



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

**Σχεδιασμός τετραωρόφου επιπέδου πλαισίου με τη μέθοδο
επιτρεπομένων τάσεων βάσει των προ του 1995 κανονισμών και
αποτίμησή του κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΤΟΥ

ΛΑΓΩΝΙΚΟΥ ΜΗΝΑ

Επιβλέπων: Εμμανουήλ Βουγιούκας
Λέκτορας Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Ιανουάριος 2014

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια των προπτυχιακών σπουδών στη σχολή των Πολιτικών Μηχανικών το διάστημα Απρίλιος 2013 – Ιανουάριος 2014 υπό την επίβλεψη του λέκτορα Εμμανουήλ Βουγιούκα.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Βουγιούκα για την εμπιστοσύνη και συμπαράσταση που μου έδειξε, καθώς και για τις γνώσεις που απλόχερα μου μετέδωσε τόσο κατά τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας όσο και καθ' όλη τη διάρκεια της φοίτησης μου στη σχολή των Πολιτικών Μηχανικών. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον υποψήφιο διδάκτορα κ. Νικόλαο Ζυγούρη για την πολύτιμη καθοδήγηση του, την ενθάρρυνση και το άριστο κλίμα κατά τη διάρκεια της συνεργασίας μας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τα αγαπημένα μου πρόσωπα που με στήριξαν στην προσπάθεια μου και ιδιαίτερα τους γονείς μου οι οποίοι με βοήθησαν όλα αυτά τα χρόνια σε όλους τους τομείς της ζωής μου.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	7
ABSTRACT.....	8
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 - ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΜΕ ΤΟΥΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ ΤΟΥ 1959 ΚΑΙ 1984.....	9
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	10
1.2 ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ Ω.Σ. 1954 & ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ 1959.....	12
1.2.1 ΥΛΙΚΑ.....	12
1.2.2 ΕΠΙΛΥΣΗ ΔΟΚΩΝ.....	12
1.2.3 ΕΠΙΛΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ.....	19
1.2.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΟΥ.....	22
1.3 ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ Ω.Σ. 1954 & ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ 1984.....	27
1.3.1 ΥΛΙΚΑ.....	27
1.3.2 ΕΠΙΛΥΣΗ ΔΟΚΩΝ.....	27
1.3.3 ΕΠΙΛΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΟΥ.....	33
1.3.3.1 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΕΩΣ.....	42
1.3.3.2 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΟΥ.....	44
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 - ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ & ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ.....	59
2.1 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).....	60
2.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	61
2.3 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ (Σ.Α.Δ.).....	64
2.4 ΚΥΡΙΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	66
2.5 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ-ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ.....	67
2.5.1 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	68
2.5.2 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	69
2.5.3 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	69
2.5.4 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	70
2.6 Η ΑΝΙΣΩΣΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ & ΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	70
2.6.1 ΑΝΙΣΩΣΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	70
2.6.2 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	72
2.7 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q	76
2.8 ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ.....	79
2.9 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ.....	81
2.10 ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ.....	82
2.11 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΚΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ.....	83
2.12 ΤΑ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΤΗΣ ΑΝΙΣΩΣΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	84

2.13	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ-ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΜΕΝΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΔΥΝΑΜΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ-ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ.....	89
2.14	ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ.....	93
2.15	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΡΘΡΩΣΗ.....	95
2.16	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΠΩΝ-ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΩΝ (ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.).....	97
2.17	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ Μ-θ ΤΩΝ ΚΡΙΣΙΜΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ.....	99
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 -	ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ.....	109
3.1	ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (q=1).....	110
3.2	ΚΥΡΙΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	110
3.2.1	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ.....	110
3.2.2	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΥΡΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (κτήριο 1 → q = 1,7).....	114
3.2.2.1	ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΔΕΙΚΤΩΝ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ 1 (ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΑΝΟΙΓΜΑ 4m) ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ 1.....	114
3.2.2.2	ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΤΗΡΙΟΥ 1.....	124
3.2.3	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΥΡΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (κτήριο 2 → q = 2,3).....	127
3.2.3.1	ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΤΗΡΙΟΥ 2.....	127
3.2.3.2	ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΤΗΡΙΟΥ 2.....	130
3.3	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	133
3.3.1	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ 1 (q=1,7).....	133
3.3.2	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ 2 (q=2,3).....	139
3.4	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ, ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	145
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 -	ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΓΙΑ ΤΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER).....	153
4.1	ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ.....	154
4.2	ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	154
4.3	ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ.....	154
4.4	ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	155
4.5	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	156
4.5.1	ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ Ω/Σ.....	157
4.5.2	ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ.....	157
4.5.3	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ.....	158
4.5.4	ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ δ_t	159
4.5.5	ΧΩΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ ΔΡΑΣΕΩΝ.....	161

4.5.6	ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....	161
4.6	ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΜΕΝΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΔΥΝΑΜΗΣ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ (V-δ).....	162
4.7	ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	163
4.8	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	164
4.8.1	ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	164
4.8.2	ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ.....	165
4.8.3	ΒΑΣΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ.....	165
4.8.3.1	ΚΑΜΠΥΛΗ ΕΝΤΑΤΙΚΟΥ ΜΕΓΕΘΟΥΣ- ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ (F-δ).....	165
4.8.3.2	ΟΙΟΝΕΙ ΕΛΑΣΤΙΚΟΣ ΚΛΑΔΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΡΡΟΗ.....	166
4.8.3.3	ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΟΣ ΚΛΑΔΟΣ.....	167
4.8.3.4	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ.....	168
4.8.3.5	ΑΠΟΜΕΝΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ.....	168
4.8.3.6	ΤΕΛΙΚΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ.....	168
4.8.3.7	ΠΛΑΣΤΙΜΗ ΚΑΙ ΨΑΘΥΡΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ.....	169
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 - ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (pushover) ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ.....		
5.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	172
5.2	ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΜΕΓΕΘΩΝ θ_y , θ_u , M_y	173
5.3	ΟΡΙΣΜΟΣ ΝΟΜΩΝ Μ-θ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ ΤΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ.....	180
5.4	ΕΦΑΡΜΟΓΗ PUSHOVER ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	184
5.4.1	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	184
5.4.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΑΚΑΜΨΙΩΝ.....	188
5.4.3	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	189
5.4.4	ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ & ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ.....	191
5.4.4.1	ΚΤΗΡΙΟ 1, $f_c = 12\text{MPa}$	191
5.4.4.2	ΚΤΗΡΙΟ 1, $f_c = 20\text{MPa}$	195
5.4.4.3	ΚΤΗΡΙΟ 2, $f_c = 18\text{MPa}$	198
5.4.4.4	ΚΤΗΡΙΟ 2, $f_c = 30\text{MPa}$	201
5.4.5	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	204
5.4.5.1	ΚΤΗΡΙΟ 1, $f_c = 12\text{MPa}$	205
5.4.5.2	ΚΤΗΡΙΟ 1, $f_c = 20\text{MPa}$	208
5.4.5.3	ΚΤΗΡΙΟ 2, $f_c = 18\text{MPa}$	210
5.4.5.4	ΚΤΗΡΙΟ 2, $f_c = 30\text{MPa}$	212
5.4.5.5	ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	214
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 - ΣΧΟΛΙΑ – ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ.....		
6.1	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΕΝΙΑΙΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q.....	218
6.2	ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΛΕΟΝΙΚΗΣ ΣΤΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	224

6.3	ΈΛΕΓΧΟΣ ΙΣΧΥΟΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΜΕ ΤΟ 1,75 ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΤΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ.....	227
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	235
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	249

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός ενός τυπικού τμήματος κτηρίου βάσει των κανονισμών που ίσχυαν πριν το 1995, καθώς και η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του πλαισίου με εφαρμογή των διατάξεων του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Το τμήμα κτηρίου που μελετάται είναι ένα τρίτυλο επίπεδο πλαίσιο, αμιγώς πλαισιακό, αποτελούμενο από ισόγειο και τρεις ορόφους.

Στο πρώτο κεφάλαιο επιλύεται ο φορέας διαδοχικά δύο φορές. Αρχικά, επιλύεται βάσει του Κανονισμού Ω.Σ. 1954 & του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 (κτήριο 1) και στη συνέχεια βάσει του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1984 (κτήριο 2).

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται η μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ. η οποία χρησιμοποιείται για την εφαρμογή των αναλύσεων που θα οδηγήσουν στην αποτίμηση των κτηρίων.

Στο τρίτο κεφάλαιο ακολουθούν οι ελαστικές μέθοδοι για την αποτίμηση των κτηρίων (ελαστική στατική και ελαστική δυναμική ανάλυση), στα πλαίσια των διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με τη χρήση του προγράμματος SAP. Τέλος, παρατίθενται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και πραγματοποιείται σύγκριση των αποτιμήσεων των δύο κτηρίων.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται λεπτομερέστερα η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) όπως περιγράφεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

Στο πέμπτο κεφάλαιο πραγματοποιείται η αποτίμηση των κτηρίων μέσω της pushover ανάλυσης, ερευνώντας πόσο σημαντικός παράγοντας στην αποτίμηση ενός φορέα είναι η πιθανή αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος με την πάροδο του χρόνου και η επίτευξη υψηλής ή μη Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων στην εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος σε ένα υφιστάμενο κτήριο. Τέλος, παρουσιάζονται και συγκρίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

Στο έκτο κεφάλαιο παρατίθενται σχόλια και παρατηρήσεις επί του συνόλου των αναλύσεων καθώς και προτάσεις για περαιτέρω έρευνα.

ABSTRACT

The objective of this diploma thesis is the design of a typical part of a building according to the regulations in force before 1995, as well as the evaluation of the strength of the framework by applying the provisions of ΚΑΝ.ΕΠΕ.. This part of the building consists of three columns, purely acts like a frame and has a ground floor and three upper floors.

In the first chapter, the framework is designed twice. Initially, it is designed according to the Concrete Regulation of 1954 & the Antiseismic Regulation of 1959 (building 1) and then according to the Antiseismic Regulation of 1984 (building 2).

In the second chapter, the methodology of ΚΑΝ.ΕΠΕ. that is used for the application of the analysis which will lead to the evaluation of the buildings' strength is presented.

In the third chapter, the elastic methods for the evaluation of the buildings are applied (elastic static and elastic dynamic analysis), using the provisions of ΚΑΝ.ΕΠΕ. and the SAP program. Finally, the results of the analysis are shown and comparison is made between the results of the two buildings.

In the fourth chapter, the parameters of the anelastic static analysis (pushover) are presented in detail according to ΚΑΝ.ΕΠΕ..

In the fifth chapter, the buildings are evaluated through the pushover analysis, researching how important factor in evaluating a building is the increase of concrete strength through the years and also the achievement of a high level of reliability in the data gained from an existing building and are used to the analysis. Lastly, the results of the analysis are presented and compared.

In the sixth chapter, comments concerning all the analysis' results and proposals for further research are made.

1

ΚΕΦΑΛΑΙΟ

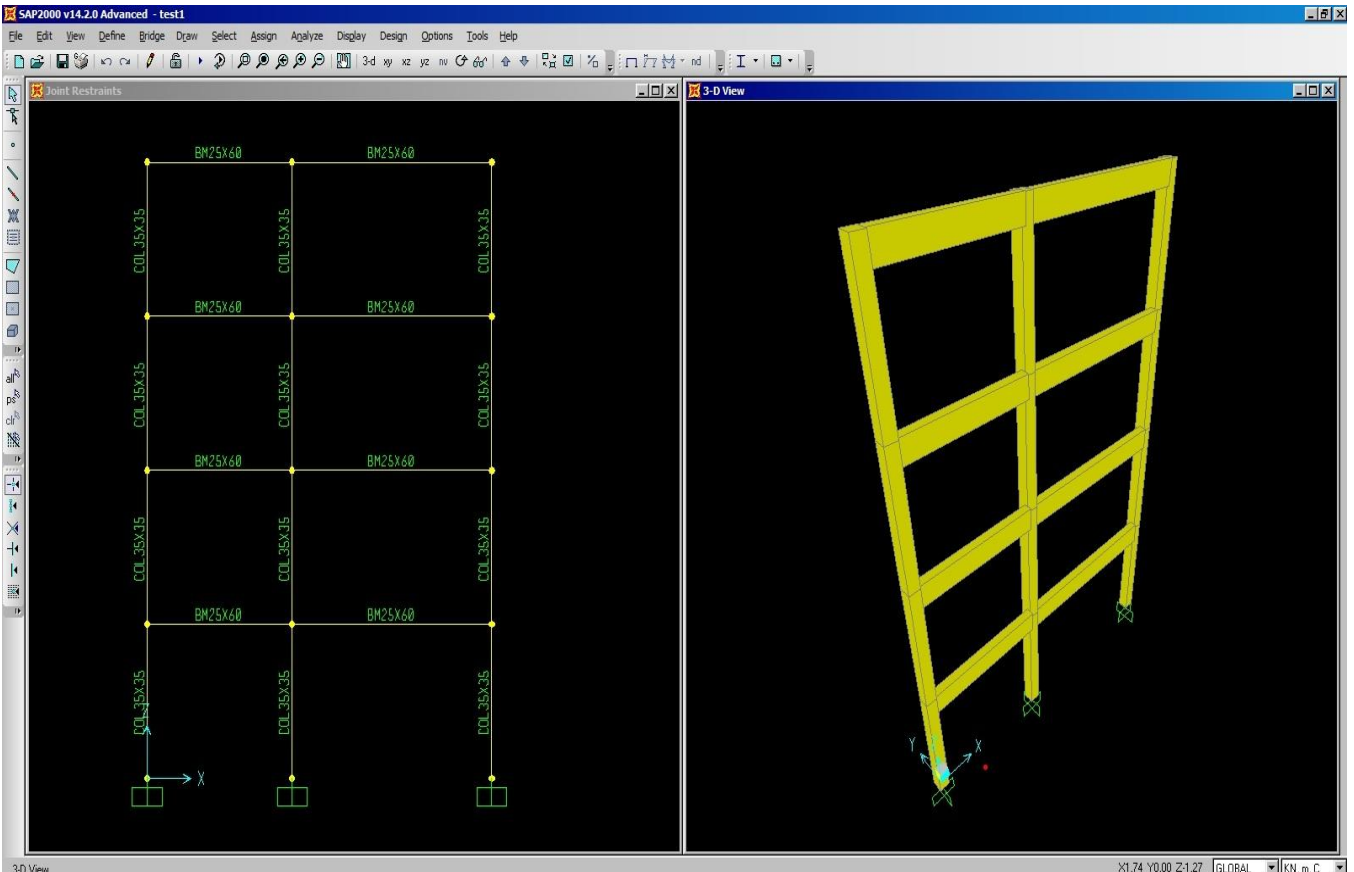
*ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΜΕ ΤΟΥΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ
ΤΟΥ 1959 ΚΑΙ 1984*

1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στόχος:

Θα μελετήσουμε ένα τρίπτυλο επίπεδο πλαίσιο τεσσάρων σταθμών το οποίο θα είναι θεωρητικά ένα τυχαίο εσωτερικό πλαίσιο ενός τυχαίου κτηρίου στο οποίο επαναλαμβάνεται το ίδιο πλαίσιο ανά έστω περίπου 4m.

Αυτό το πλαίσιο φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:



Σχήμα 1.1: Επίπεδο πλαίσιο προς μελέτη.

Διατομές φέροντος οργανισμού (Φ.Ο.):

Κάθε υποστύλωμα επιλέχθηκε να είναι διατομής 35X35 cm, ενώ όλες οι δοκοί είναι ορθογωνικής διατομής 25X60cm.

Φορτία:

Για να μην ασχοληθούμε με επίλυση πλακών θα θεωρήσουμε ότι οι πλάκες μεταφέρουν στις δοκούς τα εξής φορτία:

- Μόνιμα: 20kN/m
- Κινητά: 8 kN/m
- Ενώ θα πρέπει να ληφθούν και τα ίδια βάρη των δοκών και των υποστυλωμάτων υπόψη.

Διαστάσεις:

Ύψος ισογείου 3,50m

Ύψος τυπικού ορόφου 3,50m

Αποστάσεις μεταξύ υποστυλωμάτων 4,00m και 5,50m.

Θα το επιλύσουμε διαδοχικά με όλους τους εξής κανονισμούς:

- Κανονισμός Ω.Σ. 1954 & Αντισεισμικός 1959
- Αντισεισμικός 1984

Τα υλικά που θα χρησιμοποιήσουμε είναι:

- B160 και St/
- B225 και St///

1.2 ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ Ω.Σ. 1954 & ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ 1959

1.2.1 ΥΛΙΚΑ

Σκυρόδεμα B160 και χάλυβας St/.

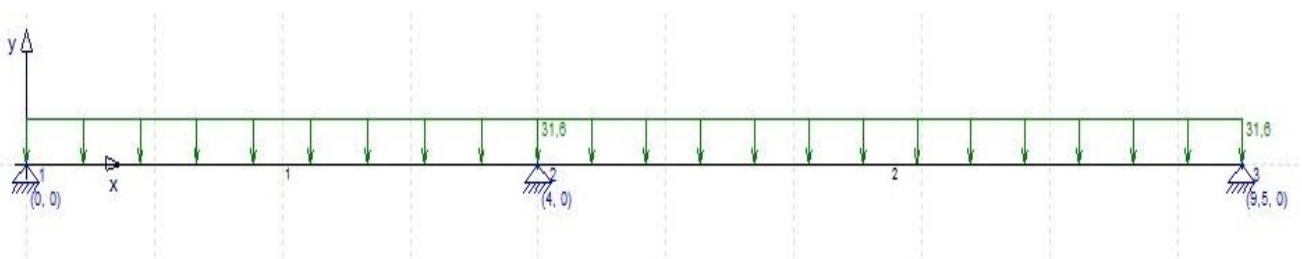
1.2.2 ΕΠΙΛΥΣΗ ΔΟΚΩΝ

Τα εντατικά μεγέθη των δοκών θα προκύψουν θεωρώντας ένα μοντέλο συνεχούς δοκού δύο ανοιγμάτων, όπως φαίνεται παρακάτω.

Το ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο που θα καταπονεί τις 2 δοκούς θα είναι το εξής:

- Ίδιο βάρος δοκού: $24 \times 0,25 \times 0,60 = 3,60 \text{ kN/m}$
- Μόνιμα: 20 kN/m
- Κινητά: 8 kN/m

Συνολικά λοιπόν θα έχουμε ένα φορτίο $q=31,6 \text{ kN/m}$



Σχήμα 1.2: Ομοιόμορφο φορτίο δοκών.

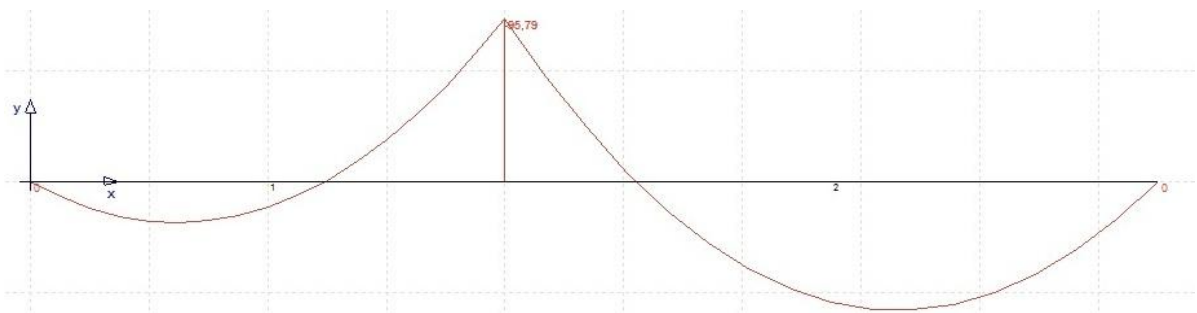
Αντιδράσεις στις στηρίξεις έχουμε:

Στο σημείο 1: $V_1=39,25 \text{ kN}$

Στο σημείο 2: $V_2=191,47 \text{ kN}$

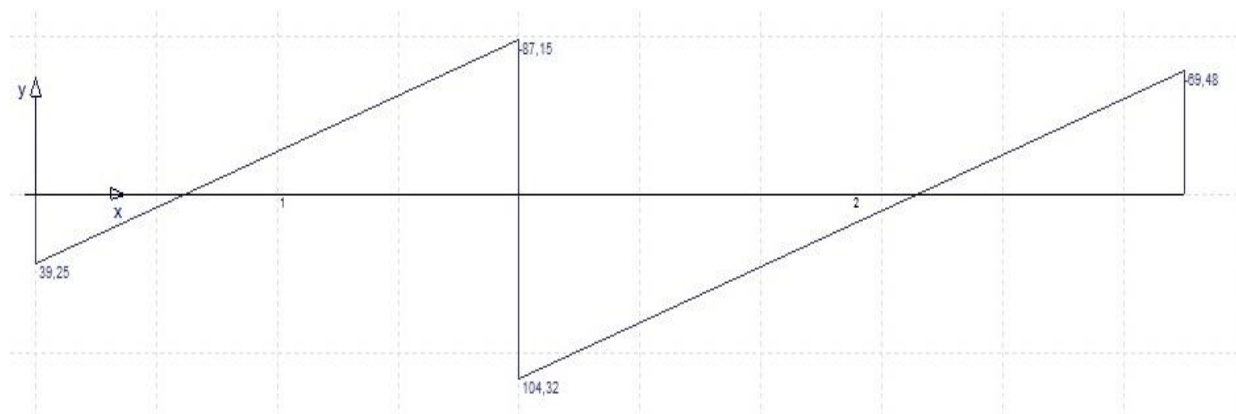
Στο σημείο 3: $V_3=69,48 \text{ kN}$.

Τα διαγράμματα [M] και [Q] είναι τα εξής:



Σχήμα 1.3: Διάγραμμα ροπών δοκών.

Ροπή στη στήριξη: -95,79kNm,
 Μέγιστη ροπή στο αριστερό άνοιγμα: 24,37kNm,
 Μέγιστη ροπή στο δεξί άνοιγμα: 76,43kNm.



Σχήμα 1.4: Διάγραμμα τενουσών δοκών.

Τέμνουσα στο σημείο 1: 39,25kN
 Τέμνουσα στο σημείο 2 (αριστερά): -87,15kN
 Τέμνουσα στο σημείο 2 (δεξιά): 104,32kN
 Τέμνουσα στο σημείο 3: -69,48kN.

Τα ελάχιστα πάχη επικαλύψεων για δοκούς είναι:

- για υπαίθριες δοκούς: 2,0cm
- για δοκούς κλειστού χώρου: 1,5cm.

Συνεπώς, η συνολική απόσταση από την παρειά του δοκαριού μέχρι το Κ.Β. του οπλισμού θα είναι:

$$c \text{ (cm)} = 1,5 + \Phi_{\text{συνδετήρα}} + \Phi/2_{\text{ράβδων}}$$

δηλαδή περίπου $c \cong 3\text{cm}$.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

Δοκός 1 (θεωρητικό άνοιγμα=4,00m)

➤ Άνοιγμα

Η δοκός λειτουργεί ως πλακοδοκός με θεωρητικό συνεργαζόμενο πλάτος (υπολογιζόμενο για τη διαστασιολόγηση) σύμφωνα με τον κανονισμό και αφού μιλάμε για δοκό με πλάκες εκατέρωθεν:

$$b = 12d + 2b_s + b_0$$

όπου, d: πάχος πλάκας (έστω η πλάκα έχει πάχος 13cm)

b_s : πλάτος νεύρωσης δοκού (εδώ δεν έχουμε)

b_0 : πάχος δοκού (εδώ 25cm)

Συνεπώς, $b = 12 \times 13 + 0 + 25 = 181\text{cm} < \frac{l}{2} = 200\text{cm}$.

{ $M=24,37\text{kNm}$ \ $d=60\text{cm}$ \ $c=3\text{cm}$ \ $h=d-c=57\text{cm}$ \ $b=1,81\text{m}$ }

ενώ οι ανεκτές τάσεις είναι για πλακοδοκούς (βλ. Πίνακα 1, Παράρτημα):

- $\sigma_e = 1400\text{kg/cm}^2$ για χάλυβα κατηγορίας I
- $\sigma_b = 50\text{kg/cm}^2$ για σκυρόδεμα B160.
- $k_h^* = 11,4$ (Πίνακας 2, Παράρτημα).

$$b/b_0 = 1,81/0,25 = 7,24 > 5 \rightarrow \text{διατομή τύπου II}$$

Στη διατομή τύπου II η συμβολή του κορμού της πλακοδοκού στην παραλαβή θλιπτικών τάσεων είναι περιορισμένη.

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{57\text{cm}}{\sqrt{\frac{2,437\text{tm}}{1,81\text{m}}}} = 46,53 > k_h^*$$

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης είναι ίσο με $x = k_x \cdot h$ όπου $k_x = 0,10$ και $k_e = 0,74$ οι ποσότητες που αντιστοιχούν στο $k_h = 46,53$ που βρέθηκε. Συνεπώς,

$$x = 0,10 \cdot 57\text{cm} = 5,7\text{cm} < d_{\text{πλάκας}} = 13\text{cm}$$

και ο αναγκαίος οπλισμός είναι:

$$F_e = k_e \frac{M_e}{h} + \frac{N}{\sigma_e} = 0,74 \frac{2,437\text{tm}}{0,57\text{m}} = 3,16\text{cm}^2$$

Τίθεται:

- Εφελκόμενος οπλισμός (κάτω):
 $2\Phi 12$ σπαστά και $2\Phi 10$ ίσια = $3,83\text{cm}^2$.
- Θλιβόμενος οπλισμός (πάνω): $2\Phi 8$.

Παρατηρήσεις:

- Σύμφωνα με τις κατασκευαστικές συνήθειες της εποχής ο εφελκόμενος οπλισμός των δοκών αποτελούνταν από τουλάχιστον 4 ράβδους, με μεταξύ τους απόσταση μεγαλύτερη της μέγιστης διαμέτρου των ράβδων, τουλάχιστον δε 2cm. Επιπλέον, δεν επιτρεπόταν η διάταξη τους σε περισσότερες των 2 σειρών.
- Η σημασία του θλιβόμενου οπλισμού ήταν υποτιμημένη και τοποθετούνταν με μόνο σκοπό την αγκύρωση του συνδετήρα. Η διάμετρος των ράβδων ήταν κυρίως $\Phi 8$ και $\Phi 10$. Επιπλέον, επιτρεπόταν η διάταξη τους σε μόνο μία σειρά.

Δοκός 2 (θεωρητικό άνοιγμα=5,50m)

➤ Άνοιγμα

Η δοκός λειτουργεί κι αυτή ως πλακοδοκός με θεωρητικό συνεργαζόμενο πλάτος σύμφωνα με τον κανονισμό ίσο με της δοκού 1, δηλαδή $b = 181cm$.

$$\{ M=76,43kNm \ d=60cm \ c=3cm \ h=d-c=57cm \ b=1,81m \}$$

ενώ οι ανεκτές τάσεις της δοκού 2 είναι ακριβώς οι ίδιες με της δοκού 1:

- $\sigma_e = 1400kg/cm^2$ για χάλυβα κατηγορίας I
- $\sigma_b = 50kg/cm^2$ για σκυρόδεμα B160.
- $k_h^* = 11,4$ (Πίνακας 2, Παράρτημα).

$$b/b_0 = 1,81/0,25 = 7,24 > 5 \rightarrow \text{διατομή τύπου II}$$

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{57cm}{\sqrt{\frac{7,643tm}{1,81m}}} = 27,74 > k_h^*$$

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης είναι ίσο με $x = k_x \cdot h$ όπου $k_x = 0,16$ και $k_e = 0,76$ οι ποσότητες που αντιστοιχούν στο $k_h = 27,74$ που βρέθηκε. Συνεπώς,

$$x = 0,16 \cdot 57cm = 9,12cm < d_{\text{πλάκας}} = 13cm$$

και ο αναγκαίος οπλισμός είναι:

$$F_e = k_e \frac{M_e}{h} + \frac{N}{\sigma_e} = 0,76 \frac{7,643tm}{0,5535m} = 10,49cm^2$$

όπου λόγω του γεγονότος ότι δεν χωράνε τα σίδερα σε μία σειρά και τελικά θα τοποθετηθούν σε δύο σειρές τέθηκε μειωμένο h ίσο με:

$$h' = h - \frac{1}{2} \left(2cm + \frac{\Phi_{14}}{2} + \frac{\Phi_{12}}{2} \right) = 57 - \frac{1}{2} (2 + 0,7 + 0,6) = 55,35cm$$

Τίθεται:

- Εφελκούμενος οπλισμός (κάτω):
4Φ14 σπαστά στην 1η στρώση και 4Φ12 ίσια στη δεύτερη στρώση = 10,68cm².
- Θλιβόμενος οπλισμός (πάνω): 2Φ8.

Στήριξη

Η δοκός λειτουργεί ως ορθογωνική δοκός με $\gamma > 0,70$ (κάμψη μεγάλης εκκεντρότητας). Σε αυτή την περίπτωση η οικονομικότητα επιβάλλει να «δουλεύει» η διατομή με $\sigma_e = \varepsilon \sigma_e$.

$$\{ M=95,79kNm \ d=60cm \ c=3cm \ h=d-c=57cm \ b_0=0,25m \}$$

ενώ οι ανεκτές τάσεις είναι για δοκούς ορθογωνικής διατομής υπό κάμψη:

- $\sigma_e = 1400kg/cm^2$ για χάλυβα κατηγορίας I
- $\sigma_b = 60kg/cm^2$ για σκυρόδεμα B160.
- $k_h^* = 9,9$ (Πίνακας 2, Παράρτημα).

Υπολογίζεται η ποσότητα (Πίνακας 3, Παράρτημα):

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_e}{b}}} = \frac{57cm}{\sqrt{\frac{9,579tm}{0,25m}}} = 9,2 < k_h^* \rightarrow \text{χρειάζεται θλιβόμενος οπλισμός}$$

όπου $M_e = M + N \cdot y_e = M = 95,79kNm$.

Από τον Πίνακα 3 του Παραρτήματος για

- $\sigma_e = \varepsilon \sigma_e = 1,4 MP/cm^2$
- $\sigma_b = \varepsilon \sigma_b = 60 kg/cm^2$ και
- $k_h = 9,2$

βρίσκουμε $k_{e'} = 20\%$ και $k_e = 81\%$.

Συνεπώς, οι αναγκαίοι οπλισμοί είναι:

- Εφελκόμενος: $F_e = k_e \frac{M_e(tm)}{h(m)} + \frac{N(t)}{\sigma_e(\frac{t}{cm^2})} = 0,81 \frac{9,579}{0,57} = 13,61cm^2$
- Θλιβόμενος: $F_{e'} = k_{e'} \frac{M_e(tm)}{h(m)} \rho' = 0,20 \cdot \frac{9,579}{0,57} \cdot 1 = 3,36cm^2$

όπου $h' = 3cm$ η επικάλυψη του οπλισμού και $\frac{h'}{h} = 0,053 < 0,07 \rightarrow \rho' = 1$.

Ήδη υπάρχων οπλισμός:

Εφελκόμενος οπλισμός (πάνω)

- 2 Φ 12 σπαστά από τη δοκό 1
- 4 Φ 14 σπαστά από τη δοκό 2
- 2 Φ 8 από τον θλιβόμενο οπλισμό των δοκών 1 και 2

σύνολο $9,43cm^2 < F_e = 13,61cm^2 \rightarrow$ χρειάζονται άλλα $4,18cm^2$ οπλισμού.

Θλιβόμενος οπλισμός (κάτω)

- 2 Φ 10 ίσια από τη δοκό 1
- 4 Φ 12 ίσια από τη δοκό 2

σύνολο $6,09cm^2 > F_{e'} = 3,36cm^2 \rightarrow$ δεν χρειάζεται πρόσθετος οπλισμός

Τίθεται:

- Εφελκούμενος επιπρόσθετος οπλισμός: $4\Phi 12$ ίσια = $4,52\text{cm}^2$.
- Θλιβόμενος επιπρόσθετος οπλισμός: \emptyset .

Οπλισμός διάτμησης

Βρίσκονται οι επιτρεπόμενες τάσεις διάτμησης (Πίνακας 4, Παράρτημα)

:

$$\Delta OKOI, \text{σκυρόδεμα B160} \rightarrow \tau_{0_1} = 6\text{kg/cm}^2, \tau_{0_2} = 16\text{kg/cm}^2$$

Υπολογίζεται η $\max\tau_0$ από τη σχέση:

$$\max\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z}$$

όπου Q: η μέγιστη τέμνουσα δύναμη (kg)

b_0 : το πλάτος της δοκού (cm)

$$z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 57 = 49,88\text{cm}: \text{μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων.}$$

$$\text{Δοκός 1} \rightarrow Q = 8715\text{kg} \rightarrow \max\tau_0 = \frac{8715}{25 \cdot 49,88} = 6,99\text{kg/cm}^2$$

$$\text{Δοκός 2} \rightarrow Q = 10432\text{kg} \rightarrow \max\tau_0 = \frac{10432}{25 \cdot 49,88} = 8,37\text{kg/cm}^2$$

Και για τις 2 δοκούς ισχύει:

$$\tau_{0_1} < \max\tau_0 < \tau_{0_2} \rightarrow \text{τοποθετείται οπλισμός διάτμησης.}$$

I. Συνδετήρες

- Οι συνδετήρες πρέπει να μην παραλαμβάνουν περισσότερο από το 1/3 περίπου της λοξής εφελκυστικής δύναμης.
- Η ελάχιστη διάμετρος συνδετήρων για ύψος δοκών $d < 80\text{cm}$ που χρησιμοποιείται είναι $\Phi 6$.
- Η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων πρέπει να είναι $10 \leq e \leq 20\text{cm}$.
- Για πλάτος δοκού $b_0 \leq 40\text{cm}$ χρησιμοποιούνται δίμητοι συνδετήρες.

Η συνδετήρες πρέπει λοιπόν να αναλάβουν τέμνουσα ίση με $Q_B \cong \frac{1}{3} Q$.

$$\text{Υπολογίζεται η ποσότητα } \frac{F_{eB}}{e} = \frac{Q_B}{2 \cdot z \cdot \sigma_{eB}}$$

$$\text{όπου } Q_B(t), z = \frac{7}{8} h(\text{cm}), F_{eB}(\text{cm}^2), \sigma_{eB} \left(\frac{t}{\text{cm}^2} \right).$$

$$\underline{\text{Δοκός 1}} \rightarrow \frac{F_{eB}}{e} = \frac{Q_B}{2 \cdot z \cdot \sigma_{eB}} = \frac{\frac{1}{3} 8,715t}{2 \cdot 49,88cm \cdot \frac{1,4t}{cm^2}} = 0,0208 \rightarrow \text{συνδετήρες } \Phi 6/13.$$

$$\underline{\text{Δοκός 2}} \rightarrow \frac{F_{eB}}{e} = \frac{Q_B}{2 \cdot z \cdot \sigma_{eB}} = \frac{\frac{1}{3} 10,432t}{2 \cdot 49,88cm \cdot \frac{1,4t}{cm^2}} = 0,0249 \rightarrow \text{συνδετήρες } \Phi 8/20.$$

II. Λοξός οπλισμός

- Από τον λοξό οπλισμό πρέπει να παραλαμβάνεται τουλάχιστον το 66% της λοξής εφελκυστικής δύναμης όταν τα φορτία είναι μεγάλα. Γενικώς, ο λοξός οπλισμός πρέπει να παραλαμβάνει το 50-70%.
- Όσο μικρότερη είναι η διάμετρος του λοξού εφελκυσμού τόσο μειώνεται ο κίνδυνος να εμφανιστούν λοξές ρωγμές γιατί είναι περισσότερες οι ράβδοι και είναι επόμενο να διαταχθούν καλύτερα. Πρέπει όμως ο οπλισμός να τοποθετείται το πολύ σε δύο σειρές.
- Ανάμεσα σε δύο διαδοχικές θέσεις κάμψης λοξού οπλισμού η απόσταση δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 1,25h.
- Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην αγκύρωση των λοξών ράβδων οπλισμού και ιδιαίτερα στις πρόσθετες ράβδους. Γενικά ο λοξός οπλισμός πρέπει να αγκυρώνεται στη θλιβόμενη ζώνη.

Η τέμνουσα που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες είναι σταθερή σε όλο το μήκος κάθε δοκού. Ο αναγκαίος λοξός οπλισμός δίνεται από τον τύπο:

$$F_{e_s} = \frac{E_Q}{\sqrt{2} \cdot z \cdot \sigma_{e_s}}$$

όπου $E_Q (tm)$ το εμβαδόν του διαγράμματος Q που θα παραλάβει ο λοξός οπλισμός, $z(m)$ και $\sigma_{e_s} (t/cm^2)$.

$$\underline{\text{Δοκός 1:}} \quad E_Q = \frac{1}{2} \frac{(34,51-30,02)^2}{q=31,6} + \frac{1}{2} \frac{(82,41-30,02)^2}{31,6} = 43,75kNm = 4,375tm.$$

$$F_{e_s} = \frac{4,375}{\sqrt{2} \cdot 0,4988 \cdot 1,4} = 4,43cm^2.$$

(οι τέμνουσες που μπήκαν στους υπολογισμούς ήταν οι τέμνουσες παρειάς)

- Διατίθενται από την κάμψη $2\Phi 12 = 2,26cm^2$ σπαστά, συνεπώς χρειαζόμαστε επιπλέον $2,17cm^2 \rightarrow 2\Phi 12$ λοξού οπλισμού.

$$\underline{\text{Δοκός 2:}} \quad E_Q = \frac{1}{2} \frac{(99,58-34,91)^2}{q=31,6} + \frac{1}{2} \frac{(64,74-34,91)^2}{31,6} = 80,25kNm = 8,025tm.$$

$$F_{e_s} = \frac{8,025}{\sqrt{2} \cdot 0,4988 \cdot 1,4} = 8,13cm^2.$$

(οι τέμνουσες που μπήκαν στους υπολογισμούς ήταν οι τέμνουσες παρειάς)

- Διατίθενται από την κάμψη $4\Phi 14 = 6,16\text{cm}^2$ σπαστά, συνεπώς χρειαζόμαστε επιπλέον $1,97\text{cm}^2 \rightarrow 2\Phi 12$ λοξού οπλισμού.

1.2.3 ΕΠΙΛΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων δεν μπορούν να είναι μικρότερες των 25cm: $\min(b, d) \geq 25\text{cm}$. Όλα τα υποστυλώματα έχουν διαστάσεις 35X35cm.

Μέθοδος υπολογισμού

Το φορτίο που μπορεί να φέρει με ασφάλεια η διατομή ισούται με $\varepsilon\pi P = \frac{P_{\theta\rho}}{\nu}$ όπου ν συντελεστής ασφαλείας ($\nu=3$ για οικοδομικά έργα), ενώ $P_{\theta\rho}$ το φορτίο θραύσης που οδηγεί την διατομή του σκυροδέματος και του χάλυβα στο όριο διαρροής. Είναι,

$$\begin{aligned} P_{\theta\rho} &= P_{b\theta\rho} + P_{e\theta\rho} \rightarrow \\ &\rightarrow P_{\theta\rho} = \beta_P \cdot F_b + \beta_S \cdot F_e \rightarrow \\ &\rightarrow P_{\theta\rho} = \beta_P \cdot F_b \cdot \left(1 + \frac{\beta_S F_e}{\beta_P F_b}\right) \rightarrow P_{\theta\rho} = \beta_P \cdot F_b \cdot \left(1 + \frac{\beta_S}{\beta_P} \cdot \mu\right) \end{aligned}$$

όπου, β_P και β_S : τα όρια διαρροής σκυροδέματος και χάλυβα αντίστοιχα
 F_b και F_e : οι διατομές σκυροδέματος και οπλισμού αντίστοιχα
 μ : το ποσοστό οπλισμού

οπότε $\varepsilon\pi P = \frac{1}{3} \cdot \beta_P \cdot F_b \cdot \left(1 + \frac{\beta_S}{\beta_P} \cdot \mu\right)$.

Από πίνακα βρίσκουμε ότι για λόγο $h_s/D = \frac{350}{35} = 10$ και για B160:

$$\begin{aligned} \min\mu &= 0,8\% \text{ (της στατικώς απαιτούμενης διατομής)} \\ \max\mu &= 3\%. \end{aligned}$$

Από πίνακα βρίσκουμε ότι για υλικά B160 και Stl τα όρια διαρροής είναι (Πίνακας 5, Παράρτημα):

$$\beta_P = 0,144\text{t/cm}^2 \text{ και } \beta_S = 2,4\text{t/cm}^2.$$

Το ισοδύναμο φορτίο που ενεργεί στο υποστύλωμα, αν ληφθεί υπόψη και ο λυγισμός είναι $\omega P_{\lambda\epsilon\iota\tau}$ και πρέπει να ισχύει ο περιορισμός

$$\omega P_{\lambda\epsilon\iota\tau} \leq \varepsilon\pi P = \frac{1}{3} \cdot \beta_P \cdot F_b \cdot \left(1 + \frac{\beta_S}{\beta_P} \cdot \mu\right)$$

$P_{\lambda\epsilon\iota\tau}$: το σύνολο των φορτίων που ασκούνται σε ένα υποστύλωμα μαζί με το ίδιο βάρος του υποστυλώματος, δηλαδή $P_{\lambda\epsilon\iota\tau} = P + G$.

ω : ο συντελεστής λυγισμού είναι συνάρτηση της λυγηρότητας (λ) όπου για ορθογωνική διατομή δίνεται από τη σχέση $\lambda = \frac{h_k}{\min(b,d)} < 40$, όπου h_k το μήκος

λυγισμού (σε οικοδομικά έργα $h_k = h_s$) και h_s το θεωρητικό ύψος υποστυλώματος.

Περιορισμοί διαμήκους οπλισμού

- $\min \Phi_e = 14mm$
- $\min F_e = 4\Phi 14$
- Μέγιστη απόσταση μεταξύ ράβδων = 30cm
- Ανάμεσα σε διαδοχικές ράβδους οπλισμού πρέπει να υπάρχει απόσταση τουλάχιστον $e \geq \max(\Phi, 2cm)$
- Σε κάθε γωνία υποστυλώματος επιτρέπεται να υπάρχουν το πολύ πέντε ράβδοι.

Επικαλύψεις

- $t=1,5cm$ σε κλειστούς χώρους
- $t=2,0cm$ σε υπαίθριους χώρους

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

Υπολογισμός $P_{\lambda\epsilon\iota\tau}$ σε τόνους (t) όλων των υποστυλωμάτων του πλαισίου δεδομένου ότι το ίδιο βάρος κάθε υποστυλώματος 3,5 μέτρων είναι ίσο με $G = 24 \cdot 0,35^2 \cdot 3,5 = 10,29kN = 1,029t$, ενώ τα υποστυλώματα K1-K2-K3 καταπονούνται με επιπρόσθετο φορτίο ανά όροφο ίσο με 39,25kN - 191,47kN - 69,48kN αντίστοιχα.

