

Α Ε Ι Π Ε Ι Ρ Α Ι Α Τ.Τ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

« Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών
και Δειφόρος Ανάπτυξη »

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΒΕΛΤΙΣΤΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ
ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ ΚΑΙ ΕC8 ΓΙΑ ΤΗΝ
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ**

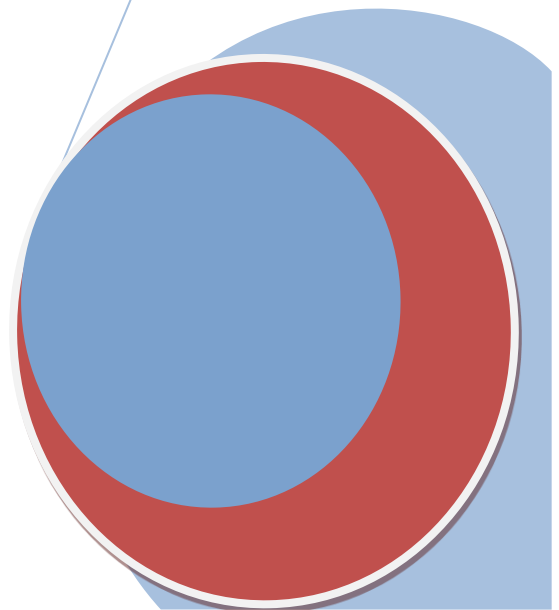
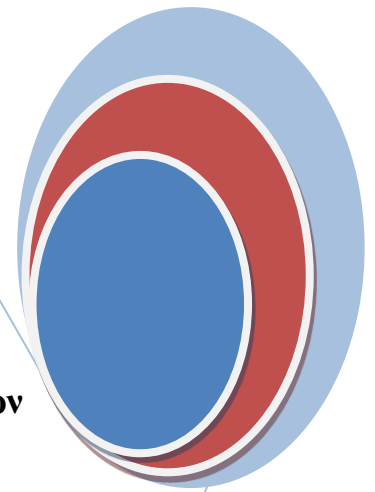


ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

Επιβλέπων : ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

ΣΠΥΡΟΣ ΜΑΓΟΥΛΑΣ

ΑΘΗΝΑ 2017



ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι η διερεύνηση βέλτιστων μεθόδων ανάλυσης και επίλυσης, με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8-1, για την αποτίμηση και ανασχεδιασμό υφισταμένου τετραώροφου κτηρίου επί πιλοτής με Φ.Ο από οπλισμένο σκυρόδεμα, με την χρήση του λογισμικού FESPA της εταιρείας LH-Λογισμικής.

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία επιχειρεί να αποδείξει την βέλτιστη μέθοδο ανάλυσης, ελαστική η ανελαστική, για κτήρια που κατασκευάστηκαν προ της εφαρμογής των νέων αντισεισμικών κανονισμών, προ 1985, λαμβάνοντας την επιρροή, δυσμενή η ευμενής, των υφισταμένων τοιχοπληρώσεων.

Θα επιχειρηθεί διερεύνηση της παθογένειας και της τρωτότητας του υφιστάμενου κτηρίου. Βέλτιστη μέθοδος ανάλυσης - επίλυσης θεωρούμε την μέθοδο που επιφέρει υψηλό επίπεδο ασφάλειας με βάση την επιλεγθείσα στάθμη επιτελεστικότητας με το ελάχιστο κόστος επέμβασης ως οικονομικό στόχο. Ασφάλεια και οικονομία επέμβασης αποτελούν δυο παράγοντες που πολλές φορές αντικρούονται μεταξύ τους η μια σε βάρος της άλλης. Ωστόσο υπάρχει η χρυσή τομή διερευνώντας την ισορροπία μεταξύ των με το μέγιστο βαθμό ασφάλειας, σε σχέση με την οικονομική επέμβαση.

Πρόκειται για ένα υφιστάμενο τετραώροφο κτήριο επί πιλοτής κατασκευασμένο το έτος 1978 στο Δήμο Χαϊδαρίου με χρήση κατοικίας και φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας B225 και χάλυβα, για τον κύριο οπλισμό STIII, για τους συνδετήρες STI. Το υφιστάμενο κτήριο μελετήθηκε και σχεδιάστηκε σύμφωνα με τον παλιό αντισεισμικό κανονισμό του 1959, με κανονισμό σκυροδέματος 1954 και κανονισμό φορτίσεων του 1945. Κατά τον σεισμό του 1999 στο νομό Αττικής είχε υποστεί βλάβες στο Φ.Ο, επισκευάσιμες κυρίως στην πιλοτή και ορισμένες βλάβες στον οργανισμό πλήρωσης (τοιχοποιίες) στην πιλοτή και στον Α όροφο.

Για τις ανάγκες της εργασίας για αποτίμηση λαμβάνονται υπόψη δυο προσομοιώματα (μοντέλα). Ένα προσομοίωμα χωρίς τοιχοπληρώσεις (Π.ΧΤΠ) και ένα προσομοίωμα με τοιχοπληρώσεις (Π.ΜΤΧΠ). Η αποτίμηση γίνεται με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ σε συνδυασμό με τις διατάξεις του EC8-3. Γίνεται δυναμική φασματική ελαστική ανάλυση και στατική ανελαστική η υπερωθητική (Pushover) με ή χωρίς τοιχοπληρώσεις. Στην δυναμική ελαστική ανάλυση λαμβάνεται υπόψη δείκτης σεισμικής συμπεριφοράς $q=1.30$ λόγω της δυσμενούς επιρροής των τοιχοπληρώσεων (Πίνακας 4 ΚΑΝ.ΕΠΕ). Οι παραδοχές φορτίσεων για τα κινητά και μόνιμα φορτία είναι με βάση την χρήση ως κατοικία. Για τα σεισμολογικά δεδομένα λαμβάνεται υπόψη σεισμικός συντελεστής $\alpha=0.16g$, κατηγορίας εδάφους B και στάθμη επιτελεστικότητας B1.

Οι αστοχίες που πρόέκυψαν μεταξύ των δυο προμοιωμάτων χωρίς τοιχοπληρώσεις (Χ.ΤΧΠ) και με τοιχοπληρώσεις (Μ.ΤΧΠ) είναι λιγότερες στο δεύτερο προσομοίωμα και με τις δυο μεθόδους.

Για κτίρια πάνω από τρεις ορόφους προ του 1985, τα οποία έχουν κατασκευαστεί χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας, με μικρότερους σεισμικούς συντελεστές και με όλες τις παθογένειες που προκύπτουν από την ελλιπή εφαρμογή κατασκευαστικών διατάξεων και διατάξεων περί κανονικότητας του δομήματος, οι αστοχίες από ελαστικές δυναμικές αναλύσεις είναι αρκετά σοβαρές. Αντίθετα, στις στατικές ανελαστικές αναλύσεις προκύπτουν αρκετά μικρότερες αστοχίες. Επίσης λιγότερες αστοχίες προκύπτουν αν ληφθούν υπόψη οι τοιχοπληρώσεις.

Στο τέλος γίνεται μια σύγκριση κόστους αν η επέμβαση-ενίσχυση γινόταν με βάση τα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης ή της ανελαστικής. Ποια είναι τελικά η βέλτιστη μέθοδος αποτίμησης, για επέμβαση-ενίσχυση (ανασχεδιασμό) κτηρίων, που έχουν κατασκευαστεί με κανονισμούς προ 1985 για στάθμη επιτελεστικότητας B1, προκύπτει αναλυτικά από την παρακάτω μελέτη και τα συμπεράσματα.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Ρεπαπή, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό Επίκουρο. Καθηγητή ΤΕΙ ΑΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ Τ.Τ. για την επιστημονική του καθοδήγηση.

Επίσης ευχαριστίες τον Καθηγητή κ Κωνσταντίνο Δημάκο, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό για τις επιστημονικές του γνώσεις και την συνεισφορά του στα πλαίσια του Μαθήματος *Οπλισμένο Σκυρόδεμα* του Μεταπτυχιακού προγράμματος «Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών»

Επίσης ευχαριστίες στον συνεργάτη μου Παναγιώτη Μαγουλά Πολιτικό Μηχανικό Πανεπιστημίου Πατρών για την βοήθεια του με τις επιστημονικές του απόψεις για την δυναμική ανάλυση των κατασκευών.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.....	17
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	17
1.1 Γενικά.....	17
1.2 Στόχοι της εργασίας.....	22
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2.....	23
ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ.....	23
2.1 Βασικές κατευθύνσεις των κανονισμών.....	23
2.2 Μέθοδοι Ανάλυσης και Ισχύοντες Κανονισμοί.....	24
2.2.1 Φάσματα απόκρισης.....	24
2.2.2 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 στην οριζόντια διεύθυνση	27
2.2.3 Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 στην οριζόντια διεύθυνση	29
2.2.4 Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους (a_g)	29
2.2.5 Φάσμα σχεδιασμού κατακόρυφης διεύθυνσης	30
2.3 Πλαστιμότητα - Κατηγορίες Πλαστιμότητας.....	31
2.3.1 Ο ικανοτικός σχεδιασμός ως βασική αρχή αντισεισμικού σχεδιασμού.....	34
2.4 Κριτήρια κανονικότητας και επιπτώσεις μη κανονικότητας.....	36
2.4.1 Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος.....	36
2.4.2 Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη	37
2.5 Φαινόμενα 2ας Τάξεως P-δ.....	38
2.6 Κριτήρια Στατικού συστήματος κατά EC8.....	40
2.7 Μέθοδοι ανάλυσης αποτίμησης.....	42
2.7.1 Ελαστική δυναμική Φασματική Ανάλυση	42
2.7.1.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης.....	46

2.7.1.2 Δείκτης σεισμικής συμπεριφοράς q	46
2.7.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση ή Υπερωθητική.....	49
2.7.2.1 Παραδοχές εφαρμογής Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.....	54
2.7.2.2 Αδυναμίες της ανελαστικής στατικής μεθόδου.....	55
2.7.3 Στοχευόμενη μετακίνηση.....	55
2.7.3.1 Μεθοδολογία ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7.4.2.....	58
2.7.4 Στάθμες επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	58
2.7.5 Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.).....	60
2.7.5.1 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις.....	60
2.7.5.2 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων που αφορούν τα γεωμετρικά δεδομένα... ..	61
2.7.6 Ανίσωση Ασφαλείας και Συντελεστές Ασφαλείας Υλικών.....	62
2.8 Τοιχοπληρώσεις.....	63
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3.....	67
3.1 Θεωρητικό υπόβαθρο προγράμματος Fespa.....	67
3.1.1 Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Δομικών Μελών Φορέα.....	67
3.1.2 Ικανότητα – Απαίτηση της Κατασκευής	74
3.1.3 Στοχευόμενη μετακίνηση - επιτελεστικότητα	74
3.1.4 Τεκμηρίωση του q – Παράγων πλαστιμότητας.	76
3.1.5 Τοιχοπληρώσεις.....	77
3.1.6 Αντοχές υλικών.....	78
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4.....	81
ΑΝΑΛΥΣΗ – ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ.....	81
4.2 Περιγραφή Δομήματος – Διερεύνηση.....	81

4.2.1 Βλάβες - Διαπιστώσεις.....	82
4.3 Αποτύπωση φορέα – Ξυλότυποι.....	84
4.4 Αποτίμηση – Ανάλυση.....	89
4.4.1 Παραδοχές - προσομοίωση	89
4.4.2 Αντοχές Υλικών Κτηρίου.....	91
4.4.3 Συλλογή Στοιχείων Υφιστάμενου Δομήματος.....	92
4.5 Αποτίμηση με ελαστική Δυναμική Φασματική Ανάλυση.....	93
4.5.1 Αποτελέσματα της επίλυσης – δυναμικής φασματικής ανάλυσης (X.TXΠ).....	97
4.5.2 Αποτελέσματα ανάλυσης ελαστικής δυναμικής φασματικής με M.TXΠ.....	108
4.5.2.1 Αποτελέσματα λόγων επάρκειας (λ) υποστυλωμάτων από ελαστική ανάλυση.....	116
4.5.3 Συγκριτικά αποτελέσματα από την ελαστική δυναμική φασματική μέθοδο	123
4.6 Αποτίμηση με Ανελαστική ανάλυση (pushover).....	127
4.6.1 Βασικά δεδομένα αποτίμησης.....	128
4.6.2 Επίλυση φορέα X.TXΠ	129
4.6.2.1 Αποτελέσματα δεικτών (λ) επάρκειας υποστυλωμάτων φορέας X.TXΠ	139
4.6.3 Επίλυση φορέα με τοιχοπληρώσεις M.TXΠ.....	145
4.6.3.1 Αποτελέσματα δεικτών (λ) επάρκειας υποστυλωμάτων φορέα M.TXΠ....	154
4.6.4 Συγκριτικά αποτελέσματα από την ανελαστική στατική μέθοδο (pushover) ..	160
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5.....	163
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	163
5.1 Σύγκριση αποτελεσμάτων ελαστικών και ανελαστικών αναλύσεων.....	163
5.1.1 Σύγκριση των μεθόδων αποτίμησης για τον φορέα X.TXΠ.....	163
5.1.2 Σύγκριση των μεθόδων αποτίμησης για τον φορέα M.TXΠ.....	165

5.1.3 Συνολικά αποτελέσματα και συγκρίσεις μεταξύ των δυο αναλύσεων και φορέων	167
5.1.4 Εκτίμηση κόστους επέμβασης	168
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6.....	171
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	171
ΑΝΑΦΟΡΕΣ.....	175

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1.1 Ασυνέχεια φορέα (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017)	18
Σχήμα 1.2 Φωτορεαλιστικό προσομοίωμα χωρίς τοιχοπληρώσεις.....	21
Σχήμα 1.3 Φωτορεαλιστικό προσομοίωμα με τοιχοπληρώσεις	21
Σχήμα 2.1 Φάσμα απόκρισης διαφόρων σεισμών για απόσβεση 5% (Ψυχάρης 2016)	24
Σχήμα 2.2 Κατασκευή Φασμάτων απόκρισης (Ψυχάρης 2016)	25
Σχήμα 2.3 Σχέσεις φάσματος σχεδιασμού EC8	27
Σχήμα 2.4 Ανελαστικά φάσματα EC8 τύπου 1 και 2.....	28
Σχήμα 2.5 Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού EC8 και αντίστοιχο ελαστικό (Ψυχάρης 2016)	29
Σχήμα 2.6 Φάσμα σχεδιασμού και κατηγορίες εδάφους EC8	30
Σχήμα 2.7 Ποσοτικοποίηση του δείκτη πλαστιμότητας (LH-Λογισμική).....	32
Σχήμα 2.8 Σκελετικό Διάγραμμα της έννοιας πλαστιμότητας (Μωρέτη 2015).....	32
Σχήμα 2.9 Σχέση μεταξύ ροπών δοκών-υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο (LH-Λογισμική) .	35
Σχήμα 2.10 Κριτήρια Κανονικότητας καθ' ύψος σε κτίρια με εσοχές	37
Σχήμα 2.11 Κανονικότητα σε κάτοψη – Εσοχές (Ψυχάρης 2016).....	38
Σχήμα 2.12 Φαινόμενα 2ας Τάξης - Παραμόρφωση φορέα	38
Σχήμα 2.13 Φάσματα απόκρισης για διαφορετικές κατηγορίες εδάφους	45
Σχήμα 2.14 Πραγματική μη γραμμική και γραμμική-ελαστική καμπύλη φορτίου- μετατόπισης. (α) Εύκαμπτο κτήριο (β) Δύσκαμπτο κτήριο (Παπαδρακάκης 2003).....	47
Σχήμα 2.15 Διάγραμμα καμπύλης αντίστασης (Ρεπαπής 2015)	50
Σχήμα 2.16 Διάγραμμα μετατροπής της καμπύλης αντίστασης σε διάγραμμα αντοχής (Ρεπαπής 2015).....	50
Σχήμα 2.17 Διάγραμμα μετατροπής ελαστικού φάσματος απόκρισης σε όρους φασματικής επιτάχυνσης (Ρεπαπής 2015).....	50
Σχήμα 2.18 Διγραμμική απόκριση διαγράμματος αντίστασης (Ρεπαπής 2015).....	51

Σχήμα 2.19 Διάγραμμα καμπύλης ικανότητας – φάσμα απαίτησης - στοχευόμενη μετακίνηση.....	51
Σχήμα 2.20 Κατανομές φορτίσεων στην ανελαστική γραμμική ανάλυση (pushover).....	52
Σχήμα 2.21 Καμπύλη αντίστασης – προσδιορισμός του λόγου a_u/a_1 (ΡΑΦ 2013).....	53
Σχήμα 2.22 Κατανομές φόρτισης . Ομοιόμορφη, τριγωνική, ιδιομορφική	56
Σχήμα 2.23 Πραγματική και ιδεατή –πλαστική καμπύλη αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.....	57
Σχήμα 2.24 Προσδιορισμός Στοχευόμενης Μετακίνησης με ελαστικό φάσμα απαίτησης ..	57
Σχήμα 2.25 Προσομοίωση τοίχων πλήρωσης (LH-Λογισμική 2016)	63
Σχήμα 2.26 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων με πεπερασμένα στοιχεία (Αντωνόπουλος 2008)	64
Σχήμα 2.27 Τύποι κτιρίων με διαφορετική κατανομή τοιχοπληρώσεων (Ρεπαπής 2003) ...	65
Σχήμα 3.1 Διάγραμμα καμπύλης αντίστασης Δύναμης –Μετακίνησης	69
Σχήμα 3.2 Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover σε επίπεδο διατομής κατά Fespa	70
Σχήμα 3.3 Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover σε επίπεδο μέλους-κατασκευής.....	70
Σχήμα 3.4 Γενική μορφή διαγράμματος M-θ.....	71
Σχήμα 3.5 Διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων διατομής.....	71
Σχήμα 3.6 Τρισδιάστατη απεικόνιση διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης-αξονικής δύναμης.....	72
Σχήμα 3.7 Γραφική επεξήγηση της γωνίας στροφής χορδής σε ένα καμπτόμενο υποστύλωμα 73	
Σχήμα 3.8 Διάγραμμα απαίτησης ικανότητας.....	74
Σχήμα 3.9 Διάγραμμα προσδιορισμού της στοχευόμενης μετακίνησης EC8-3	75
Σχήμα 3.10 Κριτήρια αποδοχής – ελέγχου επιτελεστικότητας.....	75
Σχήμα 3.11 Διάγραμμα απομείωσης της σεισμικής απαίτησης q_π ($S_a=S_{ae}/q_\pi$).....	76
Σχήμα 3.12 Διάγραμμα ADRS (S_a-d). Τεκμηρίωση των q , q_π , q_v	77
Σχήμα 3.13 Σκελετικό διάγραμμα τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων	77

Σχήμα 4.1 Φωτορεαλιστικό προσομοίωμα του κτιρίου	83
Σχήμα 4.2 Ξυλότυπος Ισογείου με αποτύπωση βλαβών	84
Σχήμα 4.3 Ξυλότυπος Α ορόφου με αποτύπωση τοιχοπληρώσεων	85
Σχήμα 4.4 Ξυλότυπος Β ορόφου με αποτύπωση τοιχοπληρώσεων	86
Σχήμα 4.5 Ξυλότυπος Γ ορόφου με αποτύπωση τοιχοπληρώσεων	87
Σχήμα 4.6 Ξυλότυπος Δ ορόφου με αποτύπωση τοιχοπληρώσεων	88
Σχήμα 4.7 Σύγκριση κατηγοριών σκυροδέματος ΕΚΩΣ με κανονισμό 1954	92
Σχήμα 4.8 Σχέσεις φάσματος σχεδιασμού EC8-1	94
Σχήμα 4.9 Σχέσεις φάσματος σχεδιασμού EC8-1	95
Σχήμα 4.10 Χωρικό προσομοίωμα φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις (Χ.ΤΧΠ)	96
Σχήμα 4.11 Φάσματα σχεδιασμού κτιρίου S_d-T με EC8 κατά +X φορέας (Χ.ΤΧΠ)	99
Σχήμα 4.12 Φάσματα σχεδιασμού κτιρίου S_d-T με EC8 κατά +Z φορέας (Χ.ΤΧΠ).....	100
Σχήμα 4.13 1 ^η και 2 ^η ιδιομορφή ταλάντωσης	101
Σχήμα 4.14 3 ^η ιδιομορφή ταλάντωσης	101
Σχήμα 4.15 Απεικόνιση βλαβών στο προσομοίωμα Χ.ΤΧΠ από ελαστική ανάλυση	102
Σχήμα 4.16 Χωρικό προσομοίωμα φορέα με τοιχοπληρώσεις (Μ.ΤΧΠ).....	108
Σχήμα 4.17 Φυσικό και υπολογιστικό μοντέλο τοιχοπλήρωσης (LH-Λογισμική).....	109
Σχήμα 4.18 Υπολογισμός του μειωτικού συντελεστή R_1	110
Σχήμα 4.19 Φάσματα σχεδιασμού κτιρίου S_d-T_D φορέας 1 (Μ.ΤΧΠ)	111
Σχήμα 4.20 Φάσματα σχεδιασμού κτιρίου S_d-T φορέας 2 (Μ.ΤΧΠ).....	112
Σχήμα 4.21 Φάσματα σχεδιασμού κτιρίου S_d-T φορέας 4 (Μ.ΤΧΠ)	112
Σχήμα 4.22 1 ^η . και 3 ^η . Ιδιομορφή ταλάντωσης - φορέας κατά +X (Μ.ΤΧΠ).....	116
Σχήμα 4.23 2 ^η . Ιδιομορφή ταλάντωσης φορέας κατά +Z (Μ.ΤΧΠ).	116
Σχήμα 4.24 Απεικόνιση βλαβών στο προσομοίωμα (Μ.ΤΧΠ).....	117

Σχήμα 4.25 Απεικόνιση βλαβών στο προσομοίωμα Φ1 (X.TXΠ)	123
Σχήμα 4.26 Απεικόνιση βλαβών στο προσομοίωμα Φ2 (M.TXΠ).....	123
Σχήμα 4.27 Ανεπάρκειες Υποστυλωμάτων ανά όροφο των 2 φορέων	125
Σχήμα 4.28 Ποσοστά ανεπάρκειας (%) Υποστυλωμάτων ανά όροφο	125
Σχήμα 4.29 Συνολικά ποσοστά ανεπάρκειας (%) Υποστυλωμάτων των δυο φορέων	126
Σχήμα 4.30 Ανεπάρκειες Δοκών μεταξύ των ορόφων.....	126
Σχήμα 4.31 Ποσοστά (%) ανεπάρκειες Δοκών ανά όροφο	127
Σχήμα 4.32 Συνολικά ποσοστά ανεπάρκειας (%) δοκών των δυο φορέων	127
Σχήμα 4.33 Ελαστικό Φάσμα σχεδιασμού EC8.....	129
Σχήμα 4.34 Χωρικό προσομοίωμα χωρίς τοιχοπληρώσεις (X.TXΠ).....	129
Σχήμα 4.35 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής –Αξονικής M-P.....	130
Σχήμα 4.36 Γενικό διάγραμμα Ροπών –γωνίας στροφής χορδής	131
Σχήμα 4.37 Διάγραμμα καμπύλης αντοχής δοκού Δ1 όροφος 0 (X.TXΠ)	131
Σχήμα 4.38 Διαγράμματα καμπυλών αντοχής M-θ δοκού Δ6 όροφος 0 (X.TXΠ)	132
Σχήμα 4.39 Διαγράμματα καμπυλών αντοχής M-θ υποστυλώματος K1 όροφος 1 (X.TXΠ)	132
Σχήμα 4.40 Διαγράμματα καμπύλης αντοχής M-θ υποστυλώματος K22 όροφος 2 (X.TXΠ)	133
Σχήμα 4.41 Διάγραμμα F-d από ιδιομορφική κατανομή φόρτισης με κατεύθυνση (+0.00°)	133
Σχήμα 4.42 Διάγραμμα F-d από ιδιομορφική κατανομή φόρτισης με κατεύθυνση (+90.00°)	134
Σχήμα 4.43 Διάγραμμα ADRS–Φασματικής επιτάχυνσης–Μετακίνησης κατά (+0.00°) ..	134
Σχήμα 4.44 Διάγραμμα ADRS–Φασματικής επιτάχυνσης – μετακίνησης κατά (+90.00°)	135
Σχήμα 4.45 Διάγραμμα Απαίτησης - Ικανότητας (EC8, Παρ. β) κατά (+0.00°)	135
Σχήμα 4.46 Διάγραμμα Απαίτησης - Ικανότητας (EC8, Παρ. β) κατά (+90.00°)	136

Σχήμα 4.47 Μαθηματικό προσομοίωμα αστοχιών από ανελαστική κατά x-x (X.TXΠ) ...	137
Σχήμα 4.48 Μαθηματικό προσομοίωμα αστοχιών από ανελαστική κατά z-z (X.TXΠ) ...	138
Σχήμα 4.49 Φωτορεαλιστικό προσομοίωμα απεικόνισης αστοχιών.....	139
Σχήμα 4.50 Χωρικό προσομοίωμα φορέα με τοιχοπληρώσεις (M.TXΠ).....	145
Σχήμα 4.51 Διάγραμμα καμπυλών M-Θ αντοχής δοκού Δ2 φορέα M.TXΠ.....	146
Σχήμα 4.52 Διάγραμμα καμπυλών M-Θ αντοχής δοκού Δ3 φορέα M.TXΠ.....	146
Σχήμα 4.53 Διάγραμμα καμπυλών αντοχής M-Θ αντοχής υποστυλώματος K2 φορέα M.TXΠ.....	147
Σχήμα 4.54 Διάγραμμα καμπυλών αντοχής M-Θ αντοχής υποστυλώματος K10 φορέα M.TXΠ.....	147
Σχήμα 4.55 Διάγραμμα F-d στην διεύθυνση x-x (+0.00 ⁰) φορέα M.TXΠ.....	148
Σχήμα 4.56 Διάγραμμα F-d στην διεύθυνση z-z (+90.00 ⁰) φορέα M.TXΠ.....	148
Σχήμα 4.57 Διάγραμμα ADRS στην διεύθυνση x-x (+0.00 ⁰) φορέα M.TXΠ.....	149
Σχήμα 4.58 Διάγραμμα ADRS στην διεύθυνση z-z(+90.00 ⁰) φορέα M.TXΠ.....	149
Σχήμα 4.59 Διάγραμμα Απαίτησης - Ικανότητας (EC8 Παρ. Β) κατά (+0.00 ⁰).....	150
Σχήμα 4.60 Διάγραμμα Απαίτησης - Ικανότητας (EC8 Παρ. Β) κατά (+90.00 ⁰).....	151
Σχήμα 4.61 Αποτύπωση αστοχιών στο προμοίωμα κατά x-x.....	153
Σχήμα 4.62 Αποτύπωση αστοχιών στο προμοίωμα κατά z-z.....	153
Σχήμα 4.63 Φωτορεαλιστικό προσομοίωμα απεικόνισης αστοχιών.....	154
Σχήμα 4.64 Αστοχίες Υποστυλωμάτων μεταξύ των δυο φορέων ανά όροφο.....	160
Σχήμα 4.65 Ποσοστά (%) αστοχιών Υποστυλωμάτων των δυο φορέων ανά όροφο.....	161
Σχήμα 4.66 Συνολικά ποσοστά αστοχιών (%) Υποστυλωμάτων-Τοιχ/των των δυο φορέων.....	161
Σχήμα 4.67 Αστοχίες δοκών μεταξύ των δυο φορέων ανά όροφο.....	162
Σχήμα 4.68 Ποσοστά (%) αστοχίας δοκών μεταξύ των δυο φορέων ανά όροφο.....	162
Σχήμα 4.69 Συνολικά ποσοστά (%) αστοχιών δοκών των δυο φορέων.....	162

Σχήμα 5.1 Αριθμός ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων μεταξύ των δύο μεθόδων.....	164
Σχήμα 5.2 Ποσοστά (%) ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων μεταξύ των δύο μεθόδων.....	164
Σχήμα 5.3 Αριθμός ανεπάρκειας Δοκών μεταξύ των δύο μεθόδων	164
Σχήμα 5.4 Ποσοστά (%) ανεπάρκειας Δοκών μεταξύ των δύο μεθόδων	165
Σχήμα 5.5 Συνολικός αριθμός ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων μεταξύ των δυο μεθόδων..	165
Σχήμα 5.6 Συνολικά ποσοστά (%) ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων μεταξύ των δυο μεθόδων	166
Σχήμα 5.7 Αριθμός ανεπάρκειας Δοκών μεταξύ των δυο μεθόδων.	166
Σχήμα 5.8 Ποσοστά (%) ανεπάρκειας Δοκών μεταξύ των δυο μεθόδων	166
Σχήμα 5.9 Συνολικός αριθμός ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων και Δοκών	167
Σχήμα 5.10 Συνολικά ποσοστά (%) ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων και Δοκών	167
Σχήμα 5.11 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ποσοστών (%) ανεπάρκειας του συνόλου των δομικών στοιχείων μεταξύ των δυο αναλύσεων	168
Σχήμα 5.12 Συγκριτικό κόστος επέμβασης σε χιλιάδες € για τον φορέα Μ.ΤΧΠ	169

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 2.1 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας στον Ελληνικό χώρο.....	30
Πίνακας 2.2 Τιμές του λόγου q^*/q'	48
Πίνακας 2.3 Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για στάθμη επιτελεστικότητας B	48
Πίνακας 2.4 Στάθμη επιτελεστικότητας ΚΑΝ.ΕΠΕ (§2.2).....	59
Πίνακας 2.5 Στόχοι αποτίμησης ανάλογα με την σπουδαιότητα του κτηρίου.....	59
Πίνακας 2.6 Στάθμη Αξιοπιστίας Γεωμετρικών Δεδομένων	62
Πίνακας 3.1 Ο συντελεστής R_1 απομείωσης τοιχοπληρώσεων	78
Πίνακας 3.2 Ερήμην αντιπροσωπευτικές τιμές θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος	79
Πίνακας 3.3 Ερήμην αντιπροσωπευτικές τιμές διαρροής χάλυβα οπλισμού.....	79
Πίνακας 3.4 Αναμενόμενες μέσες αντοχές για υφιστάμενο σκυρόδεμα.....	79
Πίνακας 3.5 Ενδεικτικές – προτεινόμενες τιμές χαρακτηριστικής αντοχής	79
Πίνακας 4.1 Έλεγχοι δομήματος – ιδιοπερίοδος-πλαστιμότητα καμπυλοτήτων EC8-1	97
Πίνακας 4.2 Έλεγχοι δομήματος – κανονικότητας σε κάτοψη EC8-1 (X.TXΠ).....	97
Πίνακας 4.3 Έλεγχος Δομήματος - Στρεπτικής ευαισθησίας EC8-1 (X.TXΠ)	98
Πίνακας 4.4 Έλεγχος Δομήματος-Φαινόμενα 2ας τάξης και σχετικές μετακινήσεις	98
Πίνακας 4.5 Έλεγχος Δομήματος X.TXΠ - Τέμνουσας Βάσης κατά EC8-1	99
Πίνακας 4.6 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Ισογείου από ελαστική ανάλυση (X.TXΠ)	103
Πίνακας 4.7 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Α ορόφου από ελαστική ανάλυση (X.TXΠ) ..	104
Πίνακας 4.8 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Β ορόφου από ελαστική ανάλυση (X.TXΠ) ..	105
Πίνακας 4.9 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Γ ορόφου από ελαστική ανάλυση (X.TXΠ) ..	106
Πίνακας 4.10 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Δ ορόφου από ελαστική ανάλυση (X.TXΠ) ..	107
Πίνακας 4.11 Έλεγχοι δομήματος – ιδιοπερίοδος EC8-1 (M.TXΠ).....	111
Πίνακας 4.12 Έλεγχοι δομήματος – κανονικότητας σε κάτοψη EC8-1 (M.TXΠ)	113

Πίνακας 4.13 Έλεγχος Δομήματος - Στρεπτικής ευαισθησίας (Μ.ΤΧΠ).....	114
Πίνακας 4.14 Έλεγχος Δομήματος-Φαινόμενα 2ας τάξης και σχετικές μετακινήσεις (Μ.ΤΧΠ)	115
Πίνακας 4.15 Έλεγχος Δομήματος - Τέμνουσας Βάσης φορέας Μ.ΤΧΠ	115
Πίνακας 4.16 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Ισογείου από ελαστική ανάλυση Μ.ΤΧΠ.....	118
Πίνακας 4.17 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Α ορόφου από ελαστική ανάλυση Μ.ΤΧΠ...119	
Πίνακας 4.18 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Β ορόφου από ελαστική ανάλυση Μ.ΤΧΠ...120	
Πίνακας 4.19 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Γ ορόφου από ελαστική ανάλυση Μ.ΤΧΠ ...121	
Πίνακας 4.20 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Δ ορόφου από ελαστική ανάλυση Μ.ΤΧΠ...122	
Πίνακας 4.21 Συγκριτικά αποτελέσματα από ελαστική ανάλυση και των δυο φορέων.....	124
Πίνακας 4.22 Συγκριτικά αποτελέσματα ανεπάρκειας υποστ/των από ελαστική ανάλυση	125
Πίνακας 4.23 Συγκριτικά αποτελέσματα ανεπάρκειας δοκών από ελαστική ανάλυση.....	126
Πίνακας 4.24 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Ισογείου από ανελαστική ανάλυση (Χ.ΤΧΠ)	140
Πίνακας 4.25 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Α ορόφου από ανελαστική ανάλυση (Χ.ΤΧΠ)	141
Πίνακας 4.26 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Β ορόφου από ανελαστική ανάλυση (Χ.ΤΧΠ)	142
Πίνακας 4.27 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Γ ορόφου από ανελαστική ανάλυση (Χ.ΤΧΠ)	143
Πίνακας 4.28 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Δ ορόφου από ανελαστική ανάλυση (Χ.ΤΧΠ)	144
Πίνακας 4.29 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα από τις 32 αναλύσεις της ανελαστικής ανάλυσης.....	152
Πίνακας 4.30 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Ισογείου ορόφου από ανελαστική (Μ.ΤΧΠ) 155	
Πίνακας 4.31 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Α ορόφου από ανελαστική (Μ.ΤΧΠ)	156
Πίνακας 4.32 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Β ορόφου από ανελαστική (Μ.ΤΧΠ)	157

Πίνακας 4.33 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Γ ορόφου από ανελαστική (Μ.ΤΧΠ).....	158
Πίνακας 4.34 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Δ ορόφου από ανελαστική (Μ.ΤΧΠ).....	159
Πίνακας 4.35 Συγκριτικά αποτελέσματα από ανελαστική ανάλυση ανεπάρκειας υποστυλωμάτων	160
Πίνακας 4.36 Συγκριτικά αποτελέσματα αστοχιών δοκών από ανελαστική ανάλυση	161

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Στον Ελλαδικό χώρο λόγω της έντονης σεισμικής διέγερσης που επικρατεί σε πολλές περιοχές, κυρίαρχος παράγοντας για τον σχεδιασμό ή ανασχεδιασμό των κατασκευών είναι η κατά το δυνατόν καλύτερη αντισεισμική τους συμπεριφορά.

Στη χώρα μας, η οποία παρουσιάζει υψηλή σεισμική επικινδυνότητα, ο σχεδιασμός ή ανασχεδιασμός κτιρίων να δέχονται με ασφάλεια τις σεισμικές καταπονήσεις, αποτελεί βασική προτεραιότητα των υφισταμένων αντισεισμικών κανονισμών που έχει θεσπίσει η Πολιτεία.

Η μελέτη και η εμπειρία από τη αξιολόγηση βλαβών και αστοχιών στα υφιστάμενα κτίρια κυρίως προ του 1985 καθώς και η μεγάλη ανάπτυξη της αντισεισμικής μηχανικής, οδήγησαν σε σύγχρονους και αυστηρότερους κανονισμούς. Η εφαρμογή αυτών των κανονισμών ανέδειξε την ανεπάρκεια των κτιρίων έναντι των σεισμικών δράσεων .

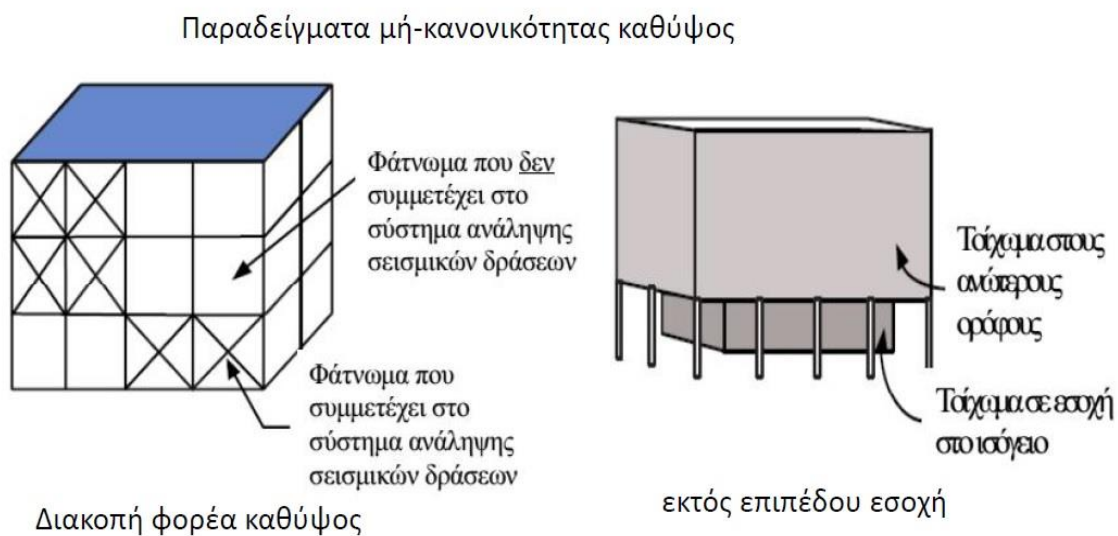
Σύμφωνα με στοιχεία της καταγραφής που έγινε μέσω του προγράμματος ΕΠΑΝΤΥΚ το 2005, τα κτίρια που είναι κατασκευασμένα προ του 1985 ανέρχονται περίπου σε ποσοστό 80% του συνόλου του κτιριακού πλούτου της χώρας μας (Βουγιούκας 2005).

Είναι προφανές ότι η χρονική περίοδος που μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν τα κτίρια, αποτελεί κρίσιμο στοιχείο γιατί παραπέμπει άμεσα στους ισχύοντες τότε κανονισμούς αντισεισμικού και σκυροδέματος, στην ποιότητα των υλικών και στην τεχνολογία που χρησιμοποιήθηκε. Η πληροφορία όμως αυτή δεν επαρκεί για την εκτίμηση της αντισεισμικής τους επάρκειας.

Ο φέρων οργανισμός των κτιρίων αυτών έχει μορφωθεί με βάση τους παλιούς κανονισμούς που ήταν συνήθως πλαισιακής μορφής με ελάχιστα, ή καθόλου, φέροντα τοιχώματα. Είχαν κατασκευαστεί με την συνήθη κατασκευαστική και μελετητική πρακτική των περιόδων αυτών. Μικρά και ελαφρά οπλισμένα υποστυλώματα ενώ αντίστοιχα οι δοκοί ισχυρά οπλισμένες. Πολλές φορές υπάρχουν αρχιτεκτονικές υπερβολές, οι οποίες οδηγούσαν σε ακανονικότητες του κτιρίου σε κάτοψη και καθ' ύψος. Η απουσία κανονικότητας σε κάτοψη και τομή, στην διάταξη των τοιχοπληρώσεων αλλά και η ακανονικότητα στον φέροντα οργανισμό ως προς την θέση των υποστυλωμάτων – τοιχωμάτων (δυσκαμψίες), είχε ως αποτέλεσμα την απομάκρυνση του κέντρου βάρους (ΚΒ) από το κέντρο ελαστικής στροφής (Κ.Ε.Σ.) ή πλασματικού άξονα, σύμφωνα με νεώτερες θεωρίες και κανονισμούς (ΕΑΚ 2000), με αποτέλεσμα κατά τον σεισμό να εμφανίζονται έντονα στρεπτικά φαινόμενα, τα οποία

αποτελούν πρόσθετη τρωτότητα και επιβάρυνση στα υποστυλώματα της περιμέτρου και κυρίως στα γωνιακά.

Η διακοπή των τοιχοπληρώσεων κυρίως στο ισόγειο (πυλότης), αλλά και σε οποιοδήποτε όροφο (Σχήμα 1.1) δημιουργεί «μαλακό» όροφο (ασυνέχεια καθ' ύψος), με αποτέλεσμα την συγκέντρωση των ανελαστικών παραμορφώσεων στον όροφο αυτό. Επιπλέον η εφαρμογή έμμεσων στηρίξεων δοκού επί δοκού, η παρουσία φυτευτών υποστυλωμάτων καθώς και η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων, είτε από θέση ή φύση (λόγος διάτμησης $\alpha < 2.50$) ιδιαίτερα στο ισόγειο αποτελούν ευπαθή σημεία των κατασκευών αυτών. Τα κτίρια αυτά είχαν μελετηθεί με επιτρεπόμενες τάσεις (για τα εντατικά μεγέθη), η δε διαστασιολόγησή τους είχε προκύψει κυρίως από τα στατικά φορτία βαρύτητας.



Οι σεισμικοί συντελεστές ήταν πολύ χαμηλοί και με απλοποιημένα προσομοιώματα όπως του μονορόφου, ορθογωνικής (τριγωνικής μετά το 1985) κατανομής σεισμικών φορτίων κατά την Ελληνική Μέθοδο ή Μέθοδο Ρουσόπουλου (Ρουσόπουλος 1969), που είχε υιοθετηθεί κατά τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959, για την ανάλυση και τον προσδιορισμό των σεισμικών μεγεθών. Επίσης δεν λαμβανόταν υπόψη στην ανάλυση και διαστασιολόγηση η συμπεριφορά της κατασκευής στον χώρο, φαινόμενα 2ας τάξης, στρεπτικά φαινόμενα, ικανοτικός σχεδιασμός κλπ αν και στα συγγράμματα του αείμνηστου καθηγητού Α. Ρουσόπουλου, όπου με βάση αυτά κυρίως πραγματοποιούνταν οι μελέτες, αναφέρεται «ότι σε πολυώροφα κτήρια, απαιτείται δυναμική έρευνα του αντισεισμικού προβλήματος και μελέτη των εκ των ταλαντώσεων προκαλούμενων επιρροών».

Για την διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων από σπλισμένο σκυρόδεμα εφαρμόζονταν ο κανονισμός σκυροδέματος 1954 (Βασιλικό Διάταγμα της 18-2/26-7-1954), ο οποίος ήταν σχεδόν απλή μετάφραση του Γερμανικού κανονισμού DIN1045. Δεν περιελάμβανε διατάξεις για την κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομερειών όπλισης με αυστηρά

κριτήρια όπως ισχύει στον ΕΚΩΣ (2000), ώστε να προσδίδει στην κατασκευή ενδοσιμότητα (πλαστιμότητα) χωρίς λογιστικούς ελέγχους αφενός και αφετέρου χωρίς οι ελάχιστες διατάξεις που αναφαιρόνταν στον κανονισμό σκυροδέματος να εφαρμόζονται.

Αυτό σημαίνει ότι πολλά δομικά στοιχεία και οι λεπτομέρειες όπλισής των, που είναι καθοριστικά για τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου, όπως για παράδειγμα οι οπλισμοί, οι αγκυρώσεις, οι αναμονές, οι επικαλύψεις, οι διατομές στοιχείων που έχουν επενδυθεί, η ποιότητα των υλικών, η θεμελίωση, κ.α., είναι δύσκολο να ελεγχθούν οπτικά και απαιτείται η χρήση μεθόδων μη καταστροφικών ή ημικαταστροφικών, οι οποίες σε ορισμένες περιπτώσεις και ανάλογα την επιδιωκόμενη στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών και υλικών δεδομένων (ΣΑΔ), να είναι δαπανηρές, αλλά κυρίως να προϋποθέτουν σε αρκετές περιπτώσεις τη μερική παρεμπόδιση ή διακοπή της λειτουργίας του κτιρίου.

Ένας άλλος κρίσιμος παράγοντας για την σεισμική ασφάλεια των κτιρίων είναι και το αναμενόμενο μέγεθος του σεισμικού κινδύνου που τα απειλεί. Η σεισμική επικινδυνότητα μιας περιοχής μόνον πιθανολογικά μπορεί να εκτιμηθεί και η μέγιστη αναμενόμενη σεισμική δράση σε μια συγκεκριμένη θέση, ενέχει πολλές αβεβαιότητες, όπως έχει αποδειχτεί και από τους πρόσφατους σεισμούς στην Ελλάδα αλλά και διεθνώς. Η αβεβαιότητα αυτή καθιστά την προσπάθεια της εκτίμησης της σεισμικής ασφάλειας ενός κτιρίου ακόμα πιο δύσκολη. Η αντισεισμική ασφάλεια-επάρκεια στην δόμηση των κτιρίων αποτελεί αναμφισβήτητο τον κύριο και καθοριστικό παράγοντα για την αντιμετώπιση του σεισμικού κινδύνου. Στην κατεύθυνση αυτή τα τελευταία χρόνια έχουν γίνει πολλά και σημαντικά βήματα, με την θεσμοθέτηση αυστηρών Αντισεισμικών Κανονισμών (ΕΑΚ-EC8), οι οποίοι παρέχουν στα σύγχρονα νέα κτίρια υψηλό επίπεδο αντισεισμικής ασφάλειας αλλά και στα υφιστάμενα αξιόπιστες μεθόδους αποτίμησης - ελέγχου και ανασχεδιασμού.

Με το δεδομένο όμως ότι ο πρώτος Αντισεισμικός Κανονισμός εφαρμόστηκε στην Ελλάδα το 1959 και η πρώτη σημαντική βελτίωσή του έγινε το 1985, δημιουργείται εύλογα το ερώτημα για το πόσο ασφαλή μπορεί να είναι τα κτίρια που κατασκευάστηκαν πριν το 1959 ή ακόμα και πριν το 1985.

Το ερώτημα αυτό αποκτά ιδιαίτερη σημασία όταν αφορά «ειδικά» κτίρια με βάση τον Κτιριοδομικό Κανονισμό ή κτίρια σπουδαιότητας III και IV, όπως τα κτίρια συνάθροισης κοινού ή κρίσιμων λειτουργιών, δημόσια κτίρια, κυρίως τα νοσοκομεία, σχολεία, κτίρια διοίκησης, τηλεπικοινωνίας, παραγωγής και μεταφοράς ενέργειας, πυροσβεστικοί σταθμοί, κ.ά. Τα αποτελέσματα των σεισμών της τελευταίας 20ετίας τονίζουν την άμεση ανάγκη βέλτιστων και αποτελεσματικών μεθόδων ανάλυσης – αποτίμησης και ενίσχυσης των κατασκευών για την αποφυγή βλαβών σε περίπτωση ισχυρού σεισμού (σεισμός σχεδιασμού), που ενδέχεται να προκαλέσει σοβαρές οικονομικές απώλειες και απώλειες ανθρωπίνων ζωών, ανάλογα την σχεδιασμένη συμπεριφορά της κατασκευής, την λεγόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (επιθυμητή συμπεριφορά). Ακολουθώντας τις μεθόδους αποτίμησης της συμπεριφοράς υφιστάμενων κατασκευών που προβλέπουν οι κανονισμοί (ΚΑΝΕΠΕ-EC8-3),

γίνεται εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του φέροντος οργανισμού των κτιρίων αλλά και των επί μέρους στοιχείων τους.

Ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας και την μέθοδο ανάλυσης και αποτίμησης, καταλήγουμε στον βέλτιστο τρόπο ενίσχυσης των κτιρίων αυτών. Η ενίσχυση αυτή μπορεί να είναι μικρής κλίμακας με επεμβάσεις σε επί μέρους στοιχεία του κτιρίου ή μεγάλης κλίμακας με ολιστική αντιμετώπιση της συμπεριφοράς του κτιρίου. Μια αποτελεσματική μορφή ενίσχυσης είναι ο συνδυασμός προσθήκης τοιχωμάτων ή τοιχοπληρούμενων υφιστάμενων πλαισίων, σε συνδυασμό με μανδύες στα υποστυλώματα ώστε να επιτύχουμε αύξηση αντοχής, ακαμψίας και πλαστιμότητας.

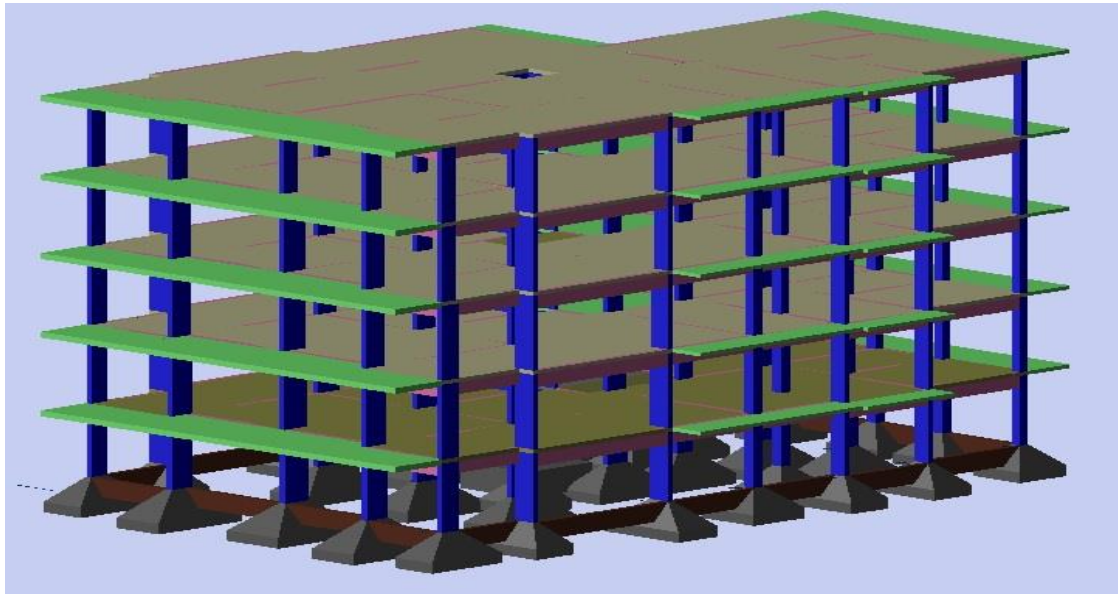
Προφανώς υπάρχουν διάφοροι συνδυασμοί και στρατηγικές επέμβασης που εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες, όπως από το ίδιο το κτήριο και τα δυναμικά του χαρακτηριστικά, από τον φέροντα οργανισμό του, από την κανονικότητα ή όχι, την τρωτότητά του, την χρήση, την αρχιτεκτονική του μορφή, την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας, την ηλικία του, τα χαρακτηριστικά των υλικών του και την υπόλοιπη διάρκεια ζωής του. Επίσης και από την δαπάνη που θα προκύψει σε σχέση με την αξία του κτηρίου και την δυνατότητα χρήσης του για την υπόλοιπη διάρκεια ζωής του.

Στην παρούσα εργασία αναπτύσσονται θεωρητικά δύο μέθοδοι ανάλυσης, σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς, τις προϋποθέσεις εφαρμογής των καθώς και τα θετικά και τα αρνητικά των μεθόδων αυτών: α) η ελαστική δυναμική φασματική με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) και β) η ανελαστική στατική μη γραμμική ή υπερωθητική (pushover). Θα γίνει αποτίμηση και ανάλυση συγκεκριμένου κτιρίου (προ 1985) με φέροντα οργανισμό (Φ.Ο) από οπλισμένο σκυρόδεμα, με συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας, σεισμικής έντασης, με συγκεκριμένα χαρακτηριστικά που αντανακλούν πλήθος κτιρίων της εποχής του, με σκοπό την εξαγωγή συμπεράσματος σχετικά με το ποια είναι η βέλτιστη μέθοδος.

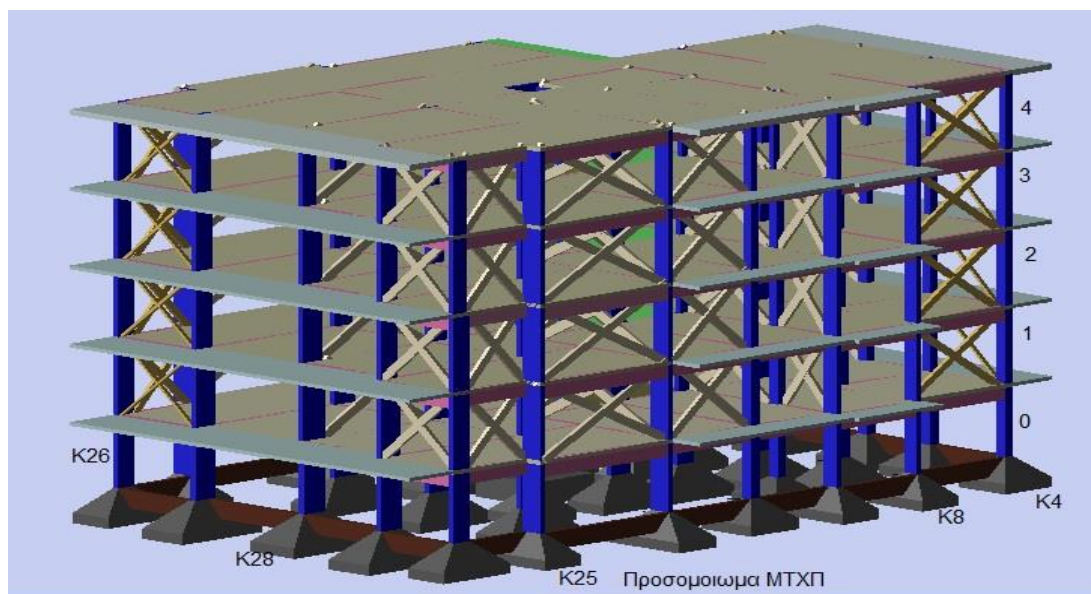
Κατά τον σεισμό του 1999 στο νομό Αττικής, το υπό μελέτη κτίριο είχε υποστεί βλάβες στο Φ.Ο επισκευάσιμες, κυρίως στην πιλοτή και ορισμένες βλάβες στον οργανισμό πλήρωσης – τοιχοποιίες στην πιλοτή και στον Α όροφο. Οι βλάβες ήταν σε υποστυλώματα και τοιχώματα του ισογείου, μορφής διατμητικής και καμπτοδιατμητικής αστοχίας με αποκολλήσεις επικαλύψεων. Επίσης, ελάχιστες τριχοειδείς βλάβες σε ορισμένες δοκούς και πλάκες. Σοβαρή βλάβη είχε υποστεί το ένα από τα τρία τοιχία του πυρήνα του ανελκυστήρα. Είχαν παρατηρηθεί βλάβες λόγω διάβρωσης και οξείδωσης οπλισμών (αποφλοιώσεις) που αποτέλεσαν και την κυρίως τρωτότητα της κατασκευής.

Προς τούτο για τις ανάγκες της εργασίας λαμβάνονται υπόψη δυο προσομοιώματα της κατασκευής, λόγω της ύπαρξης πιλοτής. Ένα προσομοίωμα χωρίς τοιχοπληρώσεις (Π.ΧΤΧΠ) και ένα προσομοίωμα με τοιχοπληρώσεις (Π.ΜΤΧΠ). Η αποτίμηση γίνεται με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ σε συνδυασμό με τις διατάξεις του EC8-3. Γίνεται δυναμική φασματική ελαστική ανάλυση και στατική ανελαστική ή υπερωθητική (Pushover) με ή χωρίς τοιχοπληρώσεις. Στην δυναμική ελαστική ανάλυση λαμβάνεται υπόψη δείκτης

σεισμικής συμπεριφοράς $q=1.30$ λόγω της δυσμενούς επιρροής των τοιχοπληρώσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ Πίνακας Σ4.4). Λαμβάνεται επίσης Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) ικανοποιητική και στόχος αποτίμησης Β1. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αναφέρονται στο κεφάλαιο 5 .



Σχήμα 1.2 Φωτορεαλιστικό προσομοίωμα χωρίς τοιχοπληρώσεις



Σχήμα 1.3 Φωτορεαλιστικό προσομοίωμα με τοιχοπληρώσεις

Η διαφορά, το όφελος και η βέλτιστη μέθοδος ανάλυσης - αποτίμησης για επέμβαση - ενίσχυση κτηρίου που έχει κατασκευαστεί με κανονισμούς προ 1985, για στάθμη

επιτελεστικότητας B1 σε σχέση με την ασφάλεια - οικονομία, προκύπτει αναλυτικά από την παρακάτω μελέτη και τα συμπεράσματα.

1.2 Στόχοι της εργασίας

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της βέλτιστης μεθόδου αποτίμησης υφισταμένων κατασκευών που σχεδιαστήκαν προ του 1985 σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 και κανονισμό σκυροδέματος 1954, για δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας και σεισμικής επικινδυνότητας ή σεισμικής έντασης. (σεισμικός συντελεστής). Συγκρίνονται η δυναμική ελαστική μέθοδος με φάσματα αποκρίσεως και η ανελαστική στατική (υπερωθητική) ανάλυση (pushover).

Βέλτιστη μέθοδο θεωρούμε αυτήν που εξασφαλίζει την ορθή και ασφαλή αποτίμηση της κατασκευής σύμφωνα με τους σύγχρονους ισχύοντες κανονισμούς (KAN.ΕΠΕ και EC8) με το ελάχιστο κόστος επέμβασης.

Αρχικά στην παρούσα εργασία θα εφαρμοστούν οι δυο μέθοδοι ανάλυσης, ελαστική δυναμική φασματική με ενιαίο καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) και η γραμμική στατική ανελαστική ή υπερωθητική (pushover analysis) με στόχο τη σύγκριση των εξαγόμενων αποτελεσμάτων και την αξιολόγησή τους ως προς την βέλτιστη ανάλυση αποτίμησης για συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας και αντίστοιχα επέμβασης.

Κατά την ανελαστική ανάλυση και αποτίμηση του φορέα εφαρμόστηκαν τόσο οι Ελληνικοί όσο και οι Ευρωπαϊκοί κανονισμοί: ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων, 2017) και ο Ευρωκώδικας 8 (2005).

Οι αναλύσεις αποτίμησης γίνονται με το λογισμικό Fespa της εταιρείας LH-Λογισμική, το οποίο έχει την δυνατότητα στατικών ανελαστικών αναλύσεων αλλά και ελαστικών δυναμικών με φάσματα απόκρισης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ

2.1 Βασικές κατευθύνσεις των κανονισμών

Σήμερα είναι κοινή αντίληψη όλων ότι οι νέες κατασκευές μας αλλά και οι υπάρχουσες έχουν την δυνατότητα να σχεδιαστούν ή να ανασχεδιασθούν αντίστοιχα έτσι ώστε να πληρούν τα διάφορα κριτήρια αντισεισμικής επάρκειας ή επιτελεστικότητας με επιτυχία. Το πιο σημαντικό κριτήριο από αυτά είναι η αποφυγή κατάρρευσης εξαιτίας ενός εξαιρετικά μεγάλου σεισμού τον σεισμό σχεδιασμού. Βέβαια λόγω των πολλών αβεβαιοτήτων που υπάρχουν είτε στο σχεδιασμό είτε στον ανασχεδιασμό είτε ακόμη και στα χαρακτηριστικά ενός σεισμού, αλλά και στο έδαφος θεμελίωσης, οι κανονισμοί προβλέπουν η πιθανότητα κατάρρευσης να είναι επαρκώς μικρή (ΕΑΚ 2000).

Έχει γίνει συνειδητά αποδεκτό από τους μελετητές Μηχανικούς αλλά και από τους κανονισμούς, ότι για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος δεν είναι οικονομικά εφικτό να αποκτήσουμε αντισεισμική επάρκεια τέτοια ώστε να μην επιτρέπεται η ύπαρξη ζημιών (ρηγματώσεις κτλ), σε μεγάλους σεισμούς, οι οποίοι υπάρχει μικρή πιθανότητα να συμβούν στην διάρκεια της συμβατικής ζωής των κατασκευών. Η πιθανότητα υπέρβασης 50% (μεγίστη ανεκτή) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 70 ετών, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών. Εξαρτάται βέβαια η πιθανότητα και από την σεισμικότητα ή τον σεισμικό κίνδυνο της περιοχής του έργου. Φυσικά οι κατασκευές μας πρέπει να σχεδιάζονται η να ανασχεδιάζονται έτσι ώστε να περιορίζουν το ενδεχόμενο κατάρρευσης που θα είχε ως συνέπεια την ύπαρξη κινδύνων για την ανθρώπινη ζωή.

Η ικανότητα των κατασκευών να αντέχουν σεισμούς ή εδαφικούς κραδασμούς οι οποίοι έχουν πολλαπλάσια ένταση από τον σεισμό σχεδιασμού αποτελεί την ιδιότητα της λεγόμενης ενδοσιμότητας του κτιρίου ή πλαστιμότητας ή πλαστικότητας.

Οι πιο σημαντικές ιδιότητες οι οποίες σχετίζονται με την μελέτη των κατασκευών που υποβάλλονται σε δυναμικές φορτίσεις, σεισμικές κυρίως, είναι η δυναμική απόκριση (δυσκαμψία, περίοδος, απόσβεση) και η πλαστιμότητα τους - ενδοσιμότητα.

Οι κανονισμοί πλέον έχουν εισάγει στην ανάλυση και στην διαστασιολόγηση των κατασκευών την έννοια των Δυναμικών ελαστικών αναλύσεων. Βεβαίως προβλέπονται και άλλες μέθοδοι ανάλυσης όπως η Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση, η Στατική Ανελαστική μη Γραμμική ή Υπερωθητική και η Δυναμική μη Γραμμική Ανάλυση ή Ανάλυση Χρονοϊστοριών.

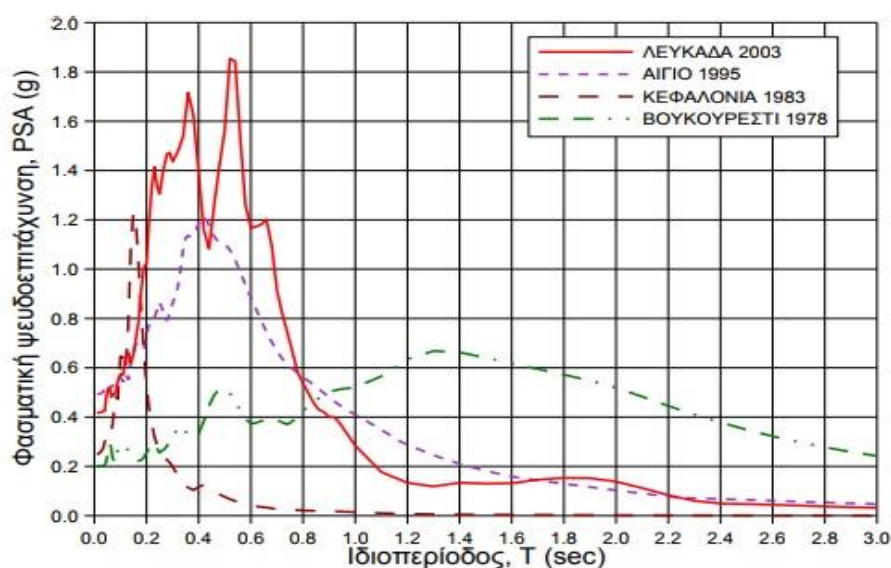
Δηλαδή έχουμε τις παρακάτω μεθόδους ανάλυσης όπως έχουν συμπεριληφθεί στους σύγχρονους κανονισμούς για την ανάλυση, αποτίμηση και διαστασιολόγηση των κατασκευών (EAK-EC8-KANEΠΕ).

2.2 Μέθοδοι Ανάλυσης και Ισχύοντες Κανονισμοί

2.2.1 Φάσματα απόκρισης

Αναπόσπαστο μέρος του αντισεισμικού σχεδιασμού αποτελεί το λεγόμενο φάσμα απόκρισης (Σχήμα 2.1), το οποίο θα παρουσιαστεί παρακάτω σε σχέση με το ελαστικό φάσμα του κανονισμού (Σχήμα 2.3). Κρίνεται σκόπιμη η σύντομη παρουσίαση της έννοιας του φάσματος απόκρισης των κατασκευών υπό τυχούσα φόρτιση βάσης.

Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που δίνει τη μέγιστη τιμή κάποιου μεγέθους απόκρισης (π.χ. απόλυτη επιτάχυνση, σχετική μετακίνηση, κλπ) όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών με συγκεκριμένη απόσβεση ζ , για δεδομένη σεισμική διέγερση, ανάλογα με την ιδιοπερίοδο τους. Η παράμετρος που προσδιορίζει τις ιδιότητες κάθε ταλαντωτή είναι η ιδιοπερίοδός του (Ψυχάρης 2016).



Σχήμα 2.1 Φάσμα απόκρισης διαφόρων σεισμών για απόσβεση 5% (Ψυχάρης 2016)

Τα φάσματα παρουσιάζουν αιχμές, η διακριτοποίηση των τιμών ιδιοπεριόδων πρέπει να είναι πυκνή, ώστε το διάγραμμα που θα προκύψει να περιλαμβάνει όλες τις αιχμές.

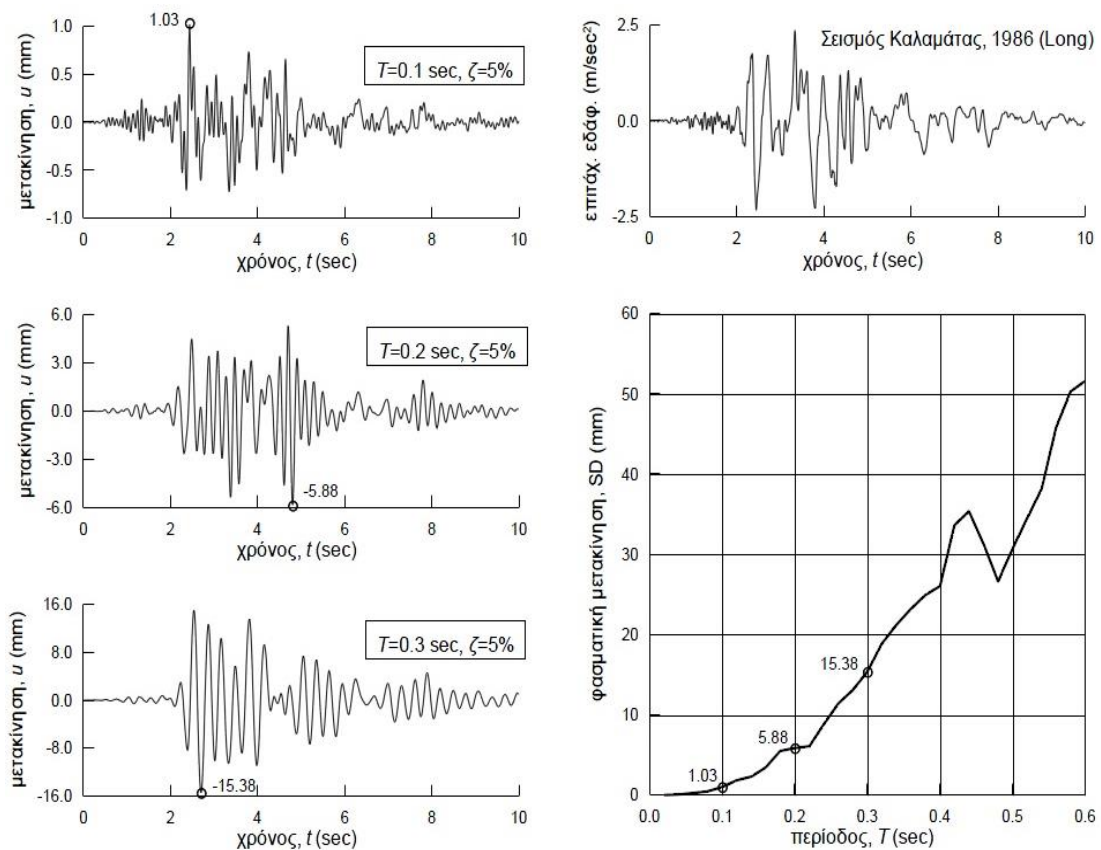
Από την καμπύλη που προκύπτει με αυτή τη διαδικασία (κάτω δεξιά διάγραμμα, Σχήμα 2.2) μπορεί να υπολογιστεί η μέγιστη μετακίνηση οποιασδήποτε κατασκευής με απόσβεση ίση με αυτή του φάσματος στη δεδομένη σεισμική διέγερση. Αυτό επιτυγχάνεται προβάλλοντας το σημείο της καμπύλης που αντιστοιχεί στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής

στον άξονα των φασματικών μετακινήσεων. Για παράδειγμα, από το φάσμα του Σχ. 2.2 προκύπτει ότι μία κατασκευή με ιδιοπερίοδο $T = 0.30\text{s}$ και απόσβεση $\zeta = 5\%$ θα είχε αναπτύξει μέγιστη μετακίνηση 16 mm.

Εκτός από τη σχετική μετακίνηση, μπορεί να κατασκευαστεί φάσμα απόκρισης και για οποιοδήποτε άλλο μέγεθος, π.χ. απόλυτη επιτάχυνση (Ψυχάρης 2016).

Συνήθως κατασκευάζονται:

- Φάσμα απόκρισης *σχετικών μετακινήσεων*
Δίνει τις τιμές $\max|u(t)|$ και συμβολίζεται με **SD** ή **Sd** (Spectral Displacement)
- Φάσμα απόκρισης *σχετικών ταχυτήτων*
Δίνει τις τιμές $\max|\dot{u}(t)|$ και συμβολίζεται με **SV** ή **Sv** (Spectral Velocity)
- Φάσμα απόκρισης *απόλυτων επιταχύνσεων*
Δίνει τις τιμές $\max|\ddot{u}(t)|$ και συμβολίζεται με **SA** ή **Sa** (Spectral Acceleration)



Σχήμα 2.2 Κατασκευή Φασμάτων απόκρισης (Ψυχάρης 2016)

Τα φάσματα απόκρισης που συνήθως σχεδιάζονται (Σχήμα 2.1) αναφέρονται στη φασματική ψευδό-επιτάχυνση PSA, τη ψευδοταχύτητα PSV, και τη μετακίνηση SD.

Οι ποσότητες αυτές όπως είναι γνωστό συνδέονται από τη σχέση:

$$SA = \omega^2 \cdot SD = PSA \quad [2.1]$$

$$SV = \omega \cdot SD = PSV \quad [2.2]$$

όπου:

PSA (Pseudo Spectral Acceleration) = ψευδοφασματική επιτάχυνση και

PSV (Pseudo Spectral Velocity) = ψευδοφασματική ταχύτητα.

Οι σχέσεις (2.1) και (2.2) ισχύουν για μικρές τιμές του ζ, συντελεστή απόσβεσης.

Η χρήση των ψευδοτιμών *PSA* και *PSV*, αντί των ακριβών φασματικών τιμών *SA* και *SV* αντίστοιχα, επιτρέπει τον υπολογισμό των φασμάτων απόλυτων επιταχύνσεων και σχετικών ταχυτήτων από το φάσμα σχετικών μετακινήσεων *SD*, χωρίς να επαναληφθεί η παραπάνω διαδικασία κατασκευής φασμάτων που θα απαιτούνταν για την κατασκευή των *SA* και *SV*.

