2 = 358 \text{ mm}^2$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{402}{250 \times 454} = 0.0035$$

➤ Υπολογισμός πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 = 2 \times 3.9 - 1 = 6.8 \quad \text{όταν} \quad T_x = 0.777 \text{ sec} \geq T_C = 0.5 \text{ sec}$$

➤ Υπολογισμός μέγιστου ποσοστού οπλισμού στο άκρο στο Κ2

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_\phi \epsilon_{sy,d} f_{yd}} = 0.0035 + \frac{0.0018(30/1.5)}{6.8 \times \left(\frac{500/1.15}{200000} \right) (500/1.15)} = 0.0091$$

Αφού

$$\rho = 0.0063 < \rho_{\max} = 0.0091$$

δ) Υπολογισμός ικανοτικών ροπών

➤ Ικανοτικές ροπές στο άκρο στο Κ3

$$M_{Rb}^- = 716,3 \times 0.408 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 127.07 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^+ = 402 \times 0.408 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 71.31 \text{ kNm}$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο Κ2

$$A_{s1} = \frac{111}{408(500/1.15)} = 625.74 \text{ mm}^2 \quad 3\Phi 16 + 1\Phi 12 \quad (716,3 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{716,3}{250 \times 454} = 0.0063$$

➤ Κάτω οπλισμός στο άκρο στο Κ2

$$A_{s2} = \frac{55.8}{408(500/1.15)} = 314.56 \text{ mm}^2 \quad 2\Phi 16 = 402 \text{ mm}^2 > 716.3/2 = 358 \text{ mm}^2$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{402}{250 \times 454} = 0.0035$$

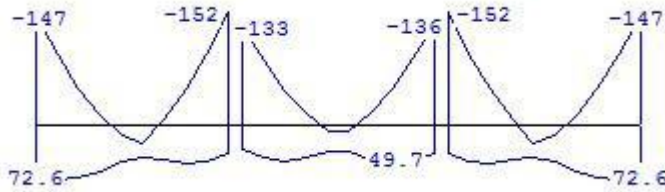
➤ Ικανοτικές ροπές στο άκρο στο Κ2

$$M_{Rb}^- = 716,3 \times 0.408 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 127.07 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^+ = 402 \times 0.408 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 71.31 \text{ kNm}$$

Γ) Σχεδιασμός Δ13

Η περιβάλλουσα των ροπών (kNm) που προέκυψε από την ανάλυση φαίνεται πιο κάτω:



Εικόνα 14: Περιβάλλουσα ροπών των Δ13-Δ14-Δ15

➤ Μέγιστη διάμετρος ράβδου διαμήκους οπλισμού

α) Εξωτερική στήριξη (Υποστύλωμα K1)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1 + 0.8\nu_d)}{\gamma_{Rd}} \frac{f_{cm}}{f_{yd}}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.0 \text{ ΚΠΜ}$$

$$1.2 \text{ ΚΠΥ}$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = \frac{\min(N_{Ed1,1}, N_{Ed1,2})}{(30 \times 10^3 / 1.5) \times 0.4^2} = \frac{\min(309, 206)}{(30 \times 10^3 / 1.5) \times 0.4^2} = 0.064$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1 + 0.8 \times 0.064)}{1.0} \frac{2.9}{(500 / 1.15)} = 0.0526$$

$$d_{bL} \leq 0.0526 \times 400 = 21.04 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 20 \text{ mm}$$

β) Εσωτερική στήριξη (Υποστύλωμα K5)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1 + 0.8\nu_d)}{\gamma_{Rd} \left(1 + 0.75k_D \frac{\rho'}{\rho_{\max}} \right)} \frac{f_{cm}}{f_{yd}}$$

$$k_D = 2/3 \text{ ΚΠΜ}$$

$$1.0 \text{ ΚΠΥ}$$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = \frac{\min(N_{Ed5,1}, N_{Ed5,2})}{\left(10 \times 10^3 / 1.5\right) \times 0.40^2} = \frac{\min(377,564)}{\left(10 \times 10^3 / 1.5\right) \times 0.40^2} = 0.118$$

για $\rho' / \rho_{max} = 0.5$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1 + 0.8 \times 0.118)}{1.0 \left(1 + 0.75 \times 0.667 \times 0.5\right) \left(500 / 1.15\right)} \frac{2.9}{500} = 0.044$$

$$d_{bL} \leq 0.044 \times 400 = 17.5 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 16 \text{ mm}$$

Θα χρησιμοποιήσουμε σίδηρο Φ16 και κάτω

γ) Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού

➤ Χρησιμοποιούμε για απλοποίηση την εξίσωση

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}} \text{ με } z = d - d_1$$

$$d_1 = c + d_{bh} + \frac{d_{bL}}{2} \approx 0.030 + 0.008 + \frac{0.016}{2} \approx 0.046 \text{ m}$$

$$d = h_b - d_1 = 0.50 - 0.046 = 0.454 \text{ m}$$

$$z = 0.454 - 0.046 = 0.408 \text{ m}$$

$$\rho_{min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.5 \frac{2.9}{500} = 0.0029$$

$$A_{s,min} = 0.0029 \times 250 \times 454 = 329.15 \text{ mm}^2 \text{ (2}\Phi 16 - 402 \text{ mm}^2\text{)}$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο Κ5

$$A_{s1} = \frac{152}{408(500/1.15)} = 856.9 \text{ mm}^2 \text{ 3}\Phi 16 + 3\Phi 12 \text{ (942,5 mm}^2\text{)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{942,5}{250 \times 454} = 0.0083$$

➤ Κάτω οπλισμός στο άκρο στο K5

$$A_{s2} = \frac{49,7}{408(500/1.15)} = 280.17 \text{ mm}^2 \quad 3\Phi 12 + 1\Phi 16 = 540 \text{ mm}^2 > 942,5/2 = 402 \text{ mm}^2$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{540}{250 \times 454} = 0.0048$$

➤ Υπολογισμός πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 = 2 \times 3.9 - 1 = 6.8 \quad \text{όταν } T_y = 0.747 \text{ sec} \geq T_c = 0.5 \text{ sec}$$

➤ Υπολογισμός μέγιστου ποσοστού οπλισμού στο άκρο στο K2

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} = 0.0048 + \frac{0.0018(30/1.5)}{6.8 \times \left(\frac{500/1.15}{200000} \right) (500/1.15)} = 0.06$$

Αφού

$$\rho = 0.0083 < \rho_{\max} = 0.06 \text{ OK}$$

δ) Υπολογισμός ικανοτικών ροπών

➤ Ικανοτικές ροπές στο άκρο στο K5

$$M_{Rb}^- = 942.5 \times 0.408 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 167.19 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^+ = 540 \times 0.408 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 95.79 \text{ kNm}$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο K1

$$A_{s1} = \frac{147}{408(500/1.15)} = 828.68 \text{ mm}^2 \quad 2\Phi 16 + 4\Phi 12 \quad (854,5 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{854,5}{250 \times 454} = 0.0075$$

➤ Κάτω σπλισμός στο άκρο στο K1

$$A_{s,2} = \frac{72,6}{408(500/1.15)} = 409.26 \text{ mm}^2 \quad 4\Phi 12 = 452.4 \text{ mm}^2 > 854.5/2 = 427.3 \text{ mm}^2$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{452}{250 \times 454} = 0.00398$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} = 0.00398 + \frac{0.0018(30/1.5)}{6.8 \times \left(\frac{500/1.15}{200000}\right)(500/1.15)} = 0.0096$$

$$\rho = 0.0075 < \rho_{\max} = 0.0096 \text{ OK}$$

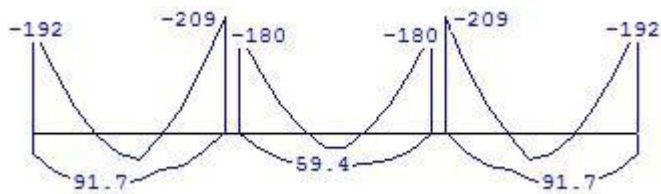
➤ Ικανοτικές ροπές στο άκρο στο K1

$$M_{Rb}^- = 854,5 \times 0.408 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 151.58 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^+ = 452,4 \times 0.408 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 80.25 \text{ kNm}$$

Δ) Σχεδιασμός Δ16

Η περιβάλλουσα των ροπών (kNm) που προέκυψε από την ανάλυση φαίνεται πιο κάτω:



Εικόνα 15: Περιβάλλουσα ροπών των Δ16-Δ17-Δ18

➤ Μέγιστη διάμετρος ράβδου διαμήκους οπλισμού

α.) Εξωτερική στήριξη (Υποστόλωμα K2)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8\nu_d)}{\gamma_{Rd}} \frac{f_{cm}}{f_{yd}}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.0 \text{ ΚΠΜ}$$

$$1.2 \text{ ΚΠΥ}$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = \frac{\min(N_{Ed2,1}, N_{Ed2,2})}{\left(\frac{10 \times 10^3}{1.5} \right) \times 0.4^2} = \frac{\min(563,375)}{\left(\frac{10 \times 10^3}{1.5} \right) \times 0.4^2} = 0.117$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8 \times 0.117)}{1.0} \frac{2.9}{(500/1.15)} = 0.0547$$

$$d_{bL} \leq 0.0547 \times 400 = 21.88 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 20 \text{ mm}$$

β.) Εσωτερική στήριξη (Υποστόλωμα K6)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8\nu_d)}{\gamma_{Rd} \left(1 + 0.75k_D \frac{\rho'}{\rho_{\max}} \right)} \frac{f_{cm}}{f_{yd}}$$

$$k_D = 2/3 \text{ ΚΠΜ}$$

$$1.0 \text{ ΚΠΥ}$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = \frac{\min(N_{Ed6,1}, N_{Ed6,2})}{\left(\frac{10 \times 10^3}{1.5} \right) \times 0.40^2} = \frac{\min(1018,679)}{\left(\frac{10 \times 10^3}{1.5} \right) \times 0.40^2} = 0.212$$

για $\rho' / \rho_{\max} = 0.5$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8 \times 0.212)}{1.0 \left(1 + 0.75 \times 0.667 \times 0.5 \right)} \frac{2.9}{(500/1.15)} = 0.0468$$

$$d_{bL} \leq 0.0468 \times 400 = 18,72 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 18 \text{ mm}$$

Θα χρησιμοποιήσουμε σίδηρο Φ18 και κάτω

γ) Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού

➤ Χρησιμοποιούμε για απλοποίηση την εξίσωση

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}} \quad \mu\epsilon \quad z = d - d_1$$

$$d_1 = c + d_{bh} + \frac{d_{bL}}{2} \approx 0.030 + 0.008 + \frac{0.018}{2} \approx 0.047 \text{ m}$$

$$d = h_b - d_1 = 0.50 - 0.047 = 0.453 \text{ m}$$

$$z = 0.453 - 0.047 = 0.406 \text{ m}$$

$$\rho_{\min} = 0.5 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} = 0.5 \frac{2.9}{500} = 0.0029$$

$$A_{s,\min} = 0.0029 \times 250 \times 453 = 328.43 \text{ mm}^2 \quad (2\Phi 16 - 402 \text{ mm}^2)$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο Κ6

$$A_{s1} = \frac{209}{406(500/1.15)} = 1184 \text{ mm}^2 \quad 6\Phi 16 \quad (1206,4 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1206,4}{250 \times 453} = 0.0107$$

Κάτω οπλισμός στο άκρο στο Κ6

$$A_{s2} = \frac{0}{408(500/1.15)} = 0 \text{ mm}^2$$

Σε αυτή την περίπτωση, θα πρέπει να χρησιμοποιήσω την υπόδειξη του κώδικα που μου λει-
πων ο κάτω οπλισμός πρέπει να είναι τουλάχιστον ο μισός του πάνω.

$$A_{s2} = \frac{1206}{2} = 603 \text{ mm}^2 \quad 1\Phi 12 + 3\Phi 16 (716,3 \text{ mm}^2)$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{716.3}{250 \times 453} = 0.0063$$

➤ Υπολογισμός πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 = 2 \times 3.9 - 1 = 6.8 \quad \text{όταν} \quad T_y = 0.747 \text{ sec} \geq T_C = 0.5 \text{ sec}$$

Υπολογισμός μέγιστου ποσοστού οπλισμού στο άκρο στο Κ2

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} = 0.0063 + \frac{0.0018(30/1.5)}{6.8 \times \left(\frac{500/1.15}{200000} \right) (500/1.15)} = 0.012$$

Αφού

$$\rho = 0.0107 < \rho_{\max} = 0.012 \text{ OK}$$

δ) Υπολογισμός ικανοτικών ροπών

➤ Ικανοτικές ροπές στο άκρο στο Κ6

$$M_{Rb}^- = 1206.4 \times 0.406 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 212.96 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^+ = 716.3 \times 0.406 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 126.44 \text{ kNm}$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο Κ2

$$A_{s1} = \frac{192}{406(500/1.15)} = 1087.68 \text{ mm}^2 \quad 6\Phi 16 \quad (1206.4 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1206.4}{250 \times 453} = 0.0107$$

➤ Κάτω οπλισμός στο άκρο στο Κ2

$$A_{s2} = \frac{55}{406(500/1.15)} = 311.6 \text{ mm}^2 \quad 4\Phi 16 = 804.2 \text{ mm}^2 > 1206/2 = 603 \text{ mm}^2$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{804}{250 \times 454} = 0.00708$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} = 0.00708 + \frac{0.0018(30/1.5)}{6.8 \times \left(\frac{500/1.15}{200000} \right) (500/1.15)} = 0.063$$

$$\rho = 0.0107 < \rho_{\max} = 0.063 \text{ OK}$$

➤ Ικανοτικές ροπές στο άκρο στο Κ2

$$M_{Rb}^- = 1206.4 \times 0.406 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 212.96 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^+ = 452.4 \times 0.408 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 80.25 \text{ kNm}$$

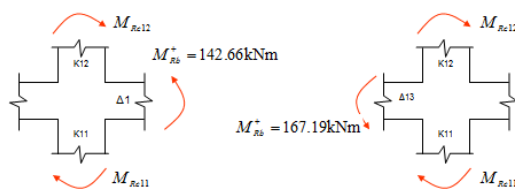
4.1.4 Ικανοτικός Σχεδιασμός Υποστυλωμάτων K1 και K2 πρώτου και δεύτερου ορόφου

A) Υποστυλώματα K1 πρώτου και δεύτερου ορόφου

α) Ικανοποίηση της πιο κάτω εξίσωσης και στις δύο διευθύνσεις του υποστυλώματος

$$\sum M_{Rc} = 1.3 \sum M_{Rb}$$

Από τη διαστασιολόγηση των δοκών οι ικανοτικές ροπές



$$M_{Rc11} + M_{Rc12} = 1.3(142.66) = 185.46 \text{ kNm}$$

Διεύθυνση σεισμού κατά X

$$M_{Rc11} + M_{Rc12} = 1.3(167.19) = 217.35 \text{ kNm}$$

Διεύθυνση σεισμού κατά Y

Εικόνα 16: Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων K11 και K12

β) Υπολογισμός ροπών στα υποστυλώματα

Παίρνουμε το μεγαλύτερο άθροισμα ροπών και το κατανέμουμε στα δύο υποστυλώματα σε συνάρτηση με τα αξονικά φορτία από τη σεισμική φόρτιση, N_E .

