



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σεισμική Αποτίμηση του Πύργου του Πειραιά και Ενίσχυση με χρήση Αποσβεστήρων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ιωάννης Γ. Γιαννόπουλος

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Νοέμβριος 2023

Γιαννόπουλος Ι. Γ. (2023).
Σεισμική Αποτίμηση του Πύργου του Πειραιά και Ενίσχυση με χρήση Αποσβεστήρων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2023/18
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Giannopoulos I. G. (2023).
Seismic Assessment of Pireaus Tower and Retrofitting using Dampers
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2023/18
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	9
Abstract	10
Ευχαριστίες	11
1 Εισαγωγή	12
1.1 Γενικά	12
1.2 Περιγραφή κτίσματος	12
1.3 Ιστορική Αναδρομή	15
1.4 Σημερινή Κατάσταση	17
1.5 Ορισμοί Βασικών Εννοιών	19
2 Αποτίμηση	20
2.1 Εισαγωγή	20
2.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος/ Ταχύς Οπτικός Έλεγχος	21
2.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος	24
2.4 Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος	29
2.4.1 Σκυρόδεμα	29
2.4.2 Χάλυβας	30
2.5 ΚΑΝ.ΕΠΕ & Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3	31
2.5.1 Αρχές και στόχοι αποτίμησης	31
2.5.2 Λήψη αποφάσεων για επέμβαση	33
2.5.3 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ)	35
2.6 Κατηγοριοποίηση κατά ΕΚ8	37
2.6.1 Κατηγορία Εδάφους	37
2.6.2 Σεισμικές Ζώνες/Εδαφική Επιτάχυνση	37
2.6.3 Έλεγχος Κανονικότητας σε Κάτοψη	38
2.6.4 Έλεγχος Κανονικότητας σε Όψη	40
2.6.5 Κατάταξη κτηρίου με βάση το στατικό σύστημα	41
2.6.6 Συντελεστής Συμπεριφοράς	42
2.7 Κατηγοριοποίηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ – Στόχος Αποτίμησης	43
3 Σεισμική Μόνωση	44
3.1 Εισαγωγή στον Αντισεισμικό Σχεδιασμό	44
3.2 Γενικά για τη σεισμική μόνωση	44
3.3 Θεωρητικό υπόβαθρο σεισμικής μόνωσης σε μονώροφο	48
3.4 Σεισμική μόνωση σε ψηλά κτήρια	51
3.5 Σεισμική μόνωση στον Πύργο του Πειραιά	53
4 Αποτίμηση Προσομοιωμένου Φορέα	58
4.1 Εισαγωγή	58
4.2 Περιγραφή Διαδικασίας	58
4.2.1 Υλικά	59
4.2.2 Διατομές	61
4.2.3 Υφιστάμενα Εφέδρανα	63
4.2.4 Δράσεις επί της κατασκευής	65
4.2.5 Συνδυασμοί Δράσεων	68
4.2.6 Σχεδιασμός φορέα στο ETABS	70
4.3 Αποτελέσματα	71
4.3.1 Ιδιομορφική Ανάλυση	71
4.3.2 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης - Αποτελέσματα	74

4.3.3 Έλεγχος Πυρήνα.....	80
5 Πρόταση Ενίσχυσης.....	84
5.1 Σεισμική Μόνωση σε Υφιστάμενα Κτίρια	84
5.1.1 Περιγραφή Διαδικασίας Εφαρμογής	84
5.1.2 Παραδείγματα Εφαρμογής.....	86
5.2 Πρόταση βελτίωσης σεισμικής μόνωσης.....	88
5.2.1 Σεισμική μόνωση στο Β' Υπόγειο.....	88
5.2.2 Σεισμική μόνωση στον 3 ^ο όροφο.....	89
5.3 Πρόταση εισαγωγής αποσβεστήρων	92
5.4 Αποτελέσματα ενίσχυσης	94
5.5 Σύγκριση Προτεινόμενης Ενίσχυσης με Μανδύες Ο/Σ.....	100
6 Συμπεράσματα	102
7 Βιβλιογραφία	103

Ευρετήριο Πινάκων

Πίνακας 2.1: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης (από oasp.gr [30]).....	24
Πίνακας 2.2: Βαθμοί Επιβάρυνσης του κτηρίου	27
Πίνακας 2.3: Συντελεστές Απομείωσης V_{Ri} (από oasp.gr [30])	28
Πίνακας 2.4: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φ.Ο. (από ΚΑΝ.ΕΠΕ – 3 ^η Αναθεώρηση [17])	32
Πίνακας 2.5: Ενδεικτική συσχέτιση περιόδου επαναφοράς και πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης με την $a_g/a_{g,ref}$ (από ΚΑΝ.ΕΠΕ – 3 ^η Αναθεώρηση [17])	33
Πίνακας 2.6: Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Σε κάθε περίπτωση θεωρείται ότι ισχύει $A1>A2$, $B1>B2$, $\Gamma1>\Gamma2$, $A1>B1>\Gamma1$ και $A2>B2>\Gamma2$ (από ΚΑΝ.ΕΠΕ – 3 ^η Αναθεώρηση [17]).....	33
Πίνακας 2.7: Τιμές του συντελεστή γ_{sd} (από ΚΑΝ.ΕΠΕ – 3 ^η Αναθεώρηση [17]).....	35
Πίνακας 2.8: Επιλογή $\Sigma A_{\Delta\Gamma}$ και $\Sigma A_{\Delta\Lambda}$ (από ΚΑΝ.ΕΠΕ – 3 ^η Αναθεώρηση [17])	36
Πίνακας 2.9: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους αναλόγως την κατηγορία εδάφους (από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26])	37
Πίνακας 2.10: Τιμές επιτάχυνσης εδάφους αναλόγως τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας(από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26]).....	37
Πίνακας 2.11: Συντελεστές σπουδαιότητας γ_i αναλόγως την κατηγορία σπουδαιότητας (από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26])	38
Πίνακας 2.12: Κατάταξη κτηρίων αναλόγως το στατικό σύστημα (από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26]).....	41
Πίνακας 2.13: Τιμές q_0 για συστήματα κανονικά σε όψη (από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26])	42
Πίνακας 2.14: Τιμές λόγου a_u/a_1 εάν δεν είναι διαθέσιμη η καμπύλη ικανότητας (από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26])	42
Πίνακας 2.15: Τιμές του λόγου $a_g/a_{g,ref}$ με τιμή αναφοράς που αντιστοιχεί σε στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού $B1$ (από ΚΑΝ.ΕΠΕ – 3 ^η Αναθεώρηση [17]).....	43
Πίνακας 3.1: Μηχανικές ιδιότητες εφεδράνων (από Paper 19 – NZSEE 2020 Annual Conference [13]).....	52
Πίνακας 3.2: Οι ιδιομορφικές ιδιότητες του υπό εξέταση κτηρίου για πακτωμένη βάση (FB) και για σεισμικά μονωμένη βάση (BI) (από Paper 19 – NZSEE 2020 Annual Conference [13]).....	52
Πίνακας 4.1: Συντελεστές Ασφαλείας γ (από Εθνικό Προσάρτημα [34])	69
Πίνακας 4.2: Συντελεστές συνδυασμού ψ (από Εθνικό Προσάρτημα [34])	69
Πίνακας 4.3: Οι 30 πρώτες ιδιομορφές του μοντέλου αποτίμησης. Παρατηρείται η δρώσα ιδιομορφική μάζα κατά X και Y (SumUX, SumUY) ξεπερνά το 90%.....	72
Πίνακας 4.4: Πίνακας επάρκειας σε θλίψη-κάμψη κρισιμότερων διατομών υποστυλωμάτων. Οι συντελεστές εκμετάλλευσης είναι κοντά στη μονάδα και τα υποστυλώματα παρατηρούνται κυρίως στους κατώτερους ορόφους (στιγμιότυπο από ETABS).....	79
Πίνακας 4.5: Οι συντελεστές εκμετάλλευσης σε θλίψη-κάμψη είναι ικανοποιητικοί, αλλά οι οπλισμοί διάτμησης δεν επαρκούν για τους σεισμικούς συνδυασμούς και οι διατομές είναι υπερφορτωμένες (κόκκινες στο Σχήμα 4.30) (στιγμιότυπο από ETABS).	79
Πίνακας 4.6: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πυρήνα. Δε διαθέτει κρυφά υποστυλώματα.	82
Πίνακας 4.7: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη πυρήνα στη βάση του, όπου γίνεται ο έλεγχος.	83

Πίνακας 5.1: Επιρροή σεισμικής μόνωσης στη στάθμη του Β' υπογείου. Η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος αυξάνεται ελάχιστα.....	89
Πίνακας 5.2: Συνολική διαθέσιμη επιφάνεια για τοποθέτηση εφεδράνων στα υποστυλώματα και τοιχία του 3 ^{ου} ορόφου.....	90
Πίνακας 5.3: Χαρακτηριστικά επιλεγόμενων εφεδράνων HDRB για επίτευξη $T_{eff}=3.7s$	90

Ευρετήριο Σχημάτων

Σχήμα 1.1: Στα αριστερά, Δάπεδο Α' ορόφου, από τα επίσημα σχέδια. Το κτήριο Α διαχωρίζεται από το Β με τη χρήση αντισεισμικού αρμού, όπως φαίνεται στη δεξιά φωτογραφία (από προσωπικό αρχείο)	13
Σχήμα 1.2: Ξυλότυπος τυπικού ορόφου. Παρατηρείται το κεντρικό κλιμακοστάσιο και τα 3 shafts H/M. (από τα επίσημα σχέδια).....	14
Σχήμα 1.3: Οι θέσεις των ελαστομεταλλικών εφεδράνων διακρίνονται στις εγκοπές των υποστρωμάτων και τοιχίων πυρήνα στο Β' υπόγειο (από προσωπικό αρχείο).....	15
Σχήμα 1.4: Ο Πύργος του Πειραιά υπό κατασκευή (από pireorama.gr [20]).....	16
Σχήμα 1.5: Ο Πύργος το 1980. Παρατηρείται η έλλειψη των γυάλινων και μεταλλικών ελασμάτων στην όψη (από mario.net [19])	16
Σχήμα 1.6: Ο Πύργος αναδιαμορφώνεται, Φεβρουάριος 2023 (από pireustower.gr [35])	18
Σχήμα 1.7: Η νέα όψη του κτηρίου. Το μεγαλύτερο ποσοστό των υαλοπινάκων είναι ανακυκλώσιμο. (από pireustower.gr [35])	18
Σχήμα 1.8: Παράδειγμα κατάργησης αντισεισμικού αρμού με τσιμεντοκονίαμα (από προσωπικό αρχείο).....	19
Σχήμα 2.1: Κακοτεχνίες/κατασκευαστικές αστοχίες/κακή συντήρηση Φ.Ο. Παρατηρείται απόμιξη, διάβρωση οπλισμών, ελλειπής επικάλυψη οπλισμού και απόθεση αλάτων (από Πύργος Πειραιά- Διερεύνηση Μηχανικών Χαρακτηριστικών των Υφιστάμενων Υλικών [21])	21
Σχήμα 2.2: Δελτίο Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου, σελίδα 1 (από oasp.gr [30])	22
Σχήμα 2.3: Δελτίο Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου, σελίδα 2 (από oasp.gr [30])	23
Σχήμα 2.4: Πλαισιακή λειτουργία κτηρίου σε κάτοψη	27
Σχήμα 2.5: Παράδειγμα λήψης πυρήνα από τοίχο κλιμακοστασίου. [21]	29
Σχήμα 2.6: Φωτογραφική απεικόνιση πυρήνων ύστερα από δοκιμή προσδιορισμού βάθους ενανθράκωσης. [21].....	30
Σχήμα 2.7: Διαγράμματα τάσεων – τροπών για τα εννέα δοκίμια χάλυβα. [21].....	31
Σχήμα 2.8: Κάτοψη τυπικού ορόφου. Προφανής συμμετρία και στους δύο άξονες. (από επίσημα σχέδια)	38
Σχήμα 2.9: Καθορισμός επιφάνειας εσοχής ορόφου (από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26]).....	39
Σχήμα 2.10: Περίπτωση (β) των εσοχών καθ' ύψος (από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26]).....	40
Σχήμα 3.1: Συμπεριφορά κατασκευών σύμφωνα με το σχεδιασμό (από Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Γ. Ψυχάρη [27])	45
Σχήμα 3.2: Συγκριτική απόκριση συμβατικής κατασκευής και κατασκευής με σεισμική μόνωση σε σεισμό (από Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα [24]).....	45
Σχήμα 3.3: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Η επιμήκυνση της ιδιοπεριόδου μειώνει την επιτάχυνση, αλλά αυξάνει την μετατόπιση (από Δυναμική των Κατασκευών, Α. Chopra [4])	46
Σχήμα 3.4: Τομή ορθογωνικού ελαστομερούς εφεδράνου. Παρατηρείται η εναλλαγή στρώσεων ελαστικού και μεταλλικών πλακών (από China GNMA [29]).....	47
Σχήμα 3.5: Εφέδρανο ολίσθησης FPS και τα εσωτερικά του στοιχεία σε τομή (από Α. Kamrava [9])	47

Σχήμα 3.6: (α) Κατασκευή με πακτωμένη βάση και (β) Μονωμένη Κατασκευή (από Δυναμική των Κατασκευών, Α. Chorpa [4])	48
Σχήμα 3.7: Μοντέλο 2 βαθμών ελευθερίας που χρησιμοποιείται (από [10])	49
Σχήμα 3.8: Τρισδιάστατη και σε κάτοψη απεικόνιση του υπό εξέταση κτηρίου (από Paper 19 – NZSEE 2020 Annual Conference [13])	51
Σχήμα 3.9: Διάταξη των εφεδράνων στη βάση του κτηρίου (από Paper 19 – NZSEE 2020 Annual Conference [13])	52
Σχήμα 3.10: Απαιτήσεις των ιδιομορφών για το πακτωμένο μοντέλο (από Paper 19 – NZSEE 2020 Annual Conference [13]).....	53
Σχήμα 3.11: Απαιτήσεις των ιδιομορφών για το σεισμικά μονωμένο μοντέλο (από Paper 19 – NZSEE 2020 Annual Conference [13]).....	53
Σχήμα 3.12: Το Αλεξίσεισμο Σύστημα και τα μέλη του. (από Α. Οικονόμου [6]).....	54
Σχήμα 3.13: Παράδειγμα Αλεξίσεισμων Συνδέσεων στον Πύργο του Πειραιά. Πρόκειται για τις μεταλλικές ράβδους που διαπερνούν τον αντισεισμικό αρμό (από προσωπικό αρχείο)	55
Σχήμα 3.14: Αλεξίσεισμοι Δίσκοι (κομμάτι ανωδομής) και Αλεξίσεισμες Στηρίξεις (ελαστομεταλλικά εφεδράνα) στο Β' υπόγειο του Πύργου Πειραιά (από προσωπικό αρχείο)	55
Σχήμα 3.15: Συνολικός αριθμός και διαστάσεις υφιστάμενων εφεδράνων (από επίσημα σχέδια)	56
Σχήμα 3.16: Διάταξη υφιστάμενων εφεδράνων ύστερα από οπτικό έλεγχο (σκαρίφημα σε AutoCAD)	57
Σχήμα 4.1: Τρισδιάστατο μοντέλο ραβδωτού φορέα (στιγμιότυπο από AutoCAD).....	58
Σχήμα 4.2: Ιδιότητες σκυροδέματος B300 (στιγμιότυπο από ETABS).....	59
Σχήμα 4.3: Ιδιότητες χάλυβα οπλισμού Stahl III (στιγμιότυπο από ETABS)	60
Σχήμα 4.4: Ιδιότητες χάλυβα προέντασης St. 80/105 (στιγμιότυπο από ETABS).....	60
Σχήμα 4.5: Λίστα διατομών που έχουν οριστεί για το σχεδιασμό του Πύργου (στιγμιότυπο από ETABS).....	61
Σχήμα 4.6: Παράδειγμα σχεδιασμού διατομής περιμετρικής δοκού σχήματος L (στιγμιότυπο από ETABS).....	62
Σχήμα 4.7: Οι διατομές των πλακών με πάχη 14,18,20,50 και 8 εκατοστά. (στιγμιότυπο από ETABS).....	63
Σχήμα 4.8: Οι διατομές των τοιχίων με πάχη 20,30,50,75 και 120 εκατοστά. (στιγμιότυπο από ETABS).....	63
Σχήμα 4.9: Τα 4 είδη συνδέσεων που ορίζονται, ανάλογα με την ομάδα εφεδράνων. (στιγμιότυπο από ETABS).....	63
Σχήμα 4.10: Ιδιότητες του τύπου link 3x40/50. (στιγμιότυπο από ETABS)	64
Σχήμα 4.11: Ενεργός δυσκαμψία της ομάδας τεσσάρων εφεδράνων 400x500x84. (στιγμιότυπο από ETABS).....	64
Σχήμα 4.12: Φορτία κατασκευής σε Load Patterns (στιγμιότυπο από ETABS).....	65
Σχήμα 4.13: Τιμές δράσεων κινητών φορτίων με βάση την κατηγορία χρήσης (από Εθνικό Προσάρτημα [34])	66
Σχήμα 4.14: Φάσμα σχεδιασμού κατά EC8 (στιγμιότυπο από ETABS).....	66
Σχήμα 4.15: Δημιουργία ανεμοφόρτισης κατά EC1 (στιγμιότυπο από ETABS).....	67
Σχήμα 4.16: Τα οριζόντια φορτία των ανέμων ασκούνται στις προεκτάσεις των διαφραγμάτων των ορόφων του κτηρίου, άνεμος Wx (στιγμιότυπο από ETABS)	67
Σχήμα 4.17: Ομοίως ο άνεμος Wy (στιγμιότυπο από ETABS)	68
Σχήμα 4.18: Μοντέλο Πύργου του Πειραιά, κάτοψη τυπικού ορόφου (στιγμιότυπο από ETABS)	70

Σχήμα 4.19: Μοντέλο Πύργου του Πειραιά στο ETABS, όψεις (στιγμιότυπο από ETABS).....	71
Σχήμα 4.20: Συμπεριφορά φορέα κατά την πρώτη ιδιομορφή (στιγμιότυπο από ETABS)	73
Σχήμα 4.21: Συμπεριφορά φορέα κατά τη δεύτερη ιδιομορφή (στιγμιότυπο από ETABS)	73
Σχήμα 4.22: Συμπεριφορά φορέα κατά την τρίτη ιδιομορφή (στιγμιότυπο από ETABS)	74
Σχήμα 4.23: Έλεγχος δοκού σε κάμψη και διάτμηση για τα εντατικά μεγέθη του αντιστοίχως δυσμενέστερου συνδυασμού (στιγμιότυπο από MS Excel)	75
Σχήμα 4.24: Λίστα συντελεστών εκμετάλλευσης. Στις πρώτες δύο στήλες φαίνονται οι συνδυασμοί δράσεων και το σημείο – ύψος ελέγχου. Η τρίτη στήλη εκφράζει το λόγο εκμετάλλευσης. (στιγμιότυπο από ETABS)	75
Σχήμα 4.25: Έλεγχος λυγηρότητας (στιγμιότυπο από ETABS).....	76
Σχήμα 4.26: Στιγμιότυπο από τον έλεγχο σε θλίψη και διαξονική κάμψη (στιγμιότυπο από ETABS).....	76
Σχήμα 4.27: Εφαρμογή μεθόδου διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης για το υποστύλωμα διατομής 0,65x0,65 του 14 ^{ου} ορόφου. (από Τυπολόγιο Οπλισμένου Σκυροδέματος του Εργαστηρίου Ο/Σ του ΕΜΠ).....	77
Σχήμα 4.28: Έλεγχος σε διάτμηση και απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης (στιγμιότυπο από ETABS).....	77
Σχήμα 4.29: Τρισδιάστατη επιφάνεια αλληλεπίδρασης διατομής. Αν κάποιος ζεύγος εντατικών μεγεθών είναι εκτός αυτής της επιφάνειας, τότε η διατομή είναι υπερφορτωμένη (στιγμιότυπο από ETABS).....	78
Σχήμα 4.30: Στιγμιότυπο απεικόνισης όλων των συντελεστών εκμετάλλευσης των υποστυλωμάτων του Πύργου. Πολλές διατομές απεικονίζονται με κόκκινο χρώμα χωρίς ο συντελεστής εκμετάλλευσης να υπερβαίνει τη μονάδα (στιγμιότυπο από ETABS).	78
Σχήμα 4.31: Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής επαρκεί, αλλά η διατομή δεν επαρκεί σε έλεγχο τέμνουσας. Πρόκειται για σεισμικό συνδυασμό και υποστύλωμα της μικρής πλευράς του κτηρίου (στιγμιότυπο από ETABS).	80
Σχήμα 4.32: Ομάδα τοιχωμάτων που αποτελεί το ένα μέρος του πυρήνα (στιγμιότυπο από ETABS).....	80
Σχήμα 4.33: Μέγιστες ροπές πυρήνα για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς (στιγμιότυπο από ETABS).....	81
Σχήμα 4.34: Διάγραμμα ροπών ανά τις στάθμες του κτηρίου. Με γκρι χρώμα απεικονίζεται η περιβάλλουσα σχεδιασμού με την οποία γίνεται ο έλεγχος.	81
Σχήμα 4.35: Διάγραμμα τεμνουσών ανά τις στάθμες του κτηρίου. Με γκρι χρώμα απεικονίζεται η περιβάλλουσα σχεδιασμού με την οποία γίνεται ο έλεγχος.	82
Σχήμα 5.1: Τοποθέτηση σεισμικής μόνωσης σε ανώτερο όροφο σε υφιστάμενο κτήριο (από Η. Παλαιολόγου, Σεισμική Μόνωση Κτιρίων [22]).....	85
Σχήμα 5.2: Βήματα εφαρμογής της διαδικασίας εισαγωγής εφεδράνων σε υφιστάμενο κτήριο. Χρήση καλωδίων Π.Σ. (από Paper 1199, 13 WCEE Canada 2004 [16]).....	85
Σχήμα 5.3: Το Salt Lake City and County Building. Το πρώτο υφιστάμενο κτήριο που ενισχύθηκε με σεισμική μόνωση. (από Wikipedia [15])	86
Σχήμα 5.4: Διάταξη των εφεδράνων σε κάτοψη του κτηρίου (από J. Bailey and E. Allen [2])	86
Σχήμα 5.5: Ειδικές διατάξεις για την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης κάτω από φέρουσα τοιχοποιία (από J. Bailey and E. Allen [2]).....	87

Σχήμα 5.6: Στιγμιότυπο από την εγκατάσταση των εφεδράνων στη θεμελίωση του δημαρχείου του Σαν Φρανσίσκο. Τα υποστυλώματα, αφού ενισχυθούν, κόβονται στο άκρο τους και εισάγονται οι μονωτήρες. (από Κ. Παπανίκος [23])	87
Σχήμα 5.7: Αντισεισμικός αρμός περίπου 10 εκατοστά. Κίνδυνος κρούσης. Οι οπλισμοί έχουν τοποθετηθεί στο στάδιο της ενίσχυσης, λόγω πάκτωσης της βάσης. (από προσωπικό αρχείο)	88
Σχήμα 5.8: Διαθέσιμη επιφάνεια για τοποθέτηση εφεδράνων στον 3 ^ο όροφο.....	89
Σχήμα 5.9: Μετακινήσεις και drift ορόφων για G+0,3Q+Ex+0,3Ey με χρήση εφεδράνων στον 3 ^ο όροφο. (στιγμιότυπο από ETABS)	91
Σχήμα 5.10: Μετακινήσεις και drift ορόφων για G+0,3Q+Ex+0,3Ey με πακτωμένη βάση. (στιγμιότυπο από ETABS).....	91
Σχήμα 5.11: Τοποθέτηση ιξωδών αποσβεστήρων, κεντρικά καθ' ύψος (στιγμιότυπο από ETABS)	92
Σχήμα 5.12: Συνδετήρες σχήματος Λ και οριζόντιος αποσβεστήρας. (από Weng et al. [14])	93
Σχήμα 5.13: Μοντελοποίηση <i>Point Spring</i> και <i>Chevron Brace</i> στο ETABS. (στιγμιότυπο από ETABS).....	93
Σχήμα 5.14: Ιδιότητες αποσβεστήρα ιξώδους ρευστού. (στιγμιότυπο από ETABS)....	94
Σχήμα 5.15: Τοποθέτηση αποσβεστήρα ιξώδους σε συνδυασμό με συνδετήρες <i>Chevron</i> . Σημαντική η περίσφιξη του κόμβου με μεταλλικά ελάσματα. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα έχουν τοποθετηθεί δύο αποσβεστήρες αντί για ένας. (από Weng et al. [14])	94
Σχήμα 5.17: Στα αριστερά οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων στο πακτωμένο μοντέλο. Δεξιά παρατηρείται πως με την προσθήκη των αποσβεστήρων, τα drifts μειώνονται, 15-20% (στιγμιότυπο από ETABS)	95
Σχήμα 5.16: Μείωση των ροπών κάμψης με τη χρήση αποσβεστήρων ιξώδους ρευστού. Στα αριστερά είναι το πακτωμένο μοντέλο χωρίς κάποια ενίσχυση, ενώ στα δεξιά είναι το ενισχυμένο μοντέλο με τη χρήση αποσβεστήρων. (στιγμιότυπο από ETABS).....	95
Σχήμα 5.18: Στιγμιότυπο απεικόνισης όλων των συντελεστών εκμετάλλευσης των υποστυλωμάτων του Πύργου.	96
Σχήμα 5.19: Σημεία ελέγχου μετακινήσεων-ταχυτήτων στον 23 ^ο όροφο. (στιγμιότυπο από ETABS).....	97
Σχήμα 5.20: Ταχύτητες σημείων Α, Β και Γ του 23 ^{ου} ορόφου για ανάλυση χρονοϊστορίας για το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού στο Μαυροβούνιο. (στιγμιότυπο από ETABS) .	97
Σχήμα 5.21: Ταχύτητες σημείων Α, Β και Γ του 23 ^{ου} ορόφου για ανάλυση χρονοϊστορίας για το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού στο Φριούλι. (στιγμιότυπο από ETABS)	98
Σχήμα 5.22: Ταχύτητες σημείων Α, Β και Γ του 23 ^{ου} ορόφου για ανάλυση χρονοϊστορίας για το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού San Fernando. (στιγμιότυπο από ETABS).....	98
Σχήμα 5.23: Μετακινήσεις σημείων Α, Β και Γ του 23 ^{ου} ορόφου για ανάλυση χρονοϊστορίας για το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού στο Μαυροβούνιο. (στιγμιότυπο από ETABS).....	99
Σχήμα 5.24: Μετακινήσεις για επιταχυνσιογράφημα σεισμού στο Φριούλι. (στιγμιότυπο από ETABS).....	99
Σχήμα 5.25: Μετακινήσεις σημείων Α, Β και Γ του 23 ^{ου} ορόφου για ανάλυση χρονοϊστορίας για το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού San Fernando. (στιγμιότυπο από ETABS)	100

Σεισμική Αποτίμηση του Πύργου του Πειραιά και Ενίσχυση με χρήση Αποσβεστήρων

Γιαννόπουλος Γ. Ι. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Ο Πύργος του Πειραιά αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα κτήρια της Αττικής, δεσπόζοντας σε ύψος 84 μέτρων τα τελευταία 50 χρόνια στο λιμάνι του Πειραιά. Την περίοδο συγγραφής, υπάρχει μεγάλο ενδιαφέρον εκμετάλλευσής του, γεγονός που γεννά εύλογα ερωτήματα σχετικά με την φέρουσα ικανότητά του. Η παλαιότητα και το αναξιοποίητο παρελθόν του, σε συνδυασμό με τον ραγδαίο και αυστηρό εκσυγχρονισμό των κανονισμών καθιστούν την αποτίμηση και ενίσχυσή του απολύτως απαραίτητη. Με βάση, λοιπόν, τις διατάξεις και τους κανονισμούς του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 και του ΚΑΝ.ΕΠΕ εκτελείται ο προσεισμικός έλεγχος τριών φάσεων που ορίζεται από τον Οργανισμό Αντισεισμικής Προστασίας.

Κατά τον Πρωτοβάθμιο ή Ταχύ Οπτικό Έλεγχο, παρατηρούνται αρκετές ρωγμές και διαβρώσεις οπλισμών λόγω κακής συντήρησης, ενώ κατά τον Δευτεροβάθμιο προκύπτουν οι Δείκτες Προτεραιότητας Ελέγχου. Σημαντική, επίσης, κρίνεται και η λήψη δοκιμών και ο εργαστηριακός τους έλεγχος, ώστε να προκύψουν, με αξιοπιστία, οι χαρακτηριστικές αντοχές των υφιστάμενων δομικών υλικών. Έχοντας τα προηγούμενα υπόψιν, κατά τον Τριτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο, γίνεται έλεγχος επάρκειας του προσομοιώματος του φορέα του κτηρίου στο στατικό πρόγραμμα ETABS, δεδομένου ότι ο στόχος της αποτίμησης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ επιλέγεται ως B1.

Μια βασική ιδιαιτερότητα του Πύργου του Πειραιά είναι η ύπαρξη ελαστομεταλλικών εφεδράνων σεισμικής μόνωσης στη βάση του. Παρουσιάζεται, επομένως, η φιλοσοφία της σεισμικής μόνωσης γενικότερα, αλλά και ειδικότερα όσον αφορά το υπό εξέταση κτήριο, εξετάζοντας δε, αν η ύπαρξη των εφεδράνων έχει σημαντική επιρροή στη σεισμική του συμπεριφορά. Αξίζει, επίσης, να τονιστεί η δυσκολία προσομοίωσης των υφιστάμενων εφεδράνων, λόγω έλλειψης επαρκών πληροφοριών σχετικά με αυτά.

Με την ιδιομορφική μέθοδο ανάλυσης του φάσματος απόκρισης κατά ΕΚ8 γίνεται έλεγχος του προσομοιωμένου φορέα στο ETABS. Για τους κρισιμότερους, ανά περίπτωση, συνδυασμούς ανέμου ή σεισμού, συμπεραίνεται πως ο φέρων οργανισμός δεν επαρκεί για τον στόχο αποτίμησης B1, κυρίως λόγω της υπέρβασης των συντελεστών εκμετάλλευσης στα κατακόρυφα στοιχεία και, άρα, χρήζει ενίσχυσης.

Επομένως, γίνονται δοκιμές για διάφορες προτάσεις ενίσχυσης, με κοινό παρονομαστή την απόσβεση σεισμικής ενέργειας με τη χρήση μονωτήρων. Αφού, λοιπόν, η αντικατάσταση στην υφιστάμενη θέση, αλλά και η εισαγωγή νέων εφεδράνων σε διαφορετική στάθμη κρίθηκαν αναποτελεσματικές, επιλέγεται τελικά το σύστημα των μη γραμμικών ιξώδων αποσβεστήρων.

Seismic Assessment of Pireaus Tower and Retrofitting using Dampers

Giannopoulos G. I. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The Pireaus Tower is one of the most significant buildings in Attica, looking over the Pireaus port at a height of 84 meters for the past 50 years. During the writing period, there is a major interest in its utilization, which raises valid questions regarding its seismic capacity. Its age and history of neglect, combined with the rapid and strict modernization of regulations, make its assessment and reinforcement absolutely necessary. Based on the provisions and regulations of Eurocode 8 – Part 3 and the Greek Seismic Code (KAN.EPE), the seismic evaluation is performed in three phases defined by the Greek Earthquake Planning and Protection Organization (E.P.P.O).

During the Primary Visual Inspection, several cracks and corrosion of reinforcement due to poor maintenance are observed, while the Secondary Inspection results to the estimation of the Priority Indices of the tower. Laboratory analysis of samples of the structural materials is also considered significant, in order to reliably determine their characteristic strength. Taking such results into account, the Tertiary Seismic Assessment involves checking the performance of the Pireaus Tower in ETABS structural software, based on the selected performance target of “B1” according to KAN.EPE.

A key feature of the Tower of Pireaus is the presence of elastomeric seismic isolation bearings at its base. Therefore, the philosophy of seismic isolation is presented in general, and in particular, in relation to the examined building. In addition to that, it is also examined whether the presence of base isolation significantly influences the seismic behaviour of the Tower. The lack of sufficient information about the existing base isolators, though, makes their modeling difficult.

Using modal response spectrum analysis according to EC8, the simulated structure is evaluated in ETABS. For the most critical wind or seismic load combinations, it is concluded that the existing structure does not meet the requirements of the “B1” objective, primarily due to the overstressed vertical elements, thus requiring retrofitting.

Therefore, a study is conducted for different retrofitting proposals, with the main goal being the dissipation of seismic energy using isolators. Both the replacement of the existing isolators with new ones in the existing location at the basement, and the introduction of new base isolators at a higher story were found ineffective. Finally, a system of nonlinear viscous dampers is found to be optimal.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα, αρχικά, να ευχαριστήσω ιδιαίτερος τον κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., για την επίβλεψη, καθοδήγηση και άψογη συνεργασία μας σε όλη τη διάρκεια της διπλωματικής αυτής εργασίας.

Ευχαριστώ πολύ την οικογένειά μου, την αδερφή μου Εμμέλεια και τους γονείς μου, Γιώργο και Ελένη, για τη στήριξη, την εμπιστοσύνη και την αγάπη που μου δείχνουν όλα αυτά τα χρόνια. Η διπλωματική μου είναι αφιερωμένη σε αυτούς, γιατί σε αυτούς τη χρωστάω πάνω από όλα.

Θέλω, επίσης, να ευχαριστήσω όλους όσους ήταν κοντά μου και με στήριζαν κατά τη διάρκεια των σπουδών μου, αλλά και ιδιαίτερα κατά τη συγγραφή της εργασίας μου – Αριστείδη, Κρις, Λάμπρο, Ηλία, Μάικ, Άλεξ και Νικολέτα, χάρη σε εσάς αυτά τα χρόνια ήταν πολύ πιο ευχάριστα.

Τέλος, δε θα μπορούσα να μην κάνω μια ιδιαίτερη αναφορά στην τεχνική εταιρεία EXINOS ΑΤΕ, που μου έδωσε τη δυνατότητα να παρακολουθήσω αυτό το μεγαλειώδες έργο από κοντά.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Το λιμάνι του Πειραιά, κατά την περίοδο συγγραφής της παρούσας διπλωματικής, αποτελεί μία από τις σημαντικότερες περιοχές κατασκευής και ανασχεδιασμού, λόγω της πληθώρας επενδύσεων γύρω από αυτό. Έργα όπως η επέκταση του λιμανιού από την Cosco Shipping, το μετρό που συνδέει, πλέον, το λιμάνι με το αεροδρόμιο, αλλά και η «μεταμόρφωση» του βιομηχανικού συγκροτήματος της καπνοβιομηχανίας Παπαστράτος, αποτελούν projects που αλλάζουν την εικόνα του Πειραιά. Ανάμεσα, λοιπόν, σε αυτά τα έργα ανάπλασης ξεπροβάλλει η ανακατασκευή του δεύτερου υψηλότερου κτηρίου της Ελλάδας, του Πύργου του Πειραιά. Με αφορμή, λοιπόν, την πρόταση ενίσχυσης με πάκτωση της βάσης από το στατικό γραφείο της DENCO, επιλέχθηκε η πρόταση μίας εναλλακτικής λύσης, αυτής της εκμετάλλευσης της σεισμικής μόνωσης.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια εκτενής περιγραφή του κτηρίου, παρουσιάζονται τα ιστορικά χαρακτηριστικά του και η σημερινή του κατάσταση και χρησιμότητα.

Το δεύτερο κεφάλαιο αφορά την αποτίμηση του Πύργου, όπως προβλέπεται από τον Οργανισμό Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας. Πραγματοποιούνται τρεις διαδοχικές φάσεις με τις οποίες γίνεται κατάλληλη εκτίμηση της σεισμικής ικανότητας του κτηρίου.

Το τρίτο κεφάλαιο πραγματεύεται τη μέθοδο της σεισμικής μόνωσης. Γίνεται μια γενικότερη αναφορά σε αυτήν, ώστε να γίνει αντιληπτή η επιρροή της στην αντισεισμική προστασία, αλλά και ειδικά για τον Πύργο, ως ξεχωριστό κεφάλαιο από την αποτίμηση, λόγω της δυσκολίας επακριβούς και πλήρως αξιόπιστης αποτύπωσης των δυσκαμψιών των εφεδράνων.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται λεπτομερώς η διαδικασία προσομοίωσης του φορέα στο στατικό-μελετητικό πρόγραμμα ETABS. Παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του μοντέλου με βάση τους νέους κανονισμούς (Ευρωκώδικας και ΚΑΝ.ΕΠΕ) και κρίνεται αν το κτήριο είναι επαρκές ή χρειάζεται ενίσχυση.

Στο πέμπτο κεφάλαιο, αφού επιβεβαιώθηκε η ανεπάρκεια του Πύργου του Πειραιά, προτείνεται μια εναλλακτική λύση ενίσχυσης του κτηρίου, αντικαθιστώντας τα υφιστάμενα εφέδρανα με νέους, σύγχρονους μονωτήρες, έτσι ώστε το κτήριο να επωφεληθεί των δυνατοτήτων της σεισμικής μόνωσης. Η ενίσχυση ελέγχεται ξανά στο ETABS και λόγω ανεπάρκειας, δοκιμάζεται η χρήση σεισμικών αποσβεστήρων καθ' ύψος.

1.2 Περιγραφή κτίσματος

Γνωστό ως «Πύργος του Πειραιά», «Εμποροναυτιλιακό Κέντρο Πειραιά» ή «Εμπορικό Κέντρο του Πειραιά» δεσπόζει ως το ψηλότερο κτήριο της περιοχής του λιμανιού και το δεύτερο ψηλότερο στην Ελλάδα, μετά τον Πύργο των Αθηνών. Βρίσκεται στη συμβολή των οδών Ακτή Ποσειδώνος, Δημοσθένους και Ιπποκράτους, έναντι του λιμένου Πειραιά σε απόσταση περίπου 100μ από το μέτωπο της θάλασσας. Έχει ύψος 84 μέτρων και διαθέτει 23 ορόφους πάνω από το επίπεδο του εδάφους.

Πρόκειται για ένα πολυώροφο κτήριο αποτελούμενο από τρεις (3) υπόγειες στάθμες (Α' υπόγειο, Β' υπόγειο και Γ' υπόγειο, στο οποίο είναι η στάθμη θεμελίωσης), ισόγειο, μεσοπάτωμα, είκοσι δύο (22) υπέργειες στάθμες και βατό δώμα (23^{ος} όροφος). Οι στάθμες αυτές παρουσιάζουν διαφορές όσον αφορά το περίγραμμά τους. Πιο συγκεκριμένα, το Α' υπόγειο, το ισόγειο και οι τρεις πρώτες υπέργειες στάθμες (1^{ος}, 2^{ος} και 3^{ος} όροφος) αναπτύσσονται σε μεγαλύτερο περίγραμμα από αυτό των άνωθεν ορόφων, που αποτελούν

το βασικό σκελετό του Πύργου. Λόγω της ύπαρξης κατάλληλου αντισεισμικού αρμού μεταξύ τους (12-15 εκατοστών), τα δύο τμήματα μπορούν να θεωρηθούν ανεξάρτητα. (Κτήριο Α και Β, βλ. Σχήμα 1.1).



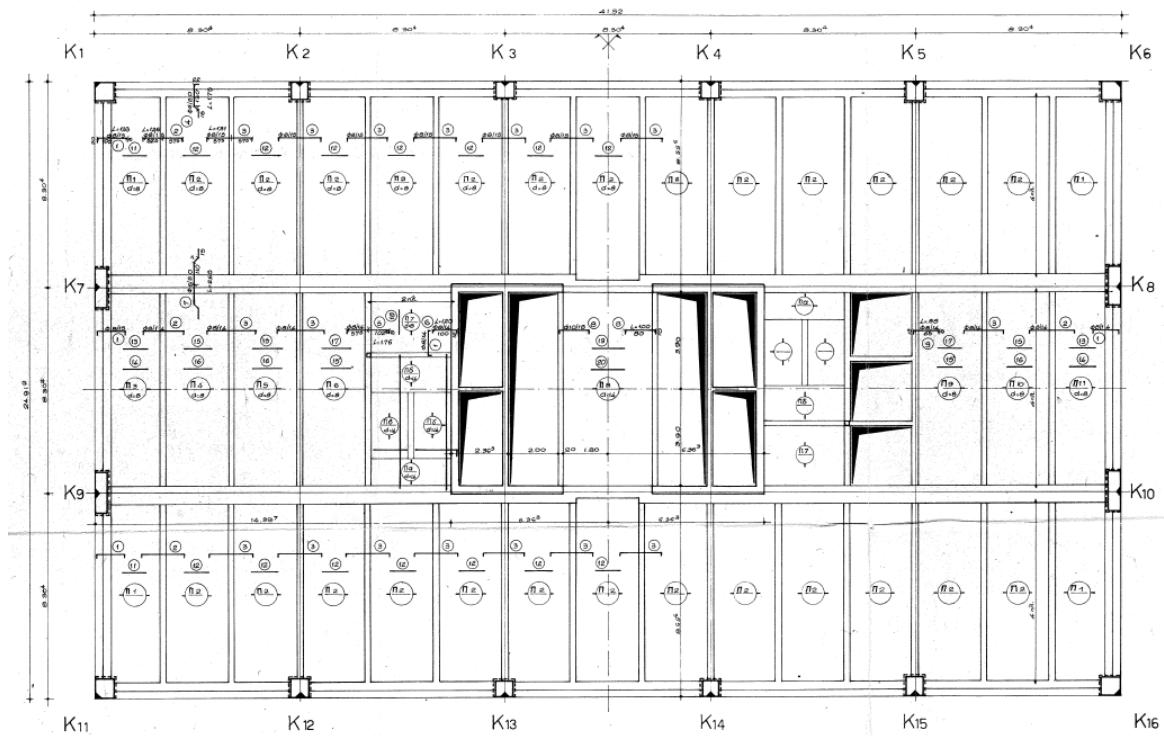
Σχήμα 1.1: Στα αριστερά, Δάπεδο Α' ορόφου, από τα επίσημα σχέδια. Το κτήριο Α διαχωρίζεται από το Β με τη χρήση αντισεισμικού αρμού, όπως φαίνεται στη δεξιά φωτογραφία (από προσωπικό αρχείο)

Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου παρουσιάζει τυπική διάταξη από τον 3^ο έως και τον 22^ο όροφο, καθώς αποτελείται από περιμετρικά υποστυλώματα διαφόρων διατομών, εσωτερικά τοιχία (πέριξ των δύο εσωτερικών κλιμακοστασίων-πυρήνες), πλάκες, δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα και κάποιες προεντεταμένες δοκούς. Το καθαρό ύψος των τυπικών ορόφων είναι 2.7 μέτρα.