Σημειώνεται ότι το φάσμα σχετικών μετακινήσεων είναι αυτό που κατασκευάζεται πρώτο, γι' αυτό είναι πάντα ακριβές.

Για λόγους σχεδιασμού, η φασματική ψευδό-επιτάχυνση *PSA* είναι περισσότερο χρήσιμη από ότι η «πραγματική» επιτάχυνση καθώς η πρώτη μπορεί απευθείας να συσχετιστεί με τις μέγιστες αναπτυσσόμενες δυνάμεις εντός της κατασκευής (Ψυχάρης 2016).

Είναι φανερό πως μια συγκεκριμένη διέγερση χαρακτηρίζεται από ένα και μοναδικό φάσμα απόκρισης, το οποίο όπως εξηγήθηκε προηγουμένως, περιγράφει την απόκριση όλων των συστημάτων (μονοβάθμιων ταλαντωτών) διαφορετικής ιδιοπεριόδου στη διέγερση αυτή για συγκεκριμένη απόσβεση. Η μορφή του εκάστοτε φάσματος απόκρισης δεδομένης εδαφικής κίνησης εξαρτάται από μια σειρά παραμέτρων όπως: ο μηχανισμός διάρρηξης, η επικεντρική απόσταση, το μέσο διάδοσης και οι τοπικές εδαφικές συνθήκες.

Από τη μελέτη των διαθέσιμων σήμερα φασμάτων απόκρισης μπορεί πολύ εύκολα να γίνει η σύγκριση μεταξύ του συχνοτικού περιεχομένου των πραγματικών σε κάθε περιοχή σεισμικών κινήσεων και των προβλεπομένων φασμάτων του εκάστοτε αντισεισμικού κανονισμού. Είναι φανερό, όπως άλλωστε παρουσιάζεται και στο Σχήμα 2.1, ότι η πραγματική φασματική επιτάχυνση όπως καταγράφεται ενόργανα είναι δυνατόν να υπερβαίνει αυτή που προκύπτει από το φάσμα του Κανονισμού, συμπέρασμα που ισχύει και για την Ελλάδα (Κάππος και Παναγόπουλος 2004).

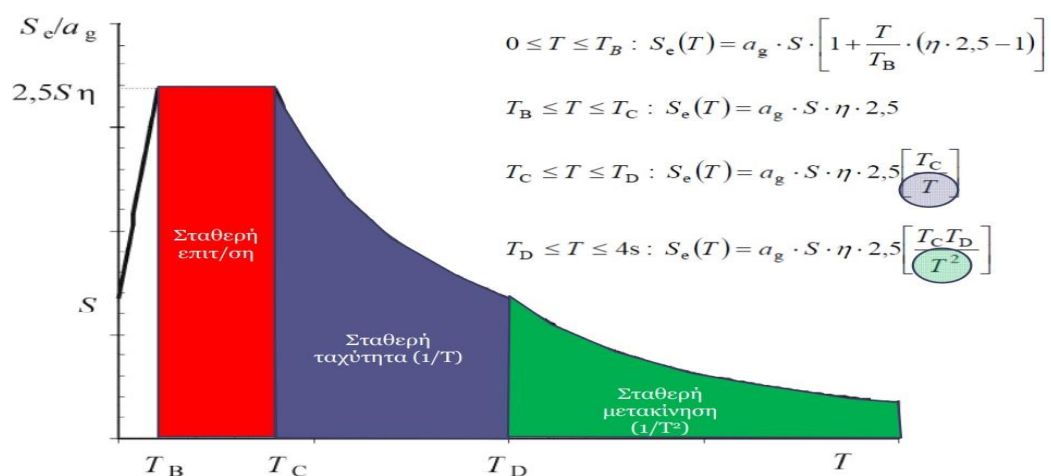
Επίσης θα πρέπει να επισημανθεί ότι οι σύγχρονες θεωρίες έχουν αναπτυχθεί σχετικά με το σχεδιασμό των κατασκευών, με βάση τις μετακινήσεις. Παρόλα αυτά, έμφαση δίνεται στο παρόν στα φάσματα επιτάχυνσης καθώς ο σχεδιασμός τόσο κατά ΕΑΚ2000 όσο και κατά Ευρωκώδικα 8 πραγματοποιείται ως επί το πλείστον με βάση τις δυνάμεις και συνεπώς την επιτάχυνση.

Η επιλογή των επιταχυνσιογραφημάτων αποτελεί σημαντικό στοιχείο για την ορθή εφαρμογή μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων. Τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης επηρεάζονται από πολλές παραμέτρους της εδαφικής διέγερσης, όπως είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, η ενέργεια του επιταχυνσιογραφήματος, το φάσμα του, ο αριθμός των κύκλων του, καθώς και η διάρκειά του (Ρεπατής 2015).

2.2.2 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 στην οριζόντια διεύθυνση

Τα φάσματα απόκρισης καταγεγραμμένων σεισμών παρουσιάζουν σημαντική διαφοροποίηση μεταξύ τους (Σχήμα 2.1), ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης και των εδαφικών συνθηκών. Ένα φάσμα απόκρισης δεν είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί άμεσα για τον αντισεισμικό υπολογισμό των κατασκευών, διότι το φάσμα αυτό αναφέρεται σε ένα συγκεκριμένο παρελθόντα σεισμό στο αντίστοιχο σημείο καταγραφής, ενώ επιθυμία μας είναι η προστασία μιας ευρύτερης περιοχής από πολλούς μελλοντικούς σεισμούς. Για τον λόγο αυτό τα φάσματα αποκρίσεως από αρκετούς σεισμούς υποβάλλονται σε μια εκτεταμένη στατιστική επεξεργασία και ομαλοποίηση. Το φάσμα που προκύπτει από την επεξεργασία αυτή ονομάζεται «ελαστικό φάσμα σχεδιασμού» (Σχήμα 2.3), δεν αντιστοιχεί σε κάποια σεισμική δόνηση πραγματική αλλά είναι αντιπροσωπευτικό των ιδιοτήτων μιας οικογενείας σεισμών (ή φασμάτων απόκρισης) και χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της αναμενόμενης σεισμικής δύναμης κατά τον σχεδιασμό μιας νέας κατασκευής. Γι' αυτό τον λόγο, στο σχεδιασμό νέων κατασκευών χρησιμοποιείται ένα εξομαλυσμένο φάσμα που καλύπτει όλες τις μορφές φασμάτων πιθανών σεισμικών διεγέρσεων στην περιοχή του έργου. Για την κατασκευή του λαμβάνονται υπόψη οι ενεργές τιμές της εδαφικής κίνησης και η κατηγορία εδάφους, δηλαδή οι εδαφικές συνθήκες στην περιοχή του έργου (Ψυχάρης 2016).

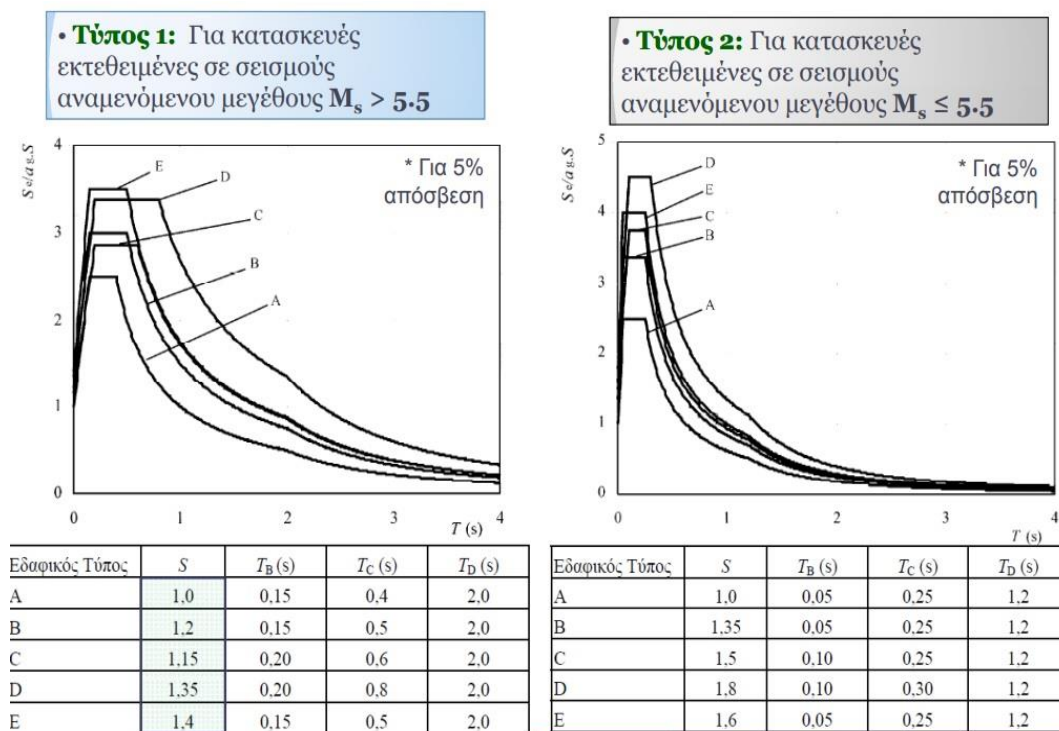
Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του EC8 δίνεται σχηματικά παρακάτω.



Σχήμα 2.3 Σχέσεις φάσματος σχεδιασμού EC8

Περιλαμβάνει μια περιοχή με ανοδική πορεία της φασματικής επιτάχυνσης με την αύξηση της περιόδου για $T \leq T_B$ μετά για τιμές περιόδου μεταξύ $T_B < T \leq T_C$ έχουμε σταθερή φασματική επιτάχυνση με τιμή 2.5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_g \cdot S$, (όπως στον ΕΑΚ 2000 μεταξύ των περιόδων T_1 και T_2). Για περίοδο $T_C < T \leq T_D$ η φασματική ταχύτητα παραμένει σταθερή και επομένως η φασματική επιτάχυνση μειώνεται με βάση τον λόγο $1/T$. Για $T > T_D$ η φασματική κίνηση παραμένει σταθερή και η επιτάχυνση μειώνεται ανάλογα του λογού $1/T^2$.

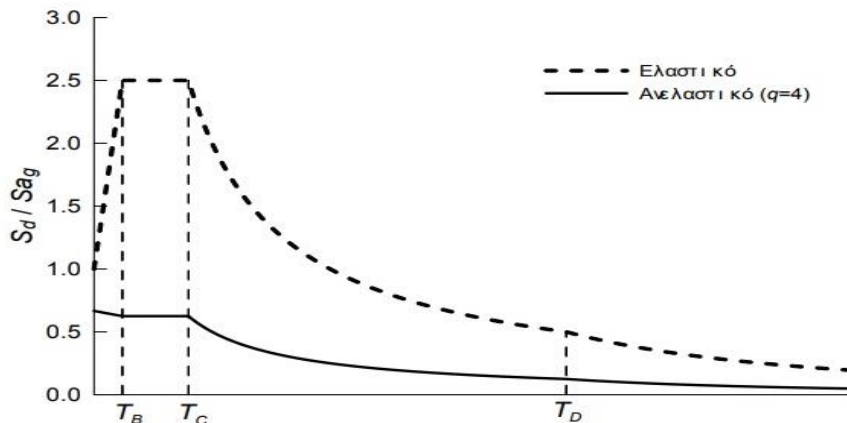
Όπως στον ΕΑΚ έτσι και στον EC8 οι σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού καθορίζονται από την μέγιστη επιτάχυνση της κατασκευής, υπό τον σεισμό σχεδιασμού ο οποίος αναπαριστάται με το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων της κατασκευής (Σχήμα 2.3). Το σημείο εκκίνησης είναι ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης, το οποίο εν συνεχεία μειώνεται με συντελεστές που λαμβάνουν υπόψη την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά σεισμική ενέργεια μέσω ανελαστικών παραμορφώσεων. Σε οριζόντιο επίπεδο η σεισμική φόρτιση δρα ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δυο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις που έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης. Σύμφωνα με τον EC8, προβλέπονται δύο διαφορετικά φάσματα σχεδιασμού, ένα για περιοχές υψηλότερης σεισμικότητας της νότιας Ευρώπης (Τύπος 1) και το άλλο για υιοθέτηση σε περιοχές χαμηλότερης σεισμικότητας της κεντρικής και βόρειας Ευρώπης (Τύπος 2). Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού, a_g , ισούται με την τιμή αναφοράς, a_{gR} , επί το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , δηλαδή $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ (Φαρδής 2012).



Σχήμα 2.4 Ανελαστικά φάσματα EC8 τύπου 1 και 2

2.2.3 Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 στην οριζόντια διεύθυνση

Από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού προκύπτει το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού (Σχήμα 2.5), το οποίο λαμβάνει υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά των κατασκευών και χρησιμοποιείται συνηθέστερα για τον ρεαλιστικό υπολογισμό των σεισμικών φορτίων (μικρότερα φορτία λόγω απορρόφησης- απόσβεσης ενέργειας μέσω μονίμων παραμορφώσεων) με διαίρεση των φασματικών επιταχύνσεων δια του συντελεστή συμπεριφοράς q .



Σχήμα 2.5 Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού EC8 και αντίστοιχο ελαστικό (Ψυχάρης 2016)

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

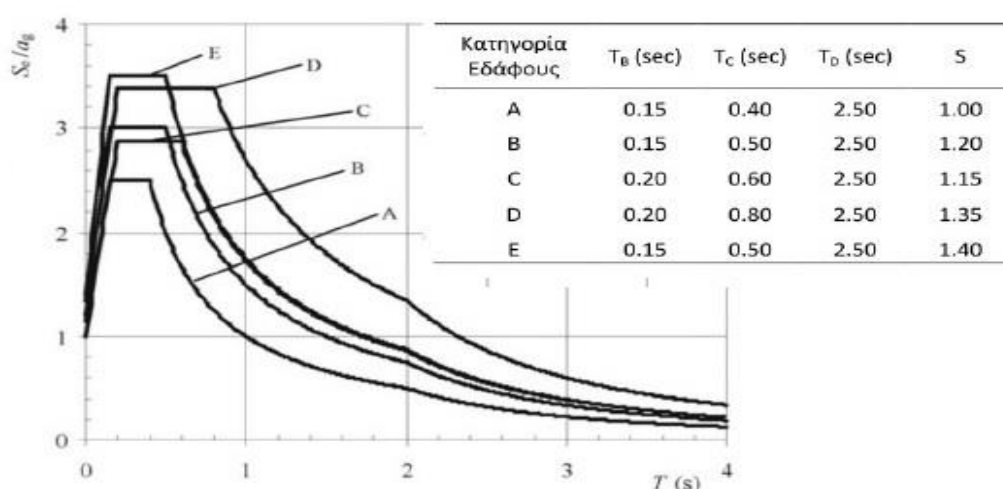
2.2.4 Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους (a_g)

Σύμφωνα με τον EC8, η εξάρτηση της σεισμικής δράσης αναφοράς (δηλαδή αυτής με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια), δίνεται σε όρους μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} στο βράχο (κατηγορία εδάφους A) από τον εθνικό χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας. Το Εθνικό Προσάρτημα του EC8 υιοθετεί για το σκοπό αυτό τις τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας του ΕΑΚ2000 και ως σεισμικές επιταχύνσεις στο βράχο τις αντίστοιχες τιμές εδαφικών επιταχύνσεων, οι οποίες παρατίθενται στον παρακάτω Πίνακα 2.1 και θεωρούνται ότι ισχύουν σε έδαφος κατηγορίας A.

Πίνακας 2.1 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας στον Ελληνικό χώρο

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους εξαρτάται από την κατηγορία εδάφους και προκύπτει από την επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} πολλαπλασιασμένη επί τον συντελεστή εδάφους S , γεγονός που συνεπάγεται γενικώς επιβάρυνση των φασματικών επιταχύνσεων επί εδάφους Β έως Ε κατά 15%-40%, σε σύγκριση με τον ΕΑΚ2000.



Σχήμα 2.6 Φάσμα σχεδιασμού και κατηγορίες εδάφους EC8

2.2.5 Φάσμα σχεδιασμού κατακόρυφης διεύθυνσης

Η σπουδαιότητα της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού σε όρους απαίτησης είναι ένα ζήτημα ακόμη υπό συζήτηση, αλλά υπάρχουν συγκεκριμένοι τύποι κατασκευών ή κατασκευαστικών στοιχείων όπως οι δοκοί πρόβολοι, για τους οποίους η κατακόρυφη φόρτιση θα μπορούσε να είναι σημαντική. Πολλοί αντισεισμικοί κανονισμοί δεν προβλέπουν κατακόρυφο φάσμα (ελαστικό ή σχεδιασμού) και αυτοί που παρέχουν γενικά το καθορίζουν ως συνάρτηση του οριζοντίου φάσματος, συνήθως με τεταγμένες μειωμένες κατά ένα τρίτο.

Δηλαδή δέχονται ότι το κατακόρυφο φάσμα είναι εξαρτημένο από το οριζόντιο τόσο στο σχήμα όσο και στις τιμές του. Ωστόσο αυτή η διαδικασία δεν είναι ρεαλιστική, όπως έχει ειπωθεί και παραπάνω, αφού αγνοεί τον κίνδυνο της ισχυρής κατακόρυφης δόνησης σε περιοχές κοντά σε ρήγματα (Καρύδης 2004).

Μετρήσεις σεισμικών επιταχύνσεων κοντά στην πηγή (ρήγμα) έχουν δείξει ότι στις μικρές περιόδους, η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής κίνησης μπορεί να ξεπεράσει την οριζόντια. Παράλληλα είναι γενικά αποδεκτό ότι το σχήμα (συχνотικό περιεχόμενο) του φάσματος της κατακόρυφης απόκρισης είναι πολύ διαφορετικό από αυτό των οριζόντιων συνιστωσών κίνησης (Bozorgnia and Campbell, 2004). Από αυτή την άποψη, ο EC8 (§3.2.2.3) έχει το πλεονέκτημα ότι καθορίζει το φάσμα κάθετης απόκρισης ανεξάρτητα και όχι ως αναλογικό του οριζοντίου φάσματος.

Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού δίνεται από τις σχέσεις που διέπουν την οριζόντια συνιστώσα, με τη διαφορά ότι ο συντελεστής εδάφους S λαμβάνεται ίσος με 1.0. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q δεν επιτρέπεται να λαμβάνεται μεγαλύτερος από 1.5, οι τιμές των περιόδων T_B , T_C , T_D αλλάζουν, η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση a_{vg} αντικαθιστά την a_g , με τον τρόπο που φαίνεται στις παρακάτω σχέσεις, ενώ οι υπόλοιπες παράμετροι λαμβάνονται όπως ορίζονται στην προηγούμενη παράγραφο.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_{vg} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_{vg} \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_{vg} \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0.2a_{vg} \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_{vg} \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0.2a_{vg} \end{cases}$$

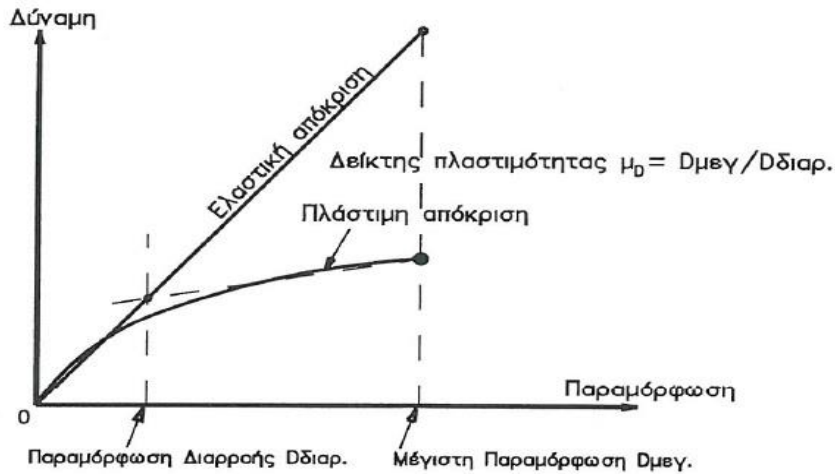
Κατά τον ΕΚ8 η κατακόρυφη συνιστώσα χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη εάν η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση, a_{vg} , είναι μεγαλύτερη από 0.2g (δηλαδή, στη Ζώνη Επικινδυνότητας Z3, καθώς και στην Z2 μόνον για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV).

2.3 Πλαστιμότητα - Κατηγορίες Πλαστιμότητας

Σύμφωνα με τη φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού, οι κατασκευές επιτρέπεται να διαρρεύσουν εάν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού, αλλά θα πρέπει οι βλάβες που θα υποστούν να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες. Το πόσο μεγάλες βλάβες θα υποστεί η κατασκευή εξαρτάται από το πόσο πολύ θα παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή (Ψυχάρης 2016). Ως πλαστιμότητα ή επί το ορθότερον ως ενδοσιμότητα, ορίζεται η ικανότητα της κατασκευής ή μέλους της κατασκευής να υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις πέρα από το σημείο διαρροής (συχνά για πολλούς κύκλους) χωρίς θραύση.

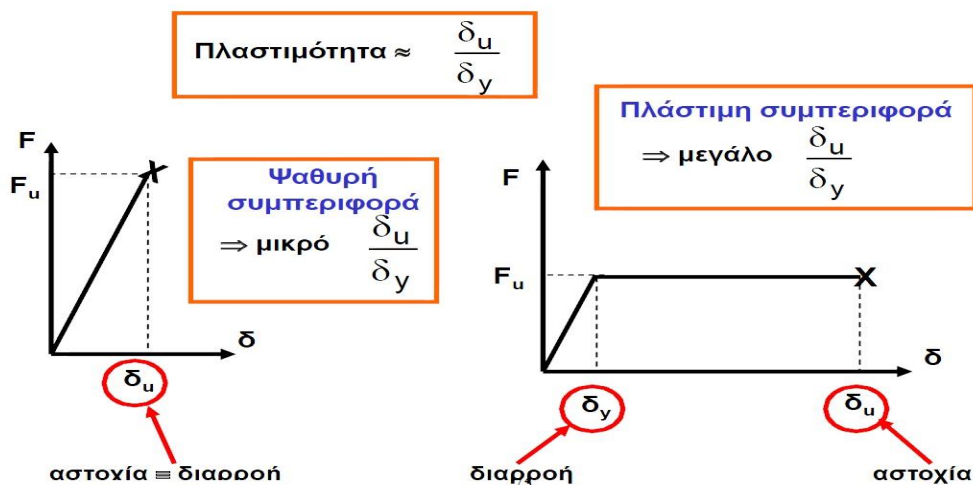
Είναι η ιδιότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια με μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις υπό σταθερή περίπου δύναμη (μετά το όριο διαρροής), χωρίς σημαντική

απώλεια της αντοχής της. Στην αντισεισμική μηχανική, η πλαστιμότητα ή ενδοσιμότητα εκφράζεται σε όρους απαίτησης και ικανότητας ή διαθεσιμότητας.



Σχήμα 2.7 Ποσοτικοποίηση του δείκτη πλαστιμότητας (LH-Λογισμική)

Μεγάλο μέρος του κανονισμού αποσκοπεί στην εξασφάλιση σταθερού και αξιόπιστου μηχανισμού απορρόφησης ενέργειας σε προκαθορισμένες κρίσιμες περιοχές, οι οποίες περιορίζουν τις αδρανειακές φορτίσεις που εμφανίζονται στις υπόλοιπες περιοχές της κατασκευής. Στην περίπτωση των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, τέτοια συμπεριφορά μπορεί να επιτευχθεί μόνο με τη διασφάλιση σταθερής πλαστικής συμπεριφοράς τέτοιων κρίσιμων ζωνών που δεν υπονομεύεται από ψαθυρούς τρόπους αστοχίας όπως διάτμηση ή σύνθλιψη στο σκυρόδεμα ή κάμψη του οπλισμού.



Σχήμα 2.8 Σκελετικό Διάγραμμα της έννοιας πλαστιμότητας (Μωρέτη 2015)

Οι κανόνες κατασκευαστικής διαμόρφωσης των διατομών και των κόμβων (περίσφιξη, συνάφεια, αγκύρωση) επιτυγχάνουν την επιδιωκόμενη πλαστιμότητα. Ο EC8 στοχεύει

στην εξασφάλιση της προστασίας της ζωής σε μεγάλους σεισμούς ταυτόχρονα με τον περιορισμό των βλαβών από πιο συχνούς σεισμούς. Αν και ο κανονισμός επιτρέπει την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων είτε με απόσβεση ενέργειας (πλάστικη συμπεριφορά) είτε χωρίς απόσβεση ενέργειας (ουσιαστικά ελαστική συμπεριφορά), διακρίνεται μια προτίμηση προς την πρώτη προσέγγιση.

Με αυτά τα δεδομένα, ο EC8 υιοθετεί τρία επίπεδα απορρόφησης ενέργειας ή πλαστιμότητας :

- Χαμηλό επίπεδο πλαστιμότητας (DCL, Ductility Class Low) ($q=1.5$)
- Μέσο ΚΠΜ (DCM, Ductility Class Medium $1.5 < q < 4$)
- Υψηλό ΚΠΥ (DCH, Ductility Class High $q > 4$).

Ο Ευρωκώδικας 8 προτείνει ο σχεδιασμός με την DCL να περιορίζεται μόνο σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας (δηλαδή περιοχές με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού κάτω από 0.10g).

Το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα δεν επιτρέπει να σχεδιάζονται φορείς κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος χαμηλής πλαστιμότητας (DCL) στην Ελλάδα. Στις δυο ανώτερες κατηγορίες πλαστιμότητας (DCM και DCH) ο σχεδιασμός βασίζεται σε αυξημένη πλαστιμότητα και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και χρησιμοποιεί τιμές συντελεστή συμπεριφοράς $q > 1.5$. Οι δυο αυτές κατηγορίες εκτός από διαφορετικούς συντελεστές συμπεριφοράς, διαφοροποιούνται ανάλογα με:

- Τους γεωμετρικούς περιορισμούς και στα υλικά (ολκιμότητα χάλυβα)
- Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού
- Τους κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού και τοπικής πλαστιμότητας (διαμόρφωσης λεπτομερειών)

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, μπορεί να διαφέρει στις διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις της κατασκευής, ενώ η κατηγορία πλαστιμότητας είναι προφανώς η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Ο σχεδιασμός με την ΚΠΜ (DCM) είναι πιο εύκολο να εκτελεστεί επί τόπου και μπορεί να παρέχει καλύτερη απόδοση σε μεσαίου μεγέθους σεισμούς. Ο σχεδιασμός με την ΚΠΥ (DCH) παρέχει μάλλον μεγαλύτερα περιθώρια ασφάλειας από την ΚΠΜ έναντι τοπικής ή καθολικής κατάρρευσης υπό το σεισμό σχεδιασμού με την προϋπόθεση να μπορεί να αναπτύξει μεγάλες παραμορφώσεις ($q > 3.5$). Πρέπει να σημειωθεί επίσης ότι ο EC8 δεν συνδέει την επιλογή μεταξύ των δυο υψηλότερων κατηγοριών πλαστιμότητας με τη σεισμικότητα της περιοχής ή τη σπουδαιότητα του έργου, ούτε θέτει κάποιο όριο στην εφαρμογή του. Εξαρτάται από τα κράτη να επιλέξουν για τις διάφορες περιοχές και για τα

διάφορα είδη κατασκευών ή ακόμα καλύτερα να αφήσουν την επιλογή αυτή στο μελετητή. Στην Ελλάδα, δεν επιτρέπεται ο σχεδιασμός με ΚΠΜ (DCM) σε κτίρια σπουδαιότητας III ή IV στις σεισμικές ζώνες Z2 ή Z3, με εξαίρεση τα προκατασκευασμένα κτίρια με τοιχώματα ή κυψελωτούς φορείς (Φαρδής 2009).

Είναι εύλογο ότι εάν οι δυνάμεις σχεδιασμού υπολογιστούν υπό την υπόθεση της πλάστιμης απόκρισης, τότε είναι απαραίτητο να διασφαλιστεί ότι η κατασκευή πράγματι θα συμπεριφερθεί με πλάστιμο τρόπο και ότι θα αποφευχθεί ο ψαθυρός τρόπος αστοχίας. Η απαίτηση αυτή αποτελεί την αρχή του Ικανοτικού Σχεδιασμού (capacity design).

2.3.1 Ο ικανοτικός σχεδιασμός ως βασική αρχή αντισεισμικού σχεδιασμού

Η πλαστική συμπεριφορά ενός δομήματος προϋποθέτει την δυνατότητα να παραμορφώνεται πέραν του ορίου διαρροής αφού αναπτύξει πλάστιμες μορφές απόκρισης, δηλαδή τα δομικά του στοιχεία (δοκοί) να διαρρεύσουν από κάμψη πριν την διαρροής τους σε διάτμηση. Επίσης να αστοχήσουν πρώτα οι δοκοί, μέσω πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα τους και μετά τα υποστυλώματα.

Η δυνατότητα αυτή εξασφαλίζεται με κατάλληλη διαστασιολόγηση – σχεδιασμό των δομικών του στοιχείων γνωστή ως ικανοτικός σχεδιασμός. Βασική διαδικασία είναι η ιεράρχηση αντοχών. Οι πλάστιμες μορφές αστοχίας (κάμψη) να προηγούνται των ψαθυρών μορφών αστοχίας (διάτμηση). Εκτός από αυτή την βασική αρχή του ικανοτικού σχεδιασμού, δεύτερος στόχος είναι ο περιορισμός αβεβαιοτήτων της αντισεισμικής αναλύσεως που αφορούν εντατικά μεγέθη και μέγεθος σεισμικών δράσεων. Γενικά πρέπει να ισχύουν οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- Η απόσβεση της σεισμικής ενέργειας πρέπει να γίνεται κυρίως από τα στοιχεία που διαθέτουν την μεγαλύτερη πλαστιμότητα και που είναι εύκολα σχετικά να επισκευασθούν.
- Αυτό μεταφράζεται με τον ικανοτικό σχεδιασμό. Δηλαδή η απαίτηση να προηγείται η αστοχία των δοκών εκείνης των υποστυλωμάτων, καθώς και των υποστυλωμάτων εκείνης των θεμελίων.
- Η αστοχία ενός δομικού στοιχείου σε κάμψη να προηγείται της αστοχίας σε διάτμηση, καθώς και της αστοχίας των αγκυρώσεων του οπλισμού οι οποίες είναι ψαθυρής μορφής αστοχίας.
- Προτιμώνται όλκιμες μορφές αστοχίες οι οποίες επιτρέπουν στην κατασκευή να αναπτύξει παραμορφώσεις, δηλαδή μεγαλύτερη πλαστιμότητα.
- Οι κόμβοι στους οποίους συντρέχουν διάφορα δομικά στοιχεία δεν πρέπει να αστοχούν προτού τα στοιχεία αυτά εξαντλήσουν την αντοχή τους.

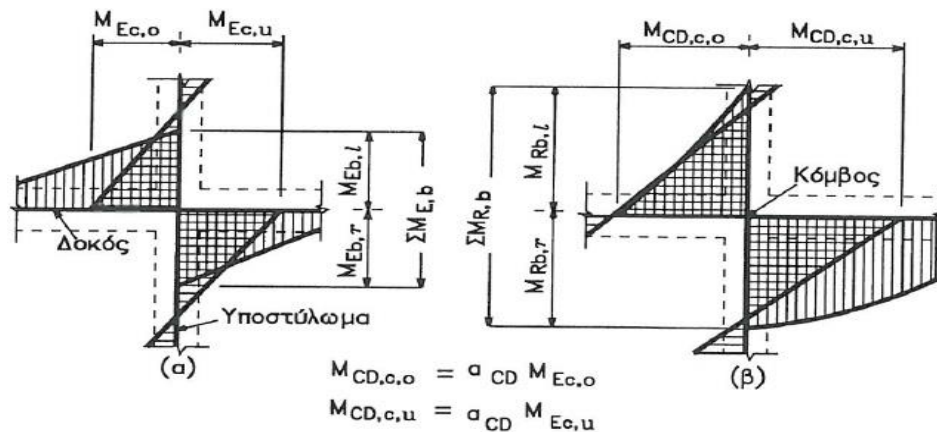
Ο απαιτούμενος για την διασφάλιση πλαστικής συμπεριφοράς οπλισμός να είναι τόσος ώστε να μην προκαλεί ανυπέβλητες κατασκευαστικές δυσχέρειες.

Για την πλαστική μορφή αστοχίας ισχύουν οι παρακάτω σχέσεις:

$$M_{CD,c,o} \geq a_{cd} \cdot M_{Ec,o} \quad \& \quad M_{CD,c,u} \geq a_{cd} \cdot M_{Ec,u} \quad [2.3]$$

$$a_{cd} = \gamma_{rd} \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Eb} \quad \text{όπου} \quad \gamma_{rd} = 1.40 \quad \text{και} \quad a_{cd} \leq q$$

a_{cd} : συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης



Σχήμα 2.9 Σχέση μεταξύ ροπών δοκών-υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο (LH-Λογισμική)

Ανεξαρτήτως υλικού του φορέα, για την αποτροπή μαλακού ορόφου, πρέπει να ικανοποιείται σ' όλους τους κόμβους κυρίων υποστυλωμάτων με δοκούς (κύριες ή δευτερεύουσες) ο ακόλουθος κανόνας «Ικανοτικού σχεδιασμού υποστυλωμάτων σε κάμψη»:

$$\Sigma MRc \geq 1.3 \Sigma MRb \quad [2.4]$$

όπου

ΣMRc : το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο (ελάχιστη τιμή στο εύρος διακύμανσης των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων για τη σεισμική δράση σχεδιασμού μαζί με τα κατακόρυφα φορτία που δρουν ταυτόχρονα), και

ΣMRb : το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο, συνυπολογίζοντας στις ροπές αντοχής τους παράλληλους στις δοκούς οπλισμούς της πλάκας μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος.

Η Εξίσωση 2.3 πρέπει να ελέγχεται και να ικανοποιείται σε δύο κάθετα μεταξύ τους κατακόρυφα επίπεδα κάμψης. Πρέπει να ικανοποιείται και για τις δύο φορές (+/-) της δράσης των ροών περί τον κόμβο (Φαρδής και Παναγιωτάκος 2009)

2.4 Κριτήρια κανονικότητας και επιπτώσεις μη κανονικότητας

Σε κτίρια που παρουσιάζουν μη κανονικότητες σε κάτοψη ή καθ' ύψος, διαμορφώνεται συγκέντρωση απαιτήσεων πλαστιμότητας σε κάποιες θέσεις της κατασκευής, γεγονός που βρίσκεται σε αντίθεση με τις απαιτήσεις περί ομοιόμορφης κατανομής της πλαστιμότητας σε κανονικά κτίρια.

2.4.1 Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος

Ως κανονικά καθ' ύψος θεωρεί ο EC8 (§4.2.3.3) τα κτίρια που πληρούν όλες τις παρακάτω συνθήκες:

- Τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία (τοιχώματα και πλαίσια) πρέπει να συνεχίζονται χωρίς διακοπή μέχρι την κορυφή του αντίστοιχου τμήματος της κάτοψης.
- Η μάζα των ορόφων και η δυσκαμψία των δομικών στοιχείων τους πρέπει να είναι η ίδια σ' όλους τους ορόφους ή να μειώνεται ομαλά από τη βάση προς την κορυφή.
- Σε πλαίσια δομικά συστήματα, δεν επιτρέπεται να υπάρχει έντονη ανομοιομορφία της υπεραντοχής έναντι οριζοντίων δράσεων (λόγος αντοχής προς σεισμική τέμνουσα ορόφου υπό το σεισμό σχεδιασμού) μεταξύ διαδοχικών ορόφων.
- Κάθε εσοχή ορόφου από τον αμέσως κατώτερο δεν επιτρέπεται να ξεπερνά το 10% της παράλληλης ολικής διάστασης του αμέσως κατώτερου ορόφου.
- Αν οι εσοχές στις δυο απέναντι πλευρές το κτιρίου στην υπόψη διεύθυνση δεν είναι συμμετρικές, η συνολική εσοχή του τελευταίου ορόφου ως προς τη βάση του κτιρίου δεν επιτρέπεται να ξεπερνά το 30% της παράλληλης διάστασης της κάτοψης στη βάση.
- Αν οι εσοχές αφορούν μια μόνο στάθμη στο κάτω 15% του ύψους του κτιρίου, αυτές δεν επιτρέπεται να ξεπερνούν συνολικά (και προς τις δυο πλευρές του κτιρίου) το 50% της κάτοψης στη βάση.

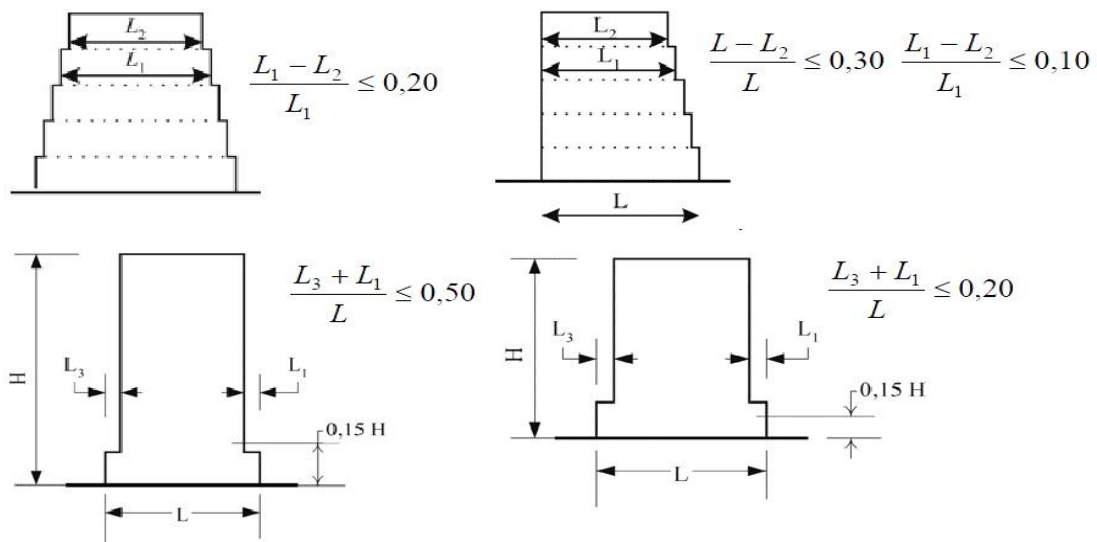
Η μη ύπαρξη κανονικότητας καθ' ύψος αναμένεται γενικώς να έχει πιο σοβαρές επιπτώσεις σε επίπεδο σχεδιασμού αλλά και στην τελική σεισμική απόκριση ενός κτιρίου σε σχέση με την έλλειψη κανονικότητας σε κάτοψη (Σχήμα 2.10). Για τον λόγο αυτόν:

- Η στατική ανάλυση με (ισοδύναμα) οριζόντια σεισμικά φορτία επιτρέπεται να εφαρμόζεται μόνο σε κτίρια κανονικά καθ' ύψος, των οποίων η θεμελιώδης

ιδιοπερίοδος ικανοποιεί και στις δυο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις τις σχέσεις: $T \leq 2 \text{ sec}$ και $T \leq 4T_C$.

- Σε μη κανονικά καθ' ύψος κτίρια μειώνεται κατά 20% ο συντελεστής συμπεριφοράς q σε σχέση με αυτόν που ισχύει σε κτίρια κανονικά καθ' ύψος.

Κατά συνέπεια, η μη κανονικότητα καθ' ύψος διαφοροποιεί, όχι μόνον την επιτρεπόμενη μέθοδο ελαστικής ανάλυσης, καθώς απαιτεί την χρήση ιδιομορφικής ανάλυσης, αλλά και το φάσμα σχεδιασμού στο οποίο αυτή βασίζεται (αφού μειώνεται ο συντελεστής συμπεριφοράς). Σημειώνεται ότι τα κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος στον Ευρωκώδικα 8 είναι ποιοτικά, ώστε να μπορούν να ελέγχονται εποπτικά και εύκολα χωρίς αναλυτικούς υπολογισμούς (Φαρδής και Παναγιωτάκος 2009).



Σχήμα 2.10 Κριτήρια Κανονικότητας καθ' ύψος σε κτίρια με εσοχές

2.4.2 Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη

Η μη ύπαρξη κανονικότητας σε κάτοψη έχει ως αποτέλεσμα την μείωση της τιμής του δείκτη συμπεριφοράς (q) (Σχήμα 2.11).

Ως κανονικά σε κάτοψη κτήρια κατά EC-8 είναι εκείνα που πληρούν τις κάτωθι συνθήκες:

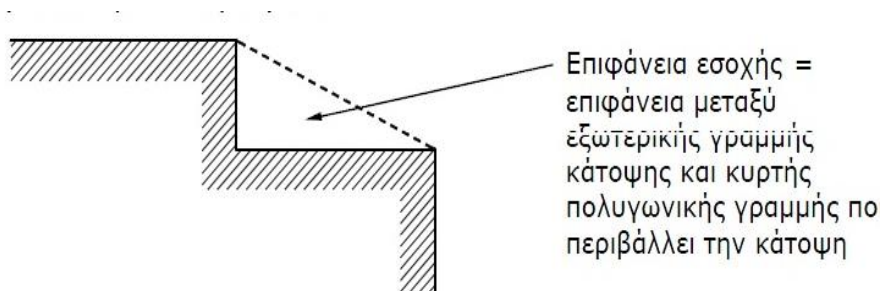
- Περίπου συμμετρική κατανομή δυσκαμψίας και μάζας και ως προς τους δύο κάθετους μεταξύ τους οριζόντιους άξονες της κάτοψης.
- Κάτοψη με λόγο πλευρών περιγεγραμμένου ορθογωνίου μέχρι 4, χωρίς εσοχές της περιμέτρου ως προς το κυρτό πολυγωνικό της περίγραμμα που να ξεπερνούν το 5% της επιφάνειας κάτοψης.

- Πατώματα πρακτικώς απαραμόρφωτα στο επίπεδό τους.
- Δομικό σύστημα που δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο σε κανέναν όροφο (ελάχιστη ακτίνα δυστρεψία ορόφου (r_i) μεγαλύτερη από την ακτίνα αδρανείας της μάζας (l_s) του σε κάτοψη,

$$r_x \geq l_s \quad r_y \geq l_s$$

- Εκκεντρότητα του κέντρου μάζας κάθε ορόφου ως προς το αντίστοιχο κέντρο δυσκαμψίας, που δεν ξεπερνά σε καμία από τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις το 30% της αντίστοιχης ακτίνας δυστρεψίας των στοιχείων δυσκαμψίας.

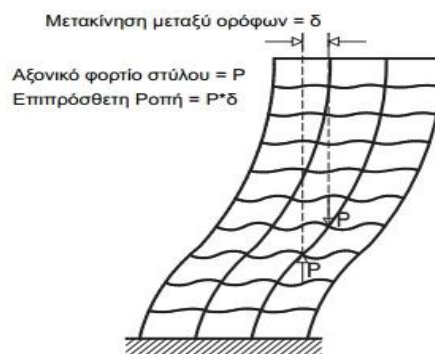
$$0.3r_x \geq e_x ; 0.3r_y \geq e_y$$



Σχήμα 2.11 Κανονικότητα σε κάτοψη – Εσοχές (Ψυχάρης 2016)

2.5 Φαινόμενα 2ας Τάξεως P-δ

Τα φαινόμενα 2ας τάξεως πρέπει να λαμβάνονται υπόψη διότι λόγω των κατακόρυφων φορτίων και ειδικά όταν αυτά είναι σημαντικά (πολυώροφα κτήρια) δημιουργούν επιπλέον εντατικά μεγέθη (ροπές) κατά την παραμόρφωση του φορέα (Σχήμα 2.12). Στην ελαστική ανάλυση τα φαινόμενα αυτά είναι μικρότερα, μικρότερες ροπές, στην μη γραμμική ανελαστική ανάλυση είναι σημαντικά. Το γινόμενο των μόνιμων και κινητών φορτίων επί την οριζόντια παραμόρφωση προκαλεί ροπές 2ας τάξεως σημαντικές για το δόμημα και τα δομικά στοιχεία ειδικά τα περιμετρικά. Λόγω σεισμικών φορτίων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό το φαινόμενο P-δ.



Σχήμα 2.12 Φαινόμενα 2ας Τάξης - Παραμόρφωση φορέα

Γενικά οι κανονισμοί, λόγω των δυσκολιών που παρουσιάζει η ταυτόχρονη θεώρηση υλικώς και γεωμετρικώς μη γραμμικών φαινομένων των υλικών και της γεωμετρίας, επιδιώκουν την καθήλωση των φαινομένων 2ας τάξης σε χαμηλά επίπεδα, έτσι ώστε κατά κανόνα η επιρροή τους επί της αποκρίσεως του φορέα να μην υπερβαίνει το 10%. Σημειώνεται επίσης ότι στους κανονισμούς οι επιρροές 2ας τάξης περιορίζονται στα φαινόμενα P-δ. Λαμβάνονται υπόψη μόνο οι πρόσθετες ροπές λόγω εκτροπής, ενώ θεωρούνται αμελητέες οι πρόσθετες ροπές, λόγω καμπύλωσης των ιδίων των δομικών στοιχείων Αυτό θεωρείται γενικά αποδεκτό για συνήθη πολυώροφα κτίρια (Αβραμίδης 2003).

Αν ισχύει η παρακάτω συνθήκη, τότε δεν λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξεως

$$\theta = (N_{ολ} \cdot \Delta) / (V_{ολ} / h) \leq 0,10$$

όπου $\Delta = q \cdot \Delta_{ελ}$ η υπολογιστική διαφορική μετατόπιση των πλακών του ορόφου .

$N_{ολ}$ και $V_{ολ}$ η συνολική αξονική και η σεισμική τέμνουσα του ορόφου αντιστοίχως και

h το ύψος του ορόφου

Είναι επίσης γνωστό (MacGregor & Hage 1977) ότι η παραπάνω συνθήκη ισχύει μόνο για επίπεδα πλαίσια υπό στατική φόρτιση με προεξέχουσα την διατμητική παραμόρφωση. Δίνει μεγάλες αποκλίσεις εφαρμοζόμενη σε μεικτά συστήματα πλαισίων-τοιχομάτων, ενώ δεν ισχύει για ασύμμετρα χωρικά συστήματα. Επίσης τα μεγέθη έντασης ($N_{ολ}$, $V_{ολ}$) και παραμόρφωσης (δ) οφείλουν να προέρχονται από την ίδια κατάσταση φόρτισης, δηλαδή να είναι ταυτόχρονα (Αβραμίδης 2003). Για τον λόγο αυτό, η εφαρμογή του ανωτέρω τύπου για τα φαινόμενα 2ας τάξης στα πλαίσια της δυναμικής φασματικής ανάλυσης των κανονισμών θεωρείται μάλλον ανεπαρκής.

Στην βιβλιογραφία προτείνεται ως κριτήριο απαλλαγής από την θεώρηση της επιρροής των φαινομένων 2ας τάξης, ο έλεγχος του δείκτη ελαστικής ευστάθειας (Αβραμίδης 2003)

$$\theta_e = P / P_{κρ,ελ}$$

όπου P : το συνολικό κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού του φορέα.

$P_{κρ,ελ}$: το κρίσιμο φορτίο λογισμού του φορέα σύμφωνα με την στατική θεωρία της ελαστικής ευστάθειας.

Ο τύπος αυτός είναι γενικής καθολικής ισχύος ανεξάρτητος είδους φορέα (πλαισιακός, μεικτός). Ο δείκτης εξαρτάται μόνον από την δυσκαμψία του φορέα και την κατανομή των κατακόρυφων φορτίων, είναι ανεξάρτητος από οποιαδήποτε οριζόντια σεισμική φόρτιση (Αβραμίδης 2003).

Ο μετελαστικός δείκτης ευστάθειας θ_e μπορεί να υπολογίζεται προσεγγιστικά με πολλαπλασιασμό του θ_e επί τον συντελεστή συμπεριφοράς q , δηλαδή $\theta = q\theta_e$.

Το κριτήριο απαλλαγής από την θεώρηση της επιρροής φαινομένων 2ας τάξης θα είναι:
 $\theta = q \theta_e \leq 0.10$

Προφανώς ο έλεγχος αυτός είναι στατικός έλεγχος που όμως κρίνεται επαρκής για συμβατική κατασκευή Ο/Σ. Ο υπολογισμός ενός αντίστοιχου δέκτη στα πλαίσια της θεωρίας της δυναμικής ελαστικής ευστάθειας παρουσιάζει σημαντικές δυσκολίες, οι οποίες πολλαπλασιάζονται περαιτέρω, αν θελήσει κανείς να θεωρήσει παράλληλα και την ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Η επιδίωξη ακριβέστερων θεωρήσεων μέσα στο ισχύον καθεστώς της ισοδύναμης γραμμικής αντισεισμικής ανάλυσης θα οδηγούσε σε καταστάσεις αρμονικής ανακρίβειας (Αβραμίδης 2003).

Σύμφωνα με τον EC8 για τα φαινόμενα 2ας τάξεως ισχύουν τα κάτωθι:

- Αν $\theta \leq 0.1$ σε όλους τους ορόφους οι επιρροές 2ας τάξεως αγνοούνται.
- Αν $\theta > 0.1$ αλλά σε όλους τους ορόφους $\theta \leq 0.2$, οι επιρροές 2ας τάξεως λαμβάνονται υπόψη με διαίρεση όλων των επιρροών 1ης τάξεως από την ελαστική ανάλυση δια $1/(1-\theta)$.
- Αν $\theta > 0.2$ οι επιρροές 2ας τάξεως απαιτείται να λαμβάνονται υπόψη με ακριβή ανάλυση.
- Για $\theta > 0.3$ δεν επιτρέπεται σε κανέναν όροφο.

Κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§5.4.7) η στατική επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην ελαστική ανάλυση με βάση τον συντελεστή μεταθετότητας (θ) όπως με τον EC8. Κατά την αποτίμηση υφισταμένων δομημάτων όταν ο συντελεστής $\theta > 0.20$, το κτίριο θεωρείται οιονεί ασταθές, οπότε απαιτείται κατάλληλη ενίσχυση ώστε να μειωθούν οι πλευρικές του μετακινήσεις στα πλαίσια των ορίων.

Στη δυναμική επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.4.7.2) κατά τις ανελαστικές αναλύσεις μπορούν να λαμβάνονται υπόψη με κατάλληλη επαύξηση των μετακινήσεων μέσω του συντελεστή C_3 της στοχευόμενης μετακίνησης. (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7).

2.6 Κριτήρια Στατικού συστήματος κατά EC8

Σύμφωνα με τον EC8 (§5.2.2.1) τα βασικά στατικά συστήματα κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος είναι τα κάτωθι:

- Τοιχωματικό σύστημα: τα τοιχώματα, όπως ορίζονται κατά EC2 ως κατακόρυφα στοιχεία με λόγο πλευρών διατομής μεγαλύτερο του 4.0, αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεγαλύτερο από 65% κατά την ελαστική ανάλυση.

- Πλαισιακό σύστημα: τα πλαίσια δοκών-υποστυλωμάτων αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεγαλύτερο από 65% κατά την ελαστική ανάλυση.
- Δυαδικό (ή διπλό) σύστημα: είτε τα τοιχώματα είτε τα πλαίσια αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεταξύ 50% και 65% κατά την ελαστική ανάλυση.

Ένα δυαδικό σύστημα μπορεί να είναι:

- α) Δυαδικό σύστημα ισοδύναμο με τοιχωματικό: όπου τα τοιχώματα αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεταξύ 50% και 65%.
- β) Δυαδικό σύστημα ισοδύναμο με πλαίσιακό: όπου τα πλαίσια δοκών-υποστυλωμάτων αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεταξύ 50% και 65%.

Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα: η ακτίνα δυστρεψίας (r_i) είναι σε κάποιον όροφο μικρότερη από την ακτίνα αδράνειας της μάζας (I_s) του σε κάτοψη, με ενδεχόμενο αποτέλεσμα κυρίως περί τον κατακόρυφο άξονα στρεπτικές ταλαντώσεις.

Ανεστραμμένο εκκρεμές: τουλάχιστον η μισή μάζα βρίσκεται συγκεντρωμένη στο άνω τρίτο του ύψους ή η ανελαστική παραμόρφωση και η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας συγκεντρώνονται στη βάση ενός μόνο κατακόρυφου στοιχείου. Ο EC8 δεν θεωρεί ως ανεστραμμένα εκκρεμή μονώροφα πλαίσιακά συστήματα με δοκούς και κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις εφόσον η ανηγμένη αξονική δύναμη

$$v_d = N_d / A_c \cdot f_{cd} < 0.30 \text{ σε όλα τα υποστυλώματα.}$$

Σημειώνεται ότι οι πιο πρόσφατοι αντισεισμικοί κανονισμοί για το σχεδιασμό κτιρίων

από σκυρόδεμα υιοθετούν χαμηλότερους συντελεστές συμπεριφοράς για τα τοιχωματικά συστήματα από ότι για τα πλαίσιακά.

Οι λόγοι είναι οι εξής:

- Τοιχώματα με μεγάλο μήκος l_w έχουν γενικά χαμηλότερα ποσοστά διαμήκους οπλισμού από ότι οι δοκοί και τα υποστυλώματα των πλαισίων. Επομένως η διάτμηση παίζει σπουδαιότερο ρόλο στην ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά τους και στην ικανότητα παραμόρφωσής τους.
- Η ακριβής συμπεριφορά υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση των τοιχωμάτων και των τοιχωματικών συστημάτων γενικότερα έχει διερευνηθεί σε μικρότερο βαθμό σε σχέση με τα πλαίσιακά συστήματα, διότι επιστημονικές έρευνες σε τοιχώματα είναι πρακτικά δύσκολες και οι αναλυτικές έρευνες είναι πιο απαιτητικές, με αποτέλεσμα οι κανονισμοί να θέτουν μεγαλύτερα περιθώρια ασφαλείας

(Φαρδης, 2009). Παρόλα αυτά, εξαιτίας αφενός των εγγενών πλεονεκτημάτων που παρουσιάζει η σεισμική συμπεριφορά των τοιχωμάτων και αφετέρου από την εμπειρία για την ευνοϊκή συμπεριφορά τους έναντι πολύ ισχυρών σεισμών, υπάρχει τάση προς σύγκλιση των συντελεστών συμπεριφοράς των πλαισιακών και των τοιχωματικών συστημάτων.

2.7 Μέθοδοι ανάλυσης αποτίμησης

Στα Κεφάλαια 2 και 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ (2017) αναλύονται οι επιτρεπόμενες μέθοδοι ανάλυσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν κατά την αποτίμηση ενός υφιστάμενου φορέα. Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων του κτιρίου απαιτείται ανάλυση για τους συνδυασμούς δράσεων σύμφωνα με §4.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Με βάση τα εντατικά μεγέθη και τις παραμορφώσεις που θα προκύψουν από την ανάλυση, με τις μεθόδους που ορίζει ο κανονισμός, γίνονται οι έλεγχοι ικανοποίησης κριτηρίων ασφάλειας - επιτελεστικότητας.

Ο EC8-3 και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προβλέπουν, τέσσερις μεθόδους υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης.

- την απλοποιημένη φασματική μέθοδο ή αλλιώς ισοδύναμη στατική ανάλυση.
- τη δυναμική φασματική μέθοδο με καθολικούς δείκτες (q) ή τοπικούς (m) συμπεριφοράς.
- την ανελαστική στατική μη γραμμική ανάλυση (υπερωθητική - pushover)
- την ανελαστική δυναμική ή μη γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων ή αλλιώς μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας.

Σε ειδικές περιπτώσεις, επιτρέπεται συμπληρωματικά ως προς τις ανωτέρω μεθόδους η εφαρμογή άλλων μεθόδων, όπως η γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, τα αποτελέσματα των οποίων δεν μπορούν να ληφθούν υπόψη όταν είναι μικρότερα αυτών.

2.7.1 Ελαστική δυναμική Φασματική Ανάλυση

Η ελαστική ανάλυση σύμφωνα με τον EC8-1 και ΚΑΝ.ΕΠΕ (Κεφάλαιο 5) βασίζεται στη λεγόμενη «δυναμική φασματική μέθοδο», γραμμική ανάλυση η οποία στοχεύει στη γραμμικοποίηση του προβλήματος της εκτίμησης της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου με βάση μια σειρά παραδοχών. Αντιστοιχεί στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης. Γενικά όλες οι κατασκευές αναμένεται να συμπεριφερθούν ελαστικά-γραμμικά μέχρις ενός ορισμένου σημείου (διαρροή). Μετά την ελαστική περιοχή η κατασκευή συμπεριφέρεται

ανελαστικά με μη γραμμική συμπεριφορά των μελών, δηλαδή μετά την διαρροή κάποιου μέλους της κατασκευής γίνεται ανακατανομή της έντασης και διαφοροποιείται η ακαμψία του συστήματος σε κάθε βήμα φόρτισης και αντίστοιχης διαρροής μέλους με αντίστοιχη παραμόρφωση αυτών.

Οι ελαστικές μέθοδοι δίνουν μια ικανοποιητική εικόνα της ελαστικής γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα και γίνεται αντιληπτό που αναμένεται να εμφανιστεί η πρώτη διαρροή, δεν μπορούν όμως να προσεγγίσουν την πραγματική συμπεριφορά του φορέα υπό σεισμική διέγερση λόγω προοδευτικής διαρροής των μελών έως την κατάρρευση (Μπάρος 2006).

Για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής απαιτείται η επίλυση των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας, η οποία μπορεί να γίνει είτε με τη μέθοδο της ιδιομορφικής φασματικής μεθόδου της επαλληλίας των ιδιομορφών, είτε με την άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας. Με δεδομένη την εξωτερική φόρτιση ενός συγκεκριμένου σεισμού υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη της κατασκευής σε κάθε χρονική στιγμή της σεισμικής φόρτισης. Κατά τον σχεδιασμό των δομημάτων επιλεγούμε διατομές του φορέα που να αντέχουν τα φορτία (στατικά, σεισμικά-δυναμικά) που αναμένεται να παραλάβουν. Πρέπει να ληφθούν υπόψη όλοι οι πιθανοί σεισμοί που ενδέχεται να πλήξουν το δόμημα κατά την διάρκεια της ζωής του. Αυτό είναι εφικτό με το ομαλοποιημένο φάσμα σχεδιασμού των κανονισμών (EC8 ή ΕΑΚ2000).

Έτσι οι αντισεισμικοί κανονισμοί, μεταξύ των οποίων και ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000), έχουν θεσπίσει απλοποιητικές μεθόδους για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίες δεν απαιτούν πλήρη δυναμική ανάλυση της κατασκευής και δεν λαμβάνουν υπόψη ευθέως την επιρροή της γεωμετρικής μη γραμμικότητας του υλικού.

Η δυναμική φασματική μέθοδος ανάλυσης είναι μια απλοποιημένη μέθοδος επαλληλίας των ιδιομορφών η οποία βασίζεται στην αποφυγή του υπολογισμού των χρονοϊστοριών που απαιτούνται τόσο με τη μέθοδο της επαλληλίας των ιδιομορφών, όσο και με την άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων κινήσεως (Παπαδρακάκης 2003).

Με την παραπάνω διαδικασία υπολογίζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των μελών για μία δεδομένη διεύθυνση σεισμικής δράσης και για κάθε ιδιομορφή χωριστά. Όμως οι μέγιστες ιδιομορφικές αποκρίσεις δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα. Επιπρόσθετα με τη χρήση των φασμάτων σχεδιασμού έχουμε χάσει και το πρόσημο κάθε μεγέθους. Για τους λόγους αυτούς, προκειμένου να υπολογίσουμε τα συνολικά εντατικά μεγέθη, για τις k ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, συνδυάζουμε τα μεγέθη των επιμέρους κανονικών μορφών στατιστικά αντί να τα προσθέτουμε αλγεβρικά. Συνήθως χρησιμοποιείται μία από τις παρακάτω μεθόδους.

Η απλούστερη μέθοδος συνδυασμού μέγιστων τιμών είναι με την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων, γνωστή και ως SRSS από τα αρχικά του αντίστοιχου αγγλικού όρου: Square Root of the Sum of the Squares. Σύμφωνα με τη μέθοδο SRSS, εάν E_i είναι η τιμή τυχαίου μεγέθους E (π.χ. ροπή, αξονική ή τέμνουσα δύναμη στο άκρον κάποιου μέλους) που προέκυψε από την επίλυση της i ιδιομορφής, η πιθανή ακραία τιμή E_{ex} του μεγέθους E που προκύπτει από τη συμμετοχή των k πρώτων ιδιομορφών υπολογίζεται από τη σχέση (Ψυχάρης 2016) :

$$E_{ex} = \pm \sqrt{\sum_j^k E_i^2}$$

Στη δυναμική φασματική μέθοδο, για την αποφυγή της χρονοβόρας διαδικασίας ευρέσεως των χρονοϊστοριών των ανεξάρτητων βαθμωτών εξισώσεων κινήσεως, υπολογίζονται οι φασματικές τιμές $\{U_{max}\}_i$ των αποκρίσεων των μετατοπίσεων που αντιστοιχούν σε κάθε μία ιδιομορφή. Στη συνέχεια υπογίζεται μία προσέγγιση της μέγιστης απόκρισης του φορέα. Η πλέον συνήθης μέθοδος υπολογισμού της μέγιστης απόκρισης είναι η τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων (Παπαδρακάκης 2003).

$$\{U_{j,max}\} = [\{U_{j,max}\}^2 + \{U_{j,max}\} + \{U_{j,max}\} + \dots + \{U_{j,max}\}^2]^{0.50}$$

η οποία ισχύει όταν οι ιδιοπερίοδοι του συστήματος δεν έχουν κοντινές τιμές.

Η μέθοδος SRSS δίνει καλά αποτελέσματα και επιτρέπεται να εφαρμόζεται εάν όλες οι ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι ανεξάρτητες. Δύο ιδιομορφές i και j θεωρούνται ανεξάρτητες εάν $T_i \leq 0.9 \cdot T_j$ (για $T_i \leq T_j$), αλλιώς θεωρούνται εξαρτημένες .

Εάν οι ιδιομορφικές αποκρίσεις δεν είναι ανεξάρτητες απαιτούνται ακριβέστερες μέθοδοι συνδυασμού τους. Μία τέτοια μέθοδος η οποία χρησιμοποιείται ευρέως στην πράξη, είναι ο πλήρης τετραγωνικός συνδυασμός γνωστός και ως CQC από τα αρχικά του αντίστοιχου αγγλικού όρου: Complete Quadratic Combination (Ψυχάρης 2016)

Η δυναμική φασματική μέθοδος ακολουθεί παρακάτω βήματα:

Βήμα 1: Υπολογισμός $L_m \times N \ll$ ιδιομορφών και ιδιοδιανυσμάτων του προβλήματος ιδιοτιμών

$$[K]\{\phi_i\} = \omega^2 [M]\{\phi_i\}, i = 1, L_m$$

Βήμα 2: Υπολογισμός των γενικευμένων μαζών κάθε ιδιομορφής

$$m_j = \{\phi_j\}^T [M]\{\phi_j\}, j = 1, L_m$$

όπου το διάνυσμα $\{r\}$ είναι το στατικό διάνυσμα επιρροής και δίνεται από το διάνυσμα των μετατοπίσεων του φορέα για μοναδιαία μετατόπιση του εδάφους κατά τη διεύθυνση του σεισμού.

Βήμα 3: Υπολογισμός του συντελεστή L_j

$$L_j = \{\phi_j\}^T [M] \{r\}$$

Βήμα 4: Υπολογισμός του συντελεστή συμμετοχής της κάθε ιδιομορφής

$$\Gamma_j = L_j/m_j$$

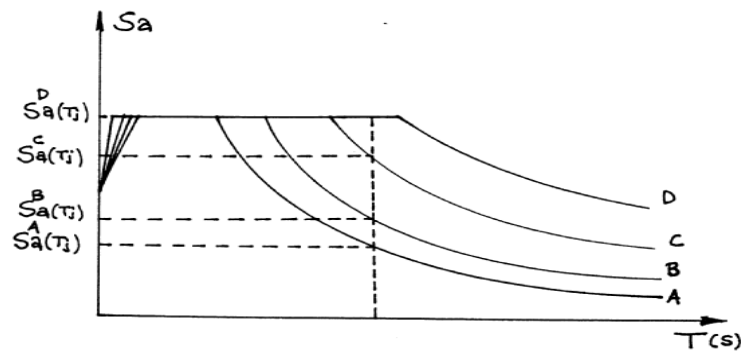
Βήμα 5: Υπολογισμός της δρώσας μάζας της κάθε ιδιομορφής

$$m_j^{\text{eff}} = L_j^2 / m_j$$

Βήμα 6: Υπολογισμός των $L < L_m \ll N$ σημαντικών ιδιομορφών

$$\sum m_{j\text{eff}} \geq \delta m_{\text{tot}}$$

όπου m_{tot} είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα του συστήματος και ο συντελεστής δ καθορίζει το ποσοστό της συνολικής μάζας που πρέπει να καλύπτεται από τις δρώσες μάζες των ιδιομορφών, ο οποίος κυμαίνεται γύρω στο 90% (Παπαδρακάκης 2003).



Σχήμα 2.13 Φάσματα απόκρισης για διαφορετικές κατηγορίες εδάφους

Βήμα 7: Υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης $S_a(T_j)$ από το φάσμα απόκρισης που αντιστοιχεί στη j ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο T_j (Σχήμα 2.13).

Βήμα 8: Υπολογισμός του μέγιστου διανύσματος μετατοπίσεων του φορέα που αντιστοιχεί στη j ιδιομορφή

$$\{U_{j,\text{max}}\} = \Gamma_j [S_a(T_j) / \omega_j^2] \{\phi_j\}$$

Βήμα 9: Υπολογισμός του τελικού διανύσματος της μετατόπισης μέσω της επαλληλίας *SRSS*

$$\{U_{j,\text{max}}\} = [\{U_{j,\text{max}}\}^2 + \{U_{j,\text{max}}\} + \{U_{j,\text{max}}\} + \dots + \{U_{j,\text{max}}\}^2]^{0.50}$$

Από το τελικό διάνυσμα $\{U_{\text{max}}\}$ της απόκρισης θα υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη των μελών του φορέα και στη συνέχεια θα γίνει η επιλογή των κατάλληλων διατομών.

2.7.1.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης.

Οι προϋποθέσεις εφαρμογής που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ στην (§5.6.1) για την αποτίμηση υφισταμένων κατασκευών είναι:

- Για όλα τα κύρια στοιχεία να προκύπτει $\lambda \leq 2.50$ ή για ένα ή περισσότερα από αυτά να προκύπτει $\lambda \geq 2.50$ και το κτίριο να είναι μορφολογικά κανονικό.
- Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών της προηγούμενης παραγράφου, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνο) της αποτίμησης η εφαρμογή δυναμικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} που προβλέπονται στην (§4.5.1) του ΚΑΝ.ΕΠΕ αυξάνονται κατά 0.15.
 γ_{sd} : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας (ΚΑΝ.ΕΠΕ πίνακας Σ4.2).

Δεν τίθενται προϋποθέσεις εφαρμογής γενικά για τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης και αποτίμησης σχετιζόμενες με την στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.

Για την πραγματοποίηση των ελαστικών αναλύσεων απαιτείται η εύρεση των δεικτών ανεπάρκειας $\lambda = S_E/R_m$ όπου S_E είναι το εντατικό μέγεθος λόγω της σεισμικής δράσης (χωρίς μείωση, με $q=1$) και R_m η διαθέσιμη αντίσταση έκαστου πρωτεύοντος στοιχείου.

2.7.1.2 Δείκτης σεισμικής συμπεριφοράς q

Οι φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα έχουν την ικανότητα απόδοσης ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων τους. Η επιρροή της πλαστιμότητας του φορέα, μειώνει την σεισμική απόκριση του η οποία λαμβάνεται υπόψη στο συντελεστή συμπεριφοράς q. Ο συντελεστής αυτός εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Πρόκειται δηλαδή για ένα συντελεστή μείωσης των τεταγμένων του ελαστικού φάσματος. Μέσω της επιλεγόμενης τιμής του q ρυθμίζεται ο βαθμός στον οποίο θα επιτραπεί στην κατασκευή να εισέλθει στην ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς υπό τον σεισμό σχεδιασμού (Αβραμίδης κ α 2011). Επίσης ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια με πλαστική συμπεριφορά χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή της. Οι κανονισμοί (ΚΑΝ.ΕΠΕ και ΕΑΚ-EC8) ορίζουν ενιαία τιμή για τον δείκτη συμπεριφοράς (q) για ολόκληρο το κτίριο. Καθορίζεται εμπειρικά με βάση τις βλάβες που έχουν παρατηρηθεί σε κτίρια έπειτα από καταστρεπτικούς σεισμούς.

Η τιμή του q εξαρτάται από τον τρόπο ανάπτυξης των μετελαστικών περιοχών, τον βαθμό υπερστατικότητας, την υστερητική και ιξώδη απόσβεση, καθώς και από άλλα χαρακτηριστικά της κατασκευής (Παπαδρακάκης 2003).

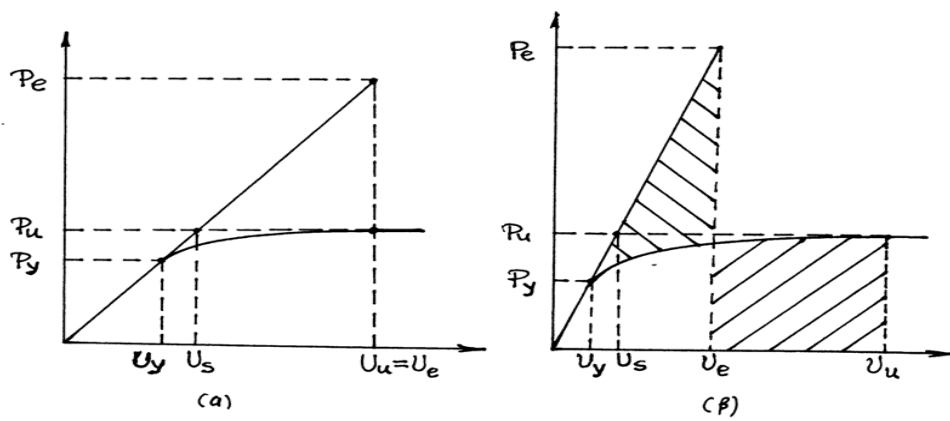
Ο συντελεστής q εξαρτάται από τον τύπο του φορέα, από την κανονικότητά του σε κάτοψη και όψη και από την κατηγορία πλαστιμότητας.

Η ποσοτική έκφραση του δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις.

$$q_d = P_e / P_u = U_e / U_y \quad [2.5]$$

$$q_{\pi} = P_u / P_y = U_u / U_y \quad [2.6]$$

όπου P_y και P_u είναι τα φορτία που αντιστοιχούν στο τέλος της ελαστικής συμπεριφοράς και στο οριακό φορτίο καταρρέυσεως, ενώ U_y , U_e και U_u είναι οι μετατοπίσεις της κορυφής του κτηρίου που αντιστοιχούν στα φορτία P_y , P_e και P_u , αντίστοιχα.



