

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

<u>Διπλωματική Εργασία</u>

«Ανάλυση πολυώροφου κτιρίου και έλεγχος τρωτότητας με απλοποιητικές μεθόδους»

Γεωργουλής Κ. Μιχαήλ

Επιβλέπων: Σπυράκος Κωνσταντίνος, Καθηγητής Ε.Μ.Π

Αθήνα, Μάρτιος 2019

<u>Πρόλογος</u>

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται διαφορετικές μεθόδους και παραμέτρους με τις οποίες μπορεί σε ένα κτίριο να εκτιμηθεί η συμπεριφορά του και το επίπεδο βλαβών του σε διαφορετικές καταστάσεις, διευκολύνοντας με αυτό τον τρόπο τις αρμόδιες αρχές και μηχανικούς, σε ποικίλες περιπτώσεις, να έχουν μια πιο σαφή εικόνα της συμπεριφοράς σε σεισμό, κυρίως των υφιστάμενων κτιρίων. Το γεγονός αυτό μπορεί να αξιοποιηθεί σε μεγάλο βαθμό σε ιστορικά και σπουδαία κτίρια. Επίσης επιτρέπει στους μηχανικούς, καθιστώντας το σαφές παράλληλα και σε ανθρώπους που δεν είναι μηχανικοί, να έχουν εικόνα της αντοχής μιας κατασκευής. Έτσι, με αυτό το τρόπο εκτιμάται και τυχόν σπατάλη σε όρους υλικών και εργασίας. Η μελέτη του συγκεκριμένου κτιρίου έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων, οι οποίοι τείνουν να αντικαταστήσουν σταδιακά τους αντίστοιχους εθνικούς, όχι καθολικά όμως, διότι το κάθε κράτος έχει δικές του ιδιαιτερότητες, κυρίως λόγω της γεωγραφικής του θέσης. Η διπλωματική αυτή εργασία συντάχθηκε και μελετήθηκε στα πλαίσια των προπτυχιακών σπουδών της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, στο σύγχρονο εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του παραπάνω ιδρύματος.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή και διευθυντή του εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας κ. Σπυράκο Κωνσταντίνο, αρχικά για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε και μου ανέθεσε την συγκεκριμένη διπλωματική εργασία και εν συνεχεία για την καθοδήγηση που μου εξασφάλισε τόσους μήνες. Νιώθω τυχερός που βρέθηκα σε αυτή τη θέση. Ακολούθως, θα ήθελα να ευχαριστήσω με εξίσου θερμό τρόπο τον κ. Κοκκινάκο Δημήτριο και τον κ. Μανιατάκη Χαρίλαο, για τη καθοριστική βοήθειά τους πάνω σε θεωρητικά και τεχνικά θέματα που προέκυπταν κατά τη διάρκεια της εργασίας. Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω το στενό μου οικογενειακό και φιλικό περιβάλλον για την αγάπη και την υπομονή που μου έδειξε.

Περιεχόμενα

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	5
	1.1 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ	6
	1.1.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	6
	1.1.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER ANALYSIS)	6
	1.2 ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ (CAPACITY CURVE)	8
	1.3 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ-ΕΠΙΠΕΔΑ ΒΛΑΒΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	9
	1.4 ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	. 13
2.	Η ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ-ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ	. 16
	2.1 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ	16
	2.1.1 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ: ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΑΠΟ ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗ ΔΥΝΑΜΗ	21
	2.1.2 ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΑ ΜΕ ΤΙΣ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8	22
	2.1.3 ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΧΩΡΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ	24
3	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	. 27
	3.1 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ	. 31
	3.1.1 ΠΡΟΣΘΕΤΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΗΣ ΑΝΩΔΟΜΗΣ	35
	3.1.2 ΕΙΔΙΚΟΤΕΡΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	36
	3.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΛΑΤΗΡΙΑΚΩΝ ΣΤΑΘΕΡΩΝ ΠΕΔΙΛΩΝ ΚΑΙ ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΩΝ	. 38
	3.2.1 ΠΕΔΙΛΑ	. 38
	3.2.2 ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΙ	40
	3.3 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ	. 45
	3.3.1 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΠΛΑΚΩΝ, ΔΟΚΩΝ	. 46
	3.4 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΜΑΖΩΝ	. 47
4	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΥ ΕC8	. 50
	4.1 ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΓΙΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (ΕC8,§3.2.2.5)	50
	4.2 ΈΛΕΓΧΟΙ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ	. 53
	4.2.1 ΈΛΕΓΧΟΙ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΘΎΨΟΣ (EC8, §4.2.3.3)	. 53
	4.2.2 ΈΛΕΓΧΟΙ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ(EC8, §4.2.3.2)	. 54
	4.3 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΤΟΥ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΣΕ ΤΥΠΟ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	. 57

4.3.1 ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΗΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΔΙΑΘΕΣΙΜΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	. 57
4.3.2 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q (ΕC8, §5.2.2.2)	. 57
4.4 ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	. 60
4.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	. 63
4.6 ΌΠΛΙΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ	. 64
5.1 ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ-ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΠΟΙΗΣΗ	. 67
5.2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	. 70
5.2.1 ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΑΝΑ ΖΩΝΗ	. 71
6. ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ-ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ	. 78
7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	. 87
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	. 90

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στον χώρο του δομοστατικού μηχανικού, οι κύριοι παράγοντες που αναβαθμίζουν το έργο του αφορούν την εξέλιξη των δομικών υλικών, των κατασκευαστικών διαδικασιών και των υπολογιστικών μέσων που έχει στη διάθεσή του. Φυσικά, η γνώση που αποκτά για τους νόμους της φύσης και της συμπεριφοράς των δομημάτων του, βρίσκεται σε απόλυτη συμφωνία με τις παραπάνω εξελίξεις καθώς τις ενισχύει και τις συνοδεύει στις εφαρμογές του. Ως συνέπεια των παραπάνω, είναι απολύτως λογική η παράλληλη αναβάθμιση των κανονισμών, οι οποίοι οφείλουν να εδραιώνουν τις εξελίξεις και να διασφαλίζουν το συνεχώς αυξανόμενο επίπεδο δόμησης. Ένας από τους πιο δύσκολους τομείς ως προς τη κατανόηση της φύσης του και την αντιμετώπισή του ήταν και παραμένει το φαινόμενο του σεισμού. Η σεισμική μηχανική και ο σχεδιασμός αντισεισμικών κατασκευών ανέκαθεν αποτελούσε βασικό αντικείμενο μελέτης στην επιστήμη του πολιτικού μηχανικού. Παρακολουθώντας την εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών μπορεί κανείς να διαπιστώσει μεγάλες αλλαγές στην αντιμετώπιση του φαινομένου, με συνέπεια τις σημαντικές διαφοροποιήσεις στη διαμόρφωση των κτιρίων.

Στη παρούσα εργασία παρουσιάζεται ανάλυση ενός πολυώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αρχικά, γίνεται ανάλυση του κτιρίου με τη βοήθεια στατικού προγράμματος κάνοντας χρήση του προτεινόμενου φάσματος σχεδιασμού του EC8-1 και προκύπτει ο οπλισμός των στοιχείων της ανωδομής. Ακολουθεί στατική ανελαστική ανάλυση προς όλες τις οριζόντιες διευθύνσεις χωριστά και μορφώνονται τέσσερις καμπύλες ικανότητας, οι οποίες αξιοποιούνται ώστε να διερευνηθεί για κάθε οριζόντια διεύθυνση οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής για την εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού. Επίσης, μελετάται για ποια εδαφική εδαφική επιτάχυνση προκύπτει οριακά η στάθμη επιτελεστικότητας ΣΒ(ΣΗΜΑΝΤΙΚΕΣ ΒΛΑΒΕΣ) η οποία είναι και μία τυπικά αποδεκτή στάθμη για τον σχεδιασμό των κατασκευών. Παρακάτω γίνεται αναφορά στο θεωρητικό υπόβαθρο των αναλύσεων που χρησιμοποιήθηκαν, καθώς και στις στάθμες επιτελεστικότητας.

1.1 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

1.1.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η Ελαστική Δυναμική Ανάλυση είναι μία ανάλυση που βασίζεται στο ελαστικό φάσμα του EC8-1 και μελετάται σε επίπεδο εντατικών μεγεθών. Η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή και άλλων μηχανισμών, 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 μια 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 στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Έτσι γίνεται σχεδιασμός ώστε τα μέλη να «αντέχουν» τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν. Ο ΕΑΚ 2000 αναφέρεται στην μέθοδο αυτή ως Δυναμική Φασματική Μέθοδο.

1.1.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER ANALYSIS)

Η ανελαστική στατική ανάλυση, που συχνά καλείται και μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων, χρησιμοποιεί απλοποιημένες τεχνικές προσέγγισης της μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα για την εκτίμηση των ανελαστικών

παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν η κατασκευή υπόκειται στη σεισμική δράση σχεδιασμού. Για να εκφραστεί πλήρως αυτή η ανάλυση απαιτείται διαχωρισμός μεταξύ της απαίτησης και της ικανότητας. Η συμπεριφορά της κατασκευής βασίζεται στον τρόπο με τον οποίο η ικανότητα αντιμετωπίζει την απαίτηση. Η συνολική ικανότητα μιας κατασκευής προκύπτει από το άθροισμα της ικανότητας των επιμέρους στοιχείων. Προκειμένου να προσδιοριστεί η ικανότητα πέρα από το όριο διαρροής, απαιτείται κάποιας μορφής ανελαστική ανάλυση, όπως η μέθοδος σταδιακού ελέγχου των μετακινήσεων (PYSHOVER ANALYSIS). Όσον αφορά την απαίτηση, είναι ουσιαστικά η μετακίνηση που θα υποστεί η κατασκευή για την εκάστωτε σεισμική διέγερση. Στις ανελαστικές μεθόδους χρησιμοποιείται ως συνθήκη σχεδιασμού ένα σύνολο πλευρικών μετακινήσεων. Για μία δεδομένη κατασκευή και εδαφική κίνηση, η απαίτηση σε μετακίνηση αποτελεί εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης της κατασκευής. Τέλος, έχοντας την ικανότητα της κατασκευής και την σεισμική απαίτηση σε όρους μετακινήσεων, μπορεί να ελεχθεί η συμπεριφορά της κοιτώντας σε ποια στάθμη επιτελεστικότητας βρίσκεται. Έτσι, μπορούν να βγουν αρκετά συμπεράσματα για τα επίπεδα βλαβών.

Η PUSHOVER ANALYSIS χρησιμοποιεί μία σειρά από διαδοχικές ελαστικές αναλύσεις για την προσέγγιση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Καθεμία από τις αναλύσεις αυτές αποτελεί ένα ξεχωριστό υπολογιστικό βήμα. Τα αποτελέσματα κάθε ανάλυσης προστίθενται στα αποτελέσματα της προηγουμένης έτσι ώστε να προσεγγιστεί το συνολικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης, V, – μετακίνησης στην κορυφή της κατασκευής, δ, η οποία ονομάζεται καμπύλη ικανότητας. Μετά από κάθε ελαστική ανάλυση το αναλυτικό προσομοίωμα της κατασκευής τροποποιείται κατάλληλα, ώστε να ληφθεί υπόψη η πραγματική εντατική κατάσταση και η μείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Εφαρμόζεται μία νέα κατανομή μονοτονικά αυξημένων πλευρικών φορτίων και η ελαστική ανάλυση επαναλαμβάνεται μέχρι να διαρρεύσει μία νέα ομάδα δομικών στοιχείων. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται έως ότου η κατασκευή γίνει ασταθής ή η συνολική μετακίνηση της κατασκευής γίνει ίση με μία προκαθορισμένη οριακή τιμή.

7

1.2 ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ (CAPACITY CURVE)

Μέσω της PUSHOVER ANALYSIS προκύπτει η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, πάνω στην οποία γίνεται ο καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας . Η καμπύλη ικανότητας εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης dr ενός σημείου αναφοράς (σε κτίρια συνήθως χρησιμοποιείται η μετακίνηση Δ του ΚΜ του ανώτερου ορόφου) για διάφορες τιμές του συνολικού οριζόντιου φορτίου F_b (δηλαδή της τέμνουσας βάσης) και για δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή, ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκες κατανομές που βασίζονται στις μετακινήσεις των ορόφων λαμβάνοντας υπόψη και τη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών. Πιο αναλυτικά, στο πρώτο στάδιο διενεργείται η προαναφερθείσα διαδικασία για το πολυβάθμιο προσομοίωμα της κατασκευής. Με αυτόν τον τρόπο εξάγονται δεδομένα δύναμηςμετακίνησης για το πολυβάθμιο σύστημα. Στο δεύτερο στάδιο μετατρέπονται με κατάλληλες ενέργειες τα προηγούμενα αποτελέσματα σε αντίστοιχα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος με παρόμοιες ιδιότητες. Τέλος, μετατρέπεται σε όρους επιτάχυνσης-μετατόπισης (ADRS) και γίνεται έλεγχος των επιπέδων βλάβης.



ΕΙΚΟΝΑ 1.1: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

1.3 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ-ΕΠΙΠΕΔΑ ΒΛΑΒΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή

πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της. Στους σύγχρονους κανονισμούς τα επιθυμητά επίπεδα βλαβών είναι B2 όπου για κάθε σεισμό που συμβαίνει μία φορά τα 475 χρόνια η κατασκευή να υποστεί σημαντικές βλάβες, όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα. Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Παρακάτω επεξηγούνται αναλυτικά οι τρείς στάθμες επιτεστικότητας που προτείνονται από τον Ευρωκώδικα 8.





1) ΆΜΕΣΗ ΧΡΗΣΗ-ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ

Όσον αφορά το φέροντα οργανισμό, η στάθμη αυτή δεν "επιτρέπει" κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό να έχει πληγεί η φυσιολογική χρήση της κατασκευής. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μόνο μερικές αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα, οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία, στον ίδιο βαθμό όπως και πριν το σεισμό. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι πρακτικά αμελητέος. Η περίοδος επαναφοράς της εν λόγο σεισμικής διέγερσης είναι 50% κάθε 50 χρόνια. Στα μη φέροντα στοιχεία επιτρέπονται μικρές βλάβες που δεν επηρεάζουν την ασφάλεια και την προσβασιμότητας της κατασκευής. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα η πρώτη στάθμη είναι αυτή των Περιορισμένων Βλαβών (ΠΒ) με σεισμική διέγερση και περίοδο επαναφοράς 20% κάθε σε 50 χρόνια. Είναι αυτή τη στάθμη πραγματοποιούνται πιο σημαντικές βλάβες από αυτή της Άμεσης Χρήσης.