Όλες οι στάθμες είναι πλήρως προσβάσιμες και η κατακόρυφη επικοινωνία αυτών επιτυγχάνεται μέσω κεντρικού κλιμακοστασίου. Συγκεκριμένα, αποτελείται από δύο σκάλες, στο βόρειο και νότιο τμήμα του κλιμακοστασίου, με την πρώτη να εκτείνεται μέχρι και το δώμα του 23^{ου} ορόφου, ενώ τη νότια σκάλα να σταματάει στο 18^ο όροφο. Παράλληλα, σημειώνεται η ύπαρξη έξι κενών φρεατίων που προορίζονται για ανελκυστήρες, διαμορφωμένα εξ' ολοκλήρου από τοιχία οπλισμένου σκυροδέματος, καθώς και τριών επιπλέον φρεατίων (shafts) που προορίζονται για όδευση μηχανολογικού εξοπλισμού. (βλ. Σχήμα 1.2)

Η στάθμη θεμελίωσης βρίσκεται στο Γ' υπόγειο, το οποίο βρίσκεται 12.5 μέτρα κάτω από την επιφάνεια του ισογείου. Αποτελείται από το σκυρόδεμα καθαριότητας 40 εκατοστών, την πλάκα θεμελίωσης πάχους 1 μέτρου και τοιχία/δοκοί πάχους 1.5 μέτρων και ύψους 4 μέτρων, ως το δάπεδο του Β' υπογείου, κάτω από τις θέσεις των υποστυλωμάτων και τοιχίων των υπερκείμενων ορόφων. Το επίπεδο αυτό, λόγω της απόστασης του κτηρίου από τη θάλασσα, δεν είναι προσβάσιμο, καθώς υπάρχει μεγάλη ποσότητα εισερχόμενων υπόγειων υδάτων. Η σύνδεση των υποστυλωμάτων και των τοιχίων του κτηρίου με τη θεμελίωση δε γίνεται μονολιθικά, αλλά με τη χρήση εφεδράνων. Συγκεκριμένα, σε ύψος 2.5 μέτρων από το δάπεδο του Β' υπογείου, παρεμβάλλονται ελαστομεταλλικά εφεδράνα ύψους περίπου 8 εκατοστών. (βλ. Σχήμα 1.3)

Η κάτοψη του τυπικού ορόφου του Εμπορικού Κέντρου Πειραιά είναι διαστάσεων 24.9 x 41.5 μέτρων (εμβαδόν: 1033 τ.μ.), ενώ οι διαστάσεις των τριών πρώτων ορόφων είναι 57.4 x 54.8 μέτρων (εμβαδόν ανά όροφο: 3147 τ.μ.). Συνολικά, συμπεριλαμβανομένων των 2 υπογείων και του βατού δώματος, καλύπτει δομημένη επιφάνεια περίπου 34,600 τ.μ.



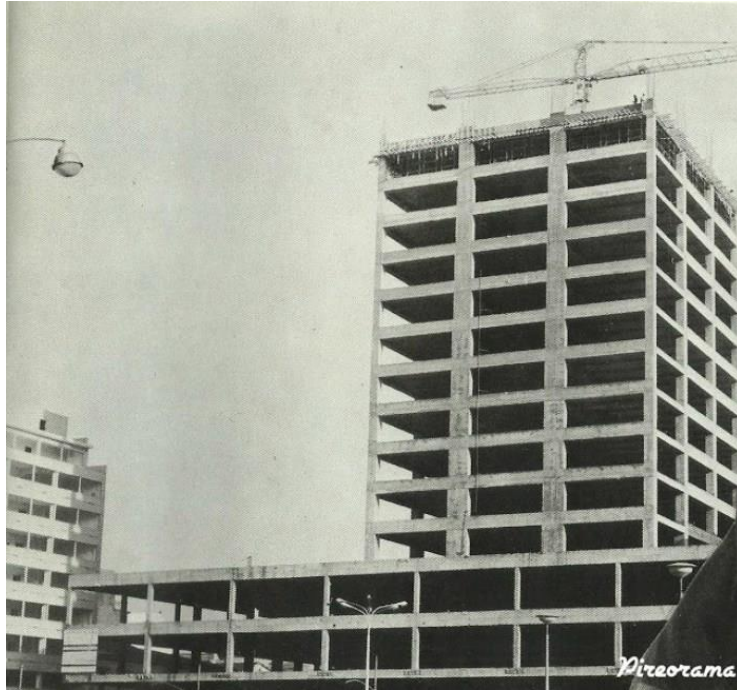
Σχήμα 1.2: Ευλότυπος τυπικού ορόφου. Παρατηρείται το κεντρικό κλιμακοστάσιο και τα 3 shafts H/M.
(από τα επίσημα σχέδια)



Σχήμα 1.3: Οι θέσεις των ελαστομεταλλικών εφεδράνων διακρίνονται στις εγκοπές των υποστυλωμάτων και τοιχίων πυρήνα στο Β' υπόγειο (από προσωπικό αρχείο)

1.3 Ιστορική Αναδρομή

Η επίσημη αναγγελία ανέγερσης του «Εμπορικού Κέντρου Πειραιώς» έγινε το Δεκέμβριο του 1968. Η αρχιτεκτονική μελέτη πραγματοποιήθηκε από τους αρχιτέκτονες Ι. Βικέλα, Γ. Μολφέση και Α. Λοΐζο, ενώ η στατική μελέτη από τον πολιτικό μηχανικό Αρίσταρχο Οικονόμου. Ο Πύργος θεμελιώθηκε στις 16 Αυγούστου 1972 και η κατασκευή του φέροντος οργανισμού ολοκληρώθηκε το 1975 από τον ανάδοχο κατασκευής Ε. Μαλτέζο, επί δημαρχίας Σκυλίτη. Το έργο παρέμεινε ημιτελές μετά την πτώση της Χούντας και το 1983 τοποθετήθηκαν γυάλινα και μεταλλικά ελάσματα στις εξωτερικές επιφάνειες από τον 3ο έως και τον 23ο όροφο (επί δημαρχίας Παπασπύρου).



Σχήμα 1.4: Ο Πύργος του Πειραιά υπό κατασκευή (από pigeorama.gr [20])



Σχήμα 1.5: Ο Πύργος το 1980. Παρατηρείται η έλλειψη των γυάλινων και μεταλλικών ελασμάτων στην όψη (από mario.net [19])

Εκείνη την περίοδο, ο μοναδικός «Ουρανοξύστης του Πειραιά», όντας έργο της Δικτατορίας, δυσανασχέτησε πολλούς παράγοντες της πόλης, οι οποίοι όχι μόνο επιθυμούσαν τη μη αποπεράτωσή του, αλλά ζητούσαν την κατεδάφισή του, επικαλούμενοι τη στατική ανεπάρκειά του. Από τα τέλη, λοιπόν, της δεκαετίας του 1980 έως και το 2020, μονάχα οι τρεις πρώτοι όροφοι του κτηρίου έχρηζαν κάποιας εκμετάλλευσης, στεγάζοντας τη Ράλλειο Σχολή Θηλέων, Κέντρο Εξυπηρέτησης Πολιτών, το Ταμείο Παρακαταθηκών και Δανείων και διάφορα κατά καιρούς καταστήματα. Οι υπερκείμενοι όροφοι του Πύργου δεν κατοικήθηκαν και δεν χρησιμοποιήθηκαν ποτέ.

Ανά καιρούς, υπήρξαν προσπάθειες από τη μεριά του Δήμου Πειραιά για την τελειοποίηση του κτηρίου και την εκμετάλλευσή του, χωρίς όμως να έχουν ιδιαίτερη επιτυχία. Το γεγονός αυτό οφειλόταν στην δυσκολία προσβασιμότητας στον Πύργο, αλλά και στην έλλειψη επαρκών χώρων στάθμευσης. Το κτήριο, με βάση τις αρχικές του προδιαγραφές, προέβλεπε ελάχιστες θέσεις στάθμευσης και, προφανώς, οι χώροι εργασίας που διαθέτει δεν είναι δυνατόν να εξυπηρετηθούν, χωρίς τη δημιουργία προβλημάτων στην ήδη επιβαρυσμένη περιοχή του λιμανιού. Αξίζει να αναφερθεί, τέλος, πως μέχρι το 2020 τέσσερεις επίσημοι διαγωνισμοί περί αξιοποίησης του Εμπορικού Κέντρου Πειραιά, στέφθηκαν ανεπιτυχείς.

1.4 Σημερινή Κατάσταση

Το 2019, ο Δήμος Πειραιά ενέκρινε ομόφωνα έναν διεθνή διαγωνισμό για την παραχώρηση και αξιοποίηση του Εμποροναυτιλιακού Κέντρου Πειραιά για 99 έτη, έναντι οικονομικού ανταλλάγματος τουλάχιστον 900.000 ευρώ ετησίως. Η σύμβαση αυτή υπεγράφη στις 6 Ιουλίου 2020 από τον Δήμαρχο Πειραιά κ. Γιάννη Μώραλη, τον Πρόεδρο & Διευθύνοντα Σύμβουλο της Dimand κ. Δημήτρη Ανδριόπουλο, τον Διευθυντή της CANTE Holdings Ltd. κ. Νικόλαο Δήμητσα, τον Διευθύνοντα Σύμβουλο της PRODEA INVESTMENTS κ. Αριστοτέλη Καρυτινό και την Γενική Διευθύντρια Οικονομικών Εργασιών της PRODEA INVESTMENTS κα Θηρεσία Μεσσάρη. Πρόκειται για μια επένδυση ύψους 50 εκατομμυρίων ευρώ, ενώ το οικονομικό ανάλλαγμα για τον Δήμο Πειραιά θα ανέρχεται στο 1.010.000 ευρώ με αναπροσαρμογή 2% ετησίως. Η επένδυση προβλέπει μικτές χρήσεις γραφείων, καταστημάτων και εστιατορίων. Βασικός στόχος των επενδυτών είναι να προσελκύσουν τις ελληνικές ναυτιλιακές εταιρείες, που φιλοξενούνται σε διάφορα κτήρια, διάσπαρτα σε όλο το λεκανοπέδιο.

Σύμφωνα με τα σχέδια, ο Πύργος του Πειραιά πρόκειται να είναι ο πρώτος «πράσινος» ουρανοξύστης της Ελλάδας, πιστοποιημένος στην ανώτατη βαθμίδα Platinum, σύμφωνα με το διεθνές πρότυπο Leadership in Energy and Environmental Design (LEED). Παράλληλα, θα φέρει την πιστοποίηση WELL, η οποία αφορά την υγεία και την ευεξία των χρηστών του κτηρίου, καθώς και τη βελτίωση του βιοτικού και εργασιακού επιπέδου. Συνεπώς, το μεγαλειώδες κτήριο θα συνιστά μια οπτικά ενδιαφέρουσα δομή, η οποία θα ενσωματώνει στρατηγικές λύσεις που μειώνουν δραστικά την κατανάλωση ενέργειας του κτηρίου.

Με βάση τα πιο πρόσφατα δεδομένα, το έργο αναδιαμόρφωσης του Πύργου του Πειραιά αναμένεται να ολοκληρωθεί το Σεπτέμβριο του 2023.

Αξίζει να σημειωθεί, πως λόγω αλλαγής χρήσης του κτηρίου (από κτήριο γραφείων γίνεται κτήριο γραφείων και εμπορικών καταστημάτων), οι απαιτήσεις του αυξήθηκαν σημαντικά. Για το λόγο αυτό, και επειδή η σεισμική μόνωση δεν επηρέαζε σημαντικά τις απαιτήσεις του κτηρίου, επιλέχθηκε η κατάργηση του αντισεισμικού αρμού με ισχυρό τσιμεντοκονίαμα και η πάκτωση της βάσης.



Σχήμα 1.6: Ο Πύργος αναδιαμορφώνεται, Φεβρουάριος 2023 (από pireustower.gr [35])



Σχήμα 1.7: Η νέα όψη του κτηρίου. Το μεγαλύτερο ποσοστό των υαλοπινάκων είναι ανακυκλώσιμο. (από pireustower.gr [35])



Σχήμα 1.8: Παράδειγμα κατάργησης αντισεισμικού αρμού με τσιμεντοκονίαμα (από προσωπικό αρχείο)

1.5 Ορισμοί Βασικών Εννοιών

Με τον όρο *δομητική επέμβαση* νοείται οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα τη στοχευόμενη μεταβολή των υφιστάμενων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει, ως συνέπεια, την τροποποίηση της απόκρισής του.

Με τον όρο *επισκευή* νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.

Με τον όρο *ενίσχυση* νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού.

2 Αποτίμηση

2.1 Εισαγωγή

Σκοπός της αποτίμησης είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του υπό εξέταση δομήματος και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων απαιτήσεων, με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς. Ο μελετητής μηχανικός πραγματοποιεί μια σειρά εργασιών, ώστε να αιτιολογήσει και να τεκμηριώσει τις παραδοχές στις οποίες θα βασιστεί η αποτίμηση. Για την ολοκληρωμένη αποτίμηση υφιστάμενων κτηρίων απαιτούνται οι εξής διαδικασίες:

1. Συλλογή στοιχείων (με βάση το ιστορικό του κτηρίου)
2. Ανάλυση
3. Έλεγχος οριακών καταστάσεων

Ανάλογα με την ύπαρξη βλαβών στην κατασκευή, η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται. Στη συνηθέστερη περίπτωση ύπαρξης βλαβών, η διαδικασία αποτελείται από δύο σκέλη. Αρχικά, το δόμημα αποτιμάται ως έχει με συνεκτίμηση των βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού¹, κρίνεται η ανάγκη επέμβασης ή όχι. Εφόσον, λοιπόν, απαιτείται επέμβαση, το δόμημα αποτιμάται στην κατάστασή του προ των βλαβών, με την παραδοχή ότι απλώς θα επισκευαστούν (αποκατασταθούν) οι βλάβες. Ο επιδιωκόμενος στόχος ανασχεδιασμού, τέλος, θα αποτελέσει γνώμονα για την ανάγκη μόνον επισκευής ή επισκευής και ενίσχυσης. (βλ. Επέμβαση, Επισκευή, Ενίσχυση – Ορισμοί Βασικών Εννοιών)

Ένα, επίσης, μεγάλο πρόβλημα της αποτίμησης είναι η εκτίμηση της σεισμικής ικανότητας ενός κτιρίου, ειδικά όταν αυτό έχει κατασκευαστεί με βάση παλαιότερους κανονισμούς. Ο Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) έχει θεσμοθετήσει μια σειρά διαδοχικών ελέγχων/φάσεων, έτσι ώστε να γίνεται «απογραφή και ιεραρχική αποτίμηση των υφιστάμενων κτηρίων ως προς τη σεισμική τους ικανότητα».

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) θεσμοθετεί τα κριτήρια και τους κανόνες, βάση των οποίων πραγματοποιείται η αποτίμηση και ο αντισεισμικός ανασχεδιασμός υφιστάμενων κτηρίων. Οι αρχές και οι βασικές διαδικασίες δεν παρουσιάζονται στην παρούσα διπλωματική, καθώς υπάρχει εκτενής και λεπτομερής αναφορά, με χρήση σχολίων για θέματα ειδικότερης σημασίας και παρατηρήσεις στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Τον ίδιο στόχο εξυπηρετούν και οι σχετικές διατάξεις του Ευρωκώδικα, συγκεκριμένα οι διατάξεις του EN 1998-3 (Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός – Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτηρίων), όπως και οι οδηγίες του ευρωπαϊκού προτύπου EN 13791:2006 (Assessment Of In-situ Compressive Strength In Structures And Precast Concrete Components), που αφορούν την εκτίμηση της επιτόπου αντοχής σκυροδέματος.

¹ Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευμένες συμπεριφορές) για αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Ο στόχος ανασχεδιασμού αποτελεί ένα συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας και μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια ζωής του κτηρίου»

2.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος/ Ταχύς Οπτικός Έλεγχος

Ο Ταχύς Οπτικός Έλεγχος, το πρώτο στάδιο ελέγχου, αποτελεί μία απλοποιημένη μεθοδολογία που εφαρμόζεται σε μεγάλα σύνολα κτηρίων και βασίζεται στην παρατήρηση και τον μακροσκοπικό έλεγχο της κατασκευής. Ο ΟΑΣΠ έχει ήδη αναπτύξει και προτυποποιήσει τη μέθοδο και το αντίστοιχο δελτίο του πρωτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου για κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, με βάση την οποία αρκετοί φορείς του Δημοσίου έχουν ήδη προχωρήσει σε σημαντικό βαθμό την κατ' αρχήν ιεράρχηση του κτηριακού δυναμικού ευθύνης τους.



Σχήμα 2.1: Κακοτεχνίες/κατασκευαστικές αστοχίες/κακή συντήρηση Φ.Ο. Παρατηρείται απόμιξη, διάβρωση οπλισμών, ελλιπής επικάλυψη οπλισμού και απόθεση αλάτων (από Πύργος Πειραιά- Διερεύνηση Μηχανικών Χαρακτηριστικών των Υφιστάμενων Υλικών [21])

ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΥΠΟΔΟΜΩΝ ΜΕΤΑΦΟΡΩΝ & ΔΙΚΤΥΩΝ
ΔΕΛΤΙΟ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ ΚΤΙΡΙΩΝ (3^η Έκδοση, 2012)

ΕΝΟΤΗΤΑ Α: ΤΑΥΤΟΤΗΤΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

1. ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΗ ΕΝΟΤΗΤΑ: _____
2. ΔΗΜΟΤΙΚΗ ΕΝΟΤΗΤΑ: _____
3. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ: _____
_____ ΤΚ _____ Τηλ. _____
4. ΟΝΟΜΑ ΚΤΙΡΙΟΥ: _____
5. ΧΡΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ: _____
6. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΧΡΗΣΤΗ: _____
7. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΙΔΙΟΚΤΗΤΗ: _____
8. ΑΡΜΟΔΙΟΣ ΦΟΡΕΑΣ: _____
9. ΥΠΗΡΕΣΙΑ ΠΟΥ ΔΙΕΝΕΡΓΕΙ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ: _____
10. ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΑΡΙΘΜΟΣ ΠΡΟΣΩΠΩΝ ΠΟΥ ΣΥΝΑΘΡΟΙΖΟΝΤΑΙ ΣΤΟ ΚΤΙΡΙΟ: ΜΕΧΡΙ 10 10 – 100 > 100

ΕΝΟΤΗΤΑ Β: ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

11. ΑΡΙΘΜΟΣ ΥΠΕΡΓΕΙΩΝ ΟΡΟΦΩΝ: _____ ΥΠΟΓΕΙΩΝ: _____
12. ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΚΑΤΟΨΗΣ: _____
13. ΟΛΙΚΗ ΔΟΜΗΜΕΝΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ: _____
14. ΕΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ: _____
15. ΕΤΟΣ ΤΕΛΕΥΤΑΙΑΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ: _____
16. ΕΙΝΑΙ ΔΙΑΘΕΣΙΜΗ Η ΜΕΛΕΤΗ: ΝΑΙ ΟΧΙ
17. ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΗΘΗΚΕ Η ΜΕΛΕΤΗ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ: ΝΑΙ ΟΧΙ
18. ΕΧΕΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΕΙ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΟ: ΝΑΙ ΟΧΙ
19. ΕΧΕΙ ΕΠΙΣΚΕΥΑΣΤΕΙ / ΕΝΙΣΧΥΘΕΙ ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ: ΝΑΙ ΟΧΙ
20. ΑΝ ΝΑΙ ΓΙΑ ΠΟΙΑ ΑΙΤΙΑ, ΠΟΤΕ ΚΑΙ ΠΩΣ: _____
21. ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΤΑ Ε.Α.Κ.-2000: Σ1 _____ Σ2 _____ Σ3 _____ Σ4 _____
22. ΠΡΟΣΘΕΤΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ: _____

23. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΛΕΓΚΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ:

1. ΟΝΟΜΑ: _____

ΕΙΔΙΚΟΤΗΤΑ: _____

ΤΗΛ: _____

2. ΟΝΟΜΑ: _____

ΕΙΔΙΚΟΤΗΤΑ: _____

ΤΗΛ: _____

24. ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ: _____



ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ
Σόλων 32 15451, Ν. Ψυχικό Τηλ. 210 6728000, 210 6725233 Fax 210 6779561, e-Mail info@oasp.gr

ΕΝΟΤΗΤΑ Γ : ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΚΑΙ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ

25. Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας κατά Ε.Α.Κ.-2003

I II III

26. Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας κατά το χρόνο μελέτης του Κτιρίου

Πριν το 1995 I II III Μεταξύ
1995 και 2003 I II III IV Μετά το 2004 I II III

27. Κατηγορία Εδάφους κατά Ε.Α.Κ. - 2000

A B Γ Δ X

Άγνωστη κατηγορία εδάφους

ΕΝΟΤΗΤΑ Δ : ΔΟΜΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ

28. Δομικός τύπος του κτιρίου

(Σύμφωνα με το συνημμένο πίνακα 1)

ΟΣα ΟΣβ ΟΣγ ΠΟΣ1 ΠΟΣ2 ΑΤ ΔΤ ΟΤ ΕΤ ΧΛ1α ΧΛ1β ΧΛ2α ΧΛ2β **ΕΝΟΤΗΤΑ Ε : ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ**

(Σημειώστε με X τις θετικές απαντήσεις στα παρακάτω ερωτήματα)

29. Χωρίς αντισεισμικό κανονισμό 30. Έχει αυξηθεί η σπουδαιότητα λόγω αλλαγής της χρήσης 31. Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις 32. Κακή κατάσταση λόγω ελλιπούς συντήρησης/κακοτεχνιών/καθιζήσεων 33. Κίνδυνος κρούσης με γειτονικά κτίρια 34. Μαλακός όροφος 35. Μη κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη 36. Μεγάλο ύψος κτιρίου 37. Μη κανονικότητα καθ' ύψος 38. Οριζόντια μη κανονικότητα 39. Ενδεχόμενο στρέψης 40. Κοντά υποστυλώματα **Σημείωση:** Για τυχόν πρόσθετες πληροφορίες παρακαλούμε απευθύνεστε στον ΟΑΣΠ / Τμήμα Αντισεισμικής Τεχνολογίας (e-mail: "info@oasp.gr").Όλες οι οδηγίες, οι πίνακες και τα Δελτία Ελέγχου που περιλαμβάνονται ή αναφέρονται στο τεύχος αυτό, βρίσκονται επίσης στην ιστοσελίδα του ΟΑΣΠ στη διεύθυνση "<http://www.oasp.gr>". Στη σελίδα αυτή θα δημοσιεύονται πληροφορίες ή διεκρινήσεις που αφορούν τον Προσεισμικό Έλεγχο.ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ
Σάουθ 32 15451, Ν. Ψυχικό Τηλ. 210 6728000, 210 6725233 Fax 210 6779561, e-Mail info@oasp.gr

Σχήμα 2.3: Δελτίο Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου, σελίδα 2 (από oasp.gr [30])

Συγκεκριμένα, για το υπό εξέταση κτήριο του Πύργου Πειραιά, τα περισσότερα στοιχεία προς συμπλήρωση του δελτίου έχουν παρουσιαστεί στο κεφάλαιο της αναλυτικής περιγραφής του κτηρίου (βλ. Περιγραφή κτίσματος). Η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, με βάση το Χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας για τον οικισμό της Αθήνας και Πειραιά είναι κατηγορίας II (0.16g), ενώ η Κατηγορία Εδάφους είναι Β, βάσει της μελέτης κατασκευής. Τέλος, τα μόνα στοιχεία τρωτότητας που παρατηρούνται στο κτήριο από τη λίστα του δελτίου, είναι η κακή κατάσταση του φέροντος οργανισμού λόγω ελλιπούς συντήρησης/κακοτεχνιών (βλ. Σχήμα 2.1) και το μεγάλο ύψος κτηρίου (104 m. σύνολο, με 82 εξ αυτών να είναι πάνω από την επιφάνεια εδάφους).

2.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Προφανώς, ο Τ.Ο.Ε. είναι από τη φύση του περιορισμένης αξιοπιστίας, γι' αυτό και ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος, με τη σειρά του απαιτείται, καθώς υπεισέρχεται σε περισσότερες λεπτομέρειες. Βασική προϋπόθεση, βέβαια, για την ολοκλήρωσή του είναι η πρόσβαση σε όλους τους χώρους του κτηρίου για οπτική αξιολόγηση.

Η μέθοδος του ακολουθεί τη λογική του ελέγχου με βάση το βαθμό ανεπάρκειας, δηλαδή το λόγο της σεισμικής επιβάρυνσης προς τη σεισμική αντίσταση. Στην εν λόγω μεθοδολογία ελέγχονται 13 κριτήρια τα οποία περιγράφουν παράγοντες τρωτότητας που επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική απόκριση της κατασκευής. Κάθε κριτήριο βαθμονομείται με έναν αριθμό από το 0/1 (χειρότερο) μέχρι το 5 (καλύτερο) και πολλαπλασιάζεται με τον αντίστοιχο συντελεστή βαρύτητας, ώστε να προκύψει ο τελικός βαθμός επιβάρυνσης β , για να υπολογιστεί η σεισμική αντίσταση και, τελικά, να προσδιοριστεί ο Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου λ του κτηρίου.

Πίνακας 2.1: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης (από oasp.gr [30])

α/α	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ		ΒΑΘΜΟΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ β_i						ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ σ_i
			0 (max)	1	2	3	4	5 (min)	
1	ΥΠΕΡΚΡΙΣΙΜΑ	ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ							0.10
2		ΟΞΕΙΑΩΣΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ							0.10
3		ΜΕΓΕΘΟΣ ΑΝΗΓΜΕΝΟΥ ΑΞΟΝΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ							0.05
4		ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΤΟΨΗΣ							0.05
5		ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ - ΣΤΡΕΨΗ							0.10
6		ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΤΟΜΗ/ΟΨΗ							0.05
7		ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ – ΜΑΛΑΚΟΣ ΟΡΟΦΟΣ							0.15
8		ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΑΖΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ							0.05
9		ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ							0.15
10		ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ							0.05
11		ΔΙΑΔΡΟΜΗ ΚΑΙ ΜΕΤΑΦΟΡΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ							0.05
12		ΓΕΙΤΟΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ							0.05
13		ΚΑΚΟΤΕΧΝΙΕΣ, ΤΡΑΥΜΑΤΙΣΜΟΙ							0.05

Τα βήματα υπολογισμού ακολουθούν παρακάτω:

1. Προσδιορισμός Σεισμικής Απαίτησης $V_{req(x,y)}$

Προσδιορίζεται με βάση το φάσμα του EC8-1 (EN 1998- 1:2004) η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού του κτηρίου.

$$V_{req} = M * S_d(T) \quad (1.1)$$

όπου, M η συνολική μάζα του κτηρίου,

T η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, η οποία λαμβάνεται από τη Σ5.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ ίση με $T = C_t h_n^\beta = 2,9 \text{sec.}$, για $C_t=0,052$ και $\beta=0,9$,

$S_d(T)$ η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού κατά EC8, με $q=1,7$ από Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Τελικά, η σεισμική απαίτηση στις δύο κύριες διευθύνσεις υπολογίζεται:

$$V_{req,x} = V_{req,y} = 54591.2 \text{kN} \quad (1.2)$$

2. Βαθμός Τοιχωματοποίησης

Υπολογίζεται το ποσοστό της τέμνουσας βάσης που παραλαμβάνεται από τα τοιχώματα έναντι της συνολικής. Ο έλεγχος γίνεται με τη βοήθεια του ETABS για το σεισμό κατά X και κατά Y αντιστοίχως και, στη συνέχεια, προβάλλονται οι αντιδράσεις στον πυρήνα. Οι βαθμοί τοιχωματοποίησης είναι $\alpha_x=0,81$ κατά X και $\alpha_y=0,79$ κατά Y .

3. Βαθμονόμηση των δεκατριών (13) κριτηρίων για την εκτίμηση του μειωτικού συντελεστή β

3.1. Κριτήριο 1 – Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας

Τα δομικά στοιχεία του κτηρίου δε διαθέτουν καμία βλάβη στατικής ανεπάρκειας. $B_1=5$

3.2. Κριτήριο 2 – Οξείδωση Οπλισμών

Η κατασκευή παρουσιάζει περιορισμένες ρηγματώσεις παράλληλες με τον κύριο οπλισμό. $B_2=4$

3.3. Κριτήριο 3 – Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου

Οι αξονικές δυνάμεις των κατακόρυφων στοιχείων προκύπτουν για τον συνδυασμό $G+0,3Q$ (βλ. 4.2.5) μέσω ETABS Compressive Ratio. Δεν παρουσιάζονται όλα τα στοιχεία λόγω του μεγάλου αριθμού αυτών, αλλά η κρισιμότερη τιμή εντοπίστηκε σε τοίχωμα του πυρήνα με τιμή $\nu=0,58$. Στα περισσότερα υποστυλώματα, επίσης, η τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου ήταν πάνω από 0,40. $B_3=2$

3.4. Κριτήριο 4 – Κανονικότητα Κάτοψης

Όπως ακολουθεί παρακάτω και στην κατηγοριοποίηση κατά EC8 το κτήριο είναι κανονικό σε κάτοψη (βλ. 2.6.3 Έλεγχος Κανονικότητας σε Κάτοψη). $B_3=5$

3.5. Κριτήριο 5 – Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη Στρέψη

Η κάτοψη είναι απολύτως ορθογωνική και συμμετρική. Το κέντρο μάζας σχεδόν ταυτίζεται με το κέντρο διάτμησης-στρέψης. $B_5=5$

3.6. Κριτήριο 6 – Κανονικότητα σε τομή/όψη

Συνολικό εμβαδόν εσοχών μικρότερο του 40% του εμβαδού του ισογείου (βλ. και 2.6.4 Έλεγχος Κανονικότητας σε Όψη). $B_6=5$

3.7. Κριτήριο 7 – Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος

Οι διατομές των κατ/φων στοιχείων δεν μεταβάλλονται σημαντικά ανά τους ορόφους, επομένως η ποσοστιαία διαφορά δυσκαμψίας μεταξύ γειτονικών ορόφων είναι εντός ορίων. $B_7=5$

3.8. Κριτήριο 8 – Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Οι γειτονικοί όροφοι μεταξύ του έχουν σχεδόν ακριβώς τα ίδια βάρη. $B_8=5$

3.9. Κριτήριο 9 – Κοντά Υποστυλώματα

Δεν υπάρχουν στο κτήριο. $B_9=5$

3.10. Κριτήριο 10 – Κατακόρυφες Ασυνέχειες

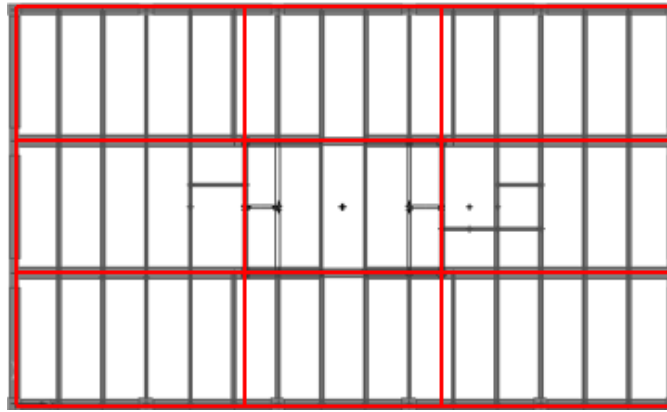
Όλα τα κατ/φα στοιχεία εκτείνονται από το Β' υπόγειο μέχρι και τον 23^ο όροφο. $B_{10}=5$

3.11. Κριτήριο 11 – Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων

Το κριτήριο βαθμολογείται με βάση δύο υποκριτήρια. Αρχικά, όλα τα τοιχώματα συνδέονται άριστα με το διάφραγμα της κατασκευής, άρα από το πρώτο υποκριτήριο $B_a=5$.

Επιπλέον, η πλαισιακή λειτουργία του κτηρίου κρίνεται άριστη, αφού τα υποστυλώματα είναι ομοιόμορφα τοποθετημένα. Τα πλαίσια διακρίνονται και στο παρακάτω σκαρίφημα. $B_b=5$

Τελικά, $B_{11}=5$



Σχήμα 2.4: Πλαισιακή λειτουργία κτηρίου σε κάτοψη

3.12. Κριτήριο 12 – Γειτονικά κτήρια

Δεν υπάρχουν άλλα κτήρια που να γειτνιάζουν με τον Πύργο του Πειραιά σε ανησυχητική απόσταση. $B_{12}=5$

3.13. Κριτήριο 13 – Κακοτεχνίες/Τραυματισμοί

Το κτήριο βρίσκεται σε αρκετά καλή κατάσταση. Παρατηρούνται μερικές κακοτεχνίες (βλ. Σχήμα 2.1). $B_{13}=4$

Πίνακας 2.2: Βαθμοί Επιβάρυνσης του κτηρίου

α/α	Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης	Βαθμός Επιβάρυνσης β	Συντελεστές Βαρύτητας
1	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας	5	0.1
2	Οξείδωση Οπλισμών	4	0.1
3	Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου	2	0.05
4	Κανονικότητα Κάτοψης	5	0.05
5	Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη-Στρέψη	5	0.1
6	Κανονικότητα σε Τομή/Όψη	5	0.05
7	Κατανομή Δυσκαμψίας Καθ' Ύψος	5	0.15
8	Κατανομή Μάζας Καθ' Ύψος	5	0.05
9	Κοντά Υποστυλώματα	5	0.15
10	Κατακόρυφες Ασυνέχειες	5	0.05
11	Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων	5	0.05
12	Γειτονικά Κτήρια	5	0.05
13	Κακοτεχνίες/Τραυματισμοί	4	0.05
Τελικός Βαθμός Επιβάρυνσης			0.94

4. Σεισμική Αντίσταση

Έχοντας, λοιπόν, τον τελικό μειωτικό συντελεστή, θα πρέπει να υπολογιστεί η συνολική διατμητική αντοχή των κατακόρυφων στοιχείων, ώστε να βρεθεί η σεισμική αντίσταση του κτηρίου. Η τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτηρίου υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{R0} = a_1 \sum V_{Ri}^{Y/\Sigma} + a_2 \sum V_{Ri}^{Toix.} \quad (1.3)$$

με τους συντελεστές απομείωσης της διατμητικής αντοχής a_i να λαμβάνονται από τον πίνακα Πίνακας 2.3:

Πίνακας 2.3: Συντελεστές Απομείωσης V_{Ri} (από oaspr.gr [30])

Κατακόρυφα Στοιχεία Κατασκευής	a_1	a_2	a_3
Υποστυλώματα τοιχώματα & κοντά υποστυλώματα	0.5	0.7	0.9
Υποστυλώματα & τοιχώματα	0.7	0.9	-
Υποστυλώματα & κοντά υποστυλώματα	0.7	-	0.9
Υποστυλώματα	0.8	-	-

Με τη χρήση της σχέσης (1.3) αθροίζονται οι διατμητικές αντοχές των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων του πυρήνα (για $a_1=0,7$ και $a_2=0,9$) και η τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτηρίου είναι: $V_{R0,x} = 64669,84kN$ και $V_{R0,y} = 80799.6kN$

Αρα, με την απομείωση λόγω του βαθμού επιβάρυνσης, θα ισχύει:

$$V_{R,x} = \beta_x V_{R0,x} = 60789,6kN$$

$$V_{R,y} = \beta_y V_{R0,y} = 75951.6kN$$

5. Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου λ

Τέλος, ο δείκτης προτεραιότητας ελέγχου της κατασκευής κατά X υπολογίζεται ως (αντιστοίχως και για τη διεύθυνση Y):

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0,3V_{req,y}}{V_{R,x} + 0,3V_{R,y}} \quad (1.4)$$

Συνεπώς, ο δείκτης λ θα είναι:

$$\lambda_x = 0,85$$

$$\lambda_y = 0,75$$

2.4 Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Βασική διεργασία για την εκτέλεση του Τριτοβάθμιου Ελέγχου στο στατικό πρόγραμμα ETABS είναι η διερεύνηση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υφιστάμενων υλικών, δηλαδή του σκυροδέματος και του χάλυβα. Έτσι, προκύπτουν οι αντοχές των υλικών που θα οριστούν στο στατικό πρόγραμμα, ώστε να γίνει έλεγχος του προσομοιώματος.

Οι απαιτούμενες διεργασίες, όπως η λήψη και ο εργαστηριακός έλεγχος (θραύση) δοκιμίων, για τον Τριτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο, έγιναν από το γραφείο στατικών μελετών Π. Παναγιωτόπουλος & Συνεργάτες. Παρουσιάζονται, λοιπόν, τα αποτελέσματα της διερεύνησης των μηχανικών χαρακτηριστικών των υφιστάμενων υλικών, όπως αυτά υπολογίστηκαν στη μελέτη.

2.4.1 Σκυρόδεμα

Πυρήνες διαμέτρου 100 mm ελήφθησαν με συσκευή αδιατάρακτης διάτρησης (καροτιέρα) από τοίχια του κλιμακοστασίου στις στάθμες του 3^{ου} έως 22^{ου} ορόφου. Η μέση τιμή αντοχής κυλίνδρου ($f_{m, is, cyl}$), που υπολογίστηκε από το σύνολο των 50 δοκιμίων που ελέγχθηκαν, προκύπτει 24,5 MPa.



Σχήμα 2.5: Παράδειγμα λήψης πυρήνα από τοίχιο κλιμακοστασίου. [21]

Στη συνέχεια, επί των εξαχθέντων πυρήνων σκυροδέματος, έγινε προσδιορισμός του βάθους ενανθράκωσης, δηλαδή της επίδρασης του διοξειδίου του άνθρακα στο σκυρόδεμα. Η ενανθράκωση οδηγεί σε προβλήματα ασφάλειας, καθώς το pH μειώνεται, γεγονός που καθιστά το υλικό λιγότερο αλκαλικό, κάνοντας, έτσι, την παθητική ταινία που προστατεύει τους οπλισμούς να αλλοιώνεται.

Η εξακρίβωση του φαινομένου πραγματοποιείται μέσω ψεκασμού διαλύματος φαινολοφθαλεΐνης, το οποίο αλλάζει χρώμα από διάφανο σε ιώδες κατά την έκταση της υγιούς περιοχής, διαφοροποιώντας την από την ενανθρακωμένη. Όπως, λοιπόν, προέκυψε από τις μετρήσεις που πραγματοποιήθηκαν στους πυρήνες, η ενανθράκωση συναντάται σε ορισμένα μόνο δείγματα και μάλιστα σε μικρή τιμή (<0,5 cm). Σημειώνεται, επίσης, πως καμία από τις επιμέρους τιμές του βάθους ενανθράκωσης δεν υπερβαίνει το πάχος επικάλυψης των υπό εξέταση στοιχείων.



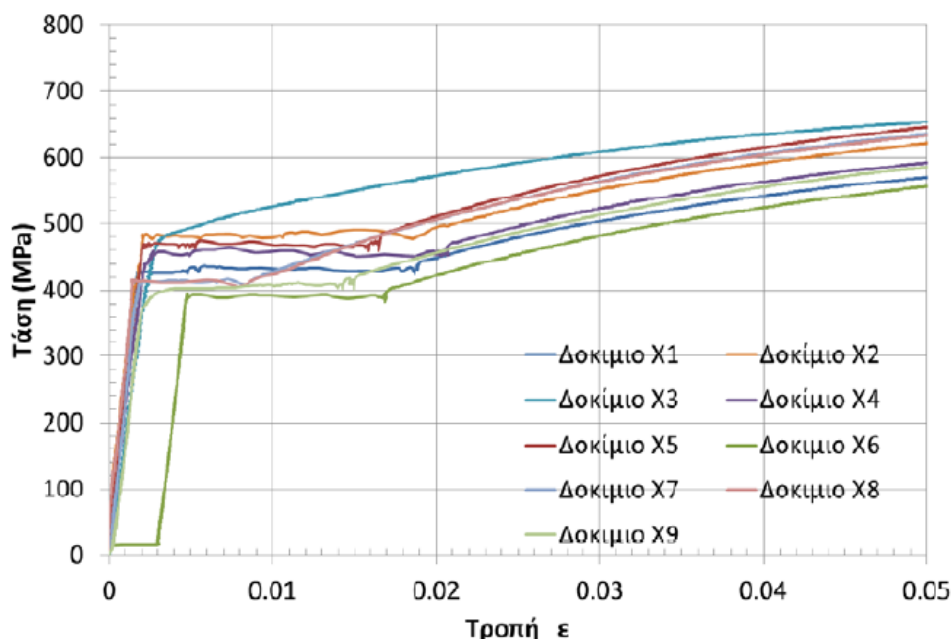
Σχήμα 2.6: Φωτογραφική απεικόνιση πυρήνων ύστερα από δοκιμή προσδιορισμού βάθους ενανθράκωσης. [21]

Τελικά, λαμβάνοντας υπόψη τις σχετικές διατάξεις του Προτύπου EN 13791, προκύπτει με μεγάλη αξιοπιστία πως το σκυρόδεμα μπορεί να καταταχθεί στην κατηγορία C20/25, βάσει της κατάταξης του σκυροδέματος κατά EN 206-1.

2.4.2 Χάλυβας

Πραγματοποιήθηκαν τοπικές αποκαλύψεις οπλισμού των μελών σκυροδέματος σε όλες τις στάθμες του υπό εξέταση κτηρίου, ώστε να διαπιστωθεί η διάταξη και η διάμετρος των οπλισμών. Επιπλέον, όμως, των αποκαλύψεων και του οπτικού ελέγχου, πραγματοποιήθηκε ανίχνευση οπλισμών με χρήση του οργάνου FerroScan. Το όργανο αυτό εκπέμπει χαμηλής συχνότητας ηλεκτρομαγνητικό πεδίο που αλληλοεπιδρά με τις ράβδους οπλισμού και κάνει απεικόνιση αυτών, εκτιμώντας την επικάλυψη, διάμετρο και απόσταση μεταξύ των ραβδών. Για οικονομία χώρου δεν παρατίθενται οι λεπτομερείς πίνακες με τους οπλισμούς όλων των δομικών μελών. Παρ' όλα αυτά, μπορεί να σχολιαστεί ότι τα τοιχεία δε διαθέτουν κρυφοϋποστυλώματα, και είναι οπλισμένα με $\Phi 20/10-20$ κατακόρυφους οπλισμούς και $\Phi 12/20$ οριζόντιους. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί, από την άλλη, δεν αποκλίνουν από τα σχέδια κατασκευής, όσον αφορά τους διαμήκους οπλισμούς, ενώ στους συνδετήρες παρατηρήθηκε μεγάλη ανομοιομορφία στις αποστάσεις μεταξύ τους. Η μέση τιμή σχετικής απόστασης συνδετήρων στις δοκούς που υπήρχε και το μεγαλύτερο πρόβλημα, προκύπτει 150 mm. Στις κρίσιμες περιοχές, παρ' όλα αυτά, οι αποστάσεις ήταν αποδεκτές.

Για τον υπολογισμό των μηχανικών ιδιοτήτων του οπλισμού, ελήφθησαν εννέα δοκίμια χάλυβα από διάφορες στάθμες του Πύργου.



Σχήμα 2.7: Διαγράμματα τάσεων – τροπών για τα εννέα δοκίμια χάλυβα. [21]

Η μέση τιμή διαρροής του χάλυβα υπολογίζεται με μεγάλη αξιοπιστία $F_y = 435 \text{ MPa}$.

2.5 ΚΑΝ.ΕΠΕ & Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3

Τα πρώτα δύο στάδια του προσεισμικού ελέγχου είναι αρκετά προσεγγιστικά. Η αναλυτική αποτίμηση ενός κτηρίου ολοκληρώνεται με την ικανοποίηση των διατάξεων του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) και του Ευρωκώδικα 8 – Μέρους 3 *Assessment and retrofitting of buildings*. Η διαδικασία αυτή αποτελεί και το τελικό στάδιο του προσεισμικού ελέγχου – αποτίμησης, καθώς κρίνεται και η απόφαση μόνον επισκευής ή επισκευής και ενίσχυσης.

2.5.1 Αρχές και στόχοι αποτίμησης

Όπως αναφέρθηκε στην εισαγωγή, από την σχετική πρόβλεψη του EN 8-3 (§2.1), θεσπίζονται οι *στάθμες επιτελεστικότητας*, συναρτήσεϊ του βαθμού βλάβης:

1. *Περιορισμένες βλάβες (A)* : Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες. Στον EN 8-3 αναφέρεται ως LS (Limit State) of *Damage Limitation (DL)*.
2. *Σημαντικές βλάβες (B)*: Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου 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 μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Στον EN 8-3 αναφέρεται ως LS of *Significant Damage (SD)*.

