

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ
ΑΤΤΙΚΗΣ**
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ
ΚΤΙΡΙΟΥ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΑΡΒΑΝΙΤΙΔΟΥ ΑΓΑΠΗ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ
ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

ΑΘΗΝΑ 2021

Η Διπλωματική Εργασία έγινε αποδεκτή και βαθμολογήθηκε από την εξής τριμελή επιτροπή:

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΚΑΘΗΓΗΤΗ	ΥΠΟΓΡΑΦΗ
ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ (Επιβλέπων)	
ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΔΗΜΑΚΟΣ (Εξεταστής)	
ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΔΡΙΒΑΣ (Εξεταστής)	

Δήλωση Συγγραφέα Διπλωματικής Εργασίας

Η κάτωθι υπογεγραμμένη Αγάπη Αρβανιτίδου του Στυλιανού, με αριθμό μητρώου 02, φοιτήτρια του Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών Δομοστατικά Έργα του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών της Σχολής Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής, δηλώνω ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της μεταπτυχιακής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της, είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του πτυχίου μου».

Η Δηλούσα



Αγάπη Αρβανιτίδου

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία έχει ως αντικείμενο την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενου κτιρίου. Το κτίριο που μελετήθηκε αποτελείται από δυο ορθογώνια δώροφα κτίρια τα οποία έχουν κατασκευασθεί σε διαφορετικές χρονικές περιόδους και τα οποία έχουν ενιαίο διάφραγμα. Το παλαιότερο είναι από φέρουσα τοιχοποιία ενώ το πιο πρόσφατο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κτίρια τα έχουμε θεωρήσει ενωμένα και η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) θα μας βοηθήσει για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Πριν προχωρήσω στην περαιτέρω μελέτη αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω τον καθηγητή κ. Ρεπαπή Κωνσταντίνο για την βοήθεια του και τον πολύτιμο χρόνο που διέθεσε για την επίβλεψη και ολοκλήρωση της εργασίας αυτής αλλά και για την εξαιρετική διάθεση για συνεργασία.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περιεχόμενα	7
Κεφάλαιο 1	10
<u>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</u>	<u>10</u>
1.1 Γενικά.....	10
1.2 Σκοπός της Εργασίας	10
1.3 Δομή Εργασίας	11
Κεφάλαιο 2 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8	12
2.1 Εισαγωγή.....	12
2.1.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης.	12
2.1.2 Οριζόντια συνιστώσα σεισμικής διέγερσης.....	14
2.1.3 Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής διέγερσης	15
2.1.4 Εδαφική μετατόπιση σχεδιασμού.....	16
2.1.5 Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά.....	16
2.1.6 Σεισμικές ζώνες.....	21
2.1.7 Κατηγορίες εδάφους.....	22
2.1.8 Μάζες	24
2.2 Συνδυασμοί δράσεων.....	25
2.2.1 Σεισμικός συνδυασμός	26
2.3 Ειδικές διατάξεις για τα κτίρια	26
2.3.1 Κανονικότητα	26
2.3.2 Στρέψη.....	32
2.3.3 Κατάταξη κτιρίων Ω.Σ.	35
2.3.4 Κατηγορίες πλαστιμότητας.....	36
Κεφάλαιο 3	38
<u>ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ</u>	<u>38</u>
3.1 Εισαγωγή.....	38
3.2 Η Φιλοσοφία Αποτίμησης Και Ανασχεδιασμού Βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	40
3.2.1 Στάθμες επιτελεσματικότητας.....	40
3.2.2 Επίπεδα σεισμικής διέγερσης.....	41

3.2.3	Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού.....	42
3.3	Κριτήρια Και Διαδικασίες Αποτίμησης Και Ανασχεδιασμού Υφιστάμενων Δομημάτων.....	43
3.3.1	Διερεύνηση και τεκμηρίωση υφιστάμενου δομήματος	44
3.3.1.1	Αποτύπωση φέροντος οργανισμού	44
3.3.1.2	Καταγραφή βλαβών.....	45
3.3.1.3	Ιστορικό του δομήματος	45
3.3.1.4	Διερευνητικές εργασίες.....	46
3.3.1.5	Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων.....	46
3.3.1.6	Καθορισμός Σ.Α.Δ. για την ποιότητα του υφιστάμενου σκυροδέματος.....	47
3.3.1.7	Καθορισμός Σ.Α.Δ. για την ποιότητα του υφιστάμενου χάλυβα οπλισμών.....	49
3.3.1.8	Καθορισμός Σ.Α.Δ. για τις τοιχοποιίες πλήρωσης	50
3.3.1.9	Καθορισμός Σ.Α.Δ. γεωμετρικών δεδομένων	51
3.4	Βασικά Δεδομένα Αποτίμησης Και Ανασχεδιασμού	51
3.4.1	Η λογική των ελέγχων ασφαλείας.....	51
3.4.2	Μέθοδοι ανάλυσης.....	52
3.4.2.1	Εφαρμογή γραμμικών μεθόδων ανάλυσης.....	53
3.4.2.2	Εφαρμογή μη – γραμμικών μεθόδων ανάλυσης.....	53

Κεφάλαιο 4

55

Η ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΙΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ

55

4.1	Γενικά Στοιχεία.....	55
4.2	Βασικές Παραδοχές Της Μεθόδου	56
4.3	Προϋποθέσεις Εφαρμογής.....	57
4.4	Προσομοίωση Και Ανάλυση.....	58
4.4.1	Καθορισμός του κόμβου ελέγχου.....	59
4.4.2	Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος	59
4.4.3	Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης –μετακίνησης	60
4.4.4	Προσδιορισμός ιδιοπεριόδου	61
4.4.5	(Μητρολιού, 2015)Διαφράγματα	61
4.5	Προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων	63
4.5.1	Γενικά	63
4.5.2	Στοχευόμενη μετακίνηση.....	64

Κεφάλαιο 5 **67**
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ **67**

5.1	Εισαγωγή.....	67
5.2	Ιστορικό του Δομήματος.....	67
5.3	Λογισμικό.....	68
5.4	Στάθμη Ισογείου	69
5.5	Στάθμη Πρώτου Ορόφου	70

Κεφάλαιο 6 **71**
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ **71**

6.1	Εισαγωγή.....	71
6.2	Περιληπτική αναφορά των βημάτων για την εισαγωγή των δεδομένων στο πρόγραμμα.....	71
6.3	Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover)	72
6.4	Συμπεράσματα.....	88

Κεφάλαιο 7 **89**
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ **89**

Κεφάλαιο 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Αντικείμενο της εργασίας αυτής είναι ο έλεγχος επάρκειας υφιστάμενου κτιρίου. Το υφιστάμενο κτίριο που για το οποίο πραγματοποιήθηκε η αποτίμηση αποτελείται από δυο ορθογώνια διώροφα κτίρια τα οποία έχουν κατασκευασθεί σε διαφορετικές χρονικές περιόδους και τα οποία έχουν ενιαίο διάφραγμα. Το παλαιότερο είναι από φέρουσα τοιχοποιία ενώ το πιο πρόσφατο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα υλικά κατασκευής του κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι B160 για το σκυρόδεμα και S220 για τον χάλυβα. Για το παλαιότερο τμήμα του κτιρίου η φέρουσα τοιχοποιία είναι κατασκευασμένη με τσιμεντόλιθους. Αρχικά σχεδιάστηκε η κάτοψη του κτιρίου στο Autocad και στην συνέχεια εισάγεται στο στατικό πρόγραμμα FESPA οπότε έγινε έλεγχος επάρκειας σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EC8 για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I ($\alpha_{gR}=0.16g$). Το κτίριο αποτελείται από το ισόγειο εμβαδού $140m^2$ και τον πρώτο όροφο εμβαδού $140m^2$.

1.2 ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Σκοπός της παρούσας πτυχιακής εργασίας είναι η αποτίμηση υφιστάμενου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία και οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με ισχύοντες κανονισμούς για αποτίμηση.

1.3 ΔΟΜΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Στο πρώτο κεφάλαιο, στην εισαγωγή δηλαδή, αναφέρονται κάποια γενικά χαρακτηριστικά της υφιστάμενης κατασκευής όπως η κατηγορία σκυροδέματος, η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας κ.α. Έπειτα αναφέρεται ο σκοπός της παρούσας εργασίας, δηλαδή το τι ενέργειες πρέπει να γίνουν για να έρθουν τα κατάλληλα αποτελέσματα. Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στον Ευρωκώδικα 8. Στο τρίτο κεφάλαιο αναλύονται οι βασικές αρχές αποτίμησης και ανασχεδιασμού σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στην επόμενη ενότητα γίνεται αναφορά στην ανελαστική στατική μέθοδο ανάλυσης. Στο πέμπτο κεφάλαιο αναλύεται η προσομοίωση των κτιρίων. Στην συνέχεια περιγράφονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και τα συμπεράσματα που προέκυψαν. Τέλος, ακολουθεί το έβδομο κεφάλαιο με την βιβλιογραφία.

Κεφάλαιο 2

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Κρίσιμη, για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας κατασκευής είναι η «αντιπροσώπευση» της σεισμικής απειλής που αναμένεται να αντιμετωπίσει με ικανοποιητική ακρίβεια. Στην πλειονότητα των περιπτώσεων, για την ανάλυση μιας κατασκευής έναντι του σεισμού σχεδιασμού εφαρμόζεται η δυναμική φασματική μέθοδος. Στον Ευρωκώδικα 8 περιγράφεται αναλυτικά το αντίστοιχο φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων που απαιτείται να ληφθεί υπόψιν κατά την εφαρμογή της μεθόδου. Αν και η παρούσα εργασία εστιάζει στην ανάλυση επιμέρους δομικών στοιχείων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, κρίνεται σκόπιμο για λόγους πληρότητας να παρουσιασθεί και αυτό το κρίσιμο ζήτημα της διαδικασίας σχεδιασμού μιας κατασκευής (Βούλτσιου, 2018).

2.1.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης.

Το ελαστικό φάσμα απόκρισης εφαρμόζεται για σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίες θέλουμε να συμπεριφέρονται ελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού. Η γενική μορφή του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων δίνεται παρακάτω:

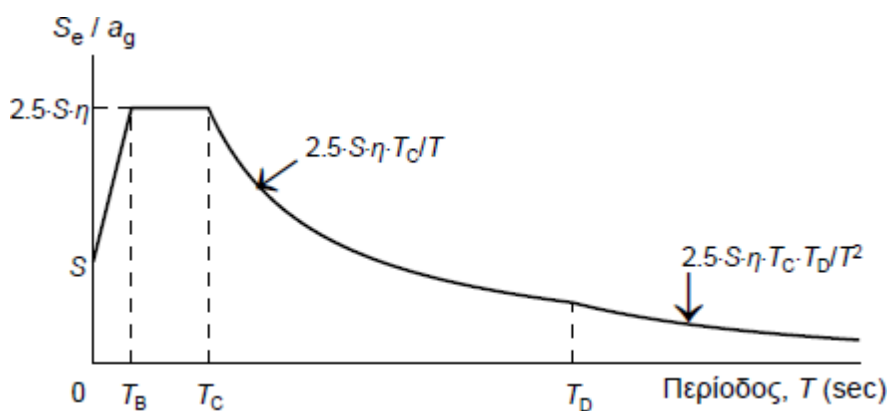
- Για $T_B \leq T \leq T_C$: Περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- Για $T_C \leq T \leq T_D$: Περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας
- Για $T_D \leq T \leq 4.0$: Περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης

Από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων μπορεί να υπολογιστεί και το αντίστοιχο φάσμα μετακινήσεων, $S_{De}(T)$, εφαρμόζοντας την εξής σχέση:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Για κατασκευές με συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_I > 1$ πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η τοπική τοπογραφική ενίσχυση. Τοπογραφική ενίσχυση συμβαίνει ιδιαίτερα σε περιπτώσεις άκρων πρανών και κορυφών λόφων ύψους μεγαλύτερου των 30m. Η τοπογραφική ενίσχυση μπορεί να λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή μεγέθυνσης S_T , με τον οποίο πολλαπλασιάζονται οι φασματικές τιμές. Ενδεικτικές τιμές για τον συντελεστή S_T δίνονται στον Πίνακα 3.1

Για θέσεις μεταξύ της βάσης και της κορυφής, μπορεί να θεωρηθεί γραμμική μεταβολή του S_T μεταξύ της τιμής 1.00 στη βάση και της τιμής στην κορυφή. Επίσης, η τοπογραφική ενίσχυση μειώνεται σημαντικά όσο απομακρυνόμαστε από το άκρον του πρανούς (Βούλτσιου, 2018).



Σχήμα 2.1 «Γενική μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης ψευδοεπιταχύνσεων»

Πίνακας 2.1 «Τιμές του συντελεστή τοπογραφικής ενίσχυσης S_T »

A/A	Περιγραφή	Μέση κλίση	S_T
1	Μεμονωμένοι λόφοι και πρανή	$i < 15^\circ$	1.00
		$i > 15^\circ$	≥ 1.20
2	“Κορυφογραμμές” με πλάτος στέψης σημαντικά μικρότερο από το πλάτος βάσης	$i < 15^\circ$	1.00
		$15^\circ < i < 30^\circ$	≥ 1.20
		$i > 30^\circ$	≥ 1.40
3	Περίπτωση 1 και παρουσία χαλαρής επιφανειακής στρώσης	$i < 15^\circ$	1.00
		$i > 15^\circ$	≥ 1.44
4	Περίπτωση 2 και παρουσία χαλαρής επιφανειακής στρώσης	$i < 15^\circ$	≥ 1.00
		$15^\circ < i < 30^\circ$	≥ 1.44
		$i > 30^\circ$	≥ 1.68

2.1.2 Οριζόντια συνιστώσα σεισμικής διέγερσης.

Εφαρμόζοντας το ελαστικό φάσμα απόκρισης για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής φόρτισης, η ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού σε κάθε περιοχή υπολογίζεται από τις σχέσεις:

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

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

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

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

όπου:

$$a_g = \gamma \times a_{gR}$$

S = συντελεστής εδάφους (βλ. παρακάτω)

η = συντελεστής απόσβεσης. Για $\zeta=5\%$ τίθεται $\eta=1$, δηλαδή οι παραπάνω σχέσεις αντιστοιχούν σε απόσβεση $\zeta=5\%$. Για διαφορετικές τιμές απόσβεσης, η τιμή του η υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\zeta}} \geq 0.55$$

Ο ΕΚ8 προβλέπει δύο τύπους ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, τύπου 1 και τύπου 2, στους οποίους ισχύουν διαφορετικές τιμές για τις χαρακτηριστικές περιόδους T_B , T_C και T_D και το συντελεστή εδάφους S . Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται το φάσμα τύπου 1, με τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους S σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα (Πίνακας 2.2) (Βούλτσιου, 2018)

Πίνακας 2.2 «Τιμές επιτάχυνσης εδάφους και χαρακτηριστικών περιόδων για την οριζόντια συνιστώσα τη σεισμικής διέγερσης»

a_{vg}/a_g	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
0.90	0.05	0.15	1.00

2.1.3 Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής διέγερσης

Για την ελαστική φασματική επιτάχυνση στην κατακόρυφη διεύθυνση εφαρμόζονται οι εξισώσεις:

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3.0 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Στον παρακάτω πίνακα δίνεται η τιμή της κατακόρυφης επιτάχυνσης του εδάφους και οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων

Πίνακας 2.3 «Τιμές επιτάχυνσης εδάφους και χαρακτηριστικών περιόδων για την κατακόρυφη συνιστώσα τη σεισμικής διέγερσης»

a_{vg}/a_g	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
0.90	0.05	0.15	1.00

2.1.4 Εδαφική μετατόπιση σχεδιασμού

Σε περιπτώσεις που απαιτείται η εδαφική μετατόπιση, μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

Σημειώνεται ότι αυτή η τιμή αντιστοιχεί στην οριακή τιμή του φάσματος μετακινήσεων για πολύ μεγάλες περιόδους. Όταν ο αντισεισμικός σχεδιασμός γίνεται με βάση τα φορτία σχεδιασμού που αντιστοιχούν σε τιμή συντελεστή συμπεριφοράς $q > 1$, οι μετακινήσεις σχεδιασμού προκύπτουν από την εξίσωση:

$$d_s = q_d \times d_e$$

όπου:

q_d = συντελεστής συμπεριφοράς μετακινήσεων

d_e = ελαστική μετακίνηση από την ανάλυση για τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού.

Γενικώς λαμβάνεται $q_d = q$ εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά (το q_d είναι μεγαλύτερο από q για θεμελιώδη ιδιοπερίοδο μικρότερη από T_C). Η μετακίνηση d_s δεν χρειάζεται να είναι μεγαλύτερη από αυτή που αντιστοιχεί στο ελαστικό φάσμα. (Βούλτσιου, 2018)

2.1.5 Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά

Σε περίπτωση που η κατασκευή σχεδιάζεται να συμπεριφέρεται ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού (απορρόφηση ενέργειας μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων), δεν απαιτείται ανελαστική ανάλυση, αλλά γίνεται ελαστική ανάλυση με βάση μειωμένο φάσμα σχεδιασμού σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα. Η μείωση του ελαστικού φάσματος γίνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q . Για την οριζόντια

συνιστώσα της σεισμικής φόρτισης, οι σχέσεις που δίνουν την επιτάχυνση σχεδιασμού $S_d(T)$ σε κάθε περιοχή του φάσματος είναι:

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

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

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

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

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η τιμή β ορίζεται ίση με $\beta=0.2$.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q εξαρτώνται από το υλικό κατασκευής και τον τύπο στατικής διαμόρφωσης της κατασκευής και δίνονται στα κεφάλαια που αναφέρονται στα αντίστοιχα υλικά. Για κατασκευές από Ω.Σ., οι επιτρεπόμενες τιμές q ποικίλουν σημαντικά ανάλογα με το στατικό σύστημα και την κατηγορία πλαστιμότητας που θα επιλεγεί. Στις τιμές των συντελεστών συμπεριφοράς που δίνονται στα επιμέρους κεφάλαια για τα διάφορα υλικά εμπεριέχεται και η επιρροή του συντελεστή απόσβεσης, εάν αυτή είναι διάφορη του 5%. Γι' αυτό, στις παραπάνω σχέσεις δεν εμφανίζεται ο συντελεστής απόσβεσης η , όπως στις αντίστοιχες σχέσεις του ελαστικού φάσματος. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q μπορεί να έχει διαφορετική τιμή στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Η κατηγορία όμως πλαστιμότητα είναι ίδια σε όλες τις διευθύνσεις. Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q , που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση εξαρτάται από το στατικό σύστημα και την κατηγορία πλαστιμότητας και προκύπτει από τη σχέση:

$$q = q_o \cdot k_w \geq 1.5$$

όπου:

q_o = βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς για κανονικά σε όψη συστήματα, σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα 2.4.

Για συστήματα μη κανονικά σε όψη, οι τιμές του q_o μειώνονται κατά 20%

Πίνακας 2.4 «Τιμές συντελεστή q_0 για συστήματα κανονικά σε όψη»

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

Στον Πίνακα 2.4, οι τιμές α_u και α_1 ορίζονται ως εξής:

α_1 = ο απαιτούμενος συντελεστής επαύξησης των σεισμικών φορτίων για τη δημιουργία της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης σε οποιοδήποτε στοιχείο της κατασκευής, διατηρώντας τα υπόλοιπα φορτία σταθερά.

α_u = ο απαιτούμενος συντελεστής επαύξησης των σεισμικών φορτίων για τη δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων ώστε να προκληθεί μηχανισμός κατάρρευσης, διατηρώντας τα υπόλοιπα φορτία σταθερά.

Ο συντελεστής k_w προκύπτει σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

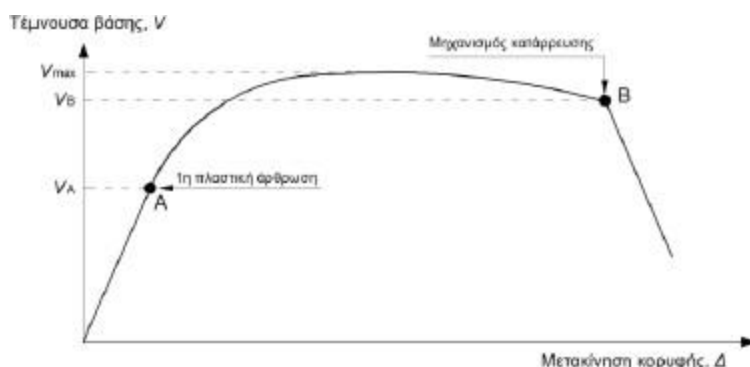
$$k_w = \begin{cases} 1 & \text{για πλαισιωτά συστήματα ή διπλά συστήματα που} \\ & \text{συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά} \\ (1+\alpha_0)/3 \leq 1 & \text{για τοιχωματικά συστήματα ή συστήματα που συμ-} \\ \text{αλλάξι } < 0.5 & \text{περιφέρονται ως τοιχωματικά και για στρεπτικά} \\ & \text{εύκαμπτα συστήματα} \end{cases}$$

α_0 = ο επικρατών λόγος διαστάσεων ύψους προς μήκος διατομής, $\alpha_0 = h_w / \ell_w$, στα τοιχώματα του στατικού συστήματος. Εάν ο λόγος αυτός δεν διαφέρει σημαντικά μεταξύ των τοιχωμάτων του συστήματος, τότε ο λόγος α_0 υπολογίζεται από τα αντίστοιχα αθροίσματα για όλα τα τοιχώματα:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_i h_{wi}}{\sum_i \ell_{wi}}$$

Για να υπολογιστεί ο λόγος α_u/α_1 απαιτείται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία μπορεί να προκύψει από μία στατική μη-γραμμική ανάλυση (pushover, Σχήμα 2.2). Σε περίπτωση που δεν διατίθεται τέτοια καμπύλη και δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, ο λόγος α_u/α_1 μπορεί να λαμβάνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 2.5.

Επιτρέπονται μεγαλύτερες τιμές από αυτές που δίνονται στον Πίνακα 2.5 εάν αποδεικνύονται με χωρική ανάλυση pushover. Δεν επιτρέπεται, όμως, τιμή μεγαλύτερη από: $(\alpha_u/\alpha_1)_{\max} = 1.5$ ακόμη και εάν η ανάλυση pushover δίνει μεγαλύτερη τιμή.