Σχήμα 2.14 Πραγματική μη γραμμική και γραμμική-ελαστική καμπύλη φορτίου-μετατόπισης. (α) Εύκαμπτο κτήριο (β) Δύσκαμπτο κτήριο (Παπαδρακάκης 2003)

Σε εύκαμπτα συστήματα με θεμελιώδη ιδιοπερίοδο $T_1 > 0.6s$ ισχύει $U_u \approx U_e$ (Σχήμα 2.14 (α)), οπότε ο συντελεστής συμπεριφοράς δίνεται από τη σχέση:

$$q = q_0 \quad [2.7]$$

Για πιο δύσκαμπτα συστήματα ($0.1s < T_1 < 0.6s$), οι μετελαστικές μετατοπίσεις είναι μεγαλύτερες από τις ελαστικές (Σχήμα 2.14(β)). Η εμπειρική σχέση που συνδέει τις δύο αυτές χαρακτηριστικές μετατοπίσεις βασίζεται στην αρχή των ίσων ενεργειών (βλ. γραμμοσκιασμένες περιοχές του Σχήματος 2.14 (β)) και έχει τη μορφή:

$$U_u = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}} U_e, \quad \mu = \frac{U_u}{U_s}$$

$$q = q_0 \sqrt{2\mu-1} < q_d q_0$$

όπου μ είναι ο **δείκτης πλαστιμότητας** ως προς τις μετατοπίσεις και U_s είναι η ελαστική μετατόπιση που αντιστοιχεί στο οριακό φορτίο P_u (Παπαδρακάκης 2003).

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q αντιπροσωπεύει μια προσέγγιση του λόγου των ελαστικών σεισμικών δυνάμεων προς τις σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού. Οι τιμές του q , οι οποίες περιλαμβάνουν και την επιρροή της ιξώδους απόσβεσης, δίδονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα για κάθε κατηγορία πλαστιμότητας. Για οιονεί ελαστική συμπεριφορά ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται ίσος με $q=1.5$, ενώ δεν χρειάζεται να λαμβάνεται μικρότερος (EC8-1 §5.2.2.2) (LH-Λογισμική 2016).

Όταν γίνεται χρήση ελαστικών αναλύσεων με καθολικό δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς, οι παραμορφώσεις θα υπολογίζονται με βάση την φασματική ιδιομορφική μέθοδο είτε με βάση την μέθοδο της χρονοϊστορίας της απόκρισης (KAN.ΕΠΕ §5.6.3.3), θα πολλαπλασιάζονται επί τον συντελεστή συμπεριφοράς (q) ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων.

Ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού του κτιρίου λαμβάνονται υπόψη τιμές q^* (KAN.ΕΠΕ §4.6.1) που δίνονται στον Πίνακα 2.2 με τιμή αναφοράς q' , την τιμή που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας B «Σημαντικές Βλάβες».

Πίνακας 2.2 Τιμές του λόγου q^*/q'

Στάθμη επιτελεστικότητας		
«Περιορισμένες βλάβες» (Α)	«Σημαντικές βλάβες» (Β)	«Οιονεί κατάρρευση» (Γ)
0,6	1,0	1,4
πάντως δε $1,0 < q^* < 1,5$		

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ αναφέρεται στο δείκτη συμπεριφοράς δίνοντας τιμές για υφιστάμενα κτήρια ανάλογα του χρόνου κατασκευής, της επιρροής των τοιχοπληρώσεων και του γεγονότος αν υπάρχουν ή όχι βλάβες στα πρωτεύοντα δομικά στοιχεία (Πίνακας 2.3).

Πίνακας 2.3 Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για στάθμη επιτελεστικότητας B

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)		Δυσμενής (γενικός) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985<...<1995(2)	2,3	1,7	1,7	1,3
...<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Όταν εφαρμόζεται η μέθοδος του ενιαίου καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q , αυτός επιτρέπεται να λαμβάνεται αυξημένος κατά 25% για την αποτίμηση (KAN.ΕΠΕ §4.6.1).

Για την τιμή του δείκτη συμπεριφοράς q_v που εκφράζει την κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής δράσης ισχύει ο EC8-1 §3.2.2.5(5),(7). Δηλαδή για όλα τα υλικά και τα στατικά συστήματα να επιλέγεται $q_v \leq 1,5$.

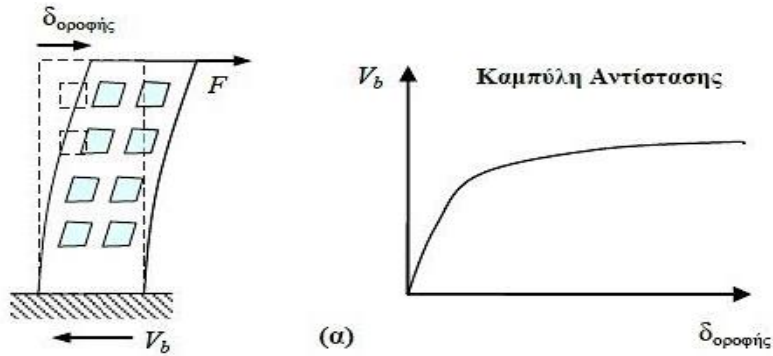
2.7.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση ή Υπερωθητική

Αποτελεί πλέον γενική παραδοχή, ότι ο σχεδιασμός ή ανασχεδιασμός με την μέθοδο των δυνάμεων δεν μπορεί να ανταποκριθεί στις ανάγκες του σχεδιασμού έναντι σεισμού για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας, ενώ οι ανελαστικές παραμορφώσεις αποτελούν περισσότερο αντιπροσωπευτική παράμετρο για τον σχεδιασμό και την αποτίμηση των κατασκευών, έναντι των οριζοντίων δυνάμεων. Η πραγματική (δυναμική) απόκριση μιας κατασκευής στον σεισμό σχετίζεται κυρίως με επιβαλλόμενη παραμόρφωση παρά με δυνάμεις (Ρεπαπής 2015). Έτσι η στατική ανελαστική ανάλυση υπό αυξανόμενη ένταση γίνεται όλο και περισσότερο απαραίτητη για τον αντισεισμικό σχεδιασμό και την σεισμική αποτίμηση των κατασκευών.

Η ανελαστική στατική ανάλυση η υπερωθητική ανάλυση, γνωστή και ως pushover, επιτρέπει μια πιο ακριβή προσέγγιση της συμπεριφοράς της κατασκευής, μια ρεαλιστικότερη εκτίμηση της εντατικής και παραμορφωσιακής της κατάστασης και παρέχει πληροφορίες για τα μέλη της που δεν παρέχουν οι ελαστικές μέθοδοι. Στόχος της είναι η εκτίμηση και ο υπολογισμός κυρίως των ανελαστικών παραμορφώσεων αλλά και των εντατικών μεγεθών, που θα αναπτυχθούν σε μία κατασκευή, υπό σεισμική δράση, ανάλογα με την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας και του σεισμικού φάσματος.

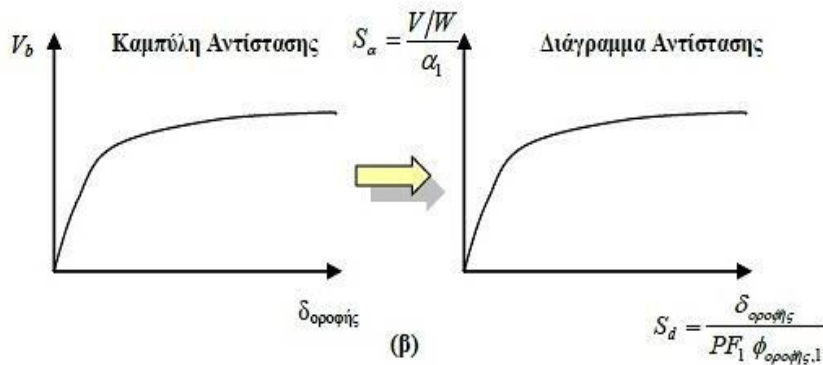
Η μεθοδολογία της προβλέπει την εφαρμογή οριζόντιας σεισμικής δύναμης στο προσομοίωμα και την κατανομή της (ομοιόμορφη, τριγωνική ή ιδιομορφική) στους κόμβους και τα μέλη ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού. Τα φορτία αρχίζουν να αυξάνουν σταδιακά μέχρι ο φορέας να μετατραπεί σε μηχανισμό και καταρρεύσει. Κατά τη διάρκεια της διαδικασίας, κάθε φορά που κάποια διατομή διαρρέει (δημιουργία πλαστικής άρθρωσης), το προσομοίωμα τροποποιείται κατάλληλα και συνεχίζεται η διαδικασία επαύξησης. Σε κάθε βήμα εξετάζεται η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση ενός χαρακτηριστικού σημείου του φορέα (κόμβος ελέγχου), συνήθως στην κορυφή του (ACE Hellas 2016).

Το βασικό λοιπόν αποτέλεσμα της ανάλυσης είναι η δημιουργία της καμπύλης δύναμης (τέμνουσας βάσης) – μετακίνησης ή αλλιώς καμπύλης αντίστασης της κατασκευής. Η καμπύλη αυτή παρέχει μία αντιπροσωπευτική εικόνα της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής (Σχήμα 2.15).



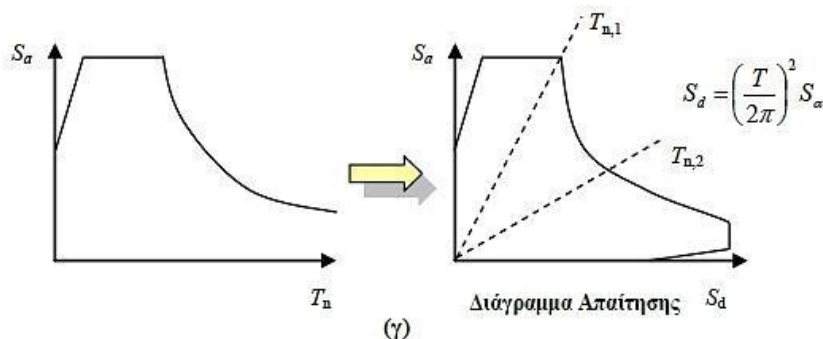
Σχήμα 2.15 Διάγραμμα καμπύλης αντίστασης (Ρεπαπής 2015)

Στη συνέχεια μετατρέπεται η καμπύλη αντίστασης σε διάγραμμα αντίστασης, δηλαδή σε όρους φασματικής ψευδοεπιτάχυνσης, S_a , – φασματικής μετακίνησης S_d (Σχήμα 2.16).



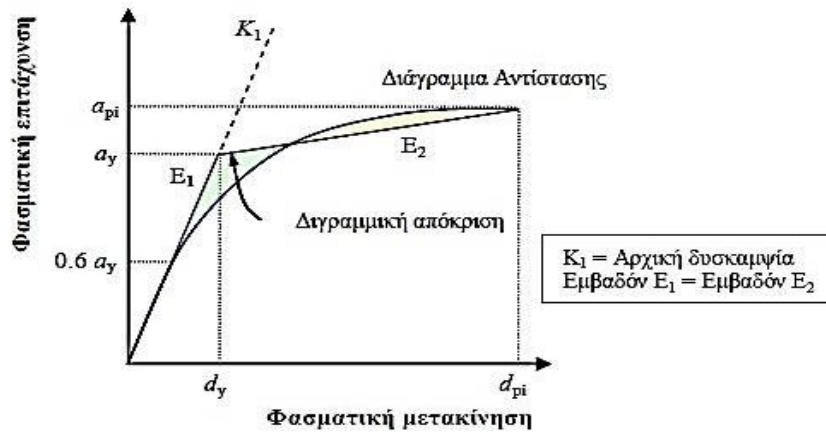
Σχήμα 2.16 Διάγραμμα μετατροπής της καμπύλης αντίστασης σε διάγραμμα αντοχής (Ρεπαπής 2015)

Μετατρέπεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης από την συνήθη μορφή του σε όρους φασματικής ψευδοεπιτάχυνσης, S_a – ιδιοπεριόδου T_n , σε όρους φασματικής ψευδοεπιτάχυνσης S_a , – φασματικής μετακίνησης S_d , ώστε να παραχθεί το διάγραμμα απαίτησης (Σχήμα 2.17) (Ρεπαπής 2015).



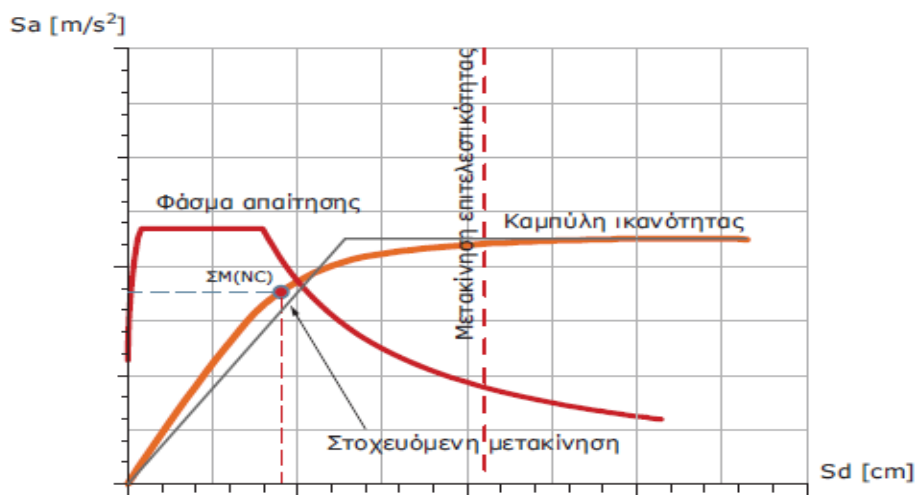
Σχήμα 2.17 Διάγραμμα μετατροπής ελαστικού φάσματος απόκρισης σε όρους φασματικής επιτάχυνσης (Ρεπαπής 2015)

Η καμπύλη αυτή εξιδανικεύεται σε μία διγραμμική καμπύλη αντίστασης που αντιστοιχεί στο διάγραμμα Δύναμης – μετακίνησης ή Φασματικής επιτάχυνσης – μετακίνησης ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Εξισώνονται τα εμβαδά E_1 και E_2 κάτω από το διάγραμμα αντίστασης και κάτω από το ισοδύναμο διγραμμικό διάγραμμα, επιτυγχάνεται δηλαδή η εξίσωση των ενεργειών που σχετίζονται με την κάθε καμπύλη (Σχήμα 2.18).



Σχήμα 2.18 Διγραμμική απόκριση διαγράμματος αντίστασης (Ρεπαπής 2015)

Ακολούθως και με βάση το σεισμό σχεδιασμού υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, η οποία προκύπτει από την ελαστική μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, πολλαπλασιασμένη με κατάλληλους τροποποιητικούς συντελεστές. Τέλος γίνεται έλεγχος των κριτηρίων επιτελεσματικότητας.



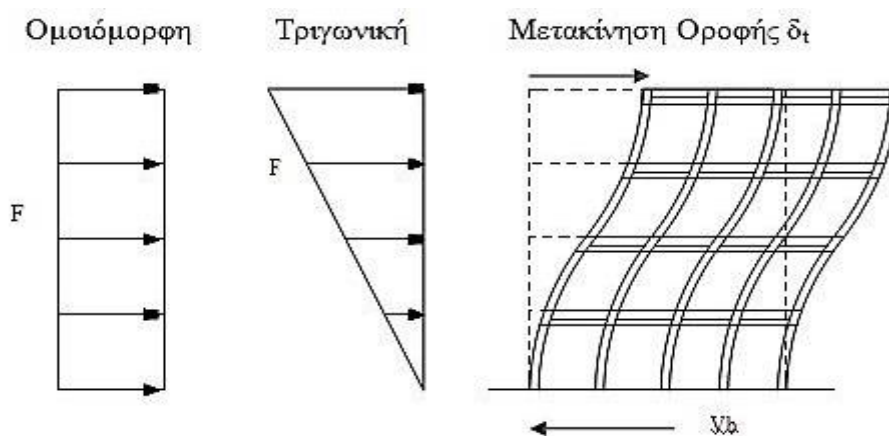
Σχήμα 2.19 Διάγραμμα καμπύλης ικανότητας – φάσμα απαίτησης - στοχευόμενη μετακίνηση

Ουσιαστικά όπως προβλέπεται στον κανονισμό επεμβάσεων γίνεται σύγκριση των διαθέσιμων αντοχών των στοιχείων του δομήματος με τις αντίστοιχες δράσεις, έτσι όπως αυτές προκύπτουν από την ανάλυση για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με τη στοχευόμενη. Οι έλεγχοι γίνονται τόσο σε επίπεδο εντάσεων όσο και σε επίπεδο παραμορφώσεων ανάλογα με την διάκριση των δομικών στοιχείων (πλάστιμα και ψαθυρά).

Η ανελαστική στατική ανάλυση παρέχει επίσης πληροφορίες και πλήρη εποπτεία για τη σειρά εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη. Ο μελετητής έχει πλέον πλήρη εικόνα της σταδιακής παραμορφωσιακής κατάστασης του φορέα σε κάθε βήμα και μπορεί να εντοπίσει εύκολα και γρήγορα τα “αδύνατα” σημεία της κατασκευής. Η μέθοδος χρησιμοποιείται κυρίως στην αποτίμηση και τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας υπαρχόντων κτιρίων σε σχέση με καθορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή με τον επιθυμητό και στοχευόμενο τρόπο συμπεριφοράς του κτιρίου, με βάση τα όσα προβλέπει ο νέος κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017).

Το πόσο ρεαλιστική θα είναι η εικόνα της κατασκευής με βάση την καμπύλη Pushover, εξαρτάται από το πόσο αξιόπιστη και αντιπροσωπευτική είναι η προσομοίωση των επιμέρους φερόντων στοιχείων του φορέα αλλά και από τον τύπο φορτίσεων. Γι’ αυτό τον λόγο οι κανονισμοί (ΚΑΝ.ΕΠΕ – EC8-3) προβλέπουν 3 τύπους φορτίσεων (Σχήμα 2.20).

- Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης, όπου γίνεται θεώρηση σταθερής κατανομής φορτίων καθ’ ύψος του κτιρίου .
- Τριγωνική κατανομή φόρτισης, όπου γίνεται η θεώρηση γραμμικού προφίλ επιταχύνσεων καθ’ ύψος του κτιρίου.
- Κατανομή με βάση τις ιδιομορφές για κατανομές φορτίων που αντιστοιχούν σε επαλληλία επαρκούς αριθμού ιδιομορφών. Στο τέλος γίνεται συνδυασμός των αποτελεσμάτων και λαμβάνεται μια τελική καμπύλη αντίστασης.



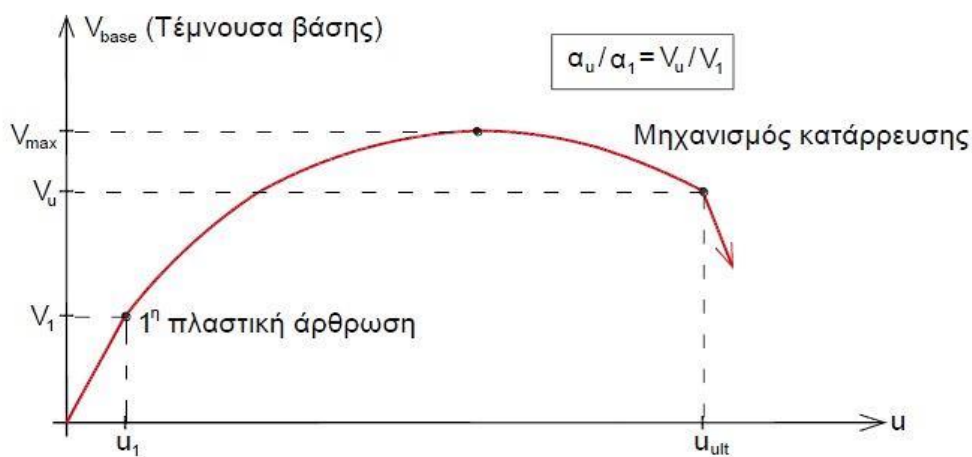
Σχήμα 2.20 Κατανομές φορτίσεων στην ανελαστική γραμμική ανάλυση (pushover)

Η μη γραμμική στατική ανάλυση για να δώσει ακριβή αποτελέσματα και ταυτόχρονα να παραμείνει απλή στην εφαρμογή της, απαιτείται μελέτη για τον προσδιορισμό της κατάλληλης κατανομής φορτίων. Μια μόνο κατανομή, δεν μπορεί να εντοπίσει τις μεταβολές στις τοπικές απαιτήσεις που αναμένονται στο σεισμό σχεδιασμού (Ρεπαπής 2015). Για το λόγο αυτό απαιτείται (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7.3.3) η χρήση τουλάχιστον δύο διαφορετικών κατανομών οριζόντιας δράσης καθ’ ύψος στις στάθμες των διαφραγμάτων,

ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω επιρροής των ανωτέρω ιδιομορφών. Κατά τον EC8-3 συνίσταται να λαμβάνεται υπόψη δυο κατανομές.

Ομοιόμορφη κατανομή, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από την στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνσης απόκρισης) και Ιδιομορφική κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην αυτοεξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση.

Η ανελαστική ανάλυση (pushover) μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί στον ανασχεδιασμό καθώς και σε νέα κτίρια προκειμένου να προσδιοριστεί από την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής ο λόγος α_u/α_1 ο οποίος απαιτείται, σύμφωνα με τον EC8, για τον υπολογισμό του συντελεστή q της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής (Σχήμα 2.21).



Σχήμα 2.21 Καμπύλη αντίστασης – προσδιορισμός του λόγου α_u/α_1 (ΡΑΦ 2013)

Οι παράμετροι του λόγου α_u/α_1 είναι οι εξής.:

- α_1 είναι η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού ώστε να σχηματιστεί η πρώτη πλαστική άρθρωση σε κάποια διατομή στοιχείου της κατασκευής, δηλαδή να γίνει υπέρβαση της ροπής διαρροής ενώ διατηρούνται σταθερές οι τιμές των υπολοίπων δράσεων που συνθέτουν τον συνδυασμό των δράσεων σχεδιασμού.
- α_u είναι η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού έτσι ώστε να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις σε τόσες θέσεις της κατασκευής ώστε να προκύψει πλήρως πλαστικός μηχανισμός, ενώ διατηρούνται σταθερές οι τιμές των υπολοίπων δράσεων που συνθέτουν τον συνδυασμό των δράσεων σχεδιασμού.

2.7.2.1 Παραδοχές εφαρμογής Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται σε σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση η ανασχεδιασμός (KAN.ΕΠΕ §5.7.1.1). Εκτός από τις τιμές των παραμορφώσεων η μέθοδος δίνει και τιμές δυνάμεων (εντατικών μεγεθών), οι οποίες είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους συμπεριλαμβανόμενου και ικανοτικών ελέγχων.

Ο έλεγχος ασφάλειας γίνεται με σύγκριση της μεγίστης διαθέσιμης και στοχευόμενης απόκρισης της «κορυφής» του δομήματος σε όρους δυνάμεων-μετακινήσεων που αντιστοιχεί στην σεισμική δράση επανελέγχου, οι δε τιμές υλικών λαμβάνονται με τις αντιπροσωπευτικές τους τιμές και οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας ιδιοτήτων υλικών εξαρτώνται από την φύση του κρισίμου μεγέθους και τον τύπο αστοχίας ψαθυρός ή πλάστιμος (KAN.ΕΠΕ §4.1.4).

Συνίσταται διασφάλιση τουλάχιστον «Ικανοποιητικής Σ.Α.Δ».

Η χρήση της ανελαστικής στατικής μεθόδου για αποτίμηση επιτρέπεται κυρίως για στάθμη επιτελεστικότητας Β και Γ.

Η Στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή ανωτέρων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική, όταν η τέμνουσα βάσης σε έναν όροφο που προκύπτει από την ανάλυση δεν υπερβαίνει το 130% εκείνης από την δεύτερη ανάλυση. Γίνεται πρώτα μια ελαστική δυναμική ανάλυση όπου συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές, οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή σε κάθε κατεύθυνση.

Θα πρέπει το κτίριο να αναλύεται για φορτία σε δυο διευθύνσεις (χωρική επαλληλία δράσεων) με λόγο των αντίστοιχων τεμνουσών βάσεως 10:3 και χωριστά 3:10 (KAN.ΕΠΕ §5.4.9.β).

Σε κτίρια χωρίς έντονη ασυμμετρία σε κάτοψη επιτρέπεται η εφαρμογή των φορτίων σε κάθε διεύθυνση χωριστά, αλλά με παράλληλη αύξηση της στοχευόμενης μετακίνησης κατά 30% (KAN.ΕΠΕ §5.4.9 και §5.7.3,6(γ))

Επίσης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της στρέψης, η οποία θα υπολογίζεται πολλαπλασιάζοντας την στοχευόμενη μετακίνηση (δ_i) με την μέγιστη τιμή “ η ”, η οποία υπολογίστηκε από ελαστική ανάλυση για οποιονδήποτε όροφο του κτιρίου (KAN.ΕΠΕ §5.4.2δ). Ο συντελεστής “ η ”, επαύξησης των μετακινήσεων υπολογίζεται ως ο λόγος της μέγιστης μετακίνησης σε οποιαδήποτε σημεία του διαφράγματος προς τη μέση μετακίνηση ($\eta = \delta_{\max} / \delta_{\text{avg}}$).

2.7.2.2 Αδυναμίες της ανελαστικής στατικής μεθόδου.

Είναι σαφές ότι πρόκειται για μια προσεγγιστική προς το παρόν ανάλυση η οποία βασίζεται σε στατική φόρτιση. Άρα υπάρχει αδυναμία να προσομοιώσει επαρκώς τα δυναμικά φαινόμενα. Βέβαια οι κανονισμοί προκειμένου η ανελαστική στατική μέθοδος να είναι όσο το δυνατόν πιο ακριβής, επιβάλλουν να λαμβάνονται υπόψη δυο κατανομές φόρτισης τουλάχιστον και επιπλέον να λαμβάνεται υπόψη η χωρική επαλληλία δράσεων (φορτία σε δυο κάθετες διευθύνσεις ταυτόχρονα), με τον κανόνα του 3:1.

Η καθ' ύψος κατανομή των οριζόντιων φορτίων που επιβάλλονται στο προσομοίωμα θα πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να προσεγγίζει την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων που αναμένεται να εμφανιστούν σε μια πραγματική σεισμική διέγερση. Όπως είναι γνωστό, στη γενική περίπτωση των ασύμμετρων κτιρίων υπό τυχαία μεταφορική σεισμική διέγερση, εμφανίζονται δυνάμεις όχι μόνο κατά τη διεύθυνση της διέγερσης αλλά και κάθετα σε αυτήν. Επιπλέον εμφανίζονται και ροπές στρέψης γύρω από τον κατακόρυφο άξονα. Στη σχετική διάταξη του EC8-3, κάτι τέτοιο δεν αναφέρεται ρητώς, ούτε όμως και αποκλείεται, τουλάχιστον στην περίπτωση της “ιδιομορφικής” κατανομής. Σημειώνεται ότι η επιλογή της κατανομής φορτίων επηρεάζει καθοριστικά τόσο τη μορφή της ικανοτικής καμπύλης, όσο και τη διαδικασία υπολογισμού της μετακίνησης στόχου (Αβραμίδης 2008).

Η μέθοδος δίνει αποδεκτά αποτελέσματα μόνο όταν ο φορέας ταλαντώνεται κατά «προεξάρχοντα» τρόπο, δηλαδή με βάση την πρώτη ιδιομόρφη ταλάντωσης (θεμελιώδης ιδιομορφή). Αυτό την κάνει εφαρμόσιμη σε επίπεδα συστήματα ή χωρικά συστήματα με μικρή επιρροή της στρέψης.

Στην εργασία των Πενέλη και Κάππου (2001) με τίτλο «Το πρόβλημα της στρέψης στη χωρική στατική ανελαστική ανάλυση», αναφέρεται ότι από την θεώρηση της υπάρχουσας βιβλιογραφίας καθίσταται σαφές ότι υπάρχει μια αδυναμία της στατικής ανελαστικής ανάλυσης να προσομοιώσει τα στρεπτικά φαινόμενα ασύμμετρων ή στρεπτικά ευαίσθητων κατασκευών. Έτσι παρατηρούνται σημαντικότερες διαφορές στις εκτιμήσεις για την επιρροή των ανελαστικών μοντέλων που επιλέγονται- από τα απλούστερα διγραμμικά στα πιο σύνθετα υστερητικά, αλλά και σημαντικότερη επιρροή της εδαφικής κίνησης που εισάγεται, καθιστώντας όλες τις μεθόδους στατικών ανελαστικών αναλύσεων, εξαιρετικά ευαίσθητες σε αυτήν την παράμετρο.

2.7.3 Στοχευόμενη μετακίνηση

Για κάθε φόρτιση παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής σε όρους τέμνουσας βάσης V – μετατόπισης του κόμβου ελέγχου δ (Σχήμα 2.16). Το διάγραμμα του πολυβάθμιου ταλαντωτή V - δ μετατρέπεται σε καμπύλη επιτάχυνσης - μετατόπισης S_a - S_d για το ισοδύναμο σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας (Σχήμα 2.18). Ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετατόπισης S_M για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας πραγματοποιείται βάσει του διαγράμματος S_a - S_d (Σχήμα 2.19).

Η μεθοδολογία που προτείνεται βασίζεται στην απόκριση του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή, για τον οποίο η αντίστοιχη καμπύλη αντίστασης προκύπτει ως εξής: (LH-Λογισμική 2016 σελ. 683)

Η μάζα m^* του ισοδύναμου συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας δίδεται από τις μάζες m_i του πολυβάθμιου ταλαντωτή σε κάθε στάθμη i πολλαπλασιασμένες με την ιδιομορφική μετατόπιση Φ_i (Σχήμα 2.22).

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i$$

Η δύναμη F^* και η μετατόπιση d^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή υπολογίζονται από την τέμνουσα βάσης F_b και την μετατόπιση του κόμβου ελέγχου d_n :

$$F^* = F_b / \Gamma \cdot d^* = d_n / \Gamma$$

Όπου Γ ο συντελεστής μετατροπής

$$\Gamma = m^* / \sum m_i \cdot \Phi_i^2$$

Εξαρτάται επίσης και από την κατανομή φόρτισης.

Έτσι για ομοιόμορφη κατανομή έχουμε:

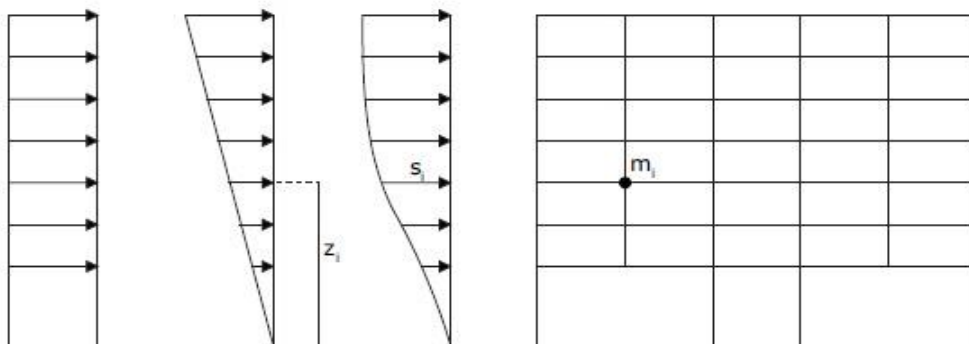
$$F^* = F_b \cdot m_i / m_j$$

Για τριγωνική κατανομή:

$$F^* = F_b \cdot z_i \cdot m_i / \sum z_j \cdot m_j \quad \text{όπου } z_i \text{ ύψος}$$

Για την ιδιομορφική :

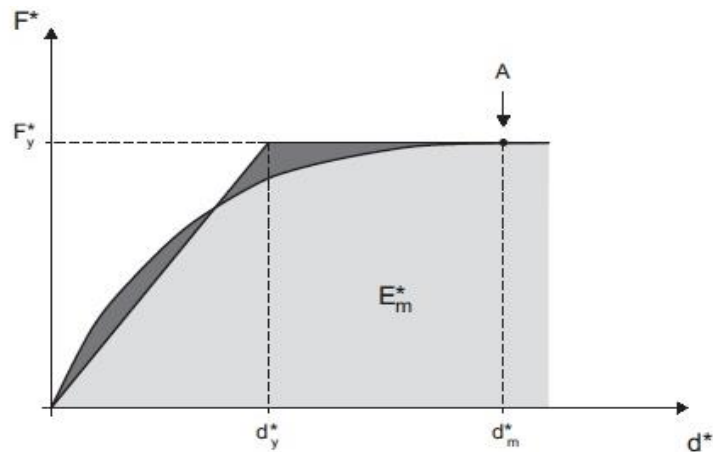
$$F^* = F_b \cdot s_i \cdot m_i / \sum s_j \cdot m_j$$



Σχήμα 2.22 Κατανομές φόρτισης . Ομοιόμορφη, τριγωνική, ιδιομορφική

Μέθοδος EC8-3, παράρτημα Β

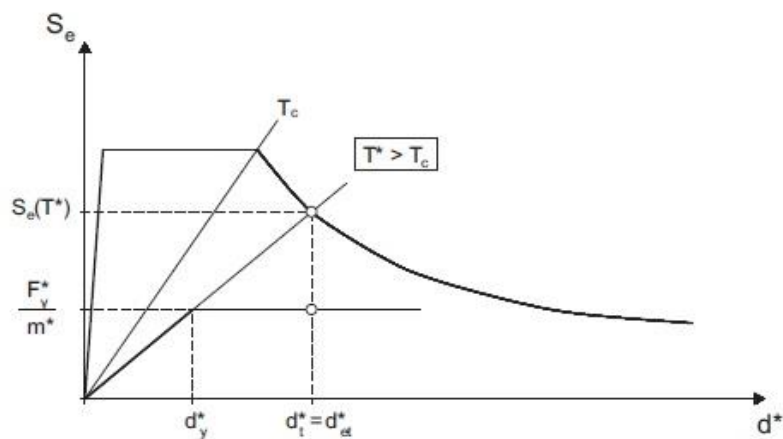
Η αρχική δυσκαμψία του ιδεατού συστήματος $K=F_y^*/d_y^*$ προκύπτει από την ισοδυναμία του εμβαδού των επιφανειών που περικλείονται από την πραγματική και ιδεατή καμπύλη (Σχήμα 2.23).



Σχήμα 2.23 Πραγματική και ιδεατή –πλαστική καμπύλη αντίστασης του ισοδυνάμου μονοβάθμιου συστήματος

Για τη συνήθη περίπτωση εύκαμπτων συστημάτων ($T^* > T_c$) η στοχευόμενη μετακίνηση d_t^* προκύπτει από το φάσμα απόκρισης ελαστικής επιτάχυνσης για περίοδο T^* :

$$d_t^* = d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot [T^*/2\pi]^2$$



Σχήμα 2.24 Προσδιορισμός Στοχευόμενης Μετακίνησης με ελαστικό φάσμα απαίτησης

2.7.3.1 Μεθοδολογία ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7.4.2

Το ισοδύναμο ελαστικό μονοβάθμιο σύστημα, το οποίο έχει ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου, υπόκειται στη σεισμική δράση σχεδιασμού, διορθωμένη κατάλληλα ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτιρίου.

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

όπου:

T_e & $S_e(T_e)$: Η θεμελιώδης (ή ισοδύναμη) ιδιοπερίοδος της κατασκευής και η αντίστοιχη ελαστική φασματική επιτάχυνση.

C_0 : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με την πραγματική μετακίνηση δt της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα.

C_1 : Στην συνήθη περίπτωση που στην εξεταζόμενη διεύθυνση η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής T_e είναι μεγαλύτερη από την χαρακτηριστική περίοδο του φάσματος T_C λαμβάνεται $C_1=1.0$ διαφορετικά ακολουθείται η διαδικασία της §5.5.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

C_2 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης. Για την κατάταξη της κατασκευής σε τύπου 1 ή τύπου 2 σύμφωνα με τον πίνακα Σ5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

C_3 : Λαμβάνεται ίσως με 1.0 επειδή τα φαινόμενα P-δ λαμβάνονται υπόψη αναλυτικά κατά την επίλυση.

2.7.4 Στάθμες επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται σύμφωνα με το κεφάλαιο 2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ (Πίνακας 2.25).

α. «Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό» - Immediate Occupancy

Είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές πολύ αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στον φέροντα οργανισμό.

β. «Προστασία Ζωής» - Life Safety

Είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτηρίου, χωρίς όμως

να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις φθορές στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

γ. «Οιονεί Κατάρρευση» - Collapse Prevention

Είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες σοβαρές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Ακολουθεί η συνοπτική παρουσίαση σε πίνακα των σταθμών επιτελεστικότητας συναρτήσει της πιθανότητας υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών.

Πίνακας 2.4 Στάθμη επιτελεστικότητας ΚΑΝ.ΕΠΕ (§2.2)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί Κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές και πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες, έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%. Σημειώνεται άλλωστε ότι ο ΕΑΚ2000 προτείνει στόχο σχεδιασμού B1 «Προστασία Ζωής», για πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 10% εντός 50 ετών.

Σύμφωνα με το παράρτημα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ (2017) οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης η ανασχεδιασμού υφισταμένων κτιρίων, που προβλέπονται στην §2.2 ορίζονται ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτηρίου (Πίνακας 2.4).

Πίνακας 2.5 Στόχοι αποτίμησης ανάλογα με την σπουδαιότητα του κτηρίου

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Σε κάθε περίπτωση να θεωρηθεί ότι ισχύει $A1 > A2$, $B1 > B2$, $\Gamma1 > \Gamma2$, $A1 > B1 > \Gamma1$ και $A2 > B2 > \Gamma2$

2.7.5 Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ)

Αναφέρεται στο Κεφάλαιο 3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ ότι «πριν από οποιαδήποτε μελέτη ή κατασκευή επέμβασης, απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφιστάμενου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστήσουν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Προς τούτο απαιτείται η αποτύπωση του δομήματος και της κατάστασής του, η σύνταξη ιστορικού της κατασκευής και της συντήρησής του, η καταγραφή των τυχόν βλαβών, καθώς και η εκτέλεση επιτόπου διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων». Ανάλογα με την πληθώρα και ποιότητα των πληροφοριών που διατίθενται για τον υφιστάμενο φορέα καθορίζεται η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) και ακολούθως ανάλογα με τη Σ.Α.Δ. που έχει αποδοθεί επιλέγονται και οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f για τις δράσεις και γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων ή και προστιθέμενων υλικών σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{rd} και γ_{sd} .

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§3.6) διακρίνονται τρεις (3) στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων

- Υψηλή
- Ικανοποιητική
- Ανεκτή

Η Σ.Α.Δ. αφορά: Μηχανικά Χαρακτηριστικά Υλικών (συνδυασμός έμμεσων μεθόδων, βαθμονόμηση με λίγους πυρήνες).

Γεωμετρικά Δεδομένα Δομήματος (σχετίζεται με την προέλευση των δεδομένων, π.χ από σχέδια αρχικής μελέτης που εφαρμόστηκε).

Εδαφικοί Παράμετροι (π.χ. από εδαφοτεχνική έρευνα όπου απαιτείται)

Κάθε στάθμη εξαρτάται από το πλήθος των στοιχείων της διερεύνησης που προκύπτουν καθώς και από όλα τα στοιχεία που τεκμηριώνουν τον φορέα.

2.7.5.1 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις

Εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφισταμένου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Ανάλογα με την κατηγορία ΣΑΔ επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f (γ_g, γ_q) και γ_m (γ_c, γ_s) των δράσεων και των υφιστάμενων υλικών αντίστοιχα.

Για τους βασικούς συνδυασμούς δράσεων και τις δυσμενείς επιρροές της δράσεως.

- Ικανοποιητική ΣΑΔ : $\gamma_g=1.35$
- Ανεκτή η Υψηλή ΣΑΔ : $\gamma_g=1.50$ ή 1.20 αντίστοιχα .

Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών και επιρροών της δράσεως.

- Ικανοποιητική ΣΑΔ : $\gamma_g=1.10$
- Ανεκτή η Υψηλή ΣΑΔ : $\gamma_g=1.20$ ή 1.00 αντίστοιχα .

Ανάλογα την στάθμη Σ.Α.Δ και τον έλεγχο ασφαλείας (εντατικών μεγεθών η παραμορφωσιακών μεγεθών) έχουμε και τις αντίστοιχες τιμές συντελεστών ασφαλείας για τις ιδιότητες των υφισταμένων υλικών $\gamma_m (\gamma_c, \gamma_s)$.

Για τους ελέγχους ασφαλείας με όρους εντατικών μεγεθών (ελαστικές αναλύσεις) η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με την μέση μείον μια τυπική απόκλιση (ΚΑΝ.ΕΠΕ §4.5.3.1).

- Για ΣΑΔ Ικανοποιητική : $\gamma_c = 1.30$ $\gamma_s = 1.15$
- Για ΣΑΔ Υψηλή : $\gamma_c = 1.15$ $\gamma_s = 1.05$
- Για ΣΑΔ Ανεκτή : $\gamma_c = 1.45$ $\gamma_s = 1.25$

Για τους ελέγχους ασφαλείας με όρους παραμορφωσιακών μεγεθών (ανελαστικές αναλύσεις), τότε η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με την μέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ §4.5.3.3).

- Για ΣΑΔ Ικανοποιητική : $\gamma_c = 1.00$ $\gamma_s = 1.00$ (συνίσταται $\gamma_c = 1.10$, $\gamma_s = 1.10$)
- Για ΣΑΔ Υψηλή : $\gamma_c = 1.00$ $\gamma_s = 1.00$
- Για ΣΑΔ Ανεκτή : $\gamma_c = 1.20$ $\gamma_s = 1.20$

Το επίπεδο γνώσης ΣΑΔ καθορίζει τις τιμές των συντελεστών εμπιστοσύνης (CF) καθώς και τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των υλικών γ_c και γ_s . Στον καθορισμό των σκελετικών διαγραμμάτων αντοχής M-θ υπεισέρχονται οι μέσες τιμές αντοχής του χάλυβα και του σκυροδέματος διαιρεμένες με τον συντελεστή εμπιστοσύνης, ενώ στον προσδιορισμό των αντοχών των πρωτευόντων μελών σε τέμνουσα V_R διαιρούνται με συντελεστές ασφαλείας. (EC8-3 §2.2.1(5)A-(7)A.)

2.7.5.2 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων που αφορούν τα γεωμετρικά δεδομένα.

Η Σ.Α.Δ που αφορά την προέλευση των γεωμετρικών δεδομένων διαφοροποιείται κατά περίπτωση σύμφωνα με τον πίνακα 2.6. Ως γεωμετρικά δεδομένα θεωρούνται.:

- Το είδος και η γεωμετρία του φορέα θεμελίωσης.
- Το είδος και η γεωμετρία του φορέα ανωδομής.
- Το είδος και η γεωμετρία των τοιχοπληρώσεων.

- Οι επιστρώσεις, επικαλύψεις (μόνιμα φορτία) κλπ.
- Οι λεπτομέρειες όπλισης των δομικών στοιχείων.

Πίνακας 2.6 Στάθμη Αξιοπιστίας Γεωμετρικών Δεδομένων

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.2: ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ								
				ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Ή ΑΝΩΔΟΜΗΣ			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ.			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ		
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ			Ανεκτή	Κετονοπιτακή	Υψηλή	Ανεκτή	Κετονοπιτακή	Υψηλή	Ανεκτή	Κετονοπιτακή	Υψηλή
✓		1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα 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)	✓	✓		✓	✓		✓	✓

2.7.6 Ανίσωση Ασφαλείας και Συντελεστές Ασφαλείας Υλικών

Στο Κεφάλαιο 9 του ΚΑΝ.ΕΠΙΕ παρατίθενται τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας, κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό, σε όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών ανάλογα:

- με την μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε
- με τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας (πλάστιμο ή ψαθυρό)
- και τα κριτήρια αυτά ποικίλλουν και δίνονται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ξεχωριστά.

Η βασική μορφή της ανίσωσης ασφαλείας είναι η εξής

- $S_d < R_d$, όπου
- $S_d = \gamma S_d \cdot S$ ($S_k \cdot \gamma_f$)

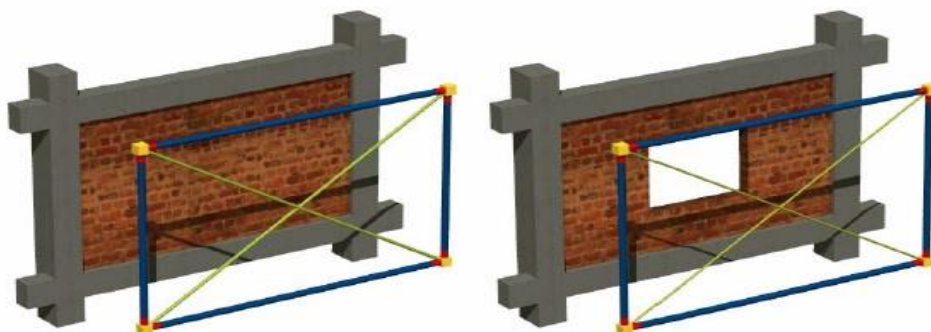
- $R_d = (1/\gamma_{Rd}) \cdot R (R_k / \gamma_m)$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ § 4.1.2)
- όπου S_d , R_d οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις και των αντίστοιχων διαθέσιμων αντιστάσεων, και S_k , R_k οι αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων και ιδιοτήτων των υλικών αντίστοιχα.

Ανάλογα με το αν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων, διαμορφώνεται και ο ορισμός της «αντιπροσωπευτικής τιμής». Γίνεται παραπομπή στο Κεφάλαιο 4 ΚΑΝ.ΕΠΕ και ειδικότερα στο παράρτημα 4.1 Πίνακας 4.1 όπου παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι τιμές ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για υφιστάμενα και προστιθέμενα υλικά.

2.8 Τοιχοπληρώσεις

Η προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης μπορεί να επιτευχθεί με δύο τρόπους: (α) Με την μέθοδο των θλιβομένων διαγωνίων και (β) Με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Και οι δύο αυτές μέθοδοι έχουν αποδειχθεί ικανοποιητικές. Η παρουσία τοιχοπληρώσεων στις κατασκευές Ο/Σ βελτιώνει σημαντικά την φέρουσα ικανότητα και την δυσκαμψία της κατασκευής, η ασυνέχεια όμως της τοιχοπλήρωσης σε κάποιον όροφο έχει αρνητική επίδραση. Η παρουσία ανοιγμάτων στις τοιχοπληρώσεις έχει αρνητικά αποτελέσματα. Ειδικότερα όσο μεγαλώνει το ποσοστό των κενών στην τοιχοποιία τόσο η δυσκαμψία μειώνεται και το παραμορφωμένο πλαίσιο τείνει να πάρει τη μορφή του γυμνού παραμορφωμένου πλαισίου. Η παρουσία οπλισμού στις τοιχοπληρώσεις έχει σε γενικές γραμμές θετική συμβολή τόσο στην εντός όσο και στην εκτός επιπέδου συμπεριφορά του τοίχου πλήρωσεως.

Από τις πρώτες προσπάθειες, η οποία επικρατεί ακόμα και σήμερα, είναι η άποψη οι τοίχοι πλήρωσεως να προσομοιώνονται με διαγώνιους θλιπτήρες (Σχήμα 2.25).



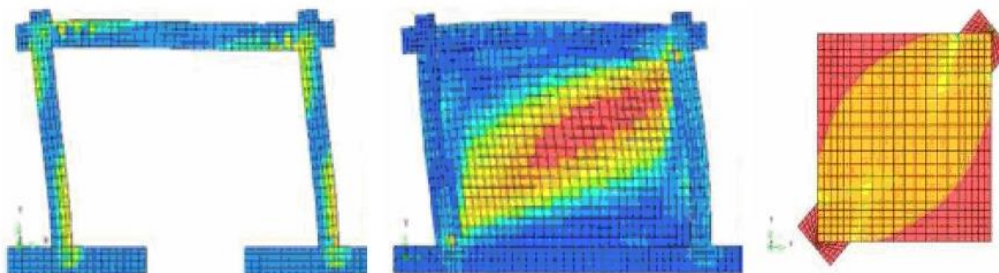
Σχήμα 2.25 Προσομοίωση τοίχων πλήρωσης (LH-Λογισμική 2016)

Η τοιχοπλήρωση εξιδανικεύεται με ένα γραμμικό στοιχείο που δουλεύει μόνο σε θλίψη. Το πάχος του στοιχείου είναι ίσο με το συνολικό πάχος της τοιχοπλήρωσης, ενώ το πλάτος του είναι συνάρτηση από το μήκος επαφής της τοιχοπλήρωσης με το περιβάλλον πλαίσιο το οποίο εξαρτάται από την οριζόντια επιβαλλόμενη μετακίνηση. Όταν οι τοίχοι πλήρωσης περιέχουν ανοίγματα τότε ελέγχεται το κατά πόσον η διάταξη των ανοιγμάτων επιτρέπει τη διαμόρφωση λοξών θλιβομένων διαγωνίων (περισσοτέρων του ενός) και προσομοιώνεται ο τοίχος κατάλληλα. Στην περίπτωση κοίλης τοιχοποιίας γίνεται υπολογισμός για κάθε παρειά ξεχωριστά και λαμβάνεται υπόψη ο κίνδυνος λυγισμού. Επίσης η ιδιαιτερότητα της κοίλης τοιχοποιίας λαμβάνεται υπόψη στον προσδιορισμό της δυσκαμψίας .

Λόγω απουσίας ακριβέστερων στοιχείων προτείνονται τα εξής :

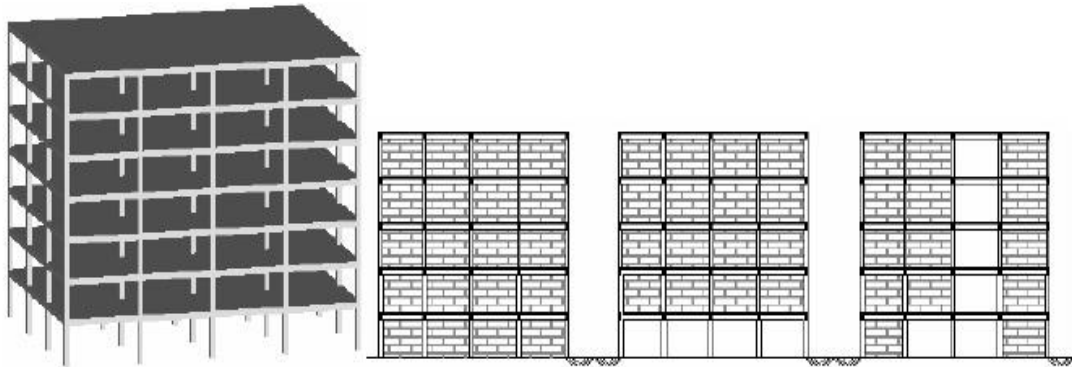
- (α) όταν υπάρχουν ανοίγματα και στα δύο άκρα του πλαισίου τότε η τοιχοπλήρωση δεν λαμβάνεται υπόψη.
- (β) αν υπάρχει άνοιγμα στο κεντρικό τμήμα με διαστάσεις $< 20\%$ του φαντώματος τότε το άνοιγμα δεν λαμβάνεται υπόψη .
- (γ) αν υπάρχει άνοιγμα στο κεντρικό τμήμα με διαστάσεις $> 50\%$ τότε δεν λαμβάνεται υπόψη η τοιχοπλήρωση.
- (δ) για περιπτώσεις που δεν εντάσσονται στις παραπάνω κατηγορίες εφαρμόζουμε γραμμική παρεμβολή μεταξύ των παραπάνω τιμών (LH-Λογισμική 2016).

Βέβαια τελευταία αναπτύσσεται η ιδέα προσομοίωσης των τοιχοπληρωμένων πλαισίων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Για την προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης χρησιμοποιούνται ορθογωνικά πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης έντασης. Τα στοιχεία αυτά έχουν τέσσερις κόμβους των δύο βαθμών ελευθερίας ο καθένας (δύο μετατοπίσεις). Η προσομοίωση της σύνδεσης τοιχοπλήρωσης με το περιβάλλον πλαίσιο γίνεται με ελατηριακούς συνδέσμους (gap elements), οι οποίοι υπόκεινται μόνο σε θλίψη. Το περιβάλλον πλαίσιο προσομοιώνεται με γραμμικά στοιχεία (Σχήμα 2.26). Η εφαρμογή της παραπάνω πρότασης για προσομοίωση έχει αποδειχθεί αρκετά ικανοποιητική συγκρίνοντας τα αποτελέσματα με αντίστοιχα πειραματικά.



Σχήμα 2.26 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων με πεπερασμένα στοιχεία (Αντωνόπουλος 2008)

Σε εργασία που έχει γίνει από τους Ρεπάπη κ.ά (2003) για την εκτίμηση της υπεραντοχής υφισταμένων κτιρίων από Ο/Σ, αποδεικνύεται ότι η παρουσία των τοιχοπληρώσεων οδηγεί σε αύξηση τόσο της ακαμψίας όσο και της υπεραντοχής των κτιρίων, με μείωση της πλαστιμότητας μετακινήσεων, σημαντική για την περίπτωση πλήρως τοιχοπληρωμένων πλαισίων, και μικρότερη για την περίπτωση πιλοτής ή σε ενδιάμεσο όροφο.



Σχήμα 2.27 Τύποι κτιρίων με διαφορετική κατανομή τοιχοπληρώσεων (Ρεπαπής 2003)

Η ομοιόμορφη κατανομή τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος στους ορόφους, οδηγεί σε σημαντική βελτίωση της συμπεριφοράς των κτιρίων, ενώ ασυνέχεια τοιχοπληρώσεων σε κάποιο όροφο (πιλοτή) προκαλεί συγκέντρωση της ανελαστικής δράσης σε αυτόν τον όροφο. Σε εργασία των Συμαρκέζη κ.ά (2006) πραγματοποιήθηκε παραμετρική διερεύνηση της επιρροής της τοιχοπλήρωσης στην μεταβολή της δυσκαμψίας πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος έναντι σεισμικών δράσεων με την διερεύνηση ενός επτάώροφου πλαισίου οπλισμένου σκυροδέματος. Στην εργασία αυτή η προσομοίωση έγινε με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και ελέγχθηκαν τρεις περιπτώσεις: (α) πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο, (β) μερικώς τοιχοπληρωμένο πλαίσιο, και (γ) γυμνό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3.1 Θεωρητικό υπόβαθρο προγράμματος Fespa

Για την ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Fespa της εταιρίας LH-Λογισμική. Πρόκειται για ένα πρόγραμμα ελαστικής και ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατασκευών που θεωρείται αξιόπιστο, διότι προσφέρει πολλές δυνατότητες κατά τη μόρφωση του στατικού και δυναμικού προσομοιώματος.

3.1.1 Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Δομικών Μελών Φορέα

Το πρόγραμμα Fespa έχει την δυνατότητα πραγματοποίησης υπολογισμού της απόκρισης ελαστοπλαστικών φορέων υπό στατική ή δυναμική φόρτιση και ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover) σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 -3.

Με την μέθοδο Pushover αποδίδεται η ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των μελών μέσω της ενσωμάτωσης μη-γραμμικών προσομοιωμάτων των υλικών, ενώ η σεισμική ένταση εκφράζεται απλά μέσω μιας αυξανόμενης οριζόντιας στατικής φόρτισης. Η οριζόντια φόρτιση κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση του δομήματος. Ως κατάρρευση ορίζεται η δημιουργία πλαστικού μηχανισμού, ή η αδυναμία του φορέα να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας. Οι προκύπτουσες παραμορφώσεις της κατασκευής συγκρίνονται έπειτα με τα όρια παραμόρφωσης που ορίζουν οι στάθμες επιτελεστικότητας.

Σε νέα κτίρια επιδιώκεται μέσω της ανάλυσης Pushover, η χάραξη της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και εξ' αυτής ο προσδιορισμός του λόγου u_u/a_1 ο οποίος μπορεί να χρησιμοποιηθεί τελικά στον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q της κατασκευής.

Οι απαραίτητοι έλεγχοι της κατασκευής παρ'όλα αυτά πραγματοποιούνται με βάση τα αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης. Θεωρείται ότι υπάρχει πλήρης γνώση της γεωμετρίας του φορέα της κατασκευής, της θεωρητικής ποιότητας των χρησιμοποιούμενων υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών.

Σε παλαιές κατασκευές που αποτιμώνται ή ανασχεδιάζονται, στόχος της ανάλυσης Pushover είναι η χάραξη της καμπύλης αντίστασης και βάσει αυτής, ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας για δεδομένη σεισμική διέγερση. Με βάση το σημείο επιτελεστικότητας πραγματοποιούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων.

Για την εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης απαιτείται ο προσδιορισμός της αντοχής των μελών της κατασκευής. Η πορεία εξαγωγής της καμπύλης αντίστασης ακολουθεί τη λογική της εκκίνησης από την τοπική αντοχή των κρίσιμων διατομών μέσα στην κατασκευή (άκρα

των φερόντων μελών της κατασκευής) και της κατάληξης στη γενική απόκριση ολόκληρης της κατασκευής.

Αρχικά ορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών και χαράσσεται το διάγραμμα ροπών - καμπυλοτήτων των ακραίων διατομών των φερόντων μελών της κατασκευής για διάφορα επίπεδα αξονικής δύναμης. Έτσι, συνεκτιμάται η αλληλεπίδραση αξονικής ορθής έντασης και διαξονικής κάμψης. Γνωρίζοντας τον τρόπο απόκρισης των κρίσιμων διατομών ενός μέλους, είναι δυνατή η εύρεση της συμπεριφοράς αυτού, η οποία εκφράζεται με το διάγραμμα ροπών - γωνιών στροφής χορδής. Η γενικότερη απόκριση της κατασκευής υπό οριζόντια φόρτιση μπορεί πλέον να προσδιοριστεί βασισμένη στην απόκριση των επιμέρους μελών της.

Για τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης πραγματοποιούνται διαδοχικές στατικές αναλύσεις, με σταδιακή αύξηση της οριζόντιας φόρτισης κατά τη φορά μιας διεύθυνσης και υπολογισμό της μετακίνησης στον κόμβο ελέγχου, ο οποίος βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Κατά τη διάρκεια αυτής τη διαδικασίας, στοιχεία τα οποία έχουν διαρρεύσει εμφανίζουν μειωμένη δυσκαμψία, η οποία λαμβάνεται υπόψη στο μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου σε επόμενο βήμα. Οι θέσεις πεπερασμένου μήκους, όπου αναμένονται ανελαστικές παραμορφώσεις, είναι τα άκρα των δοκών και η κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. Πέραν αυτών των περιοχών η συμπεριφορά του μέλους βασίζεται στην ελαστική θεωρία.

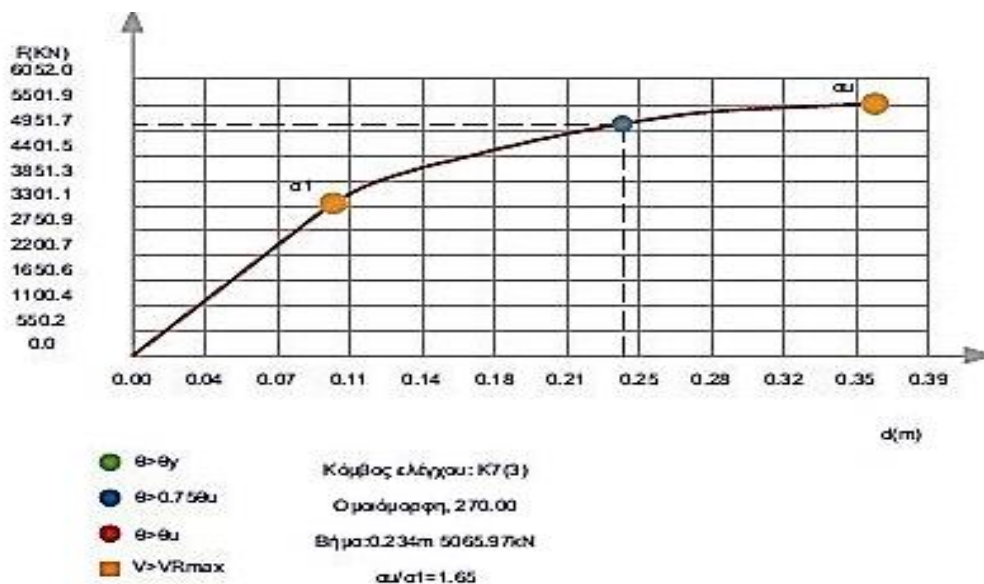
Η καμπύλη αντίστασης θα προσδιορίζεται με βάση τον EC8-3 §4.3.3.4.2.3(1),(2). Η εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης γίνεται είτε με αύξηση του επιβαλλόμενου φορτίου, είτε με αύξηση επιβαλλόμενων μετατοπίσεων και εύρεση του φορτίου που ισορροπεί τις παραμορφώσεις αυτές. Η πρώτη περίπτωση αναφέρεται ως «Μέθοδος Ελέγχου Δυνάμεων» (Load control) και η δεύτερη περίπτωση «Μέθοδος Ελέγχου Μετακινήσεων» (Displacement control).

Η μέθοδος αυτή σχετίζεται με σταθερή αύξηση της επιβαλλόμενης δύναμης και υπολογισμό της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου. Η γενικότερη μη γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής αντιμετωπίζεται με διαδοχικές γραμμικές επιλύσεις, σύμφωνα με τη γενική μεθοδολογία επίλυσης μη γραμμικών συστημάτων Newton-Raphson.

Η δεύτερη μέθοδος σχετίζεται με επιβολή μετακινήσεων και εύρεση του συντελεστή που πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα εξωτερικά φορτία, ώστε η προκύπτουσα μετατόπιση στον κόμβο ελέγχου να προκύψει ίση με τη δεδομένη. Ως δεδομένο τίθεται η μέγιστη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου και διαιρώντας την τιμή αυτή με τον αριθμό βημάτων προκύπτει η μετακίνηση κάθε βήματος. Ως άγνωστες παράμετροι είναι οι επικόμβιες μετατοπίσεις της κατασκευής (εκτός από τη δεδομένη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου) και ο φορτιστικός συντελεστής (λ).

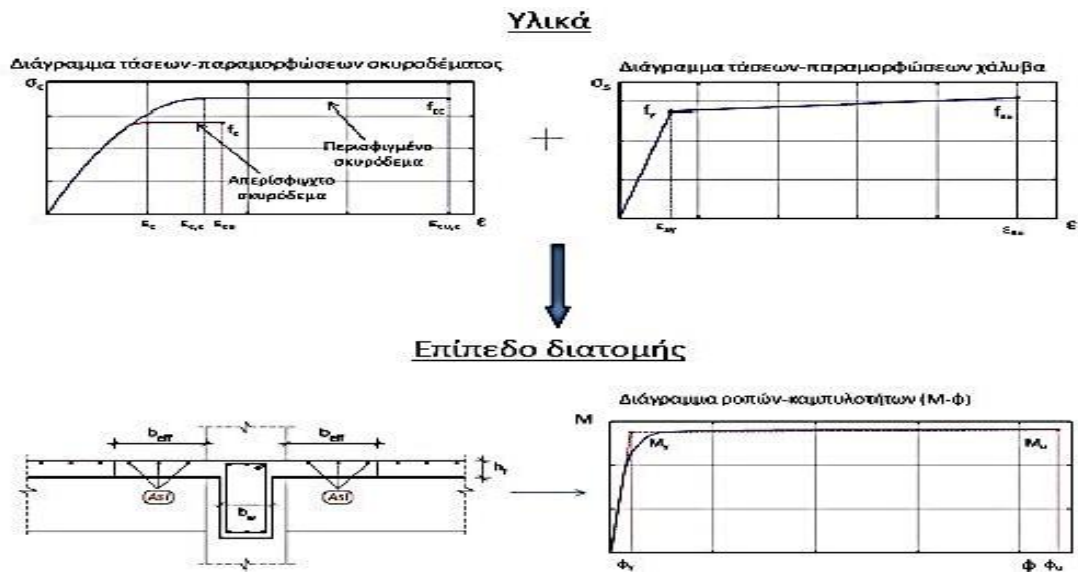
Στο Fespa είναι δυνατή η εκτέλεση και των δύο μεθόδων επίλυσης καθώς και όλων των εναλλακτικών αλγορίθμων Newton-Raphson που ενσωματώνουν. Επίσης ο χρήστης έχει τη δυνατότητα να ορίσει τον κόμβο ελέγχου, τον συνολικό αριθμό των βημάτων επίλυσης, τον μέγιστο αριθμό επαναλήψεων κάθε βήματος καθώς και τα όρια σύγκλισης. Η καμπύλη αντίστασης για ένα συγκεκριμένο κόμβο ελέγχου της κατασκευής έχει τη μορφή που φαίνεται στο (Σχήμα 3.1)

Οι πληροφορίες που διακρίνονται αφορούν τις τιμές α_1 και α_u , που αποτελούν όπως έχει ήδη αναλυθεί βασικό αποτέλεσμα της ανάλυσης Pushover και τη θέση στην οποία βρίσκεται στο δεδομένο βήμα η κατασκευή πάνω στην καμπύλη αντίστασης. Επιπρόσθετα διακρίνονται στο υπόμνημα οι Στάθμες Επιτελεστικότητας, ο έλεγχος διατμητικής αστοχίας, το είδος κατανομής της οριζόντιας φόρτισης, το βήμα με την τέμνουσα βάσης σε αυτό και ο λόγος α_u / α_1 .

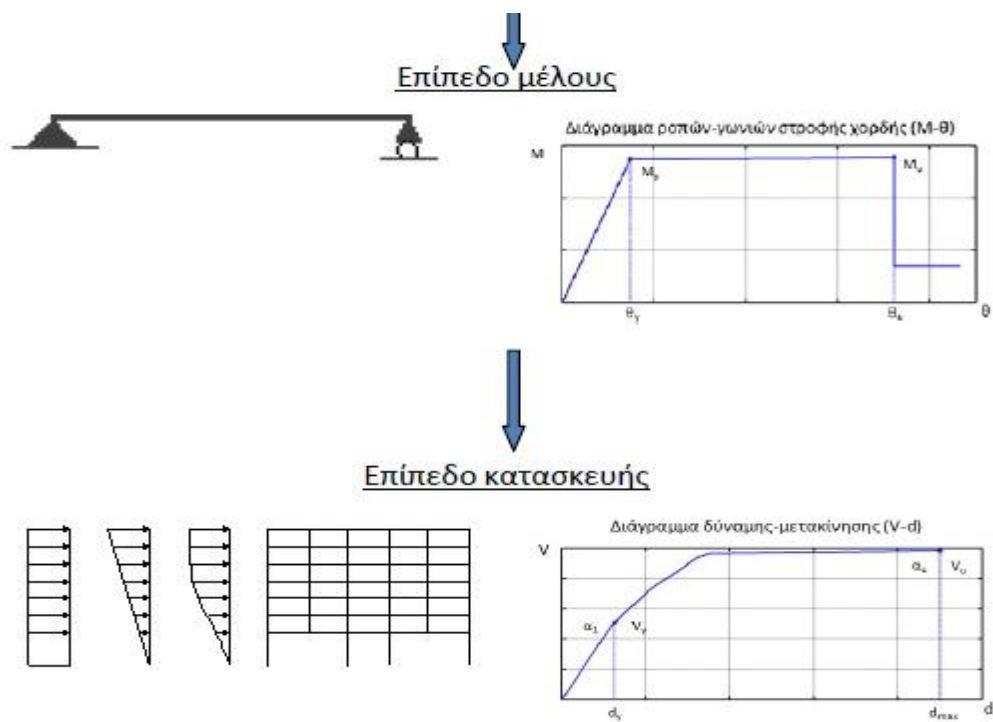


Σχήμα 3.1 Διάγραμμα καμπύλης αντίστασης Δύναμης –Μετακίνησης

Αρχικά το Fespa, πραγματοποιεί μια ελαστική δυναμική ανάλυση για τον προσδιορισμό των ιδιομορφών και του ποσοστού συμμετοχής της κάθε μιας. Έπειτα ακολουθείται είτε η διαδικασία του EC8-3, είτε η διαδικασία που περιγράφηκε προηγουμένως στο Κεφάλαιο 2 για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης πραγματοποιώντας τον απαραίτητο αριθμό επαναλήψεων για τη σύγκλιση της μεθόδου, είτε τη μέθοδο των συντελεστών βάσει των οδηγιών που εμπεριέχονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

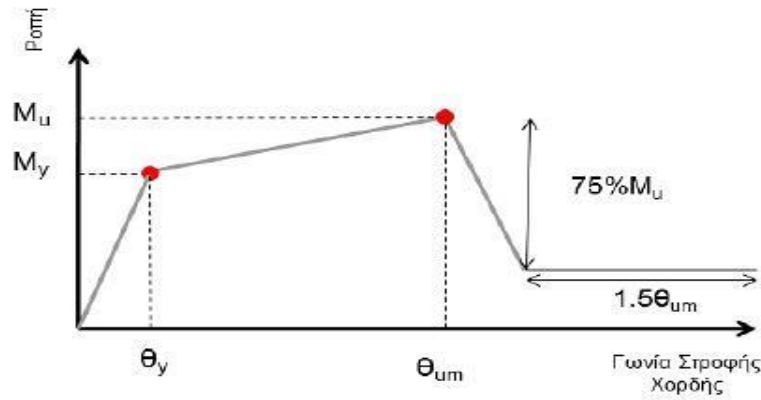


Σχήμα 3.2 Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover σε επίπεδο διατομής κατά Fespa



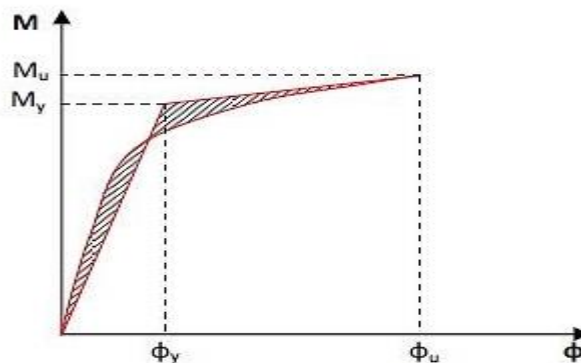
Σχήμα 3.3 Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover σε επίπεδο μέλους-κατασκευής

Απαραίτητο είναι λοιπόν να διαμορφωθεί ο νόμος $M-\theta$ για κάθε δομικό στοιχείο. Απαιτείται ο υπολογισμός της στρώσης διαρροής, της στρώσης αστοχίας, της ροπής διαρροής και της ροπής αστοχίας έκαστης διατομής στοιχείου. Υπολογίζεται απευθείας ο νόμος ροπών καμπυλοτήτων (M_y, M_u, ϕ_y, ϕ_u) έκαστης διατομής δομικού στοιχείου, καθώς και οι παραμορφώσεις που προκαλούνται από τις σεισμικές δράσεις.