3. *Οιονεί κατάρρευση (Γ)*: Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες 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. Στον EN 8-3 αναφέρεται ως *LS of Near Collapse (NC)*.

Έχοντας, λοιπόν, αυτές τις στοχευόμενες συμπεριφορές από τις διατάξεις των κανονισμών, επιλέγονται κατάλληλοι συνδυασμοί με μία σεισμική δράση, ώστε να οριστούν οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Οι στόχοι αυτοί αναφέρονται αποκλειστικά στον φέροντα οργανισμό του κτηρίου και στις τοιχοπληρώσεις, εάν υπάρχουν. Το σύνολο των δυνητικών στόχων αποτίμησης ή ανασχεδιασμού ενός δομήματος περιλαμβάνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2.4: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φ.Ο. (από ΚΑΝ.ΕΠΕ – 3^η Αναθεώρηση [17])

$a_g / a_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	A «Περιορισμένες Βλάβες»	B «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
1.80	A0	B0	Γ0
1.30	A1 ⁺	B1 ⁺	Γ1 ⁺
1.00	A1	B1	Γ1
0.75	A2 ⁺	B2 ⁺	Γ2 ⁺
0.60	A2	B2	Γ2
0.45	A3 ⁺	B3 ⁺	Γ3 ⁺
0.35	A3	B3	Γ3
0.25	A4 ⁺	B4 ⁺	Γ4 ⁺
<0.25	A4	B4	Γ4

όπου $a_{g,ref}$ είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση αναφοράς, που ορίζεται με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια συμβατικής ζωής του έργου και a_g η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση.

Στα σχόλια του ΚΑΝ.ΕΠΕ παρουσιάζεται η συσχέτιση της περιόδου επαναφοράς και πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης με την αντίστοιχη ανηγμένη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση (βλ. Πίνακας 2.5). Η υιοθέτηση στόχου με πιθανότητα υπέρβασης μεγαλύτερη από 10% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές, πιο έντονες και πιο εκτεταμένες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%. Προφανώς, αν η πιθανότητα υπέρβασης είναι μικρότερη από 10% αναμένονται εν γένει μικρότερες και λιγότερες βλάβες.

Πίνακας 2.5: Ενδεικτική συσχέτιση περιόδου επαναφοράς και πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης με την $a_g/a_{g,ref}$ (από ΚΑΝ.ΕΠΕ – 3^η Αναθεώρηση [17])

Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	$a_g/a_{g,ref}$
2475	2%	1.80
975	5%	1.30
475	10%	1.00
225	20%	0.75
135	30%	0.60
70	50%	0.45
40	70%	0.35
20	90%	0.25
<20	>90%	<0.25

Βασική έννοια για την αποτίμηση του κτηρίου είναι η σεισμική του κλάση. Ορίζεται ως ο μέγιστος στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού που μπορεί να εξασφαλίσει ένα κτήριο για μια επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. Η σεισμική κλάση κτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Β (*Σημαντικές Βλάβες*) θεωρείται βασική σεισμική κλάση.

Οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφιστάμενων κτηρίων ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητάς του ορίζονται ως εξής:

Πίνακας 2.6: Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Σε κάθε περίπτωση θεωρείται ότι ισχύει $A1 > A2$, $B1 > B2$, $\Gamma1 > \Gamma2$, $A1 > B1 > \Gamma1$ και $A2 > B2 > \Gamma2$ (από ΚΑΝ.ΕΠΕ – 3^η Αναθεώρηση [17])

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Ελάχιστοι Ανεκτοί Στόχοι
I	$\Gamma2$
II	$\Gamma1$
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

2.5.2 Λήψη αποφάσεων για επέμβαση

Με βάση τα συμπεράσματα από την αποτίμηση του δομήματος, λαμβάνονται αποφάσεις επεμβάσεων με στόχο αφενός μεν την ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων αντισεισμικού σχεδιασμού, αφετέρου δε την ελαχιστοποίηση του κόστους και την εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών. Η επιλογή των τύπων δομητικής επέμβασης γίνεται καταρχήν με βάση γενικά κριτήρια κόστους και χρόνου. Οι επεμβάσεις γίνονται σε επιμέρους δομικά στοιχεία ή στο σύνολο του κτηρίου, λαμβάνοντας πάντοτε υπόψη τις επιπτώσεις στις θεμελιώσεις. Η επιλογή αυτή εντάσσεται σε μια στρατηγική επέμβασης, η οποία έχει ως στόχο τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης. Η στρατηγική μπορεί να είναι τεχνικού ή διαχειριστικού χαρακτήρα ή/και συνδυασμός τους.

Κάποιες στρατηγικές τεχνικού χαρακτήρα:

1. Αύξηση αντοχής κτηρίου
2. Αύξηση δυσκαμψίας κτηρίου
3. Αύξηση ικανότητας παραμόρφωσης των μελών

4. Μείωση σεισμικών απαιτήσεων κ.α.

Οι αντίστοιχες επεμβάσεις που συνδέονται με αυτές τις στρατηγικές είναι:

1. Η αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας επιτυγχάνεται με ενίσχυση των δομικών στοιχείων ή με προσθήκη νέων στοιχείων που αναλαμβάνουν σεισμικές δράσεις (π.χ. τοιχώματα Ο/Σ ή δικτυώματα χάλυβα κ.λπ.). Σε τέτοια περίπτωση, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στη θεμελίωση λόγω της αύξησης μάζας του δομήματος.
2. Η αύξηση της μετελαστικής ικανότητας παραμόρφωσης επιτυγχάνεται με βελτίωση της περίσφιξης των υφιστάμενων μελών (π.χ. εξωτερικοί συνδετήρες, λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή)
3. Η μείωση σεισμικών απαιτήσεων επιτυγχάνεται με τη μείωση της μάζας του δομήματος, την τροποποίηση του μοντέλου με στόχο την ευεργετική αλλαγή της ιδιοπεριόδου του κτηρίου. (π.χ. μέσω συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας). Η λύση αυτή επιλέγεται στο υπό εξέταση κτήριο, τον Πύργο του Πειραιά, όπως αναλύεται παρακάτω.

Κάποιες στρατηγικές διαχειριστικού χαρακτήρα:

1. Αλλαγή χρήσης του κτηρίου
2. Μερική ή ολική καθαίρεση
3. Μονολιθική μεταφορά του δομήματος σε άλλη θέση

Όσον αφορά τη μέθοδο ανάλυσης, για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μία από τις παρακάτω:

1. Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες
2. Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες
3. Ανελαστική στατική ανάλυση
4. Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας)
5. Εμπειρικές μέθοδοι (σε ειδικές περιπτώσεις μόνο για την αποτίμηση υφισταμένων κτηρίων)

2.5.2.1 Επιλογή μεθόδου ανάλυσης

Για την αποτίμηση του Πύργου του Πειραιά, επιλέγεται η μέθοδος της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης ή, αλλιώς, ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης. Οι προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου βάσει τον ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι δύο και ισχύουν εναλλακτικά από τις προϋποθέσεις του Ευρωκώδικα 8-3 στη χώρα μας.

1. Το πεδίο εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου ορίζεται από τη συνθήκη πως για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2,5$ ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2,5$ και το κτήριο είναι μορφολογικά κανονικό.

Έπειτα από ανάλυση του κτηρίου στο στατικό πρόγραμμα ETABS για φάσμα απόκρισης με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1$, προκύπτουν οι «δείκτες ανεπάρκειας» λ των κύριων

στοιχείων. Παρατηρείται πως οι μεγαλύτεροι δείκτες βρίσκονται στα υποστυλώματα των τελευταίων ορόφων, ενώ μάλιστα δεν ξεπερνούν την τιμή του 2. Επιπλέον, το κτήριο είναι μορφολογικά κανονικό, όπως αναλύεται λεπτομερέστερα στα κεφάλαια 2.6.3. Συνεπώς, η προϋπόθεση ικανοποιείται.

2. Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών της πρώτης προϋπόθεσης, αλλά με το πρόσχημα ότι δεν υπάρχουν ουσιαστικές βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνον) της αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} που προβλέπονται, αυξάνονται κατά 0,15.

Με βάση τον πίνακα του ΚΑΝ.ΕΠΕ, η συνιστώμενη τιμή του συντελεστή γ_{sd} είναι ίση με 1,10, καθώς, όπως φαίνεται στο κεφάλαιο 2.2, παρατηρούνται ελαφρές και τοπικές βλάβες σε όλο το κτήριο, κυρίως διάβρωσης. Επομένως, ο συντελεστής αυτός γίνεται $\gamma_{sd}=1,25$ για την εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης.

Πίνακας 2.7: Τιμές του συντελεστή γ_{sd} (από ΚΑΝ.ΕΠΕ – 3η Αναθεώρηση [17])

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd}=1,20$	$\gamma_{sd}=1,10$	$\gamma_{sd}=1,00$

2.5.3 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ)

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ) εκφράζει την επάρκεια πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτηρίου και αναφέρεται στα δεδομένα που επηρεάζουν τις δράσεις. Προφανώς, λαμβάνεται πολύ σοβαρά υπόψη κατά την αποτίμηση. Η ΣΑΔ δε θεωρείται αναγκαστικώς ενιαία για ολόκληρο το κτήριο, αλλά επιτρέπεται να διαφοροποιείται στις διάφορες περιοχές του.

Η επιζητούμενη ΣΑΔ, λοιπόν, επηρεάζει τους υπολογισμούς των δράσεων και των αντιστάσεων. Εξαρτάται, ωστόσο, από μία σειρά παραγόντων, όπως τη διαθεσιμότητα εγκεκριμένης μελέτης, τη διαθεσιμότητα πληροφοριών για λεπτομέρειες οπλίσεως, την επάρκεια διερεύνησης ποιότητας υλικών κ.λπ.

Διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

1. «Υψηλή»
2. «Ικανοποιητική»
3. «Ανεκτή»

Οι ΣΑΔ αυτές αντιστοιχούν στα Επίπεδα Γνώσης (ΕΓ) ή Knowledge Levels (KL) πλήρης, κανονική και περιορισμένη, αντιστοίχως, στις διατάξεις του EN 8-3 (§3.3).

Για κάθε δεδομένο, η ΣΑΔ αντιμετωπίζεται με τις αντίστοιχες προβλέψεις. Αρχικά, η ΣΑΔ_Υ σχετίζεται με το επίπεδο γνώσης για τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών. Στη συνέχεια, η ΣΑΔ_Γ σχετίζεται με το επίπεδο γνώσης για τα γεωμετρικά στοιχεία του δομήματος. Ως γεωμετρικά στοιχεία νοούνται κυρίως το είδος, η διάταξη και οι διαστάσεις του φορέα της θεμελίωσης και της ανωδομής, τα πάχη και τα βάρη των τοιχοπληρώσεων,

επικαλύψεων κ.λπ. Τέλος, η ΣΑΔ_Δ σχετίζεται με το επίπεδο γνώσης για τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες (διάταξη οπλισμών και λεπτομέρειες όπλισης)

2.5.3.1 ΣΑΔ στον Πύργο του Πειραιά

Έχοντας ως δεδομένα τα αποτελέσματα και τις δειγματοληψίες των κεφαλαίων 2.4.1, 2.4.2, η ΣΑΔ_Υ για την αντοχή του σκυροδέματος και του χάλυβα μπορεί να θεωρηθεί «υψηλή». Το πλήθος των δοκιμών που εκτελέστηκαν (50 δοκίμια) είναι αρκετό, καθώς το πλήθος των ελάχιστων απαιτούμενων πυρήνων είναι 3 ανά 2 ορόφους, δηλαδή περίπου 39 δοκίμια. Ομοίως, για την περίπτωση του χάλυβα, τα εξεταζόμενα δοκίμια είναι περισσότερα από τα ελάχιστα απαιτούμενα. Όσον αφορά την επιλογή των ΣΑΔ_Γ και ΣΑΔ_Δ για τα γεωμετρικά στοιχεία και τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες του δομήματος, αυτή γίνεται σύμφωνα με όσα αναφέρονται στον επόμενο πίνακα του ΚΑΝ.ΕΠΕ (βλ. Πίνακας 2.8). Από τη στιγμή που διατίθενται τα σχέδια της αρχικής μελέτης και έχει γίνει ενδελεχής έλεγχος, αποδεικνύοντας πως όλα έχουν εφαρμοστεί, η ΣΑΔ_Γ και η ΣΑΔ_Δ μπορούν να θεωρηθούν «υψηλές».

Τελικά, η συνολική Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων για το υπό εξέταση κτήριο είναι «υψηλή». Πλέον, οι διαστάσεις των μελών, οι χαρακτηριστικές τιμές των υλικών, η διάταξη του φορέα και άλλα αναγκαία δεδομένα για την αποτίμηση του κτηρίου, είναι γνωστά. Η αποτίμηση του Πύργου του Πειραιά, στο τρίτο και τελικό στάδιο ελέγχου, ολοκληρώνεται με τη βοήθεια του στατικού προγράμματος ETABS. Η διαδικασία περιγράφεται λεπτομερώς στην ενότητα 4, όπου προσομοιώνεται ο φορέας του κτηρίου σύμφωνα με τις διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ και Ευρωκώδικα, εκτελείται η φασματική ανάλυση και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αποτίμησης. Έπειτα, κρίνεται η ανάγκη επέμβασης ή όχι.

Πίνακας 2.8: Επιλογή ΣΑΔ_Γ και ΣΑΔ_Δ (από ΚΑΝ.ΕΠΕ – 3η Αναθεώρηση [17])

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ									
				ΣΑΔ _Γ (= η δυσμενέστερη μεταξύ των ΣΑΔ _{Γ1} & ΣΑΔ _{Γ2})						ΣΑΔ _Δ			
				ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ή ΑΝΩΔΟΜΗΣ (ΣΑΔ _{Γ1})			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ. (ΣΑΔ _{Γ2})			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ			
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ		Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή		
✓		1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεκτά εφαρμοστεί χωρίς τροποποιήσεις	(1)			✓			✓			✓
✓		2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)			✓			✓		✓	✓
✓		3	Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓			✓			✓		
	✓	4	Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	(4)		✓	✓		✓	✓		✓	✓
	✓	5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο	(5)	✓	✓		✓	✓		✓	✓	
	✓	6	Δεδομένο που έχει ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓		✓	✓		✓	✓	

2.6 Κατηγοριοποίηση κατά ΕΚ8

Με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, αλλά και τη βοήθεια του Εθνικού Προσαρτήματος, θα γίνει μία πρώτη εκτίμηση για την κατηγοριοποίηση του κτηρίου και την επιλογή κατάλληλου συντελεστή συμπεριφοράς q , απαραίτητου για τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού.

Η αποτίμηση του κτηρίου, βέβαια, θα γίνει με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, αλλά οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 Μέρος 3, μπορούν να χρησιμοποιηθούν ενισχυτικά για τη χρήση κάποιων παραδοχών του μελετητή (π.χ. η κανονικότητα ή όχι του κτηρίου βοηθάει στη χρήση ενός ενιαίου συντελεστή συμπεριφοράς). Άλλωστε, ο Ευρωκώδικας είναι πιο συντηρητικός κανονισμός από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Τέλος, πρέπει να τονιστεί ότι η κατηγοριοποίηση και ο συντελεστής συμπεριφοράς υπολογίζονται για την πακτωμένη στη βάση κατασκευή, δηλαδή χωρίς τα εφόδρανα σεισμικής μόνωσης.

2.6.1 Κατηγορία Εδάφους

Για να γίνει κατάλληλη κατάταξη του εδάφους θεμελίωσης, απαιτείται γεωτεχνική έρευνα, η οποία στο παρόν στάδιο αποτίμησης δεν έχει διατίθεται. Για το λόγο αυτό, επιλέγεται Κατηγορία Εδάφους Β ($S = 1,20$, $T_B = 0,15s$ κλπ.), βάσει των παραδοχών στα προτεινόμενα σχέδια ενίσχυσης που υποβλήθηκαν κατά τον ανασχεδιασμό του Πύργου.

Πίνακας 2.9: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους αναλόγως την κατηγορία εδάφους (από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26])

Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης				
Κατηγορία εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

2.6.2 Σεισμικές Ζώνες/Εδαφική Επιτάχυνση

Η περιοχή του Πειραιά, στην οποία βρίσκεται η κατασκευή, ανήκει στη σεισμική ζώνη Z1, επομένως η επιτάχυνση του εδάφους a_{gR}/g θα είναι 0,16.

Πίνακας 2.10: Τιμές επιτάχυνσης εδάφους αναλόγως τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας(από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26])

Τιμές a_{gR}/g	
Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Ορίζεται, επίσης, συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I=1,00$, καθώς πρόκειται για σύνηθες κτήριο που δεν ανήκει στις υπόλοιπες κατηγορίες. Έτσι, η επιτάχυνση σχεδιασμού υπολογίζεται:

$$a_g = \gamma_I * a_{gR} = 0,16g \quad (1.5)$$

Πίνακας 2.11: Συντελεστές σπουδαιότητας γ_I αναλόγως την κατηγορία σπουδαιότητας (από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26])

Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια		
Κατηγορία σπουδαιότητας	γ_I	Περιγραφή
I	0.80	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	1.00	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	1.20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.

2.6.3 Έλεγχος Κανονικότητας σε Κάτοψη

Οι διατάξεις παρατίθενται σχεδόν αυτούσιες, από τις Σημειώσεις – Βασικές διατάξεις του ΕΚ8 από τον κ. Γιάννη Ψυχάρη, ομότιμο καθηγητή του ΕΜΠ.

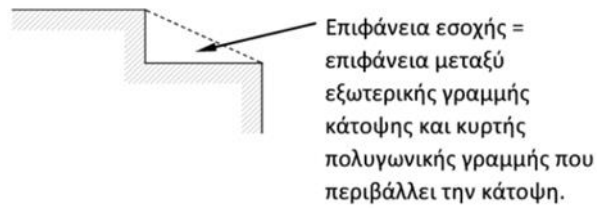
1. «Το κτήριο πρέπει να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες».

Το κτήριο όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα, έχει απόλυτη συμμετρία και στους δύο ορθογώνιους άξονες.



Σχήμα 2.8: Κάτοψη τυλικού ορόφου. Προφανής συμμετρία και στους δύο άξονες. (από επίσημα σχέδια)

2. Οι ανωμαλίες που προκύπτουν μεταξύ του περιγράμματος των πλακών και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει τις πλάκες, να μην υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου.



Σχήμα 2.9: Καθορισμός επιφάνειας εσοχής ορόφου (από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26])

Το κτήριο δε διαθέτει εσοχές, καθώς είναι πλήρως τετραγωνικό καθ' ύψος.

3. Η λυγηρότητα του κτηρίου σε κάτοψη δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη του 4, δηλαδή $\lambda \leq 4$, όπου $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$, με L_{\max} και L_{\min} να είναι η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτηρίου σε κάτοψη αντίστοιχα, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.

Οι δύο λυγηρότητες του κτηρίου, για τον τυπικό όροφο αλλά και τους ορόφους των καταστημάτων με μεγαλύτερη κάτοψη, προκύπτουν:

$$\lambda_{\text{τυπ.}} = \frac{41,52}{24,91} = 1,67$$

$$\lambda_{\text{καταστ.}} = \frac{57,40}{54,83} = 1,05$$
(1.6)

4. Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση X και Y, η στατική εκκεντρότητα e_0 και η ακτίνα δυστρεψιάς r πρέπει να ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες:

Διεύθυνση ανάλυσης y:

$$e_{0x} \leq 0,3 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

Διεύθυνση ανάλυσης x:

$$e_{0y} \leq 0,3 \cdot r_y$$

$$r_y \geq l_s$$

Με τη βοήθεια του στατικού προγράμματος ETABS που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση του φορέα, οι συνθήκες αυτές ικανοποιούνται και στις δύο διευθύνσεις. Κάτι τέτοιο είναι αναμενόμενο, δεδομένης της πλήρους συμμετρίας του φορέα και της ορθογωνικής του κάτοψης.

Τελικά, οι παραπάνω διατάξεις ικανοποιούνται πλήρως, επομένως το κτήριο είναι κανονικό σε κάτοψη.

2.6.4 Έλεγχος Κανονικότητας σε Όψη

Για να χαρακτηριστεί ένα κτήριο ως κανονικό σε όψη πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους:

1. «Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, πρέπει να είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτηρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτηρίου»

Τα υποστυλώματα και τα τοιχεία του κτηρίου ξεκινούν από τη βάση (θεμελίωση στο Γ' υπόγειο) και εκτείνονται ως τον 23^ο όροφο (άνω επιφάνεια κτηρίου). Η διακοπή λόγω της σεισμικής ζώνης στο Β' υπόγειο δεν επηρεάζει τη συνέχεια των φερόντων στοιχείων, καθώς παρεμβάλλονται τα εφάδρανα.

2. «Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές»

Οι όροφοι μεταξύ τους είναι πανομοιότυποι σχεδόν, ενώ όσοι διαφέρουν μεταξύ τους, δεν υπάρχει μείωση μεγαλύτερη από 40%. (Αναφερόμενοι στο ψηλό κτήριο του Πύργου)

3. Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων.

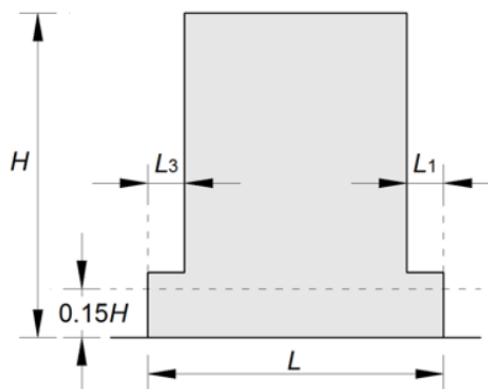
Δεν έγινε έλεγχος αφού δεν επιλέγεται πλαισιωτό σύστημα.

4. «Όταν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος, πρέπει να ικανοποιούνται και οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες» (Παρατίθεται μόνο η περίπτωση (β) που αφορά το κτήριο)

Περίπτωση (β)

Για μεμονωμένη εσοχή σε ύψος μεγαλύτερο του 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος:

$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0.20$$



Σχήμα 2.10: Περίπτωση (β) των εσοχών καθ' ύψος (από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26])

Στο κτήριο: $\frac{L_3 + L_1}{L} = \frac{13.3}{54.83} = 0.24$

Επομένως, η συνθήκη δεν ικανοποιείται.

Τελικά, το κτήριο είναι *MH* κανονικό σε όψη.

2.6.5 Κατάταξη κτηρίου με βάση το στατικό σύστημα

Τα κτίρια από Ω.Σ. κατατάσσονται σε μία από τις κατηγορίες του παρακάτω πίνακα με βάση το στατικό τους σύστημα:

Πίνακας 2.12: Κατάταξη κτηρίων αναλόγως το στατικό σύστημα (από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26])

Κατηγορίες κτιρίων Ω.Σ.	
Χαρακτηρισμός	Επεξήγηση
Τοιχωματικό σύστημα	Στατικό σύστημα με συζευγμένα ή ασύζευκτα τοιχώματα, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Πλαισιωτό σύστημα	Στατικό σύστημα με χωρικά πλαίσια, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Διπλό σύστημα (γενικά)	Τα κατακόρυφα φορτία παραλαμβάνονται κυρίως από τα πλαίσια και τα οριζόντια εν μέρει από πλαίσια και εν μέρει από τοιχώματα.
Διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως πλαισιωτό	Διπλό στατικό σύστημα, στο οποίο τα πλαίσια έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 50\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως τοιχωματικό	Διπλό στατικό σύστημα, στο οποίο τα τοιχώματα έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 50\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Σύστημα με μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα	Τοιχωματικό σύστημα με τις παρακάτω πρόσθετες προϋποθέσεις: i. Τουλάχιστον δύο μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα στην υπόψη διεύθυνση, τα οποία παραλαμβάνουν τουλάχιστον το 20% των φορτίων βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού. ii. Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην υπόψη διεύθυνση ≤ 0.5 sec (με θεώρηση πάκτωσης στη βάση).
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	Διπλό ή τοιχωματικό σύστημα χωρίς την ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία έστω και σε μία οριζόντια διεύθυνση, δηλ. δεν ικανοποιείται η σχέση: $r_x \geq \ell_s$ ή $r_y \geq \ell_s$.
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	Σύστημα στο οποίο μάζα μεγαλύτερη από το 50% της συνολικής είναι συγκεντρωμένη στο ανώτερο 1/3 του ύψους. Δεν υπάγονται σε αυτή την κατηγορία μονώροφα με $v_d \leq 0.3$ σε όλα τα υποστυλώματα.

Η κατηγορία που επιλέγεται για το εξεταζόμενο κτήριο είναι αυτή του τοιχωματικού συστήματος. Η επιλογή αυτή ελέγχεται και μετά την ανάλυση του μοντέλου του κτηρίου στο ETABS, καθώς υπάρχει απαίτηση τα τοιχώματα να έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 65\%$ της συνολικής ζ διατμητικής αντοχής του κτηρίου στη βάση. Άλλωστε, ο βαθμός τοιχωματοποίησης του κτηρίου είναι μεγαλύτερος από 65% όπως αποδείχθηκε και στο υποκεφάλαιο 2.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος.

Η κατηγορία πλαστιμότητας που επιλέγεται για το κτήριο είναι κατηγορίας μέση. (ΚΠΜ)

2.6.6 Συντελεστής Συμπεριφοράς

Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q , που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση εξαρτάται από το στατικό σύστημα και την κατηγορία πλαστιμότητας και προκύπτει από τη σχέση: $q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5$

Με βάση τον παρακάτω πίνακα, η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς για κανονικά σε όψη συστήματα είναι: $q_0 = 3.0 \alpha_w/\alpha_1$

Πίνακας 2.13: Τιμές q_0 για συστήματα κανονικά σε όψη (από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26])

Στατικός τύπος	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτά – Διπλά συστήματα – Συστήματα με συζευγμένα τοιχώματα	$3.0\alpha_w/\alpha_1$	$4.5\alpha_w/\alpha_1$
Συστήματα με ασύζευκτα τοιχώματα	3.0	$4.0\alpha_w/\alpha_1$
Στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα	2.0	3.0
Ανεστραμμένα εκκερεμή	1.5	2.0

Για το k_w θα ισχύει: $0.5 \leq k_w = \frac{1+\alpha_0}{3} \leq 1.0$ από όπου προκύπτει $k_w = 1$.

Τέλος, από τον παρακάτω πίνακα προκύπτει η τιμή του λόγου α_w/α_1 :

Πίνακας 2.14: Τιμές λόγου α_w/α_1 εάν δεν είναι διαθέσιμη η καμπύλη ικανότητας (από Σημειώσεις ΕΚ8, Ι. Ψυχάρη [26])

Περιγραφή	α_w/α_1	
	Κτίρια κανονικά σε κάτοψη	Κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη ¹
Πλαισιωτά ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά		
– Μονώροφα	1.10	1.05
– Πολυώροφα πλαίσια με ένα άνοιγμα	1.20	1.10
– Πολυώροφα πλαίσια με πολλά ανοίγματα ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά	1.30	1.15
Τοιχωματικά συστήματα ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως τοιχωματικά		
– Τοιχωματικά συστήματα με μόνο δύο ασύζευκτα τοιχώματα ανά κατεύθυνση	1.00	1.00
– Λοιπά συστήματα με ασύζευκτα τοιχώματα	1.10	1.05
– Διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως τοιχωματικά ή συστήματα με συζευγμένα τοιχώματα	1.20	1.10

Τελικά, δεδομένου ότι για συστήματα μη κανονικά σε όψη, οι τιμές του q_0 μειώνονται κατά 20%, η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς του κτηρίου θα είναι: $q = 3.0 * 1 * 1 * 0.8 \rightarrow q = 2.4$

2.7 Κατηγοριοποίηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ – Στόχος Αποτίμησης

Η σπουδαιότητα του κτηρίου με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. επηρεάζει άμεσα το στόχο αποτίμησης. Με βάση το Παράρτημα 2.1 του κανονισμού, ο Πύργος Πειραιά κατατάσσεται σε κατηγορία σπουδαιότητας II, και άρα ο ελάχιστος στόχος αποτίμησης είναι ο Γ1 (βλ. Πίνακας 2.6), ο οποίος αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας *Οιονεί κατάρρευση* και πιθανότητα υπέρβασης 10%. Ωστόσο, στην παρούσα διπλωματική, ο στόχος αποτίμησης – ανασχεδιασμού τίθεται ο Β1, δηλαδή στάθμη επιτελεστικότητας *Σημαντικές Βλάβες* και πιθανότητα υπέρβασης 10%. Αυτό σημαίνει, πρακτικά, πως με βάση τον πίνακα του ΚΑΝ.ΕΠΕ, η σεισμική επιτάχυνση που θα χρησιμοποιηθεί θα πολλαπλασιαστεί πρώτα με τον συντελεστή 1,0 (Β1), αντί για 0,7 (Γ1), επομένως τελικά θα είναι 0,16g.

Πίνακας 2.15: Τιμές του λόγου $a_g / a_{g,ref}$ με τιμή αναφοράς που αντιστοιχεί σε στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Β1 (από ΚΑΝ.ΕΠΕ – 3η Αναθεώρηση [17])

$a_g / a_{g,ref}$	ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ		
	«Περιορισμένες βλάβες» (Α)	«Σημαντικές βλάβες» (Β)	«Οιονεί κατάρρευση» (Γ)
1,00	≈ 1,65	1,00	≈ 0,70
0,60	≈ 1,00	0,60	≈ 0,45

3 Σεισμική Μόνωση

3.1 Εισαγωγή στον Αντισεισμικό Σχεδιασμό

Στόχος ενός μηχανικού είναι η δημιουργία κατασκευών, με χρήση συγκεκριμένων υλικών, οι οποίες θα εξασφαλίζουν την αντοχή και τη λειτουργικότητά τους σε διάφορες φορτίσεις κατά τη διάρκεια ζωής του έργου. Μία από τις κυριότερες φορτίσεις, ιδιαίτερα σε χώρες σαν την Ελλάδα που είναι σειсмоγενής χώρα, είναι η σεισμική καταπόνηση. Κάθε φορά, λοιπόν, που συμβαίνει ένας ισχυρός σεισμός, οι γνώσεις και οι εφαρμογές ενός μηχανικού, αναλογικά με τη σεισμική συμπεριφορά, δοκιμάζονται, έτσι ώστε να αποφευχθούν κοινωνικοοικονομικά προβλήματα, αλλά και απώλειες ζωών. Συνεπώς, δημιουργήθηκε η ανάγκη για σωστότερη και αποτελεσματικότερη μελέτη στον κατασκευαστικό τομέα, τόσο για τις νέες κατασκευές, όσο και για την ενίσχυση των υφιστάμενων. Η ανάγκη αυτή ικανοποιήθηκε με την σύνταξη νέων, αυστηρότερων κανονισμών για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων κτιρίων, αλλά και για τον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών.

Βασική απαίτηση για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών είναι η ικανοποίηση της θεμελιώδους ανίσωσης ασφαλείας, ότι, δηλαδή, η αντοχή του φορέα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη σεισμική δράση σχεδιασμού ή, αλλιώς, τη σεισμική απαίτηση. Εξ' ου και οι ανισώσεις που προβάλλονται στους κανονισμούς προϋποθέτουν την ικανοποίηση σχέσεων της μορφής $\text{Αντοχή} > \text{Απαίτηση}$.

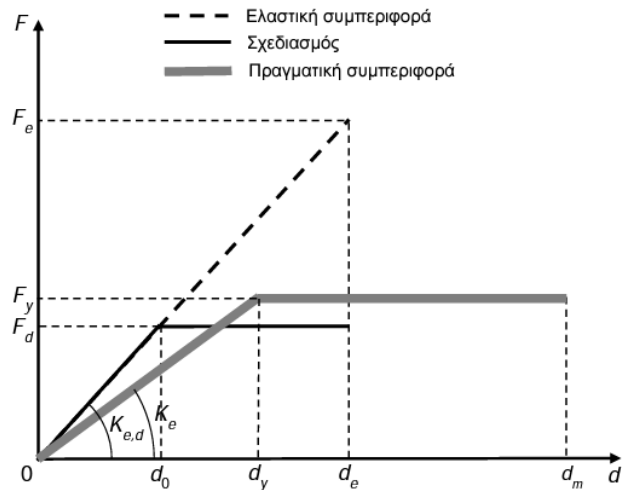
3.2 Γενικά για τη σεισμική μόνωση

Η φιλοσοφία του συμβατικού αντισεισμικού σχεδιασμού, γενικότερα, με κριτήριο την αντοχή της κατασκευής, οδηγεί το μελετητή σε δύο επιλογές.

1. Αποφυγή της μετελαστικής απόκρισης. (Διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής με βάση την τάση διαρροής, αυξάνοντας, έτσι, την αντοχή του φορέα)
2. Διασφάλιση πλάστιμης μετελαστικής απόκρισης και αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας. (Εξασφάλιση αξιόπιστου πλαστικού μηχανισμού χωρίς κίνδυνο ψαθυρής αστοχίας, μέσω ικανοτικού σχεδιασμού. π.χ. Σε πολυώροφα κτήρια κριτήριο ικανοτικού σχεδιασμού είναι η αποφυγή δημιουργίας μηχανισμού ορόφου ή «μαλακού ορόφου», ενώ σε πλαισιωτούς φορείς στόχος είναι η ύπαρξη πλαστικών αρθρώσεων σε δοκούς, αντί για υποστυλώματα)

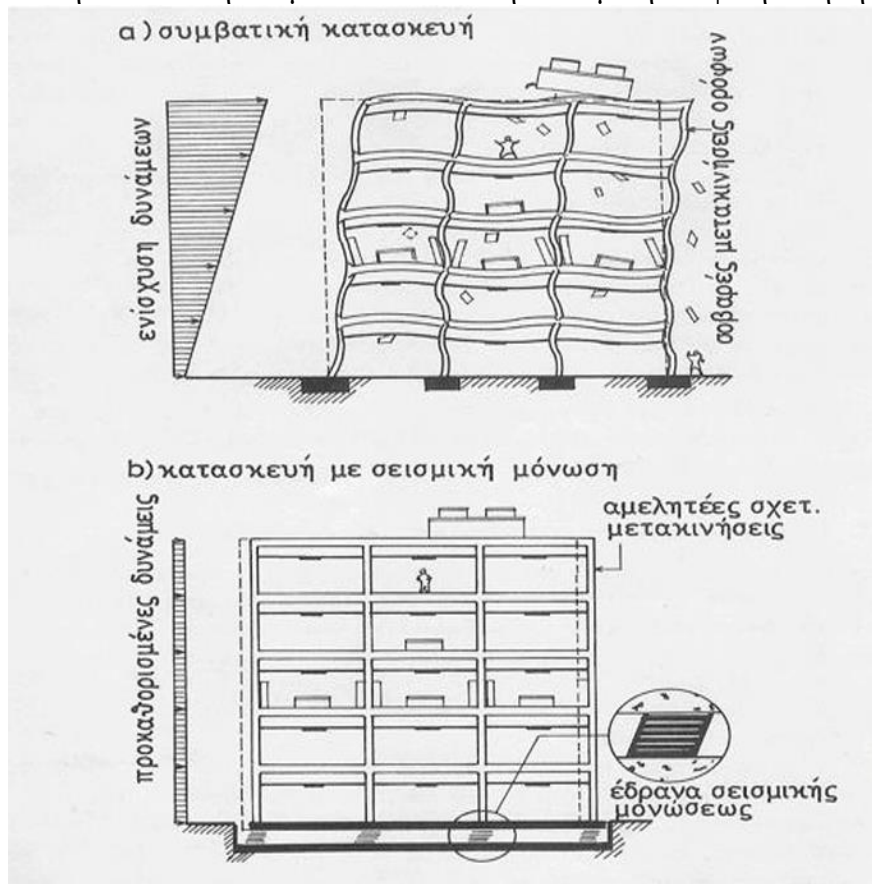
Η πρώτη επιλογή, προφανώς, οδηγεί στην επιλογή μεγάλων διατομών, καθιστώντας τη λύση αντιοικονομική, αλλά και δημιουργώντας μεγάλη ταλαντούμενη μάζα κατασκευής, με συνέπεια να προκύπτουν μεγαλύτερες σεισμικές δυνάμεις-επιταχύνσεις, και πιθανόν μεγαλύτερες ζημιές. Η δεύτερη επιλογή, από την άλλη, επιτρέπει τις ζημιές σε φέροντα στοιχεία, όμως αυτές μπορεί να είναι μη επισκευάσιμες.

Η φιλοσοφία της σεισμικής μόνωσης ακολουθεί αντίθετη προσέγγιση. Στόχος είναι η μείωση του δεύτερου μέρους της θεμελιώδους ανίσωσης αντισεισμικού σχεδιασμού, το οποίο επιτυγχάνεται με μείωση της απαίτησης και όχι με αύξηση της αντοχής. Έτσι, υπάρχει απαίτηση για ελαστική απόκριση της κατασκευής, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 3.1: Συμπεριφορά κατασκευών σύμφωνα με το σχεδιασμό (από Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Γ. Ψυχάρη [27])

Προφανώς, ο σεισμός, όντας τυχηματική φόρτιση με μεγάλη αβεβαιότητα πρόβλεψης, δεν μπορεί να ελεγχθεί με κάποιον τρόπο ως προς της έντασή του, αλλά μπορεί να εμποδιστεί η μεταβίβαση των κινήσεων του εδάφους από τη θεμελίωση στην κατασκευή. Ο όρος, λοιπόν, *Σεισμική Μόνωση* αναφέρεται στην στρατηγική αντισεισμικού σχεδιασμού κατά την οποία η κατασκευή απομονώνεται από την σεισμική εδαφική κίνηση.



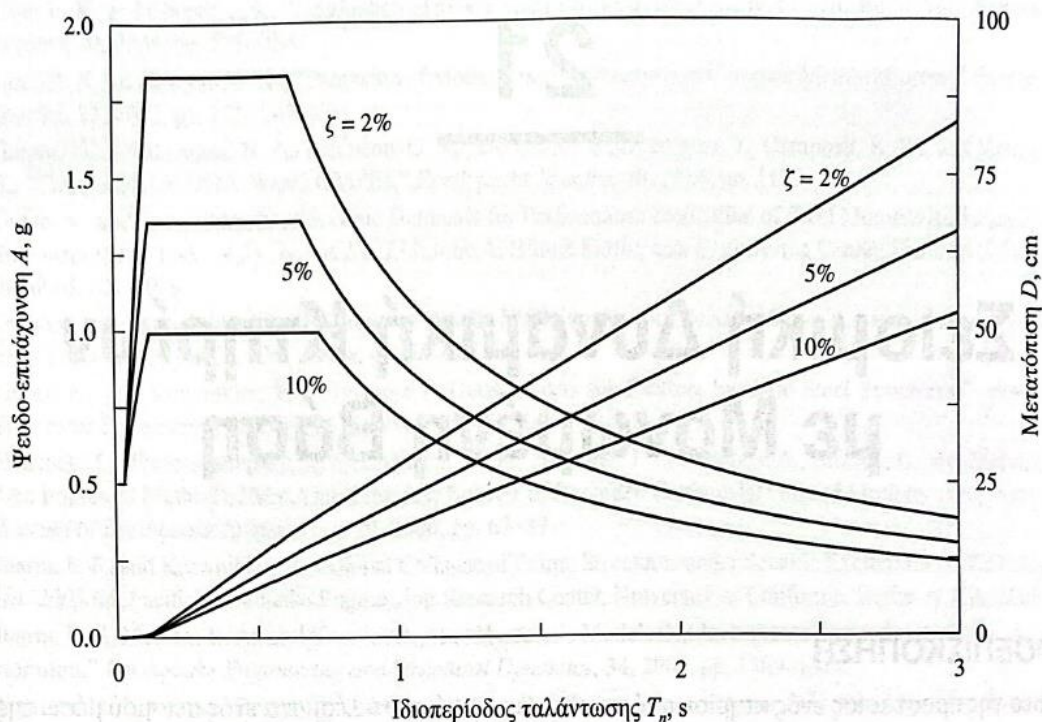
Σχήμα 3.2: Συγκριτική απόκριση συμβατικής κατασκευής και κατασκευής με σεισμική μόνωση σε σεισμό (από Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα [24])

Τα έδρανα σεισμικής μόνωσης (βλ. Σχήμα 3.2) είναι ειδικές συσκευές, οι οποίες προσφέρουν μεγάλη πλευρική ευκαμψία και, συνήθως, υψηλή κατακόρυφη δυσκαμψία. Εξαιτίας του τρόπου κατασκευής τους, έχουν τη δυνατότητα να παραμορφώνονται σε μεγάλο βαθμό (σε σχέση με τις μετακινήσεις του κτηρίου) και να επανέρχονται στην αρχική τους κατάσταση, εξασφαλίζοντας έτσι μικρές σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων.

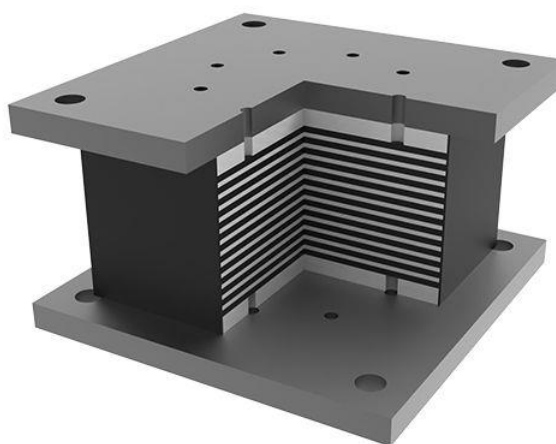
Οι τεχνικές μόνωσης βάσης, παρά την ευρεία ποικιλία στις λεπτομέρειες και στρατηγικές που έχουν προκύψει τα τελευταία χρόνια, ακολουθούν δύο βασικές προσεγγίσεις με κοινά χαρακτηριστικά.

Στην πρώτη προσέγγιση, εισάγεται μία στρώση χαμηλής πλευρικής δυσκαμψίας ανάμεσα στην κατασκευή και τη θεμελίωση. Η κατασκευή, έτσι, διαιρείται σε δύο τμήματα: την υποδομή (substructure), η οποία συνδέεται σταθερά με το έδαφος, και την ανωδομή (superstructure). Με αυτήν τη στρώση μόνωσης η κατασκευή αποκτά μία ιδιοπερίοδο πολύ μεγαλύτερη σε σχέση με την ιδιοπερίοδο που έχει με πακτωμένη βάση. Όπως φαίνεται από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (βλ. Σχήμα 3.3), η επιμήκυνση αυτή μπορεί να μειώσει την ψευδο-επιτάχυνση και κατά συνέπεια τις σεισμικά προκαλούμενες δυνάμεις στην κατασκευή, αλλά με αύξηση της μετατόπισης. Η μετατόπιση αυτή συγκεντρώνεται, ωστόσο, στο σύστημα μόνωσης, ενώ η κατασκευή (ανωδομή) επιδέχεται μικρές παραμορφώσεις.