Σε αυτή την περίπτωση, θα προχωρήσουμε με τη διεύθυνση Y αφού εκεί έχουμε το μεγαλύτερο άθροισμα ροπών.

Αν τα N_E είναι περίπου τα ίδια, τότε κατανέμουμε τη ροπή το ίδιο στα δύο υποστυλώματα.

Αν, όμως, έχουν μεγάλη διαφορά τα δύο αξονικά φορτία, τότε το κάτω υποστυλώμα παίρνει ~10% μεγαλύτερη ροπή. Αυτό θα δώσει τον ίδιο οπλισμό στα δύο υποστυλώματα

- Τα αξονικά φορτία που χρησιμοποιούνται είναι οι ελάχιστες τιμές που προκύπτουν από τη σεισμική φόρτιση.

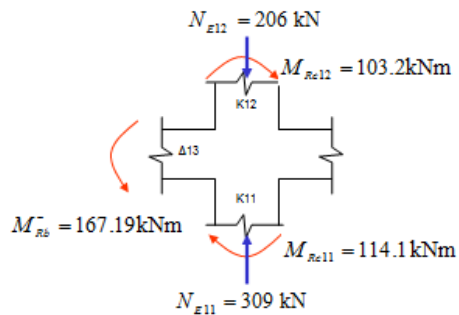
$$N_{E11} = 309 \text{ kN}$$

$$N_{E12} = 206 \text{ kN}$$

➤ Οι ροπές στα υποστυλώματα είναι:

$$M_{Rc11} = \frac{217.35}{2} \cdot 1.05 = 114.11 \text{ kNm}$$

$$M_{Rc12} = \frac{217.35}{2} \cdot 0.95 = 103.2 \text{ kNm}$$



Εικόνα 17: Απεικόνιση ροπών των υποστύλωμα K11 και K12

γ) Υπολογισμός μηχανικού ποσοστού κατακόρυφου σπλισμού (ω)

➤ Υποστύλωμα K11 (Υποστύλωμα K1, Πρώτου ορόφου)

$$v_{d11} = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} = \frac{309 \times 10^3}{400^2 (30/1.5)} = 0.0966$$

$$\mu_{d11} = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{114.11 \times 10^6}{400^3 (30/1.5)} = 0.089$$

Από πίνακες για $d1/h = 46/400 = 0.12$

$$\omega_{tot} = 0.16$$

➤ Υποστύλωμα K12(Υποστύλωμα K1, Δευτέρου ορόφου)

$$\nu_{d12} = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} = \frac{206 \times 10^3}{400^2 (30/1.5)} = 0.064$$

$$\mu_{d12} = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{103.2 \times 10^6}{400^3 (30/1.5)} = 0.081$$

$$\omega_{tot} = 0.12$$

Παίρνω τη μέση τιμή των 2 ω_{tot} που βρήκα πιο πάνω

Χρησιμοποιούμε $\omega_{tot} = 0.14$

$$\text{➤ } A_{s,tot} = \omega_{tot} bd \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.14 \times 400^2 \frac{(30/1.5)}{(500/1.15)} = 1030.4 \text{ mm}^2$$

Χρησιμοποιούμε 6Φ16(1206,4 mm²)

$$\rho = \frac{A_{s,tot}}{bh} = \frac{1206.4}{400^2} = 0.00754$$

δ) Υπολογισμός ικανότητας υποστυλωμάτων με βάση τον οπλισμό

Ο ίδιος οπλισμός τοποθετείται και στο κάτω άκρο του υποστυλώματος K11

➤ Υπολογισμός ικανότητας υποστυλωμάτων με βάση τον οπλισμό

$$A_{s,tot} = 1206,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,tot} * f_{yd} / b * h * f_{cd} = \frac{1206.4 * \frac{500}{1.15}}{400^2 * \frac{30}{1.5}} = 0.164$$

$$\nu_{d11} = 0.0966$$

Από το νομογράφημα,

$$\mu_{d11} = 0.09$$

$$\frac{M_{Rc11}}{400^3 * \frac{30}{1.5}} = 0.09$$

$$M_{Rc11} = 115.2 \text{ kNm}$$

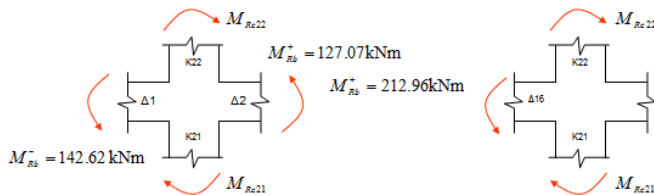
Ακολουθώντας τον ίδιο τρόπο: $M_{Rc12} = 111.36 \text{ kNm}$

B) Υποστυλώματα K2 πρώτου και δεύτερου ορόφου

α) Ικανοποίηση της πιο κάτω εξίσωσης και στις δύο διευθύνσεις του υποστυλώματος

$$\sum M_{Rc} = 1.3 \sum M_{Rb}$$

Από τη διαστασιολόγηση των δοκών οι ικανοτικές ροπές



$$M_{Rc21} + M_{Rc22} = 1.3(127.07 + 142.62) = 350.6 \text{ kNm} \quad M_{Rc21} + M_{Rc22} = 1.3(212.96) = 276.85 \text{ kNm}$$

Διεύθυνση σεισμού κατά X

Διεύθυνση σεισμού κατά Y

Εικόνα 18:Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων K21 και K22

β) Υπολογισμός ροπών στα υποστυλώματα

Παίρνουμε το μεγαλύτερο άθροισμα ροπών και το κατανέμουμε στα δύο υποστυλώματα σε συνάρτηση με τα αξονικά φορτία από τη σεισμική φόρτιση, N_E .

Σε αυτή την περίπτωση, θα προχωρήσουμε με τη διεύθυνση X αφού εκεί έχουμε το μεγαλύτερο άθροισμα ροπών.

Αν τα N_E είναι περίπου τα ίδια, τότε κατανέμουμε τη ροπή το ίδιο στα δύο υποστυλώματα. Αν, όμως, έχουν μεγάλη διαφορά τα δύο αξονικά φορτία, τότε το κάτω υποστυλώμα παίρνει ~10% μεγαλύτερη ροπή. Αυτό θα δώσει τον ίδιο οπλισμό στα δύο υποστυλώματα

- Τα αξονικά φορτία που χρησιμοποιούνται είναι οι ελάχιστες τιμές που προκύπτουν από τη σεισμική φόρτιση.

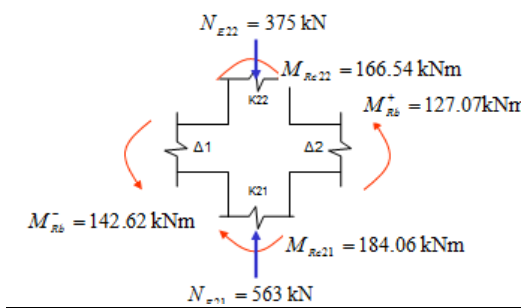
$$N_{E21} = 563 \text{ kN}$$

$$N_{E22} = 375 \text{ kN}$$

➤ Οι ροπές στα υποστυλώματα είναι:

$$M_{Rc21} = \frac{350.6}{2} \cdot 1.05 = 184.06 \text{ kNm}$$

$$M_{Rc22} = \frac{350.6}{2} \cdot 0.95 = 166.54 \text{ kNm}$$



Εικόνα 19: Απεικόνιση ροπών υποστυλωμάτων K21 και K22

γ) Υπολογισμός μηχανικού ποσοστού κατακόρυφου οπλισμού (ω)

➤ Υποστύλωμα K21 (Υποστύλωμα K2, Πρώτου ορόφου)

$$v_{d21} = \frac{N_{Ed}}{bhf_{cd}} = \frac{563 \times 10^3}{400^2 (30/1.5)} = 0.176$$

$$\mu_{d21} = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{184.06 \times 10^6}{400^3 (30/1.5)} = 0.144$$

Από πίνακες για $d1/h = 46/400 = 0.12$

$$\omega_{tot} = 0.26$$

➤ Υποστύλωμα K22(Υποστύλωμα K2, Δευτέρου ορόφου)

$$v_{d22} = \frac{N_{Ed}}{bhf_{cd}} = \frac{375 \times 10^3}{400^2 (30/1.5)} = 0.117$$

$$\mu_{d22} = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{166.54 \times 10^6}{400^3 (30/1.5)} = 0.130$$

$$\omega_{tot} = 0.26$$

Παίρνω τη μέση τιμή των 2 ω_{tot} που βρήκα πιο πάνω

Χρησιμοποιούμε $\omega_{tot} = 0,26$

$$\text{➤ } A_{s,tot} = \omega_{tot} bd \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.26 \times 400^2 \frac{(30/1.5)}{(500/1.15)} = 1913.6 \text{ mm}^2$$

Χρησιμοποιούμε 10Φ16(2010,6 mm²)

$$\rho = \frac{A_{s,tot}}{bh} = \frac{2010.6}{400^2} = 0.0126$$

δ) Υπολογισμός ικανότητας υποστυλωμάτων με βάση τον οπλισμό

Ο ίδιος οπλισμός τοποθετείται και στο κάτω άκρο του υποστυλώματος K21

➤ Υπολογισμός ικανότητας υποστυλωμάτων με βάση τον οπλισμό

$$A_{s,tot} = 2010,6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,tot} * f_{yd} / b * h * f_{cd} = \frac{2010.6 * \frac{500}{1.15}}{400^2 * \frac{30}{1.5}} = 0.273$$

$$v_{d21} = 0.176$$

Από το νομογράφημα,

$$\mu_{d21} = 0.158$$

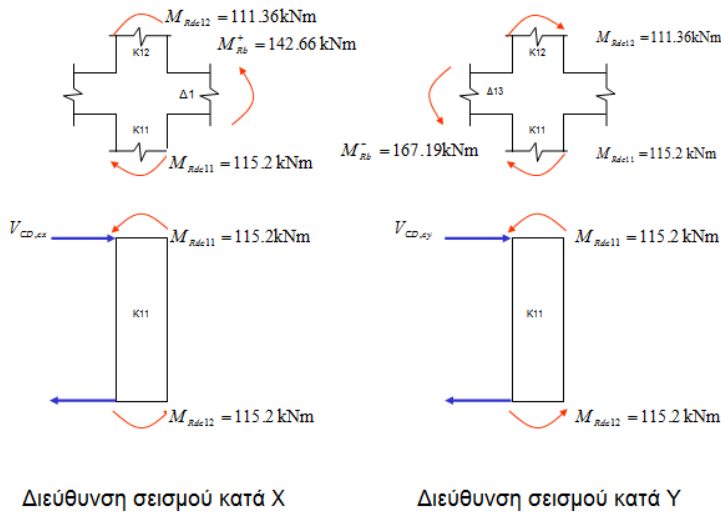
$$\frac{M_{Rc21}}{400^3 * \frac{30}{1.5}} = 0.158$$

$$M_{Rc21} = 202.24 \text{ kNm}$$

Ακολουθώντας τον ίδιο τρόπο: $M_{Rc22} = 179.2 \text{ kNm}$

4.1.5 Οπλισμός διάτμησης υποστυλωμάτων K1 και K2 πρώτου ορόφου

A) Υποστύλωμα K11



Εικόνα 20: Υπολογισμός ικανοτικών τεμνουσών υποστυλώματος K11

α) Υπολογισμός ικανοτικών τεμνουσών

Δεδομένου ότι το υποστύλωμα είναι τετράγωνο και έχει την ίδια αντοχή και ίδιο ύψος στις δύο διευθύνσεις, χρησιμοποιούμε τις ροπές κατά Y που θα δώσουν τη μεγαλύτερη τέμνουσα.

$$V_{CD,c} = \gamma_{Rd} \frac{\left[M_{Rd,c1} \min \left(1; \frac{\sum M_{Rd,b}}{\sum M_{Rd,c}} \right)_1 + M_{Rd,c2} \min \left(1; \frac{\sum M_{Rd,b}}{\sum M_{Rd,c}} \right)_2 \right]}{l_{cl}}$$

$l_{cl} = 3.0 - 0.5 = 2.5$ m και για ΚΠΜ $\gamma_{Rd} = 1.1$

Δεδομένου ότι έγινε ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων τότε η ελάχιστη τιμή στη πιο πάνω εξίσωση για το άνω άκρο του υποστυλώματος είναι ο λόγος των αντοχών, ενώ για το κάτω δεν υπάρχει συντελεστής αφού βρισκόμαστε στο ισόγειο.

$$V_{CD,c} = 1.1 \frac{\left[115.2 \times \left(\frac{167.19}{111.36 + 115.2} \right) + 115.2 \right]}{2.5} = 88 \text{ kN}$$

Η τέμνουσα από την ανάλυση είναι $126\text{kN} > V_{CD,c}=88\text{ kN}$

Επομένως σχεδιάζουμε για την εν λόγω τέμνουσα(από την ανάλυση).

β) Έλεγχος αστοχίας σκυροδέματος σε θλίψη

➤ Από τον EC2

$$V_{Rd,max} = 0.3 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}(\text{MPa})}{250} \cdot \min \left[.25; (1 + \nu_d); 2.5(1 - \nu_d) \right] \right) \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \sin 2\theta$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{bhf_{cd}} = \frac{309 \times 10^3}{400^2(30/1.5)} = 0.097$$

$$\min \left[.25; (1 + \nu_d); 2.5(1 - \nu_d) \right] = 1.097$$

$$z = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 0.354 = 0.319$$

$$\theta = 21.8^\circ \quad \text{όταν } \cot\theta = 2.5$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{30}{250} \right) \cdot 1.097 \cdot 0.4 \cdot 0.319 \cdot \frac{30 \times 10^3}{1.5} \sin(2 \cdot 21.8) \\ &= 509.92 \text{ kN} > 126 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

γ) Κρίσιμη περιοχή υποστυλώματος για ΚΠΜ

$$\begin{aligned} l_{cr} &= \max \left\{ h; b_c; 0.45 \text{ m}; H_{cl}/5 \right\} \\ &= \max \left\{ 0.4; 0.4; 0.45; 2.5/5 \right\} \\ &= 0.5 \text{ m} \end{aligned}$$

δ) Μέγιστη απόσταση συνδετήρων στην κρίσιμη περιοχή για ΚΠΜ

$$\begin{aligned} s_{\max} &= \min \left\{ h_{bl}; b_0/2; 175 \text{ mm} \right\} \\ &= \min \left\{ 12; 332/2; 175 \right\} \\ &= 96 \text{ mm} \end{aligned}$$

ε) Μέγιστη απόσταση συνδετήρων εκτός κρίσιμων περιοχών όπου γίνεται μάτιση των οπλισμών

$$\begin{aligned} s_{\max} &= 0.6 \cdot \min \left\{ d_{bl}; \min(b_c, h_c); 400 \text{ mm} \right\} \\ &= 0.6 \cdot \min \left\{ 12; 400; 400 \right\} \\ &= 144 \text{ mm} \end{aligned}$$

στ) Υπολογισμός οπλισμού περίσφιξης στον πόδα του υποστυλώματος Κ1 στο ισόγειο

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi} \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0.035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{όγκος συνδετήτων περίσφιξης } f_{yd}}{\text{όγκος πυρήνα σκυροδέματος } f_{cd}}$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$