Σχήμα 3.4 Γενική μορφή διαγράμματος $M-\theta$

Το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων που υπολογίζει το πρόγραμμα (Σχήμα 3.4) είναι μη γραμμικό και η διγραμμικοποίησή του επιτυγχάνεται με την εξαγωγή διγραμμικού διαγράμματος, του οποίου η ενέργεια (εμβαδόν του χωρίου ανάμεσα στο διάγραμμα και τον οριζόντιο άξονα) ισούται με την ενέργεια του αρχικού μη γραμμικού διαγράμματος. Η διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών - καμπυλοτήτων τελικά έγκειται στην εξίσωση των γραμμοσκιασμένων εμβαδών (Σχήμα 3.5).



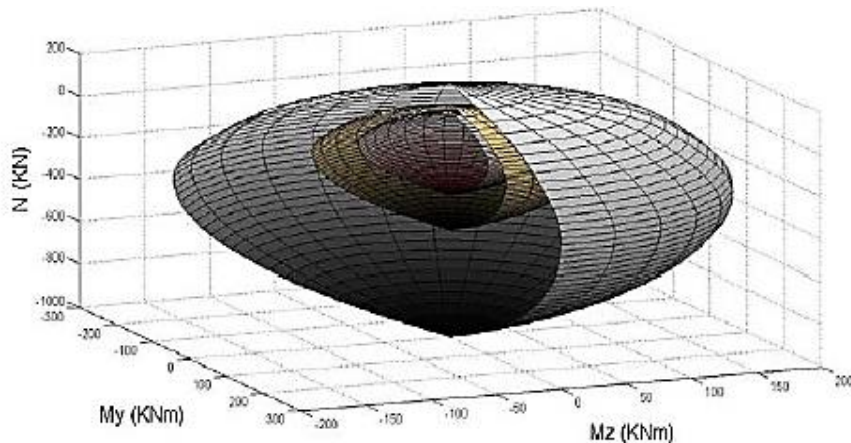
Σχήμα 3.5 Διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων διατομής

Στο Fespa υπολογίζεται η ροπή στη διαρροή είτε μέσω κλειστών τύπων για ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη είτε μέσω επαναληπτικής διαδικασίας για μη ορθογωνική.

Η επιλογή των αξονικών δυνάμεων για την ακριβή εξαγωγή διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων γίνεται με μια διαδικασία που δεν επιβαρύνει υπολογιστικά τη μέθοδο επίλυσης, βοηθώντας τόσο την ταχύτητα επίλυσης όσο και τη συνολική ευστάθεια της μεθόδου οδηγώντας σε αποτελέσματα πολύ ικανοποιητικής ακρίβειας.

Η διαδικασία που ακολουθείται για την επιλογή των αξονικών δυνάμεων για τις οποίες θα γίνει ακριβής υπολογισμός των διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων σε μια συγκεκριμένη διατομή είναι:

- α.) Για κάθε επιμέρους γωνία κλίσης του ουδέτερου άξονα πραγματοποιείται ακριβής υπολογισμός της αξονικής δύναμης, για την οποία η διατομή παρουσιάζει τη μέγιστη καμπτική της αντοχή (Balance point-B στο Σχήμα 3.6).
- β.) Υπολογισμός με ακρίβεια των σημείων του διαγράμματος αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης - αξονικής δύναμης που αντιστοιχούν στη μέγιστη θλιπτική και εφελκυστική αντοχή της διατομής για μηδενική ροπή (σημεία πάνω στον κατακόρυφο άξονα (Σχήμα 3.6).

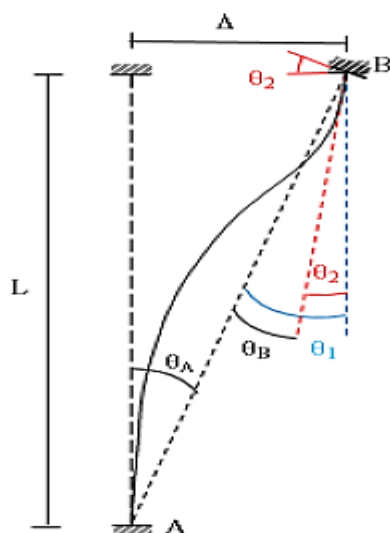


Σχήμα 3.6 Τρισδιάστατη απεικόνιση διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης- αξονικής δύναμης

Όσον αφορά στις καμπτικές παραμορφώσεις μελών οπλισμένου σκυροδέματος, η καμπυλότητα μετά τη ρηγμάτωση χάνει το φυσικό της νόημα, να περιγράψει τον βαθμό παραμόρφωσης του μέλους. Αυτό οφείλεται στη συνύπαρξη εκτός από των καμπτικών παραμορφώσεων και των παραμορφώσεων που οφείλονται σε διατμητική ρηγμάτωση λόγω λοξών εφελκυστικών τάσεων, σε διατμητικά φαινόμενα αλλά και σε φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού.

Για τους προαναφερθέντες λόγους τα μεγέθη τα οποία συνήθως επιλέγονται για τον προσδιορισμό της αντοχής είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ . Ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον παραμορφωμένο άξονα του στοιχείου στο άκρο του και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. Η γωνία στροφής χορδής είναι η στροφή στο άκρο του μέλους όταν εξαλειφθούν οι κινήσεις στερεού σώματος (Σχήμα 3.7).

Οι εξισώσεις της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή και στην οριακή κατάσταση ενσωματώνονται στο Fespa. Πιο συγκεκριμένα για την οριακή γωνία στροφής χορδής θ_{um} όσον αφορά τις δοκούς χρησιμοποιείται οι αντίστοιχες σχέσεις από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.2.4.1 και EC8- 1, A.3.2.2(4).



Σχήμα 3.7 Γραφική επεξήγηση της γωνίας στροφής χορδής σε ένα καμπτόμενο υποστύλωμα

Το λογισμικό λαμβάνει υπόψη στην ανάλυση τα φαινόμενα P-δ. Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η μόρφωση σε κάθε βήμα του μητρώου δυσκαμψίας της κατασκευής, σύμφωνα με τις ανανεωμένες συντεταγμένες των κόμβων. Με αυτόν τον τρόπο η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα συνεκτιμάται στη συνολική του δυσκαμψία. Στην φάση της ανάλυσης πραγματοποιείται έλεγχος διάτμησης για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

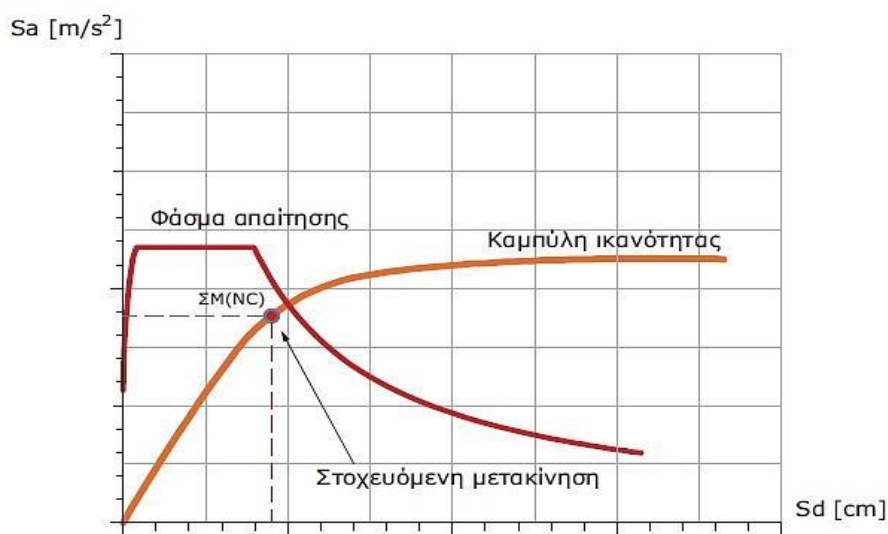
Το πιο σύνηθες προσομοίωμα της ανελαστικής συμπεριφοράς δομικών στοιχείων, είναι το προσομοίωμα συγκεντρωμένης πλαστικότητας ή σημειακών πλαστικών αρθρώσεων. Το προσομοίωμα ενός δομικού μέλους θεωρείται ότι συντίθεται από ελαστικά στοιχεία, που στα άκρα τους ορίζονται σημειακά στροφικά ελατήρια (ορισμός θέσεων πιθανών πλαστικών αρθρώσεων-hinges), τα οποία ακολουθούν έναν ανελαστικό νόμο M-θ που καθορίζεται από το χρήστη. Τα ελατήρια αυτά θεωρείται ότι ενεργοποιούνται μετά τη διαρροή του στοιχείου, μετά δηλαδή το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης. Βάσει της παραμόρφωσης των πλαστικών αρθρώσεων έκαστου στοιχείου και της σύγκρισης αυτής με την παραμόρφωση αντοχής, σύμφωνα με τα κριτήρια επιτελεστικότητας που θέτουν οι κανονισμοί, γίνεται η αποτίμηση του φορέα και κρίνεται αν είναι απαραίτητος ο ανασχεδιασμός του ή όχι.

Γίνεται έλεγχος προϋποθέσεων εφαρμογής ελαστικής ανάλυσης (KAN.ΕΠΕ §5.5.2). Με βάση τον δείκτη (λ) ελέγχεται αν είναι μορφολογικά κανονικό το δόμημα. Κατ' εφαρμογήν ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.5.1.2 (α.β.γ.δ) και §5.6.1(α). Γίνεται έλεγχος τήρησης των προϋποθέσεων εφαρμογής της ανελαστικής ανάλυσης (KAN.ΕΠΕ §5.7.2). Καθοριστική προϋπόθεση είναι η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική. Να μην είναι ευαίσθητο σε ανώτερες ιδιομορφές.

3.1.2 Ικανότητα – Απαίτηση της Κατασκευής

Η Ικανότητα αναπαριστά τη δυνατότητα της κατασκευής να αντιστέκεται στη σεισμική κίνηση του εδάφους και εξαρτάται από την αντοχή και τη δυνατότητα παραμόρφωσης καθενός μέλους της κατασκευής. Απαίτηση αναπαριστά τη σεισμική κίνηση του εδάφους

Κεντρικός στόχος της μη γραμμικής μεθόδου (Pushover) είναι η χάραξη της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής. Αυτή αναπαριστά την οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του δομήματος (κόμβος ελέγχου), ως συνάρτηση του μεγέθους της δύναμης που εφαρμόζεται στην κατασκευή. Αυτή η διαδικασία είναι ανεξάρτητη από τη μέθοδο που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των απαιτήσεων λόγω του σεισμικού κινδύνου (Σχήμα 3.8).

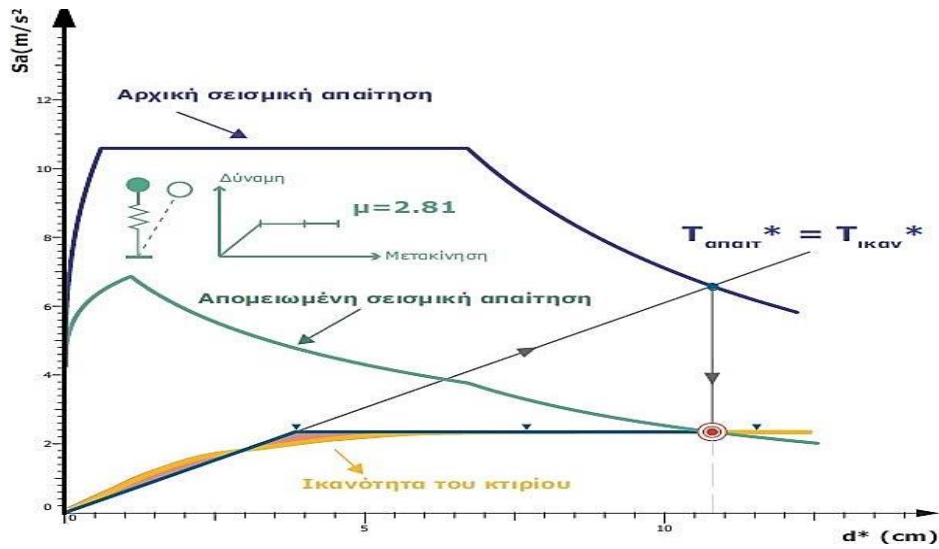


Σχήμα 3.8 Διάγραμμα απαίτησης ικανότητας

3.1.3 Στοχευόμενη μετακίνηση - επιτελεστικότητα

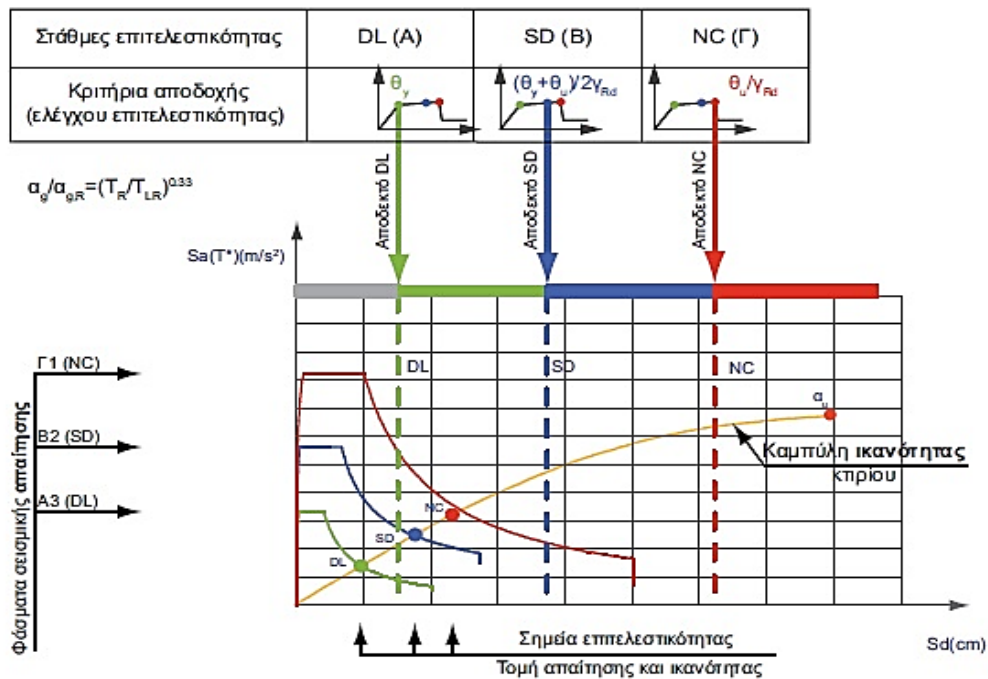
Η μέθοδος φασματικής ικανότητας απομειώνει το ελαστικό φάσμα ώστε να ληφθούν υπ' όψιν οι επιδράσεις της μη γραμμικής συμπεριφοράς της κατασκευής (Σχήμα 3.9) και να τμηθεί με την καμπύλη ικανότητας στο σημείο της στοχευόμενης μετακίνησης (KAN.ΕΠΕ §7.2.6.2 και §5.7.4.2).

- Σε κάθε σημείο της καμπύλης ικανότητας αντιστοιχεί ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής με ιδιοπερίοδο $T_{ικαν}$, όπως καθορίζεται από την απαίτηση των ίσων εμβαδών.
- Σε κάθε σημείο της καμπύλης απαίτησης αντιστοιχεί ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής με ιδιοπερίοδο $T_{απαιτ}$, όπως καθορίζεται από την απαίτηση πλαστιμότητας μ .
- Προσδιορίζεται λοιπόν η στοχευόμενη μετακίνηση στο σημείο όπου ο ταλαντωτής της απαίτησης ταυτίζεται με τον ταλαντωτή της ικανότητας ($T_{ικαν} = T_{απαιτ}$).



Σχήμα 3.9 Διάγραμμα προσδιορισμού της στοχευόμενης μετακίνησης EC8-3

Όταν η μετακίνηση της κορυφής του δομήματος γίνει ίση με τη στοχευόμενη, συγκρίνονται οι παραμορφώσεις κάθε στοιχείου του φορέα με τις οριακές. Στόχος είναι οι παραμορφώσεις κάθε μέλους να παραμένουν κάτω από τις οριακές τιμές. Οι οριακές τιμές είναι διαφορετικές για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.



Σχήμα 3.10 Κριτήρια αποδοχής – έλεγχου επιτελεστικότητας

3.1.4 Τεκμηρίωση του q – Παράγων πλαστιμότητας.

Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς του δομήματος προκύπτει ως:

$$q = q_{\pi} \cdot q_b = (S_{ae}/S_{ay}) \cdot (S_{ay}/S_{a1}) = S_{ae}/S_{a1}$$

Η διγραμμική καμπύλη ικανότητας προκύπτει από την καμπύλη δύναμης – μετακίνησης του δομήματος. Ως εκ τούτου ο συντελεστής δομικής πλαστιμότητας ορίζεται ως

$$\mu_d = d_t/d_y$$

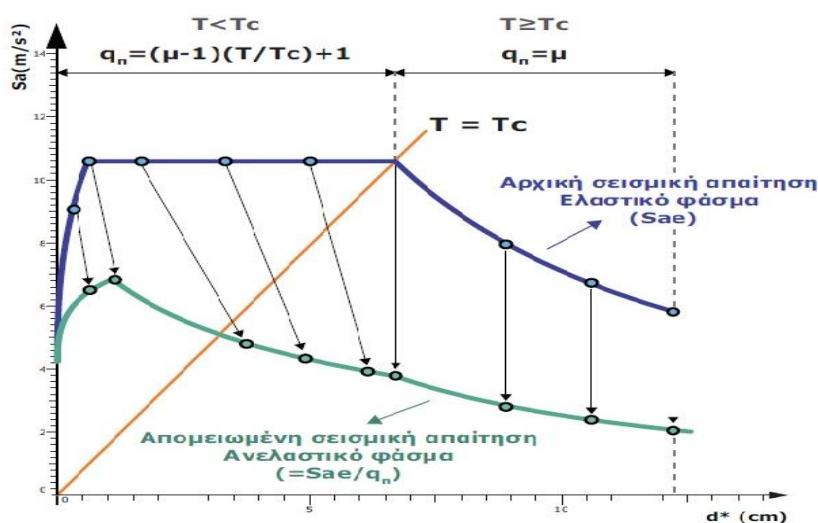
Ως αποτέλεσμα της πλαστιμότητας το δόμημα έχει την ικανότητα να εκλύει υστερητική ενέργεια. Εξαιτίας αυτής της ικανότητας η ελαστική δύναμη σχεδιασμού μπορεί να απομειωθεί στο επίπεδο της τάσης διαρροής (S_{ay}), μέσω του συντελεστή q_{π} :

$$q_{\pi} = S_{ae}/S_{ay}$$

Το απόθεμα της αντοχής μεταξύ της τάσης διαρροής και της δύναμης κατά την οποία διαρρέει καμπτικά κάποιο μέλος του δομήματος (S_{a1}), εκφράζεται μέσω του συντελεστή υπεραντοχής.

$$Q_b = S_{ay}/S_{a1}$$

Η υπεραντοχή του δομήματος προκύπτει από την ανακατανομή των εντατικών μεγεθών, τη μεγαλύτερη αντοχή των υλικών από αυτή που ορίστηκε κατά το σχεδιασμό, τους πολλαπλούς συνδυασμούς δράσεων, την επίδραση των μη φερόντων στοιχείων, τους περιορισμούς των βελών κάμψης στη συμπεριφορά του συστήματος, κ.ά. Ο παράγοντας υπεραντοχής του συνολικού σεισμικού συντελεστή για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ στην §4.6 και Παράρτημα 4.2, όταν δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία, η τιμή του μπορεί να εξαχθεί από τον αντίστοιχο πίνακα (ΚΑΝ.ΕΠΕ Πίνακας Σ4.4).

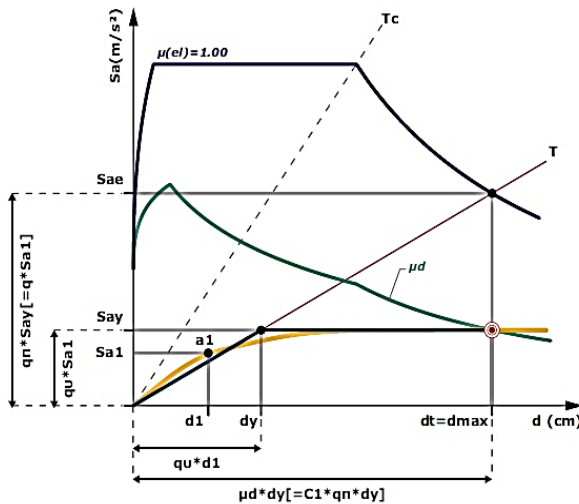


Σχήμα 3.11 Διάγραμμα απομείωσης της σεισμικής απαίτησης q_{π} ($S_a = S_{ae}/q_{\pi}$)

Ο συντελεστής C_1 συσχετίζει την αναμενόμενη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από γραμμική ελαστική ανάλυση.

Υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση : $C_1 = \mu_d / q_n$

Τεκμηρίωση των q , q_n , q_u & C_1 .



Σχέσεις μετασχηματισμού [KAN.ΕΠΕ. §7.2.6.2]

$$q_n = (\mu_d - 1)(T/T_c) + 1, T < T_c$$

$$q_n = \mu_d, T \geq T_c$$

Συντελεστής δομικής πλαστιμότητας

$$\mu_d = dt/dy = \mu_s$$

Παράγων υπεραντοχής

$$q_n = S_{ae}/S_{ay}$$

Παράγων πλαστιμότητας

$$q_u = S_{ay}/S_{a1}$$

Καθολικός δείκτης συμπεριφοράς

$$q = q_n \cdot q_u = (S_{ae}/S_{ay}) \cdot (S_{ay}/S_{a1}) = S_{ae}/S_{a1}$$

Συντελεστής C_1 [KAN.ΕΠΕ. §5.5.5.2]

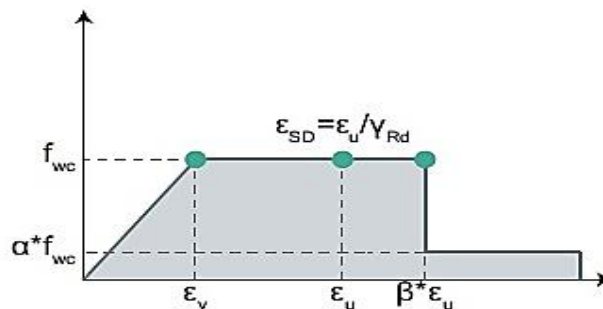
$$C_1 = \mu_d / q_n$$

Σχήμα 3.12 Διάγραμμα ADRS (S_a-d). Τεκμηρίωση των q , q_n , q_u

3.1.5 Τοιχοπληρώσεις

Σύμφωνα με την §2.1.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται υποχρεωτικά στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό.

Το πάχος της τοιχοπλήρωσης στην περίπτωση μπατικής τοιχοποιίας δίνεται ίσο με 0.20m και στην περίπτωση της δρομικής ίσο με 0.10m. Οι τοιχοπληρώσεις εισάγονται στο μοντέλο προσομοίωσης ως αμφιαρθρωτές διαγώνιες ράβδοι. Λαμβάνονται υπόψη κάθε φορά οι θλιβόμενες διαγώνιες ράβδοι.



Σχήμα 3.13 Σκελετικό διάγραμμα τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων

Όταν οι τοιχοπληρώσεις έχουν ανοίγματα γίνεται ο υπολογισμός του συντελεστή R_1 , συντελεστής απομείωσης των τοιχοπληρώσεων (Πίνακας 3.1).

Πίνακας 3.1 Ο συντελεστής R_1 απομείωσης τοιχοπληρώσεων

Παράθυρα	Μπαλκονόπορτες	Εσωτερικές πόρτες
(0.1)		
$\frac{1,20}{2,96} \times \frac{1,60}{l_p} = \frac{0,65}{l_p}$	$\frac{2,20}{2,96} \times \frac{1,60}{l_p} = \frac{1,90}{l_p}$	$\frac{2,20}{2,96} \times \frac{0,80}{l_p} = \frac{0,59}{l_p}$

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προβλέπει για διαστάσεις ανοίγματος κάτω από το 20% της διάστασης του φανώματος (δηλαδή $A_{open}/A_{pan} < 0.20$) μηδενισμό της επιρροής του ανοίγματος ($R_1=1$), ενώ για διαστάσεις ανοίγματος πάνω από το 50% της διάστασης του φανώματος μηδενισμό της επιρροής της τοιχοποιίας ($R_1=0$).

Μεταξύ των δύο αυτών τιμών (20%-50%) θεωρείται γραμμική παρεμβολή και χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του R_1 . Ο συντελεστής απομείωσης της διατομής (π.χ. λόγω ανοιγμάτων του φανώματος) δίνεται από το χρήστη. Το πρόγραμμα αναγνωρίζει τέσσερις περιπτώσεις τοιχοπληρώσεων.

- Υφιστάμενη
- Νέα
- Ενισχυμένη
- Τοιχοματοποίηση πλαισίου

3.1.6 Αντοχές υλικών

Σύμφωνα με τον Πίνακα 1 του Παραρτήματος 3.1 του (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017), επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής υλικών (σκυροδέματος, χάλυβα οπλισμού και τοιχοπληρώσεων). Στην περίπτωση αυτή η $\Sigma.A.\Delta.$ θεωρείται «ανεκτή». Παρακάτω απεικονίζονται (πίνακες 3.2 έως 3.3) οι «ερήμην» αντιπροσωπευτικές και μέσες τιμές θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος και χάλυβα.

Πίνακας 3.2 Ερήμην αντιπροσωπευτικές τιμές θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος

Εφαρμοσθέντες κανονισμοί μελέτης & κατασκευής	«Ονομαστική» μέση τιμή f_{cm} (MPa)	Χαρακτηριστική τιμή f_{ck} (MPa)
... < 1954	10	6
1954 < ... < 1985	12	8
1985 < ... < 1995	16	12
1995 < ...	20	16

Πίνακας 3.3 Ερήμην αντιπροσωπευτικές τιμές διαρροής χάλυβα οπλισμού

Κατηγορία χάλυβα οπλισμού	«Ονομαστική» μέση τιμή f_{ym} (MPa)	Χαρακτηριστική τιμή f_{yk} (MPa)
S220 & StI	280	240
S400 & StIII	450	410
S500 & StIV	520	500

Εν γένει η εκτίμηση της αντοχής πραγματοποιείται με πειραματικές μετρήσεις, αλλά μπορεί να εκτιμάται βάσει των χαρακτηριστικών του χάλυβα που έχει χρησιμοποιηθεί.

Πίνακας 3.4 Αναμενόμενες μέσες αντοχές για υφιστάμενο σκυρόδεμα

	Ποιότητα υφιστάμενου σκυροδέματος όπως προδιαγράφεται στην μελέτη		Αποτίμηση Φ.Ι.
	Μέση τιμή κυβικού δοκιμίου [MPa]	Χαρακτηριστική τιμή κυλινδρικού δοκιμίου f_{ck} [MPa]	Ενδεικτική Μέση αναμενόμενη τιμή κυλινδρικού δοκιμίου f_{cm} [MPa]
B160	16		16
B225	22.5		22.5
B300	30		30
C16/20		16	23÷30
C20/25		20	29÷35

Πίνακας 3.5 Ενδεικτικές – προτεινόμενες τιμές χαρακτηριστικής αντοχής

	Νέος οπλισμός Χαρακτηρ. τιμές	Υφιστάμενος οπλισμός Μέσες τιμές			
	B500C	S500s ή B500C	S500	StIII ή S400	StI ή S220
Αντοχή f_{yk} ή f_{ym} [MPa]	$f_{yk} = 500$	$f_{ym} = 550 \div 575$	$f_{ym} = 550 \div 575$	$f_{ym} = 460 \div 480$	$f_{ym} = 260 \div 290$
Οριακή παραμόρφωση ϵ_{suk} ή ϵ_{sum}	6.0 ÷ 7.5%	10%	5%	5%	10 ÷ 12%

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΑΝΑΛΥΣΗ - ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

4.2 Περιγραφή Δομήματος - Διερεύνηση

Πρόκειται για πενταώροφο κτίριο, το ισόγειο πιλοτή με χρήση κατοικίας. Ο φέρων οργανισμός του είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας B225 και STIII για τον κύριο οπλισμό, STI για τους συνδετήρες. Έτος κατασκευής 1980.

Οι κανονισμοί με τους οποίους μελετήθηκε το κτίριο είναι ο Α.Κ 1959, ο Κ.Σ 1954 και ο Κ.Φ 1945. Το κτίριο αποτελείται από 5 ορόφους με το ισόγειο πιλοτή. Ο κύριος φέρων οργανισμός του κτιρίου (Σχήμα 4.1) είναι μεικτό σύστημα πλαισιακό με υποστυλώματα και τοιχώματα, πλακοδοκούς και τοιχώματα (20/80 και 20/100). Τοιχώματα θεωρούνται κατά τον κανονισμό με τον οποίο μελετήθηκε το κτίριο δομικά στοιχεία με λόγο πλευρό $b/l \geq 4$. Οι δοκοί διαστάσεων από 20/60. Οι πλάκες είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και συμπεριφέρονται ως διαφράγματα (διαφραγματική λειτουργία). Ο πυρήνας του ανελκυστήρα, από τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος και το κλιμακοστάσιο, ευρίσκονται περίπου στο μέσον της κάτοψης. Η θεμελίωση είναι από μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριους δοκούς μόνο περιμετρικά του κτιρίου, διαστάσεων 20/70.

Η χρήση του κτιρίου είναι κατοικία. Μπορούμε επομένως να λάβουμε υπόψη τις παραδοχές φόρτισης της αρχικής μελέτης. Στην αρχική μελέτη ο σεισμικός συντελεστής είναι $\varepsilon=0.04$, ενώ σήμερα η σεισμική επιτάχυνση έχει ληφθεί ίση με $\alpha=0.16g$, με κατηγορία εδάφους B και άρα επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\varepsilon\delta}=300 \text{ kN/m}^2$.

Όσον αφορά τους οπλισμούς, χρησιμοποιούνται μικρές διατομές χάλυβα τόσο στις δοκούς όσο και στα υποστυλώματα. Η όπλιση είναι ελαφριά σε όλα τα μέλη του κτιρίου, ειδικά στους υψηλότερους ορόφους. Την εποχή που σχεδιάστηκε το εξεταζόμενο έναντι σεισμού, κτίριο, ο απαιτούμενος διαμήκης και διατμητικός οπλισμός σε δοκούς και υποστυλώματα, υπολογιζόταν με την μέθοδο των επιτρεπομένων τάσεων (ορθών και διατμητικών), δηλαδή με γραμμική ελαστική ανάλυση. Το κτίριο υποβαλλόταν σε οριζόντιες δυνάμεις (μονόροφο μοντέλο). Οι δυνάμεις αυτές ήταν πολύ μικρότερες από αυτές που απαιτούνται από τους σύγχρονους Κανονισμούς.

Σε κτίρια χαμηλού ύψους (3-4 ορόφων) που είχαν συμμετρική διάταξη υποστυλωμάτων με σαφή πλαίσια ανάληψης οριζοντίων δυνάμεων, η μέθοδος των επιτρεπομένων τάσεων έδινε ικανοποιητικά αποτελέσματα.

Οι χαμηλοί συντελεστές σεισμικότητας και η μέθοδος που εφαρμοζόταν για τον υπολογισμό διατμητικών τάσεων, έδινε ως αποτέλεσμα, τοποθέτηση συνδετήρων σε μεγάλες σχετικές αποστάσεις με όχι ικανοποιητικό οπλισμό στα υποστυλώματα εν αντιθέσει με τις δοκούς.

Παρατηρούμε λοιπόν στο συγκεκριμένο κτίριο, ότι οι συνδετήρες στα υποστυλώματα και στις δοκούς είναι Φ8 ανά 25 έως 30 εκ. Στις ακραίες στηρίξεις των συνεχών δοκών τοποθετούνται πρόσθετες ράβδοι μορφής Π (φουρκέτες), ενώ η κάλυψη των διατμητικών δυνάμεων στις στηρίξεις των δοκών γινόταν με σπαστό οπλισμό (τα μισά του κύριου οπλισμού κάμψης) και επιπλέον πρόσθετο οπλισμό (πάπιες) στις στηρίξεις.

Επίσης ελλειπείς επικαλύψεις όλων των δομικών στοιχείων. Υπάρχουν έμμεσες στηρίξεις καθώς και κοντά υποστυλώματα στην πιλοτή λόγω φύσης, μικρό ύψος υποστυλώματος με μεγάλη διάσταση. Λόγος διάτμησης $a < 2.50$.

Στα παρακάτω Σχήματα (4.2 έως 4.6) παρουσιάζονται οι ξυλότυποι των πέντε ορόφων του εξεταζομένου κτιρίου.

4.2.1 Βλάβες - Διαπιστώσεις

Στον σεισμό του 1999 των Αθηνών το κτίριο υπέστη βλάβες στον Φ.Ο, επισκευάσιμες κυρίως, σε ορισμένα υποστυλώματα της πιλοτής. Σοβαρή βλάβη είχε υποστεί το ένα από τα τρία τοιχία του πυρήνα του ανελκυστήρα. Επίσης είχαν παρατηρηθεί και βλάβες λόγω διάβρωσης και οξειδωσης οπλισμών (αποφλοιώσεις), οι οποίες αποτέλεσαν την κύρια τρωτότητα της κατασκευής, αφού οι βλάβες εμφανίστηκαν στα σημεία αυτά, εκτός της παθογένειας του Φ.Ο, λόγω της κακής διάταξης τοιχωμάτων (τοιχώματα μια διεύθυνσης) και των κοντών υποστυλωμάτων.

Οι βλάβες αποτυπώνονται στα συνημμένα σχέδια (Σχήμα 4.2), με τα γράμματα Β.β οι σοβαρές και οι ελαφριές με τα (Β.α). Βλάβες ελαφριές υπέστη και ο οργανισμός πλήρωσης (τοιχοποιίες) του ισογείου καθώς του Α ορόφου (τοιχοποιίες με βλάβες, ρηγματώσεις, αποκολλήσεις.). Επίσης ρηγματώσεις εμφανίστηκαν σε ορισμένες πλάκες του ισογείου κοντά στις στηρίξεις και σε δοκούς του ισογείου, (ελαφριές απλές ρηγματώσεις μικρότερες των 3 mm.

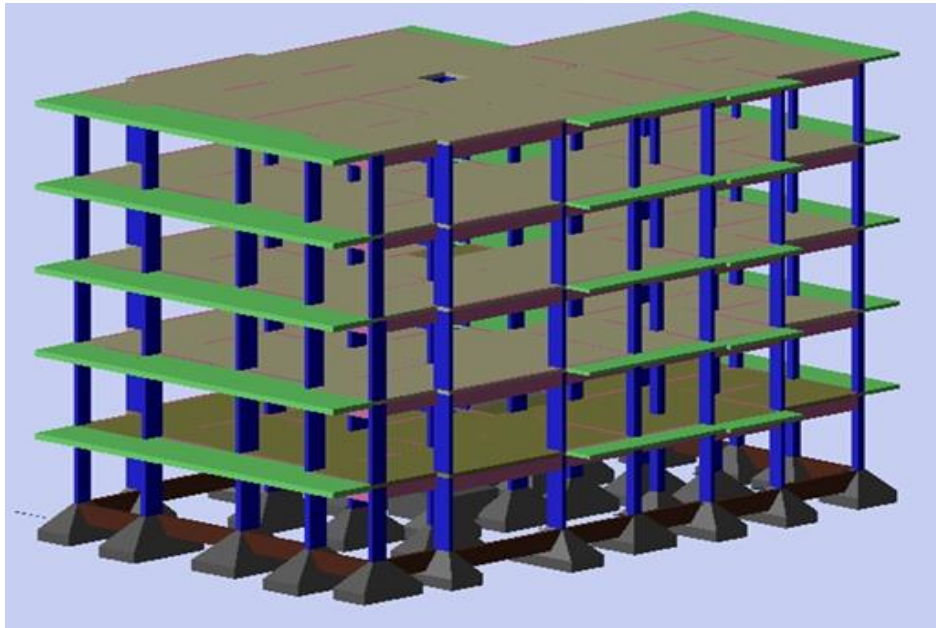
Σοβαρές βλάβες τύπου (Ββ) εννοούμε αποκολλήσεις τμημάτων σκυροδέματος και ρηγματώσεις χιαστί ή λοξές μεγαλύτερες από 3 mm, αποφλοιώσεις οπλισμού και μερική ενδεχομένως θραύση τοπικά του σκυροδέματος. Ελαφριές βλάβες τύπου (Βα) χαρακτηρίζονται οι οριζόντιες ρηγματώσεις, οι κατακόρυφες ρηγματώσεις οι μικρότερες από 3 mm, οι αποκολλήσεις, οι ρηγματώσεις στα σημεία διακοπής σκυροδετήσεως, οι τριχοειδείς ρωγμές και η διάβρωση οπλισμού η οποία προκαλεί διόγκωση της επικάλυψης και αποφλοίωση των οπλισμών.

Οι βλάβες οφείλονται στους παρακάτω λόγους:

α) Στη μεγάλη ένταση του σεισμού της περιοχής σε σχέση με το επίπεδο σεισμικής διέγερσης που προέβλεπε ο τότε κανονισμός (αντισεισμικός κανονισμός 1959), με τον οποίο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε το κτίριο ($\epsilon=0.04$) περιοχή σεισμικότητας I. Το επίπεδο σεισμικής διέγερσης ήταν πολύ υψηλότερο από αυτό που προδιέγραφε ο τότε κανονισμός.

β) Σε κακοτεχνίες της κατασκευής. Έλλειψη συνδετήρων στη βάση, κυρίως των υποστυλωμάτων (ευρέθησαν συνδετήρες σε απόσταση μεταξύ τους $>30\text{cm}$), μικρές αναμονές οπλισμών. Υπήρξαν αναμονές που ήταν εκτός της περιμέτρου του συνδετήρα του υποστυλώματος.

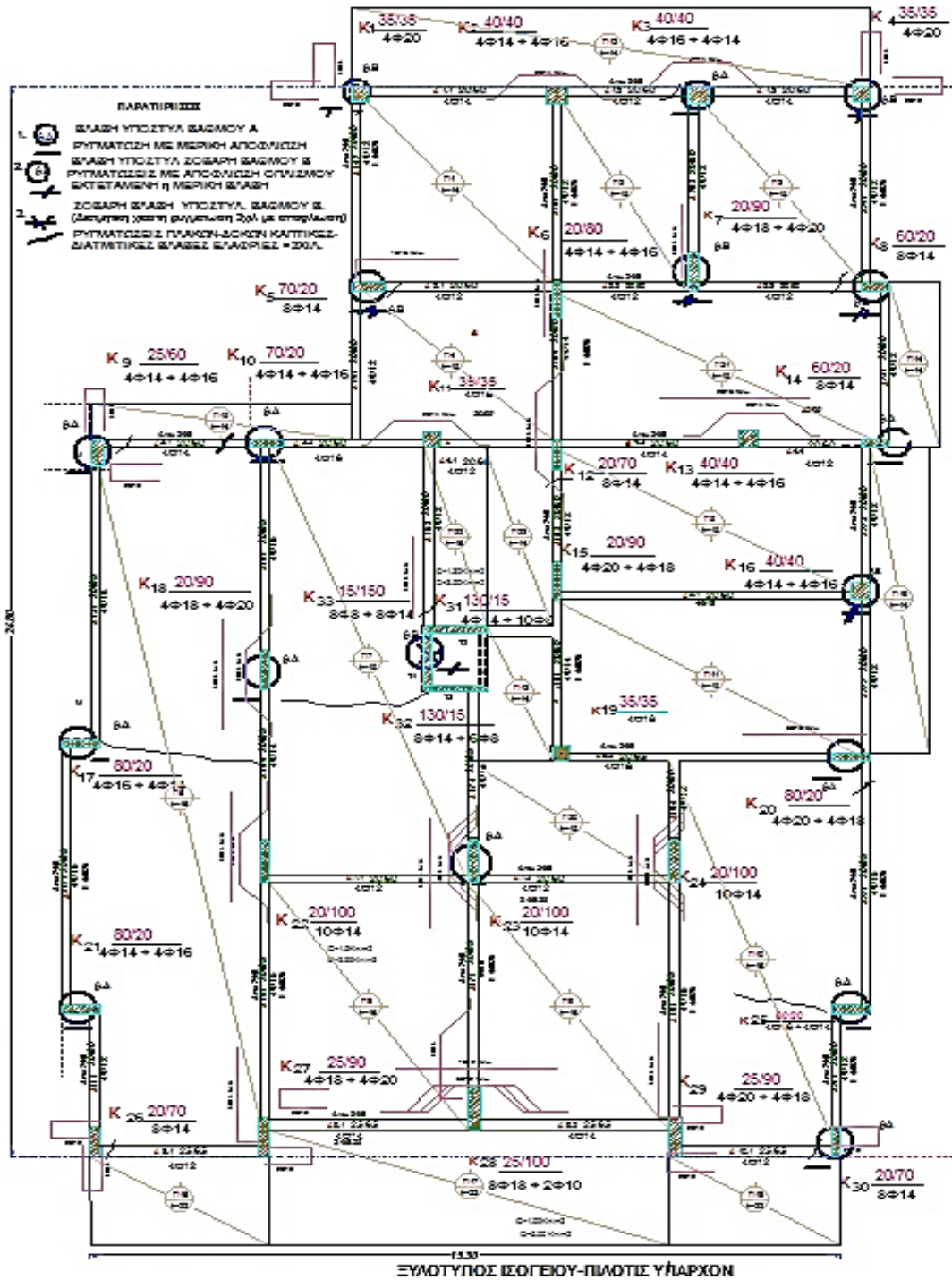
γ) Στην ύπαρξη πιλοτής χωρίς αυτό να έχει ληφθεί υπ' όψιν στους υπολογισμούς. Αύξηση των εντατικών μεγεθών λόγω ασυνέχειας τοιχοπληρώσεων (μαλακός όροφος).



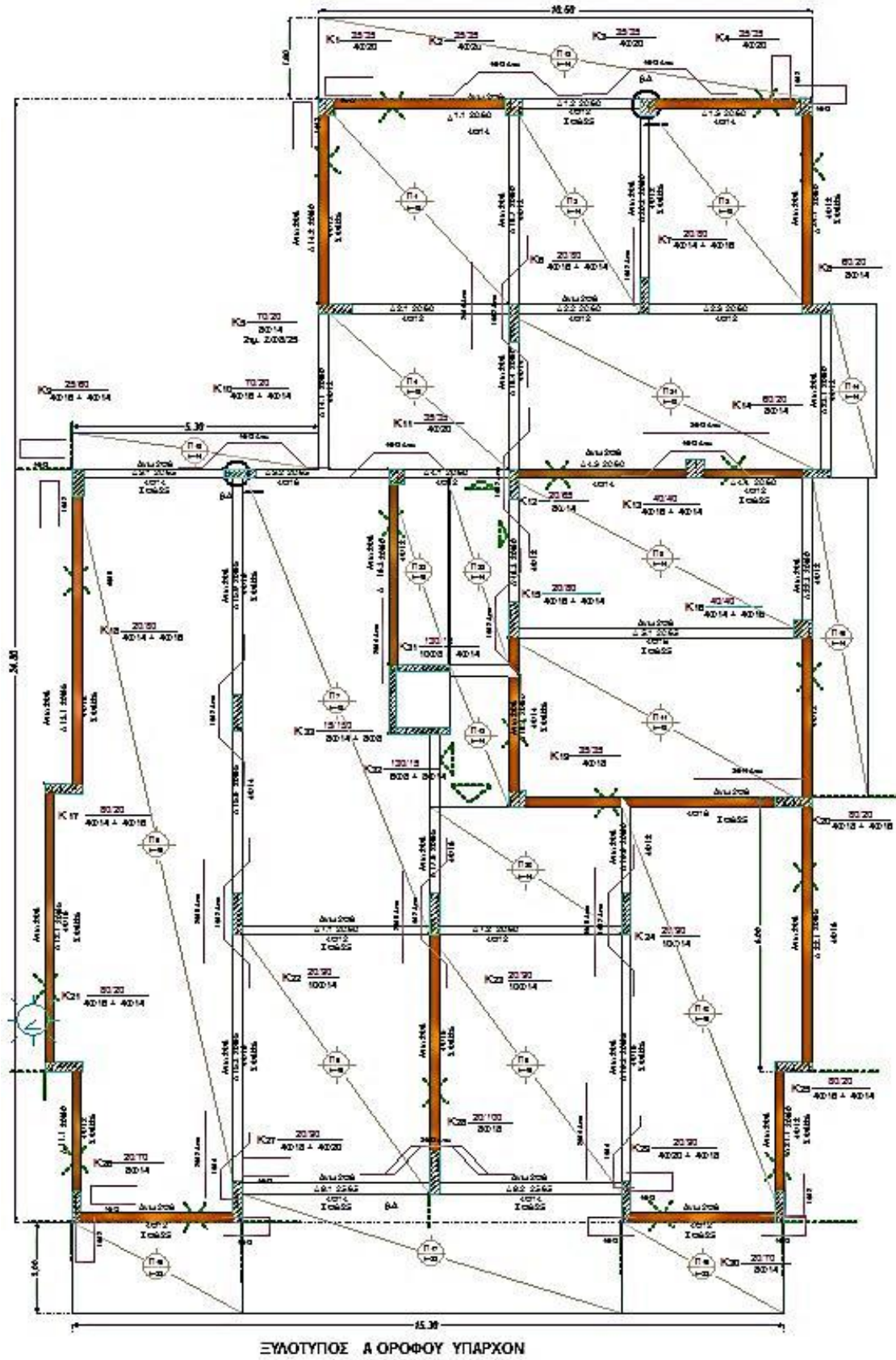
Σχήμα 4.1 Φωτορεαλιστικό προσομοίωμα του κτιρίου

4.3 Αποτύπωση φορέα – Ευλότυποι.

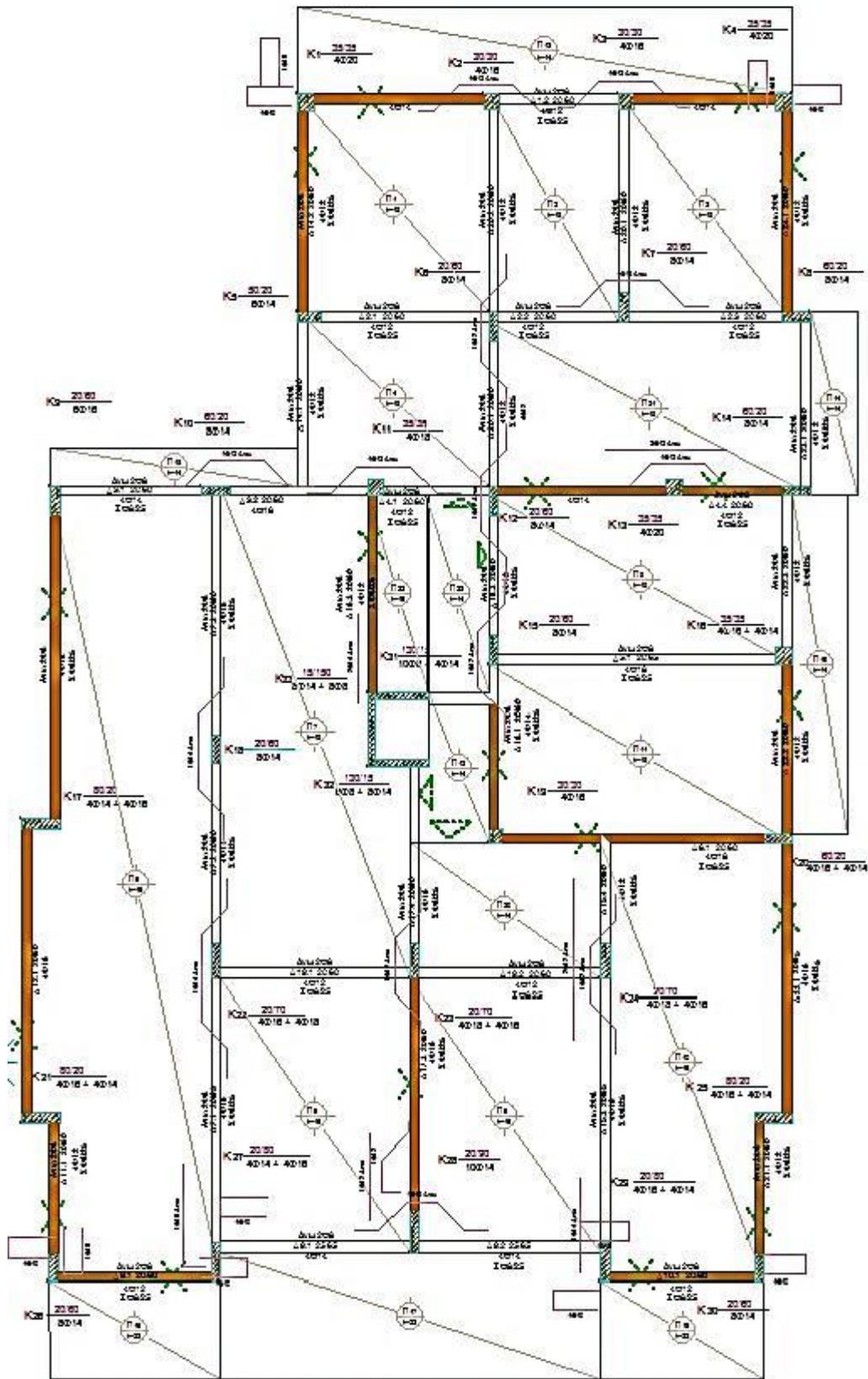
Γίνεται αποτύπωση φέροντος οργανισμού του υφιστάμενου κτιρίου, λαμβάνοντας υπόψη τα εγκεκριμένα σχέδια σε συνδυασμό, όπως κατασκευάστηκε. Επίσης αποτυπώνονται οι βλάβες και οι τοιχοπληρώσεις των ορόφων (ισόγειο πιλοτή) που λαμβάνονται υπόψη στην αποτίμηση, με έγχρωμη σκίαση.



Σχήμα 4.2 Ευλότυπος Ισογείου με αποτύπωση βλαβών

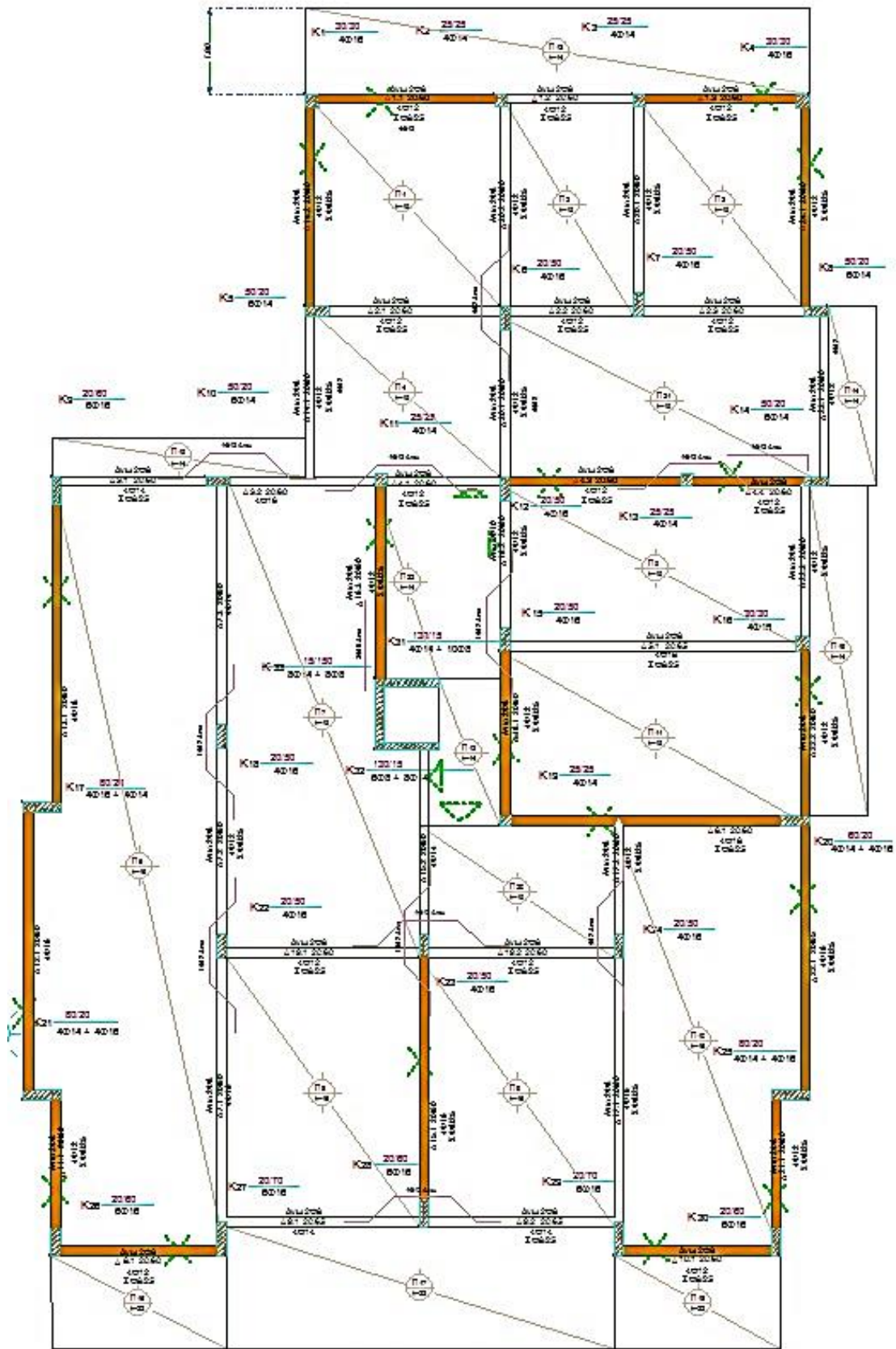


Σχήμα 4.3 Ξυλότυπος Α ορόφου με αποτύπωση τοιχοπληρώσεων



ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ Γ ΟΡΟΦΟΥ ΥΠΑΡΧΟΝ

Σχήμα 4.5 Ευλότυπος Γ ορόφου με αποτύπωση τοιχοπληρώσεων



ΕΞΛΟΤΥΠΟΣ Δ ΟΡΟΦΟΥ ΥΠΑΡΧΟΝ

Σχήμα 4.6 Ξυλότυπος Δ ορόφου με αποτύπωση τοιχοπληρώσεων

4.4 Αποτίμηση - Ανάλυση

4.4.1 Παραδοχές - προσομοίωση

Για την προσομοίωση του φορέα, πραγματοποιήθηκε μια σειρά ενεργειών.

Παραδοχές - Σεισμολογικά δεδομένα

- σεισμικότητα περιοχής II
- σεισμικός συντελεστής $A=a_g=0.16$
- σπουδαιότητα κτιρίου 1, $\gamma=1.00$
- κατηγορία εδάφους B $S=1.20$
- δείκτης σεισμικής συμπεριφοράς για την ελαστική ανάλυση $q=1.30$
- στάθμη επιτελεστικότητας B1
- επιτρεπόμενη τάση εδάφους 300 kN/m^2 (μέθοδος προσεγγιστική)
- ποιότητα σκυροδέματος C16/20 (B225)
- χαρακτηριστική αντοχή $f_{yk}=18\text{MPa}$ και μέση αντοχή $f_{cm}=23\text{MPa}$
- ποιότητα χάλυβα κυρίου οπλισμού S400 (STII)
- χαρακτηριστική τιμή αντοχής $f_{ck}=410\text{MPa}$
- χάλυβα συνδετήρων S220 (STI)
- χαρακτηριστική τιμή αντοχής $f_{yk}=240\text{MPa}$
- μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος $E_{cm}=2.7\text{GPa}$
- λόγος poisson 0.20
- συντελεστής απόσβεσης $\eta=5\%$
- Επιλέχθηκε ΣΑΔ ικανοποιητική

Για τις φορτίσεις και το μοντέλο φόρτισης επιλέχτηκε.

- μόνιμα φορτία πλακών 1.5 kN/m^2
- κινητά φορτία πλακών 2.00 kN/m^2
- κινητά φορτία εξωστών 5.00 kN/m^2
- μόνιμα φορτία κλιμάκων 1.30 kN/m^2
- κινητά φορτία κλιμάκων 3.50 kN/m^2
- μόνιμο φορτίο δρομικής τοιχοποιίας επί δοκών 6.00 kN/m^2
- μόνιμο φορτίο μπατικής η ψαθωτής τοιχοποιίας επί δοκών 9.00 kN/m^2

Αρχικά, σχεδιάστηκαν οι κατόψεις των ορόφων στο σχεδιαστικό του προγράμματος Fespa. Περιγράφηκε ο φορέας σε ξυλότυπους, (υποστυλώματα, δοκοί, πλάκες) σύμφωνα με τα αποτελέσματα της αποτύπωσης – διερεύνησης (Σχήματα 4.2 έως 4.6). Επιλέχθηκαν επικαλύψεις, αποστάσεις συνδετήρων, οπλισμοί υποστυλωμάτων όπως υφίσταται και τρόπο κάλυψης διατμητικών δυνάμεων στις δοκούς με λοξό οπλισμό κατά τον κανονισμό σκυροδέματος 1954. Επίσης προσομοιώθηκαν τα φέροντα δομικά στοιχεία (δοκοί – υποστυλώματα - θεμελίωση) σύμφωνα με την μεθοδολογία των κανονισμών του χρόνου αρχικής μελέτης (1980).

Η συνεισφορά της τοιχοποιίας πλήρωσης μπορεί να είναι καθοριστική στη συνολική συμπεριφορά του δομήματος. Για τον λόγο αυτό είναι σημαντική η εξέταση της συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων κτιρίων. Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο Κεφάλαιο 2 και 3, η θετική επιρροή οφείλεται στο γεγονός ότι συμβάλλουν στην αντίσταση έναντι σεισμικών δράσεων, με αύξηση αντοχής του δομήματος (υπεράντοχη) τουλάχιστον στα πρώτα στάδια της σεισμικής επιβάρυνσης (ελαστική περιοχή), στην απορρόφηση της ενέργειας αλλά και στην αύξηση της πλευρικής δυσκαμψίας του φορέα, με αποτέλεσμα να περιορίζονται οι σεισμικές μετακινήσεις της κατασκευής.

Στο πλαίσιο της εργασίας αυτής, εξετάζεται το δόμημα με τοιχοπληρώσεις (Σχήμα 1.3) και χωρίς τοιχοπληρώσεις (Σχήμα 1.2). Οι τοιχοπληρώσεις που λαμβάνονται υπόψη είναι οι μπατικές ή ψαθωτές και εφόσον το ποσοστό ανοιγμάτων προς το σύνολο της επιφάνειας της τοιχοπλήρωσης είναι μικρότερο του 50%. Η προσομοίωση γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ (κεφάλαια 4 και 7) όπως έχει αναφερθεί στην παρούσα εργασία.

Η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων έγινε λαμβάνοντας υπόψη την ορθογωνική διατομή, ως διαγώνιες ράβδους, χιαστούς θλιπτήρες - ελκυστήρες, όταν το δόμημα αναλύεται με την ελαστική δυναμική φασματική μέθοδο και μόνο ως θλιπτήρες στην ανελαστική στατική μη γραμμική μέθοδο. Οι ράβδοι συνδέονται μεταξύ των κόμβων των υποστυλωμάτων με συνθήκες στήριξης αμφιαρθωτές σε δυο διευθύνσεις (X,Y στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων). Με γεωμετρικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας, μέτρο ελαστικότητας $E=1.1 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ και αντοχής σε θλίψη $f_{yw}=1.60 \text{ MPa}$.

Για τις ανάγκες της εργασίας μελετήθηκαν δυο προσομοιώματα. Ένα χωρίς την συμμετοχή των τοίχων πλήρωσης (τοιχοπληρώσεις) με ονοματολογία προσομοίωμα X.TXΠ (Σχήμα 1.2) και ένα δεύτερο με συμμετοχή τοιχοπληρώσεων με ονοματολογία προσομοίωμα M.TXΠ (Σχήμα 1.3). Για τα δυο προσομοιώματα έγινε αποτίμηση με ελαστική δυναμική φασματική ανάλυση με καθολικό δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς (q) και με ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τις ελαστικές αναλύσεις λαμβάνεται δείκτης σεισμικής συμπεριφοράς $q=1.30$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ κεφάλαιο 4), διότι το κτίριο έχει μελετηθεί και κατασκευαστεί προ του 1984 με δυσμενή επιρροή τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος λόγω ύπαρξης πιλοτής.

4.4.2 Αντοχές Υλικών Κτηρίου

Στα χαρακτηριστικά υλικών (αντοχές) λαμβάνονται οι μέσες τιμές μείον την τυπική απόκλιση για τις ελαστικές ή ανελαστικές αναλύσεις με όρους δυνάμεων και για τις ανελαστικές στατικές με όρους παραμορφώσεων λαμβάνουμε τις μέσες τιμές .

Το B225 σε ποιότητα σύμφωνα με τους νέους κανονισμούς είναι ανάμεσα σε C16/20 και C20/25, δηλαδή με χαρακτηριστική αντοχή $f_{ck}=18$ MPa. (Σχήμα 4.7)

Η τελική αντοχή σκυροδέματος στην ανάλυση με όρους δυνάμεων (ελαστική) λαμβάνεται:

- Η μέση ονομαστική τιμή είναι .

$$f_{cm}=f_{ck}+5 \text{ MPa} =23 \text{ MPa}$$

- Η τιμή σχεδιασμού.

$f_{cd}=f_{cm}-s$ όπου η (s) τυπική απόκλιση είναι περίπου 15% της μέσης τιμής αν δεν υπάρχουν ακριβή στοιχεία (KAN-ΕΠΕ παράρτημα 4.2).

$$f_{cd} = 23 \text{ MPa} -3.50 \text{ MPa} =19.50 \text{ MPa}$$

Για τον χάλυβα ισχύουν τα αναφερόμενα στο κεφάλαιο 3 Πίνακας 3.3

Η χαρακτηριστική τιμή του χάλυβα STIII ή S400 είναι $f_{yk} =410$ MPa

- Η μέση ονομαστική τιμή

$$f_{ym}=450\text{MPa}$$

- Η τιμή σχεδιασμού.

$f_{yd}=f_{ym}-s$ όπου η (s) τυπική απόκλιση είναι περίπου 8% της μέσης τιμής αν δεν υπάρχουν ακριβή στοιχεία (KAN-ΕΠΕ παράρτημα 4.2).

$$f_{yd} = 414 \text{ MPa}$$

Η χαρακτηριστική τιμή του χάλυβα STI ή S220 είναι $f_{yk}=240$ MPa

- Η μέση ονομαστική τιμή

$$f_{ym}=280\text{MPa}$$

- Η τιμή σχεδιασμού.

$f_{yd}=f_{ym}-s$ όπου η (s) τυπική απόκλιση είναι περίπου 10% της μέσης τιμής.

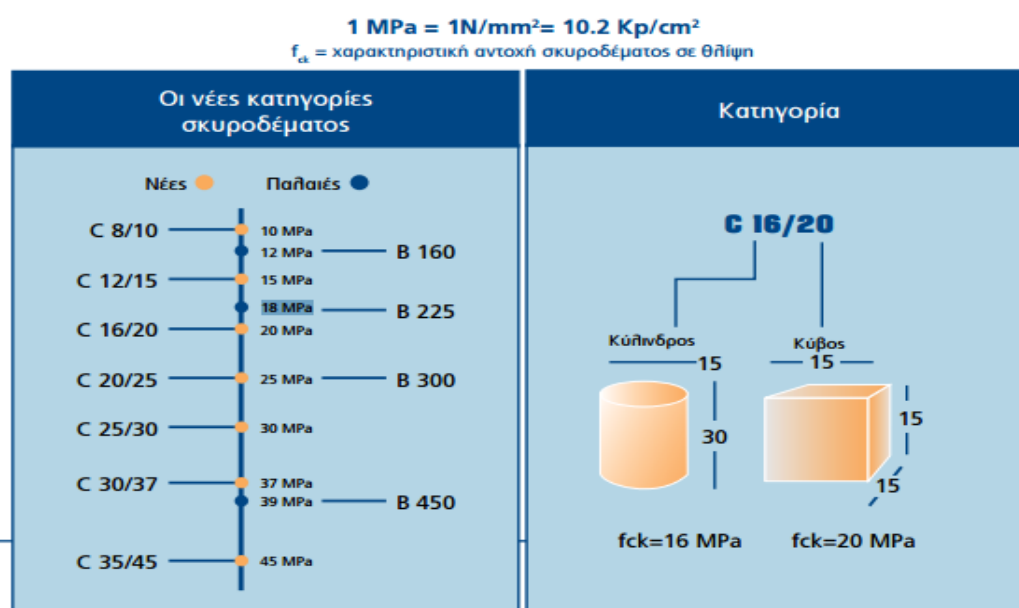
$$f_{yd} = 252 \text{ MPa}$$

Οι τιμές σχεδιασμού είναι χωρίς τους συντελεστές ασφάλειας υλικών (γ_m)

Για την ανελαστική στατική ανάλυση με έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων ΣΑΔ ικανοποιητική, λαμβάνονται ως αντιπροσωπευτικές τιμές σκυροδέματος και χάλυβα οι μέσες.

$$f_{cm} = f_{ck} + 5 \text{ MPa} = 18 + 5 = 23 \text{ MPa}$$

Για χάλυβες StIII και StI λαμβάνεται $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ και για τον χάλυβα StI αντίστοιχα $f_{yk} = 280 \text{ MPa}$ (πίνακας 3.3)



Σχήμα 4.7 Σύγκριση κατηγοριών σκυροδέματος ΕΚΩΣ με κανονισμό 1954 (Interbeton 2000)

4.4.3 Συλλογή Στοιχείων Υφιστάμενου Δομήματος

Για την αποτίμηση έγιναν οι παρακάτω έρευνες και συλλογή στοιχείων.

- Συγκέντρωση δεδομένων που αφορούν στο ακίνητο (Δημόσια Έγγραφα, άδειες Σχέδια).
- Προσδιορίστηκε το Δομητικό σύστημα του φορέα - κτιρίου (αποτύπωση σε ξυλότυπους).
- Αξιολόγηση αν έγιναν μεταγενέστερα επεμβάσεις στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου μετά την ανέγερση του και πριν τις βλάβες.
- Έγινε αποτύπωση του κτιρίου των δομικών στοιχείων, οριζοντίων και κατακόρυφων και των τοιχοποιιών που ελήφθησαν υπόψη στο προσομοίωμα.

- Έγινε αποτύπωση θεμελίωσης (Είδος στοιχείων θεμελίωσης, μορφολογία θεμελίωσης, έδαφος θεμελίωσης).

Σύμφωνα με τα ανωτέρω, λαμβάνοντας υπόψη ότι δεν υπήρξε η δυνατότητα πραγματοποίησης μετρήσεων, για τη διαπίστωση της αντοχής των υλικών στο υφιστάμενο κτίριο, η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων για τις ανάγκες της εργασίας χαρακτηρίζεται ως «Ικανοποιητική».

Σημειωτέον ότι η συμπεριφορά της θεμελίωσης ήταν επαρκής σε όλη την διάρκεια χρήσης (κατοικία) του δομήματος. Με δεδομένο ότι δεν αυξάνονται τα στατικά φορτία θεωρήθηκε ότι η υφιστάμενη θεμελίωση, όπως αποτυπώνεται στα εγκεκριμένα σχέδια είναι επαρκής και με βάση αυτήν θα γίνει η αποτίμηση.

4.5 Αποτίμηση με ελαστική Δυναμική Φασματική Ανάλυση

Η επίλυση γίνεται με το πρόγραμμα fespa. Η μέθοδος ανάλυσης και επίλυσης είναι η δυναμική φασματική μέθοδος με φάσμα σχεδιασμού EC8-1. Για τον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων χρησιμοποιείται το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC8-1 (Σχήμα 4.8 και 4.9).

Η επιλογή συντελεστών ασφαλείας δράσεων και αντιστάσεων έγινε σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Επιλέχτηκε η δυναμική φασματική μέθοδος με μετατόπιση μαζών. Η επιρροή της στρέψης λαμβάνεται υπόψη με μετάθεση του κέντρου μάζας (ΚΜ) και της μαζικής ροπής κάθε ορόφου σε απόσταση ίση προς $e_{ai}=0.05L_i$, όπου L_i το πλάτος του ορόφου κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για κάθε διεύθυνση, οπότε με τον τρόπο αυτό προκύπτουν τέσσερις ανεξάρτητοι φορείς προς επίλυση (EC8-1 §4.3.2(1)Α). Ουσιαστικά με την μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η τυχηματική εκκεντρότητα και στην ανελαστική ανάλυση (pushover).

Καθορίστηκε το πλήθος των ιδιομορφών που θα ληφθούν υπόψη ώστε να ενεργοποιείται το 90% της μάζας του δομήματος. Οι συντελεστές δυσκαμψίας διατομών του σκυροδέματος, υποστρωμάτων και δοκών είναι σύμφωνα με τον EC8-3 §4.3.1(7), δηλαδή ίσες με το $\frac{1}{2}$ της δυσκαμψίας της μη ρηγματωμένης διατομής και οι συντελεστές για την δυστρέψια των υποστρωμάτων και δοκών 0.10 (Πινάκας 4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ).

Η άθροιση των ιδιομορφικών μεγεθών γίνεται με τον κανόνα της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC). Τα ταυτόχρονα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται από την εφαρμογή του φάσματος ξεχωριστά σε δύο διευθύνσεις, σε αναλογία 100 προς 30 σε κάθε μια, με υπολογισμό όλων των προκύπτωμενων συνδυασμών.

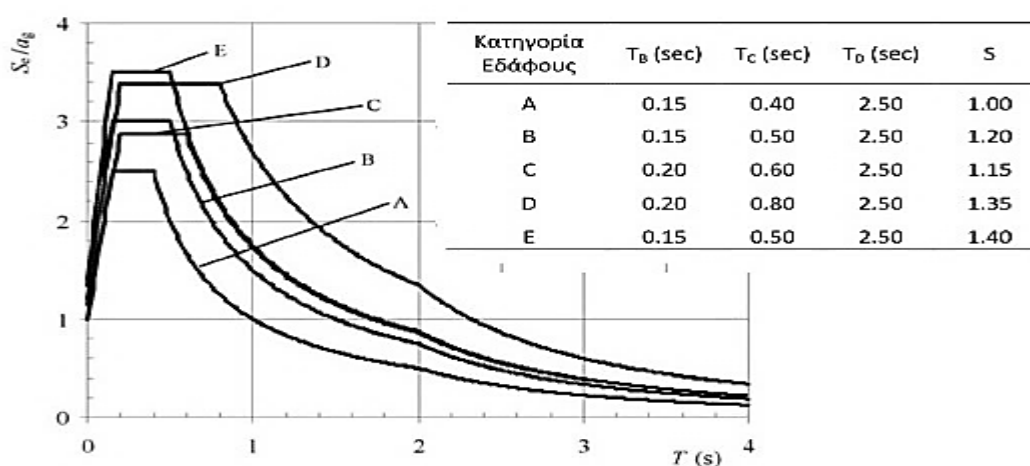
Οι μάζες λαμβάνονται υπόψη συγκεντρωμένες στους κόμβους. Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν έξι βαθμοί ελευθερίας κίνησης, ενώ οι κόμβοι θεμελίωσης θεωρούνται εν γένει οριζόντια παγιομένοι και έχουν τέσσερις βαθμούς ελευθερίας.