Σχήμα 2.2 «Υπολογισμός λόγου α_u/α_1 εάν είναι διαθέσιμη η καμπύλη ικανότητας»

Πίνακας 2.5 «Προσεγγιστικές τιμές του λόγου α_u/α_1 »

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

¹ Για κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη, ο λόγος α_u/α_1 προκύπτει ως ο μέσος όρος της τιμής 1.0 και της τιμής που αντιστοιχεί σε αντίστοιχα κτίρια, κανονικά σε κάτοψη.

Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν οι τελικοί συντελεστές συμπεριφοράς, q , ενδεικτικά για πλαίσιωτές και τοιχωματικές κατασκευές που παρουσιάζονται στους Πίνακες 3.6 και 3.7 αντιστοίχως.

Πίνακας 2.6 «Τελικοί συντελεστές συμπεριφοράς q για πλαίσιωτές κατασκευές»

Τύπος ¹	ΚΠΜ				ΚΠΥ			
	Κανονικότητα				Κανονικότητα			
	οριζόντια & κατακ.	μόνο οριζόντια	μόνο κατακ.	χωρίς κανονικότητα	οριζόντια & κατακ.	μόνο οριζόντια	μόνο κατακ.	χωρίς κανονικότητα
A	3.30	2.64	3.15	2.52	4.95	3.96	4.20	3.36
B	3.60	2.88	3.30	2.64	5.40	4.32	4.95	3.96
Γ	3.90	3.12	3.45	2.76	5.85	4.68	5.17	4.14

¹ **A** = Μονώροφα κτίρια

B = Πολυώροφα κτίρια με πλαίσια ενός ανοίγματος

Γ = Πολυώροφα κτίρια με πλαίσια ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαίσιωτά πολλών ανοιγμάτων

Πίνακας 2.7 «Τελικοί συντελεστές συμπεριφοράς q για τοιχωματικές κατασκευές»

Τύπος ¹	ΚΠΜ				ΚΠΥ			
	Κανονικότητα				Κανονικότητα			
	οριζόντια & κατακ.	μόνο οριζόντια	μόνο κατακ.	χωρίς κανονικότητα	οριζόντια & κατακ.	μόνο οριζόντια	μόνο κατακ.	χωρίς κανονικότητα
A	3.00	2.40	3.00	2.40	4.00	3.20	4.00	3.20
B	3.00	2.40	3.00	2.40	4.40	3.52	4.20	3.36
Γ	3.60	2.88	3.30	2.64	5.40	4.32	4.95	3.96

¹ **A** = τοιχωματικά συστήματα με μόνο δύο ασύζευκτα τοιχώματα ανά διεύθυνση

B = λοιπά τοιχωματικά συστήματα με ασύζευκτα τοιχώματα

Γ = διπλά συστήματα ισοσδύναμα με τοιχωματικά και συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων

Για την κατακόρυφη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης εφαρμόζονται οι παραπάνω σχέσεις με τις εξής τροποποιήσεις:

- Χρησιμοποιείται η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση $a_{vg} = 0.90 \cdot a_g$.
- Τίθεται $S=1.0$
- Οι χαρακτηριστικές περίοδοι λαμβάνονται σύμφωνα με τον παραπάνω Πίνακα
- Λαμβάνεται $q \leq 1.5$ για όλα τα υλικά και στατικά συστήματα. Μπορεί να ληφθεί $q > 1.5$ μόνο μετά από αιτιολόγηση με κατάλληλη ανάλυση.

2.1.6 Σεισμικές ζώνες

Η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη χαρακτηρίζεται από την επιτάχυνση του εδάφους a_{gR} , η οποία αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας Α. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, για τις ζώνες Z1, Z2 και Z3 υιοθετούνται οι ζώνες I, II και III του ΕΑΚ 2003 και οι τιμές a_{gR}/g παίρνουν τις αντίστοιχες τιμές $\alpha = A/g$ του ΕΑΚ 2003, όπως φαίνεται στον παρακάτω Πίνακα 2.8

Πίνακας 2.8 «Τιμές a_{gR}/g »

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Η τιμή αναφοράς a_{gR} της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης για έδαφος κατηγορίας Α, αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη, όπου T_{NCR} είναι η περίοδος επανάληψης της σεισμικής δράσης που ικανοποιεί το κριτήριο της μη-κατάρρευσης (η περίοδος επανάληψης T_{NCR} καθορίζεται από την πιθανότητα μη υπέρβασης P_{NCR} σε 50 χρόνια). Για διαφορετικές περιόδους επανάληψης ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_I και η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος Α προκύπτει από τη σχέση:

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

Για το συντελεστή σπουδαιότητας ορίζονται τέσσερις κατηγορίες: I, II, III και IV, ανάλογα με τον ΕΑΚ 2000. Ενδεικτικά, η κατηγοριοποίηση των κτιρίων στις τέσσερις κατηγορίες δίνεται στον παρακάτω Πίνακα 2.9 μαζί με την τιμή του συντελεστή γ_I σε κάθε κατηγορία, όπως ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα (Βούλτσιου, 2018).

Πίνακας 2.9 «Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτιριακές κατασκευές»

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

2.1.7 Κατηγορίες εδάφους

Στον ΕΚ8 προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E ανάλογα με τη στρωματογραφία και τις παραμέτρους που περιγράφονται παρακάτω. Υπάρχουν και δύο ειδικές κατηγορίες εδαφών, οι S_1 και S_2 , για τις οποίες απαιτούνται ειδικές μελέτες για τον καθορισμό των σεισμικών δράσεων (Πίνακας 2.10). Ιδιαίτερα στην κατηγορία S_2 πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η πιθανότητα αστοχίας του εδάφους υπό τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού. Για την κατηγορία S_1 απαιτείται ειδική μελέτη για τον καθορισμό της τοπικής μεγέθυνσης και της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

Η κατάταξη των εδαφών γίνεται με βάση την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων, $V_{s,30}$, εάν είναι διαθέσιμη, αλλιώς χρησιμοποιείται η τιμή N_{SPT} (αριθμός κρούσεων για πρότυπη διείσδυση 30 cm). Η ταχύτητα $V_{s,30}$ αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30 m εδάφους.

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

όπου:

h_i = πάχος στρώματος (m)

V_i = ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στρώματος i (για τιμή ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma \leq 10^{-5}$), δηλαδή για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά)

N = πλήθος στρωμάτων στα ανώτερα 30 m εδάφους.

Γενικά, απαιτείται έλεγχος του εδάφους για τον καθορισμό της κατηγορίας του.

Πίνακας 2.10 «Κατάταξη εδαφών»

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360 - 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η έκταση της απαιτούμενης εδαφοτεχνικής έρευνας- μελέτης εξαρτάται από την Κατηγορία Εδάφους, τη Σεισμικότητα και τη Σπουδαιότητα του κτιρίου. Ειδικότερα, στις παρακάτω περιπτώσεις δεν απαιτείται εδαφοτεχνική έρευνα αλλά επιτρέπεται η εκτίμηση της κατηγορίας και της φέρουσας ικανότητας του εδάφους με βάση υπάρχουσα εμπειρία από παρακείμενες κατασκευές, θεμελιωμένες σε όμοιους εδαφικούς σχηματισμούς (οι κατασκευές αυτές πρέπει να μην έχουν εμφανίσει αξιόλογες υποχωρήσεις και να έχουν επιδείξει καλή συμπεριφορά σε προγενέστερες σημαντικές σεισμικές δράσεις) (Βούλτσιου, 2018):

- σε κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας I επί εδάφους κατηγορίας A, B ή C
- σε κτίρια σπουδαιότητας II επί εδάφους κατηγορίας A ή B
- σε μονώροφα κτίρια σπουδαιότητας III επί εδάφους κατηγορίας A ή B.

2.1.8 Μάζες

Για τον υπολογισμό της σεισμικής δράσης σχεδιασμού (αδρανειακά φορτία) λαμβάνονται υπόψη οι μάζες που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό δράσεων:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

όπου:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

φ = μειωτικός συντελεστής με τιμές όπως στον Πίνακα 2.11

ψ_{2i} = συντελεστής συνδυασμού για μεταβλητή δράση σύμφωνα με τον ΕΚ0.

Πίνακας 2.11 «Τιμές μειωτικού συντελεστή φ »

Κατηγορία κτιρίου	Όροφος	φ
A-C	Δώμα	1.0
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0.8
	Όροφοι με μη-συσχετισμένες χρήσεις	0.5
D-F		1.0

Ο συντελεστής συνδυασμού $\psi_{E,i}$ για κάθε μεταβλητή δράση i είναι γενικά μικρότερος από το συντελεστή ψ_{2i} ($\varphi \leq 1$) για δύο λόγους: (α) για να λάβουν υπόψη την πιθανότητα τα φορτία $Q_{k,i}$ να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο το φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού και (β) για να λάβουν υπόψη τη μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση του φορέα λόγω μη-στερεάς σύνδεσής τους.

Σημειώνεται ότι ο μειωτικός συντελεστής φ λαμβάνεται υπόψη μόνο στον υπολογισμό των μαζών των μεταβλητών φορτίων που συμμετέχουν στη σεισμική δύναμη. Στο σεισμικό συνδυασμό, τα εντατικά μεγέθη από τα μη-σεισμικά φορτία των μεταβλητών δράσεων υπολογίζονται σύμφωνα με τον ΕΚ0 για ολόκληρο το συντελεστή ψ_{2i} χωρίς το μειωτικό συντελεστή φ (Βούλτσιου, 2018).

2.2 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Κάθε συνδυασμός δράσεων (εκτός των ελέγχων κόπωσης) πρέπει να περιλαμβάνει μία κυρίαρχη μεταβλητή δράση ή μία τυχαματική δράση. Στις παρακάτω εξισώσεις, που περιγράφουν τους συνδυασμούς δράσεων για τις διάφορες καταστάσεις αστοχίας, χρησιμοποιούνται τα εξής σύμβολα (Βούλτσιου, 2018):

“+” = «προς συνδυασμό με ...»

Σ = «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του»

G_k = χαρακτηριστική τιμή μόνιμης δράσης

P = αντιπροσωπευτική δράση δύναμης προέντασης

Q_k = χαρακτηριστική τιμή μεμονωμένης μεταβλητής δράσης

A_{Ed} = τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης

γ_G = επιμέρους συντελεστής για μόνιμη δράση

γ_P = επιμέρους συντελεστής για δράση προέντασης

γ_G = επιμέρους συντελεστής για μεταβλητή δράση

ψ_0 = συντελεστής για τιμή συνδυασμού μεταβλητής δράσης

ψ_1 = συντελεστής για συχνή τιμή μεταβλητής δράσης

ψ_2 = συντελεστής για για οιονεί μόνιμη τιμή μεταβλητής δράσης

ξ = μειωτικός συντελεστής για δυσμενείς μόνιμες δράσεις

2.2.1 Σεισμικός συνδυασμός

Ο σεισμικός συνδυασμός, ο οποίος εφαρμόζεται στον Ευρωκώδικα 8, προκύπτει σύμφωνα με την εξίσωση:

$$E_d = \Sigma G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } A_{ED} \text{ “+” } \Sigma \psi_{2,i} * Q_{k,i}, j \geq 1, i \geq 1$$

Οι τιμές των συντελεστών ψ δίνονται στον Πίνακα 2.12.

Η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης A_{ED} υπολογίζεται από το συνδυασμό των αποτελεσμάτων των δράσεων στις δύο κύριες διευθύνσεις, E_{Edx} και E_{Edy} , με έναν από τους παρακάτω τρόπους (Βούλτσιου, 2018):

Α' τρόπος:

$$A_{ED} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2}$$

Β' τρόπος:

Ο δυσμενέστερος από τους συνδυασμούς:

$$A_{ED} = E_{Edx} \text{ “+” } 0,30 * E_{Edy} \text{ ή } \\ A_{ED} = 0,30 * E_{Edx} \text{ “+” } E_{Edy}$$

2.3 ΕΙΔΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΓΙΑ ΤΑ ΚΤΙΡΙΑ

Τα κτίρια αποτελούν μια ιδιαίτερη κατηγορία δομημάτων, για την οποία ο Ευρωκώδικας 8 περιλαμβάνει ιδιαίτερες διατάξεις και προβλέψεις περί του αντισεισμικού σχεδιασμού τους. Αν και η παρούσα εργασία δεν εστιάζει στον αντισεισμικό σχεδιασμό κτιρίων, για λόγους πληρότητας στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται συνοπτικά οι βασικότερες διατάξεις του Κανονισμού για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κτιρίων (Βούλτσιου, 2018).

2.3.1 Κανονικότητα

Η κανονικότητα ενός κτιρίου παίζει σημαντικό ρόλο στον ΕΚ8, αφού επηρεάζει άμεσα την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που θα ληφθεί υπόψη στον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού. Διακρίνονται δύο τύποι κανονικότητας: η κανονικότητα σε κάτοψη και η κανονικότητα σε όψη (καθ' ύψος).

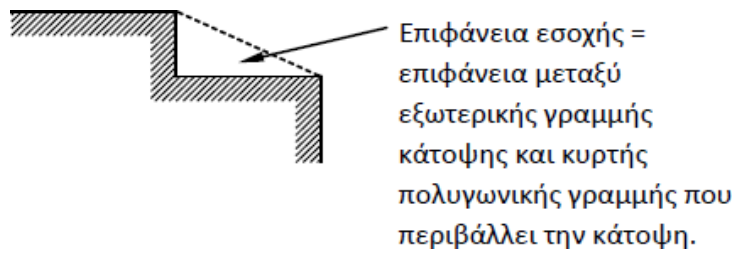
Πίνακας 2.12 «Προτεινόμενες τιμές συντελεστών ψ για κτίρια»

Δράση	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3
Συνήθη κτίρια κατοικιών (κατηγορία A)	0.7	0.5	0.3
Χώροι γραφείων (κατηγορία B)	0.7	0.5	0.3
Χώροι συνάθροισης (κατηγορία C)	0.7	0.7	0.6
Χώροι καταστημάτων (κατηγορία D)	0.7	0.7	0.6
Χώροι αποθήκευσης (κατηγορία E)	1.0	0.9	0.8
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $W \leq 30kN$ (κατηγορία F)	0.7	0.7	0.6
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $30kN \leq W \leq 160kN$ (κατηγ. G)	0.7	0.5	0.3
Στέγες (κατηγορία H)	0	0	0
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H > 1000m$	0.7	0.5	0.2
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H \leq 1000m$	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς)	0.6	0.5	0

Η κανονικότητα σε κάτοψη επηρεάζει έμμεσα το συντελεστή συμπεριφοράς (μέσω του συντελεστή a_w/a_1). Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους:

- Το κτίριο πρέπει να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες. Η συμμετρία αφορά:
 - ✓ στην αντοχή σε οριζόντια φορτία και
 - ✓ στην κατανομή της μάζας.
- Κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο):
 - ✓ οι ανωμαλίες αυτές δεν πρέπει να έχουν επιπτώσεις στη δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδό της
 - ✓ σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν πρέπει να υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου (Σχήμα 2.1).
- Η δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων

φερόντων στοιχείων (διαφραγματική λειτουργία). Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά.



Σχήμα 2.3 «Καθορισμός επιφάνειας εσοχής ορόφου»

- Η δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων (διαφραγματική λειτουργία). Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά.
- Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη του 4, δηλαδή: $\lambda \leq 4$, όπου:

$$\lambda = L_{\max}/L_{\min}$$

L_{\max} και L_{\min} είναι η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.

- Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y , η στατική εκκεντρότητα e_0 και η ακτίνα δυστρεψιάς r πρέπει να ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες:

Διεύθυνση ανάλυσης y :

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$$

Διεύθυνση ανάλυσης x :

$$e_{0y} \leq 0,30 \cdot r_y$$

$$r_y \geq l_s$$

όπου:

e_{0x} = η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας (στατική

εκκεντρότητα) που μετριέται κατά την διεύθυνση x , κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης (ανάλογα ορίζεται η e_{0y}).

r_x = ακτίνα δυστρεψίας που ορίζεται ως (ανάλογα ορίζεται η r_y):

$$r_x = \sqrt{\frac{\text{στροφική δυσκαμψία}}{\text{μεταφορική δυσκαμψία στη διεύθυνση } y}}$$

Η στροφική δυσκαμψία ορίζεται ως προς το κέντρο της μεταφορικής δυσκαμψίας. Επειδή για πολυώροφα κτίρια δεν υπάρχει σαφής ορισμός του κέντρου δυσκαμψίας, το Εθνικό Προσάρτημα παραπέμπει στην παρ. 3.3.3 του ΕΑΚ 2000, όπου υπάρχει αντίστοιχος ορισμός της ακτίνας δυστρεψίας ως προς το σημείο P0 κάθε ορόφου, που αντιστοιχεί στον πλασματικό ελαστικό άξονα.

l_s = ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη που ορίζεται ως:

$$l_s = \sqrt{\frac{\text{πολική ροπή αδρανείας πλάκας ως προς το κέντρο μάζας}}{\text{μάζα ορόφου}}}$$

Η κανονικότητα σε όψη επηρεάζει άμεσα την αντισεισμική ανάλυση, αφού κτίρια χωρίς κατακόρυφη κανονικότητα επιβαρύνονται με 25% αύξηση των σεισμικών φορτίων (σχεδιάζονται αντισεισμικά για 20% μικρότερο συντελεστή συμπεριφοράς). Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε όψη πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους:

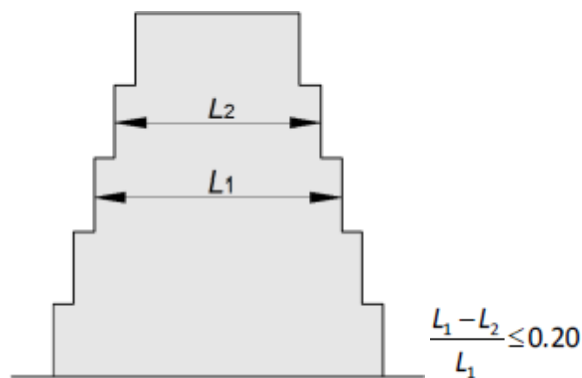
- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, πρέπει να είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου.
- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές. Δυστυχώς δεν δίνεται σαφής ποσοτικός καθορισμός του όρου “βαθμιαία μείωση”, αλλά επαφίεται στην κρίση του μηχανικού. Υπενθυμίζεται ότι αντίστοιχη διάταξη υπήρχε και στον ΕΑΚ για τον καθορισμό ενός κτιρίου

ως κανονικού, στην οποία η βαθμιαία μείωση της μάζας και της δυσκαμψίας δεν έπρεπε να είναι μεγαλύτερη του 50% από όροφο σε όροφο.

- Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων. Επειδή οι τοίχοι πλήρωσης συμμετέχουν στην πραγματική αντοχή των ορόφων ενώ δεν λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της αντοχής που απαιτείται από την ανάλυση, κτίρια με pilotis δεν ικανοποιούν αυτή τη συνθήκη και επομένως είναι μη-κανονικά σε όψη.
- Όταν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος, πρέπει να ικανοποιούνται και οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες (Βούλτσιου, 2018):

✓ Περίπτωση (α)

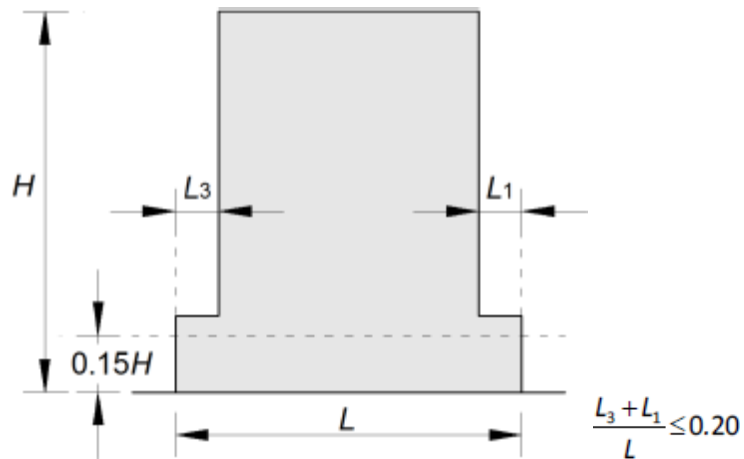
Για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη, στη διεύθυνση της εσοχής (Σχήμα 2.4)



Σχήμα 2.4 «Βαθμιδωτές εσοχές που δεν παραβιάζουν την αξονική συμμετρία»

✓ Περίπτωση (β)

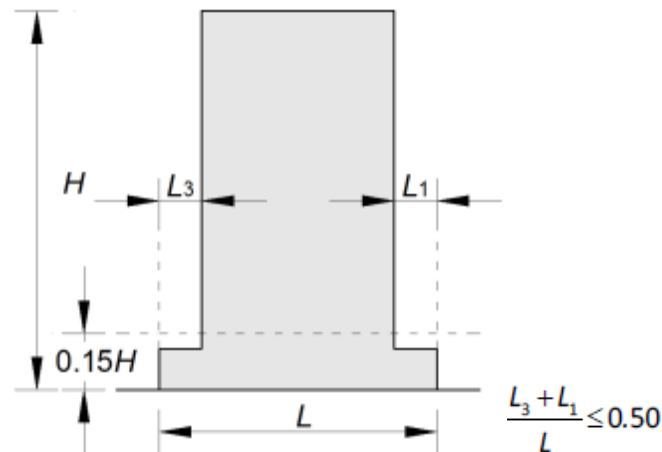
Για μεμονωμένη εσοχή σε ύψος μεγαλύτερο του 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος:



Σχήμα 2.5 «Μεμονωμένη εσοχή σε ύψος μεγαλύτερο του 15% του συνολικού»

✓ **Περίπτωση (γ)**

Για μια μεμονωμένη εσοχή σε ύψος μικρότερο του 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος η εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη (Σχήμα 2.4)

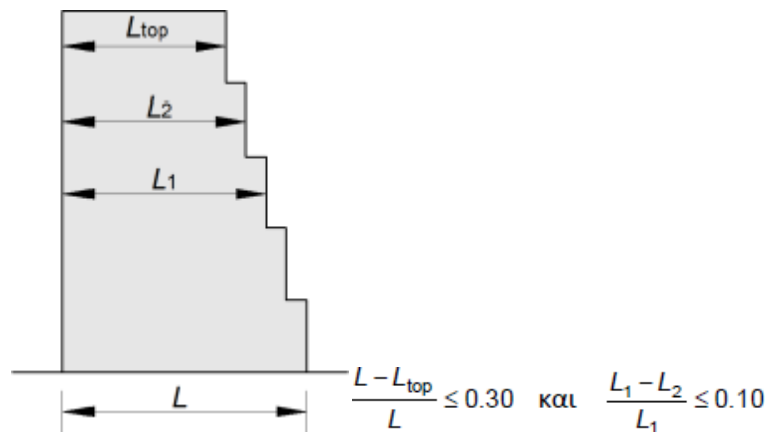


Σχήμα 2.6 «Μεμονωμένη εσοχή σε ύψος μικρότερο του 15% του συνολικού»

Στην ανωτέρω περίπτωση, το κάτω μέρος της κατασκευής, που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων, πρέπει να μελετηθεί ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον το 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους. Η διάταξη αυτή επιβάλλει διπλή επίλυση του κτιρίου, με και χωρίς την επέκταση του ισογείου.