2) <u>ΣΗΜΑΝΤΙΚΕΣ ΒΛΑΒΕΣ</u>

Όσον αφορά τον φέροντα οργανισμό, στη στάθμη αυτή, έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους και ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης. Ωστόσο, η ανθρώπινη ζωή και διάφορα αντικείμενα στο εσωτερικό της κατασκευής δεν κινδυνεύουν. Κάτι αντίστοιχο συμβαίνει και στα μη φέροντα στοιχεία, δηλαδή θα υποστούν επισκευάσιμες βλάβες δίχως όμως να κινδυνέψει κάτι άλλο περεταίρω.

3) <u>ΟΙΟΝΕΙ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ</u>

Στη στάθμη αυτή ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί πολύ σοβαρές, μη επισκευάσιμες βλάβες κατά τις οποίες μπορεί να υπάρχει κίνδυνος για την ανθρώπινη ζωή, τόσο στο εσωτερικό όσο και στο εξωτερικό της κατασκευής από την πτώση αντικειμένων και υλικών. Έχει χάσει την οριζόντια δυσκαμψία της και την

ικανότητά της να φέρει τα οριζόντια φορτία, με αποτέλεσμα σε έναν πιθανό μετασεισμό να υπάρξει πλήρης κατάρρευση. Η κατασκευή οριακά έχει την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία της. Οι βλάβες είναι τόσο εκτενείς που μπορεί να μην είναι ούτε τεχνικά αλλά ούτε και οικονομικά δυνατό να επισκευαστούν. Ομοίως, και στα μη φέροντα στοιχεία οι βλάβες είναι μεγάλες που μπορεί να έχει προκληθεί και πτώση τους.

ΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΤΗΝ ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Μετά τη χάραξη της καμπύλης ικανότητας ολόκληρης της κατασκευής πρέπει να οριστούν πάνω σε αυτή οι στάθμες επιτελεστικότητας, κάτι που απαιτεί την ορθή κρίση ενός μηχανικού, μιας και η κάθε στάθμη δεν επιτυγχάνεται όταν φτάσει το πρώτο στοιχείο στην εκάστοτε κατάσταση. Θα πρέπει να φτάσει μια ομάδα δομικών στοιχείων ή ακόμη συγκεκριμένα στοιχεία. Πολλές φορές ενδέχεται να φτάσουν σε μια στάθμη κάποια στοιχεία όμως ολόκληρη η κατασκευή να μην έχει φτάσει. Εδώ κυρίως έχει νόημα και ο διαχωρισμός σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία. Πρωτεύοντα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια της κατασκευής, ενώ δευτερεύοντα όλα τα υπόλοιπα.



ΕΙΚΟΝΑ 1.2: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ-ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

1.4 ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ

Η Στοχευόμενη μετακίνηση είναι στην ουσία η μετακίνηση που θα υποστεί η κατασκευή για τον σεισμό σχεδιασμού και για την συγκεκριμένη περίοδο επαναφοράς. Για να γίνει ακριβής υπολογισμός της εν λόγο μετακίνησης θα πρέπει να ακολουθηθεί η μη γραμμική ανάλυση με χρονοϊστορία, κάτι το οποίο δεν ενδείκνυται λόγω της πολυπλοκότητάς της καθώς και επίσης χρειάζονται εξειδικευμένα προγράμματα και αρκετός υπολογιστικός χρόνος. Βέβαια, και πάλι τα αποτελέσματα δεν γνωρίζει κανείς αν είναι αξιόπιστα μιας και απαιτούνται αρκετές

αναλύσεις. Για τον σκοπό αυτό ακολουθούνται πιο απλές μέθοδοι όπως η pushover ανάλυση, με την ακρίβεια των αποτελεσμάτων να αμφισβητείται συχνά. Η γενική φιλοσοφία υπολογισμού που ακολουθείται είναι ότι για τη στοχευόμενη μετακίνηση η ικανότητα της κατασκευής να παραλαμβάνει σεισμικά φορτία (capacity) πρέπει να είναι ίδια με την αντίστοιχη απαίτηση σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού (demand). Δηλαδή, το σημείο επιτελεστικότητας προκύπτει ως το σημείο τομής του φάσματος ικανότητας της κατασκευής (το φάσμα ικανότητας προκύπτει από μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε μορφή ADRS) και του ανελαστικού φάσματος (επίσης σε μορφή ADRS) για την αντίστοιχη πλαστιμότητα ή του ελαστικού φάσματος για την ενεργό απόσβεση.



ΕΙΚΟΝΑ 1.3:ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ-ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ-ΣΗΜΕΙΟ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Για να ελεγχθεί αν η κατασκευή ικανοποιεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, θα πρέπει να βρεθεί το σημείο επιτελεστικότητας, όπως περιγράφηκε παραπάνω. Εάν, για παράδειγμα, το σημείο αυτό είναι μεταξύ της στάθμης (ΠΒ) και της (ΣΒ) τότε η κατασκευή έχει υποστεί σημαντικές βλάβες.

Ένας άλλος τρόπος να βρεθεί η στοχευόμενη μετακίνηση ο οποίος είναι παρόμοιος με τον προαναφερθέντα, αφού κάνει χρήση και αυτός τη καμπύλη ικανότητας είναι μέσω του παρακάτω τύπου:

 $\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) * S_e(t)$

όπου:

Se(T) η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμπής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα, όπως ορίζεται στην §5.7.3.4), και C₀, C₁, C₂ και C₃ διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής:

- C₀: Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e (S_d=[Te²/4π²]*Se), με την πραγματική μετακίνηση δt της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και >10, αντίστοιχα
- C₁=δ_{anel}/δ_{el} της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική
 C₁=1. 0 για Te > Tc, και C₁=[1.0+(R-1)Tc/Te]/R για Te < Tc,

C₂: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα Σ5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τιμές T_e μεταξύ 0.1s και T_c πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

Στάθμη	$T_{e} \leq 0.1 s$		$T_e \geq T_c$	
entreneo tiko tiji uz	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
«Περιορισμένες βλάβες»	1.0	1.0	1.0	1.0
«Σημαντικές βλάβες»	1.3	1.0	1.1	1.0
«Οιονεί κατάρρευση»	1.5	1.0	1.2	1.0

Πίνακας Σ5.1: Τιμές του συντελεστή C2

• C₃=1, για τη συνήθη περίπτωση όπου θ<0,1 για κτίρια από Ο/Σ και τοιχοποιία

2. Η ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ-ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ

2.1 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η μηχανική μέθοδος που προτάθηκε στο πλαίσιο του ερευνητικού προγράμματος RISK-UE είναι ουσιαστικά μία μέθοδος βασισμένη στο φάσμα ικανότητας, παρόμοια με αυτή που την υιοθετείται στη μεθοδολογία HAZUS (FEMA 1999). Η σεισμική απόκριση ενός κτιρίου προσδιορίζεται από το σημείο τομής, που ονομάζεται "σημείο επιτελεστικότητας", μεταξύ της καμπύλης ικανότητας ενός ισοδύναμου μη γραμμικού συστήματος και της καμπύλης απαίτησης που προκύπτει από το σεισμό, επαρκώς μειωμένη όπως εξηγείται αναλυτικά και σε άλλη παράγραφο . Και οι δύο καμπύλες απεικονίζονται σε κοινό διάγραμμα φασματικής επιτάχυνσηςμετατόπισης (Freeman 1998). Η ικανότητα του μη γραμμικού συστήματος, ανάλογα με το τύπο των εξεταζόμενων κτιρίων, περιγράφεται σε όρους διγραμμικής καμπύλης ικανότητας και ορίζεται από τρεις παραμέτρους όταν θεωρείται οριζόντιος μετελαστικός κλάδος χωρίς κράτυνση ή χαλάρωση:

- (α) την επιτάχυνση διαρροής, α_y,
- (β) τη θεμελιώδης περίοδο ταλάντωσης, Τ, και
- (γ) την πλαστιμότητα, μ

Η μετατόπιση διαρροής d_y και η τελική μετατόπιση du προκύπτουν συναρτήσει των a_y, Τ, μ.

Η σεισμική απαίτηση αντιπροσωπεύεται από ένα ελαστικό φάσμα (στην προκειμένη περίπτωση το φάσμα σχεδιασμού του EC8-1) απόσβεσης 5% όπου αναγνωρίζεται η χαρακτηριστική περίοδος Tc, η οποία διαχωρίζει την περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης από την περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας.

Προκειμένου να διακριθούν τα επίπεδα βλαβών των κτιρίων, οι στάθμες επιτελεστικότητας S_{d,k}(k=1/4) ορίζονται άμεσα από τη καμπύλη ικανότητας συναρτήσει της μετατόπισης διαρροής d_y και της μετατόπισης αστοχίας d_u εφαρμόζοντας τις ακόλουθες σχέσεις:

$$S_{d,1}=0.7d_y$$
 (1)

 $S_{d,2}=1.0d_v$ (2)

17

 $S_{d,3}=0.5(d_y+du)$ (3)

$$S_{d,4} = d_u \tag{4}$$

Οι στάθμες επιτελεστικότητας S_{d,k} ορίζονται σύμφωνα με τις παραπάνω εξισώσεις, λαμβάνοντας υπόψη τις εξιδανικευμένες ελαστικές – τελείως πλαστικές καμπύλες ικανότητας όπως προκύπτουν από επεξεργασία των αποτελεσμάτων της μηγραμμικής στατικής ανάλυσης. Η δύναμη διαρροής F_y, η οποία επίσης αντιπροσωπεύει την μέγιστη αντοχή του ισοδύναμου συστήματος, είναι ίση με τη τέμνουσα βάσης όταν σχηματίζεται πλαστικός μηχανισμός, ενώ η δυσκαμψία του ιδανικού συστήματος καθορίζεται έτσι ώστε τα δύο συστήματα να έχουν την ίδια απορρόφηση ενέργειας. Αξίζει να σημειωθεί ότι με αυτόν τον τρόπο, διαφορετικά με ότι συμβαίνει με το ισοδύναμο δι-γραμμικό σύστημα, παρατηρείται μία μη γραμμική συμπεριφορά πριν την ανάπτυξη της δύναμης διαρροής. Αξίζει επίσης να αναφερθεί ότι υπάρχουν αρκετές εναλλακτικές μεθοδολογίες χάραξης της διγραμμικής καμπύλης ικανότητας.

Για το λόγο αυτό, η πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας συχνά λαμβάνεται ως $S_{d,1}=0.7d_y$ (που σημαίνει ότι έχει ληφθεί υπόψη μια υπεραντοχή 1.4), ενώ η δεύτερη $S_{d,2}=1.0d_y$ αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή.

Τέσσερα επίπεδα βλάβης (D_{SK} k=1/4) προσδιορίζονται αντιστοίχως από τις καθορισμένες οριακές καταστάσεις: D_{S1} μικρές, D_{S2} μέτριες, D_{S3} εκτενείς, D_{s4} εκτεταμένες μη επισκευάσιμες βλάβες ή κατάρρευση. Αυτά τα επίπεδα βλάβης μπορούν να σχετίζονται με τη μακροσκοπική ένδειξη της ζημιάς με βάση την μακροσεισμική ευρωπαϊκή κλίμακα EMS -98 που σχετίζεται με τα επίπεδα βλαβών που ορίζονται προηγουμένως. Τα τρία πρώτα επίπεδα βλαβών μπορούν εύκολα να εντοπιστούν, ενώ το τελευταίο δεν είναι εύκολο να διαχωριστεί από τα προγράμματα των μηχανικών καθώς τόσο οι σοβαρές βλάβες, όσο και η πλήρης κατάρρευση αναφέρονται με αυτό το επίπεδο βλαβών D_{S4}. Η ισοδύναμη ποιοτική

18

σκυρόδεμα παρέχεται από διάφορους κανονισμούς καθώς και από τη μακροσεισμική ευρωπαϊκή κλίμακα EMS -98.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017 ορίζονται παρόμοια στάδια επιτελεστικότητας τα οποία περιγράφουν τον βαθμό των ζημιών στις κατασκευές. Συγκεκριμένα, ορίζονται (§2.2.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017):

- η στάθμη «Περιορισμένων Βλαβών» (Α), όπου «ο φέρων οργανισμός του κτιρίου να έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι αμελητέες». Η στάθμη Α αντιστοιχίζεται σε μέτριες βλάβες D_{S2} και επομένως στη στάθμη S_{d,2}=d_y της μεθοδολογίας (βλ. εξίσωση 2). Η εν λόγω παραδοχή είναι σε συμφωνία με το Παράρτημα 4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017.
- η στάθμη «Σημαντικών Βλαβών» (Β), όπου «ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης». Η στάθμη Β αντιστοιχίζεται σε εκτενείς βλάβες D_{S3} και επομένως στη στάθμη S_{d,3}=0.5(d_y + d_u) της μεθοδολογίας (βλ. εξίσωση 3). Η εν λόγω παραδοχή είναι σε συμφωνία με το Παράρτημα 4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 αν θεωρηθεί ο συντελεστής ασφαλείας γ_{Rd}=1.0.
- η στάθμη «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ), όπου «ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μήεπισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο

ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης». Η στάθμη Γ αντιστοιχίζεται σε βλάβες D₅₄ και επομένως στη στάθμη S_{d,4}=d_u της μεθοδολογίας (βλ. εξίσωση 4). Η εν λόγω παραδοχή είναι σε συμφωνία με το Παράρτημα 4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 αν θεωρηθεί ο συντελεστής ασφαλείας γ_{Rd}=1.0.