Οι επιλύσεις έγιναν με την ακριβή μέθοδο αντιστροφής του μητρώου ακαμψίας (κατά GAUSS) των μελών του χωρικού προσομοιώματος. Επίσης ελήφθησαν υπόψη έργα από αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης (LH-Λογισμική 2016).

Το προσομοίωμα του δομήματος είναι πλαίσιο τριών διαστάσεων, εδραζόμενο επί ελαστικού εδάφους. Λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Επίσης ελέγχεται το δόμημα αν είναι κανονικό, (εκτός της γεωμετρικής κανονικότητας) με τα κριτήρια της §4.2.3.2(2)-(5) του EC8-1. Ελέγχεται ο περιορισμός της στατικής εκκεντρότητας $e_0 < 0.3 \cdot r$ και ο έλεγχος της στρεπτικής δυσκαμψίας $r_i > l_s$.

Η r_i είναι η ακτίνα δυστρεψιάς του ορόφου και l_s η ακτίνα αδρανείας της μάζας του ορόφου.

Ελέγχεται το δόμημα αν είναι η όχι κανονικό καθ' ύψος βάσει των κριτηρίων της §4.2.3 του EC8-1. Λαμβάνονται υπόψη επιρροές 2ας τάξεως P-δ, υπολογίζεται ο συντελεστής σχετικής μεταθετότητας (θ) και οι μετακινήσεις των ορόφων. Ανάλογα εφαρμόζονται οι διατάξεις της §4.4.2.2(3) του EC8-1.



Σχήμα 4.8 Σχέσεις φάσματος σχεδιασμού EC8-1

Ευρωκώδικας 8 – Φάσμα σχεδιασμού (§3.2.2.5)

Περιοχή ιδιοπεριόδων

Εξίσωση

$$0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

$$T_D \leq T \leq 4s$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

$S_d(T)$: φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

T : θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής

a_g : μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

$$a_g = \gamma_I a_{gR}$$

γ_I : συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου

a_{gR} : μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στον βράχο

q : συντελεστής συμπεριφοράς

S : συντελεστής εδάφους

T_B, T_C, T_D : χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος

$$\beta = 0.2$$

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_{gR} (g)
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Κατηγορία Σπουδαιότητας	γ_I
I	0.80
II	1.00
III	1.20
IV	1.40

Σχήμα 4.9 Σχέσεις φάσματος σχεδιασμού EC8-1

Η διαδικασία που ακολουθήθηκε είναι:

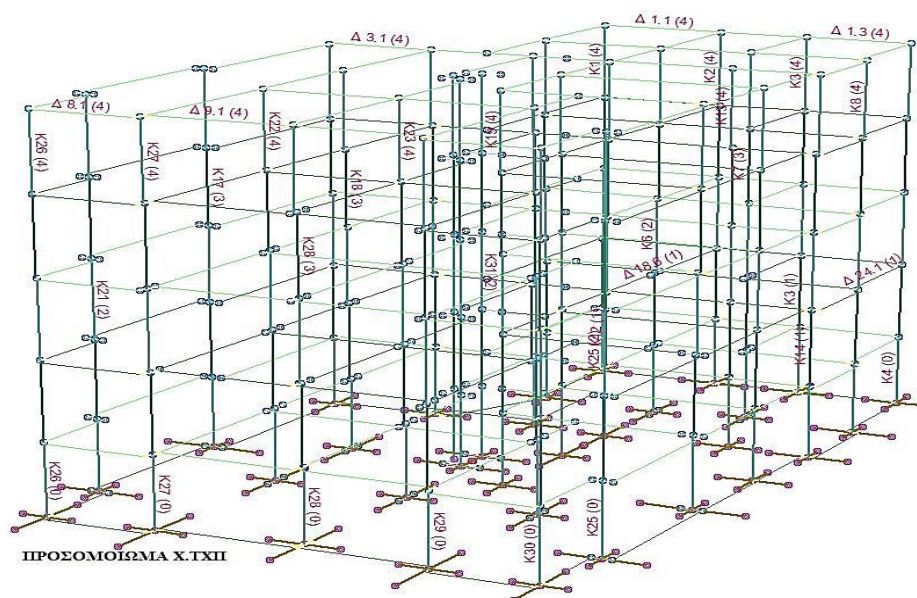
- ✓ Εισαγωγή γεωμετρικών δεδομένων του φορέα.
- ✓ Επιλογή διατομών των πλακών, δοκών υποστυλωμάτων, λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα της διερεύνησης σε σχέση με τα εγκεκριμένα σχέδια ξυλοτύπων του κτιρίου.
- ✓ Οι επικαλύψεις που ελήφθησαν υπόψη είναι αυτές που διαπιστώθηκαν: 1.5cm για τα υποστυλώματα και 1.0cm για πλάκες και δοκούς.
- ✓ Από τις αποκαλύψεις των οπλισμών σε πλάκες, δοκούς και υποστυλώματα διαπιστώθηκε ότι συμφωνούσαν με τα εγκεκριμένα σχέδια ξυλοτύπων της μελέτης και άρα ελήφθησαν υπόψη για το σύνολο του δομήματος.
- ✓ Η τάση εδάφους θεωρήθηκε επαρκής.
- ✓ Επιλογή σεισμικής ζώνης και συντελεστού σεισμικότητας.

Η εισαγωγή των δεδομένων και της γεωμετρίας του φορέα έγινε αφού τοποθετήθηκε σε κάθε διατομή υποστυλωμάτων και δοκών ο υπάρχων οπλισμός. Ορίστηκαν οι παραδοχές φορτίσεων και υλικών (μοντέλο φόρτισης), έγινε μια πρώτη ανάλυση - επίλυση με τον κανονισμό του χρόνου κατασκευής του, δηλαδή με τον αντισεισμικό του 1959 και κανονισμό σκυροδέματος 1954. Τα μόνιμα και κινητά φορτία ελήφθησαν υπόψη με βάση τον κανονισμό φορτίσεων του 1945 για χρήση κατοικίας.

Τα πρώτα αποτελέσματα με επίλυση παλαιών κανονισμών (1954), με το προσομοίωμα Χ.ΤΧΠ και με αρχικό συντελεστή σεισμικότητας $\varepsilon=0.04$, δεν έδειξαν ανεπάρκειες σε κανένα δομικό στοιχείο. Σε δεύτερη φάση με επιλογή συντελεστή σεισμικότητας $\varepsilon=0.08$ υπήρξε ανεπάρκεια στα υποστυλώματα, σε όλους τους ορόφους εκτός του τελευταίου Δ ορόφου. Οι ανεπάρκειες ήταν περισσότερες στο ισόγειο. Όμως με το μοντέλο Χ.ΤΧΠ δεν ήταν ικανή η επίλυση να αποδείξει τις αστοχίες των υποστυλωμάτων στο ισόγειο στο σεισμό του 1999. Το ποσοστό που ταυτίζονταν οι αστοχίες από επίλυση, με τις πραγματικές αστοχίες ήταν περί το 40%.

Έγινε μια δεύτερη επίλυση λαμβάνοντας υπόψη τις τοιχοπληρώσεις με συντελεστή σεισμικότητας $\varepsilon=0.08$. Τα αποτελέσματα ήταν μεγάλη ανεπάρκεια στα υποστυλώματα του ισόγειου και πολύ μικρότερη στους Α,Β ορόφους. Στους λοιπούς ορόφους δεν υπήρξαν ανεπάρκειες των δομικών στοιχείων. Μάλιστα το αξιοσημείωτο είναι ότι οι ανεπάρκειες από την επίλυση ταυτίζονταν σε ποσοστό 80% περίπου των αστοχιών από το σεισμό. Οι δοκοί δεν παρουσίασαν ανεπάρκεια. Το κτίριο από τον σεισμό του 1999 είχε υποστεί αστοχίες στα υποστυλώματα μόνο στο ισόγειο και σε ελάχιστες δοκούς, τριχοειδείς ρηγματώσεις από καμπτοδιάτμηση (στα άκρα).

Επειδή το αντικείμενο της εργασίας είναι η διερεύνηση με νέους κανονισμούς (EC8 και ΚΑΝ.ΕΠΕ) δεν παρατέθηκαν περισσότερα στοιχεία για τα αποτελέσματα από την επίλυση – ανάλυση, με παλαιούς κανονισμούς. Η αναφορά ήταν ενδεικτική.



Σχήμα 4.10 Χωρικό προσομοίωμα φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις (Χ.ΤΧΠ)

4.5.1 Αποτελέσματα της επίλυσης – δυναμικής φασματικής ανάλυσης (Χ.ΤΧΠ)

Τα αποτελέσματα από την ανάλυση - επίλυση, όπως το ποσοστό τέμνουσας βάσης, οι μάζες, οι ιδιοπερίοδοι, οι ιδιομορφές, οι μετακινήσεις και τα φάσματα αναφέρονται παρακάτω.

Στον πίνακα 4.1 αναφέρεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής κατά x-x και z-z καθώς επίσης το ποσοστό δρώσας μάζας και η πλαστιμότητα που μπορεί να αναπτύξει (x και z οι οριζόντιες διευθύνσεις του κτιρίου).

Η ιδιοπερίοδος του κτιρίου κατά x-x για τον φορέα 4 (διεύθυνση -Z) είναι $T_x=1.242s$ και κατά z-z για τον φορέα 1 (διεύθυνση +Z) $T_z=0.756s$ (Πίνακας 4.1). Ο συντελεστής πλαστιμότητας καμπυλοτήτων (μ_ϕ) που μπορεί να αναπτύξει το κτίριο είναι $\mu=1.60$. Το ποσοστό μάζας αντίστοιχα που ενεργοποιείται στην 1η ιδιομορφή (κατά x-x) είναι 71.568% και κατά την 3η ιδιομορφή (κατά z-z) είναι 63.936%, γενικά χαμηλό κυρίως στην z-z διεύθυνση.

Πίνακας 4.1 Έλεγχοι δομήματος – ιδιοπερίοδος-πλαστιμότητα καμπυλοτήτων EC8-1

Πλαστιμότητα καμπυλοτήτων μ_ϕ - EC8-1 §5.2.3.4(3)

Διεύθυνση σεισμού [-]	Βασική τιμή συντ. συμπεριφοράς q ₀	Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος T ₁ [sec]	Δρώσα μάζα [%]	Φορέας [/]	Πλαστιμότητα μ _φ [/]	Επιταχύνσεις ελαστ. φάσμ. Se(T ₁) [m/s ²]
Z	1,300	0,756	63,936	1	1,600	3,114
X	1,300	1,242	71,568	4	1,600	1,896

Χαρακτηριστική Περίοδος $T_c = 0,500$

Από τον πίνακα 4.2 φαίνεται το κτίριο να είναι κανονικό σε κάτοψη. Ικανοποιείται η σχέση της §4.2.3.2(6) του EC8-1. Εδώ ελέγχεται μόνο η κανονικότητα σε σχέση με την απόσταση Κ.Ε.Σ. - Κ.Β ή αντίστοιχα του πλασματικού άξονα – Κ.Β και όχι τα γεωμετρικά κριτήρια σε κάτοψη.

Πίνακας 4.2 Έλεγχοι δομήματος – κανονικότητας σε κάτοψη EC8-1 (Χ.ΤΧΠ)

Έλεγχοι περιορισμού στατικής εκκεντρότητας - EC8-1 §4.2.3.2(6) { $0.30*r > |e_o|$ }

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	$0.30*rI$ [m]	>	$ e_oI $ [m]	$0.30*rII$ [m]	>	$ e_oII $ [m]
5	14,80	2,18	>	0,51	3,48	>	3,07
4	11,80	2,19	>	0,53	3,48	>	3,07
3	8,80	2,19	>	0,60	3,47	>	2,95
2	5,80	2,19	>	0,54	3,46	>	2,93
1:nv	2,80	2,19	>	0,55	3,47	>	3,05

Το δόμημα ενδεχομένως είναι κανονικό σε κάτοψη**

Στο πίνακα 4.3 τα αποτελέσματα δείχνουν ότι το κτίριο είναι στρεπτικά ευαίσθητο διότι δεν εκπληρώνει τα κριτήρια του EC8-1. Οφείλεται στην κακή διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλώματα) στην κάτοψη και κυρίως των τοιχωμάτων.

Πίνακας 4.3 Έλεγχος Δομήματος - Στρεπτικής ευαισθησίας EC8-1 (X.TXII)

Έλεγχοι στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων - EC8-1 §5.2.2.1(4)P {r > ls}

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	rI [m]	>	ls [m]	rII [m]	>	ls [m]
5	14,80	7,28	?	9,22	11,59	>	9,22
4	11,80	7,28	?	9,06	11,59	>	9,06
3	8,80	7,29	?	9,07	11,55	>	9,07
2	5,80	7,28	?	9,09	11,55	>	9,09
1:nv	2,80	7,29	?	9,11	11,58	>	9,11

■ Το δόμημα είναι στρεπτικά εύκαμπτο.

Στον πίνακα 4.4 αποτυπώνονται τα αποτελέσματα των επιρροών 2ας τάξης, με τον υπολογισμό του συντελεστή μεταθετότητας θ και επίσης οι μετατοπίσεις (ds) των ορόφων. Προκύπτει μέγιστη μετατόπιση κατά x-x $ds(x)=14.28\text{cm}$ και κατά z-z $ds(z)=8.28\text{cm}$.

Παρατηρείται ότι ο συντελεστής θ είναι μικρότερος του 10% (χαμηλά επίπεδα) και οι σχετικές μετακινήσεις μικρότερες από 0.5%. Όπως θα δούμε παρακάτω στο προσομοίωμα Μ.ΤΧΠ τα αποτελέσματα αντίστοιχα είναι διαφορετικά και κυρίως μεταξύ ισογείου και ά ορόφου. Αναμενόμενο λόγω της ύπαρξης πιλοτής (μαλακού ορόφου).

Πίνακας 4.4 Έλεγχος Δομήματος-Φαινόμενα 2ας τάξης και σχετικές μετακινήσεις

Φαινόμενα 2ας τάξης EC8-1 §4.4.2.2(2) - Σεισμικός αρμός EC8-1 §4.4.2.7

Σχετική παραμόρφωση ορόφου EC8-1 §4.4.3.2 - Ποσοστό δυσκαμψίας Δευτερευόντων Σεισμικών μελών EC8-1

Επίπεδο [/]	Θήτα [/]	ds (X) [cm]	ds (Z) [cm]	Μέσο($drX*v$)/h [/]	Μέσο($drZ*v$)/h [/]	Κ-ΔΣΜ(X) [%]	Κ-ΔΣΜ(Z) [%]
5	0,025	14,28	8,28	0,0032	0,0018	0,00	0,00
4	0,040	11,83	6,92	0,0035	0,0023	0,00	0,00
3	0,053	8,81	5,21	0,0038	0,0025	0,00	0,00
2	0,058	5,46	3,27	0,0037	0,0025	0,00	0,00
1:nv	0,046	2,08	1,29	0,0026	0,0018	0,00	0,00

Σημείωση

* Τα θ , dr , ds έχουν υπολογιστεί με $d = q * de$ ($q_x = 1,30 / q_z = 1,30$). Συντελεστής μείωσης $v = 0,50$

* (ds : Απόλυτες μετακινήσεις, dr : Σχετικές μετακινήσεις).

* ΚΔΣΜ: Ακαμψία Δευτερευόντων μελών $\leq 15.0\%$

Στον πίνακα 4.5 αποτυπώνονται τα αποτελέσματα της συνολικής τέμνουσας βάσης του δομήματος . Θα δούμε παρακάτω ότι διαφέρει από το προσομοίωμα με Μ.ΤΧΠ.

Πίνακας 4.5 Έλεγχος Δομήματος Χ.ΤΧΠ - Τέμνουσας Βάσης κατά EC8-1

Τέμνουσα βάση [EC8-1 §4.3.3.3.1(3), §4.3.3.3.2(3)P]

$$F_b = CQC(F_{bk}), \quad F_{bk} = Sd(T_k) \cdot m_k$$

Διεύθυνση σεισμού [μετατόπιση μάζας κατά]	Fb [kN]
X [+Z]	2074.91
X [-Z]	2426.52
Z [+X]	3457.63
Z [-X]	3890.31

Στο Σχήμα 4.11 και 4.12 απεικονίζονται τα φάσματα σχεδιασμού και οι ιδιοπερίοδοι για κάθε διεύθυνση φόρτισης και για κάθε φορέα σε σχέση με την μετατόπιση μάζας (EC8-1).

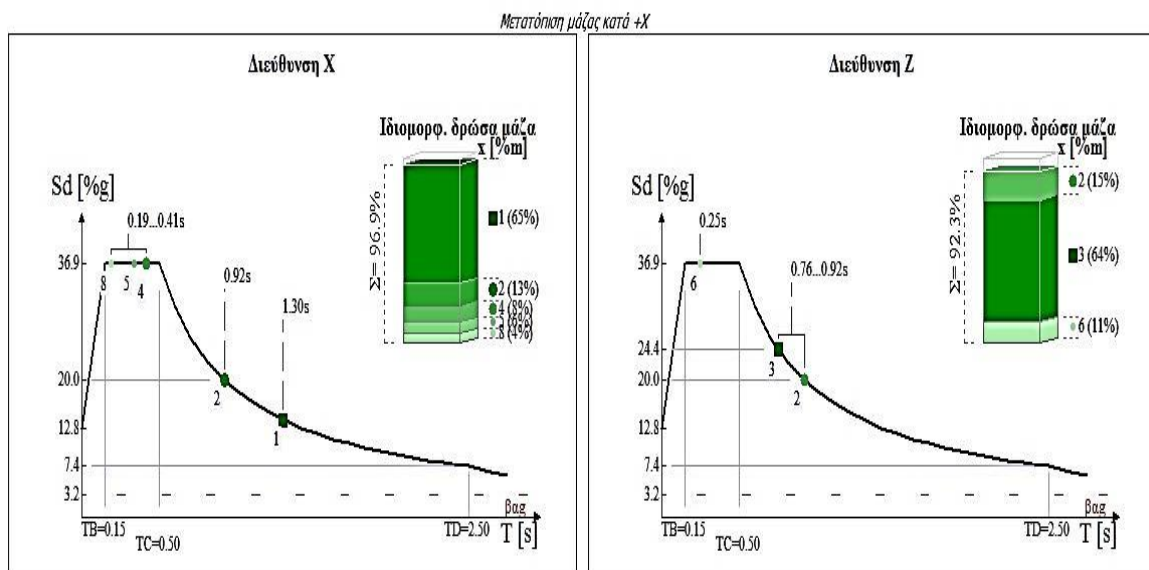
Η ιδιοπερίοδος από την 1η ιδιομορφή στην διεύθυνση x-x για μετατόπιση μάζας (+X) είναι T1x=1.30s και η ιδιοπερίοδος από την 2η ιδιομορφή στην διεύθυνση z-z είναι T2z=0.76s

Η μέγιστη ιδιοπερίοδος από την 1η ιδιομορφή T1x=1.36s είναι στην διεύθυνση x-x ενώ στην διεύθυνση z-z από την 2η ιδιομορφή είναι T2z=0.92s.

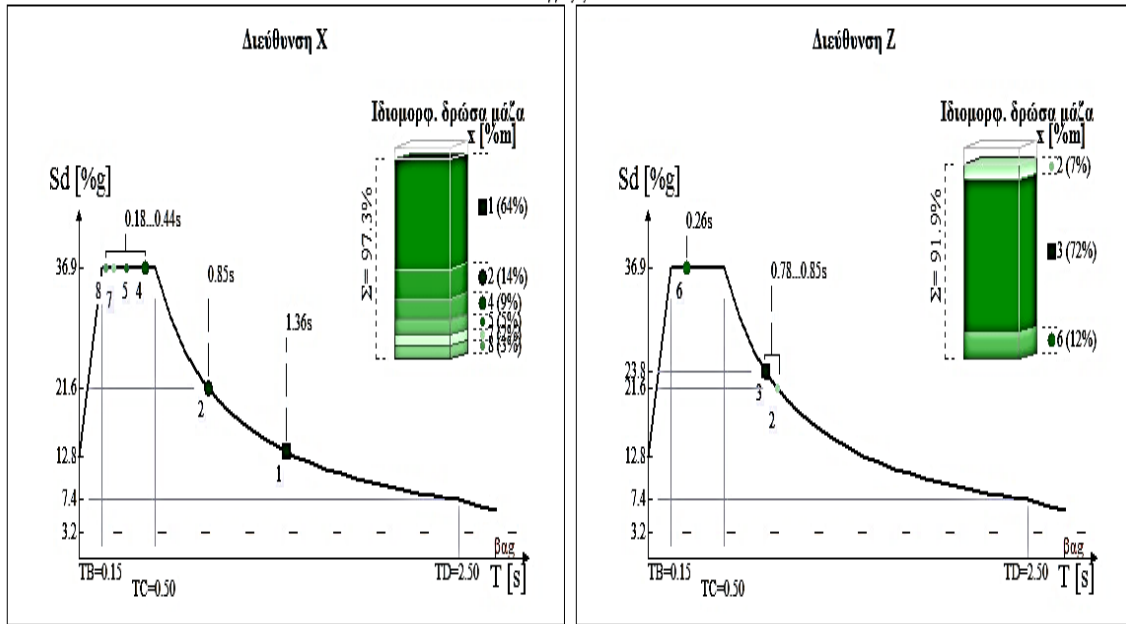
Παρατηρείται γενικά ότι κατά την διεύθυνση x-x λόγω έλλειψης επαρκούς ακαμψιάς (στα περισσότερα τοιχώματα η μεγαλύτερη δυσκαμψία τους είναι στην διεύθυνση z-z), η ιδιοπερίοδος είναι αρκετά μεγαλύτερη από την διεύθυνση z-z.

Σεισμική ανάλυση

Φάσμα σχεδιασμού [EC8-1 §3.2.2.5] - Ιδιοπερίοδοι



Σχήμα 4.11 Φάσματα σχεδιασμού κτιρίου S_d-T με EC8 κατά +X φορέας (Χ.ΤΧΠ)



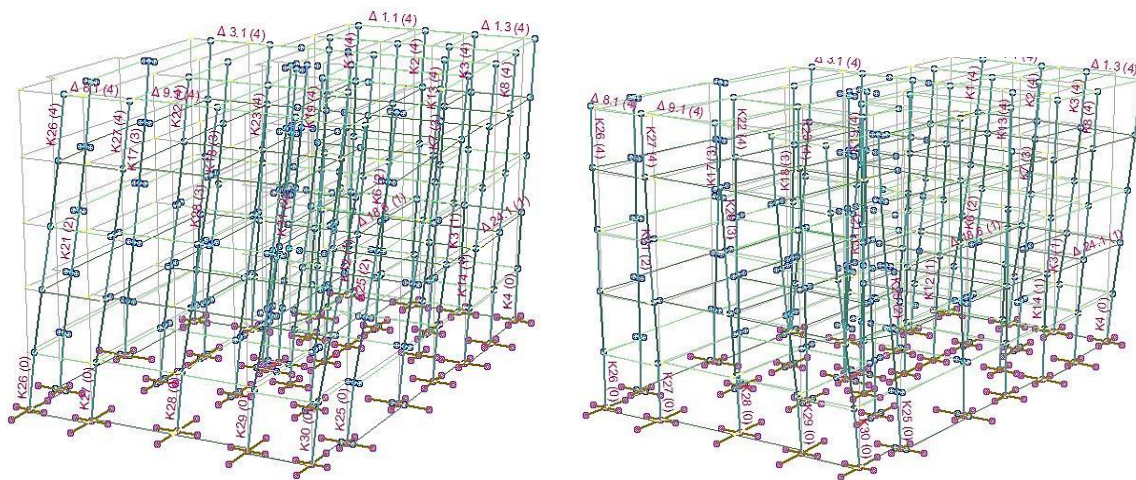
Σχήμα 4.12 Φάσματα σχεδιασμού κτιρίου S_d-T με EC8 κατά +Z φοράς (X.TXII)

Εκτίμηση είναι ότι:

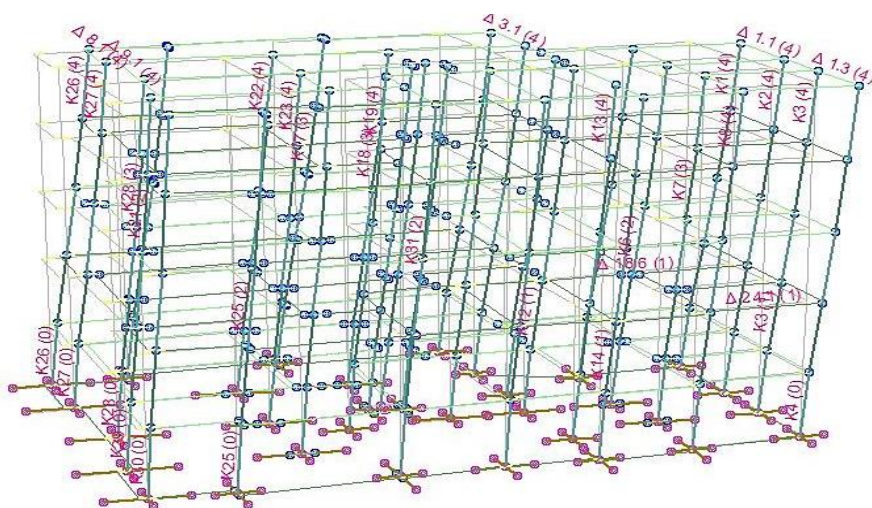
Δεν έχουν ληφθεί υπόψη οι τοιχοπληρώσεις.

- Τα κατακόρυφα στοιχεία ακαμψίας είναι μικρά κυρίως πάνω από το ισόγειο (απότομη μεταβολή) και με μεγάλη διαφορά ανά διεύθυνση.
- Δεν έχει θεωρηθεί πακτωμένο το κτίριο. Έχει ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους θεμελίωσης.
- Οι ακραίες στηρίξεις δοκών έχουν προσομοιωθεί με ελαστικές πακτώσεις, προσομοιώνοντας το κτίριο με τις παραδοχές μελέτης που κατασκευάστηκε, λόγω πλημμελούς αγκυρώσεως των οπλισμών των δοκών, με ελλιπή στήριξη στα υποστυλώματα.

Στα παρακάτω Σχήματα από 4.13 έως 4.14 φαίνονται οι παραμορφώσεις του προσομοιώματος X.TXII για τις 3 πρώτες ιδιομορφές.



Σχήμα 4.13 1^η και 2^η ιδιομορφή ταλάντωσης



Σχήμα 4.14 3^η ιδιομορφή ταλάντωσης

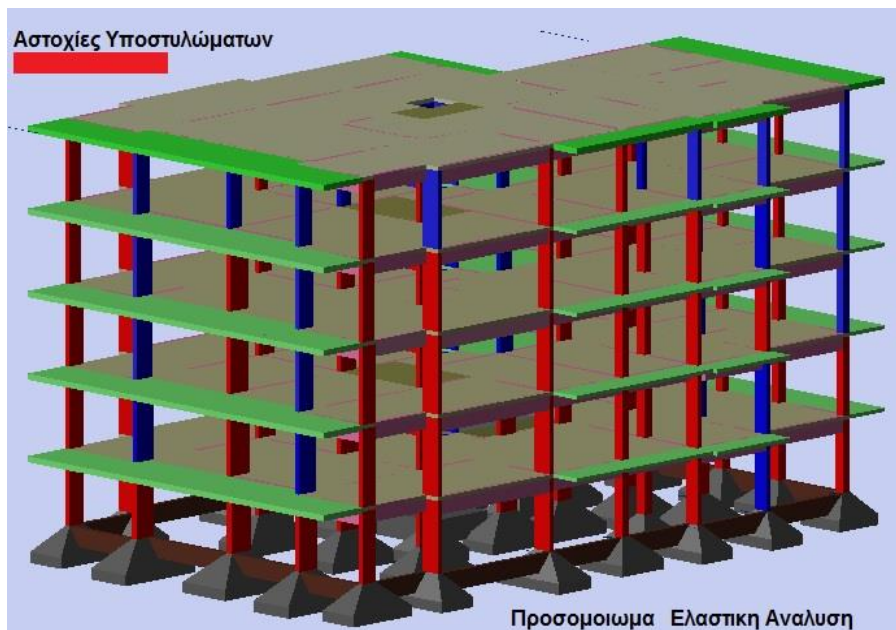
Γενικά παρατηρείται ότι το κτίριο χωρίς τις τοιχοπληρώσεις με τον συγκεκριμένο φορέα είναι εύστρεπτο. Αποτελέσματα για τις πλάκες και την θεμελίωση δεν αποτυπώνονται, για το σύντομο της εργασίας, καθ' ότι η εργασία περιορίζεται κυρίως στον έλεγχο δοκών υποστυλωμάτων της ανωδομής. Εξάλλου οι πλάκες και η θεμελίωση δεν παρουσίασαν αστοχίες.

Οι αστοχίες που προέκυψαν μετά τον έλεγχο επάρκειας στα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα) όπως αποτυπώνονται στους πίνακες 4.6 έως 4.10 είναι οι παρακάτω:

- Στο ισόγειο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 26 υποστυλώματα από τα 33, ποσοστό αστοχίας 78%. Οι δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης ή διάτμησης (απαίτησης περισσότερου καμπτικού οπλισμού από τον υφιστάμενο) ήταν συνολικά 22 από τις 42, ποσοστό αστοχίας 52%. Υποστυλώματα με λόγο ανεπαρκείας $\lambda > 2.50$ υπήρξε 1, K17.

- Στον Α όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 22 υποστυλώματα από τα 33, ποσοστό αστοχίας 69%. Δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης η διάτμησης 20 από τις 42, ποσοστό 47%. Υποστυλώματα με λόγο ανεπαρκείας $\lambda > 2.50$ υπήρξε 1, Κ18.
- Στον Β όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 20 υποστυλώματα από τα 33, ποσοστό αστοχίας 60%. Δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης ή διάτμησης 19 από τις 42, ποσοστό 45%. Δεν υπήρξαν υποστυλώματα με λόγο ανεπαρκείας $\lambda > 2.50$.
- Στον Γ όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 18 υποστυλώματα από τα 33, ποσοστό αστοχίας 54%. Δοκοί που αστόχησαν από κάμψη ή διάτμηση 13 από τις 42 ποσοστό 31%.
- Στον Δ όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 13 υποστυλώματα από τα 33, ποσοστό αστοχίας 39%. Δοκοί που αστόχησαν από κάμψη η διάτμηση 6 από τις 42 ποσοστό 14%.

Παρατηρούμε ότι οι αστοχίες των υποστυλωμάτων στο προσομοίωμα Χ.ΤΧΠ, αφενός δεν ανταποκρίνονται στις πραγματικές αστοχίες (μικρό ποσοστό 40%) και αφετέρου υπάρχουν σχεδόν σε όλους του ορόφους, μειωμένες μόνο στον τελευταίο όροφο. Στο Σχήμα 4.15 αποτυπώνονται οι αστοχίες στο φωτορεαλιστικό προσομοίωμα.



Σχήμα 4.15 Απεικόνιση βλαβών στο προσομοίωμα Χ.ΤΧΠ από ελαστική ανάλυση

Πίνακας 4.6 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Ισογείου από ελαστική ανάλυση (X.TXII)

A/A	Διατομή	Αξονική G+0.30Q	Αξονική G+0.30Q+E	Συντ/στής Επάρκειας $\lambda < 1$	Ποσοστό Επάρκειας 100%
K1	35/35	-430	-711	0.87	114.00
K2!	40/40	-651	-937	1.47	68.00
K3!	40/40	-601	-850	1.54	65.00
K4!	35/35	-397	-669	1.06	94.00
K5	70/20	-577	-700	0.93	107.90
K6!	20/80	-710	-904	1.92	52.00
K7!	20/90	-654	-776	1.03	97.00
K8	70/20	-527	-769	0.99	100.80
K9	25/60	-522	-1013	0.99	101.50
K10!	70/20	-602	-880	1.25	80.00
K11	35/35	-623	-879	0.99	100.50
K12!	20/70	-621	-727	1.37	73.00
K13!	40/40	-457	-616	1.15	87.00
K14!	60/20	-436	-770	1.34	75.00
K15!	20/90	-714	-1084	1.12	89.00
K16!	40/40	-787	-938	1.08	92.00
K17!	80/20	-608	-648	2.56	39.00
K18!	20/90	-822	-1441	1.43	70.00
K19	35/35	-514	-687	0.75	133.00
K20!	80/20	-884	-1077	1.25	80.00
K21!	80/20	-450	-777	1.78	56.00
K22!	20/100	-145	-1236	2.00	50.00
K23!	20/100	-1030	-1157	1.35	74.00
K24!	20/100	-949	-1096	1.33	75.00
K25!	80/20	-396	-734	2.00	50.80
K26!	20/70	-459	-772	1.75	57.00
K27!	25/90	-1011	-1631	1.45	69.00
K28!	25/100	-1263	-1542	1.49	67.30
K29!	25/90	-943	-1556	1.24	80.10
K30!	20/70	-427	-734	1.67	60.00
K31	130/15	-298	-968	0.98	101.20
K32!	130/15	-305	-1072	1.49	67.00
K33!	15/150	-208	-1333	1.69	59.00

- Αστοχία σε 26 Υποστυλώματα - Τοιχώματα

Πίνακας 4.7 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Α ορόφου από ελαστική ανάλυση (X.TXII)

A/A	Δια/μή	Αξονική G+0.30Q	Αξονική G+0.30Q+E	Συντ/στής Επάρκειας $\lambda < 1$	Ποσοστό Επάρκειας 100%
K1	35/35	-340	-566	0.87	114.00
K2!	35/35	-502	-689	1.43	69.90
K3!	35/35	-472	-643	1.49	67.00
K4!	35/35	-314	-550	1.03	98.00
K5!	70/20	-449	-537	1.03	98.00
K6!	20/80	-558	-687	2.50	40.00
K7	20/80	-512	-620	0.99	100.20
K8	60/20	-407	-598	0.98	102.20
K9	25/60	-410	-784	0.77	129.30
K10!	70/20	-475	-669	2.08	48.00
K11	35/35	-491	-689	0.99	100.80
K12!	20/65	-459	-565	2.12	47.00
K13!	40/40	-334	-428	1.28	78.00
K14!	60/20	-340	-538	1.28	78.00
K15	20/80	-559	-751	0.98	100.90
K16!	40/40	-620	-735	1.59	64.20
K17	80/20	-475	-515	0.97	101.40
K18!	20/80	-648	-1054	2.56	39.00
K19	35/35	-407	-550	0.74	136.00
K20!	80/20	-690	-825	1.45	69.00
K21!	80/20	-354	-597	2.32	43.10
K22!	20/90	-746	-885	1.78	56.00
K23!	20/90	-810	-918	1.49	67.00
K24!	20/90	-747	-861	1.47	68.00
K25!	80/20	-312	-565	1.96	51.00
K26!	20/70	-357	-589	1.67	60.00
K27	20/90	-787	-1253	0.55	180.00
K28!	20/100	-983	-1208	1.44	69.00
K29	25/70	-733	-1155	0.53	186.00
K30	20/70	-331	-559	1.67	60.00
K31	170/15	-211	-690	0.99	100.10
K32!	170/15	-217	-882	1.45	69.00
K33!	15/170	-217	-1077	1.43	70.00

- Αστοχία σε 22 Υποστυλώματα - Τοιχώματα

Πίνακας 4.8 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Β ορόφου από ελαστική ανάλυση (Χ.ΤΧΠ)

A/A	Διατομή	Αξονική G+0.30Q	Αξονική G+0.30Q+E	Συν/στης Επάρκειας $\lambda < 1$	Ποσοστό Επάρκειας 100%
K1	35/35	-245	-390	0.85	118.00
K2!	35/35	-357	-465	2.13	47.00
K3!	35/35	-342	-446	2.17	46.00
K4	35/35	-228	-378	0.94	108.00
K5	60/20	-322	-377	0.99	100.20
K6!	20/70	-410	-471	1.82	55.00
K7	20/70	-370	-463	0.99	100.50
K8!	60/20	-294	-424	1.06	94.00
K9	25/60	-294	-534	0.99	100.40
K10!	60/20	-345	-460	1.96	50.90
K11	35/35	-347	-456	0.98	100.80
K12!	20/60	-366	-433	1.72	58.00
K13!	35/35	-323	-412	1.38	72.00
K14!	60/20	-258	-464	1.25	80.00
K15	20/70	-410	-496	0.99	100.40
K16!	35/35	-452	-565	1.28	78.00
K17	80/20	-345	-372	0.99	100.40
K18!	20/70	-478	-676	1.85	54.00
K19	35/35	-298	-396	0.86	124.00
K20!	70/20	-494	-560	1.61	62.00
K21!	80/20	-256	-443	2.04	49.00
K22!	20/80	-546	-590	1.69	59.00
K23!	20/80	-593	-680	1.51	66.00
K24!	20/8/0	-547	-630	1.47	68.00
K25!	80/20	-226	-404	1.82	55.00
K26!	20/70	-260	-420	1.61	62.00
K27	20/80	-576	-884	0.52	192.00
K28!	20/90	-720	-880	1.62	62.00
K29	20/80	-531	-821	0.54	184.00
K30!	20/70	-240	-395	1.69	59.00
K31	130/15	-175	-685	0.99	100.20
K32!	130/15	-142	-731	1.16	86.00
K33	15/150	-160	-958	0.99	100.20

- Αστοχία σε 20 Υποστυλώματα

Πίνακας 4.9 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Γ ορόφου από ελαστική ανάλυση (X.TXII)

A/A	Διατομή	Αξονική G+0.30Q	Αξονική G+0.30Q+E	Συντ/στής Επάρκειας $\lambda < 1$	Ποσοστό Επάρκειας 100%
K1	35/35	-156	-230	0.78	128.00
K2!	30/30	-228	-281	1.39	72.00
K3!	30/30	-224	-274	1.37	73.00
K4	35/35	-146	-244	0.85	118.00
K5!	50/20	-201	-298	1.26	80.00
K6!	20/60	-250	-278	1.28	78.00
K7	20/60	-235	-311	0.99	100.50
K8	60/20	-186	-273	0.99	100.90
K9	20/60	-181	-300	0.80	125.00
K10!	60/20	-221	-280	1.85	54.00
K11	35/35	-214	-288	0.99	100.50
K12!	20/60	-221	-267	1.03	98.00
K13	35/35	-188	-244	0.99	100.60
K14	60/20	-168	-262	0.99	100.20
K15	20/60	-267	-302	0.99	101.00
K16!	35/35	-296	-230	1.10	91.00
K17	80/20	-213	-228	0.84	118.00
K18!	20/60	-296	-366	1.42	70.00
K19	30/30	-184	-249	0.77	129.00
K20!	60/20	-302	-349	1.11	90.00
K21!	80/20	-167	-257	1.47	68.00
K22!	20/70	-337	-378	1.25	80.00
K23!	20/70	-372	-415	1.16	86.00
K24	20/70	-338	-372	0.99	100.80
K25!	80/20	-140	-230	1.31	76.00
K26!	20/60	-160	-241	1.14	88.00
K27	20/80	-358	-519	0.44	228.00
K28!	20/90	-445	-505	1.43	70.00
K29	20/80	-330	-464	0.44	229.00
K30!	20/60	-150	-225	1.12	89.00
K31	130/15	-116	-560	0.99	100.50
K32!	130/15	-80	-638	1.02	98.00
K33	15/150	-120	-890	0.99	100.20

- Αστοχία σε 18 Υποστυλώματα

Πίνακας 4.10 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Δ ορόφου από ελαστική ανάλυση (X.TXII)

A/A	Διατομή	Αξονική G+0.30Q	Αξονική G+0.30Q+E	Συντ/στής Επάρκειας $\lambda < 1$	Ποσοστό Επάρκειας 100%
K1	30/30	-62	-86	0.99	101.00
K2!	25/25	-102	-116	1.15	87.00
K3!	25/25	-95	-112	1.22	82.00
K4	30/30	-58	-75	0.99	101.00
K5	50/20	-78	-98	0.98	102.00
K6!	20/50	-104	-126	1.26	79.00
K7	20/50	-97	-130	0.99	100.30
K8	50/20	-70	-98	0.99	101.00
K9	20/60	-70	-114	0.99	101.00
K10!	50/20	-88	-116	1.47	68.00
K11!	25/25	-82	-128	1.61	62.00
K12!	20/50	-89	-120	1.28	78.00
K13!	25/25	-76	-103	0.99	100.70
K14	50/20	-61	-91	0.98	102.00
K15	20/50	-120	-149	0.99	101.50
K16!	30/30	-132	-146	1.25	80.00
K17	80/20	-86	-92	0.99	101.00
K18!	20/50	-130	-142	1.25	80.00
K19	25/25	-72	-104	0.98	101.80
K20!	60/20	-109	-125	0.99	100.90
K21!	80/20	-67	-105	1.42	70.00
K22!	20/50	-147	-182	1.22	82.00
K23	20/50	-146	-164	0.99	100.50
K24!	20/50	-142	-163	1.14	89.00
K25	80/20	-51	-91	0.97	103.00
K26!	20/60	-65	-98	1.25	80.00
K27	20/70	-154	-206	0.97	102.30
K28!	20/60	-188	-215	0.96	102.00
K29	20/70	-140	-182	0.97	103.50
K30!	20/60	-61	-92	1.13	88.00
K31	130/15	-49	-305	0.99	101.20
K32	130/15	-13	-308	0.99	101.50
K33	15/150	-51	-442	0.99	101.10

- Αστοχία σε 13 Υποστυλώματα

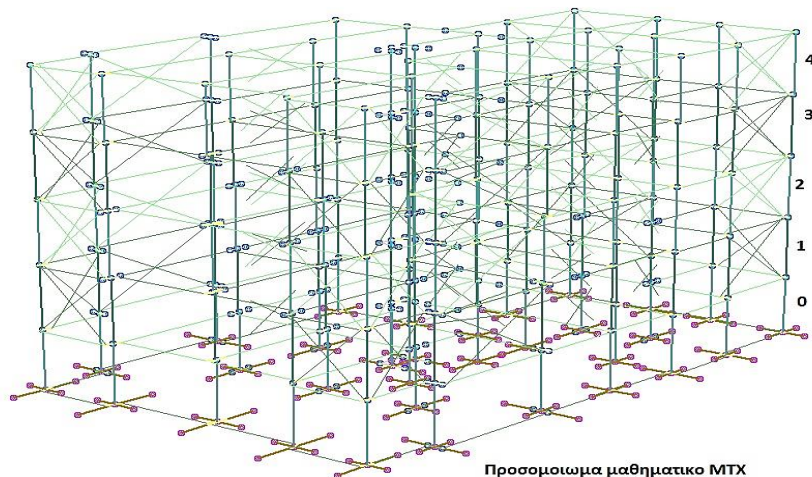
Για τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των ελέγχων χρησιμοποιείται ο δείκτης ανεπάρκειας (λ) που ορίζεται ως ο λόγος του εντατικού μεγέθους ή παραμόρφωσης από τον κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό προς τη διαθέσιμη αντίσταση.

- Συντελεστής επάρκειας $\lambda < 1$ διατομή επαρκής $M_{SD}/M_{RD} > 1$ (KAN.ΕΠΕ).
- Ποσοστό επάρκειας $> 100\%$ διατομή επαρκής $M_{RD}/M_{SD} > 100\%$ (Fespa).
- Συντελεστής πλαστιμότητας διατομής $v_d < 0.65$ (με $G+0.30Q+Ex,y$), διατομή επαρκής.
- Συντελεστής πλαστιμότητας διατομής $v_d < 0.40$ (με $G+0.30Q$), διατομή επαρκής.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του λόγου (λ) και το ποσοστό επάρκειας των διατομών των υποστυλωμάτων από την δυναμική φασματική ανάλυση (ελαστική)

4.5.2 Αποτελέσματα ανάλυσης ελαστικής δυναμικής φασματικής με M.TXII

Το χωρικό μαθηματικό προσομοίωμα ανάλυσης με συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων (τοιχοποιίες) στον Α.Β.Γ.Δ όροφο (ισόγειο πιλοτή) φαίνεται στο Σχήμα 4.16. Τα δεδομένα και οι παραδοχές είναι ίδιες όπως και στο προσομοίωμα X.TXII.



Σχήμα 4.16 Χωρικό προσομοίωμα φορέα με τοιχοπληρώσεις (M.TXII)

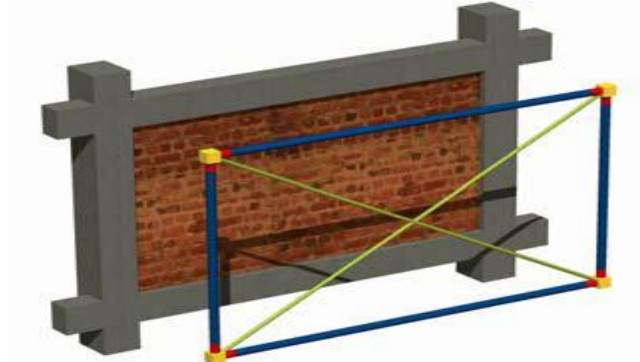
Οι τοιχοπληρώσεις λαμβάνονται υπόψη σύμφωνα με την §2.1.4.2 και §9.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Προσομοιώνονται με διαγώνιους ράβδους δικτύματος που δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων. Η προσομοίωση στην ελαστική ανάλυση γίνεται μέσω θλιβομένων και εφελκυσμένων διαγωνίων ράβδων λαμβάνοντας υπόψη το 50% της δυστένιάς τους.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους είναι:

Πάχος ίσο με το πάχος της τοιχοπλήρωσης $t=20$ cm. Το πλάτος (b) προκύπτει από το μήκος της διαγωνίου.

Δηλαδή $b=0.15L$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.4.1) όπου το $L=\sqrt{l^2 + h^2}$ μήκος διαγωνίου θλιπτήρα.

Επιλέγεται το μέτρο ελαστικότητας και μέτρο διάτμησης (παραδοχές).



Σχήμα 4.17 Φυσικό και υπολογιστικό μοντέλο τοιχοπλήρωσης (LH-Λογισμική)

Εισάγονται οι δυο διαγώνιοι ράβδοι με τα ανωτέρω χαρακτηριστικά. Επίσης συνθήκες στήριξης αμφιαρθρωτές κατά y-y και z-z (τοπικό σύστημα συντεταγμένων).

Η θλιπτική χαρακτηριστική αντοχή των άοπλων τοιχοπληρώσεων του φορέα που εξετάζεται είναι: $F_{wc,k}=1.60$ MPa.

Η μέση αντοχή της θλιβόμενης ράβδου υπολογίζεται από την χαρακτηριστική αντοχή της τοιχοπλήρωσης επί ένα συντελεστή $\xi=1.25$ ($f_{wc}=1.25 \cdot f_{wc,k}$), ο οποίος λαμβάνει υπόψη τη μετατροπή της χαρακτηριστικής αντοχής σε μέση.

Μέτρο Ελαστικότητας $E_w=1.10$ Mpa

Τα μεγέθη παραμόρφωσης είναι: (ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.4.1)

Παραμόρφωση διαρροής $\epsilon_y=10^{-3}$ έως $1.5 \cdot 10^{-3}$

Παραμόρφωση αστοχίας $\epsilon_u=2.0 \cdot 10^{-3}$ έως $3.5 \cdot 10^{-3}$

Σ.Α.Δ ικανοποιητική.

$\gamma_{rd}=1.30$. Για άοπλες τοιχοπληρώσεις υφιστάμενες (ΚΑΝ.ΕΠΕ §9.3.1)

Συντελεστής ασφαλείας $\gamma_m=2.00$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ §4.5.3.1(δ))

Επίσης λαμβάνεται υπόψη η μείωση αντοχής των, λόγω αστοχίας εκτός επιπέδου, μέσω του συντελεστή απομείωσης (Φ). Η απομείωση γίνεται συναρτήσει της λυγηρότητας (λ) η οποία ορίζεται ως το πηλίκο μήκους προς πάχος τοιχοπλήρωσης L/t . (ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.4.1(ε))

Ο συντελεστής Φ δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\Phi=1 \text{ για } \lambda \leq 15$$

$$\Phi=0.57-0.015\lambda \text{ για } 15<\lambda\leq 30$$

$$\Phi=0 \text{ για } \lambda>30$$

Επίσης λαμβάνεται υπόψη στις τοιχοπληρώσεις και η απομείωση λόγω ανοιγμάτων, μέσω του συντελεστή απομείωσης R_1 (ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.4.1(δ)). Εξαρτάται από το εμβαδόν του φατνώματος και δίνεται με τις ακόλουθες σχέσεις:

$$A=A_{\text{open}}/A_{\text{panel}}$$

όπου A_{open} : επιφάνεια ανοιγμάτων και A_{panel} : επιφάνεια φατνώματος (Σχήμα 4.18)

$$R_1=1.0 \quad \text{για } A \leq 0.2$$

$$R_1=1.7-3.4 \cdot \alpha \quad \text{για } 0.2 < A \leq 0.5$$

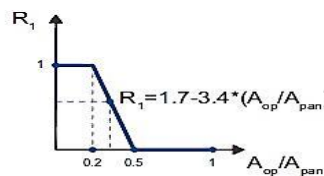
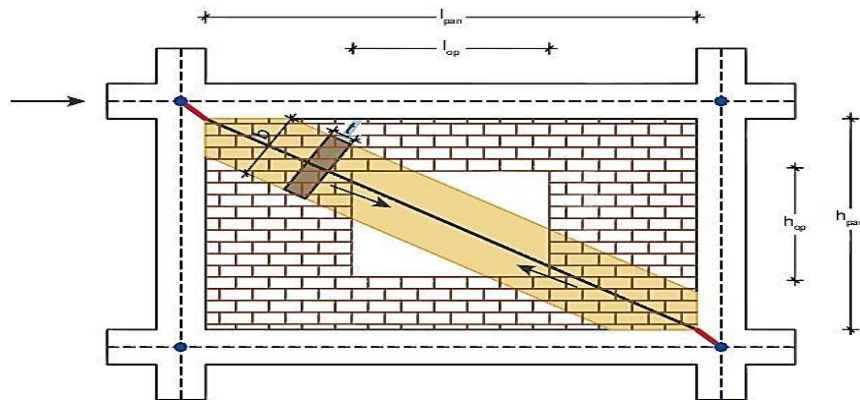
$$R_1=0 \quad \text{για } A > 0.5$$

Έπειτα από τον προσδιορισμό των επιμέρους μειωτικών συντελεστών η μέση θλιπτική τάση αντοχής της τοιχοπλήρωσης προκύπτει ως:

$$f_{\text{wc,red}} = [(R_1 \cdot \Phi) / \gamma_m] \cdot f_{\text{wc,k}}$$

Η μέση θλιπτική δύναμη αντοχής της θλιβομένης ράβδου είναι.

$$F_{\text{wc,red}} = (b \cdot t \cdot f_{\text{wc,red}})$$



t: Πάχος τοίχου

$$b = R_1 \cdot 0.15 (\sqrt{l_{\text{pan}}^2 + h_{\text{pan}}^2})$$

$$A_{\text{op}}/A_{\text{pan}} = (h_{\text{op}} \cdot l_{\text{op}}) / (h_{\text{pan}} \cdot l_{\text{pan}})$$

Σχήμα 4.18 Υπολογισμός του μειωτικού συντελεστή R_1

Τα αποτελέσματα από την ανάλυση - επίλυση, ενδεικτικά το ποσοστό τέμνουσας βάσης, το ποσοστό ενεργοποίησης των μαζών, των ιδιοπεριόδων, των ιδιομορφών, των μετακινήσεων και των φασμάτων αναφέρονται παρακάτω.

Στο πίνακα 4.11 αναφέρεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής κατά x-x και z-z καθώς επίσης το ποσοστό δρώσας μάζας και η πλαστιμότητα που μπορεί να αναπτύξει.

Η ιδιοπερίοδος του κτιρίου κατά x-x για το φορέα 4 και για μετατόπιση μάζας (-Z), είναι $T_x=1.097s$ ενώ κατά z-z για το φορέα 1 και για μετατόπιση μάζας (+X), είναι $T_z=0.706s$. Το ποσοστό μάζας αντίστοιχα που ενεργοποιείται στην 1η ιδιομορφή κατα x-x είναι 76.985% και κατά την 2η ιδιομορφή κατά z-z 57.162%, γενικά υψηλό στην 1η ιδιομορφή.

Πίνακας 4.11 Έλεγχος δομήματος – ιδιοπερίοδος EC8-1 (M.TXII)

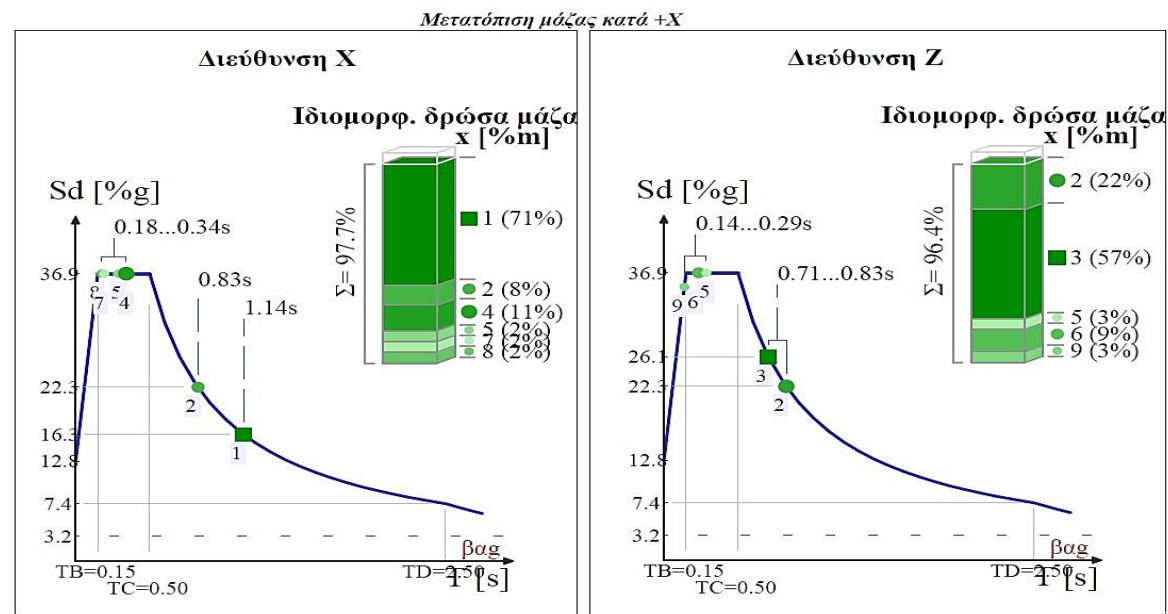
Πλαστιμότητα καμπυλότητων $\mu\phi$ - EC8-1 §5.2.3.4(3)

Διεύθυνση σεισμού [-]	Βασική τιμή συντ. συμπεριφοράς q_0	Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος $T1$ [sec]	Δρώσα μάζα [%]	Φορέας [l]	Πλαστιμότητα $\mu\phi$ [l]	Επιταχύνσεις ελαστ. φάσμ. $Se(T1)$ [m/s^2]
Z	1,300	0,706	57,162	1	1,600	3,333
X	1,300	1,097	76,985	4	1,600	2,147

Χαρακτηριστική Περίοδος $T_c = 0,500$

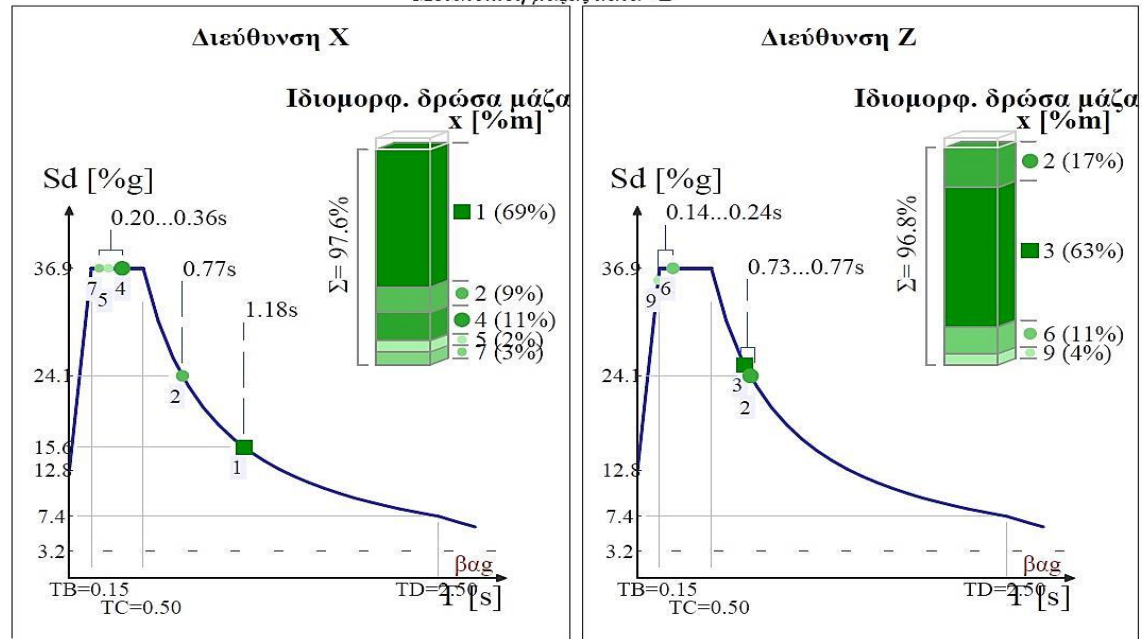
Φαίνεται από τα αποτελέσματα ότι η παρουσία των τοιχοπληρώσεων επηρεάζει την ιδιοπερίοδο του κτιρίου μετατοπίζοντάς την προς τα αριστερά του φάσματος (μείωση ιδιοπεριόδου).

Φάσμα σχεδιασμού [EC8-1 §3.2.2.5] - Ιδιοπερίοδοι



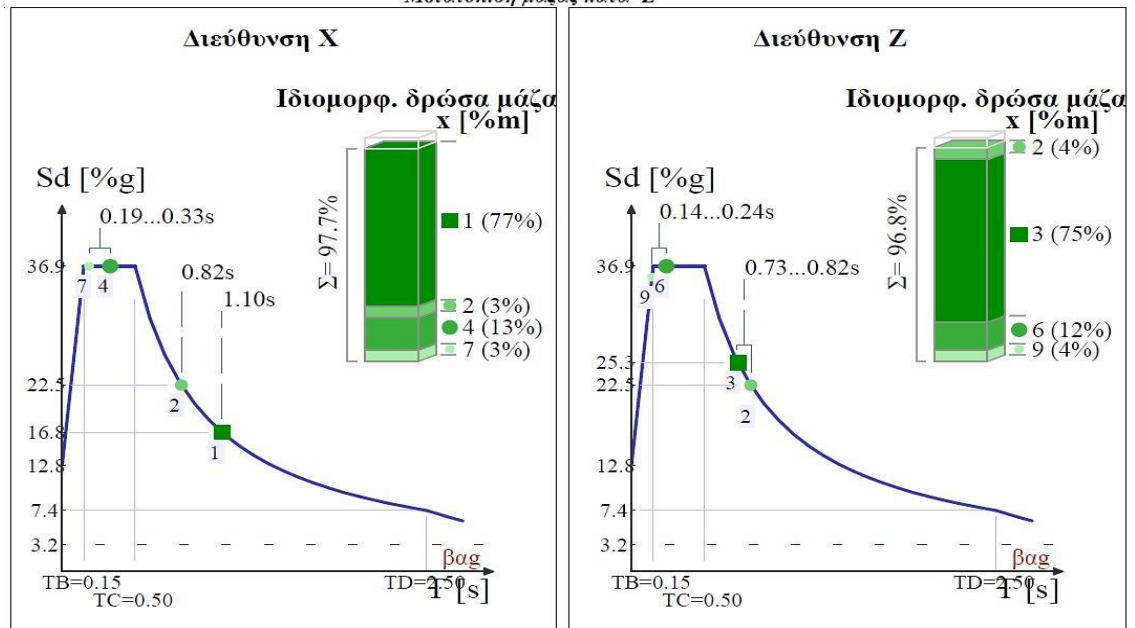
Σχήμα 4.19 Φάσματα σχεδιασμού κτιρίου S_d-T_D φορέας 1 (M.TXII)

Μετατόπιση μάζας κατά +Z



Σχήμα 4.20 Φάσματα σχεδιασμού κτιρίου S_d-T φορέας 2 (M.TXII)

Μετατόπιση μάζας κατά -Z



Σχήμα 4.21 Φάσματα σχεδιασμού κτιρίου S_d-T φορέας 4 (M.TXII)

Παρατηρείται γενικά (Σχήματα 4.19 έως 4.21) ότι κατά την διεύθυνση x-x λόγω έλλειψης επαρκούς ακαμψίας (στα περισσότερα τοιχώματα η μεγαλύτερη δυσκαμψία τους είναι στην διεύθυνση z-z), αλλά και λόγω περισσότερων τοιχοπληρώσεων που λαμβάνονται υπόψη στην διεύθυνση z-z, η ιδιοπερίοδος είναι μεγαλύτερη από την διεύθυνση z-z. Επίσης μικρότερη ιδιοπερίοδο έχουμε και στις δυο διευθύνσεις σε σχέση

με το προσωμοίωμα Χ.ΤΧΠ. Προφανώς η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων μειώνει την ιδιοπερίοδο του κτιρίου, διότι αυξάνει γενικά την ακαμψία του προκαλώντας είτε αρνητική επιρροή (αύξηση σεισμικής έντασης πέραν του μαλακού ορόφου), είτε θετική με μείωση μετακινήσεων. Αύξηση αντοχής, συγκρίνοντας το με το δόμημα χωρίς τοιχοπληρώσεις (Χ.ΤΧΠ).

Για την μετατόπιση μάζας κατά +X διεύθυνση x-x την πρώτη 1η ιδιομορφή, η ιδιοπερίοδος είναι $T_1 = 1.14s$, για την δεύτερη ιδιομορφή η ιδιοπερίοδος είναι $T_2 = 0.83s$. Για την μετατόπιση μάζας +Z στην διεύθυνση x-x από την 1η ιδιομορφή η ιδιοπερίοδος είναι $T1=1.18s$ και για την δεύτερη ιδιομορφή η ιδιοπερίοδος είναι $T_2 = 0.77s$. (Σχήμα 4.19 και 4.20). Η μέγιστη ιδιοπερίοδος του κτιρίου είναι στην διεύθυνση x-x από την 1η ιδιομορφή $T1x=1.18s$. Επίσης παρατηρείται ότι οι ανώτερες ιδιομορφές έχουν μικρή συμμετοχή στην ενεργοποίηση ταλαντούμενης μάζας.

Από τον πίνακα 4.12 φαίνεται ότι το κτίριο με την παρουσία τοιχοπληρώσεων είναι κανονικό σε κάτοψη. Ικανοποιείται η σχέση της §4.2.3.2(6) του EC8-1. Εδώ ελέγχεται μόνο η κανονικότητα σε σχέση με την απόσταση Κ.Ε.Σ.- Κ.Β. ή αντίστοιχα η απόσταση πλασματικού άξονα –Κ.Β. και όχι τα γεωμετρικά κριτήρια σε κάτοψη. Παρατηρείται ότι αν δεν λάβουμε υπόψη τις τοιχοπληρώσεις το κτίριο δεν είναι κανονικό σε κάτοψη (όχι γεωμετρικά κριτήρια) με βάση την σχέση της §4.2.3.2(6) EC8-1. Η κανονικότητα επηρεάζεται εκτός από την διάταξη και τις δυσκαμψίες των υποστυλωμάτων στην κάτοψη, από την ύπαρξη τοιχοποιιών εξαρτώμενη από την μοντελοποίηση (προσομοίωση) αυτών. Τα κριτήρια αυτά ισχύουν στην ελαστική περιοχή, διότι στην ανελαστική οι δυσκαμψίες μεταβάλλονται επομένως μεταβάλλεται και το Κ.Ε.Σ.

Πίνακας 4.12 Έλεγχος δομήματος – κανονικότητας σε κάτοψη EC8-1 (Μ.ΤΧΠ)

Έλεγχος περιορισμού στατικής εκκεντρότητας - EC8-1 §4.2.3.2(6) $\{0.30*r > |e_o|\}$

Επίπεδο [l]	Υψόμετρο οροφής [m]	0.30*rI [m]	>	e _{oI} [m]	0.30*rII [m]	>	e _{oII} [m]
5	14,80	2,38	>	0,40	3,58	>	2,60
4	11,80	2,38	>	0,42	3,57	>	2,42
3	8,80	2,38	>	0,49	3,57	>	2,31
2	5,80	2,38	>	0,48	3,56	>	2,27
1:nv	2,80	2,38	>	0,47	3,57	>	2,43

■ Το δόμημα ενδεχομένως είναι κανονικό σε κάτοψη.**

* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

** ==> Απαιτείται επιπλέον έλεγχος των γεωμετρικών κριτηρίων των §4.2.3.2(2) - (5)

Στον πίνακα 4.13 τα αποτελέσματα δείχνουν ότι το κτίριο είναι στρεπτικά στιβαρό, μη ευαίσθητο στρεπτικά, διότι εκπληρώνει τα κριτήρια του EC8-1. Η στρεπτική ευαισθησία επηρεάζεται και από την ύπαρξη τοιχοποιιών εξαρτώμενη από την μοντελοποίηση (προσομοίωση) αυτών, αλλά και από την θέση τους στην κάτοψη του κτιρίου.

Πίνακας 4.13 Έλεγχος Δομήματος - Στρεπτικής ευαισθησίας (Μ.ΤΧΠ)

Έλεγχοι στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων - EC8-1 §5.2.2.1(4)P {r > Is}

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	rI [m]	>	Is [m]	rII [m]	>	Is [m]
5	14,80	9,79	>	9,05	11,90	>	9,05
4	11,80	9,79	>	9,06	11,87	>	9,06
3	8,80	9,79	>	9,07	11,84	>	9,07
2	5,80	9,79	>	9,07	11,84	>	9,07
1:nv	2,80	9,79	>	9,13	11,86	>	9,13

■ Το δόμημα είναι στρεπτικά δύσκαμπτο.

Στον πίνακα 4.14 αποτυπώνονται τα αποτελέσματα των επιρροών 2ας τάξης, με τον υπολογισμό του συντελεστή μεταθετότητας θ και οι μετατοπίσεις των ορόφων.

Παρατηρείται ότι ο συντελεστής θ είναι μικρότερος του 10% (χαμηλά επίπεδα) και οι σχετικές μετακινήσεις μικρότερες από 0.5%. Επίσης μεταξύ ισογείου (1) και Α ορόφου (2) παρατηρούμε ότι η σχετική μετακίνηση είναι αρκετά μεγαλύτερη από τους υπερκείμενους ορόφους της τάξεως 28% στην διεύθυνση x-x, ενώ και στην διεύθυνση z-z με μικρότερο ποσοστό της τάξεως 20%. Μεταξύ των δυο διευθύνσεων μικρότερη μετακίνηση ορόφων είναι στην διεύθυνση z-z λόγω ύπαρξης τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος αλλά και περισσότερων τοιχοπληρώσεων.

Ο συντελεστής μεταθετότητας (θ) προκύπτει αρκετά μεγάλος μεταξύ ισογείου και Α ορόφου με ποσοστό μεταβολής 70% ενώ μεταξύ των υπερκείμενων ορόφων μικρότερος. Αυτό οφείλεται στην απότομη μεταβολή ακαμψίας (μαλακός όροφος) μεταξύ ισογείου και Α ορόφου. Προκύπτει μέγιστη μετατόπιση κατά x-x $ds(x)=11.99\text{cm}$ και κατά z-z $ds(z)=8.28\text{cm}$ (Πίνακας 4.14).

Όπως θα δούμε παρακάτω στο προσομοίωμα Μ.ΤΧΠ τα αποτελέσματα αντίστοιχα είναι διαφορετικά και κυρίως μεταξύ ισογείου και α ορόφου. Αναμενόμενο λόγω της ύπαρξης πιλοτής (μαλακού ορόφου) και άρα στην δυσμενή επιρροή τοιχοπληρώσεων για τον συγκεκριμένο έλεγχο.

Πίνακας 4.14 Έλεγχος Δομήματος-Φαινόμενα 2ας τάξης και σχετικές μετακινήσεις (M.TXII)

Φαινόμενα 2ας τάξης EC8-1 §4.4.2.2(2) - Σεισμικός αρμός EC8-1 §4.4.2.7

Σχετική παραμόρφωση ορόφου EC8-1 §4.4.3.2 - Ποσοστό δυσκαμψίας Δευτερευόντων Σεισμικών μελών EC8-1 §4.2.2(4)

Επίπεδο	Θήτα	ds (X)	ds (Z)	Μέσο(drX*v)/h	Μέσο(drZ*v)/h	Κ-ΔΣΜ(X)	Κ-ΔΣΜ(Z)
[/]	[/]	[cm]	[cm]	[/]	[/]	[%]	[%]
5	0,029	11,99	7,01	0,0025	0,0016	0,00	0,00
4	0,043	10,37	6,01	0,0030	0,0020	0,00	0,00
3	0,043	8,14	4,69	0,0037	0,0024	0,00	0,00
2	0,069	4,95	2,90	0,0034	0,0022	0,00	0,00
1:mv	0,041	2,16	1,24	0,0027	0,0018	0,00	0,00

Σημείωση

* Τα Θ , dr, ds έχουν υπολογιστεί με $d = q \cdot de$ ($q_x = 1,30 / q_z = 1,30$).

Συντελεστής μείωσης $\nu = 0,50$

* (ds: Απόλυτες μετακινήσεις, dr: Σχετικές μετακινήσεις).

Στον πίνακα 4.15 αποτυπώνονται τα αποτελέσματα της συνολικής τέμνουσας βάσης του δομήματος, η οποία διαφέρει από το προσομοίωμα με X.TXII. Παρατηρείται αύξηση στην τέμνουσα βάσης γενικά από $F_b=3809.31$ kN (Πίνακας 4.5) σε $F_b=4037.60$ kN (πίνακας 4.15), αύξηση 6% που οφείλεται στην επιρροή των τοιχοπληρώσεων, αν και οι τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας (εκτός του ίδιου βάρους τους) παρά μόνο στα σεισμικά φορτία. Η επιρροή αυτή εξαρτάται από την μοντελοποίηση των τοιχοπληρώσεων.