✓ **Περίπτωση (δ)**

Εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το 30% της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο επάνω από την θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου, και κάθε επιμέρους εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης



Σχήμα 2.7 «Εσοχές που παραβιάζουν την κατακόρυφη συμμετρία»

2.3.2 Στρέψη

Ο Ευρωκώδικας 8 κατατάσσει τα στρεπτικά εύκαμπτα κτίρια από Ω.Σ. σε ξεχωριστή κατηγορία στατικού συστήματος. Στρεπτικά εύκαμπτα κτίρια πρέπει να υπολογίζονται για σημαντικά μεγαλύτερα σεισμικά φορτία από αντίστοιχα πλαισιωτά ή τοιχωματικά συστήματα, αφού οι επιτρεπόμενοι συντελεστές συμπεριφοράς είναι σημαντικά μικρότεροι.

Πλαισιωτά συστήματα, συστήματα τοιχωμάτων και διπλά συστήματα χαρακτηρίζονται ως στρεπτικά εύκαμπτα εάν δεν διαθέτουν την ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία. Επομένως, για να είναι ένα σύστημα στρεπτικά εύκαμπτο αρκεί να ικανοποιείται μία από τις παρακάτω ανισώσεις σε κάποιο όροφο.

$$\begin{aligned} r_x &\leq \ell_s \\ \text{ή} \\ r_y &\leq \ell_s \end{aligned}$$

όπου:

x, y = διευθύνσεις ελέγχου

r_x, r_y = ακτίνες δυστρεψίας του υπόψη ορόφου στις διευθύνσεις x και y αντίστοιχα, που ορίζονται ως εξής:

$$r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}}, \quad r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}}$$

όπου:

K_θ = στρεπτική δυσκαμψία ως προς το κέντρο δυσκαμψίας

K_x, K_y = μεταφορικές δυσκαμψίες στις διευθύνσεις x και y αντιστοίχως.

I_s = η ακτίνα αδράνειας που ορίζεται ως

$$I_s = \sqrt{\frac{I_{KM}}{m}}$$

όπου:

I_{KM} = πολική ροπή αδράνειας μάζας του ορόφου ως προς το Κ.Μ. m = η μάζα του ορόφου.

Για τον υπολογισμό των ακτινών δυστρεψίας ενός ορόφου απαιτείται ο υπολογισμός του κέντρου δυσκαμψίας του ορόφου. Σε μονώροφες κατασκευές, το κέντρο δυσκαμψίας ορίζεται ως το κέντρο της μεταφορικής δυσκαμψίας όλων των βασικών σεισμικών μελών. Για πολώροφα κτίρια όμως, ο τρόπος υπολογισμού αυτού του σημείου δεν είναι απλός και μπορεί να γίνει μόνο σε ορισμένες περιπτώσεις, εξαρτάται δε από την κατανομή των σεισμικών φορτίων καθ' ύψος. Για το λόγο αυτό το Εθνικό Προσάρτημα παραπέμπει στην παρ. 3.3.3 του ΕΑΚ 2000, όπου υπάρχει αντίστοιχος ορισμός των ακτινών δυστρεψίας ως προς το σημείο P_0 κάθε ορόφου, που αντιστοιχεί στον ελαστικό άξονα. Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις που δίνονται στην παρ. 3.3.3 του ΕΑΚ 2000, οι ακτίνες δυστρεψίας μπορούν να υπολογιστούν ως εξής:

$$r_x = \sqrt{\frac{c \cdot u_y}{\vartheta_z}}$$

και

$$r_y = \sqrt{\frac{c \cdot u_x}{\vartheta_z}}$$

όπου:

u_x, u_y = μετακινήσεις κατά x και y του σημείου P_0 του ορόφου που γίνεται ο έλεγχος για φόρτιση του κτιρίου με φορτία F_i , όπως ορίζονται στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο, που ενεργούν στη διεύθυνση x ή y αντίστοιχα.

θz = γωνία στροφής του ορόφου που γίνεται ο έλεγχος για φόρτιση του κτιρίου με στρεπτικές ροπές $c \cdot F_i$.

c = αυθαίρετος μοχλοβραχίονας των σεισμικών δυνάμεων (π.χ. $c=1$).

Σύμφωνα με τις παραπάνω σχέσεις, για να μην είναι ένα κτίριο στρεπτικά εύκαμπτο πρέπει να ισχύει:

$$\frac{r_x}{\ell_s} \geq 1 \quad \text{και} \quad \frac{r_y}{\ell_s} \geq 1$$

Εάν, αντί για τις ακτίνες δυστρεψιάς ως προς το κέντρο δυσκαμψίας του ορόφου είχαμε χρησιμοποιήσει τις αντίστοιχες ακτίνες ως προς το κέντρο μάζας, r_{mx} και r_{my} , όπως συμβαίνει στον ΕΑΚ 2000, θα προέκυπτε ότι πρέπει να ισχύει:

$$\frac{\sqrt{K_{\theta KM}/I_{KM}}}{\sqrt{K_y/m}} \geq 1 \quad \text{και} \quad \frac{\sqrt{K_{\theta KM}/I_{KM}}}{\sqrt{K_x/m}} \geq 1$$

Για μονώροφες κατασκευές, η στρεπτική και οι μεταφορικές ιδιοσυχνότητες στις διευθύνσεις x και y μπορούν να γραφτούν ως:

$$\frac{\sqrt{K_{\theta KM}/I_{KM}}}{\sqrt{K_y/m}} \geq 1 \quad \text{και} \quad \frac{\sqrt{K_{\theta KM}/I_{KM}}}{\sqrt{K_x/m}} \geq 1$$

Επομένως, για να μην είναι ένα μονώροφο κτίριο στρεπτικά εύκαμπτο, πρέπει:

$$\omega_{\theta} \geq \omega_x \quad \text{και} \quad \omega_{\theta} \geq \omega_y$$

ή αντίστοιχα,

$$T_x \geq T_{\theta} \quad \text{και} \quad T_y \geq T_{\theta}$$

Επεκτείνοντας αυτές τις σχέσεις σε πολυώροφα κτίρια, ο έλεγχος της στρεπτικής ευκαμψίας θα μπορούσε προσεγγιστικά (πρώτη εκτίμηση) να γίνει με βάση τον παρακάτω έλεγχο:

Ένα κτίριο δεν είναι στρεπτικά εύκαμπτο, εάν οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι, T_x και T_y , στις δύο κύριες διευθύνσεις είναι μεγαλύτερες από τη στροφική ιδιοπερίοδο, T_{θ} . Ο ορισμός αυτός εμπεριέχει το σφάλμα της χρήσης των r_{mx} και r_{my} αντί των r_x και r_y που ορίζει ο ΕΚ8 και το σφάλμα της επέκτασης εφαρμογής των εξισώσεων που δίνουν τις ιδιοπεριόδους του μονώροφου σε πολυώροφα κτίρια. Σημειώνεται επίσης ότι η διάκριση των ιδιομορφών σε στροφικές και μεταφορικές δεν είναι πάντοτε προφανής. Γι' αυτό, η μεθοδολογία αυτή μπορεί να οδηγήσει σε σφάλμα και δεν συνιστάται να χρησιμοποιείται για τον καθορισμό ενός κτιρίου ως στρεπτικά εύκαμπτου ή όχι.

Μπορεί όμως να χρησιμοποιείται ως μία πρώτη ένδειξη της στρεπτικής ευαισθησίας ενός κτιρίου (Βούλτσιου, 2018).

2.3.3 Κατάταξη κτιρίων Ω.Σ.

Τα κτίρια από Ω.Σ. κατατάσσονται σε μία από τις κατηγορίες του παρακάτω Πίνακα 2.13 με βάση το στατικό τους σύστημα. Στον ορισμό κάθε κατηγορίας, ο όρος «διατμητική αντοχή» μπορεί να αντικατασταθεί από τον όρο «διατμητική σεισμική δύναμη». Δηλαδή, ο προσδιορισμός της κατηγορίας ενός κτιρίου επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία του κατώτερου ορόφου (βάση) αντί της αντίστοιχης διατμητικής τους αντοχής.

Η κατάταξη ενός κτιρίου μπορεί να είναι διαφορετική στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, εκτός από τις περιπτώσεις στρεπτικά εύκαμπτων κτιρίων και συστημάτων ανεστραμμένου εκκρεμούς όπου η κατάταξη είναι ενιαία για όλες τις διευθύνσεις (Βούλτσιου, 2018).

Πίνακας 2.13 «Κατάταξη κτιρίων Ω.Σ»

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

2.3.4 Κατηγορίες πλαστιμότητας

Τα κτίρια από Ω.Σ. κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες πλαστιμότητας:

- ΚΠΜ (Κατηγορία Πλαστιμότητας Μεσαία) και

- ΚΠΥ (Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή)

ανάλογα με την ικανότητα απόδοσης ενέργειας μέσω υστερητικής συμπεριφοράς που διαθέτουν. Σημειώνεται ότι στην Ελλάδα δεν επιτρέπεται η κατασκευή κτιρίων κατηγορίας πλαστιμότητας X (χαμηλή πλαστιμότητα), τα οποία δεν διαθέτουν ικανότητα πλάστιμης συμπεριφοράς και διαστασιολογούνται μόνον σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ2.

Για την εξασφάλιση του κατάλληλου επιπέδου πλαστιμότητας στις κατηγορίες πλαστιμότητας M και Y, εφαρμόζονται ειδικοί έλεγχοι και διατάξεις για κάθε κατηγορία.

Η αυξημένη πλαστιμότητα που διαθέτουν τα κτίρια που σχεδιάζονται για ΚΠΥ, έναντι αυτών που σχεδιάζονται για ΚΠΜ, εξασφαλίζεται από το γεγονός ότι, σε αυτή την περίπτωση, εφαρμόζονται περισσότεροι και αυστηρότεροι έλεγχοι και διατάξεις. Γι' αυτό, κατασκευές κατηγορίας πλαστιμότητας Y διαθέτουν μεγαλύτερα περιθώρια ασφάλειας έναντι τοπικών ή γενικών αστοχιών σε περίπτωση σεισμικών διεγέρσεων μεγαλύτερων από το σεισμό σχεδιασμού. Αντίθετα, κατασκευές κατηγορίας πλαστιμότητας M, εξασφαλίζουν καλή σεισμική συμπεριφορά μόνο για σεισμούς ανάλογης ισχύος του σεισμού σχεδιασμού, αλλά έχουν το πλεονέκτημα ευκολότερης κατασκευής, λόγω των μειωμένων ειδικών διατάξεων που εφαρμόζονται. Σημειώνεται ότι σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, δεν επιτρέπεται η εφαρμογή ΚΠΜ σε κτίρια σπουδαιότητας III ή IV που κατασκευάζονται σε ζώνες Z2 ή Z3.

Λόγω της διαφορετικής ικανότητας πλάστιμης συμπεριφοράς των δύο κατηγοριών, χρησιμοποιούνται διαφορετικές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q για κάθε κατηγορία (στην ΚΠΜ χρησιμοποιούνται μικρότερες τιμές q απ' ό,τι στην ΚΠΥ).

Συστήματα με μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα δεν επιτρέπεται να σχεδιάζονται για κατηγορία υψηλής πλαστιμότητας (ΚΠΥ), αλλά μόνο για μεσαία πλαστιμότητα (ΚΠΜ) (Βούλτσιου, 2018).

Κεφάλαιο 3

ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), ο οποίος βρίσκεται σε εφαρμογή από το 2012 με την πιο πρόσφατη αναθεώρησή του από το 2017 (2η Αναθεώρηση, 2017), θεσμοθετήθηκε με σκοπό την εισαγωγή κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις. Ειδικότερα, στον εν λόγω Κανονισμό περιέχονται διατάξεις υποχρεωτικής εφαρμογής, οι οποίες καθορίζουν (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §1.1):

- Τη διαδικασία και τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων, τα οποία αποτελούν ένα σύνολο κανόνων, με την τήρηση των οποίων θεωρείται ότι ικανοποιούνται οι θεμελιώδεις συνθήκες επάρκειας ενός δομήματος ή τμημάτων του. Οι απαιτήσεις πληρότητας των ελέγχων καθορίζονται σε συνάρτηση με τον σκοπό για τον οποίο γίνεται ο έλεγχος.
- Τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας ανασχεδιασμένων δομημάτων ή μελών τους, οι οποίες καθορίζονται

συναρτήσει του είδους του δομήματος, τη χρήση του, τον χρόνο κατασκευής του και τους ισχύοντες τότε Κανονισμούς.

- Τον καθορισμό των τρόπων με τους οποίους μπορεί να γίνει επέμβαση. Ο Κανονισμός δεν περιορίζει τον μελετητή που επιθυμεί να προχωρήσει σε ακριβέστερους υπολογισμούς από τους απαιτούμενους στις συνηθισμένες περιπτώσεις. Για να γίνει αποδεκτή η εφαρμογή τους θα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτούμενες προϋποθέσεις (ακρίβεια προσομοιωμάτων κ.λπ.), να συνοδεύονται από αποδείξεις για την αξιοπιστία τους και για την επίτευξη του απαιτούμενου από τον Κανονισμό επιπέδου ασφαλείας, ενώ σε κάθε περίπτωση – υπόκειται στην έγκριση χρήσης τους από την αρμόδια Δημόσια Αρχή.
- Τη συσχέτιση του Κανονισμού αυτού με άλλους Κανονισμούς (υλικών φορτίσεων κ.λπ.). Οι αρχές, τα κριτήρια και οι κανόνες αποτίμησης και ανασχεδιασμού που εισάγονται με τον Κανονισμό Επεμβάσεων ισχύουν παράλληλα τόσο με τον εκάστοτε ισχύοντα Αντισεισμικό Κανονισμό, όσο και με τους εκάστοτε ισχύοντες Κανονισμούς σχεδιασμού δομημάτων με συγκεκριμένο υλικό (π.χ. σκυροδέματος, τεχνολογίας χαλύβων), οι οποίοι περιλαμβάνουν και τα αντίστοιχα ειδικά κριτήρια, καθώς και λεπτομερείς και πρακτικούς κανόνες διαστασιολόγησης.

Όσον αφορά στο πεδίο εφαρμογής του, ο Κανονισμός Επεμβάσεων αναφέρεται κυρίως σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, με ή χωρίς βλάβες. Καλύπτει έργα «συνήθους διακινδύνευσης», δηλαδή έργα των οποίων ενδεχόμενη βλάβη περιορίζεται στο ίδιο το έργο, στο περιεχόμενο του και στην άμεση γειτονία του. Για τα έργα «υψηλής διακινδύνευσης», των οποίων ενδεχόμενη βλάβη μπορεί να έχει σοβαρές συνέπειες σε μεγάλη έκταση έξω από την περιοχή του έργου, η απαιτούμενη στάθμη προστασίας καθορίζεται από ειδικές συμπληρωματικές διατάξεις. Η αποτελεσματική εφαρμογή του Κανονισμού σε κάθε περίπτωση προϋποθέτει άτομα που διαθέτουν τις απαραίτητες εξειδικευμένες γνώσεις και τα σχετικά προσόντα.

Στη συνέχεια του Κεφαλαίου 3 της παρούσης εργασίας παρουσιάζονται εν συντομία η γενική φιλοσοφία και οι βασικές αρχές που διέπουν την διαδικασία της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού υφιστάμενων κατασκευών σύμφωνα με τις διατάξεις και τα σχόλια

του Κανονισμού Επεμβάσεων, 2017 (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2η Αναθεώρηση 2017, Κεφάλαια 2, 3 και 4).

3.2 Η ΦΙΛΟΣΟΦΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΒΑΣΕΙ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η όλη φιλοσοφία αποτίμησης και ανασχεδιασμού με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων στηρίζεται στον σχεδιασμό με βάση την επιτελεσματικότητα (PerformanceBasedDesign), ο οποίος εκφράζει ένα σύνολο διαφορετικών μεθόδων που έχουν αναπτυχθεί τα τελευταία χρόνια και προσανατολίζονται στον σχεδιασμό κατασκευών με στόχο μία προκαθορισμένη σεισμική συμπεριφορά για δεδομένη στάθμη σεισμικής έντασης. Η προκαθορισμένη αυτή σεισμική συμπεριφορά είναι η επιθυμητή ή ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών μετά τον σεισμό και, στην περίπτωση του Κανονισμού Επεμβάσεων, αφορά στα φέροντα στοιχεία της κατασκευής. Σε συνάρτηση, λοιπόν, με τις ευρύτερες κοινωνικό-οικονομικές ανάγκες θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεσματικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μίας στάθμης επιτελεσματικότητας και αφετέρου μίας σεισμικής δράσης με δεδομένη ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου (σεισμός σχεδιασμού). Η επίτευξη ή μη κάθε στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού για την εκάστοτε υπό μελέτη κατασκευή ελέγχεται, με τη βοήθεια μιας μεθόδου ανάλυσης, δια της σύγκρισης των υπολογιζόμενων μεγεθών απόκρισης με τα αντίστοιχα κριτήρια αποδοχής (Μητρολιού, 2015).

3.2.1 Στάθμες επιτελεσματικότητας

Οι στάθμες επιτελεσματικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2013) συναρτήσει του βαθμού βλάβης του φέροντος οργανισμού του κτιρίου ως εξής (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, §2.2.2) :

- «Περιορισμένες βλάβες» (Α): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνον ελαφριές βλάβες, με τα δομικά του στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.
- «Σημαντικές βλάβες» (Β): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες, αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά του στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης.
- «Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

Ο όρος «φέρων οργανισμός» χρησιμοποιείται εδώ με την κλασσική του έννοια και αντιστοιχεί στο σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Αναλόγως, ο όρος «μη φέρων οργανισμός» αντιστοιχεί στο σύστημα που δε συμμετέχει στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων.

3.2.2 Επίπεδα σεισμικής διέγερσης

Τα επίπεδα της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού ορίζονται με βάση την πιθανότητα υπέρβασης μίας ορισμένης τιμής εδαφικής επιτάχυνσης σε ορισμένο χρονικό διάστημα που αντιστοιχεί στη διάρκεια ζωής του έργου. Γίνεται γενικώς δεκτή μία ονομαστική τεχνική διάρκεια ζωής ίση με τον συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών, ανεξαρτήτως της εικαζόμενης κατά περίπτωση «πραγματικής» υπολειπόμενης διάρκειας ζωής του κτίσματος. Εξαιρέση από τον κανόνα αυτόν επιτρέπεται μόνον υπό εντελώς ειδικές συνθήκες πλήρως εγγυημένης υπόλοιπης διάρκειας ζωής, κατά την κρίση και έγκριση

της Δημόσιας Αρχής, οπότε τροποποιούνται αντιστοίχως και οι σεισμικές δράσεις. Διακρίνονται τα παρακάτω δύο επίπεδα σεισμικής διέγερσης (KAN.ΕΠΕ. 2017, §2.2.1):

- Σεισμική διέγερση με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη, η οποία αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών
- Σεισμική διέγερση με πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 έτη, η οποία αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών.

3.2.3 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

Ο συνδυασμός μίας στάθμης επιτελεστικότητας και ενός επιπέδου σεισμικής δράσης σχεδιασμού συνιστούν έναν στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, οι οποίοι δεν είναι κατ' ανάγκη ίδιοι. Οι στόχοι ανασχεδιασμού ενδέχεται να είναι υψηλότεροι από τους στόχους αποτίμησης. Στον ακόλουθο Πίνακα 2.1 παρουσιάζονται οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού όπως ορίζονται στον Κανονισμό Επεμβάσεων 2013. Η υιοθέτηση στόχου ελέγχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές, πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης 10%. Ενδεικτικά, αναφέρεται ότι για νέα δομήματα προβλέπεται στόχος σχεδιασμού B1 κατά τον Πίνακα 2.1. (Μητρολιού, 2015)

Πίνακας 2.1: Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2017)

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

Κατά περίπτωση, μπορούν να ορίζονται ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού υφιστάμενων κτιρίων από τη Δημόσια Αρχή. Σε ειδικές περιπτώσεις, η Δημόσια Αρχή μπορεί να ορίζει επιπλέον και στόχους

αποτίμησης ή ανασχεδιασμού μη-φέροντος οργανισμού. Στην περίπτωση αυτή, η ίδια η Αρχή ορίζει και τα κριτήρια ελέγχου ικανοποίησης των αντίστοιχων στόχων. Πάντως, ο κύριος του έργου μπορεί να επιλέξει υψηλότερο στόχο ελέγχου από τον ελάχιστο ανεκτό που θα ορίζει η Δημόσια Αρχή. Κατά την επιλογή αυτή θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μεταξύ άλλων και τα ακόλουθα κριτήρια (Μητρολιού, 2015):

- Κοινωνική σπουδαιότητα του έργου (π.χ. προσωρινή κατασκευή, συνήθειες κατοικίες, χώροι συγκέντρωσης κοινού, χώροι διαμερισμού εκτάκτων αναγκών, εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου)
- Διαθέσιμα οικονομικά μέσα του υπόψη κοινωνικού συνόλου κατά τη δεδομένη περίοδο.

3.3 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΔΟΜΗΜΑΤΩΝ

Στόχος της αποτίμησης ενός υφισταμένου δομήματος αποτελεί η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλουν οι ισχύοντες Κανονισμοί. Η διαδικασία της αποτίμησης οδηγεί στη λήψη απόφασης για επέμβαση ή μη στο υπό μελέτη δόμημα, και περιλαμβάνει τα εξής τρία στάδια:

- Συλλογή στοιχείων (έρευνα ιστορικού του δομήματος)
- Ανάλυση, και
- Έλεγχος οριακών καταστάσεων.