	Στάθμη 1	Στάθμη 2	Στάθμη 3	Στάθμη 4
K1	19,816	14,862	9,908	4,954
K2	80,704	60,528	40,352	20,176
K3	31,908	23,931	15,954	7,977

Πίνακας 1.1 Αξονικές λειτουργίας υποστυλωμάτων (σε τόνους).

Από τον Πίνακα 6 του Παραρτήματος βρίσκουμε τον συντελεστή λυγισμού ω :

$$\frac{h_k}{d} = \frac{3,50}{0,35} = 10 \rightarrow \omega = 1,00$$

για όλα τα υποστυλώματα όλων των σταθμών.

Λύνοντας την εξίσωση $\omega P_{\lambda\epsilon\iota\tau} \leq \epsilon\pi P = \frac{1}{3} \cdot \beta_P \cdot F_b \cdot (1 + \frac{\beta_S}{\beta_P} \cdot \mu)$ ως προς το ποσοστό οπλισμού, μ :

$$\mu(\%) \geq \frac{\beta_P}{\beta_S} \cdot \left(\frac{3\omega P_{\lambda\epsilon\iota\tau}}{\beta_P \cdot F_b} - 1 \right) \cdot 100\% = 0,06 \cdot \left(\frac{5}{294} P_{\lambda\epsilon\iota\tau} - 1 \right) \cdot 100\%$$

όπου, $\beta_P = 0,144 t/cm^2$, $\beta_S = 2,4 t/cm^2$, $F_b = 35 \times 35 = 1225cm^2$, βρίσκουμε το απαιτούμενο ποσοστό οπλισμού μ για κάθε ένα από τα 12 υποστυλώματα:

	Στάθμη 1	Στάθμη 2	Στάθμη 3	Στάθμη 4
K1	-3,98%	-4,48%	-4,99%	-5,49%
K2	+2,24%	+0,18%	-1,88%	-3,94%
K3	-2,74%	-3,56%	-4,37%	-5,19%

Πίνακας 1.2 Απαιτούμενο ποσοστό οπλισμού υποστυλωμάτων.

Το μοναδικό υποστύλωμα με $\mu > \min\mu = 0,8\%$ είναι το K2 της στάθμης 1.

Παρατήρηση: όταν $\mu < 0$ ή $\mu < \min\mu \rightarrow$ το σκυρόδεμα μπορεί μόνο του να αναλάβει τη δύναμη, συνεπώς η διατομή του σκυροδέματος είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη για να αναλάβει το φορτίο λειτουργίας. Όμως η διατομή είναι καθορισμένη και δεν είναι επιθυμητό να μικρύνει. Σε αυτή την περίπτωση καθορίζεται ο οπλισμός ως το ελάχιστο ποσοστό οπλισμού επί της *στατικά απαιτούμενης διατομής*.

Η διατομή αυτή είναι μια θεωρητική τετραγωνική διατομή πλευράς α και ποσοστού οπλισμού $\mu = \min\mu = 0,008$. Λύνοντας τη σχέση

$$\omega P_{\lambda\epsilon\iota\tau} \leq \frac{1}{3} \cdot \beta_P \cdot F_b \cdot \left(1 + \frac{\beta_S}{\beta_P} \cdot \mu\right)$$

ως προς α , με $F_b = \alpha^2$, καταλήγουμε στην εξίσωση:

$$\alpha \text{ (cm)} \geq \sqrt{\frac{P_{\lambda\epsilon\iota\tau}}{0,0544}}$$

Έτσι, η πλευρά α (σε cm) της (τετραγωνικής) *στατικά απαιτούμενης διατομής* για κάθε υποστύλωμα υπολογίζεται:

	Στάθμη 1	Στάθμη 2	Στάθμη 3	Στάθμη 4
K1	19,1	16,6	13,5	9,6
K2	-	33,4	27,3	19,3
K3	24,2	21,0	17,2	12,2

Πίνακας 1.3 Πλευρά α (σε cm) της απαιτούμενης στατικά διατομής.

Ο απαιτούμενος οπλισμός για κάθε υποστύλωμα προκύπτει από την σχέση:

$$F_e \text{ (cm}^2\text{)} = \min\mu \cdot \alpha^2 = 0,008 \cdot \alpha^2$$

εκτός από το K2 της στάθμης 1 που προκύπτει από τη σχέση:

$$F_e \text{ (cm}^2\text{)} = \mu \cdot F_b = 0,0224 \cdot 35 \cdot 35 = 27,44 \text{ cm}^2.$$

Συνολικά λοιπόν οι οπλισμοί οι οποίοι απαιτούνται, F_e και αυτοί που τελικά επιλέγονται, $F_{\tau\epsilon\lambda}$ είναι οι εξής:

	Στάθμη 1		Στάθμη 2		Στάθμη 3		Στάθμη 4	
	$F_e(cm^2)$	$F_{τελ}(cm^2)$	$F_e(cm^2)$	$F_{τελ}(cm^2)$	$F_e(cm^2)$	$F_{τελ}(cm^2)$	$F_e(cm^2)$	$F_{τελ}(cm^2)$
K1	2,91	4Φ14= 6,16cm ²	2,21	4Φ14= 6,16cm ²	1,46	4Φ14= 6,16cm ²	0,74	4Φ14= 6,16cm ²
K2	27,44	12Φ18= 30,48cm ²	8,92	4Φ18= 10,16cm ²	5,96	4Φ14= 6,16cm ²	2,98	4Φ14= 6,16cm ²
K3	4,69	4Φ14= 6,16cm ²	3,52	4Φ14= 6,16cm ²	2,37	4Φ14= 6,16cm ²	1,19	4Φ14= 6,16cm ²

Πίνακας 1.4 Απαιτούμενοι και τελικοί οπλισμοί υποστυλωμάτων.

ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ

Η διάμετρος των συνδετήρων έπρεπε να λαμβάνεται τουλάχιστον ίση προς το 1/3 της διαμέτρου του οπλισμού. Η μεταξύ τους απόσταση έπρεπε να είναι μικρότερη της μικρότερης πλευράς της διατομής του υποστυλώματος και του 12πλάσιου της διαμέτρου του οπλισμού.

Παρατήρηση: Για ράβδους οπλισμού διαμέτρου

- $d \leq 16mm$ χρησιμοποιούνται συνδετήρες $\Phi 6$,
- $18 \leq d \leq 24mm$ χρησιμοποιούνται συνδετήρες $\Phi 8$,
- $d \geq 26mm$ χρησιμοποιούνται συνδετήρες $\Phi 10$

Τίθεται:

- **Φ6 ανά 16** στα K1 και K3 όλων των σταθμών και στο K2 των σταθμών 3 και 4,
- **Φ8 ανά 20** στο υποστύλωμα K2 των σταθμών 1 και 2.

1.2.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΟΥ

Παραδοχές κανονισμού:

1. Στους υπολογισμούς λαμβάνονται υπόψη μόνο οι οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών δυνάμεων.
2. Η σεισμική δύναμη προκύπτει ως γινόμενο του βάρους της κατασκευής επί τον συντελεστή της σεισμικής επιβαρύνσεως ϵ και εξαρτάται από τη σεισμικότητα της περιοχής του έργου και την επικινδυνότητα του εδάφους.
3. Η σεισμική δύναμη κατανέμεται στους ορόφους με ορθογωνική κατανομή.
4. Για τον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων λαμβάνονται υπόψη τα σύνολα των μόνιμων και κινητών κατακόρυφων φορτίων (G+Q).

5. Η σεισμική δύναμη εφαρμόζεται στο κέντρο βάρους της πλάκας του.
6. Η πλάκα θεωρείται απόλυτα άκαμπτη.
7. Δεν λαμβάνονται υπόψη κατακόρυφες παραμορφώσεις της πλάκας.
8. Το ύψος των στύλων παραμένει σταθερό.

Μεθοδολογία:

- Η αξονική δύναμη P που καταπονεί τα υποστυλώματα στις τέσσερις στάθμες έχει ήδη υπολογιστεί.
- Ο συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως ε προκύπτει από πίνακα για σεισμικότητα περιοχών I και επικινδυνότητα εδαφών β ίσος με $\varepsilon = 0,06$ (Πίνακας 7, Παράρτημα).
- Η σεισμική δύναμη H που καταπονεί κάθε στάθμη προκύπτει με πολλαπλασιασμό του συντελεστή ε με το άθροισμα ΣP των αξονικών που καταπονούν όλα τα υποστυλώματα της στάθμης: $H = \varepsilon \cdot \Sigma P$.
- Αν δεχτούμε σαν μοναδιαίο δείκτη ακαμψίας τον δείκτη ακαμψίας του υποστυλώματος K_1 , οι σχετικοί δείκτες ακαμψίας όλων των υποστυλωμάτων θα είναι $D'_x = \frac{D_x}{D_0} = \frac{J_y}{J_0} = 1$ και $D'_y = \frac{D_y}{D_0} = \frac{J_x}{J_0} = 1$, δεδομένου ότι όλα τα υποστυλώματα έχουν την ίδια διατομή 35cmX35cm. Για κάθε υποστυλώμα η ακαμψία κατά x είναι $D_x = 12EJ_y/\mu h^3$ και κατά y είναι $D_y = 12EJ_x/\mu h^3$ όπου:

E : μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος

h : 3,5m κοινό για όλα τα υποστυλώματα

μ : κατά παραδοχή κοινό για όλα τα υποστυλώματα.

- Η σεισμική δύναμη Q_x και Q_y που καταπονεί κάθε υποστυλώμα σε κάθε στάθμη προκύπτει από τη σχέση $Q_x = D'_x \cdot H/\Sigma D'_x = H/3$ και $Q_y = D'_y \cdot H/\Sigma D'_y = H/3$ λόγω της ομοιότητας των υποστυλωμάτων.
- Η ροπή κάτω των υποστυλωμάτων M_{ux} και M_{uy} προκύπτει από τη σχέση

$$M_u = \lambda \cdot Q \cdot h$$

όπου λ συντελεστής που προκύπτει από τον παρακάτω πίνακα ανάλογα με τη θέση του κάθε υποστυλώματος:

Συντελεστής λ	
Κατώτατος όροφος	0,60
Ενδιάμεσος όροφος	0,50
Ανώτατος όροφος	0,50
Ακραίο ανωτάτου	0,67

- Η ανηγμένη εκκεντρότητα e_x και e_y ισούται με $e = M_u/P$.
- Υπολογίζονται οι λόγοι $(e/d)_x$ και $(e/d)_y$, όπου d η διάσταση της πλευράς του υποστυλώματος της παράλληλης προς τη διεύθυνση ελέγχου.
- Υπολογίζεται ο δείκτης $\varphi = \sigma_b^{\varepsilon\pi}/\sigma_0$

όπου $\sigma_0 = \frac{P}{b \cdot d}$ και b η διάσταση της πλευράς του υποστυλώματος της κάθετης προς τη διεύθυνση ελέγχου και $\sigma_b^{\varepsilon\pi}$ η επιτρεπόμενη τάση του σκυροδέματος για ορθή δύναμη και κάμψη (εδώ $\sigma_b^{\varepsilon\pi} = 70 \text{ kg/cm}^2$).

- Ο έλεγχος γίνεται με τους πίνακες Saliger (Πίνακας 9, Παράρτημα) για συμμετρικό οπλισμό.

Αποτελέσματα:

ΣΤΑΘΜΗ 4	P (t)	$D'_x = D'_y$	$Q_x = Q_y$ (t)	λ	$M_{ux} = M_{uy}$ (tm)	$e_x = e_y$ (m)	$(\frac{e}{d})_x = (\frac{e}{d})_y$	φ
K1	4,954	1	0,66	0,67	1,55	0,313	0,896	17,31
K2	20,176	1	0,66	0,50	1,16	0,057	0,164	4,25
K3	7,977	1	0,66	0,67	1,55	0,195	0,556	10,75
Σύνολο	33,107	3	1,98					

Σεισμική δύναμη $H = \varepsilon \cdot \Sigma P = 0,06 \cdot 33,107t = 1,98t$

ΣΤΑΘΜΗ 3	P (t)	$D'_x = D'_y$	$Q_x = Q_y$ (t)	λ	$M_{ux} = M_{uy}$ (tm)	$e_x = e_y$ (m)	$(\frac{e}{d})_x = (\frac{e}{d})_y$	φ
K1	9,908	1	1,32	0,50	2,32	0,234	0,668	8,65
K2	40,352	1	1,32	0,50	2,32	0,057	0,164	2,13
K3	15,954	1	1,32	0,50	2,32	0,145	0,415	5,37
Σύνολο	66,214	3	3,96					

Σεισμική δύναμη $H = \varepsilon \cdot \Sigma P = 0,06 \cdot 66,214t = 3,96t$

ΣΤΑΘΜΗ 2	P (t)	$D'_x = D'_y$	$Q_x = Q_y$ (t)	λ	$M_{ux} = M_{uy}$ (tm)	$e_x = e_y$ (m)	$(\frac{e}{d})_x = (\frac{e}{d})_y$	φ
K1	14,862	1	1,99	0,50	3,48	0,234	0,668	5,77
K2	60,528	1	1,99	0,50	3,48	0,057	0,164	1,42
K3	23,931	1	1,99	0,50	3,48	0,145	0,415	3,58
Σύνολο	99,321	3	5,97					

Σεισμική δύναμη $H = \varepsilon \cdot \Sigma P = 0,06 \cdot 99,321t = 5,97t$

ΣΤΑΘΜΗ 1	P (t)	$D'_x = D'_y$	$Q_x = Q_y$ (t)	λ	$M_{ux} = M_{uy}$ (tm)	$e_x = e_y$ (m)	$(\frac{e}{d})_x = (\frac{e}{d})_y$	φ
K1	19,816	1	2,65	0,60	5,56	0,281	0,802	4,33
K2	80,704	1	2,65	0,60	5,56	0,069	0,197	1,06
K3	31,908	1	2,65	0,60	5,56	0,174	0,498	2,69
Σύνολο	132,428	3	7,95					

Σεισμική δύναμη $H = \varepsilon \cdot \Sigma P = 0,06 \cdot 132,428t = 7,95t$

Πίνακας 1.5 Υπολογισμοί e/d και φ υποστυλωμάτων.

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα από τον πίνακα του Saliger υπολογίζεται ο απαιτούμενος οπλισμός και επιλέγεται ο τελικός οπλισμός κάθε υποστυλώματος:

Υποστύλωμα ανά στάθμη		φ	e/d	$\mu = \mu'$ (‰)	Απαιτούμενος οπλισμός ανά παρειά (cm^2)	Επιλεγμένος Οπλισμός ανά παρειά (cm^2)
Στάθμη 4	K1	17,31	0,869	<4	4,90	$2\phi 18 = 5,08cm^2$
	K2	4,25	0,164	<4	4,90	$2\phi 18 = 5,08cm^2$
	K3	10,75	0,556	<4	4,90	$2\phi 18 = 5,08cm^2$
Στάθμη 3	K1	8,65	0,668	<4	4,90	$2\phi 18 = 5,08cm^2$
	K2	2,13	0,164	<4	4,90	$2\phi 18 = 5,08cm^2$
	K3	5,37	0,415	<4	4,90	$2\phi 18 = 5,08cm^2$
Στάθμη 2	K1	5,77	0,668	<4	4,90	$2\phi 18 = 5,08cm^2$
	K2	1,42	0,164	9	11,03	$4\phi 20 = 12,56cm^2$
	K3	3,58	0,415	<4	4,90	$2\phi 18 = 5,08cm^2$
Στάθμη 1	K1	4,33	0,802	10	12,25	$4\phi 20 = 12,56cm^2$
	K2	1,06	0,197	>15	-	-
	K3	2,69	0,498	9	11,03	$4\phi 20 = 12,56cm^2$

Πίνακας 1.6 Υπολογισμοί απαιτούμενων και επιλεγμένων οπλισμών υποστυλωμάτων.

Στο υποστύλωμα K2 της στάθμης 1 ο απαιτούμενος οπλισμός ανά παρειά προκύπτει μεγαλύτερος του 15‰, συνεπώς πρέπει να επιλεγεί μεγαλύτερη διατομή για το συγκεκριμένο υποστύλωμα. Επιλέγεται η διατομή 40X40. Με την αλλαγή αυτή αλλάζουν όλοι οι υπολογισμοί για τη στάθμη 1. Τα νέα αποτελέσματα είναι τα εξής:

ΣΤΑΘΜΗ 1	P (t)	$D'_x = D'_y$	$Q_x = Q_y$ (t)	λ	$M_{ux} = M_{uy}$ (tm)	$e_x = e_y$ (m)	$(\frac{e}{d})_x = (\frac{e}{d})_y$	φ
K1	19,816	1,000	2,15	0,60	4,51	0,228	0,651	4,33
K2	81,019	1,706	3,67	0,60	7,70	0,095	0,238	1,38
K3	31,908	1,000	2,15	0,60	4,51	0,141	0,404	2,69
Σύνολο	132,743	3,706	7,97					

Σεισμική δύναμη $H = \varepsilon \cdot \Sigma P = 0,06 \cdot 132,743t = 7,97t$

Πίνακας 1.7 Νέοι υπολογισμοί e/d και φ υποστυλωμάτων στάθμης 1.

Υποστύλωμα ανά στάθμη		φ	e/d	$\mu = \mu'$ (‰)	Απαιτούμενος Οπλισμός ανά παρειά (cm^2)	Επιλεγμένος Οπλισμός ανά παρειά (cm^2)
Στάθμη 1	K1 35X35	4,33	0,651	7	$0,007 \cdot 35^2 = 8,56$	2Φ20 + 1Φ18 = 8,82cm²
	K2 40X40	1,38	0,238	15	$0,015 \cdot 40^2 = 24,00$	8Φ20 = 25,12cm²
	K3 35X35	2,69	0,404	7	$0,007 \cdot 35^2 = 8,56$	2Φ20 + 1Φ18 = 8,82cm²

Πίνακας 1.8 Νέοι υπολογισμοί απαιτούμενων και επιλεγμένων οπλισμών υποστυλωμάτων στάθμης 1.

Συνδετήρες

Τοποθετούνται **Φ8** ανά **20** σε όλα τα υποστυλώματα.

Περιμετρικός έλεγχος

1. Υποστυλώματα

Περιμετρικά υποστυλώματα είναι τα K1 και K3.

- Υποστύλωμα K1

Το μέγιστο φορτίο που καταπονεί το K1 είναι $maxP = 19,816t$ στη στάθμη 1. Η μέγιστη σεισμική δύναμη που ενεργεί στην κορυφή του υποστυλώματος είναι $maxQ_{\pi} = \frac{\varepsilon}{2} \cdot P = \frac{0,06}{2} 19,816t = 0,595t$.

Η ροπή κάτω είναι $M_u = \lambda \cdot Q \cdot h = 0,6 \cdot 0,595 \cdot 3,5 = 2,08tm$, ενώ η εκκεντρότητα είναι $e = M_u/P = 0,105m < e_{κανονικού \ ελέγχου} = 0,228m$.

Συνεπώς, ο περιμετρικός αντισεισμικός έλεγχος είναι ευνοϊκότερος από τον κανονικό.

- Υποστύλωμα K3

Το μέγιστο φορτίο που καταπονεί το K3 είναι $maxP = 31,908t$ στη στάθμη 1. Η μέγιστη σεισμική δύναμη Q_{π} είναι $maxQ_{\pi} = \frac{\varepsilon}{2} \cdot P = \frac{0,06}{2} 31,908t = 0,957t$.

Η ροπή κάτω είναι $M_u = \lambda \cdot Q \cdot h = 0,6 \cdot 0,957 \cdot 3,5 = 3,35tm$, ενώ η εκκεντρότητα είναι $e = M_u/P = 0,105m < e_{κανονικού \ ελέγχου} = 0,141m$.

Συνεπώς, ο περιμετρικός αντισεισμικός έλεγχος είναι ευνοϊκότερος από τον κανονικό.

2. Δοκοί

Δεν υπάρχουν περιμετρικοί δοκοί στο μοντέλο που αναλύουμε.

1.3 ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ Ω.Σ. 1954 & ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ 1984

1.3.1 ΥΛΙΚΑ

Σκυρόδεμα κατηγορίας B225

Χάλυβας κατηγορίας ST III

1.3.2 ΕΠΙΛΥΣΗ ΔΟΚΩΝ

Σε μήκος $2d$ (όπου d το ύψος της δοκού) εκατέρωθεν των παρειών ενός υποστυλώματος απαιτούνται στη δοκό κλειστοί συνδετήρες σε αποστάσεις:

- 15,0cm για σεισμική ζώνη I
- 12,5cm για σεισμική ζώνη II
- 10,0cm για σεισμική ζώνη III

και μικρότερη από $d/3$.

Σε περίπτωση που ο υπολογισμός βγάζει απαιτούμενο θλιβόμενο οπλισμό, οι πυκνοί αυτοί συνδετήρες επεκτείνονται μέχρι το πέρας του θλιβόμενου οπλισμού.

Το ελάχιστο ποσοστό εφελκούμενου χάλυβα είναι:

$$\mu_{min} = \frac{15}{\beta_S}, \quad \text{όπου } \beta_S \text{ το όριο διαρροής χάλυβα (kg/cm}^2\text{)}.$$

Στις περιοχές στήριξης των δοκών, για τον διαμήκη οπλισμό:

- Μέγιστο ποσοστό εφελκούμενου χάλυβα $\mu_{max} = 0,25 \cdot \frac{\beta_w}{\beta_S}$
- Θλιβόμενος οπλισμός $\mu' \leq 0,5 \cdot \mu$

όπου μ ο εφελκόμενος οπλισμός και β_w η αντοχή σκυροδέματος.

Όσον αφορά στο πλάτος b των δοκών πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω περιορισμοί:

- $b \geq (20cm, d/4)$
- $b \leq b_{v\pi} + \frac{1}{2}d_{v\pi}$
- $b \leq 2b_{v\pi}$.

Συνεπώς

- Άνοιγμα

Ο ελάχιστος εφελκόμενος οπλισμός στα ανοίγματα των δοκών, $minF_e$, είναι:

$$\mu_{min} = \frac{15}{4200} = 0,00357 = 0,357\%,$$

όπου $\beta_S = 4200 \text{ kg/cm}^2$ για χάλυβα S III (Πίνακας 10, Παράρτημα).

Άρα, $minF_e = 0,357\% \cdot 25 \cdot 60 = 5,35 \text{ cm}^2$.

Οι ανεκτές τάσεις είναι για πλακοδοκούς:

- $\sigma_e = 2000 \text{ kg/cm}^2$ για χάλυβα κατηγορίας III
- $\sigma_b = 70 \text{ kg/cm}^2$ για σκυρόδεμα B225.
- $k_h^* = 9,7$.

$$b/b_0 = 1,81/0,25 = 7,24 > 5 \rightarrow \text{διατομή τύπου II}$$

Στη διατομή τύπου II η συμβολή του κορμού της πλακοδοκού στην παραλαβή θλιπτικών τάσεων είναι περιορισμένη.

ΔΟΚΟΣ 1

{ M=24,37kNm \ d=60cm \ c=3cm \ h=d-c=57cm \ b=1,81m }

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{57 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{2,437 \text{ tm}}{1,81 \text{ m}}}} = 46,53 > k_h^*$$

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης είναι ίσο με $x = k_x \cdot h$ όπου $k_x = 0,10$ και $k_e = 0,74$ οι ποσότητες που αντιστοιχούν στο $k_h = 46,53$ που βρέθηκε. Συνεπώς,

$$x = 0,10 \cdot 57 \text{ cm} = 5,7 \text{ cm} < d_{\text{πλάκας}} = 13 \text{ cm}$$

και ο αναγκαίος οπλισμός είναι:

$$F_e = k_e \frac{M_e}{h} + \frac{N}{\sigma_e} = 0,74 \frac{2,437 \text{ tm}}{0,57 \text{ m}} = 3,16 \text{ cm}^2 < \min F_e = 5,35 \text{ cm}^2$$

ΔΟΚΟΣ 2

{ M=76,43kNm \ d=60cm \ c=3cm \ h=d-c=57cm \ b=1,81m }

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{57 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{7,643 \text{ tm}}{1,81 \text{ m}}}} = 27,74 > k_h^*$$

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης είναι ίσο με $x = k_x \cdot h$ όπου $k_x = 0,16$ και $k_e = 0,76$ οι ποσότητες που αντιστοιχούν στο $k_h = 27,74$ που βρέθηκε. Συνεπώς,

$$x = 0,16 \cdot 57 \text{ cm} = 9,12 \text{ cm} < d_{\text{πλάκας}} = 13 \text{ cm}$$

και ο αναγκαίος οπλισμός είναι:

$$F_e = k_e \frac{M_e}{h} + \frac{N}{\sigma_e} = 0,76 \frac{7,643 \text{ tm}}{0,5535 \text{ m}} = 10,49 \text{ cm}^2$$

όπου λόγω του γεγονότος ότι δεν χωράνε τα σίδερα σε μία σειρά και τελικά θα τοποθετηθούν σε δύο σειρές τέθηκε μειωμένο h ίσο με:

$$h' = h - \frac{1}{2} \left(2cm + \frac{\Phi_{14}}{2} + \frac{\Phi_{12}}{2} \right) = 57 - \frac{1}{2} (2 + 0,7 + 0,6) = 55,35cm$$

Τίθεται:

- Δοκός 1: 2Φ14 σπαστά και 2Φ12 ίσια = 5,34cm²
- Δοκός 2: 4Φ14 σπαστά και 4Φ12 ίσια = 10,68cm²
 - ✓ Θλιβόμενος 2Φ8 παντού.
- Στήριξη

{ M=95,79kNm \ d=60cm \ c=3cm \ h=d-c=57cm \ b₀=0,25m }

ενώ οι ανεκτές τάσεις είναι για δοκούς ορθογωνικής διατομής υπό κάμψη:

- $\sigma_e = 2000kg/cm^2$ για χάλυβα κατηγορίας III
- $\sigma_b = 80kg/cm^2$ για σκυρόδεμα B225.
- $k_h^* = 8,7$.

Υπολογίζεται η ποσότητα:

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_e}{b}}} = \frac{57cm}{\sqrt{\frac{9,579tm}{0,25m}}} = 9,2 > k_h^* \rightarrow \text{δεν χρειάζεται θλιβόμενος οπλισμός}$$

όπου $M_e = M + N \cdot y_e = M = 95,79kNm$.

Συνεπώς, οι αναγκαίοι οπλισμοί είναι:

- Εφελκόμενος: $F_e = k_e \frac{M_e(tm)}{h(m)} + \frac{N(t)}{\sigma_e(\frac{t}{cm^2})} = 0,57 \frac{9,579}{0,57} = 9,60cm^2$
- Θλιβόμενος: *δεν απαιτείται.*

Έλεγχος μεγίστων επιτρεπόμενων οπλισμών:

- Εφελκόμενος: $\mu_{max} = 0,25 \cdot \frac{225}{4200} = 0,0134 = 1,34\%$ άρα $F_e = 1,34\% \cdot 25 \cdot 60 = 20,10cm^2$.
- Θλιβόμενος: $\mu' \leq 0,5 \cdot \mu = 0,5 \cdot 1,34\% = 0,67\%$ άρα $F_e \leq 0,67\% \cdot 25 \cdot 60 = 10,05cm^2$.

Ήδη υπάρχων οπλισμός:

Εφελκόμενος οπλισμός (πάνω)

- 2Φ14 σπαστά από τη δοκό 1
- 4Φ14 σπαστά από τη δοκό 2
- 2Φ8 από τον θλιβόμενο οπλισμό των δοκών 1 και 2

σύνολο $10,25cm^2 > F_e = 9,60cm^2$.

Θλιβόμενος οπλισμός (κάτω)

- 2Φ12 ίσια από τη δοκό 1

- 4Φ12 ίσια από τη δοκό 2
σύνολο $6,78\text{cm}^2$. Όμως δεν απαιτείται θλιβόμενος οπλισμός.

Τίθεται:

- Εφελκούμενος επιπρόσθετος οπλισμός: \emptyset .
- Θλιβόμενος επιπρόσθετος οπλισμός: \emptyset .

Οπλισμός διάτμησης

1. Συνδετήρες

Οι δράσεις και τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται, άρα και οι διατμητικές τάσεις παραμένουν σταθερά και πλέον για σκυρόδεμα B225 η μέγιστη επιτρεπόμενη διατμητική τάση είναι $\max\tau_0 = 18\text{kg/cm}^2$.

$$\text{Δοκός 1} \rightarrow Q = 8715\text{kg} \rightarrow \tau = \frac{Q}{b \cdot z} = \frac{8715}{25 \cdot 49,88} = 6,99\text{kg/cm}^2 < \max\tau_0.$$

$$\text{Δοκός 2} \rightarrow Q = 10432\text{kg} \rightarrow \tau = \frac{Q}{b \cdot z} = \frac{10432}{25 \cdot 49,88} = 8,37\text{kg/cm}^2 < \max\tau_0.$$

Και για τις 2 δοκούς ισχύει:

$$\tau < \max\tau_0 \rightarrow \text{οι συνδετήρες προκύπτουν χωρίς υπολογισμό.}$$

Σε απόσταση $2d = 2 \cdot 0,60 = 1,20\text{m}$ από τις παρειές των υποστυλωμάτων η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων είναι:

$$S = \min\left(15\text{cm}, \frac{d}{3} = 11,6\text{cm}\right) = 11\text{cm} \approx 10\text{cm}$$

Η συνδετήρες πρέπει να αναλάβουν τέμνουσα ίση με $Q_B \cong \frac{1}{3}Q$. Υπολογίζεται

$$\text{η ποσότητα } \frac{F_{eB}}{e} = \frac{Q_B}{2 \cdot z \cdot \sigma_{eB}}$$

$$\text{όπου } Q_B(t), z = \frac{7}{8}h(\text{cm}), F_{eB}(\text{cm}^2), \sigma_{eB}\left(\frac{t}{\text{cm}^2}\right).$$

$$\underline{\text{Δοκός 1}} \rightarrow \frac{F_{eB}}{e} = \frac{Q_B}{2 \cdot z \cdot \sigma_{eB}} = \frac{\frac{1}{3}8,715t}{2 \cdot 49,88\text{cm} \cdot \frac{2,0t}{\text{cm}^2}} = 0,0146 \rightarrow \text{συνδετήρες } \Phi 6/19.$$

- Συνδετήρες $\Phi 6/10$ σε απόσταση 1,2m από τις παρειές των υποστυλωμάτων
- Συνδετήρες $\Phi 6/19$ στο υπόλοιπο της δοκού.

$$\underline{\text{Δοκός 2}} \rightarrow \frac{F_{eB}}{e} = \frac{Q_B}{2 \cdot z \cdot \sigma_{eB}} = \frac{\frac{1}{3}10,432t}{2 \cdot 49,88\text{cm} \cdot \frac{2,0t}{\text{cm}^2}} = 0,0175 \rightarrow \text{συνδετήρες } \Phi 8/20.$$

- Συνδετήρες $\Phi 8/10$ σε απόσταση 1,2m από τις παρειές των υποστυλωμάτων
- Συνδετήρες $\Phi 8/20$ στο υπόλοιπο της δοκού.

II. Λοξός οπλισμός

Η τέμνουσα που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες δεν είναι σταθερή σε όλο το μήκος κάθε δοκού. Ο αναγκαίος λοξός οπλισμός δίνεται από τον τύπο:

$$F_{e_s} = \frac{E_Q}{\sqrt{2} \cdot z \cdot \sigma_{e_s}}$$

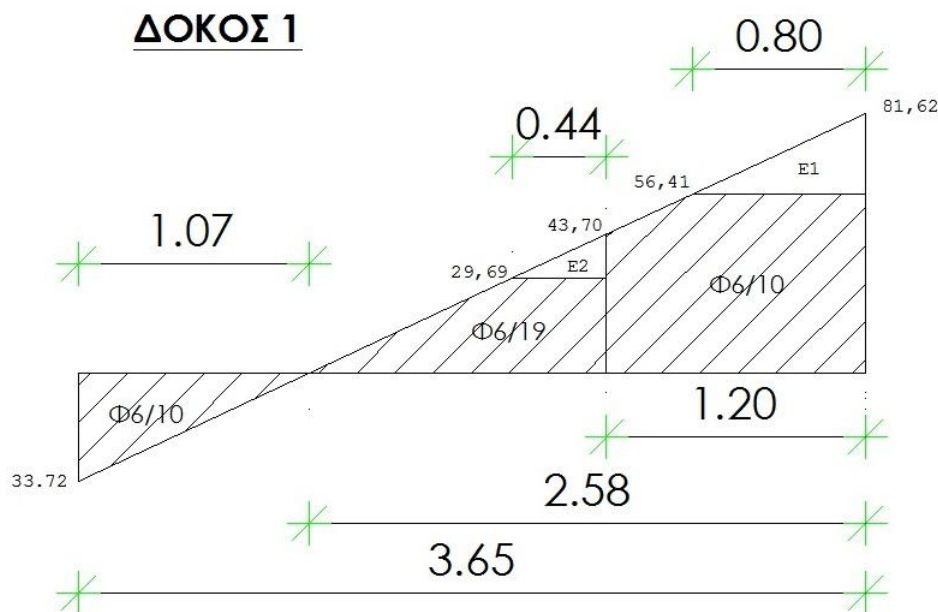
όπου $E_Q(tm)$ το εμβαδόν του διαγράμματος Q που θα παραλάβει ο λοξός οπλισμός, $z(m)$ και $\sigma_{e_s}(t/cm^2)$.

Δοκός 1:

Στο σχήμα που ακολουθεί, το οποίο απεικονίζει το διάγραμμα τεμνουσών της δοκού (από παρειά σε παρειά υποστυλώματος), τα διαγραμμισμένα εμβαδά συμβολίζουν τις τέμνουσες που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες ενώ τα μη διαγραμμισμένα εμβαδά απεικονίζουν τις τέμνουσες που πρέπει να αναλάβει ο λοξός οπλισμός.

Η τέμνουσα που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες Q_B ισούται με:

- $\Phi 6/10 \rightarrow Q_B = 2 \cdot z \cdot \sigma_{e_B} \cdot \frac{F_{e_B}}{e} = 2 \cdot 49,88 \cdot 2 \cdot \frac{\Phi 6}{10} = 56,41kN$
- $\Phi 6/19 \rightarrow Q_B = 2 \cdot z \cdot \sigma_{e_B} \cdot \frac{F_{e_B}}{e} = 2 \cdot 49,88 \cdot 2 \cdot \frac{\Phi 6}{19} = 29,69kN$



Σχήμα 1.5: Διάγραμμα τεμνουσών της δοκού 1.

$$E_1 = \frac{1}{2} (81,62 - 56,41) \cdot 0,80 = 10,084kNm = 1,009tm$$

$$E_2 = \frac{1}{2} (43,70 - 29,69) \cdot 0,44 = 3,082kNm = 0,309tm$$

$$E_Q = E_1 + E_2 = 1,318tm.$$

$$F_{es} = \frac{1,318}{\sqrt{2} \cdot 0,4988 \cdot 2,0} = 0,93cm^2.$$

(οι τέμνουσες που μπήκαν στους υπολογισμούς ήταν οι τέμνουσες παρειάς)

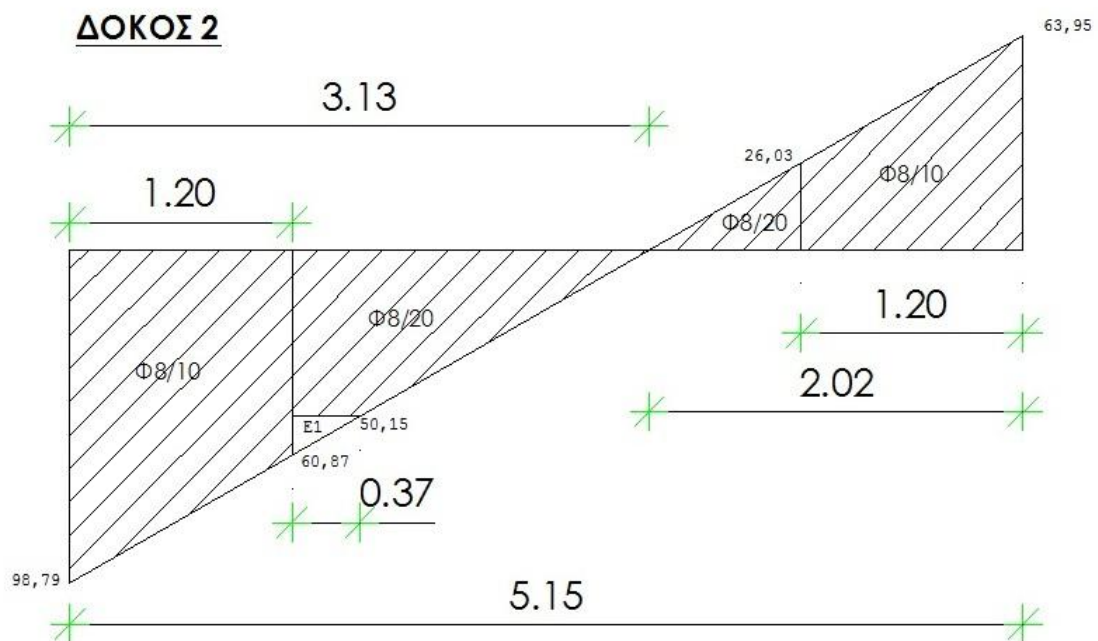
- Διατίθενται από την κάμψη $2\Phi 14 = 3,08cm^2$ σπαστά, συνεπώς δεν χρειάζεται επιπλέον λοξός οπλισμός.

Δοκός 2:

Η τέμνουσα που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες Q_B ισούται με:

- $\Phi 8/10 \rightarrow Q_B = 2 \cdot z \cdot \sigma_{eB} \cdot \frac{F_{eB}}{e} = 2 \cdot 49,88 \cdot 2 \cdot \frac{\Phi 8}{10} = 100,29kN.$
- $\Phi 8/20 \rightarrow Q_B = 2 \cdot z \cdot \sigma_{eB} \cdot \frac{F_{eB}}{e} = 2 \cdot 49,88 \cdot 2 \cdot \frac{\Phi 8}{20} = 50,15kN.$

Το διάγραμμα τεμνουσών της δοκού 2 φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 1.6: Διάγραμμα τεμνουσών της δοκού 2.

$$E_Q = E_1 = \frac{1}{2} (60,87 - 50,15) \cdot 0,37 = 1,983kNm = 0,199tm$$

$$F_{es} = \frac{0,199}{\sqrt{2} \cdot 0,4988 \cdot 2,0} = 0,15 \text{ cm}^2.$$

(οι τέμνουσες που μπήκαν στους υπολογισμούς ήταν οι τέμνουσες παρειάς)

- Διατίθενται από την κάμψη $4\Phi 14 = 6,16 \text{ cm}^2$ σπαστά, συνεπώς δεν χρειάζεται επιπλέον λοξός οπλισμός.

1.3.3 ΕΠΙΛΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΟΥ

1. Κάθε κατακόρυφο στοιχείο ακαμψίας με αξονικό φορτίο ίσο με N_0 πρέπει να υπολογίζεται τουλάχιστον για οριζόντια φορτία $H_{ox}' = \frac{1}{2} \varepsilon N_0$ και χωριστά $H_{oy}' = \frac{1}{2} \varepsilon N_0$, ανεξάρτητα από το μέγεθος των οριζόντιων φορτίων H_x και H_y που προκύπτουν από την αντισεισμική μελέτη.

2. Μέσα σε ένα κρίσιμο μήκος υποστυλώματος ίσο με $l_{κρ} = \max(\frac{H}{6}, 50 \text{ cm}, d_{υπ})$ όπου $H =$ ελεύθερο ύψος του υποστυλώματος πάνω και κάτω από τα πέλματα της δοκού θα διατάσσονται συνδετήρες διαμέτρου τουλάχιστον 8 mm με απόσταση μεταξύ τους S :

- $S \leq 15 \text{ cm}$, για σεισμική περιοχή I
- $S \leq 10 \text{ cm}$, για σεισμικές περιοχές II και III
- $S \leq 40 \cdot \frac{\beta_s f_{eu}}{\beta_w l_h}$,

όπου β_s : το όριο διαρροής του χάλυβα

β_w : η αντοχή κύβου σκυροδέματος

f_{eu} : η διατομή ράβδου συνδετήρα

l_h : το μήκος αστήρικτου βραχίονα συνδετήρα.

Ενώ οι αποστάσεις των συνδετήρων αυτών δεν μπορούν να είναι μεγαλύτερες του ενός τρίτου της μικρότερης πλευράς της διατομής του υποστυλώματος.

Οι συνδετήρες των κρίσιμων μηκών θα διατάσσονται και μέσα στον κόμβο σε όσο μήκος δηλαδή το υποστυλόμετρο διασταυρώνεται με τη δοκό.

Αν $\frac{M_{max}}{Q \cdot d} < 3,5$ τότε οι συνδετήρες τοποθετούνται σε όλο το μήκος του υποστυλώματος όπως και στο $l_{κρ}$ και απαιτείται πρόσθετος διαμήκης οπλισμός και στις δύο παρειές ίσος με το 20% του μεγαλύτερου οπλισμού.

Το ελάχιστο ποσοστό διαμήκους οπλισμού ανά παρεΐά πρέπει να είναι ίσο με το 0,4% της πραγματικής διατομής και η απόσταση μεταξύ των ράβδων μικρότερη από 20cm.

Συνίσταται να κρατιέται χαμηλά ο λόγος $N_0/(\beta_p \cdot F_b)$ έτσι ώστε να μην μειώνεται υπερβολικά η διαθέσιμη πλαστιμότητα του υποστυλώματος όπου β_p η πρισματική αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη και F_b η διατομή του σκυροδέματος. Για συνήθη κτίρια να είναι μικρότερος από:

- 0,35 για εσωτερικά υποστυλώματα
- 0,30 για ακραία και
- 0,25 για γωνιακά.

3. Αν $N_0 < 0,10 \cdot \beta_p \cdot F_b$ τότε ο έλεγχος της διάτμησης γίνεται ως εξής:

Όταν λόγω του σεισμού εμφανίζεται τελικά ετερόσημη διατμητική τάση, τότε η κατά απόλυτη τιμή μικρότερη διατμητική τάση ($|\tau'|$) δεν επιτρέπεται να ξεπεράσει το μέγεθος τ_{bmin} όπου τ_{bmin} η διατμητική τάση σκυροδέματος, με βάση τον κανονισμό Ω.Σ. της εποχής, κάτω της οποίας επιτρέπεται να μην γίνεται έλεγχος διάτμησης. Σε αυτή την περίπτωση:

- Αν $|\tau'| < 0,5\tau_{bmin}$ τότε ισχύουν οι συνήθεις κανόνες διαστασιολόγησης σε τέμνουσα
- Αν $0,5\tau_{bmin} < |\tau'| < \tau_{bmin}$ τότε ολόκληρη η τέμνουσα πρέπει να παραλαμβάνεται από οπλισμό κορμού.