για ορθογώνιες διατομές

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_o h_o}$$

$$n = 8$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right)$$

$$b_i = \frac{400}{2} - \left(30 + 8 + \frac{16}{2}\right) = 154 \text{ mm}$$

$$b_o = h_o = 400 - 2 \cdot \left(30 + \frac{8}{2}\right) = 332 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{8}{6} \cdot \frac{154^2}{332^2}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right)^2 = 0.713 \cdot \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right)^2$$

$$\omega_{wd} = \frac{A_{sw} \left[\frac{b_o + h_o}{2} + 2\sqrt{b_o^2 + h_o^2} \right] f_{yd}}{b_o \cdot h_o \cdot s \cdot f_{cd}} = \frac{2A_{sw} \left[1 + \sqrt{2} \right] f_{yd}}{b_o \cdot s \cdot f_{cd}}$$

$$\begin{aligned} \alpha\omega_{wd} &\geq 30\mu_{\phi} \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0.035 \\ &\geq 30 \cdot 6.8 \cdot \frac{309 \times 10^3}{400^2 \left(\frac{30}{1.5}\right)} \cdot \frac{500}{200 \times 10^3 \times 1.15} \cdot \frac{0.4}{0.332} - 0.035 = 0.017 \end{aligned}$$

Λύοντας την ανίσωση για συνδετήρα Φ8

$$s \leq 0.139 \text{ m}$$

Στην κρίσιμη περιοχή στο κάτω άκρο του Κ1 χρησιμοποιούμε

Φ8@125mm

Από τον EC2

$$V_{Rd,s} = b_w \cdot \rho_w \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta + \frac{N_{Ed}(h-x)}{H_{cl}}$$

$$x = \xi \cdot d$$

$$\xi = 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}} = 1 - \frac{2}{3.5} = 0.43$$

Επιλύοντας για $\xi=0.43$ που αντιστοιχεί στην ικανοτική ροπή με $N_{Ed}=309$ kN και $\cot\theta=2.5$

$$V_{Rd,s} = 0.4 \cdot 0.9 \cdot 0.354 \cdot \frac{500 \cdot 10^3}{1.15} \cdot 2.5 \cdot \rho_w + \frac{309(0.4 - 0.43 \cdot 0.354)}{2.5}$$

$$= 138521.74 \cdot \rho_w + 30.63 > V_{ECD,1} = 126 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \rho_w > 0.00069$$

Στην κρίσιμη περιοχή Φ8/75

$$\rho_w = \frac{\left(\frac{1}{2} + \sqrt{2} \right) \cdot 50.25}{75 \cdot 400} = 0.0057 > 0.00069 \quad \text{OK}$$

Εκτός κρίσιμης περιοχής Φ8/125

$$\rho_w = \frac{\left(\frac{1}{2} + \sqrt{2} \right) \cdot 50.25}{125 \cdot 400} = 0.0034 > 0.00069 \quad \text{OK}$$

B) Υποστώλωμα Κ21

α) Υπολογισμός ικανοτικών τεμνουσών

Δεδομένου ότι το υποστώλωμα είναι τετράγωνο και έχει την ίδια αντοχή και ίδιο ύψος στις δύο διευθύνσεις, χρησιμοποιούμε τις ροπές κατά X που θα δώσουν τη μεγαλύτερη τέμνουσα.

$$V_{CD,c} = \gamma_{Rd} \frac{\left[M_{Rd,c1} \min \left(1; \frac{\sum M_{Rd,b}}{\sum M_{Rd,c}} \right)_1 + M_{Rd,c2} \min \left(1; \frac{\sum M_{Rd,b}}{\sum M_{Rd,c}} \right)_2 \right]}{l_{cl}}$$

$l_{cl} = 3.0 - 0.5 = 2.5$ m και για ΚΠΜ $\gamma_{Rd} = 1.1$

Δεδομένου ότι έγινε ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων τότε η ελάχιστη τιμή στη πιο πάνω εξίσωση για το άνω άκρο του υποστυλώματος είναι ο λόγος των αντοχών, ενώ για το κάτω δεν υπάρχει συντελεστής αφού βρισκόμαστε στο ισόγειο.

$$V_{CD,c} = 1.1 \left[\frac{202.24 \times \left(\frac{142.62 + 127.07}{179.2 + 202.24} \right) + 202.24}{2.5} \right] = 151.9 \text{ kN}$$

Η τέμνουσα από την ανάλυση είναι $150 \text{ kN} < V_{CD,c} = 151.9 \text{ kN}$

Επομένως σχεδιάζουμε για την ικανοτική τέμνουσα

β) Έλεγχος αστοχίας σκυροδέματος σε θλίψη

➤ Από τον EC2

$$V_{Rd,max} = 0.3 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} \text{ (MPa)}}{250} \cdot \min \left[.25; (1 + \nu_d); 2.5(1 - \nu_d) \right] \right) \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \sin 2\theta$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} = \frac{563 \times 10^3}{400^2 (30/1.5)} = 0.176$$

$$\min \left[.25; (1 + \nu_d); 2.5(1 - \nu_d) \right] = 1.176$$

$$z = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 0.354 = 0.319$$

$$\theta = 21.8^\circ \quad \text{όταν } \cot \theta = 2.5$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{30}{250} \right) \cdot 1.176 \cdot 0.4 \cdot 0.319 \cdot \frac{30 \times 10^3}{1.5} \sin(2 \cdot 21.8) \\ &= 546.72 \text{ kN} > 151.9 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

γ) Κρίσιμη περιοχή υποστυλώματος για ΚΠΜ

$$\begin{aligned} l_{cr} &= \max \left[\frac{h}{4}; b_c; 0.45 \text{ m}; H_{cl}/5 \right] \\ &= \max \left[0.4; 0.4; 0.45; 2.5/5 \right] \\ &= 0.5 \text{ m} \end{aligned}$$

δ) Μέγιστη απόσταση συνδετήρων στην κρίσιμη περιοχή για ΚΠΜ

$$\begin{aligned} s_{\max} &= \min \left\{ \frac{h_{bL}}{2}; b_0/2; 175 \text{ mm} \right\} \\ &= \min \left\{ \frac{12;332}{2}; 175 \right\} \\ &= 96 \text{ mm} \end{aligned}$$

ε) Μέγιστη απόσταση συνδετήρων εκτός κρίσιμων περιοχών όπου γίνεται μάτιση των οπλισμών

$$\begin{aligned} s_{\max} &= 0.6 \cdot \min \left\{ d_{bL}; \min(b_c, h_c); 400 \text{ mm} \right\} \\ &= 0.6 \cdot \min \left\{ 12; 400; 400 \right\} \\ &= 144 \text{ mm} \end{aligned}$$

στ) Υπολογισμός οπλισμού περίσφιξης στον πόδα του υποστυλώματος ΚΙ στο ισόγειο

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0.035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{όγκος συνδετήτων περίσφιξης } f_{yd}}{\text{όγκος πυρήνα σκυροδέματος } f_{cd}}$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$

για ορθογώνιες διατομές

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_o h_o}$$

$$n = 8$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s}{2h_o} \right)$$

$$b_i = \frac{400}{2} - \left(30 + 8 + \frac{16}{2} \right) = 154 \text{ mm}$$

$$b_o = h_o = 400 - 2 \cdot \left(30 + \frac{8}{2} \right) = 332 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{8}{6} \cdot \frac{154^2}{332^2}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right)^2 = 0.713 \cdot \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right)^2$$

$$\omega_{wd} = \frac{A_{sw} \left[\frac{b_o + h_o}{2} + 2\sqrt{b_o^2 + h_o^2} \right] f_{yd}}{b_o \cdot h_o \cdot s \cdot f_{cd}} = \frac{2A_{sw} \left[1 + \sqrt{2} \right] f_{yd}}{b_o \cdot s \cdot f_{cd}}$$

$$\begin{aligned} \alpha \omega_{wd} &\geq 30 \mu_{\phi} \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0.035 \\ &\geq 30 \cdot 6.8 \cdot \frac{563 \times 10^3}{400^2 \left(\frac{30}{1.5}\right)} \cdot \frac{500}{200 \times 10^3 \times 1.15} \cdot \frac{0.4}{0.332} - 0.035 = 0.059 \end{aligned}$$

Λύοντας την ανίσωση για συνδετήρα Φ8

$$s \leq 0.167 \text{ m}$$

Στην κρίσιμη περιοχή στο κάτω άκρο του Κ1 χρησιμοποιούμε

Φ8@150mm

Από τον EC2

$$V_{Rd,s} = b_w \cdot \rho_w \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta + \frac{N_{Ed} (h - x)}{H_{cl}}$$

$$x = \xi \cdot d$$

$$\xi = 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}} = 1 - \frac{2}{3.5} = 0.43$$

Επιλύοντας για $\xi=0.43$ που αντιστοιχεί στην ικανοτική ροπή με $N_{Ed}=563 \text{ kN}$ και $\cot \theta=2.5$

$$V_{Rd,s} = 0.4 \cdot 0.9 \cdot 0.354 \cdot \frac{500 \cdot 10^3}{1.15} \cdot 2.5 \cdot \rho_w + \frac{563(0.4 - 0.43 \cdot 0.354)}{2.5}$$

$$= 138521.74 \cdot \rho_w + 55.80 > V_{ECD,1} = 151.9 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \rho_w > 0.00069$$

Στην κρίσιμη περιοχή Φ8/75

$$\rho_w = \frac{\left(1 + \sqrt{2}\right) \cdot 50.25}{75 \cdot 400} = 0.0057 > 0.00069 \quad \text{OK}$$

Εκτός κρίσιμης περιοχής Φ8/125

$$\rho_w = \frac{\left(1 + \sqrt{2}\right) \cdot 50.25}{125 \cdot 400} = 0.0034 > 0.00069 \quad \text{OK}$$

4.1.6 Οπλισμός διάτμησης δοκών

A) Δοκός I

Αφού έγινε ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων και στα δύο άκρα της δοκού, η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού υπολογίζεται υποθέτοντας τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα δύο άκρα της δοκού.

$$l_{cl} = 5.0 - (0.4/2) - (0.40/2) = 4.6 \text{ m}$$

Στο άκρο που στηρίζεται στο K2

α) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $1.35G+1.5Q$

$$V_d(0) = 1.35 * 39.58 + 1.5 * 3.42 = 58.56 \text{ kN}$$

β) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $G+\psi 2Q+E$

$$V_{Ed}(0) = 1.35 * 39.58 + 1.5 * 3.42 + 2.28 + 0.3 * 30.94 = 70.122 \text{ kN}$$

Εδώ θεωρήσαμε πως ο σεισμός έρχεται από την Y διεύθυνση. Θα πρέπει να βρούμε και την τέμνουσα θεωρώντας πως ο σεισμός έρχεται από τη X διεύθυνση και να πάρουμε τη μεγαλύτερη από τις 2.

$$V_{Ed}(0) = 1.35 * 39.58 + 1.5 * 3.42 + 0.3 * 2.28 + 30.94 = 90.184 \text{ kN}$$

γ) Το ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού είναι

$$\min \rho_w = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}} (MPa)}{f_{yk} (MPa)} = 0.08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0.000876$$

δ) Μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού

$$s_w \leq 0.75d = 0.75 \times 0.454 = 0.341 \text{ m}$$

Για ΚΠΜ η κρίσιμη περιοχή ορίζεται ως $lcr = hw = 0.5m$

ε) Η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων που επιτρέπεται

$$s = \min\{hw/4; 24dbw; 225; 8dbL\}$$

Στην παρούσα περίπτωση

$$s = \min\{500/4; 24 \cdot 8; 225; 8 \cdot 12\} = \min\{125; 192; 225; 96\}$$

Επομένως,

$$s = 96 \text{ mm}$$

Χρησιμοποιώ $s=100\text{mm}$

Χρησιμοποιώντας διάμετρο συνδετήρα $\Phi 8$ τότε

$$\frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 100} = 1.005 \text{ mm}$$

στ) Υπολογισμός τέμνουσας του EC2

Υποθέτοντας $\cot\theta=2.5$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cot\theta = 1.005 \cdot 0.9 \cdot 454 \cdot \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} \cdot 2.5 = 446.5 \text{ kN} > 90.184 \text{ OK}$$

ζ) Έλεγχος αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη.

Υποθέτοντας $\cot\theta = 2.5$ άρα $\theta = 21.8^\circ$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} \text{ (MPa)}}{250}\right) \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \sin 2\theta \\ &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.454 \cdot \frac{30 \times 10^3}{1.5} \sin(2 \cdot 21.8) \\ &= 371.98 > 90.184 \text{ kN OK} \end{aligned}$$

Ο ίδιος οπλισμός θα χρησιμοποιηθεί και στο άλλο άκρο της δοκού

η) Έλεγχος τέμνουσας στο άκρο της κρίσιμης περιοχής

Για να κάνουμε αυτό τον έλεγχο, θα πρέπει να υπολογίσουμε τα φορτία που ασκούνται στη συγκεκριμένη δοκό.

$$W=3.125+4.205+0.3 \cdot 1.462+9=16.77\text{kN/m}$$

$$V_{Ed}(0.5m) = 16.77 \left(\frac{4.6}{2} - 0.5 \right) + \frac{142.66 + 95.86}{4.6} = 82.036 \text{ kN}$$

θ) Τέμνουσα για τον ελάχιστο οπλισμό

$$V_{Rd,s} = b_w \cdot \rho_w \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta$$

$$= 250 * 0.000876 * 0.9 * 454 * \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} * 2.5 = 97.26 \text{ kN} > 82.036 \text{ OK}$$

Δεδομένου ότι ο πρώτος συνδετήρας στην κρίσιμη περιοχή θα τοποθετηθεί 50 mm από το άκρο, τότε $5@100+50=550$ mm και θα χρειασθούν 6 συνδετήρες $\Phi 8/100$ mm

ι) Εγκάρσιος οπλισμός μεταξύ κρίσιμων περιοχών

$$\text{Καθαρό μήκος} = 4.6 - 2 \times 0.55 = 3.5 \text{ m}$$

Η μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού είναι 341 mm

➤ Τοποθετούνται $11\Phi 8/320$ mm, άρα

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 250 \times 320} = 0.00126$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0.00126}{0.000876} * 97.26 = 139.5 \text{ kN} > 82.036 \text{ kN OK}$$

B) Δοκός 2

Αφού έγινε ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων και στα δύο άκρα της δοκού, η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού υπολογίζεται υποθέτοντας τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα δύο άκρα της δοκού.

$$l_{cl} = 5.0 - (0.4/2) - (0.40/2) = 4.6 \text{ m}$$

Στο άκρο που στηρίζεται στο K3

α) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $1.35G+1.5Q$

$$V_d(0) = 1.35 * 33.53 + 1.5 * 1.96 = 48.21 \text{ kN}$$

β) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $G+\psi 2Q+E$

$$V_{Ed}(0) = 1.35 \cdot 33.53 + 1.5 \cdot 1.96 + 0.3 \cdot 24.80 = 55.65 \text{ kN}$$

Εδώ θεωρήσαμε πως ο σεισμός έρχεται από την Y διεύθυνση. Θα πρέπει να βρούμε και την τέμνουσα θεωρώντας πως ο σεισμός έρχεται από τη X διεύθυνση και να πάρουμε τη μεγαλύτερη από τις 2.

$$V_{Ed}(0) = 1.35 \cdot 33.53 + 1.5 \cdot 1.96 + 24.80 = 73.01 \text{ kN}$$

γ) Ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

$$\min \rho_w = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}} (\text{MPa})}{f_{yk}} (\text{MPa}) = 0.08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0.000876$$

δ) Μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού

$$s_w \leq 0.75d = 0.75 \times 0.454 = 0.341 \text{ m}$$

Για ΚΠΜ η κρίσιμη περιοχή ορίζεται ως $lcr = hw = 0.5m$

ε) Μέγιστη απόσταση των συνδετήρων που επιτρέπεται

$$s = \min\{hw/4; 24dbw; 225; 8dbL\}$$

Στην παρούσα περίπτωση

$$s = \min\{500/4; 24 \cdot 8; 225; 8 \cdot 12\} = \min\{125; 192; 225; 96\}$$

Επομένως,

$$s = 96 \text{ mm}$$

Χρησιμοποιώ $s=100\text{mm}$

Χρησιμοποιώντας διάμετρο συνδετήρα $\Phi 8$ τότε

$$\frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 100} = 1.005 \text{ mm}$$

Υποθέτοντας $\cot\theta = 2.5$ και αντικαθιστώντας στην εξίσωση της τέμνουσας του EC2

στ) Υπολογισμός τέμνουσας

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta = 1.005 \cdot 0.9 \cdot 454 \cdot \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} \cdot 2.5 = 446.5 \text{ kN} > 73.01 \text{ OK}$$

ζ) Έλεγχος αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη.