Το σημείο επιτελεστικότητας, S_{d*}, όσον αφορά τη μετατόπιση, καθορίζεται ως το σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας και του φάσματος απαίτησης και μπορεί να υπολογιστεί εφαρμόζοντας τις σχέσεις:

$$S_{d*} = \begin{cases} \left[1 + \left(\frac{S_{ae}(T)}{a_y} - 1 \right) \frac{T_C}{T} \right] d_y, & T < T_C \kappa \alpha \iota \ \frac{S_{ae}(T)}{a_y} > 1 \\ \frac{S_{ae}(T)}{a_y} d_y, & T_C \le T < T_D \ \eta \ \frac{S_{ae}(T)}{a_y} \le 1, \\ \frac{S_{ae}(T_D)T_D^2}{4\pi^2}, & T \ge T_D \end{cases}$$
(5)

όπου S_{ae}(T),T_C και T_D είναι οι παράμετροι που καθορίζουν τη σεισμική απαίτηση και T, a_y, και μ είναι οι παράμετροι που περιγράφουν την ικανότητα του κτιρίου. Αξίζει να σημειωθεί ότι η πιθανή ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής έχει συμπεριληφθεί στην παραπάνω εξίσωση.

Με δεδομένη την στοχευόμενη μετατόπιση S^{*}_d (εξ. 5), η πιθανότητα υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης S_{d,k} αξιολογείται με λογαριθμοκανονική συνάρτηση. Συγκεκριμένα, οι καμπύλες τρωτότητας, που δίνουν τη πιθανότητα μια βλάβη να είναι μεγαλύτερη από ένα επίπεδο D_k, λαμβάνονται ως συνάρτηση της στοχευόμενης μετατόπισης S_{d,*}(5) και της μετατόπισης S_{d,k}(1-4) με τη χρήση της συνάρτησης του φυσικού λογάριθμου, η ίδια με αυτή της μεθόδου HAZUS (1999).

$$P[D_{Sk}|S_{\mathsf{d}*}] = \Phi\left[\frac{1}{\beta}\ln\left(\frac{S_{\mathsf{d}*}}{S_{\mathsf{d},k}}\right)\right]$$
(6)

όπου Φ είναι η αθροιστική συνάρτηση κατανομής της κανονικής κατανομής και β η κανονικοποιημένη τυπική απόκλιση του φυσικού λογάριθμου της μετατόπισης S_{d,k}.

Η κανονικοποιημένη τυπική απόκλιση β του φυσικού λογαρίθμου της μετατόπισης S_{d,k} έχει οριστεί συναρτήσει της πλαστιμότητας της καμπύλης ικανότητας μ (Braga et. al. 1982).

$$\beta = 0.4 \ln \mu, \quad (k = 1, 2, 3, 4) \tag{7}$$

2.1.1 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ: ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΑΠΟ ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗ ΔΥΝΑΜΗ

Για τον ορισμό των καμπύλων ικανότητας, παρέχονται οι τιμές των παραμέτρων για διαφορετικούς τύπους κτιρίων. Οι καμπύλες αυτές θεωρούνται αντιπροσωπευτικές της μέσης συμπεριφοράς μιας συγκεκριμένης τυπολογίας κτιρίων και όχι της συμπεριφοράς ενός συγκεκριμένου κτιρίου.

Η ελαστική περίοδος του ισοδύναμου συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας μπορεί να εκτιμηθεί με εφαρμογή της εξίσωσης: όπου H(m) είναι το ύψος του κτιρίου, το οποίο υπολογίζεται ως εξής: θεωρείται ένας μέσος αριθμός ορόφων για την κατηγορία κάθε ύψους, μια χαρακτηριστική επιφάνεια για κάθε κατηγορία και οι τιμές των συντελεστών α και β εκτιμώνται διαφορετικά για κάθε τύπο κτιρίου.

2.1.2 ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΑ ΜΕ ΤΙΣ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8

Για όλα τα κτίρια που είναι κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον EC8, η ελαστική περίοδος εκτιμάται σύμφωνα με την εξίσωση (10), θεωρώντας: β=0,75 και α=0,075. Πιο αναλυτικά ο Ευρωκώδικας αναφέρει ότι:

Για κτίρια με ύψος μέχρι 40 m η τιμή του *T*₁ (σε s) μπορεί να προσεγγιστεί με την ακόλουθη έκφραση:

$$T_1 = C_{\rm t} \cdot H^{3/4}$$

όπου:

- Ct είναι 0,085 για χαλύβδινα πλαίσια, 0,075 για πλαίσια από σκυρόδεμα και χαλύβδινα πλαίσια με έκκεντρους δικτυωτούς συνδέσμους και 0,050 για κάθε άλλο φορέα
- Η είναι το ύψος του κτιρίου, σε m, από την θεμελίωση ή από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου.

Εναλλακτικά, για φορείς με τοιχώματα από σκυρόδεμα ή από τοιχοποιία, η τιμή του C_t στην έκφραση μπορεί να ληφθεί ως:

$$C_{\rm t} = 0.075 / \sqrt{A_{\rm c}}$$

όπου:

$$A_{\rm c} = \Sigma \left[A_{\rm i} \cdot \left(0, 2 + \left(l_{\rm wi} / H \right) \right)^2 \right]$$
 και

- Α_c είναι η συνολική δρώσα επιφάνεια των τοιχωμάτων στον πρώτο όροφο του κτιρίου, σε m²
- Α_i είναι η δρώσα επιφάνεια της διατομής του τοιχώματος *i* στη θεωρούμενη κατεύθυνση στον πρώτο όροφο του κτιρίου, σε m²
- Η όπως προαναφέρθηκε
- *I*_{wi} είναι το μήκος του τοιχώματος *i* στον πρώτο όροφο σε διεύθυνση παράλληλη με την εφαρμοζόμενη φόρτιση, με τον περιορισμό ότι *I*_{wi}/*H* δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0,9.

Η επιτάχυνση διαρροής a_y μπορεί να εκτιμηθεί από τον ορισμό που δίνεται στον EC8 για τη σεισμική τέμνουσα βάσης, λαμβάνοντας υπόψη παράγοντες που σχετίζονται με την υπερστατικότητα και τις ιδιότητες των υλικών σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση

$$a_{y} = \left[\frac{S_{ae}(T)}{q}\right] \frac{\gamma_{m}}{\alpha}$$
(11)

όπου S_{ae} είναι η τιμή του φάσματος σχεδιασμού για την περίοδο T, q ο συντελεστής συμπεριφοράς, ο συντελεστής α συνδέει την ενδιάμεση με τη χαρακτηριστική αντοχή του υλικού και το γ_m συσχετίζει την χαρακτηριστική τιμή με την αντοχή σχεδιασμού.

Η πλαστιμότητα προκύπτει συναρτήσει του συντελεστή συμπεριφοράς q. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε ο τύπος που πρότεινε ο Fajfar για τον συντελεστή

μείωσης της δύναμης ανάλογα με την πλαστιμότητα. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q (όταν δεν υπολογίζεται η υπεραντοχή) υποδηλώνει, εξ ορισμού, τη μείωση που εφαρμόζεται στην ελαστική απαίτηση, όταν υπολογίζεται η ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης του κτιρίου:

$$\mu = \begin{cases} q, & T > T_{C} \\ 1 + (q - 1) \frac{T_{C}}{T}, & T \le T_{C} \end{cases}$$
(12)

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q, για σύγχρονα κτίρια παρέχονται από τον EC8 για τρεις διαφορετικές κατηγορίες πλαστιμότητας (ΚΠΧ, ΚΠΜ και ΚΠΥ) που καθορίζουν την ισορροπία μεταξύ της επιτρεπόμενης μείωσης του σεισμικού φορτίου, χάρη στην ανελαστική συμπεριφορά και τα χαρακτηριστικά της κατασκευής. Για υφιστάμενα κτήρια, η εκτίμηση του συντελεστή q γίνεται με βάση την πρακτική, την ποιότητα της κατασκευής και το κανονιστικό πλαίσιο κατά τη χρονολογία κατασκευής και απαιτεί εμπειρία μηχανικού.

2.1.3 ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΧΩΡΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ

Για τις κατασκευές αυτές οι καμπύλες ικανότητας προκύπτουν, για κάθε επιμέρους δομικό τύπο, υποθέτοντας μια επικρατούσα μορφή μηχανισμού κατάρρευσης (ομοιόμορφη κατάρρευση, σχηματισμός μαλακού ορόφου ή διατμητική αστοχία). Η αστοχία εκτός επιπέδου δεν λαμβάνεται υπόψη. Για την εκτίμηση της επιτάχυνσης διαρροής, η διατμητική αντοχή της βάσης αντιστοιχεί στην διατμητική αντοχή του κτιρίου που συμμετέχει κατά τη διεύθυνση του σεισμού, μειωμένη κατά τη παράμετρο ξ που λαμβάνει υπόψη την ανομοιογενή συμπεριφορά κάθε τοιχοποιίας, κάτι ενέχει αβεβαιότητα και απαιτεί κρίση μηχανικού(Cattari et al. 2004).

$$a_y = 0.5 \frac{\tau \alpha \xi (0.8 + 0.2N)}{(0.75 + 0.25N^{-0.75})\sigma_0}$$
(13)

όπου N, h, α αντιπροσωπεύουν τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του κτιρίου (ο αριθμός των ορόφων, το ύψος μεταξύ των ορόφων και ο λόγος μεταξύ της ενεργής ανθεκτικής επιφάνειας και της επιφάνειας του ισογείου, αντίστοιχα,), το τ είναι η διατμητική αντοχή συναρτήσει της χαρακτηριστικής διατμητικής αντοχής του υλικού τ₀ και της θλιπτικής τάσης σ₀ και υπολογίζεται συναρτήσει των φορτίων του κτιρίου και του ιδίου βάρους του, ως εξής:

$$\tau = \tau_0 \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{\tau_0}} \tag{14}$$

$$\sigma_0 = Np + \gamma \alpha h (1 + (N - 1)^{1.3})$$
(15)

όπου γ είναι η πυκνότητα του υλικού και p το φορτίο του ορόφου.

Η πλαστιμότητα μ έχει προέλθει από την μετατόπιση αστοχίας d_u με διαφορετικό τρόπο για μαλακό όροφο (εξισ. 16) και για ομοιόμορφο μηχανισμό κατάρρευσης (εξισ. 17)

$$d_{\rm u} = \delta_{\rm u} \frac{Nh}{\Lambda} \tag{16}$$

$$d_{\rm u} = \delta_{\rm u} h + d_y \left(1 - \frac{\Lambda}{N} \right) \qquad (17)$$

όπου Ν είναι ο αριθμός των ορόφων, h το ύψος μεταξύ ορόφων, d_u ο λόγος σχετικής μετακίνησης και Λ ο συντελεστής συμμετοχής για τη πρώτη ιδιομορφή που λαμβάνεται συναρτήσει του αριθμού των ορόφων Ν:

$$\Lambda = \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{3N}\right)^{-1}$$
(18)



ΕΙΚΟΝΑ 2.1: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ

3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Στην παρούσα εργασία γίνεται αρχικά παρουσίαση των χαρακτηριστικών του κτιρίου που μελετάται και στη συνέχεια παρουσιάζονται βήμα βήμα όλες οι παραδοχές που έγιναν για την προσομοίωση του φορέα. Η μελέτη της κατασκευής έγινε με χρήση του προγράμματος SAP2000, v.15 και οι παραδοχές που περιγράφονται παρακάτω αποσκοπούν στην κατά το δυνατό πιο πιστή απόδοση της πραγματικής συμπεριφοράς του. Το υπό εξέταση κτίριο συνίσταται από τέσσερις υπέργειους ορόφους και έναν υπόγειο με όμοια ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 12.5m x 14.5m. Το ύψος του πρώτου ορόφου είναι 4.5m και των υπόλοιπων τριών 3m, συνεπώς το δώμα βρίσκεται σε ύψος 13.5m. Το κτίριο έχει στην περίμετρο της κάτοψης τοιχώματα και στο εσωτερικό της έναν πυρήνα, μέσα στον οποίο είναι τοποθετημένο το κλιμακοστάσιο και ο ανελκυστήρας. Τα τοιχώματα έχουν διαπλατύνσεις στις διατομές τους στα σημεία σύνδεσης με τις δοκούς για κατασκευαστικούς λόγους (επαρκής αγκύρωση των οπλισμών των δοκών). Ο πυρήνας του κτιρίου εκτείνεται καθ'ύψος κατά 3m άνωθεν του δώματος, σχηματίζοντας έτσι την απόληξη του κλιμακοστασίου.

Η θεμελίωση του κτιρίου αποτελείται από:

- Τα πέδιλα, επί των οποίων εδράζονται τα εσωτερικά υποστυλώματα και ο πυρήνας,
- Τις θεμελιοδοκούς, επί των οποίων εδράζονται τα περιμετρικά τοιχώματα του υπογείου,
- Τις συνδετήριες δοκούς, οι οποίες συνδέουν τα πέδιλα με το περιμετρικό τοίχωμα υπογείου.

Η πλάκα δαπέδου του υπογείου έχει πάχος 15cm και βρίσκεται σε ύψος 0.85m πάνω από την επιφάνεια του εδάφους θεμελίωσης.

Το έδαφος επί του οποίου θεμελιώνεται η κατασκευή είναι άμμος μέσης πυκνότητας με δείκτη εδάφους: Ks =90000 *kN/m*3 (κατά Terzaghi).

<u>Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται οι βασικές διαστάσεις και τα γεωμετρικά</u> <u>χαρακτηριστικά του υπό εξέταση κτιρίου:</u>



Εικόνα 3.1: Κάτοψη ορόφων ανωδομής, Αβραμίδης Ι. και συνεργάτες, 2011



Εικόνα 3.2: Κάτοψη θεμελίωσης, Αβραμίδης Ι. και συνεργάτες, 2011

3.1 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ

Για την ανάλυση του φέροντα οργανισμού χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα και τα μέλη μοντελοποιούνται με γραμμικά στοιχεία, εξαιρουμένου του περιμετρικού τοιχείου υπογείου, το οποίο προσομοιώνεται με επιφανειακά στοιχεία κελύφους.

<u>Πλάκες</u>

Οι πλάκες θεωρούνται ως απαραμόρφωτα διαφράγματα εντός του επιπέδου τους και οι στάθμες τους ταυτίζονται με τη στάθμη του εκάστοτε ορόφου. Στην παρούσα εργασία οι πλάκες δεν προσομοιώνονται στο μοντέλο ανάλυσης και τα φορτία επ'αυτών εφαρμόζονται απ'ευθείας στις δοκούς. Ορίζονται έξι επίπεδα διαφραγματικής λειτουργίας.