Σε περίπτωση που ληφθεί απόφαση για επέμβαση ακολουθεί η φάση του «ανασχεδιασμού», η οποία συνίσταται στη διαμόρφωση κατάλληλων τύπων επέμβασης είτε σε επιμέρους δομικά στοιχεία είτε στο σύνολο του κτιρίου, έτσι ώστε να επιτευχθεί αφενός μεν η ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού, αφετέρου δε η ελαχιστοποίηση του κόστους και η εξυπηρέτηση των εκάστοτε κοινωνικών αναγκών. Όπως και στην αποτίμηση, έτσι και στον ανασχεδιασμό διακρίνονται τρία στάδια (Μητρολιού, 2015):

- Σύλληψη και προκαταρκτικός σχεδιασμός του σχήματος της επέμβασης
- Ανάλυση του δομήματος, και

- Έλεγχος οριακών καταστάσεων.

3.3.1 Διερεύνηση και τεκμηρίωση υφιστάμενου δομήματος

Σε κάθε μελέτη αποτίμησης ή ανασχεδιασμού είναι απαραίτητο ως πρώτο βήμα να γίνει διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφισταμένου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστούν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα τα δεδομένα που θα χρησιμοποιηθούν. Προς το σκοπό αυτό, απαιτείται η αποτύπωση του δομήματος και της κατάστασής του, η σύνταξη του ιστορικού της κατασκευής και της συντήρησής του, καθώς και η καταγραφή των τυχόν βλαβών και φθορών, ανεξαρτήτως αν αυτές οφείλονται σε σεισμό ή σε άλλες δράσεις. Τα στοιχεία θα συλλέγονται από διαθέσιμα δημόσια ή ιδιωτικά αρχεία, από σχετικές υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες και από την εκτέλεση επιτόπου διερευνητικών εργασιών και ελέγχων (Μητρολιού, 2015).

3.3.1.1 Αποτύπωση φέροντος οργανισμού

Η μελέτη επεμβάσεων μπορεί να βασιστεί στα υπάρχοντα κατασκευαστικά σχέδια της αρχικής μελέτης του δομήματος εφόσον διαπιστώνεται ότι η τελευταία έχει εφαρμοσθεί επακριβώς. Σε διαφορετική περίπτωση απαιτείται η σύνταξη κατάλληλων σχεδίων του φέροντος οργανισμού και του οργανισμού πλήρωσης, που ενδεχομένως θα ληφθεί υπόψη στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 - §3.2).

Η αποτύπωση του φέροντος οργανισμού γίνεται κατά κανόνα παράλληλα με την αρχιτεκτονική αποτύπωση, η οποία και χρησιμοποιείται ως υπόβαθρο. Πραγματοποιείται επιτόπου αυτοψία από τον μελετητή Μηχανικό και σειρά κατάλληλα προγραμματισμένων διερευνητικών εργασιών προκειμένου να συγκεντρωθούν υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες σχετικά με το δομητικό σύστημα του έργου, τον τύπο και τα χαρακτηριστικά της θεμελίωσης, τις διαστάσεις και τις διατομές των δομικών στοιχείων, την κατάσταση των υλικών που τα απαρτίζουν κ.λπ. (Μητρολιού, 2015).

3.3.1.2 Καταγραφή βλαβών

Σε περίπτωση κτιρίων με βλάβες και φθορές, θα πρέπει αυτές να καταγράφονται και να σημειώνονται στα σχέδια της αποτύπωσης με τις σχετικές επεξηγήσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017 - §3.4). Ως βλάβη νοείται κάθε αλλοίωση ή απομείωση της γεωμετρίας ή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των στοιχείων του φέροντος οργανισμού ή των τοιχοπληρώσεων, όπως:

- Σημαντικές παραμορφώσεις ή αποκλίσεις
- Ρηγματώσεις ή αποκολλήσεις
- Τοπικές αστοχίες και θραύσεις
- Απομειώσεις διατομών, απολεπίσεις κι αποφλοιώσεις
- Διάβρωση οπλισμών ή προσβολή σκυροδέματος.

Παράλληλα με τις βλάβες, καταγράφονται και τυχόν κακοτεχνίες, οι οποίες μπορεί να οδηγήσουν σε μείωση της φέρουσας ικανότητας, της ανθεκτικότητας, της λειτουργικότητας κ.λπ. του φορέα. Ανάλογα με την ένταση και την έκταση των βλαβών, εξετάζεται η ανάγκη λήψης άμεσων μέτρων επέμβασης (υποστήλωση έναντι κατακόρυφων φορτίων, αντιστήριξη έναντι οριζόντιων φορτίων, απομάκρυνση χαλαρών ή επικρεμάμενων στοιχείων κ.λπ.) (Μητρολιού, 2015).

3.3.1.3 Ιστορικό του δομήματος

Κάθε μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού απαιτεί τη σύνταξη του ιστορικού του δομήματος, τη συγκέντρωση πληροφοριών δηλαδή σχετικά με (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 - §3.3):

- Τις φάσεις κατασκευής του
- Τυχόν μεταγενέστερες επεμβάσεις ή αλλαγές χρήσεις, φορτίων κ.λπ.
- Εμφάνιση βλαβών ή φθορών κατά το παρελθόν και τρόπος αποκατάστασής τους
- Έκτακτες δράσεις (π.χ. σεισμοί, πυρκαγιά, πρόσκρουση, κατασκευή μεγάλου γειτονικού έργου)

Η έκταση του ιστορικού είναι ανάλογη με τη σπουδαιότητα του έργου. Σε ιδιωτικά έργα περιορισμένης σημασίας, το ιστορικό μπορεί να είναι μία απλή καταγραφή υπεύθυνων πληροφοριών που δίνονται από τον κύριο του έργου (Μητρολιού, 2015).

3.3.1.4 Διερευνητικές εργασίες

Οι διερευνητικές εργασίες συντίθενται από ένα σύνολο κατάλληλων επί τόπου ή εργαστηριακών μετρήσεων που στοχεύουν στη συλλογή στοιχείων, χρήσιμων για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου. Ανάλογα με το είδος του εξεταζόμενου στοιχείου διακρίνονται διερευνήσεις που αφορούν (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 – §3.5):

- στην αποτύπωση αφανών στοιχείων
- στα χαρακτηριστικά των υλικών και του τρόπου δόμησης
- στο έδαφος θεμελίωσης
- σε άλλους παράγοντες

Το πρόγραμμα των διερευνητικών εργασιών συντάσσεται από το μελετητή Μηχανικό, ενώ η παρακολούθηση και η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων επαφίεται είτε στον ίδιο είτε σε άλλον Μηχανικό με τα απαραίτητα προσόντα (Μητρολιού, 2015).

3.3.1.5 Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων

Κατά τη διερεύνηση και τεκμηρίωση κάθε υφιστάμενου δομήματος, η αξιοπιστία των δεδομένων που συλλέγονται εξαρτάται από μία σειρά παραγόντων, όπως:

- Διαθεσιμότητα εγκεκριμένης μελέτης
- Χρονική περίοδος κατασκευής του δομήματος
- Επάρκεια διερεύνησης της ποιότητας υλικών και του τρόπου δόμησης
- Λεπτομέρειες όπλισης, αγκυρώσεων και αναμονών
- Τρόπος κατασκευής, κατάσταση και χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων
- Δυσκολίες στην εκτίμηση των πραγματικών επιτόπου χαρακτηριστικών των υλικών

Οι αβεβαιότητες που προκύπτουν από τους παραπάνω παράγοντες λαμβάνονται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό με την εισαγωγή της έννοιας της «Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων, Σ.Α.Δ.» (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017 - §3.6). Επηρεάζει τις δράσεις ή/και τις αντιστάσεις και εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου

κτιρίου (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 – §3.6). Διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

- 1) «Υψηλή»
- 2) «Ικανοποιητική»
- 3) «Ανεκτή»

Η Σ.Α.Δ. δεν είναι αναγκαστικά ενιαία για όλο το κτίριο, αλλά προσδιορίζονται επιμέρους Σ.Α.Δ. για κάθε κατηγορία πληροφοριών ξεχωριστά. Βάσει της εκάστοτε προκύπτουσας Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων επιλέγονται:

- Οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Sd}.
- Οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Rd}.
- Επιλέγεται γενικώς κατάλληλη μέθοδος ανάλυσης και επανελέγχου. Στην περίπτωση αυτή, χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη από τις επιμέρους Σ.Α.Δ.

(Μητρολιού, 2015).

3.3.1.6 Καθορισμός Σ.Α.Δ. για την ποιότητα του υφιστάμενου σκυροδέματος

Σύμφωνα με την Παράγραφο §3.7.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, η διερεύνηση του σκυροδέματος σκοπεί, κυρίως, στον προσδιορισμό της θλιπτικής του αντοχής για κάθε περιοχή του φέροντος οργανισμού. Για το σκοπό αυτό, θα γίνεται συνδυασμός εμμέσων, μη καταστροφικών, μεθόδων και πυρηνοληψίας, ώστε να δίνεται η δυνατότητα ελέγχου σε περισσότερες θέσεις, με μεγαλύτερη αξιοπιστία. Ως έμμεση μέθοδος θα εφαρμόζεται τουλάχιστον μία από τις μεθόδους με υπερήχους ή κρουσίμετρο (ή με εξόλκευση ήλου, όταν $f_c < 15$ MPa), ενώ συνίσταται ο συνδυασμός τους. Για τον καθορισμό της σχετικής Σ.Α.Δ. ισχύουν τα ακόλουθα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 - §3.7.1.3):

- i. Για μικρά κτίρια (μέχρι διώροφα), το ελάχιστο απαιτούμενο πλήθος πυρήνων, είναι $n=3$, από ομοειδή δομικά στοιχεία. Για μεγαλύτερα κτίρια, απαιτούνται τουλάχιστον 3 πυρήνες ανά δύο ορόφους, οπωσδήποτε όμως 3 πυρήνες στον «κρίσιμο» όροφο, δηλαδή, σε εκείνον τον όροφο στον οποίο

αναμένεται η δυσμενέστερη καταπόνηση λόγω σεισμού. Στις συνήθεις περιπτώσεις, κρίσιμος όροφος είναι ο κατώτατος (ισόγειο), ιδίως σε περιπτώσεις pilotis. Οι αντοχές των πυρήνων χρησιμοποιούνται για τη βαθμονόμηση των εμμέσων πυρήνων.

- ii. Για να μπορεί η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του σκυροδέματος να θεωρείται υψηλή πρέπει οι θέσεις εφαρμογής των εμμέσων μεθόδων να καλύπτουν σε κάθε όροφο επαρκές ποσοστό για κάθε είδος δομικού στοιχείου και ειδικότερα:
 - Το 45% των κατακόρυφων στοιχείων
 - Το 15% των οριζοντίων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες).
- iii. Για να μπορεί η Σ.Α.Δ. να θεωρείται «ικανοποιητική», αρκεί οι θέσεις εφαρμογής των εμμέσων μεθόδων να καλύπτουν ένα μικρότερο, αλλά επαρκές, ποσοστό για κάθε είδος δομικού στοιχείου. Ειδικότερα,
 - Το 30% των κατακόρυφων στοιχείων
 - Το 15% των οριζοντίων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες).
- iv. Με εφαρμογή της μεθόδου στο μισό των παραπάνω ποσοστών του εδαφίου (iii), η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «ανεκτή», εκτός αν τα αποτελέσματα των μετρήσεων παρουσιάζουν ικανοποιητική σύγκλιση (τυπική απόκλιση: $S = 0.20 \cdot X$), οπότε η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «ικανοποιητική».
- v. Σε ειδικές περιπτώσεις κτιρίων για τα οποία διατίθενται υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες για τον τρόπο κατασκευής τους, οι δοκιμές για την επαλήθευση των διατιθέμενων πληροφοριών μπορούν να περιορίζονται στην ελάχιστη πυρηνοληψία, όπως προβλέπεται στο πιο πάνω εδάφιο (i), από ομοειδή δομικά στοιχεία κάθε ορόφου. Απαραίτητη προϋπόθεση είναι η επαρκής σύγκλιση των αποτελεσμάτων (η απόκλιση αντοχής κάθε πυρήνα να είναι μικρότερη από το 15% της μέσης τιμής). Στις περιπτώσεις αυτές η Σ.Α.Δ. θεωρείται «ικανοποιητική». Είναι όμως δυνατόν, εάν εκτελεστούν οι δοκιμές του εδαφίου (iii), η Σ.Α.Δ. να θεωρείται «υψηλή». Εάν η σύγκλιση των αποτελεσμάτων της πυρηνοληψίας δεν είναι ικανοποιητική, τότε επιβάλλεται η εφαρμογή των εδαφίων (ii), (iii), (iv).

(Μητρολιού, 2015).

3.3.1.7 Καθορισμός Σ.Α.Δ. για την ποιότητα του υφιστάμενου χάλυβα οπλισμών

Σύμφωνα με την Παράγραφο §3.7.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, για τη Σ.Α.Δ. του υφισταμένου χάλυβα οπλισμών ισχύουν τα ακόλουθα:

- i. Ο προσδιορισμός της κατηγορίας του χάλυβα οπλισμού υφισταμένου κτιρίου μπορεί να γίνει με οπτική αναγνώριση (επιφάνεια λεία ή με νευρώσεις, τυχόν αναγνώσιμες σημάνσεις στην επιφάνεια των ράβδων), σε συνδυασμό και με την εποχή κατασκευής του κτιρίου. Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του χάλυβα θεωρείται «ικανοποιητική».
- ii. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα που θα χρησιμοποιούνται κατά τον έλεγχο της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων, επιτρέπεται να λαμβάνονται από τα προβλεπόμενα στους αντίστοιχους Κανονισμούς για την κατηγορία του χάλυβα που προσδιορίστηκε κατά το εδάφιο (i) παραπάνω. Στην περίπτωση που υπάρχουν αμφιβολίες για την αξιοπιστία της κατάταξης του χάλυβα με οπτική αναγνώριση, θα χρησιμοποιούνται τα χαρακτηριστικά που προκύπτουν από κατάλληλη διερεύνηση, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο εδάφιο (iii) ακολούθως.
- iii. Η διερεύνηση για τον προσδιορισμό των «πραγματικών» χαρακτηριστικών του χάλυβα (όριο διαρροής, αντοχή, ολκιμότητα) πρέπει να περιλαμβάνει τη δοκιμή σε τρία τουλάχιστον δείγματα, περίπου ίδιας διαμέτρου, από δομικά στοιχεία του κρίσιμου ορόφου. Αν από τα δείγματα αυτά, διαπιστωθεί η παρουσία χαλύβων που κατατάσσονται σε διαφορετικές κατηγορίες, τότε η έρευνα πρέπει να επεκταθεί, ώστε να προσδιοριστούν τα δομικά στοιχεία στα οποία έχει εφαρμοσθεί κάθε κατηγορία. Μόνο στη περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του χάλυβα θα θεωρείται «υψηλή».
- iv. Όταν από τον ανασχεδιασμό προβλέπεται συγκόλληση νέων με παλιούς οπλισμούς, πρέπει να γίνεται έρευνα για τη «συγκολλησιμότητά» τους.

(Μητρολιού, 2015)

3.3.1.8 Καθορισμός Σ.Α.Δ. για τις τοιχοποιίες πλήρωσης

Σε ό,τι αφορά τους τοίχους πλήρωσης, και στις περιπτώσεις που αυτοί συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, προβλέπονται τα εξής (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017 - §3.7.3):

- i. Οι εργασίες αποτύπωσης περιλαμβάνουν κατ' ελάχιστο αποκαλύψεις της τοιχοποιίας σε δύο θέσεις σε κάθε όροφο, διαστάσεων περίπου 0.7x0.7 m. Κατά την αποτύπωση λαμβάνονται πληροφορίες που αφορούν:
 - Στο σύστημα και την ποιότητα δόμησης
 - Στο πάχος του τοίχου
 - Στο είδος και την ποιότητα των υλικών δόμησης (τούβλα και κονίαμα)
 - Στο πάχος των αρμών και τον βαθμό πλήρωσης με κονίαμα, τόσο για τους οριζόντιους όσο και για τους κατακόρυφους αρμούς
 - Στη σφήνωση της τοιχοποιίας στην περίμετρο
 - Στα διαζώματα (κάθε είδους)
- ii. Για τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς των τοιχοποιιών ενδιαφέρουν κυρίως η θλιπτική αντοχή, η διατμητική αντοχή και τα αντίστοιχα μέτρα ελαστικότητας. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, τα ως άνω χαρακτηριστικά μπορούν να προσδιοριστούν έμμεσα από ημιεμπειρικές σχέσεις, με βάση τα επιμέρους χαρακτηριστικά, όπως την αντοχή των λιθοσωμάτων, την αντοχή του κονιάματος, το πάχος των αρμών, το πάχος και την αντοχή του επιχρίσματος κ.λπ. Στην περίπτωση αυτή, η Σ.Α.Δ. για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας θεωρείται «ικανοποιητική», ενώ απλώς «ανεκτή» Σ.Α.Δ. δεν επιτρέπεται.
- iii. Στις περιπτώσεις όπου τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας προκύπτουν από διερεύνηση και επιτόπου ή/και εργαστηριακές δοκιμές επαρκούς αριθμού δοκιμών, η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «υψηλή».

(Μητρολιού, 2015).

3.3.1.9 Καθορισμός Σ.Α.Δ. γεωμετρικών δεδομένων

Σε ό,τι αφορά τα γεωμετρικά δεδομένα του δομήματος, η Σ.Α.Δ. εξαρτάται από την προέλευση του δεδομένου και διαφοροποιείται κατά περίπτωση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 - §3.7.4). Ως γεωμετρικά δεδομένα θεωρούνται (Μητρολιού, 2015):

- Το είδος και η γεωμετρία του φορέα της θεμελίωσης
- Το είδος και η γεωμετρία του φορέα της ανωδομής
- Το είδος και η γεωμετρία των τοιχοπληρώσεων
- Οι επιστρώσεις, επενδύσεις κ.λπ.
- Η όπλιση.

3.4 ΒΑΣΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

3.4.1 Η λογική των ελέγχων ασφαλείας

Η λογική των ελέγχων ασφαλείας που επιβάλλει ο Κανονισμός Επεμβάσεων κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφισταμένων δομημάτων συνοψίζεται με την θεώρηση της ανίσωσης ασφαλείας (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 - §4.1), η οποία έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται στους Ευρωκώδικες (ΕΚ):

$$S_d < R_d, \text{ με}$$

$$S_d = \gamma_{sd} \cdot S (S_k \cdot \gamma_f) \text{ και}$$

$$R_d = (1/\gamma_{rd}) \cdot R (R_k/\gamma_m)$$

Όπου:

S_d : Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις.

R_d : Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών).

S_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων για τις οποίες υπάρχει ορισμένη πιθανότητα υπερβάσεως σε 50 έτη.

R_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που υπεισέρχονται στις αντιστάσεις και προσδιορίζονται με ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως.

γ_f, γ_m : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές.

γ_{sd}, γ_{rd} : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντιστοίχως.

Όπως φαίνεται από τα παραπάνω, η ανίσωση ασφαλείας είναι γενική, αφορά δε εντατικά ή παραμορφωσιακά μεγέθη. Έτσι, μπορεί να αναφέρεται στον γενικό έλεγχο ισορροπίας ενός δομήματος ως συνόλου (ανατροπή και ολίσθηση), ή στον έλεγχο μετατροπής του σε μηχανισμό, ή στον έλεγχο του εύρους μίας ρωγμής, ή του μεγέθους ενός βέλους κάμψης ή, ακόμη, στην επαλήθευση ότι η επιβαλλόμενη μετακίνηση της κορυφής του δομήματος είναι μικρότερη από την αντίστοιχη διαθέσιμη μετακίνηση πριν από την αστοχία. Τελικά, δηλαδή, ο έλεγχος ασφαλείας, εκτελούμενος σε κατάλληλο κατά περίπτωση μέλος ή τμήμα ή στο σύνολο του δομήματος, οφείλει να αποδείξει ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο μέγεθος (εντατικό ή και παραμορφωσιακό) είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα. Η επιδιωκόμενη αξιοπιστία διασφαλίζεται με την τήρηση των διατάξεων και προβλέψεων που ορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (Μητρολιού, 2015).

3.4.2 Μέθοδοι ανάλυσης

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενός υφισταμένου κτιρίου, τα δρώντα εντατικά μεγέθη ή/και οι απαιτούμενες πλαστικές γωνίες στροφής όλων των δομικών στοιχείων του κτιρίου υπό τον σεισμό σχεδιασμού και τους προβλεπόμενους άλλους συνδυασμούς δράσεων, προσδιορίζονται μέσω κατάλληλων αναλυτικών μεθόδων. Συγκεκριμένα, μπορεί να εφαρμοσθεί μία από τις παρακάτω μεθόδους ανάλυσης (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 - §2.4.3.3.):

1. Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς ή πλαστιμότητας, ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.

2. Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς ή πλαστιμότητας, ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
3. Ανελαστική στατική ανάλυση. Στην περίπτωση αυτή συνίσταται η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
4. Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας). Στην περίπτωση αυτή συνίσταται και πάλι η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.

Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις, και μόνο για την αποτίμηση υφισταμένου δομήματος, επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν και άλλες προσεγγιστικές ή εμπειρικές μέθοδοι. Η επιλογή της κατάλληλης κάθε φορά μεθόδου γίνεται με βάση τη σπουδαιότητα και τις τυχόν βλάβες ή φθορές του δομήματος, καθώς και τα διαθέσιμα δεδομένα για τις διατομές και τις αντοχές των δομικών στοιχείων. Επιπλέον, η επιλογή επηρεάζεται και από κάποιες προϋποθέσεις που θα πρέπει να τηρούνται για κάθε μέθοδο. Οι προϋποθέσεις αυτές σχετίζονται κυρίως με τη Σ.Α.Δ. και την κανονικότητα ή μη του εξεταζόμενου φορέα (Μητρολιού, 2015).

3.4.2.1 Εφαρμογή γραμμικών μεθόδων ανάλυσης

Στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, ο έλεγχος και η ανίσωση ασφαλείας εφαρμόζονται κατά τους Ευρωκώδικες, με όσα ειδικότερα αναφέρονται στον Κανονισμό Επεμβάσεων, ενώ γενικώς οι έλεγχοι γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών (Μητρολιού, 2015).