Το συνηθέστερο σύστημα αυτού του τύπου χρησιμοποιεί μικρού ύψους, συνήθως κυλινδρικά εφέντρα, με εναλλασσόμενες στρώσεις μεταλλικών πλακών και σκληρού ελαστικού (βλ. Σχήμα 3.4). Τα ελαστομερή αυτά εφέντρα, είναι ισχυρά και σκληρά υπό κατακόρυφα φορτία, αλλά πολύ εύκαμπτα υπό πλευρικές δυνάμεις. Επειδή, λοιπόν, η φυσική απόσβεση του ελαστικού είναι μικρή, συνήθως παρέχεται πρόσθετη απόσβεση με κάποιου είδους μηχανικού αποσβεστήρα. Σε αυτούς περιλαμβάνονται ενθέματα μολύβδου που εισάγονται στις οπές που μπορεί να περιέχουν τα εφέντρα, υδραυλικοί αποσβεστήρες, χαλύβδινες ράβδοι ή χαλύβδινα ελατήρια. Οι μεταλλικοί αποσβεστήρες αναλώνουν ενέργεια μέσω της διαρροής τους, εισάγοντας, έτσι, μη γραμμικότητα στο σύστημα.



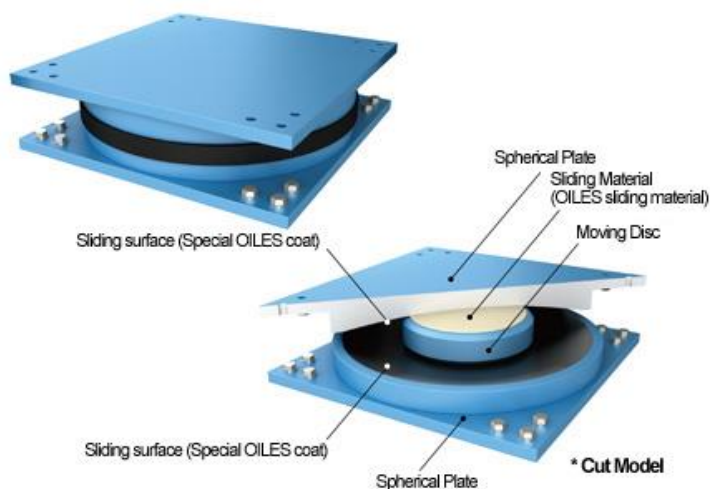
Σχήμα 3.3: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Η επιμήκυνση της ιδιοπεριόδου μειώνει την επιτάχυνση, αλλά αυξάνει την μετατόπιση (από Δυναμική των Κατασκευών, Α. Chopra [4])



Σχήμα 3.4: Τομή ορθογωνικού ελαστομερούς εφεδράνου. Παρατηρείται η εναλλαγή στρώσεων ελαστικού και μεταλλικών πλακών (από China GNMA [29])

Ο δεύτερος και συνηθέστερος τύπος συστήματος σεισμικής μόνωσης χρησιμοποιεί ολισθαίνοντα στοιχεία ανάμεσα στη θεμελίωση και στη βάση της κατασκευής. Η τέμνουσα δύναμη που μεταβιβάζεται στην κατασκευή από την επιφάνεια της μόνωσης περιορίζεται σημαντικά, κρατώντας το συντελεστή τριβής όσο γίνεται πρακτικά χαμηλότερο. Ωστόσο, η τριβή πρέπει να είναι επαρκής, έτσι ώστε να παραλαμβάνει μικρής κλίμακας σεισμούς και ισχυρούς ανέμους χωρίς ολίσθηση, γεγονός που μειώνει την αποτελεσματικότητα της μόνωσης. Σε αυτόν τον τύπο σεισμικής μόνωσης, οι μετατοπίσεις ολίσθησης ελέγχονται με ελατήρια υψηλής δυστένειας ή με ελαστομερή εφεδρανα ή με μόρφωση καμπύλης επιφάνειας ολίσθησης. Οι μηχανισμοί αυτοί παρέχουν μία δύναμη επαναφοράς, έτσι ώστε να επανέλθει η κατασκευή και το εφεδρανο στη θέση ισορροπίας τους.

Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι το εφεδρανο σφαιρικής ολίσθησης (FPS), το οποίο είναι ένα ολισθαίνον σύστημα σεισμικής μόνωσης και στο οποίο το βάρος της κατασκευής (ανωδομής) εδράζεται σε σφαιρικές επιφάνειες ολίσθησης. Οι επιφάνειες αυτές ολισθαίνουν σχετικά μεταξύ τους όταν οι εδαφική κίνηση υπερβεί ένα κάτω όριο. Μάλιστα, οι επιφάνειες ακολουθούν την τροχιά ελεύθερου εκκρεμούς, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται ισχυρότερη δύναμη επαναφοράς (Friction Pendulum System).



Σχήμα 3.5: Εφεδρανο ολίσθησης FPS και τα εσωτερικά του στοιχεία σε τομή (από Α. Kamrava [9])

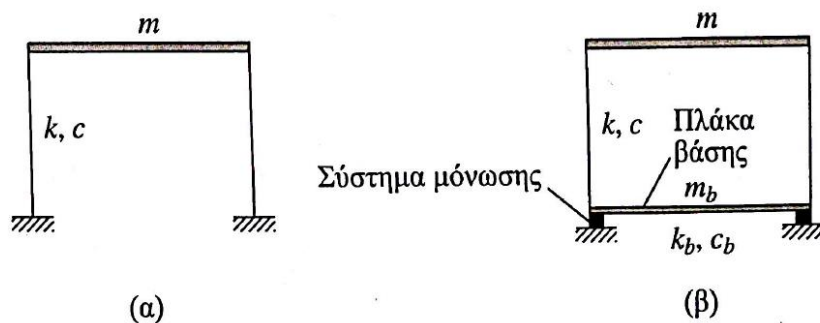
3.3 Θεωρητικό υπόβαθρο σεισμικής μόνωσης σε μονώροφο

Η δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής τροποποιείται εντελώς με την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης. Με την εισαγωγή της εύκαμπτης στρώσης, μεταξύ της ανωδομής και της θεμελίωσης, η ανωδομή συμπεριφέρεται ως ένα άκαμπτο σώμα.

Η θεωρία έχει εξετασθεί εκτενώς από τους C.F. Ma, Y. H. Zhang, P Tan και F. Zhou.[10]

Θεωρείται ένα μονώροφο κτήριο με σύστημα μόνωσης μεταξύ της βάσης του κτηρίου και του εδάφους. Προσομοιώνεται με ιδιότητες: μάζα m , πλευρική δυσκαμψία k και συντελεστή απόσβεσης c (βλ. Σχήμα 3.6). Το μονοβάθμιο αυτό σύστημα έχει ιδιοσυχνότητα ω_n , ιδιοπερίοδο T_n και λόγο απόσβεσης ζ . Με τη χρήση του δείκτη f αντί του n δίνεται έμφαση στο ότι αυτές είναι οι ιδιότητες της κατασκευής με πακτωμένη βάση, χωρίς δηλαδή κάποιο σύστημα μόνωσης.

$$\begin{aligned}\omega_f &= \sqrt{\frac{k}{m}} \\ T_f &= \frac{2\pi}{\omega_f} \\ \zeta_f &= \frac{c}{2m\omega_f}\end{aligned}\quad (1.7)$$

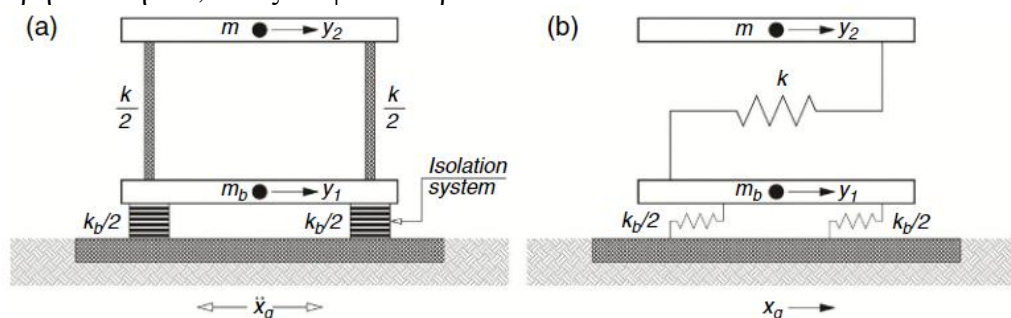


Σχήμα 3.6: (α) Κατασκευή με πακτωμένη βάση και (β) Μονωμένη Κατασκευή (από Δυναμική των Κατασκευών, A. Chopra [4])

Το μονωμένο μονώροφο κτήριο εδράζεται σε μία πλάκα βάσης μάζας m_b , που με τη σειρά της στηρίζεται σε σύστημα μόνωσης βάσης με πλευρική δυσκαμψία k_b και γραμμική ιξώδη απόσβεση c_b . Ομοίως, ο δείκτης b εκφράζει τις ιδιότητες της κατασκευής με το σύστημα μόνωσης.

$$\begin{aligned}\omega_b &= \sqrt{\frac{k_b}{m + m_b}} \\ T_b &= \frac{2\pi}{\omega_b} \\ \zeta_b &= \frac{c_b}{2(m + m_b)\omega_b}\end{aligned}\quad (1.8)$$

Η T_b ερμηνεύεται ως ιδιοπερίοδος ταλάντωσης και το ζ_b ως ο λόγος απόσβεσης του συστήματος μόνωσης (το κτήριο θεωρείται άκαμπτο). Για να είναι η μόνωση βάσης αποτελεσματική στη μείωση των δυνάμεων επί του κτηρίου, η T_b πρέπει να είναι πολύ μεγαλύτερη από την T_f , όπως θα φανεί παρακάτω.



Σχήμα 3.7: Μοντέλο 2 βαθμών ελευθερίας που χρησιμοποιείται (από [10])

Οι εξισώσεις κίνησής του είναι:

$$\begin{aligned} m_b \ddot{y}_1 + k(y_1 - y_2) + k_b(y_1 - x_g) &= 0 \\ m \ddot{y}_2 + k(y_2 - y_1) &= 0 \end{aligned} \quad (1.9)$$

όπου y_1 και y_2 είναι οι συνολική μετακίνηση της βάσης και της κορυφής (μάζας m) αντίστοιχα.

Οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των μαζών και του εδάφους είναι:

$$\begin{aligned} x_1 &= y_1 - x_g \\ x_2 &= y_2 - x_g \end{aligned} \quad (1.10)$$

Οι εξισώσεις, λοιπόν, γίνονται:

$$\begin{aligned} m_b \ddot{x}_1 - kx_2 + (k + k_b)x_1 &= -m_b \ddot{x}_g \\ m \ddot{x}_2 + kx_2 + kx_1 &= -m \ddot{x}_g \end{aligned} \quad (1.11)$$

Έστω, λοιπόν, η ειδική περίπτωση στην οποία η m_b είναι αρκετά μικρή (σε σχέση με τη μάζα της ανώδομής m), επομένως ορίζεται ίση με μηδέν. Η πρώτη εξίσωση από την (1.11) συνεπάγεται:

$$-kx_2 + (k + k_b)x_1 = 0 \quad (1.12)$$

Επιλύοντας για x_1 ως προς x_2 :

$$x_1 = \left(\frac{k}{k + k_b} \right) x_2 = \left(\frac{1}{1 + (k_b/k)} \right) x_2 \quad (1.13)$$

όπου x_1 είναι η μετατόπιση του σεισμικού μονωτήρα, σε σχέση με το έδαφος.

Η εξίσωση (1.13) δίνει την τιμή του x_1 συναρτήσει του x_2 και τον λόγο της δυσκαμψίας του μονωτήρα, ως προς της ανωδομής. Παρατηρείται, πως εάν η k_b προσεγγίζει πολύ μεγάλες τιμές (δηλ. πολύ δύσκαμπτο εφέδρανο), τότε η x_1 πλησιάζει το μηδέν. Η ιδανική κατάσταση σεισμικής μόνωσης επιτυγχάνεται όταν η k_b βρίσκεται πιο κοντά στο μηδέν. Σε αυτήν την περίπτωση, ισχύει $x_1 = x_2$ το οποίο μεταφράζεται σε μηδενικές σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων (story drift), τέλεια συμπεριφορά άκαμπτου σώματος της ανωδομής και πλήρη απομόνωση εδάφους-δομήματος στην οριζόντια διεύθυνση.

Συνδυάζοντας τις εξισώσεις (1.13) και τη δεύτερη της (1.11):

$$m\ddot{x}_2 + \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (k_b/k)} \right) \right] kx_2 = -m\ddot{x}_g \quad (1.14)$$

Μια σημαντική ιδιότητα της παρουσίας της σεισμικής μόνωσης είναι η τροποποίηση της ιδιοσυχνότητας ταλάντωσης του συστήματος. Ειδικότερα, στο παρόν σύστημα ελατηρίου-μάζας, η ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης (βλ. Εξίσωση (1.14)) είναι:

$$\omega_{nb} = \sqrt{\frac{k}{m} \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (k_b/k)} \right) \right]} = C_1 \omega_n \quad (1.15)$$

όπου $\omega_n = \sqrt{k/m}$ και C_1 είναι ο συντελεστής της ιδιοσυχνότητας ταλάντωσης για μονωμένη βάση, ίσος με:

$$C_1 = \sqrt{1 - \left(\frac{1}{1 + (k_b/k)} \right)} \quad (1.16)$$

Ομοίως, η ιδιοπερίοδος του συστήματος είναι:

$$\Gamma_{nb} = \frac{2\pi}{\omega_{nb}} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k}{m} \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (k_b/k)} \right) \right]}} = C_2 \Gamma_n \quad (1.17)$$

όπου $\Gamma_n = 2\pi/\omega_n$ και $C_2 = \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{1}{1 + (k_b/k)} \right)}} = \frac{1}{C_1}$

Με τη βοήθεια της εξίσωσης (1.15), αντλούνται μερικά συμπεράσματα σχετικά με τη συμπεριφορά του πακτωμένου συστήματος. Εάν η k_b είναι πολύ μεγαλύτερη από την k (π.χ.

πάκτωση στα θεμέλια), η παρένθεση $\left[1 - \left(\frac{1}{1 + (k_b/k)}\right)\right]$ προσεγγίζει την μονάδα, με αποτέλεσμα η ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης να γίνεται ίση με την ιδιοσυχνότητα του πακτωμένου συστήματος $\sqrt{k/m}$ όπως και η ιδιοπερίοδος $2\pi/\sqrt{k/m}$.

Η συνθήκη που μας ενδιαφέρει για την περίπτωση της σεισμικά μονωμένης βάσης, είναι η περίπτωση κατά την οποία η k_b είναι μικρότερη από την k . Η ω_{nb} προσεγγίζει το μηδέν και η ιδιοπερίοδος T_{nb} πλησιάζει το άπειρο, γεγονός που αναφέρεται στην πλήρως απομονωμένη σεισμικά κατάσταση. Συνεπώς, όπως αποδείχθηκε, η T_b που ορίστηκε αρχικά είναι πολύ μεγαλύτερη από την T_f .

3.4 Σεισμική μόνωση σε ψηλά κτήρια

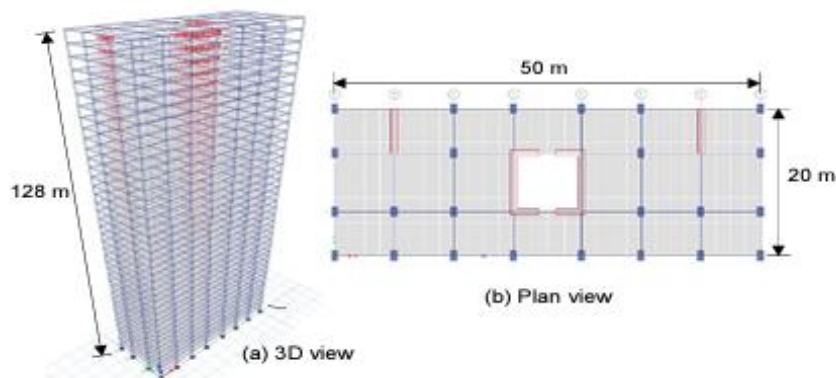
Παρόλο που, όπως διατυπώθηκε παραπάνω, μια συνθήκη για την εγκατάσταση σεισμικής μόνωσης είναι το κτήριο να είναι σχετικά δύσκαμπτο, δηλαδή να έχει μικρή ιδιοπερίοδο της τάξης 1-2 sec, μελέτες αποδεικνύουν την ευεργετική επίδραση της σεισμικής μόνωσης και σε ψηλά κτήρια, πιο εύκαμπτα.

Συγκεκριμένα, οι μεγαλύτερες ιδιομορφές ταλάντωσης επηρεάζουν σε σημαντικό βαθμό τις τέμνουσες των ορόφων από σεισμό, όπως και τις ροπές ανατροπής. Στα ψηλά κτήρια, όμως, η χρήση της μεθόδου της σεισμικής μόνωσης περιορίζει τη συνεισφορά των υψηλότερων ιδιομορφών, μειώνοντας έτσι τις σεισμικές απαιτήσεις του κτηρίου, που διαφορετικά θα κυριαρχούσαν οι υψηλότερες ιδιομορφές.

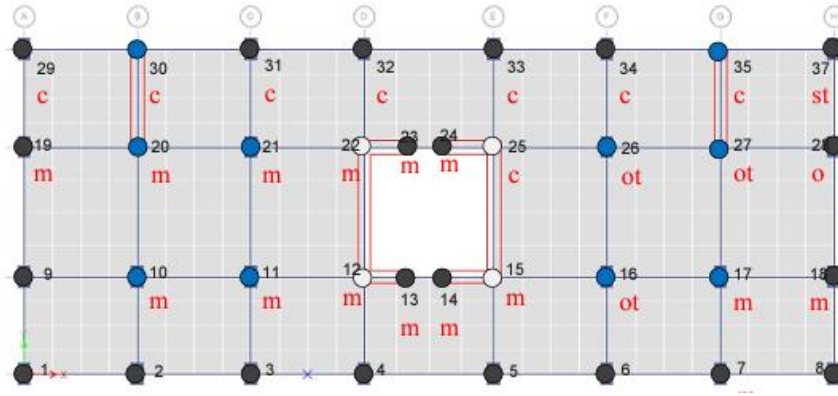
Οι N. Suwal, P. Warnitchai και F. Najam [2020] μελέτησαν την κατασκευή ενός 40-όροφου κτηρίου με πυρήνα τοιχίων οπλισμένου συστήματος στη μέση, πλαισιωτό σύστημα και σεισμική μόνωση στη βάση. Για την τελευταία, χρησιμοποιήθηκαν ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB) με μεγάλη αντοχή σε θλίψη, ώστε να αντέχουν το βάρος της ανωδομής. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιούνται 36 εφέδρανα τριών διαφορετικών διαστάσεων:

1. 22 εφέδρανα διαμέτρου 1350mm, μαύρο χρώμα (βλ. Σχήμα 3.9)
2. 10 εφέδρανα διαμέτρου 1400mm, μπλε χρώμα (βλ. Σχήμα 3.9)
3. 4 εφέδρανα διαμέτρου 1500mm, άσπρο χρώμα (βλ. Σχήμα 3.9)

Οι ιδιότητες των οποίων παρατίθενται παρακάτω (βλ. Πίνακας 3.1)



Σχήμα 3.8: Τρισδιάστατη και σε κάτοψη απεικόνιση του υπό εξέταση κτηρίου (από Paper 19 – NZSEE 2020 Annual Conference [13])



Σχήμα 3.9: Διάταξη των εφεδράνων στη βάση του κτηρίου (από Paper 19 – NZSEE 2020 Annual Conference [13])

Πίνακας 3.1: Μηχανικές ιδιότητες εφεδράνων (από Paper 19 – NZSEE 2020 Annual Conference [13])

Parameter	LRB-1 D1260mm	LRB-2 D1350mm	LRB-2 D1550mm
F_y (kN)	263.1	325.3	331
D_y (m)	0.022	0.022	0.022
D_D (m)	0.85	0.91	0.91
K_d (kN/m)	1228	1517.8	2853
K_{eff} (kN/m)	1606	1986	3365
$K_{v,comp}$ (kN/m)	3.43×10^6	4.79×10^6	6.17×10^6
$K_{v,tens}$ (kN/m)	3.43×10^5	4.79×10^5	6.17×10^5
β_{eff}	20%	20%	20%

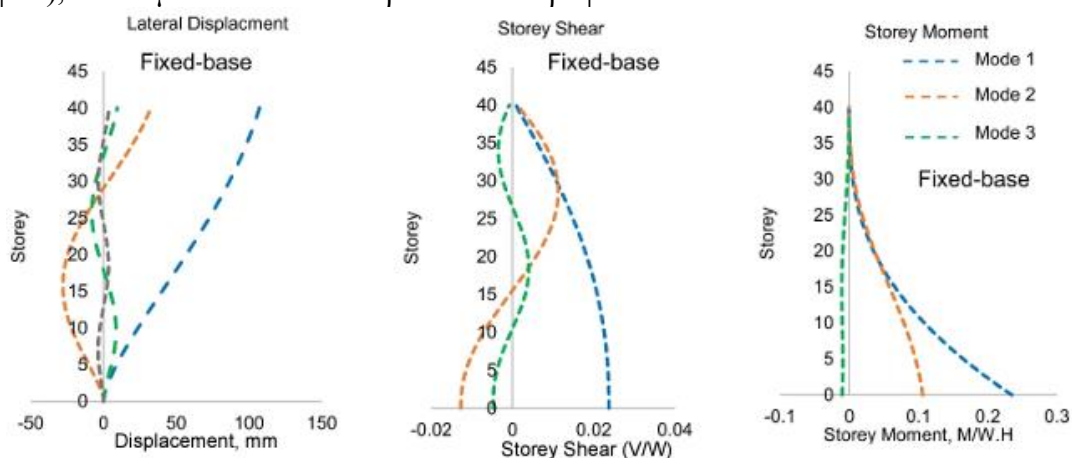
Έπειτα, λοιπόν, από ιδιομορφική ανάλυση στο πρόγραμμα ETABS, έγινε σύγκριση μεταξύ του κτηρίου με πακτωμένη τη βάση και με σεισμικά μονωμένη. Η σύγκριση έγινε για τις ιδιοπεριόδους και τις συμμετέχουσες ιδιομορφικές μάζες των δύο κτηρίων, για τις διευθύνσεις X και Y, όπως φαίνεται και στον Πίνακα 3.2. Στο σεισμικά μονωμένο μοντέλο, η ιδιομορφή 0, δηλαδή η ταλάντωση των εφεδράνων, και η πρώτη δομική ιδιομορφή συνδυάζονται σε ένα ποσοστό περίπου 90% της συμμετέχουσας μάζας, αποδεικνύοντας πως αυτές οι ιδιομορφές έχουν σημαντική επίδραση στη δυναμική απόκριση. Οι υψηλότερες ιδιομορφές έχουν αμελητέες συμμετέχουσες μάζες, επιβεβαιώνοντας πως αυτές οι ταλαντώσεις δε θα είναι κυρίαρχες στην τελική απόκριση του κτηρίου.

Από την άλλη, στην περίπτωση του πακτωμένου στη βάση μοντέλου, οι πρώτες ιδιομορφές δεν καταλαμβάνουν αντίστοιχο ποσοστό (90%), επομένως οι υψηλότερες ιδιομορφές μπορεί να συνεισφέρουν σημαντικά στη δυναμική απόκριση του κτηρίου.

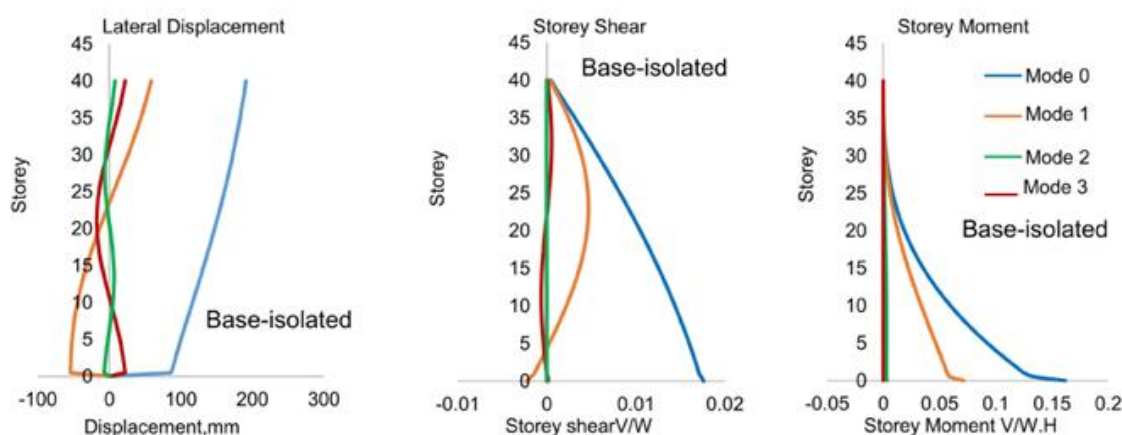
Πίνακας 3.2: Οι ιδιομορφικές ιδιότητες του υπό εξέταση κτηρίου για πακτωμένη βάση (FB) και για σεισμικά μονωμένη βάση (BI) (από Paper 19 – NZSEE 2020 Annual Conference [13])

Mode	X-direction				Y-direction			
	FB structure		BI structure		FB structure		BI structure	
	Period (sec)	MPF (%)	Period (sec)	MPF (%)	Period (sec)	MPF (%)	Period (sec)	MPF (%)
0	-	-	4.51	84.21	-	-	4.66	80.66
1	3.5	71.31	1.28	12.81	3.38	67.2	1.37	17.24
2	1.01	13.05	0.72	2.3	0.83	16.33	0.63	1.8
3	0.52	4.38	0.45	0.4	0.37	6.01	0.35	0.17

Εκτός, όμως, από τις ιδιοπερίόδους και τις δράσεις ιδιομορφικές μάζες, έγινε σύγκριση των σεισμικών απαιτήσεων των ιδιομορφών, δηλαδή των μετακινήσεων (drift μεταξύ ορόφων), των τεμνουσών και των ροπών ανά όροφο.



Σχήμα 3.10: Απαιτήσεις των ιδιομορφών για το πακτωμένο μοντέλο (από Paper 19 – NZSEE 2020 Annual Conference [13])



Σχήμα 3.11: Απαιτήσεις των ιδιομορφών για το σεισμικά μονωμένο μοντέλο (από Paper 19 – NZSEE 2020 Annual Conference [13])

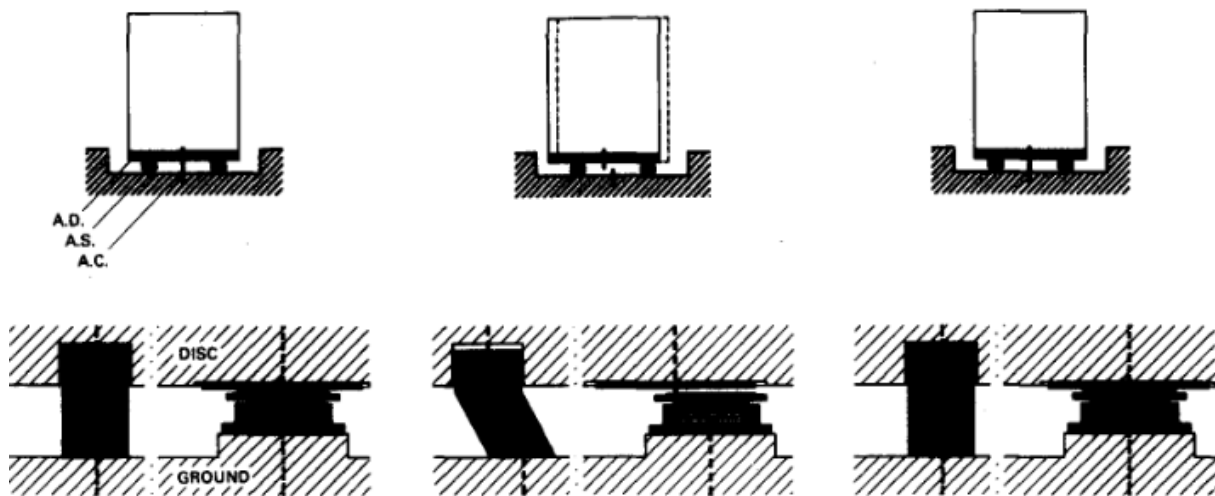
Ειδικότερα, οι απομειώσεις των σχετικών μετακινήσεων μεταξύ των ορόφων, των επιταχύνσεων, των τεμνουσών και των ροπών των ορόφων, ανάμεσα στο πακτωμένο και στο μονωμένο μοντέλο, είναι των τάξεων 65%, 60%, 50% και 40% αντιστοίχως. Συνεπώς, μειώνονται οι βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία τα οποία επηρεάζονται από τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, αλλά και η μείωση των εντατικών μεγεθών των ορόφων οδηγεί σε ελάττωση των απαιτούμενων δυνάμεων σχεδιασμού των φερόντων στοιχείων (τοιχεία, υποστυλώματα κλπ.)

3.5 Σεισμική μόνωση στον Πύργο του Πειραιά

Η υπάρχουσα σεισμική μόνωση του Εμπορικού Κέντρου Πειραιά, για τα δεδομένα της εποχής κατασκευής του, ήταν πολύ προηγμένη και, κυρίως, πρωτόγνωρη καθώς εκείνη την

περίοδο ελάχιστα κτήρια διέθεταν μόνωση βάσης. Το 1972 στο Παγκόσμιο Συμπόσιο Αντισεισμικών Κατασκευών της FIP στην Τιφλίδα, της πρώην Σοβιετικής Ένωσης 1, ανακοινώθηκε το «Αλεξίσεισμο Σύστημα» από τον Δρ. Πολιτικό Μηχανικό και μετέπειτα καθηγητή της Στατικής των Κατασκευών του Πανεπιστημίου Πατρών, Αρίσταρχο Οικονόμου. Το *Alexisismon* κατοχυρώθηκε με δίπλωμα ευρεσιτεχνίας στην Ελλάδα το 1972, ενώ είχε ήδη εφαρμοσθεί σε κτήρια όπως το Δικαστικό Μέγαρο Αθηνών (Άρειος Πάγος), κτήρια κατοικιών αλλά και τον Πύργο του Πειραιά. Είναι το πρώτο σύστημα που πέτυχε τη σεισμική μόνωση με χρήση αποκλειστικά ελαστικών στοιχείων δια του διαχωρισμού του δρόμου μεταφοράς κατακόρυφων και οριζοντίων δυνάμεων στη θεμελίωση.

Το *Αλεξίσεισμο Σύστημα* αποτελείται από τρία βασικά στοιχεία: Τις Αλεξίσεισμες Στηρίξεις (A.S.), τις Αλεξίσεισμες Συνδέσεις (A.C.) και τους Αλεξίσεισμους Δίσκους (A.D.).



Σχήμα 3.12: Το Αλεξίσεισμο Σύστημα και τα μέλη του. (από Α. Οικονόμου [6])

Βασικό χαρακτηριστικό του συστήματος αυτού σεισμικής μόνωσης είναι η ύπαρξη των Αλεξίσεισμων συνδέσεων. Ειδικότερα, πρόκειται για μεταλλικές (χαλύβδινες) ράβδους ή ελατήρια, που συνδέουν την ανωδομή με το έδαφος (ή υποδομή), έτσι ώστε σε μικρά σεισμικά φορτία ή φορτία ανέμου, η κατασκευή να συμπεριφέρεται σχεδόν σαν πακτωμένη. Εάν, όμως, συμβεί κάποιος σεισμός ο οποίος υπερβεί αυτά τα όρια για τα οποία σχεδιάζεται η κατασκευή, τα στοιχεία αυτά (A.C.) αποσυνδέονται ή αστοχούν, έτσι ώστε να ενεργοποιηθεί στη συνέχεια το σύστημα των εφεδράνων (A.S). Μετά το σεισμό, οι Αλεξίσεισμες συνδέσεις μπορούν εύκολα να αφαιρεθούν και να αντικατασταθούν με καινούριες. Για την περίπτωση του εξεταζόμενου κτηρίου, παρά τα αρκετά χρόνια λειτουργίας του, δεν έχει βρεθεί κάποια αναφορά για την αντικατάσταση των ράβδων αυτών. Αντιθέτως, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα, οι συνδέσεις αυτές φαίνονται λειτουργικές. (βλ. Σχήμα 3.13)

Τα υπόλοιπα στοιχεία του Αλεξίσεισμου συστήματος είναι σχετικά συνήθη, καθώς οι Αλεξίσεισμοι Δίσκοι είναι ειδικά σχήματα στην ανωδομή, κατασκευασμένα ώστε να εφαρμόζουν απόλυτα στο εφέδρανο της μόνωσης (είτε με χρήση μεταλλικών πλακών, είτε ειδική κατασκευή σκυροδέματος), ενώ οι Αλεξίσεισμες Στηρίξεις αναφέρονται στα ελαστομεταλλικά ή και πλήρως ελαστικά εφέδρανα (βλ. Σχήμα 3.14).



Σχήμα 3.13: Παράδειγμα Αλεξίσειμων Συνδέσεων στον Πύργο του Πειραιά. Πρόκειται για τις μεταλλικές ράβδους που διαπερνούν τον αντισεισμικό αρμό (από προσωπικό αρχείο)



Σχήμα 3.14: Αλεξίσειμοι Δίσκοι (κομμάτι ανωδομής) και Αλεξίσειμες Στηρίξεις (ελαστομεταλλικά εφέδρανα) στο Β' υπόγειο του Πύργου Πειραιά (από προσωπικό αρχείο)

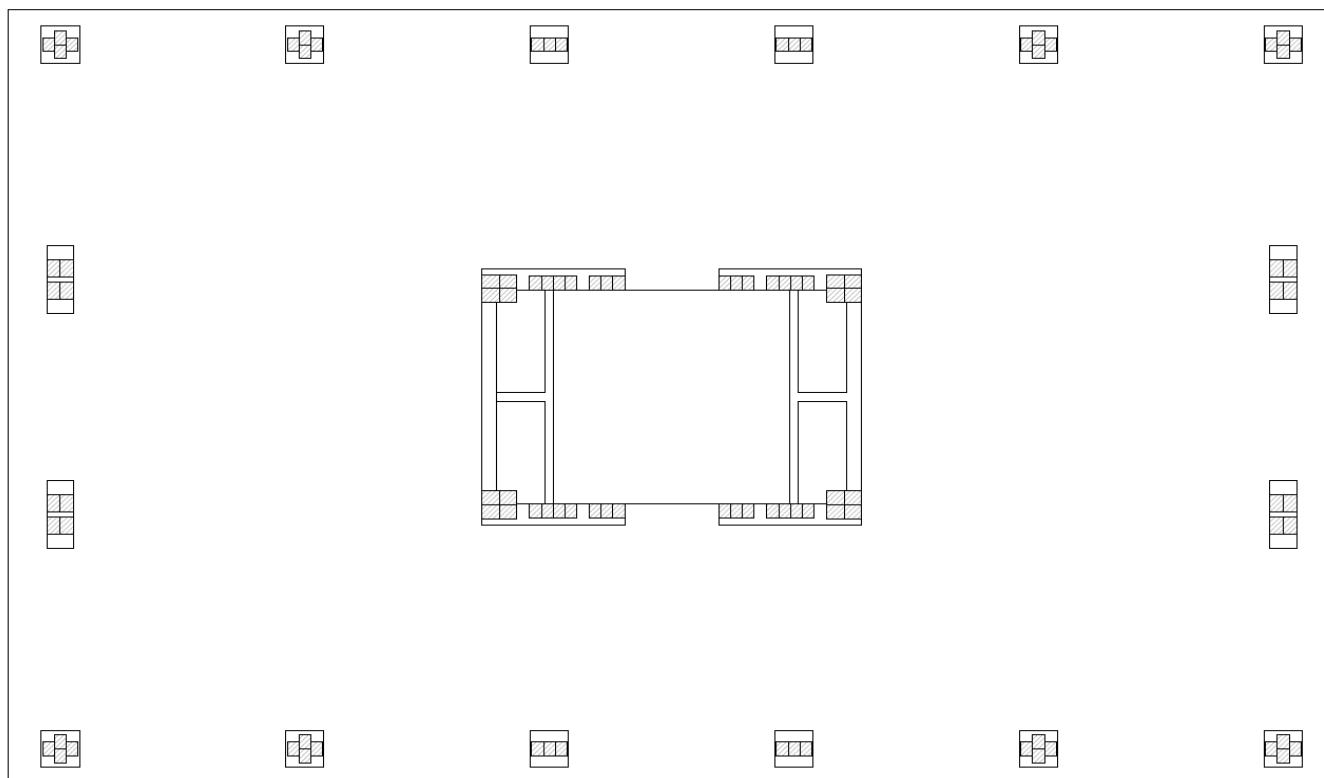
Στα υπάρχοντα σχέδια, είναι διαθέσιμος μόνο ο συνολικός αριθμός εφεδράνων ανά είδος-διαστάσεις, ωστόσο δεν είναι διαθέσιμος ο αριθμός και το είδος εφεδράνων ανά θέση.

Απαιτούμενα εφέδρανα HERCULES HCa	
Τεμ.	Τύπος
16	450x600x84
16	500x600x84
72	400x500x84

Σχήμα 3.15: Συνολικός αριθμός και διαστάσεις υφιστάμενων εφεδράνων (από επίσημα σχέδια)

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα τύπου HERCULES αποτελούνται από 6 στρώσεις ελαστομερούς (8mm) και 5 στρώσεις μεταλλικών ελασμάτων (7mm). Σε συνδυασμό, λοιπόν, με τον οπτικό έλεγχο που έγινε στο Β' υπόγειο για να διαπιστωθούν οι θέσεις και οι διαστάσεις των εφεδράνων, ακολουθήθηκε η εξής διαδικασία:

1. Ορίστηκε και σχεδιάστηκε η διάταξη των εφεδράνων (βλ. Σχήμα 3.16)
2. Υπολογίστηκε η δυσκαμψία των ειδών των εφεδράνων ανάλογα με τις διαστάσεις τους. Το μέτρο διάτμησης θεωρήθηκε $G=900\text{MPa}$.
 - 2.1. Εφέδρανα διαστάσεων 450x600x84 με $K=5062,5\text{ MPa}$
 - 2.2. Εφέδρανα διαστάσεων 500x600x84 με $K=5625\text{ MPa}$
 - 2.3. Εφέδρανα διαστάσεων 400x500x84 με $K=3750\text{ MPa}$
3. Ορίστηκαν οι θέσεις των εφεδράνων σε σημεία της κάτοψης και αθροίστηκαν ως εφέδρανα παράλληλα μεταξύ τους.
4. Δημιουργήθηκαν 4 κατηγορίες ομάδων εφεδράνων:
 - 4.1. Ομάδα 4 εφεδράνων διαστάσεων 400x500 με συνολική δυσκαμψία $K_{\text{tot}} = 15000\text{MPa}$
 - 4.2. Ομάδα 3 εφεδράνων διαστάσεων 400x500 με συνολική δυσκαμψία $K_{\text{tot}} = 11250\text{MPa}$
 - 4.3. Ομάδα 4 εφεδράνων διαστάσεων 450x600 με συνολική δυσκαμψία $K_{\text{tot}} = 20250\text{MPa}$
 - 4.4. Ομάδα 4 εφεδράνων διαστάσεων 500x600 με συνολική δυσκαμψία $K_{\text{tot}} = 22500\text{MPa}$



Σχήμα 3.16: Διάταξη υφιστάμενων εφεδράνων ύστερα από οπτικό έλεγχο (σκαρίφημα σε AutoCAD)

Προφανώς, η διαδικασία αυτή δεν είναι πλήρως αξιόπιστη, καθώς δε συμπεριλαμβάνονται υπόψιν παράγοντες όπως οι απώλειες λόγω θερμοκρασίας ή/και λόγω της παρόδου του χρόνου. Ωστόσο, αποτελεί μια ασφαλή προσέγγιση καθώς το μέτρο διάτμησης είναι αρκετά απομειωμένο.

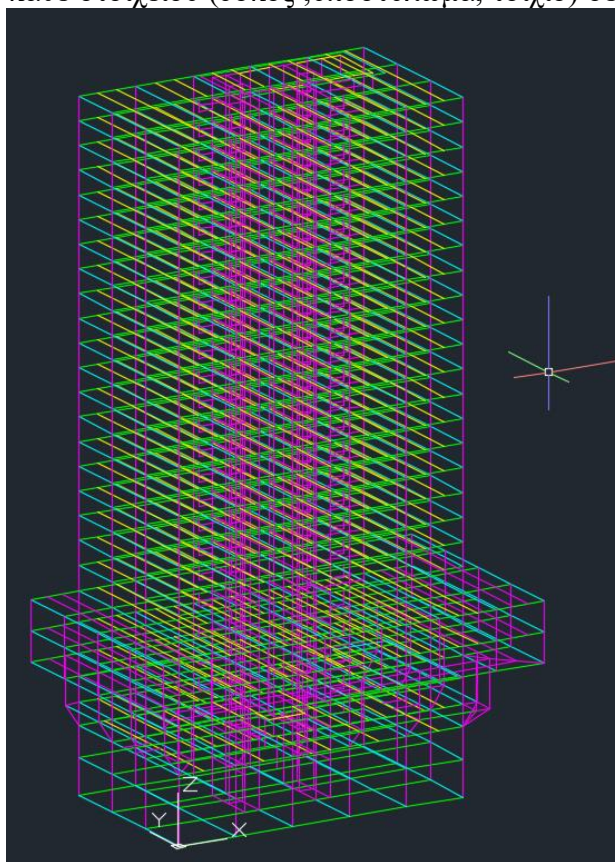
4 Αποτίμηση Προσομοιωμένου Φορέα

4.1 Εισαγωγή

Για το σχεδιασμό και την ψηφιοποίηση των αρχικών σχεδίων του Αρίσταρχου Οικονόμου για τον Πύργο, χρησιμοποιήθηκε το σχεδιαστικό πρόγραμμα AutoCAD. Στη συνέχεια, για την μοντελοποίηση του κτηρίου, αλλά και τη διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ETABS. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε περιγράφεται αναλυτικά παρακάτω. Οι οπλισμοί και οι διαστάσεις των στοιχείων του φέροντα οργανισμού λήφθηκαν από τα σχέδια/ξυλότυπους του Αρίσταρχου Οικονόμου και εισήχθησαν χειροκίνητα στις διατομές. Στη συνέχεια, έγινε επιλογή *To Be Checked* αντί για *To Be Designed* στο πρόγραμμα.

4.2 Περιγραφή Διαδικασίας

Αρχικά, έγινε συλλογή των πρωτότυπων σχεδίων της κατασκευής του κτηρίου, όπως παραδόθηκαν το 1973, από τον πολιτικό μηχανικό του έργου Αρίσταρχο Οικονόμου. Τα σχέδια αυτά ψηφιοποιήθηκαν και εισήχθησαν στο λογισμικό AutoCAD, όπου ορίστηκαν λεπτομερώς οι διαστάσεις όλων των βασικών δομικών στοιχείων του φέροντος οργανισμού. Τέλος, αφού σχεδιάστηκαν όλες οι κατόψεις του κτηρίου, κατασκευάστηκε τρισδιάστατο προσομοίωμα, το οποίο χρησιμοποιώντας την εντολή *CENTERLINE*, μετατράπηκε σε έναν τρισδιάστατο ραβδωτό φορέα, ο οποίος θα αποτελέσει τη βάση για το σχεδιασμό αργότερα στο ETABS. Όπως φαίνεται και παρακάτω, η χρήση διαφορετικών *layers* επιτρέπουν αργότερα την ανάθεση κάθε στοιχείου (δοκός, υποστύλωμα, τοίχιο) σε διαφορετικό *layer*.