Συμπεώς

Όλα τα υποστυλώματα έχουν διαστάσεις 35X35cm εκτός από το K1 της στάθμης 1 με διατομή 40X40cm.

$$\varepsilon_{\pi P} = \frac{P_{\theta\rho}}{\nu}$$

όπου ν συντελεστής ασφαλείας ($\nu=3$ για οικοδομικά έργα), ενώ

$$P_{\theta\rho} = \beta_p \cdot F_b \cdot \left(1 + \frac{\beta_s}{\beta_p} \cdot \mu\right)$$

όπου, β_p και β_s : τα όρια διαρροής σκυροδέματος και χάλυβα αντίστοιχα

F_b και F_e : οι διατομές σκυροδέματος και οπλισμού αντίστοιχα

μ : το ποσοστό οπλισμού

οπότε $\varepsilon_{\pi P} = \frac{1}{3} \cdot \beta_p \cdot F_b \cdot \left(1 + \frac{\beta_s}{\beta_p} \cdot \mu\right)$.

Από πίνακα βρίσκουμε ότι

- Για $h_s/D = \frac{350}{35} = 10$ και για B225:

$$\min\mu = 0,80\% \text{ και } \max\mu = 6\%.$$

- Για $h_s/D = \frac{350}{40} = 8,75$ και για B225:
 $min\mu = 0,73\%$ και $max\mu = 6\%$.

Από πίνακα βρίσκουμε ότι για υλικά B225 και StIII τα όρια διαρροής είναι:

$$\beta_P = 0,195t/cm^2 \text{ και } \beta_S = 4,2t/cm^2.$$

Το ισοδύναμο φορτίο που ενεργεί στο υποστύλωμα, αν ληφθεί υπόψη και ο λυγισμός είναι $\omega P_{\lambda\epsilon\iota\tau}$ και πρέπει να ισχύει ο περιορισμός

$$\omega P_{\lambda\epsilon\iota\tau} \leq \epsilon\pi P = \frac{1}{3} \cdot \beta_P \cdot F_b \cdot \left(1 + \frac{\beta_S}{\beta_P} \cdot \mu\right)$$

$P_{\lambda\epsilon\iota\tau}$: το σύνολο των φορτίων που ασκούνται σε ένα υποστύλωμα μαζί με το ίδιο βάρος του υποστυλώματος, δηλαδή $P_{\lambda\epsilon\iota\tau} = P + G$.

ω : ο συντελεστής λυγισμού είναι συνάρτηση της λυγηρότητας (λ) όπου για ορθογωνική διατομή δίνεται από τη σχέση $\lambda = \frac{h_k}{\min(b,d)} < 40$, όπου h_k το μήκος λυγισμού (σε οικοδομικά έργα $h_k = h_s$) και h_s το θεωρητικό ύψος υποστυλώματος.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

Το ίδιο βάρος G κάθε υποστυλώματος 3,5 μέτρων είναι ίσο με:

- Διατομή 35X35: $G = 24 \cdot 0,35^2 \cdot 3,5 = 10,29kN = 1,029t$,
- Διατομή 40X40: $G = 24 \cdot 0,40^2 \cdot 3,5 = 13,44kN = 1,344t$.

Τα φορτία λειτουργίας, $P_{\lambda\epsilon\iota\tau}$, σε τόνους (t) όλων των υποστυλωμάτων του πλαισίου είναι:

	Στάθμη 1	Στάθμη 2	Στάθμη 3	Στάθμη 4
K1	19,816	14,862	9,908	4,954
K2	81,019	60,528	40,352	20,176
K3	31,908	23,931	15,954	7,977

Πίνακας 1.9 Φορτία λειτουργίας υποστυλωμάτων (σε τόνους).

Από τον πίνακα 3 βρίσκουμε τον συντελεστή λυγισμού ω :

$$\frac{h_k}{d} = \frac{3,50}{0,35 \text{ ή } 0,40} = 10 \text{ ή } 8,8 \rightarrow \omega = 1,00$$

για όλα τα υποστυλώματα όλων των σταθμών.

Λύνοντας την εξίσωση $\omega P_{\lambda\epsilon\iota\tau} \leq \epsilon\pi P = \frac{1}{3} \cdot \beta_P \cdot F_b \cdot \left(1 + \frac{\beta_S}{\beta_P} \cdot \mu\right)$ ως προς το ποσοστό οπλισμού, μ :

$$\mu(\%) \geq \frac{\beta_P}{\beta_S} \cdot \left(\frac{3\omega P_{\lambda\epsilon\iota\tau}}{\beta_P \cdot F_b} - 1\right) \cdot 100\% = \frac{0,195}{4,2} \cdot \left(\frac{200 P_{\lambda\epsilon\iota\tau}}{13 F_b} - 1\right) \cdot 100\%$$

όπου, $\beta_p = 0,195 t/cm^2$, $\beta_s = 4,2 t/cm^2$, βρίσκουμε το απαιτούμενο ποσοστό οπλισμού μ για κάθε ένα από τα 12 υποστυλώματα:

	Στάθμη 1	Στάθμη 2	Στάθμη 3	Στάθμη 4
K1	-3,49%	-3,78%	-4,07%	-4,02%
K2	-1,03%	-1,11%	-2,29%	-3,47%
K3	-2,79%	-3,25%	-3,71%	-4,18%

Πίνακας 1.10 Απαιτούμενο ποσοστό οπλισμού υποστυλωμάτων.

Όπως παρατηρούμε, για όλα τα υποστυλώματα το απαιτούμενο ποσοστό οπλισμού προκύπτει αρνητικό. Συνεπώς θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός ο οποίος είναι 0,4% της πραγματικής διατομής ανά παρειά, ενώ θα συνυπολογιστεί και ο περιορισμός ότι η απόσταση μεταξύ των ράβδων πρέπει να είναι μικρότερη των 20cm.

Ο απαιτούμενος οπλισμός για κάθε υποστυλώμα ανά παρειά είναι:

- για διατομή 35X35: $F_e (cm^2) = 0,004 \cdot 35^2 = 4,90cm^2 \rightarrow 2\Phi 16 + \Phi 14 = 5,56cm^2$.
- για διατομή 40X40: $F_e (cm^2) = 0,004 \cdot 40^2 = 6,40cm^2 \rightarrow 2\Phi 18 + \Phi 14 = 6,62cm^2$.

Έλεγχος πλαστιμότητας

Για τα εσωτερικά υποστυλώματα K1 πρέπει $N_0/(\beta_p \cdot F_b) < 0,35$, ενώ για τα ακραία υποστυλώματα K1 και K3 πρέπει $N_0/(\beta_p \cdot F_b) < 0,30$. Ο λόγος $N_0/(\beta_p \cdot F_b)$ για κάθε υποστυλώμα υπολογίζεται και είναι:

	Στάθμη 1	Στάθμη 2	Στάθμη 3	Στάθμη 4
K1	0,083	0,062	0,042	0,021
K2	0,260	0,253	0,169	0,084
K3	0,134	0,100	0,067	0,033

Πίνακας 1.11 Λόγοι $N_0/(\beta_p \cdot F_b)$ υποστυλωμάτων.

Συνεπώς ικανοποιείται η απαίτηση για επαρκή πλαστιμότητα των υποστυλωμάτων.

ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ

$$l_{κρ} = \max\left(\frac{H}{6}, 50cm, d_{vπ}\right) = \max\left(\frac{3,50}{6}m, 0,50m, 0,35m \text{ ή } 0,40m\right) = 0,58m.$$

Μέγιστη απόσταση συνδετήρων:

- για τα 35X35: $S = \min\left(15cm, 40 \frac{2200 \cdot 0,5026}{225 \cdot 32} cm, \frac{35}{3} cm\right) = 6,14cm.$
- για το 40X40: $S = \min\left(15cm, 40 \frac{2200 \cdot 0,5026}{225 \cdot 37} cm, \frac{40}{3} cm\right) = 5,31cm.$

Τίθεται στις κρίσιμες περιοχές:

- **Φ8 ανά 6** σε όλα τα υποστυλώματα πλην του K2 της στάθμης 1,
- **Φ8 ανά 5** στο υποστυλώμα K2 της στάθμης 1.

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ

1. Στους υπολογισμούς επιτρέπεται να λαμβάνονται υπόψη μόνο οι οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών δυνάμεων.
2. Η σεισμική δύναμη προκύπτει ως το γινόμενο του βάρους της κατασκευής επί τον συντελεστή της σεισμικής επιβαρύνσεως ε , ο οποίος προκύπτει από το γινόμενο των δύο επόμενων πινάκων:

Σεισμικότητα περιοχής	Επικινδυνότητα εδάφους		
	α	β	Γ
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,08	0,12	0,16

Σεισμικότητα	Σπουδαιότητα κτιρίου	
	Μεγάλη	Συνήθης
I & II	1,5	1,0
III	1,2	1,0

3. Η σεισμική δύναμη κατανέμεται στους ορόφους με τριγωνική κατανομή και υπολογίζεται από:

$$H_z = \varepsilon \cdot N \cdot \frac{N_z \cdot h_z}{\sum N_i \cdot h_i}, \quad \text{όπου}$$

N : το συνολικό κατακόρυφο φορτίο του κτιρίου στη στάθμη θεμελίωσης

N_z : το κατακόρυφο φορτίο του ορόφου που μελετάμε

N_i : το κατακόρυφο φορτίο του κάθε ορόφου

h_z : η απόσταση του ορόφου που εξετάζουμε από τη στάθμη θεμελίωσης

h_i : η απόσταση κάθε ορόφου από τη στάθμη θεμελίωσης.

Η συνολική τέμνουσα κάθε ορόφου λαμβάνεται ίση με το άθροισμα των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων από τον εξεταζόμενο μέχρι τον ανώτερο όροφο και κατανέμεται στα στοιχεία του ορόφου ανάλογα με την ακαμψία τους.

4. Για τον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων λαμβάνονται υπόψη τα σύνολα των μόνιμων και κινητών κατακόρυφων φορτίων (G+Q).
5. Η σεισμική δύναμη κάθε ορόφου εφαρμόζεται στο κέντρο βάρους του, το οποία δεχόμαστε ότι συμπίπτει με το κέντρο βάρους της πλάκας του.
6. Η πλάκα θεωρείται απόλυτη άκαμπτη.
7. Δεν λαμβάνονται υπόψη κατακόρυφες παραμορφώσεις της πλάκας.

8. Το ύψος των στύλων παραμένει σταθερό.
9. Για συνήθη κτίρια μέχρι 3 ορόφους για τον αντισεισμικό υπολογισμό της εντατικής κατάστασης επιτρέπεται η χρήση του μοντέλου του μονώροφου στοιχείου, ενώ για περισσότερους ορόφους πρέπει να γίνεται προσέγγιση του μοντέλου του πολυώροφου πλαισίου.

Επιπλέον απαιτήσεις του κανονισμού:

1. Φαινόμενα δευτέρας τάξης:

Δεν απαιτείται να λαμβάνονται υπόψη όταν σε κάθε όροφο ικανοποιείται η σχέση:

$$\theta = \frac{W \cdot \Delta_{ελ}}{V \cdot h} \leq 0,10$$

όπου θ : συντελεστής ευστάθειας

V : συνολική οριζόντια δύναμη που ενεργεί πάνω από τον εξεταζόμενο όροφο

$\Delta_{ελ}$: διαφορά ελαστικών βελών στον υπόψη όροφο λόγω των εξωτερικών οριζόντιων φορτίων (σχετικό βέλος)

W : συνολικό κατακόρυφο φορτίο πάνω από τον εξεταζόμενο όροφο

h : ύψος ορόφου

Για $0,10 < \theta < 0,20$ θα γίνεται έλεγχος του κτιρίου σε φαινόμενα δευτέρας τάξης. Ο συντελεστής ευστάθειας δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 0,20.

2. Ικανοτικός έλεγχος κόμβου:

Το άθροισμα των απόλυτων τιμών των επιτρεπομένων καμπτικών ροπών στα άκρα του υποστυλώματος πάνω και κάτω από τον κόμβο πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το άθροισμα των απόλυτων τιμών των επιτρεπομένων ροπών των εκατέρωθεν διατομών των δοκών οι οποίες συντρέχουν στον κόμβο. Ο έλεγχος αυτός πρέπει να γίνεται και για τις δύο κατευθύνσεις σεισμικής δράσης.

Όταν δε γίνεται ειδικότερος υπολογισμός, οι επιτρεπόμενες ροπές μπορούν να προσδιοριστούν από:

- Δοκοί: $M_{επ} = 0,87 \cdot F_e \cdot \sigma_{εεπ} \cdot h$ (θεωρώντας την αξονική της δοκού πάρα πολύ μικρή)

- Υποστυλώματα: από τα νομογραφήματα Moersch.

Επιτρέπεται εξαίρεση της απαίτησης αυτής για τους δύο τελευταίους ορόφους του κτιρίου εφόσον όλο το μήκος του υποστυλώματος θεωρηθεί κρίσιμο.

Συνεπώς

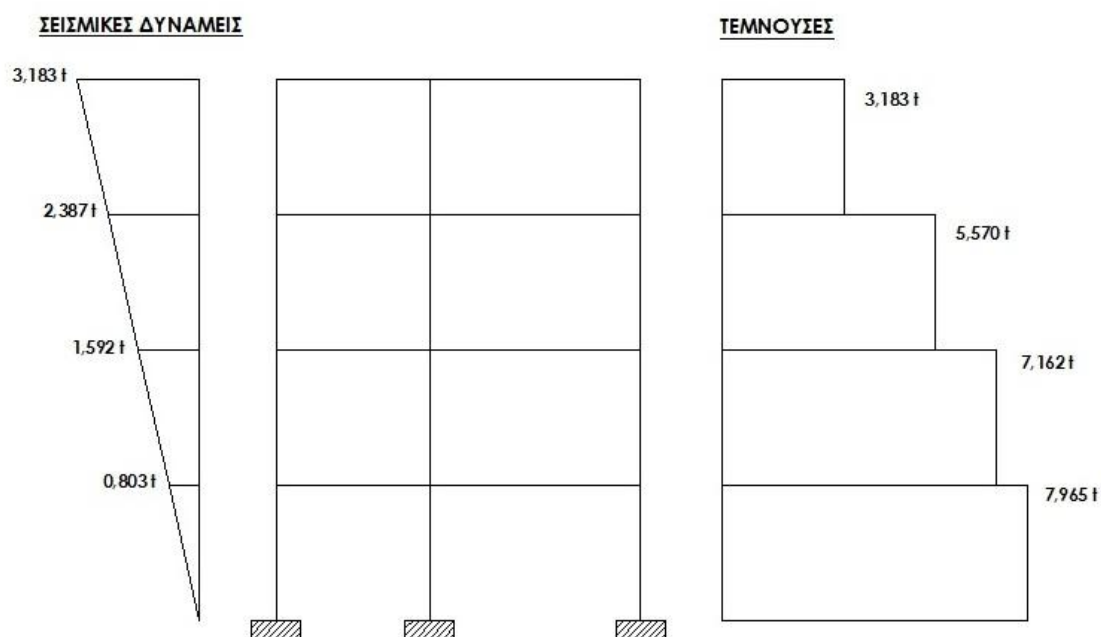
Ο συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως είναι ίσος με $\varepsilon = 0,06 \cdot 1,0 = 0,06$ για σεισμικότητα περιοχής II, επικινδυνότητα εδάφους β και σπουδαιότητα κτιρίου συνήθη.

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης H_z με βάση την τριγωνική κατανομή που επιβάλλει ο κανονισμός καθώς και η συνολική τέμνουσα Q κάθε ορόφου φαίνεται στον παρακάτω πίνακα:

	$N_z (t)$	$h_z (m)$	$N_z \cdot h_z (tm)$	$H_z (t)$	$Q (t)$
Στάθμη 4	33,107	14,0	463,498	3,183	3,183
Στάθμη 3	33,107	10,5	347,624	2,387	5,570
Στάθμη 2	33,107	7,0	231,749	1,592	7,162
Στάθμη 1	33,422	3,5	116,977	0,803	7,965

Πίνακας 1.12 Κατανομή σεισμικής δύναμης και τέμνουσα ορόφων.

όπου $N = 132,743 t$ το φορτίο στη στάθμη θεμελίωσης και $\sum N_i \cdot h_i = 1159,848 tm$.



Σχήμα 1.7: Κατανομή της σεισμικής δύναμης και τέμνουσες ορόφων.

Αποτελέσματα:

Έχουμε για B225: $\sigma_b^{\varepsilon\pi} = 90 kg/cm^2$ και $\sigma_0 = \frac{P}{b \cdot d}$, ενώ ικανοποιώντας τον πρόσθετο έλεγχο του κανονισμού η τέμνουσα που λαμβάνεται στους

υπολογισμούς για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων είναι η $\max(Q_x, H_{ox}')$, όπου $H_{ox}' = 0,5 \cdot \varepsilon \cdot P$.

ΣΤΑΘΜΗ 4	P (t)	$D'_x = D'_y$	$Q_x = Q_y$ (t)	$H_{ox}' = H_{oy}'$ (t)	λ	$M_{ux} = M_{uy}$ (tm)	$\frac{M_{max}}{Q \cdot d}$	$e_x = e_y$ (m)	$\left(\frac{e}{d}\right)_x = \left(\frac{e}{d}\right)_y$	φ
K1	4,954	1	1,061	0,149	0,67	2,488	6,7	0,502	1,434	22,25
K2	20,176	1	1,061	0,605	0,50	1,857	5,0	0,092	0,263	5,46
K3	7,977	1	1,061	0,239	0,67	2,488	6,7	0,312	0,891	13,82
Σύνολο	33,107	3	3,183							

Τέμνουσα ορόφου $Q = 3,183t$.

ΣΤΑΘΜΗ 3	P (t)	$D'_x = D'_y$	$Q_x = Q_y$ (t)	$H_{ox}' = H_{oy}'$ (t)	λ	$M_{ux} = M_{uy}$ (tm)	$\frac{M_{max}}{Q \cdot d}$	$e_x = e_y$ (m)	$\left(\frac{e}{d}\right)_x = \left(\frac{e}{d}\right)_y$	φ
K1	9,908	1	1,857	0,297	0,50	3,250	5,0	0,328	0,937	11,13
K2	40,352	1	1,857	1,211	0,50	3,250	5,0	0,081	0,231	2,73
K3	15,954	1	1,857	0,479	0,50	3,250	5,0	0,204	0,583	6,91
Σύνολο	66,214	3	5,570							

Τέμνουσα ορόφου $Q = 5,570t$.

ΣΤΑΘΜΗ 2	P (t)	$D'_x = D'_y$	$Q_x = Q_y$ (t)	$H_{ox}' = H_{oy}'$ (t)	λ	$M_{ux} = M_{uy}$ (tm)	$\frac{M_{max}}{Q \cdot d}$	$e_x = e_y$ (m)	$\left(\frac{e}{d}\right)_x = \left(\frac{e}{d}\right)_y$	φ
K1	14,862	1	2,387	0,446	0,50	4,177	5,0	0,281	0,803	7,42
K2	60,528	1	2,387	1,816	0,50	4,177	5,0	0,069	0,197	1,82
K3	23,931	1	2,387	0,718	0,50	4,177	5,0	0,175	0,500	4,61
Σύνολο	99,321	3	7,162							

Τέμνουσα ορόφου $Q = 7,162t$.

ΣΤΑΘΜΗ H 1	P (t)	$D'_x = D'_y$	$Q_x = Q_y$ (t)	$H_{ox}' = H_{oy}'$ (t)	λ	$M_{ux} = M_{uy}$ (tm)	$\frac{M_{max}}{Q \cdot d}$	$e_x = e_y$ (m)	$\left(\frac{e}{d}\right)_x = \left(\frac{e}{d}\right)_y$	φ
K1	19,816	1,000	2,149	0,595	0,60	4,513	6,0	0,228	0,651	5,56
K2	81,019	1,706	3,667	2,431	0,60	7,701	5,2	0,095	0,238	1,78
K3	31,908	1,000	2,149	0,957	0,60	4,513	6,0	0,141	0,403	3,46
Σύνολο	132,743	3,706	7,965							

Τέμνουσα ορόφου $Q = 7,965t$.

Πίνακας 1.13 Υπολογισμοί e/d και φ υποστυλωμάτων.

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα από τον πίνακα του Saliger υπολογίζεται ο απαιτούμενος σπλισμός και επιλέγεται ο τελικός σπλισμός κάθε υποστυλώματος:

Υποστυλώμα ανά στάθμη	φ	e/d	μ = μ' (‰)	Απαιτούμενος οπλισμός ανά παρειά (cm ²)	Επιλεγμένος Οπλισμός ανά παρειά (cm ²)	
Στάθμη 4	K1	22,25	1,434	<4	4,90	2Φ16 + Φ14 = 5,56cm ²
	K2	5,46	0,263	<4	4,90	2Φ16 + Φ14 = 5,56cm ²
	K3	13,82	0,891	<4	4,90	2Φ16 + Φ14 = 5,56cm ²
Στάθμη 3	K1	11,13	0,937	<4	4,90	2Φ16 + Φ14 = 5,56cm ²
	K2	2,73	0,231	<4	4,90	2Φ16 + Φ14 = 5,56cm ²
	K3	6,91	0,583	<4	4,90	2Φ16 + Φ14 = 5,56cm ²
Στάθμη 2	K1	7,42	0,803	<4	4,90	2Φ16 + Φ14 = 5,56cm ²
	K2	1,82	0,197	5	6,13	2Φ16 + 2Φ14 = 7,10cm ²
	K3	4,61	0,500	<4	4,90	2Φ16 + Φ14 = 5,56cm ²
Στάθμη 1	K1	5,56	0,651	<4	4,90	2Φ16 + Φ14 = 5,56cm ²
	K2	1,78	0,238	8	12,80	5Φ20 = 15,70cm ²
	K3	3,46	0,403	<4	4,90	2Φ16 + Φ14 = 5,56cm ²

Πίνακας 1.14 Υπολογισμοί απαιτούμενων και επιλεγμένων οπλισμών υποστυλωμάτων.

Παρατηρούμε ότι $\frac{M_{max}}{Q \cdot d} > 3,5$ για όλα τα υποστυλώματα συνεπώς δεν απαιτούνται οι συνδετήρες των κρίσιμων περιοχών σε όλο το μήκος του υποστυλώματος. Επίσης δεν χρειάζεται προσαύξηση 20% του διαμήκους οπλισμού.

Η επιτρεπόμενη τάση τ_{bmin} με βάση τον Κανονισμό Ω.Σ. της εποχής προκύπτει για σκυρόδεμα B225 και για διάτμηση συνέπεια κάμψης χωρίς απαίτηση ελέγχου οπλισμού διάτμησης $\tau_{bmin} = 7kg/cm^2$.

Υπολογίζεται η $|\tau'|$ από τη σχέση:

$$|\tau'| = \frac{Q}{b_0 \cdot z}$$

όπου Q: η μικρότερη τέμνουσα δύναμη (kg)

b_0 : το πλάτος του υποστυλώματος (cm)

$z = \frac{7}{8} \cdot h$: μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων.

Στον πίνακα που ακολουθεί φαίνονται οι τιμές $|\tau'|$ σε kg/cm^2 για όλα τα υποστυλώματα:

	Στάθμη 1	Στάθμη 2	Στάθμη 3	Στάθμη 4
K1	2,19	2,44	1,89	1,08
K2	2,83	2,44	1,89	1,08
K3	2,19	2,44	1,89	1,08

Πίνακας 1.15 Υπολογισμοί $|\tau'|$ υποστυλωμάτων (σε kg/cm^2).

Για όλα τα υποστυλώματα ισχύει $|\tau'| < \frac{1}{2}\tau_{bmin} = 3,5kg/cm^2$, άρα αρκούν οι συνήθεις κανόνες διαστασιολόγησης σε τέμνουσα.

ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ

Η διάμετρος των συνδετήρων τουλάχιστον ίση προς το 1/3 της διαμέτρου του οπλισμού. Η απόσταση S πρέπει να είναι $S < \min(d, 12\Phi_e)$ όπου d η μικρότερη πλευρά του υποστυλώματος.

Τίθεται όπως υπολογίστηκε στις κρίσιμες περιοχές μήκους 58cm:

- **$\Phi 8$ ανά 6** σε όλα τα υποστυλώματα πλην του Κ2 της στάθμης 1,
- **$\Phi 8$ ανά 5** στο υποστυλώμα Κ2 της στάθμης 1.

Στις υπόλοιπες περιοχές τίθεται:

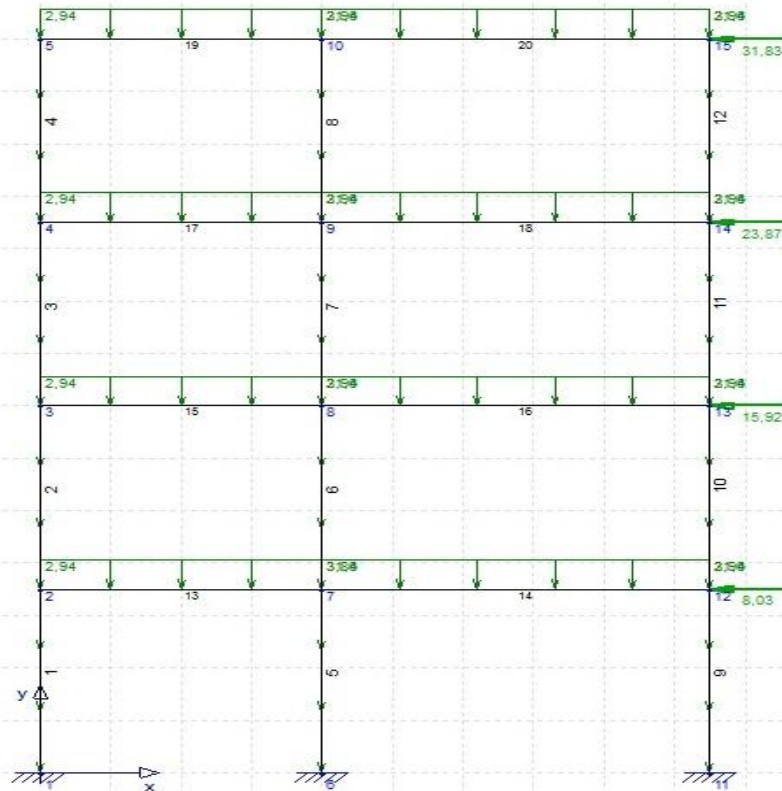
- **$\Phi 8$ ανά 18** σε όλα τα υποστυλώματα πλην του Κ2 της στάθμης 1,
- **$\Phi 8$ ανά 20** στο υποστυλώμα Κ2 της στάθμης 1.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι έλεγχοι των επιπλέον απαιτήσεων του αντισεισμικού κανονισμού.

1.3.3.1 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΕΩΣ

Υπολογίζουμε τον συντελεστή ευστάθειας $\theta = \frac{W \cdot \Delta_{ελ}}{V \cdot h}$ για κάθε όροφο.

Με την τριγωνική κατανομή της σεισμικής φόρτισης που προέκυψε και φαίνεται στο παρακάτω σχήμα προέκυψαν οι μετατοπίσεις των πάνω κόμβων των υποστυλωμάτων όλων των σταθμών:



Σχήμα 1.8: Τριγωνική κατανομή της σεισμικής δύναμης.

Στάθμη	Μετατόπιση κατά x λόγω του συνόλου των φορτίων (m)	Μετατόπιση κατά x λόγω των κατακόρυφων φορτίων (m)	Μετατόπιση κατά x λόγω των σεισμικών φορτίων (m)
4	$2,70 \cdot 10^{-3}$	$5,43 \cdot 10^{-5}$	$2,65 \cdot 10^{-3}$
3	$2,31 \cdot 10^{-3}$	$4,24 \cdot 10^{-5}$	$2,27 \cdot 10^{-3}$
2	$1,65 \cdot 10^{-3}$	$3,53 \cdot 10^{-5}$	$1,62 \cdot 10^{-3}$
1	$0,80 \cdot 10^{-3}$	$1,37 \cdot 10^{-5}$	$0,79 \cdot 10^{-3}$

Πίνακας 1.16 Μετατοπίσεις των πάνω κόμβων των υποστυλωμάτων.

Η διαφορά ελαστικών βελών λόγω εξωτερικών οριζόντιων φορτίων, $\Delta_{ελ}$, κάθε ορόφου προκύπτει ως η διαφορά του βέλους των άκρων κάθε υποστυλώματος.

Όροφος	$W(t)$	$\Delta_{ελ} (m)$	$V(t)$	$h (m)$	θ
4	33,107	$0,38 \cdot 10^{-3}$	3,183	3,5	0,001
3	66,214	$0,65 \cdot 10^{-3}$	5,570	3,5	0,002
2	99,321	$0,83 \cdot 10^{-3}$	7,162	3,5	0,003
1	132,743	$0,79 \cdot 10^{-3}$	7,965	3,5	0,004

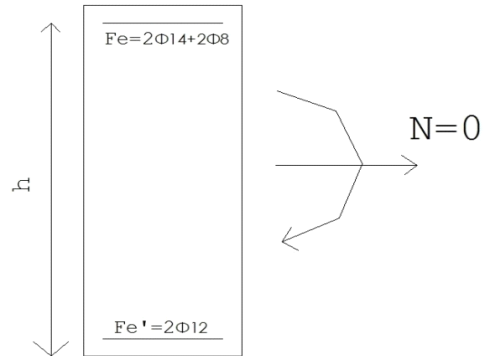
Πίνακας 1.17 Υπολογισμός θ όλων των σταθμών.

Εφόσον $\theta < 0,10$ δεν απαιτείται να ληφθούν υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξης.

1.3.3.2 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΟΥ

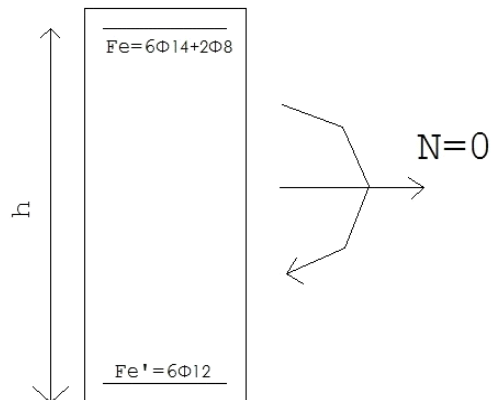
- Δοκοί: $M_{επ} = 0,87 \cdot F_e \cdot \sigma_{εεπ} \cdot h$ (θεωρώντας την αξονική της δοκού πάρα πολύ μικρή)

ΔΟΚΟΣ 1 (αριστερά)



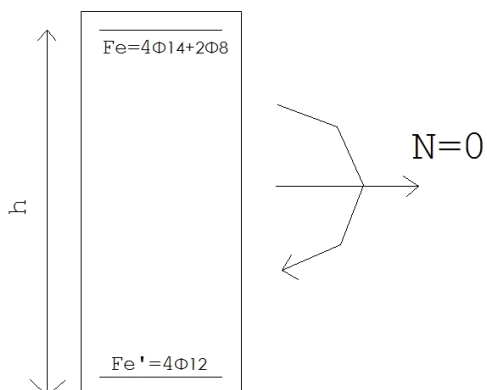
$$M^{1\alpha\rho}_{επ} = 0,87 \cdot 4,09 \cdot 2 \cdot 0,57 = 4,06tm.$$

ΔΟΚΟΣ 1 & 2 (στήριξη)



$$M^{\sigma\tau\eta\rho}_{επ} = 0,87 \cdot 10,25 \cdot 2 \cdot 0,57 = 10,16tm.$$

ΔΟΚΟΣ 2 (δεξιά)

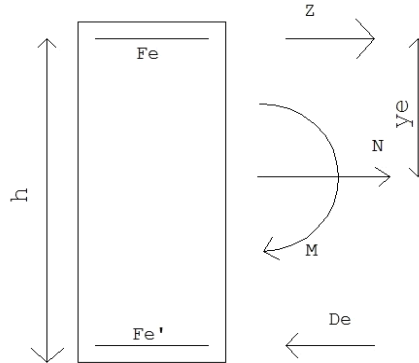


$$M^{2\delta\epsilon\xi}_{\epsilon\pi} = 0,87 \cdot 47,17 \cdot 2 \cdot 0,57 = 7,11tm.$$

Σχήμα 1.9: Επιτρεπόμενες ροπές δοκών.

– Υποστυλώματα:

Οι επιτρεπόμενες ποσότητες για υποστυλώματα με σκυρόδεμα B225 και χάλυβα SIII είναι $\epsilon\pi\sigma_e = 2200 kg/cm^2$ και $\epsilon\pi\sigma_b = 90 kg/cm^2$.



Σχήμα 1.10: Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων υποστυλωμάτων.

- Όταν $\sigma_e = \epsilon\pi\sigma_e$ τότε η εξίσωση που δίνει το ύψος της θλιβόμενης ζώνης είναι:

$$\frac{1}{2n}bx^2 + \left(F_e + F'_e - \frac{N}{\epsilon\pi\sigma_e}\right)x + \frac{N}{\epsilon\pi\sigma_e}h - F_e h - F'_e h' = 0.$$

Από τη σχέση

$$\sigma_b = \frac{x}{h-x} \frac{\epsilon\pi\sigma_e}{n}$$

βρίσκεται η τάση του σκυροδέματος και ελέγχεται αν είναι $\sigma_b < \epsilon\pi\sigma_b$.

Ο αριθμός n ισούται με: $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$.

- Αν $\sigma_b > \epsilon\pi\sigma_b$ τότε κακώς θεωρήθηκε πως $\sigma_e = \epsilon\pi\sigma_e$ και πρέπει να τεθεί $\sigma_b = \epsilon\pi\sigma_b$. Τότε η εξίσωση που μας δίνει το ύψος της θλιβόμενης ζώνης είναι:

$$\frac{1}{2n}bx^2 + \left(F_e + F'_e + \frac{N}{n \cdot \epsilon\pi\sigma_b}\right)x - (F_e h + F'_e h') = 0.$$

Η τάση του χάλυβα τότε είναι:

$$\sigma_e = \frac{h-x}{x} n \cdot \epsilon\pi\sigma_b < \epsilon\pi\sigma_e \text{ (τρόπος ελέγχου)}$$

- Υπολογίζονται οι εσωτερικές δυνάμεις της διατομής:

$$D_b = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \sigma_b$$

η θλιπτική δύναμη του σκυροδέματος.

$$D_e = \frac{x - h'}{x} n \cdot \sigma_b \cdot F'_e$$

$$Z = F_e \cdot \sigma_e$$

Ελέγχεται αν ισχύει:

$$D_b + D_e + N = Z.$$

- Η μέγιστη ροπή που μπορεί να αναλάβει η διατομή είναι:

$$M_{\varepsilon\pi} = N \cdot y_e + D_b \left(h - \frac{x}{3} \right) + D_e (h - h').$$

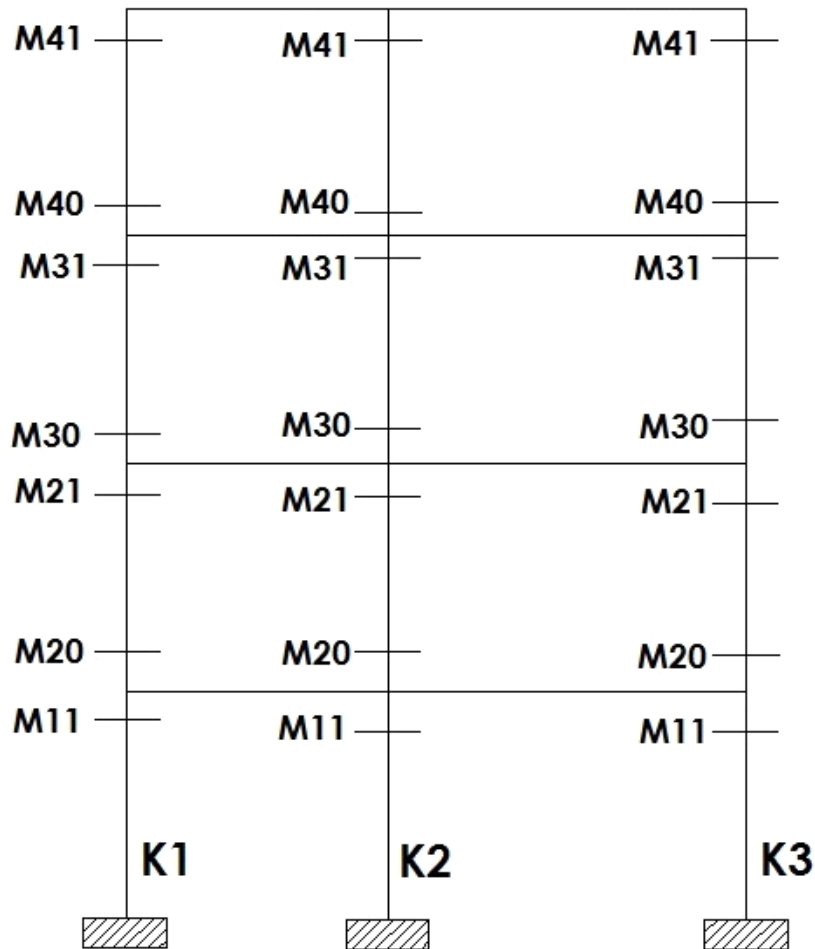
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Οι αξονικές λειτουργίες, N , σε τόνους (t) όλων των υποστυλωμάτων του πλαισίου είναι (το πρόσημο αρνητικό καθώς είναι θλιπτικές):

	Στάθμη 1	Στάθμη 2	Στάθμη 3	Στάθμη 4
K1	-19,816	-14,862	-9,908	-4,954
K2	-81,019	-60,528	-40,352	-20,176
K3	-31,908	-23,931	-15,954	-7,977

Πίνακας 1.18 Αξονικές λειτουργίες υποστυλωμάτων.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται οι συμβολισμοί των ροπών αντοχής κάθε άκρου κάθε υποστυλώματος κάθε στάθμης. Ο πρώτος δείκτης συμβολίζει τη στάθμη και ο δεύτερος το άκρο του υποστυλώματος (0 για κάτω άκρο, 1 για πάνω άκρο):



Σχήμα 1.11: Συμβολισμοί ροπών αντοχής.

Υποσύλωμα K1 στάθμη 4:

Διατομή 35X35.

Έστω $\sigma_e = \varepsilon \sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2$.

$N = -4954 \text{ kg}$.

$F_e = F'_e = 2\Phi 16 + \Phi 14 = 5,56 \text{ cm}^2$.

$$\frac{1}{2 \cdot 15} 35x^2 + \left(5,56 \cdot 2 - \frac{-4954}{2200} \right) x + \frac{-4954}{2200} 32 - 5,56 \cdot 32 - 5,56 \cdot 2 = 0 \rightarrow$$

$$\rightarrow x = 10,44 \text{ cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{10,44}{32-10,44} \frac{2200}{15} = 71,01 < \varepsilon \sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

$$D_b = \frac{1}{2} 35 \cdot 10,44 \cdot 71,02 = 12,975 \text{ t}.$$

$$D_e = \frac{10,44-3}{10,44} 15 \cdot 71,02 \cdot 5,56 = 4,221 \text{ t}.$$

$$Z = 5,56 \cdot 2200 = 12,232 \text{ t}.$$

Ελέγχεται αν ισχύει: $D_b + D_e + N = 12,242 \text{ t} \cong Z$.

Η μέγιστη ροπή που μπορεί να αναλάβει η διατομή είναι:

$$M_{\varepsilon\pi} = -4,954 \cdot 0,145 + 12,975 \left(0,32 - \frac{0,1044}{3}\right) + 4,221(0,32 - 0,03) = 4,21tm.$$

Συνεπώς, $M_{40} = M_{41} = 4,21tm$.

Υποσύλωμα Κ1 στάθμη 3:

Διατομή 35X35.

$$\text{Έστω } \sigma_e = \varepsilon\pi\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$N = -9908kg.$$

$$F_e = F'_e = 2\Phi 16 + \Phi 14 = 5,56cm^2.$$

$$x = 11,61cm.$$

$$\sigma_b = \frac{11,61}{32-11,61} \frac{2200}{15} = 83,51 < \varepsilon\pi\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

$$D_b = 16,967t.$$

$$D_e = 5,165t.$$

$$Z = 5,56 \cdot 2200 = 12,232t.$$

Ελέγχεται αν ισχύει: $D_b + D_e + N = 12,224t \cong Z$.

Η μέγιστη ροπή που μπορεί να αναλάβει η διατομή είναι:

$$M_{\varepsilon\pi} = -9,908 \cdot 0,145 + 16,967 \left(0,32 - \frac{0,1161}{3}\right) + 5,165(0,32 - 0,03) = 4,83tm.$$

Συνεπώς, $M_{30} = M_{31} = 4,83tm$.

Υποσύλωμα Κ1 στάθμη 2:

Διατομή 35X35.

$$\text{Έστω } \sigma_e = \varepsilon\pi\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$N = -14862kg.$$

$$F_e = F'_e = 2\Phi 16 + \Phi 14 = 5,56cm^2.$$

$$x = 12,61cm.$$

$$\sigma_b = \frac{12,61}{32-12,61} \frac{2200}{15} = 95 > \varepsilon\pi\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

Αφού $\sigma_b > \varepsilon\pi\sigma_b$ τότε κακώς θεωρήθηκε πως $\sigma_e = \varepsilon\pi\sigma_e$ και πρέπει να τεθεί

$$\sigma_b = \varepsilon\pi\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

Η εξίσωση που μας δίνει το ύψος της θλιβόμενης ζώνης είναι:

$$\frac{1}{2n} bx^2 + \left(F_e + F'_e + \frac{N}{n \cdot \varepsilon\pi\sigma_b}\right)x - (F_e h + F'_e h') = 0 \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{1}{2 \cdot 15} 35x^2 + \left(5,56 \cdot 2 + \frac{-14862}{15 \cdot 90}\right)x - (5,56 \cdot 32 + 5,56 \cdot 3) = 0 \rightarrow$$

$$x = 12,87cm.$$

Η τάση του χάλυβα τότε είναι:

$$\sigma_e = \frac{32-12,87}{12,87} 15 \cdot 90 = 2006,64 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\pi\sigma_e.$$

$$D_b = 20,270t.$$

$$D_e = 5,756t.$$

$$Z = 5,56 \cdot 2006,64 = 11,157t.$$

Ελέγχεται αν ισχύει: $D_b + D_e + N = 11,164t \cong Z$.

Η μέγιστη ροπή που μπορεί να αναλάβει η διατομή είναι:

$$M_{\varepsilon\pi} = -14,862 \cdot 0,145 + 20,270 \left(0,32 - \frac{0,1287}{3}\right) + 5,756(0,32 - 0,03) = 5,13tm.$$

Συνεπώς, $M_{20} = M_{21} = 5,13tm$.

Υποσύλωμα Κ1 στάθμη 1:

Διατομή 35X35.