3.4.2.2 Εφαρμογή μη – γραμμικών μεθόδων ανάλυσης

Στην περίπτωση εφαρμογής μη – γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, ισχύουν τα ακόλουθα (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017 - §4.1.4):

- I. Έλεγχος ασφαλείας στην περίπτωση αυτή ονομάζεται η σύγκριση της μέγιστης διαθέσιμης και στοχευόμενης απόκρισης της «κορυφής» του δομήματος σε όρους δυνάμεων και μετακινήσεων, έναντι των απαιτήσεων του φάσματος δυνάμεων/μετακινήσεων που αντιστοιχεί στη σεισμική δράση επανελέγχου.

- II. Οι αντιπροσωπευτικές τιμές και οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας ιδιοτήτων υλικών ή αξιοπιστίας προσομοιωμάτων, εξαρτώνται από τη φύση του ελεγχόμενου κρίσιμου μεγέθους και από τον τρόπο αστοχίας (οιονεί – ψαθυρός ή οιονεί – πλάστιμος).
- III. Η κατηγορία μεθόδων ελέγχου με βάση τα εντατικά ή τα παραμορφωσιακά μεγέθη, επιλέγεται με βάση τον αναμενόμενο τύπο αστοχίας (ψαθυρός ή πλάστιμος). Συμβατικός, αν η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα μ_{θ} (ή μ_d) είναι ≥ 2.0 (ή αν $\mu_{1/t} \geq 3$), δηλαδή αν η συμπεριφορά είναι οιονεί – πλάστιμη, οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων. Άλλως, αν η συμπεριφορά είναι οιονεί – ψαθυρή, οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων (Μητρολιού, 2015).

Κεφάλαιο 4

Η ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΙΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η στατική ανελαστική ανάλυση αποτελεί μία ευρύτατα διαδεδομένη μέθοδο αντισεισμικού υπολογισμού, η οποία υιοθετείται από πολλούς σύγχρονους Κανονισμούς, μεταξύ αυτών και από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2017. Κύριος στόχος της εν λόγω μεθόδου ανάλυσης είναι η αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας δομημάτων, εκτιμώντας την παραμορφωσιμότητα και την αντοχή των τμημάτων της κατασκευής. Μέσα από τον προσδιορισμό των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία του εξεταζόμενου φορέα, όταν ο τελευταίος υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός, αποκαλύπτονται οι κρίσιμες περιοχές του φορέα, όπου οι ανελαστικές μετακινήσεις είναι σημαντικές, ενώ παράλληλα προσδιορίζονται οι πιθανές αδυναμίες του και αξιολογείται η ευστάθεια του δομικού συστήματος στο σύνολό του.

Για την εφαρμογή της μεθόδου απαιτείται η χρήση κατάλληλου υπολογιστικού μοντέλου προσομοίωσης του εκάστοτε εξεταζόμενου φορέα, στο οποίο θα συνεκτιμάται με άμεσο τρόπο η ανελαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων. Το εν λόγω προσομοίωμα υποβάλλεται, με την ταυτόχρονη δράση των κατακόρυφων

φορτίων των δομικών στοιχείων, σε οριζόντια φορτία διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών, τα οποία αυξάνουν μονότονα και αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα επίπεδα των ορόφων κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης. Από την ανάλυση του προσομοιώματος, η οποία διενεργείται έως ότου επέλθει η αστοχία του φορέα, κατασκευάζεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (capacity curve), η οποία εκφράζει τη σχέση μεταξύ της τέμνουσας βάσης, V_{base} , του κτιρίου και της μετατόπισης κορυφής, δ (Μητρολιού, 2015).

4.2 ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Όπως αναφέρεται στην Παράγραφο §5.7.1.2 του Κεφαλαίου 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, οι βασικές παραδοχές της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι οι ακόλουθες:

- Το προσομοίωμα του εξεταζόμενου κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.
- Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβου ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλάστιμων δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.

- Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση δ_i) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου.
- Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, οι οποίες περιγράφονται αναλυτικά στη συνέχεια του παρόντος Κεφαλαίου.

4.3 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Συνίσταται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος ανάλυσης να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» ΣΑΔ, δεδομένου ότι είναι ευρύτατα διαδεδομένη στους Μηχανικούς η αίσθηση ότι μια υψηλής στάθμης ανάλυση οφείλει να βασίζεται σε αντίστοιχης στάθμης δεδομένα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §5.7.2). Επιπλέον:

- Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μία αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές, οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση. Για τις προαναφερθείσες δυναμικές αναλύσεις γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων ($q=1$) του ΕΚ 8-1.
- Όταν η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μία συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (ανεξαρτήτως των λοιπών προϋποθέσεων εφαρμογής της τελευταίας, όπως αυτές προβλέπονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25%

των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων. Δηλαδή, εφόσον εφαρμόζεται η μέθοδος του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q , αυτός μπορεί να λαμβάνεται αυξημένος κατά 25%, ενώ αν εφαρμόζεται η μέθοδος των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας m , η αύξηση του 25% αφορά στις τιμές των δεικτών αυτών (Μητρολιού, 2015).

4.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ

Σύμφωνα με την Παράγραφο §5.7.3 του Κεφαλαίου 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, σημειώνεται ότι:

- Η καμπύλη αντίστασης, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσεως και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και πέρα από την μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος. Κατ' ελάχιστον, η καμπύλη θα χαράσσεται ως το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης, εφόσον βέβαια στο μεταξύ δεν έχει επέλθει αστοχία του φορέα.
- Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό του Ευρωκώδικα 8-1. Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική»-«αρνητική») και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.
- Το αναλυτικό προσομοίωμα θα υιοθετεί τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης-παραμόρφωσης κάθε περιοχής, στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά.
- Στο προσομοίωμα θα συμπεριλαμβάνονται εν γένει τόσο τα πρωτεύοντα όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία, αλλά και οι τοιχοπληρώσεις.
- Η σχέση έντασης – παραμόρφωσης κάθε στοιχείου συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα, μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρις αστοχίας, οι οποίες θα περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένισης της αντίστασης του πλάστιμου στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του.

- Εναλλακτικώς, επιτρέπεται χρήση απλοποιημένης στατικής ανελαστικής ανάλυσης, όπου μπορούν να προσομοιώνονται μόνο τα πρωτεύοντα στοιχεία ανάληψης σεισμικών δυνάμεων του κτιρίου. Η σχέση έντασης – παραμόρφωσης κάθε τέτοιου στοιχείου θα είναι διγραμμική, χωρίς να προσομοιώνεται άμεσα η φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου.

4.4.1 Καθορισμός του κόμβου ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία (§5.7.3.2. – ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017).

4.4.2 Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανωτέρων ιδιομορφών (§5.7.3.3. – ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017).

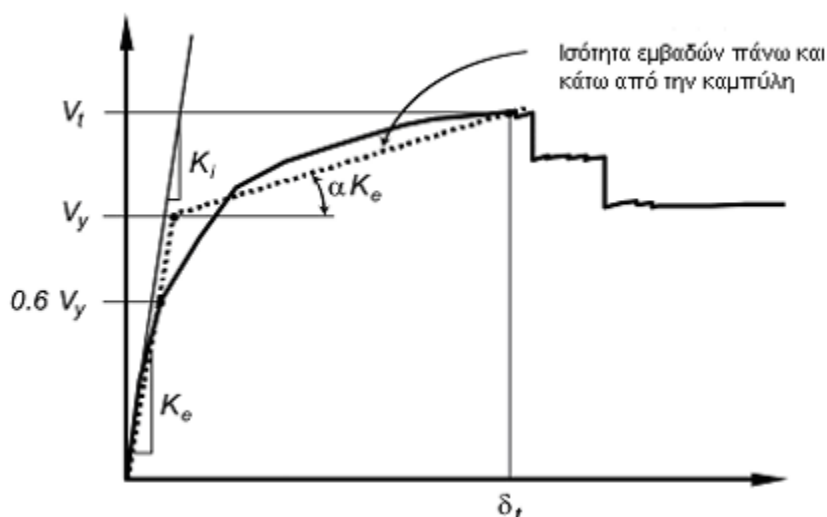
Σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον Ευρωκώδικα 8-1, μπορούν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

- «Ομοιόμορφη», βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης)
- «Ιδιομορφική», ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση.

4.4.3 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης –μετακίνησης

Η μη-γραμμική σχέση δύναμης-μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου (§5.7.3.4.-KAN.ΕΠΕ.).

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης-μετακίνησης) συνίσταται να είναι διγραμμική, με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με αK_e (Σχήμα 4.1). Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης.



Σχήμα 4.1: Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης κατασκευής με διγραμμική καμπύλη (KAN.ΕΠΕ. 2017)

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y , η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανοιγμένη κλίση (α) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της πραγματικής μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας δ_u ,

πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της α πρέπει να είναι θετική ή μηδέν, αλλά να μην ξεπερνά το 0,10. Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κύριου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στην αστοχία αυτή). Απλοποιητικώς, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτιρίου, η μεν κλίση K_e μπορεί να λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60% της μέγιστης αντίστασης V_{max} , η δε δύναμη διαρροής V_y , ως το 80% της V_{max} (Μητρολιού, 2015).

4.4.4 Προσδιορισμός ιδιοπεριόδου

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης της §3.4.4. Συγκεκριμένα, η τιμή T_e της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση (Μητρολιού, 2015):

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_o}{K_e}} \quad (4.1)$$

όπου:

T : η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση

K_o : η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία

K_e : η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία που υπολογίζεται σύμφωνα με την §3.4.4.

4.4.5 Διαφράγματα

Σύμφωνα με την Παράγραφο §5.4.6. του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017:

- Οι εντός επιπέδου παραμορφώσεις του διαφράγματος υπό την επίδραση των (διανεμημένων) σεισμικών αδρανειακών δράσεων και των αντιδράσεων των κατακόρυφων στοιχείων που συνδέονται με το διάφραγμα, οφείλουν να

λαμβάνονται υπόψη κατά τον υπολογισμό των σχέσεων που συνδέουν τις μετακινήσεις των κατακόρυφων στοιχείων. Προς τούτο επιτρέπεται η κατάταξη των διαφραγμάτων σε δύο κατηγορίες: Ευπαραμόρφωτα και απαραμόρφωτα.

- Ένα διάφραγμα θα χαρακτηρίζεται ως ευπαραμόρφωτο, όταν η μέγιστη εντός του επιπέδου του οριζόντια παραμόρφωσή του υπερβαίνει το διπλάσιο του μέσου σχετικού βέλους των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου. Για διαφράγματα που εδράζονται επί τοιχωμάτων υπογείου, θα λαμβάνεται υπόψη το σχετικό βέλος του ορόφου που υπέρκειται του διαφράγματος.
- Ένα διάφραγμα θα χαρακτηρίζεται ως απαραμόρφωτο, όταν η μέγιστη ενός του επιπέδου του οριζόντια παραμόρφωσή του είναι μικρότερη του μισού του μέσου σχετικού βέλους των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου.
- Διαφράγματα που δεν ανήκουν σε καμία από τις παραπάνω κατηγορίες χαρακτηρίζονται ως δυσπαραμόρφωτα, αλλά για απλοποίηση της ανάλυσης μπορεί να κατατάσσονται στην πλησιέστερη από τις δύο κατηγορίες (ευπαραμόρφωτα – απαραμόρφωτα).
- Για τον σκοπό της ταξινόμησης των διαφραγμάτων, το σχετικό βέλος ορόφων και οι παραμορφώσεις του διαφράγματος επιτρέπεται να υπολογίζονται με βάση τα ισοδύναμα στατικά φορτία της ελαστικής στατικής μεθόδου ανάλυσης. Στη συνήθη περίπτωση συστημάτων πλακών – δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα, το αντίστοιχο διάφραγμα επιτρέπεται να θεωρείται απαραμόρφωτο, χωρίς αναλυτικό υπολογισμό, όταν η γεωμετρία και η αντοχή του (εντός επιπέδου) μπορεί να θεωρηθούν ικανοποιητικές.
- Στον αναλυτικό έλεγχο (όταν αυτός απαιτείται), η εντός επιπέδου παραμόρφωση του διαφράγματος θα υπολογίζεται:
 - i. Απευθείας από προσομοίωση στην οποία συμπεριλαμβάνεται το διάφραγμα
 - ii. Με αυτοτελές προσομοίωμα στο οποίο λαμβάνονται υπόψη η συνδυασμένη δράση των αδρανειακών δυνάμεων του διαφράγματος με τα εντός του επιπέδου του διαφράγματος φορτία που προκύπτουν λόγω ασυνεχειών στους κατακόρυφους φορείς ανάληψης των σεισμικών δυνάμεων στο επίπεδο του διαφράγματος.

- Η προσομοίωση των κτιρίων με απαραμόρφωτα διαφράγματα θα λαμβάνει υπόψη την επιρροή της στρέψης, όπως ορίζεται στην §3.4.7.2 του παρόντος. Στα κτίρια με ευπαραμόρφωτα διαφράγματα, η προσομοίωση του διαφράγματος ως φορέα γίνεται με εντός επιπέδου στοιχεία, των οποίων η δυσκαμψία είναι συμβατή με τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών που συνθέτουν το διάφραγμα.
- Εναλλακτικά, στα κτίρια με ευπαραμόρφωτα διαφράγματα σε όλους τους ορόφους, κάθε κατακόρυφος φορέας ανάληψης σεισμικών δυνάμεων μπορεί να μελετάται ανεξάρτητα, λαμβάνοντας υπόψη τις μάζες που προκύπτουν από τις αντίστοιχες επιφάνειες επιρροής.

4.5 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ

4.5.1 Γενικά

Στην Παράγραφο §5.7.4.1. του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 σημειώνεται ότι:

- Για κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη ορόφου, η στοχευόμενη μετακίνηση δτ μπορεί να υπολογίζεται σύμφωνα με την §3.5.2 της παρούσης εργασίας ή με άλλη αποδεκτή μεθοδολογία που συνεκτιμά την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου.
- Για κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη ορόφου, η εντός του επιπέδου του παραμορφωσιμότητα του διαφράγματος θα συνεκτιμάται στο προσομοίωμα. Η στοχευόμενη μετακίνηση θα υπολογίζεται όπως και στα κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα, αλλά θα επαυξάνεται με βάση το λόγο της μέγιστης μετακίνησης της οροφής (σε οποιοδήποτε σημείο της) προς τη μετακίνηση στο κέντρο μάζας της οροφής. Οι δύο αυτές μετακινήσεις θα υπολογίζονται από φασματική ιδιομορφική (ελαστική) ανάλυση ενός χωρικού προσομοιώματος του κτιρίου. Εναλλακτικά, σε κτίρια με ευπαραμόρφωτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη ορόφου, η στοχευόμενη μετακίνηση μπορεί να υπολογίζεται χωριστά για κάθε φορέα ανάληψης σεισμικών δράσεων. Η στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε επιμέρους φορέα θα υπολογίζεται όπως και

στα κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα, με κατάλληλο ορισμό των μαζών που αντιστοιχούν σε κάθε φορέα. Απλοποιητικά, οι μάζες αυτές μπορεί να καθορίζονται με βάση τις αντίστοιχες επιφάνειες επιρροής.

- Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση κατά τη στιγμή που η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ισούται με τη στοχευόμενη, θα ελέγχονται σύμφωνα με τα κριτήρια επιτελεστικότητας.

4.5.2 Στοχευόμενη μετακίνηση

Η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t θα υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους τους παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Επιτρέπεται να γίνεται θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου (βλ. §3.4.5) το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος, με κατάλληλη διόρθωση ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Προς τούτο αρκεί να λαμβάνονται προσεγγιστικός υπόψη:

- Η διαφορά ελαστικής - ανελαστικής μετακίνησης
- Η διαφορά της μετακίνησης του ανωτέρω μονοβάθμιου συστήματος και του «κόμβου ελέγχου» του κτιρίου
- Η διαφορά της μετακίνησης ενός ελαστοπλαστικού μονοβάθμιου συστήματος και ενός αντίστοιχου συστήματος με φθίνουσα δυσκαμψία κατά την ανακύκλιση
- Η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως στη μετακίνηση.

Εφόσον δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t επιτρέπεται να υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση (4.2) και να διορθώνεται (όποτε απαιτείται) με βάση την §3.5.1, ως εξής:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_e(T) \quad (4.2)$$

όπου $S_e(T)$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμπής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα, όπως ορίζεται στην §3.4.4) και C_0 , C_1 , C_2 και C_3 διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής:

C_0 : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e ($S_d=[T_e^2/4\pi^2]\cdot S_e$), με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4 και 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5 και ≥ 10 , αντίστοιχα.

C_1 : Ο λόγος $C_1=\delta_{inel}/\delta_{el}$ της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις:

$$C_1 = 1.0 \text{ για } T \geq T_c \quad (4.3)$$

$$C_1 = [1.0 + (R-1)\cdot T_c/T]/R \text{ για } T < T_c \quad (4.4)$$

Όπου T_c η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης και $R=V_{el}/V_y$ ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα. Ο λόγος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη σχέση (4.5):

$$R = \frac{S_e/g}{V_y/W} \cdot C_m \quad (4.5)$$

Στην οποία η αντίσταση διαρροής V_y υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του διαγράμματος δυνάμεων (τέμνουσα βάσεως) – μετακινήσεων (κορυφής) του κτιρίου, όπως ορίζεται στην §3.4.4. Απλοποιητικά και προς το μέρος της ασφάλειας, ο λόγος V_y/W στη σχέση μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτίρια με μικτό σύστημα και 0.10 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

C_2 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα 4.1. Για τιμές T μεταξύ $0.1s$ και T_c πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 4.1: Τιμές του συντελεστή C_2 (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017)

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T \leq 0.1s$		$T \geq T_c$	
	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
«Περιορισμένες βλάβες»	1.0	1.0	1.0	1.0
«Σημαντικές βλάβες»	1.3	1.0	1.1	1.0
«Οιονεί κατάρρευση»	1.5	1.0	1.2	1.0

(Μητρολιού, 2015)

Κεφάλαιο 5

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων του 2012, σκοπός της αποτίμησης υφιστάμενου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας των ελάχιστων υποχρεωτικών αποκτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες κανονισμούς. (§2.1.1).

Στην αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων ακολουθούνται τα βήματα της συλλογής στοιχείων (από έρευνα του ιστορικού του δομήματος) της ανάλυσης του και του ελέγχου των οριακών καταστάσεων

5.2 ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΤΟΥ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ

Η υφιστάμενη κατασκευή βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I ($\alpha_{gR} = 0.16g$). Το κτίριο αποτελείται από δυο ορθογώνια κτίρια, το αριστερό κατασκευασμένο με φέρουσα τοιχοποιία από τσιμεντόλιθους και το δεξί από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κτίριο της φέρουσας τοιχοποιίας είναι παλαιότερο και χρονολογείται την δεκαετία του '50 ενώ το δεύτερο κτίριο κατασκευάστηκε από οπλισμένο σκυρόδεμα ως προσθήκη στις αρχές της δεκαετίας του '70. Τα δύο αυτά κτίρια λειτουργούν ως ενιαίο κτίριο και είναι διαφραγματικά συνδεδεμένα με κοινή πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος. Η

κατασκευή αποτελείται από το ισόγειο και τον πρώτο όροφο με συνολικό εμβαδόν σε κάθε όροφο 140m².

Όσον αφορά το κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα, οι συνδετήρες των δοκών και των υποστύλωμάτων είναι Φ8/30. Στο κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία έχει στην κάτω αριστερά γωνιά ένα υποστύλωμα με συνδετήρες Φ8/30.

Από τον έλεγχο του κτιρίου παρατηρείται ότι δεν εμφανίζονται κάποιες βλάβες. Επομένως καλύπτεται το συγκεκριμένο δόμημα από τον κανονισμό (ικανοποιεί την §1.2.1, δομήματα χωρίς βλάβες, του ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

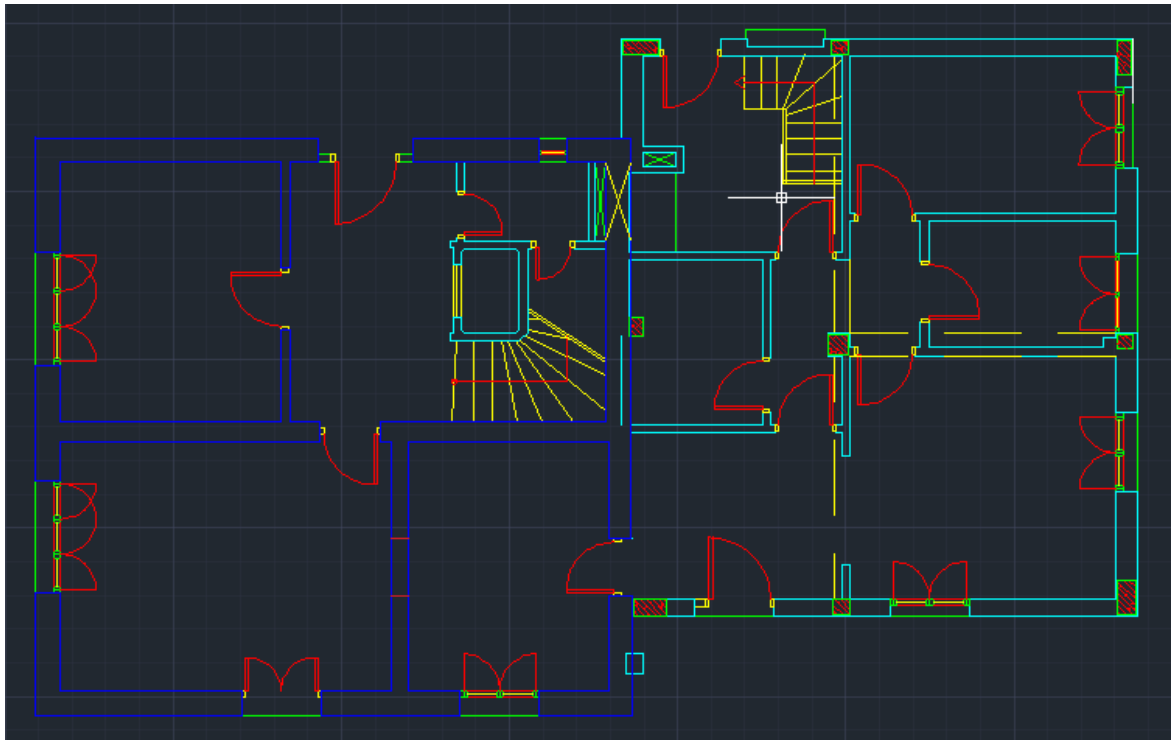
5.3 ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ

Για την προσομοίωση χρησιμοποιήθηκε κατάλληλο λογισμικό ανελαστικών αναλύσεων, το FESPA. Το Fespa είναι ένα στατικό πρόγραμμα της εταιρείας LH Λογισμική για την ανάλυση, διαστασιολόγηση, αποτίμηση και ενίσχυση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, χάλυβα και φέρουσα τοιχοποιία, σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες και τους ισχύοντες ελληνικούς κανονισμούς. Αποτελείται από γραμμικά και επιφανειακά μέλη, διαφορετικών υλικών και διατομών οποιουδήποτε σχήματος, υποβαλλόμενα σε διάφορες φορτιστικές καταστάσεις. Το λογισμικό μπορεί να πραγματοποιήσει στατική και δυναμική γραμμική ανάλυση καθώς και μη γραμμική ανάλυση pushover.