Σχήμα 4.1: Τρισδιάστατο μοντέλο ραβδωτού φορέα (στιγμιότυπο από AutoCAD)

4.2.1 Υλικά

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν έχουν επιβεβαιωθεί από τους αρχικούς ελέγχους της αποτίμησης του κτηρίου και ορίζονται ως εξής:

1. Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή του Πύργου είναι κατηγορίας B300, το οποίο έπειτα από ελέγχους κατατάσσεται σε κατηγορία C20/25 (βλ. 2.4.1 Σκυρόδεμα). Οι ιδιότητες του υλικού που ορίστηκαν στο ETABS φαίνονται παρακάτω.

The image shows two screenshots of the ETABS software interface for defining material properties. The top screenshot is titled "Material Property Design Data" and shows the "Material Weight and Mass" section with "Specify Weight Density" selected. The values are: Weight per Unit Volume = 24.9926 kN/m³ and Mass per Unit Volume = 2548.538 kg/m³. The "Mechanical Property Data" section includes: Modulus of Elasticity, E = 30000 MPa; Poisson's Ratio, U = 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A = 0.00001 1/C; and Shear Modulus, G = 12500 MPa. The bottom screenshot shows the "Material Name and Type" section with Material Name = C20/25, Material Type = Concrete, Isotropic, and Grade = C20/25. The "Design Properties for Concrete Materials" section includes: Characteristic Concrete Cylinder Strength, fck = 20 MPa, and a checkbox for "Lightweight Concrete" which is unchecked. The Shear Strength Reduction Factor field is empty.

Property	Value	Unit
Weight per Unit Volume	24.9926	kN/m³
Mass per Unit Volume	2548.538	kg/m³
Modulus of Elasticity, E	30000	MPa
Poisson's Ratio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.00001	1/C
Shear Modulus, G	12500	MPa
Material Name	C20/25	
Material Type	Concrete, Isotropic	
Grade	C20/25	
Characteristic Concrete Cylinder Strength, fck	20	MPa
Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>	
Shear Strength Reduction Factor		

Σχήμα 4.2: Ιδιότητες σκυροδέματος B300 (στιγμιότυπο από ETABS)

2. Χάλυβας οπλισμού

Ο χάλυβας οπλισμού που χρησιμοποιήθηκε είναι ποιότητας Stahl III, ο οποίος έχει χαρακτηριστική αντοχή 435MPa. Οι ιδιότητες του στο πρόγραμμα είναι:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 76.9729 kN/m³

Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 199947.98 MPa

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

E Material Property Design Data [X]

Material Name and Type

Material Name: Stahl III

Material Type: Rebar, Uniaxial

Grade: []

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, Fy: 410 MPa

Minimum Tensile Strength, Fu: 410 MPa

Σχήμα 4.3: Ιδιότητες χάλυβα οπλισμού Stahl III (στιγμιότυπο από ETABS)

3. Χάλυβας προέντασης

Οι τένοντες προέντασης είναι διατομής Ø26.5mm και κατηγορίας προεντεταμένου χάλυβα St. 80/105, με ιδιότητες:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 76.9729 kN/m³

Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 196500.6 MPa

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

E Material Property Design Data [X]

Material Name and Type

Material Name: St. 80/105

Material Type: Tendon, Uniaxial

Grade: []

Design Properties for Tendon Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 931 MPa

Minimum Tensile Strength, Fu: 1050 MPa

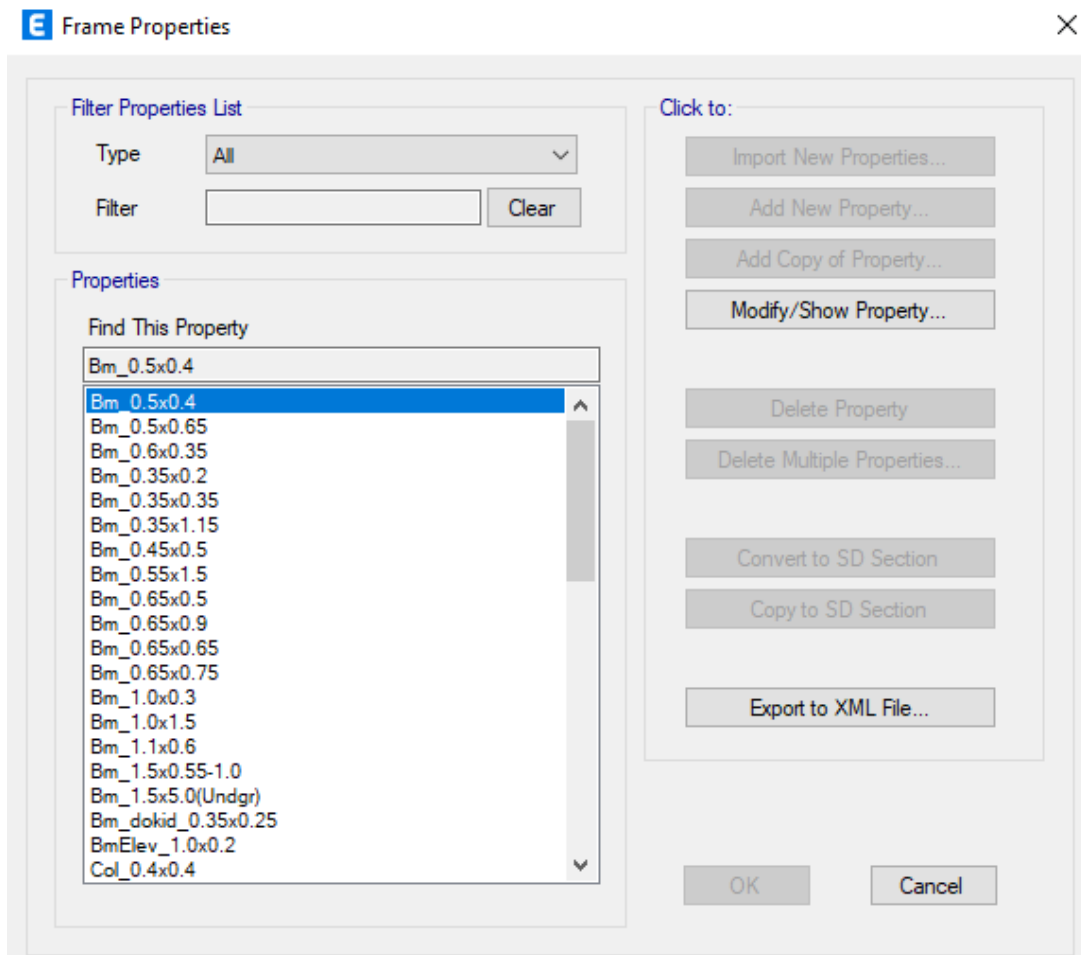
Σχήμα 4.4: Ιδιότητες χάλυβα προέντασης St. 80/105 (στιγμιότυπο από ETABS)

4.2.2 Διατομές

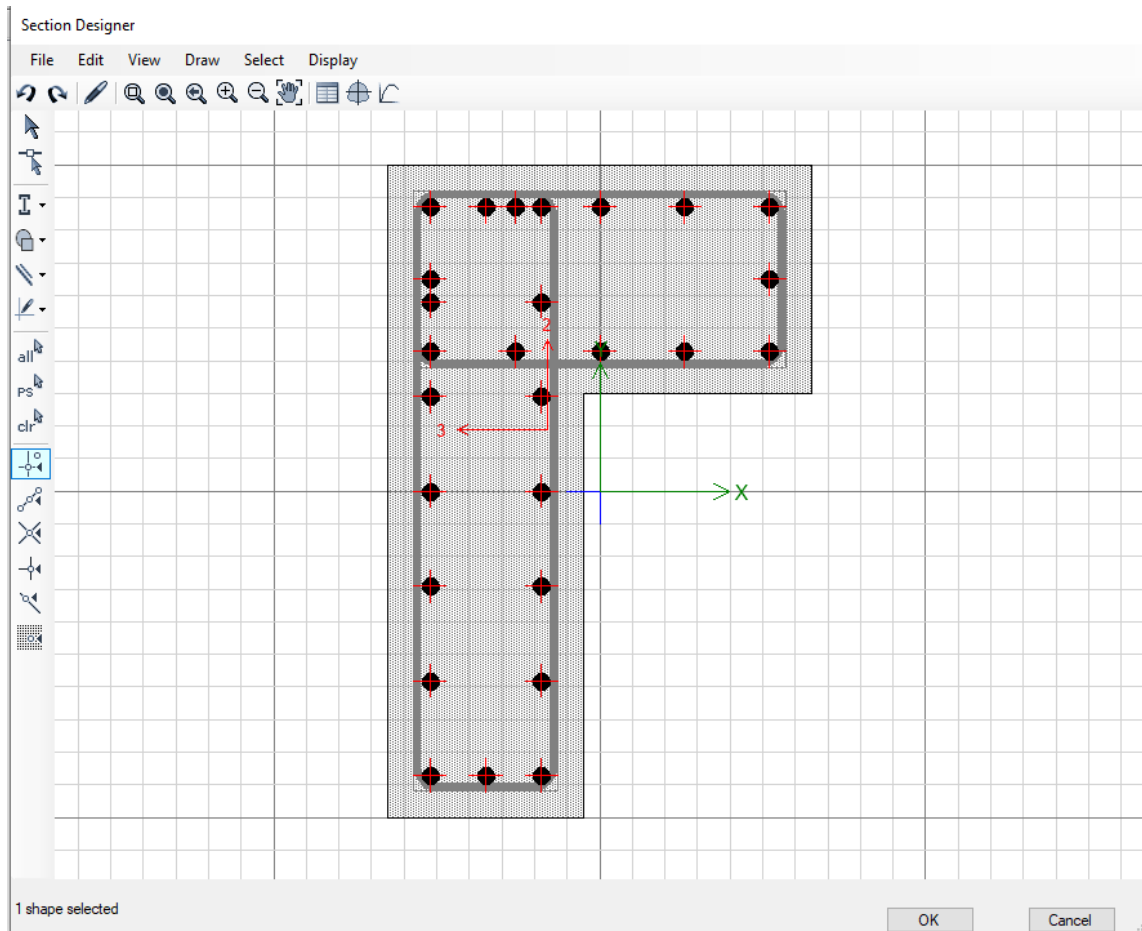
Οι διατομές του κτηρίου χωρίζονται σε γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία.

1. Γραμμικά στοιχεία (Frame Sections)

Τα γραμμικά στοιχεία είναι δοκοί (Beams ή *Bm* στο πρόγραμμα) και υποστυλώματα (Columns ή *Col* στο πρόγραμμα). Οι δύο αυτές κατηγορίες παρουσιάζουν μεγάλη ποικιλομορφία, καθώς, παράλληλη την τυπικότητα των ορόφων του κτηρίου σε κάτοψη, υπάρχει απομείωση του μεγέθους των διατομών καθ' ύψος. Σε όλες τις διατομές έγινε εισαγωγή του σπλισμού χειροκίνητα, με βάση τα σχέδια των ξυλοτύπων αλλά και τη βοήθεια κάποιων αποκαλύψεων από τη διαδικασία της αποτίμησης. Παρουσιάζεται ένα μέρος των υποστυλωμάτων που έχουν οριστεί, καθώς και ένα παράδειγμα διατομής ορισμένης με τη βοήθεια του *Section Designer* στο ETABS.



Σχήμα 4.5: Λίστα διατομών που έχουν οριστεί για το σχεδιασμό του Πύργου (στιγμιότυπο από ETABS)



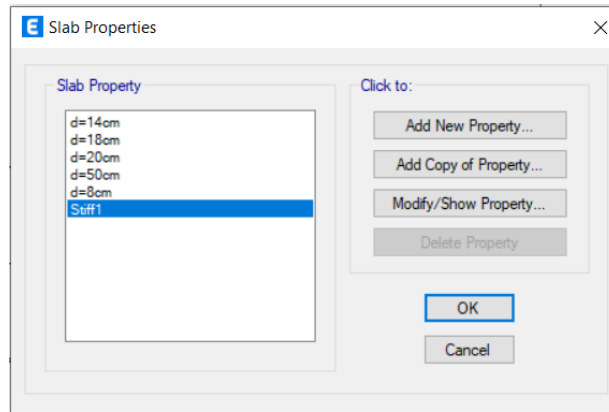
Σχήμα 4.6: Παράδειγμα σχεδιασμού διατομής περιμετρικής δοκού σχήματος L (στιγμιότυπο από ETABS)

2. Επιφανειακά Στοιχεία (Slab/Wall Sections)

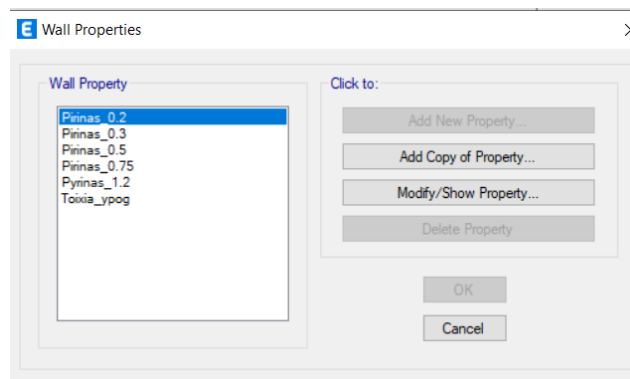
Οι πλάκες του Πύργου ορίστηκαν ως slabs, με διαφορετικές διατομές για κάθε πάχος πλάκας (π.χ. $d=8\text{cm}$ για πλάκες πάχους 8 εκατοστών)

Τα τοιχεία του κλιμακοστασίου, τα οποία αποτελούν και τον πυρήνα του κτηρίου, προσομοιώθηκαν ως wall sections, με διαφορετικές διατομές ομοίως με τις πλάκες για κάθε διαφορετικό πάχος τοιχείου. Σημαντική είναι η χρήση *Edge Constraints*, έτσι ώστε να εξασφαλίζονται κοινές μετατοπίσεις μεταξύ των σημείων σύνδεσης δύο γειτονικών στοιχείων.

Τα τοιχεία του υπογείου, προσομοιώθηκαν ως walls παρομοίως, πάχους 50 εκατοστών, αλλά δεν υπήρχαν επαρκείς λεπτομέρειες για αυτά, οπότε δεν ελέγχθηκαν.



Σχήμα 4.7: Οι διατομές των πλακών με πάχη 14,18,20,50 και 8 εκατοστά. (στιγμιότυπο από ETABS)

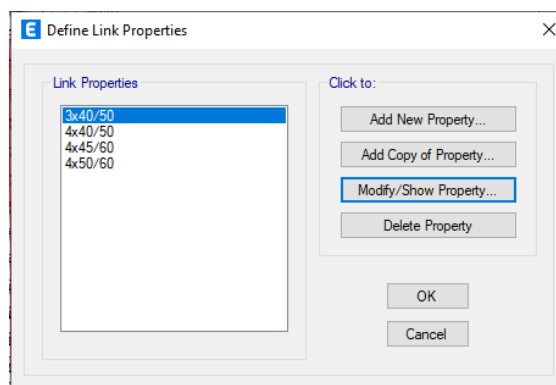


Σχήμα 4.8: Οι διατομές των τοιχιών με πάχη 20,30,50,75 και 120 εκατοστά. (στιγμιότυπο από ETABS)

4.2.3 Υφιστάμενα Εφεδράνα

Η διαδικασία αποτύπωσης των εφεδράνων περιγράφεται λεπτομερώς στο κεφάλαιο 3.5 Σεισμική μόνωση στον Πύργο του Πειραιά. Στη συγκεκριμένη ενότητα παρουσιάζονται οι ιδιότητες και τα χαρακτηριστικά που ορίζονται στο πρόγραμμα ETABS.

Αρχικά, με τη χρήση της εντολής *Define* → *Section Properties* → *Link/Support Properties*, ορίζονται 4 διαφορετικά είδη links. Τα τέσσερα αυτά είδη έχουν κοινό παρονομαστή τον τύπο του συνδέσμου (*Link Type*) των ελαστομερών εφεδράνων (*Rubber Isolator*).



Σχήμα 4.9: Τα 4 είδη συνδέσμων που ορίζονται, ανάλογα με την ομάδα εφεδράνων. (στιγμιότυπο από ETABS)

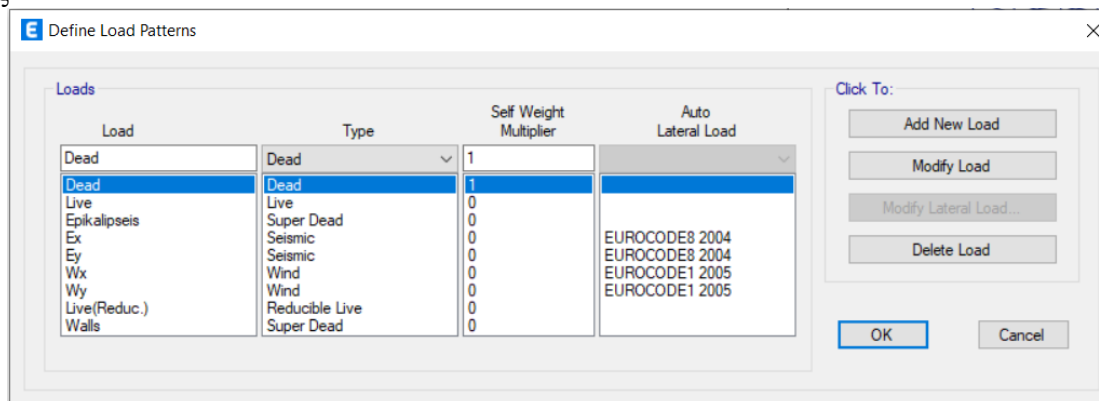
Σχήμα 4.10: Ιδιότητες του τύπου link 3x40/50. (στιγμιότυπο από ETABS)

Η μάζα που προστίθεται στο σύστημα θεωρείται αμελητέα γι' αυτό και είναι 0 kg, ενώ το ύψος του αντισεισμικού αρμού είναι 84mm όσο και το ύψος των εφεδράνων. Επιλέγονται οι διευθύνσεις U1, U2, U3, δηλαδή η διαμήκης διεύθυνση ως προς το μονωτήρα και οι δύο κάθετες ως προς αυτόν κατά X και Y, αντιστοίχως. Όσον αφορά τη διεύθυνση U1 επιλέγεται μια πολύ μεγάλη δυσκαμψία (του τύπου $15 \cdot 10^6$ kN/m) λόγω της μεγάλης κατακόρυφης δυσκαμψίας, ενώ πλευρικά (U2 και U3) η δυσκαμψία είναι αντίστοιχη των εφεδράνων από τα οποία αποτελείται το είδος του συνδέσμου. Παρακάτω φαίνεται η πλευρική δυσκαμψία της ομάδας εφεδράνων 3x40/50.

Σχήμα 4.11: Ενεργός δυσκαμψία της ομάδας τεσσάρων εφεδράνων 400x500x84. (στιγμιότυπο από ETABS)

4.2.4 Δράσεις επί της κατασκευής

Τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία, μόνιμα και κινητά, ομαδοποιούνται στο ETABS σε *Load Patterns*. Έτσι, μπορούν να λαμβάνουν διαφορετικούς συντελεστές στη συνέχεια στους συνδυασμούς φόρτισης. Τα *Load Patterns* που ορίζονται στο πρόγραμμα είναι τα εξής:



Σχήμα 4.12: Φορτία κατασκευής σε Load Patterns (στιγμιότυπο από ETABS)

Ειδικότερα, τα φορτία που εφαρμόζονται είναι

1. Dead είναι το μόνιμο φορτίο που προκύπτει από τα ίδια βάρη των διατομών, με βάση τα χαρακτηριστικά των υλικών που αποτελούνται (π.χ. γσκυροδεμ.=25 kN/m³)
2. Live είναι το κινητό φορτίο που ασκείται επί των πλακών και κλιμάκων
3. Epikalipseis είναι το μόνιμο φορτίο λόγω των επικαλύψεων των πλακών.
4. Walls είναι το μόνιμο φορτίο λόγω της ύπαρξης τοιχοπληρώσεων ή/και υαλοπετασμάτων στις όψεις του κτηρίου.
5. Ex είναι το φορτίο του σεισμού κατά τη διεύθυνση X
6. Ey είναι το φορτίο του σεισμού κατά τη διεύθυνση Y
7. Wx είναι το φορτίο του ανέμου κατά τη διεύθυνση X
8. Wy είναι το φορτίο του ανέμου κατά τη διεύθυνση Y

Τα φορτία αυτά τοποθετούνται στα δομικά στοιχεία με την εντολή *Assign* και ορίζονται οι τιμές τους. Πιο συγκεκριμένα,

1. Τα ίδια βάρη (Dead) ασκούνται αυτόματα από το πρόγραμμα.
2. Οι επικαλύψεις των πλακών (Epikalipseis) ορίζονται από τα σχέδια κατασκευής ως 1,3 kN/m²
3. Τα φορτία Walls διακρίνονται σε 2 είδη. Την τοιχοποιία, η οποία βρίσκεται σε εσωτερικά δοκάρια του κτιρίου όπου υπάρχουν χωρίσματα μεταξύ των αιθουσών και τα υαλοπετάσματα, τα οποία βρίσκονται στα περιμετρικά δοκάρια. Η τοιχοποιία έχει φορτίο 1,5 kN/m, ενώ τα υαλοπετάσματα 1,3 kN/m.
4. Τα κινητά φορτία (Live) ορίζονται από τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1.1.6 και βάση της κατηγορίας χρήσης που έχει επιλέξει ο κατασκευαστής μηχανικός Α. Οικονόμου, το κτήριο κατατάσσεται σε κατηγορία χρήσης B (Χώροι Γραφείων). Έτσι, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, θα έχει:
 $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$ ομοιόμορφο καταναμεμημένο φορτίο επί των δαπέδων και

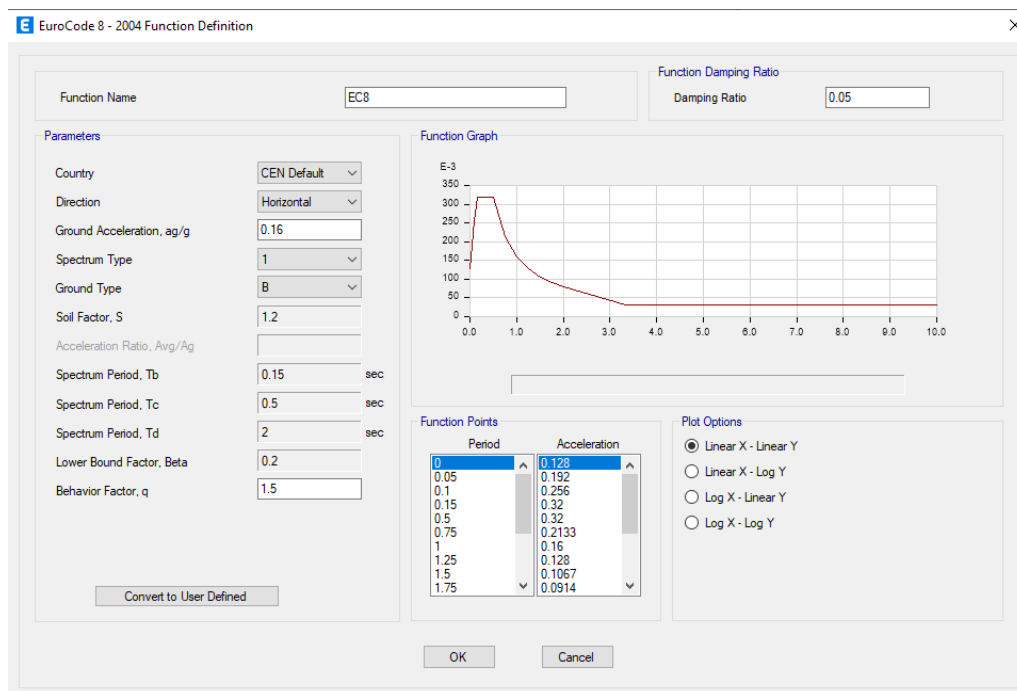
$q_k = 3,5 \text{ kN/m}^2$ στις σκάλες, το οποίο ισοκατανέμεται στις εδράζουσες δοκούς των κλιμάκων, σε φορτίο ανά τρέχον μέτρο.

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία A και Κατηγορία B		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

Σχήμα 4.13: Τιμές δράσεων κινητών φορτίων με βάση την κατηγορία χρήσης (από Εθνικό Προσάρτημα [34])

5. Οι σεισμικές δράσεις E_x και E_y σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες, κάθετες και ανεξάρτητες μεταξύ τους, και εκφράζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Η έντασή τους καθορίζεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο.

Το υπό μελέτη κτήριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 (Πειραιάς), θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας B και ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II. Το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 ορίζεται για τα εξής χαρακτηριστικά:

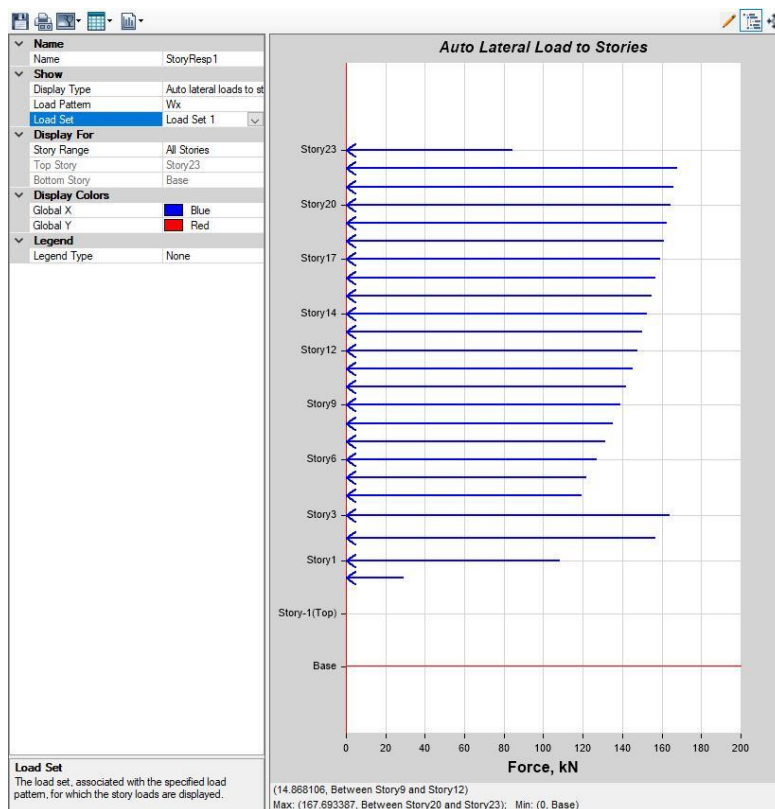


Σχήμα 4.14: Φάσμα σχεδιασμού κατά EC8 (στιγμιότυπο από ETABS)

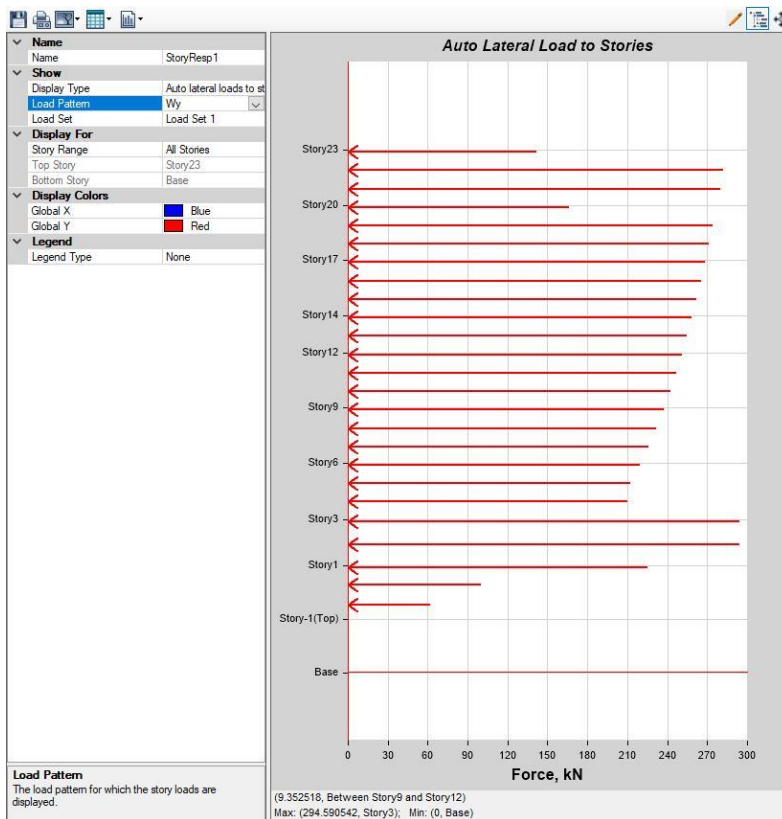
6. Οι δράσεις του ανέμου W_x , W_y ορίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα, με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1. Τα οριζόντια φορτία των δύο διευθύνσεων ασκούνται στις προεκτάσεις των διαφραγμάτων των ορόφων, όπως φαίνεται παρακάτω:



Σχήμα 4.15: Δημιουργία ανεμοφόρτισης κατά EC1 (στιγμιότυπο από ETABS)



Σχήμα 4.16: Τα οριζόντια φορτία των ανέμων ασκούνται στις προεκτάσεις των διαφραγμάτων των ορόφων του κτηρίου, άνεμος W_x (στιγμιότυπο από ETABS)



Σχήμα 4.17: Ομοίως ο άνεμος Wy (στιγμιότυπο από ETABS)

4.2.5 Συνδυασμοί Δράσεων

Μια κατασκευή ή ένα τμήμα αυτής δεν ικανοποιεί πλέον τις απαιτήσεις ασφάλειας όταν ξεπερνά τις οριακές καταστάσεις αστοχίας ή/και λειτουργικότητας. Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας συνδέονται με κατάρρευση, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται ορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις (π.χ. βέλη κάμψης). Υπάρχουν τέσσερις καταστάσεις σχεδιασμού για τις οποίες γίνεται ο έλεγχος επάρκειας σε αυτές τις καταστάσεις:

1. Καταστάσεις διάρκειας, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες καθημερινής χρήσης
2. Παροδικές καταστάσεις, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται (π.χ. κατά τη διάρκεια κατασκευής/επισκευής)
3. Τυχηματικές καταστάσεις, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές συνθήκες (π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη)
4. Καταστάσεις σεισμού, λόγω της έκθεσης σε σεισμικά γεγονότα

Προκειμένου να ελεγχθεί, λοιπόν, η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται οι συνδυασμοί των δράσεων, όπως ορίζει ο ΕΚ1.1, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα μόνο. Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επενεργούν στην κατασκευή πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλα (συντελεστές

συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας δίνονται στον παρακάτω Πίνακα 4.1.

Πίνακας 4.1: Συντελεστές Ασφαλείας γ (από Εθνικό Προσάρτημα [34])

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,50	0,0	1,0	0,0

Επειδή η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μεγίστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων μεταβλητών δράσεων είναι μικρή, κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μίας δράσης, το οποίο για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με τις άλλες δράσεις. Οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού δίνονται στο Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ0 και συνοψίζονται στον παρακάτω Πίνακα 4.2.

Πίνακας 4.2: Συντελεστές συνδυασμού ψ (από Εθνικό Προσάρτημα [34])

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	1,0	0,9	0,7
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30 kN \leq βάρος οχημάτων ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000$ m	0,7	0,5	0,2
Τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000$ m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη – πυρκαγιάς) σε κτίρια	0,6	0,5	0

Η τιμή του συνδυασμού ψ_2 για τα κινητά φορτία δαπέδων και εξωστών είναι $\psi_2=0,3$ εφόσον πρόκειται για κτίριο γραφείων.

Τελικά, οι συνδυασμοί δυνάμεων στο λογισμικό είναι: (*Load Combinations*)

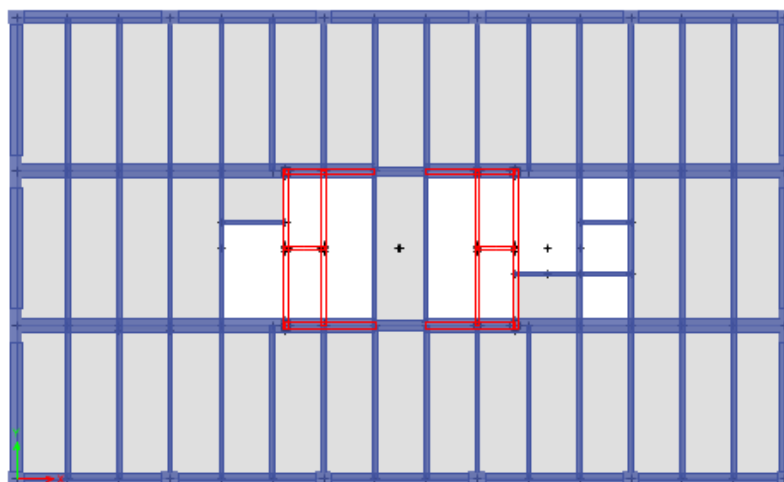
1. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας $1,35G + 1,5Q$
2. Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας $1,0G + 1,0Q$
3. Σεισμικοί Συνδυασμοί
 - 3.1. $G + 0,3Q \pm Ex \pm 0,3Ey$
 - 3.2. $G + 0,3Q \pm Ey \pm 0,3Ex$
4. Συνδυασμοί Ανεμοφορτίσεων
 - 4.1. $1,35G + 1,5Q \pm 0,9Wx$
 - 4.2. $1,35G + 1,5Q \pm 0,9Wy$
 - 4.3. $1,35G + 1,05Q \pm 1,5Wx$
 - 4.4. $1,35G + 1,05Q \pm 1,5Wy$

Συνολικά, προκύπτουν 18 συνδυασμοί δυνάμεων (2 οριακές καταστάσεις, 8 σεισμικοί συνδυασμοί και 8 συνδυασμοί ανεμοφορτίσεων), εκ των οποίων προκύπτουν και οι κρισιμότεροι συνδυασμοί για κάθε φόρτιση, οι οποίοι θα χρησιμοποιηθούν, τελικά, για τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής. Στην πραγματικότητα, το στατικό πρόγραμμα κάνει έλεγχο για όλους του συνδυασμούς σε όλα το δομικά μέλη και, έπειτα, προβάλλει τον κρισιμότερο συνδυασμό, για τον οποίο ο συντελεστής εκμετάλλευσης κάθε στοιχείου φτάνει τη μέγιστη τιμή του.

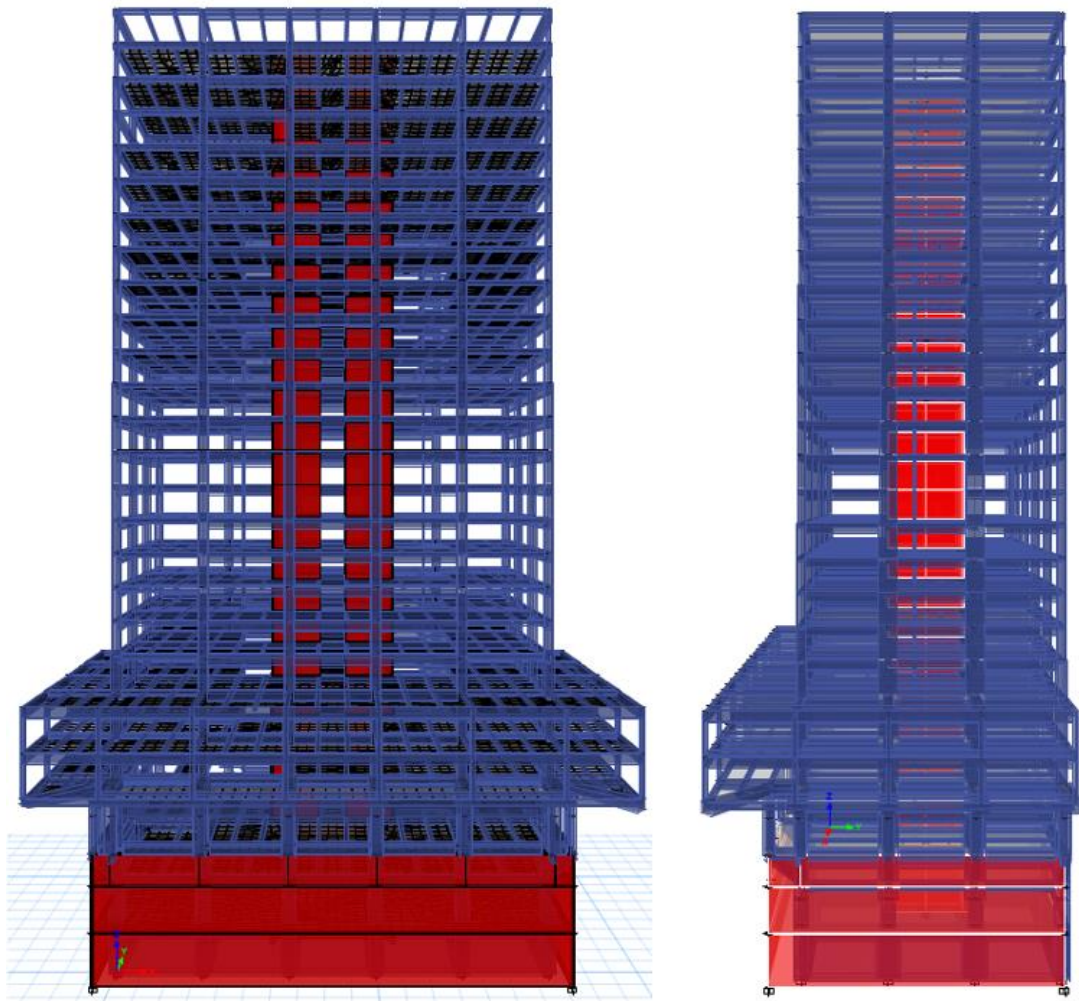
Γενικότερα, βάσει παρατήρησης των αποτελεσμάτων, κρισιμότερος συνδυασμός γενικότερα είναι ο σεισμικός συνδυασμός $G + 0,3Q + Ex \pm 0,3Ey$, καθώς προκύπτουν οι κρισιμότεροι συντελεστές εκμετάλλευσης των υποστυλωμάτων σε διάτμηση-τέμνουσα. Παράλληλα, για αλληλεπίδραση αξονικών – ροπών κάμψης στις δοκούς, κρισιμότεροι είναι οι συνδυασμοί της ανεμοφόρτισης $1,35G + 1,5Q + 0,9 Wx$ ($/Wy$). Ωστόσο, η τάξη μεγέθους των αποτελεσμάτων των εντατικών φορτίων για τους συνδυασμούς σεισμικών φορτίσεων είναι πολύ μεγαλύτερη από αυτή των συνδυασμών των ανεμοφορτίσεων.

4.2.6 Σχεδιασμός φορέα στο ETABS

Χρησιμοποιώντας, λοιπόν, το τρισδιάστατο μοντέλο ραβδωτού φορέα που κατασκευάστηκε αρχικά στο AutoCAD, έγινε εισαγωγή των περισσότερων διατομών με χρήση τις εντολής *Import .DXF file of 3D Model*. Κατά αυτόν τον τρόπο, προέκυψε το μοντέλο προσομοίωσης του Πύργου Πειραιά στο ETABS.



Σχήμα 4.18: Μοντέλο Πύργου του Πειραιά, κάτοψη τυπικού ορόφου (στιγμιότυπο από ETABS)



Σχήμα 4.19: Μοντέλο Πύργου του Πειραιά στο ETABS, όψεις (στιγμιότυπο από ETABS)

4.3 Αποτελέσματα

4.3.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Με την εφαρμογή ιδιομορφικής ανάλυσης κατά ΕΚ8 υπολογίζονται οι ιδιομορφές και οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής, καθώς και το ποσοστό της συνολικής μάζας που ενεργοποιείται σε κάθε μία. Κατά αυτόν τον τρόπο, γίνεται εκτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής (μεταφορική ή/και στρεπτική) και της επίδρασης των ανώτερων ιδιομορφών σε αυτήν. Παράλληλα, προσδιορίζεται ο αριθμός των απαραίτητων ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψιν στην ελαστική δυναμική ανάλυση.

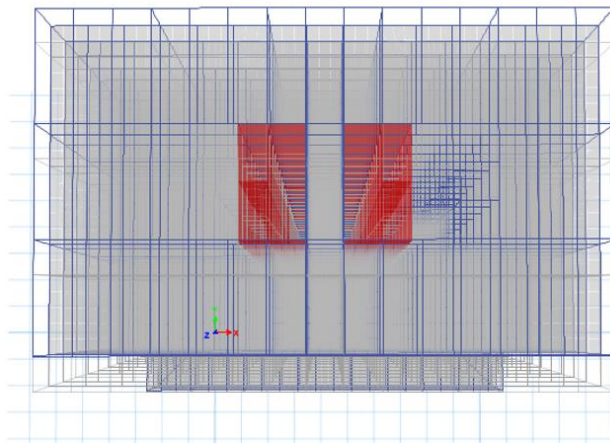
Η συνολική ταλαντούμενη μάζα ορίζεται στο λογισμικό ETABS και βάσει αυτής κατασκευάζεται το μητρώο μάζας της κατασκευής. Η μάζα αυτή προκύπτει από τον συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων $G + \psi_2 Q$, όπου $\psi_2 = 0,3$ (βλ. Συνδυασμοί Δράσεων), G το σύνολο των μόνιμων φορτίων και Q το σύνολο των κινητών. Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης παρουσιάζονται παρακάτω. Επιλέγονται οι πρώτες 30 ιδιομορφές για το μοντέλο προσομοίωσης, έτσι ώστε να ικανοποιείται το βασικό κριτήριο του ΕΚ8 ως προς τον απαιτούμενο αριθμό των ιδιομορφών, δηλαδή η δρώσα ιδιομορφική μάζα να ξεπερνά το 90% της συνολικής.