Υποθέτοντας $\cot \theta = 2.5$ άρα $\theta = 21.8^\circ$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} \text{ (MPa)}}{250} \right) \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \sin 2\theta \\ &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{30}{250} \right) \cdot 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.454 \cdot \frac{30 \times 10^3}{1.5} \sin(2 \cdot 21.8) \\ &= 371.98 > 73.01 \text{ kN OK} \end{aligned}$$

Ο ίδιος οπλισμός θα χρησιμοποιηθεί και στο άλλο άκρο της δοκού

η) Έλεγχος τέμνουσας στο άκρο της κρίσιμης περιοχής

Υπολογισμός φορτίων πάνω στη δοκό

$$W = 3.125 + 2.455 + 0.3 \cdot 0.854 + 9 = 14.84 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} (0.5 \text{ m}) = 14.84 \left(\frac{4.6}{2} - 0.5 \right) + \frac{127.07 + 71.33}{4.6} = 69.83 \text{ kN}$$

θ) Τέμνουσα για τον ελάχιστο οπλισμό

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= b_w \cdot \rho_w \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta \\ &= 250 \cdot 0.000876 \cdot 0.9 \cdot 454 \cdot \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} \cdot 2.5 = 97.26 \text{ kN} > 69.83 \text{ OK} \end{aligned}$$

Δεδομένου ότι ο πρώτος συνδετήρας στην κρίσιμη περιοχή θα τοποθετηθεί 50 mm από το άκρο, τότε $5 @ 100 + 50 = 550$ mm και θα χρειασθούν 6 συνδετήρες $\Phi 8/100$ mm

ι) Εγκάρσιος οπλισμός μεταξύ κρίσιμων περιοχών

$$\text{Καθαρό μήκος} = 4.6 - 2 \times 0.55 = 3.5 \text{ m}$$

Η μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού είναι 341 mm

➤ Τοποθετούνται 11Φ8/320 mm, άρα

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 250 \times 320} = 0.00126$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0.00126}{0.000876} * 97.26 = 139.5 \text{ kN} > 69.83 \text{ kN OK}$$

Γ) Δοκός 13

Αφού έγινε ικανοτικός σχεδιασμός των υποστλωμάτων και στα δύο άκρα της δοκού, η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού υπολογίζεται υποθέτοντας τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα δύο άκρα της δοκού.

$$l_{cl} = 6.0 - (0.4/2) - (0.40/2) = 5.6 \text{ m}$$

Στο άκρο που στηρίζεται στο K5

α) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $1.35G+1.5Q$

$$V_d(0) = 1.35 * 57.99 + 1.5 * 7.68 = 89.81 \text{ kN}$$

β) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $G+\psi 2Q+E$

$$V_{Ed}(0) = 1.35 * 57.99 + 1.5 * 7.68 + 25.88 + 0.3 * 2.2 = 116.35 \text{ kN}$$

Εδώ θεωρήσαμε πως ο σεισμός έρχεται από την Y διεύθυνση. Θα πρέπει να βρούμε και την τέμνουσα θεωρώντας πως ο σεισμός έρχεται από τη X διεύθυνση και να πάρουμε τη μεγαλύτερη από τις 2.

$$V_{Ed}(0) = 1.35 * 57.99 + 1.5 * 7.68 + 0.3 * 25.88 + 2.2 = 99.77 \text{ kN}$$

γ) Ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

$$\min \rho_w = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}} (MPa)}{f_{yk} (MPa)} = 0.08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0.000876$$

δ) Μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού

$$s_w \leq 0.75d = 0.75 \times 0.454 = 0.341 \text{ m}$$

Για ΚΠΜ η κρίσιμη περιοχή ορίζεται ως $lcr = hw = 0.5m$

ε) Μέγιστη απόσταση των συνδετήρων που επιτρέπεται

$$s = \min\{hw/4; 24dbw; 225; 8dbL\}$$

Στην παρούσα περίπτωση

$$s = \min\{500/4; 24*8; 225; 8*12\} = \min\{125; 192; 225; 96\}$$

Επομένως,

$$s = 96 \text{ mm}$$

Χρησιμοποιώ $s=100\text{mm}$

Χρησιμοποιώντας διάμετρο συνδετήρα $\Phi 8$ τότε

$$\frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 100} = 1.005 \text{ mm}$$

Υποθέτοντας $\cot\theta = 2.5$ και αντικαθιστώντας στην εξίσωση της τέμνουσας του EC2

στ) Υπολογισμός τέμνουσας

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cot\theta = 1.005 \cdot 0.9 \cdot 454 \cdot \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} \cdot 2.5 = 446.5 \text{ kN} > 116.35 \text{ OK}$$

ζ) Έλεγχος αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη.

Υποθέτοντας $\cot\theta = 2.5$ άρα $\theta = 21.8^\circ$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}(\text{MPa})}{250}\right) \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \sin 2\theta \\ &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.454 \cdot \frac{30 \times 10^3}{1.5} \sin(2 \cdot 21.8) \\ &= 371.98 > 116.35 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Ο ίδιος οπλισμός θα χρησιμοποιηθεί και στο άλλο άκρο της δοκού

η) Έλεγχος τέμνουσας στο άκρο της κρίσιμης περιοχής

$$W = 3,125 + 7,571 + 0,3 \cdot 2,633 + 9 = 20,48 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed}(0.5m) = 20.48 \left(\frac{5.6}{2} - 0.5 \right) + \frac{167.19 + 151.58}{5.6} = 104 \text{ kN}$$

θ) Τέμνουσα για τον ελάχιστο οπλισμό

$$V_{Rd,s} = b_w \cdot \rho_w \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta$$

$$= 250 * 0.000876 * 0.9 * 454 * \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} * 2.5 = 97.26 \text{ kN} > 104 \text{ OK}$$

Δεδομένου ότι ο πρώτος συνδετήρας στην κρίσιμη περιοχή θα τοποθετηθεί 50 mm από το άκρο, τότε $5@100+50=550$ mm και θα χρειασθούν 6 συνδετήρες $\Phi 8/100$ mm

ι) Εγκάρσιος οπλισμός μεταξύ κρίσιμων περιοχών

$$\text{Καθαρό μήκος} = 5.6 - 2 \times 0.55 = 4.5 \text{ m}$$

Η μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού είναι 341 mm

➤ Τοποθετούνται $15\Phi 8/320$ mm, άρα

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 250 \times 320} = 0.00126$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0.00126}{0.000876} * 97.26 = 139.5 \text{ kN} > 104 \text{ kN OK}$$

Δ) Δοκός 16

Αφού έγινε ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων και στα δύο άκρα της δοκού, η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού υπολογίζεται υποθέτοντας τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα δύο άκρα της δοκού.

$$l_{cl} = 6.0 - (0.4/2) - (0.40/2) = 5.6 \text{ m}$$

Στο άκρο που στηρίζεται στο K5

α) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $1.35G+1.5Q$

$$V_d(0) = 1.35 * 104.42 + 1.5 * 23.83 = 176.71 \text{ kN}$$

β) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $G+\psi 2Q+E$

$$V_{Ed}(0) = 1.35 \cdot 104.42 + 1.5 \cdot 23.83 + 33.22 + 0.3 \cdot 0.01 = 209.94 \text{ kN}$$

Εδώ θεωρήσαμε πως ο σεισμός έρχεται από την Y διεύθυνση. Δεν έχει νόημα να βρούμε και την τέμνουσα θεωρώντας πως ο σεισμός έρχεται από τη X αφού είναι φανερό πως θα είναι μικρότερη.

γ) Ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

$$\min \rho_w = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}}{f_{yk} \text{ (MPa)}} = 0.08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0.000876$$

δ) Μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού

$$s_w \leq 0.75d = 0.75 \times 0.453 = 0.340 \text{ m}$$

Για ΚΠΜ η κρίσιμη περιοχή ορίζεται ως $lcr = hw = 0.5m$

ε) Μέγιστη απόσταση των συνδετήρων που επιτρέπεται

$$s = \min\{hw/4; 24dbw; 225; 8dbL\}$$

Στην παρούσα περίπτωση

$$s = \min\{500/4; 24 \cdot 8; 225; 8 \cdot 12\} = \min\{125; 192; 225; 96\}$$

Επομένως,

$$s = 96 \text{ mm}$$

Χρησιμοποιώ $s=100\text{mm}$

Χρησιμοποιώντας διάμετρο συνδετήρα $\Phi 8$ τότε

$$\frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 100} = 1.005 \text{ mm}$$

Υποθέτοντας $\cot\theta = 2.5$ και αντικαθιστώντας στην εξίσωση της τέμνουσας του EC2

στ) Υπολογισμός τέμνουσας

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta = 1.005 \cdot 0.9 \cdot 453 \cdot \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} \cdot 2.5 = 445.36 \text{ kN} > 209.94 \text{ OK}$$

ζ) Έλεγχος αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη.

Υποθέτοντας $\cot \theta = 2.5$ άρα $\theta = 21.8^\circ$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} (MPa)}{250} \right) \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \sin 2\theta \\ &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{30}{250} \right) \cdot 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.453 \cdot \frac{30 \times 10^3}{1.5} \sin(2 \cdot 21.8) \\ &= 371.13 > 209.94 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Ο ίδιος οπλισμός θα χρησιμοποιηθεί και στο άλλο άκρο της δοκού

η) Έλεγχος τέμνουσας στο άκρο της κρίσιμης περιοχής

$$W = 3,125 + 23,407 + 0,3 \cdot 8,142 + 9 = 37,97 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed}(0.5m) = 37.97 \left(\frac{5.6}{2} - 0.5 \right) + \frac{212.96 + 212.96}{5.6} = 163.39 \text{ kN}$$

ι) Τέμνουσα για τον ελάχιστο οπλισμό

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= b_w \cdot \rho_w \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta \\ &= 250 \cdot 0.000876 \cdot 0.9 \cdot 453 \cdot \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} \cdot 2.5 = 97.05 \text{ kN} < 163.39 \text{ NOK} \end{aligned}$$

Δεδομένου ότι ο πρώτος συνδετήρας στην κρίσιμη περιοχή θα τοποθετηθεί 50 mm από το άκρο, τότε $5@100+50=550$ mm και θα χρειασθούν 6 συνδετήρες $\Phi 8/100$ mm

κ) Εγκάρσιος οπλισμός μεταξύ κρίσιμων περιοχών

$$\text{Καθαρό μήκος} = 5.6 - 2 \times 0.55 = 4.5 \text{ m}$$

Η μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού είναι 341 mm

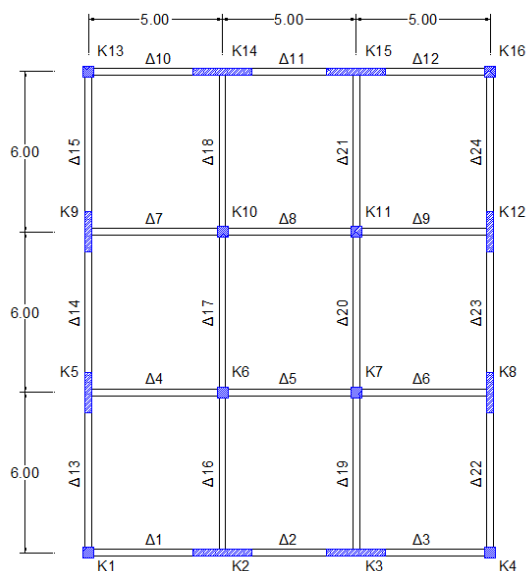
➤ Τοποθετούνται $15\Phi 8/320$ mm, άρα

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 250 \times 320} = 0.00126$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0.00126}{0.000876} * 97.05 = 139.6 \text{ kN} < 163.39 \text{ kN} \text{ OK}$$

4.2 Σχεδιασμός τοιχωματικού συστήματος

Αφού τελειώσαμε το σχεδιασμό του πλαισιακού μας συστήματος, προχωρήσαμε στο σχεδιασμό ενός τοιχωματικού συστήματος. Για να μετατρέψουμε το σύστημά μας από πλαισιωτό σε τοιχωματικό έπρεπε να αλλάξουμε τις διαστάσεις σε κάποια από τα υποστυλώματα. Συγκεκριμένα τα υποστυλώματα K2, K3, K14 και K15 τώρα έχουν διαστάσεις 220*25 (b*d, cm²), ενώ τα υποστυλώματα K5, K8, K9, K12 έχουν διαστάσεις 25*150 (b*d, cm²). Θα ακολουθηθεί η ίδια ακριβώς διαδικασία με πριν με τη μόνη διαφορά ότι τώρα δε θα κάνουμε ικανοτικό σχεδιασμό. Πιο κάτω φαίνεται η κάτοψη του τοιχωματικού πλαισίου.



Εικόνα 21: Κάτοψη τοιχωματικού συστήματος.

4.2.1 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Αποφασίστηκε να χρησιμοποιήσω τις max μετακινήσεις

Οι σχετικές ελαστικές μετακινήσεις ορόφων με το σεισμό να δρα στην κατεύθυνση Y είναι:

$$d_{e1} = 0.00558 \text{ m} \quad d_{e2} = 0.00716 \text{ m} \quad d_{e3} = 0.00476 \text{ m}$$

Σχετικές μετακινήσεις στο πλαστικό σύστημα:

$$d_{s1} = d_{e1} \times q_d = 0.00558 \times 3.9 = 0.0218 \text{ m}$$

$$d_{s2} = d_{e2} \times q_d = 0.00716 \times 3.9 = 0.0279 \text{ m}$$

$$d_{s3} = d_{e3} \times q_d = 0.00476 \times 3.9 = 0.0186 \text{ m}$$

Τόσο οι ελαστικές μετακινήσεις, όσο και οι μετακινήσεις στο πλαστικό σύστημα, είναι σχετικές μετακινήσεις. Δηλαδή τις υπολόγιζαν αυτόματα ως σχετικές μετακινήσεις.