<u>Δοκοί</u>

Οι δοκοί εξετάζονται ως πλακοδοκοί (μορφής 'Γ' οι περιμετρικές, μορφής 'Τ' οι ενδιάμεσες), όπως ορίζεται από τον EC2,§5.3.2 και προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία. Το συνεργαζόμενο πλάτος *beff* των πλακοδοκών μπορεί να λαμβάνεται ως:

beff =
$$\Sigma$$
 beff, i + bw \leq b

όπου:

- beff,I = 0.2*bi + 0.1*lo ≤ 0.2*lo ,και
- beff,i ≤ bi



Εικόνα 3.3: Ορισμός του *I*₀, για τον υπολογισμό του συνεργαζόμενου πλάτους πλακοδοκού, ΕΝ 1992-1-1



Εικόνα 3.4: Παράμετροι συνεργαζόμενου πλάτους πλακοδοκού, ΕΝ 1992-1-1

Κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα, τοιχεία)

Τόσο τα υποστυλώματα όσο και τα τοιχώματα προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία που διέρχονται από το κέντρο βάρους της διατομής τους. Επιπλέον για τα τοιχώματα, στις στάθμες των ορόφων, τοποθετούνται απολύτως στερεοί βραχίονες, οι οποίοι διήκουν μέχρι τις εκατέρωθεν παρειές του εκάστοτε τοιχώματος.

<u>Πυρήνας</u>

Η προσομοίωση των τοιχωμάτων του πυρήνα γίνεται, όπως και πριν, με τη θεώρηση ενός γραμμικού στοιχείου διερχόμενου από το κέντρο βάρους της διατομής με τη διαφορά, όμως, ότι σε αυτή την περίπτωση οι τοποθετούμενοι βραχίονες στις στάθμες των ορόφων θεωρούνται απολύτως ατενείς, άκαμπτοι και άτμητοι, αλλά με πεπερασμένη δυστρεψία, προκειμένου να προσομοιωθεί η στρέβλωση της διατομής του πυρήνα. Η στρεπτική ροπή αδράνειας υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

Jστρ= *H***t***3/** 3**μ* ,

όπου:

- H = 0,5*(Hi + Hi+1), δηλαδή ο μέσος όρος των υψών των δύο ορόφων μεταξύ
 των οποίων βρίσκεται η δοκός
- t: το πλάτος της δοκού,
- μ: συντελεστής που σχετίζεται με το λόγο H/t (βλ. παρακάτω πίνακα)

Ενδεικτικά υπολογίζεται η *Jστρ* του 4ου ορόφου. Για αυτό τον όροφο είναι: H=1/2*(3+3)=3m, t=0.25m, H/t=12. Από τον πίνακα 2.1 που ακολουθεί, με γραμμική παρεμβολή, διαβάζουμε ότι: $\mu=1.0557$. Με αντικατάσταση όλων αυτών στην αρχική σχέση υπολογίζουμε Jστρ=0.0148m4.

1	2.370
2	1.457
4	1.057
100	1.000

Πίνακας 3.1: Συντελεστής μ, Χ. Ξενίδης και συνεργάτες, 1998

3.1.1 ΠΡΟΣΘΕΤΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΗΣ ΑΝΩΔΟΜΗΣ

Η δυσκαμψία *EI* και η δυστμησία *GA* όλων των δομικών στοιχείων λαμβάνονται ίσες με το 50% των αντίστοιχων τιμών των μη ρηγματωμένων διατομών(EC8,§4.3.1[7]), ενώ η δυστρεψία *GI* λαμβάνεται ίση με το 10% της δυστρεψίας της αρηγμάτωτης διατομής τους(EAK2000,§3,2,3[2]). Η δυστένεια *EA* δεν απομειώνεται σε κανένα δομικό στοιχείο, δεδομένου ότι τα μεν κατακόρυφα στοιχεία βρίσκονται γενικώς υπό μόνιμη θλίψη λόγω των φορτίων βαρύτητας, οι δε δοκοί είναι ενσωματωμένες στις θεωρούμενες ως απαραμόρφωτες εντός του επιπέδου τους πλάκες (διαφραγματική λειτουργία).

Παρ'ότι ο EC2(§5.4[2]) επιτρέπει τη θεώρηση των διατομών ως αρηγμάτωτες για την ανάλυση λόγω κατακόρυφων φορτίων, στην παρούσα εργασία χρησιμοποιείται το ίδιο προσομοίωμα του φέροντα οργανισμού και για τις στατικές και για τις σεισμικές αναλύσεις (ρηγματωμένες διατομές με τις αντίστοιχες απομειώσεις).

Κατά τη μόρφωση του προσομοιώματος του φέροντα οργανισμού θεωρούνται στους κόμβους απολύτως στερεά τμήματα (άκαμπτοι κόμβοι, άκαμπτοι βραχίονες), όπως ορίζεται στον EC8,§4.3.1[2].

Η δυσκαμψία και η δυστένεια των τοιχοποιιών αγνοούνται κατά την προσομοίωση του φορέα, θεωρώντας ότι η συνεισφορά τους στην οριζόντια στιβαρότητα και στην αντοχή του κτιρίου είναι ασήμαντη(EC8,§4.3.1[8]).

3.1.2 ΕΙΔΙΚΟΤΕΡΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Πέδιλα και συνδετήριες δοκοί

Αρχικά αναφέρεται ότι η επιφάνεια έδρασης όλων των δομικών στοιχείων της θεμελίωσης βρίσκεται σε βάθος *3.85m*. Η προσομοίωση των πεδίλων γίνεται τοποθετώντας καταρχάς έναν κόμβο στο κέντρο βάρους της επιφάνειας έδρασής τους. Ο κόμβος αυτός συνδέεται με τον κόμβο του πόδα του υποστυλώματος που καταλήγει στο συγκεκριμένο πέδιλο μέσω μιας απολύτως στερεής δοκού, δεδομένου ότι τα πέδιλα θεωρούνται, λόγω του όγκου τους, ως απολύτως στερεά σώματα. Ειδικά στην περίπτωση του πεδίλου επί του οποίου εδράζεται ο πυρήνας (πέδιλο Π1), ο κόμβος στο κέντρο βάρους της επιφάνειας έδρασης συνδέεται με τους κόμβους στους πόδες των ισοδύναμων στύλων, που καταλήγουν στο εν λόγω πέδιλο, μέσω τριών απολύτως στερεών δοκών. Στους κόμβους που τοποθετούνται στα κέντρα βάρους της επιφάνειας έδρασης εισάγονται τρία ελατήρια: ένα κατακόρυφο μεταφορικό και δύο στροφικά γύρω από τους δύο οριζόντιους άξονες.

Οι συνδετήριες δοκοί ορθογωνικής διατομής 25/85 προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία, τα οποία τοποθετούνται στη στάθμη του κεντροβαρικού άξονα της διατομής τους, δηλαδή σε βάθος: ½*(-3.85+(-3))= -3.425m. Η διακριτοποίησή τους γίνεται με στοιχεία ίσου μήκους , στους κόμβους των οποίων τοποθετούνται κατακόρυφα μεταφορικά ελατήρια, προκειμένου να προσομοιωθεί η ενδοσιμότητα του εδάφους θεμελίωσης. Η σύνδεση των στοιχείων των συνδετήριων δοκών με τα πέδιλα υλοποιείται μέσω απολύτως στερεών δοκών.
Περιμετρικό τοίχωμα υπογείου

Το περιμετρικό τοίχωμα υπογείου προσομοιώθηκε με επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία κελύφους και με πεπερασμένα στοιχεία δοκού. Με τα επίπεδα στοιχεία κελύφους προσομοιώθηκε ο κορμός του τοιχώματος μεταξύ της στάθμης οροφής και δαπέδου του υπογείου(*z=0m, z=-3m,* αντίστοιχα). Χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία κελύφους πάχους *25cm*, όσο δηλαδή είναι και το πάχος του κορμού του τοιχώματος.

Μεταξύ της στάθμης δαπέδου του υπογείου (στάθμη *z* = -3*m*) και της στάθμης Θεμελίωσης (στάθμη *z* = -3.85*m*) χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού με γεωμετρικές ιδιότητες διατομής που αντιστοιχούν σε ανεστραμμένη πλακοδοκό ύψους 0.85*m*. Ο άξονας των στοιχείων αυτών τοποθετήθηκε σε ύψος *z* = -3.579*m*, το οποίο αντιστοιχεί στη στάθμη που βρίσκεται το κέντρο βάρους της ανεστραμμένης πλακοδοκού. Οι δοκοί διακριτοποιήθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία μήκους *1m*, δηλαδή ίσα σε μήκος με τα στοιχεία κελύφους του κορμού, και η σύνδεση των δύο έγινε με κατακόρυφα απολύτως στερεά στοιχεία δοκού.

Η έδραση των τοιχωμάτων στο έδαφος προσομοιώθηκε με μεμονωμένα μεταφορικά και στρεπτικά ελατήρια, τα οποία τοποθετήθηκαν στις θέσεις προβολής των κόμβων της ανεστραμμένης πλακοδοκού πάνω στην επιφάνεια θεμελίωσης. Η σύνδεση ανά δύο αυτών των σημείων, δηλαδή: 1)των κόμβων στο κέντρο βάρους της ανεστραμμένης πλακοδοκού, 2)των προβολών των παραπάνω σημείων στην επιφάνεια έδρασης, έγινε με κατακόρυφα, απολύτως στερεά στοιχεία μήκους 0.271m. Τα στρεπτικά ελατήρια τοποθετήθηκαν προκειμένου να προσομοιωθεί η αντίσταση που αναπτύσσεται στο ενδόσιμο έδαφος, λόγω της στρεπτικής παραμόρφωσης της θεμελιοδοκού.

37

3.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΛΑΤΗΡΙΑΚΩΝ ΣΤΑΘΕΡΩΝ ΠΕΔΙΛΩΝ ΚΑΙ ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΩΝ

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζεται η διαδικασία υπολογισμού των ελατηριακών σταθερών των μεμονωμένων ελατηρίων, με τα οποία προσομοιώνεται η ενδόσιμη έδραση του κτιρίου. Όπως αναφέρθηκε και προηγούμενα, ο φορέας θεμελίωσης του κτιρίου συνίσταται από: 1)τα πέδιλα επί των οποίων εδράζεται ο πυρήνας και τα εσωτερικά υποστυλώματα, 2)τα περιμετρικά τοιχώματα υπογείου, 3) τις συνδετήριες δοκούς.

Αρχικά καθορίζεται η αρχική τιμή του δείκτη εδάφους *Ks1(kN / m3)*. Το έδαφος θεμελίωσης συνίσταται από άμμο μέσης πυκνότητας, για την οποία, κατά τον Terzaghi, το εύρος διακύμανσης της τιμής του δείκτη εδάφους είναι: *Ks1=19200-96000 kN/m3*. Η τιμή που εδώ επιλέγεται είναι: *Ks1=90000kN/m3*. Η τιμή αυτή προέρχεται από δοκιμαστικές φορτίσεις τετραγωνικών πλακών πλευράς περίπου ίσης με *30cm* και επομένως απαιτούνται ορισμένες διορθώσεις, οι οποίες οφείλονται στο διαφορετικό μέγεθος των επιφανειών έδρασης των στοιχείων θεμελίωσης, αλλά και στην απόκλιση του σχήματός τους από το τετράγωνο. Δεδομένου ότι οι επιφάνειες έδρασης των στοιχείων θεμελίωσης είναι διαφορετικές, η διαδικασία διόρθωσης θα γίνει ξεχωριστά για κάθε έναν από τους τύπους των στοιχείων που συνθέτουν τον φορέα θεμελίωσης.

3.2.1 ΠΕΔΙΛΑ

Σε πέδιλα εδράζονται τόσο ο πυρήνας του κτιρίου(πέδιλο Π1), όσο και τα δύο εσωτερικά υποστυλώματα της κάτοψης C5 και C6(πέδιλα Π2 και Π3 αντίστοιχα).

Ο υπολογισμός της διορθωμένης τιμής *Ks2* λόγω του διαφορετικού πλάτους της δοκιμαστικής πλάκας φόρτισης και των πεδίλων γίνεται με εφαρμογή της σχέσης:

$$Ks2 = Ks1\left(\frac{b\pi+0.3}{2*b\pi}\right)^2$$
,

όπου:

- $b\pi = min(Lx,Ly)$
- Lx : διάσταση πεδίλου κατά Χ, Ly : διάσταση πεδίλου κατά Υ

Ο υπολογισμός της τελικής τιμής του δείκτη εδάφους *Ks* γίνεται μέσω της διόρθωσης λόγω απόκλισης του σχήματος της επιφάνειας έδρασης των πεδίλων από το τετράγωνο. Για τη διόρθωση αυτή γίνεται εφαρμογή της σχέσης:

$$Ks = Ks2\left(\frac{m+0.5}{1.5m}\right)$$
 ,

όπου:

- m=Lmax/Lmin και
- Lmax=max(Lx,Ly), Lmin=min(Lx,Ly)

Κατά την προσομοίωση των πεδίλων και του εδάφους τοποθετούνται ένα κατακόρυφο μεταφορικό και δύο στροφικά ελατήρια για στροφή περί τους δύο οριζόντιους άξονες, που είναι παράλληλοι με τις πλευρές τους. Τα ελατήρια αυτά τοποθετούνται στο κέντρο βάρους της επιφάνειας έδρασης. Ο προσδιορισμός των ελατηριακών σταθερών γίνεται μέσω της διαδικασίας που περιγράφεται στο παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 3.5: Υπολογισμός των ελατηριακών σταθερών των πεδίλων, Αβραμίδης Ι. και συνεργάτες, 2011

3.2.2 ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΙ

Περιμετρικά τοιχώματα υπογείου

Επί των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου εδράζονται όλα τα κατακόρυφα στοιχεία του κτιρίου που βρίσκονται στην περίμετρο της κάτοψης. Το πλάτος του

πέλματος των τοιχωμάτων είναι *b=1.4m*. Η διαδικασία του υπολογισμού των σταθερών των ελατηρίων που τοποθετούνται στους κόμβους, μέσω των οποίων υλοποιείται η ελαστική έδραση του περιμετρικού τοιχώματος ακολουθεί την ίδια ροή με την αντίστοιχη διαδικασία που ακολουθήθηκε προηγουμένως για τα πέδιλα.