Έστω $\sigma_e = \varepsilon\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2$.

$N = -19816 \text{ kg}$.

$F_e = F'_e = 2\Phi 16 + \Phi 14 = 5,56 \text{ cm}^2$.

$x = 13,47 \text{ cm}$.

$$\sigma_b = \frac{13,47}{32-13,47} \frac{2200}{15} = 106 > \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

Αφού $\sigma_b > \varepsilon\sigma_b$ τότε κακώς θεωρήθηκε πως $\sigma_e = \varepsilon\sigma_e$ και πρέπει να τεθεί

$\sigma_b = \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2$.

$$\frac{1}{2 \cdot 15} 35x^2 + \left(5,56 \cdot 2 + \frac{-19816}{15 \cdot 90}\right)x - (5,56 \cdot 32 + 5,56 \cdot 3) = 0 \rightarrow$$

$x = 14,53 \text{ cm}$.

Η τάση του χάλυβα τότε είναι:

$$\sigma_e = \frac{32-14,53}{14,53} 15 \cdot 90 = 1623,16 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\sigma_e.$$

$D_b = 22,885t$.

$D_e = 5,956t$.

$Z = 5,56 \cdot 1623,16 = 9,025t$.

Ελέγχεται αν ισχύει: $D_b + D_e + N = 9,025t = Z$.

Η μέγιστη ροπή που μπορεί να αναλάβει η διατομή είναι:

$$M_{\varepsilon\pi} = -19,816 \cdot 0,145 + 22,885 \left(0,32 - \frac{0,1453}{3}\right) + 5,956(0,32 - 0,03) = 5,07tm.$$

Συνεπώς, $M_{11} = 5,07tm$.

Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 4:

Διατομή 35X35.

Έστω $\sigma_e = \varepsilon\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2$.

$N = -20176 \text{ kg}$.

$F_e = F'_e = 2\Phi 16 + \Phi 14 = 5,56 \text{ cm}^2$.

$x = 13,53 \text{ cm}$.

$$\sigma_b = \frac{13,53}{32-13,53} \frac{2200}{15} = 107 > \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

Αφού $\sigma_b > \varepsilon\sigma_b$ τότε κακώς θεωρήθηκε πως $\sigma_e = \varepsilon\sigma_e$ και πρέπει να τεθεί $\sigma_b = \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2$.
 $x = 14,66 \text{ cm}$.

Η τάση του χάλυβα τότε είναι:

$$\sigma_e = \frac{32-14,66}{14,66} 15 \cdot 90 = 1596,79 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\sigma_e.$$

$$D_b = \frac{1}{2} 35 \cdot 14,66 \cdot 90 = 23,090 \text{ t}.$$

$$D_e = \frac{14,66-3}{14,66} 15 \cdot 90 \cdot 5,56 = 5,970 \text{ t}.$$

$$Z = 5,56 \cdot 1596,79 = 8,878 \text{ t}.$$

Ελέγχεται αν ισχύει: $D_b + D_e + N = 8,884 \text{ t} \cong Z$.

Η μέγιστη ροπή που μπορεί να αναλάβει η διατομή είναι:

$$M_{\varepsilon\pi} = -20,176 \cdot 0,145 + 23,09 \left(0,32 - \frac{0,14,66}{3} \right) + 5,97(0,32 - 0,03) = 5,07 \text{ tm}.$$

Συνεπώς, $M_{40} = M_{41} = 5,07 \text{ tm}$.

Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 3:

Διατομή 35X35.

Έστω $\sigma_e = \varepsilon\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2$.

$$N = -40352 \text{ kg}.$$

$$F_e = F'_e = 2\Phi 16 + \Phi 14 = 5,56 \text{ cm}^2.$$

$$x = 16,17 \text{ cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{16,17}{32-16,17} \frac{2200}{15} = 149 > \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

Αφού $\sigma_b > \varepsilon\sigma_b$ τότε κακώς θεωρήθηκε πως $\sigma_e = \varepsilon\sigma_e$ και πρέπει να τεθεί $\sigma_b = \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2$.

$$x = 23,26 \text{ cm}.$$

Η τάση του χάλυβα τότε είναι:

$$\sigma_e = \frac{32-23,26}{23,26} 15 \cdot 90 = 507,27 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\sigma_e.$$

$$D_b = \frac{1}{2} 35 \cdot 23,26 \cdot 90 = 36,635 \text{ t}.$$

$$D_e = \frac{23,26-3}{23,26} 15 \cdot 90 \cdot 5,56 = 6,538 \text{ t}.$$

$$Z = 5,56 \cdot 507,27 = 2,820 \text{ t}.$$

Ελέγχεται αν ισχύει: $D_b + D_e + N = 2,821 \text{ t} \cong Z$.

Η μέγιστη ροπή που μπορεί να αναλάβει η διατομή είναι:

$$M_{\varepsilon\pi} = -40,352 \cdot 0,145 + 36,635 \left(0,32 - \frac{0,23,26}{3} \right) + 6,538(0,32 - 0,03) = 4,93 \text{ tm}.$$

Συνεπώς, $M_{30} = M_{31} = 4,93 \text{ tm}$.

Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 2:

Διατομή 35X35.

$$\text{Έστω } \sigma_e = \varepsilon\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$N = -60528 \text{ kg}.$$

$$F_e = F'_e = 2\Phi 16 + 2\Phi 14 = 7,10 \text{ cm}^2.$$

$$x = 18,00 \text{ cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{18}{32-18} \frac{2200}{15} = 188 > \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

Αφού $\sigma_b > \varepsilon\sigma_b$ τότε κακώς θεωρήθηκε πως $\sigma_e = \varepsilon\sigma_e$ και πρέπει να τεθεί

$$\sigma_b = \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

$$x = 32,76 \text{ cm}.$$

Η τάση του χάλυβα τότε είναι:

$$\sigma_e = \frac{32-32,76}{32,76} 15 \cdot 90 = -31,32 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\sigma_e.$$

$$D_b = \frac{1}{2} 35 \cdot 32,76 \cdot 90 = 51,597 \text{ t}.$$

$$D_e = \frac{32,76-3}{32,76} 15 \cdot 90 \cdot 7,10 = 8,707 \text{ t}.$$

$$Z = 7,10 \cdot (-31,32) = -0,222 \text{ t}.$$

Ελέγχεται αν ισχύει: $D_b + D_e + N = -0,224 \text{ t} \cong Z$.

Η μέγιστη ροπή που μπορεί να αναλάβει η διατομή είναι:

$$M_{\varepsilon\pi} = -60,528 \cdot 0,145 + 51,597 \left(0,32 - \frac{0,3276}{3}\right) + 8,707(0,32 - 0,03) = 4,63 \text{ tm}.$$

Συνεπώς, $M_{20} = M_{21} = 4,63 \text{ tm}$.

Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 1:

Διατομή 40X40.

$$\text{Έστω } \sigma_e = \varepsilon\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$N = -81019 \text{ kg}.$$

$$F_e = F'_e = 5\Phi 20 = 15,70 \text{ cm}^2.$$

$$x = 20,76 \text{ cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{20,76}{37-20,76} \frac{2200}{15} = 187 > \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

Αφού $\sigma_b > \varepsilon\sigma_b$ τότε κακώς θεωρήθηκε πως $\sigma_e = \varepsilon\sigma_e$ και πρέπει να τεθεί

$$\sigma_b = \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

$$x = 34,94 \text{ cm}.$$

Η τάση του χάλυβα τότε είναι:

$$\sigma_e = \frac{37-34,94}{34,94} 15 \cdot 90 = 79,59 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\sigma_e.$$

$$D_b = \frac{1}{2} 40 \cdot 34,94 \cdot 90 = 62,892 \text{ t}.$$

$$D_e = \frac{34,94-3}{34,94} 15 \cdot 90 \cdot 15,70 = 19,375t.$$

$$Z = 15,70 \cdot 79,59 = 1,250t.$$

Ελέγχεται αν ισχύει: $D_b + D_e + N = 1,248t \cong Z$.

Η μέγιστη ροπή που μπορεί να αναλάβει η διατομή είναι:

$$M_{\varepsilon\pi} = -81,019 \cdot 0,17 + 62,892 \left(0,37 - \frac{0,3494}{3}\right) + 19,375(0,37 - 0,03) = 8,76tm.$$

Συνεπώς, $M_{11} = 8,76tm$.

Υποσύλωμα Κ3 στάθμη 4:

Διατομή 35X35.

$$\text{Έστω } \sigma_e = \varepsilon\pi\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$N = -7977kg.$$

$$F_e = F'_e = 2\Phi 16 + \Phi 14 = 5,56cm^2.$$

$$x = 11,18cm.$$

$$\sigma_b = \frac{11,18}{32-11,18} \frac{2200}{15} = 78,76 < \varepsilon\pi\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

$$D_b = \frac{1}{2} 35 \cdot 11,18 \cdot 78,76 = 15,409t.$$

$$D_e = \frac{11,18-3}{11,18} 15 \cdot 78,76 \cdot 5,56 = 4,806t.$$

$$Z = 5,56 \cdot 2200 = 12,232t.$$

Ελέγχεται αν ισχύει: $D_b + D_e + N = 12,238t \cong Z$.

Η μέγιστη ροπή που μπορεί να αναλάβει η διατομή είναι:

$$M_{\varepsilon\pi} = -7,977 \cdot 0,145 + 15,409 \left(0,32 - \frac{0,1118}{3}\right) + 4,806(0,32 - 0,03) = 4,59tm.$$

Συνεπώς, $M_{40} = M_{41} = 4,59tm$.

Υποσύλωμα Κ3 στάθμη 3:

Διατομή 35X35.

$$\text{Έστω } \sigma_e = \varepsilon\pi\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$N = -15954kg.$$

$$F_e = F'_e = 2\Phi 16 + \Phi 14 = 5,56cm^2.$$

$$x = 12,81cm.$$

$$\sigma_b = \frac{12,81}{32-12,81} \frac{2200}{15} = 98 > \varepsilon\pi\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

Αφού $\sigma_b > \varepsilon\pi\sigma_b$ τότε κακώς θεωρήθηκε πως $\sigma_e = \varepsilon\pi\sigma_e$ και πρέπει να τεθεί

$$\sigma_b = \varepsilon\pi\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

$$x = 13,22cm.$$

Η τάση του χάλυβα τότε είναι:

$$\sigma_e = \frac{32-13,22}{13,22} 15 \cdot 90 = 1918 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\pi\sigma_e.$$

$$D_b = \frac{1}{2} 35 \cdot 13,22 \cdot 90 = 20,822t.$$

$$D_e = \frac{13,22-3}{13,22} 15 \cdot 90 \cdot 5,56 = 5,803t.$$

$$Z = 5,56 \cdot 1918 = 10,664t.$$

Ελέγχεται αν ισχύει: $D_b + D_e + N = 10,671t \cong Z$.

Η μέγιστη ροπή που μπορεί να αναλάβει η διατομή είναι:

$$M_{\varepsilon\pi} = -15,954 \cdot 0,145 + 20,822 \left(0,32 - \frac{0,1322}{3}\right) + 5,803(0,32 - 0,03) = 5,12tm.$$

Συνεπώς, $M_{30} = M_{31} = 5,12tm$.

Υποσύλωμα Κ3 στάθμη 2:

Διατομή 35X35.

Έστω $\sigma_e = \varepsilon\pi\sigma_e = 2200 kg/cm^2$.

$$N = -23931kg.$$

$$F_e = F'_e = 2\Phi 16 + \Phi 14 = 5,56cm^2.$$

$$x = 14,11cm.$$

$$\sigma_b = \frac{14,11}{32-14,11} \frac{2200}{15} = 116 > \varepsilon\pi\sigma_b = 90 kg/cm^2.$$

Αφού $\sigma_b > \varepsilon\pi\sigma_b$ τότε κακώς θεωρήθηκε πως $\sigma_e = \varepsilon\pi\sigma_e$ και πρέπει να τεθεί

$$\sigma_b = \varepsilon\pi\sigma_b = 90 kg/cm^2.$$

$$x = 16,05cm.$$

Η τάση του χάλυβα τότε είναι:

$$\sigma_e = \frac{32-16,05}{16,05} 15 \cdot 90 = 1341,59 kg/cm^2 < \varepsilon\pi\sigma_e.$$

$$D_b = \frac{1}{2} 35 \cdot 16,05 \cdot 90 = 25,279t.$$

$$D_e = \frac{16,05-3}{16,05} 15 \cdot 90 \cdot 5,56 = 6,103t.$$

$$Z = 5,56 \cdot 1341,59 = 7,459t.$$

Ελέγχεται αν ισχύει: $D_b + D_e + N = 7,451t \cong Z$.

Η μέγιστη ροπή που μπορεί να αναλάβει η διατομή είναι:

$$M_{\varepsilon\pi} = -23,931 \cdot 0,145 + 25,279 \left(0,32 - \frac{0,1605}{3}\right) + 6,103(0,32 - 0,03) = 5,04tm.$$

Συνεπώς, $M_{20} = M_{21} = 5,04tm$.

Υποσύλωμα Κ3 στάθμη 1:

Διατομή 35X35.

Έστω $\sigma_e = \varepsilon\pi\sigma_e = 2200 kg/cm^2$.

$$N = -31908kg.$$

$$F_e = F'_e = 2\Phi 16 + \Phi 14 = 5,56cm^2.$$

$$x = 15,19cm.$$

$$\sigma_b = \frac{15,19}{32-15,19} \frac{2200}{15} = 133 > \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

Αφού $\sigma_b > \varepsilon\sigma_b$ τότε κακώς θεωρήθηκε πως $\sigma_e = \varepsilon\sigma_e$ και πρέπει να τεθεί $\sigma_b = \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2$.
 $x = 19,35 \text{ cm}$.

Η τάση του χάλυβα τότε είναι:

$$\sigma_e = \frac{32-19,35}{19,35} 15 \cdot 90 = 882,56 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\sigma_e.$$

$$D_b = \frac{1}{2} 35 \cdot 19,35 \cdot 90 = 30,476 \text{ t}.$$

$$D_e = \frac{19,35-3}{19,35} 15 \cdot 90 \cdot 5,56 = 6,342 \text{ t}.$$

$$Z = 5,56 \cdot 882,56 = 4,907 \text{ t}.$$

Ελέγχεται αν ισχύει: $D_b + D_e + N = 4,910 \text{ t} \cong Z$.

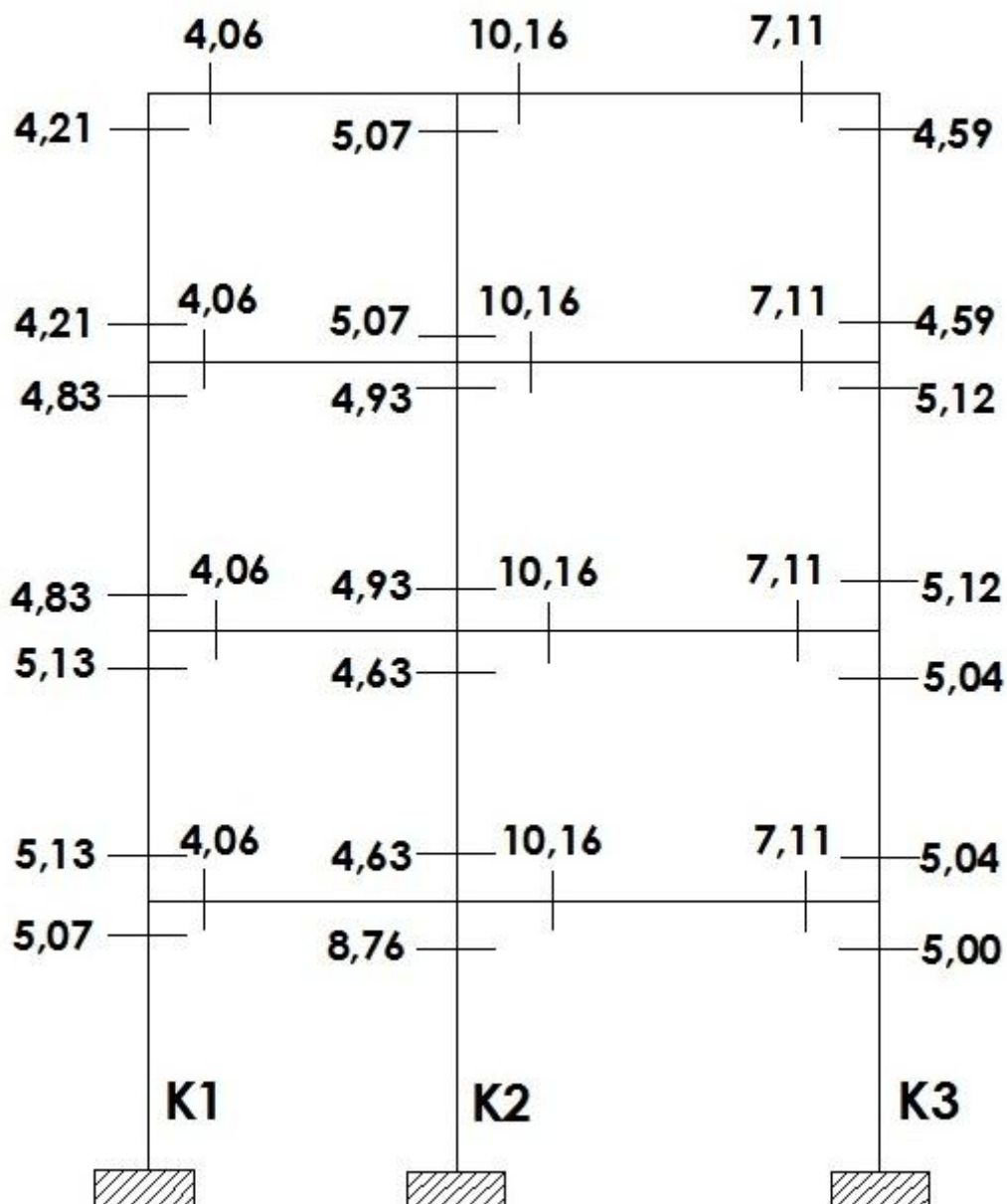
Η μέγιστη ροπή που μπορεί να αναλάβει η διατομή είναι:

$$M_{\varepsilon\pi} = -31,908 \cdot 0,145 + 30,476 \left(0,32 - \frac{0,1935}{3} \right) + 6,342(0,32 - 0,03) = 5,00 \text{ tm}.$$

Συνεπώς, $M_{11} = 5,00 \text{ tm}$.

Ζητούμενο του ικανοτικού ελέγχου είναι τα υποστυλώματα να έχουν μεγαλύτερη αντοχή από τις δοκούς ώστε σε περίπτωση δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης αυτή να πραγματοποιηθεί πρώτα στη δοκό και μετά στο υποστύλωμα.

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζονται συνολικά όλες οι τιμές των μέγιστων ροπών που μπορούν να αναλάβουν όλες οι διατομές (σε tm):



Σχήμα 1.12: Ροπές αντοχής.

Παρατηρούμε ότι ο ικανοτικός έλεγχος δεν είναι επιτυχής. Ενώ σε όλους τους κόμβους των υποστυλωμάτων K1 η ροπή αντοχής του υποστυλώματος είναι μεγαλύτερη από αυτή της δοκού, στα υποστυλώματα K2 και K3 σε όλους τις στάθμες αυτός ο έλεγχος αποτυγχάνει. Πρέπει λοιπόν να αυξηθεί ο οπλισμός των υποστυλωμάτων K2 και K3 έτσι ώστε να ισχύει για τις ροπές αντοχής τους:

$$M^{K2}_{\varepsilon\pi} > 10,16tm$$

και

$$M^{K3}_{\varepsilon\pi} > 7,11tm.$$

Υποσύλωμα K3 στάθμη 4:

Έστω οπλισμός $F_e = F'_e = 4\Phi 18 = 10,16cm^2$.

Έστω $\sigma_e = \varepsilon\pi\sigma_e = 2200 kg/cm^2 \rightarrow x = 12,31cm$.

$$\sigma_b = 91,69 > \varepsilon\pi\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Συνεπώς, } \sigma_b = \varepsilon\pi\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow x = 19,35 \text{ cm.}$$

$$\text{Τάση χάλυβα: } \sigma_e = 2150,81 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\pi\sigma_e.$$

$$D_b = 19,436t \mid D_e = 10,381t \mid Z = 21,852t$$

$$D_b + D_e + N = 21,840t \cong Z.$$

$$M_{\varepsilon\pi} = 7,27tm > M^{\delta\sigma\kappa\omicron\upsilon}_{\varepsilon\pi} = 7,11tm \rightarrow \mathbf{M_{40} = M_{41} = 7,27tm.}$$

Υποστύλωμα Κ3 στάθμη 3:

$$\text{Έστω οπλισμός } F_e = F'_e = \mathbf{2\Phi 20 + 2\Phi 18} = 11,36 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Έστω } \sigma_e = \varepsilon\pi\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_b > \varepsilon\pi\sigma_b.$$

$$\text{Συνεπώς, } \sigma_b = \varepsilon\pi\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow x = 14,37 \text{ cm.}$$

$$\text{Τάση χάλυβα: } \sigma_e = 1656,26 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\pi\sigma_e.$$

$$D_b = 22,633t \mid D_e = 12,134t \mid Z = 18,815t$$

$$D_b + D_e + N = 18,813t \cong Z.$$

$$M_{\varepsilon\pi} = 7,36tm > M^{\delta\sigma\kappa\omicron\upsilon}_{\varepsilon\pi} = 7,11tm \rightarrow \mathbf{M_{30} = M_{31} = 7,36tm.}$$

Υποστύλωμα Κ3 στάθμη 2:

$$\text{Έστω οπλισμός } F_e = F'_e = \mathbf{4\Phi 20} = 12,56 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Έστω } \sigma_e = \varepsilon\pi\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_b > \varepsilon\pi\sigma_b.$$

$$\text{Συνεπώς, } \sigma_b = \varepsilon\pi\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow x = 16,50 \text{ cm.}$$

$$\text{Τάση χάλυβα: } \sigma_e = 1268,18 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\pi\sigma_e.$$

$$D_b = 25,988t \mid D_e = 13,873t \mid Z = 15,928t$$

$$D_b + D_e + N = 15,930t \cong Z.$$

$$M_{\varepsilon\pi} = 7,44tm > M^{\delta\sigma\kappa\omicron\upsilon}_{\varepsilon\pi} = 7,11tm \rightarrow \mathbf{M_{20} = M_{21} = 7,44tm.}$$

Υποστύλωμα Κ3 στάθμη 1:

$$\text{Έστω οπλισμός } F_e = F'_e = \mathbf{4\Phi 20} = 12,56 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Έστω } \sigma_e = \varepsilon\pi\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_b > \varepsilon\pi\sigma_b.$$

$$\text{Συνεπώς, } \sigma_b = \varepsilon\pi\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow x = 18,79 \text{ cm.}$$

$$\text{Τάση χάλυβα: } \sigma_e = 949,10 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\pi\sigma_e.$$

$$D_b = 29,594t \mid D_e = 14,249t \mid Z = 11,921t$$

$$D_b + D_e + N = 11,935t \cong Z.$$

$$M_{\varepsilon\pi} = 7,12tm > M^{\delta\sigma\kappa\omicron\upsilon}_{\varepsilon\pi} = 7,11tm \rightarrow \mathbf{M_{11} = 7,12tm.}$$

- Για το υποστύλωμα Κ2 επιλέγεται ως σωστότερη διατομή η 40Χ40 για όλες τις στάθμες.

Υποστύλωμα Κ2 στάθμη 4:

$$\text{Έστω οπλισμός } F_e = F'_e = \mathbf{6\Phi 20} = 18,84 \text{ cm}^2.$$

Έστω $\sigma_e = \varepsilon\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow x = 16,02 \text{ cm}$.

$\sigma_b = 112 > \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2$.

Συνεπώς, $\sigma_b = \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow x = 16,73 \text{ cm}$.

Τάση χάλυβα: $\sigma_e = 1635,65 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\sigma_e$.

$$D_b = 30,114t \mid D_e = 20,873t \mid Z = 30,816t$$

$$D_b + D_e + N = 30,811t \cong Z.$$

$$M_{\varepsilon\pi} = 13,13tm > M^{\delta\sigma\kappa\upsilon\upsilon}_{\varepsilon\pi} = 10,16tm \rightarrow \mathbf{M_{40} = M_{41} = 13,13tm}.$$

Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 3:

Έστω οπλισμός $F_e = F'_e = \mathbf{6\Phi 20} = 18,84 \text{ cm}^2$.

Έστω $\sigma_e = \varepsilon\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_b > \varepsilon\sigma_b$.

Συνεπώς, $\sigma_b = \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow x = 21,03 \text{ cm}$.

Τάση χάλυβα: $\sigma_e = 1025,18 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\sigma_e$.

$$D_b = 37,854t \mid D_e = 21,806t \mid Z = 19,314t$$

$$D_b + D_e + N = 19,308t \cong Z.$$

$$M_{\varepsilon\pi} = 11,91tm > M^{\delta\sigma\kappa\upsilon\upsilon}_{\varepsilon\pi} = 10,16tm \rightarrow \mathbf{M_{30} = M_{31} = 11,91tm}.$$

Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 2:

Έστω οπλισμός $F_e = F'_e = \mathbf{6\Phi 20} = 18,84 \text{ cm}^2$.

Έστω $\sigma_e = \varepsilon\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_b > \varepsilon\sigma_b$.

Συνεπώς, $\sigma_b = \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow x = 26,61 \text{ cm}$.

Τάση χάλυβα: $\sigma_e = 527,11 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\sigma_e$.

$$D_b = 47,898t \mid D_e = 22,567t \mid Z = 9,931t$$

$$D_b + D_e + N = 9,937t \cong Z.$$

$$M_{\varepsilon\pi} = 10,86tm > M^{\delta\sigma\kappa\upsilon\upsilon}_{\varepsilon\pi} = 10,16tm \rightarrow \mathbf{M_{20} = M_{21} = 10,86tm}.$$

Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 1:

Έστω οπλισμός $F_e = F'_e = \mathbf{7\Phi 20} = 21,98 \text{ cm}^2$.

Έστω $\sigma_e = \varepsilon\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_b > \varepsilon\sigma_b$.

Συνεπώς, $\sigma_b = \varepsilon\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow x = 32,40 \text{ cm}$.

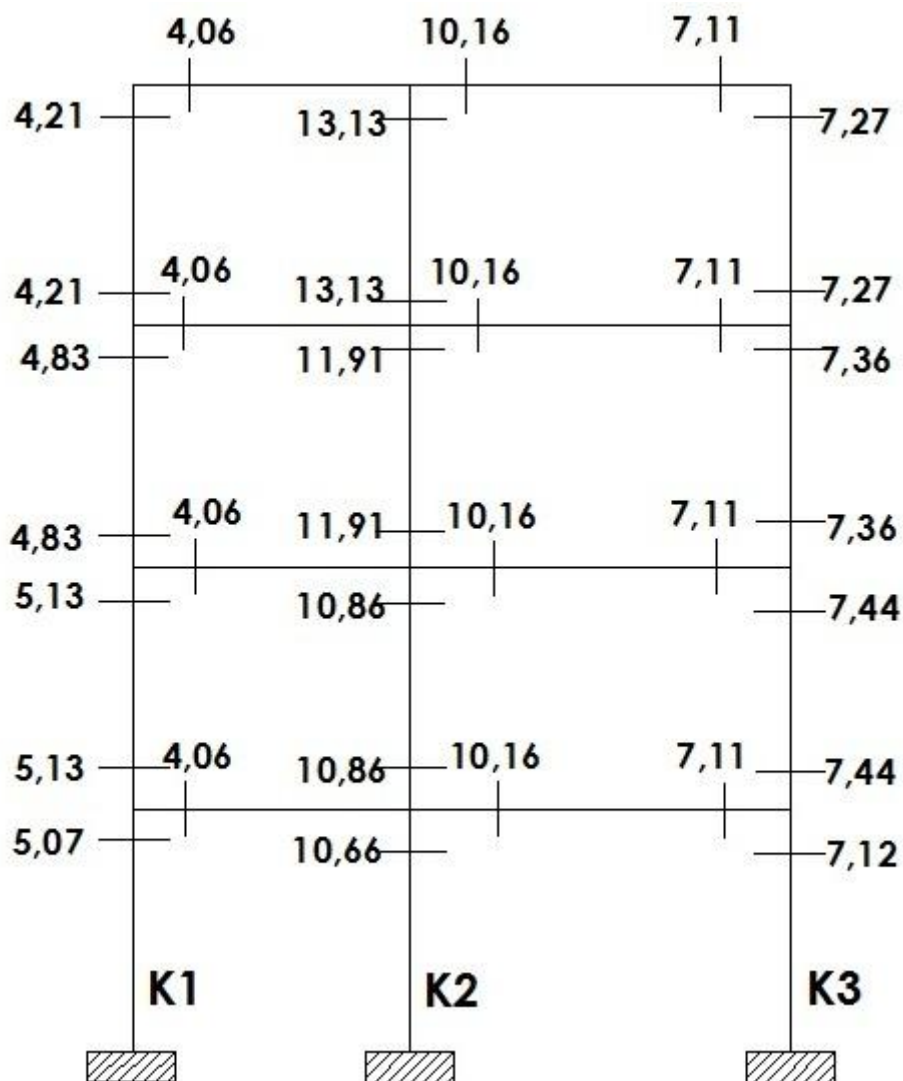
Τάση χάλυβα: $\sigma_e = 191,67 \text{ kg/cm}^2 < \varepsilon\sigma_e$.

$$D_b = 58,320t \mid D_e = 26,926t \mid Z = 4,213t$$

$$D_b + D_e + N = 4,227t \cong Z.$$

$$M_{\varepsilon\pi} = 10,66tm > M^{\delta\sigma\kappa\upsilon\upsilon}_{\varepsilon\pi} = 10,66tm \rightarrow \mathbf{M_{11} = 10,66tm}.$$

Συνοπτικά, οι τελικές αντοχές στους κόμβους φαίνονται στο παρακάτω σχήμα. Πλέον ο ικανοτικός σχεδιασμός του πλαισίου είναι ορθός:



Σχήμα 1.13: Ροπές αντοχής.

Οι οπλισμοί ανά παρειά που τελικά επιλέχθηκαν για τα υποστυλώματα είναι:

	Στάθμη 1	Στάθμη 2	Στάθμη 3	Στάθμη 4
K1	2Φ16 + Φ14	2Φ16 + Φ14	2Φ16 + Φ14	2Φ16 + Φ14
K2	7Φ20	6Φ20	6Φ20	6Φ20
K3	4Φ20	4Φ20	2Φ20 + 2Φ18	4Φ18

Πίνακας 1.19 Επιλεγμένοι οπλισμοί υποστυλωμάτων ανά παρειά.

2

ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ & ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

2.1 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Η ανάγκη επεμβάσεων σε υφιστάμενες κατασκευές με ελλείψεις ή ανεπάρκειες, οδήγησε στη σύνταξη ενός σχετικού κανονισμού με στόχο τη θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφισταμένων αυτών δομημάτων, καθώς και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους. Για τον σκοπό αυτόν, υπό την αιγίδα του ΟΑΣΠ, τον Οκτώβριο του 2000 άρχισε να εκπονείται ερευνητικό έργο, το οποίο μετουσιώθηκε τον Ιανουάριο του 2003 στο πρώτο σχέδιο (Σχέδιο 0) κειμένου του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ). Το επόμενο σχέδιο (Σχέδιο 1) του Κανονισμού εκδόθηκε τον Φεβρουάριο του 2004 και το αμέσως επόμενο σχέδιο του Κανονισμού (σχέδιο 2) εκδόθηκε τον Νοέμβριο του 2005. Το τελικό σχέδιο, με βάση το οποίο εκπονήθηκε η παρούσα εργασία, είναι το τελικό σχέδιο του Κανονισμού (σχέδιο 3) που εκδόθηκε τον Φεβρουάριο του 2009.

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων καθορίζει τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενης κατασκευής, τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας ανασχεδιασμένων δομημάτων ή μελών τους, τους τρόπους με τους οποίους μπορεί να γίνει η επέμβαση, καθώς και τη συσχέτιση του κανονισμού αυτού με άλλους κανονισμούς (υλικών, φορτίσεων, κλπ). Ο ΚΑΝΕΠΕ αναφέρεται κυρίως σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα (με ή χωρίς βλάβες), ενώ δεν καλύπτει έργα «υψηλής σεισμικής διακινδύνευσης» (για τα έργα αυτά η απαιτούμενη στάθμη προστασίας θα καθορίζεται από ειδικές συμπληρωματικές διατάξεις). Τέλος, η εφαρμογή του προϋποθέτει άτομα που διαθέτουν τις απαραίτητες εξειδικευμένες τεχνικές γνώσεις και τα σχετικά προσόντα, ώστε να υπάρχει εξασφάλιση έναντι κακοτεχνιών ή σφαλμάτων λόγω απειρίας, τα οποία αποτελούν σημαντική αιτία αστοχίας στις κατασκευές.

2.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Στα πλαίσια του ΚΑΝ.ΕΠΕ (§2.2.1-2.2.2) όπως και στον Ευρωκώδικα 8 (Μέρος 3-§2.1(2))

- a. για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικό-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας», δηλαδή στοχευόμενες συμπεριφορές, υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
➤ 10%	A1	B1	Γ1
➤ 50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 2.1 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού

- b. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής:

- a. **«Άμεση χρήση μετά τον σεισμό» (A).** Είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμία λειτουργία του δομήματος δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερευούσης σημασίας λειτουργίες. Ενδέχεται να παρουσιαστούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές (κυρίως καμπτικού χαρακτήρα) στον φέροντα οργανισμό.
- b. **«Προστασία ζωής» (B).** Είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά το σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιαστούν επισκευάσιμες

βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή στα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

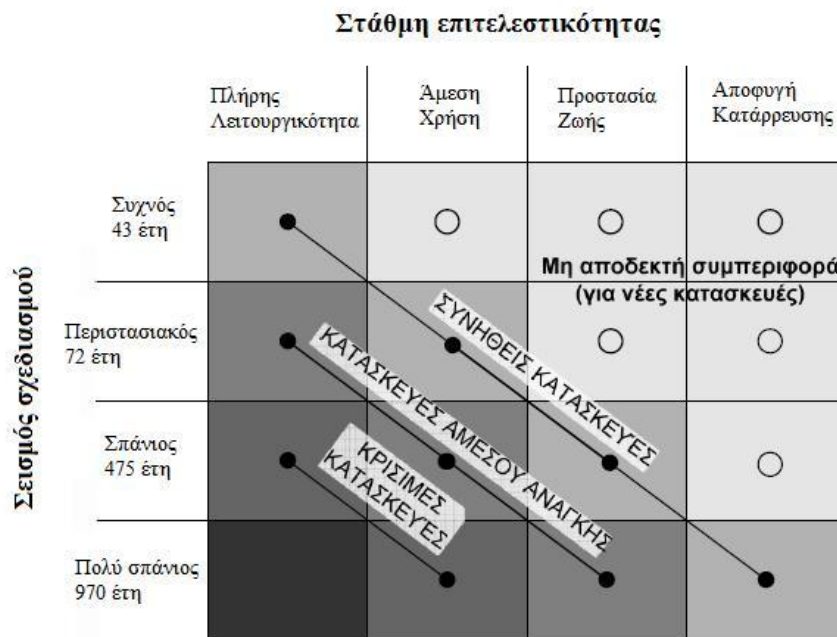
- c. «Οιονεί κατάρρευση» (Γ).** Είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά το σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιαστούν εκτεταμένες σοβαρές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, το σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Ο όρος «μη επισκευάσιμες βλάβες» αναφέρεται σε σοβαρές βλάβες, έναντι των οποίων απαιτείται ενίσχυση (και όχι απλή επισκευή) ή αντικατάσταση ή υποκατάσταση του δομικού στοιχείου ή του δομήματος στο σύνολό του. Είναι προφανές ότι στην κατάσταση αυτή δεν αποκλείονται τραυματισμοί ορισμένων ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του δευτερεύοντος οργανισμού ή αντικειμένων.

Η σχετική πρόβλεψη των παραπάνω κανονισμών υπηρετείται με τον πίνακα 2.1. Σε περίπτωση δύο στόχων επανελέγχου τα δυνατά ζεύγη είναι B1 και A2 ή Γ1 και B2. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι για νέα δομήματα προβλέπεται στόχος σχεδιασμού B1. Τα επίπεδα σεισμικής διέγερσης (δηλαδή η σφοδρότητα του σεισμού σχεδιασμού) ορίζονται με βάση την πιθανότητα υπέρβασης ορισμένης τιμής εδαφικής επιτάχυνσης (ανάλογα με τη σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής) σε ορισμένο χρονικό διάστημα που αντιστοιχεί στη διάρκεια ζωής του δομήματος. Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού 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 της σεισμικής δράσης 10%.

Η σχέση μεταξύ της περιόδου επαναφοράς T_m και της πιθανότητας υπέρβασης p σε t χρόνια δίνεται κατά Poisson:

$$T_m = -\frac{t}{\ln(1-p)}$$

Πρακτικά, η πιθανότητα υπέρβασης 50% (μέγιστη ανεκτή) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 72 ετών ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.



Σχήμα 2.1 Επιτρεπτές στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού με βάση τον σεισμό σχεδιασμού.

2.3 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ (Σ.Α.Δ.)

Με βάση τη §3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, πριν από την εκπόνηση οποιασδήποτε μελέτης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφισταμένου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστούν όσο το δυνατόν πιο αξιόπιστα τα δεδομένα που θα χρησιμοποιηθούν. Τα απαιτούμενα στοιχεία αντλούνται από διαθέσιμα δημόσια ή ιδιωτικά αρχεία, σχετικές υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες, καθώς και από επί τόπου διερευνήσεις και ελέγχους. Συνοπτικά ακολουθούνται τα παρακάτω στάδια:

- Η αποτύπωση τόσο του φέροντος οργανισμού, όσο και του οργανισμού πλήρωσης που ενδεχομένως θα ληφθεί υπόψη στη μελέτη. Η αποτύπωση κατά κανόνα γίνεται παράλληλα και υποβοηθείται από την αντίστοιχη αρχιτεκτονική αποτύπωση. Στοχεύει στη σύνταξη κατασκευαστικών σχεδίων που περιλαμβάνουν την ακριβή μορφολογία του δομικού συστήματος, τις γεωμετρικές διαστάσεις και τις διατομές των δομικών στοιχείων, το είδος και την κατάσταση των υλικών.
- Η σύνταξη του ιστορικού της εξεταζόμενης κατασκευής, στο οποίο καταγράφονται πληροφορίες σχετικά με το χρόνο και τις φάσεις κατασκευής, καθώς και τους αντίστοιχους κανονισμούς που ίσχυαν τότε, μεταγενέστερες επεμβάσεις ή αλλαγές χρήσης. βλάβες ή φθορές που εμφανίστηκαν στο παρελθόν και τον τρόπο αποκατάστασής τους και έκτακτες δράσεις (π.χ. σεισμούς, πυρκαγιές, προσκρούσεις, επιδράσεις γειτονικών κατασκευών) που καταπόνησαν την κατασκευή και τη συμπεριφορά της σε αυτές.
- Καταγραφή τυχόν βλαβών και κακοτεχνιών των στοιχείων. Επιβάλλεται εξέταση ενδεχόμενης λήψης άμεσων μέτρων επέμβασης, όπως π.χ. υποστυλώσεις, αντιστηρίξεις, απομάκρυνση ετοιμόρροπων στοιχείων ή και απαγόρευση χρήσης τμημάτων ή του συνόλου του δομήματος αναλόγως της έντασης και την έκτασης των βλαβών.
- Σύνταξη προγράμματος επί τόπου ή και εργαστηριακών δοκιμών και διερευνήσεων που αποβλέπουν στη συγκέντρωση χρήσιμων στοιχείων για την προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας των στοιχείων. Το πρόγραμμα περιλαμβάνει τουλάχιστον έναν ελάχιστο απαιτούμενο

αριθμό διερευνήσεων, όπως π.χ. διερευνητικές τομές, πυρηνοληψίες, κρουσιμετρήσεις κ.τ.λ.

Οι παράγοντες που διερευνώνται είναι κυρίως οι εξής:

- Αφανή στοιχεία (π.χ. μορφολογία ανωδομής και θεμελίωσης, λεπτομέρειες όπλισης, τρόπος δόμησης τοιχοπληρώσεων, πάχη επιστρώσεων κ.α.).
- Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών δόμησης. Προκειμένου για έργα από οπλισμένο σκυρόδεμα, ενδιαφέρουν κυρίως ο προσδιορισμός της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και η αναγνώριση της κατηγορίας του χάλυβα, από τα οποία προκύπτουν όλα τα απαραίτητα μηχανικά χαρακτηριστικά, όπως το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ή το όριο διαρροής των ράβδων οπλισμού.
- Έδαφος θεμελίωσης. Απαιτείται τουλάχιστον η κατάταξη του εδάφους σε μια από τις κατηγορίες που προδιαγράφει ο ΕΑΚ2000/2003. Οι απαιτούμενες διερευνήσεις ξεκινούν από απλή οπτική παρατήρηση και μπορεί να φτάνουν ως και στη διεξαγωγή πλήρους εδαφοτεχνικής έρευνας, ειδικά σε περιπτώσεις που υπάρχουν ενδείξεις κακής συμπεριφοράς της θεμελίωσης.
- Άλλοι παράγοντες, όπως π.χ. το φυσικό περιβάλλον, η γειτνίαση με άλλα δομήματα ή υπόγεια έργα, η λειτουργία μηχανημάτων κ.τ.λ.

Συνεπώς, η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφισταμένου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Διακρίνονται τρεις στάθμες οι οποίες αντιστοιχούν στα επίπεδα γνώσης 1 έως 3 του ΕΚ8-3 (§3.3) και η επιλογή της κατάλληλης δεν είναι αναγκαστικώς ενιαία για ολόκληρο το κτίριο.

- i. «Υψηλή»
- ii. «Ικανοποιητική»
- iii. «Ανεκτή»

Η τελική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων προσδιορίζεται με βάση τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος (§3.7.1.3), του χάλυβα (§3.7.2.1 και 3.7.2.2), των τοίχων πλήρωσης (§3.7.3) καθώς και των γεωμετρικών δεδομένων (§3.7.4).

Ο χαρακτηρισμός των δεδομένων είναι πολύ σημαντικός για την επιλογή των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας γ_f για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές και των κατάλληλων συντελεστών γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών καθώς και για τον προσδιορισμό της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης

αποτίμησης και ανασχεδιασμού του κτιρίου.