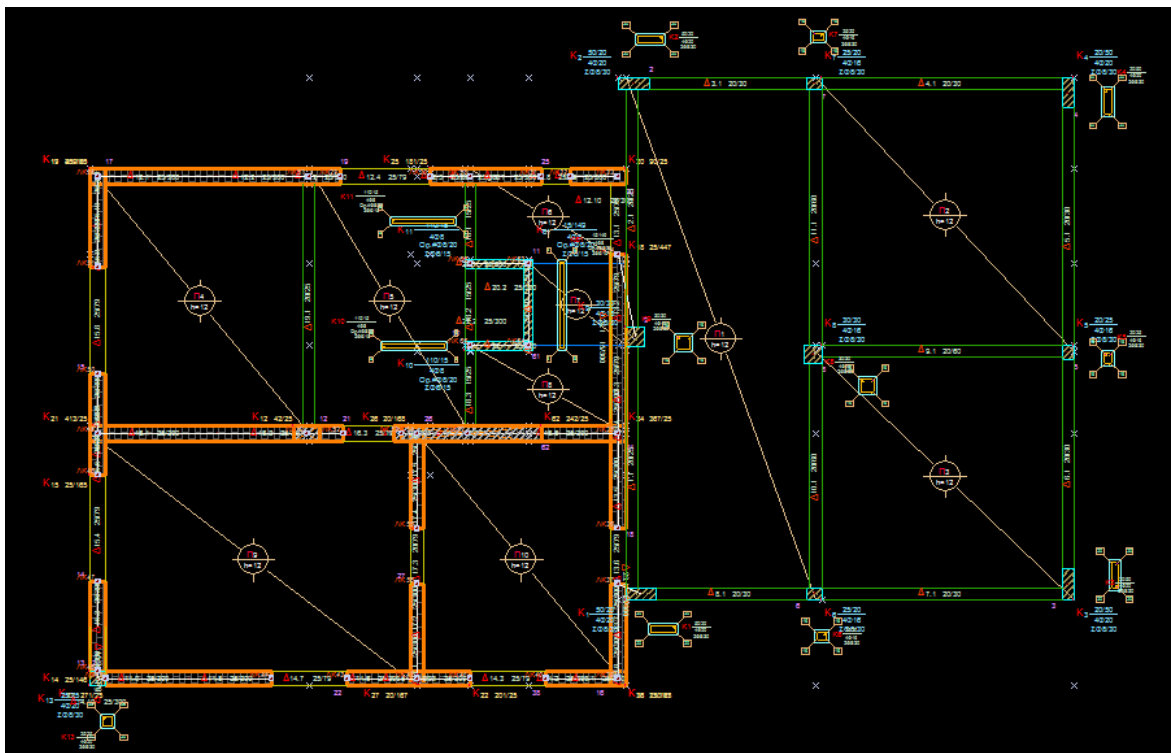
Το κτίριο έχει 2 στάθμες, οι κατόψεις και οι ξυλότυποι των οποίων φαίνονται στα παρακάτω Σχήματα:

- Στάθμη ισογείου
- Στάθμη πρώτου ορόφου

5.4 ΣΤΑΘΜΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

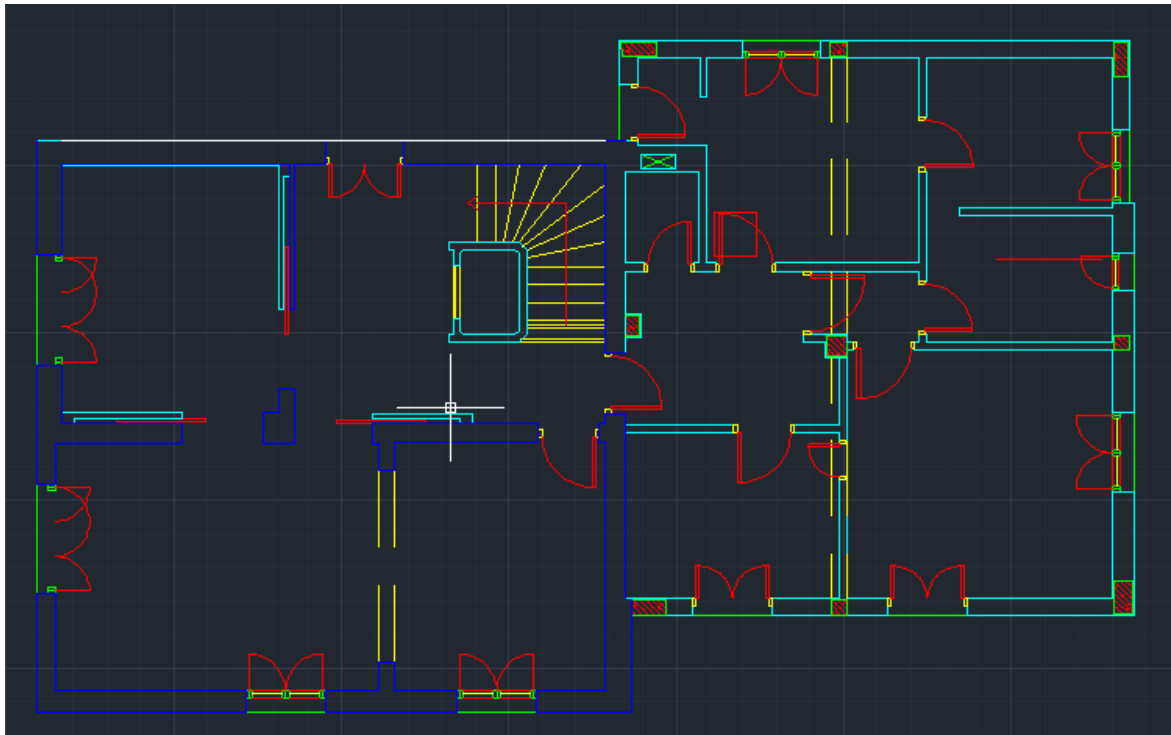


Σχήμα 5.1 Αρχιτεκτονικό σχέδιο κάτοψης ισογείου

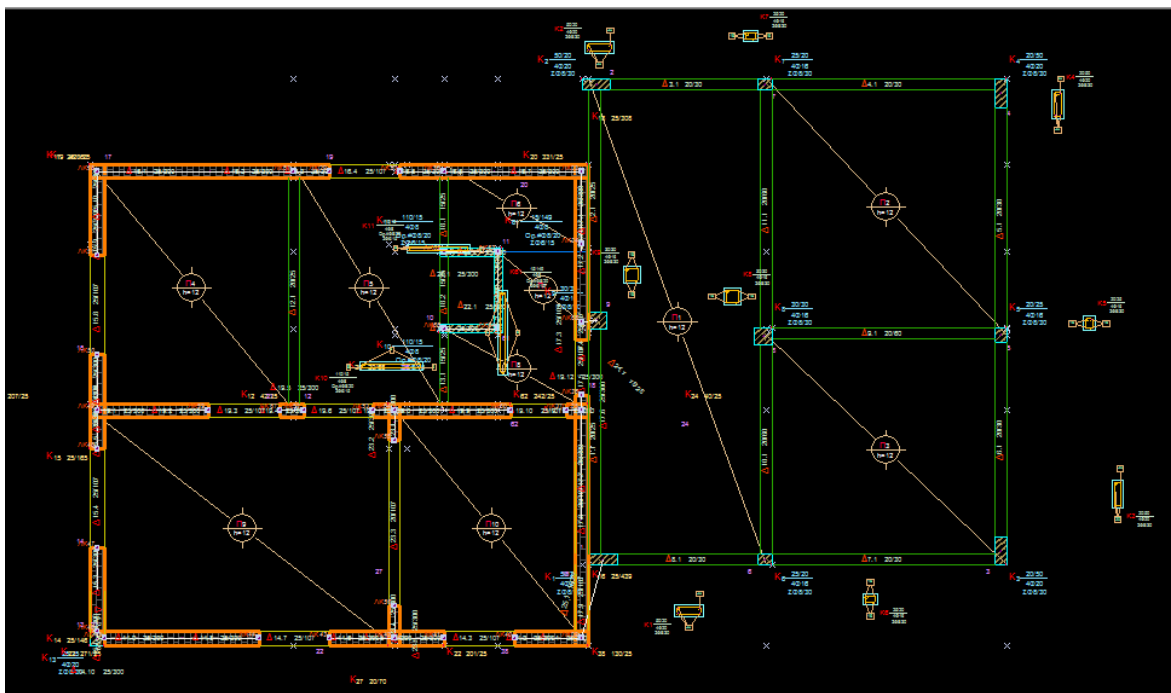


Σχήμα 5.2 Σχέδιο ξυλότυπου ισογείου

5.5 ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΟΡΟΦΟΥ



Σχήμα 5.3 Αρχιτεκτονικό σχέδιο κάτοψης πρώτου ορόφου



Σχήμα 5.4 Σχέδιο ξυλότυπου πρώτου ορόφου

Κεφάλαιο 6

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται η παρουσίαση της διαδικασίας αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας και ο έλεγχος της υφιστάμενης κατασκευής. Πραγματοποιείται χρήση του προγράμματος FESPA, έκδοση 7.6.0.24, καθώς έχει ενσωματωμένους τους σύγχρονους κανονισμούς, κανονισμό σκυροδέματος EC2 και αντισεισμικό κανονισμό EC8, και σε συνδυασμό φυσικά με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2η αναθεώρηση 2017.

6.2 ΠΕΡΙΛΗΠΤΙΚΗ ΑΝΑΦΟΡΑ ΤΩΝ ΒΗΜΑΤΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΩΝ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ.

Τα βήματα που ακολουθούνται για την εισαγωγή του φορέα στο λογισμικό είναι τα ακόλουθα (Ευθυμάκη & Μαζαράκου, 2020):

1. Εισάγουμε στο Fespa το προσομοίωμα της κατασκευής. Γίνεται παρουσίαση της γεωμετρικής απεικόνισης σε όλα τα μέλη του κτιρίου.
2. Πραγματοποιείται επίλυση και όπλιση του προσομοιώματος σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό κατά τον χρόνο κατασκευής. Με δεδομένα αυτά, λαμβάνουμε τους οπλισμούς που θα χρησιμοποιήσουμε ως βάση εργασίας για να επιταχύνουμε την εισαγωγή των υφιστάμενων οπλισμών στο μοντέλο.

3. Διεξάγονται όλες οι διορθώσεις των οπλισμών που είχαμε λάβει από το προηγούμενο βήμα με σκοπό αυτοί να είναι σύμφωνοι με τους υφιστάμενους οπλισμούς της κατασκευής.
4. Ορίζουμε τα μέλη ως υφιστάμενα.
5. Ορίζουμε ποια από τα μέλη αυτά είναι πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα στην κατασκευή.
6. Εισάγουμε τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ) και τις μέσες τιμές αντοχών του σκυροδέματος και του χάλυβα.
7. Καθορίζουμε τη στάθμη επιτελεστικότητας και την αντίστοιχη σεισμική απαίτηση σύμφωνα με τις οποίες θα γίνει ο έλεγχος.
8. Προχωράμε σε επίλυση. Πραγματοποιείται η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας, του φάσματος απαίτησης, ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης και ο 59 υπολογισμός των συντελεστών επάρκειας του κάθε μέλους συναρτήσει της εξεταζόμενης στάθμης επιτελεστικότητας.
9. Στο τέλος λαμβάνουμε τα αποτελέσματα και πραγματοποιείται η αξιολόγηση για το κτίριο συνολικά και έπειτα για το κάθε μέλος. Συνοπτικά Αποτελέσματα Μη Γραμμικών Στατικών Αναλύσεων

6.3 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Κατά τη διάρκεια της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover) σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων του φορέα. Με τον σχηματισμό αυτό μειώνεται σταδιακά η αντοχή των μελών. Τελικά από τις εμφανιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις θα δημιουργηθούν τέτοιες παραμορφώσεις οπότε παράγεται ένας μηχανισμός κατάρρευσης και η κατασκευή οδηγείται σε αστοχία διότι οι παραμορφώσεις αυτές δεν μπορούν να παραλάβουν περαιτέρω ένταση.

Παρακάτω παρατίθενται οι λόγοι επάρκειας μελών που προκύπτουν από την μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover). Παρατηρούνται λόγοι ανεπάρκειας μεγαλύτεροι της μονάδας τόσο σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος όσο και σε στοιχεία φέρουσας τοιχοποιίας, οπότε το κτίριο κρίνεται ανεπαρκές.

Πίνακας 6.1 Λόγων επάρκειας διάτμησης κόμβων

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας διάτμησης κόμβων

Κόμβος	Εγκάρσιος οπλισμός κόμβου	SD				NC			
		Εφελκυσμός		Θλίψη		Εφελκυσμός		Θλίψη	
		Λ	Διευ	Λ	Διευ	Λ	Διευ	Λ	Διευ
K1(0)	2τμ ΣΦ8/30	0.90	z	0.39	z	1.53!	z	9.99!	z
K2(0)	2τμ ΣΦ8/30	1.26!	γ	0.59	γ	1.26!	γ	0.69	γ
K3(0)	2τμ ΣΦ8/30	0.82	γ	0.20	γ	0.82	γ	0.23	γ
K4(0)	2τμ ΣΦ8/30	0.77	γ	0.20	γ	0.77	γ	0.24	γ
K5(0)	2τμ ΣΦ8/30	0.23	γ	0.12	γ	0.23	γ	0.16	γ
K6(0)	2τμ ΣΦ8/30	0.31	z	0.14	z	0.31	z	0.18	z
K7(0)	2τμ ΣΦ8/30	0.18	z	0.08	z	0.19	z	0.09	γ
K8(0)	2τμ ΣΦ8/30	0.18	γ	0.08	γ	0.18	γ	0.09	γ
K2(1)	2τμ ΣΦ8/30	0.59	γ	0.12	γ	0.59	γ	0.12	γ
K3(1)	2τμ ΣΦ8/30	0.37	γ	0.07	γ	0.42	γ	0.08	γ
K4(1)	2τμ ΣΦ8/30	0.44	γ	0.09	γ	0.44	γ	0.10	γ
K5(1)	2τμ ΣΦ8/30	0.29	z	0.08	z	0.35	z	0.11	z
K6(1)	2τμ ΣΦ8/30	0.27	z	0.07	z	0.34	z	0.10	z
K7(1)	2τμ ΣΦ8/30	0.22	z	0.06	z	0.25	z	0.08	z
K8(1)	2τμ ΣΦ8/30	0.11	γ	0.03	γ	0.12	γ	0.03	γ

Πίνακας 6.2 Λόγων επάρκειας πεσσών Φ.Τ.

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας πεσσών φέρουσας τοιχοποιίας

Μέλος, διευθ., Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	SD	NC
		Λ	Λ
K12(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	9.99! (T)	9.99! (T)
K12(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99! (T)	9.99! (T)
K14(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	2.34! (V)	3.64! (V)
K14(0), εκτός επιπέδου, κ		0.48	1.94!
K14(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	4.32! (V)	5.32! (V)
K14(1), εκτός επιπέδου, κ		0.35	0.37
K15(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	2.32! (V)	3.79! (V)
K15(0), εκτός επιπέδου, κ		1.15!	2.98!
K15(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	1.12! (T)	1.18! (T)
K16(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	2.65! (V)	3.96! (V)
K16(0), εκτός επιπέδου, κ		1.10!	2.21!
K16(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	4.03! (V)	4.75! (V)
K17(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	9.99! (V)	9.99! (V)
K17(0), εκτός επιπέδου, κ		9.99!	9.99!
K17(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	9.99! (V)	9.99! (V)
K18(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	3.07! (V)	4.76! (V)
K18(0), εκτός επιπέδου, κ		1.09!	2.79!
K18(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	5.73! (V)	6.69! (V)
K18(1), εκτός επιπέδου, κ		1.93!	2.55!
K19(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	9.99! (V)	9.99! (V)
K19(0), εκτός επιπέδου, κ		9.99!	9.99!
K19(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	9.99! (V)	9.99! (V)
K19(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!	9.99!
K20(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.49 (M)	0.65 (M)
K20(0), εκτός επιπέδου, κ		2.76!	4.08!
K20(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	3.95! (V)	4.74! (V)
K20(1), εκτός επιπέδου, κ		3.29!	4.49!
K21(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	1.20! (V)	2.62! (V)
K21(0), εκτός επιπέδου, κ		1.80!	3.20!
K21(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	3.81! (V)	4.35! (V)
K22(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	1.13! (V)	2.58! (V)
K22(0), εκτός επιπέδου, κ		2.36!	3.54!
K22(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	3.16! (V)	4.17! (V)
K23(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	1.31! (V)	2.84! (V)
K23(0), εκτός επιπέδου, κ		1.83!	3.00!
K23(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	3.18! (V)	4.07! (V)
K24(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	1.24! (V)	2.35! (V)
K24(0), εκτός επιπέδου, κ		2.54!	4.14!
K24(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.71 (M)	0.85 (M)
K24(1), εκτός επιπέδου, κ		2.66!	3.15!
K25(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	1.94! (V)	2.20! (V)
K25(0), εκτός επιπέδου, κ		2.31!	3.55!
K26(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	1.94! (V)	3.27! (V)
K26(0), εκτός επιπέδου, κ		1.02!	2.00!
K26(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.86 (M)	1.03! (M)

K26(1), εκτός επιπέδου, κ		1.46!	1.82!
K27(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	2.67! (V)	4.05! (V)
K27(0), εκτός επιπέδου, κ		0.93	2.10!
K27(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.86 (M)	1.04! (M)
K27(1), εκτός επιπέδου, κ		2.25!	2.96!
K38(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	1.38! (V)	2.77! (V)
K38(0), εκτός επιπέδου, κ		2.55!	3.81!
K38(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	2.06! (V)	2.46! (V)
K62(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	1.93! (V)	2.49! (V)
K62(1), εκτός επιπέδου, κ		6.02!	6.89!

(M): Η διατμητική ικανότητα του πεσσού εντός επιπέδου ελέγχεται από κάμψη.
(V): Η διατμητική ικανότητα του πεσσού εντός επιπέδου ελέγχεται από τένουσα.
(T): Ο πεσσός ασταχεί λόγω εφελκυσμού.
(C): Ο κρίσιμος έλεγχος του πεσσού είναι σε θλιπτικό αξονικό.

Πίνακας 6.3 Λόγων επάρκειας υπέρθρων Φ.Τ.

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας υπέρθρων φέρουσας τοιχοποιίας

Μέλος, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	SD λ	NC λ
Δ12.4(0), κ	Άσπλη	9.99! (V)	9.99! (V)
Δ12.8(0), κ	Άσπλη	9.99! (V)	9.99! (V)
Δ13.1(0), κ	Άσπλη	8.24! (V)	9.45! (V)
Δ13.2(0), κ	Άσπλη	8.24! (V)	9.45! (V)
Δ13.3(0), κ	Άσπλη	2.25! (V)	2.72! (V)
Δ13.6(0), κ	Άσπλη	5.50! (V)	6.16! (V)
Δ14.3(0), κ	Άσπλη	2.97! (V)	7.35! (V)
Δ14.7(0), κ	Άσπλη	2.71! (V)	4.98! (V)
Δ15.2(0), κ	Άσπλη	2.24! (V)	2.93! (V)
Δ15.4(0), κ	Άσπλη	0.55 (M)	0.62 (M)
Δ15.8(0), κ	Άσπλη	9.99! (M)	9.99! (M)
Δ16.3(0), κ	Άσπλη	4.06! (V)	2.86! (V)
Δ17.3(0), κ	Άσπλη	3.17! (V)	3.28! (V)
Δ14.3(1), κ	Άσπλη	5.41! (V)	7.74! (V)
Δ14.7(1), κ	Άσπλη	2.98! (V)	5.16! (V)
Δ15.2(1), κ	Άσπλη	0.32 (V)	0.65 (V)
Δ15.4(1), κ	Άσπλη	3.68! (V)	3.20! (V)
Δ15.8(1), κ	Άσπλη	9.99! (V)	9.99! (V)
Δ16.4(1), κ	Άσπλη	9.99! (V)	9.99! (V)
Δ17.3(1), κ	Άσπλη	7.89! (V)	9.07! (V)
Δ17.4(1), κ	Άσπλη	6.35! (V)	7.27! (V)
Δ17.5(1), κ	Άσπλη	6.35! (V)	7.27! (V)
Δ17.8(1), κ	Άσπλη	6.45! (V)	7.68! (V)
Δ17.9(1), κ	Άσπλη	0.17 (V)	0.19 (V)
Δ19.3(1), κ	Άσπλη	9.99! (V)	9.99! (V)
Δ19.6(1), κ	Άσπλη	9.99! (V)	9.99! (V)
Δ19.10(1), κ	Άσπλη	3.80! (V)	6.50! (V)
Δ23.3(1), κ	Άσπλη	0.15 (M)	0.15 (M)

Σημείωση: Τα υπέρθρα δεν ελέγχονται στη στάθμη DL.
(M): Η διατμητική ικανότητα του υπερθρου ελέγχεται από κάμψη.
(V): Η διατμητική ικανότητα του υπερθρου ελέγχεται από τένουσα.