Για τον υπολογισμό των διορθωμένων τιμών του δείκτη εδάφους θεωρείται ότι η επιφάνεια έδρασης του περιμετρικού τοιχώματος συντίθεται από δύο επιφάνειες κατά την Χ διεύθυνση, κάθε μία διαστάσεων (13.9mx1.4m) και δύο επιφάνειες κατά την Υ διεύθυνση, κάθε μία διαστάσεων (13.1mx1.4m). Ακολουθώντας την αντίστοιχη διαδικασία που ακολουθήθηκε για την περίπτωση των πεδίλων προκύπτει η τελική τιμή του δείκτη εδάφους *Ks*.

Στους κόμβους έδρασης των περιμετρικών τοιχωμάτων υπογείου τοποθετούνται ένα κατακόρυφο μεταφορικό και ένα στρεπτικό ελατήριο. Ο υπολογισμός των ελατηριακών σταθερών γίνεται με την ίδια μέθοδο που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των σταθερών των αντίστοιχων ελατηρίων των πεδίλων. Έτσι προκύπτουν οι ακόλουθες σχέσεις:

Kz = Ks*Lεπιρρ*b , καθώς επίσης **Kφt = Ks*Lεπιρρ*b3/12**

Όπου:

 Lεπιρρ: Το μήκος επιρροής των στοιχείων που συμβάλλουν σε κάθε κόμβο και το οποίο εξαρτάται από το πλήθος των γραμμικών στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση της θεμελιοδοκού.

Συνδετήριες δοκοί

Οι συνδετήριες δοκοί διακριτοποιήθηκαν με ισομήκη γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία και η έδρασή τους επί του ενδόσιμου εδάφους προσομοιώθηκε μέσω κατακόρυφων μεταφορικών ελατηρίων. Η διαδικασία υπολογισμού των ελατηριακών σταθερών ακολουθεί την ίδια ακριβώς διαδικασία με τον υπολογισμό των αντίστοιχων σταθερών των κατακόρυφων ελατηρίων του περιμετρικού τοιχώματος, όπως παρουσιάστηκε παραπάνω.

Joint	CoordSys	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/rad	KN-m/rad	KN-m/rad
33	Local	0	0	119025	39675	39675	0
15	Local	0	0	119025	39675	39675	0
10	Local	0	0	6636,09	0	0	0
16	Local	0	0	4915,63	0	0	0
22	Local	0	0	6636,09	0	0	0
1	Local	0	0	6125,63	0	0	0
2	Local	0	0	6636,09	0	0	0
3	Local	0	0	6125,63	0	0	0
4	Local	0	0	4915,63	0	0	0
5	Local	0	0	6636,09	0	0	0
9	Local	0	0	0	0	0	0
17	Local	0	0	0	0	0	0
18	Local	0	0	0	0	0	0
23	Local	0	0	0	0	0	0
28	Local	0	0	0	0	0	0
29	Local	0	0	0	0	0	0
41	Local	0	0	21985,6	3591	0	0
42	Local	0	0	27278,4	4455,5	0	0
43	Local	0	0	35014	5719	0	0
44	Local	0	0	38271,2	6251	0	0
45	Local	0	0	36914,1	6029,3	0	0

Joint	CoordSys	U1	U2	U3	R1	R2	R3
lext	lext	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/rad	KN-m/rad	KN-m/rad
46	Local	0	0	36914,1	6029,3	0	0
49	Local	0	0	38271,2	6251	0	0
50	Local	0	0	35014,1	5719	0	0
51	Local	0	0	21985,6	3591	0	0
52	Local	0	0	27278,4	4455,5	0	0
54	Local	0	0	0	0	0	0
55	Local	0	0	0	0	0	0
56	Local	0	0	0	0	0	0
57	Local	0	0	0	0	0	0
58	Local	0	0	0	0	0	0
59	Local	0	0	0	0	0	0
60	Local	0	0	0	0	0	0
61	Local	0	0	0	0	0	0
62	Local	0	0	0	0	0	0
63	Local	0	0	0	0	0	0
64	Local	0	0	0	0	0	0
65	Local	0	0	0	0	0	0
66	Local	0	0	0	0	0	0
67	Local	0	0	0	0	0	0
68	Local	0	0	0	0	0	0
69	Local	0	0	0	0	0	0

Joint	CoordSys	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/rad	KN-m/rad	KN-m/rad
97	Local	0	0	560986	864386	1388557,3	0
53	Local	0	0	7033,13	0	0	0
87	Local	0	0	7033,13	0	0	0
93	Local	0	0	7033,13	0	0	0
115	Local	0	0	7033,13	0	0	0
116	Local	0	0	14066,25	0	0	0
117	Local	0	0	14066,25	0	0	0
118	Local	0	0	6692,81	0	0	0
119	Local	0	0	13385,63	0	0	0
120	Local	0	0	13385,63	0	0	0
121	Local	0	0	13385,63	0	0	0
122	Local	0	0	6692,81	0	0	0
123	Local	0	0	6692,81	0	0	0
124	Local	0	0	13385,63	0	0	0
125	Local	0	0	13385,63	0	0	0
127	Local	0	0	13385,63	0	0	0
128	Local	0	0	6692,81	0	0	0
129	Local	0	0	6125,63	0	0	0
130	Local	0	0	12251,25	0	0	0
131	Local	0	0	12251,25	0	0	0
132	Local	0	0	12251,25	0	0	0

Π	Joint	CoordSys	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/rad	KN-m/rad	KN-m/rad
	133	Local	0	0	6125,63	0	0	0
	134	Local	0	0	12251,25	0	0	0
	135	Local	0	0	12251,25	0	0	0
	136	Local	0	0	12251,25	0	0	0
	137	Local	0	0	6636,09	0	0	0
	138	Local	0	0	13272,19	0	0	0
	139	Local	0	0	13272,19	0	0	0
	140	Local	0	0	13272,19	0	0	0
	141	Local	0	0	13272,19	0	0	0
	142	Local	0	0	13272,19	0	0	0
	143	Local	0	0	6636,09	0	0	0
	144	Local	0	0	13272,19	0	0	0
	145	Local	0	0	9831,25	0	0	0
	146	Local	0	0	9831,25	0	0	0
	147	Local	0	0	13272,19	0	0	0
	148	Local	0	0	13272,19	0	0	0
	149	Local	0	0	13272,19	0	0	0
	150	Local	0	0	6636,09	0	0	0
	151	Local	0	0	13272,19	0	0	0
	152	Local	0	0	13272,19	0	0	0
	153	Local	0	0	13272,19	0	0	0

Joint	CoordSys	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
lext	lext	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/rad	KN-m/rad	KN-m/rad	
154	Local	0	0	6636,09	0	0	0	
264	Local	0	0	38080,4	0	6219,8	0	
265	Local	0	0	48856,9	0	7980	0	
266	Local	0	0	35719,8	5834,2	5834,2	0	
267	Local	0	0	28581,3	0	4668,3	0	
268	Local	0	0	32734,1	0	5346,6	0	
269	Local	0	0	32734,1	0	5346,6	0	
270	Local	0	0	32734,1	0	5346,6	0	
271	Local	0	0	35991,2	0	5878,6	0	
272	Local	0	0	33657	0	5497,3	0	
273	Local	0	0	30399,8	0	4965,3	0	
274	Local	0	0	39628,4	0	6472,6	0	
275	Local	0	0	39628,4	0	6472,6	0	
276	Local	0	0	30399,8	0	4965,3	0	
277	Local	0	0	33657	0	5497,3	0	
280	Local	0	0	40850,9	6672,3	0	0	
281	Local	0	0	40850,9	6672,3	0	0	
284	Local	0	0	35719,8	5834,2	5834,2	0	
285	Local	0	0	38080,4	0	6219,8	0	
286	Local	0	0	48856,9	0	7980	0	
287	Local	0	0	28581,3	0	4668,3	0	

Joint	CoordSys	U1	U2	U3	B1	R2	R3
Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/rad	KN-m/rad	KN-m/rad
287	Local	0	0	28581,3	0	4668,3	0
288	Local	0	0	32734,1	0	5346,6	0
289	Local	0	0	32734,1	0	5346,6	0
290	Local	0	0	32734,1	0	5346,6	0
291	Local	0	0	35991,2	0	5878,6	0
292	Local	0	0	33657	0	5497,3	0
293	Local	0	0	30399,8	0	4965,3	0
294	Local	0	0	39628,4	0	6472,6	0
295	Local	0	0	39628,4	0	6472,6	0
296	Local	0	0	30399,8	0	4965,3	0
297	Local	0	0	33657	0	5497,3	0
298	Local	0	0	31268,4	5107,2	0	0
299	Local	0	0	28011,3	4575,2	0	0
300	Local	0	0	28011,3	4575,2	0	0
301	Local	0	0	28011,3	4575,2	0	0
302	Local	0	0	56999,7	93099	0	0
303	Local	0	0	28011,3	4575,2	0	0
304	Local	0	0	28011,3	4575,2	0	0
305	Local	0	0	28011,3	4575,2	0	0
306	Local	0	0	31268,4	5107,2	0	0
307	Local	0	0	42505,5	6942,6	0	0

Πίνακας 3.2: Σταθερές των μεταφορικών και στροφικών ελατηρίων

3.3 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ

- Η κατανομή των φορτίων των πλακών επί των δοκών γίνεται με τον κανόνα των
 45° ή 60°(ΕΚΟΣ 2000, §9.1.5), χωρίς ομοιομορφοποίηση.
- Το ίδιο βάρος των τοιχοποιιών λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό των κατακόρυφων φορτίων αγνοώντας τυχόν ανοίγματα θυρών και παραθύρων.

- Το ίδιο βάρος των δοκών και της επ'αυτών τοιχοποιίας λαμβάνεται υπόψη ως
 ομοιόμορφο κατανεμημένο κατακόρυφο φορτίο.
- Το ίδιο βάρος των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων λαμβάνεται υπόψη ως
 ομοιόμορφα κατανεμημένο αξονικό φορτίο στα κατακόρυφα αυτά στοιχεία.
- Το ίδιο βάρος, καθώς και το ωφέλιμο φορτίο του κλιμακοστασίου, λαμβάνεται υπόψη με τον εξής τρόπο: Υπολογίζονται τα φορτία των βαθμιδοφόρων πλακών και του πλατύσκαλου και εισάγονται ως μοναχικά φορτία στα μέσα του ύψους των τριών ισοδύναμων στύλων, με τους οποίους προσομοιώνεται ο πυρήνας.
- Το ίδιο βάρος του περιμετρικού τοιχώματος υπογείου και των συνδετήριων δοκών λαμβάνεται υπόψη εισάγοντας την τιμή του ειδικού βάρους του σκυροδέματος στις ιδιότητες του υλικού των διατομών τους.
- Το ίδιο βάρος των πεδίλων λαμβάνεται υπόψη εισάγοντας μοναχικές δυνάμεις στους κόμβους που τοποθετούνται στα κέντρα βάρους της επιφάνειας έδρασης των πεδίλων.

3.3.1 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΠΛΑΚΩΝ, ΔΟΚΩΝ

Περιμετρικά το κτίριο έχει μπατική τοιχοποιία(3.6^{KN}/_{m2}), σε όλους τους ορόφους και στο δώμα υπάρχει κατά μήκος της περιμέτρου στηθαίο από μπατική τοιχοποιία ύψους 1m.

Κατά μήκος των εσωτερικών δοκών υπάρχει δρομική τοιχοποιία $(2.1\frac{KN}{m_2})$ σε όλους τους ορόφους, πλην του υπογείου και του δώματος.

Τα δάπεδα σε όλους τους ορόφους και το κλιμακοστάσιο έχουν επίστρωση μαρμάρου, βάρους 1.3 $\frac{KN}{m^2}$.

Το ωφέλιμο φορτίο ελήφθη ίσο με 2 $\frac{KN}{m^2}$ για τις πλάκες και $3.5 \frac{KN}{m^2}$ για το κλιμακοστάσιο.

3.4 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΜΑΖΩΝ

Η συνολική μάζα κάθε ορόφου θεωρείται συγκεντρωμένη στο γεωμετρικό κέντρο βάρους του αντίστοιχου ατενούς διαφράγματος.

Η συνολική μάζα κάθε ορόφου συντίθεται από:

- Τη μάζα των πλακών και των δοκών του ορόφου συμπεριλαμβανομένων και των επιστρώσεων,
- Τη μάζα των τοιχοποιιών (αγνοώντας τυχόν ανοίγματα) που εδράζονται επί των δοκών,
- Τη μάζα των υποκείμενων και των υπερκείμενων υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων μέχρι το μέσο του ύψους τους,
- Τη μάζα που αντιστοιχεί στο ποσοστό του ωφέλιμου φορτίου, όπως αυτό ορίζεται στον EC8.

Οι μάζες της πλάκας δαπέδου του ισογείου, της τοιχοποιίας του ισογείου, καθώς και η μάζα του υπογείου και του φορέα θεμελίωσης δεν συμπεριλαμβάνονται στην ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής.

Στη μάζα του 4ου ορόφου(δώμα) προστίθεται και η μάζα της απόληξης του κλιμακοστασίου, η οποία συνίσταται από την καθ'ύψος επέκταση του πυρήνα κατά *3m* και από την πλάκα οροφής της, πάχους *15cm*.



Εικόνα 3.6: Προσομοίωση του μοντελοποιημένου φορέα στο SAP2000



Εικόνα 3.7: Προσομοίωση του μοντελοποιημένου φορέα στο SAP2000 (extrude

view)

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται η ανάλυση του κτιρίου με το φάσμα σχεδιασμού του EC8 και υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού *V_{bd}* για τις δύο διευθύνσεις *X,Y*. Καθώς όμως η επιτάχυνση και για τις δύο διευθύνσεις είναι παρόμοια θα τη θεωρήσουμε ίδια. Έπειτα κατασκευάζεται και το διάγραμμα τέμνουσας ορόφων, ώστε να έχουμε μια εικόνα της μεταβολής της τέμνουσας καθ'ύψος του κτιρίου. σκυρόδεμα του κτιρίου, ενώ η συμβολή της τοιχοποιίας στην αντοχή και τη δυσκαμψία του κτιρίου αμελούνται.