2.4 ΚΥΡΙΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου καθώς και τα μεμονωμένα δομικά στοιχεία που επηρεάζουν τη δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο διακρίνονται σε κύρια (πρωτεύοντα) και δευτερεύοντα. Ο διαχωρισμός σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία εντοπίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§2.4.3.4-§5.1.2-§5.4.3) καθώς και στον Ευρωκώδικα (ΕΚ 8-1,§4.2.2). Ως κύρια εν γένει χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία ενώ όλα τα υπόλοιπα θεωρούνται δευτερεύοντα. Η βασική συνέπεια του χαρακτηρισμού ενός φέροντος στοιχείου ως δευτερεύοντος είναι ότι για τα στοιχεία αυτά ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας, επιτρέπεται δηλαδή να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες απ ότι τα πρωτεύοντα. Συνεπώς, μια τυχόν αστοχία δευτερεύοντος στοιχείου που δεν είναι καθοριστικής σημασίας για την ευστάθειας του κτιρίου υπό σεισμικές δράσεις δεν θα οδηγήσει στο συμπέρασμα ότι το κτίριο δεν είναι επαρκές. Για στάθμη επιτελεστικότητας Α καθώς και για τοιχοπληρώσεις που δεν φέρουν κατακόρυφα φορτία, αυτή η διάκριση δεν επιτρέπεται.

Αντίθετα, η διάκριση των στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα είναι σκόπιμη στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- Σε έναν καταρχήν και γενικώς επαρκή φορέα υπάρχουν μεμονωμένα στοιχεία που είναι πρακτικώς αδύνατο να πληρούν τα κριτήρια επιτελεστικότητας χωρίς όμως η αδυναμία αυτή να συνεπάγεται αναπόφευκτη αδυναμία του φορέα
- Κατά τον ανασχεδιασμό του κτιρίου, χρησιμοποιούνται νέοι φορείς οι οποίοι σχεδιάζονται για να αναλάβουν το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων. Ο υφιστάμενος (πριν από την επέμβαση) φορέας μπορεί να χαρακτηριστεί τότε ως δευτερεύων.

2.5 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ-ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Η εκπόνηση οποιασδήποτε μελέτης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού προϋποθέτει την εφαρμογή μίας (τουλάχιστον) μεθόδου αντισεισμικού υπολογισμού. Ο ΚΑΝΕΠΕ (§2.4.3.3) προτείνει τις εξής μεθόδους:

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικό (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς ή πλαστιμότητας (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5). Αντιστοιχεί στη «μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης» του ΕΚ8-1. Οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων και οι τιμές ιδιοτήτων των υλικών είναι οι μέσες τιμές τους, μειωμένες κατά μια τυπική απόκλιση
- Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6). Αντιστοιχεί στην «ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης» του ΕΚ8-1
- Ανελαστική στατική ανάλυση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7) Οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων και ως τιμές ιδιοτήτων των υλικών θεωρούνται οι μέσες τιμές του.
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας) (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.8).

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 της μεθόδου επαφίεται στην κρίση του μελετητή και 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.

2.5.1 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Για Στάθμη Επιτελεστικότητας A η ελαστική στατική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς προϋποθέσεις ενώ δεν τίθενται προϋποθέσεις εφαρμογής σχετιζόμενες με ΣΑΔ.

Προϋποθέσεις ελαστικής στατικής ανάλυσης (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.5.2).

Αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή (ΕΚ8-1-§4.3.3.2)

1. $\lambda \leq 2.5$ για όλα τα κύρια στοιχεία
2. $T_0 < 4T_c$ ή 2 sec, όπου T_0 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου
3. Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1.5 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και το προσαρτήματα)
4. Το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη σε οποιονδήποτε όροφο
5. Το κτίριο σε καθ' ύψος τομή δεν παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας (όχι σε επαρκή μικτά συστήματα)
6. Το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.
7. Τήρηση κριτηρίων μορφολογικής κανονικότητας

Σε περίπτωση που δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για την αποτίμηση και μόνον η εφαρμογή της μεθόδου ακόμα κι αν δεν πληρούνται τα i,iii,iv,v των παραπάνω προϋποθέσεων. Όμως οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} (§4.5.1) αυξάνονται κατά 0.15.

2.5.2 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Αρχικά οι παρακάτω προϋποθέσεις δεν είναι απαραίτητες για στάθμη επιτελεσματικότητας A.

Η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου επιτρέπεται υπό τις προϋποθέσεις που αναφέρονται στον ΕΚ 8-3. Ειδικότερα για τα κτήρια της χώρας μας, ισχύουν εναλλακτικά οι παρακάτω αναφερόμενες προϋποθέσεις κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ (§5.6.1)

1. Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda < 2.5$
2. Ανεξαρτήτως της ισχύος του 1 αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδης βλάβες επιτρέπεται για τους σκοπούς μόνον αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στη περίπτωση αυτή, οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} (§4.5.1) αυξάνονται κατά 0.15

2.5.3 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Η ανελαστική στατική ανάλυση δεν εφαρμόζονται στη στάθμη επιτελεσματικότητας A, ενώ συνιστάται να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» ΣΑΔ (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7.2)

- Εφαρμόζεται σε κτήρια όπου η επιρροή των ιδιομορφών της παραπάνω δυναμικής ανάλυσης δεν είναι σημαντική.
Για τον έλεγχο αυτής της προϋπόθεσης απαιτείται μια 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. Η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% της δεύτερης.
- Στη περίπτωση που η επιρροή των ιδιομορφών είναι σημαντική η ανελαστική στατική ανάλυση μπορεί να εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (§5.6 ανεξαρτήτων των λοιπών προϋποθέσεων της). Στη περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, με αύξηση 25% των τιμών στα κριτήρια ελέγχου και των 2 μεθόδων (q αυξημένο κατά 25% στη μέθοδο καθολικού δείκτη συμπεριφοράς, m αυξημένο κατά 25% στη μέθοδο επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας.

2.5.4 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Ως προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου συνιστάται η επαρκής εμπειρία και εξειδίκευση του Πολιτικού Μηχανικού (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.8.1).

2.6 Η ΑΝΙΣΩΣΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ & ΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

2.6.1 ΑΝΙΣΩΣΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§4), η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται στους Ευρωκώδικες (ΕΚ):

$$S_d < R_d, \text{ με}$$

$$S_d = \gamma_{sd} \cdot S \cdot (S_k \cdot \gamma_f) \text{ και} \\ R_d = (1/\gamma_{Rd}) \cdot R \cdot (R_k/\gamma_m), \text{ όπου}$$

S_d : Οι τιμές σχεδιασμού και επανέλεγχου των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις

R_d : Η τιμή σχεδιασμού και επανέλεγχου των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων

R_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις

S_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων

$$S_k = G_k \pm E_d + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

G_k : Οι μόνιμες δράσεις (χαρακτηριστική τιμή),

E_d : Η σεισμική δράση που επιλέγεται ως αντίστοιχη της υπόψη «στάθμης επιτελεστικότητας» (π.χ. ορίζοντας την πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια) και περιλαμβάνει το συντελεστή σπουδαιότητας γ_i

$Q_{k,i}$: Η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i

$\psi_{2,i}$: Η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνια (“οιονεί μόνιμη”) τιμή της μεταβλητής δράσης i .

γ_f, γ_m : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών

γ_{sd}, γ_{Rd} : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων

- Βασικές Δράσεις (μη σεισμικές) (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.4.1.1)

Λαμβάνονται υπόψη όλες οι βασικές δράσεις, η ενδεχόμενη συνεργία τους και ο

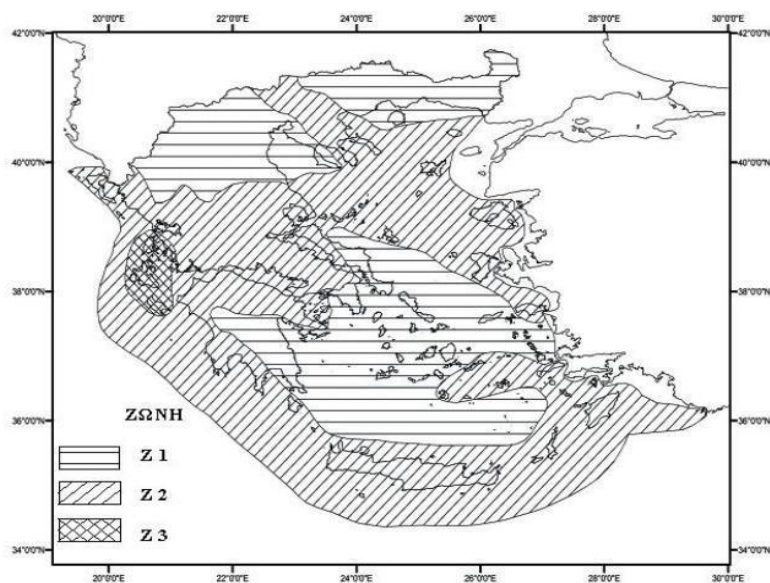
απαιτούμενος συνδυασμός τους. Επίσης λαμβάνονται υπόψη οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_f (γ_g, γ_q) που προβλέπονται από τους σύγχρονους κανονισμούς με εξαίρεση την §4.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- Τυχηματικές δράσεις (σεισμός) (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.4.1.2)

Κατά την αποτίμηση και ανασχεδιασμό εξετάζεται κυρίως η σεισμική δράση με χρήση του φάσματος απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης κατά ΕΚ8-1. Για πιθανότητα υπερβάσεως 10% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών λαμβάνεται υπόψη ολόκληρη η σεισμική δράση του ΕΚ8-1 ενώ για πιθανότητα υπερβάσεως 50% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών λαμβάνεται υπόψη το 60% της σεισμικής δράσεως. (Παράρτημα Π4.2)

Σε περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων ανάλυσης χρησιμοποιούνται τα τροποποιημένα «φάσματα σχεδιασμού» $S_d(T)$ ενώ σε περίπτωση μη γραμμικών τα ομαλοποιημένα «ελαστικά φάσματα» $S_e(T)$. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος εκτιμάται μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης κατάλληλου προσομοιώματος του κτιρίου.

Σύμφωνα με το εθνικό παράρτημα του ΕΚ8-1, σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1. Το φάσμα σχεδιασμού εξαρτάται από τη κατηγορία του εδάφους, τη σεισμική ζώνη και τη κατηγορία σπουδαιότητας το εξεταζόμενου κτιρίου. Σε κάθε σεισμική ζώνη ορίζεται μια τιμή αναφοράς α_{gR} της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας Α, η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς $T_{NCR}=475$ έτη.



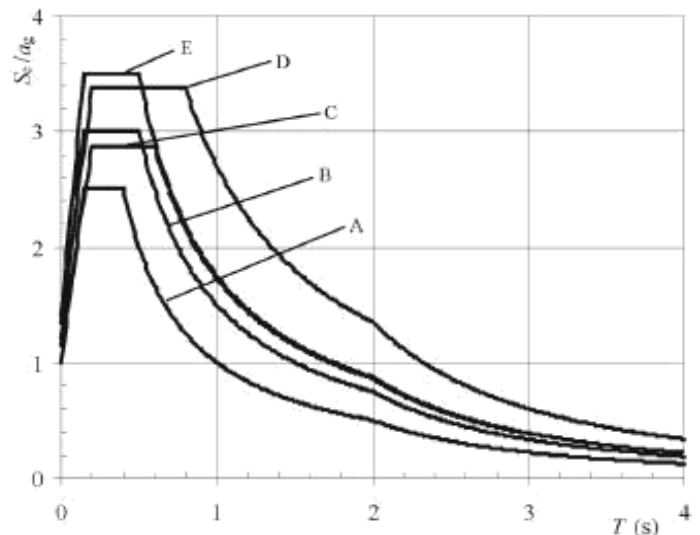
Σχήμα 2.2 Οι σεισμικές ζώνες στον Ελλαδικό χώρο

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$



Σχήμα 2.3 Το φάσμα του σεισμού σχεδιασμού

Το συνιστώμενο φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους A έως E (5% απόσβεση) και εξισώσεις του φάσματος σχεδιασμού.

- Αντιστάσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.4.3)

Για τις αντιστάσεις του κάθε δομικού στοιχείου, ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται με ιδιότητες των υλικών εξαρτώμενες γενικώς από τη φύση του ελεγχόμενου κρίσιμου μεγέθους (δυνάμεις ή παραμορφώσεις) και προσδιορίζονται ανάλογα με την μέθοδο ελέγχου και τον τύπο αστοχίας (επομένως και από τη φύση του ελεγχόμενου κρίσιμου μεγέθους).

- Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών, οι ιδιότητες των προστιθέμενων υλικών αντιπροσωπεύονται με τις χαρακτηριστικές τους τιμές κατά τους Κανονισμούς, ενώ οι ιδιότητες υλικών των υφιστάμενων δομικών στοιχείων αντιπροσωπεύονται με τις μέσες τιμές τους μειωμένες κατά μία τυπική απόκλιση.
- Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, οι αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων υλικών είναι οι μέσες τιμές.

2.6.2 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

- Για το προσομοίωμα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5.1)

Για τα προσομοιώματα ανάλυσης και συμπεριφοράς, καθώς και για τους ελέγχους, λαμβάνονται υπόψη οι συντελεστές ασφαλείας γ_{Sd} και γ_{Rd} και χρησιμοποιούνται για να ληφθούν υπόψη τυχόν αβεβαιότητες που τα συνοδεύουν.

γ_{sd} : Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας λαμβάνει υπόψη τις αυξημένες (σε σχέση με το σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων. Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται σχεδόν πλήρως από νέο φέροντα οργανισμό, λαμβάνεται $\gamma_{sd} = 1.0$. Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται κυρίως από το υφιστάμενο φέροντα οργανισμό και δεν γίνονται παραμετρικές διερευνήσεις και έλεγχοι για να εκτιμηθεί η ενδεχόμενη ευαισθησία έναντι μεταβαλλόμενων τιμών ορισμένων παραμέτρων, η τιμή του γ_{sd} εξαρτάται από την σοβαρότητα και έκταση των βλαβών ή/και επεμβάσεων (ανεξάρτητα από τη μέθοδο ανάλυσης), ως εξής:

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή/και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή/και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd} = 1.20$	$\gamma_{sd} = 1.10$	$\gamma_{sd} = 1.00$

Πίνακας 2.2 Τιμές του συντελεστή ασφαλείας γ_{sd}

- Στη περίπτωση ελαστικών μεθόδων και για αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής επιτρέπεται η επαύξηση του συντελεστή γ_{sd} κατά 0.15 δηλαδή $\gamma_{sd,ελ} = \gamma_{sd} + 0.15$.

γ_{Rd} : Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας έναντι αβεβαιότητας αντιστάσεων που λαμβάνει υπόψη τις αυξημένες (σε σχέση με το σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων μέσω των οποίων εκτιμώνται οι αντιστάσεις. Η τιμή του γ_{Rd} εξαρτάται από το ποιο προσομοίωμα αντιστάσεων χρησιμοποιείται.

- Για τις δράσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5.2)

γ_f, γ_g : Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τις δράσεις διαχωρίζεται σε μεταβλητές και μόνιμες. Ο συντελεστής ασφαλείας για τις μεταβλητές δράσεις γ_f εκλέγεται σύμφωνα με τον ΕΚ2. Αντίθετα, ο συντελεστής για τις μόνιμες δράσεις γ_g υφιστάμενου κτιρίου εξαρτάται από τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα:

Σ.Α.Δ. Υφιστάμενων στοιχείων	Βασικοί συνδυασμοί και δυσμενείς επιρροές	Υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών (Τυχηματική δράση)
Ανεκτή	1,50	1,20
Ικανοποιητική	1,35	1,10
Υψηλή	1,20	1,00

Πίνακας 2.3 Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας γ_g .

Για τα νέα στοιχεία, τις νέες κατασκευές χρησιμοποιούνται γενικώς οι καθιερωμένες τιμές γ_g κατά ΕΚ.

- Για τις ιδιότητες των υλικών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5.3)

γ_m : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις ιδιότητες των υλικών, μέσω των οποίων λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις απ' τις αντιπροσωπευτικές τιμές. Οι τιμές τους εξαρτώνται και από τη μέθοδο ελέγχου και τον τύπο αστοχίας.

- *Έλεγχος σε όρους παραμορφώσεων* (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5.3.3)

Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών (ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης, αντιπροσωπευτική τιμή ίση με τη μέση τιμή), οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις ιδιότητες υλικών για τα υλικά των υφιστάμενων δομικών στοιχείων είναι:

Σ.Α.Δ. Υφισταμένων στοιχείων	γ_m
Ανεκτή	1.20
Ικανοποιητική	1.10
Υψηλή	1.00

Πίνακας 2.4 Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας γ_m

Για τα υλικά των προστιθέμενων δομικών στοιχείων μπορεί να ληφθεί υπόψη $\gamma_m = 1.15$ για κανονική διατομή και προσπελασιμότητα ή $\gamma_m = 1.25$ για μειωμένη διατομή ή προσπελασιμότητα ανεξαρτήτως του αν τα υλικά καλύπτονται ή όχι από κανονισμούς.

- Έλεγχος σε όρους εντατικών μεγεθών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5.3)

Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών (ελαστικοί μέθοδοι ανάλυσης), η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με τη μέση μείον μία τυπική απόκλιση και οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις ιδιότητες υλικών λαμβάνονται ως εξής για τα υλικά των υφιστάμενων δομικών στοιχείων (§4.5.3.1):

Σ.Α.Δ. Υφισταμένων στοιχείων	Πιθανή Τιμή γ_c	Πιθανή Τιμή γ_s	Άσπλες τοιχοπληρώσεις
Ανεκτή	1.65	1.25	2.50
Ικανοποιητική	1.50	1.15	2.00
Υψηλή	1.35	1.05	1.50

Πίνακας 2.5 Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας γ_c , γ_s

Για τα υλικά των προστιθέμενων δομικών στοιχείων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5.3.2):

- Νέα υλικά τα οποία καλύπτονται από τους ισχύοντες κανονισμούς:
Χρησιμοποιούνται επιμέρους συντελεστές γ'_m μεγαλύτεροι των καθιερωμένων με βάση τη προσπελασιμότητα της θέσης επέμβασης.

Διατομή προστιθέμενων υλικών ή/και προσπελασιμότητα της θέσης όπου γίνεται η επέμβαση	
Κανονικές (συνήθεις)	Μειωμένες
1,05	1,20

Πίνακας 2.6 Οι τιμές του λόγου γ'_m/γ_m για προστιθέμενα συμβατικά υλικά.

- Νέα υλικά τα οποία δεν καλύπτονται από τους ισχύοντες κανονισμούς:
Λαμβάνεται υπόψη η διαθέσιμη πείρα από τη χρήση αυτών των υλικών καθώς και οι πρόσθετες αβεβαιότητες κατά την κρίση του μηχανικού.

2.7 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q

Κατά την φάση αποτίμησης του κτηρίου η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q θα επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη τα εξής (ΚΑΝ.ΕΠΕ §4.6.2, §2.4.5):

- Αν το υφιστάμενο δόμημα έχει σχεδιαστεί με τους σύγχρονους κανονισμούς και τη λογική του δείκτη συμπεριφοράς. Επάρκεια Κανονισμών κατά την περίοδο μελέτης και κατασκευής του κτηρίου.
- Τυχόν ύπαρξη στο υφιστάμενο δόμημα ουσιαστών βλαβών και φθορών σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία ($r_R < 0.75$).
- Κανονικότητα κατανομής υπεραντοχών και βαθμός αποκλεισμού «μαλακού» ορόφου.
- Το πλήθος των δομικών στοιχείων στα οποία αναμένονται να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις.
- Την ιεράρχηση της εμφάνισης αστοχιών και τον βαθμό αποκλεισμού τους στα πρωτεύοντα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία.
- Τους τρόπους αστοχίας (πλάστιμοι ή ψαθυροί).
- Την διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές κάθε δομικού στοιχείου.
- Τους διαθέσιμους επικουρικούς και βοηθητικούς μηχανισμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς όπως είναι οι τοιχοπληρώσεις, τα διαφράγματα κ.λ.π..

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3	2.3	2.3	1.7
1985<...<1995 (*)	2.3	1.7	1.7	1.3
...<1985	1.7	1.3	1.3	1.1

Πίνακας 2.7 Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q' με βάση τη χρονολογία και την υφιστάμενη κατάσταση του κτιρίου κατά την αποτίμηση

(*) Για τα κτήρια αυτής της περιόδου, οι τιμές του Πίνακα ισχύουν με την προϋπόθεση πως ο έλεγχος αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων γίνεται κατά την §9.3.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ (ικανοποίηση της συνθήκης $\sum M_{RC} \geq 1,3 \sum M_{RB}$).

Για δομήματα στρεπτικώς ευαίσθητα, ή για τα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο 1/3 του ύψους οι τιμές του πίνακα πολλαπλασιάζονται με 2/3 (αλλά πάντοτε $q' > 1$).

Κατά τον ανασχεδιασμό (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.6.3)

Σε περίπτωση διάταξης νέων φορέων ή αναβάθμισης υφιστάμενων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι αντίστοιχες τιμές q των σύγχρονων Κανονισμών ($q'=q$) (EC8 §5.2.2.2)

Ο νέος σκελετός θα θεωρείται επαρκής αν:

- Υπάρχουν τουλάχιστον δύο μη-συνεπίπεδα και σταθερά καθ ύψος νέα στοιχεία προς δύο κάθετες μεταξύ τους κατευθύνσεις αναλόγως του μεγέθους, γεωμετρίας και κανονικότητας του δομήματος.
- Ο λόγος των νέων στοιχείων $V_R/V_S \geq 0.75$ σε κάθε όροφο και προς κάθε κατεύθυνση, όπου V_R είναι η συνολική ανθιστάμενη τέμνουσα δύναμη των νέων στοιχείων και V_S είναι η δρώσα τέμνουσα δύναμη. Αν $0.6 \leq V_R/V_S \leq 0.75$, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές $q'=4/5q$ και $\gamma_{sd}=1.1$.
- Οι συνδέσεις των νέων στοιχείων με τον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό να αποκρίνονται οιονεί ελαστικώς (για σχεδιασμό με $\gamma_{sd}=1.35$).
- Οι θεμελιώσεις των νέων στοιχείων σε συνεργασία με τα υφιστάμενα πέδιλα να αποκρίνονται οιονεί ελαστικώς (για σχεδιασμό με $\gamma_{sd}=1.35$).

Συνεπώς, σε περίπτωση αποκατάστασης των βλαβών (μηχανικών χαρακτηριστικών) και ευμενούς τοιχοπλήρωσης του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί μεγαλύτερος συντελεστής συμπεριφοράς στον ανασχεδιασμό από την αποτίμηση.

Συστήματα	Στάθμη επιτελεστικότητας		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό (Α)	Προστασία ζωής (Β)	Αποφυγή κατάρρευσης (Γ)
Πιο ψαθηρά	0,8 πάντως δε $1 < q^* < 1,5$	1	1.2
	0,6 πάντως δε $1 < q^* < 1,5$	1	1.4
Πιο πλαστίμα	0,4 πάντως δε $1 < q^* < 1,5$	1	1.6

Πίνακας 2.8 Η τιμή του λόγου q^*/q' με βάση τη στάθμη επιτελεστικότητας κατά τον επανέλεγχο (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.6.1).

Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q διαμορφώνεται από το γινόμενο δύο παραγόντων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 4.2). Από τον παράγοντα υπεραντοχής q_u και τον παράγοντα πλαστιμότητας q_π , δηλαδή:

$$q = q_u \cdot q_\pi$$

Προσδιορισμός παράγοντος υπεραντοχής, q_u

Εκφράζεται σε όρους δύναμης και ισούται με $q_u = V_u/V_1$ (τέμνουσα βάση που

οδηγεί σε γενικευμένη διαρροή πολλών δομικών στοιχείων προς τη δύναμη που οδηγεί σε διαρροή του πρώτου δομικού στοιχείου). Για τον προσδιορισμό του μπορεί να γίνει χρήση των διατάξεων του ΕΚ 8-1 με το λόγο V_u/V_1 να παρουσιάζεται ως α_u/α_1 ή η χρήση του παρακάτω πίνακα σε περίπτωση ελλειπών στοιχείων:

Σύστημα		$q_u (= V_u/V_1)$	
1	Συστήματα ανεστραμμένου εκκρεμούς ή στρεπτικής ευαισθητα	1,00	
	Συστήματα τοιχείων ή πλαίσια	Κανονικότητα σε κάτοψη	
		Ναι	Όχι
2	<u>Συστήματα τοιχείων</u>		
2.1	Μόνον 2 μη-συζευγμένα τοιχεία ανά διεύθυνση, ασχέτως πλήθους ορόφων	1,00	1,00
2.2	Περισσότερα των 2 μη-συζευγμένα τοιχεία ανά διεύθυνση, ασχέτως πλήθους ορόφων	1,10	1,05
2.3	Οποιαδήποτε συζευγμένα ή μικτά συστήματα (ισοδύναμα τοιχεία, >50%)	1,20	1,10
3	<u>Συστήματα πλαίσια</u>		
3.1	$\eta = 1$ (η : αριθμός ορόφων, πάνω από το υπόγειο αν υπάρχει)	1,10	1,05
3.2	$\eta \geq 2$, δίστυλα	1,20	1,10
3.3	$\eta \geq 2$, πολύστυλα ή μικτά συστήματα (ισοδύναμα πλαίσια, >50%)	1,30	1,15

Πίνακας 2.9 Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q με βάση το σύστημα του υφιστάμενου κτιρίου

Οι τιμές του πίνακα ισχύουν για κτίρια μελετημένα και κατασκευασμένα με σύγχρονους κανονισμούς. Για παλαιότερα κτίρια απαιτείται προσαρμογή με κατάλληλο πολλαπλασιαστικό συντελεστή λ :

- Για χάλυβα St.I ή S200, $f_t/f_y \approx 1.40$ και $\epsilon_u \approx 10 \div 12\% \rightarrow \lambda = 1.1$
- Για χάλυβες $f_{yk} = 400$ ή 500 MPa, $f_t/f_y \leq 1.1$, $\epsilon_u \leq 5\% \rightarrow \lambda = 0.9$

Ανεξαρτήτων όλων συνίσταται $1,0 \leq q_u \leq 1.5$

Προσδιορισμός παράγοντος πλαστιμότητας q_{π}

Ο παράγων πλαστιμότητας, q_{π} ισούται με τον λόγο της οριακής παραμόρφωσης αστοχίας ως προς την παραμόρφωση γενικευμένης διαρροής, έναρξης δημιουργίας μηχανισμού $q_{\pi} = \delta_i/\delta_u$.

2.8 ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ

Η δυσστησία και η δυστένεια των δομικών στοιχείων θα εκτιμώνται κατά την κλασική μηχανική. Σχετικώς για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, επιτρέπεται χρήση των τιμών $0.4 E_c \cdot A_w$ και $E_c \cdot A_g$ αντιστοίχως, όπου:

- A_g = η συνολική διατομή του δομικού στοιχείου (μόνον το σκυρόδεμα)

- A_w = μόνον η (ορθογωνική) διατομή του κορμού του στοιχείου (π.χ. για τις πλακοδοκούς)

Για ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.3)

Σε κάθε περίπτωση, η δυσκαμψία εκτιμάται με βάση τα πραγματικά χαρακτηριστικά του δομικού στοιχείου, καθώς και την καταπόνηση υπό σεισμό, με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών (χωρίς συντελεστές γ_m). Γενικώς, θα χρησιμοποιείται η επιβατική τιμή δυσκαμψίας στη διαρροή του δομικού στοιχείου.

Η ενεργός δυσκαμψία του στοιχείου με μήκος L_s ισούται με (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.3):

$$K = M_y \cdot L_s / 3 \cdot \theta_y$$

όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου. Η εξίσωση αυτή εφαρμόζεται ακόμα και αν η διατμητική αστοχία του στοιχείου προηγείται της καμπτικής διαρροής του άκρου του.

Όσον αφορά στη τιμή του L_s , προσεγγιστικά μπορεί να λαμβάνεται σταθερή και ως εξής:

- Ίση με το μισό του καθαρού του ανοίγματος σε περίπτωση δοκού που συνδέεται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία.
- Ίση με ολόκληρο το καθαρό άνοιγμα σε περίπτωση δοκού που συνδέεται μόνο στο ένα άκρο με κατακόρυφο στοιχείο.
- Ίση με το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ δοκών με τις οποίες το στοιχείο συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο κάμψης σε περίπτωση υποστυλώματος.
- Ίση με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του στοιχείου στο κτίριο σε περίπτωση τοιχώματος.

Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται με τον παραπάνω τύπο στις δύο ακραίες διατομές το στοιχείο. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δηλαδή διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών K από την

παραπάνω εξίσωση για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική)

Για ελαστικές μεθόδους ανάλυσης (KAN.ΕΠΕ §4.4.1.4 και §7.1.2.2γ)

Στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q ή των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m , οπότε γενικώς οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου I. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές δυσκαμψίας κατά τον παρακάτω πίνακα

A/a	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστύλωμα εσωτερικό	$0,8*(E_c I_g)$
1.2	Υποστύλωμα περιμετρικό	$0,6*(E_c I_g)$
2.1	Τοίχωμα, μη - ρηγματωμένο	$0,7*(E_c I_g)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0,5*(E_c I_g)$
3	Δοκός (2)	$0,4*(E_c I_g)$

Πίνακας 2.10 Οι τιμές της δυσκαμψίας των διαφόρων δομικών στοιχείων για την περίπτωση ελαστικών μεθόδων ανάλυσης.

Για πλακοδοκούς μορφής Γ ή Τ, επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη $I_g = (1,5 \text{ ή } 2,0)I_w$, αντιστοίχως, όπου I_w είναι η ροπή αδράνειας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνον.

2.9 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ

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, τα διαφράγματα κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες, ευπαραμόρφωτα και απαραμόρφωτα (KAN.ΕΠΕ. §5.4.6).

- Ένα διάφραγμα θα χαρακτηρίζεται ως απαραμόρφωτο όταν η μέγιστη εντός του επιπέδου του οριζόντια παραμόρφωση κατά μήκος του διαφράγματος είναι μικρότερη του μισού του μέσου σχετικού βέλους των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου με βάση τα ισοδύναμα στατικά φορτία.

Στη συνήθη περίπτωση των συστημάτων πλακών – δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα, το αντίστοιχο διάφραγμα επιτρέπεται να

θεωρείται απαραμόρφωτο στο επίπεδο του χωρίς αναλυτικό υπολογισμό με την προϋπόθεση η γεωμετρία και η αντοχή του (εντός επιπέδου) μπορεί να θεωρηθούν ικανοποιητικές.

Εάν δεν γίνεται λεπτομερέστερη θεώρηση, ένα διάφραγμα από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να θεωρείται ως απαραμόρφωτο εάν πληρούνται τα ακόλουθα κριτήρια

- Παρουσία ουσιωδών περιμετρικών δοκών, απουσία έντονων μεταβολών πάχους και διατομών ή ασυνεχειών στη διάταξη δοκών ή/και πλακών
 - Δεν πρόκειται για συστήματα συμπαγών πλακών χωρίς δοκούς ή με έμμεσες στηρίξεις.
 - Οι ανισοσταθμίες μέσα στον ίδιο όροφο δεν είναι έντονες
 - Η μορφή της κάτοψης είναι συμπαγής
 - Δεν υπάρχουν μεγάλα κενά μέσα στο διάφραγμα, ιδίως στην περιοχή μεγάλων τοιχωμάτων.
- Ευπαράμορφωτο θα χαρακτηρίζεται ένα διάφραγμα όταν η μέγιστη εντός του επιπέδου του οριζόντια παραμόρφωση του υπερβαίνει το διπλάσιο του μέσου σχετικού βέλους των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου.

2.10 ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

Ο δείκτης ανεπάρκειας (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.5.1.1) είναι απαραίτητος για την επιλογή της μεθόδου ανάλυσης. Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση με χρήση του φάσματος σχεδιασμού και συντελεστή συμπεριφοράς $q=1$. Ο υπολογισμός του δείκτη ανεπάρκειας του κάθε στοιχείου γίνεται σε όρους ροπών με βάση τη σχέση:

$$\lambda = S_E/R_m$$

Απαιτείται πρωταρχική ελαστική φασματική ανάλυση με φάσμα σχεδιασμού και $q=1$ και σεισμικούς συνδυασμούς

- ❖ $G + \psi_2 \cdot Q \pm E_x \pm 0,3E_y$
- ❖ $G + \psi_2 \cdot Q \pm 0,3E_x \pm E_y$

Ενώ η αντίσταση υπολογίζεται με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών. Το τελικό S_E αντιστοιχεί στα M_2 και M_3 της μέγιστης τιμής των παραπάνω 8 συνδυασμών κάθε κύριας διατομής. Αντίστοιχα, η $R_m = M_y$ και υπολογίζεται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ παράρτημα 7Α για $\max(N, M_2, M_3)$.

Το λόγοι $\lambda = M_2 / M_y$ και $\lambda = M_3 / M_y$ θα υπολογίζονται τόσο για αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό σε κάθε κύριο στοιχείο.

Οι λόγοι λ , πέραν του ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ορισμό της κανονικότητας, δίνουν και μια πρώτη εικόνα της αντίστασης του κτιρίου σε σεισμό. Π.χ. αν $\lambda > 4$ για μεγάλο αριθμό στοιχείων (άνω του 1/3 του συνόλου), είναι σαφής η ανεπάρκεια και θα περίπτεε περαιτέρω αποτίμηση του κτηρίου.

Στην περίπτωση των κατακόρυφων στοιχείων που επιπονούνται σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη, ο λόγος είναι ευχερέστερο να υπολογίζεται ως ο λόγος του απαιτούμενου διαμήκους σπλισμού που προκύπτει με βάση τις ροπές και τις αξονικές δυνάμεις προς τον αντίστοιχο υπάρχοντα.

2.11 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΚΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ

Το πεδίο εφαρμογής των παραπάνω μεθόδων ανάλυσης εξαρτάται από τα μορφολογικά χαρακτηριστικά του κτιρίου, τα οποία επηρεάζουν τη συμπεριφορά του υπό σεισμικές δράσεις. Το κτίριο θεωρείται ως μορφολογικά κανονικό όταν ικανοποιούνται οι αναφερόμενες στον ΕΚ8-1-§4.2.3 (κανονικότητα σε κάτοψη και όψη) συνθήκες. Ειδικότερα, για τα υφιστάμενα κτίρια μπορούν εναλλακτικά να ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω συνθήκες (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.2)

- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν διακόπτεται καθ' ύψος ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα.
- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν συνεχίζει στον γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή.
- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας $\bar{\lambda}_k$ υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού ορόφου, όπου:

$$\bar{\lambda}_k = \frac{\sum_i^n \lambda_i V_{Si}}{\sum_i^n V_{Si}}$$

- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου, για μια δεδομένη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, το πηλίκο του λόγου λ στοιχείου που βρίσκεται στη μια πλευρά του ορόφου, προς τον αντίστοιχο λόγο στοιχείου που βρίσκεται σε οποιαδήποτε άλλη πλευρά υπερβαίνει το 1.5. Ο κανόνας αυτός αφορά ορόφους των οποίων το υπερκείμενο διάφραγμα δεν είναι ευπαραμόρφωτο εντός του επιπέδου του. Συνεπώς, δεν περιλαμβάνει στρεπτικώς ασθενή όροφο.



Σχήμα 2.4 Παραδείγματα μη κανονικότητας καθύψος: Διακοπή φορέα καθύψος (αριστερά), εκτός επιπέδου εσοχή (δεξιά).

2.12 ΤΑ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΤΗΣ ΑΝΙΣΩΣΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Ανάλογα με τη μέθοδο ανάλυσης και τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας διαμορφώνεται η εξίσωση ασφαλείας σε όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών.

- Στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό»

Στη στάθμη επιτελεστικότητας A «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό», ο φέρων οργανισμός αναμένεται να έχει σχεδόν οιονεί-ελαστική συμπεριφορά και να μην αναπτύξει μετελαστικές παραμορφώσεις (σχεδόν σε κανένα δομικό στοιχείο) ή έντονες βλάβες. Έτσι, για τη στάθμη αυτή η γενική ανίσωση ασφαλείας $S_d < R_d$ ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών με:

S_d : την τιμή σχεδιασμού του εντατικού μεγέθους με

S_k : την τιμή του εντατικού μεγέθους από την ελαστική ανάλυση για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων της

γ_{sd} : κατά τα ανωτέρω (KAN.ΕΠΕ §4.5.1)

R_d : τιμή σχεδιασμού αντίστασης σε όρους εντατικών μεγεθών, υπολογισμένη χωρίς συντελεστές ασφαλείας υλικού γ_m και με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών (KAN.ΕΠΕ §4.5.3 και §7 , §8).

Εναλλακτικά για τους πλάστιμους τρόπους αστοχίας (μόνον), στην περίπτωση που γίνεται ανελαστική ανάλυση ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας μπορεί να γίνει σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών με:

S_d : τιμή σχεδιασμού του παραμορφωσιακού μεγέθους με

S_k : τιμή του παραμορφωσιακού μεγέθους από την ανελαστική ανάλυση για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων και

γ_{sd} : κατά τα ανωτέρω

R_d : η τιμή του παραμορφωσιακού αυτού μεγέθους κατά την διαρροή, θ_y υπολογισμένη χωρίς συντελεστές, γ_{Rd} και με τις μέσες τιμές ως αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

Εφόσον η απαίτηση είναι για ελαστική συμπεριφορά, οι δύο εναλλακτικοί τρόποι ελέγχου (σε όρους παραμορφώσεων ή σε όρους εντατικών μεγεθών) είναι ισοδύναμοι.

Ειδικά για την αντίσταση σε όρους τέμνουσας δύναμης η τιμή του γ_{Rd} ισούται με τη μονάδα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$$F_d \leq F_y \rightarrow \theta_d \leq \theta_y.$$

Στη στάθμη επιτελεστικότητας A δεν επιτρέπεται η διάκριση των φερόντων στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα (KAN.ΕΠΕ. §2.4.3.4)

- Στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής»

Στην ενδιάμεση στάθμη επιτελεστικότητας (B), «Προστασία ζωής», όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές και εκτεταμένες ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν επαρκή και αξιόπιστα περιθώρια ασφαλείας έναντι ενδεχομένης εξάντλησης των διαθέσιμων

παραμορφώσεων αστοχίας τους. Στη βασική περίπτωση που η ανάλυση είναι ανελαστική, η γενική ανίσωση ασφαλείας, ελέγχεται ως εξής:

Για πλάστιμους τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών με: S_d = παραμορφωσιακό μέγεθος από την ανάλυση με γ_{Sd} κατά τα ανωτέρω και R_d = τιμή σχεδιασμού μίας συντηρητικής εκτίμησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης, που υπολογίζεται με βάση τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με κατάλληλο συντελεστή γ_{Rd} , κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- $R_d = \delta_d = 0.5(\theta_y + \theta_u)/\gamma_{Rd}$ σε πρωτεύοντα στοιχεία.
- $R_d = \delta_d = \theta_u/\gamma_{Rd}$ σε δευτερεύοντα στοιχεία.
- $\delta_d = \theta_u/\gamma_{Rd}$ για τοιχοπληρώσεις

Η τιμή του γ_{Rd} πρέπει να είναι τέτοια ώστε η τιμή της R_d να αντιστοιχεί σε μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση. Αν ως δ δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής θ , η δε τιμή της θ_u κατά την αστοχία υπολογίζεται από την εξίσωση (Σ.8α – ΚΑΝ.ΕΠΕ §7) μπορεί να χρησιμοποιηθεί τιμή του γ_{Rd} ίση με $\gamma_{Rd} = 1.5$. Αν ως δ δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η πλαστική γωνία στροφής, ενώ η τιμή της κατά την αστοχία, θ_u^{pl} , υπολογίζεται από την εξίσωση (Σ.8β – ΚΑΝ.ΕΠΕ §7) μπορεί να ληφθεί $\gamma_{Rd} = 1.8$.

Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας, η γενική ανίσωση ασφαλείας, ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών, με: S_d = εντατικό μέγεθος από την (ανελαστική) ανάλυση, με γ_{Sd} κατά τα ανωτέρω, και R_d = τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους δυνάμεων, υπολογισμένη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών και συντελεστές ασφαλείας γ_{Rd} και γ_m κατά τα ανωτέρω (όπως και στα κριτήρια ελέγχου στάθμης επιτελεστικότητας «Άμεση χρήση μετά το σεισμό» ή «Περιορισμός βλαβών»).

- Στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή κατάρρευσης»

Στη στάθμη επιτελεστικότητας (Γ), «Αποφυγή κατάρρευσης», ο φέρων οργανισμός αναπτύσσει μεγάλες μετελαστικές παραμορφώσεις και επιτρέπεται να φθάσει ακόμη και σε εξάντληση των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας, για πολλά δομικά στοιχεία, βεβαίως χωρίς να καταρρεύσει υπό τα φορτία βαρύτητας. Προφανώς, δεν επιτρέπεται

να ξεπεραστεί η διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας των πρωτεύοντων και των ενδεχομένων κατακορύφων δευτερευόντων στοιχείων του φέροντος οργανισμού, ενώ για τα οριζόντια δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπονται, γενικώς, υπερβάσεις.

Ο έλεγχος γίνεται όπως ακριβώς και στα κριτήρια ελέγχου της στάθμης επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» με τη διαφορά ότι για πλάστιμους τρόπους αστοχίας η τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης R_d στον έλεγχο σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών είναι:

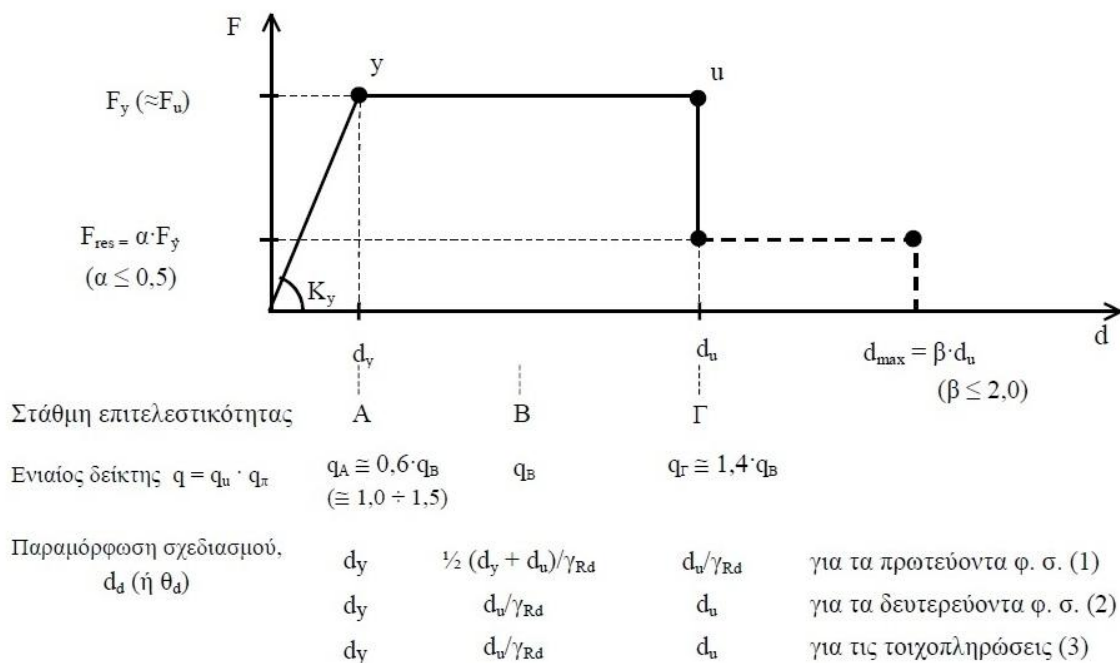
- $R_d = \delta_d = \theta_u / \gamma_{Rd}$, σε πρωτεύοντα στοιχεία
- $R_d = \delta_d = \theta_u$ με $\gamma_{Rd} = 1$, σε δευτερεύοντα στοιχεία
- $\delta_d = \theta_u$ με $\gamma_{Rd} = 1$, για τοιχοπληρώσεις.