Πίνακας 6.4 Λόγων επάρκειας υποστρωμάτων

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστρωμάτων

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD λ	NC λ		SD AV	NC
K1(0), κάτω, κ	0.46	1.16!	γ:	0.17	0.29
K1(0), άνω, κ	0.48	0.98	z:	0.32	0.70
K1(1), κάτω, κ	0.33	0.45	γ:	0.07	0.13

K1(1), άνω, κ	0.28	0.41	z:	0.20	0.36
K2(0), κάτω, κ	0.39	0.51	γ:	0.17	0.20
K2(0), άνω, κ	0.60	0.58	z:	0.17	0.28
K2(1), κάτω, κ	1.22!	1.51!	γ:	0.25	0.25
K2(1), άνω, κ	0.24	0.21	z:	0.07	0.09
K3(0), κάτω, κ	0.80	2.02!	γ:	0.16	0.20
K3(0), άνω, κ	0.54	0.64	z:	0.46	0.62
K3(1), κάτω, κ	0.54	0.47	γ:	0.19	0.21
K3(1), άνω, κ	0.24	0.29	z:	0.15	0.22
K4(0), κάτω, κ	0.71	1.62!	γ:	0.13	0.14
K4(0), άνω, κ	0.53	0.50	z:	0.29	0.50
K4(1), κάτω, κ	0.79	1.09!	γ:	0.22	0.23
K4(1), άνω, κ	0.36	0.30	z:	0.11	0.12
K5(0), κάτω, κ	0.82	1.60!	γ:	0.19	0.24
K5(0), άνω, κ	0.61	0.68	z:	0.20	0.32
K5(1), κάτω, κ	0.75	0.69	γ:	0.22	0.24
K5(1), άνω, κ	0.66	0.61	z:	0.14	0.18
K6(0), κάτω, κ	0.62	1.13!	γ:	0.24	0.35
K6(0), άνω, κ	0.61	0.72	z:	0.12	0.21
K6(1), κάτω, κ	0.61	0.62	γ:	0.12	0.13
K6(1), άνω, κ	0.40	0.51	z:	0.14	0.19
K7(0), κάτω, κ	0.51	0.73	γ:	0.15	0.20
K7(0), άνω, κ	0.54	0.55	z:	0.13	0.20
K7(1), κάτω, κ	0.56	0.69	γ:	0.15	0.20
K7(1), άνω, κ	0.41	0.45	z:	0.07	0.09
K8(0), κάτω, κ	0.60	1.21!	γ:	0.21	0.34
K8(0), άνω, κ	0.39	0.44	z:	0.25	0.42
K8(1), κάτω, κ	0.33	0.40	γ:	0.17	0.20
K8(1), άνω, κ	0.23	0.24	z:	0.06	0.09
K9(0), κάτω, κ	0.81	1.54!	γ:	0.10	0.24
K9(0), άνω, κ	0.90	1.85!	z:	0.54	0.58
K9(1), κάτω, κ	0.35	0.38	γ:	0.12	0.12
K9(1), άνω, κ	0.24	0.29	z:	0.11	0.12
K10(0), κάτω, κ	0.27	0.61	sls:	0.06	0.06
K10(0), άνω, κ	0.25	0.57	z:	0.06	0.06
K10(1), κάτω, κ	0.55	0.71	sls:	0.34	0.42
K10(1), άνω, κ	1.55!	1.62!	z:	0.14	0.14
K11(0), κάτω, κ	0.42	1.16!	sls:	0.18	0.68
K11(0), άνω, κ	0.57	1.54!	z:	0.23	0.46
K11(1), κάτω, κ	1.23!	2.93!	sls:	0.46	0.50
K11(1), άνω, κ	1.42!	3.90!	z:	0.14	0.14
K13(0), κάτω, κ	0.29	0.60	γ:	0.09	0.28
K13(0), άνω, κ	0.28	0.55	z:	0.17	0.37
K13(1), κάτω, κ	0.39	0.57	γ:	0.20	0.33
K13(1), άνω, κ	0.37	0.55	z:	0.16	0.19
K61(0), κάτω, κ	0.96	3.11!	sls:	0.73	0.86
K61(0), άνω, κ	0.96	3.93!	z:	0.44	0.48
K61(1), κάτω, κ	0.98	1.94!	sls:	0.59	0.59
K61(1), άνω, κ	0.90	1.68!	z:	0.23	0.25

sls: Διασμητική ολίσθηση VR,SLS [ΚΑΝ.ΕΠ.Ε. ΠΑΡ. 7Γ (Γ.6)].

Πίνακας 6.5 Λόγων επάρκειας δοκών

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών

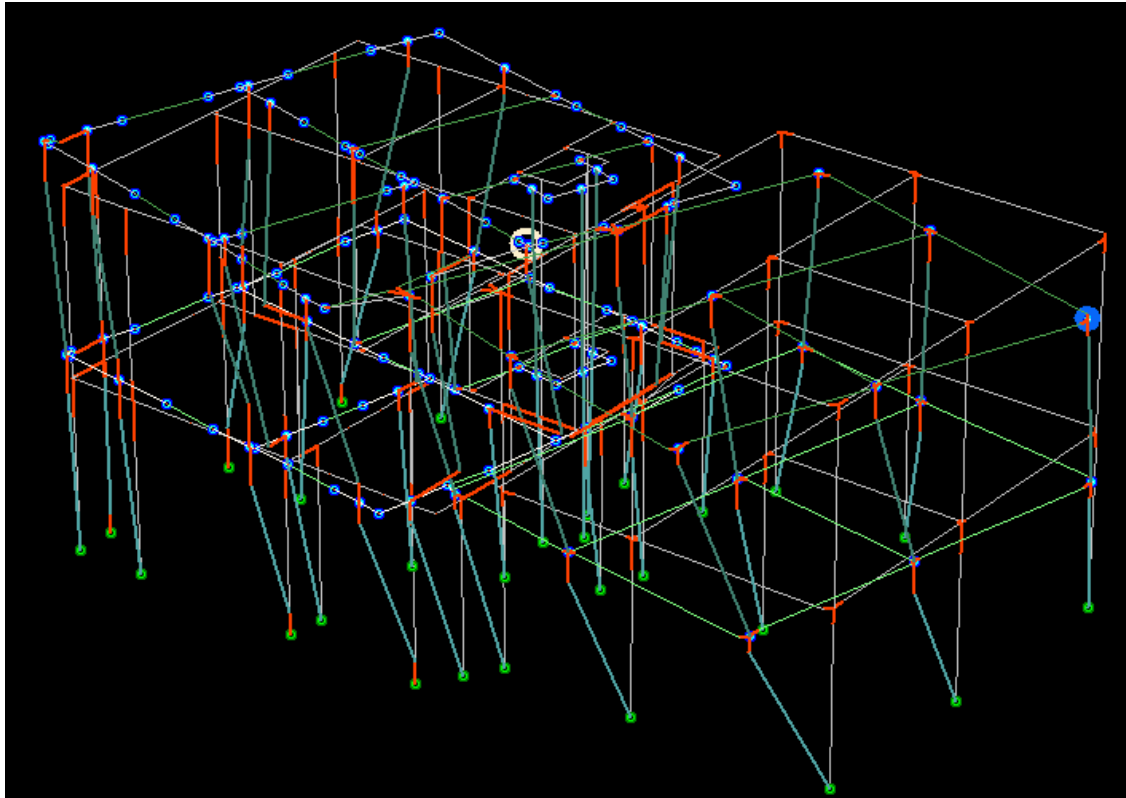
Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD λ	NC λ	SD NC	
			λ _{γγ}	
Δ1.1(0), 1(0), κ	0.17	0.28	9.99!	9.99!
Δ1.1(0), 9(0), κ	0.41	0.61	9.99!	9.99!
Δ2.1(0), 9(0), κ	0.26	0.33	9.99!	9.99!
Δ2.1(0), 2(0), κ	0.75	0.95	9.99!	9.99!
Δ3.1(0), 2(0), κ	0.39	0.53	9.99!	9.99!
Δ3.1(0), 7(0), κ	0.60	0.62	9.99!	9.99!
Δ4.1(0), 7(0), κ	0.38	0.44	9.99!	9.99!
Δ4.1(0), 4(0), κ	0.45	0.49	9.99!	9.99!
Δ5.1(0), 4(0), κ	0.77	1.00	9.99!	9.99!
Δ5.1(0), 5(0), κ	0.60	0.77	9.99!	9.99!
Δ6.1(0), 5(0), κ	0.51	0.69	9.99!	9.99!
Δ6.1(0), 3(0), κ	0.76	0.91	9.99!	9.99!
Δ7.1(0), 3(0), κ	0.37	0.49	9.99!	9.99!
Δ7.1(0), 6(0), κ	0.25	0.39	9.99!	9.99!
Δ8.1(0), 6(0), κ	0.41	0.55	9.99!	9.99!
Δ8.1(0), 1(0), κ	0.24	0.44	9.99!	9.99!
Δ9.1(0), 5(0), κ	0.56	0.66	9.99!	9.99!
Δ9.1(0), 8(0), κ	0.36	0.45	9.99!	9.99!
Δ10.1(0), 6(0), κ	0.50	0.62	9.99!	9.99!
Δ10.1(0), 8(0), κ	0.49	0.69	9.99!	9.99!
Δ11.1(0), 8(0), κ	0.63	0.83	9.99!	9.99!
Δ11.1(0), 7(0), κ	0.72	0.91	9.99!	9.99!
Δ1.1(1), 1(1), κ	0.13	0.26	9.99!	9.99!
Δ1.1(1), 9(1), κ	0.14	0.14	9.99!	9.99!
Δ2.1(1), 9(1), κ	0.17	0.25	9.99!	9.99!
Δ2.1(1), 2(1), κ	0.25	0.30	9.99!	9.99!
Δ3.1(1), 2(1), κ	0.49	0.53	0.25	0.30
Δ3.1(1), 7(1), κ	0.18	0.19	0.56	0.59
Δ4.1(1), 7(1), κ	0.08	0.07	0.52	0.54
Δ4.1(1), 4(1), κ	0.41	0.46	0.83	0.85
Δ5.1(1), 4(1), κ	0.33	0.35	0.84	0.88
Δ5.1(1), 5(1), κ	0.08	0.12	0.72	0.80
Δ6.1(1), 5(1), κ	0.14	0.14	0.36	0.37
Δ6.1(1), 3(1), κ	0.44	0.50	0.80	0.83
Δ7.1(1), 3(1), κ	0.13	0.22	0.76	0.82
Δ7.1(1), 6(1), κ	0.09	0.10	0.58	0.62
Δ8.1(1), 6(1), κ	0.07	0.10	0.40	0.56
Δ8.1(1), 1(1), κ	0.28	0.36	0.51	0.63
Δ9.1(1), 5(1), κ	0.38	0.34	9.99!	9.99!
Δ9.1(1), 8(1), κ	0.27	0.31	9.99!	9.99!
Δ10.1(1), 6(1), κ	0.37	0.37	9.99!	9.99!
Δ10.1(1), 8(1), κ	0.45	0.45	9.99!	9.99!
Δ11.1(1), 8(1), κ	0.32	0.33	9.99!	9.99!
Δ11.1(1), 7(1), κ	0.37	0.40	9.99!	9.99!
Δ12.1(1), λ 57(1), κ	9.99!	9.99!	9.99!	9.99!
Δ12.1(1), 12(1), κ	9.99!	9.99!	0.45	0.45
Δ13.1(1), λ 66(1), κ	0.39	0.41	4.54!	6.36!
Δ13.1(1), 62(1), κ	0.34	0.38	0.60	0.63

Πίνακας 6.6 Συνολική Φ.Ι. φορέα Φ.Τ.

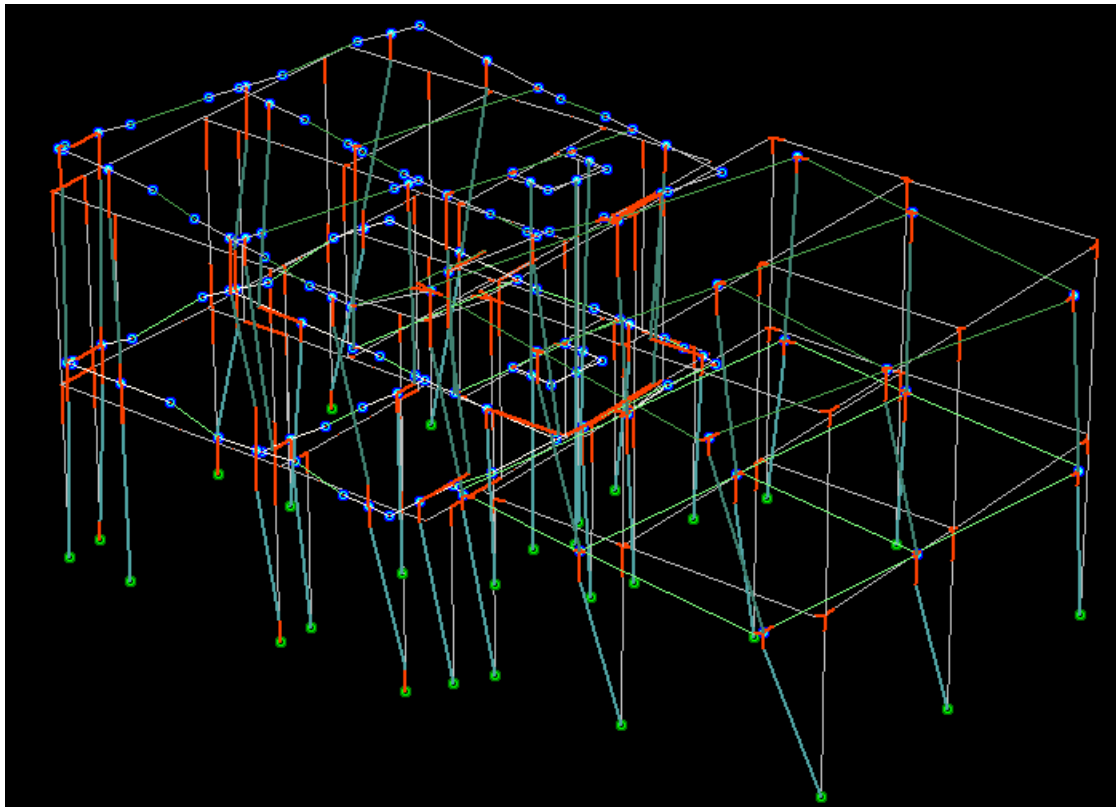
Συνολική Φ.Ι. φορέα φέρουσας τοιχοποιίας

Στάθμη Επιτελεστικότητα [/]	Διεύθ. [/]	Κρίσιμη ανάλυση [/]	Στοχευόμενη μετακίνηση dt* [cm]	Οριακή ικανότητα μετακίνησης dc* [cm]	Λόγος επάρκειας $\lambda = dt^* / dc^*$
SD	X	180°-30%-270° -eZ, Ισομορφική	1.11	1.43	0.78
	Z	270°+30%-0° -eX, Ισομορφική	1.97	2.52	0.78
NC	X	180°+30%-90° +eZ, Ισομορφική	2.59	2.85	0.91
	Z	270°+30%-0° -eX, Ισομορφική	3.67	3.36	1.09!

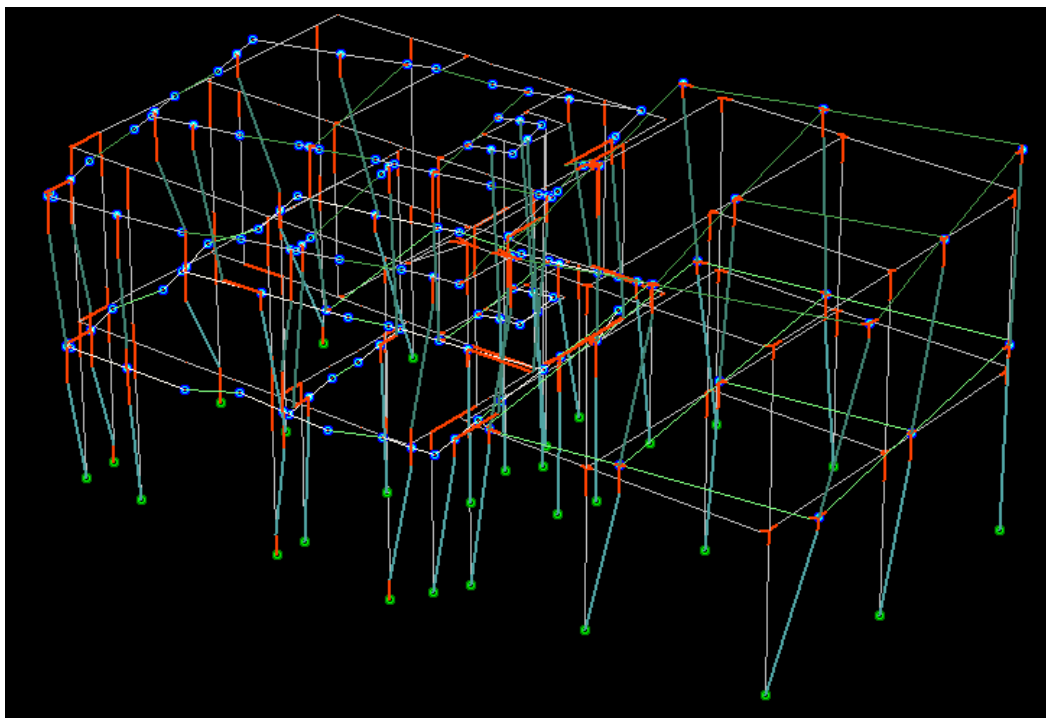
Παρακάτω αποτυπώνεται το μοντέλο των ιδιομορφών.



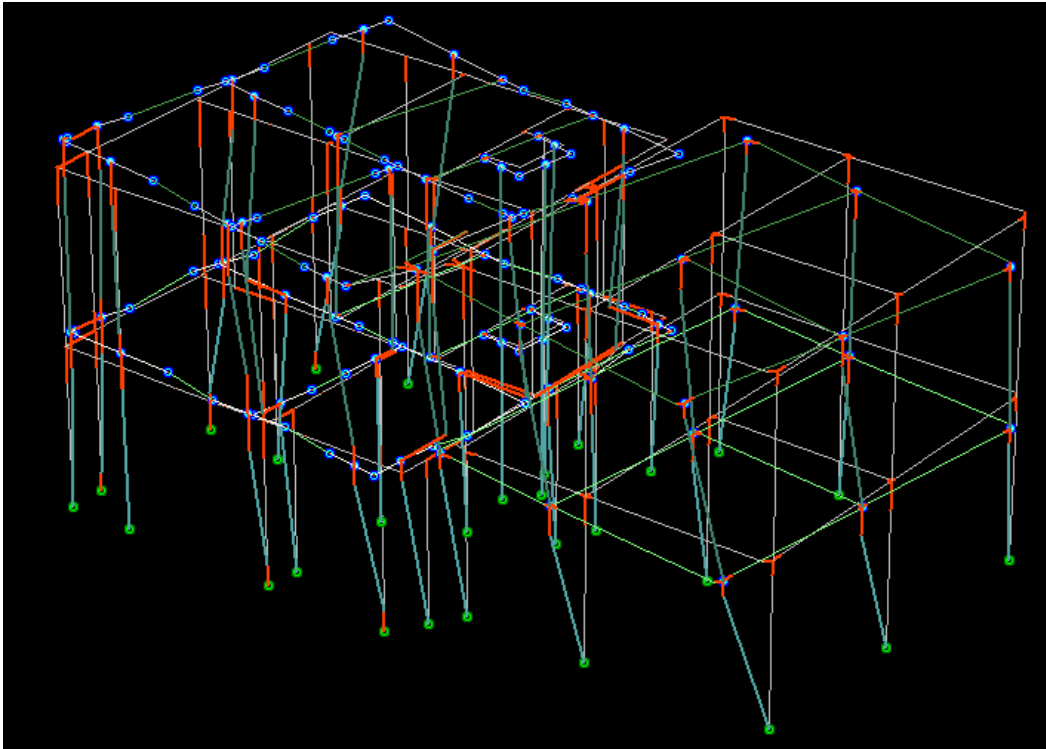
Σχήμα 6.1 1^η ιδιομορφή κατά την διεύθυνση x



Σχήμα 6.2 1^η ιδιόμορφη κατά την διεύθυνση z

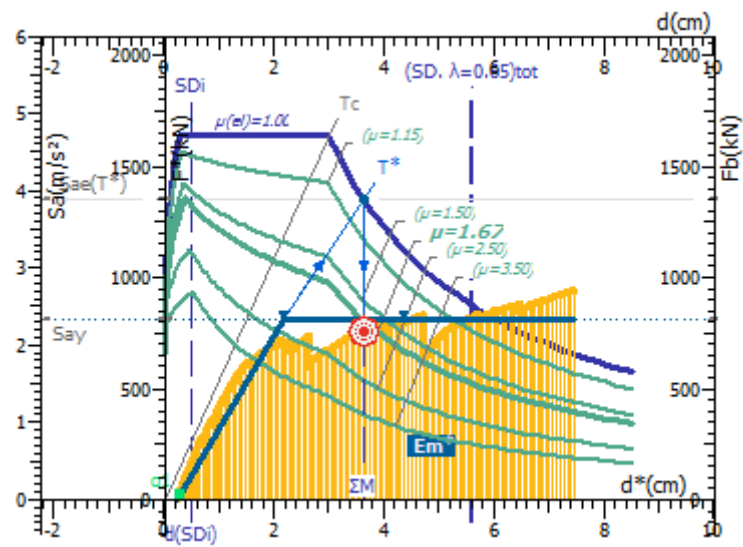


Σχήμα 6.3 1^η ιδιόμορφη κατά την διεύθυνση -x

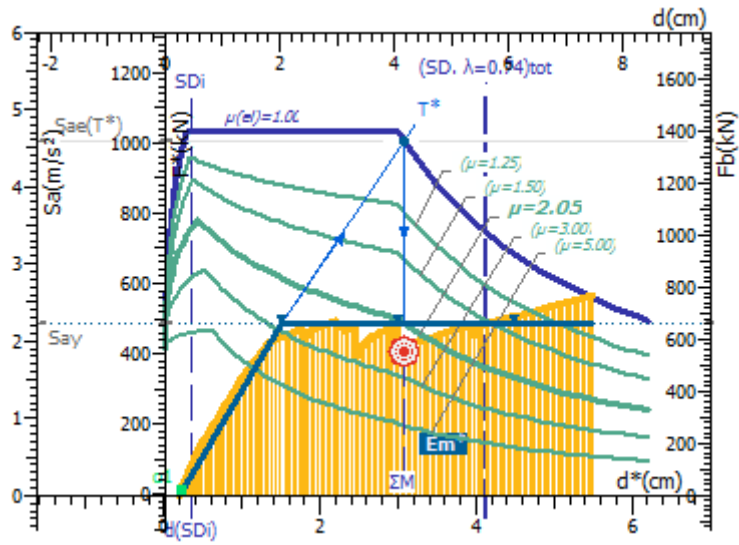


Σχήμα 6.4 1^η ιδιόμορφη κατά την διεύθυνση -z

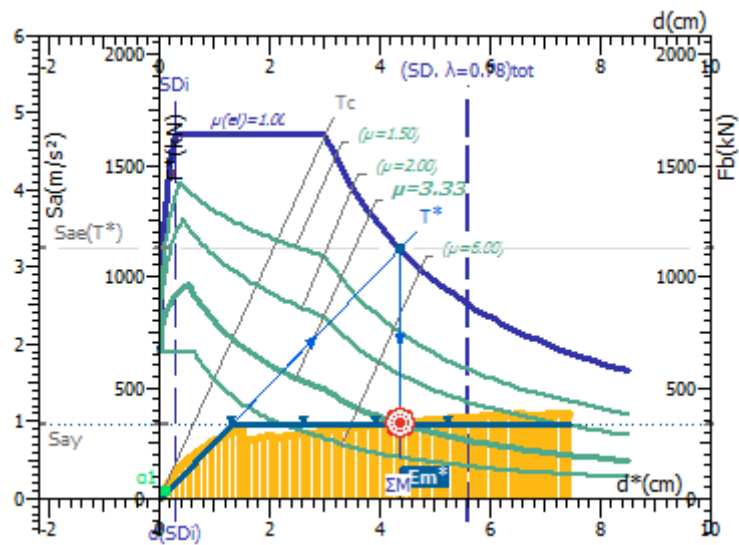
Παρακάτω αποτυπώνονται ενδεικτικά διαγράμματα απαίτησης-ικανότητας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD)