Πίνακας 4.15 Έλεγχος Δομήματος - Τέμνουσας Βάσης φορέας M.TXII

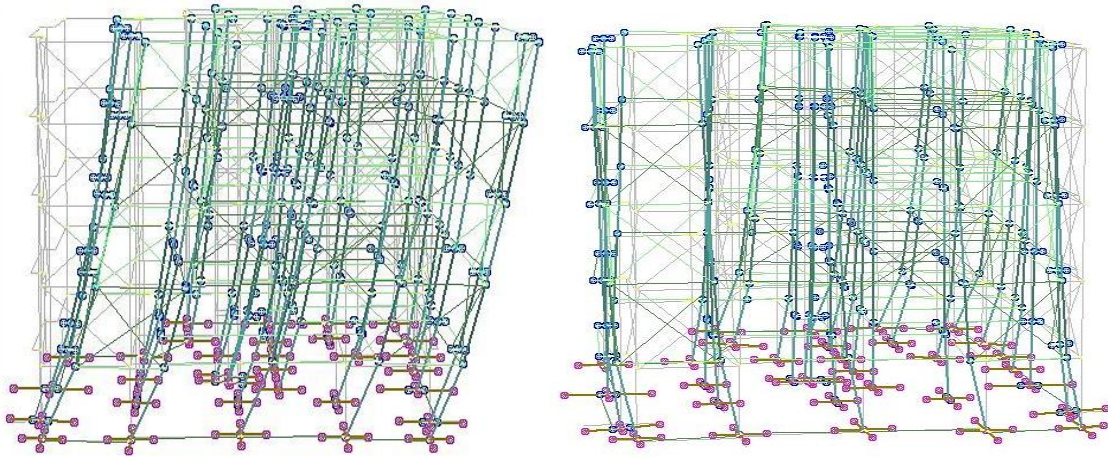
Τέμνουσα βάσης [EC8-1 §4.3.3.3.1(3), §4.3.3.3.2(3)P]

$$F_b = CQC(F_{bk}), \quad F_{bk} = Sd(T_k) \cdot m_k$$

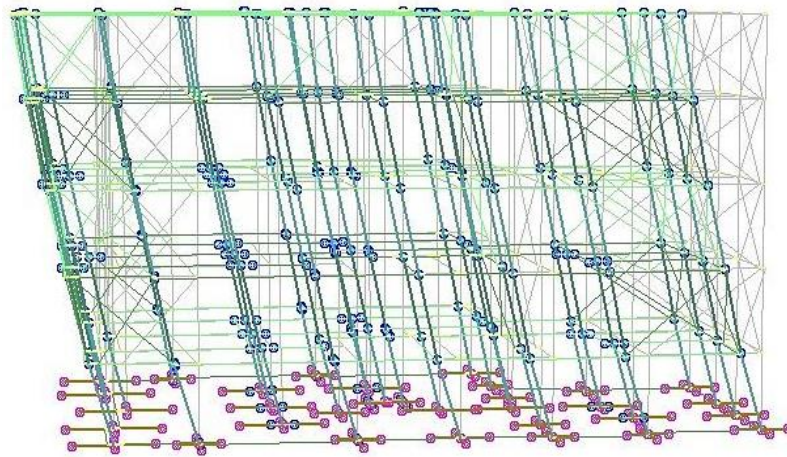
Διεύθυνση σεισμού [μετατόπιση μάζας κατά]	Fb [kN]
X [+Z]	2434.46
X [-Z]	2840.56
Z [+X]	3535.80
Z [-X]	4037.60

Στα παρακάτω Σχήματα από 4.22 έως 4.24 φαίνονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές του προσομοιώματος M.TXII.

Γενικά παρατηρείται ότι το κτίριο με τις τοιχοπληρώσεις οι δυο πρώτες ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές ενεργοποιώντας το 80% περίπου της μάζας του δομήματος.



Σχήμα 4.22 1^η. και 3^η. Ιδιομορφή ταλάντωσης - φορέας κατά +X (M.TXII).



Σχήμα 4.23 2^η. Ιδιομορφή ταλάντωσης φορέας κατά +Z (M.TXII).

4.5.2.1 Αποτελέσματα λόγων επάρκειας (λ) υποστυλωμάτων από ελαστική ανάλυση

Μετά την επίλυση και έλεγχο επάρκειας διατομών, με βάση τις παραδοχές του κεφαλαίου 4, πρόεκυψαν τα κάτωθι. Οι ανεπάρκειες - αστοχίες στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία (υποστυλώματα) όπως φαίνονται στους πίνακες 4.16 έως 4.20 είναι.:

- Στο ισόγειο αστόχησαν 31 υποστυλώματα από τα 33, ποσοστό αστοχίας 94%, είτε από κάμψη, είτε από διάτμηση, με λόγο ανεπάρκειας $\lambda > 1$. Οι δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης η διάτμησης (απαίτησης περισσότερου καμπτικού και διατμητικού οπλισμού) ήταν συνολικά 18 από τις 42, ποσοστό αστοχίας 48%.

Υποστυλώματα με λόγο ανεπάρκειας $\lambda > 2.50$ υπήρξαν 13.

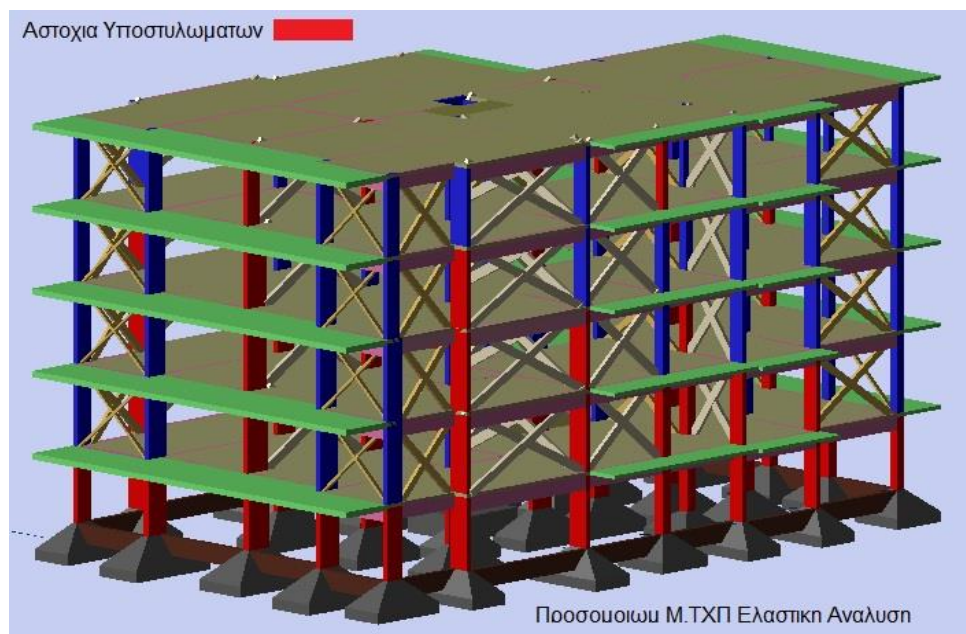
- Στον Α όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 18 υποστυλώματα από τα 33, ποσοστό αστοχίας 54%. Δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης ή διάτμησης 15 από τις 42, ποσοστό 43%.

Υποστυλώματα με λόγο ανεπαρκείας $\lambda > 2.50$ υπήρξαν 3.

- Στον Β όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 13 υποστυλώματα από τα 33, ποσοστό αστοχίας 39%. Δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης ή διάτμησης 10 από τις 42, ποσοστό 26%.

Δεν υπήρξαν υποστυλώματα με λόγο ανεπαρκείας $\lambda > 2.50$.

- Στον Γ όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 8 υποστυλώματα από τα 33, ποσοστό αστοχίας 24%. Δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης ή διάτμησης 6 από τις 42, ποσοστό 17%.
- Στον Δ όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 7 υποστυλώματα από τα 33 ποσοστό αστοχίας 21%. Δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης ή διάτμησης 3 από τις 42, ποσοστό 5%.



Σχήμα 4.24 Απεικόνιση βλαβών στο προσομοίωμα (Μ.ΤΧΠ)

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του δείκτη επάρκειας (λ) και το ποσοστό επάρκειας ($\Pi/E > 100\%$) των διατομών των υποστυλωμάτων.

Πίνακας 4.16 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Ισογείου από ελαστική ανάλυση Μ.ΤΧΠ

A/A	Διατομή	Αξονική G+0.30Q	Αξονική G+0.30Q+E	Συντ/στής (λ)	Ποσοστο Επάρκεια
K1	35/35	-500	-1581	2.70	37.00
K2	40/40	-630	-1120	2.66	37.60
K3	40/40	-597	-1073	2.86	34.90
K4	35/35	-452	-1438	2.32	43.70
K5	70/20	-554	-1301	2.32	43.20
K6	20/80	-718	-936	1.46	68.30
K7	20/90	-650	-730	1.27	80.20
K8	60/20	-492	-1437	2.93	34.10
K9	25/60	-517	-903	2.49	40.20
K1	70/20	-598	-889	1.82	55.00
K11	35/35	-624	-879	1.75	57.20
K12	20/70	-650	-1100	1.85	54.00
K13	40/40	-535	-1080	2.77	36.00
K14	60/20	-473	-1105	2.77	36.00
K15	20/90	-724	-1056	1.24	80.50
K16	40/40	-780	-1038	1.49	67.15
K17	80/20	-593	-1475	2.27	44.00
K18	20/90	-826	-1285	1.44	69.50
K19	35/35	-514	-835	0.99	100.30
K20	80/20	-881	-1219	2.13	47.00
K21	80/20	-483	-1302	3.27	30.50
K22	20/100	-890	-1115	1.94	51.50
K23	20/100	-990	-1200	1.50	66.50
K24	20/100	-900	-1103	1.72	58.00
K25	80/20	-475	-1393	3.77	26.50
K26	20/70	-550	-1410	2.15	46.30
K27	25/90	-946	-2146	2.63	38.00
K28	25/100	-1240	-1342	2.04	49.00
K29	25/90	-872	-2260	2.77	36.00
K30	20/70	-518	-1420	2.56	39.00
K31	130/15	-308	642	0.99	100.30
K32	130/15	-307	-635	1.25	80.00
K33	15/150	-208	-700	1.10	90.90

- Αστοχία σε 31 Υποστυλώματα – Τοιχώματα.

Πίνακας 4.17 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Α ορόφου από ελαστική ανάλυση Μ.ΤΧΠ

A/A	Διατομή	Αξονική G+0.30Q	Αξονική G+0.30Q+E	Συντ/στής $\lambda < 1$	Ποσοστό Επάρκειας
K1	35/35	-389	-1148	1.42	70.20
K2	35/35	-417	-846	0.90	110.30
K3	35/35	-458	-870	0.89	112.30
K4	35/35	-351	-1074	1.17	85.00
K5	70/20	-428	-1015	1.33	75.00
K6	20/80	-564	-660	1.65	60.50
K7	20/80	-510	-580	0.99	100.50
K8	70/20	-380	-1080	1.47	68.00
K9	25/60	-416	-682	0.76	130.8
K10	70/20	-473	-690	1.10	89.00
K11	35/35	-490	-670	0.99	100.60
K12	20/65	-493	-840	0.99	100.60
K13	40/40	-420	-890	0.97	101.03
K14	60/20	-374	-790	1.06	95.00
K15	20/80	-565	-740	0.99	100.40
K16	40/40	-612	-802	0.82	121.36
K17	80/20	-457	-700	1.78	56.00
K18	20/80	-650	-910	2.51	39.80
K19	35/35	-437	-765	0.76	130.00
K20	80/20	-688	-910	1.61	62.00
K21	80/20	-364	-1067	2.56	39.00
K22	20/90	-720	--860	2.08	48.00
K23	20/90	-808	-970	0.98	100.90
K24	20/90	-737	-950	1.94	51.80
K25	80/20	-347	-1052	2.56	39.00
K26	20/70	-619	-1280	0.83	119.50
K27	20/90	-730	-1710	0.99	100.20
K28	20/100	-964	-1172	1.28	78.00
K29	20/90	-680	-1430	0.99	100.30
K30	20/70	-387	-1140	1.01	98.75
K31	130/15	-215	-595	0.99	100.30
K32	130/15	-218	-563	0.99	100.30
K33	15/150	-215	-730	1.02	98.80

- Αστοχία σε 18 Υποστυλώματα - Τοιχώματα.

Πίνακας 4.18 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Β ορόφου από ελαστική ανάλυση Μ.ΤΧΠ

A/A	Διατομή	Αξονική G+0.30Q	Αξονική G+0.30Q+E	Συντελεστής $\lambda < 1.00$	Ποσοστό Επάρκειας
K1	35/35	-285	-696	0.66	150.00
K2	35/35	-340	-560	0.80	125.00
K3	35/35	-330	-570	0.84	119.60
K4	35/35	-282	-613	0.64	158.00
K5	60/20	-317	-618	1.13	88.00
K6	20/70	-411	-460	1.10	90.80
K7	20/70	-367	-430	0.75	133.00
K8	60/20	-264	-630	1.04	98.00
K9	25/60	-290	-462	0.70	143.00
K10	60/20	-341	-496	0.96	103.30
K11	35/35	-349	-474	1.13	88.00
K12	20/60	-356	-531	1.24	80.50
K13	35/35	-300	-488	0.92	108.20
K14	60/20	-271	-382	0.78	127.00
K15	20/70	-415	-523	0.98	100.70
K16	35/35	-445	590	0.77	129.00
K17	80/20	-328	-514	1.25	80.00
K18	20/70	-477	-600	1.07	93.00
K19	35/35	-318	-560	0.99	100.60
K20	70/20	-490	-660	0.83	123.00
K21	80/20	-271	-654	2.17	46.00
K22	20/80	-528	-620	1.72	58.00
K23	20/80	-593	-720	0.98	100.50
K24	20/80	-528	-610	2.27	44.00
K25	80/20	-257	-640	2.39	42.00
K26	20/70	-295	-630	0.53	189.00
K27	20/80	-517	-1045	0.59	160.80
K28	20/90	-706	-845	1.66	60.00
K29	20/80	-483	-1040	0.55	180.00
K30	20/70	-274	-642	0.52	190.60
K31	130/15	-177	-514	0.98	100.60
K32	130/15	-157	-543	0.99	100.90
K33	15/150	-155	-706	1.31	76.00

- Αστοχία σε 13 Υποστυλώματα .

Πίνακας 4.19 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Γ ορόφου από ελαστική ανάλυση Μ.ΤΧΠ

A/A	Διατομή	Αξονική G+0.30Q	Αξονική G+0.30Q+E	Συντ/στής $\lambda < 1$	Ποσοστό Επάρκειας
K1	35/35	-176	-335	0.46	220.00
K2	30/30	-202	-324	0.58	171.50
K3	30/30	-200	-334	0.62	163.50
K4	35/35	-162	-290	0.41	243.00
K5	50/20	-183	-332	0.63	160.00
K6	20/60	-247	-292	1.13	88.00
K7	20/60	-231	-274	0.53	181.00
K8	60/20	-162	-344	0.52	183.00
K9	20/60	-180	-269	0.51	198.00
K10	60/20	-216	-316	0.93	107.10
K11	35/35	-210	-291	1.43	70.50
K12	20/60	-223	-285	1.15	86.60
K13	35/35	-185	-220	0.66	153.00
K14	60/20	-163	-216	0.76	127.00
K15	20/60	-267	-337	1.12	89.00
K16	35/35	-282	-372	0.94	130.90
K17	80/20	-210	-462	1.10	90.30
K18	20/60	-302	-385	0.99	100.60
K19	30/30	-100	-275	0.99	100.20
K20	60/20	-278	-505	0.71	141.00
K21	80/20	-180	-364	1.15	86.40
K22	20/70	-343	-437	0.80	125.00
K23	20/70	-377	-459	0.85	113.00
K24	20/70	-341	-454	0.74	135.30
K25	80/20	-174	-349	1.13	88.00
K26	20/60	-174	-315	0.50	198.00
K27	20/80	-329	-625	0.45	220.30
K28	20/90	-442	-529	1.25	80.00
K29	20/80	-301	-586	0.45	224.00
K30	20/60	-163	-298	0.44	228.10
K31	130/15	-109	-466	0.99	100.30
K32	130/15	-91	-459	0.99	102.20
K33	15/150	-104	-648	0.98	101.00

- Αστοχία 8 Υποστυλωμάτων.

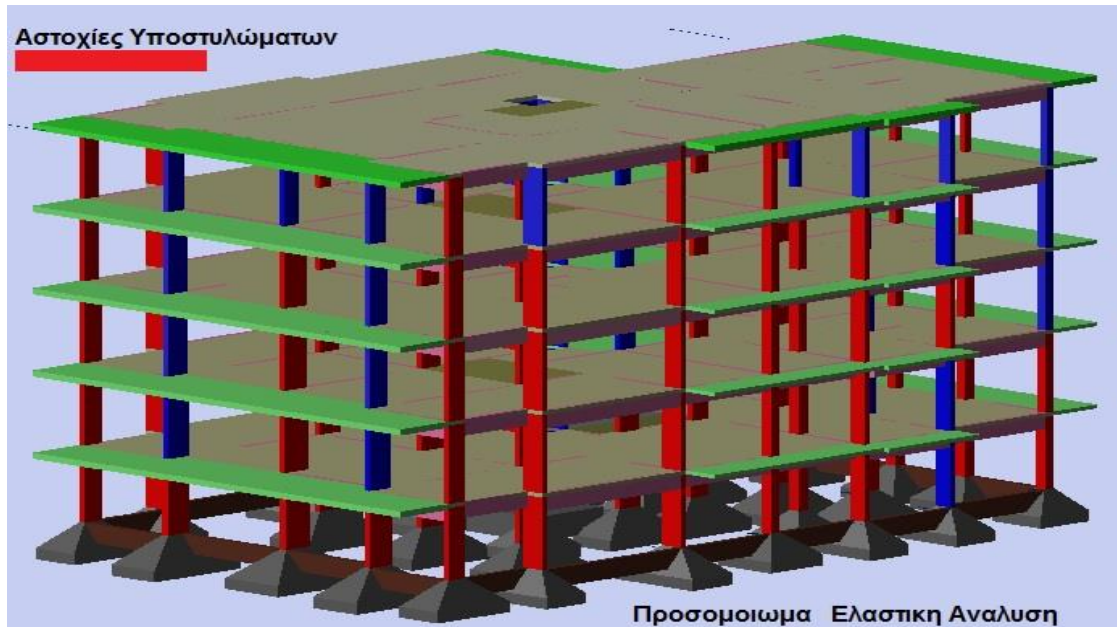
Πίνακας 4.20 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Δ ορόφου από ελαστική ανάλυση Μ.ΤΧΠ

A/A	Διατομή	Αξονική G+0.30Q	Αξονική G+0.30Q ,	Συντ/στής $\lambda < 1.00$	Ποσοστό Επάρκειας
K1	30/30	-63	-102	0.97	102.90
K2	30/30	-84	-144	0.53	186.05
K3	30/30	-78	-154	0.59	173.00
K4	30/30	-60	-101	0.62	163.00
K5	50/20	-72	-133	0.66	152.00
K6	20/50	-102	-145	1.11	88.00
K7	20/50	-97	-122	0.56	177.20
K8	50/20	-62	-104	0.80	154.00
K9	20/60	-69	-100	0.62	159.00
K10	50/20	-84	-123	0.97	103.00
K11	25/25	-79	-116	2.12	47.00
K12	20/50	-87	-121	1.47	68.00
K13	25/25	-70	-101	0.54	180.50
K14	50/20	-62	-82	0.86	116.00
K15	20/50	-120	-157	1.12	89.00
K16	30/30	-120	-162	1.13	88.00
K17	80/20	-83	-162	0.95	105.00
K18	20/50	-128	-165	0.99	100.50
K19	25/25	-72	-110	0.85	100.60
K20	60/20	-100	-162	0.63	159.40
K21	80/20	-71	-147	0.83	120.10
K22	20/50	-146	-189	0.97	104.40
K23	20/50	-146	-178	1.07	93.00
K24	20/50	-142	-188	0.96	103.90
K25	80/20	-62	-135	0.85	118.00
K26	20/60	-67	-109	0.41	243.00
K27	20/70	-141	-226	0.66	151.80
K28	20/60	-182	-208	1.11	90.00
K29	20/70	-130	-213	0.84	119.50
K30	20/60	-63	-101	0.38	260.20
K31	130/15	43	-230	0.98	102.00
K32	130/15	-19	-215	0.89	112.50
K33	15/150	-49	-310	0.97	103.00

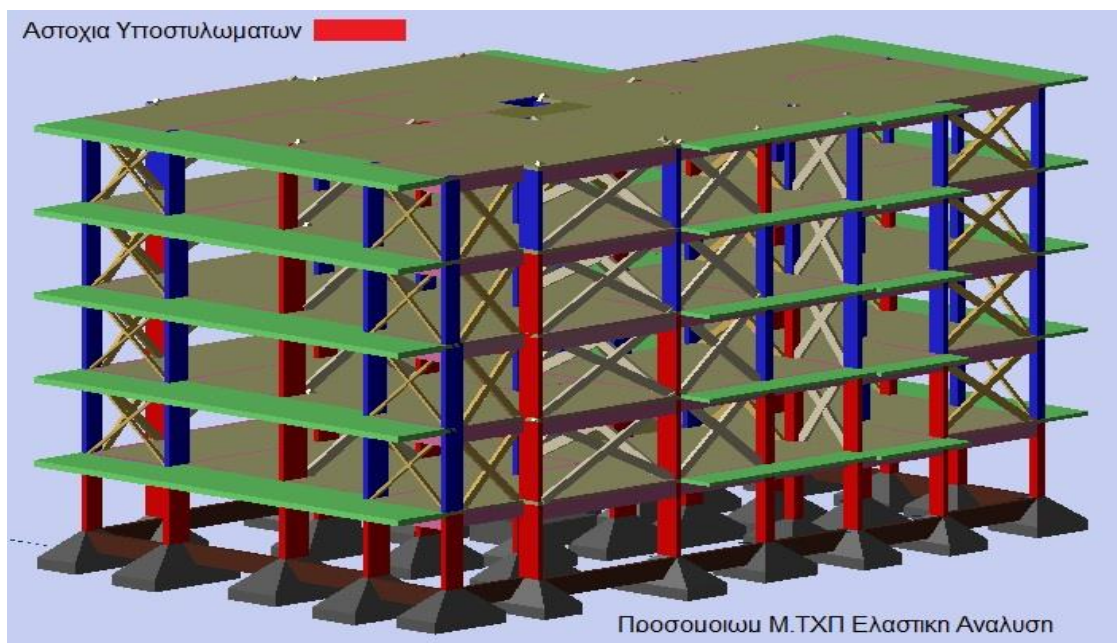
- Αστοχία 7 Υποστλωμάτων.

4.5.3 Συγκριτικά αποτελέσματα από την ελαστική δυναμική φασματική μέθοδο

Παρακάτω παρουσιάζονται φωτεραλιστικά τα συγκριτικά αποτελέσματα από τους δυο φορείς. Φορέας (1) χωρίς τοιχοπληρώσεις (Χ.ΤΧΠ) και Φορέας (2) με τοιχοπληρώσεις (Μ.ΤΧΠ).



Σχήμα 4.25 Απεικόνιση βλαβών στο προσομοίωμα Φ1 (Χ.ΤΧΠ)



Σχήμα 4.26 Απεικόνιση βλαβών στο προσομοίωμα Φ2 (Μ.ΤΧΠ)

Μετά τις αναλύσεις των προσομοιωμάτων Χ.ΤΧΠ και Μ.ΤΧΠ γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων, για να διαπιστωθεί η συμπεριφορά των φορέων της κατασκευής, με την ύπαρξη ή όχι των τοιχοπληρώσεων στην ελαστική στατική ανάλυση.

Όπως απεικονίζεται στους παρακάτω πίνακες, η ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων επιφέρει από την μια δυσμενή αποτελέσματα (συγκέντρωση τάσεων και εντατικών μεγεθών) στο ισόγειο, με συγκέντρωση περισσότερων αστοχιών και από την άλλη ευνοϊκότερα αποτελέσματα για το σύνολο του κτιρίου.

Επίσης παρατηρείται μείωση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου στο προσομοίωμα Μ.ΤΧΠ κατά 12% περίπου στην διεύθυνση x-x και 10% στην διεύθυνση z-z (Πίνακας 4.21). Αυτό συνεπάγεται αύξηση των σεισμικών εντάσεων. Η τέμνουσα βάσης αυξήθηκε κατά 5% περίπου στο προσομοίωμα Μ.ΤΧΠ (Πίνακες 4.5 , 4.15 , 4.21). Βέβαια έχουμε αύξηση της αντοχής της κατασκευής λόγω των τοιχοπληρώσεων. Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων μειώθηκαν στους ορόφους, μετά το Ισόγειο, αλλά αυξήθηκε η σχετική μετακίνηση από το Ισόγειο στον Α όροφο λόγω της ύπαρξης μαλακού ορόφου (Πίνακες 4.4 , 4.14 , 4.21).

Πίνακας 4.21 Συγκριτικά αποτελέσματα από ελαστική ανάλυση και των δυο φορέων

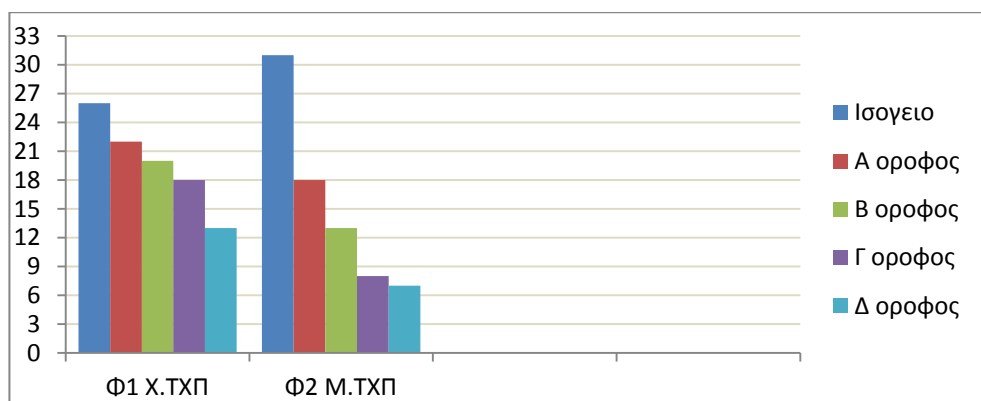
ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ						
Φορέας	Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος T_x (sec)	Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος T_z (sec)	Drift X-X	Drift Z-Z	Θήτα 2 ^α _ς	Τεμν/σα Rd(ag)
Φ1. Χ.ΤΧΠ	1.36	0.92	0.38% (3)*	0.25% (2)*	0.046(1) 0.058(2)	3890.31
Φ2. Μ.ΤΧΠ	1.14	0.83	0.37% (2)*	0.24% (3)*	0.069 (2) 0.041(1)	4037.60

Ο αριθμός των υποστλωμάτων και τοιχωμάτων ανά όροφο είναι 33 άρα συνολικά 165. Αστόχησαν στο φορέα Χ.ΤΧΠ συνολικά 99 κατακόρυφα στοιχεία, δηλαδή ποσοστό αστοχίας (ανεπάρκειας) 60%. Στο φορέα Μ.ΤΧΠ αστόχησαν συνολικά 77 υποστλώματα, δηλαδή ποσοστό αστοχίας (ανεπάρκειας) 47%. Άρα οι αστοχίες με την ύπαρξη τοιχοπληρώσεων είναι λιγότερες κατά 22%. (Πίνακας 4.22)

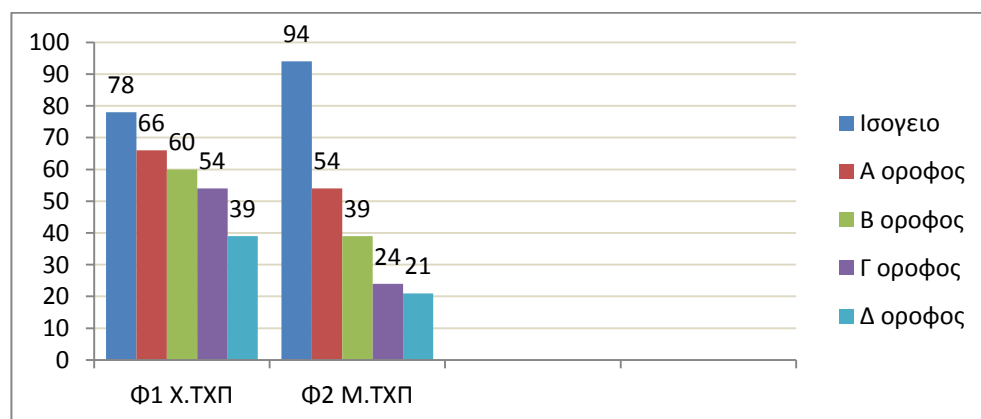
Πίνακας 4.22 Συγκριτικά αποτελέσματα ανεπάρκειας υποστ/των από ελαστική ανάλυση

ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΣΤΟΧΙΩΝ ΥΠΟΣΤ/ΤΩΝ							
Φορέας	Ισόγειο	Α Όροφος	Β Όροφος	Γ Όροφος	Δ Όροφος	Σύνολο ν Υποστ/	Ποσοστ ά αστοχίας
Χ.ΤΧΠ	26	22	20	18	13	99	60,00%
Μ.ΤΧ	31	18	13	8	7	77	47,00%

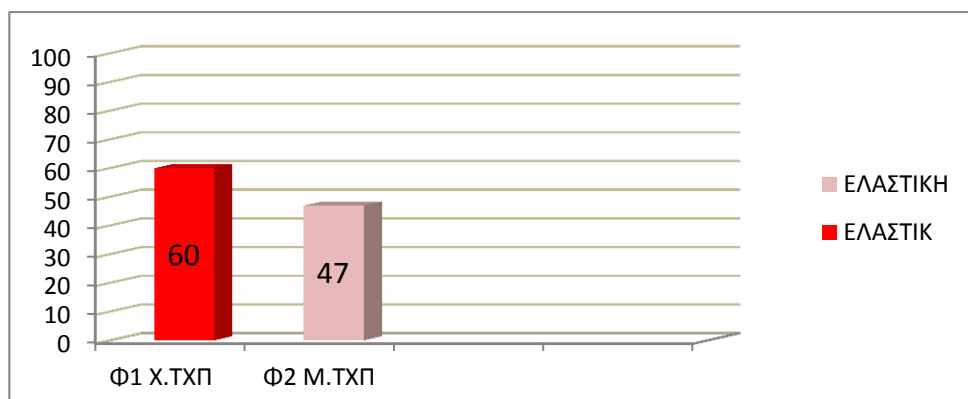
Στα παρακάτω Σχήματα 4.29 έως 4.32 απεικονίζονται γραφικά οι ανεπάρκειες των κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλώματα-τοιχώματα) και των οριζοντίων (δοκών) μεταξύ των δυο προσομοιωμάτων .



Σχήμα 4.27 Ανεπάρκειες Υποστυλωμάτων ανά όροφο των 2 φορέων



Σχήμα 4.28 Ποσοστά ανεπάρκειας (%) Υποστυλωμάτων ανά όροφο

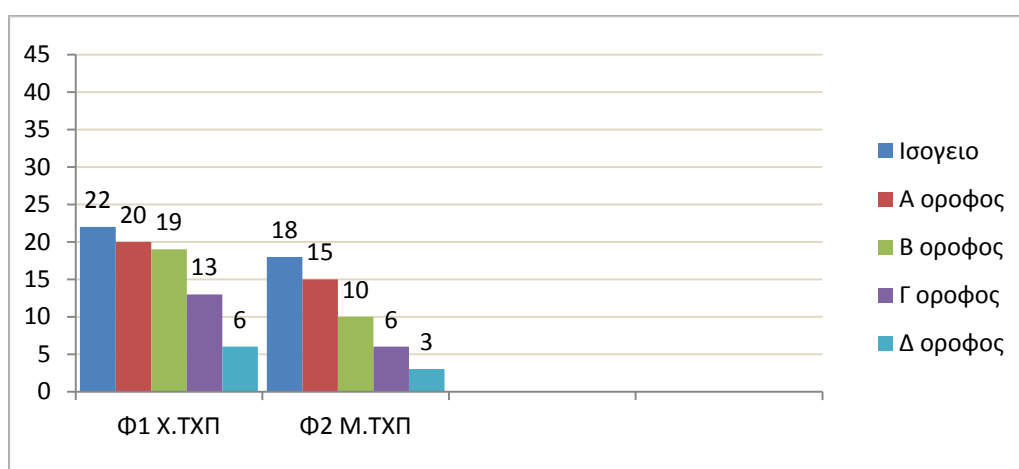


Σχήμα 4.29 Συνολικά ποσοστά ανεπάρκειας (%) Υποστλωμάτων των δυο φορέων

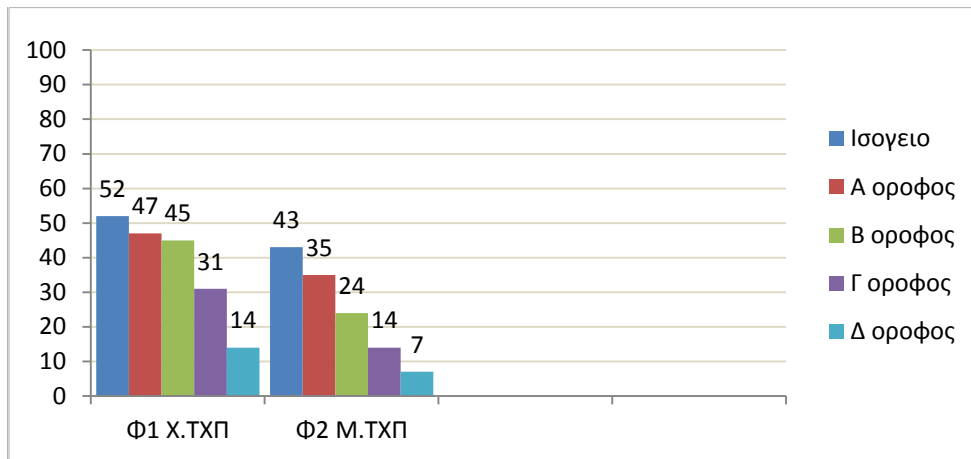
Ο αριθμός των δοκών ανά όροφο είναι 42 και συνολικά 210. Αστόχησαν στον φορέα Χ.ΤΧΠ συνολικά 80 δοκοί, δηλαδή ποσοστό αστοχίας 38%. Στον φορέα Μ.ΤΧΠ αστόχησαν συνολικά 52 δοκοί, δηλαδή ποσοστό αστοχίας 24%. Άρα οι αστοχίες με την ύπαρξη τοιχοπληρώσεων είναι λιγότερες κατά 36%.

Πίνακας 4.23 Συγκριτικά αποτελέσματα ανεπάρκειας δοκών από ελαστική ανάλυση

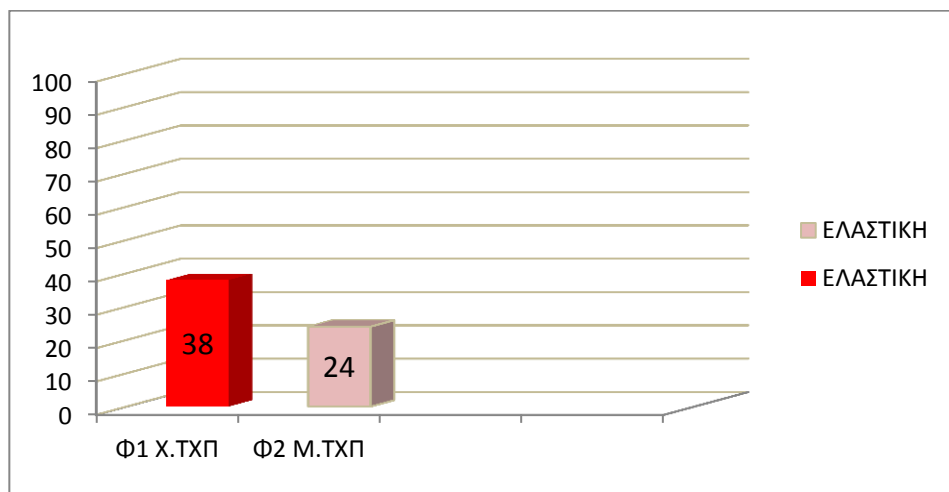
ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΣΤΟΧΙΩΝ ΔΟΚΩΝ							
Όροφοι	Ισόγειο	Α Όροφος	Β Όροφος	Γ Όροφος	Δ Όροφος	Σύνολον Δοκών	Ποσοστά αστοχίας
Φ1.Χ.ΤΧΠ	22	20	19	13	6	80	38%
Φ2.Μ.ΤΧΠ	18	15	10	6	3	52	24%



Σχήμα 4.30 Ανεπάρκειες Δοκών μεταξύ των ορόφων



Σχήμα 4.31 Ποσοστά (%) ανεπάρκειες Δοκών ανά όροφο



Σχήμα 4.32 Συνολικά ποσοστά ανεπάρκειας (%) δοκών των δυο φορέων

4.6 Αποτίμηση με Ανελαστική ανάλυση (pushover)

Με την Pushover ανάλυση αποδίδεται η ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των μελών, μέσω της ενσωμάτωσης μη-γραμμικών προσομοιωμάτων των υλικών, ενώ η σεισμική ένταση εκφράζεται απλά μέσω μίας αυξανόμενης οριζόντιας στατικής φόρτισης.

Αρχικά ορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών .

Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος $f_{ck}=18\text{MPa}$ για το C16/20

Μέση αντοχή σκυροδέματος $f_{cm}=23\text{MPa}$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ παράρτημα 4.2)

Χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα S220 (STI) $f_{yk}=240\text{MPa}$ και για το (STIII) S400 $f_{yk}=410\text{MPa}$

Μέση αντοχή χάλυβα S220 $f_{ym}=280\text{MPa}$ και για το S400 $f_{ym}=450\text{MPa}$

4.6.1 Βασικά δεδομένα αποτίμησης

Επιλέγεται στόχος αποτίμησης η στάθμη επιτελεστικότητας B1

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί Κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Επιλέγεται στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ΣΑΔ για τις δράσεις και αντιστάσεις ικανοποιητική. Επομένως με βάση την ΣΑΔ ορίζονται οι συντελεστές ασφαλείας δράσεων (γ_f) και αντιστάσεων (γ_m) (KAN.ΕΠΕ §4.1.2).

Επίσης ορίζονται και οι τιμές σχεδιασμού των αντιστάσεων $R_d = (1/\gamma_{Rd}) \cdot R$ (R_k/γ_m) και οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων $S_d = \gamma_{sd} \cdot S$ ($S_k \cdot \gamma_f$).

γ_f , γ_m είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών.

γ_{sd} , γ_{Rd} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας (συντελεστές εμπιστοσύνης κατά Fespa) με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις αντιστοίχως.(KAN.ΕΠΕ §2.4.3).

Για τις δράσεις επιλέγεται $\gamma_g=1.35$ για τους βασικούς συνδυασμούς δράσεων και $\gamma_g=1.10$ για τους υπόλοιπους συνδυασμούς δράσεων. Συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{sd}=1.10$ (KAN.ΕΠΕ Πίνακας Σ4.2).

Για τις ιδιότητες των υλικών επιλέγονται οι εξής συντελεστές ασφαλείας των υλικών (γ_m):

Για το σκυρόδεμα $\gamma_c=1.10$ και για τον χάλυβα $\gamma_s=1.10$ (KAN.ΕΠΕ §4.5.3.3).

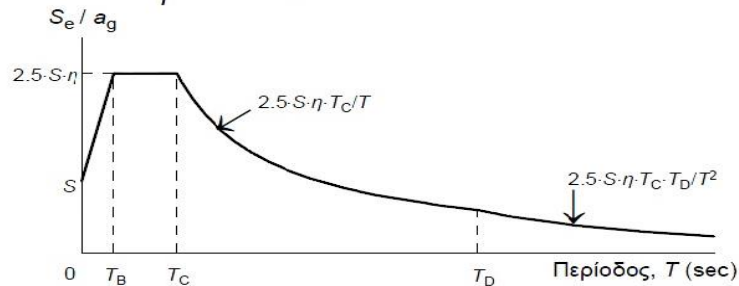
Επιλέγεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC8-1 (Σχήμα 4.33).

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \text{ για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \text{ για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \text{ για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \text{ για } T_D \leq T \leq 4\text{sec}$$

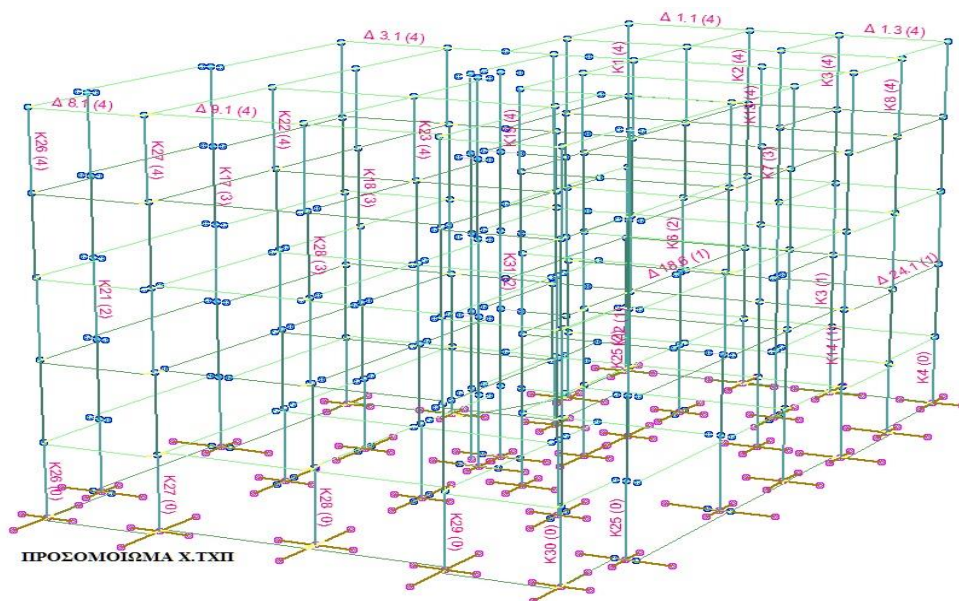


Σχήμα 4.33 Ελαστικό Φάσμα σχεδιασμού EC8.

Ορίζεται το μοντέλο φόρτισης με βάση της παραδοχές φορτίσεων του παρόντος κεφαλαίου. Μετά την ελαστική ανάλυση που έγινε στο προσομοίωμα X.TXII καθορίζονται οι υφιστάμενοι οπλισμοί στα υποστυλώματα και δοκούς, όπως έχουν αποτυπωθεί από τα σχέδια κατασκευής και τις διερευνήσεις.

4.6.2 Επίλυση φορέα X.TXII

Ακόλουθη επίλυση του φορέα (Σχήμα 4.34), η καμπύλη ικανότητας ADRS και η σύγκριση αποτελεσμάτων μέσω του δείκτη ανεπάρκειας (λ)



Σχήμα 4.34 Χωρικό προσομοίωμα χωρίς τοιχοπληρώσεις (X.TXII)

Επιλέγεται μέθοδος επίλυσης των μετατοπίσεων (fespa). Στη μέθοδο ελέγχου των μετατοπίσεων, σε κάθε βήμα διατηρείται σταθερή η αύξηση της μετατόπισης Δu του κόμβου ελέγχου, ενώ η αύξηση της δύναμης ΔP_i προκύπτει έμμεσα από το βήμα της μετατόπισης Δu και την ακαμψία της κατασκευής K_i , όπως αυτή διαμορφώνεται στο τρέχον βήμα i δεδομένων των πλαστικών αρθρώσεων που έχουν δημιουργηθεί ($\Delta P_i = K_i \cdot \Delta u$). Το αποτέλεσμα είναι η πρόσθετη δύναμη κάθε βήματος να βαίνει μειούμενη, καθώς εξελίσσεται η ανάλυση και μειώνεται η συνολική ακαμψία.

Χαράσσεται το διάγραμμα ροπών - καμπυλοτήτων των ακραίων διατομών των φερόντων μελών της κατασκευής για τρία επίπεδα αξονικής δύναμης. Έτσι συνεκτιμάται η αλληλεπίδραση αξονικής ορθής έντασης και διαξονικής κάμψης (N-My-Mz). Κατά τον υπολογισμό των διαγραμμάτων ροπών καμπυλοτήτων M-φ λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της αξονικής δύναμης στην καμπτική αντοχή.

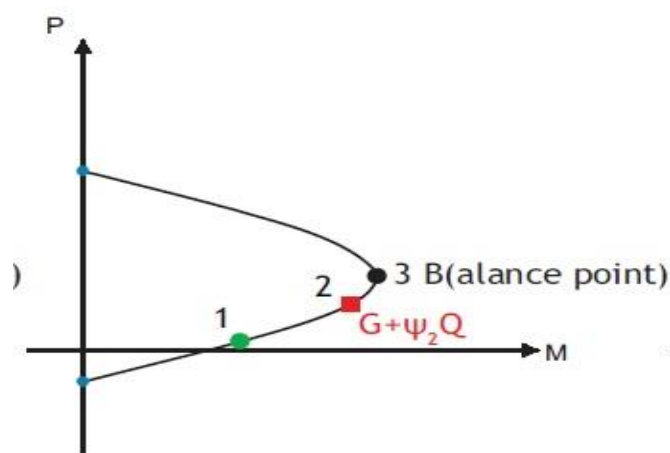
Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η εξής:

Για κάθε γωνία της συνισταμένης ροπής (αλληλεπίδραση My-Mz) υπολογίζεται η αξονική δύναμη για την οποία η διατομή εμφανίζει τη μέγιστη καμπτική αντοχή (Balance point-B στο Σχήμα 4.35).

Στην συνέχεια πραγματοποιείται υπολογισμός των σημείων του διαγράμματος αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης – αξονικής δύναμης, που αντιστοιχούν στη μέγιστη θλιπτική και εφελκυστική αντοχή της διατομής (σημεία επί του άξονα P).

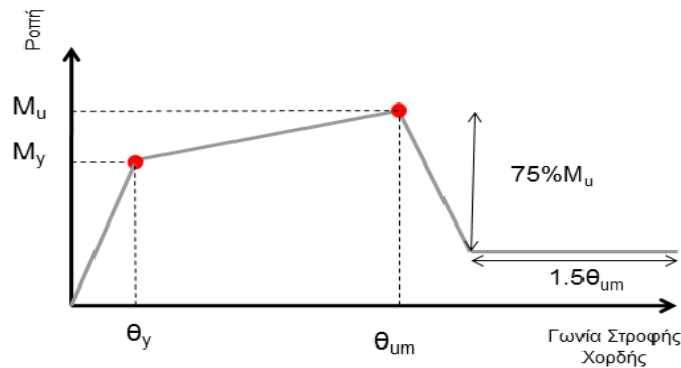
Σε κάθε βήμα της ανάλυσης pushover και για δεδομένη αξονική δύναμη η απόκριση προσεγγίζεται με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των καταστάσεων που έχουν υπολογιστεί.

Κάθε σημείο της καμπύλης στο Σχήμα 4.35 αντιστοιχεί σε συγκεκριμένη κλίση του ουδέτερου άξονα (συνισταμένη My-Mz) και αξονική δύναμη.



Σχήμα 4.35 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής – Αξονικής M-P

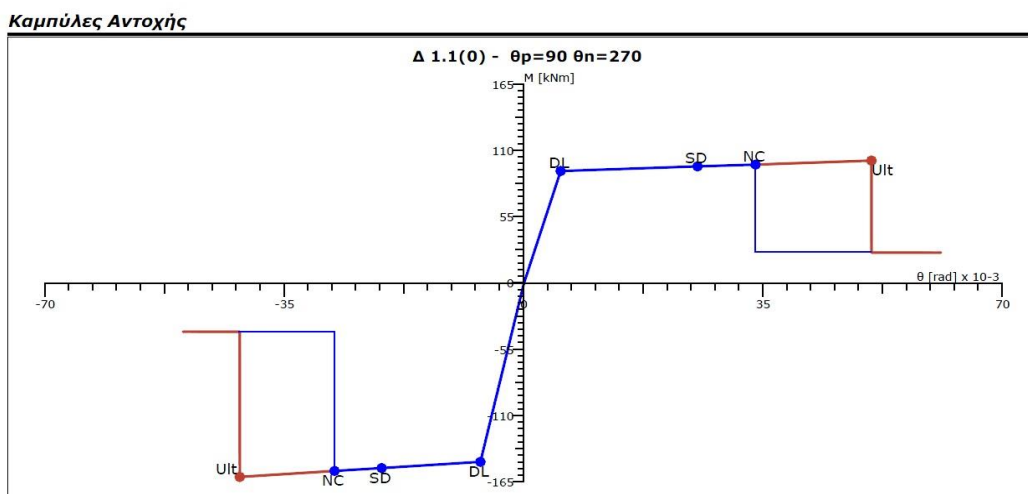
Γνωρίζοντας τον τρόπο απόκρισης των κρίσιμων διατομών ενός μέλους είναι δυνατή η εύρεση της συμπεριφοράς αυτού, η οποία εκφράζεται με το διάγραμμα ροπών-γωνιών στροφής χορδής. Η γενικότερη απόκριση της κατασκευής υπό οριζόντια φόρτιση, μπορεί πλέον να προσδιοριστεί βασιζόμενη στην απόκριση των επιμέρους μελών της.



Σχήμα 4.36 Γενικό διάγραμμα Ροπών –γωνίας στροφής χορδής

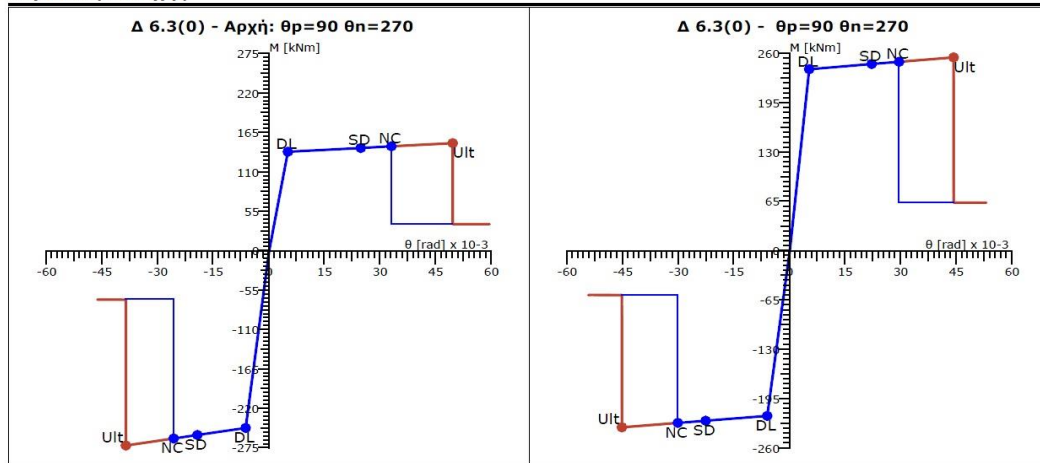
Από την ανάλυση με το πρόγραμμα προκύπτουν οι καμπύλες αντοχής των δοκών και υποστυλωμάτων στα άκρα τους για κάθε φόρτιση. Πρόκειται για μια προσέγγιση της συμπεριφοράς του μέλους με την καμπύλη M-θ μέσω ενός διαγράμματος με τον πρώτο κλάδο να απεικονίζει την ελαστική περιοχή καταπόνησης του μέλους και να επεκτείνεται μέχρι την διαρροή του στοιχείου. Ο μεταπλαστικός κλάδος υπολογίζεται και αποτυπώνεται ανάλογα με την επιλεγείσα «Στάθμη Επιτελεστικότητας B1» που αντιστοιχεί στο $\frac{1}{2}(\theta_y + \theta_{um})$ και το σημείο αστοχίας του μέλους (θ_{um}). Τέλος αναπαριστάται και η απομένουσα αντίσταση του μέλους η οποία συνήθως λαμβάνεται ίση με το 75% της οριακής αντοχής (Σχήμα 4.36).

Στη συνέχεια απεικονίζονται ενδεικτικά οι καμπύλες M-θ των μελών με κοπτική συμπεριφορά των δοκών Δ1 και Δ6 του ισογείου (Σχήματα 4.37 , 4.38).



Σχήμα 4.37 Διάγραμμα καμπύλης αντοχής δοκού Δ1 όροφος 0 (X.TXII)

Καμπύλες Αντοχής

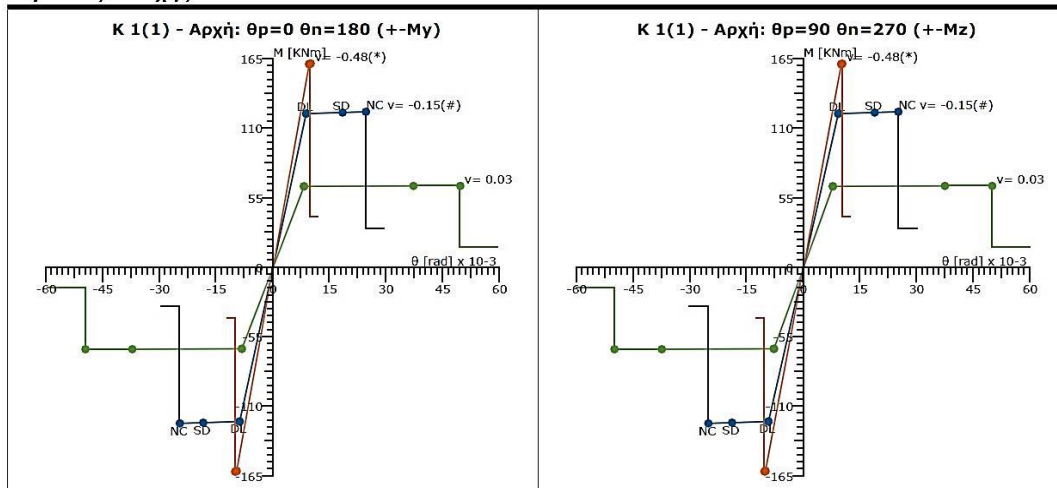


Σχήμα 4.38 Διαγράμματα καμπυλών αντοχής $M-\theta$ δοκού Δ6 όροφος 0 (X.TXII)

Για τις καμπύλες αντοχής των υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση της αξονικής δύναμης και της ροπής $N-M_y-M_z$. Καταρτίζονται τρεις καμπύλες αντοχής που αντιστοιχούν στα σημεία του Σχήματος 4.35 για κάθε μέλος, εκ των οποίων η μια καμπύλη αντιστοιχεί σε φόρτιση μόνιμων φορτίων ($G+\psi_2Q$).

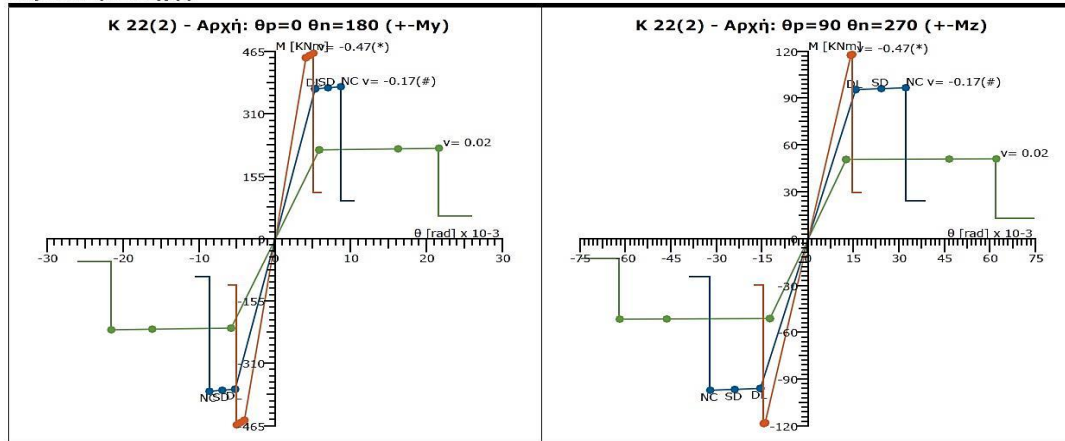
Στη συνέχεια απεικονίζονται ενδεικτικές καμπύλες αντοχής $M-\theta$ υποστυλωμάτων K1 και K22, Α όροφου και Β όροφου (Σχήμα 4.39 και 4.40)

Καμπύλες Αντοχής



Σχήμα 4.39 Διαγράμματα καμπυλών αντοχής $M-\theta$ υποστυλώματος K1 όροφος 1 (X.TXII)

Καμπύλες Αντοχής



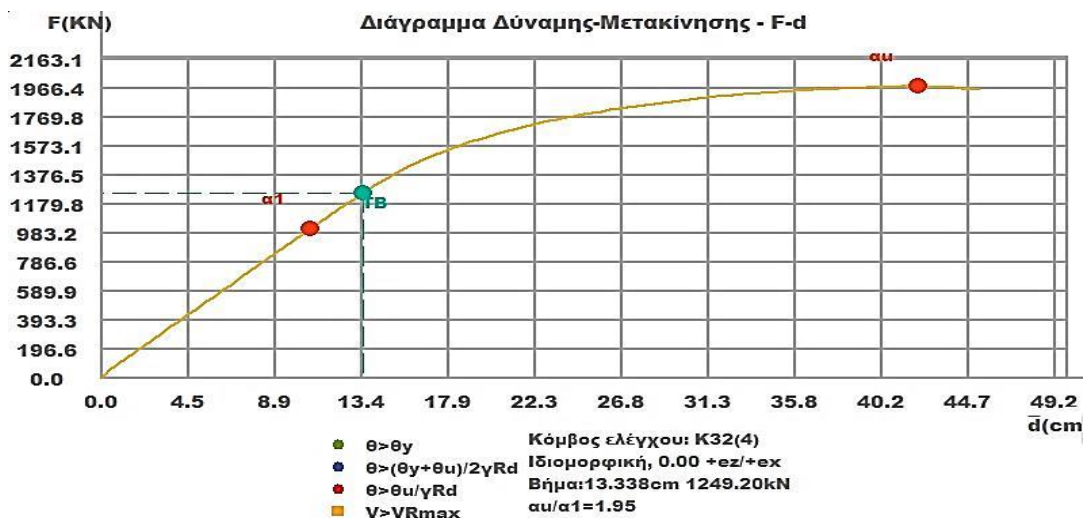
Σχήμα 4.40 Διαγράμματα καμπύλης αντοχής $M-\theta$ υποστρώματος K22 όροφος 2 (X.TXII)

Με βάση τα διαγράμματα αντοχής των μελών υπολογίζεται για κάθε μέλος και στα δυο άκρα του, για κάθε φόρτιση, η ενεργός δυσκαμψία του ρηγματωμένου μέλους μέχρι την διαρροή του σύμφωνα με την σχέση:

$$E \cdot J_{\text{eff}} = M_y \cdot L_y / (3\theta_y)$$

Σε μέλη με διαφορετικό οπλισμό στα δυο πέλατα, η εξίσωση δίνει διαφορετικές τιμές $E \cdot J_{\text{eff}}$ για θετική η αρνητική κάμψη. Ο μέσος όρος των τιμών για τα δυο άκρα δίνει την τιμή $E \cdot J_{\text{eff}}$ για το μέλος. Έπειτα, εκτελείται η ανάλυση Pushover και υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής εφαρμόζοντας τη μέθοδο N2, η οποία υιοθετείται στον Ευρωκώδικα 8-1 στο Παράρτημα Β. Οι καμπύλες της Pushover σε όρους τέμνουσας βάσης - μετακίνησης κόμβου ελέγχου για τις δύο κύριες διευθύνσεις X, Z σύμφωνα με την ιδιομορφική κατανομή των πλευρικών σεισμικών δυνάμεων.

Στα παρακάτω Σχήματα 4.41 και 4.42 απεικονίζονται οι καμπύλες δύναμης μετακίνησης (F-d) για την διεύθυνση x-x (+0.00°) και z-z (+90.00°).



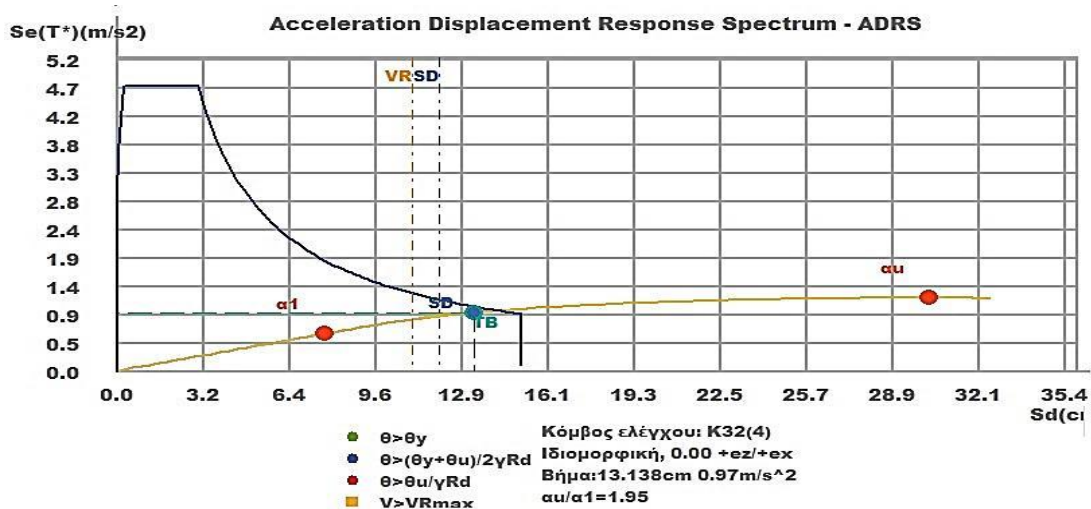
Σχήμα 4.41 Διάγραμμα F-d από ιδιομορφική κατανομή φόρτισης με κατεύθυνση (+0.00°)



Σχήμα 4.42 Διάγραμμα $F-d$ από ιδιομορφική κατανομή φόρτισης με κατεύθυνση $(+90.00^\circ)$

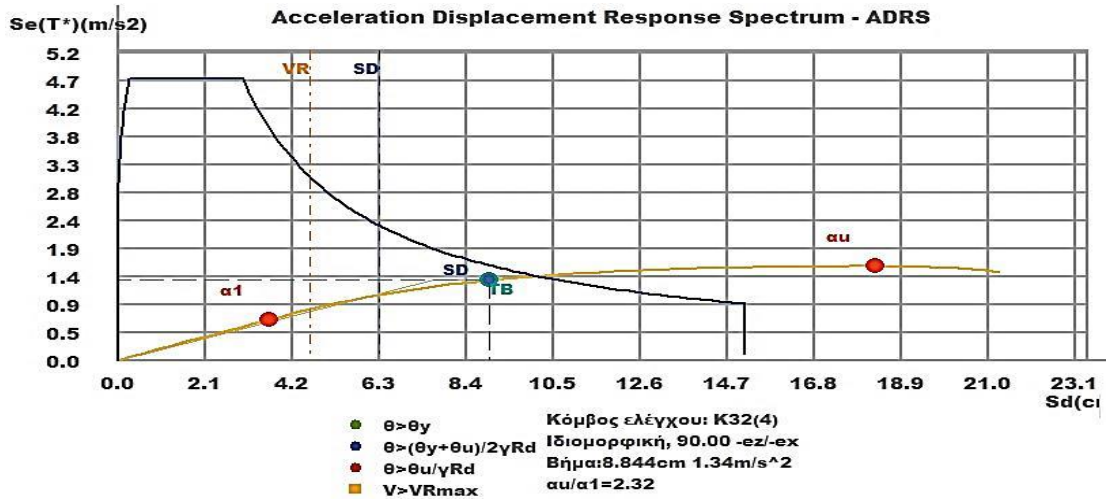
Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα απαίτησης – ικανότητας (ADRS) για την διεύθυνση $x-x$ $(+0.00^\circ)$ (Σχήμα 4.43) και για την διεύθυνση φόρτισης $z-z$ $(+90.00^\circ)$ (Σχήμα 4.44) από ιδιομορφική κατανομή φορτίων. Η μετακίνηση στόχος (SD) έχει υπολογισθεί για την στάθμη επιτελεστικότητας B1

Στο Σχήμα 4.43 απεικονίζεται το διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας (ADRS) σε όρους φασματικής επιτάχυνσης $S_e(T)(m/s^2)$ και μετακίνησης $S_d(cm)$. Παρατηρείται ότι για την διεύθυνση $x-x$ $(+0.00^\circ)$ η μετακίνηση στόχος S_d είναι ίση με 13.14 cm με φασματική επιτάχυνση $S_e(T) = 0.97 m/s^2$. Επίσης είναι σαφές ότι υπάρχει ανεπάρκεια του κτιρίου διότι η ικανότητα (κατακόρυφη μπλε γραμμή SD) ευρίσκεται αριστερά της απαίτησης (σημείο τομής φάσματος και καμπύλης ικανότητας). Το σημείο SD (στόχος) δείχνει την στοχευόμενη μετακίνηση. Η αστοχία από διάτμηση προηγήθηκε της αστοχίας από κάμψη σε ορισμένα δομικά στοιχεία διότι η κατακόρυφη γραμμή ικανοτικής τέμνουσας V_R , ευρίσκεται πριν την κατακόρυφη γραμμή (μπλε γραμμή SD) ικανότητας.

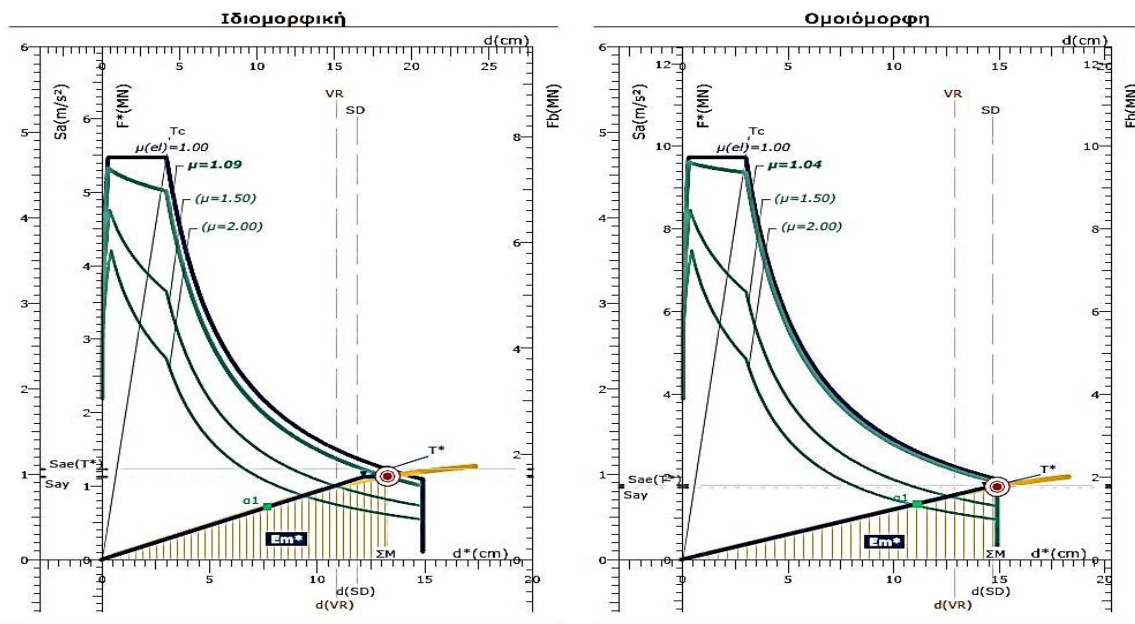


Σχήμα 4.43 Διάγραμμα ADRS–Φασματικής επιτάχυνσης–Μετακίνησης κατά $(+0.00^\circ)$

Στο Σχήμα 4.44 απεικονίζεται το διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας (ADRS) σε όρους φασματικής επιτάχυνσης $S_e(T)$ (m/s^2) και μετακίνησης S_d (cm). Παρατηρείται ότι για την διεύθυνση z-z (+90,00⁰) η μετακίνηση στόχος είναι $S_d = 8.85$ cm με φασματική επιτάχυνση $S_e(T) = 1.34$ m/s^2 .



Σχήμα 4.44 Διάγραμμα ADRS-Φασματικής επιτάχυνσης – μετακίνησης κατά (+90.00⁰)



Καμπύλη pushover και η αντίστοιχη διγραμμική καμπύλη ικανότητας.

Σημείωση για τις διαφορετικές κλίμακες: Η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου d και η τέμνουσα βάσης F_b αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η δύναμη F^* και η μετατόπιση d^* αφορούν το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.

Σχήμα 4.45 Διάγραμμα Απαίτησης - Ικανότητας (EC8, Παρ. β) κατά (+0.00⁰)

Συγκεντρωτικά απεικονίζονται κατά την διεύθυνση (x-x) ο παράγων υπεραντοχής q_u και ο δείκτης συμπεριφοράς q_s , η απαιτούμενη πλαστικότητα μ_d και η στοχευόμενη μετακίνηση d_t .

1. Μάζα m^* και περίοδος T^* μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστιμότητας q_u .

$m^* = 1163.6tn$, $\Gamma = 1.39$

$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{12.13cm}{0.97 \cdot 10^2 cm/s^2}} = 2.22s$

$q_u = \frac{1.06m/s^2}{0.97m/s^2} \therefore q_u = 1.09$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{d}{d^*} = \frac{F_b}{F^*}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* dy^*}{Fy^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{dy^*}{S_{ay}}}$$

$$q_u = q_n = R = \frac{S_{aa}(T^*)}{S_{ay}}$$

$m^* = 2068.9tn$, $\Gamma = 1.00$

$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{14.34cm}{0.84 \cdot 10^2 cm/s^2}} = 2.59s$

$q_u = \frac{0.88m/s^2}{0.84m/s^2} \therefore q_u = 1.04$

2. Παράγοντας απαιτούμενης πλαστιμότητας μ_d .

$\mu_d = 1.09$

$T^* \geq T_c = 0.50s \therefore \mu_d = q_u$

$\mu_d = 1.04$

3. Στοχευόμενη μετατόπιση dt .

$dy^* = 2 (13.14cm - \frac{7983.9cm \cdot kN}{1129.09kN}) = 12.13cm$

$C_1 = \mu_d/q_u = 1.09 / 1.09 = 1.00$

$d_{et}^* = 1.06m/s^2 \cdot \left[\frac{2.22s}{2\pi} \right]^2 = 13.25cm$

$dt^* = 1.00 \cdot 13.25cm = 13.25cm$

$dy = 16.87cm$, $dt = 18.42cm$

$$dy^* = 2(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*})$$

$$C_1 = \mu_d/q_u$$

$$d_{et}^* = S_g(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

$$dt^* = \mu_d/q_u \cdot d_{et}^*$$

$$dy = \Gamma \cdot dy^*, dt = \Gamma \cdot dt^*$$

$dy^* = 2 (14.68cm - \frac{13100.1cm \cdot kN}{1744.03kN}) = 14.34cm$

$C_1 = \mu_d/q_u = 1.04 / 1.04 = 1.00$

$d_{et}^* = 0.88m/s^2 \cdot \left[\frac{2.59s}{2\pi} \right]^2 = 14.90cm$

$dt^* = 1.00 \cdot 14.90cm = 14.90cm$

$dy = 14.34cm$, $dt = 14.90cm$

4. Μέγιστη επιτάχυνση $\max a_g$ για $\lambda_{max} = 1$ και επιτελεστικότητα SD.