Τάξη σπουδαιότητας II, άρα $\nu=0,5$

Πρέπει να ισχύει:

$$\frac{d_r \nu}{H} < 0.005$$

Υπολογίζω για κάθε όροφο τον πιο πάνω λόγο ο οποίος και πρέπει να ικανοποιεί την ανίσωση.

$$\frac{d_{r1} \nu}{H} = \frac{0.0218 \times 0.5}{3.0} = 0.0036 < 0.005 \quad \text{OK}$$

$$\frac{d_{r2} \nu}{H} = \frac{0.0279 \times 0.5}{3.0} = 0.0047 < 0.005 \quad \text{OK}$$

$$\frac{d_{r3} \nu}{H} = \frac{0.0186 \times 0.5}{3.0} = 0.0038 < 0.005 \quad \text{OK}$$

4.2.2 Έλεγχος φαινομένων δεύτερης τάξης

$$\Theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot H}$$

Αρχικά πρέπει να υπολογίσω το P_{tot} καθώς και το V_{tot}

Το P_{tot} το υπολογίζω από το συνδυασμό για σεισμό, δηλαδή 1G+0.3Q

$$P_{tot1}=9375.7+438.58=9814.28\text{kN}$$

$$P_{tot2}=6250.5+292.39=6542.8\text{kN}$$

$$P_{tot3}=3125.2+146.19=3271.4\text{kN}$$

$$V_{total1}=951.29\text{kN}$$

$$V_{total2}=790.16\text{kN}$$

$$V_{total3}=499.19\text{kN}$$

$$\Theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot H}$$

$$\Theta_1 = \frac{9814.28 \times 0.0218}{951.29 \times 3} = 0.075 < 0.10 \text{ OK}$$

$$\Theta_2 = \frac{6542.8 \times 0.0279}{790.16 \times 3} = 0.077 < 0.10 \text{ OK}$$

$$\Theta_3 = \frac{3271.4 \times 0.0186}{499.19 \times 3} = 0.041 < 0.10 \text{ OK}$$

Με τον ίδιο ακριβώς τρόπο υπολογίστηκαν τα αντίστοιχα μεγέθη με σεισμό στη X διεύθυνση

$$\frac{d_{r1}V}{H} = \frac{0.0227 \times 0.5}{3.0} = 0.0038 < 0.005 \text{ OK}$$

$$\frac{d_{r2}V}{H} = \frac{0.0263 \times 0.5}{3.0} = 0.0044 < 0.005 \text{ OK}$$

$$\frac{d_{r3}V}{H} = \frac{0.0163 \times 0.5}{3.0} = 0.0027 < 0.005 \text{ OK}$$

$$\Theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot H}$$

Αρχικά πρέπει να υπολογίσω το P_{tot} καθώς και το V_{tot}

Το P_{tot} το υπολογίζω από το συνδιασμό για σεισμό, δηλαδή 1G+0.3Q

$$P_{tot1}=9814,3\text{kN}$$

$$P_{tot2}=6542,8\text{kN}$$

$$P_{tot3}=3271,4\text{kN}$$

$$V_{total1}=909.188\text{kN}$$

$$V_{total2}=749.4\text{kN}$$

$$V_{total3}=458\text{kN}$$

$$\Theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot H}$$

$$\Theta_1 = 0.081 < 0.10 \text{ OK}$$

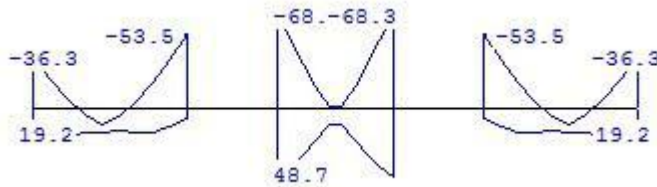
$$\Theta_2 = 0.074 < 0.10 \text{ OK}$$

$$\Theta_3 = 0.037 < 0.10 \text{ OK}$$

4.2.3 Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού δοκών

A) Σχεδιασμός Δ1

Η περιβάλλουσα των ροπών (kNm) που προέκυψε από την ανάλυση φαίνεται πιο κάτω:



Εικόνα 22: Περιβάλλουσα ροπών των Δ1-Δ2-Δ3

➤ Μέγιστη διάμετρος ράβδου διαμήκους οπλισμού

α) Εξωτερική στήριξη (Υποστόλωμα K1)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8v_d)}{\gamma_{Rd}} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.0 \text{ ΚΠΜ}$$

$$1.2 \text{ ΚΠΥ}$$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = \frac{\min(N_{Ed1,1}, N_{Ed1,2})}{\left(\frac{10 \times 10^3}{1.5} \right) \times 0.4^2} = \frac{\min(261,173)}{\left(\frac{10 \times 10^3}{1.5} \right) \times 0.4^2} = 0.054$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8 \times 0.054)}{1.0} \frac{2.9}{(500/1.15)} = 0.052$$

$$d_{bL} \leq 0.052 \times 400 = 20.87 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 20 \text{ mm}$$

β) Εσωτερική στήριξη (Υποστόλωμα K2)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8v_d)}{\gamma_{Rd} \left(1 + 0.75k_D \frac{\rho'}{\rho_{\max}} \right)} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$$

$$k_D = 2/3 \text{ ΚΠΜ}$$

$$1.0 \text{ ΚΠΥ}$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} A_c} = \frac{\min(N_{Ed2,1}, N_{Ed2,2})}{\left(10 \times 10^3 / 1.5 \right) \times 2.2 \times 0.25} = \frac{\min(606, 404)}{11000} = 0.037$$

για $\rho' / \rho_{\max} = 0.5$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8 \times 0.037)}{1.0 \left(1 + 0.75 \times 0.667 \times 0.5 \right) \left(500 / 1.15 \right)} \frac{2.9}{500 / 1.15} = 0.041$$

$$d_{bL} \leq 0.04 \times 250 = 10 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 10 \text{ mm}$$

Θα χρησιμοποιήσουμε σίδηρο $\Phi 10$ και κάτω

γ) Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού

➤ Χρησιμοποιούμε για απλοποίηση την εξίσωση

$$A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}} \quad \mu\epsilon \quad z = d - d_1$$

$$d_1 = c + d_{bh} + \frac{d_{bL}}{2} \approx 0.030 + 0.008 + \frac{0.010}{2} \approx 0.043 \text{ m}$$

$$d = h_b - d_1 = 0.50 - 0.043 = 0.457 \text{ m}$$

$$z = 0.457 - 0.043 = 0.414 \text{ m}$$

$$\rho_{\min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.5 \frac{2.9}{500} = 0.0029$$

$$A_{s,\min} = 0.0029 \times 250 \times 457 = 331.33 \text{ mm}^2 \quad (3\Phi 8 + 3\Phi 10 = 386,4 \text{ mm}^2)$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο Κ2

$$A_{s1} = \frac{53,5}{414 \times (500 / 1.15)} = 297,2 \text{ mm}^2 \quad (4\Phi 10 = 314,2 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{314,2}{250 \times 457} = 0.0028$$

$\rho < \rho_{\min}$ άρα χρειάζεται να αυξήσω τον οπλισμό που θα τοποθετήσω.

Βάζω $4\Phi 10 + 2\Phi 8 = 414,7 \text{ mm}^2$

$$\rho = \frac{414,7}{250 \times 457} = 0,0036 \quad \text{OK}$$

Κάτω οπλισμός στο άκρο K2

Από την περιβάλλουσα βλέπω πως σε εκείνο το σημείο η ροπή ισούται με 0.

Σύμφωνα με τον κώδικα, θα πρέπει να βάλω τον μισό οπλισμό του οπλισμού που τοποθέτησα πάνω. Αν βάλω ,όμως, τον μισό οπλισμό τότε $\rho' < \rho_{\min}$.

Τοποθετώ τον ίδιο οπλισμό πάνω και κάτω.

➤ Υπολογισμός πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων

$$\mu_{\phi} = 2q_o - 1 = 2 \times 3,9 - 1 = 6,8 \quad \text{όταν } T_x = 0,65 \text{ sec} \geq T_C = 0,5 \text{ sec}$$

➤ Υπολογισμός μέγιστου ποσοστού οπλισμού στο άκρο στο K2

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018 f_{cd}}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} = 0,0036 + \frac{0,0018(30/1,5)}{6,8 \times \left(\frac{500/1,15}{200000} \right) (500/1,15)} = 0,0092$$

Αφού

$$\rho = 0,0036 < \rho_{\max} \quad \text{OK}$$

δ) Υπολογισμός ικανοτικών ροπών

➤ Ικανοτικές ροπές στο άκρο στο K2

$$M_{Rb}^+ = M_{Rb}^- = 414,7 \times 0,414 \times (500 \times 10^{-3} / 1,15) = 74,65 \text{ kNm}$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο K1

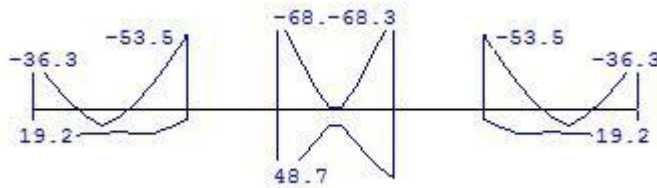
$$A_{s1} = \frac{36,3}{414(500/1,15)} = 201,7 \text{ mm}^2 \quad (4\Phi 10 + 2\Phi 8 = 414,7 \text{ mm}^2)$$

Τον ίδιο οπλισμό τοποθετώ και κάτω

Ικανοτικές ροπές είναι οι ίδιες με πριν.

B) Σχεδιασμός Δ2

Η περιβάλλουσα των ροπών (kNm) που προέκυψε από την ανάλυση φαίνεται πιο κάτω:



Εικόνα 23: Περιβάλλουσα ροπών των Δ1-Δ2-Δ3

➤ Μέγιστη διάμετρος ράβδου διαμήκους οπλισμού

α) Εξωτερική στήριξη (Υποστύλωμα K2)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8 \times 0.037)}{1.0} \frac{2.9}{(500/1.15)} = 0.051$$

$$d_{bL} \leq 0.051 \times 250 = 12.9 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 12 \text{ mm}$$

β) Εσωτερική στήριξη (Υποστύλωμα K3)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8\nu_d)}{\gamma_{Rd} \left(1 + 0.75k_D \frac{\rho'}{\rho_{\max}} \right)} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$$

$$k_D = 2/3 \text{ ΚΠΙΜ}$$

$$1.0 \text{ ΚΠΥ}$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = \frac{\min(N_{Ed3,1}, N_{Ed3,2})}{(10 \times 10^3 / 1.5) \times 2.2 \times 0.25} = \frac{\min(404, 606)}{11000} = 0.037$$

για $\rho' / \rho_{\max} = 0.5$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8 \times 0.037)}{1.0 (1 + 0.75 \times 0.667 \times 0.5)} \frac{2.9}{(500/1.15)} = 0.041$$

$$d_{bL} \leq 0.041 \times 250 = 10.25 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 10 \text{ mm}$$

Θα χρησιμοποιήσουμε σίδηρο Φ10 και κάτω

γ) Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού

➤ Χρησιμοποιούμε για απλοποίηση την εξίσωση

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{yd}} \text{ με } z = d - d_1$$

$$d_1 = c + d_{bh} + \frac{d_{bL}}{2} \approx 0.030 + 0.008 + \frac{0.010}{2} \approx 0.043 \text{ m}$$

$$d = h_b - d_1 = 0.50 - 0.043 = 0.457 \text{ m}$$

$$z = 0.457 - 0.043 = 0.414 \text{ m}$$

$$\rho_{\min} = 0.5 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} = 0.5 \frac{2.9}{500} = 0.0029$$

$$A_{s,\min} = 0.0029 \times 250 \times 414 = 300.15 \text{ mm}^2 \quad (4\Phi10 = 314.2 \text{ mm}^2)$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο Κ3

$$A_{s1} = \frac{68.3}{414(500/1.15)} = 379.4 \text{ mm}^2 \quad (6\Phi10 = 471.2 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{471.2}{250 \times 457} = 0.0041$$

➤ Κάτω οπλισμός στο άκρο στο Κ3

$$A_{s2} = \frac{48.7}{414(500/1.15)} = 270.56 \text{ mm}^2 \quad (4\Phi10 = 314.2 \text{ mm}^2)$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{314.2}{250 \times 457} = 0.0028 < \rho_{\min} \text{ NOT OK}$$

Τοποθετώ 6Φ10

$$\rho' = 0.0041$$

$$\rho < \rho_{\max} \text{ OK}$$

Τα ίδια ισχύουν και για το άκρο Κ2

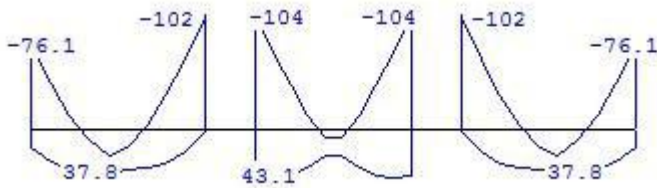
δ) Υπολογισμός ικανοτικών ροπών

➤ Ικανοτικές ροπές στο άκρο στο K2 και K3

$$M_{Rb}^+ = M_{Rb}^- = 471.2 \times 0.414 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 84.8 \text{ kNm}$$

Γ) Σχεδιασμός Δ13

Η περιβάλλουσα των ροπών (kNm) που προέκυψε από την ανάλυση φαίνεται πιο κάτω:



Εικόνα 24: Περιβάλλουσα ροπών των Δ13-Δ14-Δ15

➤ Μέγιστη διάμετρος ράβδου διαμήκους οπλισμού

α.) Εξωτερική στήριξη (Υποστόλωμα K1)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1 + 0.8\nu_d)}{\gamma_{Rd}} \frac{f_{cm}}{f_{yd}}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.0 \text{ ΚΠΜ}$$

$$1.2 \text{ ΚΠΥ}$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} A_c} = \frac{\min(N_{Ed1,1}, N_{Ed1,2})}{\left(\frac{0 \times 10^3}{1.5} \right) \times 0.4^2} = \frac{\min(261, 173)}{\left(\frac{0 \times 10^3}{1.5} \right) \times 0.4^2} = 0.054$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1 + 0.8 \times 0.054)}{1.0} \frac{2.9}{(500/1.15)} = 0.0522$$

$$d_{bL} \leq 0.0522 \times 400 = 20.87 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 20 \text{ mm}$$

β) Εσωτερική στήριξη (Υποστόλωμα K5)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8\nu_d)}{\gamma_{Rd} \left(1 + 0.75k_D \frac{\rho'}{\rho_{\max}} \right)} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$$

$$k_D = 2/3 \text{ ΚΠΜ}$$

$$1.0 \text{ ΚΠΥ}$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = \frac{\min(N_{Ed5,1}, N_{Ed5,2})}{\left(0 \times 10^3 / 1.5 \right) \times 0.25 \times 1.5} = \frac{\min(575, 384)}{7500} = 0.051$$

$$\text{για } \rho' / \rho_{\max} = 0.5$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8 \times 0.051)}{1.0 \left(1 + 0.75 \times 0.667 \times 0.5 \right)} \frac{2.9}{500/1.15} = 0.042$$

$$d_{bL} \leq 0.042 \times 1500 = 62.5 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 20 \text{ mm}$$

Θα χρησιμοποιήσουμε σίδηρο Φ20 και κάτω

γ) Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού

➤ Χρησιμοποιούμε για απλοποίηση την εξίσωση

$$A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}} \text{ με } z = d - d_1$$

$$d_1 = c + d_{bh} + \frac{d_{bL}}{2} \approx 0.030 + 0.008 + \frac{0.020}{2} \approx 0.048 \text{ m}$$

$$d = h_b - d_1 = 0.50 - 0.048 = 0.452 \text{ m}$$

$$z = 0.452 - 0.048 = 0.404 \text{ m}$$

$$\rho_{\min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.5 \frac{2.9}{500} = 0.0029$$

$$A_{s,\min} = 0.0029 \times 250 \times 404 = 292.9 \text{ mm}^2 \text{ (2}\Phi 16 - 402 \text{ mm}^2)$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο K5

$$A_{s1} = \frac{102}{404(500/1.15)} = 580.7 \text{ mm}^2 \text{ (2}\Phi 20 = 628,3 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{628,3}{250 \times 452} = 0.0056 > \rho_{\min} \text{ OK}$$

➤ Κάτω οπλισμός στο άκρο στο K5

Από την περιβάλλουσα βλέπουμε πως η ροπή εκεί είναι 0.