Πίνακας 4.3: Οι 30 πρώτες ιδιομορφές του μοντέλου αποτίμησης. Παρατηρείται η δρώσα ιδιομορφική μάζα κατά X και Y (SumUX, SumUY) ξεπερνά το 90%

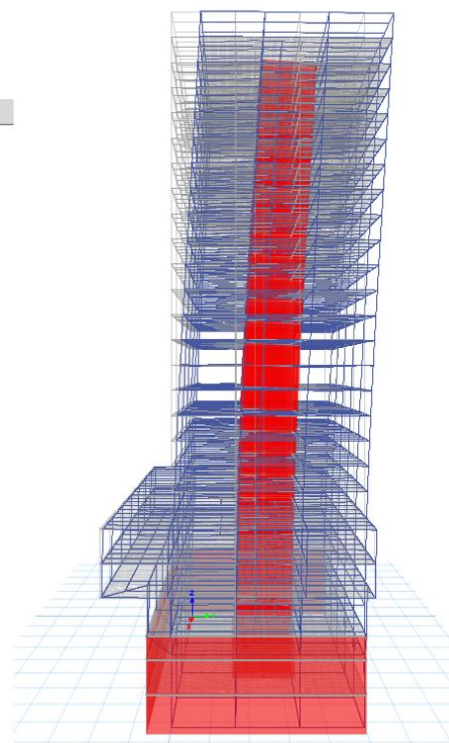
TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal	1	2.953	0.000	0.486	0.000	0.486	0.000	0.000
Modal	2	2.664	0.529	0.000	0.529	0.486	0.003	0.003
Modal	3	1.843	0.000	0.000	0.530	0.486	0.488	0.491
Modal	4	0.839	0.000	0.000	0.530	0.486	0.000	0.491
Modal	5	0.761	0.135	0.000	0.665	0.486	0.000	0.491
Modal	6	0.674	0.000	0.171	0.665	0.656	0.000	0.491
Modal	7	0.626	0.001	0.000	0.666	0.656	0.118	0.609
Modal	8	0.379	0.061	0.000	0.726	0.656	0.003	0.612
Modal	9	0.369	0.001	0.000	0.727	0.656	0.074	0.686
Modal	10	0.279	0.000	0.085	0.727	0.741	0.000	0.686
Modal	11	0.248	0.001	0.000	0.728	0.741	0.036	0.722
Modal	12	0.234	0.039	0.000	0.767	0.741	0.001	0.723
Modal	13	0.175	0.000	0.000	0.767	0.741	0.018	0.741
Modal	14	0.158	0.032	0.001	0.798	0.742	0.001	0.742
Modal	15	0.158	0.001	0.055	0.799	0.797	0.000	0.742
Modal	16	0.132	0.000	0.000	0.799	0.797	0.016	0.757
Modal	17	0.116	0.035	0.000	0.834	0.797	0.001	0.758
Modal	18	0.107	0.000	0.006	0.834	0.803	0.015	0.773
Modal	19	0.104	0.000	0.042	0.834	0.844	0.002	0.774
Modal	20	0.091	0.018	0.000	0.853	0.844	0.001	0.775
Modal	21	0.091	0.021	0.000	0.873	0.844	0.008	0.784
Modal	22	0.089	0.000	0.000	0.874	0.844	0.000	0.784
Modal	23	0.088	0.000	0.002	0.874	0.846	0.003	0.787
Modal	24	0.087	0.000	0.000	0.874	0.846	0.000	0.787
Modal	25	0.078	0.000	0.054	0.874	0.900	0.000	0.787
Modal	26	0.077	0.000	0.001	0.874	0.901	0.007	0.794
Modal	27	0.075	0.028	0.000	0.902	0.901	0.003	0.796
Modal	28	0.066	0.000	0.000	0.902	0.901	0.007	0.803
Modal	29	0.065	0.000	0.000	0.902	0.901	0.000	0.803
Modal	30	0.063	0.000	0.015	0.902	0.916	0.000	0.803

Παρατηρώντας προσεκτικά τον παραπάνω πίνακα Πίνακας 4.3, η πρώτη ιδιομορφή έχει ιδιοπερίοδο 2,953s. και είναι μεταφορική κατά Y (βλ. Σχήμα 4.20), η δεύτερη με ιδιοπερίοδο 2,664s. είναι μεταφορική κατά X (βλ. Σχήμα 4.21), ενώ η τρίτη με ιδιοπερίοδο 1,843s. είναι στρεπτική (βλ. Σχήμα 4.22). Συνολικά, το άθροισμα των 30 πρώτων ιδιομορφών ξεπερνά το 90% της συνολικής μάζας κατά X και κατά Y και, μάλιστα, στην 27^η ιδιομορφή, απορρίπτοντας, έτσι, την επιρροή των υψηλότερων ιδιομορφών.

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 2.95269766734142

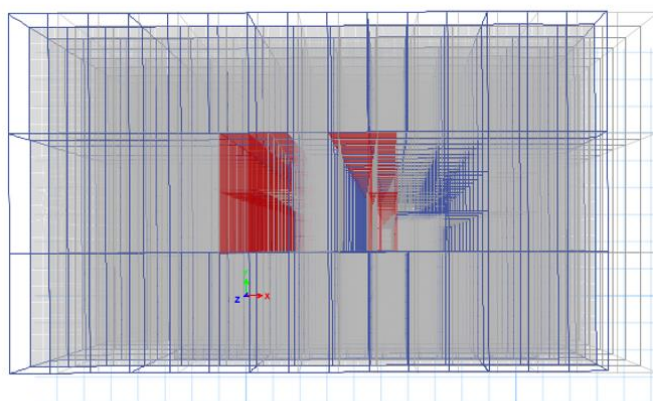


3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 2.95269766734142

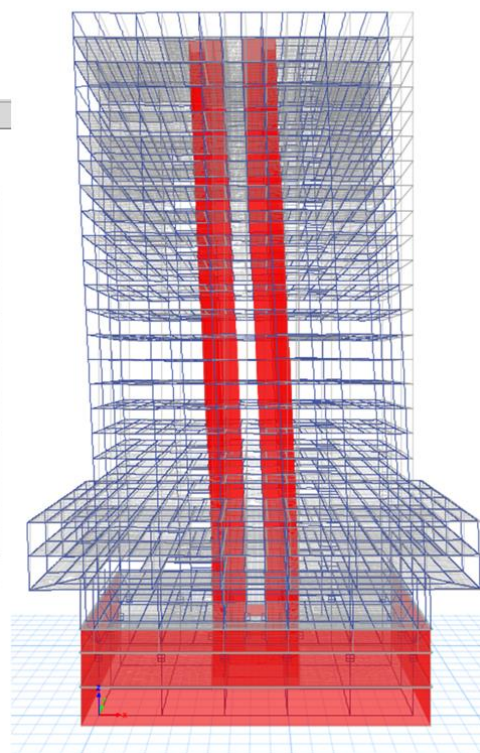


Σχήμα 4.20: Συμπεριφορά φορέα κατά την πρώτη ιδιομορφή (στιγμιότυπο από ETABS)

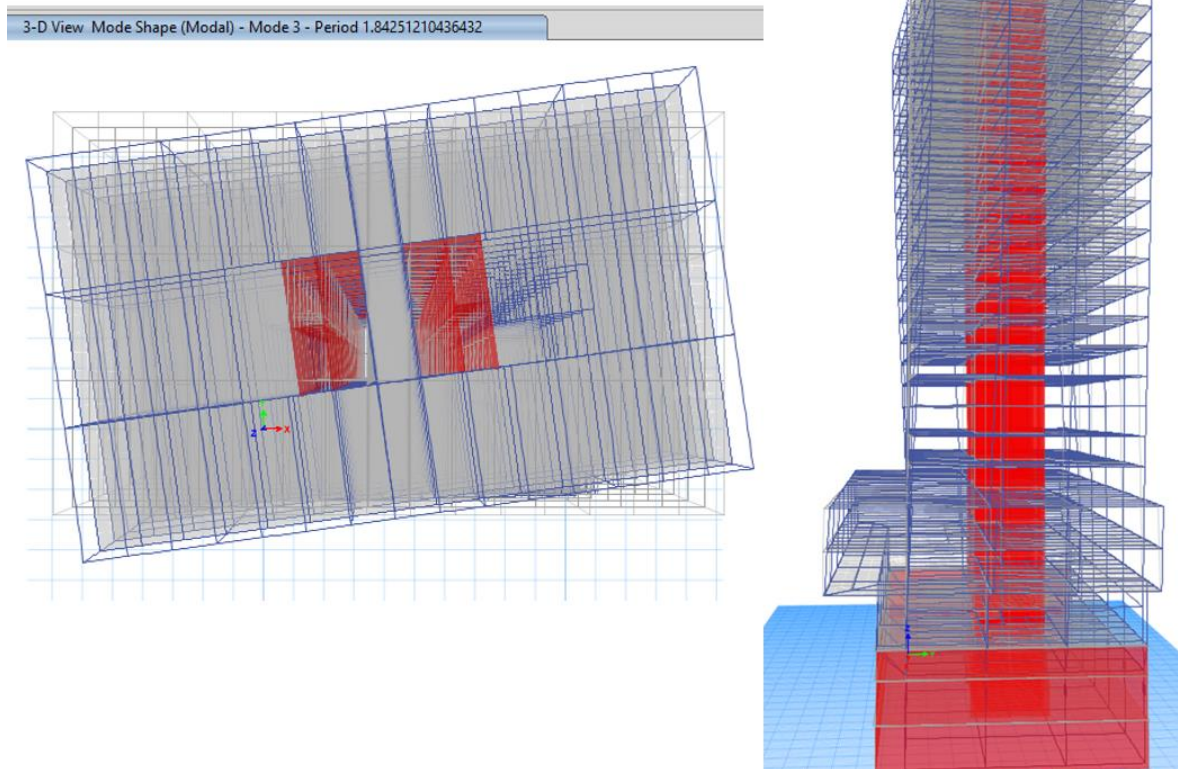
3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 2.66406491224544



3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 2.66406491224544



Σχήμα 4.21: Συμπεριφορά φορέα κατά τη δεύτερη ιδιομορφή (στιγμιότυπο από ETABS)



Σχήμα 4.22: Συμπεριφορά φορέα κατά την τρίτη ιδιομορφή (στιγμιότυπο από ETABS)

4.3.2 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης - Αποτελέσματα

Όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενα κεφάλαια (βλ. 2.7 και 4.2), η επάρκεια του φορέα ελέγχεται από το λογισμικό, σύμφωνα με τον ΕΚ2 και ΕΚ8, με βάση τις μεταβλητές που έχουν οριστεί. Συνεπώς, για το φάσμα απόκρισης του ΕΚ8 με εδαφική επιτάχυνση 0.16g, προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα. Κριτήριο επάρκειας του φορέα είναι οι συντελεστές εκμετάλλευσης των μελών του και, προφανώς, ελέγχονται οι κρισιμότεροι (μεγαλύτεροι).

Το ETABS πραγματοποιεί έλεγχο υποστυλωμάτων, δοκών και τοιχίων. Αρχικά, στα υποστυλώματα ελέγχεται η αντοχή τους σε θλίψη ή κάμψη διαξονική ή και στο συνδυασμό τους. Γίνεται έλεγχος, στη συνέχεια, σε διάτμηση και αναλόγως την επιλογή Design ή Check Reinforcement, το πρόγραμμα υπολογίζει απαιτούμενο οπλισμό ή εκφράζει συντελεστή εκμετάλλευσης του υφιστάμενου, διαμήκους και εγκάρσιου, αντιστοίχως. Παρομοίως, οι δοκοί ελέγχονται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, διάτμηση και στρέψη. Τέλος, για τα τοιχία γίνεται έλεγχος για διαφορετικούς συνδυασμούς αξονικών και ροπών στα άκρα των τοιχίων (PMM) και προκύπτουν οι προτεινόμενοι οπλισμοί. Βασικός έλεγχος που πραγματοποιείται, επίσης, είναι ο έλεγχος σε τέμνουσα, ο οποίος εκτελείται σε κάθε στάθμη – όροφο του τοιχίου.

Λόγω του μεγάλου πλήθους και της τυπικότητας των επαναλαμβανόμενων ανά τους ορόφους δοκών των πλακών του κτηρίου, δηλαδή των δοκών διατομής 25x35, ο έλεγχος επιλέχθηκε να γίνει χειροκίνητα, για διευκόλυνση του προγράμματος (μικρότερος χρόνος εκτέλεσης ανάλυσης). Ειδικότερα, για το συνδυασμό της οριακής κατάστασης αστοχίας, για

τον οποίο προκύπτουν οι δυσμενέστερες τιμές των ροπών των δοκών, έγινε έλεγχος των υφιστάμενων οπλισμών. Από την άλλη, ο δυσμενέστερος συνδυασμός για τον έλεγχο των τεμνουσών είναι αυτός του σεισμού κατά Y ($G+0.3Q+Ey\pm 0.3Ex$).

Property	Value	Material	Unit
b	25 cm	C20/25	
h	35 cm	fck	20 MPa
d	32 cm	fcd	11.33 MPa
A	875 cm ²	1.13 kN/cm ²	
I	89322.9 cm ³	Stahl III	
		fy	435 MPa
		fyd	378.26 MPa
			37.83 kN/cm ²
Θετικές Ροπές			
μsd	0.33		
ωσπαιτ	0.417		
Asαπαιτ	10.00	Bot	5Φ18
			12.72
Αρνητικές Ροπές			
μsd	0.31		
ωσπαιτ	0.384		
Asαπαιτ	9.20	Top	3Φ20
		(Στα άκρα)	9.42

Property	Value	Unit
Vmax	124	kN
Διάτμηση		
fcd	1.33	kN/cm ²
Φ10/10	Asw	1.57 cm ²
sw		10 cm
Crd,c	0.12	
k	1.79	
ρL	0.02	
k1	0.15	
vmin	0.306213	
	44678.23	> 18617.77 N
Vrd,c	44.68	kN
Vrd,s	157.35	kN
Vrd,max	201.37	kN

Mmax	kNm
M+	95
M-	90

Σχήμα 4.23: Έλεγχος δοκού σε κάμψη και διάτμηση για τα εντατικά μεγέθη του αντιστοίχως δυσμενέστερου συνδυασμού (στιγμιότυπο από MS Excel)

Ο διαμήκης οπλισμός των δοκών που ελέγχονται (5Φ18 στο άνοιγμα και 3Φ20 άνω στη στήριξη) επαρκεί τόσο για τις ροπές στο μέσο όσο και τις αρνητικές στη στήριξη. Επιπλέον, οι συνδετήρες της κρίσιμης περιοχής των δοκών (δίτητοι Φ10/10), δηλαδή κοντά στην παρειά της άμεσης στήριξης, επαρκούν με ασφάλεια.

Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, γίνεται αυτόματα από το ETABS, και παρακάτω δίνονται κάποια στιγμιότυπα από την αναφορά εξόδου (Report) του προγράμματος, στα οποία φαίνεται ο υπολογισμός του δείκτη PMM και των περαιτέρω ελέγχων που πραγματοποιεί ανά στοιχείο. Παρουσιάζεται ο έλεγχος για το υποστύλωμα διατομής 0,65x0,65 της μικρής πλευράς, το οποίο βρίσκεται στον 14^ο όροφο στις 4 γωνίες.

Αρχικά, παρουσιάζεται μια λίστα όλων των συντελεστών εκμετάλλευσης που προκύπτουν για κάθε συνδυασμό δράσεων και σε 3 διαφορετικά σημεία του υποστυλώματος (στα δύο άκρα και στο μέσο). Το σύστημα επιλέγει αυτόματα τη δυσμενέστερη φόρτιση.

Story	Story14	Section Name	Col_0.65x0.65	
Column	C12			
COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
G+0.3Q+Ex+0.	0.0000	0.335	40.73	40.73
G+0.3Q+Ex+0.	1.1300	0.271	40.67	40.67
G+0.3Q+Ex+0.	2.2600	0.275	40.62	40.62
G+0.3Q+Ey+0.	0.0000	0.308	35.11	35.11
G+0.3Q+Ey+0.	1.1300	0.152	35.02	35.02
G+0.3Q+Ey+0.	2.2600	0.155	34.92	34.92
G+0.3Q+Ex-0.	0.0000	0.525	42.18	42.18
G+0.3Q+Ex-0.	1.1300	0.384	42.17	42.17
G+0.3Q+Ex-0.	2.2600	0.387	42.15	42.15
G+0.3Q-Ex+0.	0.0000	0.214	38.68	38.68
G+0.3Q-Ex+0.	1.1300	0.198	38.63	38.63
G+0.3Q-Ex+0.	2.2600	0.196	38.57	38.57
G+0.3Q-Ey+0.	0.0000	0.763	41.03	41.03
G+0.3Q-Ey+0.	1.1300	0.513	41.08	41.08
G+0.3Q-Ey+0.	2.2600	0.521	41.14	41.14

Σχήμα 4.24: Λίστα συντελεστών εκμετάλλευσης. Στις πρώτες δύο στήλες φαίνονται οι συνδυασμοί δράσεων και το σημείο - ύψος ελέγχου. Η τρίτη στήλη εκφράζει το λόγο εκμετάλλευσης. (στιγμιότυπο από ETABS)

Οι τελευταίες δύο στήλες της λίστας στο Σχήμα 4.24 εκφράζουν την απαίτηση σε οπλισμό διάτμησης της διατομής. Το πρόγραμμα δεν κάνει αυτόματο έλεγχο με βάση τον υφιστάμενο οπλισμό διάτμησης και απαιτείται επιπλέον έλεγχος από το χρήστη. Η συγκεκριμένη διατομή προς έλεγχο, διαθέτει συνδετήρες τετράμηντους Φ10 ανά 10 εκατοστά στις μη κρίσιμες περιοχές, ενώ στις κρίσιμες ανά 5 εκατοστά. Με άλλα λόγια, ο οπλισμός διάτμησης της διατομής στις κρίσιμες περιοχές είναι $62.8 \text{ cm}^2/\text{m}$, μεγαλύτερος του απαιτούμενου. Επιπλέον, ο συντελεστής εκμετάλλευσής του υποστυλώματος (Capacity Ratio 0,763) είναι επαρκής και η διατομή μπορεί να χρησιμοποιηθεί με ασφάλεια.

Πιο συγκεκριμένα, εξετάζοντας τη λεπτομερέστερη αναφορά όλων των ελέγχων του προγράμματος, παρατηρείται πως, αρχικά, το υποστύλωμα ικανοποιεί τον έλεγχο λυγισμού.

Slenderness check (governing permutation)

	λ Unitless	λ limit Unitless	Condition	Governing permutation
Major Bend(M3)	12.044415	19.600608	N/A	N/A
Minor Bend(M2)	12.044415	19.600608	N/A	N/A

Σχήμα 4.25: Έλεγχος λυγηρότητας (στιγμιότυπο από ETABS).

Επόμενος έλεγχος που γίνεται είναι ο συνδυαστικός έλεγχος θλίψης και κάμψης, τόσο κατά τον ισχυρό, όσο και κατά τον ασθενή άξονα του υποστυλώματος (βλ. Σχήμα 4.26). Με βάση τα δρώντα εντατικά μεγέθη του εκάστοτε συνδυασμού, προκύπτει μια απαίτηση εμβαδού οπλισμού, η οποία διαιρείται με το υφιστάμενο εμβαδόν οπλισμού. Η διατομή διαθέτει 16Φ20 συνολικά, τα οποία αντιστοιχούν σε $15,71 \text{ cm}^2$ εμβαδόν εφελκόμενου οπλισμού ανά πλευρά.

Axial Force and Biaxial Moment Design for N_{Ed} , M_{Ed2} , M_{Ed3} (governing permutation)

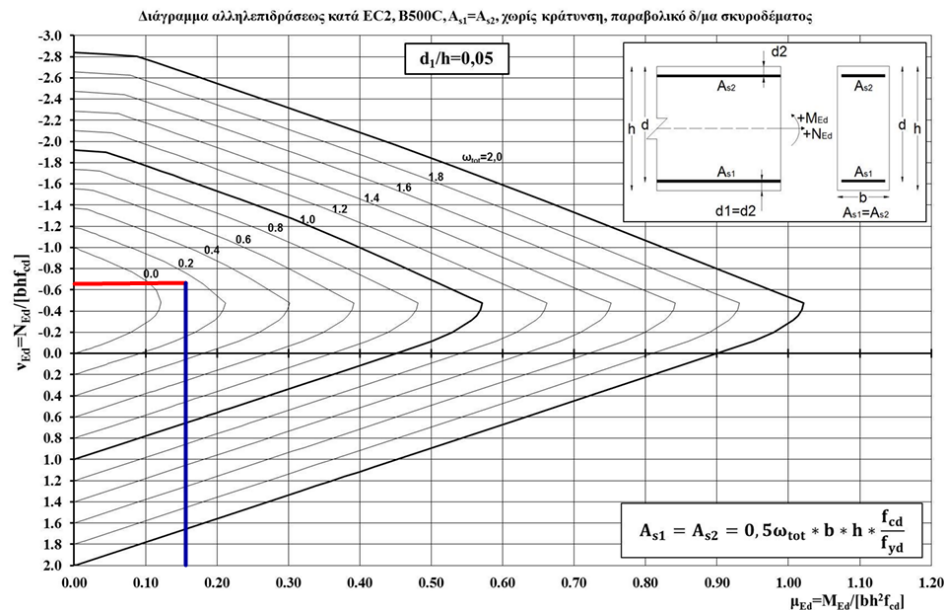
Design N_{Ed} kN	Design M_{Ed2} kN-m	Design M_{Ed3} kN-m	Minimum M2 kN-m	Minimum M3 kN-m	Rebar Area cm^2	Rebar %	D/C Ratio Unitless
3120.9417	-495.6006	92.0696	67.6204	67.6204	50	1.19	0.763

Σχήμα 4.26: Στιγμιότυπο από τον έλεγχο σε θλίψη και διαξονική κάμψη (στιγμιότυπο από ETABS).

Στην υπό εξέταση διατομή, συγκεκριμένα, κάνοντας χρήση των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης για τα υποστυλώματα σε συνδυασμό με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από το ETABS, προκύπτει περίπου ο ίδιος λόγος εκμετάλλευσής. Προφανώς, οι μικρές αποκλίσεις οφείλονται στο γεγονός ότι η μέθοδος των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης δεν είναι απολύτως ακριβής και ότι πρόκειται για διαξονική κάμψη. Σχήμα 4.26: Στιγμιότυπο από τον έλεγχο σε θλίψη και διαξονική κάμψη (στιγμιότυπο από ETABS) Τα βήματα της μεθόδου που ακολουθούνται είναι (βλ. Σχήμα 4.27):

- $d_1/h = 3/65 \approx 0,05$
- $v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} \approx 0,65$
- $\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} \approx 0,16$
- $A_{s1(\alpha\pi\alpha\iota\tau)} = A_{s2(\alpha\pi\alpha\iota\tau)} = 0,5 \omega_{tot} bh \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \approx 11,8 \text{ cm}^2$

$$5. \frac{A_{s(\alpha\pi\alpha\iota\tau)}}{A_{s(\upsilon\phi\iota\sigma\tau)}} = \frac{11,8}{15,7} = 0,752$$



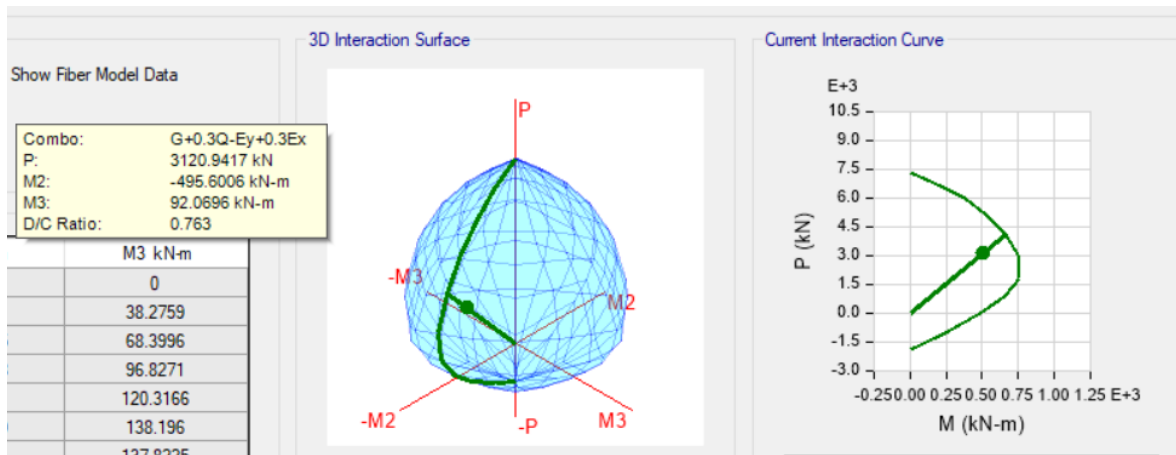
Σχήμα 4.27: Εφαρμογή μεθόδου διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης για το υποστύλωμα διατομής 0,65x0,65 του 14^{ου} ορόφου. (από Τυπολόγιο Οπλισμένου Σκυροδέματος του Εργαστηρίου Ο/Σ του ΕΜΠ).

Συνεπώς, επιβεβαιώνεται ο λόγος εκμετάλλευσης του προγράμματος (D/C Ratio) για το δεδομένο σχεδιασμό, όπως επίσης και ο απαιτούμενος οπλισμός για επάρκεια σε διάτμηση (βλ. Σχήμα 4.28). Συνολικά, δημιουργείται ένα τρισδιάστατο σχήμα («κρεμμύδι») που αποτελείται από πολλές καμπύλες παραμόρφωσης για όλη τη διατομή και, εάν κάποιο ζεύγος αξονικών – ροπών από τους συνδυασμούς είναι εκτός του σχήματος, τότε αυτή δεν επαρκεί και ο συντελεστής εκμετάλλευσης υπερβαίνει τη μονάδα. (βλ. Σχήμα 4.29)

Shear Design for V_{Ed2} , V_{Ed3}

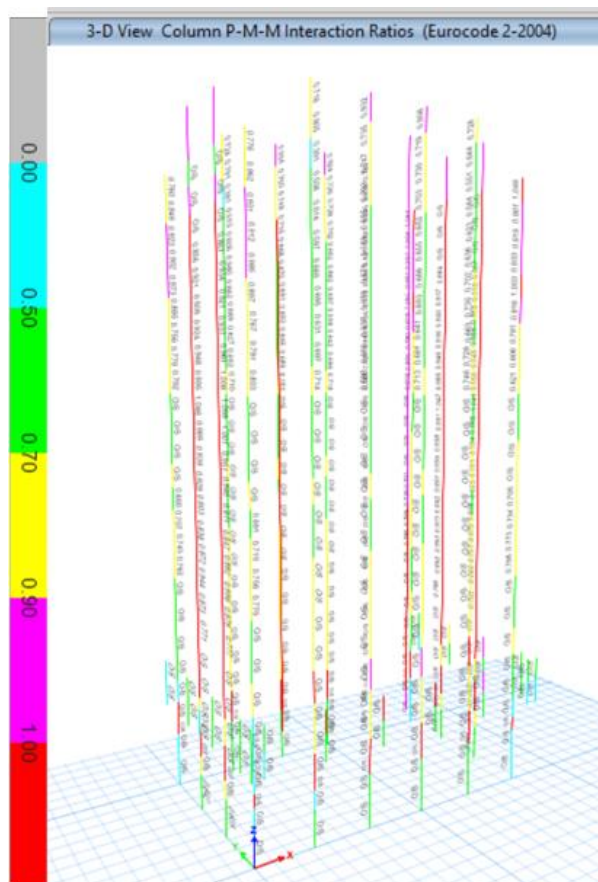
	Shear V_{Ed} kN	Shear V_{Rdc} kN	Shear V_{Rds} kN	Shear V_{Rdmax} kN	$\tan(\theta)$ Unitless	Rebar A_{sw} / s cm ² /m
Major, V_{Ed2}	821.228	324.2844	821.228	1265.8447	1	41.03
Minor, V_{Ed3}	821.228	324.2844	821.228	1265.8447	1	41.03

Σχήμα 4.28: Έλεγχος σε διάτμηση και απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης (στιγμιότυπο από ETABS).



Σχήμα 4.29: Τρισδιάστατη επιφάνεια αλληλεπίδρασης διατομής. Αν κάποιο ζεύγος εντατικών μεγεθών είναι εκτός αυτής της επιφάνειας, τότε η διατομή είναι υπερφορτωμένη (στιγμιότυπο από ETABS).

Οι παραπάνω έλεγχοι και διαδικασίες ακολουθούνται για όλα τα δομικά μέλη του φορέα και για το στόχο αποτίμησης B1, που έχει τεθεί προηγουμένως, ελέγχεται αν ικανοποιούνται όλες οι διατομές. Παρακάτω ακολουθούν κάποιοι πίνακες από τις κρισιμότερες διατομές που έχουν εξαντλήσει την αντοχή τους, όπως επίσης και ένα στιγμιότυπο που απεικονίζει συνολικά τους συντελεστές εκμετάλλευσης όλων των διατομών.



Σχήμα 4.30: Στιγμιότυπο απεικόνισης όλων των συντελεστών εκμετάλλευσης των υποστυλωμάτων του Πύργου. Πολλές διατομές απεικονίζονται με κόκκινο χρώμα χωρίς ο συντελεστής εκμετάλλευσης να υπερβαίνει τη μονάδα (στιγμιότυπο από ETABS).

Πίνακας 4.4: Πίνακας επάρκειας σε θλίψη-κάμψη κρισιμότερων διατομών υποστυλωμάτων. Οι συντελεστές εκμετάλλευσης είναι κοντά στη μονάδα και τα υποστυλώματα παρατηρούνται κυρίως στους κατώτερους ορόφους (στιγμιότυπο από ETABS).

TABLE: Concrete Column Design Summary - Eurocode 2-2004			
Story	DesignSect	PMMRatio	PMMCombo
Story-1	Col_1.3x1.3	1.057	OKA
Story-1	Col_1.3x1.3	1.052	OKA
Story-1	Col_1.3x1.3	1.05	OKA
Story-1	Col_1.3x1.3	1.043	OKA
Story0.5	Col_0.9x0.9	1.015	OKA
Story0.5	Col_0.9x0.9	1.004	OKA
Story0.5	Col_0.9x0.9	0.996	OKA
Story0	Col_2.0x0.8	0.984	OKA
Story0	Col_2.0x0.8	0.982	OKA
Story0	Col_2.0x0.8	0.981	OKA
Story2	Col_0.9x0.9	0.976	OKA

Πίνακας 4.5: Οι συντελεστές εκμετάλλευσης σε θλίψη-κάμψη είναι ικανοποιητικοί, αλλά οι οπλισμοί διάτμησης δεν επαρκούν για τους σεισμικούς συνδυασμούς και οι διατομές είναι υπερφορτωμένες (κόκκινες στο Σχήμα 4.30) (στιγμιότυπο από ETABS).

TABLE: Concrete Column Design Summary - Eurocode 2-2004					
Story	DesignSect	PMMRatio	PMMCombo	VMajCombo	ErrMsg
Story7	Col_1.8x0.6	0.754	OKA	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	Shear stress exceeds maximum allowed
Story9	Col_1.7x0.55	0.751	1.35G+1.5Q-0.9Wy	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	Shear stress exceeds maximum allowed
Story10	Col_1.7x0.55	0.749	1.35G+1.5Q+0.9Wy	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	Shear stress exceeds maximum allowed
Story2	Col_2.0x0.8	0.749	OKA	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	Shear stress exceeds maximum allowed
Story8	Col_1.8x0.6	0.748	OKA	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	Shear stress exceeds maximum allowed
Story11	Col_1.6x0.5	0.747	1.35G+1.5Q+0.9Wy	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	Shear stress exceeds maximum allowed
Story10	Col_1.7x0.55	0.745	1.35G+1.5Q-0.9Wy	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	Shear stress exceeds maximum allowed
Story8	Col_1.8x0.6	0.745	OKA	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	Shear stress exceeds maximum allowed
Story11	Col_1.6x0.5	0.744	1.35G+1.5Q-0.9Wy	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	Shear stress exceeds maximum allowed
Story9	Col_1.7x0.55	0.742	1.35G+1.5Q-0.9Wy	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	Shear stress exceeds maximum allowed

4.3.2.1 Σχολιασμός Αποτελεσμάτων

Παρατηρώντας προσεκτικά τους πίνακες επάρκειας των διατομών, αλλά και τα στιγμιότυπα των συντελεστών εκμετάλλευσης του συνόλου των διατομών, αφενός παρατηρούνται λίγες διατομές οι οποίες υπερβαίνουν το όριο της μονάδας στους πίνακες, αφετέρου παρατηρούνται αρκετές διατομές με κόκκινο χρώμα, το οποίο, με τη βοήθεια της λεζάντας, αποδεικνύει υπερφορτωμένη διατομή.

Ειδικότερα, κυρίως στις στάθμες των υπογείων και του ισόγειου παρατηρούνται υποστυλώματα με συντελεστές εκμετάλλευσης που υπερβαίνουν τη μονάδα. Το αποτέλεσμα αυτό θεωρείται αναμενόμενο, λόγω της μεγάλης θλιπτικής καταπόνησης από την πολυώροφη ανωδομή. Εκτός αυτών, παρατηρούνται και ορισμένες υπερφορτωμένες διατομές, κυρίως στις μικρές πλευρές του κτηρίου, οι οποίες δεν αστοχούν λόγω του ελέγχου σε θλίψη-κάμψη, αλλά λόγω του ελέγχου τέμνουσας (Shear stress exceeds maximum allowed). Σε αυτές τις διατομές, οι συντελεστές εκμετάλλευσης επαρκούν με ασφάλεια, όπως φαίνεται παρακάτω.

Design Details for All Permutations Considered - D/C PMM Ratio

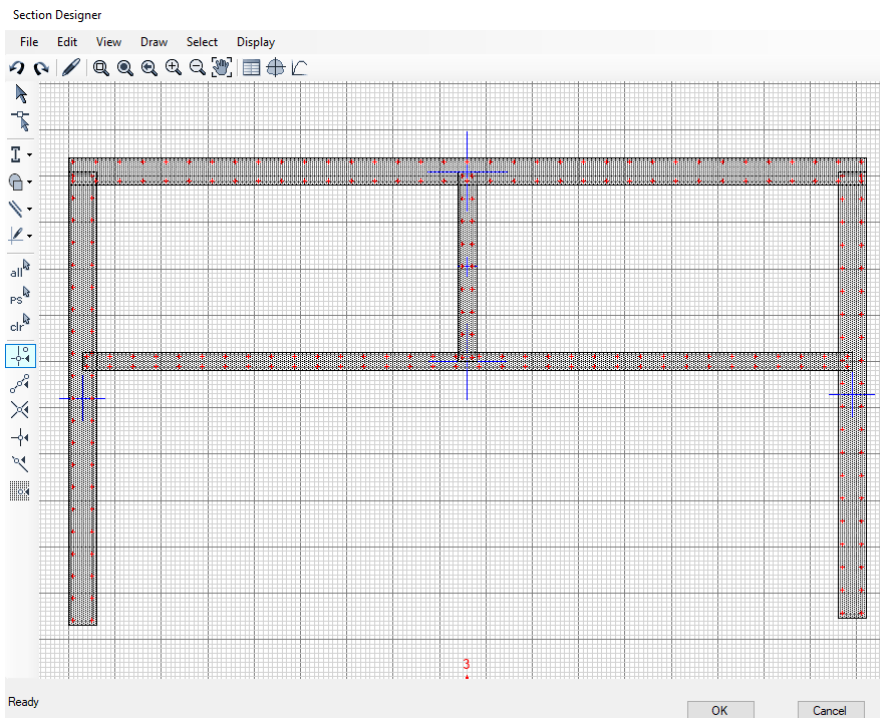
Imperfection Direction	None	Positive M3	Negative M3	Positive M2	Negative M2
(M3 _{max} , M2 _{max}) PMM Ratio	0.611624	0.607427	0.615821	0.621715	0.601533
(M3 _{max} , M2 _{max}) PMM Governs	No	No	No	Yes	No

O/S #3 Shear stress exceeds maximum allowed

Σχήμα 4.31: Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής επαρκεί, αλλά η διατομή δεν επαρκεί σε έλεγχο τέμνουσας. Πρόκειται για σεισμικό συνδυασμό και υποστύλωμα της μικρής πλευράς του κτηρίου (στιγμιότυπο από ETABS).

4.3.3 Έλεγχος Πυρήνα

Πέραν των δοκών και των υποστυλωμάτων του κτηρίου, πολύ σημαντικός είναι και ο έλεγχος του πυρήνα, δηλαδή των διάφορων τοιχωμάτων που τον αποτελούν. Λόγω της ιδιαιτερότητας και της διαμόρφωσης του πυρήνα, γίνεται η θεώρηση πως αποτελείται από δύο ομάδες τοιχωμάτων, οι οποίες είναι ίδιες και τοποθετούνται συμμετρικά ως προς το κέντρο του πυρήνα (βλ. Σχήμα 4.32)

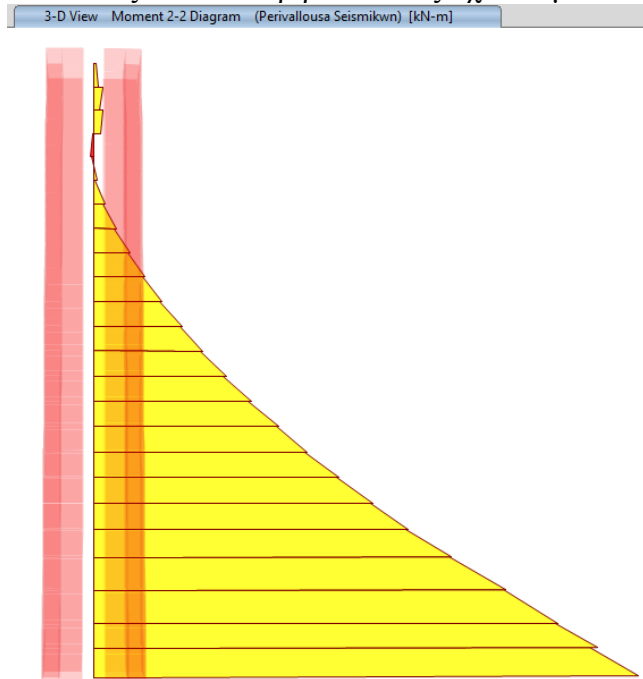


Σχήμα 4.32: Ομάδα τοιχωμάτων που αποτελεί το ένα μέρος του πυρήνα (στιγμιότυπο από ETABS).

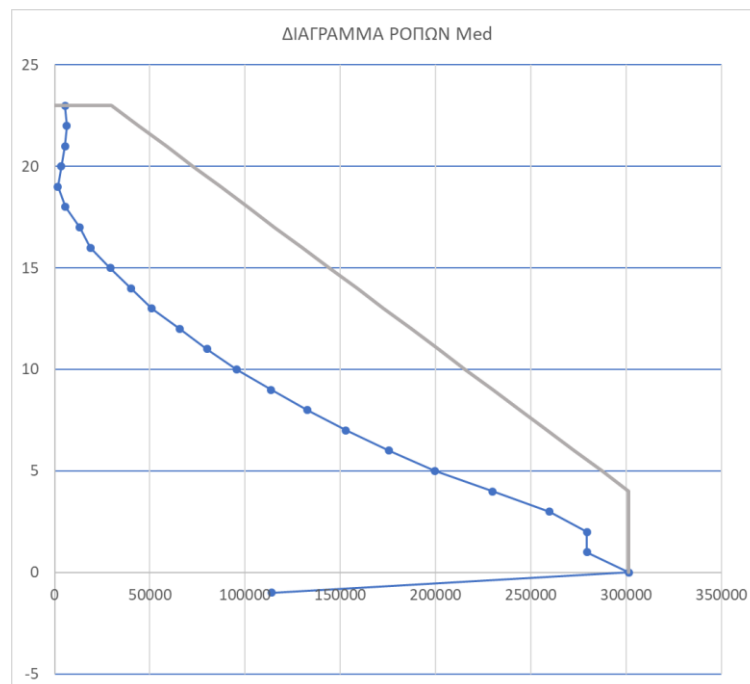
Όπως παρατηρείται και στο στιγμιότυπο παραπάνω, η ομάδα τοιχωμάτων στην ουσία αποτελείται από διάφορα τοιχώματα που ενώνονται μεταξύ τους, σχηματίζοντας το παραπάνω σχήμα. Αξίζει να σημειωθεί, επίσης, πως δεν υπάρχουν κρυφά ακραία υποστυλώματα και διαθέτει μια ομοιόμορφη όπλιση σε όλη της την έκταση (Φ18/20 κατακόρυφα και Φ12/20 οριζόντια). Επομένως, οι έλεγχοι που γίνονται είναι αρκετά προσεγγιστικοί και η αρχική θεώρηση θα πρέπει να ελεγχθεί.

4.3.3.1 Διαδικασία

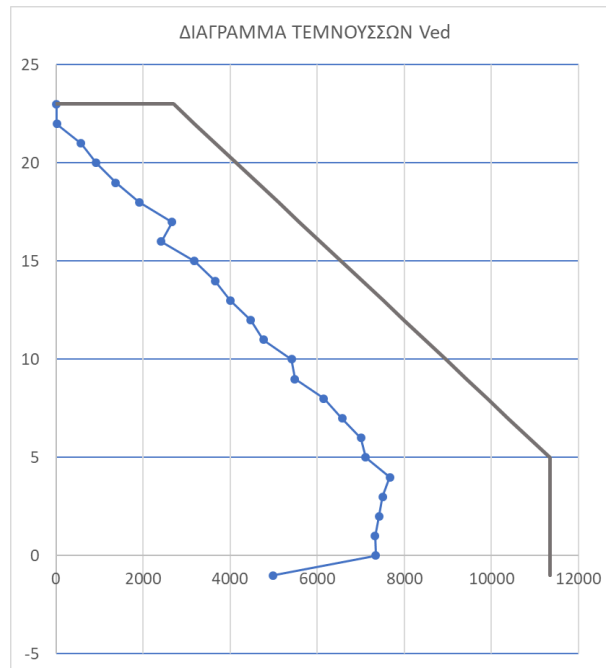
Αρχικά, εξάγονται από το στατικό πρόγραμμα ETABS τα εντατικά μεγέθη που ασκούνται στο σύνολο του πυρήνα. Τα μεγέθη αυτά προκύπτουν από τις μέγιστες τιμές όλων των σεισμικών συνδυασμών που ασκούνται στο κτήριο (βλ. 4.2.5) και με βάση τις οδηγίες του ΕΚ8 (§5.4.2.4), κατασκευάζονται οι περιβάλλουσες σχεδιασμού.



Σχήμα 4.33: Μέγιστες ροπές πυρήνα για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς (στιγμιότυπο από ETABS).



Σχήμα 4.34: Διάγραμμα ροπών ανά τις στάθμες του κτηρίου. Με γκρι χρώμα απεικονίζεται η περιβάλλουσα σχεδιασμού με την οποία γίνεται ο έλεγχος.



Σχήμα 4.35: Διάγραμμα τεμνουσών ανά τις στάθμες του κτηρίου. Με γκρι χρώμα απεικονίζεται η περιβάλλουσα σχεδιασμού με την οποία γίνεται ο έλεγχος.

Η διαστασιολόγηση γίνεται με τη βοήθεια του υπολογιστικού προγράμματος MS Excel. Θεωρείται, αρχικά, ένα τοίχιο ορθογωνικής διατομής ύψους 83.1 μέτρων και διαστάσεων 56.90x0.5m. Έτσι, γίνεται έλεγχος όλης της επιφάνειας των τοιχίων του πυρήνα, με τη διατομή που έχει στη βάση του, προκειμένου να ελεγχθεί ο συνολικός κατακόρυφος οπλισμός αν επαρκεί στη θλίψη.

Πίνακας 4.6: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πυρήνα. Δε διαθέτει κρυφά υποστυλώματα.

Δεδομένα τοιχίου		
Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή
Κατηγορία πλαστιμότητας		
Κατηγορία πλαστιμότητας		DCM
Γεωμετρικά χαρακτηριστικά		
Καθαρό ύψος ορόφου	h_s (m)	3.20
Αριθμός ορόφων	n	25
Συνολικό ύψος τοιχίου	H_w (m)	85.00
Συνολικό μήκος τοιχίου	L_w (m)	56.90
Μήκος κρυφών-υποστυλωμάτων	l_e (m)	8.30
Πλάτος τοιχίου	b_w (m)	0.50
Ακραίες περιοχές τοιχώματος		Τοίχωμα ορθογωνικής διατομής
Επικάλυψη	d1 (cm)	3

Πίνακας 4.7: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη πυρήνα στη βάση του, όπου γίνεται ο έλεγχος.

Εντατικά μεγέθη τοιχείου		
Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή
Αξονική δύναμη	N_d (kN)	47872
Ροπή στη βάση του τοχώματος	M_d (kNm)	301457
Τέμνουσα δύναμη	V_d (kN)	11350

Κανονικά, βάση κανονισμού, πρέπει πρώτα να πραγματοποιηθούν οι γεωμετρικοί έλεγχοι των τοιχείων, αλλά για λόγους συντομίας, γίνεται απλά ο έλεγχος σε θλίψη-κάμψη. Σε περίπτωση που αυτός ικανοποιείται, θα ελεγχθούν και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά. Σίγουρα, πάντως, πρόκειται για τοιχώματα πλάστιμα, μεγάλου ύψους λόγω της δεσπόζουσας ιδιομορφής και, προφανώς, του ύψους. Επιπλέον, το ελάχιστο πάχος και το αξονικό φορτίο των τοιχωμάτων είναι εντός ορίων.