4.1 ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΓΙΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (EC8,§3.2.2.5)

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στη μηγραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, 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 αυτός είναι μια 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 στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς *q* μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, *Sd(T)*, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \le T \le T_{\rm B}: S_{\rm d}(T) = a_{\rm g} \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{\rm B}} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right]$$

$$T_{\rm B} \le T \le T_{\rm C}$$
: $S_{\rm d}(T) = a_{\rm g} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$

$$T_{\rm C} \le T \le T_{\rm D} : S_{\rm d}(T) \begin{cases} = a_{\rm g} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_{\rm C}}{T}\right] \\ \ge \beta \cdot a_{\rm g} \end{cases}$$

$$T_{\rm D} \leq T: \quad S_{\rm d}(T) \begin{cases} = a_{\rm g} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_{\rm C} T_{\rm D}}{T^2}\right] \\ \geq \beta \cdot a_{\rm g} \end{cases}$$

Κατηγορία Εδάφους	5	T _b (s)	T _c (s)	T _d (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,5
В	1,2	0,15	0,5	2,5
С	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1: ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΕC8



ΕΙΚΟΝΑ 4.1: ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΕC8

4.2 ΈΛΕΓΧΟΙ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ

Προτού προχωρήσουμε στην φασματική ανάλυση θα ελέγξουμε το κτίριο ως προς την κανονικότητά του καθ΄ύψος και σε κάτοψη. Η διάκρισή του σε κανονικό ή μη έχει επιπτώσεις στα ακόλουθα θέματα της σεισμικής μελέτης:

- Στο στατικό προσομοίωμα, το οποίο μπορεί να είναι είτε απλουστευμένο επίπεδο προσομοίωμα ή χωρικό προσομοίωμα,
- Στην μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι είτε απλουστευμένη ανάλυση φάσματος απόκρισης (διαδικασία οριζόντιας φόρτισης) ή ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης,
- Στην τιμή του συντελεστή *q*, που θα είναι μειωμένη για μη-κανονικά σε όψη κτίρια (EC8, §4.2.3.3).

4.2.1 ΈΛΕΓΧΟΙ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΘΎΨΟΣ (ΕC8, §4.2.3.3)

- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων (πυρήνες, τοιχώματα, υποστυλώματα) είναι συνεχή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου,
- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων παραμένουν σταθερές ή μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή του κτιρίου,

- Όπως θα δειχθεί και παρακάτω το στατικό σύστημα του φορέα είναι αμιγώς τοιχωματικό τόσο κατά X όσο και κατά Y,
- 4. Δεν υπάρχουν εσοχές στην όψη του κτιρίου.

Εφόσον οι 4 παραπάνω έλεγχοι ικανοποιούνται, το κτίριο μπορεί να θεωρηθεί κανονικό καθ'ύψος.

4.2.2 ΈΛΕΓΧΟΙ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ(ΕC8, §4.2.3.2)

- Όσον αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας, το κτίριο είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με τους ορθογώνιους άξονες Χ,Υ,
- Η διαμόρφωση της κάτοψης είναι συμπαγής, δηλαδή κάθε πλάκα ορόφου οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή,
- 3. Η δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντωνστοιχείων(hπλ=15cm), συνεπώς η παραμόρφωση της πλάκας έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων

- 4. Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη είναι:
 λ=Lmax/Lmin=Ly /Lx=14.75/12.75=1.157<4,
- 5. Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης Χ και Υ, η στατική εκκεντρότητα e_o και η ακτίνα δυστρεψίας r ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες:

 $e_{ox} \leq 0.30^* r_x$ $\kappa \alpha \iota$ $e_{oy} \leq 0.30^* r_y$ $r_x \geq l_s$ $\kappa \alpha \iota$ $r_y \geq l_s$

Οι 5 παραπάνω έλεγχοι ικανοποιούνται (συγκεκριμένα ο έλεγχος του βήματος 5 παρουσιάζεται αναλυτικά στον παρακάτω πίνακα) και το κτίριο μπορεί να θεωρηθεί κανονικό σε κάτοψη.

	APXI	(H TEMNOY	ΕΑ ΒΑΣΗΣ (Vapy)=	5000
	Κατανομή	δυνάμεων	-14	
Όροφος	μάζα m _i	J _{mi}	Zi	M _{zi} / F _{Xi} / F
1	243.52	7714.12	4.5	702.79
2	230.71	7308.17	7.5	1109.70
3	230.71	7308.17	10.5	1553.58
4	188.72	5978.24	13.5	1633.92
		Σm _i z _i =	7796.34	5000.00
ΣΥΝΤ	ΕΤΑΓΜΕΝΕΣ	ΠΛΑΣΜΑΤΙΚ	OY EAAETIKOY	AEONA
Me	τακινήσεις το	υ ΚΜ στη στι	άθμη z=0.8H, λόγ	ωMz
	ux	uy	θz	
	0.000597	0	0.000547	1
	1	Συντεταγμέν	ες KM	
x _{mi} =	6.250	y _{mi} =	7.250	
Συντ	εταγμένες πό	λου στροφή	, Ρο στη στάθμη	z=0.8H
X(P _o)=	6.250	Y(P _o)=	8.341	
	Στα	ατικές εκκεντ	ρότητες	
e _{ox,i} =	0.00	e _{ov,i} =	1.091	
	ΥΠΟΛΟΓΙΣΙ	ΜΟΣ ΑΚΤΙΝΩ	ΝΔΥΣΤΡΕΨΙΑΣ	And MERCONSTRUCT
Επίλυση με δι	υνάμεις στο ίχ	νος του άξοι	/α Ρο κατά την δι	εύθυνση
Χ του καθολικ	ού συστήματα	ος:	u _{x x} (z=0.8H)=	0.0411
Επίλυση με δι	υνάμεις στο ίχ	νος του άξοι	α Ρο κατά την δι	εύθυνση
Υ του καθολικ	ού συστήματα	ος:	u _{Y,Y} (z=0.8H)=	0.0378
Акт	ίνες δυστρεψί	ας ως προς	τον ελαστικό άξο	va Po
r _{xi} =	8.31	r _{vi} =	8.66	
Ακτίνες αδ	δράνειας I _{si} = 5	5.63		
	ΕΛΕΓΧΟΣ Α	ΝΙΣΩΣΕΩΝ	Contraction of the contraction o	
ΟΡΟΦΟΣ	0.3r _{vi}	0.3r.,	e	e<0.3r
1	2.49	2.60	NAI	NAI
2	2.49	2.60	NAI	NAI
3	2.49	2.60	NAI	NAI
4	2.49	2.60	NAI	NAI
ΟΡΟΦΟΣ	r _{xi}	r _{vi}	r _{vi} ≥l _{ei}	ru:≥l_:
1	8.31	8.66	NAI	NAI
2	8.31	8.66	NAI	NAI
3	8.31	8.66	NAI	NAI
4	8.31	8.66	NAI	NAI

Πίνακας 4.2: Έλεγχος του βήματος 5 για κανονικότητα σε κάτοψη, Αβραμίδης Ι. και

συνεργάτες, 2011

4.3 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΤΟΥ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΣΕ ΤΥΠΟ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελεί σύστημα πλάστιμων, ασύζευκτων τοιχωμάτων τόσο κατά την *X* όσο και κατά την *Y* διεύθυνση, εφόσον η διατμητική αντοχή τους στη βάση αποτελεί το *93%* της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου. Επιπλέον, από τον έλεγχο που έγινε για την κανονικότητα σε κάτοψη φαίνεται σαφώς ότι το κτίριο δεν είναι στρεπτικά εύκαμπτο. Τέλος, η μάζα είναι κατανεμημένη ομαλά καθ'ύψος του κτιρίου και δεν παρατηρείται συμπεριφορά συστήματος ανεστραμμένου εκκρεμούς.

4.3.1 ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΗΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΔΙΑΘΕΣΙΜΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ

Για το κτίριο της παρούσας διπλωματικής επιλέγεται η μέση κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠΜ). Η χαμηλή κατηγορία πλαστιμότητας (ΚΠΧ) μπορεί να επιλεγεί για περιοχές με χαμηλή σεισμικότητα, κάτι που δεν ισχύει εν γένει στον ελλαδικό χώρο. Η υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας(ΚΠΥ) συνίσταται σε εξαιρετικές περιπτώσεις, όπου υπάρχει η τεχνολογική δυνατότητα και η μέριμνα να εξασφαλιστεί και γι'αυτό σε συνήθεις κτιριακές κατασκευές είναι μάλλον άστοχη η επιλογή της.

4.3.2 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q (EC8-1, §5.2.2.2)

Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς *q* (ίσος κατά *X,Y*), που εκφράζει την ικανότητα απόδοσης ενέργειας, υπολογίζεται ως εξής:

$$q = q_o^* k_w \ge 1.5 \quad ,$$

όπου:

- q_o Είναι η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, που εξαρτάται από τον τύπο του στατικού συστήματος και από την κανονικότητά του σε όψη,
- k_w Είναι συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα.

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ	КПМ	КПҮ
ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ		
Πλαισιωτό σύστημα,	3,0 <i>a</i> _u / <i>a</i> ₁	4,5 a _u /a ₁
διπλό σύστημα, σύστημα		
συζευγμένων τοιχωμάτων		
Σύστημα ασύζευκτων	3	4,0 <i>a</i> _u / <i>a</i> ₁
τοιχωμάτων		
Στρεπτικά εύκαμπτο	2	3
σύστημα		
Σύστημα ανεστραμμένου	1,5	2
εκκρεμούς		

Πίνακας 4.3: Βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_o , για συστήματα κανονικά σε όψη, ΕΝ 1998-1

- Για πλαισιωτά και ισοδύναμα προς πλαισιωτά συστήματα τοιχωμάτων: kw=1
- Για συστήματα τοιχωμάτων, ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα και εύστρεπτα συστήματα:

$0.5 \leq (1+a_0)/3 \leq 1$,

όπου:

*a*_o είναι η κυριαρχούσα τιμή του λόγου όψεως των τοιχωμάτων του στατικού συστήματος.

Εάν οι λόγοι όψεως *h_{wi}/I_{Wi}* όλων των τοιχωμάτων *i* του στατικού συστήματος δεν παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές, η κυριαρχούσα τιμή του λόγου όψεως *a*_o μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη έκφραση:

$$a_0 = \Sigma h_{wi} / \Sigma l_{wi}$$

όπου

- hwi είναι το ύψος του τοιχώματος i,
- Ιwi είναι το μήκος της διατομής του τοιχώματος i

Από τον παραπάνω πίνακα έχουμε ότι για σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων και ΚΠΜ: qo=3.

Από τους παραπάνω τύπους: α_o = 117/20.8 = 5.625, k_w = min(1,(1+5.625)/3) = 1

Τελικά για το συγκεκριμένο κτίριο επιλέγεται **q=2** (η μικρότερη δυνατή τιμή)

4.4 ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Η επιλεγόμενη μέθοδος σεισμικής ανάλυσης είναι η Δυναμική Φασματική Μέθοδος (ΔΦΜ), καθώς εφαρμόζεται χωρίς εξαιρέσεις σε όλα τα κτίρια και τα αποτελέσματά της είναι ακριβέστερα συγκριτικά με άλλες απλούστερες μεθόδους. Η μέθοδος αποτελεί ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης κατά την οποία λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Οι ιδιομορφές που θεωρούμε πως συμβάλλουν στην απόκριση είναι αυτές για τις οποίες το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών τους υπερβαίνει το 90% της συνολικής μάζας του φορέα, χωρίς όμως να αμελούμε ότι πάντα υπάρχει και μια μικρή συμβολή των ιδιομορφών που παραλείπονται από την ανάλυση.

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:

e_{ai} = 0.05*Li,

όπου:

- ε_{ai} είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου i από την
 ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους
 ορόφους
- L_i είναι η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

 Οι μαζικές ροπές αδράνειας υπολογίστηκαν ως προς το μετατοπισμένο κέντρο μάζας από τη σχέση:

$$J_{mi} = J_m + m^* e_{ai}^2$$
,

όπου:

• J_m είναι η ροπή αδράνειας ως προς το γεωμετρικό κέντρο της κάτοψης

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	1	0,569685	0,65738	0,01991	0,000001888	0,65738	0,01991 -
MODAL	Mode	2	0,562934	0,01972	0,6569	0,00029	0,6771	0,67681
MODAL	Mode	3	0,430916	0,0124),00000008315	0,0000003089	0,6895	0,67681
MODAL	Mode	4	0,165513),00000000247	0,00026	0,96465	0,6895	0,67706
MODAL	Mode	5	0,134208	0,00004954	0,01439	0,00186	0,68955	0,69145
MODAL	Mode	6	0,122377	0,01406	0,00001219	0,00044	0,70361	0,69147
MODAL	Mode	7	0,114343	0,00006763	0,00738	0,02649	0,70368	0,69884
MODAL	Mode	8	0,108873	0,00012	0,00004034	0,00003888	0,7038	0,69888
MODAL	Mode	9	0,105522	0,0000002723	0,04675	0,0001	0,7038	0,74564
MODAL	Mode	10	0,091959	0,00235	0,02833	0,00051	0,70615	0,77396
MODAL	Mode	11	0,089423	0,02218	0,00097	0,00007369	0,72833	0,77493
MODAL	Mode	12	0,084559	0,0636	0,00006161	0,00004383	0,79193	0,77499
MODAL	Mode	13	0,068884	0,0000009121	0,000004546	0,00094	0,79193	0,775
MODAL	Mode	14	0,063327	0,00034	0,00000564	0,00002451	0,79227	0,775
MODAL	Mode	15	0,058745	0,00001051	0,00001977	0,00007294	0,79228	0,77502
MODAL	Mode	16	0,054315	0,000007236	0,00003361	0,00011	0,79229	0,77506
MODAL	Mode	17	0,052958	0,00009811	0,00027	0,0001	0,79239	0,77533
MODAL	Mode	18	0,049691	0,00001785	0,0000007761	0,0000007129	0,79241	0,77533
MODAL	Mode	19	0,048679	0,000008348	0,00001791	0,000003207	0,79242	0,77535
MODAL	Mode	20	0,045691	0,00087	0,00242	0,000000817	0,79329	0,77777