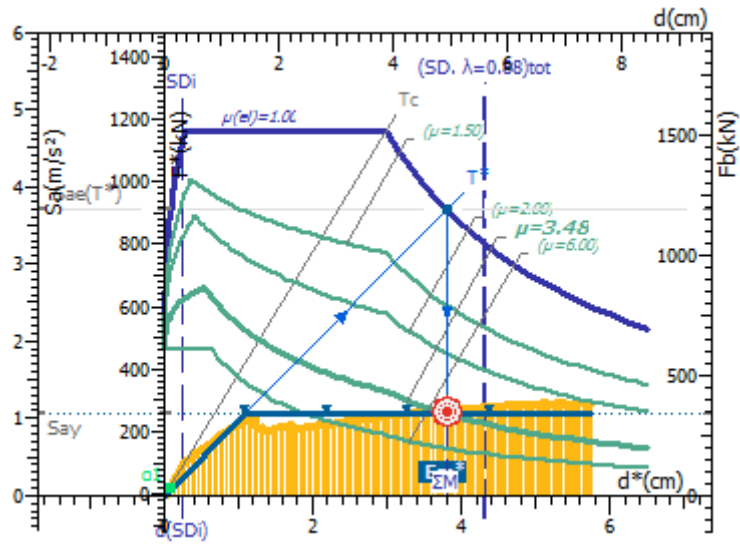
Σχήμα 6.5 Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 0°



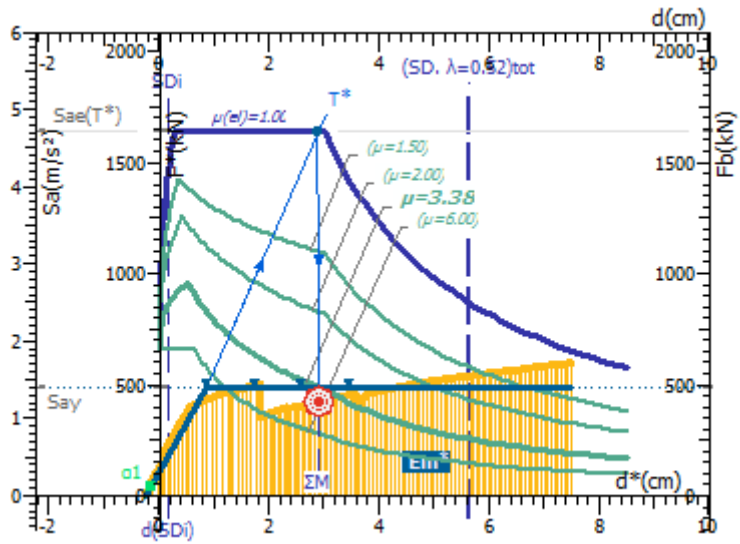
Σχήμα 6.6 Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 0°



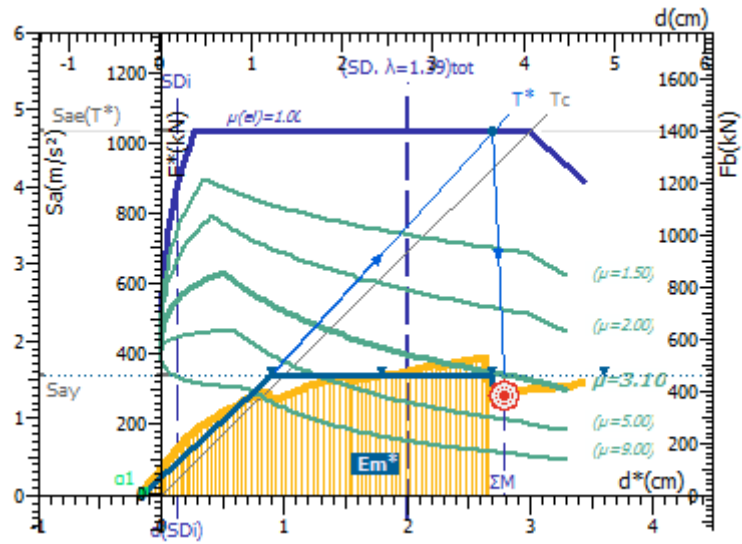
Σχήμα 6.7 Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 90°



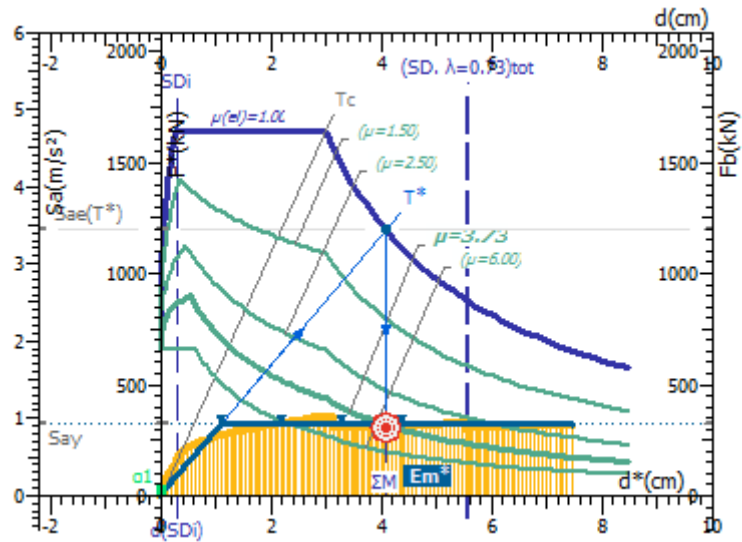
Σχήμα 6.8 Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 90°



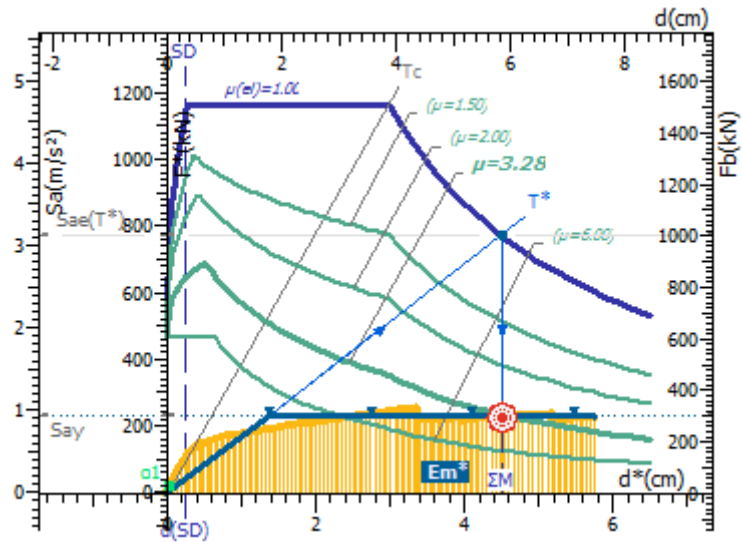
Σχήμα 6.9 Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 180°



Σχήμα 6.10 Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 180°



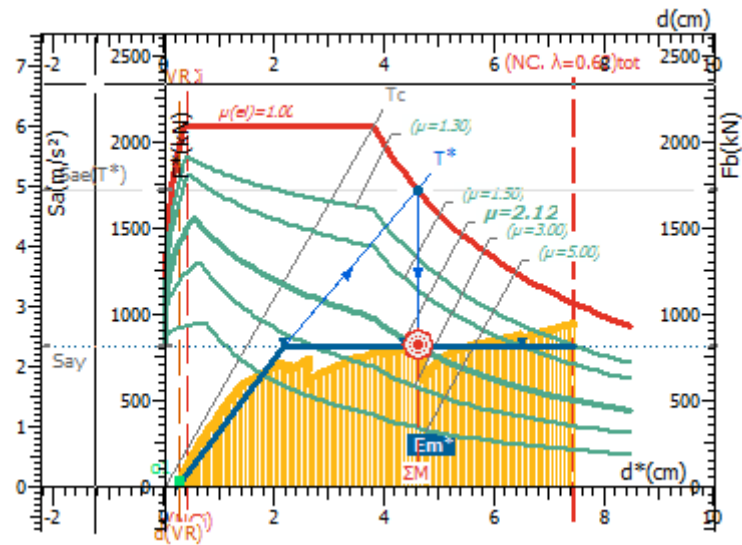
Σχήμα 6.11 Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 270°



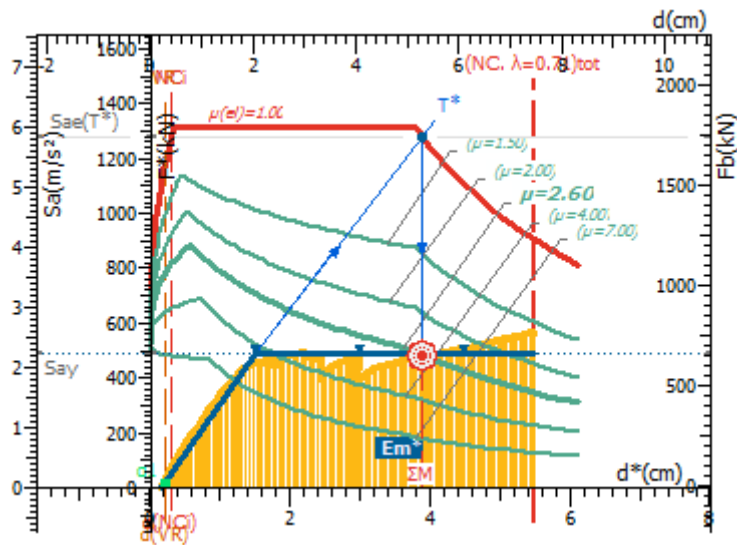
Σχήμα 6.12 Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 270°

Από τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτει ότι το κτίριο για κάποιες φορτίσεις παρουσιάζει ανεπάρκεια.

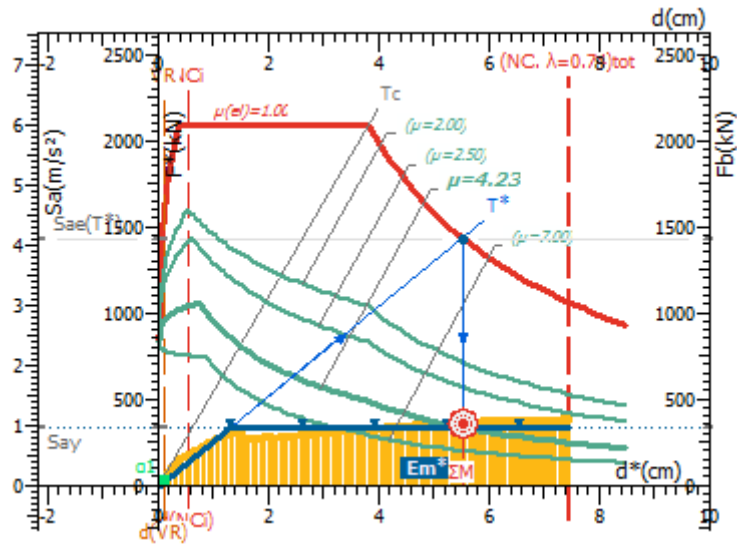
Παρακάτω αποτυπώνονται ενδεικτικά διαγράμματα απαίτησης-ικανότητας για τη στάθμη επιλεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση (NC)



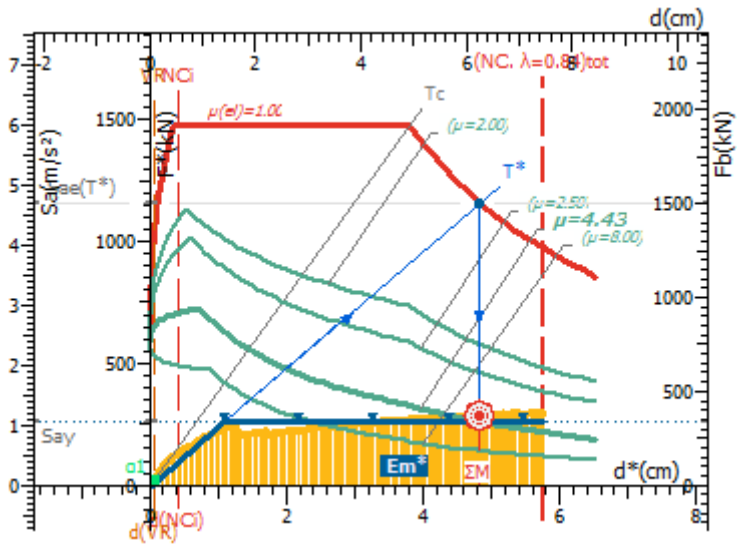
Σχήμα 6.13 Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 0°



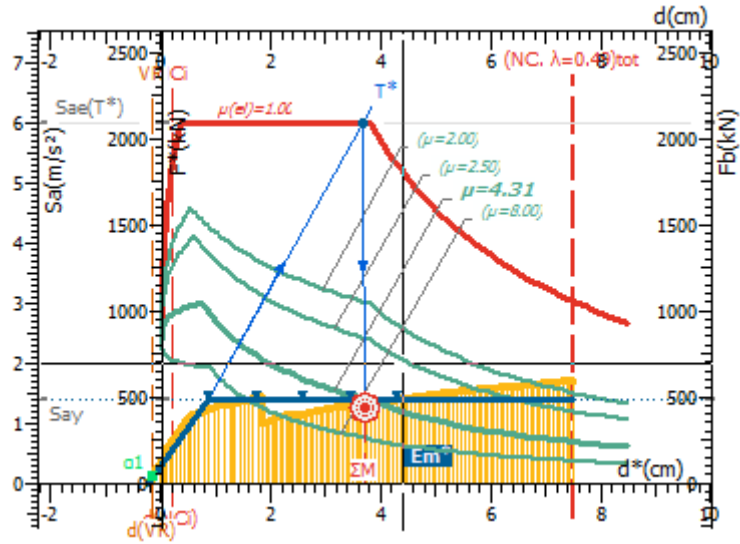
Σχήμα 6.14 Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 0°



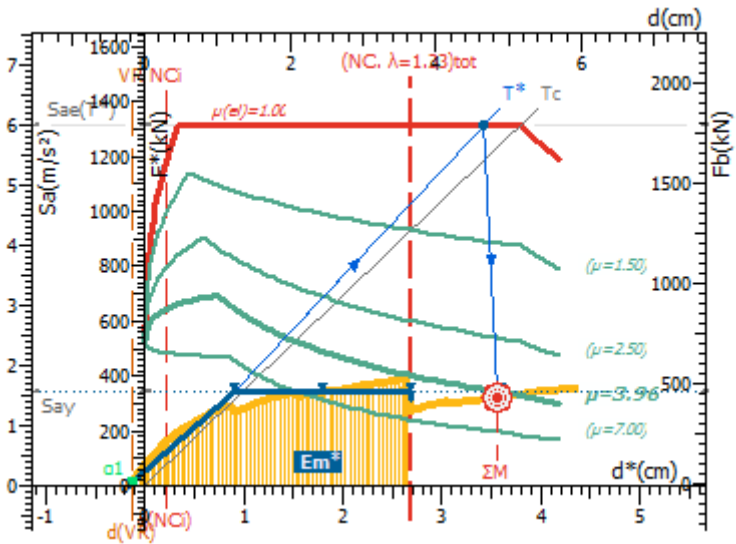
Σχήμα 6.15 Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 90°



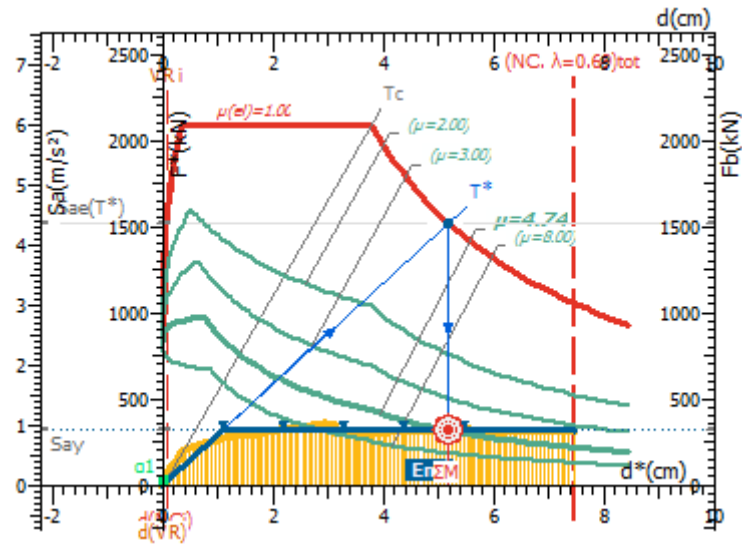
Σχήμα 6.16 Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 90°



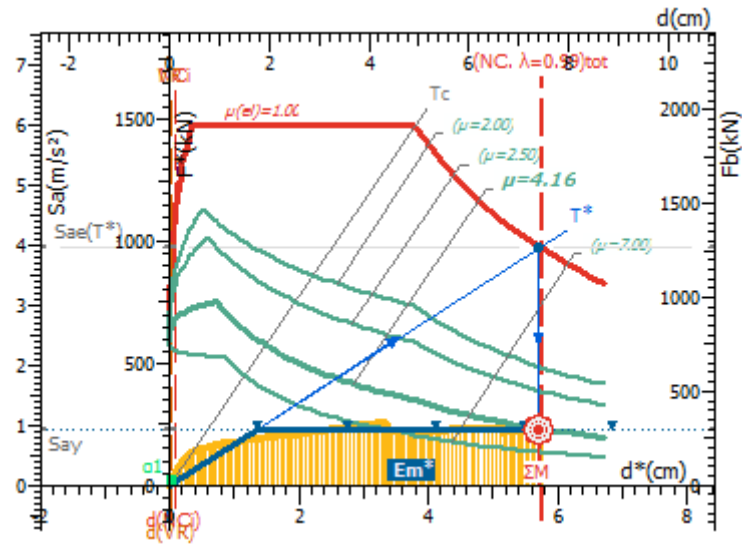
Σχήμα 6.17 Ομοίωμορφη κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 180°



Σχήμα 6.18 Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 180°



Σχήμα 6.19 Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 270°



Σχήμα 6.20 Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης, κατεύθυνση 270°

Από τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτει ότι για κάποιες φορτίσεις προκύπτουν ανεπάρκειες.

6.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου κατέδειξε τις σημαντικές ανεπάρκειές του. Παρουσιάζονται ανεπάρκειες τόσο στα κατακόρυφα φορτία όσο και στα οριζόντια.

Ο φορέας εκδήλωσε πρόιμη μορφή αστοχίας, με αστοχίες κυρίως σε πεσσούς, ενώ παρατηρήθηκαν αστοχίες σε δοκούς και σε κάποια υποστλώματα του κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος. Το κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία παρουσίασε διατμητικές αστοχίες σε πεσσούς και υπέρθυρα.

Οι αστοχίες στις δοκούς οπλισμένου σκυροδέματος δικαιολογούνται καθώς είναι μικρής διατομής με λίγο οπλισμό και σε κάποιες περιπτώσεις παρουσιάζουν ανεπάρκειες ακόμα και για τα κατακόρυφα φορτία. Οι ανεπάρκειες για κατακόρυφα φορτία ενδέχεται να οφείλονται στους συντελεστές ασφαλείας που είναι διαφορετικοί από εκείνους της αρχικής μελέτης και στις παραδοχές της ποιότητας των υλικών.

Η σύνδεση των δύο κτιρίων με κοινό διάφραγμα, παλαιού από φέρουσα τοιχοποιία και νεότερου από οπλισμένο σκυρόδεμα, δρα ευεργετικά για το κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος. Το κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία είναι πολύ δύσκαμπτο και η δυσκαμψία του μειώνει τις μετακινήσεις και στο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα λόγω της σύνδεσης τους. Στην περίπτωση που τα δύο κτίρια δεν ήταν ενωμένα με κοινό διάφραγμα, οι βλάβες στο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος θα ήταν σημαντικά αυξημένες. Αυτό θα οφειλόταν στις μεγαλύτερες παραμορφώσεις που θα είχε το κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος, το οποίο είναι σημαντικά πιο εύκαμπτο από το κτίριο φέρουσας τοιχοποιίας.

Κεφάλαιο 7

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Βούλτσιου, Μ., (2018). Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός Υφιστάμενου Κτιρίου με Χρήση Ελαστικών Μεθόδων Ανάλυσης για την Προσθήκη Ορόφου, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής.
- Ζιακανός Δ. & Σάμιος Α., (2017), Έλεγχος Υφιστάμενου Κτιρίου Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για Προσθήκη Ορόφων και Μελέτη Τρόπων Ενίσχυσης του, Πτυχιακή Εργασία, ΑΕΙ Πειραιά Τ.Τ.
- Ευθυμάκη Π. & Μαζαράκου Π., (2020), Αποτίμηση Υφισταμένου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος Κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, Πτυχιακή Εργασία, Πανεπιστήμιο Πελοποννήσου.
- Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για τα κτίρια.
- Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων.
- ΚΑΝ.ΕΠΕ (2017), Κανονισμός επεμβάσεων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας.
- Μητρολιού Σ., (2015), Αποτίμηση Και Ενίσχυση Υφιστάμενου Κτιρίου Βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ., Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.