Για τα παραπάνω εντατικά μεγέθη, ο ολικός απαιτούμενος κατακόρυφος οπλισμός υπολογίζεται ίσος με: $A_{s,τοί,απαιτ} = 1570.45cm^2$. Με την αρχική θεώρηση, όμως, ότι ο πυρήνας σε όλη του την έκταση έχει κατακόρυφη όπλιση $\Phi 18/20$, ο τοποθετούμενος οπλισμός των τοιχείων στον πυρήνα είναι: $A_{s,τοί} = 1211.3cm^2$.

Συμπερασματικά, ο πυρήνας του κτηρίου κρίνεται ανεπαρκής κατά τον έλεγχο σε αξονική δύναμη και ροπή, επομένως, χωρίς περαιτέρω ελέγχους, απαιτείται ενίσχυση του τόσο σε κατακόρυφο οπλισμό, όσο και σε οριζόντιο. Άλλωστε, οι συνδετήρες του κρίνονται πολύ αραιοί κατά το ύψος του πυρήνα, αλλά και μικρής διατομής. Σημαντικό, τέλος, είναι και το γεγονός πως δε διαθέτει κρυφά υποστυλώματα στις γωνίες-άκρα, επομένως θα πρέπει να πυκνωθεί πολύ ο προστιθέμενος οπλισμός, ή να κατασκευαστούν κατά κάποιο τρόπο κρυφοῦποστυλώματα.

5 Πρόταση Ενίσχυσης

Όπως γίνεται αντιληπτό από τα αποτελέσματα της αποτίμησης του κτηρίου, η ανάγκη ενίσχυσης του είναι φανερή. Η μεγάλη ιδιοπερίοδος του πακτωμένου μοντέλου του κτηρίου αποδεικνύει τη μεγάλη ευκαμψία του, γεγονός αναμενόμενο λόγω του ύψους του κτηρίου. Παρ' όλ' αυτά, τα μέλη του φέροντος οργανισμού του Πύργου του Πειραιά έχουν αρκετά μεγάλες και καλά οπλισμένες διατομές. Μία κλασσική μέθοδος ενίσχυσης των μελών, λοιπόν, όπως η εφαρμογή μανδυνών περιμετρικά, θα είχε σημαντικό αποτέλεσμα στην αύξηση της μάζας του φορέα και κατ' επέκταση, οι ήδη τεράστιες διατομές του υπογείου, θα ενισχύονταν ακόμη περισσότερο. Κυριότερος παράγοντας, ωστόσο, για την επιλογή του τρόπου ενίσχυσης είναι η μεγάλη χρονική διάρκεια, το κόστος και η δυσκολία κατασκευής, εξαιτίας του μεγέθους του κτηρίου.

Επομένως, η μέθοδος ενίσχυσης που επιλέγεται, βασίζεται στην αντικατάσταση των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης με καλύτερα συστήματα σεισμικής μόνωσης, έτσι ώστε η διάχυση της σεισμικής ενέργειας να είναι αποτελεσματικότερη. Για την ακρίβεια, στόχος της ενίσχυσης είναι η μείωση των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων και των εντατικών μεγεθών εξ' αιτίας των σεισμικών φορτίσεων και του ανέμου.

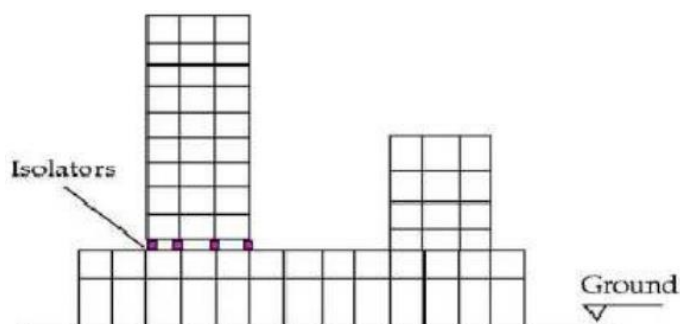
5.1 Σεισμική Μόνωση σε Υφιστάμενα Κτίρια

5.1.1 Περιγραφή Διαδικασίας Εφαρμογής

Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενες κατασκευές είναι μια δύσκολη και σύνθετη διαδικασία. Όμως, παρουσιάζει σημαντικά πλεονεκτήματα από κατασκευαστικής άποψης, πέραν από τα οφέλη της ίδιας της μεθόδου (βλ. 3.2 Γενικά για τη σεισμική μόνωση), τα οποία συνοψίζονται παρακάτω:

1. Εφαρμόζεται σε μία στάθμη (επίπεδο) της κατασκευής, επομένως είναι μειωμένη η όχληση κατά τη διάρκεια των εργασιών επισκευής.
2. Μειώνεται σημαντικά ο χρόνος εκτέλεσης εργασιών, σε σχέση με την ενίσχυση με χρήση συμβατικών μεθόδων.
3. Το κόστος είναι πολύ μικρότερο από τις κλασσικές μεθόδους (γύρω στα 2/3 λιγότερο)

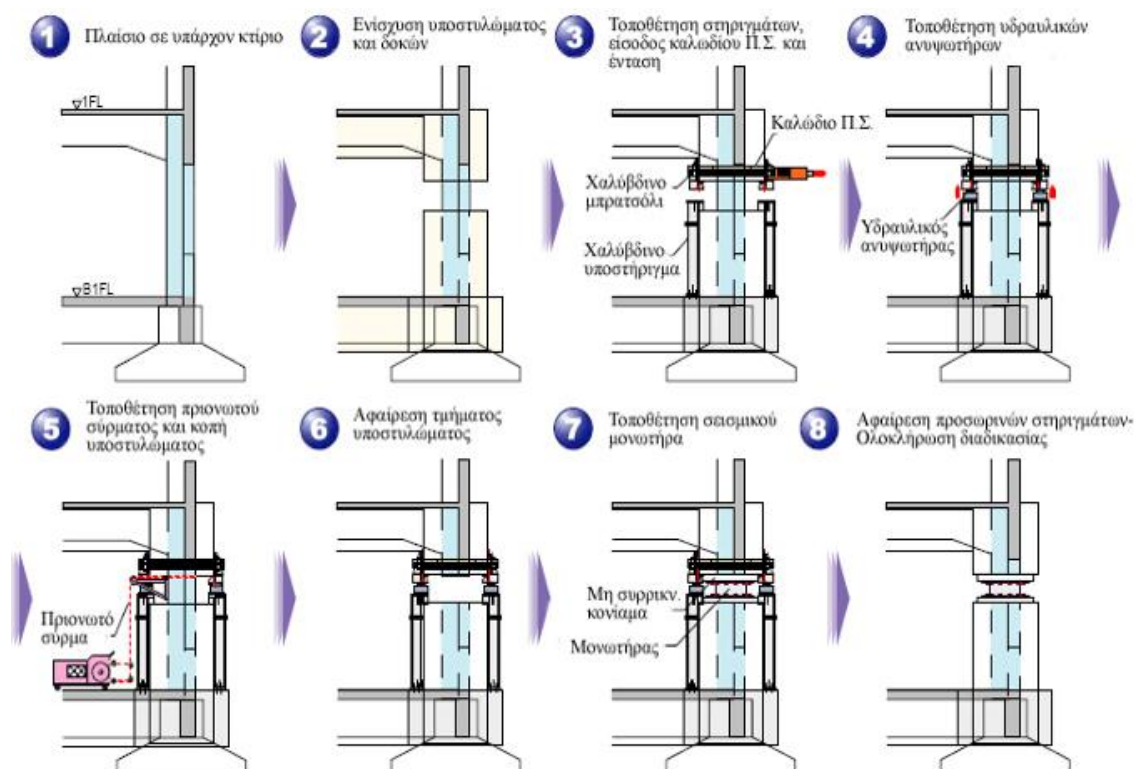
Η διαδικασία εφαρμογής της μεθόδου μπορεί να ποικίλλει ανάλογα με τον τύπο του κτηρίου και την τεχνογνωσία, ωστόσο υπάρχουν κάποια βασικά βήματα για να πραγματοποιηθεί. Αρχικά, επιλέγεται το επίπεδο στο οποίο θα τοποθετηθεί η σεισμική μόνωση. Αυτό εξαρτάται από τη διαρρύθμιση του κτηρίου, καθώς σε γενικές γραμμές, σε κτίρια με υπόγεια, συνήθως, η προσφορότερη στάθμη είναι η οροφή του υπογείου. Διαφορετικά, οι μονωτήρες τοποθετούνται στη βάση του υπογείου, ή σε ειδικές περιπτώσεις τοποθετείται στην οροφή με σκοπό την προσθήκη επιπλέον ορόφων. Η τελευταία τεχνική αποτελεί την πιο πρόσφατη του επιπλέον μονωμένου ανώτατου ορόφου (AIUF: Additional Isolated Upper Floor), με λιγότερη αξιοπιστία σε σχέση με τη μόνωση βάσης, λόγω περιορισμένων εφαρμογών.



Σχήμα 5.1: Τοποθέτηση σεισμικής μόνωσης σε ανώτερο όροφο σε υφιστάμενο κτήριο (από Η. Παλαιολόγου, Σεισμική Μόνωση Κτιρίων [22])

Στη συνέχεια, αφού αποφασιστεί το καταλληλότερο επίπεδο τοποθέτησης της μόνωσης, ξεκινάει η διαδικασία εφαρμογής. Κατ' αρχήν, γίνεται μια ενίσχυση των δοκών και υποστυλωμάτων στο επίπεδο μόνωσης, δηλαδή στον όροφο εγκατάστασης και τον υποκείμενο. Έπειτα, τοποθετούνται στηρίγματα γύρω από το υπό ενίσχυση κάθε φορά υποστύλωμα, τα οποία παραλαμβάνουν τα φορτία του. Κατά αυτόν τον τρόπο, αποκόπτεται τμήμα του υποστυλώματος και δημιουργείται χώρος για το μονωτήρα (εφεδράνο), δίνοντας μεγάλη προσοχή στην ασφαλή ενσωμάτωσή του με τα φέροντα στοιχεία, με χρήση βλήτρων/ντιζών. Τέλος, αφαιρείται η προσωρινή στήριξη και η διαδικασία έχει ολοκληρωθεί.

Παρακάτω απεικονίζεται ένα ενδεικτικό σχεδιάγραμμα της διαδικασίας, σε κτήριο που εφαρμόστηκε μια τεχνική της σύνδεσης των στηριγμάτων στα υπάρχοντα υποστυλώματα μέσω δυνάμεων τριβής, χρησιμοποιώντας καλώδια προεντεταμένου σκυροδέματος.



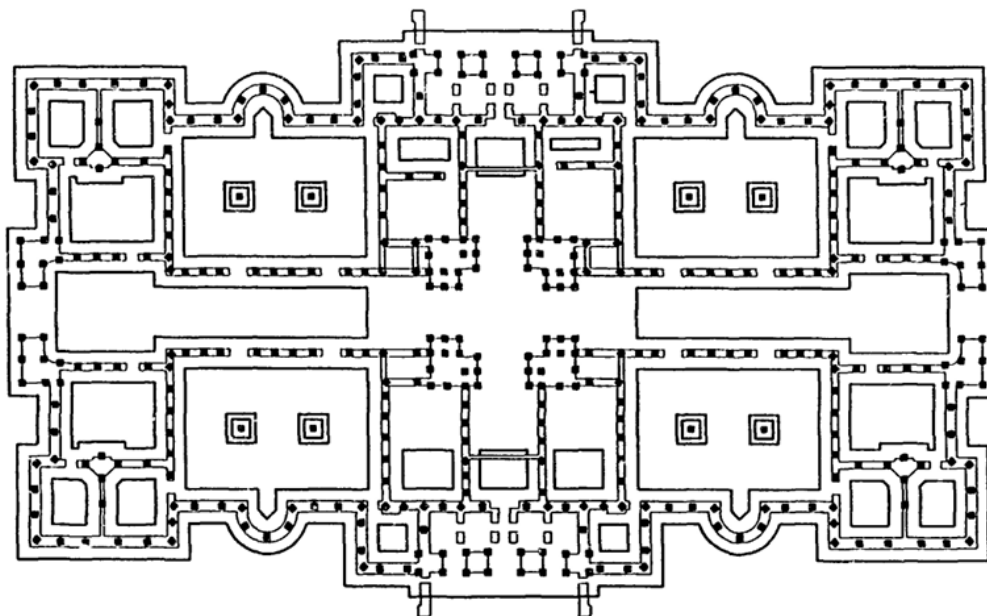
Σχήμα 5.2: Βήματα εφαρμογής της διαδικασίας εισαγωγής εφεδράνων σε υφιστάμενο κτήριο. Χρήση καλωδίων Π.Σ. (από Paper 1199, 13 WCEE Canada 2004 [16])

5.1.2 Παραδείγματα Εφαρμογής

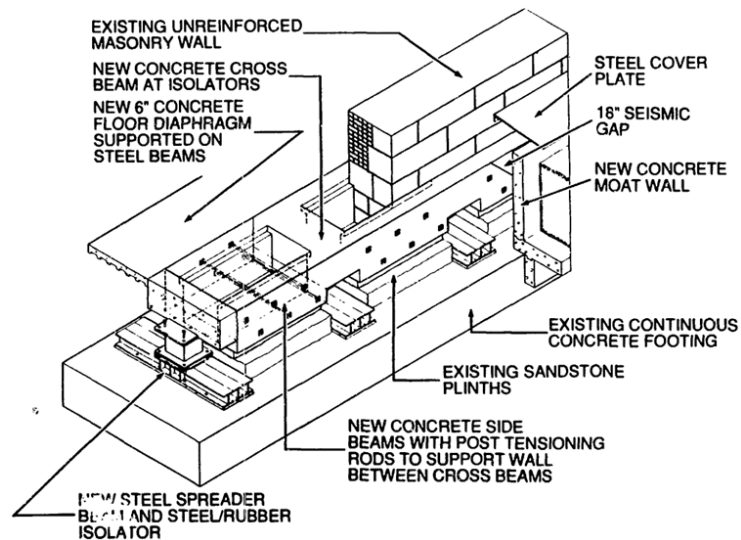
Το πρώτο υφιστάμενο κτήριο που ενισχύθηκε με σεισμική μόνωση βρίσκεται στο Salt Lake City της πολιτείας Utah των Ηνωμένων Πολιτειών Αμερικής και πρόκειται για το Salt Lake City and County Building. Κατασκευάστηκε το 1893 και ενισχύθηκε το 1989 με 208 ελαστικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου με 239 ελαστομεταλλικά. Το δόμημα αποτελείται από φέρουσα τοιχοποιία, για αυτό και χρησιμοποιήθηκαν ειδικές διατάξεις για την τοποθέτηση των μονωτήρων από κάτω τους.



Σχήμα 5.3: Το Salt Lake City and County Building. Το πρώτο υφιστάμενο κτήριο που ενισχύθηκε με σεισμική μόνωση. (από Wikipedia [15])



Σχήμα 5.4: Διάταξη των εφεδράνων σε κάτοψη του κτηρίου (από J. Bailey and E. Allen [2])



Σχήμα 5.5: Ειδικές διατάξεις για την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης κάτω από φέρουσα τοιχοποιία (από J. Bailey and E. Allen [2])

Ένα από τα μεγαλύτερα κτήρια στα οποία έχει εφαρμοστεί με επιτυχία η μέθοδος εισαγωγής σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενο κτήριο είναι το δημαρχείο του Σαν Φρανσίσκο. Πρόκειται για ένα μνημειακό πενταόροφο κτήριο το οποίο ενισχύθηκε με τη χρήση περίπου 500 ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου, ακριβώς πάνω από τη θεμελίωση στη βάση των υποστυλωμάτων και των εξωτερικών φερόντων τοίχων. Η διαδικασία ολοκληρώθηκε το 1998.



Σχήμα 5.6: Στιγμιότυπο από την εγκατάσταση των εφεδράνων στη θεμελίωση του δημαρχείου του Σαν Φρανσίσκο. Τα υποστυλώματα, αφού ενισχυθούν, κόβονται στο άκρο τους και εισάγονται οι μονωτήρες. (από Κ. Παπανίκος [23])

5.2 Πρόταση βελτίωσης σεισμικής μόνωσης

Για την επιλογή κατάλληλης ενίσχυσης του δομήματος, έγιναν δοκιμές σχετικά με τη θέση στην οποία θα τοποθετηθούν τα καινούρια εφεδράνα.

5.2.1 Σεισμική μόνωση στο Β' Υπόγειο

Έχοντας, πλέον, το μοντέλο της αποτίμησης του Πύργου του Πειραιά με την υφιστάμενη σεισμική μόνωση του στο Β' υπόγειο, έγινε η προσπάθεια αντικατάστασης των υφιστάμενων εφεδράνων με καινούρια, πιο σύγχρονα. Κάτι τέτοιο θα ήταν προτιμότερο από την κατασκευή νέας σεισμικά μονωμένης ζώνης, καθώς θα απαιτούσε λιγότερες διεργασίες. Η πρόταση αυτή, όμως, απορρίφθηκε για δύο βασικούς λόγους. Πρώτον, όπως αναφέρθηκε νωρίτερα, οι αντισεισμικοί αρμοί περιμετρικά του κτηρίου στη βάση κρίθηκαν ανεπαρκείς. Συγκεκριμένα, οι αρμοί των 10cm (σε μερικές περιπτώσεις και λιγότερο) δεν επιτρέπουν την ανάπτυξη μετακινήσεων στη στάθμη των εφεδράνων λόγω του κινδύνου κρούσης με το έδαφος. Δεύτερον, όσο εύκαμπτα (πλευρικά) εφεδράνα και αν προστεθούν, η επιρροή στην ιδιοπερίοδο του κτηρίου σε σχέση με το μοντέλο πακτωμένης βάσης είναι μηδαμινή. Ειδικότερα, η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος του σεισμικά μονωμένου μοντέλου δεν ξεπέρασε την αύξηση κατά 0,1 sec. σε σχέση με το μοντέλο πακτωμένης βάσης. Το γεγονός αυτό, λοιπόν, αποδεικνύει πως η χρήση εφεδράνων δεν έχει σημαντική επίδραση στη σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου. Επομένως, επιλέγεται η κατάργηση της σεισμικής μόνωσης στη στάθμη του Β' υπογείου.



Σχήμα 5.7: Αντισεισμικός αρμός περίπου 10 εκατοστά. Κίνδυνος κρούσης. Οι οπλισμοί έχουν τοποθετηθεί στο στάδιο της ενίσχυσης, λόγω πάκτωσης της βάσης. (από προσωπικό αρχείο)

Πίνακας 5.1: Επιρροή σεισμικής μόνωσης στη στάθμη του Β' υπογείου. Η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος αυξάνεται ελάχιστα.

Σεισμική Μόνωση στο Β' Υπόγειο	Αποτίμηση φορέα-Επίδραση Σεισμ. Μόνωσης		Πρόταση Ενίσχυσης
	Μοντέλο με πακτωμένη βάση	Μοντέλο με υφιστάμενα εφεδράνα	Μοντέλο με χρήση σύγχρονων πλευρικά εύκαμπτων εφεδράνων
Δεσπόζουσα Ιδιοπερίοδος	$T_1=2,9s$	$T_1=2,95s$	$T_1=3,0s$

5.2.2 Σεισμική μόνωση στον 3^ο όροφο

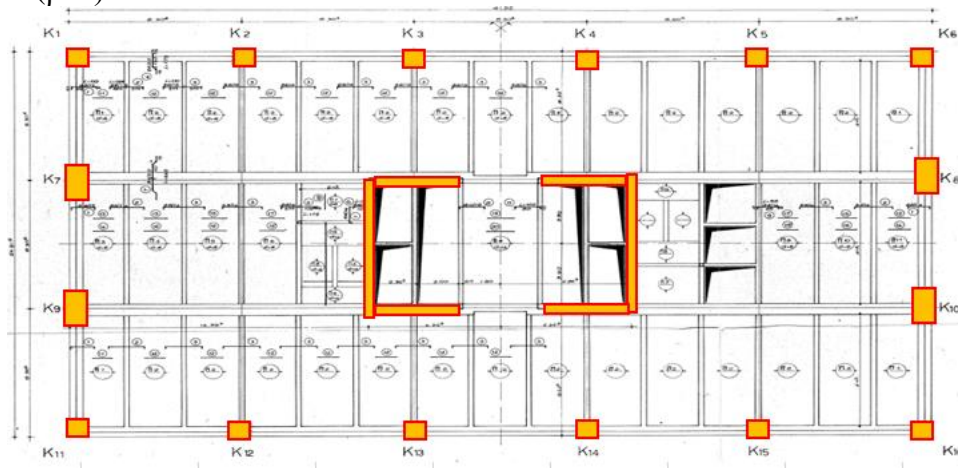
Η πρόταση ενίσχυσης που ελέγχεται αφορά την προσθήκη σεισμικής μόνωσης μεταξύ του 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου του κτηρίου. Λόγω της αλλαγής της κάτοψης του κτηρίου σε αυτό το ύψος και την έναρξη της τυπικότητας μεταξύ των ορόφων από εκεί και πάνω, θεωρήθηκε η αμέσως επόμενη προτιμότερη θέση για την προσθήκη εφεδράνων. Στο σημείο αυτό, για να προστεθούν τα εφεδράνα πρέπει να πραγματοποιηθεί η διαδικασία που περιγράφεται στο κεφάλαιο 5.1. Το μοντέλο που δημιουργείται, έχει τα χαρακτηριστικά του μοντέλου με πακτωμένη τη βάση έως και τον 3^ο όροφο, στη συνέχεια παρεμβάλλονται νέα εφεδράνα τύπου HDRB στις θέσεις των υποστυλωμάτων και στον πυρήνα, ενώ από εκεί και πάνω το δόμημα παραμένει ως έχει. Επιπλέον, θα ελεγχθεί αν η υποδομή χρειάζεται ενίσχυση για την ανάλυση των φορτίων, καθώς και θα ληφθούν ειδικά μέτρα προστασίας για το κλιμακοστάσιο – πυρήνα.

5.2.2.1 Επιλογή εφεδράνων

Η επιλογή των εφεδράνων γίνεται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1 – Κεφάλαιο 10, Σεισμική Μόνωση. Η διαδικασία περιγράφεται, εκτενώς, στα λυμένα παραδείγματα Ευρωκώδικα 8 δημοσιοποιημένα από το Κοινό Κέντρο Ερευνών της Ευρωπαϊκής Επιτροπής (JRC European Commission) [1].

Αρχικά, τίθεται ο στόχος της ιδιοπερίοδου μετά τη σεισμική μόνωση ίσος με $T_{eff}=3,7s$. Εξ' αρχής, η ιδιοπερίοδος της πακτωμένης κατασκευής είναι υψηλή (σχεδόν 3s.), επομένως, η αποδοτικότητα της σεισμικής μόνωσης αναμένεται μειωμένη. Παρ' όλ' αυτά, εξετάζεται επηρεάζονται οι σχετικές μετακινήσεις και τα εντατικά σεισμικά μεγέθη των ορόφων (βλ. Σεισμική μόνωση σε ψηλά κτήρια). Εξετάζεται η τοποθέτηση εφεδράνων τύπου HDRB.

Η συνολική διαθέσιμη επιφάνεια για την τοποθέτηση των εφεδράνων, θεωρείται το άθροισμα των επιφανειών σε κάτοψη των περιμετρικών υποστυλωμάτων, και των τοιχίων του πυρήνα (βλ.).



Σχήμα 5.8: Διαθέσιμη επιφάνεια για τοποθέτηση εφεδράνων στον 3^ο όροφο

Πίνακας 5.2: Συνολική διαθέσιμη επιφάνεια για τοποθέτηση εφεδράνων στα υποστυλώματα και τοιχία του 3^{ου} ορόφου.

Συνολική Διαθέσιμη Επιφάνεια				
	Μηκος	Πλάτος	Πλήθος	Εμβαδόν (m ²)
Col1.8x0.6	1.8	0.6	4	4.32
Col0.9x0.9	0.9	0.9	12	9.72
Τοιχίο	8	0.3	2	4.8
Τοιχίο	4	0.3	4	4.8
			Σύνολο	23.64

Με βάση, λοιπόν, το στόχο της ιδιοπεριόδου της ανωδομής, αλλά και τη διαθέσιμη επιφάνεια τοποθέτησης των εφεδράνων, υπολογίζεται η ενεργός δυσκαμψία και το συνολικό πάχος ελαστικού εφεδράνου που απαιτούνται.

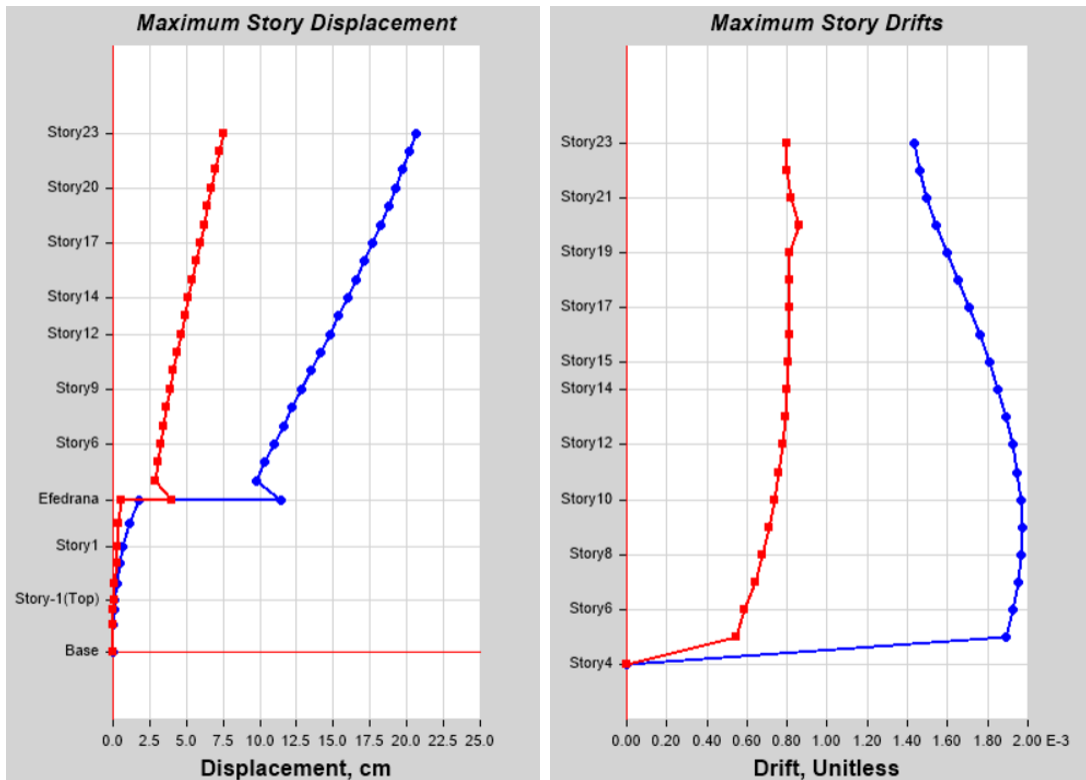
Πίνακας 5.3: Χαρακτηριστικά επιλεγόμενων εφεδράνων HDRB για επίτευξη $T_{eff}=3.7s$.

Στόχος	T_{eff} (s)	3.7
	Μάζα ανωδομής (tn)	13648
	K_{eff} (kN/m)	4732.74
	Ultimate strength (Mpa)	7.92879
	Απαιτ. Α εφεδράνων (m ²)	23.64
	Πάχος ελαστικού εφεδρ. (m)	0.005

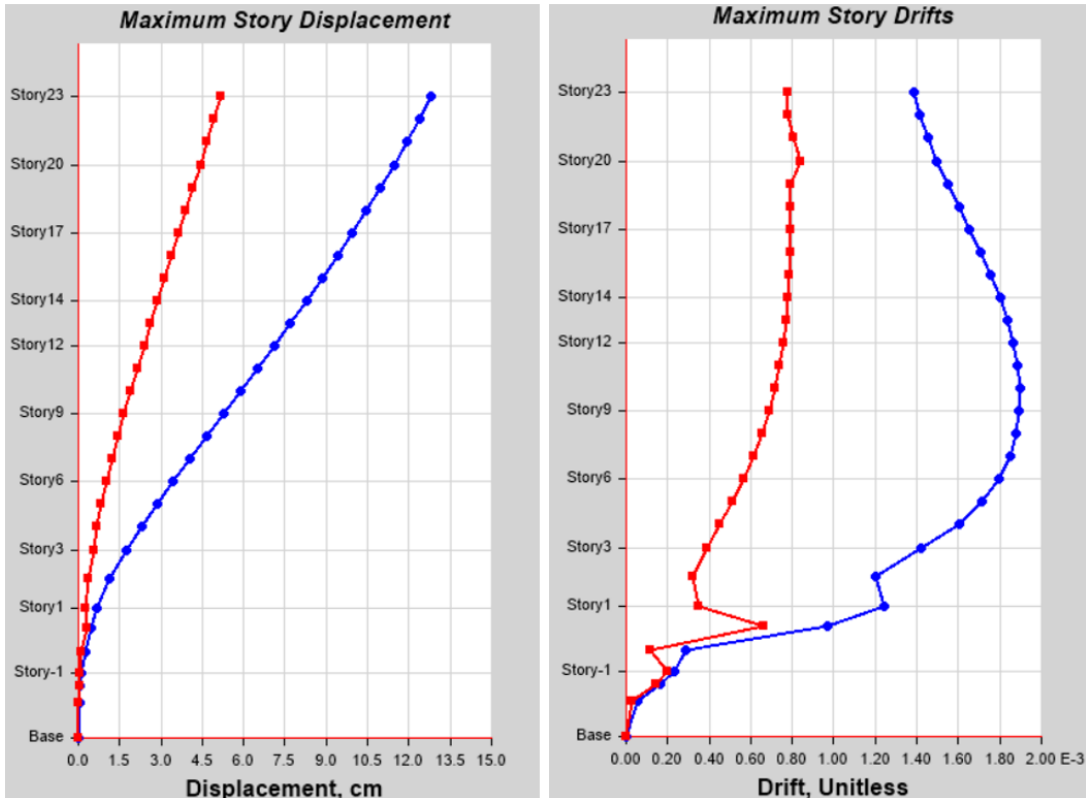
5.2.2.2 Αποτελέσματα Ενίσχυσης

Όπως παρατηρείται, για να επιτευχθεί η σεισμική μόνωση απαιτείται πολύ μικρό πάχος ελαστικού (5mm), γεγονός που δεν επιτρέπει την κατασκευή ελαστομερούς τέτοιας αντοχής (σχεδόν 8 MPa). Εκτός, όμως, από τα θέματα που προκύπτουν από γεωμετρικής – κατασκευαστικής άποψης, η εισαγωγή της σεισμικής ζώνης στη στάθμη του τρίτου ορόφου, δεν περιόρισε ουσιαστικά τη συνεισφορά των υψηλότερων ιδιομορφών. Το γεγονός αυτό γίνεται εύκολα αντιληπτό, κάνοντας μια σύγκριση των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων μεταξύ του πακτωμένου μοντέλου και του σεισμικά μονωμένου.

Οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων είναι σχεδόν πανομοιότυπες από τον 4^ο όροφο και πάνω και για τα δύο μοντέλα, γεγονός που από δεικνύει ότι η σεισμική μόνωση δεν είναι αποτελεσματική. (βλ. Σχήμα 5.9 - Σχήμα 5.10, δεξιά στιγμιότυπα). Επίσης, στη στάθμη των εφεδράνων έχουμε αρκετά μεγάλη μετακίνηση (10cm περίπου), γεγονός που δημιουργεί μεγάλο πρόβλημα στην λειτουργία του κλιμακοστασίου και των κλιμάκων, που αποτελούν οδούς διαφυγής σε περίπτωση μεγάλου σεισμού. Έχοντας, λοιπόν, υπόψη όλα τα παραπάνω, κρίνεται πως η σεισμική μόνωση στη στάθμη του 3^{ου} ορόφου δεν αποτελεί κατάλληλη ενίσχυση του κτηρίου. Συμπερασματικά, έχοντας ελέγξει τις προτιμότερες θέσεις τοποθέτησης εφεδράνων σεισμικής μόνωσης, η μέθοδος της ζώνης σεισμικής μόνωσης απορρίπτεται. Έτσι, η πάκτωση του κτηρίου στη βάση, δηλαδή η κατάργηση του αντισεισμικού αρμού (βλ. Σχήμα 1.8) αποτελεί μονόδρομο.



Σχήμα 5.9: Μετακινήσεις και drift ορόφων για $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$ με χρήση εφεδράνων στον 3^ο όροφο. (στιγμιότυπο από ETABS)

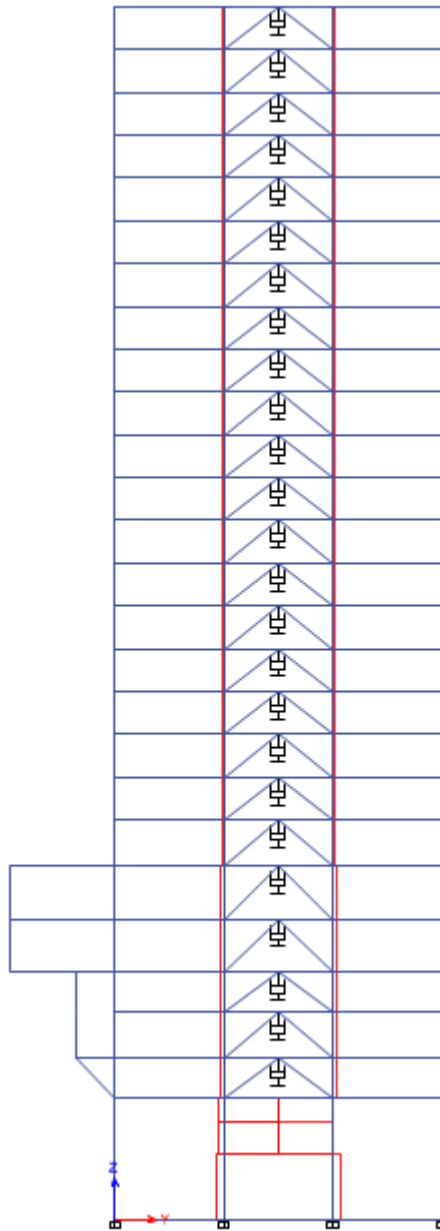


Σχήμα 5.10: Μετακινήσεις και drift ορόφων για $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$ με πακτωμένη βάση. (στιγμιότυπο από ETABS)

5.3 Πρόταση εισαγωγής αποσβεστήρων

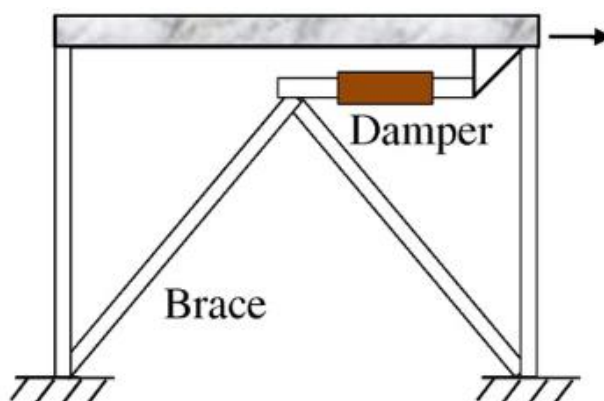
Τα πρόσθετα συστήματα απόσβεσης, ή αλλιώς μηχανικοί αποσβεστήρες, αποσκοπούν στην απόσβεση ενός ποσοστού της σεισμικής ενέργειας που εισέρχεται στο σύστημα της κατασκευής κατά τη διέγερση. Αποτελούν μια ιδιαίτερος καλή εφαρμογή στα ψηλά κτήρια, καθώς περιορίζουν σημαντικά τις ανεπιθύμητες ταλαντώσεις, αλλά και αυξάνουν τα επίπεδα απόσβεσης. Στη συγκεκριμένη εργασία, δοκιμάζονται μόνο οι αποσβεστήρες ιξώδους ρευστού ή απλά ιξώδεις αποσβεστήρες. Βασικός στόχος της συγκεκριμένης πρότασης είναι η ελαχιστοποίηση των μετακινήσεων μεταξύ των ορόφων, ιδίως για τους συνδυασμούς των ανεμοφορτίσεων και πιο πολύ για του σεισμικούς συνδυασμούς, για τους οποίους χρησιμοποιούνται συνήθως οι αποσβεστήρες αυτού του είδους.

Τοποθετούνται, λοιπόν, κατά τα εξής οι αποσβεστήρες στην περίμετρο του κτηρίου και καθ' ύψος του:



Σχήμα 5.11: Τοποθέτηση ιξωδών αποσβεστήρων, κεντρικά καθ' ύψος (στιγμιότυπο από ETABS)

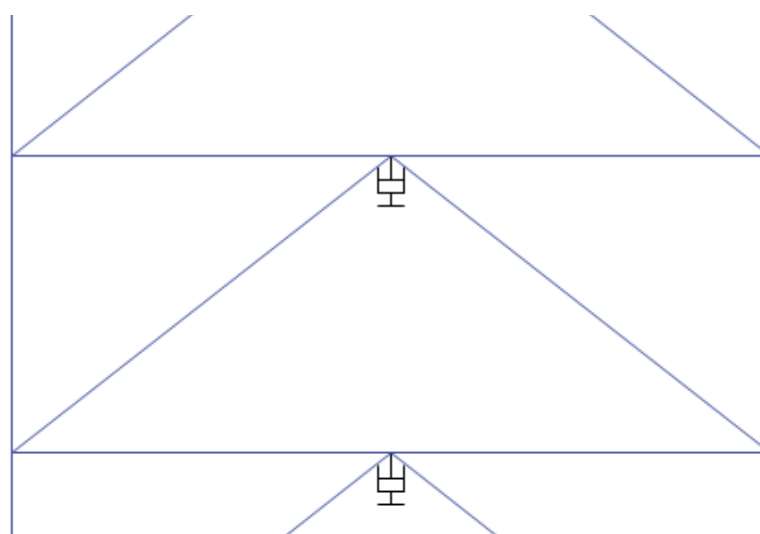
Η διάταξη με την οποία προτείνεται να τοποθετηθούν οι αποσβεστήρες είναι οριζόντια, σε συνδυασμό με συνδετήρες Λ , τύπου Chevron Brace. Η μέθοδος αυτή επιτρέπει στους αποσβεστήρες να λειτουργούν στο 100% και να έχουν συντελεστή απόδοσης τη μονάδα.



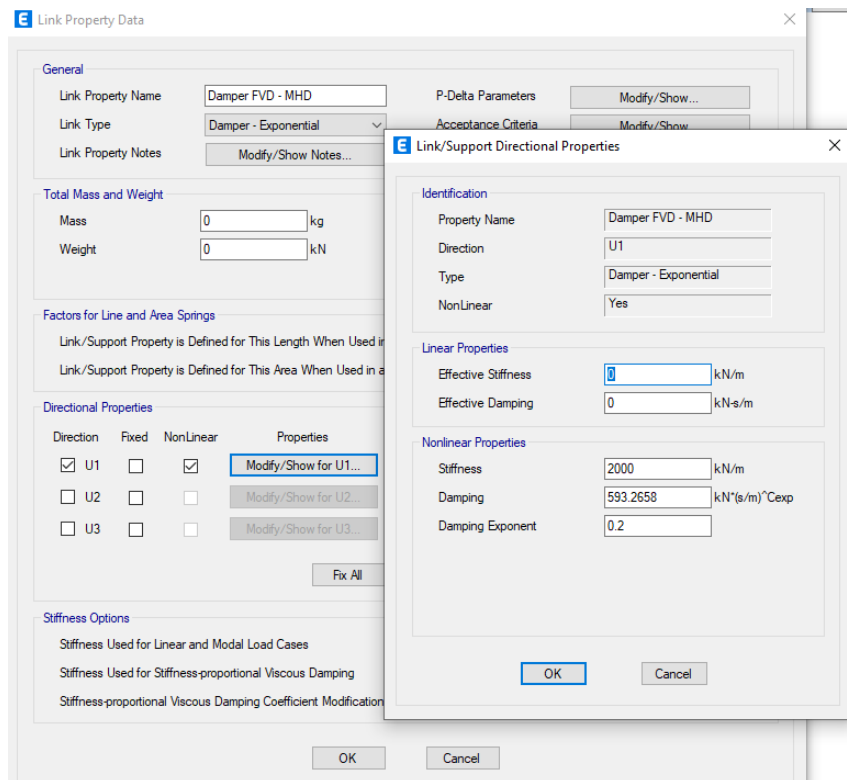
Σχήμα 5.12: Συνδετήρες σχήματος Λ και οριζόντιος αποσβεστήρας. (από Weng et al. [14])

Συγκεκριμένα, έπειτα από έρευνα μεταξύ των διάφορων μεγάλων εταιρειών παραγωγής σεισμικών αποσβεστήρων, επιλέχθηκαν οι υδραυλικοί αποσβεστήρες της MAURER SE. (MHD – Maurer Hydraulic Dampers). Οι αποσβεστήρες αυτοί αποσβένουν ενέργεια εκμεταλλευόμενοι την ιξώδη συμπεριφορά των ρευστών. Έπειτα από επικοινωνία με το τμήμα τεχνικής υποστήριξης, βρέθηκε παρόμοια μέθοδος ενίσχυσης κτηρίου ύψους 17 ορόφων στο Βουκουρέστι της Ρουμανίας, το “Orhideea Towers”. Έτσι, δοκιμάστηκε να χρησιμοποιηθούν αποσβεστήρες ίδιων χαρακτηριστικών, με απόκριση 1550 kN σε ταχύτητες 191 mm/s με ένα εύρος ± 90 mm και εκθέτη απόσβεσης $\alpha=0,15-0,2$.

Ορίζονται, λοιπόν, οι μη γραμμικές ιδιότητες των αποσβεστήρων, όπως προκύπτουν από τις τεχνικές προδιαγραφές των MAURER Hydraulic Dampers της εταιρείας MAURER SE. (βλ. Σχήμα 5.14). Συγκεκριμένα, οι αποσβεστήρες ορίζονται στο ETABS ως *Point Springs*, με της ιδιότητες του Link “Damper FVD-MHD” στη διεύθυνση της δοκού και στο σημείο που ενώνεται με τους μεταλλικούς συνδέσμους σχήματος Λ .



Σχήμα 5.13: Μοντελοποίηση *Point Spring* και Chevron Brace στο ETABS. (στιγμιότυπο από ETABS)



Σχήμα 5.14: Ιδιότητες αποσβεστήρα ιξώδους ρευστού. (στιγμιότυπο από ETABS)

Το ίδιο βάρος των αποσβεστήρων δεν υπολογίζεται καθώς είναι πολύ μικρό σε σχέση με τα φορτία όλης της κατασκευής.

Η εγκατάσταση και η σύνδεση του αποσβεστήρα γίνεται με τη χρήση αγκυρωμένων ελασμάτων στους κόμβους, όπως φαίνεται παρακάτω. Έτσι, επιτυγχάνεται η τοποθέτηση των μεταλλικών συνδέσμων, αλλά και η περίσφιξη του σκυροδέματος, που είναι αναγκαία.