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	21	0,045508	0,000004882	0,00685	0,00091	0,79329	0,78462
MODAL	Mode	22	0,044721	0,00044	0,01702	0,00015	0,79373	0,80164
MODAL	Mode	23	0,040799	0,00025	0,000002753	0,0000363	0,79398	0,80164
MODAL	Mode	24	0,040725	0,00002597	0,000000459	0,00093	0,794	0,80164
MODAL	Mode	25	0,039843	0,00123	0,00000849	0,000007405	0,79523	0,80165
MODAL	Mode	26	0,038649	0,02896	0,00001762	0,0000007051	0,82419	0,80167
MODAL	Mode	27	0,035759	0,00076	0,00231	0,00018	0,82495	0,80397
MODAL	Mode	28	0,035314	0,000003353	0,000001721),00000009845	0,82495	0,80397
MODAL	Mode	29	0,033991	0,00012	0,00985	0,00037	0,82507	0,81382
MODAL	Mode	30	0,031495	0,01022	0,00425	0,000001624	0,8353	0,81807
MODAL	Mode	31	0,031044	0,00015	0,00006644	0,000000765	0,83545	0,81814
MODAL	Mode	32	0,028855	0,00864	0,01387	0,00000764	0,84408	0,83201
MODAL	Mode	33	0,028275	0,00834	0,00157	0,0002	0,85242	0,83359
MODAL	Mode	34	0,027199	0,00467	0,00499	0,00000403	0,85709	0,83858
MODAL	Mode	35	0,026623	0,00309	0,01198	0,00043	0,86018	0,85055
MODAL	Mode	36	0,025607	0,02115	0,000004566	0,00004149	0,88133	0,85056
MODAL	Mode	37	0,025186	0,00032	0,00025	0,00017	0,88165	0,85081
MODAL	Mode	38	0,025122	0,00011	0,00122	0,00001609	0,88177	0,85203
MODAL	Mode	39	0,024776	0,00076	0,00004586),00000006453	0,88253	0,85208
MODAL	Mode	40	0,023975	0,00007009	0,00224	0,00034	0,8826	0,85432
								•

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	32	0,028855	0,00864	0,01387	0,00000764	0,84408	0,83201
MODAL	Mode	33	0,028275	0,00834	0,00157	0,0002	0,85242	0,83359
MODAL	Mode	34	0,027199	0,00467	0,00499	0,00000403	0,85709	0,83858
MODAL	Mode	35	0,026623	0,00309	0,01198	0,00043	0,86018	0,85055
MODAL	Mode	36	0,025607	0,02115	0,000004566	0,00004149	0,88133	0,85056
MODAL	Mode	37	0,025186	0,00032	0,00025	0,00017	0,88165	0,85081
MODAL	Mode	38	0,025122	0,00011	0,00122	0,00001609	0,88177	0,85203
MODAL	Mode	39	0,024776	0,00076	0,00004586),00000006453	0,88253	0,85208
MODAL	Mode	40	0,023975	0,00007009	0,00224	0,00034	0,8826	0,85432
MODAL	Mode	41	0,023705	0,00044	0,00011	0,0001	0,88304	0,85443
MODAL	Mode	42	0,023628	0,00018	0,0003	0,000000141	0,88322	0,85474
MODAL	Mode	43	0,023535	0,00191	0,000008809	0,00002214	0,88514	0,85474
MODAL	Mode	44	0,021598	0,00699	0,00858),00000003246	0,89213	0,86332
MODAL	Mode	45	0,021461	0,00001477	0,01075	0,000001568	0,89214	0,87407
MODAL	Mode	46	0,021258	0,00188	0,00991	0,00000616	0,89403	0,88399
MODAL	Mode	47	0,021216	0,0000008006	0,00058	0,000000413	0,89403	0,88456
MODAL	Mode	48	0,021182	0,00352	0,00773	0,00000368	0,89755	0,89229
MODAL	Mode	49	0,021073	0,00111	0,01157	0,000005231	0,89866	0,90386
MODAL	Mode	50	0,020867	0,01432	0,00304	0,000007317	0,91298	0,9069

Πίνακας 4.4: Ποσοστά συμμετοχής μαζών

4.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Με την ολοκλήρωση της ιδιομορφικής ανάλυσης διαβάζουμε τα εντατικά μεγέθη των μελών του φορέα, τα οποία θα χρησιμοποιηθούν παρακάτω για την όπλιση των στοιχείων, ώστε να μπορέσει να σχηματιστεί η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής. Μας ενδιαφέρει ωστόσο και η τέμνουσα βάσης, την οποία θεωρούμε κοινή και για τις δύο κατευθύνσεις μιας και είναι πολύ κοντά. Πιο αναλυτικά η F_b=3076.77 KN και η καθ' ύψος κατανομή φαίνεται παρακάτω



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 4.1: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΗΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΤΩΝ ΟΡΟΦΩΝ ΚΑΘΎΨΟΣ

4.6 ΌΠΛΙΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης από το SAP έγινε διαστασιολόγηση των διατομών, όπου ελήφθησαν τα εντατικά μεγέθη απ όλες τις κατευθύνσεις ανάλυσης και χρησιμοποιήθηκαν παντού τα δυσμενέστερα . Προς απλοποίηση της διαδικασίας και θέλοντας να επικεντρωθούμε στην παρούσα εργασία σε άλλα στοιχεία, τα οποία ακολουθούν , έγινε ομαδοποίηση των διατομών, ώστε ανά ομάδα να χρησιμοποιηθούν οι ίδιοι οπλισμοί. Μία ομάδα είναι αυτή των υποστυλωμάτων, δύο των τοιχείων και μία των δοκών. Έγινε επίσης θεώρηση πως δεν υφίσταται διατμητική αστοχία. Τοποθετήθηκαν οπλισμοί μέχρις ότου το πρόγραμμα να μας ενημερώσει ότι ικανοποιούνται τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Ενδεικτικά παρατίθενται δύο ομάδων οπλισμοί.



Εικόνα 4.2: Οπλισμός ομάδας δοκών



Εικόνα 4.3:Οπλισμός ομάδας υποστυλωμάτων

5. ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

5.1 ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ-ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΠΟΙΗΣΗ

Μετά την όπλιση των διατομών ακολούθησε μία στατική μη γραμμική ανάλυση από το πρόγραμμα ανά διεύθυνση. Με αυτόν τον σχηματίστηκαν οι καμπύλες ικανότητας της κατασκευής, καθώς επίσης σχηματίστηκαν και οι πλαστικές αρθρώσεις στις διατομές. Ύστερα, οι καμπύλες ικανότητας μετατράπηκαν στις αντίστοιχες του μονοβάθμιου ταλαντωτή και διγραμμικοποιήθηκαν σύμφωνα με την μέθοδο του Fajfar. Αναλυτικά δίνονται οι πράξεις στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ με τα φύλλα υπολογισμού EXCEL.



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 5.1 ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ-ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΚΑΜΠΥΛΗ-

ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ Χ



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 5.2: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ-ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΚΑΜΠΥΛΗ-ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ- Χ



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 5.3: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ-ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΚΑΜΠΥΛΗ-ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ Υ



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 5.4: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ-ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΚΑΜΠΥΛΗ-

ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ -Υ

5.2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Όπως έχει προαναφερθεί, στις καμπύλες ικανότητας τοποθετούνται οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής ακολουθώντας τις οδηγίες του Ευρωκώδικα 8. Είναι προφανές πως έχουν υπολογιστεί πλέον τα αναγκαία μεγέθη όπως είναι η μετατόπιση διαρροής d_y και η τελική μετατόπιση d_u σε κάθε διεύθυνση. Ενδεικτικά, παραθέτεται παρακάτω ο τρόπος υπολογισμού της κάθε στάθμης για την διεύθυνση Χ.

δ _γ	δ _u	δ_{pl}
0.99204 m	0.16295 m	δ _u -δ _y =0,063746 m

<u>Έχουμε τα εξής:</u>

ПВ	ΣΒ	ОК
δ _{ΠΒ} =δ _y =0.099204	$\delta_{\Sigma B} = \delta_y + 0.5^* \delta_{pl} / \gamma_{Rd} = 0.099204 + 0.5^* 0.063746 / 1.8 = 0.11691$	
m		$\delta_{\text{OK}} = \delta_{\text{y}} + \delta_{\text{pl}} / \gamma_{\text{Rd}} = 0.099204 + 0.063746 / 1.8566 + 0.063746 + 0.063766 + 0.06376 + 0.06376 + 0.06376$
		m
(9,92 cm)	(11.69 cm)	(13.46 cm)

5.2.1 ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΑΝΑ ΖΩΝΗ

Για τη κάθε Ζώνη υπολογίζεται η επιτάχυνση σχεδιασμού από το φάσμα και η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t από τον τύπο

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) * S_e(t)$$

που έχει οριστεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, και αντιστοιχεί στην εκάστοτε επιτάχυνση.

Οπότε στη διεύθυνση Χ προκύπτει

Z1	S _e =4.7088 m/s ²	δ _t =7.93 <9.92 cm	ПВ
Z2	S _e =7.0632 m/s ²	δ _t =11.89 >11.69	ОК
		cm	
Z3	S _e =10.5948 m/s ²	δ _t =17.84 >16.30 cm	ΑΣΤΟΧΙΑ

Το συγκεκριμένο κτίριο σχεδιάστηκε με επιτάχυνση εδάφους α_g =0,2 g. Οπότε προκύπτει η ελαστική επιτάχυνση S_e=5.886 m/s² και η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t=9.91 < 9.92 cm (ΠΒ). Όπως έγινε σαφές το κτίριο στη διεύθυνση X για τον σεισμό σχεδιασμού έχει στάθμη επιτελεστικότητας Περιορισμένες Βλάβες.



Διάγραμμα 5.5: Εδαφική επιτάχυνση 0,2g-ΠΒ

<u>Ακολουθούν διαγράμματα για κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας για τη</u> <u>διεύθυνση Χ</u>






ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 5.7: Ζ2-ΟΚ



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 5.8: Ζ3-ΑΣΤΟΧΙΑ

Με παρόμοιο τρόπο βρέθηκαν τα αντίστοιχα αποτελέσματα και στις υπόλοιπες διευθύνσεις.

Διεύθυνση –Χ

Z1	Z2	Z3	Z(0,2g)
δ _t =7.91<δ _{⊓B} =9.82	δ _t =11.87	δ _t =17.80 >δ _K =16.31	δ _t =9.89 cm=
cm	>δ _{ΣB} =11.67 cm	cm	δ _{пв} =9.89 cm
ПВ	ОК	ΑΣΤΟΧΙΑ	ПВ

Διεύθυνση Υ

Z1	Z2	Z3	Z(0,2g)
δ _t =7.25 <	$δ_t$ =10.87< $δ_{\Sigma B}$ =10.99cm	δ _t =16.30	δ _t =9.06
δ _{ΠΒ} =8.89		>δ _{oκ} =13.02 cm	<δ _{ΣB} =10.99 cm
ст			
ПВ	ΣΒ	ΑΣΤΟΧΙΑ	ΣΒ

75

Διεύθυνση -Υ

Z1	Z2	Z3	Z(0,2g)
δ _t =6.80<δ _{ΠB} =8.66	$\delta_t = 10.19 < \delta_{\Sigma B} = 10.74$	δ_t =15.22< δ_K =16.16	δt=8.50< δ _{⊓B} =8.66
ст	ст	cm	cm
ПВ	ΣΒ	ΑΣΤΟΧΙΑ	ПВ

Παρουσιάζεται ενδιαφέρον να εντοπιστεί για ποια εδαφική επιτάχυνση ανά διεύθυνση η κατασκευή οριακά δεν θα ξεπερνούσε την πλέον επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας, τις Σημαντικές Βλάβες. Αυτό θα επιτευχθεί εάν εξισώσουμε την εξίσωση που δίνει την φασματική επιτάχυνση με την επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες. Έτσι λύνοντας ως προς τον μοναδικό άγνωστο που είναι το α_{gR} θα βρεθεί η εν λόγω εδαφική επιτάχυνση. Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει ότι για τη διεύθυνση Χ έχουμε

maxδ _t =11.62(ΣB)	$S_e=6.94 \text{ m/s}^2$

Οπότε

α_{gR}*1*1.2*1*2.5*9.81=6.94 και συνεπώς α_{gR}=0.236 g

Οπότε εάν στο κτίριο εφαρμοστεί εδαφική επιτάχυνση 0.236 g, οριακά θα βρίσκεται στη στάθμη ΣB, η οποία είναι και η επιθυμητή στάθμη σχεδιασμού. Δηλαδή εάν το κτίριο βρισκόταν σε μια σεισμικά πιο επικίνδυνη περιοχή θα άντεχε, και μάλιστα για ορθότερο επίπεδο βλαβών.

Για τις υπόλοιπες διευθύνσεις έχουμε:

-X	Y	-Ү
α _{gR} =0.236 g	α _{gR} =0.243 g	α _{gR} =0.253 g

6. ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ-ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Στο Κεφάλαιο 2 εξετάστηκε εκτενώς η διαδικασία και το θεωρητικό υπόβαθρο που βασίζεται η μηχανική μέθοδος σχηματισμού των καμπύλων τρωτότητας. Θεωρήθηκε σκόπιμο και άξιο προς εμβάθυνση να σχηματιστούν μέσω της μεθόδου αυτής οι καμπύλες τρωτότητας του κτιρίου με το οποίο ασχολείται η παρούσα εργασία. Θα πρέπει να επισημανθεί πως για λόγους εμπέδωσης της μεθόδου δεν έχουν ληφθεί αποτελέσματα από την ανάλυση που έγινε μέσω του προγράμματος SAP αλλά προτιμήθηκε να εξεταστεί το κτίριο, ανεξάρτητα. Με αυτόν τον τρόπο θα μπορέσει να γίνει και μία σύγκριση αποτελεσμάτων στο τέλος.