Τοποθετώ τον μισό οπλισμό σε σχέση με τον πάνω οπλισμό

$$A_{s2} = 315 \text{ mm}^2$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{315}{250 \times 452} = 0.0028 < \rho_{\min}$$

Αυξάνω τον οπλισμό

$$A_{s2} = 402.1 \text{ mm}^2 \text{ (2}\Phi 16 = 402,1 \text{ mm}^2\text{)}$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{402.1}{250 \times 452} = 0.0036 > \rho_{\min}$$

➤ Υπολογισμός πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 = 2 \times 3.9 - 1 = 6.8 \text{ όταν } T_y = 0.63 \text{ sec} \geq T_C = 0.5 \text{ sec}$$

Υπολογισμός μέγιστου ποσοστού οπλισμού στο άκρο στο K2

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} = 0.0036 + \frac{0.0018(30/1.5)}{6.8 \times \left(\frac{500/1.15}{200000} \right) (500/1.15)} = 0.0092$$

Αφού

$$\rho = 0.0056 < \rho_{\max} = 0.0092 \text{ OK}$$

δ) Υπολογισμός ικανοτικών ροπών

➤ Ικανοτικές ροπές στο άκρο στο K5

$$M_{Rb}^- = 628.3 \times 0.404 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 110.36 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^+ = 402.1 \times 0.404 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 70.63 \text{ kNm}$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο K1

$$A_{s1} = \frac{76.1}{404(500/1.15)} = 433.24 \text{ mm}^2 \quad (4\Phi 12 = 452.4 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{452.4}{250 \times 452} = 0.004 > \rho_{\min} \quad \text{OK}$$

➤ Κάτω οπλισμός στο άκρο στο K1

$$A_{s2} = 400.26 \text{ mm}^2 \quad (2\Phi 16 = 402.1 \text{ mm}^2 > 452.4/2 \text{ mm}^2)$$

Ο υπολογισμός του ρ' , ρ_{\min} και ρ_{\max} έγιναν πιο πάνω άρα δεν χρειάζεται να επαναληφθεί.

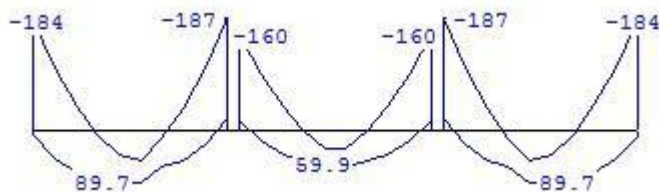
➤ Ικανοτικές ροπές στο άκρο στο K1

$$M_{Rb}^- = 452.4 \times 0.404 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 79.47 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^+ = 402.1 \times 0.404 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 70.63 \text{ kNm}$$

Δ) Σχεδιασμός Δ16

Η περιβάλλουσα των ροπών (kNm) που προέκυψε από την ανάλυση φαίνεται πιο κάτω:



Εικόνα 25: Περιβάλλουσα ροπών των Δ16-Δ17-Δ18

➤ Μέγιστη διάμετρος ράβδου διαμήκους οπλισμού

α.) Εξωτερική στήριξη (Υποστύλωμα K2)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8\nu_d)}{\gamma_{Rd}} \frac{f_{cm}}{f_{yd}}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.0 \text{ ΚΠΜ}$$

$$1.2 \text{ ΚΠΥ}$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = \frac{\min(N_{Ed2,1}, N_{Ed2,2})}{\left(\frac{60 \times 10^3}{1.5} \right) \times 2.2 \times 0.25} = \frac{\min(606,404)}{11000} = 0.037$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8 \times 0.037)}{1.0} \frac{2.9}{(500/1.15)} = 0.052$$

$$d_{bL} \leq 0.052 \times 250 = 13 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 12 \text{ mm}$$

β.) Εσωτερική στήριξη (Υποστύλωμα K6)

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8\nu_d)}{\gamma_{Rd} \left(1 + 0.75k_D \frac{\rho'}{\rho_{\max}} \right)} \frac{f_{cm}}{f_{yd}}$$

$$k_D = 2/3 \text{ ΚΠΜ}$$

$$1.0 \text{ ΚΠΥ}$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = \frac{\min(N_{Ed6,1}, N_{Ed6,2})}{\left(\frac{60 \times 10^3}{1.5} \right) \times 0.40^2} = \frac{\min(1014,676)}{\left(\frac{60 \times 10^3}{1.5} \right) \times 0.40^2} = 0.211$$

$$\text{για } \rho' / \rho_{\max} = 0.5$$

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5(1+0.8 \times 0.211)}{1.0 \left(1 + 0.75 \times 0.667 \times 0.5 \right)} \frac{2.9}{(500/1.15)} = 0.0468$$

$$d_{bL} \leq 0.0468 \times 400 = 18,72 \text{ mm}$$

Επομένως

$$d_{bL} \leq 18 \text{ mm}$$

Θα χρησιμοποιήσουμε σίδηρο Φ12 και κάτω

γ) Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού

➤ Χρησιμοποιούμε για απλοποίηση την εξίσωση

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{yd}} \quad \mu\epsilon \quad z = d - d_1$$

$$d_1 = c + d_{bh} + \frac{d_{bL}}{2} \approx 0.030 + 0.008 + \frac{0.012}{2} \approx 0.044 \text{ m}$$

$$d = h_b - d_1 = 0.50 - 0.044 = 0.456 \text{ m}$$

$$z = 0.456 - 0.044 = 0.412 \text{ m}$$

$$\rho_{\min} = 0.5 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} = 0.5 \frac{2.9}{500} = 0.0029$$

$$A_{s,\min} = 0.0029 \times 400 \times 412 = 298.7 \text{ mm}^2 \quad (4\Phi 10 - 314.2 \text{ mm}^2)$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο Κ6

$$A_{s1} = \frac{187}{412(500/1.15)} = 1044 \text{ mm}^2 \quad (10\Phi 12 = 1131 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1131}{250 \times 456} = 0.0099$$

➤ Κάτω οπλισμός στο άκρο στο Κ6

$$A_{s2} = \frac{0}{408(500/1.15)} = 0 \text{ mm}^2$$

Σε αυτή την περίπτωση, θα πρέπει να χρησιμοποιήσω την υπόδειξη του κώδικα που μου λει-
πως ο κάτω οπλισμός πρέπει να είναι τουλάχιστον ο μισός του πάνω.

$$A_{s2} = \frac{1131}{2} = 550 \text{ mm}^2 \quad (6\Phi 12 = 678.6 \text{ mm}^2)$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{678.6}{250 \times 456} = 0.006$$

➤ Υπολογισμός πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 = 2 \times 3.9 - 1 = 6.8 \quad \text{όταν } T_y = 0.63 \text{ sec} \geq T_C = 0.5 \text{ sec}$$

Υπολογισμός μέγιστου ποσοστού οπλισμού στο άκρο στο Κ2

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} = 0.006 + \frac{0.0018(30/1.5)}{6.8 \times \left(\frac{500/1.15}{200000} \right) (500/1.15)} = 0.012$$

Αφού

$$\rho = 0.0099 < \rho_{\max} = 0.012 \text{ OK}$$

δ) Υπολογισμός ικανοτικών ροπών

➤ Ικανοτικές ροπές στο άκρο στο Κ6

$$M_{Rb}^- = 1131 \times 0.412 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 202.6 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^+ = 678.6 \times 0.412 \times (500 \times 10^{-3} / 1.15) = 121.56 \text{ kNm}$$

➤ Άνω οπλισμός στο άκρο Κ2

$$A_{s1} = \frac{184}{412(500/1.15)} = 1027 \text{ mm}^2 \quad (10\Phi 12 = 1131 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1206.4}{250 \times 453} = 0.0107$$

➤ Κάτω οπλισμός στο άκρο στο Κ2

$$A_{s2} = 1027 / 2 \quad (0 \text{ ροπή στο συγκεκριμένο σημείο})$$

$$A_{s2} = 550 \text{ mm}^2 \quad (6\Phi 12 = 678,6 \text{ mm}^2)$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{678.6}{250 \times 456} = 0.006$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} = 0.006 + \frac{0.0018(30/1.5)}{6.8 \times \left(\frac{500/1.15}{200000} \right) (500/1.15)} = 0.012$$

➤ Ικανοτικές ροπές στο άκρο στο Κ2

Ίδιες με τις ικανοτικές ροπές στο άκρο Κ6

4.2.4 Υπολογισμός ροπών υποστυλωμάτων K11 και K12

A) Υποστυλώματα K1 πρώτου και δεύτερου ορόφου

α) Εφόσον έχουμε τοιχωματικό σύστημα, δεν θα γίνει ο ικανοτικός σχεδιασμός και κατ' επέκταση δε θα αυξήσουμε τις ροπές των υποστυλωμάτων. Θα τις πάρουμε απλά όπως έχουν οι ροπές από την ανάλυση.

β) Υπολογισμός ροπών στα υποστυλώματα

Σεισμός στην Y διεύθυνση(1^{ος} όροφος)

$$\underline{M_{Rd1} = 20.35 + 0.3 \times 0.24 = 20.42kNm}$$

Σεισμός στην X διεύθυνση(1^{ος} όροφος)

$$\underline{M_{Rd1} = 8.82 + 0.3 \times 0.12 = 8.86kNm}$$

Σεισμός στην Y διεύθυνση(2^{ος} όροφος)

$$\underline{M_{Rd2} = 22.52 + 0.3 \times 0.22 = 22.59kNm}$$

Σεισμός στην X διεύθυνση(2^{ος} όροφος)

$$\underline{M_{Rd2} = 12.08 + 0.3 \times 0.13 = 12.119kNm}$$

B) Υποστυλώματα K2 πρώτου και δεύτερου ορόφου

Το K2 είναι τοίχωμα και ως εκ τούτου σχεδιάζεται διαφορετικά από ότι το υποστύλωμα.

Σε αυτή τη διπλωματική εργασία δεν θα υπολογίσουμε τον οπλισμό τοιχώματος μιας και είναι αρκετά περίπλοκος.

4.2.5 Οπλισμός διάτμησης υποστυλωμάτων K1 και K2 πρώτου ορόφου

A) Υποστύλωμα K11

α) Υπολογισμός ικανοτικών τεμνουσών

Όπως στο πλαισιωτό σύστημα, έτσι και στο τοιχωματικό σύστημα, η τέμνουσα γίνεται ικανοτικά.

$$V_{CD,c} = \gamma_{Rd} \frac{\left[M_{Rd,c1} \min \left(1; \frac{\sum M_{Rd,b}}{\sum M_{Rd,c}} \right)_1 + M_{Rd,c2} \min \left(1; \frac{\sum M_{Rd,b}}{\sum M_{Rd,c}} \right)_2 \right]}{l_{cl}}$$

Λόγω του ότι οι ροπές των υποστυλωμάτων μικραίνουν αρκετά σε σχέση με τις αντίστοιχες ροπές στο πλαισιωτό σύστημα, ο λόγος $\frac{\sum M_{Rd,b}}{\sum M_{Rd,c}}$ συνήθως είναι μεγαλύτερος από 1. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα οι ικανοτικές τέμνουσες σε ένα τοιχωματικό σύστημα να είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες τέμνουσες σε ένα πλαισιωτό σύστημα.

Η υπόλοιπη διαδικασία είναι ακριβώς η ίδια με το πλαισιωτό σύστημα.

4.2.6 Οπλισμός διάτμησης δοκών

A) Δοκός I

$$l_{cl} = 5.0 - (0.4/2) - (0.25/2) = 4.675 \text{ m}$$

Στο άκρο που στηρίζεται στο K2

α) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $1.35G+1.5Q$

$$V_d(0) = 1.35 \times 33.6 + 1.5 \times 2.99 = 49.85 \text{ kN}$$

β) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $G+\psi 2Q+E$

$$V_{Ed}(0) = 1.35 \times 33.6 + 1.5 \times 2.99 + 0.10 + 0.3 \times 9.67 = 52.85 \text{ kN}$$

Εδώ θεωρήσαμε πως ο σεισμός έρχεται από την Y διεύθυνση. Θα πρέπει να βρούμε και την τέμνουσα θεωρώντας πως ο σεισμός έρχεται από τη X διεύθυνση και να πάρουμε τη μεγαλύτερη από τις 2.

$$V_{Ed}(0) = 1.35 \times 33.6 + 1.5 \times 2.99 + 0.3 \times 0.10 + 9.67 = 59.55 \text{ kN}$$

γ) Το ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού είναι

$$\min \rho_w = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}} (\text{MPa})}{f_{yk} (\text{MPa})} = 0.08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0.000876$$

δ) Μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού

$$s_w \leq 0.75d = 0.75 \times 0.457 = 0.343 \text{ m}$$

Για ΚΠΜ η κρίσιμη περιοχή ορίζεται ως $lcr = hw = 0.5m$

ε) Η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων που επιτρέπεται

$$s = \min\{hw/4; 24dbw; 225; 8dbL\}$$

Στην παρούσα περίπτωση

$$s = \min\{500/4; 24 \cdot 8; 225; 8 \cdot 10\} = \min\{125; 192; 225; 80\}$$

Επομένως,

Χρησιμοποιώ $s=100\text{mm}$

Χρησιμοποιώντας διάμετρο συνδετήρα $\Phi 8$ τότε

$$\frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 75} = 1.005 \text{ mm}$$

στ) Υπολογισμός τέμνουσας του EC2

Υποθέτοντας $\cot\theta=2.5$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cot\theta = 1.005 \cdot 0.9 \cdot 457 \cdot \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} \cdot 2.5 = 449,3\text{kN} > 59.6 \text{ OK}$$

ζ) Έλεγχος αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη.