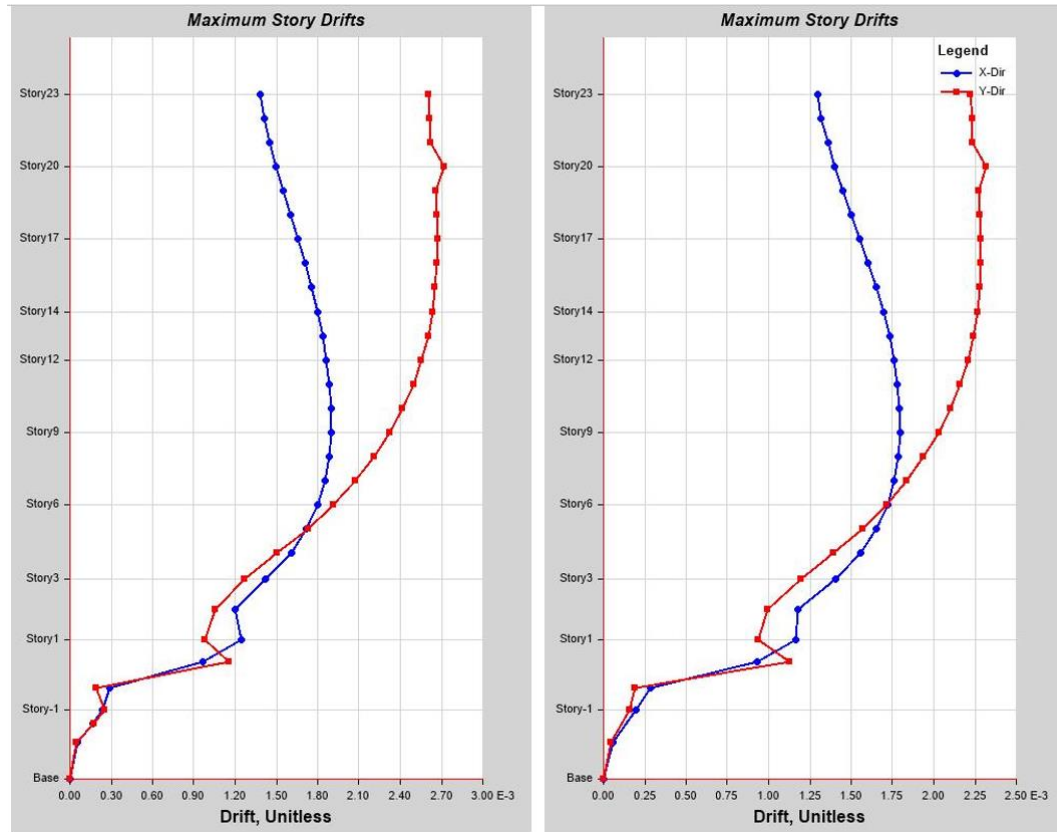
Σχήμα 5.15: Τοποθέτηση αποσβεστήρα ιξώδους σε συνδυασμό με συνδετήρες Chevron. Σημαντική η περίσφιξη του κόμβου με μεταλλικά ελάσματα. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα έχουν τοποθετηθεί δύο αποσβεστήρες αντί για ένας. (από Weng et al. [14])

5.4 Αποτελέσματα ενίσχυσης

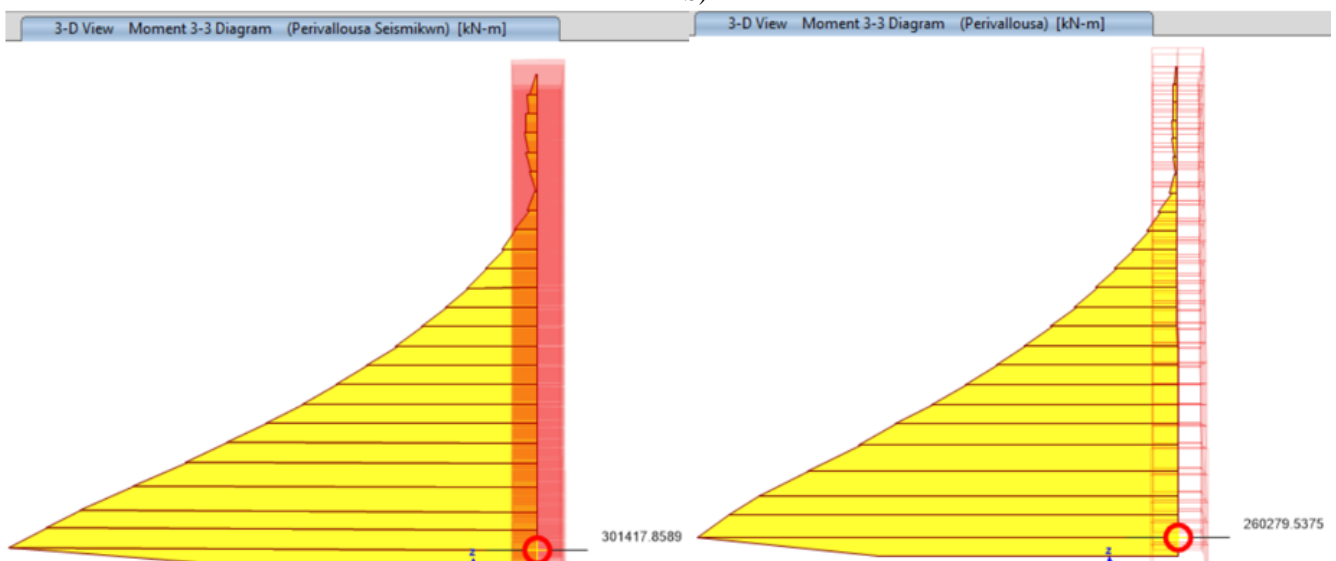
Έπειτα από ανάλυση του ενισχυμένου μοντέλου, προκύπτουν σημαντικές αλλαγές. Πραγματοποιήθηκε έλεγχος των μετακινήσεων και ταχυτήτων στα σημεία εισαγωγής των

αποσβεστήρων με ανάλυση χρονοϊστορίας, καθώς και έλεγχο των εντατικών μεγεθών των δομικών στοιχείων, όπως και έλεγχο των drift των ορόφων, με έλεγχο περιβάλλουσας σεισμικών και ανεμοφορτίσεων.

Αρχικά, μειώνονται αρκετά οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων. Δυσμενέστερη σε drifts είναι η περιβάλλουσα των σεισμικών συνδυασμών.



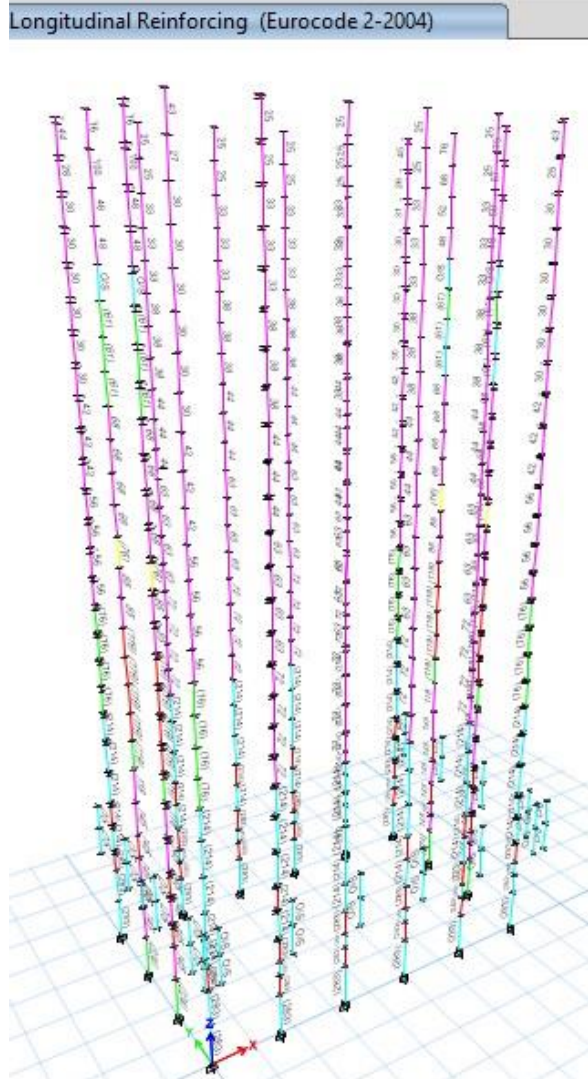
Σχήμα 5.17: Στα αριστερά οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων στο πακτωμένο μοντέλο. Δεξιά παρατηρείται πως με την προσθήκη των αποσβεστήρων, τα drifts μειώνονται, 15-20% (στιγμιότυπο από ETABS)



Σχήμα 5.16: Μείωση των ροπών κάμψης με τη χρήση αποσβεστήρων ιξώδους ρευστού. Στα αριστερά είναι το πακτωμένο μοντέλο χωρίς κάποια ενίσχυση, ενώ στα δεξιά είναι το ενισχυμένο μοντέλο με τη χρήση αποσβεστήρων. (στιγμιότυπο από ETABS)

Επιπλέον, περιορίζονται σημαντικά τα εντατικά μεγέθη που ασκούνται στον πυρήνα, γεγονός που βελτιστοποιεί το ποσοστό ενίσχυσής του. Μάλιστα, η μείωση αγγίζει ένα ποσοστό της τάξης των 15% (βλ. Σχήμα 5.16).

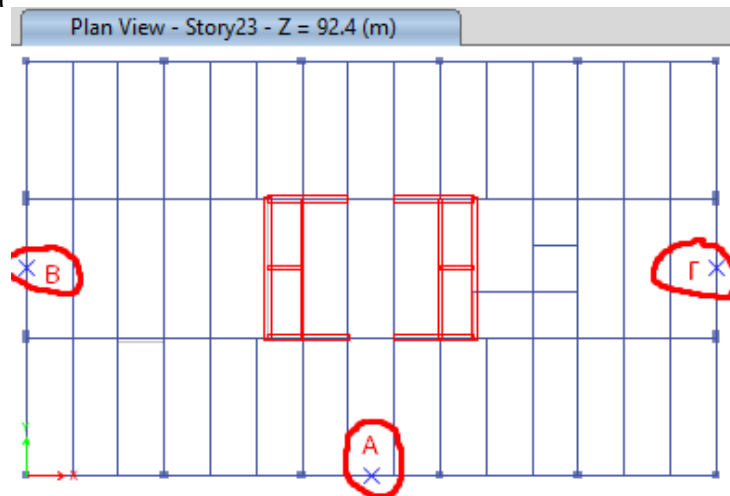
Οι αστοχίες σε τέμνουσα που δημιουργούνταν στα κατακόρυφα στοιχεία του υφιστάμενου κτηρίου προ ενίσχυσης, καταργούνται σχεδόν σε όλα τα υποστυλώματα, πλην ελαχίστων εξαιρέσεων. Το γεγονός αυτό φαίνεται στο Σχήμα 5.18. Συγκεκριμένα, μόνο ένα 10% του ποσοστού των κατακόρυφων στοιχείων που αστοχούσαν στο υφιστάμενο κτήριο, εμφανίζει πρόβλημα σε τέμνουσα στο υπό ενίσχυση με αποσβεστήρες κτήριο.



Σχήμα 5.18: Στιγμιότυπο απεικόνισης όλων των συντελεστών εκμετάλλευσης των υποστυλωμάτων του Πύργου.

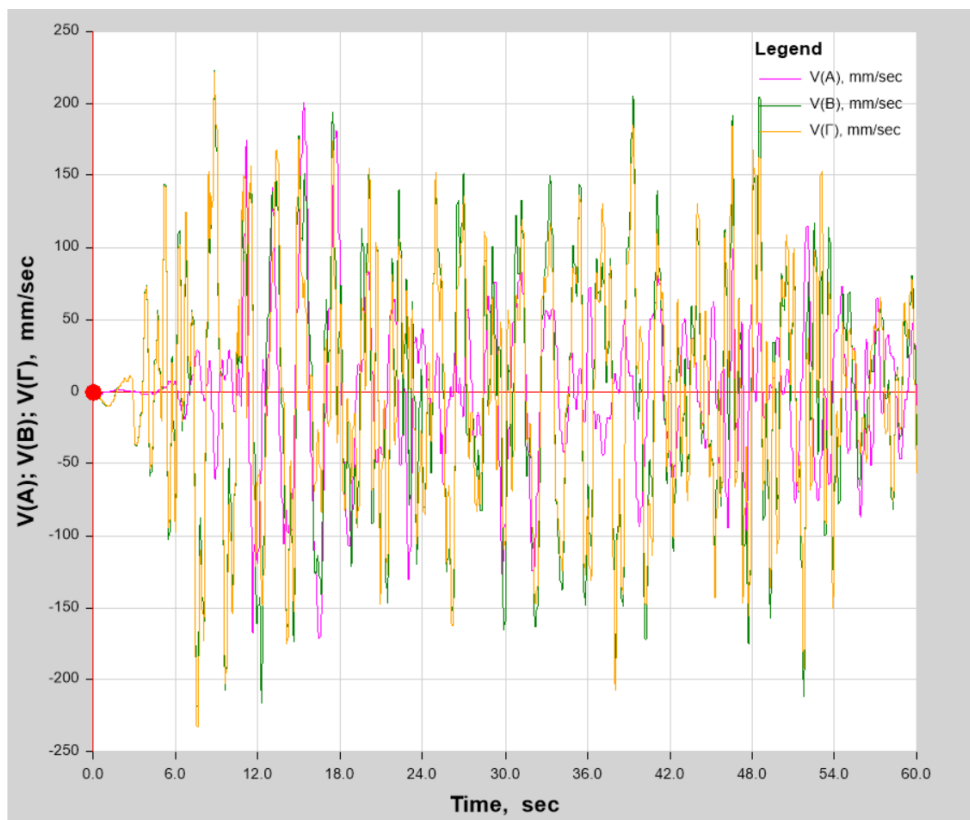
Τέλος, πραγματοποιήθηκαν τρεις αναλύσεις χρονοϊστορίας για 3 διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα από το PEER Ground Motion Database του Πανεπιστημίου Berkeley και το πρόγραμμα REXEL του δικτύου ιταλικών πανεπιστημιακών εργαστηρίων αντισεισμικής ReLUIS. Τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά αντιστοιχήθηκαν με το φάσμα του Ευρωκώδικα 8, ώστε να ταιριάζουν όσο το δυνατόν καλύτερα. Ο έλεγχος που γίνεται είναι αν τα μεγέθη μετακινήσεων και ταχυτήτων είναι εντός των προτεινόμενων ορίων της MAURER SE, ώστε να χρησιμοποιηθούν οι ίδιοι αποσβεστήρες. Τα σημεία στα οποία

γίνονται οι έλεγχοι είναι τα τρία σημεία στην κορυφή του κτηρίου, όπως φαίνεται και στην παρακάτω κάτοψη.

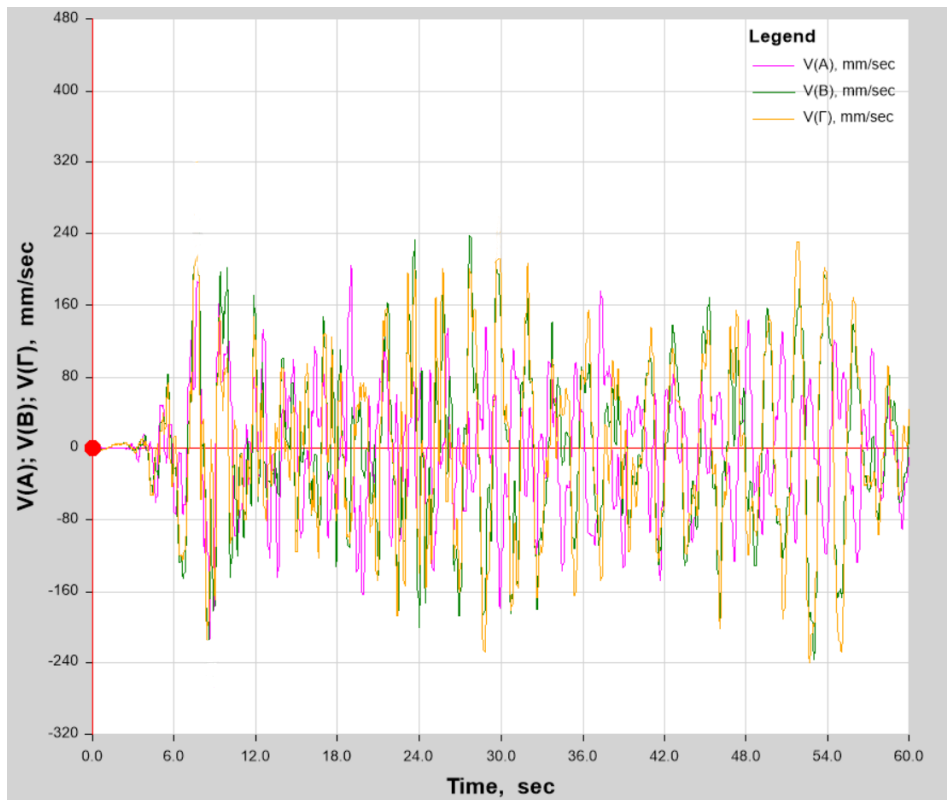


Σχήμα 5.19: Σημεία ελέγχου μετακινήσεων-ταχυτήτων στον 23^ο όροφο. (στιγμιότυπο από ETABS)

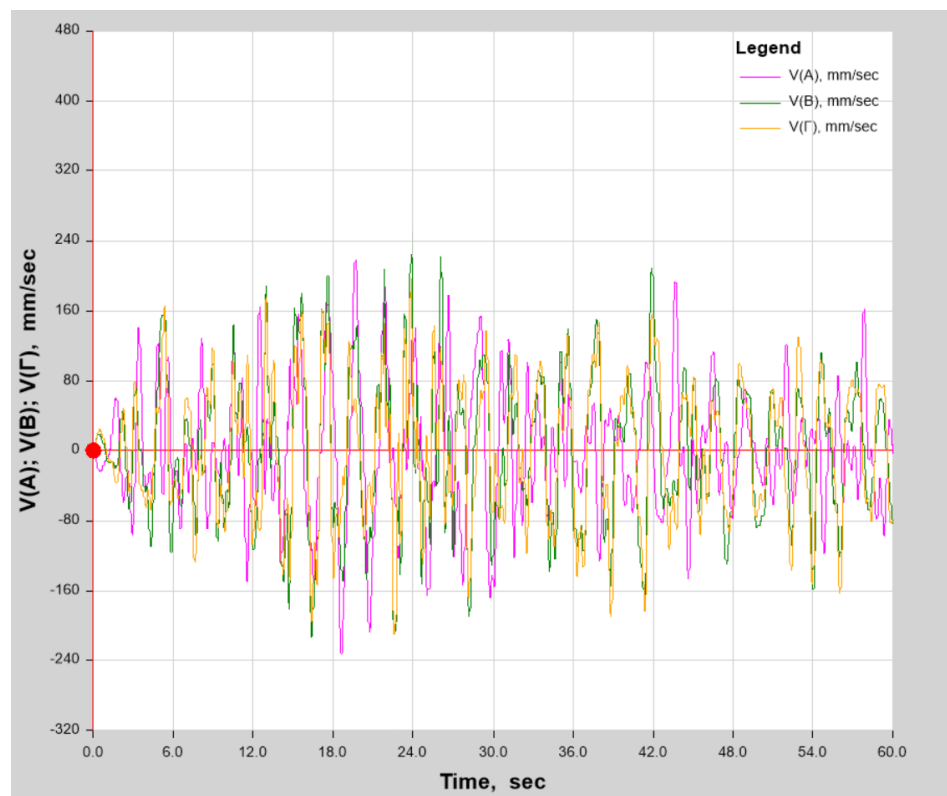
Τα τρία επιταχυνσιογραφήματα που επιλέχθηκαν αφορούν 3 σεισμούς: στο Μαυροβούνιο το 1979, στο Φριούλι της Ιταλίας το 1976 και ο “San Fernando” το 1971. Στη συνέχεια ακολουθούν τα γραφήματα ταχυτήτων και μετακινήσεων στα σημεία ελέγχου για τις χρονοϊστορίες των τριών αυτών επιταχυνσιογραφημάτων.



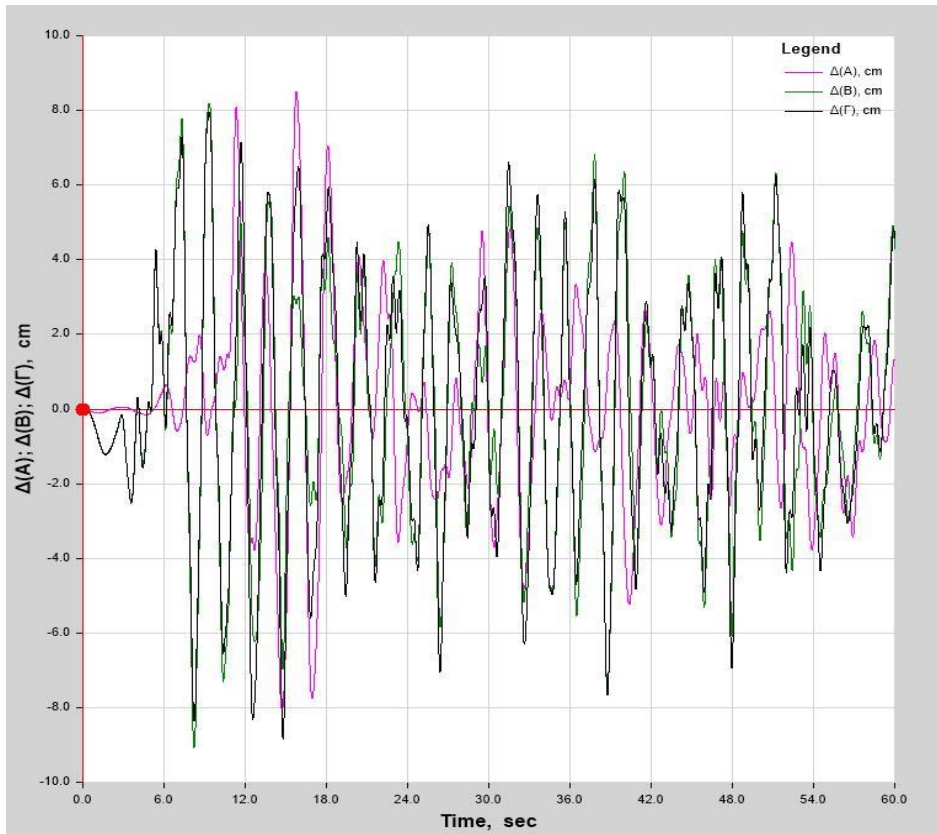
Σχήμα 5.20: Ταχύτητες σημείων A, B και Γ του 23^{ου} ορόφου για ανάλυση χρονοϊστορίας για το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού στο Μαυροβούνιο. (στιγμιότυπο από ETABS)



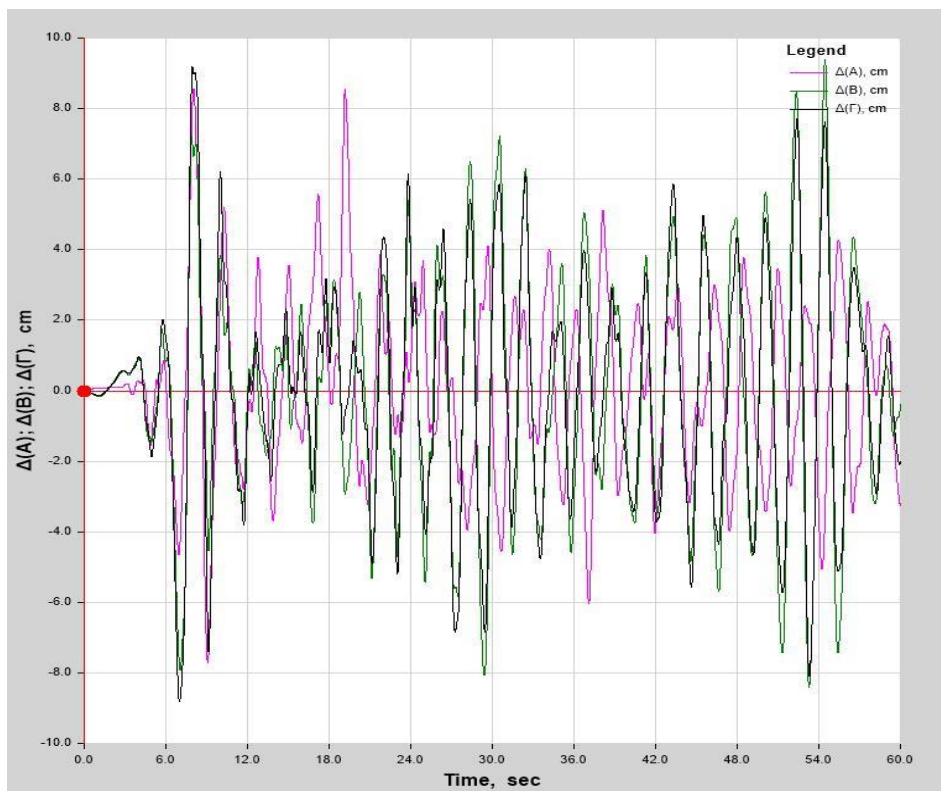
Σχήμα 5.21: Ταχύτητες σημείων A, B και Γ του 23^{ου} ορόφου για ανάλυση χρονοϊστορίας για το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού στο Φριούλι. (στιγμιότυπο από ETABS)



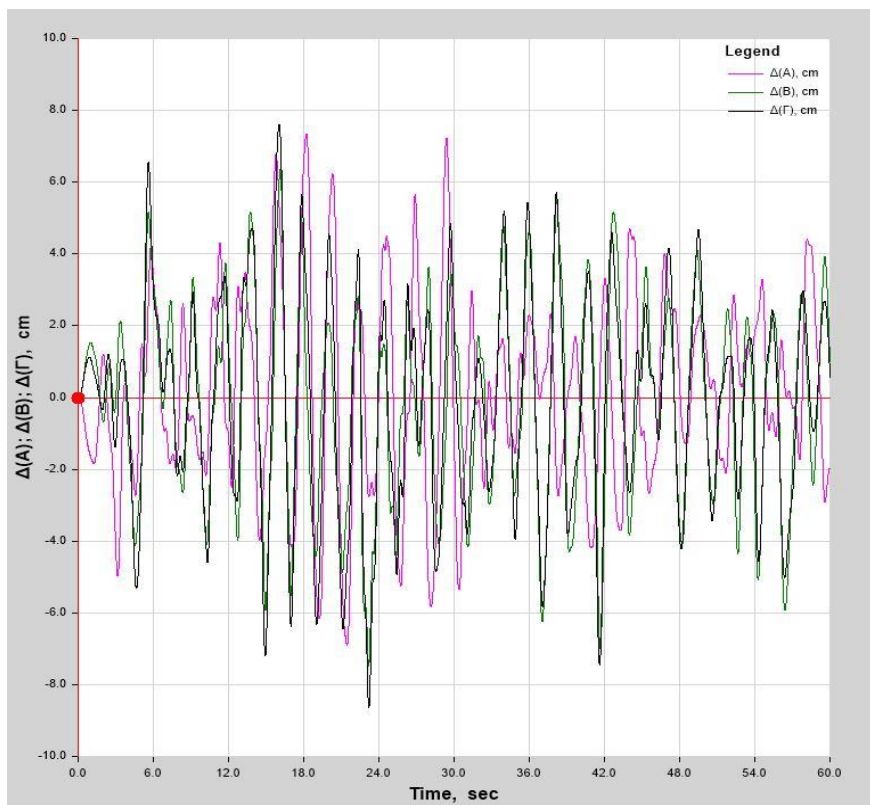
Σχήμα 5.22: Ταχύτητες σημείων A, B και Γ του 23^{ου} ορόφου για ανάλυση χρονοϊστορίας για το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού San Fernando. (στιγμιότυπο από ETABS)



Σχήμα 5.23: Μετακινήσεις σημείων A, B και Γ του 23^{ου} ορόφου για ανάλυση χρονοϊστορίας για το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού στο Μαυροβούνιο. (στιγμιότυπο από ETABS)



Σχήμα 5.24: Μετακινήσεις για επιταχυνσιογράφημα σεισμού στο Φριούλι. (στιγμιότυπο από ETABS)



Σχήμα 5.25: Μετακινήσεις σημείων A, B και Γ του 23^{ου} ορόφου για ανάλυση χρονοϊστορίας για το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού San Fernando. (στιγμιότυπο από ETABS)

Οι μέγιστες ταχύτητες που εκδηλώνονται στις αναλύσεις χρονοϊστορίας είναι περίπου στα 225 mm/s, με μία μέγιστη μετακίνηση ΔL μέχρι 9 cm. Επομένως, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ίδιοι αποσβεστήρες της MAURER, απόκρισης 1550 kN. Οι μεγάλες ταχύτητες σε συνδυασμό με τις μετακινήσεις υποδηλώνουν την καλή λειτουργία των αποσβεστήρων στο μοντέλο, συνεπώς η χρήση τους για ενίσχυση είναι προτεινόμενη.

5.5 Σύγκριση Προτεινόμενης Ενίσχυσης με Μανδύες Ο/Σ

Οι αποσβεστήρες ιξώδους ρευστού προτιμώνται λόγω χρόνου και κόστους κατασκευής. Έπειτα από επικοινωνία με το τμήμα τεχνολογικής υποστήριξης των αντισεισμικών συσκευών της MAURER SE, η τιμή των αποσβεστήρων ιξώδους ρευστού, της ίδιας εταιρείας, ανέρχεται περί τα 12.500 ευρώ ανά τεμάχιο. Η τιμή αυτή αφορά μόνο την παραγωγή, καθώς τα μεταφορικά από το Μόναχο της Γερμανίας υπολογίζονται γύρω στις 20.000 ευρώ, ενώ οι εργαστηριακές δοκιμές που απαιτούνται για τον έλεγχο των αποσβεστήρων περίπου 60.000 ευρώ. Συνολικά, λοιπόν, αν τοποθετηθούν 75 αποσβεστήρες της MAURER τύπου Hydraulic Dampers (MHD), με ένα ποσοστό αβεβαιότητας και αναπάντεχων 10%, κοστολογείται περίπου στα 1,2 εκατομμύρια ευρώ. Τα μεταλλικά μέρη και οι συνδέσεις κοστολογούνται περίπου στα 15000 ευρώ, ενώ η εφαρμογή ΙΟΠ σε μερικά κατακόρυφα στοιχεία κοστίζει 90% λιγότερο από αυτά που τοποθετούνται στην περίπτωση των μανδύων. Αν θεωρηθεί και μια μείωση περίπου στα 15%, όσο και η μείωση των εντατικών μεγεθών, στην ενίσχυση του πυρήνα, συνολικά το κόστος ενίσχυσης με εκμετάλλευση των αποσβεστήρων ανέρχεται στα 2,5 εκατ. ευρώ. Επομένως, σε σχέση με την ενίσχυση με μανδύες σκυροδέματος (περίπου 3 εκατ. ευρώ), η ενίσχυση αυτή είναι σαφώς οικονομικότερη.

Από την άλλη, από άποψη χρόνου, δεδομένου ότι αποτελείται, από μεταλλικά μέρη, που επιτρέπουν την παράλληλη λειτουργία των συνεργείων, η μέθοδος ενίσχυσης με χρήση αποσβεστήρων θεωρείται συντομότερη από την κατασκευή μανδύων περιμετρικά.

Τέλος, αξίζει να αναφερθεί το σημαντικότερο ελάττωμα των μανδύων εκτοξευόμενου σκυροδέματος, δηλαδή η μεγάλη ποσότητα υλικού αναπηδήσεως που προκύπτει, η οποία την παρούσα περίοδο συγγραφής, παραμένει αναξιοποίητη. Επομένως, και από περιβαλλοντική άποψη, η χρήση αποσβεστήρων, ως ανακυκλώσιμα μεταλλικά μέρη, είναι προτιμότερη.

6 Συμπεράσματα

Ο Πύργος του Πειραιά αποτελεί ένα θαυμαστό κτήριο. Η σεισμική του μόνωση, όμως, αν και πολύ προχωρημένη για την εποχή, δεν έχει τα επαρκή κενά/αρμούς να την υποστηρίξουν. Συνεπώς, δεν επιτυγχάνονται οι ευεργετικές ιδιότητες της σεισμικής μόνωσης.

Τα υφιστάμενα εφέδρανα απαιτούν ενδελεχή εργαστηριακό έλεγχο αντοχής και συμπεριφοράς, λόγω παλαιότητας, υγρασίας και θερμοκρασιακών μεταβολών, διαφορετικά η σεισμική ζώνη πρέπει να καταργηθεί και ο Πύργος να πακτωθεί στη βάση του, λόγω χαμηλής αξιοπιστίας.

Αρκετά υποστυλώματα των ανώτερων ορόφων έχουν πρόβλημα στον έλεγχο της τέμνουσας, γεγονός που οδηγεί στην εφαρμογή μεθόδων ενίσχυσης με στόχο την αύξηση της περίσφιξης. Έτσι, η τοποθέτηση ινοπλισμένων πολυμερών (πχ. λωρίδων ανθρακοϋφασμάτων) αποτελεί μια εύκολη, γρήγορη και αποτελεσματική μέθοδο για να αντιμετωπιστεί το θέμα αυτό.

Ο πυρήνας αποτελεί το βασικότερο μέλος του φέροντος οργανισμού του κτηρίου, καθώς αναλαμβάνει το μεγαλύτερο μέρος των σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στον Πύργο. Επομένως, δεδομένου ότι η υφιστάμενη διατομή του δεν επαρκεί κυρίως λόγω σπλισμού, η ενίσχυσή του προέχει των υπόλοιπων φερόντων στοιχείων και δεν υποκαθίσταται από κάποιο σύστημα σεισμικής μόνωσης.

Η μόνη μέθοδος που μπορεί να έχει αποτέλεσμα στον Πύργο του Πειραιά είναι αυτή των αποσβεστήρων. Η χρήση αυτών μειώνει σημαντικά τα εντατικά μεγέθη καθ' ύψος των ορόφων του κτηρίου, ευνοώντας ορισμένα φέροντα στοιχεία που δεν επαρκούσαν οριακά κατά την αποτίμηση. Παράλληλα, μειώνει τις σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων, γεγονός που ευνοεί τα μη φέροντα στοιχεία και την ασφάλεια του κλιμακοστασίου.

Με το γεγονός ότι η εφαρμογή μανδύα Ο/Σ στον πυρήνα είναι κάτι αναπόφευκτο ως ενίσχυση, η μέθοδος των αποσβεστήρων προτείνεται καθώς μπορεί να μειώσει το μέγεθος ενίσχυσης του κτηρίου.

Στην Ελλάδα, βάσει των κτηρίων που έχουν ενισχυθεί, δεν αποπνέει μεγάλη σιγουριά η χρήση των αποσβεστήρων ως τρόπος ενίσχυσης. Παρ' όλα αυτά, είναι μία μέθοδος η οποία φαίνεται να έχει ευεργετικά αποτελέσματα. Μελλοντικά, λοιπόν, προτείνεται να ενισχυθεί η εμπιστοσύνη σε λύσεις αυξημένης απόσβεσης, με την κατασκευή εμβληματικών έργων με τη χρήση αποσβεστήρων. Έτσι, όπως και με τη σεισμική μόνωση, έπειτα από έργα όπως η Στέγη Ωνάση, το Ίδρυμα Σταύρος Νιάρχος, το Μουσείο της Ακρόπολης κλπ., θα προτείνονται περισσότερο.

7 Βιβλιογραφία

- [1] Aucun, B., Fajfar, P., Franchin, P. *Eurocode 8 : Seismic design of buildings - Worked examples*. European Commission, Joint Research Centre, 2012.
<https://data.europa.eu/doi/10.2788/91658>
- [2] Bailey, J., and E. Allen. *Seismic Isolation Retrofitting of the Salt Lake City and County Building*. Argonne National Lab., San Francisco, CA, 1989.
- [3] Blandford, E., et al. *Advanced seismic base isolation methods for modular reactors*, University of California, Berkeley, CA, 2009.
- [4] Chopra, Anil K. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 5th ed. Pearson, 2017.
- [5] Fardis, Michael N., et al. *Designers' Guide to Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance: Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance: General Rules, Seismic Actions, Design Rules for Buildings and Retaining Structures*. Thomas Telford, 2005.
- [6] Ikonomidou, A.S. *Alexisimon Isolation Engineering for Nuclear Power Plants*. Nuclear Engineering and Design, vol. 85, no. 2, 25 Apr. 1984, pp. 201–216.
[https://doi.org/10.1016/0029-5493\(85\)90287-0](https://doi.org/10.1016/0029-5493(85)90287-0).
- [7] Ildiri, Nasim, and Heather Bazille. *The WELL Factor: Understanding the Impact of WELL Certification*. Building and Environment, vol. 209, 2022, p. 108778.
[https://doi.org/10.1016/s0360-1323\(22\)00027-0](https://doi.org/10.1016/s0360-1323(22)00027-0). Accessed 21 Mar. 2023.
- [8] Ismail, Mohammed. *Seismic Isolation of Structures. Part I: Concept, Review and a Recent Development*. Hormigón y Acero, vol. 69, no. 285, 21 Sept. 2018, pp. 147–161.,
<https://doi.org/10.1016/j.hya.2017.10.002>.
- [9] Kamrava, Alireza. *Seismic Isolators and Their Types*. Current World Environment, vol. 10, no. Special-Issue 1, 2015, pp. 27–32., <https://doi.org/10.12944/cwe.10.special-issue1.05>.
- [10] Ma, C., Zhang, Y. et al. *Seismic Response of Base-Isolated High-Rise Buildings under Fully Nonstationary Excitation*. Shock and Vibration, vol. 2014, June 2014, pp. 1–11,
<https://doi.org/10.1155/2014/401469>.
- [11] Radiotileoptiki S.A. *Η 'Μεταμόρφωση' Του Πύργου Του Πειραιά: Πώς Θα Γίνει Στολίδι Της Πόλης (Pics & Vid)*. ΕΘΝΟΣ, 22 Sept. 2019,
https://www.ethnos.gr/greece/article/62547/hmetamorfoshtopyrgoytoyypeiraiaposthagi_neistolidithspolhspicsvid. Accessed May 2023
- [12] StrategicSale. *Fluid Viscous Damper (FVD) - Brant Hydraulics Corporation-Top Hydraulics Products Manufacturer*. Brant Hydraulics, <http://www.brant-hydraulics.com/en/products/fluid-viscous-damper-fvd>. Accessed 23 Aug. 2023.
- [13] Suwal, Nirmala, et al. *Seismic Base Isolation of High-Rise RC Shear Wall Building Using Lead Core Rubber Bearings*. Proceedings of the 2020 New Zealand Society for Earthquake Engineering Annual Technical Conference, Apr. 2020.
- [14] Weng, D.G., et al. *A simplified design procedure for seismic retrofit of earthquake-damaged RC frames with viscous dampers*. Structural Engineering and Mechanics, vol. 44, no. 5, 2012, pp. 611–631, <https://doi.org/10.12989/sem.2012.44.5.611>.
- [15] Wikipedia. *Salt Lake City and County Building*
https://en.wikipedia.org/wiki/File:Salt_Lake_City_and_County_Building_-_IMG_1751.JPG. Accessed May 2023.
- [16] Yoe M. and Hisada Y. *Seismic isolation retrofit of a prefectural government office building*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Aug. 2004.

- [17] Δρίτσος, Σ. Η., et al. *Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ.*, Ο.Α.Σ.Π., 2022. 3η Αναθεώρηση.
- [18] Κουρέλη, Αγγελική, και Παρασκευή Πολάκι. *Σεισμική Μόνωση Σε Υφιστάμενο Κτίριο Οπλισμένου Σκυροδέματος*. DSpace NTUA, National Technical University of Athens, Oct. 2017, <https://dspace.lib.ntua.gr/xmlui/handle/123456789/45860>.
- [19] Λαγαδιώτης, Β. *Πειραιάς 1980 : ο Πύργος (Film)*. Mapio.net, <https://mapio.net/pic/p-46876213/>.
- [20] Μίλεσης, Στέφανος. *Το Λεύκωμα Του Αριστείδη Σκυλίτση (1975)*. Pireorama, 31 Oct. 2019, <https://pireorama.gr/to-lefkoma-tou-aristidi-skylitsi-1975/>.
- [21] Π. Παναγιωτόπουλος & Συνεργάτες Γραφείο Στατικών Μελετών. *Διερεύνηση Μηχανικών Χαρακτηριστικών Των Υφιστάμενων Υλικών Πύργου Πειραιά*. Pireus Tower A.E., 2021.
- [22] Παλαιολόγου, Ήλια-Ανδρομάχη. *Σεισμική Μόνωση Κτηρίων*. Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Σχολή Θετικών Επιστημών, 2020.
- [23] Παπανίκος, Κ. *Ενίσχυση Υφιστάμενων Κατασκευών Με Σεισμική Μόνωση*. 15ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών, Πάτρα, Feb. 2009.
- [24] Πενέλης, Γ., και Α. Κάππος. *Αντισεισμικές Κατασκευές Από Σκυρόδεμα*. Εκδόσεις ΖΗΤΗ, 1990.
- [25] Σταθοπούλου, Μαρία. *Περίσφιξη Υποστυλωμάτων Ορθογωνικής Διατομής Μεγάλου Λόγου Πλευρών Με Ινοπλισμένα Πολυμερή*. Πανεπιστήμιο Πατρών Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, 2014.
- [26] Ψυχάρης, Γιάννης Ν. *Βασικές Διαταξεις Ευρωκωδικα 8*. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, 2014, p. 41.
- [27] Ψυχάρης, Γιάννης Ν. *Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας*. Vol. 1, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, 2016.
- [28] *Dampers for the Butterfly Towers of Bucharest*. MAURER, June 2019, www.maurer.eu. Accessed 7 Oct. 2023.
- [29] *Superior Natural Rubber Bearing for Residential & Commercial Buildings*. Natural Rubber Bearing Mitigates Earthquake Impact on Buildings, <https://www.chinagnma.com/products/natural-rubber-bearing.html>.
- [30] *Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων Από Οπλισμένο Σκυρόδεμα*. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού Και Προστασίας, Oct. 2020, <https://www.oasp.gr/node/4445>.
- [31] *Η Ανακοίνωση Για Το Έργο Του Πύργου Πειραιά*. Dimand, 30 May 2020, <https://dimand.gr/news/the-piraeus-tower-project-announcement/>.
- [32] *Ο Πύργος Ζωντανεύει – ο Πειραιάς Ψηλώνει*. Δήμος Πειραια, 6 July 2020, <https://piraeus.gov.gr/2020/07/06/%ce%bf-%cf%80%cf%8d%cf%81%ce%b3%ce%bf%cf%82-%ce%b6%cf%89%ce%bd%cf%84%ce%b1%ce%bd%ce%b5%cf%8d%ce%b5%ce%b9-%ce%bf-%cf%80%ce%b5%ce%b9%cf%81%ce%b1%ce%b9%ce%ac%cf%82-%cf%88%ce%b7%ce%bb%cf%8e%ce%bd%ce%b5/>.
- [33] ΟΑΣΠ. *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000*. ΣΠΜΕ, 2001.
- [34] *Προσωρινές Συστάσεις για το σχεδιασμό έργων Πολιτικού Μηχανικού (πλην γεφυρών και κτιρίων από σκυρόδεμα) σε συνδυασμό με τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες (ΠΡΟΣΥ-ΠΜ)*, Εφημερίς της Κυβερνήσεως της Ελληνικής Δημοκρατίας (ΦΕΚ 2692/31-12-2008).
- [35] *Το Έργο*. Piraeus Tower, <https://piraeustower.gr/el/>.