Το κτίριο που μελετάται έχει 4 ορόφους, με συνολικό ύψος 13,5 m. Είναι τοιχωματικό οπότε και χρησιμοποιείται ο παρακάτω τύπος της ιδιοπεριόδου. Έχει σχεδιαστεί για επιτάχυνση εδάφους α_{gR}=0,2g. Τέλος, ο συντελεστής συμπεριφοράς q έχει επιλεχθεί ίσως με 2.

Αρχικά θα υπολογιστεί η ιδιοπερίοδος του κτιρίου με την απλοποιημένη σχέση που προτείνεται από τον ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ για τοιχωματικά κτίρια :

$$T=\alpha H^{\beta} = 0.35 s$$

Όπου α=0,0493 και β=0,75

Στη συνέχεια, ακολουθώντας τα βήματα της μεθόδου, θα πρέπει να σχηματιστεί η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, ξανά με τις σχέσεις που προτείνονται. Πρώτα θα υπολογιστεί η α_γ:

$$a_y = \left[\frac{S_{ae}(T)}{q}\right] \frac{\gamma_m}{\alpha} = \frac{5,886}{2} * \frac{1,6}{0,70} = 6,73 \text{ m/s}^2$$

Όπου:

- $S_{ae}(T)=0,20g*1,20*1*2,50=5,886 \text{ m/s}^2$.
- Στη βιβλιογραφία για υφιστάμενα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα προτείνονται οι τιμές γ_m=1.6 και α=0.7 [Giovinazzi 2005]

Την μετατόπιση διαρροής dy την βρίσκουμε ως εξής:

$$dy = rac{ay}{(2\pi/T)2} = rac{6,73}{(rac{2\pi}{0,35})2} = 0,021$$
m

Έπειτα υπολογίζεται η πλαστιμότητα της κατασκευής μέσω της εξ.12.

$$\mu = \begin{cases} q, & T > T_C \\ 1 + (q-1)\frac{T_C}{T}, & T \le T_C \end{cases}$$
(12)

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα δημιουργείται η κάτωθι καμπύλη ικανότητας

ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ



Διάγραμμα 6.1: Καμπύλης ικανότητας

Οι στάθμες επιτελεστικότητας για το συγκεκριμένο παράδειγμα ορίζονται ως εξής

1) S_{d,1}=d_y=0.021 m

3) S_{d,3}=d_u=0.05103 m

Εν συνεχεία θα πρέπει να υπολογιστεί η στοχευόμενη μετακίνηση για τις εκάστοτε εδαφικές επιταχύνσεις

Για <u>α_{gR}=0.16g</u> προκύπτει:

Οπότε $\mu_{\alpha \pi \alpha \iota \tau} = \frac{Sd*}{dy} = 0.7 < 1$ ελαστική περιοχή

Για <u>α_{gR}=0.36g</u> έχουμε:

οπότε $\frac{10,6}{6,73}$ =1,575>1 άρα T<T_C

$$S_{d*}=[1+(rac{Sae(T)}{ay}-1)T_{c}/T]dy=0.03822 m$$

 $\mu_{\text{apair}} = \frac{Sd*}{dy} = \frac{0,03822}{0,021} = 1.82 > 1$

B=0,4*ln $\mu\alpha\pi\alpha\iota\tau$ =0,24

Για τη συγκεκριμένη εδαφική επιτάχυνση και χρησιμοποιώντας τη λογαριθμοκανονική σχέση

$$P[D_{Sk}|S_{\mathsf{d}*}] = \Phi\left[rac{1}{eta}\ln\left(rac{S_{\mathsf{d}*}}{S\mathsf{d},k}
ight)
ight] = \Phi(\mathsf{Z} < rac{Ln(Sd*) - Ln(Sd,k)}{eta})$$

Όπου ανατρέχοντας στη θεωρία των πιθανοτήτων για Φ(Z< $\frac{\chi-\mu}{\sigma}$) στην κανονική κατανομή και τους αντίστοιχους πίνακες προκύπτουν τα κάτωθι αποτελέσματα.

Προκύπτει το εξής διάγραμμα πιθανότητας για κάθε στάθμης επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη εδαφική επιτάχυνση



Διάγραμμα 6.2: Επιτάχυνση εδάφους α $_{\rm gR}$ =0.36g

Όμοια προκύπτουν και τα επόμενα διαγράμματα για την εκάστοτε εδαφική επιτάχυνση.

Για <u>α_{gR}=0.5g</u> προκύπτει το παρακάτω διάγραμμα



Διάγραμμα 6.3: Εδαφικής επιτάχυνσης αgr=0.5g

Για $\underline{\alpha_{gR}}=0.7g$ προκύπτει το παρακάτω διάγραμμα



Διάγραμμα 6.4: Εδαφικής Επιτάχυνσης α $_{\rm gR}{=}0.7g$

Τώρα αν συνδεθούν όλα τα παραπάνω διαγράμματα σε ένα θα προκύψουν οι καμπύλες τρωτότητας του εν λόγο κτιρίου.



Διάγραμμα 6.5:Καμπύλες Τρωτότητας

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν ο προσδιορισμός των στάθμων επιτελεστικότητας του συγκεκριμένου κτιρίου και η διερεύνηση της συμπεριφοράς του σε όλες τις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας. Επίσης, αναζητήθηκε η οριακή εδαφική επιτάχυνση για την οποία το κτίριο θα βρίσκεται στην επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας. Τέλος, εξετάστηκε η κατασκευή κάνοντας χρήση του απλοποιημένου μηχανικού μοντέλου, ώστε να αποτυπωθεί η σεισμική διακινδύνευση της . Τα βασικότερα συμπεράσματα της διπλωματικής εργασίας είναι τα ακόλουθα:

Η συγκεκριμένη κατασκευή διαστασιολογήθηκε με βάσει τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8. Η όπλιση πραγματοποιήθηκε χωρίζοντας τα δομικά στοιχεία σε ομάδες και λαμβάνοντας υπόψη τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Προτιμήθηκε η συγκεκριμένη διαδικασία όπλισης, και όχι η τυπική, διότι ο ευρύτερος σκοπός της εργασίας ήταν η εμβάθυνση σε άλλες μεθόδους. Παρατηρήθηκε μικρή υπερδιαστασιολόγηση που οφείλεται κυρίως στους συντελεστές ασφαλείας και στην ομαδοποίηση των διατομών. Ωστόσο, αξιοποιώντας το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με τα επίπεδα βλάβης που προέκυψαν από ανάλυση για την εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, τα οποία στους τρείς σεισμικούς συνδυασμούς βρίσκονται στη περιοχή των Περιορισμένων Βλαβών και για τον τέταρτο στη περιοχή των Σημαντικών Βλαβών του διαγράμματος, διαπιστώθηκε πως ακολουθώντας όλες τις τυπικές διαδικασίες όπλισης , η κατασκευή θα προσεγγίσει την στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών, που είναι και η επιθυμητή. Με την επίτευξη αυτής, σύμφωνα με τον κανονισμό, έχει αποδοθεί αποτελεσματικά ο σχεδιασμός, τόσο δηλαδή η ασφάλεια όσο και η οικονομία.

- Η συγκεκριμένη κατασκευή, λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα του Κεφαλαίου 5, θα μπορούσε να βρίσκεται και σε περιοχές με μεγαλύτερη εδαφική επιτάχυνση. Πιο αναλυτικά, το κτίριο θα μπορούσε να σχεδιαστεί για εδαφική επιτάχυνση αυξημένη κατά 18% στην διεύθυνση Χ. Στη κατεύθυνση Υ η εδαφική επιτάχυνση θα μπορούσε να ήταν κατά 21,5% αυξημένη, ενώ στην -Υ κατά 26,5%.
- Τα αποτελέσματα που προέκυψαν στο Κεφάλαιο 6 σχετικά με την Μηχανική Μέθοδο είναι σαφές πως δεν αναφέρονται μόνο στο συγκεκριμένο κτίριο. Όπως, αναφέρθηκε και στο θεωρητικό υπόβαθρο της μεθόδου, οι σχέσεις που χρησιμοποιούνται, καθώς και τα αποτελέσματα που παράγονται αντιστοιχούν σε μια τυπολογία κτιρίων που έχουν παρόμοια χαρακτηριστικά.
- Τα στοιχεία που χρειάζεται ο μελετητής μηχανικός να γνωρίζει για ένα κτίριο είναι τα εξής: τα στοιχεία των τοιχωμάτων (μήκος, εμβαδόν διατομής, κλπ), καθώς και το συνολικό ύψος του κτιρίου, ώστε να κάνει χρήση του προσεγγιστικού τύπου που προτείνει ο EC8 για την ιδιοπερίοδο. Υπολογίζοντας την ιδιοπερίοδο και ακολουθώντας ένα προς ένα τα βήματα, προκύπτουν οι καμπύλες τρωτότητας. Αυτός είναι ουσιαστικά και ο σκοπός της μεθόδου. Να μπορεί κανείς, γνωρίζοντας βασικά χαρακτηριστικά των κατασκευών, να καταλήγει εύκολα και άμεσα σε συμπεράσματα για ολόκληρες περιοχές. Βέβαια, κάθε μελετητής μηχανικός που επιθυμεί να κάνει χρήση της μεθόδου, θα πρέπει να έχει κατανοήσει ενδεχόμενα σφάλματα, τα οποία προέρχονται από το γεγονός ότι τα εξαγόμενα αποτελέσματα αναφέρονται σε ολόκληρες περιοχές. Συνεπώς η χρήση της σε ένα μεμονωμένο κτίριο θα απαιτεί περαιτέρω διερεύνηση.
- Μελετώντας τις καμπύλες τρωτότητας που προέκυψαν διαπιστώνεται πως
 το κτίριο έχει μεγάλες πιθανότητες να βρεθεί οριακά εντός της στάθμης
 επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών για εδαφικές επιταχύνσεις, λίγο
 μεγαλύτερες από αυτές του σχεδιασμού του. Αντίθετα, είναι πολύ υψηλές

πιθανότητες να μην πραγματοποιηθεί η στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση. Ακόμη, ένα σημαντικό στοιχείο είναι πως για να προκύψει η υψηλή πιθανότητα κατάρρευσης πρέπει και η εδαφική επιτάχυνση α_{gR} να ξεπεράσει το 1g.

Το απλοποιημένο Μηχανικό Μοντέλο, λόγω της αμεσότητας των αποτελεσμάτων του, καθώς και της ομαδοποίησης που γίνεται στα αναφερόμενα κτίρια, καθίσταται στρατηγικής σημασίας σε μεγάλα έργα, είτε αυτά προέρχονται από δημόσια αρχή, η οποία επιθυμεί, για παράδειγμα, να ενισχύσει τα κτίρια ορισμένων περιοχών, και με αυτόν τον τρόπο διενεργεί άμεσα μία προμελέτη για να εστιάσει τη προσοχή της σε κτίρια που έχουν σοβαρότερο πρόβλημα, είτε προέρχονται από εταιρείες που επιθυμούν να συντάξουν μία προκαταρκτική οικονομικοτεχνική μελέτη.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Αβραμίδη Ι., Αθανατοπούλου Α., Μορφίδη Κ., Σέξτου Α. "Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων Ο/Σ και αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης & διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους ευρωκώδικες"
- Παπαλοΐζου Λοΐζος, Πολυκάρπου Παναγιώτης, Κωμοδρόμος Πέτρος -"Σημειώσεις για το πρόγραμμα SAP2000 version 10"
- Ψ "Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια"
- 🖊 "Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός EAK2000"
- "Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ 2000"
- Spyrakos CC.(1995) "Finite Element Modeling in Engineering Practice". USA
 Pittsburg, PA: Algor Publishing Division; 1995
- Spyrakos CC, Raftoyiannis IG(1997) "Linear and nonlinear finite element analysis in engineering practice". Pittsburgh(PA): Algor Publishing Div.; 1997
- Spyrakos CC, Maniatakis ChA, Taflambas J.(2008) "Evaluation of near source seismic records based on damage potential parameters: Case study: Greece".
 Soil Dynamics and Earthquake Engineering 2008;28:738-753
- Spyrakos CC, Maniatakis ChA, Taflampas J(2008b) "Assessment of seismic risk for museum artefacts". In: Proc of the 14th World Conference in Earthquake Engineering, Beijing, China, No.10-0070; 2008
- Γιαννόπουλος Πλούταρχος "Σημειώσεις για τα μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος της σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ"

- Ξενίδης Χ., Αβραμίδης Ι.Ε., Τριαματάκη Μ. "Συγκριτική αξιολόγηση απλοποιημένων προσομοιωμάτων για πυρήνες κτιρίων Ο/Σ υπό στατική και δυναμική φόρτιση"
- Καββαδάς Μιχάλης "Σημειώσεις για το μάθημα των θεμελιώσεων τεχνικών έργων της σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ"
- 🖊 "Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ., 1η αναθεώρηση Ιούλιος 2013"
- 4 Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας Τεύχος 1-Γιάννης Ν. Ψυχάρης, καθηγητής ΕΜΠ
- 4 Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας Τεύχος 2-Γιάννης Ν. Ψυχάρης, καθηγητής ΕΜΠ
- Διπλωματική Εργασία-Κρικέλης Κ. Δημήτριος 2015- "Διερεύνηση της επάρκειας σχεδιασμού κατά ΕC8 κατασκευών Ο/Σ για σεισμική διέγερση κοντινού πεδίου και συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων."
- Μεταπτυχιακή Εργασία- Δημήτριου-Στυλιανού Παπαϊωάννου 2015-΄΄Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Πολυώροφου κτιρίου''
- Καρύδης Π.Γ., Ταφλαμπάς Ι.Μ. "Τεχνική σεισμολογία, παραδόσεις 2006-2007 για τη σχολη Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ"
- Σπυράκος Κ. "Φαινόμενα κατευθυντικότητας- Σύγχρονες αντιλήψεις"
- "Sergio Lagomarsino & Sonia Giovinazzi"- "Macroseismic and mechanical models for the vulnerability assessment of current buildings"-Article of Bulletin of Earthquake Engineering October 2006
- Computers and Structures Inc. CSI(2010) SAP2000 "Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures- Vers.14.1.0. Structural and Earthquake engineering software". Berkeley, California; 2010