	ΣΤ.Ε.	Α	Β			Γ	
	Στοιχεία		Κύρια	Δευτερεύοντα	Τοιχοπληρώσεις	Κύρια	Λοιπά
Αντιστάσεις Ανελαστικής ανάλυσης	Κριτήριο	θ_y / γ_{Rd}	$0.5(\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd}$ ή $\theta_{pl} / \gamma_{Rd}$	θ_u / γ_{Rd}	θ_u / γ_{Rd}	θ_u / γ_{Rd}	θ_u / γ_{Rd}
	γ_{Rd}	1	1.5 ή 1.8	1	1.3 άοπλες 1.2 οπλισμένες	1.5 ή 1.8	1

Πίνακας 2.11 Τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας σε περίπτωση ανελαστικής ανάλυσης

Σκελετικό Διάγραμμα Συμπεριφοράς

Συνοπτικά τα κριτήρια ελέγχου των σταθμών επιτελεστικότητας αποδίδονται στο ακόλουθο διάγραμμα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Παράρτημα 4.4)



Σχήμα 2.5 Διάγραμμα συμπεριφοράς επιμέρους σταθμών επιτελεστικότητα

2.13 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ-ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΜΕΝΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΔΥΝΑΜΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ-ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Η στατική ανελαστική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση pushover, αν και δεν είναι μια νέα μέθοδος, δεν έχει συμπεριληφθεί ξανά σε ελληνικό κανονισμό, με αποτέλεσμα να είναι σχετικά άγνωστη στην πλειοψηφία των μελετητών μηχανικών. Παρόλα αυτά γνωρίζει τα τελευταία χρόνια ευρεία εφαρμογή στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτιρίων, γεγονός που αποδίδεται στο συνδυασμό της ακριβέστερης προσέγγισης της συμπεριφοράς των μελών μέσω των προσομοιωμάτων που έχουν αναπτυχθεί για τις ανελαστικές αναλύσεις, με την απλότητα της έκφρασης της σεισμικής έντασης με μία οριζόντια φόρτιση με κατανομή ανάλογη με τις αδρανειακές δυνάμεις. η οποία αυξάνεται σταδιακά και μέχρι την κρίσιμη μετακίνηση του δομήματος, η οποία καθορίζεται από την στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας.

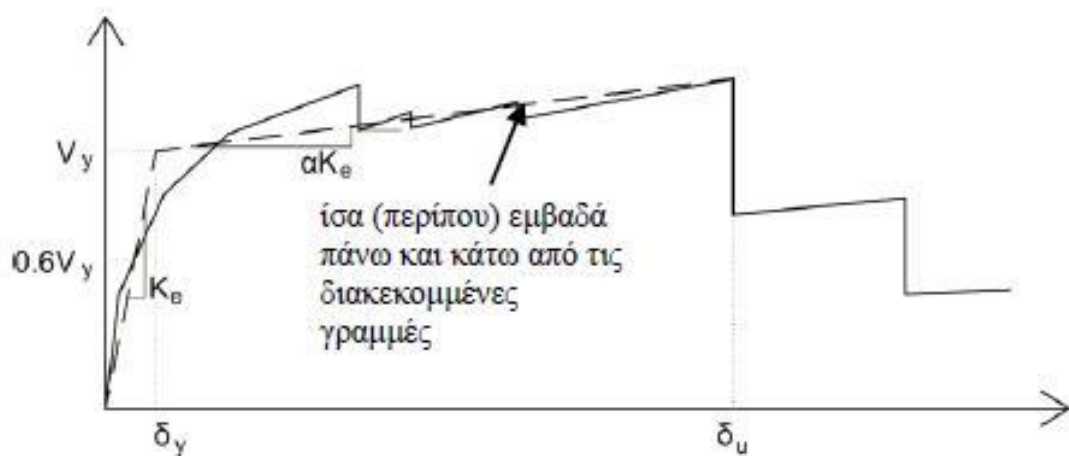
Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός και η σύγκρισή τους με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών που προκύπτουν από τα προσομοιώματα για τη συμπεριφορά τους.

Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου). Τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού $G+0.3Q$ συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του ΕΚ-8. Δηλαδή αφού επιλεγεί η σεισμική δράση αποτίμησης (με βάση τη στάθμη επιτελεστικότητας), εφαρμόζεται στον φορέα ως οριζόντιο φορτίο στις στάθμες των ορόφων ακολουθώντας δύο τουλάχιστον ειδών κατανομές (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.3).

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

Η εφαρμογή αυτή των σεισμικών δυνάμεων ακολουθεί της εφαρμογής των κατακόρυφων δυνάμεων του σεισμικού συνδυασμού και αυξάνεται μονοτονικά μέχρι να μην μπορεί να φέρει ο φορέας τα κατακόρυφα φορτία του, δηλαδή όταν σημειωθεί ραγδαία πτώση της αντοχής του. Αυτή η πορεία μετατροπής του υπερστατικού και πλάστιμου φορέα σε κινηματικό μηχανισμό καταγράφεται στην *καμπύλη αντίστασης του κτιρίου*.

Η μη-γραμμική σχέση δύναμης μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάση και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου. Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης συνιστάται να είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με αK_e . 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, όπως φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 2.6 Εξιδανίκευση μιας καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

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 δύο ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη 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 και να μην ξεπερνά το 0.10. Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση T_e θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

όπου,

T : η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση

K_0 : η ελαστική πλευρική δυσκαμψία

K_e : η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία όπως υπολογίζεται από την εξιδανικευμένη καμπύλη $V-\delta$

Πάνω στην καμπύλη αντίστασης προσδιορίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7.4.2) της κορυφής του κτιρίου που δίνει η σεισμική απαίτηση πάνω στο κτίριο. Για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης δ_t της κορυφής του κτιρίου ο ΚΑΝ.ΕΠΕ έμμεσα χρησιμοποιεί ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα αλλά με διαφορετική διαδικασία από αυτήν του ΕΚ8-1 Παράρτημα Β, με την μέθοδο των συντελεστών.

Κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t θα υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους τους παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Αν δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t επιτρέπεται να υπολογιστεί από τον παρακάτω τύπο:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e / 4\pi^2) S_{e(T)}$$

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 §5.7.3.4).

C_0 : συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e , με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα.

C_1 : συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η διαφορά της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης του φορέα από την αντίστοιχη ελαστική.

C_2 : συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση.

C_3 : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως.

Αριθμός ορόφων κτιρίων	1	2	3	5	≥ 10
C_0	1.0	1.2	1.3	1.4	1.5

Πίνακας 2.12 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C_0

	$T \geq T_c^*$	$T < T_c$
C_1	1.0	$[1+(R-1)T_c/T]/R^{*2}$

* T_c η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης

² $R = V_e/V_y$ ή $R = C_m (\Phi_e/g)/(V_y/W)$ όπου $C_m = 0.9$ για πλαίσια με τρεις και άνω ορόφους, 0.8 για κτίρια με τοιχώματα Ο/Σ με τρεις ή παραπάνω ορόφους και 1 στις λοιπές περιπτώσεις.
 $V_y/W = 0.15$ για κτίρια με μικτό σύστημα και 0.1 για αμιγώς πλαίσιακό σύστημα.

Πίνακας 2.13 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C_1

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T \leq 0.1s$		$T \geq T_c$	
	Φορέας τύπου 1*	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
C_2				
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

*Οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας προ του 1985 ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασης τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2, εναλλακτικά θεωρούνται φορείς τύπου 2.

Πίνακας 2.14 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C_2

	$\theta < 0.1^*$	$\theta \geq 0.1$
C_3	1.0	$1+5(\theta-0.1)/T$

*Για συνήθη κτίρια από ΟΣ και τοιχοποιία όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας

Πίνακας 2.15 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C_3

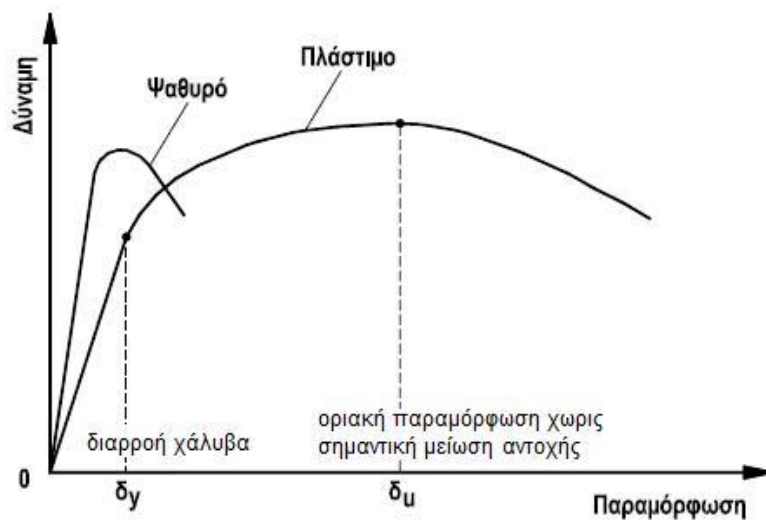
Εναλλακτικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί και η διαδικασία του ΕΚ8-1, Παράρτημα Β.

Αφού προσδιοριστεί η στοχευμένη μετακίνηση δ_t της κορυφής του κτιρίου συγκρίνεται η σεισμική απαίτηση σε όρους στροφής χορδής στην αστοχία θ_u που εφαρμόζεται λόγω της παραμόρφωσης των στοιχείων για την δεδομένη δ_t της κορυφής του κτιρίου, με την αντίστοιχη διαθέσιμη στρόφη χορδής στην αστοχία θ_u (η ανίσωση ασφαλείας σε όρους παραμορφώσεων για τα πλάσιμα στοιχεία και σε όρους δυνάμεων για τα ψαθυρά).

2.14 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ

Η κατασκευή επιτρέπεται να λειτουργεί σε κατάσταση αστοχίας και η σεισμική φόρτιση είναι επιβαλλόμενη παραμόρφωση και όχι επιβαλλόμενη φόρτιση. Για αυτό στο σχεδιασμό των φορέων υπεισέρχονται και παραμορφωσιακά μεγέθη του φορέα σε κατάσταση αστοχίας, η πλαστιμότητα.

Ένα υλικό είναι πλάστιμο όταν μπορεί να αντέξει μεγάλες παραμορφώσεις κατά τη φόρτισή του. Για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, πλαστιμότητα είναι η ικανότητα τους να παραμορφώνονται πέραν του ορίου διαρροής, δηλαδή να έχουν μεγάλες σχετικά παραμορφώσεις, χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής τους. Ένα ψαθυρό υλικό ή μια ψαθυρή κατασκευή αστοχούν απότομα (χωρίς προειδοποίηση της επικείμενης αστοχίας) μόλις αναλάβουν το μέγιστο φορτίο τους. Επομένως υπάρχει αυξημένος κίνδυνος απώλειας ζωής κατά την κατάρρευση ψαθυρών κατασκευών.



Σχήμα 2.7 Τυπικά διαγράμματα δύναμης – παραμόρφωσης μελών με πλάστιμη ή ψαθυρή συμπεριφορά

Για το πλάστιμο μέλος που δίνεται στο παραπάνω σχήμα, δ_γ είναι η παραμόρφωση διαρροής που αντιστοιχεί στη διαρροή του χάλυβα και δ_u είναι η οριακή παραμόρφωση που αναπτύσσεται χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής. Η δύναμη μπορεί να είναι φορτίο, ροπή ή τάση, ενώ η παραμόρφωση μπορεί να είναι επιμήκυνση, καμπυλότητα, βέλος ή στροφή.

Ο πιο συνήθης τρόπος ορισμού/μέτρησης της πλαστιμότητας είναι ο «δείκτης πλαστιμότητας» μ . Ορίζεται ως $\mu = \delta_u/\delta_\gamma$ (δείκτης πλαστιμότητας μετακινήσεων), ή σε κάποια άλλη μορφή του φ_u/φ_γ , θ_u/θ_γ (δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων). Ο παραπάνω ορισμός εν γένει αναφέρεται σε μονοτονική φόρτιση μέχρι αστοχίας. Κύκλοι φορτίσεως και ταχύτητα φορτίσεως, αν και επηρεάζουν την πλαστιμότητα, δεν λαμβάνονται συνήθως υπόψη στους ορισμούς. Η πλαστιμότητα μπορεί να αναφέρεται είτε σε όλη την κατασκευή ή μόνο σε τμήμα της.

Η σπουδαιότητα της πλαστιμότητας σε μια κατασκευή σε σεισμική περιοχή είναι προφανής από την στιγμή που αυτή είναι απαραίτητη για την ασφαλή ανελαστική απόκριση της κατασκευής. Με βάση την τρέχουσα φιλοσοφία του ΕΑΚ (2000), ένας πλάστιμος φορέας είναι ένας φορέας που επιτρέπεται να έχει μειωμένη αντοχή, έχει αυξημένη όμως ικανότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας μέσω μετελαστικών παραμορφώσεων σε ελεγχόμενα σημεία – κρίσιμες περιοχές. Υπό αυτή την προϋπόθεση επιτρέπεται μείωση του μεγίστου σεισμικού φορτίου, βάσει του συντελεστή συμπεριφοράς q , αλλά με την συνακόλουθη υποχρέωση να τηρηθούν μια σειρά ελέγχων και κατασκευαστικών διατάξεων, όπως, π.χ. ικανοτικοί έναντι διάτμησης, ικανοτικοί έλεγχοι κόμβων και περιορισμοί των ρ_{min} , V_d

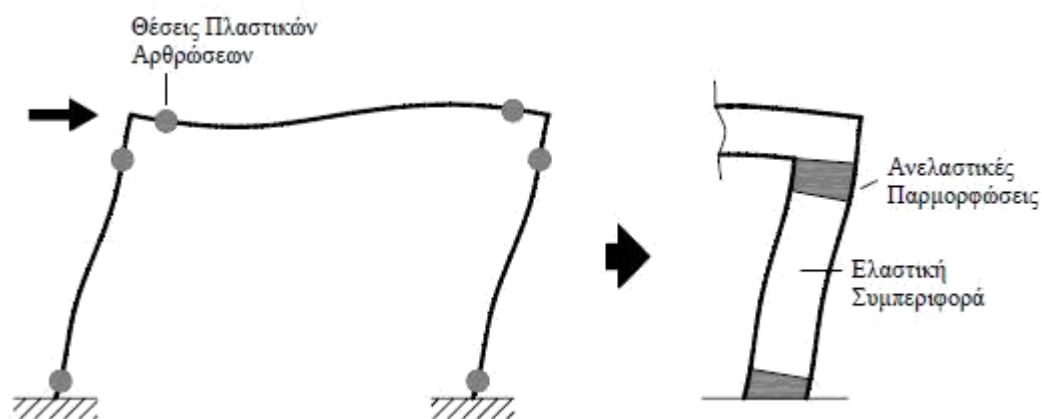
2.15 ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΡΘΡΩΣΗ

Η συμπεριφορά μιας κατασκευής που αποκρίνεται ελαστικά σε μία εξωτερική δράση περιγράφεται με ακρίβεια από την ελαστική θεωρία. Συνεπώς, είναι δυνατή η κατασκευή λεπτομερών μαθηματικών προσομοιωμάτων, βάσει των οποίων προβλέπεται η συμπεριφορά κατασκευών, με την προϋπόθεση βέβαια ότι θα παραμείνουν ελαστικές. Είναι γνωστό ότι οι νέες κατασκευές δεν αναμένεται να συμπεριφερθούν ελαστικά, ιδιαίτερα για σεισμικές φορτίσεις αντίστοιχες με τον ισχυρό σεισμό βάσει του οποίου γίνεται ο σχεδιασμός τους. Αντίθετα, αποτέλεσμα της απόκρισης και προϋπόθεση κατά τον σχεδιασμό είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλουν στην «κατανάλωση» της ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή μέσω της σεισμικής διέγερσης. Αντίστοιχα, είναι σκόπιμο και στην αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων πριν ή μετά την επέμβαση να λαμβάνεται υπόψη η δυνατότητα του υπό μελέτη κτιρίου να «καταναλώνει» ενέργεια μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών, ώστε να προκύψουν ακριβέστερα συμπεράσματα για την ικανότητά του.

Όσον αφορά τις ελαστικές μεθόδους, η ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη έμμεσα μέσω της υιοθέτησης του δείκτη συμπεριφοράς q . Στις ανελαστικές αναλύσεις απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους. Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Η εμφάνιση των διαρροών συνδέεται με την αντοχή των μελών και την σχέση της με την αντίστοιχη ένταση σε διάφορες θέσεις κατά μήκος του μέλους. Προφανώς, δεδομένου ότι η κατανομή των εντατικών μεγεθών κατά μήκος των δοκών και υποστυλωμάτων ενός κτιρίου που καταπονείται από τα κατακόρυφα φορτία του και τη δράση του σεισμού είναι γνωστή, είναι δυνατόν να εντοπιστούν οι θέσεις όπου αναμένεται να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στα άκρα (παρειές) των δοκών και στην κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. Μάλιστα, αρχικά ένα μέλος μπορεί να θεωρηθεί ότι διαρρέει στην ακραία διατομή του, όταν η μέγιστη τιμή της έντασης στο συγκεκριμένο σημείο

ξεπεράσει την αντίστοιχη αντοχή. Στη συνέχεια, περαιτέρω αύξηση της έντασης οδηγεί σε υπέρβαση της αντοχής σε μεγαλύτερο τμήμα της ακραίας περιοχής του μέλους, όπου επεκτείνεται η ανάπτυξη των ανελαστικών παραμορφώσεων. Η λογική που παρουσιάστηκε αποτυπώνεται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη *κρίσιμων περιοχών* σε δοκούς και υποστυλώματα, οι οποίες εκτείνονται σε συγκεκριμένες αποστάσεις από τα άκρα (παρειές) των μελών και για τις οποίες λαμβάνονται αυξημένα μέτρα, ώστε να αντιμετωπιστούν οι αντίστοιχα αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης τους σε ακραίες περιπτώσεις σεισμικής έντασης (πύκνωση συνδετήρων).

Συνεπώς, ένα μέλος μιας συνήθους κατασκευής που υποβάλλεται σε σεισμική φόρτιση αναμένεται να αναπτύξει ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους κοντά στα άκρα του. Πέραν των περιοχών αυτών η συμπεριφορά του μέλους εξακολουθεί να είναι ελαστική, οπότε περιγράφεται από τις αρχές της αντίστοιχης θεωρίας. Οι πεπερασμένου μήκους περιοχές στα άκρα ενός μέλους στα οποία αναπτύσσονται ανελαστικές παραμορφώσεις καλούνται πλαστικές αρθρώσεις, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 2.8 Θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων σε μέλη απλής κατασκευής υπό σεισμική ένταση

Στη λογική των πλαστικών αρθρώσεων βασίζεται η ανάπτυξη των προσομοιωμάτων συμπεριφοράς μελών τα οποία έχουν συμπεριληφθεί στα Κανονιστικά Σχέδια για την αποτίμηση και τις επεμβάσεις σε υφιστάμενα κτίρια. Δεδομένου ότι θεωρητικά οι ανελαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται σε μικρού μήκους περιοχές στα άκρα των δομικών στοιχείων, για τις ανάγκες της ανάλυσης απαιτείται ο εντοπισμός αυτών των

περιοχών στο μαθηματικό προσομοίωμα του κτιρίου και η περιγραφή της συμπεριφοράς τους.

Για τις ανάγκες της προσομοίωσης τελικώς υιοθετείται ένα πολυγραμμικό διάγραμμα, με αρχικό ελαστικό κλάδο που εκτείνεται για μέλη σκυροδέματος μέχρι τη θεωρητική διαρροή της κρίσιμης διατομής και στη συνέχεια έναν ευθύγραμμο κλάδο που εκφράζει την ανελαστική απόκριση και εκτείνεται μέχρι τη θεωρητική αστοχία του μέλους, η οποία αντιστοιχεί σε απότομη πτώση της φέρουσας ικανότητας περίπου στο 20% της αρχικής.

Τα προσομοιώματα συμπεριφοράς που έχουν αναπτυχθεί παρέχουν εκφράσεις που καθιστούν δυνατό τον υπολογισμό των ζευγών έντασης – παραμόρφωσης που απαιτούνται για την κατασκευή των ανωτέρω διαγραμμάτων. Ειδικά για καμπτόμενα μέλη ιδιαίτερα διαδεδομένη είναι η περιγραφή της συμπεριφοράς σε όρους ροπών M – καμπυλοτήτων $(1/r)$, καθώς με γνωστούς τους νόμους σ - ϵ των υλικών είναι σχετικά απλή η κατασκευή του διαγράμματος M - $(1/r)$ μέχρι την αστοχία και για σταθερή τιμή της αξονικής δύναμης. Ωστόσο σε μέλη οπλισμένου σκυροδέματος η καμπυλότητα χάνει το φυσικό της νόημα μετά τη ρηγμάτωση, λόγω της διακριτής φύσης της ρηγμάτωσης και του γεγονότος ότι ο λυγισμός των ράβδων και η θλιπτική αστοχία του απερίσφικτου ή του περισφιγμένου σκυροδέματος συμβαίνουν σ' ένα πεπερασμένο μήκος του μέλους. Επιπλέον, είναι σκόπιμο στις τιμές της παραμόρφωσης να λαμβάνεται υπόψη η συνύπαρξη καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, αλλά και φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού. Για το σκοπό αυτό, στα σύγχρονα προσομοιώματα συμπεριφοράς στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιούνται μεγέθη όπως η γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης θ_{pl} και η γωνία στροφής χορδής, τα οποία καλύπτουν τις ανωτέρω απαιτήσεις.

2.16 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΠΩΝ-ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΩΝ (ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

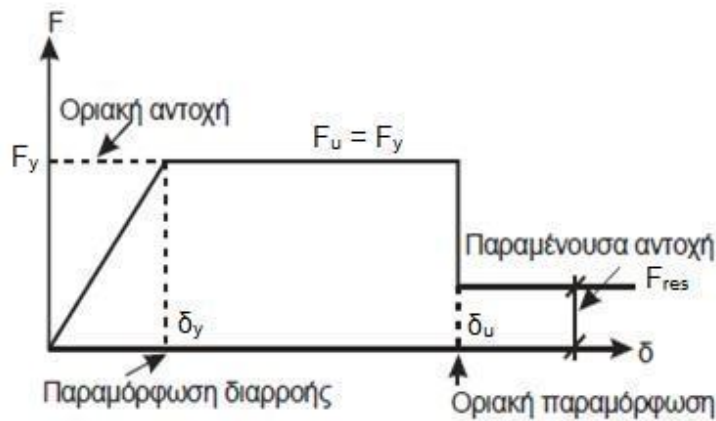
Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.1) η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου περιγράφεται από την περιβάλλουσα των εξασθενημένων αποκρίσεων F , μετά από τη πλήρως ανακυκλιζόμενη επιβαλλόμενη παραμόρφωση $\pm\delta$, μέχρι και την απώλεια της ικανότητας του δομικού

στοιχείου, της κρίσιμης περιοχής ή της σύνδεσης να φέρει τα φορτία βαρύτητας.

Η απώλεια της φέρουσας ικανότητας ή αντίστασης έναντι κατακόρυφων φορτίων σηματοδοτεί το τελικό στάδιο της αστοχίας του στοιχείου. Αυτή συμβαίνει σε τιμές της παραμόρφωσης δ πολύ πέραν από αυτές που προκαλούν απώλεια ή ουσιαστική μείωση της αντίστασης του στοιχείου έναντι της σεισμικής έντασης.

Συνήθως λαμβάνονται υπόψη τρεις πλήρεις ανακυκλίσεις σε κάθε επιβαλλόμενη παραμόρφωση δ . Οι απλοί κανόνες για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με ψευδ-ελαστικές μεθόδους προϋποθέτουν δι-γραμμική περιβάλλουσα καμπύλη συνολικών δυνάμεων-μετακινήσεων F - δ του δομήματος με τον οιονεί ελαστικό κλάδο να φθάνει μέχρι τη διαρροή.

Συνεπώς, η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης F - δ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος είναι γενικώς επαρκής για τις ανάγκες του σχεδιασμού. Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη συμβατική (ή ενεργό) «διαρροή» του στοιχείου, ενώ ακολούθως, η καμπύλη λαμβάνεται οριζόντια μέχρι την παραμόρφωση αστοχίας δεδομένου αξιόπιστης πλαστιμότητας των κρίσιμων περιοχών. Ως παραμόρφωση αστοχίας δ_u ορίζεται η τιμή που αντιστοιχεί σε απόκριση F μειωμένη κατά 20% έναντι της μέγιστης καθώς εξ ορισμού «αστοχία» μπορεί να θεωρηθεί μια απότομη μείωση της αντίστασης ίσης περίπου στο 20% της μέγιστης τιμής της F . Μετά την παραμόρφωση αστοχίας μειώνεται σημαντικά η απόκριση του στοιχείου σε ένταση λόγω σεισμικής δράσης υπό αυξανόμενη παραμόρφωση δ , αλλά συνήθως δεν μηδενίζεται. Η απόκριση αυτή που ονομάζεται απομένουσα αντίσταση F_{res} μπορεί να θεωρηθεί περίπου σταθερή μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας. Η τιμή της απομένουσας αντίστασης ενδιαφέρει μόνον για λόγους προσομοίωσης της ανελαστικής απόκρισης πλάστιμων στοιχείων.



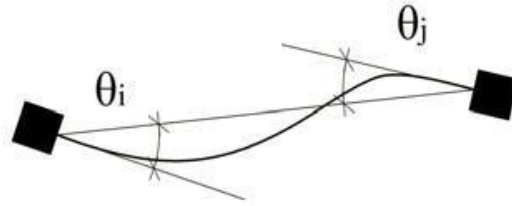
Σχήμα 2.9 Ιδεατή καμπύλη εντατικού μεγέθους « F » συναρτήσεως της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης « δ »

Όταν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα ($1/r$) ενώ όταν καθοριστική είναι η διάτμηση κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η γωνιακή παραμόρφωση γ . Συγκεκριμένα, στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου. Γι' αυτό η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης οπλισμού

2.17 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ Μ-Θ ΤΩΝ ΚΡΙΣΙΜΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής διαρροής, θ_y

Η ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς επιβάλλει να λαμβάνεται υπόψη η καμπτοδιατμητική φύση του φαινομένου, δηλαδή η συνύπαρξη καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.2). Στον κανονισμό επεμβάσεων, ως παραμόρφωση στη θεωρητική καμπύλη συμπεριφοράς των μελών χρησιμοποιείται η τιμή της γωνίας στροφής χορδής, δηλαδή της γωνίας μεταξύ της χορδής που συνδέει τα δύο άκρα με την εφαπτομένη στην υπόψη θέση του μέλους στην παραμορφωμένη κατάσταση.



Σχήμα 2.10 Γωνία στροφής χορδής

Αρχικά, για τον προσδιορισμό της στροφής διαρροής, θ_y , απαιτείται ο υπολογισμός της αντίστοιχης καμπυλότητας διαρροής $(1/r)_y$, η οποία για διατομή οπλισμένου σκυροδέματος υπολογίζεται από τις παρακάτω σχέσεις του παραρτήματος 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Το παράρτημα ισχύει για ορθογωνικές διατομές καθώς και για διατομές Γ, Τ, Π στις οποίες η θλιβόμενη ζώνη έχει σταθερό πλάτος b).

Αν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, τότε:

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d}, \quad (\text{ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.1})$$

Αν η διαρροή οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος (για παραμόρφωση ακραίας θλιβόμενης ίνας πέραν του $\epsilon_c \approx 1.8 f_c/E_c$), τότε:

$$(1/r)_y = \frac{\epsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_c \xi_y d}, \quad (\text{ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.2})$$

Τελικά, λαμβάνεται η μικρότερη των τιμών $(1/r)_y$ από τις Εξ. (Α.1) και (Α.2).

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή, ξ_y , ανηγμένο στο στατικό ύψος d , είναι:

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{\frac{1}{2}} - \alpha A, \quad (\text{ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.3})$$

Όπου $\alpha = E_s/E_c$ και τα A, B προσδιορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις (Α.4) και (Α.5), εάν η διαρροή ελέγχεται από τον εφελκόμενο οπλισμό ή από το θλιβόμενο σκυρόδεμα αντίστοιχα:

I. Διαρροή λόγω χάλυβα:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b d f_y},$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b d f_y}. \quad (\text{Α.4})$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 a b d f_c},$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta'). \quad (\text{A.5})$$

όπου (στις παραπάνω εξισώσεις (A.4) και (A.5)):

ρ, ρ', ρ_v : Τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού αντίστοιχα (ανηγμένα στο bd).

N : Αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη, μηδενικό στην περίπτωση των δοκών).

$\delta' = d'/d$: όπου d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα και d το στατικό ύψος.

f_c : Η αντοχή του σκυροδέματος.

f_y : Η τάση διαρροής του χάλυβα.

E_s, E_c : Τα μέτρα ελαστικότητας χάλυβα και σκυροδέματος αντίστοιχα.

ξ_y : Το ύψος θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή ανηγμένο στο στατικό ύψος.

Η συμβολή της κάμψης στην παραμόρφωση διαρροής μπορεί να εκτιμηθεί με βάση την τιμή της καμπυλότητας διαρροής, $(1/r)_y$. Εάν οι παραμορφώσεις « δ » αναφέρονται στο σύνολο του μήκους $L_s = \alpha_s h$ στο άκρο δομικού στοιχείου (π.χ. όταν ως δ χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής θ), τότε στη φάση της καμπτικής διαρροής το τμήμα της θ_y που οφείλεται στην κάμψη, μπορεί να ληφθεί ίσο με $(1/r)_y (L_s + \alpha_v z)/3$, όπου ο όρος $\alpha_v z$ εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης σε αυτές. Στην τιμή αυτή της θ_y (λόγω κάμψης) χρειάζεται να προστεθεί η συμβολή των διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και η συμβολή της στροφής της ακραίας διατομής λόγω εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου. Η εξόλκευση του τμήματος των ράβδων πέραν της διατομής στήριξης είναι ανάλογη της μήκυνσης του χάλυβα στη διαρροή, και του μήκους που απαιτείται για την αγκύρωση των ράβδων.

Ο υπολογισμός της τιμής της γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή της κρίσιμης περιοχής ενός μέλους μπορεί να προσδιορίζεται με χρήση των ακόλουθων εκφράσεων (KAN.ΕΠΕ. §7.2.2):

- Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_S + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_S} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

- Για τοιχώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_S + \alpha_v z}{3} + 0,0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

όπου,

$(1/r)_y$: Η καμπυλότητα διαρροής.

L_S : Το μήκος διάτμησης (=M/V στην ακραία διατομή του στοιχείου), δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών.

α_v : Ο συντελεστής ισούται με 1 αν η τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, V_{R1} , υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, $V_{Mu} = M_y/L_S$, και με 0 αν είναι μεγαλύτερη ($V_{R1} > V_{Mu}$). Η τέμνουσα V_{R1} κατά Ευρωκώδικα.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

όπου,

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad d(mm), \quad \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02, \quad k_1 = 0,15,$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd}(Mpa).$$

f_y : Η τάση διαρροής του χάλυβα του εφελκυσμένου οπλισμού, σε MPa

f_c : Η αντοχή του σκυροδέματος, σε MPa

h : Το ύψος της διατομής

z : Ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων ($\approx 0,9d$).

d_b : Η μέση διάμετρος ράβδου του εφελκυσμένου οπλισμού.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, στις Εξ. (Σ.2), (Σ.3) ο 1ος όρος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2ος όρος τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_S , ενώ ο 3ος όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Υπολογισμός οριακής γωνίας στροφής χορδής $\theta_u - \theta_{pl}$

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§7.2.4.1), η διαθέσιμη οριακή γωνία στροφής χορδής, θ_u , στο άκρο δομικού στοιχείου πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη, υπέρ της ασφαλείας, όλες τις υπεισερχόμενες πηγές αβεβαιότητας. Είναι δυνατή η εμπειρική εκτίμηση της διαθέσιμης τιμής της γωνίας στροφής

χορδής στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος συναρτήσει των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους, με τη βοήθεια εμπειρικών σχέσεων ή πινάκων, καθώς και η χρήση συντηρητικών αναλυτικών μεθόδων αποδεκτών στη διεθνή βιβλιογραφία.

❖ **Γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία μελών κατασκευασμένα μετά το 1985:**

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για τη γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 αντιλήψεις για αντισεισμικές κατασκευές προτείνει την εξής σχέση:

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot 0,3^v \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,025} (a_s)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,25^{100 \rho_d}).$$

(§7.2.4.1 ΚΑΝΕΠΕ, Σ.8α)

Για τη μέση τιμή του πλάστιμου τμήματος της μέσης γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0145 \cdot 0,25^v \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,03} (f_c)^{0,2} (a_s)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,275^{100 \rho_d}).$$

(§7.2.4.1 ΚΑΝΕΠΕ, Σ.8β)

όπου:

a_s : Ο λόγος διάτμησης, $M/Vh = L_s/h$

ω', ω : Το μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος).

v : Η ανηγμένη αξονική δύναμη ως προς τις διαστάσεις της διατομής: $N/bhfc$ (bh = πλάτος θλιβόμενης ζώνης).

ρ_s : Το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης: $A_{sh}/b_w s_h$.

ρ_d : Το γεωμετρικό ποσοστό τυχόντος δισδιαγώνιου οπλισμού

f_{yw}, f_c : Οι αντοχές χάλυβα συνδετήρων και σκυροδέματος αντίστοιχα (σε MPa)

α: Ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης που λαμβάνεται ίσος με μηδέν όταν οι συνδετήρες δεν κλείνουν με άγκιστρο προς το εσωτερικό του σκυροδέματος ($\geq 135^\circ$ στις γωνίες και $\geq 90^\circ$ στο ενδιάμεσο των πλευρών).

Η τιμή της γωνίας πλαστικής στροφής κατά την αστοχία, θ_u , προκύπτει από το άθροισμα της γωνίας κατά τη διαρροή, θ_y και της μέσης πλαστικής γωνίας στροφής κατά την αστοχία, θ_{um}^{pl} , και αποτελεί τη τιμή που τοποθετείται στο διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων κατά την αστοχία.

$$\theta_u = \theta_{um}^{pl} + \theta_y$$

Για τοιχώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 αντιλήψεις για αντισεισμικές κατασκευές το 2ο μέλος της εξίσωσης (Σ.8α) χρειάζεται να πολλαπλασιαστεί επί 0.58.

❖ Γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία μελών κατασκευασμένα προ του 1985:

Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 και με χρήση λείων χαλύβων, το 2ο μέλος της Εξ. (Σ.8α) χρειάζεται να πολλαπλασιαστεί επί 0.95.

Υπολογισμός ροπής διαρροής M_y (Οριακή αντοχή M_u)

Για μέλη οπλισμένου σκυροδέματος το μέγεθος έντασης που επιλέγεται συνήθως είναι η ροπή M , η οποία μπορεί να είναι η μέγιστη ροπή που αντιστοιχεί στην καμπτική ή τη διατμητική αστοχία στις κρίσιμες περιοχές του στοιχείου. Δεδομένου ότι στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνεται η υιοθέτηση οριζόντιου μετελαστικού κλάδου στο πολυγραμμικό διάγραμμα έντασης – παραμόρφωσης που περιγράφει την συμπεριφορά των δομικών μελών, ουσιαστικά απαιτείται ο προσδιορισμός της τιμής της ροπής M_y που αντιστοιχεί στη θεωρητική διαρροή της κρίσιμης διατομής. Η ροπή διαρροής

M_y μπορεί να λαμβάνεται ίση με την οριακή αντοχή (για το οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως αυτή υπολογίζεται κατά τις διατάξεις του ΕΚΩΣ 2000), με χρήση όμως των μέσων τιμών της αντοχής των υλικών, αντί των τιμών σχεδιασμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ, παράγραφος 7.2.1).

Εναλλακτικά, στο Παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ παρέχεται για τον υπολογισμό της ροπής διαρροής ενός στοιχείου συναρτήσει της καμπυλότητας διαρροής $(1/r)_y$, η παρακάτω σχέση:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0,5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] \right\} \cdot 1 - \delta'ES2. \quad (\text{ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.6})$$

Στην περίπτωση των πλακοδοκών, η ροπή αστοχίας (ή διαρροής) για εφελκυσμό στην παρειά της πλάκας πρέπει θεωρητικά να υπολογίζεται προσμετρώντας και τους παράλληλους στη δοκό οπλισμούς της πλάκας οι οποίοι βρίσκονται μέσα στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος, και είναι επαρκώς αγκυρωμένοι πέραν της διατομής στήριξης της δοκού, ώστε να είναι ακριβέστερος ο υπολογισμός της καμπτικής αντοχής της κάθε διατομής. Σε διαφορετική περίπτωση είναι πιθανό στοιχεία με ψαθυρή συμπεριφορά να θεωρηθούν ως πλάστιμα ή να διαταραχθεί η πραγματική ιεραρχία αστοχιών σε κόμβους δοκών - υποστυλωμάτων. Το συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας σε κάθε πλευρά του κορμού μπορεί να ληφθεί ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού ή με το μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό, όποιο είναι μικρότερο.

Υπολογισμός διατμητικής αντοχής στοιχείου

Σύμφωνα με τη §7.1.2.6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. τα δομικά στοιχεία διακρίνονται σε πλάστιμα και ψαθυρά. Αν η διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας $\mu_\delta = \delta/\delta_y$ ενός δομικού στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής στοιχείου, ή μιας συνδέσεως στοιχείων ξεπερνά ένα ορισμένο όριο, η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως πλάστιμη. Διαφορετικά, η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως ψαθυρή. Η διάκριση αυτή είναι καθοριστικής σημασίας για τη διαδικασία αποτίμησης και ανασχεδιασμού, καθώς επηρεάζει τον προσδιορισμό των διαγραμμάτων Μ-θ ως προς τις τιμές τους (αφού στα ψαθυρά στοιχεία η αντοχή και η παραμόρφωση διαρροής λαμβάνονται μειωμένες) και τον έλεγχο

των κριτηρίων αποδοχής, καθώς στα ψαθυρά στοιχεία η ανίσωση ασφαλείας εκφράζεται σε όρους δυνάμεων, ενώ στα πλάστιμα σε όρους παραμορφώσεων.

Ένα δομικό στοιχείο από οπλισμένο σκυρόδεμα χαρακτηρίζεται ψαθυρό αν συντρέχει έστω μία από τις παρακάτω προϋποθέσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.1.2.6.α):

- Η τιμή του διαθέσιμου δείκτη πλαστιμότητας σχετικών μετακινήσεων, μ_δ ή μ_θ , ή δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων, $\mu_{1/r}$, είναι μικρότερη από την οριακή τιμή 2 ή 3 αντίστοιχα.
- Ο λόγος διάτμησης $\alpha_S = M/(Vh)$ του στοιχείου είναι μικρότερος του 2.
- Η διατμητική αστοχία προηγείται της καμπτικής. Για να διαπιστωθεί κάτι τέτοιο απαιτείται η σύγκριση της τέμνουσας δύναμης που αντιστοιχεί στην καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_S$ με την τέμνουσα αντοχής V_R και να ισχύει $V_{Mu} > V_R$.

Στα ψαθυρά δομικά στοιχεία η αντοχή και η παραμόρφωση διαρροής πολλαπλασιάζονται με το λόγο V_R/V_{Mu} , ενώ η πλαστική γωνία στροφής στο άκρο του στοιχείου μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής λαμβάνεται ίση με το 40% της αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή:

$$\theta_y = (V_R/V_{Mu})\theta_{γκάμψης}, \theta_{pl} = 0.4\theta_{γκάμψης}, M_y = (V_R/V_{Mu}) \cdot M_{γκάμψης}$$

Η τέμνουσα αντοχής V_R υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη το ενδεχόμενο εξασθένησής της λόγω ανακύκλισης των παραμορφώσεων. Η εξασθένηση αυτή οφείλεται στο συνδυασμό πολλών μηχανισμών, όπως (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4.2):

- Η λειοτρίβηση των επιφανειών των ρωγμών και η εξασθένηση του μηχανισμού αλληλοεμπλοκής αδρανών.
- Η διεύρυνση των ρωγμών με τη συσσώρευση ανελαστικών παραμορφώσεων (μήκυνσης) στους συνδετήρες και με τη μείωση των τάσεων συνάφειας κατά μήκος τους, λόγω της ανακύκλισης, και η επακόλουθη εξασθένηση του μηχανισμού αλληλοεμπλοκής αδρανών.
- Η εξασθένηση της δράσης βλήτρου (των διαμήκων οπλισμών) με την ανακύκλιση της έντασης.
- Η ανάπτυξη διαμπερών καμπτικών ρωγμών με την ανακύκλιση, και η

μείωση της αντοχής σε τέμνουσα της θλιβόμενης ζώνης.

Όταν δεν διατίθεται ένα ακριβέστερο προσομοίωμα, η εξασθένηση της αντοχής σε τέμνουσα επιτρέπεται να εκτιμάται με εμπειρικές μεθόδους όπως αυτές του Παραρτήματος 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σύμφωνα με το παράρτημα, η διατμητική αντοχή, V_R , ενός δομικού στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος (υποστυλώματος, δοκού, τοιχώματος) το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις μειώνεται ανάλογα με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος της απαιτούμενης γωνίας στροφής χορδής στη διατομή της μέγιστης ροπής. Αν το μέγεθος αυτό αναχθεί στο μέγεθος της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή στο ίδιο σημείο, προκύπτει $\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$. Το πλαστικό τμήμα του απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής, $\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$, ισούται με το λόγο του πλαστικού μέρους της μέγιστης τιμής της γωνίας στροφής χορδής (συνολική γωνία μείον γωνία στην διαρροή) προς την υπολογιζόμενη γωνία στροφής στην διαρροή, θ_y .

Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, μειώνεται με την τιμή του μ_{θ}^{pl} ως εξής (μονάδες MN και m):

$$V_R = \frac{h-x}{2L_S} \cdot \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl})\right) \cdot [0,16 \max(0,5; 100 \rho_{tot}) \cdot 1 - 0,16 \min(5; \alpha S A_c f_c + V w),$$

όπου:

h : Ύψος διατομής

x : Ύψος της θλιβόμενης ζώνης ($x = d \cdot \xi_y$)

ξ_y : Ύψος της θλιβόμενης ζώνης ανηγμένο στο στατικό ύψος d

N : Αξονικό φορτίο σε MN (θετικό για θλίψη-μηδενικό για εφελκυσμό)

a_s : Ο λόγος διάτμησης ($=L_S/h$)

L_S : Ο λόγος M/V στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών

A_c : Η επιφάνεια σκυροδέματος, ίση με $b_w \cdot d$ σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w και στατικό ύψος d

f_c : Η θλιπτική αντοχή σκυροδέματος σε MPa

ρ_{tot} : Το συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου,

θλιβόμενου και ενδιάμεσου)

V_w : Η συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή

- Για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w :

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw}, \quad (\text{KAN.ΕΠΕ. 7 - Γ.2.})$$

όπου:

ρ_w : Το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού

z : Ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσος με $d-d'$ σε υποστυλώματα, δοκούς και τοιχώματα διατομής T ή H, ή με $0.8h$ σε τοιχώματα ορθογωνικής διατομής)

f_{yw} : Η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού

- Για κυκλικές διατομές:

$$V_w = \frac{\pi A_{sw}}{2 s} f_{yw} (D - 2c), \quad (\text{KAN.ΕΠΕ. 7 - Γ.3})$$

Η διατμητική αντοχή, V_R , υποστυλώματος με λόγο διάτμησης $\alpha_s \leq 2,0$ δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου $V_{R,max}$, η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μετελαστικές παραμορφώσεις μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων, $\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1$, ως εξής (μονάδες MN και m):

$$V_{R,max} = \frac{4}{7} \cdot \left(1 - 0.02 \min(5; \mu_\theta^{pl})\right) \cdot \left(1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c}\right) \cdot (1 + 0.45(100 \rho_{tot})) \cdot \sqrt{\min(40; f_c)} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin 2\delta, \quad (\text{KAN.ΕΠΕ. 7 - Γ.5})$$

όπου: δ η γωνία της διαγωνίου του στοιχείου ως προς τον άξονά του ($\tan \delta = h/2L_s = 0,5/\alpha_s$).

3

ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ

3.1 ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (q=1)

Δεδομένου ότι ο φορέας του κτηρίου που μελετάται είναι ένα επίπεδο πλαίσιο, δεν έχει νόημα να ελεγχθεί η εφαρμογή των μεθόδων αποτίμησης. Συνεπώς παραλείπεται η προκαταρκτική ελαστική ανάλυση (q=1).

3.2 ΚΥΡΙΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

3.2.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ

Εφόσον η ελαστική ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q, το συνολικό οριζόντιο φορτίο (τέμνουσα βάση) σε μία διεύθυνση του κτηρίου θα υπολογίζεται με βάση την §2.3.1 του ΕΑΚ. με βάση το φάσμα σχεδιασμού οριζόντιων επιταχύνσεων του σεισμού που καθορίζεται από τις παρακάτω εξισώσεις :

$$R_d(T) = \begin{cases} \gamma_I \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} - 1 \right) \right] & \text{για } 0 \leq T < T_1 \\ \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} & \text{για } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{για } T_2 < T \end{cases}$$

όπου:

- Ιδιοπερίοδος της κατασκευής: ΚΤΗΡΙΟ 1: $T_x = 0,86sec$
ΚΤΗΡΙΟ 2: $T_x = 0,82sec$
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: Z2 $\rightarrow \alpha = 0,24 \rightarrow A = \alpha \cdot g = 0,24g$
- Κατηγορία εδάφους: B $\rightarrow T_1 = 0,15s$ και $T_2 = 0,50s$
- Κατηγορία σπουδαιότητας κτηρίου: Σ2 $\rightarrow \gamma_i = 1,00$
- Συντελεστής απόσβεσης: $\zeta = 5\% \rightarrow n = 1$
- Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης: $\beta_0 = 2,5$
- Συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης: $\theta = 1$

- Συντελεστής συμπεριφοράς: Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο, βάσει του πίνακα Σ 4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και θεωρώντας ευμενή παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων και μη ύπαρξη ουσιαστών βλαβών σε πρωτεύοντα στοιχεία έχουμε τους εξής δείκτες συμπεριφοράς για στάθμη επιτελεστικότητας Β (προστασία ζωής):
 - ❖ **Κτήριο 1** (έτος κατασκευής προ του 1985) → $q = 1,7$.
 - ❖ **Κτήριο 2** (έτος κατασκευής μεταξύ 1985 και 1995) → $q = 2,3$.

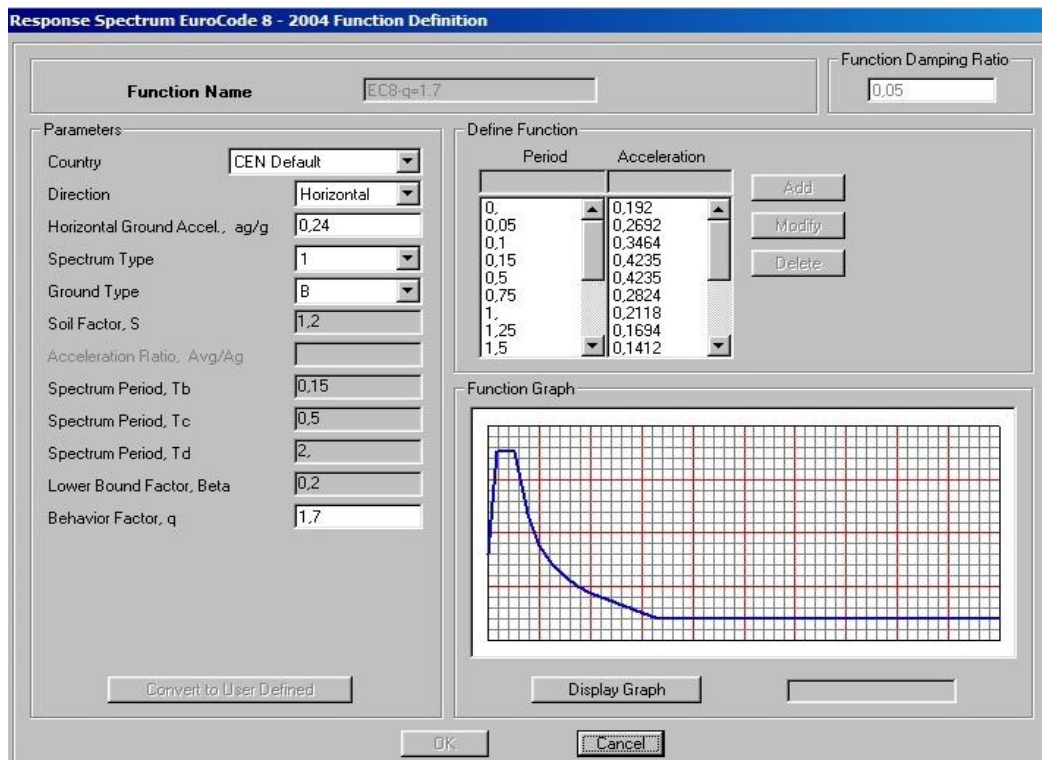
Παρατήρηση: Για τα κτήρια της περιόδου 1985-1995, οι τιμές του Πίνακα ισχύουν με την προϋπόθεση πως ο έλεγχος αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων γίνεται κατά την §9.3.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ (ικανοποίηση της συνθήκης $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$). Αυτή η συνθήκη δεν ικανοποιείται, παρότι έχει πραγματοποιηθεί ικανοτικός έλεγχος στο κτήριο 2, ωστόσο στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση του κτηρίου 2 για $q=2,3$.

Συνεπώς:

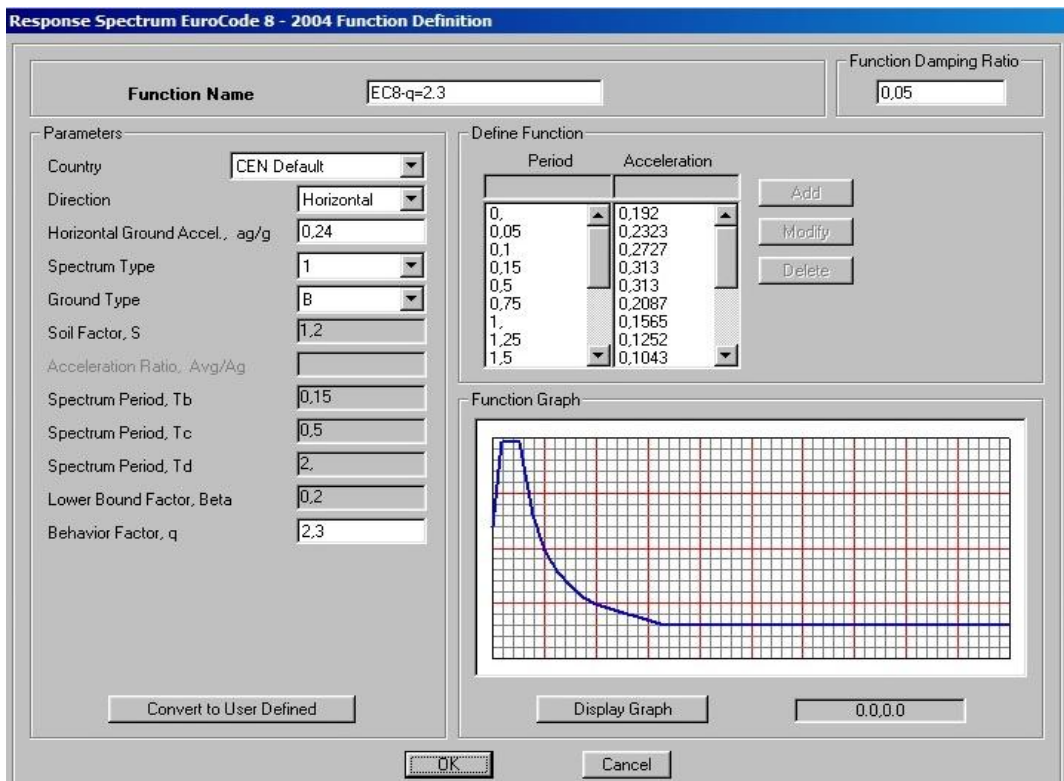
$$\text{Κτήριο 1: } R_d(T) = 2,412$$

$$\text{Κτήριο 2: } R_d(T) = 1,840$$

Τα φάσματα που καταχωρήθηκαν στο SAP φαίνονται στις παρακάτω εικόνες:



Σχήμα 3.1 Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιων επιταχύνσεων σεισμού για το κτήριο 1 ($q=1,7$)



Σχήμα 3.2 Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιων επιταχύνσεων σεισμού για το κτήριο 2 (q=2,3)

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.5.5.3) κατά την εφαρμογή της ελαστικής στατικής ανάλυσης η κατανομή των σεισμικών φορτίων της κατασκευής καθ' ύψος πραγματοποιείται σύμφωνα με τη σχέση 3.15 του ΕΑΚ («οιονεί» τριγωνική κατανομή):

$$F_i = (V_0 - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_j m_j \cdot z_j}$$

όπου z_i : η απόσταση της στάθμης i από τη βάση και $V_0 = R_d(T) \cdot \sum M$.

Βάσει όλων των παραπάνω, υπολογίστηκε η τέμνουσα βάσης, εφαρμόστηκε στα κέντρα βάρους των διαφραγμάτων και των δύο κτηρίων και η κατανομή της παρουσιάζεται πινακοποιημένη ακολούθως:

q=1,7 ή 2,3					
Στάθμη	Μάζα m_i (t)	Ύψος z_i (m)	$m_i \cdot z_i$	F_i (kN) (κτήριο 1)	F_i (kN) (κτήριο 2)
1	29,605	3,5	103,62	28,56	21,79
2	29,605	7,0	207,23	57,12	43,58
3	29,605	10,5	310,85	85,68	65,37
4	29,605	14,0	414,47	114,25	87,17
Σύνολο	118,42		1036,18	285,61	217,92

Πίνακας 3.1 Κατανομή των σεισμικών φορτίων

Η διαστασιολόγηση και η εξαγωγή των λόγων ανεπάρκειας λ , πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια υπολογιστικών φύλλων excel. Οι έλεγχοι γίνονται με τον δυσμενέστερο απο τους παρακάτω συνδυασμούς φόρτισης:

- $g + 0,3 \cdot q \pm E_x \pm 0,3 \cdot E_y$
- $g + 0,3 \cdot q \pm E_y \pm 0,3 \cdot E_x$

Δεδομένου όμως ότι το πλαίσιο της εργασίας είναι επίπεδο δε μελετάται καθόλου ο σεισμός κατά y , συνεπώς οι έλεγχοι τελικά γίνονται με τον δυσμενέστερο απο τους παρακάτω συνδυασμούς φόρτισης:

- $g + 0,3 \cdot q \pm E_x$

Τέλος, σημειώνεται ότι κατά την ανάλυση του φορέα οι προβλεπόμενοι έλεγχοι γίνονται θεωρώντας τις μέσες τιμές των υλικών διαιρεμένες με τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας. Οι συντελεστές ασφαλείας λαμβάνονται $\gamma_s = \gamma_c = 1$, καθώς οι αντοχές του σκυροδέματος και του χάλυβα των κτηρίων προκύπτουν θεωρητικά και όχι από μετρήσεις και δειγματοληψίες στο κτήριο επιτόπου.

Επομένως οι τιμές που χρησιμοποιούνται είναι:

- **Κτήριο 1:**
B160: $f_c = 12\text{MPa}$
StI: $f_s = 220\text{MPa}$
- **Κτήριο 2:**
B225: $f_c = 18\text{MPa}$
StIII: $f_s = 400\text{MPa}$

3.2.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΥΡΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (κτήριο 1 → $q = 1,7$)

Από την ανάλυση που πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος SAP καθώς και με τη βοήθεια υπολογιστικών φύλλων excel, προέκυψαν οι λόγοι ανεπάρκειας λ για όλα τα δομικά στοιχεία με χρήση του καθολικού δείκτη $q = 1,7$. Ακολουθεί ένα αναλυτικό παράδειγμα υπολογισμού του δείκτη ανεπάρκειας μίας εκ των δοκών, ενώ στη συνέχεια παρουσιάζονται συγκεντρωτικά όλα τα αποτελέσματα καθώς και χαρακτηριστικές εικόνες από την εφαρμογή της ελαστικής στατικής μεθόδου στον φορέα.

3.2.2.1 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΔΕΙΚΤΩΝ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ 1 (ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΑΝΟΙΓΜΑ 4m) ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ 1

1. Υπολογισμός ροπών M_{Sd} από τη στατική επίλυση του προσομοιώματος στο SAP.

Εφαρμόζουμε αρχικά στον φορέα τον πρώτο συνδυασμό φορτίων $g+0,3\cdot q+Ex$ που στο πρόγραμμα ορίστηκε ως load combination με ονομασία «Συνδυασμός $q=1,7$ για $+Ex$ », όπως φαίνεται παρακάτω:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Dead	Linear Static	1.
Dead	Linear Static	1.
Gravity	Linear Static	1.
kinito	Linear Static	0,3
Seismos q=1.7	Linear Static	1.

Σχήμα 3.3 Πρώτος συνδυασμός στατικών φορτίων

Στη συνέχεια εφαρμόζουμε στον φορέα τον δεύτερο συνδυασμό φορτίων $g+0,3\cdot q-Ex$ που στο πρόγραμμα ορίστηκε ως load

combination με ονομασία «Συνδυασμός q=1,7 για -Ex», όπως φαίνεται παρακάτω:

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. The 'Load Combination Name' is 'Συνδυασμός q=1.7 με -Ex'. The 'Load Combination Type' is 'Linear Add'. The 'Options' section includes 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' section contains a table with the following data:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Dead	Linear Static	1.
Dead	Linear Static	1.
Gravity	Linear Static	1.
kinito	Linear Static	0,3
Seismos q=1.7	Linear Static	-1.

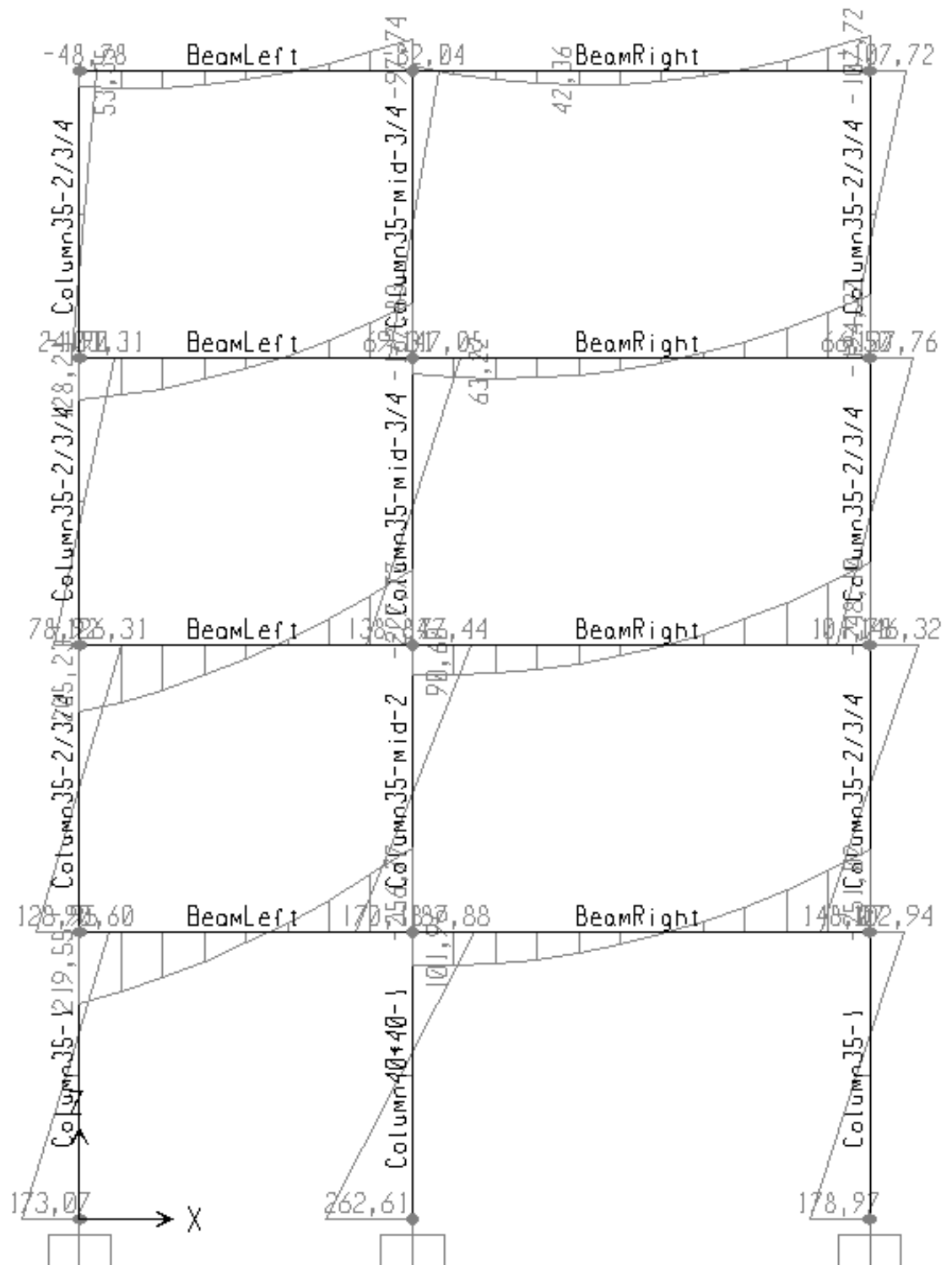
Buttons for 'Add', 'Modify', and 'Delete' are visible to the right of the table. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Σχήμα 3.4 Δεύτερος συνδυασμός στατικών φορτίων

όπου,

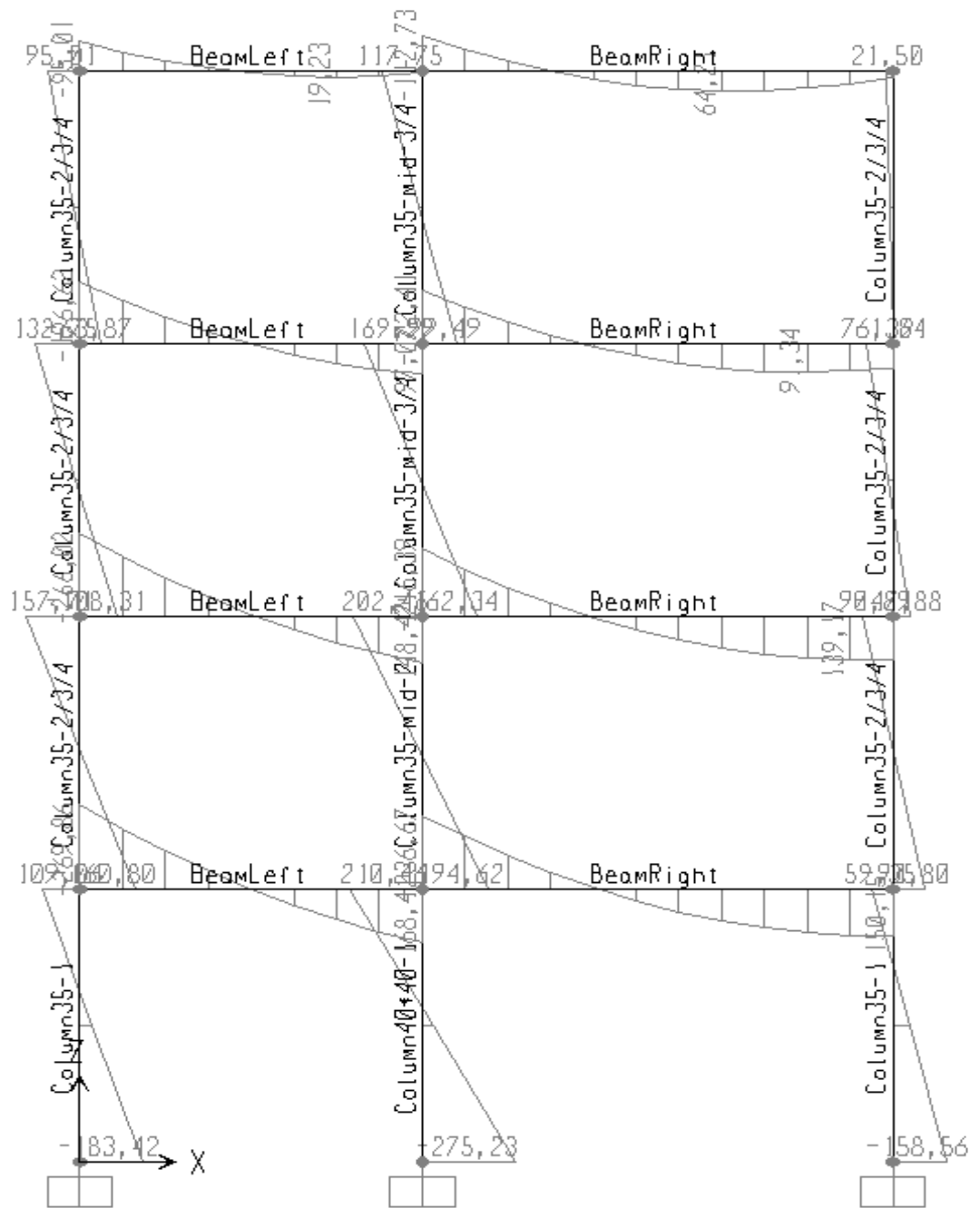
- Dead: τα μόνιμα φορτία της δοκού (20kN/m) με συντελεστή 1
- Gravity: τα ίδια βάρη της δοκού με συντελεστή 1
- Kinito: τα κινητά φορτία της δοκού (5kN/m) με συντελεστή 0,3
- Seismos q=1,7: τα σεισμικά φορτία με συντελεστή +1 και -1 αντίστοιχα.

Τα διαγράμματα ροπών του φορέα για σεισμό κατά $E_{x \rightarrow}$, όπως υπολογίστηκαν μέσω του SAP φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 3.5 Διαγράμματα ροπών πρώτου συνδυασμού στατικών φορτίων

Τα διαγράμματα ροπών του φορέα για σεισμό κατά $E_{x\leftarrow}$, όπως υπολογίστηκαν μέσω του SAP φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 3.6 Διαγράμματα ροπών δεύτερου συνδυασμού στατικών φορτίων

Συνεπώς, για τη δοκό 1 της στάθμης έχουμε:

- Αριστερά: $M_{sd-} = -269,86$ και $M_{sd+} = 219,55$ kN.
- Δεξιά: $M_{sd-} = -256,77$ kN και $M_{sd+} = 168,41$ kN.

2. Υπολογισμός ροπών διαρροής M_y .

Με βάση τα όσα αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 2, η ροπή M_y προκύπτει από τον μαθηματικό τύπο:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0,5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \rho\nu(1 - \delta') - \delta'ES \right] \right\}$$

Ο υπολογισμός της καμπυλότητας διαρροής ισούται με:

$$(1/r)_y = \min \left\{ \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d}, \frac{1,8f_c}{E_c \xi_y d} \right\}$$

$$\text{όπου, } \xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{\frac{1}{2}} - \alpha A$$

όπου, $\alpha = E_s/E_c = \frac{200000}{25800} = 7,75$ και τα A, B προσδιορίζονται ως εξής:

I. Διαρροή λόγω χάλυβα:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y},$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}.$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\epsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1,8\alpha b d f_c},$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta'),$$

$$\text{όπου, } \delta' = d'/d = 30/570 = 0.05263158.$$

Οι οπλισμοί της δοκού είναι οι εξής:

Αριστερά πάνω	2Φ12 + 2Φ8	$A_{s,top} = 327\text{mm}^2$
Αριστερά κάτω	2Φ10	$A_{s,bot} = 157\text{mm}^2$
Δεξιά πάνω	2Φ12 + 4Φ14 + 4Φ12 + 2Φ8	$A_{s,top} = 1395\text{mm}^2$
Δεξιά κάτω	2Φ10 + 4Φ12	$A_{s,bot} = 609\text{mm}^2$

Πίνακας 3.2 Οπλισμοί άκρων αριστερής δοκού κτηρίου 1.

– Για το αριστερό άκρο της δοκού και ροπή M^- :

$$\rho = \frac{A_{s,top}}{b_w d} = \frac{327}{250 \cdot 570} = 0.00229474,$$

$$\rho' = \frac{A_{s,bot}}{b_w d} = \frac{157}{250 \cdot 570} = 0.00110175,$$

▪ Διαρροή λόγω χάλυβα:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y} = 0.00229474 + 0.00110175 = 0.00339649.$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0.5\rho_v(1 + \delta') = 0.00229474 + 0.00110175 \cdot 0.05263158 = 0.00235273.$$

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{\frac{1}{2}} - \alpha A = (7.75^2 \cdot 0.00339649^2 + 2 \cdot 7.75 \cdot 0.00235273)^{0.5} - 7.75 \cdot 0.00339649 = 0.16646.$$

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_S(1-\xi_y)d} = \frac{220}{200000(1-0.16646)0.57} = 0.0023152.$$

- Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:
A, B και ξ_y είναι ίδια με πριν καθώς $\rho_v = 0$ και $N \approx 0$.

$$(1/r)_y = \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d} = \frac{1.8 \cdot 12}{25800 \cdot 0.16646 \cdot 0.57} = 0.0088234.$$

Συνεπώς, το κρίσιμο υλικό είναι ο χάλυβας. Άρα:

$$(1/r)_y = 0,0023152,$$

$$\xi_y = 0,16646,$$

$$M_y = b \cdot d^3 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3}\right) + [(1 - \xi_y)\rho + \xi_y - \delta'\rho' + \rho_v(1 - \delta') - \delta'ES] \right\}$$

$$= 0.25 \cdot 0.573 \cdot 0.0023152 \cdot 258000 \cdot \left\{ 0.16646^2 \cdot \left(0.5(1 + 0.05263158) - \frac{0.16646}{3}\right) + \left[(1 - 0.16646) \cdot 0.0023152 + 0.16646 - 30570 \cdot 0.0023152 + 0.16646 \cdot 0.0023152 + 0.16646 - 30570 \cdot 0.0023152 + 0.16646 - 30570 \cdot 0.0023152 \right] \right\} = 38.74 \text{ kNm} \rightarrow \mathbf{M_y = 38.74 \text{ kNm}}$$

- Για το αριστερό άκρο της δοκού και ροπή M^+ :

$$\rho = \frac{A_{s,bot}}{b_f d} = \frac{157}{1810 \cdot 570} = 0.0001522,$$

$$\rho' = \frac{A_{s,top}}{b_f d} = \frac{327}{1810 \cdot 570} = 0.000317,$$

- Διαρροή λόγω χάλυβα:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y} = 0.0001522 + 0.000317 = 0.0004692.$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0.5\rho_v(1 + \delta') = 0.0001522 + 0.000317 \cdot 0.05263158 = 0.00016888.$$

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{\frac{1}{2}} - \alpha A = (7.75^2 \cdot 0.0004692^2 + 2 \cdot 7.75 \cdot 0.00016888)^{0.5} - 7.75 \cdot 0.0004692 = 0.04766.$$

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_S(1-\xi_y)d} = \frac{220}{200000(1-0.04766)0.57} = 0.0020264.$$

- Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

A, B και ξ_y είναι ίδια με πριν καθώς $\rho_v = 0$ και $N \approx 0$.

$$(1/r)_y = \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d} = \frac{1.8 \cdot 12}{25800 \cdot 0.04766 \cdot 0.57} = 0,030819.$$

Συνεπώς, το κρίσιμο υλικό είναι ο χάλυβας. Συνεπώς:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \mathbf{0,0020264},$$

$$\xi_y = \mathbf{0,04766},$$

$$M_y = b \cdot d^3 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0,5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + [(1 - \xi_y)\rho + \right.$$

$$\xi_y - \delta' \rho' + \rho_v \left. \left(1 - \delta' \right) \right\} = 0,25 \cdot 0,573 \cdot 0,0020264 \cdot 258000 \cdot 0,04766220$$

$$,51 + 30570 - 0,047663 + 1 - 0,04766 \cdot 0,0001522 + 0,04766 - 30570 \cdot 0,00$$

$$0317 \cdot 1 - 305702000002 = 19,38 \text{ kNm} \rightarrow \mathbf{M_y = 19,38 \text{ kNm}}.$$

– Για το δεξί άκρο της δοκού και ροπή M^- :

$$\rho = \frac{A_{s,top}}{b_w d} = \frac{1395}{250 \cdot 570} = 0.00978947,$$

$$\rho' = \frac{A_{s,bot}}{b_w d} = \frac{609}{250 \cdot 570} = 0.00427368,$$

▪ Διαρροή λόγω χάλυβα:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b d f_y} = 0.00978947 + 0.00427368 =$$

$$0,01406315.$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta') = 0.00978947 + 0.00427368 \cdot$$

$$0.05263158 = 0.0100144.$$

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{\frac{1}{2}} - \alpha A = (7,75^2 \cdot 0,01406315^2 + 2 \cdot 7,75 \cdot$$

$$0,0100144)^{0,5} - 7,75 \cdot 0,01406315 = 0,29982.$$

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_y) d} = \frac{220}{200000 (1 - 0,29982) \cdot 0,57} = 0,002756.$$

▪ Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

A, B και ξ_y είναι ίδια με πριν καθώς $\rho_v = 0$ και $N \approx 0$.

$$(1/r)_y = \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d} = \frac{1.8 \cdot 12}{25800 \cdot 0.29982 \cdot 0.57} = 0,004899.$$

Συνεπώς, το κρίσιμο υλικό είναι ο χάλυβας. Άρα:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \mathbf{0,002756},$$

$$\xi_y = \mathbf{0,29982},$$

$$M_y = b \cdot d^3 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0,5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + [(1 - \xi_y)\rho + \right.$$

$$\begin{aligned}
& (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta')] \cdot (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \} = 0,25 \cdot 0,57^3 \cdot 0,002756 \cdot \\
& \left\{ 25800 \frac{0,29982^2}{2} \left(0,5 \left(1 + \frac{30}{570} \right) - \frac{0,29982}{3} \right) + \left[(1 - 0,29982) \cdot \right. \right. \\
& \left. \left. 0,00978949 + \left(0,29982 - \frac{30}{570} \right) \cdot 0,00427368 \right] \cdot \left(1 - \frac{30}{570} \right) \frac{200000}{2} \right\} = \\
& 158,72 \text{ kNm} \rightarrow \mathbf{M_y = 158,72 \text{ kNm}}.
\end{aligned}$$

– Για το δεξί άκρο της δοκού και ροπή M^+ :

$$\rho = \frac{A_{s,bot}}{b_f d} = \frac{609}{1810 \cdot 570} = 0,00059029,$$

$$\rho' = \frac{A_{s,top}}{b_f d} = \frac{1395}{1810 \cdot 570} = 0,00135214,$$

▪ Διαρροή λόγω χάλυβα:

$$\begin{aligned}
A &= \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b d f_y} = 0,00059029 + 0,00135214 = \\
& 0,00194243.
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
B &= \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta') = 0,00059029 + 0,00135214 \cdot \\
& 0,05263158 = 0,00066146.
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\xi_y &= (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{\frac{1}{2}} - \alpha A = (7,75^2 0,00194243^2 + 2 \cdot 7,75 \cdot \\
& 0,00066146)^{0,5} - 7,75 \cdot 0,00194243 = 0,08732.
\end{aligned}$$

$$\left(\frac{1}{r} \right)_y = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_y) d} = \frac{220}{200000 (1 - 0,08306) 0,57} = 0,0021145.$$

▪ Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

A, B και ξ_y είναι ίδια με πριν καθώς $\rho_v = 0$ και $N \approx 0$.

$$\left(\frac{1}{r} \right)_y = \frac{1,8 f_c}{E_c \xi_y d} = \frac{1,8 \cdot 12}{25800 \cdot 0,08732 \cdot 0,57} = 0,0168201.$$

Συνεπώς, το κρίσιμο υλικό είναι ο χάλυβας. Άρα:

$$\left(\frac{1}{r} \right)_y = \mathbf{0,0021145},$$

$$\xi_y = \mathbf{0,08732},$$

$$M_y = b \cdot d^3 \cdot \left(\frac{1}{r} \right)_y \cdot \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0,5 (1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y) \rho + \right. \right.$$

$$\begin{aligned}
& \left. \xi_y - \delta' \rho' + \rho_v \right] 6 (1 - \delta') - \delta' \cdot 1 - \delta' E_s \frac{2}{2} = 0,25 \cdot 0,573 \cdot 0,0021145 \cdot 258000 \cdot 0,08732220 \\
& ,51 + 30570 - 0,087323 + 1 - 0,08732 \cdot 0,00059029 + 0,08306 - 30570 \cdot 0,0 \\
& 0135214 \cdot 1 - 30570 \cdot 200000 = 73,99 \text{ kNm} \rightarrow \mathbf{M_y = 73,99 \text{ kNm}}.
\end{aligned}$$

Αυτό που πρέπει τώρα να μελετηθεί είναι αν η διατμητική αστοχία προηγείται της καμπτικής. Για να διαπιστωθεί αυτό πρέπει να συγκριθεί η τέμνουσα δύναμη που αντιστοιχεί στην καμπτική διαρροή, $V_{Mu} = M_y/L_s$, με την τέμνουσα αντοχής, V_R . Αν ισχύει $V_R > V_{Mu}$ τότε η καμπτική αστοχία προηγείται της διατμητικής και η αστοχία θεωρείται πλάστιμη. Επίσης, θα πρέπει να γίνει ο έλεγχος ότι $\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} > 2$. Αν όχι η αστοχία είναι ψαθυρή και η τελική τιμή της ροπής διαρροής μειώνεται ως εξής:

$$M_{yΤΕΛΙΚΗ} = M_y \frac{V_R}{V_{Mu}}$$

Βάσει των τυπολογίων που αναπτύχθηκαν εκτενώς στο κεφάλαιο 2 της παρούσας διπλωματικής εργασίας προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα για τη δοκό:

	Αριστερό άκρο		Δεξί άκρο	
	Ροπή M-	Ροπή M+	Ροπή M-	Ροπή M+
θ_y	0,003831	0,003606	0,004174	0,003675
θ_{um}^{pl}	0,045269	0,036325	0,028328	0,046579
θ_u	0,049100	0,039932	0,032502	0,050255
μ_θ	8,97	11,23	8,06	13,28
V_w (kN)	51,67	51,67	51,67	51,67
V_R (kN)	52,57	52,57	77,63	52,57
V_{mu} (kN)	19,40	9,69	79,36	36,99
Έλεγχος αστοχίας	$V_R > V_{mu}$ $\mu_\theta > 2$ Πλάστιμη	$V_R > V_{mu}$ $\mu_\theta > 2$ Πλάστιμη	$V_R < V_{mu}$ Ψαθυρή	$V_R > V_{mu}$ $\mu_\theta > 2$ Πλάστιμη
$M_{yΤΕΛΙΚΗ}$ (kN)	38,74	19,38	155,25	73,98

Πίνακας 3.3 Έλεγχος τύπου αστοχίας διατομών αριστερής δοκού (στάθμη 1) κτηρίου 1.

3. Υπολογισμός δεικτών ανεπάρκειας δοκού

Οι δείκτες ανεπάρκειας της δοκού παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα και υπολογίζονται με βάση τη σχέση $\lambda = \frac{|M_{sd}|}{M_y}$:

Δοκός 1				
	Αριστερά		Δεξιά	
<i>M</i>	-	+	-	+
<i>M_y (kNm)</i>	38,74	19,38	155,25	73,98
<i>Msd ελασ.</i>	-269,86	219,55	-256,77	168,41
<i> λ ελαστ.</i>	6,96	11,33	1,65	2,28

Πίνακας 3.4 Δείκτες ανεπάρκειας αριστερής δοκού (στάθμη 1) κτηρίου 1.

Παρατήρηση:

Η ροπή διαρροής (αντοχής) κάθε διατομής εξαρτάται άμεσα από την αξονική δύναμη N που την καταπονεί. Συνεπώς, το σωστότερο είναι οι ροπές διαρροής των υποστυλωμάτων να υπολογίζονται ξεχωριστά για σεισμό κατά $+x$ και ξεχωριστά για σεισμό κατά $-x$ και κατά συνέπεια να υπολογίζονται ξεχωριστοί δείκτες ανεπάρκειας για κάθε μία σεισμική φόρτιση και στο τέλος να επιλέγεται ο δυσμενέστερος δείκτης ανεπάρκειας.

Ωστόσο, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.1.2.2δ) απλοποιητικά επιτρέπει οι τιμές των F_y, δ_y και K (συνεπώς και η τιμή M_y) να καθορίζονται αγνοώντας την επιρροή της σεισμικής δράσης στην τιμή της αξονικής δύναμης του δομικού στοιχείου, δηλαδή να υπολογίζονται με βάση την τιμή της αξονικής δύναμης λόγω των κατακορύφων δράσεων και μόνο (υπό τον σεισμικό συνδυασμό), ήτοι της δράσης $g + 0,3q$.

Τα παρακάτω αποτελέσματα προέκυψαν με βάση την παραδοχή αυτή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και αργότερα θα σχολιαστεί η επιρροή αυτής της απλοποιητικής μεθόδου στα τελικά αποτελέσματα.

Οι αξονικές δυνάμεις που προκύπτουν για τον παραπάνω συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων σε κάθε μέλος φαίνονται στον παρακάτω πίνακα (οι δοκοί έχουν μηδενική αξονική):

ΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (kN)				
	Στάθμη 1	Στάθμη 2	Στάθμη 3	Στάθμη 4
K1	240	178	115	51
K2	566	424	283	143
K3	324	240	157	73

Πίνακας 3.5 Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων υπό $g + 0,3q$.

3.2.2.2 ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΤΗΡΙΟΥ 1

Με τη μεθοδολογία που περιγράφηκε στο κεφάλαιο 2 της παρούσας διπλωματικής εργασίας και με τον ίδιο τρόπο υπολογισμών που παρουσιάστηκε στο ανωτέρω παράδειγμα υπολογισμού της δοκού, προκύπτουν οι δείκτες ανεπάρκειας όλων των δομικών στοιχείων του φορέα και στο κτήριο 1 και παρουσιάζονται πινακοποιημένα τα αποτελέσματα παρακάτω:

	Δοκός 1 στάθμη 1				Δοκός 2 στάθμη 1			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
M	-	+	-	+	-	+	-	+
My (kNm)	38,74	19,38	155,25	73,99	158,73	73,99	83,39	55,15
Msd ελασ.	-269,86	219,55	-256,77	168,41	-236,67	101,30	-251,02	150,15
 λ ελαστ.	6,96	11,33	1,65	2,28	1,49	1,37	3,01	2,72
Τρόπος αστοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	Ψαθυρή	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	Πλάστιμη

Πίνακας 3.6 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 1) κτηρίου 1.

	Δοκός 1 στάθμη 2				Δοκός 2 στάθμη 2			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
M	-	+	-	+	-	+	-	+
My (kNm)	38,74	19,38	155,25	73,99	158,73	73,99	83,39	55,15
Msd ελασ.	-266,01	205,23	-227,77	148,42	-216,39	88,51	-248,10	138,77
 λ ελαστ.	6,86	10,58	1,47	2,00	1,36	1,19	2,97	2,51
Τρόπος αστοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	Ψαθυρή	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	Πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 3.7 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 2) κτηρίου 1.

	Δοκός 1 στάθμη 3				Δοκός 2 στάθμη 3			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
M	-	+	-	+	-	+	-	+
My (kNm)	38,74	19,38	155,25	73,99	158,73	73,99	83,39	55,15
Msd ελασ.	-196,62	128,21	-167,83	97,07	-172,41	48,53	-194,27	78,03
 λ ελαστ.	5,07	6,61	1,08	1,31	1,08	0,65	2,33	1,41
Τρόπος αστοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	Ψαθυρή	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 3.8 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 3) κτηρίου 1.