SD: $\max a_g = 0.144 < 0.160 (!)$

VR: $\max a_g = 0.132 < 0.160 (!)$

SD: $\max a_g = 0.158 < 0.160 (!)$

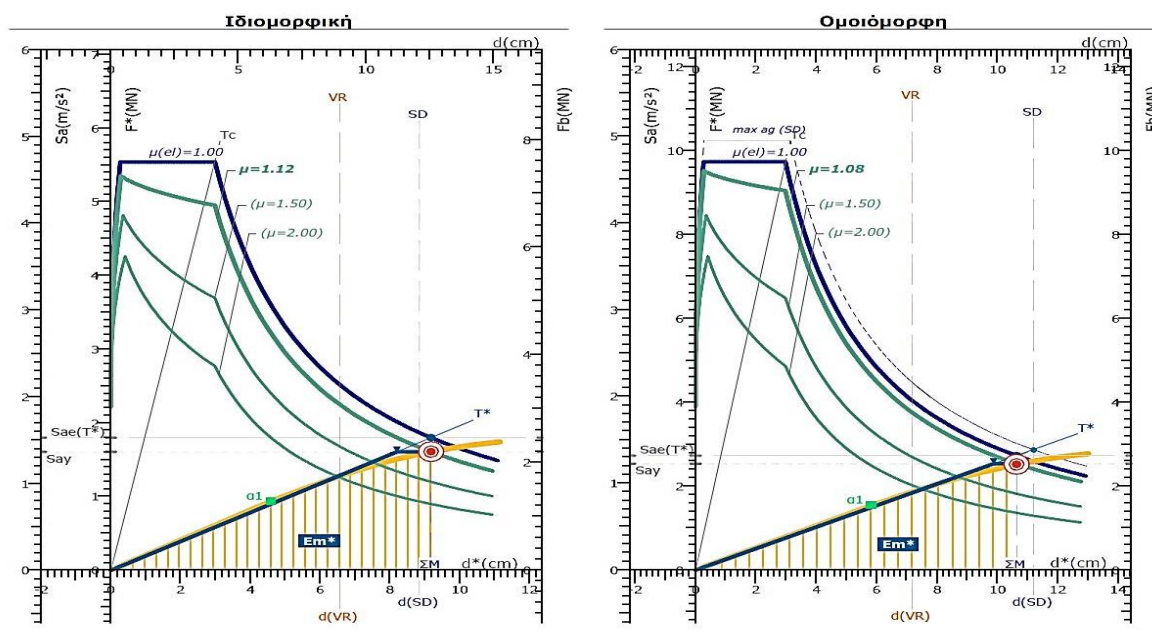
VR: $\max a_g = 0.138 < 0.160 (!)$

5. Παράγοντας υπεραντοχής q_s .

$q_s = \frac{0.97m/s^2}{0.62m/s^2} = 1.56$

$q_s = q_u = \frac{S_{ay}}{S_{a1}} \geq 1.0$

$q_s = \frac{0.84m/s^2}{0.65m/s^2} = 1.29$



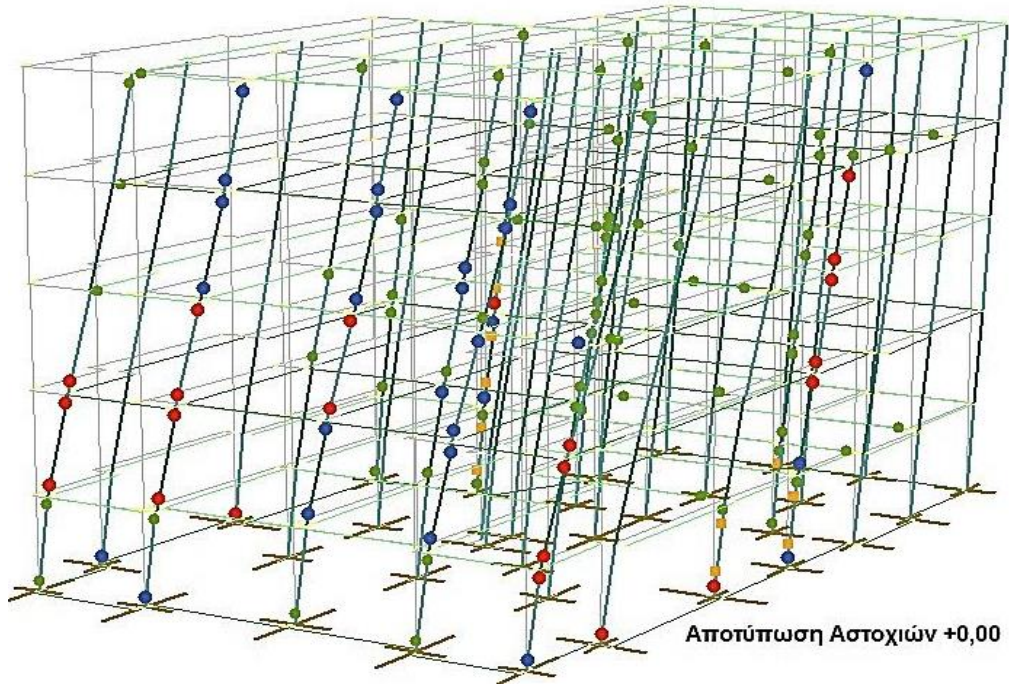
Καμπύλη pushover και η αντιστοιχη διγραμμική καμπύλη ικανότητας.

Σημείωση για τις διαφορετικές κλίμακες: Η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου d και η τέμνουσα βάση F_b αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η δύναμη F^* και η μετατόπιση d^* αφορούν το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.

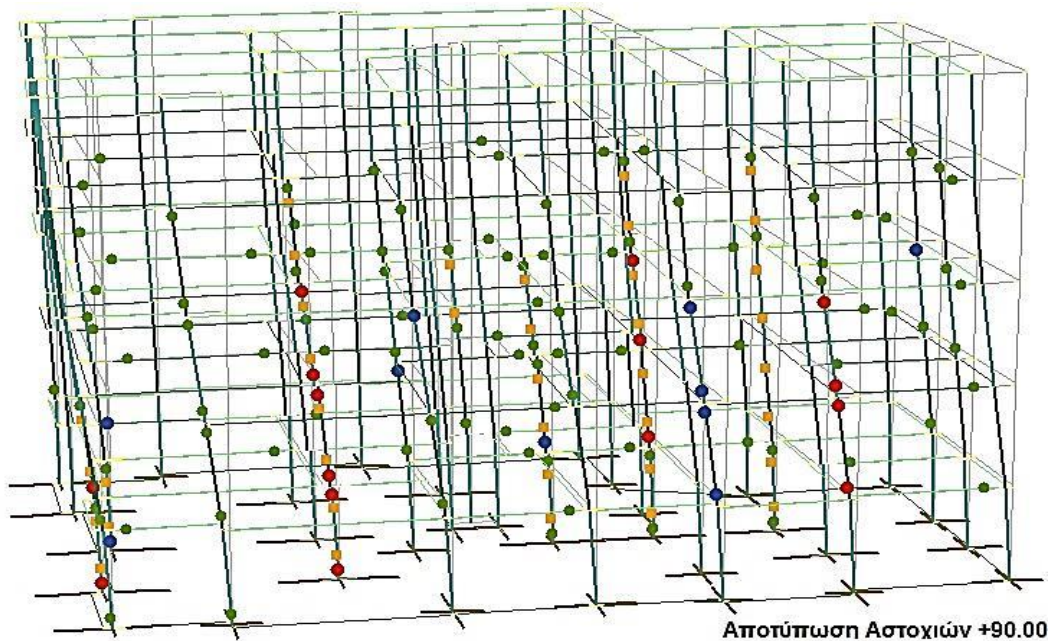
Σχήμα 4.46 Διάγραμμα Απαιτήσης - Ικανότητας (EC8, Παρ. β) κατά (+90.00°)

Συγκεντρωτικά απεικονίζονται κατά την διεύθυνση (z-z) ο παράγων υπεραντοχής q_u και ο δείκτης συμπεριφοράς q_s , η απαιτούμενη πλαστικότητα μ_d και η στοχευόμενη μετακίνηση d_t .

<p>1. Μάζα m^* και περίοδος T^* μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστιμότητας q_u.</p> <p>$m^* = 1177.5tn, \Gamma = 1.37$</p> <p>$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{8.20cm}{1.37 \cdot 10^2 cm/s^2}} = 1.54s$</p> <p>$q_u = \frac{1.53m/s^2}{1.37m/s^2} \therefore q_u = \mathbf{1.12}$</p>	$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{d}{d^*} = \frac{F_b}{F^*}$ $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* dy^*}{F_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{dy^*}{S_{ay}}}$ $q_u = q_n = R = \frac{S_{aa}(T^*)}{S_{ay}}$	<p>$m^* = 2068.9tn, \Gamma = 1.00$</p> <p>$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{9.88cm}{1.23 \cdot 10^2 cm/s^2}} = 1.78s$</p> <p>$q_u = \frac{1.32m/s^2}{1.23m/s^2} \therefore q_u = \mathbf{1.08}$</p>
<p>2. Παράγοντας απαιτούμενης πλαστιμότητας μ_d.</p> <p>$\mu_d = \mathbf{1.12}$ $T^* \geq T_c = 0.50s \therefore \mu_d = q_u$ $\mu_d = \mathbf{1.08}$</p>		
<p>3. Στοχευόμενη μετατόπιση dt.</p> <p>$dy^* = 2 \left(9.17cm - \frac{8159.5cm \cdot kN}{1608.93kN} \right) = 8.20cm$</p> <p>$C_1 = \mu_d/q_u = 1.12 / 1.12 = 1.00$</p> <p>$d_{et}^* = 1.53m/s^2 \cdot \left[\frac{1.54s}{2\pi} \right]^2 = 9.18cm$</p> <p>$dt^* = 1.00 \cdot 9.18cm = 9.18cm$</p> <p>$dy = 11.22cm, dt = \mathbf{12.56cm}$</p> <p style="text-align: center;">Στοχευόμενη μετατόπιση dt.</p> $dy^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$ $C_1 = \mu_d/q_u$ $d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$ $dt^* = \mu_d/q_u \cdot d_{et}^*$ $dy = \Gamma \cdot dy^*, dt = \Gamma \cdot dt^*$		
<p>4. Μέγιστη επιτάχυνση $\max a_g$ για $\lambda_{\max} = 1$ και επιτελεστικότητα SD.</p> <p>SD: $\max a_g = \mathbf{0.154} < 0.160$ (!)</p> <p>VR: $\max a_g = \mathbf{0.116} < 0.160$ (!)</p> <p style="text-align: right;">SD: $\max a_g = \mathbf{0.168} \geq 0.160$ (ok)</p> <p style="text-align: right;">VR: $\max a_g = \mathbf{0.109} < 0.160$ (!)</p>		
<p>5. Παράγοντας υπεραντοχής q_s.</p> <p>$q_s = \frac{1.37m/s^2}{0.79m/s^2} = 1.72$</p> <p style="text-align: center;">$q_s = q_u = \frac{S_{ay}}{S_{a1}} \geq 1.0$</p> <p>$q_s = \frac{1.23m/s^2}{0.74m/s^2} = 1.65$</p>		



Σχήμα 4.47 Μαθηματικό προσομοίωμα αστοχιών από ανελαστική κατά x-x (X.TXII)



Σχήμα 4.48 Μαθηματικό προσομοίωμα αστοχιών από ανελαστική κατά z-z (X.TXII)

Στο Σχήμα 4.47 αποτυπώνονται ενδεικτικά οι αστοχίες που εμφανίζονται στο μαθηματικό προσομοίωμα στην μετακίνηση στόχου (ΣΜ), για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 (SD), από την στατική ανελαστική ανάλυση στη διεύθυνση x-x (+0.00⁰). Ομοίως στο Σχήμα 4.48 για την διεύθυνση z-z (+90.00⁰).

Επίσης αποτυπώνονται οι στάθμες επιτελεστικότητας, η στοχευόμενη μετακίνηση (Σχήματα 4.45 και 4.46) και οι λόγοι επαρκείας (λ) των διατομών υποστυλωμάτων και δοκών για την επιλεγείσα στάθμη B1 (Πίνακες 4.24 έως 4.28).

Η ανελαστική ανάλυση γίνεται για τα δυο προσομοιώματα με και άνευ τοιχοπληρώσεων. Από τις ελαστικές αναλύσεις ήδη φαίνεται ότι η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων στο προσομοίωμα δίδουν ευνοϊκότερα αποτελέσματα στην αποτίμηση. Λιγότερα δομικά στοιχεία κατακόρυφα και οριζόντια αστοχούν.

Λόγοι επάρκειας λ στην ανελαστική ανάλυση όπως αναφέρονται στους παρακάτω πίνακες υπολογίζονται από την σχέση:

$$\lambda = \theta/\theta_{lim} \text{ και } \lambda = V/V_R$$

Το κριτήριο συμμόρφωσης σε όρους γωνίας στροφής – χορδής θ ή τέμνουσας δύναμης συνίσταται στη μη υπέρβαση των ορίων που αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας B1.

4.6.2.1 Αποτελέσματα δεικτών (λ) επάρκειας υποστυλωμάτων φορέας Χ.ΤΧΠ

Οι αστοχίες που προέκυψαν στα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα) μετά τον έλεγχο της επάρκειας και όπως αποτυπώνονται στους Πίνακες 4.24 έως 4.28 είναι οι εξής:

Στο ισόγειο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 19 υποστυλώματα από τα 33, ποσοστό αστοχίας 57%. Οι δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης ή διάτμησης ήταν συνολικά 10 από τις 42, δηλαδή ποσοστό αστοχίας 23%.

Στον Α όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 14 υποστυλώματα από τα 33, δηλαδή ποσοστό αστοχίας 42%. Δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης ή διάτμησης 7 από τις 42, δηλαδή ποσοστό 17%.

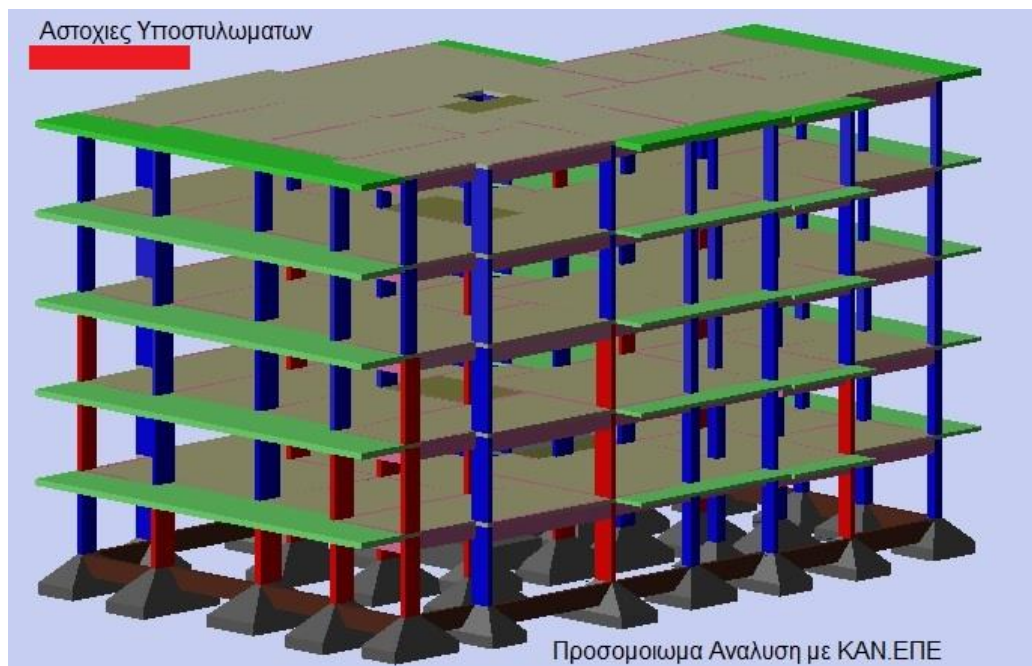
Στον Β όροφο αστόχησαν ($\lambda >$) 8 υποστυλώματα από τα 33, δηλαδή ποσοστό αστοχίας 24%. Δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης ή διάτμησης 4 από τις 42, δηλαδή ποσοστό 9%.

Στον Γ όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 4 υποστυλώματα από τα 33, δηλαδή ποσοστό αστοχίας 12%. Δοκοί που αστόχησαν από κάμψη ή διάτμηση 4 από τις 42, δηλαδή ποσοστό 9%.

Στον Δ όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 0 υποστυλώματα από τα 33, δηλαδή ποσοστό αστοχίας 0.0%. Δοκοί που αστόχησαν από κάμψη ή διάτμηση 2 από τις 42, δηλαδή ποσοστό 5%.

Παρατηρούμε ότι οι αστοχίες των υποστυλωμάτων στο προσομοίωμα Χ.ΤΧΠ, δεν ανταποκρίνονται στις πραγματικές αστοχίες (μικρό ποσοστό 20%).

Στο Σχήμα 4.49 αποτυπώνονται οι αστοχίες στο φωτορεαλιστικό προσομοίωμα.



Σχήμα 4.49 Φωτορεαλιστικό προσομοίωμα απεικόνισης αστοχιών

Πίνακας 4.24 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Ισογείου από ανελαστική ανάλυση (X.TXII)

Μέλος	Διατομή	λ_{SD} Αρχής	λ_{SD} Τέλους	λV_{Ry} Αρχής	λV_{Rz} Τέλους
K1!	35/35	1.04	0.27	0.78	0.41
K2	40/40	0.67	0.55	0.91	0.47
K3	40/40	0.67	0.55	0.91	0.53
K4	35/35	0.61	0.30	0.71	0.52
K5!	70/20	1.05	0.37	0.22	0.87
K6!	20/80	0.81	0.47	0.00	1.02
K7	20/90	0.61	0.35	0.00	0.96
K8!	60/20	1.06	0.66	0.35	0.80
K9	25/60	0.62	0.51	0.47	0.95
K10!	70/20	0.95	0.72	0.10	1.05
K11	35/35	0.53	0.49	0.67	0.34
K12!	20/70	0.75	0.62	0.32	1.03
K13	40/40	0.51	0.44	0.70	0.33
K14	60/20	0.75	0.57	0.35	0.91
K15!	20/90	0.79	0.47	0.00	1.06
K16	40/40	0.64	0.40	0.79	0.72
K17!	80/20	1.03	0.52	0.00	1.04
K18!	20/90	0.95	0.16	0.00	1.04
K19	35/35	0.50	0.50	0.29	0.68
K20!	80/20	1.16	0.41	0.00	1.04
K21	80/20	0.98	0.98	0.00	0.69
K22!	20/100	0.98	0.29	0.00	1.04
K23!	20/100	0.97	0.39	0.00	1.03
K24!	20/100	1.19	1.22	0.00	1.09
K25	80/20	0.98	0.98	0.00	0.71
K26	20/70	0.73	0.69	0.42	0.90
K27!	25/90	0.92	0.68	0.60	1.04
K28!	25/100	0.98	0.46	0.00	1.05
K29!	25/90	1.12	0.63	0.56	1.08
K30!	20/70	1.10	0.68	0.40	0.79
K31	130/15	0.32	0.18	0.00	0.78
K32!	130/15	0.28	0.14	0.00	1.03
K33!	15/150	0.60	0.13	0.00	1.10

- 19 Υποστυλώματα – Τοιχώματα ανεπαρκή

Πίνακας 4.25 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Α ορόφου από ανελαστική ανάλυση (X.TXII)

Μέλος	Διατομή	λ_{SD} Αρχής	λ_{SD} Τέλους	λV_{Ry} Αρχής	λV_{Rz} Τέλους
K1	35/35	0.43	0.35	0.49	0.42
K2	35/35	0.66	0.62	0.87	0.47
K3	35/35	0.67	0.63	0.93	0.41
K4	35/35	0.48	0.39	0.48	0.43
K5!	70/20	0.92	0.70	0.29	1.03
K6!	20/80	0.87	0.74	0.00	1.03
K7	20/80	0.52	0.52	0.00	0.49
K8!	60/20	1.02	0.99	0.42	0.66
K9	25/60	0.94	0.63	0.50	0.96
K10!	70/20	1.17	1.27	0.06	1.05
K11	35/35	0.68	0.62	0.93	0.45
K12!	20/65	1.02	0.86	0.42	1.03
K13	40/40	0.66	0.72	0.91	0.14
K14	60/20	0.81	0.82	0.49	0.84
K15	20/80	0.98	0.98	0.00	0.96
K16	40/40	0.66	0.71	0.87	0.83
K17!	80/20	0.49	0.49	0.00	1.03
K18	20/80	0.96	0.41	0.00	0.96
K19	35/35	0.72	0.74	0.10	0.89
K20!	80/20	1.05	0.73	0.00	1.03
K21	80/20	0.40	0.44	0.00	0.50
K22!	20/90	1.02	0.81	0.00	1.04
K23!	20/90	1.04	0.92	0.00	1.03
K24!	20/90	1.90	1.53	0.00	1.19
K25	80/20	0.60	0.50	0.00	0.60
K26!	20/70	1.08	1.15	0.42	0.60
K27	20/90	0.79	0.78	0.60	0.80
K28	20/100	0.80	0.72	0.00	0.70
K29!	20/90	1.40	0.84	0.56	1.05
K30!	20/70	1.10	1.19	0.10	0.60
K31	130/15	0.50	0.18	0.00	0.60
K32	130/15	0.60	0.42	0.00	0.80
K33!	15/150	0.80	0.40	0.00	1.02

- 14 Υποστυλώματα - Τοιχώματα ανεπαρκή

Πίνακας 4.26 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Β ορόφου από ανελαστική ανάλυση (Χ.ΤΧΠ)

Μέλος	Διατομή	λ_{SD} Αρχής	λ_{SD} Τέλους	$\lambda_{V_{Ry}}$ Αρχής	$\lambda_{V_{Rz}}$ Τέλους
K 1!	35/35	1.02	0.45	0.48	0.50
K 2	35/35	0.69	0.70	0.84	0.60
K3	35/35	0.63	0.66	0.88	0.50
K4	35/35	0.46	0.38	0.46	0.48
K5	60/20	0.50	0.60	0.34	0.75
K6!	20/70	0.87	0.80	0.45	1.04
K7	20/70	0.67	0.69	0.44	0.48
K8	60/20	0.99	0.98	0.42	0.66
K9	25/60	0.60	0.59	0.48	0.90
K10!	60/20	1.33	0.94	0.06	1.04
K11	35/35	0.62	0.60	0.89	0.45
K12	20/60	0.93	0.93	0.44	0.96
K13	35/35	0.66	0.72	0.88	0.28
K14	60/20	0.84	0.85	0.47	0.86
K15	20/70	0.94	0.89	0.32	0.98
K16	35/35	0.89	0.98	0.96	0.89
K17	80/20	0.44	0.42	0.00	0.50
K18	20/70	0.48	0.56	0.10	0.98
K19	35/35	0.68	0.70	0.13	0.82
K20!	70/20	0.99	1.07	0.37	1.02
K21	80/20	0.40	0.42	0.00	0.46
K22!	20/80	0.80	0.84	0.00	1.04
K23	20/80	0.68	0.66	0.00	0.99
K24!	20/80	1.48	1.47	0.00	1.09
K25	80/20	0.58	0.54	0.00	0.50
K26!	20/70	1.03	1.09	0.43	0.78
K27	20/80	0.98	0.99	0.60	0.72
K28	20/90	0.93	0.99	0.00	0.50
K29	20/80	0.97	0.75	0.56	0.80
K30!	20/70	1.03	0.60	0.39	0.66
K31	130/15	0.40	0.18	0.00	0.50
K32	130/15	0.56	0.40	0.00	0.78
K33	15/150	0.52	0.48	0.00	0.90

- 8 Υποστυλώματα ανεπαρκή

Πίνακας 4.27 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Γ ορόφου από ανελαστική ανάλυση (X.TXII)

Μέλος	Διατομή	λ_{SD} Αρχής	λ_{SD} Τέλους	λV_{Ry} Αρχής	λV_{Rz} Τέλους
K 1	35/35	0.30	0.40	0.45	0.48
K 2	30/30	0.58	0.69	0.70	0.50
K3	30/30	0.52	0.70	0.72	0.50
K4	35/35	0.36	0.38	0.45	0.41
K5	50/20	0.47	0.67	0.41	0.91
K6!	20/60	1.03	0.71	0.43	0.95
K7	20/60	0.62	0.66	0.44	0.68
K8	60/20	0.70	0.66	0.44	0.56
K9	20/60	0.43	0.40	0.42	0.77
K10!	60/20	1.02	0.84	0.06	1.00
K11	35/35	0.42	0.38	0.80	0.48
K12	20/60	0.83	0.85	0.43	0.96
K13	35/35	0.43	0.41	0.92	0.22
K14	60/20	0.64	0.63	0.44	0.67
K15	20/60	0.96	0.76	0.25	0.93
K16	35/35	0.96	0.93	0.94	0.83
K17	80/20	0.40	0.41	0.00	0.30
K18	20/60	0.46	0.63	0.10	0.89
K19	30/30	0.42	0.47	0.11	0.72
K20	60/20	0.93	0.84	0.40	0.86
K21	80/20	0.34	0.33	0.00	0.26
K22!	20/70	0.99	0.68	0.18	1.03
K23	20/70	0.68	0.65	0.44	0.87
K24!	20/70	0.99	0.79	0.23	1.05
K25	80/20	0.38	0.37	0.00	0.22
K26	20/60	0.54	0.49	0.40	0.37
K27	20/80	0.66	0.67	0.10	0.68
K28	20/90	0.70	0.69	0.00	0.40
K29	20/80	0.62	0.64	0.10	0.66
K30	20/60	0.50	0.60	0.36	0.43
K31	130/15	0.24	0.18	0.00	0.40
K32	130/15	0.23	0.30	0.00	0.35
K33	15/150	0.28	0.32	0.00	0.80

- 4 Υποστυλώματα ανεπαρκή

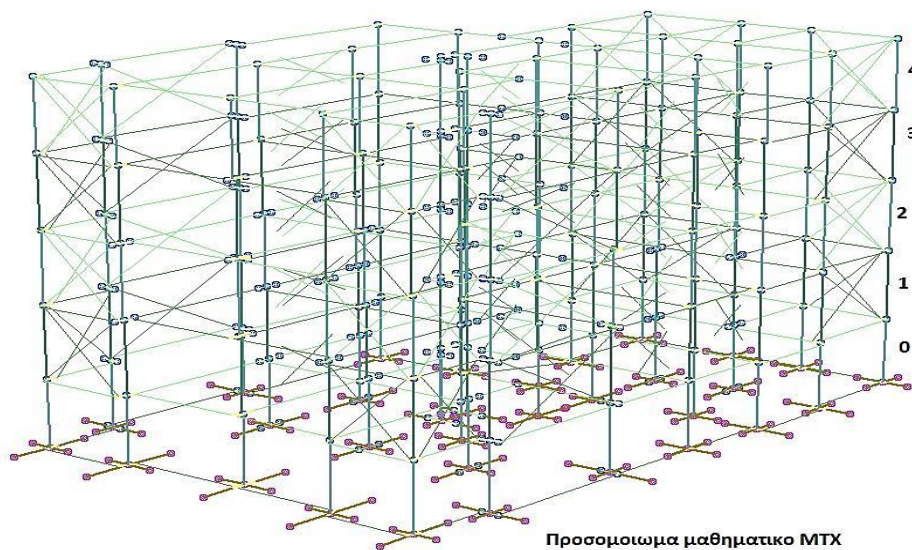
Πίνακας 4.28 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Δ ορόφου από ανελαστική ανάλυση (X.TXII)

Μέλος	Διατομή	λ_{SD} Αρχής	λ_{SD} Τέλους	λV_{Ry} Αρχής	λV_{Rz} Τέλους
K 1	30/30	0.20	0.37	0.45	0.42
K 2	25/25	0.44	0.49	0.56	0.50
K3	25/25	0.44	0.50	0.60	0.49
K4	30/30	0.26	0.36	0.44	0.40
K5	50/20	0.30	0.32	0.28	0.56
K6	20/50	0.37	0.32	0.39	0.55
K7	20/50	0.32	0.36	0.38	0.58
K8	50/20	0.40	0.43	0.34	0.47
K9	20/60	0.43	0.39	0.39	0.44
K10	50/20	0.33	0.44	0.14	0.78
K11	25/25	0.40	0.48	0.52	0.50
K12	20/50	0.42	0.43	0.39	0.76
K13	25/25	0.32	0.38	0.53	0.22
K14	50/20	0.38	0.39	0.32	0.47
K15	20/50	0.32	0.30	0.25	0.73
K16	30/30	0.53	0.65	0.69	0.59
K17	80/20	0.31	0.31	0.00	0.20
K18	20/50	0.29	0.37	0.10	0.66
K19	25/25	0.38	0.47	0.42	0.56
K20	60/20	0.51	0.53	0.32	0.70
K21	80/20	0.28	0.30	0.00	0.22
K22	20/50	0.36	0.48	0.18	0.77
K23	20/50	0.40	0.50	0.42	0.69
K24	20/50	0.36	0.48	0.25	0.75
K25	80/20	0.28	0.30	0.00	0.16
K26	20/60	0.33	0.55	0.39	0.32
K27	20/70	0.66	0.76	0.42	0.53
K28	20/60	0.68	0.76	0.46	0.52
K29	20/70	0.64	0.76	0.41	0.56
K30	20/60	0.34	0.52	0.38	0.40
K31	130/15	0.20	0.18	0.00	0.22
K32	130/15	0.13	0.17	0.00	0.25
K33	15/150	0.12	0.15	0.00	0.22

4.6.3 Επίλυση φορέα με τοιχοπληρώσεις Μ.ΤΧΠ

Οι παραδοχές φορτίσεων και τα κριτήρια έλεγχου είναι τα ίδια που αναφέρονται και για την επίλυση του φορέα Χ.ΤΧΠ του παρόντος κεφαλαίου. Για τις τοιχοπληρώσεις λαμβάνονται υπόψη τα αναφερόμενα στην παράγραφο 4.4.2 που αφορά την επίλυση του φορέα με τοιχοπληρώσεις αλλά με ελαστική ανάλυση. Επίσης τα δυναμικά χαρακτηριστικά (ιδιοπερίοδος – μετακινήσεις) του προσομοιώματος είναι ίδια με το προσομοίωμα στην ελαστική ανάλυση (Πίνακες 4.11 έως 4.13) και (Σχήμα 4.19 έως 4.21). Ομοίως και για τα φαινόμενα 2ας τάξης και τέμνουσα βάσης (Πίνακες 4.14 και 4.15).

Επιλέγεται μέθοδος επίλυσης των μετατοπίσεων όπως και στην παράγραφο 4.5.2 .



Σχήμα 4.50 Χωρικό προσομοίωμα φορέα με τοιχοπληρώσεις (Μ.ΤΧΠ)

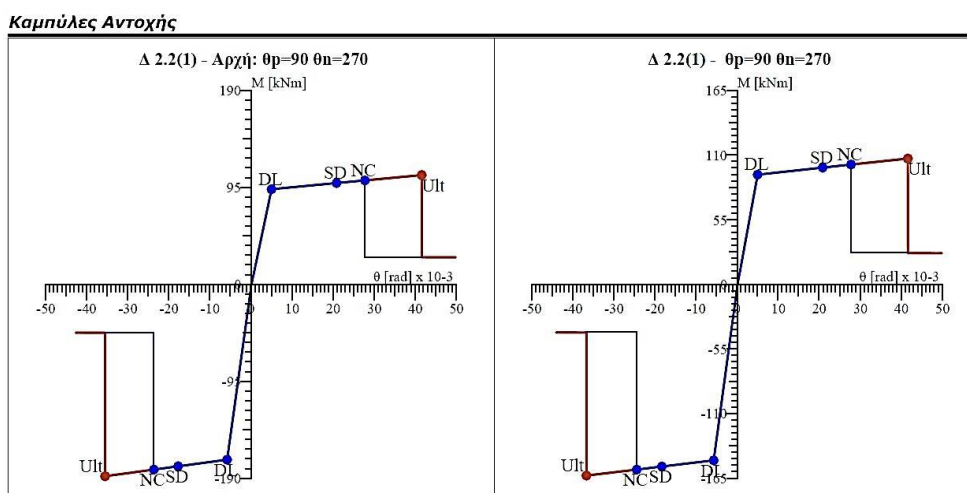
Ακολουθεί η επίλυση του φορέα (Σχήμα 4.50) και η δημιουργία αποτελεσμάτων με την καμπύλη ικανότητας ADRS. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων γίνεται με τον δείκτη ανεπάρκειας λ.

Χαράσσεται το διάγραμμα ροπών- καμπυλοτήτων των ακραίων διατομών των φερόντων μελών της κατασκευής για τρία επίπεδα αξονικής δύναμης. Έτσι συνεκτιμάται η αλληλεπίδραση αξονικής ορθής έντασης και διαξονικής κάμψης (N-My-Mz). Κατά τον υπολογισμό των διαγραμμάτων ροπών καμπυλοτήτων Μ-φ λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της αξονικής δύναμης στην καμπτική αντοχή.

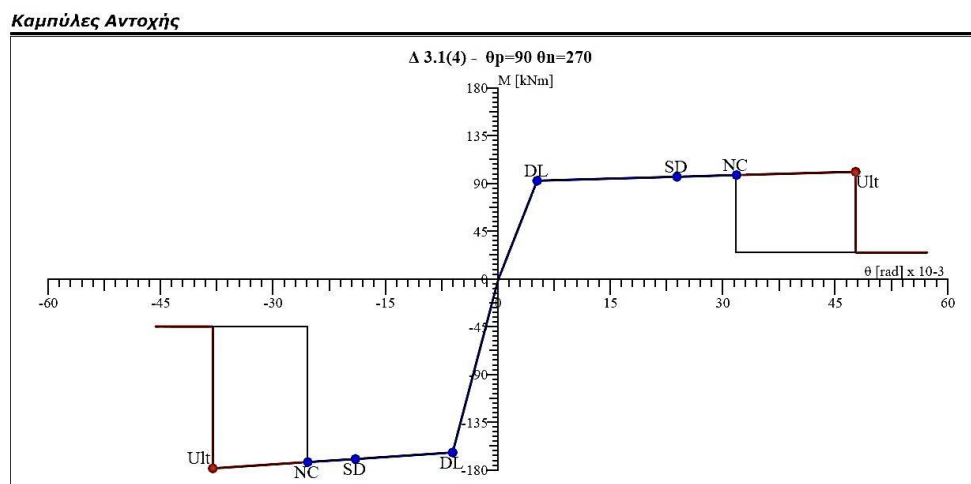
Από την ανάλυση με το πρόγραμμα προκύπτουν οι καμπύλες αντοχής των δοκών και υποστυλωμάτων στα άκρα τους για κάθε φόρτιση. Πρόκειται για μια προσέγγιση της συμπεριφοράς του μέλους με την καμπύλη Μ-θ μέσω ενός διαγράμματος με τον πρώτο κλάδο να απεικονίζει την ελαστική περιοχή καταπόνησης του μέλους και να επεκτείνεται μέχρι την διαρροή του στοιχείου. Ο μεταπλαστικός κλάδος υπολογίζεται και αποτυπώνεται ανάλογα με

την επιλεγείσα «Στάθμη Επιτελεστικότητα B1» που αντιστοιχεί στο $\frac{1}{2}(\theta_y + \theta_{um})$ και το σημείο αστοχίας του μέλους (θ_{um}). Τέλος αναπαρίσταται και η απομένουσα αντίσταση του μέλους, η οποία συνήθως λαμβάνεται ίση με το 75% της οριακής αντοχής (Σχήμα 4.36).

Στη συνέχεια απεικονίζονται ενδεικτικά οι καμπύλες M- θ των μελών με καμπτική συμπεριφορά των δοκών Δ2 και Δ3 του Α ορόφου και αντίστοιχα του Δ ορόφου (Σχήματα 4.51 και 4.52).



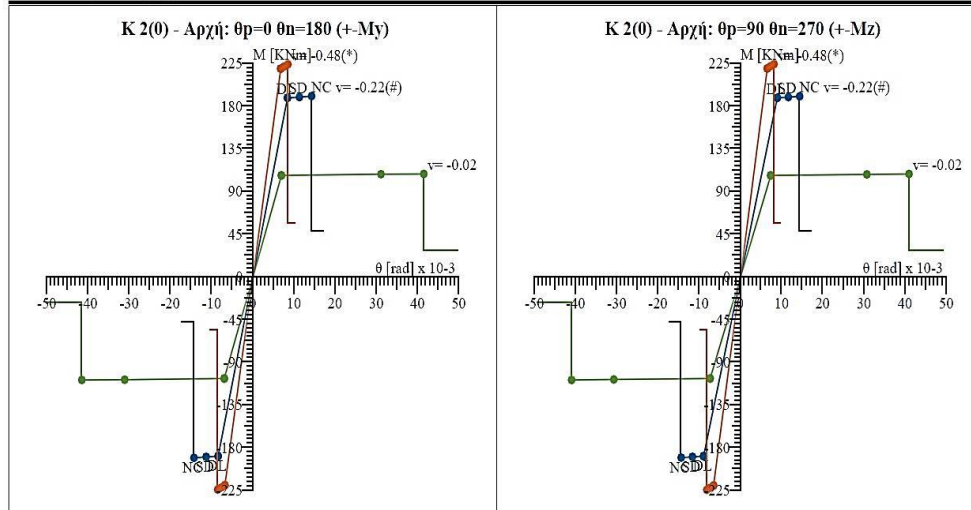
Σχήμα 4.51 Διάγραμμα καμπλών M- θ αντοχής δοκού Δ2 φορέα Μ.ΤΧΠ



Σχήμα 4.52 Διάγραμμα καμπλών M- θ αντοχής δοκού Δ3 φορέα Μ.ΤΧΠ

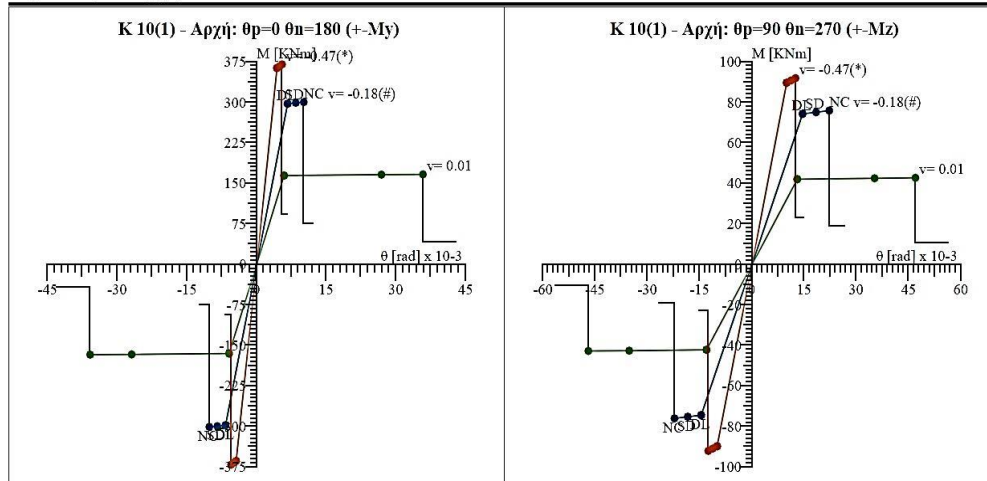
Στη συνέχεια απεικονίζονται ενδεικτικά οι καμπύλες M- θ των μελών με καμπτική συμπεριφορά των υποστυλωμάτων K2 και K3 του ισογείου και αντίστοιχα του Α ορόφου (Σχήματα 4.53 και 4.54).

Καμπύλες Αντοχής



Σχήμα 4.53 Διάγραμμα καμπυλών αντοχής $M-\theta$ αντοχής υποστρώματος K2 φορέα M.TXII

Καμπύλες Αντοχής

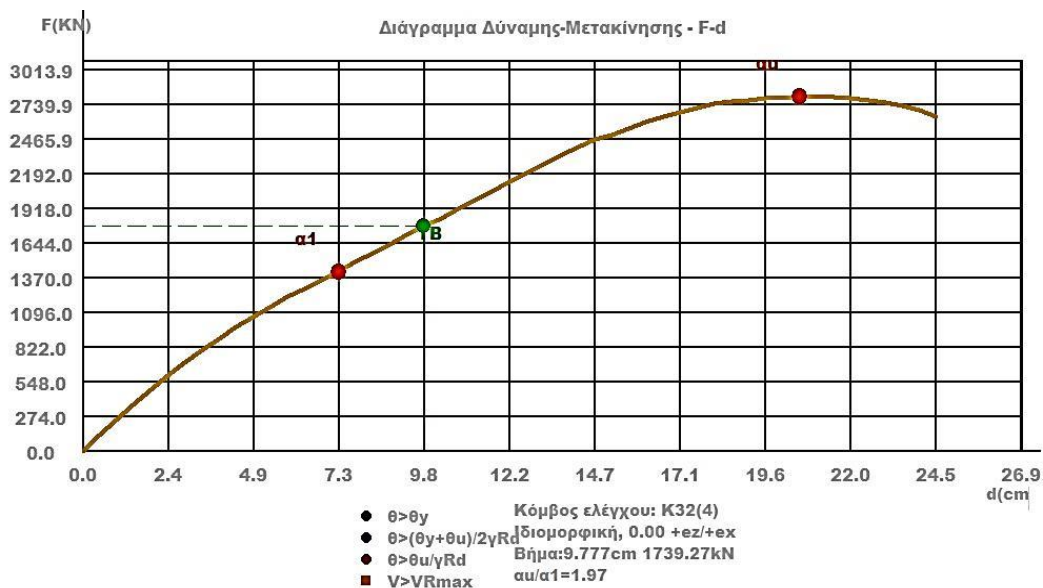


Σχήμα 4.54 Διάγραμμα καμπυλών αντοχής $M-\theta$ αντοχής υποστρώματος K10 φορέα M.TXII

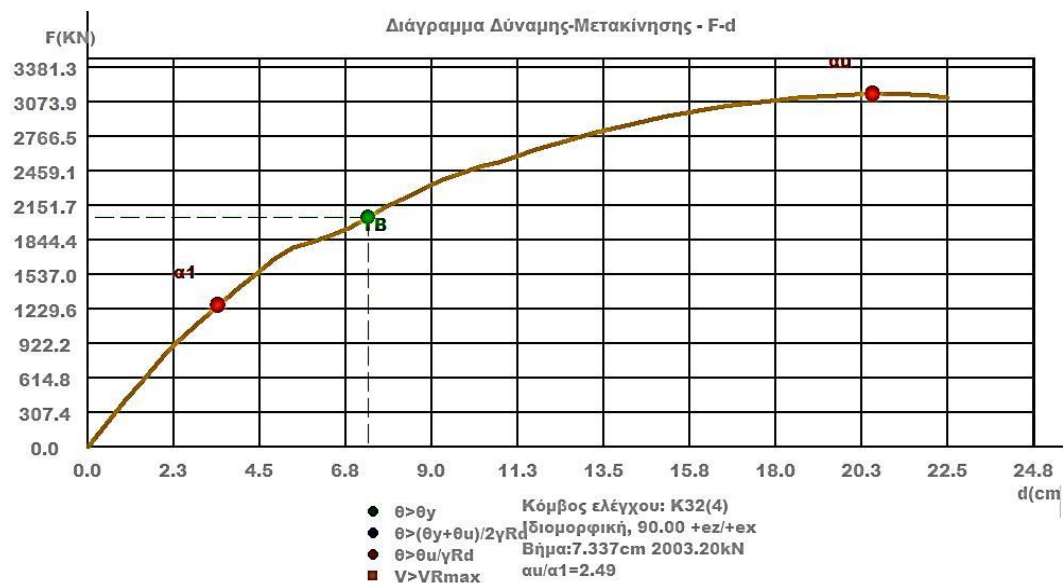
Κατά την ανάλυση Pushover υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής εφαρμόζοντας τη μέθοδο N2 οποία υιοθετείται στον Ευρωκώδικα 8-3 στο Παράρτημα Β. Οι καμπύλες της Pushover σε όρους τέμνουσας βάσης - μετακίνησης κόμβου ελέγχου για τις δύο κύριες διευθύνσεις X, Z σύμφωνα με την ιδιομορφική και ορθογωνική κατανομή των πλευρικών σεισμικών δυνάμεων.

Στα παρακάτω Σχήματα απεικονίζονται η καμπύλη δύναμης μετακίνησης F-d (Σχήμα 4.55 και 4.56) και τα διαγράμματα απαίτησης - ικανότητας (ADRS) για την διεύθυνση x-x (+0.00⁰) (Σχήμα 4.57) και για την διεύθυνση φόρτισης z-z (+90.00⁰) (Σχήμα 4.58) από ιδιομορφική κατανομή φορτίων.

Επίσης αποτυπώνονται οι στάθμες επιτελεστικότητας, η στοχευόμενη μετακίνηση και οι λόγοι επαρκείας (λ) των διατομών υποστυλωμάτων και δοκών για την επιλεγείσα στάθμη B1.

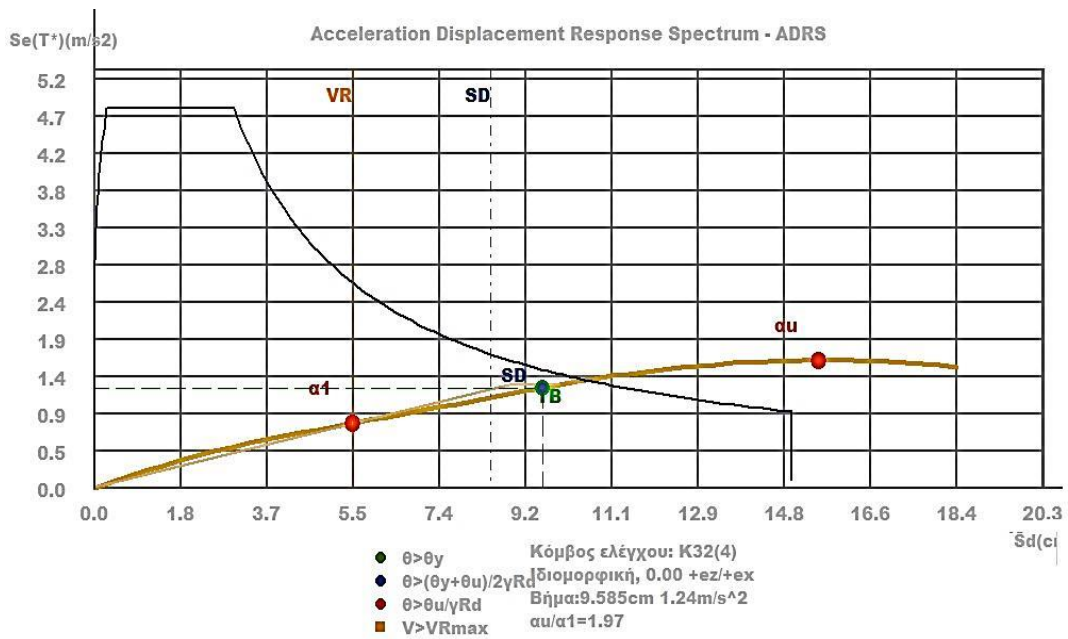


Σχήμα 4.55 Διάγραμμα F-d στην διεύθυνση x-x (+0.00°) φορέα M.TXII.

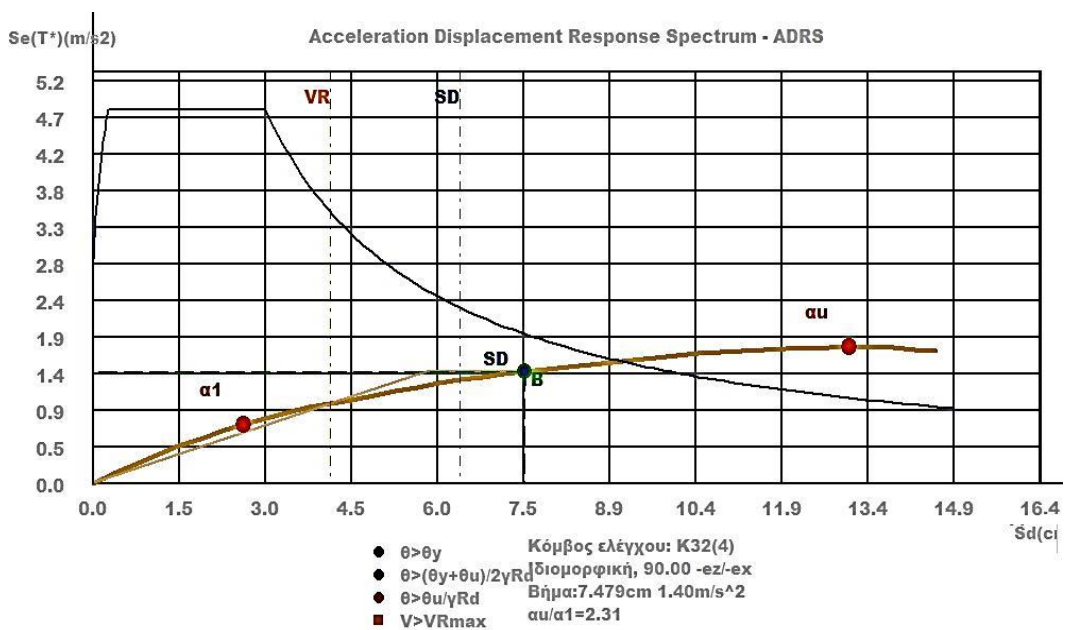


Σχήμα 4.56 Διάγραμμα F-d στην διεύθυνση z-z (+90.00°) φορέα M.TXII.

Στο Σχήμα 4.57 απεικονίζεται το διάγραμμα απαίτησης ικανότητας (ADRS) σε όρους φασματικής επιτάχυνσης $S_e(T)$ (m/s^2) και μετακίνησης S_d (cm). Παρατηρείται ότι για την διεύθυνση x-x (+0.00°) η μετακίνηση στόχος είναι $S_d = 9.58$ cm με φασματική επιτάχυνση $S_e(T) = 1.24$ m/s^2 .

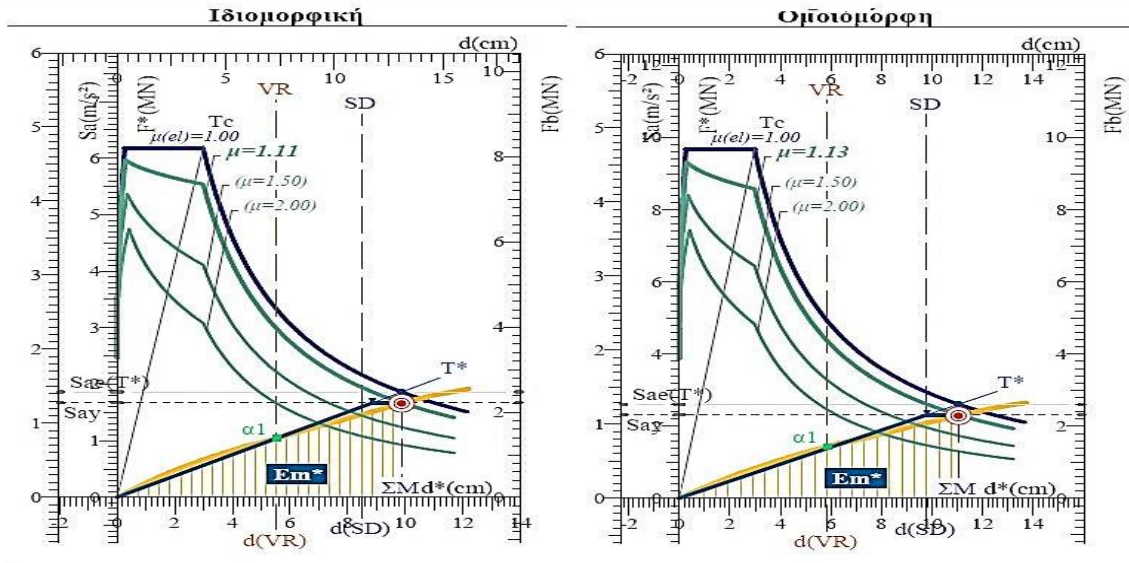


Σχήμα 4.57 Διάγραμμα ADRS στην διεύθυνση x-x (+0.00⁰) φορά M.TXII



Σχήμα 4.58 Διάγραμμα ADRS στην διεύθυνση z-z (+90.00⁰) φορά M.TXII

Στο Σχήμα 4.58 απεικονίζεται το διάγραμμα απαίτησης ικανότητας (ADRS) σε όρους φασματικής επιτάχυνσης $S_e(T)$ (m/s^2) και μετακίνησης S_d (cm). Παρατηρείται ότι για την διεύθυνση z-z (+90.00⁰) η μετακίνηση στόχος είναι $S_d = 7.48$ cm με φασματική επιτάχυνση $S_e(T) = 1.40$ m/s^2 .



Καμπύλη pushover και η αντίστοιχη διαγραμματική καμπύλη ικανότητας.

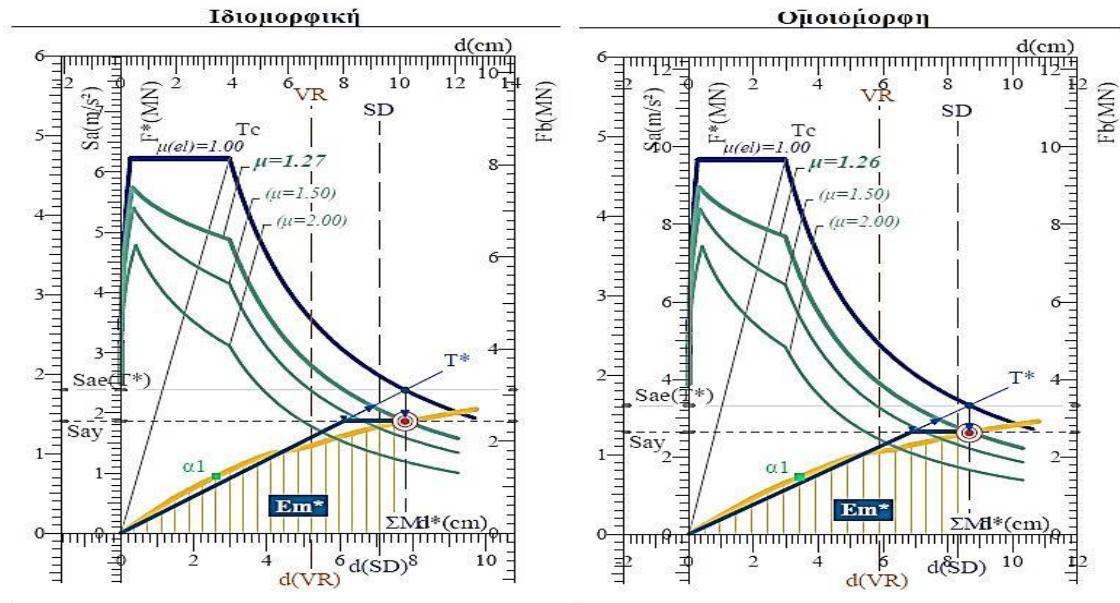
Σημείωση για τις διαφορετικές κλίμακες: Η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου d και η τέμνουσα βάσης Fb αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η δύναμη F^* και η μετατόπιση d^* αφορούν το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.

Σχήμα 4.59 Διάγραμμα Απαίτησης - Ικανότητας (EC8 Παρ. B) κατά (+0.00⁰)

Απεικονίζεται κατά την διεύθυνση (x-x) ο παράγων υπεραντοχής q_u και ο δείκτης συμπεριφοράς q_s , η απαιτούμενη πλαστικότητα μ_d και η στοχευόμενη μετακίνηση d_t .

1.	Μάζα m^* και περίοδος T^* μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστικότητας q_u .	
$m^* = 1311.1tn, \Gamma = 1.33$	$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i} = \frac{d}{d^*} = \frac{F_b}{F^*}$	$m^* = 2054.6tn, \Gamma = 1.00$
$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{8.85cm}{1.28 \cdot 10^2 cm/s^2}} = 1.65s$	$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot dy^*}{F_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{dy^*}{S_{ay}}}$	$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{9.80cm}{1.13 \cdot 10^2 cm/s^2}} = 1.85s$
$q_u = \frac{1.42m/s^2}{1.28m/s^2} \therefore q_u = 1.11$	$q_u \equiv q_n \equiv R = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}}$	$q_u = \frac{1.27m/s^2}{1.13m/s^2} \therefore q_u = 1.13$
2.	Παράγοντας απαιτούμενης πλαστικότητας μ_d .	
$\mu_d = 1.11$	$T^* \geq T_c = 0.50s \therefore \mu_d = q_u$	$\mu_d = 1.13$
3.	Στοχευόμενη μετατόπιση d_t .	
$dy^* = 2 \left(9.95cm \cdot \frac{9256.7cm \cdot kN}{1674.77kN} \right) = 11.75cm$	$dy^* = 2 \left(d_m^* \cdot \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$	$dy^* = 2 \left(11.25cm \cdot \frac{14695.0cm \cdot kN}{2315.52kN} \right) = 9.80cm$
$C_1 \equiv \mu_d / q_u = 1.11 / 1.11 = 1.00$	$C_1 \equiv \mu_d / q_u$	$C_1 \equiv \mu_d / q_u = 1.13 / 1.13 = 1.00$
$d_{et}^* = 1.42m/s^2 \cdot \left[\frac{1.65s}{2\pi} \right]^2 = 9.86cm$	$d_{et}^* = S_g(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$	$d_{et}^* = 1.27m/s^2 \cdot \left[\frac{1.85s}{2\pi} \right]^2 = 11.05cm$
$dt^* = 1.00 \cdot 9.86cm = 9.86cm$	$dt^* = \mu_d / q_u \cdot d_{et}^*$	$dt^* = 1.00 \cdot 11.05cm = 11.05cm$
$dy = 11.75cm, dt = 13.09cm$	$dy = \Gamma \cdot dy^*, dt = \Gamma \cdot dt^*$	$dy = 9.80cm, dt = 11.05cm$
4. SD: $\max a_g = 0.140 < 0.160$ (!) VR: $\max a_g = 0.095 < 0.160$ (!)	Μέγιστη επιτάχυνση $\max a_g$ για $\lambda_{max} = 1$ και επιτελεστικότητα SD.	SD: $\max a_g = 0.144 < 0.160$ (!) VR: $\max a_g = 0.090 < 0.160$ (!)

Διαγράμματα Απαιτήσης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β]. SD, κατεύθυνση 90°+eX +eZ.



Καμπύλη pushover και η αντίστοιχη διαγραμματική καμπύλη ικανότητας.

Σημείωση για τις διαφορετικές κλίμακες: Η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου **d** και η τέμνουσα βάσης **Fb** αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η δύναμη **F*** και η μετατόπιση **d*** αφορούν το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.

Σχήμα 4.60 Διάγραμμα Απαιτήσης - Ικανότητας (EC8 Παρ. Β) κατά (+90.00°)

Απεικονίζεται κατά την διεύθυνση (z-z) ο παράγων υπεραντοχής q_u και ο δείκτης συμπεριφοράς q_s , η απαιτούμενη πλαστικότητα μ_d και η στοχευόμενη μετακίνηση d_t .

1.

Μάζα m^* και περίοδος T^* μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστικότητας q_u .

$$m^* = 1321.4 \text{tn}, \Gamma = 1.31$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{d}{d^*} = \frac{F_b}{F^*}$$

$$m^* = 2054.6 \text{tn}, \Gamma = 1.00$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{6.11 \text{cm}}{1.41 \cdot 10^3 \text{cm/s}^2}} = 1.31 \text{s}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* dy^*}{F_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{dy^*}{Say}}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{6.88 \text{cm}}{1.29 \cdot 10^3 \text{cm/s}^2}} = 1.45 \text{s}$$

$$q_u = \frac{1.80 \text{m/s}^2}{1.41 \text{m/s}^2} \therefore q_u = \underline{1.27}$$

$$q_u \equiv q_s \equiv R = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}}$$

$$q_u = \frac{1.62 \text{m/s}^2}{1.29 \text{m/s}^2} \therefore q_u = \underline{1.26}$$

2.

Παράγοντας απαιτούμενης πλαστικότητας μ_d .

$$\mu_d = \underline{1.27}$$

$$T^* \geq T_c = 0.50 \text{s} \therefore \mu_d = q_u$$

$$\mu_d = \underline{1.26}$$

3.

Στοχευόμενη μετατόπιση d_t .

$$dy^* = 2 \left(7.85 \text{cm} - \frac{8950.9 \text{cm} \cdot \text{kN}}{1866.14 \text{kN}} \right) = 6.11 \text{cm}$$

$$dy^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F^*} \right)$$

$$dy^* = 2 \left(8.81 \text{cm} - \frac{14206.8 \text{cm} \cdot \text{kN}}{2647.95 \text{kN}} \right) = 6.88 \text{cm}$$

$$C_1 \equiv \mu_d / q_u = 1.27 / 1.27 = 1.00$$

$$C_1 \equiv \mu_d / q_u$$

$$C_1 \equiv \mu_d / q_u = 1.26 / 1.26 = 1.00$$

$$d_{et}^* = 1.80 \text{m/s}^2 \cdot \left[\frac{1.31 \text{s}}{2\pi} \right]^2 = 7.79 \text{cm}$$

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

$$d_{et}^* = 1.62 \text{m/s}^2 \cdot \left[\frac{1.45 \text{s}}{2\pi} \right]^2 = 8.66 \text{cm}$$

$$d_t^* = 1.00 \cdot 7.79 \text{cm} = 7.79 \text{cm}$$

$$d_t^* = \mu_d / q_u \cdot d_{et}^*$$

$$d_t^* = 1.00 \cdot 8.66 \text{cm} = 8.66 \text{cm}$$

$$dy = 8.00 \text{cm}, \quad d_t = \underline{10.20 \text{cm}}$$

$$dy = \Gamma \cdot dy^*, \quad d_t = \Gamma \cdot d_t^*$$

$$dy = 6.88 \text{cm}, \quad d_t = \underline{8.66 \text{cm}}$$

4.

$$SD: \max \alpha_g = 0.148 < 0.160 (!)$$

$$VR: \max \alpha_g = 0.114 < 0.160 (!)$$

Μέγιστη επιτάχυνση $\max \alpha_g$ ως $\lambda_{max} = 1$ και επιτελεστικότητα SD

$$SD: \max \alpha_g = 0.155 < 0.160 (!)$$

$$VR: \max \alpha_g = 0.114 < 0.160 (!)$$

Επίσης αποτυπώνονται οι στάθμες επιτελεστικότητας, η στοχευόμενη μετακίνηση (Σχήματα 4.59 και 4.60) και οι λόγοι επάρκειας (λ) των διατομών υποστυλωμάτων (Πίνακες 4.30 έως 4.34) για την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας B1.

Είναι σαφές ότι υπάρχει ανεπάρκεια του κτιρίου διότι η ικανότητα (κατακόρυφη μπλε γραμμή SD) ευρίσκεται αριστερά της απαίτησης (σημείο τομής φάσματος και καμπύλης ικανότητας). Η αστοχία από διάτμηση προηγήθηκε της αστοχίας από κάμψη σε ορισμένα δομικά στοιχεία, διότι η κατακόρυφη γραμμή ικανοτικής τέμνουσας V_R , ευρίσκεται πριν την κατακόρυφη γράμμη (μπλε γραμμή SD) ικανότητας.

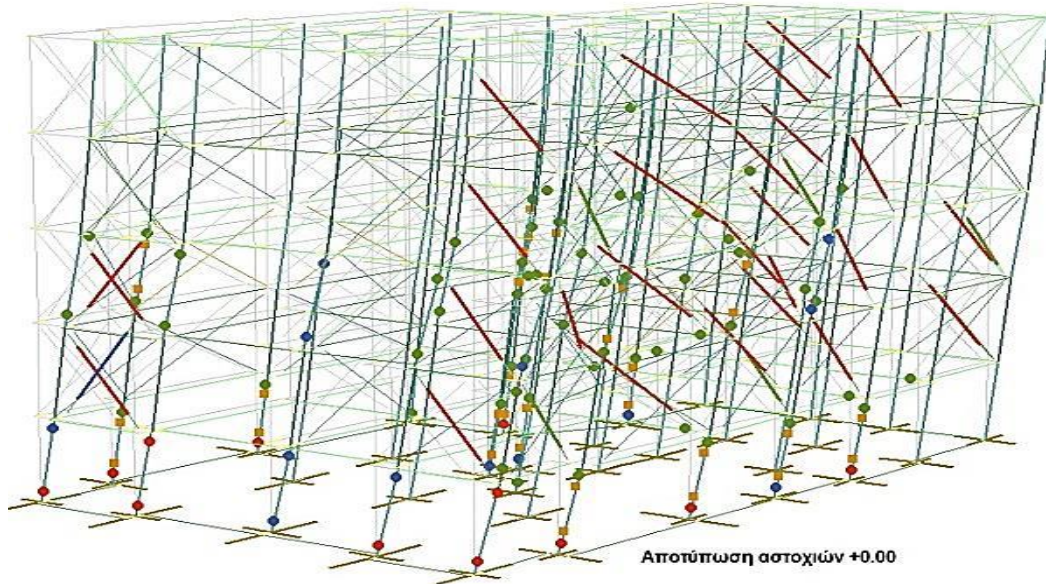
Παρακάτω αποτυπώνονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα (μέγιστα) από την ανελαστική στατική ανάλυση του προσομοιώματος M.TXII για τις 32 αναλύσεις.

Πίνακας 4.29 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα από τις 32 αναλύσεις της ανελαστικής ανάλυσης

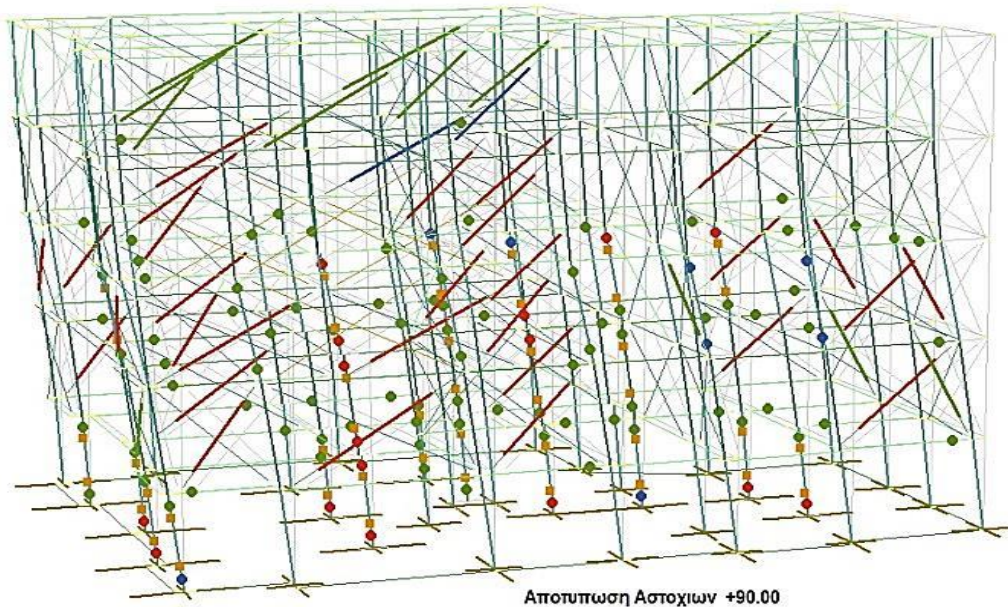
<u>Στάθμη επιτελεστικότητας SD</u>			
1. Στοχευόμενη μετακίνηση d_t			
X:	+13.1cm	$0^\circ-eX+eZ$, <i>Ιδιομορφική</i>	Z:
	-13.2cm	$180^\circ+eX-eZ$, <i>Ιδιομορφική</i>	+10.2cm
			-10.1cm
			$90^\circ+eX+eZ$, <i>Ιδιομορφική</i>
			$270^\circ-eX-eZ$, <i>Ιδιομορφική</i>
2. Απαιτούμενη πλαστιμότητα			
Περίοδος μονοβάθμιου συστήματος	T^* =	1.27s	
Παράγοντας πλαστιμότητας	q_u =	1.32	
Παράγοντας απαιτούμενης πλαστιμότητας	μ_d =	1.32	$90^\circ-eX-eZ$, <i>Ιδιομορφική</i>
3. Επιρροή ανελαστικής συμπεριφοράς, [KANEΠE, §5.7.4.2]			
Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων	$\max C1$ =	μ_d / q_u	
	= 1.30 / 1.30 =	1.00	$270^\circ-eX-eZ$, <i>Ομοιόμορφη</i>
4. Ικανότητα επιτάχυνσης για $\lambda_{max} = 1$			
	$\max \alpha_g(SD)$ =	0.124	$270^\circ+eX+eZ$, <i>Ιδιομορφική</i>
	$\max \alpha_g(VR)$ =	0.081	$270^\circ+eX+eZ$, <i>Ομοιόμορφη</i>
5. Στόχοι αποτίμησης, [KANEΠE, §2.2.1]			
	$\max \alpha_g / \alpha_g = (\max T_R / T_{LR})^{1/k}$	$\therefore \max T_R = (\max \alpha_g / \gamma_1 / \alpha_{gR})^k \cdot T_{LR}$	[EC8-2 (A.3)]
Περίοδος επαναφοράς SD	$\max T_R(SD) = (0.124/1.00/0.160)^{3.0} \cdot 475 =$	223 έτη	< 475 !
Περίοδος επαναφοράς VR	$\max T_R(VR) = (0.081/1.00/0.160)^{3.0} \cdot 475 =$	61 έτη	< 475 !
	$P = 1 - e^{-T_L / \max T_R}$		[EC8-1 §2.1 (1)]
Πιθανότητα υπέρβασης SD σε 50 έτη	$P(SD) = 1 - e^{-50/223} =$	20.10%	> 10.00% !
Πιθανότητα υπέρβασης VR σε 50 έτη	$P(VR) = 1 - e^{-50/61} =$	55.67%	> 10.00% !
Δεν ικανοποιείται κανένας στόχος του Πίνακα 2.1 του KANEΠE.			

Στα Σχήματα 4.61 και 4.62 αποτυπώνονται οι αστοχίες στον παραμορφωμένο φορέα κατά την διεύθυνση x-x ($+0.00^0$) και z-z ($+90.00^0$) για την στάθμη επιτελεστικότητας B1, στο σημείο που η κατασκευή φτάνει στην στοχευόμενη μετακίνηση (ΣΜ). Παρατηρείται με κόκκινες βούλες η αστοχία εκτός στάθμης, με μπλε βούλες οι πλαστικές αρθρώσεις ακριβώς στο σημείο που η κατασκευή έφτασε στη στάθμη B1. Με πράσινες βούλες οι αποδεκτές πλαστικές αρθρώσεις, μετά το όριο διαρροής και πριν την επιλεγείσα στάθμη B1.

Οι τοιχοπληρώσεις ως δευτερεύοντα μέλη αστοχούν πρώιμα. Επίσης παρατηρείται σε πολλά υποστυλώματα η αστοχία σε διάτμηση να προηγείται της αστοχίας από κάμψη (κατακόρυφη πορτοκαλί κάθετη γραμμή πριν την μπλε κάθετη SD, όπως φαίνεται στα Σχήματα 4.59 και 4.60). Αυτό οφείλεται αφενός γιατί αρκετά υποστυλώματα είναι «κοντά» από φύση (λόγος διάτμησης $\alpha < 2.50$) και αφετέρου λόγω της έλλειψης συνδετήρων και άρα η διαθέσιμη διατμητική αντοχή είναι μικρότερη της απαιτούμενης.