Υποθέτοντας $\cot\theta = 2.5$ άρα $\theta = 21.8^\circ$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}(\text{MPa})}{250}\right) \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \sin 2\theta \\ &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.457 \cdot \frac{30 \times 10^3}{1.5} \sin(2 \cdot 21.8) \\ &= 374.6 > 59.6 \text{ kN OK} \end{aligned}$$

Ο ίδιος οπλισμός θα χρησιμοποιηθεί και στο άλλο άκρο της δοκού

η) Έλεγχος τέμνουσας στο άκρο της κρίσιμης περιοχής

Για να κάνουμε αυτό τον έλεγχο, θα πρέπει να υπολογίσουμε τα φορτία που ασκούνται στη συγκεκριμένη δοκό.

$$W=3.125+4.205+0.3 \cdot 1.462+9=16.77\text{kN/m}$$

$$V_{Ed}(0.5\text{m}) = 16.77 \left(\frac{4.675}{2} - 0.5 \right) + \frac{74.65 \times 2}{4.675} = 62.75\text{kN}$$

θ) Τέμνουσα για τον ελάχιστο οπλισμό

$$V_{Rd,s} = b_w \cdot \rho_w \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta$$
$$= 250 \cdot 0.000876 \cdot 0.9 \cdot 457 \cdot \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} \cdot 2.5 = 97.91 \text{ kN} > 62.75 \text{ OK}$$

Δεδομένου ότι ο πρώτος συνδετήρας στην κρίσιμη περιοχή θα τοποθετηθεί 50 mm από το άκρο, τότε $5@100+50=550$ mm και θα χρειασθούν 6 συνδετήρες $\Phi 8/100$ mm

ι) Εγκάρσιος οπλισμός μεταξύ κρίσιμων περιοχών

$$\text{Καθαρό μήκος} = 4.675 - 2 \times 0.55 = 3.575 \text{ m}$$

Η μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού είναι 343 mm

➤ Τοποθετούνται $12\Phi 8/320$ mm, άρα

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 250 \times 320} = 0.00126$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0.00126}{0.000876} \cdot 97.91 = 140.49 \text{ kN} > 62.75 \text{ kN OK}$$

B) Δοκός 2

$$l_{cl} = 5.0 - (0.25/2) - (0.25/2) = 4.75 \text{ m}$$

Στο άκρο που στηρίζεται στο K3

α) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $1.35G+1.5Q$

$$V_d(0) = 1.35 \times 20.41 + 1.5 \times 1.2 = 29.35 \text{ kN}$$

β) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $G+\psi 2Q+E$

$$V_{Ed}(0) = 1.35 \times 20.41 + 1.5 \times 1.2 + 0.3 \times 0.15 + 27.16 = 56.56 \text{ kN}$$

Αυτός είναι ο συνδυασμός που μας δίνει την μέγιστη τέμνουσα. Είναι φανερό πως δεν χρειάζεται να υπολογίσουμε τον συνδυασμό με το σεισμό να έρχεται από την άλλη διεύθυνση.

γ) Ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

$$\min \rho_w = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck} (MPa)}}{f_{yk} (MPa)} = 0.08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0.000876$$

δ) Μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού

$$s_w \leq 0.75d = 0.75 \times 0.457 = 0.343 \text{ m}$$

Για ΚΠΜ η κρίσιμη περιοχή ορίζεται ως $lcr = hw = 0.5m$

ε) Μέγιστη απόσταση των συνδετήρων που επιτρέπεται

$$s = \min\{hw/4; 24dbw; 225; 8dbL\}$$

Στην παρούσα περίπτωση

$$s = \min\{500/4; 24 \cdot 8; 225; 8 \cdot 10\} = \min\{125; 192; 225; 80\}$$

Επομένως,

Χρησιμοποιώ $s=100\text{mm}$

Χρησιμοποιώντας διάμετρο συνδετήρα $\Phi 8$ τότε

$$\frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 100} = 1.005 \text{ mm}$$

Υποθέτοντας $\cot\theta = 2.5$ και αντικαθιστώντας στην εξίσωση της τέμνουσας του EC2

στ) Υπολογισμός τέμνουσας

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cot\theta = 1.005 \cdot 0.9 \cdot 457 \cdot \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} \cdot 2.5 = 449.3 \text{ kN} > 56.56 \text{ kN OK}$$

ζ) Έλεγχος αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη.

Υποθέτοντας $\cot\theta = 2.5$ άρα $\theta = 21.8^\circ$

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,max} &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}(MPa)}{250}\right) \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \sin 2\theta \\
 &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.457 \cdot \frac{30 \times 10^3}{1.5} \sin(2 \cdot 21.8) \\
 &= 374.6 > 56.56 \text{ kN OK}
 \end{aligned}$$

Ο ίδιος σπλισμός θα χρησιμοποιηθεί και στο άλλο άκρο της δοκού

η) Έλεγχος τέμνουσας στο άκρο της κρίσιμης περιοχής

Υπολογισμός φορτίων πάνω στη δοκό

$$W = 3.125 + 2.455 + 0.3 \cdot 0.854 + 9 = 14.84 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed}(0.5m) = 14.84 \left(\frac{4.75}{2} - 0.5 \right) + \frac{84.8 + 84.8}{4.75} = 63.54 \text{ kN}$$

θ) Τέμνουσα για τον ελάχιστο σπλισμό

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,s} &= b_w \cdot \rho_w \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta \\
 &= 250 \cdot 0.000876 \cdot 0.9 \cdot 457 \cdot \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} \cdot 2.5 = 97.9 \text{ kN} > 63.54 \text{ OK}
 \end{aligned}$$

Δεδομένου ότι ο πρώτος συνδετήρας στην κρίσιμη περιοχή θα τοποθετηθεί 50 mm από το άκρο, τότε $5 @ 100 + 50 = 550$ mm και θα χρειασθούν 6 συνδετήρες $\Phi 8/100$ mm

ι) Εγκάρσιος σπλισμός μεταξύ κρίσιμων περιοχών

$$\text{Καθαρό μήκος} = 4.675 - 2 \times 0.55 = 3.575 \text{ m}$$

Η μέγιστη απόσταση εγκάρσιου σπλισμού είναι 343 mm

➤ Τοποθετούνται $12 \Phi 8/320$ mm, άρα

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 250 \times 320} = 0.00126$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0.00126}{0.000876} \cdot 97.9 = 140.8 \text{ kN} > 63.54 \text{ kN OK}$$

Γ) Δοκός 13

$$l_{cl} = 6.0 - (0.4/2) - (1.5/2) = 5.05 \text{ m}$$

Στο άκρο που στηρίζεται στο Κ5

α) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $1.35G+1.5Q$

$$V_d(0) = 1.35 \times 53.50 + 1.5 \times 7.14 = 82.94 \text{ kN}$$

β) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $G+\psi 2Q+E$

$$V_{Ed}(0) = 1.35 \times 53.50 + 1.5 \times 7.14 + 13.02 + 0.3 \times 0.13 = 96 \text{ kN}$$

γ) Ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

$$\min \rho_w = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck} (\text{MPa})}}{f_{yk} (\text{MPa})} = 0.08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0.000876$$

δ) Μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού

$$s_w \leq 0.75d = 0.75 \times 0.452 = 0.339 \text{ m}$$

Για ΚΠΜ η κρίσιμη περιοχή ορίζεται ως $l_{cr} = hw = 0.5 \text{ m}$

ε) Μέγιστη απόσταση των συνδετήρων που επιτρέπεται

$$s = \min\{hw/4; 24dbw; 225; 8dbL\}$$

Στην παρούσα περίπτωση

$$s = \min\{500/4; 24 \cdot 8; 225; 8 \cdot 12\} = \min\{125; 192; 225; 96\}$$

Επομένως,

Χρησιμοποιώ $s=100 \text{ mm}$

Χρησιμοποιώντας διάμετρο συνδετήρα $\Phi 8$ τότε

$$\frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 100} = 1.005 \text{ mm}$$

Υποθέτοντας $\cot\theta = 2.5$ και αντικαθιστώντας στην εξίσωση της τέμνουσας του EC2

στ) Υπολογισμός τέμνουσας

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cot\theta = 1.005 \cdot 0.9 \cdot 452 \cdot \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} \cdot 2.5 = 444.38 \text{ kN} > 96 \text{ OK}$$

ζ) Έλεγχος αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη.

Υποθέτοντας $\cot\theta = 2.5$ άρα $\theta = 21.8^\circ$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} \text{ (MPa)}}{250}\right) \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \sin 2\theta \\ &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.452 \cdot \frac{30 \times 10^3}{1.5} \sin(2 \cdot 21.8) \\ &= 370.3 > 96 \text{ kN OK} \end{aligned}$$

Ο ίδιος οπλισμός θα χρησιμοποιηθεί και στο άλλο άκρο της δοκού

η) Έλεγχος τέμνουσας στο άκρο της κρίσιμης περιοχής

$$W = 3,125 + 7,571 + 0,3 \cdot 2,633 + 9 = 20,48 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed}(0.5m) = 20.48 \left(\frac{5.05}{2} - 0.5 \right) + \frac{110.36 + 79.475}{5.05} = 79.08 \text{ kN}$$

θ) Τέμνουσα για τον ελάχιστο οπλισμό

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= b_w \cdot \rho_w \cdot z \cdot f_{ywd} \cot\theta \\ &= 250 \cdot 0.000876 \cdot 0.9 \cdot 452 \cdot \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} \cdot 2.5 = 96.84 \text{ kN} > 79.08 \text{ OK} \end{aligned}$$

Δεδομένου ότι ο πρώτος συνδετήρας στην κρίσιμη περιοχή θα τοποθετηθεί 50 mm από το άκρο, τότε $5@100+50=550$ mm και θα χρειασθούν 6 συνδετήρες $\Phi 8/100$ mm

ι) Εγκάρσιος οπλισμός μεταξύ κρίσιμων περιοχών

$$\text{Καθαρό μήκος} = 5.05 - 2 \times 0.55 = 3,95 \text{ m}$$

Η μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού είναι 339 mm

➤ Τοποθετούνται 13Φ8/320 mm, άρα

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 250 \times 320} = 0.00126$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0.00126}{0.000876} * 96.84 = 139 \text{ kN} > 79.08 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Δ) Δοκός 16

$$l_{cl} = 6.0 - (0.4/2) - (0.25/2) = 5.675 \text{ m}$$

Στο άκρο που στηρίζεται στο K5

α) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $1.35G+1.5Q$

$$V_d(0) = 1.35 \times 103.45 + 1.5 \times 23.64 = 175.12 \text{ kN}$$

β) Τέμνουσα από συνδυασμό φόρτισης $G+\psi 2Q+E$

$$V_{Ed}(0) = 1.35 \times 103.45 + 1.5 \times 23.64 + 27.56 + 0.3 * 0.24 = 202.75 \text{ kN}$$

γ) Ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

$$\min \rho_w = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck} (\text{MPa})}}{f_{yk} (\text{MPa})} = 0.08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0.000876$$

δ) Μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού

$$s_w \leq 0.75d = 0.75 \times 0.456 = 0.342 \text{ m}$$

Για ΚΠΜ η κρίσιμη περιοχή ορίζεται ως $l_{cr} = hw = 0.5 \text{ m}$

ε) Μέγιστη απόσταση των συνδετήρων που επιτρέπεται

$$s = \min\{hw/4; 24dbw; 225; 8dbL\}$$

Στην παρούσα περίπτωση

$$s = \min\{500/4; 24 \cdot 8; 225; 8 \cdot 12\} = \min\{125; 192; 225; 96\}$$

Επομένως,

Χρησιμοποιώ $s=100\text{mm}$

Χρησιμοποιώντας διάμετρο συνδετήρα $\Phi 8$ τότε

$$\frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 100} = 1.005 \text{ mm}$$

Υποθέτοντας $\cot\theta = 2.5$ και αντικαθιστώντας στην εξίσωση της τέμνουσας του EC2

στ) Υπολογισμός τέμνουσας

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cot\theta = 1.005 \cdot 0.9 \cdot 456 \cdot \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} \cdot 2.5 = 448.3 \text{ kN} > 202.75 \text{ OK}$$

ζ) Έλεγχος αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη.

Υποθέτοντας $\cot\theta = 2.5$ άρα $\theta = 21.8^\circ$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} \text{ (MPa)}}{250}\right) \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \sin 2\theta \\ &= 0.3 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.456 \cdot \frac{30 \times 10^3}{1.5} \sin(2 \cdot 21.8) \\ &= 373.8 > 202.8 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Ο ίδιος οπλισμός θα χρησιμοποιηθεί και στο άλλο άκρο της δοκού

η) Έλεγχος τέμνουσας στο άκρο της κρίσιμης περιοχής

$$W = 3,125 + 23,407 + 0,3 \cdot 8,142 + 9 = 37,97 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed}(0.5\text{m}) = 37.97 \left(\frac{5.675}{2} - 0.5 \right) + \frac{202.6 + 121.56}{5.675} = 145.87 \text{ kN}$$

θ) Τέμνουσα για τον ελάχιστο οπλισμό

$$V_{Rd,s} = b_w \cdot \rho_w \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta$$
$$= 250 * 0.000876 * 0.9 * 456 * \frac{500 \times 10^{-3}}{1.15} * 2.5 = 97.69 \text{ kN} < 145.87 \text{ NOK}$$

Δεδομένου ότι ο πρώτος συνδετήρας στην κρίσιμη περιοχή θα τοποθετηθεί 50 mm από το άκρο, τότε 5@100+50=550 mm και θα χρειασθούν 6 συνδετήρες Φ8/100 mm

ι) Εγκάρσιος οπλισμός μεταξύ κρίσιμων περιοχών

$$\text{Καθαρό μήκος} = 5.675 - 2 \times 0.55 = 4.575 \text{ m}$$

Η μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού είναι 342 mm

Τοποθετούνται 15Φ8/320 mm, άρα

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s_w} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 250 \times 320} = 0.00126$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0.00126}{0.000876} * 97.69 = 140.5 \text{ kN} < 145.87 \text{ kN}$$

5 Συμπεράσματα

Αφού έγινε ο σχεδιασμός των δύο δομημάτων και εξήχθησαν κάποια αποτελέσματα, θα ήταν καλό να ερμηνευθούν και να αναλυθούν λίγο περισσότερο, ούτως ώστε να βγουν κάποια συμπεράσματα. Το συγκεκριμένο κεφάλαιο αποσκοπεί στην εξαγωγή συμπερασμάτων. Αυτά τα συμπεράσματα μπορούν να εξαχθούν με τη σύγκριση και τη συσχέτιση των αποτελεσμάτων που βρήκαμε.

Αρχικά, στο κεφάλαιο 3, έγινε μια προσπάθεια να καταλάβουμε πώς επηρεάζεται το σεισμικό φορτίο και η επιτάχυνση σχεδιασμού από συγκεκριμένους παράγοντες. Από τα παραδείγματα αυτά, λοιπόν, προκύπτουν κάποια πολύ συγκεκριμένα συμπεράσματα. Το πρώτο σημείο που πρέπει να θίξουμε είναι η αλλαγή του σεισμικού φορτίου λόγω αλλαγής της τοποθεσίας του δομήματος. Το υποκεφάλαιο 3.1 μας παρουσιάζει με ένα πολύ απλό τρόπο τις διαφοροποιήσεις που υφίσταται η επιτάχυνση σχεδιασμού λόγω της διαφοροποίησης της περιοχής. Από αυτό, φαίνεται καθαρά η έντονη σεισμικότητα του παραλιακού μετώπου της Κύπρου. Το υποκεφάλαιο 3.2 αποδεικνύει πως η κανονικότητα σε ένα κτήριο είναι πολύ σημαντική. Ακόμη, φαίνεται καθαρά πως το καλύτερο είναι να υπάρχει κανονικότητα τόσο καθ' ύψος όσο και σε κάτοψη. Παράλληλα, σε αυτό το υποκεφάλαιο της εργασίας «δικαιώνεται» ο κώδικας ο οποίος σε κτήρια μη κανονικά προσπαθεί να εφαρμόσει κάποιους περιορισμούς και κάποιες «τιμωρίες». Ένα άλλο σημείο από το κεφάλαιο 3 που αξίζει να σημειωθεί είναι η μεγάλη διαφορά που παρουσιάζεται μεταξύ ψηλών και χαμηλών κτηρίων. Γενικότερα, τα κτήρια με χαμηλό ύψος (τα συνήθη, δηλαδή, κτήρια) κατά τη διάρκεια του σεισμού δέχονται αυξημένες δυνάμεις και επιταχύνσεις, Από την άλλη, τα ψηλά κτήρια (με μεγάλες, δηλαδή, περιόδους) δέχονται μεγαλύτερες μετακινήσεις και μικρότερες επιταχύνσεις.