Σχήμα 4.61 Αποτύπωση αστοχιών στο προμοίωμα κατά x-x



Σχήμα 4.62 Αποτύπωση αστοχιών στο προμοίωμα κατά z-z

4.6.3.1 Αποτελέσματα δεικτών (λ) επάρκειας υποστυλωμάτων φορέα Μ.ΤΧΠ

Μετά την επίλυση και έλεγχο επάρκειας διατομών και (λ), με βάση τις παραδοχές του παρόντος κεφαλαίου 4 πρόέκυψαν τα κάτωθι.

Οι αστοχίες που πρόέκυψαν στα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα-τοιχώματα), όπως φαίνονται στους Πινάκες 4.30 έως 4.34, είναι οι εξής:

Στο ισόγειο αστόχησαν 25 υποστυλώματα από τα 33, ποσοστό αστοχίας 75%, είτε από κάμψη, είτε από διάτμηση, με λόγο ανεπάρκειας $\lambda > 1$

Οι δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης ή διάτμησης (ανάγκη ύπαρξης περισσότερου οπλισμού από τον υφιστάμενο και λόγω διάτμησης) ήταν συνολικά 6 από τις 42, δηλαδή ποσοστό αστοχίας 14%.

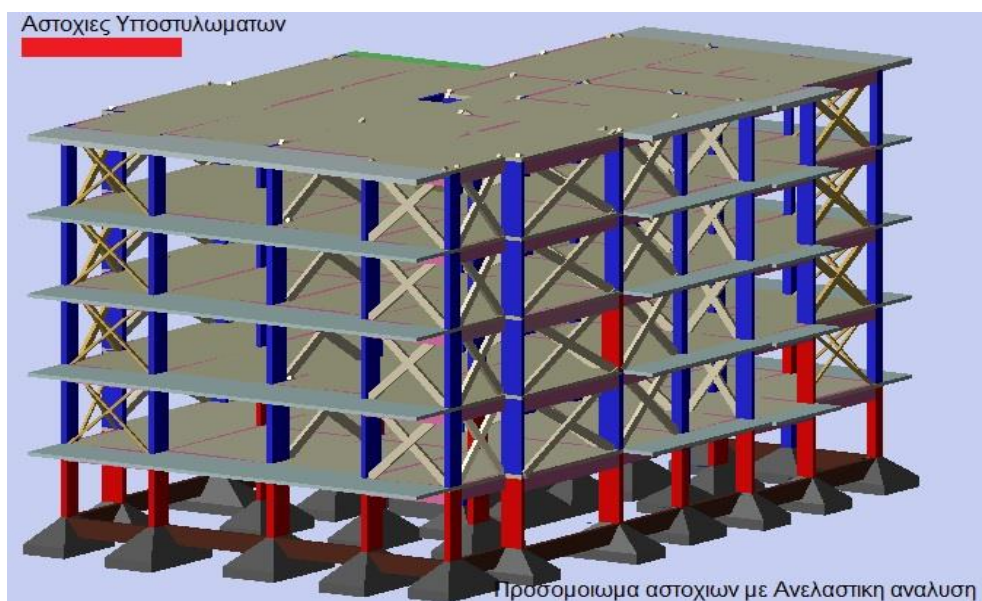
Στον Α όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 7 υποστυλώματα από τα 33, δηλαδή ποσοστό αστοχίας 21%. Οι δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης ή διάτμησης ήταν 4 από τις 42, δηλαδή ποσοστό 9%.

Στον Β όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 2 υποστυλώματα από τα 33, δηλαδή ποσοστό αστοχίας 6%. Οι δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης ή διάτμησης ήταν 2 από τις 42, δηλαδή ποσοστό 4%.

Στον Γ όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 0 υποστυλώματα από τα 33, δηλαδή ποσοστό αστοχίας 0%. Οι δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης ή διάτμησης ήταν 2 από τις 42, δηλαδή ποσοστό 4%.

Στον Δ όροφο αστόχησαν ($\lambda > 1$) 0 υποστυλώματα από τα 33, δηλαδή ποσοστό αστοχίας 0%. Οι δοκοί που αστόχησαν έναντι κάμψης ή διάτμησης ήταν 1 από τις 42, δηλαδή ποσοστό 2%.

Στο Σχήμα 4.63 απεικονίζονται φωτορεαλιστικά στο προσομοίωμα Μ.ΤΧΠ οι αστοχίες που πρόέκυψαν από την ανελαστική στατική ανάλυση.



Σχήμα 4.63 Φωτορεαλιστικό προσομοίωμα απεικόνισης αστοχιών

Πίνακας 4.30 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Ισογείου ορόφου από ανελαστική (Μ.ΤΧΠ)

Μέλος	Διατομή	λ_{SD} Αρχής	λ_{SD} Τέλους	λV_{Ry} Αρχής	λV_{Rz} Τέλους
K1	35/35	0.98	0.88	0.97	0.87
K2!	40/40	1.28	1.15	1.06	0.87
K3!	40/40	1.90	1.00	1.75	1.01
K4!	35/35	1.49	0.69	1.14	1.12
K5!	70/20	1.43	0.98	0.41	1.10
K6!	20/80	1.90	1.54	0.00	1.18
K7!	20/90	1.47	0.60	0.00	1.14
K8!	60/20	2.18	1.92	1.02	1.18
K9	25/60	0.99	0.85	0.66	0.95
K10!	70/20	1.30	0.87	0.24	1.10
K11	35/35	0.98	0.98	1.08	0.78
K12!	20/70	1.20	1.24	0.55	1.14
K13!	40/40	0.83	0.93	1.07	0.94
K14!	60/20	1.51	0.90	0.54	1.09
K15	20/90	0.99	1.00	0.00	0.99
K16!	40/40	1.00	0.99	1.10	1.12
K17	80/20	0.98	0.86	0.00	0.64
K18!	20/90	1.61	0.78	0.00	1.11
K19	35/35	0.93	0.91	0.75	0.90
K 20!	80/20	1.70	0.88	0.00	1.13
K 21!	80/20	1.80	1.82	0.00	1.14
K22!	20/100	1.79	1.00	0.00	1.17
K23!	20/100	1.73	0.88	0.00	1.15
K24!	20/100	1.92	2.51	0.00	1.16
K25!	80/20	1.47	0.99	0.00	1.12
K26!	20/70	1.77	1.00	1.05	2.09
K27!	25/90	1.40	1.19	1.08	1.19
K28!	25/100	1.46	0.67	0.00	1.16
K29!	25/90	1.60	0.90	0.75	1.17
K30!	20/70	1.49	0.93	0.47	1.14
K31	130/15	0.99	0.95	0.00	0.99
K32!	130/15	1.69	1.41	0.00	1.17
K33!	15/150	1.09	0.99	0.00	1.27

- 25 Υποστυλώματα – Τοιχώματα ανεπαρκή

Πίνακας 4.31 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Α ορόφου από ανελαστική (Μ.ΤΧΠ)

Μέλος	Διατομή	λ_{SD} Αρχής	λ_{SD} Τέλους	λV_{Ry} Αρχής	λV_{Rz} Τέλους
K 1	35/35	0.60	0.44	0.49	0.61
K 2	35/35	0.66	0.62	0.87	0.47
K3!	35/35	1.04	0.70	0.73	0.51
K4	35/35	0.67	0.57	0.58	0.74
K5	70/20	0.67	0.62	0.33	0.66
K6!	20/80	0.66	0.76	0.67	1.06
K7	20/80	0.65	0.72	0.00	0.63
K8!	60/20	1.02	0.78	0.51	0.67
K9	25/60	0.83	0.74	0.58	0.87
K10!	70/20	0.82	0.86	0.66	1.05
K11	35/35	0.66	0.59	0.84	0.62
K12	20/65	0.78	0.98	0.40	0.91
K13	40/40	0.72	0.55	0.88	0.82
K14	60/20	0.81	0.94	0.51	0.72
K15	20/80	0.99	0.99	0.00	0.98
K16	40/40	0.78	0.80	0.87	0.57
K17	80/20	0.76	0.69	0.00	0.62
K18	20/80	0.67	0.80	0.00	0.73
K19	35/35	0.77	0.76	0.53	0.88
K20	80/20	0.67	0.73	0.00	0.72
K21	80/20	0.59	0.50	0.00	0.66
K22	20/90	0.78	0.69	0.00	0.98
K23!	20/90	0.69	0.79	0.00	1.04
K24!	20/90	0.82	0.80	0.00	1.06
K25	80/20	0.78	0.50	0.00	0.82
K26	20/70	0.68	0.75	0.44	0.67
K27	20/90	0.69	0.77	0.65	0.74
K28	20/100	0.73	0.77	0.00	0.64
K29	20/90	0.72	0.88	0.70	0.84
K30	20/70	0.82	0.78	0.44	0.86
K31	130/15	0.62	0.66	0.00	0.56
K32	130/15	0.66	0.68	0.00	0.62
K33!	15/150	0.83	0.86	0.00	1.10

- 7 Υποστυλώματα – Τοιχώματα ανεπαρκή

Πίνακας 4.32 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Β ορόφου από ανελαστική (Μ.ΤΧΠ)

Μέλος	Διατομή	λ_{SD} Αρχής	λ_{SD} Τέλους	$\lambda_{V_{Ry}}$ Αρχής	$\lambda_{V_{Rz}}$ Τέλους
K 1	35/35	0.35	0.39	0.33	0.44
K 2	35/35	0.49	0.54	0.79	0.49
K3	35/35	0.48	0.52	0.73	0.46
K4	35/35	0.37	0.44	0.48	0.45
K5	60/20	0.44	0.57	0.39	0.58
K6	20/70	0.56	0.62	0.47	0.70
K7	20/70	0.47	0.48	0.34	0.38
K8	60/20	0.51	0.52	0.36	0.52
K9	25/60	0.52	0.64	0.38	0.67
K10!	60/20	1.02	0.60	0.15	1.02
K11	35/35	0.33	0.39	0.54	0.47
K12	20/60	0.56	0.60	0.32	0.78
K13	35/35	0.38	0.40	0.63	0.28
K14	60/20	0.56	0.59	0.40	0.56
K15	20/70	0.62	0.58	0.31	0.82
K16	35/35	0.52	0.60	0.67	0.47
K17	80/20	0.52	0.58	0.10	0.28
K18	20/70	0.38	0.42	0.12	0.63
K19	35/35	0.42	0.41	0.18	0.70
K20!	70/20	0.52	0.56	0.16	1.03
K21	80/20	0.43	0.38	0.00	0.36
K22	20/80	0.47	0.39	0.00	0.87
K23	20/80	0.45	0.49	0.00	0.78
K24	20/80	0.42	0.40	0.12	0.79
K25	80/20	0.38	0.40	0.00	0.32
K26	20/70	0.38	0.36	0.14	0.47
K27	20/80	0.44	0.47	0.10	0.65
K28	20/90	0.56	0.57	0.00	0.38
K29	20/80	0.42	0.48	0.12	0.64
K30	20/70	0.50	0.58	0.36	0.42
K31	130/15	0.32	0.36	0.00	0.36
K32	130/15	0.31	0.38	0.00	0.32
K33	15/150	0.30	0.36	0.00	0.36

- 2 Υποστυλώματα ανεπαρκή

Πίνακας 4.33 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Γ ορόφου από ανελαστική (Μ.ΤΧΠ)

Μέλος	Διατομή	λ_{SD} Αρχής	λ_{SD} Τέλους	λV_{Ry} Αρχής	λV_{Rz} Τέλους
K 1	35/35	0.26	0.24	0.38	0.37
K 2	30/30	0.40	0.48	0.64	0.37
K3	30/30	0.40	0.49	0.59	0.36
K4	35/35	0.22	0.30	0.28	0.30
K5	50/20	0.35	0.47	0.28	0.49
K6	20/60	0.46	0.50	0.42	0.60
K7	20/60	0.40	0.42	0.24	0.32
K8	60/20	0.40	0.42	0.32	0.39
K9	20/60	0.33	0.35	0.33	0.47
K10	60/20	0.47	0.52	0.13	0.74
K11	35/35	0.30	0.33	0.54	0.47
K12	20/60	0.39	0.40	0.30	0.62
K13	35/35	0.30	0.38	0.58	0.22
K14	60/20	0.45	0.49	0.38	0.46
K15	20/60	0.43	0.48	0.21	0.67
K16	35/35	0.48	0.50	0.63	0.42
K17	80/20	0.39	0.38	0.10	0.22
K18	20/60	0.32	0.38	0.12	0.53
K19	30/30	0.36	0.39	0.11	0.55
K20	60/20	0.45	0.46	0.13	0.52
K21	80/20	0.39	0.33	0.00	0.32
K22	20/70	0.37	0.32	0.00	0.77
K23	20/70	0.43	0.44	0.00	0.68
K24	20/70	0.38	0.39	0.11	0.76
K25	80/20	0.35	0.32	0.00	0.29
K26	20/60	0.32	0.34	0.12	0.40
K27	20/80	0.44	0.47	0.10	0.65
K28	20/90	0.48	0.47	0.00	0.32
K29	20/80	0.40	0.44	0.11	0.58
K30	20/60	0.44	0.48	0.16	0.38
K31	130/15	0.22	0.26	0.00	0.26
K32	130/15	0.21	0.28	0.00	0.22
K33	15/150	0.20	0.26	0.00	0.26

Πίνακας 4.34 Αποτελέσματα επάρκειας (λ) Δ ορόφου από ανελαστική (Μ.ΤΧΙΙ)

Μέλος	Διατομή	λ_{SD} Αρχής	λ_{SD} Τέλους	λV_{Ry} Αρχής	λV_{Rz} Τέλους
K 1	30/30	0.19	0.24	0.31	0.27
K 2	25/25	0.32	0.36	0.46	0.32
K3	25/25	0.33	0.39	0.39	0.31
K4	30/30	0.18	0.20	0.22	0.28
K5	50/20	0.25	0.27	0.20	0.29
K6	20/50	0.33	0.40	0.28	0.40
K7	20/50	0.30	0.34	0.20	0.28
K8	50/20	0.28	0.38	0.32	0.39
K9	20/60	0.31	0.32	0.30	0.40
K10	50/20	0.27	0.32	0.13	0.54
K11	25/25	0.20	0.23	0.30	0.37
K12	20/50	0.29	0.28	0.28	0.36
K13	25/25	0.26	0.28	0.36	0.20
K14	50/20	0.38	0.39	0.33	0.36
K15	20/50	0.24	0.28	0.19	0.47
K16	30/30	0.28	0.30	0.49	0.40
K17	80/20	0.28	0.30	0.10	0.18
K18	20/50	0.23	0.28	0.09	0.47
K19	25/25	0.28	0.35	0.21	0.37
K20	60/20	0.36	0.39	0.15	0.47
K21	80/20	0.28	0.30	0.00	0.38
K22	20/50	0.27	0.28	0.00	0.52
K23	20/50	0.23	0.24	0.00	0.50
K24	20/50	0.28	0.29	0.11	0.56
K25	80/20	0.25	0.26	0.00	0.20
K26	20/60	0.22	0.24	0.12	0.34
K27	20/70	0.38	0.39	0.10	0.49
K28	20/60	0.37	0.38	0.00	0.36
K29	20/70	0.36	0.38	0.11	0.44
K30	20/60	0.34	0.38	0.16	0.32
K31	130/15	0.21	0.25	0.00	0.29
K32	130/15	0.20	0.23	0.00	0.38
K33	130/15	0.19	0.24	0.00	0.29

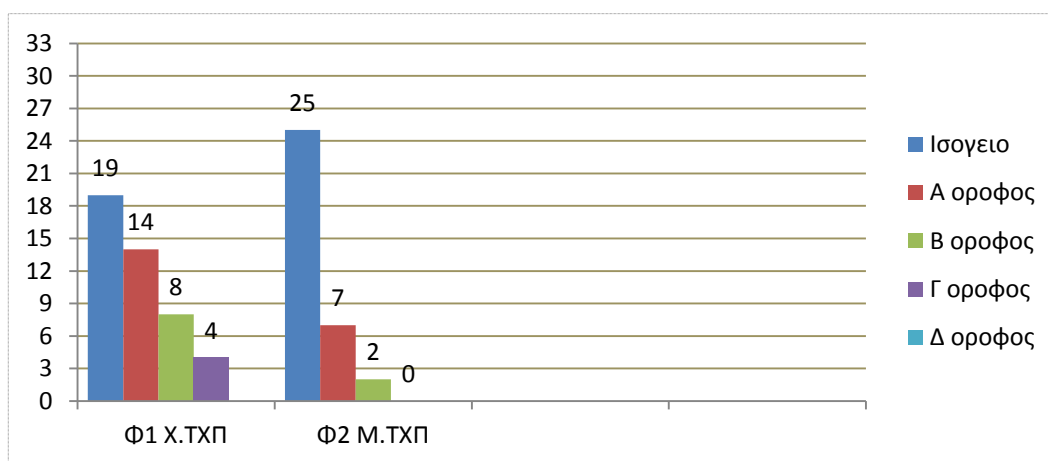
4.6.4 Συγκριτικά αποτελέσματα από την ανελαστική στατική μέθοδο (pushover)

Μετά τις αναλύσεις των προσομοιωμάτων Χ.ΤΧΠ και Μ.ΤΧΠ γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων, για να διαπιστωθεί η συμπεριφορά των φορέων της κατασκευής, με την ύπαρξη ή όχι των τοιχοπληρώσεων στην ανελαστική στατική ανάλυση. Όπως απεικονίζεται στους παρακάτω πίνακες, η ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων επιφέρει από την μια δυσμενή αποτελέσματα, με συγκέντρωση περισσότερων αστοχιών στο ισόγειο και από την άλλη ευνοϊκά αποτελέσματα για το σύνολο του κτιρίου. Οι αστοχίες στο σύνολο του κτιρίου είναι λιγότερες στο προσομοίωμα – φορέα Μ.ΤΧΠ κατά 23% (Πίνακας 4.35).

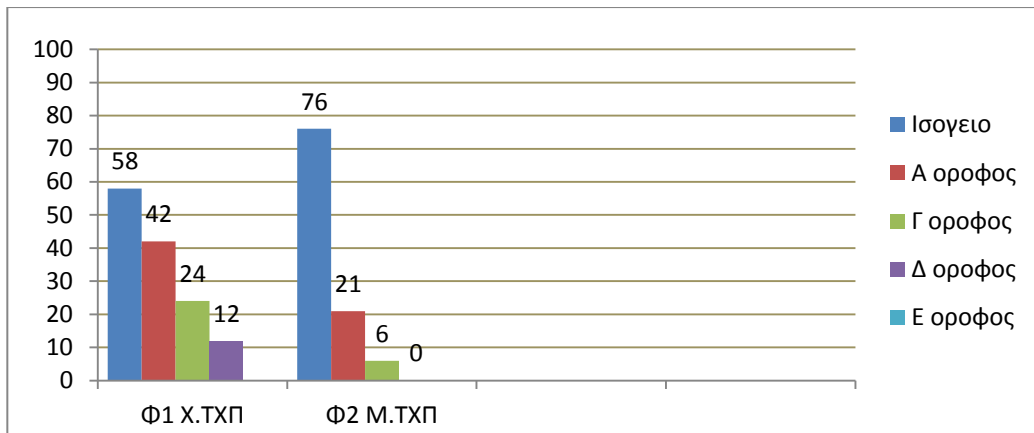
Πίνακας 4.35 Συγκριτικά αποτελέσματα από ανελαστική ανάλυση ανεπάρκειας υποστλωμάτων

ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΣΤΟΧΙΩΝ ΥΠΟΣΤ/ΤΩΝ							
Φορέας	Ισόγειο	A Όροφος	B Όροφος	Γ Όροφος	Δ Όροφος	Σύνολον Υποστ/τω ν	Ποσοστά αστοχίας
Χ.ΤΧΠ	19	14	8	4	0	45	27.00%
Μ.ΤΧΠ	25	7	2	0	0	34	20.00%

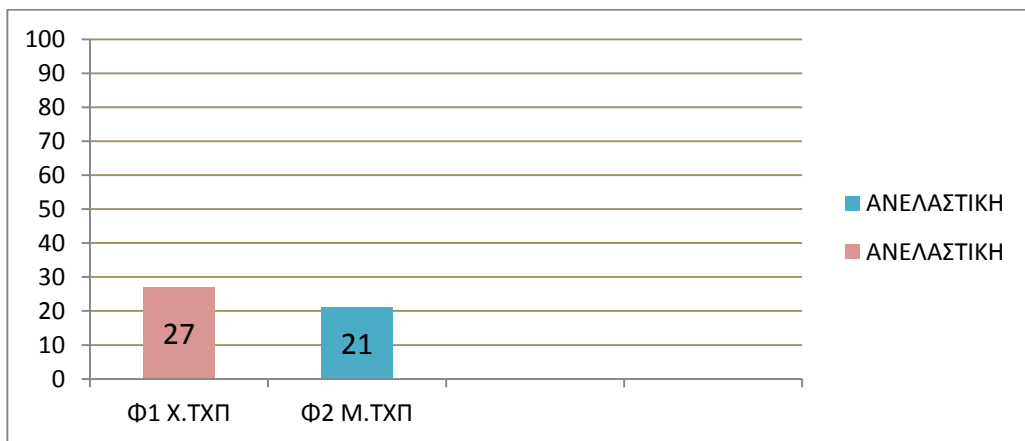
Ο αριθμός των υποστλωμάτων ανά όροφο ήταν 33 και συνολικά στο κτίριο 165. Αστόχησαν στο φορέα Χ.ΤΧΠ συνολικά 45 υποστλώματα, δηλαδή ποσοστό αστοχίας 27%. Αντίθετα, στο φορέα Μ.ΤΧΠ αστόχησαν συνολικά 34 υποστλώματα, δηλαδή ποσοστό αστοχίας 21%. Άρα οι αστοχίες με την ύπαρξη τοιχοπληρώσεων είναι λιγότερες κατά 10% περίπου.



Σχήμα 4.64 Αστοχίες Υποστλωμάτων μεταξύ των δυο φορέων ανά όροφο



Σχήμα 4.65 Ποσοστά (%) αστοχιών Υποστυλωμάτων των δυο φορέων ανά όροφο

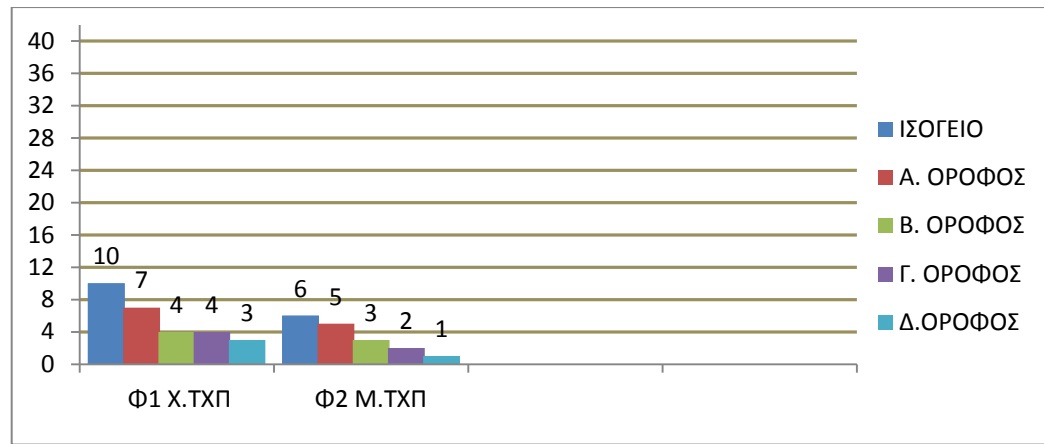


Σχήμα 4.66 Συνολικά ποσοστά αστοχιών (%) Υποστυλωμάτων-Τοιχ/των των δυο φορέων

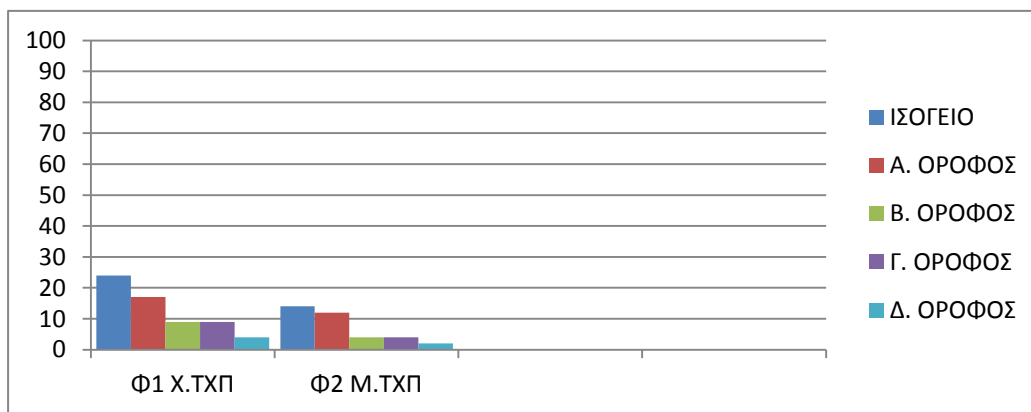
Αριθμός δοκών ανά όροφο 42, συνολικά 210. Αστόχησαν στο φορέα Χ.ΤΧΠ συνολικά 10 δοκοί, ποσοστό αστοχίας 13%. Στο φορέα Μ.ΤΧΠ συνολικά 16 δοκοί, ποσοστό αστοχίας 8%. Άρα οι αστοχίες με την ύπαρξη τοιχοπληρώσεων είναι λιγότερες κατά 37%.

Πίνακας 4.36 Συγκριτικά αποτελέσματα αστοχιών δοκών από ανελαστική ανάλυση

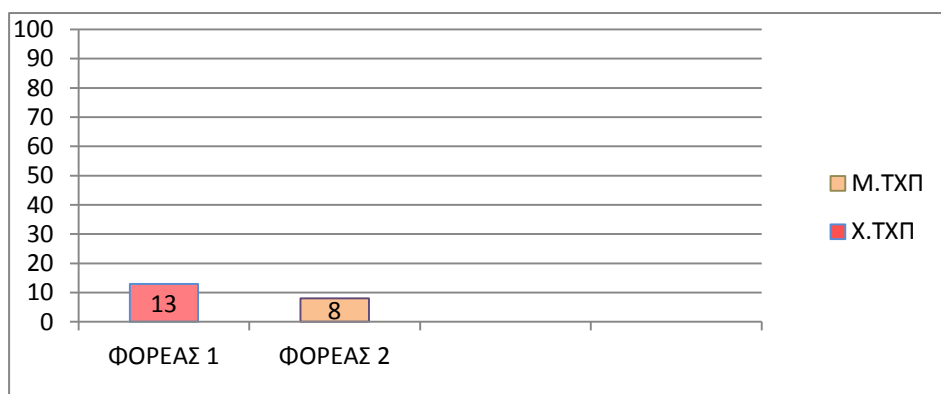
ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΣΤΟΧΙΩΝ ΔΟΚΩΝ							
Φορέας	Ισόγειο	Α Όροφος	Β Όροφος	Γ Όροφος	Δ Όροφος	Σύνολον Δοκών	Ποσοστά αστοχίας
Χ.ΤΧΠ	10	7	4	4	2	27	13%
Μ.ΤΧΠ	6	5	2	2	1	16	8%



Σχήμα 4.67 Αστοχίες δοκών μεταξύ των δυο φορέων ανά όροφο



Σχήμα 4.68 Ποσοστά (%) αστοχίας δοκών μεταξύ των δυο φορέων ανά όροφο



Σχήμα 4.69 Συνολικά ποσοστά (%) αστοχιών δοκών των δυο φορέων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

5.1 Σύγκριση αποτελεσμάτων ελαστικών και ανελαστικών αναλύσεων

Μετά τις ανωτέρω αναλύσεις για την αποτίμηση του δομήματος με τις δυο μεθόδους, την ελαστική δυναμική φασματική με καθολικό δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς $q=1.30$ (το q επιλέχθηκε λόγω μη ύπαρξης τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο - πιλοτής και λόγω του χρόνου κατασκευής προ 1985) και της ανελαστικής στατικής μη γραμμικής ανάλυσης (pushover), για στάθμη επιτελεστικότητας B1 και στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ικανοποιητική κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων που αφορά τις αστοχίες και ανεπάρκειες του δομήματος σε όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία.

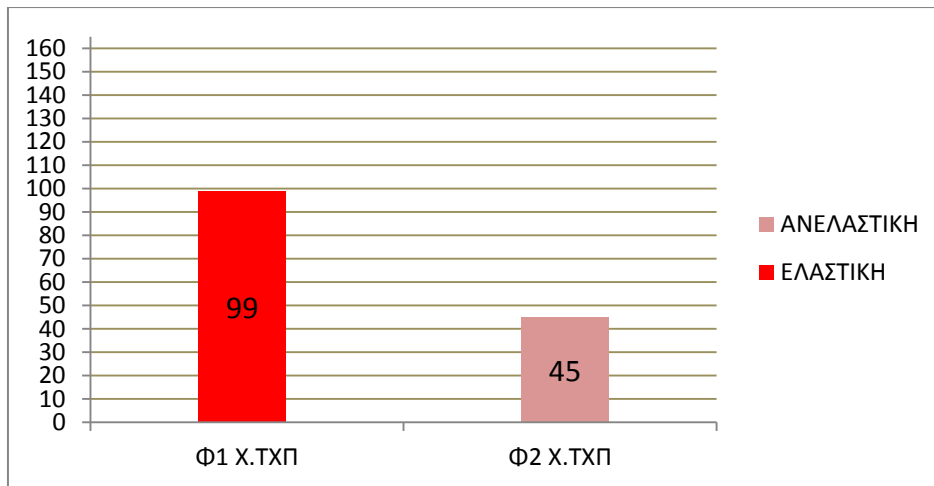
Η σύγκριση των αποτελεσμάτων αποδεικνύει ποια μέθοδος είναι βέλτιστη για αποτίμηση κτιρίων κατασκευασμένων προ 1985. Βέλτιστη μέθοδο θεωρούμε όπως αναφέρθηκε στην αρχή της εργασίας, ότι είναι ο συνδυασμός ασφάλειας (τελικής επάρκειας) με το λιγότερο δυνατό κόστος επέμβασης.

Όταν από τις μεθοδολογίες ανάλυσης και αποτίμησης προκύψουν λιγότερα δομικά στοιχεία με αστοχίες – ανεπάρκειες, για τον ίδιο στόχο αποτίμησης (επίπεδο ασφαλείας) και με τις ίδιες παραδοχές, τότε έχουμε προφανώς την οικονομικότερη επέμβαση.

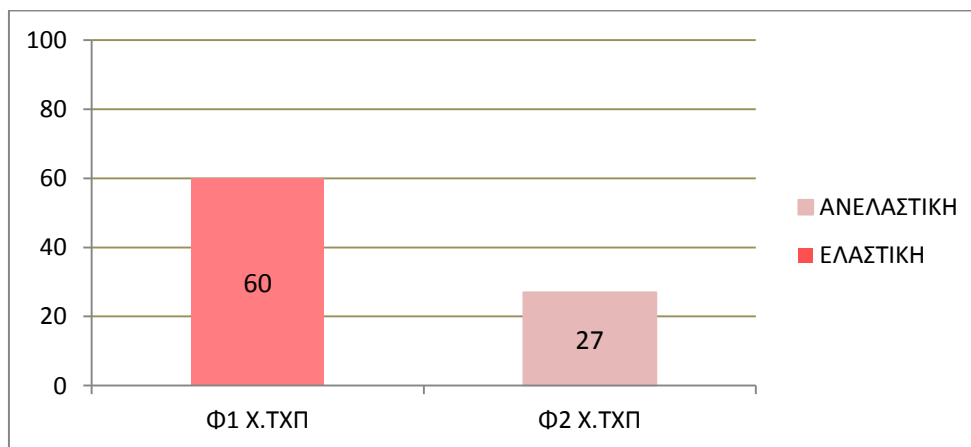
5.1.1 Σύγκριση των μεθόδων αποτίμησης για τον φορέα Χ.ΤΧΠ

Παρακάτω απεικονίζονται γραφικά οι αστοχίες και οι ανεπάρκειες υποστυλωμάτων και δοκών για τον φορέα Χ.ΤΧΠ για την ελαστική και την ανελαστική μέθοδο. Φορέα 1 θεωρούμε ότι είναι η αποτίμηση - ανάλυση με ελαστική δυναμική φασματική και φορέας 2 με την ανελαστική στατική ανάλυση (pushover). Στα Σχήματα 5.1 έως 5.4 παρουσιάζεται ο συνολικός αριθμός ανεπάρκειας και το αντίστοιχο ποσοστό, για υποστυλώματα-τοιχώματα και δοκούς, για τις δύο μεθόδους ανάλυσης.

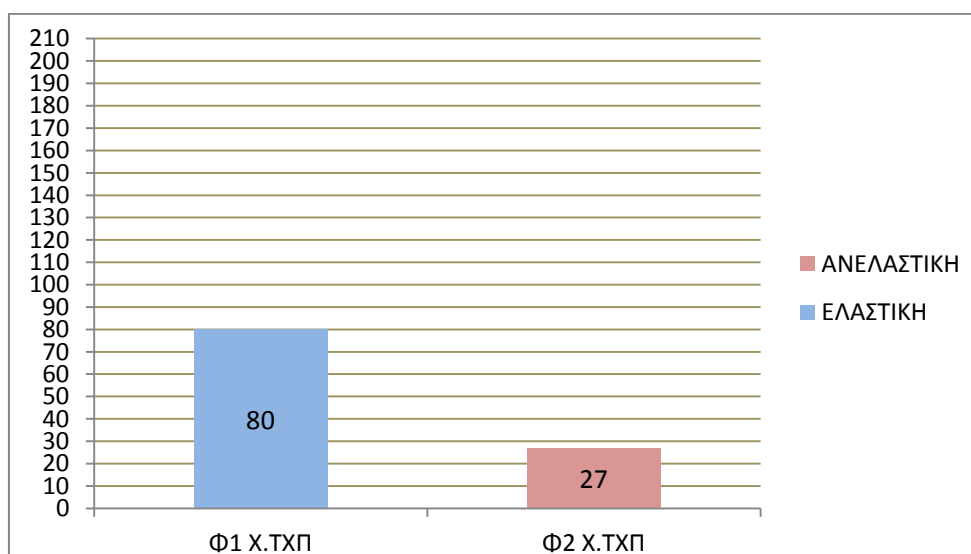
Στα παρακάτω Σχήματα 5.1 και 5.2, όπου αναφέρεται η λέξη υποστυλώματα περιλαμβάνει όλα τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία.



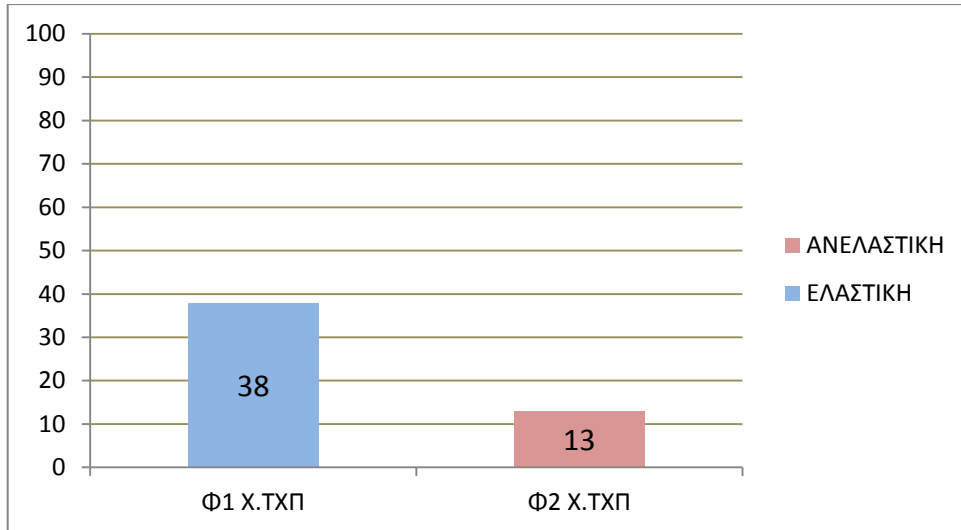
Σχήμα 5.1 Αριθμός ανεπάρκειας Υποστλωμάτων μεταξύ των δύο μεθόδων



Σχήμα 5.2 Ποσοστά (%) ανεπάρκειας Υποστλωμάτων μεταξύ των δύο μεθόδων



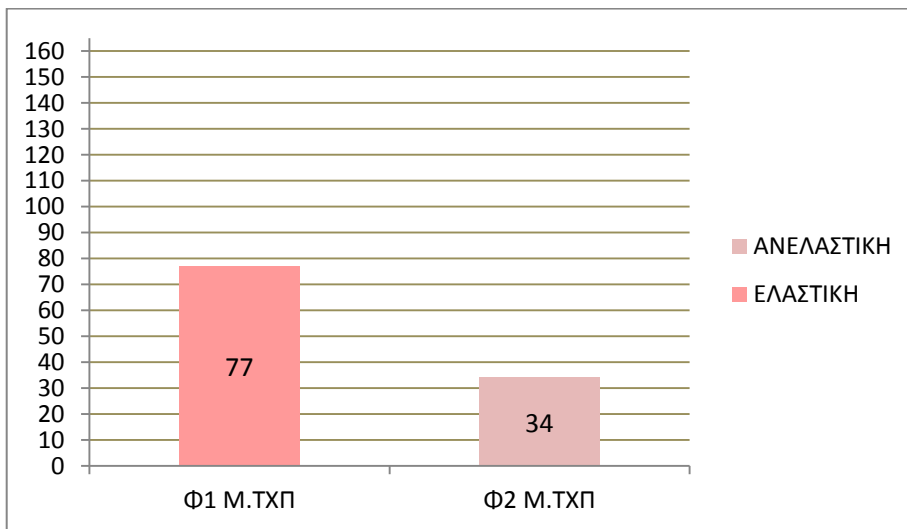
Σχήμα 5.3 Αριθμός ανεπάρκειας Δοκών μεταξύ των δύο μεθόδων



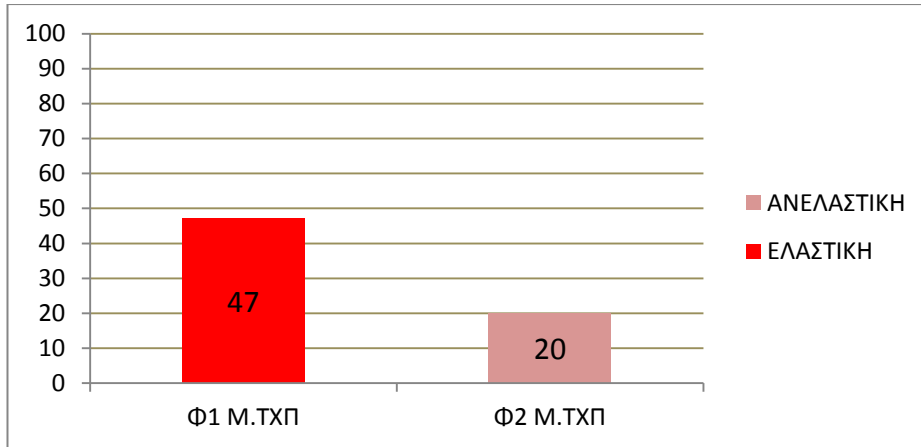
Σχήμα 5.4 Ποσοστά (%) ανεπάρκειας Δοκών μεταξύ των δύο μεθόδων

5.1.2 Σύγκριση των μεθόδων αποτίμησης για τον φορέα Μ.ΤΧΠ

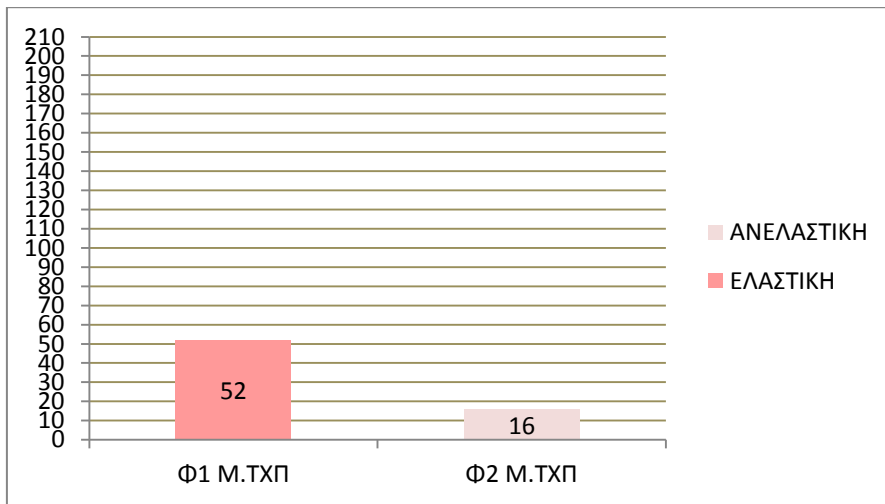
Παρακάτω απεικονίζονται γραφικά οι αστοχίες και ανεπάρκειες υποστρωμάτων και δοκών για τον φορέα Μ.ΤΧΠ για την ελαστική μέθοδο και την ανελαστική. Ως φορέας 1 θεωρούμε ότι είναι η αποτίμηση - ανάλυση με ελαστική δυναμική φασματική και φορέας 2 με την ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) (Σχήματα 5.5 έως 5.8).



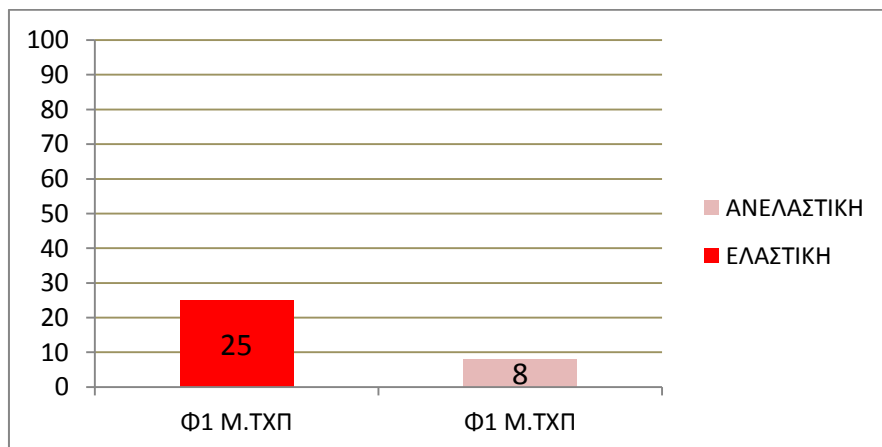
Σχήμα 5.5 Συνολικός αριθμός ανεπάρκειας Υποστρωμάτων μεταξύ των δυο μεθόδων



Σχήμα 5.6 Συνολικά ποσοστά (%) ανεπάρκειας Υποστλωμάτων μεταξύ των δυο μεθόδων



Σχήμα 5.7 Αριθμός ανεπάρκειας Δοκών μεταξύ των δυο μεθόδων.



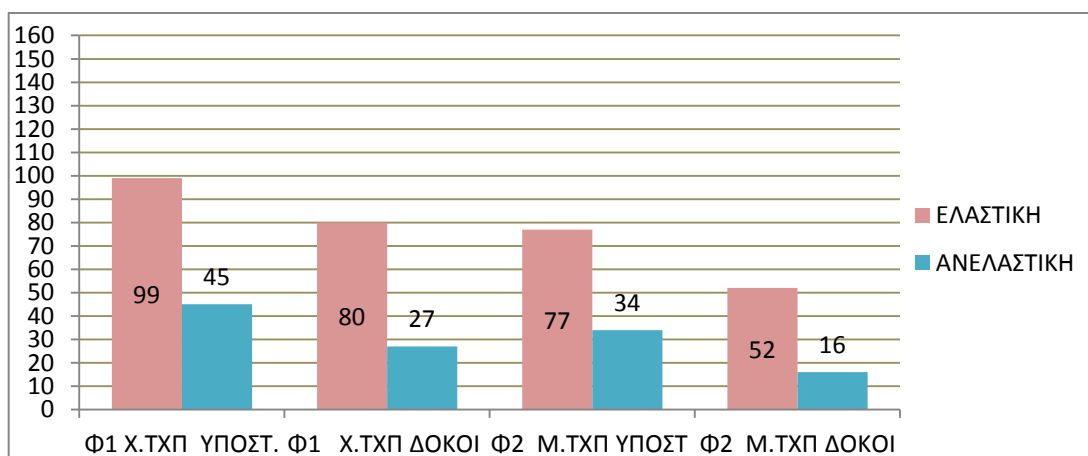
Σχήμα 5.8 Ποσοστά (%) ανεπάρκειας Δοκών μεταξύ των δυο μεθόδων

5.1.3 Συνολικά αποτελέσματα και συγκρίσεις μεταξύ των δυο αναλύσεων και φορέων

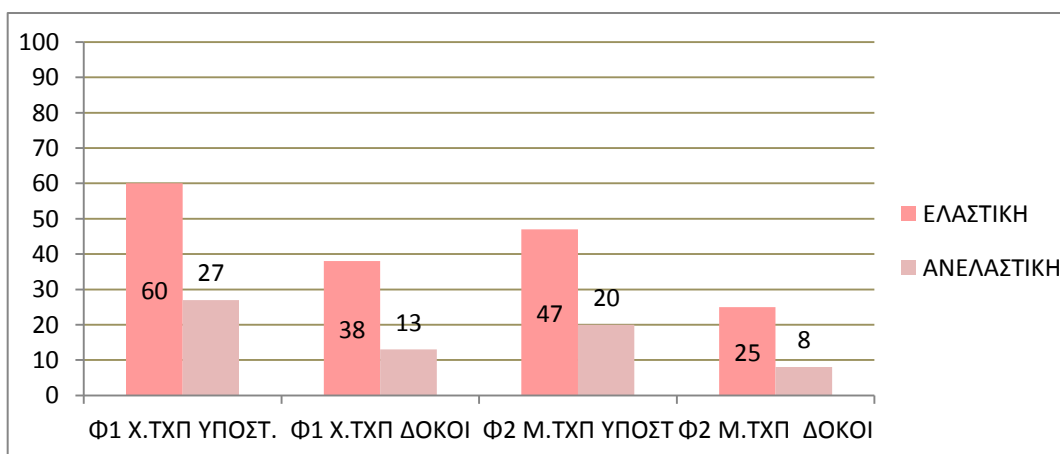
Στα παρακάτω Σχήματα 5.9 και 5.10 απεικονίζονται συγκεντρωτικά αποτελέσματα αστοχιών υποστυλωμάτων και δοκών μεταξύ των δυο μεθόδων ανάλυσης και αποτίμησης για τα δυο προσομοιώματα, χωρίς τοιχοπληρώσεις (Χ.ΤΧΠ) και με τοιχοπληρώσεις (Μ.ΤΧΠ).

Η διαφορά είναι σημαντικά ευνοϊκή υπέρ των ανελαστικών αναλύσεων με αρκετά μικρότερες αστοχίες στο σύνολο του κτιρίου, στα υποστυλώματα και στις δοκούς. Η διαφορά συνολικής ανεπάρκειας υποστυλωμάτων και δοκών μεταξύ των δυο αναλύσεων είναι:

- Για το προσομοίωμα Χ.ΤΧΠ η ανελαστική ανάλυση δίνει 53% λιγότερες αστοχίες στα υποστυλώματα και στις δοκούς 66%.
- Για το προσομοίωμα Μ.ΤΧΠ η ανελαστική ανάλυση δίνει 56% λιγότερες αστοχίες στα υποστυλώματα και στις δοκούς 65%, άρα λιγότερες επεμβάσεις.

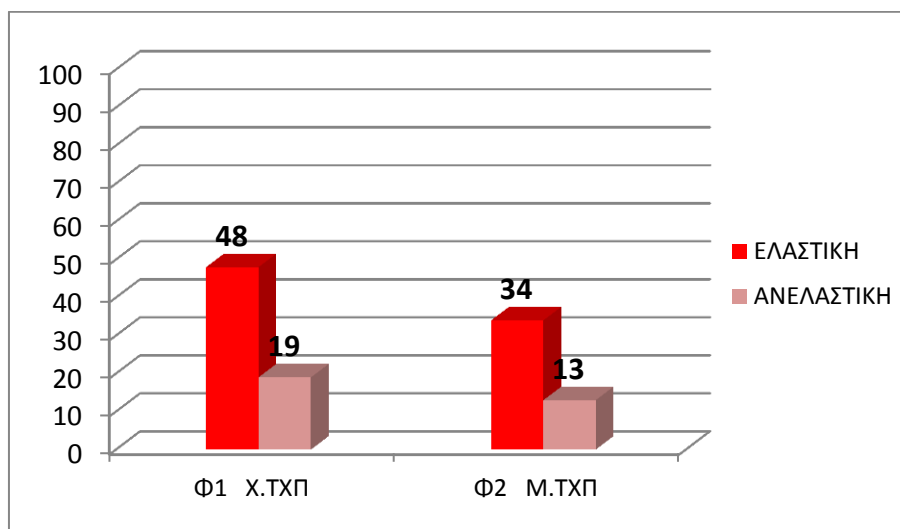


Σχήμα 5.9 Συνολικός αριθμός ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων και Δοκών



Σχήμα 5.10 Συνολικά ποσοστά (%) ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων και Δοκών

Στο Σχήμα 5.11 δίνονται τα τελικά ποσοστά (%) ανεπάρκειας όλων των δομικών στοιχείων δοκών και υποστυλωμάτων αθροιστικά για τον φορέα (Φ1) Χ.ΤΧΠ και για τον φορέα (Φ2) με Μ.ΤΧΠ. Η ανεπάρκεια είναι αρκετά μεγαλύτερη στις ελαστικές αναλύσεις και για τους δυο φορείς - προσομοιώματα.



Σχήμα 5.11 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ποσοστών (%) ανεπάρκειας του συνόλου των δομικών στοιχείων μεταξύ των δυο αναλύσεων

5.1.4 Εκτίμηση κόστους επέμβασης

Από τις παραπάνω αναλύσεις, δυναμική ελαστική και στατική ανελαστική, για την αποτίμηση του πενταώροφου κτιρίου με πιλοτή στο ισόγειο, μπορούμε να εκτιμήσουμε το πιθανό κόστος επέμβασης με βάση τις τιμές της αγοράς, αν η επέμβαση γινόταν με μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος για τα υποστυλώματα και F.R.P (ΙΟΠ) για τις δοκούς.

Το πιθανό σενάριο είναι να γίνει επέμβαση στα δομικά στοιχεία που αστόχησαν. Επειδή η εργασία έχει ως αντικείμενο την βέλτιστη μέθοδο ανάλυσης και όχι επέμβασης, τα αποτελέσματα για το κόστος επέμβασης είναι ενδεικτικά. Ο λόγος είναι αν γινόταν ανασχεδιασμός, πιθανόν οι επεμβάσεις να ήταν ακόμα μικρότερες, ανάλογα την μέθοδο επέμβασης. Αν δηλαδή επιλέγαμε επέμβαση με αύξηση πλαστιμότητας και αντοχής ενδεχομένως θα χρησιμοποιούσαμε μανδύες και τοιχώματα. Η χρήση τοιχοπληρωμένων πλαισίων (τοιχοποιία οπλισμένη ανάμεσα στο πλαίσιο υποστυλωμάτων - δοκού) στην πιλοτή, όπου παρατηρηθήκαν και οι μεγαλύτερες αστοχίες – ανεπάρκειες, θα έδινε σαφώς μικρότερες επεμβάσεις.

Η εκτίμηση του κόστους θα γίνει για το προσομοίωμα Μ.ΤΧΠ το οποίο δίνει και τις λιγότερες επεμβάσεις.

Από την ελαστική ανάλυση-αποτίμηση έχουμε:

Τα υποστυλώματα που αστόχησαν συνολικά ήταν 77. Το κόστος του μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος για πάχος έως 10 cm και για συνήθη ύψη ορόφων (υποστυλωμάτων) από εμπειρία κατασκευών είναι περίπου 800 € ανά υποστύλωμα ή 280 - 300 € ανά μέτρο. Το κόστος συμπεριλαμβάνει υλικά, εργασία, αλλά και όλες τις παράπλευρες απώλειες κατά μέσο όρο.

Κόστος μανδύων υποστυλωμάτων : $77 \text{ τεμ} \cdot 800 \text{ €/τεμ} = 61.600 \text{ €}$.

Δοκοί που αστόχησαν 52. Για τις δοκούς για μανδύα με FRP (μιας στρώσης) το κόστος είναι περί τα 200 € ανά μέτρο. Αν θεωρήσουμε ότι οι δοκοί έχουν κατά μέσο όρο μήκος 4.00 m έχουμε συνολικά για 52 δοκούς 208 m μήκους δοκών.

Κόστος μανδύων δοκών : $208\text{m} \div 200 \text{ €/m} = 41600 \text{ €}$.

Συνολικό κόστος κατά προσέγγιση επέμβασης για τις ελαστικές μεθόδους 103.200€.

Από την ανελαστική ανάλυση – αποτίμηση έχουμε:

Τα υποστυλώματα που αστόχησαν συνολικά ήταν 34. Οι παραδοχές επέμβασης και εκτίμησης κόστους είναι ίδιες όπως ανωτέρω.

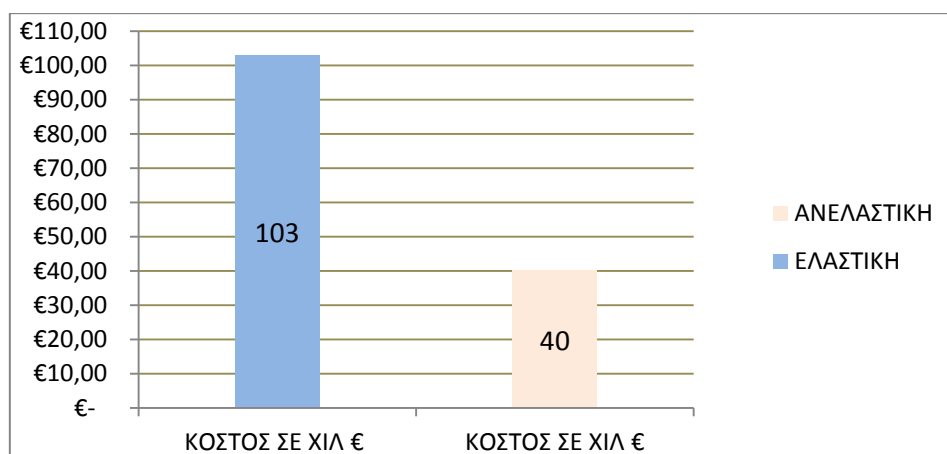
Κόστος μανδύων υποστυλωμάτων : $34 \text{ τεμ} \cdot 800 \text{ €/τεμ} = 27200 \text{ €}$.

Δοκοί που αστόχησαν 16. Ισχύουν οι ίδιες παραδοχές επέμβασης και εκτίμησης κόστους. Άρα συνολικά μέτρα 64 m δοκών με FRP.

Κόστος μανδύων δοκών : $64 \text{ m} \cdot 200 \text{ €/m} = 12800 \text{ €}$.

Συνολικό κόστος κατά προσέγγιση επέμβασης για τις ανελαστικές μεθόδους 40.000€.

Στον πίνακα 5.12 απεικονίζεται σε χιλιάδες € η διαφορά που προκύπτει για το κόστος επέμβασης μεταξύ των δυο μεθόδων ανάλυσης και αποτίμησης για το προσομοίωμα με τοιχοπληρώσεις (Μ.ΤΧΠ).



Σχήμα 5.12 Συγκριτικό κόστος επέμβασης σε χιλιάδες € για τον φορέα Μ.ΤΧΠ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία επιχείρησε να αποδείξει την βέλτιστη μέθοδο ανάλυσης-αποτίμησης μεταξύ της ελαστικής δυναμικής φασματικής με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) και της ανελαστικής στατικής ανάλυσης μη γραμμικής (pushover), για κτήρια που κατασκευάστηκαν προ της εφαρμογής των νέων αντισεισμικών κανονισμών, προ 1985, λαμβάνοντας την επιρροή, των υφισταμένων τοιχοπληρώσεων. Η μεθοδολογία ανάλυσης-αποτίμησης υφισταμένων κτηρίων, σε σχέση με τον επιδιωκόμενο στόχο αποτίμησης (επιτελεστικότητα), επηρεάζει το μέγεθος της επέμβασης και το κόστος αυτής.

Από τις αναλύσεις προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Στο προσομοίωμα χωρίς τοιχοπληρώσεις «Χ.ΤΧΠ» με την χρήση ελαστικής δυναμικής μεθόδου με καθολικό δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς (q) προκύπτουν σοβαρές ανεπάρκειες στα υποστυλώματα του Ισόγειου και Α ορόφου και μικρότερες στον Β, Γ και Δ όροφο. Στις δοκούς προέκυψαν ανεπάρκειες στο Ισόγειο και στους Α,Β ορόφους, μικρότερες στον Γ και Δ όροφο.
- Στην στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) για το προσομοίωμα «Χ.ΤΧΠ» προκύπτουν ανεπάρκειες στα υποστυλώματα, σε μεγάλο βαθμό στο Ισόγειο, μερική ανεπάρκεια στους Α και Β ορόφους, αρκετά μικρότερη στον Γ όροφο και καθόλου στον τελευταίο Δ όροφο. Στις δοκούς αντίστοιχα παρατηρείται ανεπάρκειες στο Ισόγειο και σε κάποιες δοκούς στους λοιπούς ορόφους, όχι όμως σοβαρες.
- Στο προσομοίωμα με τοιχοπληρώσεις «Μ.ΤΧΠ» στην ελαστική ανάλυση παρατηρείται καθολική σοβαρές ανεπάρκειες στα υποστυλώματα του Ισόγειου, μικρότερες στους λοιπούς ορόφους και καθόλου στον Δ όροφο. Αντίστοιχα, στις δοκούς προκύπτουν σοβαρες ανεπάρκειες στο Ισόγειο και μικρότερες στους λοιπούς ορόφους οι οποίες μειώνονται σημαντικά καθ' ύψος.
- Στην στατική ανελαστική ανάλυση για το προσομοίωμα «Μ.ΤΧΠ» έχουμε καθολικές σοβαρές ανεπάρκειες στα υποστυλώματα του Ισόγειου, μερικά εξ' αυτών αστοχούν πρώτα σε διάτμηση και αρκετά μικρότερες ανεπάρκειες στον Α και Β όροφο. Δεν προέκυψαν ανεπάρκειες στους Γ,Δ ορόφους. Αντίστοιχα, στις δοκούς έχουμε μικρές ανεπάρκειες στο ισόγειο και αρκετά μικρότερες στους υπερκείμενους ορόφους.
- Με την ελαστική μέθοδο ανάλυσης για το προσομοίωμα χωρίς τοιχοπληρώσεις (Χ.ΤΧΠ) οι αστοχίες επί του συνόλου των δομικών στοιχείων είναι 48% ενώ για την ανελαστική μέθοδο ανάλυσης είναι 19%

- Με την ελαστική μέθοδο ανάλυσης για το προσομοίωμα με τοιχοπληρώσεις (Μ.ΤΧΠ) οι αστοχίες επί του συνόλου των δομικών στοιχείων είναι 34% ενώ για την ανελαστική ανάλυση είναι 13% .
- Οι αστοχίες που πρόεκυψαν μεταξύ των δυο προμοιωμάτων χωρίς τοιχοπληρώσεις (Χ.ΤΧΠ) και με τοιχοπληρώσεις (Μ.ΤΧΠ) είναι λιγότερες στο δεύτερο προσομοίωμα και με τις δυο μεθόδους. Συγκεκριμένα για το σύνολο των δομικών στοιχείων, δοκών – υποστυλωμάτων προκύπτουν ότι, για το προσομοίωμα Χ.ΤΧΠ έχουμε αστοχίες από την ελαστική ανάλυση 48%, ενώ για το προσομοίωμα Μ.ΤΧΠ 34%. Παρατηρείται μείωση κατά 29% στις αστοχίες μεταξύ των δυο προσομοιωμάτων. Αντίστοιχα από την ανελαστική ανάλυση έχουμε για το προσομοίωμα Χ.ΤΧΠ 19% αστοχίες επί του συνόλου των δομικών στοιχείων ενώ για το προσομοίωμα Μ.ΤΧΠ έχουμε 13%, δηλαδή μια μείωση κατά 30%.
- Παρουσιάζονται ανεπάρκειες στις τοιχοπληρώσεις του Α ορόφου και μικρότερες στον Β, Γ όροφο.
- Η μη ύπαρξη τοιχοπληρώσεων σε έναν όροφο (μαλακό όροφο) επιδρά δυσμενώς στο κτίριο με αύξηση των σεισμικών δυνάμεων στον υπόψη όροφο και των εντατικών μεγεθών.
- Η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων σε κτίρια που κατασκευαστήκαν προ 1985 επιδρούν ευνοϊκά αυξάνοντας την αντοχή τους, μειώνοντας τις μετακινήσεις καθώς και τις πιθανές επεμβάσεις, αφού οι αστοχίες που προκύπτουν από την αποτίμηση είναι λιγότερες. Επίσης επηρεάζουν την γενικότερη συμπεριφορά του κτιρίου άλλοτε δυσμενώς όπως προαναφέρθηκε (μαλακός όροφος) και άλλοτε ευμενώς
- Όταν οι τοιχοπληρώσεις λαμβάνονται υπόψη στην αποτίμηση φαίνεται να επηρεάζουν την σεισμική του απόκριση, αφού μειώνουν τη ιδιοπερίοδο του κτιρίου, αυξάνοντας όμως την τέμνουσα βάση αλλά και τα κατακόρυφα φορτία των υποστυλωμάτων.
- Για κτίρια πάνω από τρεις ορόφους προ του 1985, τα οποία έχουν κατασκευαστεί χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας, με μικρότερους σεισμικούς συντελεστές και με όλες τις παθογένειες που προκύπτουν από την ελλιπή εφαρμογή των κατασκευαστικών διατάξεων και των διατάξεων περί κανονικότητας του δομήματος, οι αστοχίες από ελαστικές δυναμικές αναλύσεις είναι αρκετά σοβαρές. Αντίθετα, στις στατικές ανελαστικές αναλύσεις προκύπτουν αρκετά μικρότερες. Επίσης λιγότερες αστοχίες προκύπτουν αν ληφθούν υπόψη οι τοιχοπληρώσεις.
- Το κόστος της πιθανής επέμβασης – ενίσχυσης προκύπτει κατά 60% μικρότερο όταν λαμβάνονται υπόψη και οι τοιχοπληρώσεις στην περίπτωση που η αποτίμηση γίνει με ανελαστικές στατικές αναλύσεις.

- Σε κάθε περίπτωση τα συμπεράσματα είναι αξιόπιστα για συγκεκριμένη κατηγορία κτιρίων (προ 1985) και φυσικά εφόσον ισχύουν οι παραδοχές εφαρμογής της ανελαστικής στατικής μεθόδου. Θα είχε ενδιαφέρον η έρευνα να επεκταθεί και σε κτίρια χαμηλά (έως τρεις ορόφους), σε κτίρια κατασκευασμένα από το 1985 έως 1995, σε κτίρια που έχουν μελετηθεί με κριτήρια πλαστιμότητας (ικανοτικός σχεδιασμός) αλλά και με χαμηλή πλαστιμότητα. Επίσης σε κτίρια με άλλη στάθμη επιτελεστικότητας π.χ. Β2 η Γ1.
- Διαφορετικά αποτελέσματα θα προκύψουν ανάλογα με τον χρόνο κατασκευής του κτιρίου και ανάλογα με το αν έχει βλάβες ή όχι το δόμημα ή αν είναι δυσμενής ή όχι η παρουσία τοιχοπληρώσεων, αν είναι κανονικό ή όχι, κυρίως για τις ελαστικές δυναμικές αναλύσεις, διότι επηρεάζεται σημαντικά ο δείκτης σεισμικής συμπεριφοράς (q) που θα ληφθεί υπόψη στην ανάλυση.

Συνοψίζοντας, το βασικότερο συμπέρασμα που προέκυψε μετά την αποτίμηση της κατασκευής, είναι ότι η ελαστική δυναμική φασματική ανάλυση με ενιαίο καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q), έδωσε δυσμενέστερα αποτελέσματα από την στατική χωρική ανελαστική μη γραμμική ανάλυση (pushover), για συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας, και Σ.Α.Δ. Τέλος, η επιρροή των τοιχοπληρώσεων είναι σημαντική και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- KAN.ΕΠΕ (2017). Κανονισμός Επεμβάσεων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, 2η Αναθεώρηση, ΦΕΚ2984/30.08.2017
- EC-8: EN1998-3, (2005).
- Βουγιούκας Μ. (2005). «ΕΠΑΝΤΥΚ» Ομάδα Εργασίας για τη Αποτίμηση του Υφισταμένου Δομικού Πλούτου της Χώρας .
- Ρουσσόπουλος Μ. (1969). Αντισεισμικά Κατασκευαί, έκδοση τρίτη, ΤΕΕ.
- Ψυχάρης Ι. (2015-2016). Σημειώσεις μαθήματος «Αντισεισμική Τεχνολογία», Τεύχος 1&2 ΕΜΠ.
- Αβραμίδη Ι., Αθανατοπούλου Α., Μορφίδη Κ. και Σέξτου Α.(2011). «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιρίων Ο/Σ και αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης & διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες».
- Ρεπαπής Κ. (2015). «Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός Υφισταμένων Κατασκευών», Σημειώσεις Προγράμματος Σπουδών, «Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών και Αειφόρος Ανάπτυξη».
- Φαρδής Μ., Παναγιωτάκος Τ, Κανιτάκη Ε. (2009). «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών – Μέρος 1 Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτήρια»
- Αβραμίδης Ι. (2003). «Ανάλυση Κατασκευών», Γενική Εισήγηση, 14ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Κως.
- Μπάρος Δ. (2006). «Επιλογή Στρατηγικής Ενίσχυσης σε Υφιστάμενες Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Χρήση Ανελαστικών Αναλύσεων», Διατριβή Διπλώματος Ειδίκευσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- Αντωνόπουλος Θ. (2006). «Συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων στις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος» 12ο Φοιτητικό Συνέδριο «Επισκευές Κατασκευών».
- Αντωνόπουλος Θ. (2008). «Σεισμική Συμπεριφορά Παλαιών Κτιρίων με Pilotis και Πρακτικές Προτάσεις Βελτίωσης της», Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης.
- Δρίτσος Σ. (2006). «Τοιχοπληρώσεις» Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος: Ανασχεδιασμός Υφισταμένων Κατασκευών, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- Ρεπαπής Κ., Ζέρης Χ., Βιντζηλαίου Ε. (2003). «Εκτίμηση Υπεραντοχής Υφισταμένων Κτιρίων από Ω.Σ», 14^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Κως.
- Ρεπαπής Κ., (2007). Διδακτορική Διατριβή: «Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κτιρίων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα».
- Κάπος Α., Γεωργίου Α., Παπίστα Σ. (2008). «Συγκριτικά αποτελέσματα αποτίμησης υφισταμένης οικοδομής βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ με διαφορετικές παραδοχές δυσκαμψιών-

- Σύγκριση ελαστικών και ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης», 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Άρθρο 2009, Αθήνα.
- Κάππος Α., Στυλιανίδης Χ., Κουρής Σ., (2009). «Διερεύνηση της Επιρροής της Μεθόδου Ανάλυσης στην Αποτίμηση και Ενίσχυση Κτηρίου», 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Πάφος.
- Παπανδρακάκης Π. (2010). Μαθήματα Στατικής και Πλαστικής Ανάλυσης Ραβδωτών Φορέων Σύγχρονοι μέθοδοι.
- Καρύδης Π. (2002). «Η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα», Ημερίδα Κατασκευές και Σεισμοί ΣΠΜΕ-ΟΑΣΠ, Ρέθυμνο.
- Συμαρκέζης Κ., Αστερής Π., Αντωνόπουλος Α. (2006). «Επιρροή των Τοιχοπληρώσεων στη Σεισμική Συμπεριφορά των Πλαισιωτών Δομικών Συστημάτων Οπλισμένου Σκυροδέματος» 15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Αλεξανδρούπολη .
- Καραγιάννης Χ., Κακαλέτσης Δ. (2006). «Πειραματική διερεύνηση Τοιχοπληρωμένων Πλαισίων Ω/Σ με κεντρικά ανοίγματα υπό κυκλική φόρτιση» 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος Αλεξανδρούπολη.
- Βιντζηλαίου Ε., (2003). «Η επιρροή των οπλισμένων Τοιχοπληρώσεων στην σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων Ω.Σ.», 14^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Κως.
- Κάππος Α., Πενέλης Γ. (2001). «Το πρόβλημα της στρέψης στη χωρική Στατική Ανελαστική Ανάλυση Στατική Υπερωθητική Ανάλυση σε Χωρικά Συστήματα», 2^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Θεσσαλονίκη, Νοέμ. 2001, τ. Α, σελ. 515.
- Πενέλης Γ. (2006). «Συμβολή στην Ανελαστική Ανάλυση Κτιρίων Ο/Σ με Ασύμμετρη Διάταξη των Στοιχείων Δυσκαμψίας σε Κάτοψη», Διδακτορική Διατριβή.
- Μωρέτη Μ. (2015). Δομική μηχανική 3, Περι πλαστιμότητας - διαστασιολόγηση Δοκών – Μορφών αστοχίας ΕΜΠ
- L-H Λογισμική. (2016). «FESPA 10 - ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ & PUSHOVER - Οδηγίες χρήσης».
- Scada Pro 17. Structural Analysis & Design. (2017). Εγχειρίδιο Χρήσης Ανάλυσης.
- Τεχνικός Οίκος Λογισμικού, ΡΑΦ. (2013). «Στατική Υπερωθητική Ανάλυση» με βάση τους ΕΚ 8.1, ΕΚ 8.3 και ΚΑΝ.ΕΠΕ, έκδοση 4.xx.
- Αβραμίδης Α., Μανουκας Γ., Αθανατοπούλου Α. (2008). Κανονιστικές Διατάξεις και Προβλήματα Εφαρμογής, 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα .
- Κάκαρη Δ. (2011). «Ανάλυση Υφισταμένων Κατασκευών από Ο/Σ Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ», Μεταπτυχιακή Εργασία, ΕΜΠ.

Κοσμόπουλου Α. (2005). Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς και Ενίσχυση μη Κανονικών σε Κάτοψη Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος, Διδακτορική Διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών.

ΕΑΚ (2000). Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΦΕΚ2184Β/20-12/1999

Διαδίκτυο

<http://www.episkeves2.civil.upatras.gr>

<https://www.scadapro.com>

<https://www.tol.com.gr>

<https://www.e-archimedes.gr>

<http://www.telestatic.gr>

<http://www.oasp.gr>

<http://www.tee.gr>

<http://www.interbeton.gr>