Στο τέταρτο κεφάλαιο έγιναν παραδείγματα σχεδιασμού για τις διάφορες εντατικές καταστάσεις των μελών. Μέσα από αυτά τα παραδείγματα έγιναν παρατηρήσεις και εξήχθησαν κάποια συμπεράσματα τα οποία αναφέρονται στη σχέση που έχει το δομητικό σύστημα με το οποίο δουλεύουμε και τον αντισεισμικό σχεδιασμό.

Αφού έγινε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών τόσο στο πλαισιακό όσο και στο τοιχωματικό σύστημα, παρατηρήσαμε πως στο πλαισιωτό σύστημα, στη δεύτερη στάθμη ο έλεγχος δεν βγαίνει (δεν μας πειράζει, όμως, το δεχόμαστε αφού είναι πολύ μικρή η απόκλιση που

έχουμε). Θα μπορούσαμε να αλλάζαμε κάποια διάσταση των υποστυλωμάτων, αν είχαμε μεγαλύτερη απόκλιση. Αξίζει να σημειωθεί, πως σε πλαισιωτούς φορείς, ο περιορισμός της σχετικής μετακίνησης ορόφων καθορίζει και τις διαστάσεις των διατομών μας. Από την άλλη, στο τοιχωματικό σύστημα παρατηρούμε πως οι τιμές των λόγων από τον έλεγχο περιορισμού βλαβών είναι μικρότερες από τους αντίστοιχους λόγους στο πλαισιωτό σύστημα. Αυτό είναι άμεσα συνυφασμένο με το γεγονός ότι οι μετακινήσεις του τοιχωματικού συστήματος είναι μικρότερες από τις μετακινήσεις του πλαισιωτού συστήματος.

Σχετικές ελαστικές μετακινήσεις πλαισιωτού συστήματος με το σεισμό να δρα στην Y κατεύθυνση

$$d_{e1} = 0.00695 \text{ m} \quad d_{e2} = 0.00846 \text{ m} \quad d_{e3} = 0.00535 \text{ m}$$

Σχετικές ελαστικές μετακινήσεις ορόφων πλαισιωτού συστήματος με το σεισμό να δρα στην κατεύθυνση X

$$d_{e1} = 0.007061 \text{ m} \quad d_{e2} = 0.008267 \text{ m} \quad d_{e3} = 0.005114 \text{ m}$$

Σχετικές ελαστικές μετακινήσεις ορόφων τοιχωματικού συστήματος με το σεισμό να δρα στην Y κατεύθυνση

$$d_{e1} = 0.00558 \text{ m} \quad d_{e2} = 0.00716 \text{ m} \quad d_{e3} = 0.00476 \text{ m}$$

Σχετικές ελαστικές μετακινήσεις ορόφων τοιχωματικού συστήματος με το σεισμό να δρα στην κατεύθυνση X

$$d_{e1} = 0.005817 \text{ m} \quad d_{e2} = 0.00675 \text{ m} \quad d_{e3} = 0.00418 \text{ m}$$

Όπως μπορούμε να παρατηρήσουμε, στο τοιχωματικό σύστημα είναι μικρότερες οι μετακινήσεις απ' ό,τι στο πλαισιωτό.

Όσον αφορά το βάρος των ορόφων για την περίπτωση συνδυασμού με το σεισμικό φορτίο, P_{tot} , μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι στο τοιχωματικό σύστημα είναι ελαφρώς μεγαλύτερο απ' ό,τι στο πλαισιωτό σύστημα αφού:

Πλαισιωτό σύστημα

$$P_{tot1} = 9806 \text{ kN}$$

$$P_{tot2} = 6537 \text{ kN}$$

$$P_{tot3} = 3269 \text{ kN}$$

Τοιχωματικό σύστημα

$$P_{tot1} = 9814.3kN$$

$$P_{tot2} = 6542.8kN$$

$$P_{tot3} = 3271.4kN$$

Γνωρίζοντας πως το έδαφος θεμελίωσης είναι κατηγορίας Β, παρατηρούμε πως τόσο η T_x όσο και η T_y και των δύο συστημάτων ξεπερνούν την T_c . Αυτό σημαίνει πως δεν βρισκόμαστε στην περιοχή ενίσχυσης των μετακινήσεων, αλλά σ' αυτή της ενίσχυσης των μετακινήσεων. Στον πιο κάτω πίνακα φαίνονται οι ιδιοπεριόδους των δύο συστημάτων.

Πίνακας 11: Ιδιοπεριόδους των 2 συστημάτων

	Πλαισιωτό σύστημα	Τοιχωματικό σύστημα
$T_x(s)$	0,777	0,650
$T_y(s)$	0,747	0,631

Αν παρατηρήσουμε τις ιδιοπεριόδους, θα δούμε πως οι ιδιοπεριόδους του τοιχωματικού συστήματος είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους του πλαισιωτού συστήματος. Αυτόματα καταλαβαίνουμε πως οι επιταχύνσεις σχεδιασμού είναι μεγαλύτερες στο τοιχωματικό παρά στο πλαισιωτό. Ακόμη, μπορούμε να παρατηρήσουμε πως τα τοιχεία στη Y -διεύθυνση μπορούν να παραλάβουν το 65% της τέμνουσας βάσης, ενώ στη X -διεύθυνση τα τοιχώματα παραλαμβάνουν το 51% της ολικής τέμνουσας βάσης.

Εν συνεχεία, προχωρώντας στο σχεδιασμό μπορούμε να παρατηρήσουμε πως στο τοιχωματικό σύστημα είναι πολύ μικρότερες οι ροπές τόσο των δοκών όσον και των υποστύλωματων που προέρχονται από την ανάλυση, αφού το τοίχωμα είναι αρκετά πιο δύσκαμπτο από το υποστύλωμα. Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν, φαίνεται καθαρά πως σε ένα τοιχωματικό σύστημα απαιτείται λιγότερος οπλισμός. Μάλιστα, στις περισσότερες περιπτώσεις είχαμε πρόβλημα στο ρ_{min} αφού ο οπλισμός που τοποθετούσαμε ήταν λιγότερος από τον ελάχιστο οπλισμό που ο κώδικας απαιτούσε για κάθε περίπτωση. Για να είμαστε πιο συγκεκριμένοι, ας παρατηρήσουμε τη δοκό Δ1, μέσω του πιο κάτω πίνακα ο οποίος απεικονίζει τον απαιτούμενο οπλισμό σε κάθε άκρο της συγκεκριμένης δοκού, τόσο στο πλαισιωτό όσο και στο τοιχωματικό σύστημα.

Πίνακας 12: Απαιτούμενος οπλισμός των δύο άκρων της δοκού Δ1, στο πλαισιωτό και τοιχωματικό σύστημα

	Πλαισιωτό σύστημα		Τοιχωματικό σύστημα	
	A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}
Άκρο Κ1	$A_{s1}=749.75$	$A_{s2}=498.33$	$A_{s1}=201.7$	$A_{s2}=201.7$
Άκρο Κ2	$A_{s1}=727$	$A_{s2}=314.56$	$A_{s1}=297.2$	$A_{s2}=0^*$

0*:Σύμφωνα με την περιβάλλουσα, σε εκείνο το σημείο δεν υπάρχει ροπή. Εμείς ακολουθήσαμε την υπόδειξη του EN 1998-1 που λέει πως ο κάτω οπλισμός πρέπει να είναι τουλάχιστον ο μισός του κάτω

Όπως φαίνεται, λοιπόν από τους υπολογισμούς, σε δοκούς τοιχωματικού συστήματος απαιτείται λιγότερος οπλισμός σε σχέση με τις δοκούς πλαισιωτού συστήματος. Ως εκ τούτου, και οι ικανοτικές ροπές που βρήκαμε στο τοιχωματικό σύστημα ήταν αρκετά μικρότερες σε σχέση με τις αντίστοιχες ροπές στο πλαισιωτό σύστημα.

Κάτι άλλο που μπορούμε να προσέξουμε είναι ότι με την είσοδο των τοιχωμάτων άλλαξε η μέγιστη επιτρεπόμενη διάμετρος ράβδου οπλισμού. Στο πλαισιωτό σύστημα και για τις δοκούς Δ1, Δ2, Δ13 μπορούσαμε να χρησιμοποιήσουμε διάμετρο σιδήρου μικρότερη από Φ16 και ενώ για τη δοκό Δ16 μικρότερη από Φ18. Με την είσοδο των τοιχωμάτων, όμως, παρατηρήσαμε πως αυτόματα άλλαξε το μέγεθος της επιτρεπόμενης διαμέτρου οπλισμού που μπορούμε να τοποθετήσουμε. Μετά την αλλαγή του δομητικού συστήματος, από πλαισιωτό σε τοιχωματικό, πλέον ορισμένες δοκοί δεν στηρίζονται και στα 2 άκρα σε κολώνες, αλλά στο ένα άκρο τους είχαν κολώνα και στο άλλο τοίχωμα. Έτσι, παρατηρήσαμε πως η μέγιστη επιτρεπόμενη διάμετρος σιδήρου ήταν Φ10 για τις Δ1 και Δ2 και Φ12 για τη Δ16 (Εικόνα 21). Για τη δοκό Δ13, η οποία στηρίζεται σε τοίχωμα, τα πράγματα είναι διαφορετικά αφού όχι μόνο δεν μειώνεται η επιτρεπόμενη διάμετρος του οπλισμού, αλλά αυξάνει. Ο λόγος που συμβαίνει αυτό είναι λόγω του απεριόριστου μήκους που έχει η δοκός Δ13, ούτως ώστε να μπορέσει να αγκυρωθεί ο οπλισμός. Στην περίπτωση των δοκών Δ1, Δ2, και Δ16 η μειωμένη διάσταση του υποστυλώματος (από 40 cm σε 25cm) δεν αφήνει τον οπλισμό να αγκυρωθεί αφού δεν έχει τον απαιτούμενο χώρο. Στην περίπτωση όμως της δοκού Δ13, η συγκεκριμένη διάσταση αυξάνει από 40 cm σε 150 cm και έτσι υπάρχει πολύς χώρος για να αγκυρωθεί ο

οπλισμός. Μια καλή λύση για να μπορέσουμε να λύσουμε το πρόβλημα των δοκών Δ1, Δ2 και Δ16 είναι η υπόθεση σχηματισμού άρθρωσης και η ανακατανομή των ροπών ή η αύξηση της μιας διάστασης για να μπορεί να γίνεται η αγκύρωση.

Ακολούθως, στο πλαισιωτό σύστημα συνεχίσαμε με τον ικανοτικό σχεδιασμό των υποστυλωμάτων για να βρούμε τις ικανοτικές τους ροπές. Εργαστήκαμε με αυτό τον τρόπο μόνο στο πλαισιωτό σύστημα, αφού στο τοιχωματικό σύστημα δεν εφαρμόζεται ο ικανοτικός σχεδιασμός. Για να βρούμε τις ροπές στο K1 του τοιχωματικού συστήματος, χρησιμοποιήσαμε τις ροπές της ανάλυσης(συνδυασμός χρησιμοποιώντας συντελεστές λόγω της ταυτόχρονης εφαρμογής των συνιστωσών της σεισμικής δράσης). Οι ροπές του υποστυλώματος K1 στο τοιχωματικό σύστημα ήταν αρκετά πιο μικρές από τις ροπές του υποστυλώματος K1 στο πλαισιωτό σύστημα. Αυτό, θα έχει άμεσο αντίκτυπο στις ικανοτικές τέμνουσες οι οποίες θα αυξηθούν κάπως στο τοιχωματικό σύστημα.

Μετά από τον υπολογισμό των ροπών των υποστυλωμάτων, συνεχίσαμε υπολογίζοντας τον οπλισμό διάτμησης των υποστυλωμάτων. Έτσι, υπολογίσαμε την τέμνουσα ικανοτικά και στο πλαισιωτό αλλά και στο τοιχωματικό σύστημα αφού η τέμνουσα πάντα υπολογίζεται ικανοτικά. Από τα 2 υποκεφάλαια που αναφέρονται στον οπλισμό διάτμησης των δοκών, μπορούμε να συμπεράνουμε ότι η τέμνουσα και από τους δύο συνδυασμούς (με ή χωρίς σεισμό) είναι μεγαλύτερη στο πλαισιωτό παρά στο τοιχωματικό σύστημα. Αυτό οφείλεται στη μεγάλη δυσκαμψία του τοιχωματικού.

Γενικότερα παρατηρήσαμε, πως ένα τοιχωματικό σύστημα δουλεύει καλύτερα και σε κάμψη και σε διάτμηση. Είναι προτιμότερο να σχεδιάσεις ένα τοιχωματικό σύστημα παρά ένα πλαισιωτό. Ένας από τους κύριους λόγους που μπορεί να απορριφθεί ένα τοιχωματικό δόμημα και να προτιμηθεί ένα πλαισιωτό είναι για αισθητικούς λόγους. Ακόμη, κάποιες φορές δεν προτιμάτε το τοιχωματικό σύστημα λόγω κάποιων τεχνικών προβλημάτων, όπως το «πρόβλημα» τοποθέτησης παραθύρων Σε τέτοιες περιπτώσεις χρειάζεται η συνεργασία του πολιτικού μηχανικού και του αρχιτέκτονα ούτως ώστε να βρεθεί μια μέση λύση η οποία πάνω από όλα να προωθεί την ασφάλεια του δομήματός μας.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

earthquakenet. "Τί είναι σεισμός." <http://www.earthquakenet.gr/tieinaseismos.htm>

(09/05, 2011).

earthquakenet. "Σεισμική ορολογία." <http://www.earthquakenet.gr/seismikhorologia.htm>

(11/05, 2011).

USGS. "Earthquake Glossary. " <http://earthquake.usgs.gov/learn/glossary/>

(11/03, 2009).

Οργανισμός αντισεισμικού σχεδιασμού και προστασίας. "Τι είναι σεισμός;".

<http://www.oasp.gr/node/201> (12/09, 2009).

Cyprus geological heritage educational tool. "Η σεισμικότητα της Κύπρου".

http://www.cyprusgeology.org/greek/5_1_seismicity_gr.htm

(05/23, 2004).

Γεωτεχνική Μηχανική. "Σεισμικότητα "

<http://portal.survey.ntua.gr/main/labs/struct/geotech/terminology.html>

(01/25, 2005).

Earthquakes. "Seismic Destruction."

<http://environment.nationalgeographic.com/environment/natural-disasters/earthquake-profile/>

(03/02, 2010)

Χρυσοστόμου, Κ. (2009). "Αντισεισμική Θωράκιση της Κύπρου. "16 Συνέδριο

Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Πάφος, Κύπρος.

Κανιτάκη, Ε. (2009). "Εισαγωγή στους Ευρωκώδικες. ", ΤΕΕ, Ε.Τ.Σ, Κομοτηνή, Ελλάδα.