	Δοκός 1 στάθμη 4				Δοκός 2 στάθμη 4			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
M	-	+	-	+	-	+	-	+
My (kNm)	38,74	19,38	155,25	73,99	158,73	73,99	83,39	55,15
Msd ελασ.	95,01	48,78	-97,74	5,01	-112,73	-15,70	-107,72	21,49
 λ ελαστ.	2,45	2,51	0,63	0,07	0,71	0,21	1,29	0,39
Τρόπος αστοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	ψαθυρή	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 3.9 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 4) κτηρίου 1.

	Υποσύλωμα K1 στάθμη 1				Υποσύλωμα K1 στάθμη 2			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
M	-	+	-	+	-	+	-	+
My (kNm)	80,62	80,62	80,62	80,62	45,87	45,87	45,87	45,87
Msd ελασ.	-90,60	109,06	-183,42	173,07	-126,31	157,71	-160,80	128,95
 λ ελαστ.	1,12	1,35	2,27	2,15	2,75	3,44	3,50	2,81
Τρόπος αστοχίας	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή

Πίνακας 3.10(α) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος K1 κτηρίου 1.

	Υποσύλωμα K1 στάθμη 3				Υποσύλωμα K1 στάθμη 4			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
M	-	+	-	+	-	+	-	+
My (kNm)	45,86	45,86	45,86	45,86	45,85	45,85	45,85	45,85
Msd ελασ.	-103,31	132,75	-108,30	78,92	-48,78	95,01	63,87	24,90
 λ ελαστ.	2,25	2,89	2,36	1,72	1,06	2,07	1,39	0,54
Τρόπος αστοχίας	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή

Πίνακας 3.10(β) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος K1 κτηρίου 1.

	Υποσύλωμα K2 στάθμη 1				Υποσύλωμα K2 στάθμη 2			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
M	-	+	-	+	-	+	-	+
My (kNm)	220,54	220,54	220,54	220,54	98,15	98,15	98,15	98,15
Msd ελασ.	-187,88	210,46	-278,22	262,61	-177,44	202,46	-194,62	170,18
 λ ελαστ.	0,85	0,95	1,26	1,19	1,81	2,06	1,98	1,73
Τρόπος αστοχίας	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή

Πίνακας 3.11(α) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος K2 κτηρίου 1.

	Υποστύλωμα Κ2 στάθμη 3				Υποστύλωμα Κ2 στάθμη 4			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
M	-	+	-	+	-	+	-	+
My (kNm)	45,88	45,88	45,88	45,88	45,86	45,86	45,86	45,86
Msd ελασ.	-147,05	169,99	-162,34	138,84	-82,04	117,75	-99,49	69,30
 λ ελαστ.	3,20	3,70	3,54	3,03	1,79	2,57	2,17	1,51
Τρόπος αστοχίας	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή

Πίνακας 3.11(β) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ2 κτηρίου 1.

	Υποστύλωμα Κ3 στάθμη 1				Υποστύλωμα Κ3 στάθμη 2			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
M	-	+	-	+	-	+	-	+
My (kNm)	81,08	81,08	81,08	81,08	45,87	45,87	45,87	45,87
Msd ελασ.	-102,94	59,35	-158,56	178,97	-146,32	90,89	-90,80	148,07
 λ ελαστ.	1,27	0,73	1,96	2,20	3,19	1,98	1,98	3,23
Τρόπος αστοχίας	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή

Πίνακας 3.12(α) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ3 κτηρίου 1.

	Υποστύλωμα Κ3 στάθμη 3				Υποστύλωμα Κ3 στάθμη 4			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
M	-	+	-	+	-	+	-	+
My (kNm)	45,86	45,86	45,86	45,86	45,85	45,85	45,85	45,85
Msd ελασ.	-127,76	76,39	-47,88	101,77	-107,72	21,47	-1,64	66,50
 λ ελαστ.	2,79	1,67	1,05	2,21	2,35	0,47	0,04	1,45
Τρόπος αστοχίας	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή	ψαθυρή

Πίνακας 3.12(β) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ3 κτηρίου 1.

3.2.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΥΡΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (κτήριο 2 → $q = 2,3$)

Από την ανάλυση που πραγματοποιήθηκε προέκυψαν οι λόγοι ανεπάρκειας λ για όλα τα δομικά στοιχεία με χρήση του καθολικού δείκτη $q = 2,3$. Όλοι οι υπολογισμοί έγιναν με βάση τη μέθοδο που παρουσιάστηκε στο αναλυτικό παράδειγμα της παραγράφου 3.2.2.1. Στη συνέχεια παρουσιάζονται συγκεντρωτικά όλα τα αποτελέσματα καθώς και χαρακτηριστικές εικόνες από την εφαρμογή της ελαστικής στατικής μεθόδου στον φορέα.

3.2.3.1 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΤΗΡΙΟΥ 2

1. Υπολογισμός ροπών M_{sd} από τη στατική επίλυση του προσομοιώματος στο SAP.

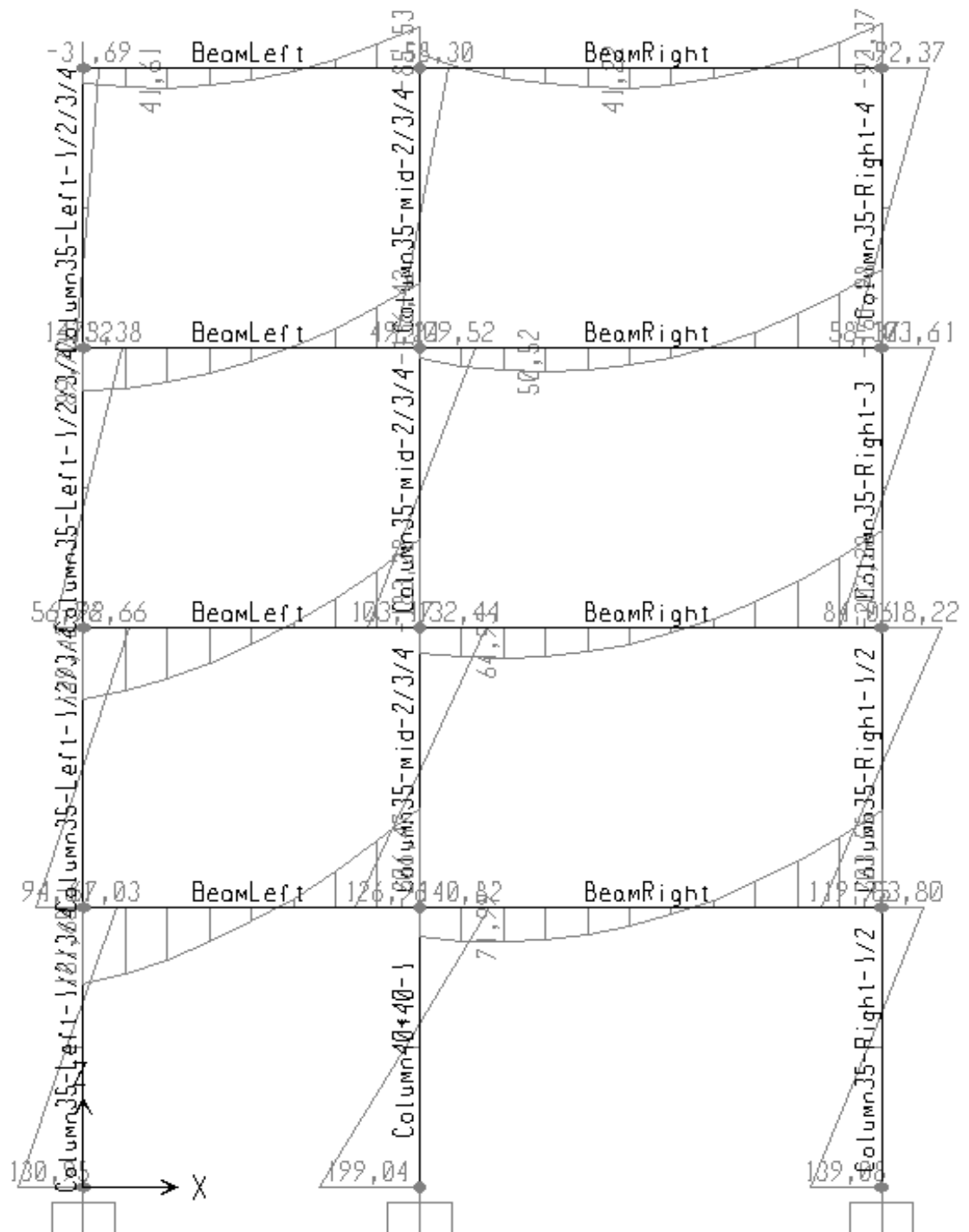
Εφαρμόζουμε αρχικά στον φορέα τον πρώτο συνδυασμό φορτίων $g+0,3\cdot q+E_x$ και στη συνέχεια εφαρμόζουμε τον δεύτερο συνδυασμό φορτίων $g+0,3\cdot q-E_x$, όπου E_x :

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Seismos Prok	0,4347
Load Pattern	Seismos Prokata	0,4347

Σχήμα 3.7 Σεισμός E_x κτηρίου 2 για $q=2,3$.

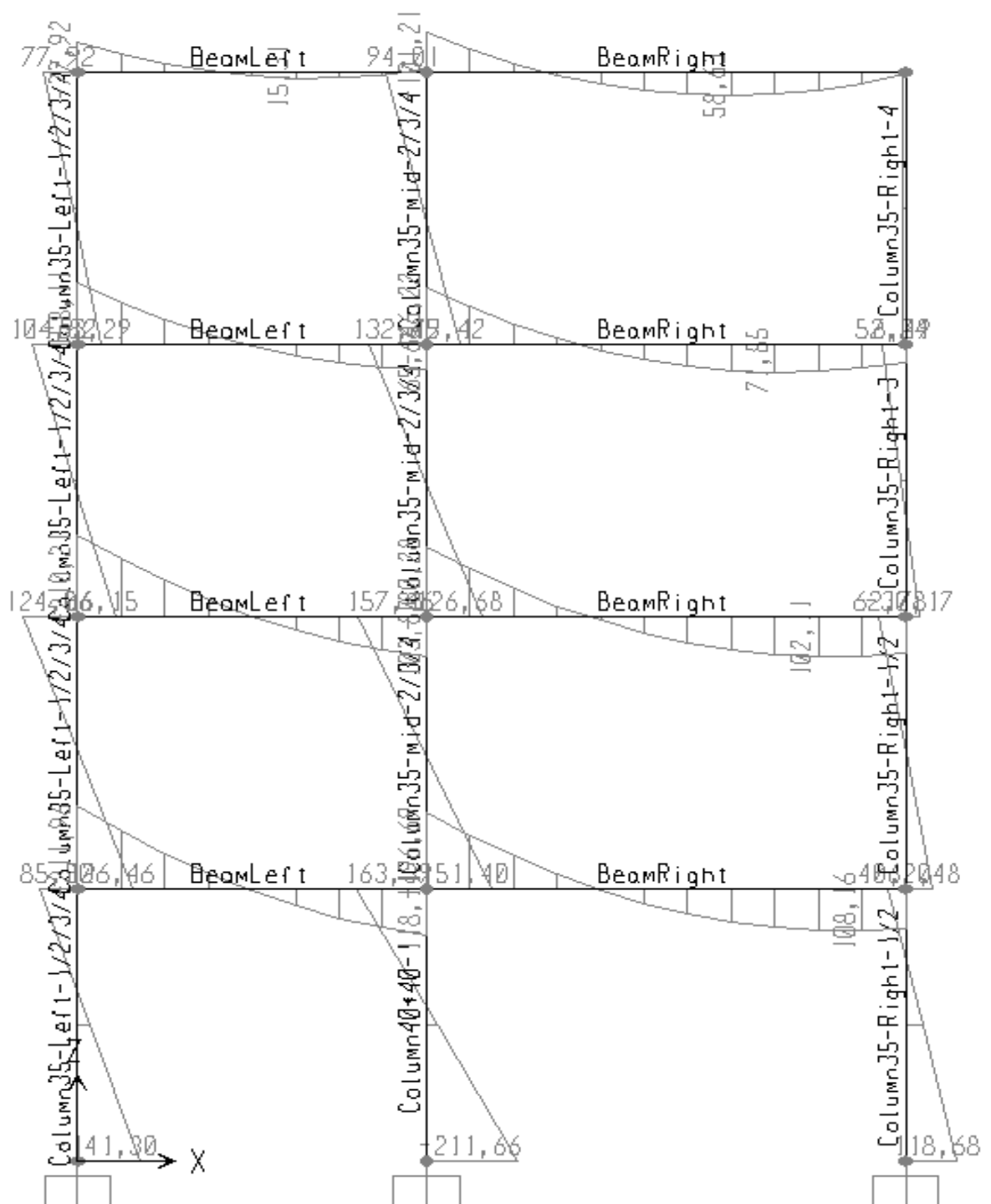
όπου, ο συντελεστής (scale factor) λαμβάνεται $\frac{1}{2,3} = 0,4347$ και πολλαπλασιάζεται με τον σεισμό που ορίστηκε για $q=1$ και έχει την ονομασία «Seismos Prokatartikos».

Τα διαγράμματα ροπών του φορέα για σεισμό κατά $E_{x \rightarrow}$, όπως υπολογίστηκαν μέσω του SAP φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 3.8 Διαγράμματα ροπών πρώτου συνδυασμού στατικών φορτίων

Τα διαγράμματα ροπών του φορέα για σεισμό κατά $E_{x \leftarrow}$, όπως υπολογίστηκαν μέσω του SAP φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 3.9 Διαγράμματα ροπών δεύτερου συνδυασμού στατικών φορτίων

2. Υπολογισμός ροπών διαρροής M_y .

Υπολογίζονται όπως ακριβώς στο παράδειγμα της παραγράφου 3.2.2.1.

3.2.3.2 ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΤΗΡΙΟΥ 2

Με τη μεθοδολογία που περιγράφηκε προκύπτουν οι δείκτες ανεπάρκειας όλων των δομικών στοιχείων του φορέα στο κτήριο 2 και παρουσιάζονται πινακοποιημένα τα αποτελέσματα παρακάτω:

	Δοκός 1 στάθμη 1				Δοκός 2 στάθμη 1			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	87,84	50,59	215,40	149,76	215,40	149,76	131,16	100,40
<i>Msd ελασ.</i>	-211,95	161,65	-206,47	119,11	-196,68	61,31	-203,55	102,68
<i> λ ελαστ.</i>	2,41	3,19	0,96	0,80	0,91	0,41	1,55	1,02
Τρόπος αστοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 3.13 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 1) κτηρίου 2.

	Δοκός 1 στάθμη 2				Δοκός 2 στάθμη 2			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	87,84	50,59	215,40	149,76	215,40	149,76	131,16	100,40
<i>Msd ελασ.</i>	-210,21	149,42	-183,22	103,87	-180,27	52,40	-202,28	92,95
<i> λ ελαστ.</i>	2,39	2,95	0,85	0,69	0,84	0,35	1,54	0,93
Τρόπος αστοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 3.14 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 2) κτηρίου 2.

	Δοκός 1 στάθμη 3				Δοκός 2 στάθμη 3			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	87,84	50,59	215,40	149,76	215,40	149,76	131,16	100,40
<i>Msd ελασ.</i>	-158,11	89,70	-136,42	65,67	-146,22	22,33	-161,98	45,75
<i> λ ελαστ.</i>	1,80	1,77	0,63	0,44	0,67	0,15	1,23	0,46
Τρόπος αστοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 3.15 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 3) κτηρίου 2.

	Δοκός 1 στάθμη 4				Δοκός 2 στάθμη 4			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	87,84	50,59	215,40	149,76	215,40	149,76	131,16	100,40
<i>Msd ελασ.</i>	-77,91	31,69	-85,53	-7,20	-101,21	-27,23	-92,37	6,14
<i> λ ελαστ.</i>	0,89	0,63	0,40	0,05	0,50	0,18	0,70	0,06
Τρόπος αστοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 3.16 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 4) κτηρίου 2.

	Υποσύλωμα K1 στάθμη 1				Υποσύλωμα K1 στάθμη 2			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	115,50	115,50	115,50	115,50	107,68	107,68	107,68	107,68
<i>Msd ελασ.</i>	-67,03	85,50	-141,29	130,95	-92,66	124,06	-126,45	94,61
<i> λ ελαστ.</i>	0,58	0,74	1,22	1,13	0,86	1,16	1,17	0,88
Τρόπος αστοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 3.17(α) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος K1 κτηρίου 2.

	Υποσύλωμα K1 στάθμη 3				Υποσύλωμα K1 στάθμη 4			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	99,63	99,63	99,63	99,63	91,33	91,33	91,33	91,33
<i>Msd ελασ.</i>	-75,38	104,82	-86,15	56,76	-31,69	77,91	-53,29	14,32
<i> λ ελαστ.</i>	0,76	1,05	0,86	0,57	0,35	0,85	0,58	0,16
Τρόπος αστοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 3.17(β) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος K1 κτηρίου 2.

	Υποσύλωμα K2 στάθμη 1				Υποσύλωμα K2 στάθμη 2			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	369,15	369,15	369,15	369,15	255,57	255,57	255,57	255,57
<i>Msd ελασ.</i>	-140,81	163,39	-211,66	199,04	-132,44	157,46	-151,40	126,96
<i> λ ελαστ.</i>	0,38	0,44	0,57	0,54	0,52	0,62	0,59	0,50
Τρόπος αστοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 3.18(α) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος K2 κτηρίου 2.

	Υποστώλωμα Κ2 στάθμη 3				Υποστώλωμα Κ2 στάθμη 4			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	260,97	260,97	260,97	260,97	266,72	266,72	266,72	266,72
<i>Msd ελασ.</i>	-109,51	132,45	-126,68	103,17	-58,30	94,01	-79,42	49,24
<i> λ ελαστ.</i>	0,42	0,51	0,49	0,40	0,22	0,35	0,30	0,19
Τρόπος αστοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 3.18(β) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ2 κτηρίου 2.

	Υποστώλωμα Κ3 στάθμη 1				Υποστώλωμα Κ3 στάθμη 2			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	209,05	209,05	209,05	209,05	211,37	211,37	211,37	211,37
<i>Msd ελασ.</i>	-83,80	40,20	-118,68	139,08	-118,22	62,78	-62,48	119,75
<i> λ ελαστ.</i>	0,40	0,19	0,57	0,67	0,56	0,30	0,30	0,57
Τρόπος αστοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 3.19(α) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ3 κτηρίου 2.

	Υποστώλωμα Κ3 στάθμη 3				Υποστώλωμα Κ3 στάθμη 4			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	186,18	186,18	186,18	186,18	159,40	159,40	159,40	159,40
<i>Msd ελασ.</i>	-103,61	52,24	-30,17	84,06	-92,37	6,14	6,48	58,37
<i> λ ελαστ.</i>	0,56	0,28	0,16	0,45	0,58	0,04	0,01	0,37
Τρόπος αστοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 3.19(β) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ3 κτηρίου 2.

3.3 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Τα φάσματα που χρησιμοποιήθηκαν για την εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης στα δύο κτήρια είναι τα ίδια με αυτά που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 3.2.1 του παρόντος κεφαλαίου.

3.3.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ 1 ($q=1,7$)

Οι ιδιοπερίοδοι του κτηρίου υπολογίστηκαν από το SAP και παρουσιάζονται:

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
Modal	Mode	1	0,85664	1,1674	7,3347	53,798
Modal	Mode	2	0,275902	3,6245	22,773	518,62
Modal	Mode	3	0,160105	6,2459	39,244	1540,1
Modal	Mode	4	0,118291	8,4537	53,116	2821,3
Modal	Mode	5	0,064364	15,537	97,62	9529,6
Modal	Mode	6	0,048071	20,803	130,71	17084
Modal	Mode	7	0,041609	24,033	151,01	22803
Modal	Mode	8	0,023258	42,995	270,15	72980
Modal	Mode	9	0,019861	50,351	316,36	100080
Modal	Mode	10	0,019753	50,625	318,09	101180
Modal	Mode	11	0,019569	51,101	321,08	103090
Modal	Mode	12	0,018953	52,762	331,51	109900

Σχήμα 3.10 Ιδιοπερίοδοι κτηρίου 1.

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
Modal	Mode	1	0,85664	0,83416	0	0,000002075	0,83416	0	0,000002075
Modal	Mode	2	0,275902	0,1089	0	0,00001429	0,94306	0	0,00001429
Modal	Mode	3	0,160105	0,04269	0	0,000004345	0,98575	0	0,000004345
Modal	Mode	4	0,118291	0,01425	0	0,000003614	1	0	0,000003614
Modal	Mode	5	0,064364	0,0000002447	0	0,4584	1	0	0,4584
Modal	Mode	6	0,048071	0,000000509	0	0,23451	1	0	0,23451
Modal	Mode	7	0,041609	0,000001171	0	0,18782	1	0	0,18782
Modal	Mode	8	0,023258	0,00000006164	0	0,04609	1	0	0,04609
Modal	Mode	9	0,019861	0,00000002166	0	0,000003904	1	0	0,000003904
Modal	Mode	10	0,019753	0,00000003861	0	0,00001338	1	0	0,00001338
Modal	Mode	11	0,019569	0,00000005653	0	0,0000002921	1	0	0,0000002921
Modal	Mode	12	0,018953	0,00000006994	0	0,000007116	1	0	0,000007116

Σχήμα 3.11 Συμμετοχή ιδιομορφών στο ποσοστό μάζας του κτηρίου 1.

Όπως φαίνεται, η πρώτη ιδιομορφή λαμβάνει υπόψη της το 83% της συνολικής μάζας, ποσοστό πολύ κοντά στο επιθυμητό 90%. Πρώτη και δεύτερη ιδιομορφή μαζί συγκεντρώνουν το 94% της μάζας.

Ο συνδυασμός φόρτισης που πραγματοποιήθηκε για την ελαστική δυναμική ανάλυση είναι ο εξής:

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): RSA-q=1.7

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Dead	Linear Static	1.
Dead	Linear Static	1.
Gravity	Linear Static	1.
Earthquake-q=1.7	Response Spectrum	1.
kinito	Linear Static	0,3

Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Σχήμα 3.12 Συνδυασμός φόρτισης για ελαστική δυναμική ανάλυση κτηρίου 1 ($q=1,7$)

όπου, τα φορτία είναι ίδια με την στατική ελαστική ανάλυση με τη μόνη διαφορά ότι πλέον ο σεισμός δεν είναι στατικός αλλά δυναμικός. Ο σεισμός όπως ορίστηκε στο SAP φαίνεται στο παρακάτω σχήμα και λαμβάνει υπόψη τις πρώτες 12 ιδιομορφές:

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Earthquake-q=1.7 (Set Def Name)

Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum (Design...)

Modal Combination:

- CQC (GMC f1: 1., GMC f2: 0.)
- SRSS
- Absolute
- GMC (Periodic + Rigid Type: SRSS)
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute (Scale Factor:)

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case (Modal)

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	EC8-q=1.7	9.81
Accel	U1	EC8-q=1.7	9.81

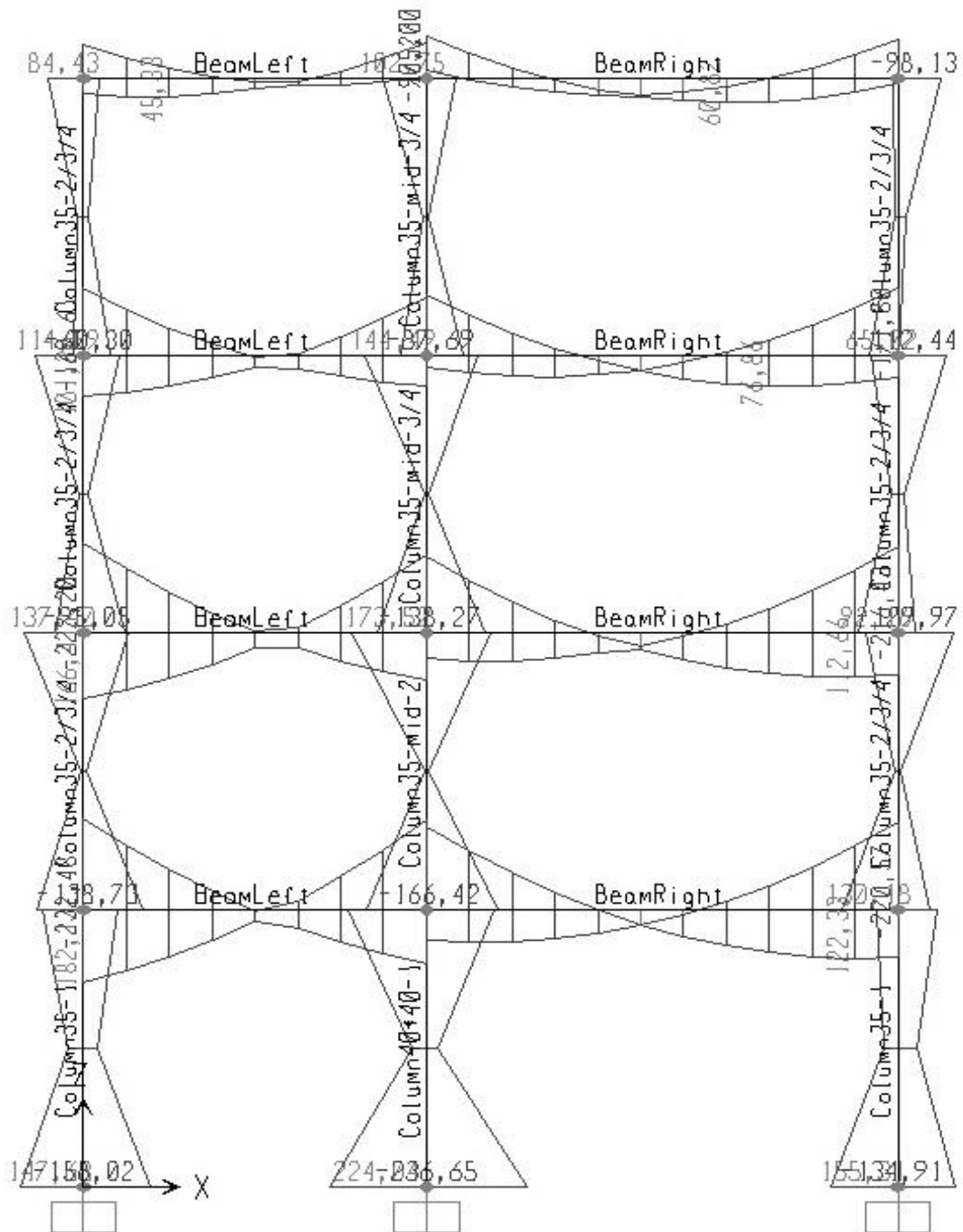
Show Advanced Load Parameters:

Other Parameters: Modal Damping (Constant at 0,05) (Modify/Show...)

OK, Cancel

Σχήμα 3.13 Δυναμικός σεισμός για ελαστική δυναμική ανάλυση κτηρίου 1 ($q=1,7$)

Από τον συνδυασμό των φορτίων του σχήματος 3.18 προκύπτουν τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών του φορέα. Το διάγραμμα ροπών (περιβάλλουσα) του φορέα είναι το εξής:



Σχήμα 3.14 Διάγραμμα ροπών ελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Οι ροπές M_{sd} υπολογίζονται από το παραπάνω διάγραμμα, ενώ οι ροπές διαρροής M_y είναι οι ίδιες με αυτές που υπολογίστηκαν στην ελαστική στατική ανάλυση. Συνεπώς, προκύπτουν οι δείκτες ανεπάρκειας όλων των δομικών στοιχείων του φορέα και παρουσιάζονται πινακοποιημένα τα αποτελέσματα παρακάτω. Οι ροπές και οι δείκτες ανεπάρκειας της ελαστικής δυναμικής

ανάλυσης συνοδεύονται από τις αντίστοιχες ροπές και δείκτες ανεπάρκειας της ελαστικής στατικής ανάλυσης για συγκριτικούς λόγους:

	Δοκός 1 στάθμη 1				Δοκός 2 στάθμη 1			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	38,74	19,38	155,25	73,99	158,73	73,99	83,39	55,15
<i>Msd ελασ.</i>	-269,86	219,55	-256,77	168,41	-236,67	101,30	-251,02	150,15
<i> λ ελαστ.</i>	6,96	11,33	1,65	2,28	1,49	1,37	3,01	2,72
<i>Msd δυν.</i>	-231,68	181,85	-223,54	135,76	-210,94	75,56	-220,57	119,70
<i> λ δυναμ.</i>	5,98	9,38	1,44	1,83	1,33	1,02	2,65	2,17

Πίνακας 3.20 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 1) κτηρίου 1.

	Δοκός 1 στάθμη 2				Δοκός 2 στάθμη 2			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	38,74	19,38	155,25	73,99	158,73	73,99	83,39	55,15
<i>Msd ελασ.</i>	-266,01	205,23	-227,77	148,42	-216,39	88,51	-248,10	138,77
<i> λ ελαστ.</i>	6,86	10,58	1,47	2,00	1,36	1,19	2,97	2,51
<i>Msd δυν.</i>	-227,20	166,41	-195,95	117,16	-191,29	63,41	-216,43	107,10
<i> λ δυναμ.</i>	5,86	8,59	1,26	1,58	1,21	0,86	2,60	1,94

Πίνακας 3.21 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 2) κτηρίου 1.

	Δοκός 1 στάθμη 3				Δοκός 2 στάθμη 3			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	38,74	19,38	155,25	73,99	158,73	73,99	83,39	55,15
<i>Msd ελασ.</i>	-196,62	128,21	-167,83	97,07	-172,41	48,53	-194,27	78,03
<i> λ ελαστ.</i>	5,07	6,61	1,08	1,31	1,08	0,65	2,33	1,41
<i>Msd δυν.</i>	-169,91	101,20	-145,74	74,97	-154,01	30,13	-171,80	55,56
<i> λ δυναμ.</i>	4,38	5,22	0,94	1,01	0,97	0,41	2,06	1,01

Πίνακας 3.22 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 3) κτηρίου 1.

	Δοκός 1 στάθμη 4				Δοκός 2 στάθμη 4			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	38,74	19,38	155,25	73,99	158,73	73,99	83,39	55,15
<i>Msd ελασ.</i>	95,01	48,78	-97,74	5,01	-112,73	-15,70	-107,72	21,49
<i> λ ελαστ.</i>	2,45	2,51	0,63	0,07	0,71	0,21	1,29	0,39
<i>Msd δυν.</i>	-84,04	38,28	-90,20	-2,53	-105,30	-23,14	-98,13	11,90
<i> λ δυναμ.</i>	2,17	1,98	0,58	0,04	0,66	0,31	1,18	0,22

Πίνακας 3.23 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 4) κτηρίου 1.

	Υποσύλωμα Κ1 στάθμη 1				Υποσύλωμα Κ1 στάθμη 2			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	80,62	80,62	80,62	80,62	45,87	45,87	45,87	45,87
<i>Msd ελασ.</i>	-90,60	109,06	-183,42	173,07	-126,31	157,71	-160,80	128,95
<i> λ ελαστ.</i>	1,12	1,35	2,27	2,15	2,75	3,44	3,50	2,81
<i>Msd δυν.</i>	-78,03	96,49	-158,02	147,68	-105,99	137,40	-138,73	106,89
<i> λ δυναμ.</i>	0,97	1,20	1,96	1,83	2,31	3,00	3,02	2,33

Πίνακας 3.24(α) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ1 κτηρίου 1.

	Υποσύλωμα Κ1 στάθμη 3				Υποσύλωμα Κ1 στάθμη 4			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	45,86	45,86	45,86	45,86	45,85	45,85	45,85	45,85
<i>Msd ελασ.</i>	-103,31	132,75	-108,30	78,92	-48,78	95,01	63,87	24,90
<i> λ ελαστ.</i>	2,25	2,89	2,36	1,72	1,06	2,07	1,39	0,54
<i>Msd δυν.</i>	-85,15	114,59	-95,05	65,66	-38,20	84,43	-60,30	21,33
<i> λ δυναμ.</i>	1,86	2,50	2,07	1,43	0,83	1,84	1,32	0,47

Πίνακας 3.24(β) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ1 κτηρίου 1.

	Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 1				Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 2			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	220,54	220,54	220,54	220,54	98,15	98,15	98,15	98,15
<i>Msd ελασ.</i>	-187,88	210,46	-278,22	262,61	-177,44	202,46	-194,62	170,18
<i> λ ελαστ.</i>	0,85	0,95	1,26	1,19	1,81	2,06	1,98	1,73
<i>Msd δυν.</i>	-160,25	182,83	-236,65	224,04	-148,50	173,53	-166,42	141,98
<i> λ δυναμ.</i>	0,73	0,83	1,07	1,02	1,51	1,77	1,70	1,45

Πίνακας 3.25(α) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ2 κτηρίου 1.

	Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 3				Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 4			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	45,88	45,88	45,88	45,88	45,86	45,86	45,86	45,86
<i>Msd ελασ.</i>	-147,05	169,99	-162,34	138,84	-82,04	117,75	-99,49	69,30
<i> λ ελαστ.</i>	3,20	3,70	3,54	3,03	1,79	2,57	2,17	1,51
<i>Msd δυν.</i>	-121,55	144,49	-138,27	114,77	-66,87	102,47	-87,69	57,51
<i> λ δυναμ.</i>	2,65	3,15	3,01	2,50	1,46	2,23	1,91	1,25

Πίνακας 3.25(β) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ2 κτηρίου 1.

	Υποσύλωμα Κ3 στάθμη 1				Υποσύλωμα Κ3 στάθμη 2			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	81,08	81,08	81,08	81,08	45,87	45,87	45,87	45,87
<i>Msd ελασ.</i>	-102,94	59,35	-158,56	178,97	-146,32	90,89	-90,80	148,07
<i> λ ελαστ.</i>	1,27	0,73	1,96	2,20	3,19	1,98	1,98	3,23
<i>Msd δυν.</i>	-93,52	49,93	-134,90	155,31	-129,97	74,54	-72,90	130,18
<i> λ δυναμ.</i>	1,15	0,62	1,66	1,91	2,83	1,62	1,60	2,83

Πίνακας 3.26(α) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ3 κτηρίου 1.

	Υποσύλωμα Κ3 στάθμη 3				Υποσύλωμα Κ3 στάθμη 4			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	45,86	45,86	45,86	45,86	45,85	45,85	45,85	45,85
<i>Msd ελασ.</i>	-127,76	76,39	-47,88	101,77	-107,72	21,47	-1,64	66,50
<i> λ ελαστ.</i>	2,79	1,67	1,05	2,21	2,35	0,47	0,04	1,45
<i>Msd δυν.</i>	-112,44	61,07	-38,26	92,15	-98,13	11,90	-0,16	65,01
<i> λ δυναμ.</i>	2,45	1,33	0,83	2,01	2,14	0,26	0,01	1,42

Πίνακας 3.26(β) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ3 κτηρίου 1.

3.3.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ 2 (q=2,3)

Οι ιδιοπερίοδοι του κτηρίου υπολογίστηκαν από το SAP και παρουσιάζονται:

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
Modal	Mode	1	0,82025	1,2191	7,6601	58,677
Modal	Mode	2	0,264182	3,7853	23,784	565,66
Modal	Mode	3	0,153303	6,523	40,985	1679,8
Modal	Mode	4	0,113266	8,8288	55,473	3077,2
Modal	Mode	5	0,06163	16,226	101,95	10394
Modal	Mode	6	0,046029	21,726	136,51	18634
Modal	Mode	7	0,039842	25,099	157,7	24871
Modal	Mode	8	0,02227	44,903	282,13	79599
Modal	Mode	9	0,019017	52,584	330,4	109160
Modal	Mode	10	0,018914	52,871	332,2	110360
Modal	Mode	11	0,018738	53,368	335,32	112440
Modal	Mode	12	0,018148	55,102	346,22	119870

Σχήμα 3.15 Ιδιοπερίοδοι κτηρίου 1

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
Modal	Mode	1	0,82025	0,83416	0	0,000002075	0,83416	0
Modal	Mode	2	0,264182	0,1089	0	0,00001429	0,94306	0
Modal	Mode	3	0,153303	0,04269	0	0,000004345	0,98575	0
Modal	Mode	4	0,113266	0,01425	0	0,000003614	1	0
Modal	Mode	5	0,06163	0,0000002447	0	0,4584	1	0
Modal	Mode	6	0,046029	0,000000509	0	0,23451	1	0
Modal	Mode	7	0,039842	0,000001171	0	0,18782	1	0
Modal	Mode	8	0,02227	0,00000006164	0	0,04609	1	0
Modal	Mode	9	0,019017	0,00000002166	0	0,000003904	1	0
Modal	Mode	10	0,018914	0,00000003861	0	0,00001338	1	0
Modal	Mode	11	0,018738	0,00000005653	0	0,0000002921	1	0
Modal	Mode	12	0,018148	0,00000006934	0	0,000007116	1	0

Σχήμα 3.16 Συμμετοχή ιδιομορφών στο ποσοστό μάζας του κτηρίου 1

Όπως φαίνεται, η πρώτη ιδιομορφή λαμβάνει υπόψη της το 83% της συνολικής μάζας, ποσοστό πολύ κοντά στο επιθυμητό 90%. Πρώτη και δεύτερη ιδιομορφή μαζί συγκεντρώνουν το 94% της μάζας.

Ο συνδυασμός φόρτισης που πραγματοποιήθηκε για την ελαστική δυναμική ανάλυση και ο σεισμός όπως ορίστηκε στο SAP φαίνονται στα παρακάτω σχήματα:

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): RSA-q=2.3

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Dead	Linear Static	1.
Dead	Linear Static	1.
Gravity	Linear Static	1.
Earthquake-q=2.3	Response Spectrum	1.
kinito	Linear Static	0,3

Add, Modify, Delete

OK, Cancel

Σχήμα 3.17 Συνδυασμός φόρτισης για ελαστική δυναμική ανάλυση κτηρίου 2 (q=2,3)

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Earthquake-q=2.3 (Set Def Name)

Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum (Design...)

Modal Combination:

- CQC (GMC f1: 1., GMC f2: 0., Periodic + Rigid Type: SRSS)
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute (Scale Factor:)

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: Modal

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	EC8-q=2.3	9,81
Accel	U1	EC8-q=2.3	9,81

Add, Modify, Delete

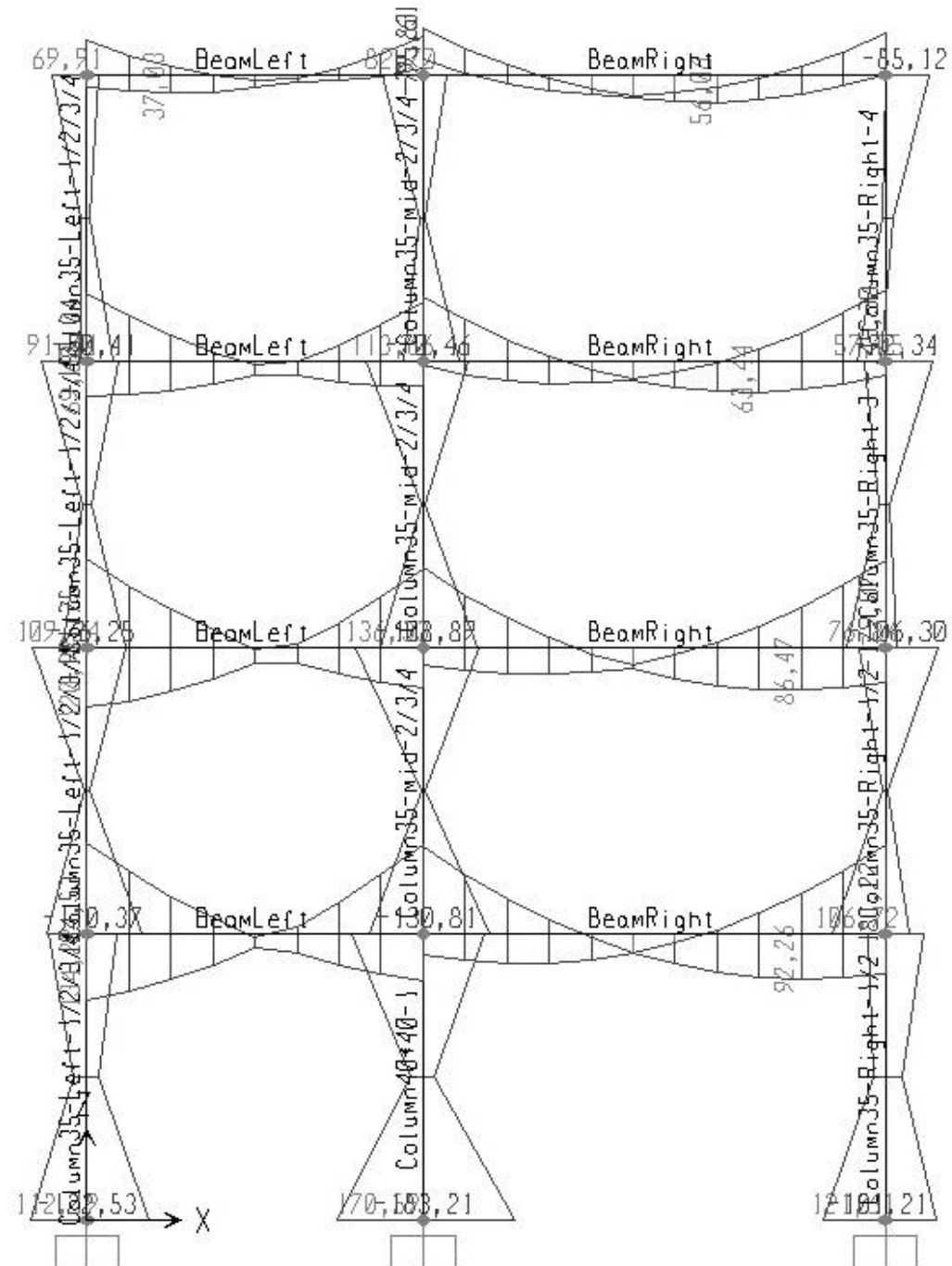
Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0,05 (Modify/Show...)

OK, Cancel

Σχήμα 3.18 Δυναμικός σεισμός για ελαστική δυναμική ανάλυση κτηρίου 2 (q=2,3)

Από τον συνδυασμό των φορτίων του σχήματος 3.21 προκύπτουν τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών του φορέα. Το διάγραμμα ροπών (περιβάλλουσα) του φορέα είναι το εξής:



Σχήμα 3.19 Διάγραμμα ροπών ελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Οι ροπές M_{sd} υπολογίζονται από το παραπάνω διάγραμμα, ενώ οι ροπές διαρροής M_y είναι ίδιες με αυτές που υπολογίστηκαν για την ελαστική στατική ανάλυση. Συνεπώς, προκύπτουν οι δείκτες ανεπάρκειας όλων των δομικών στοιχείων του φορέα και παρουσιάζονται πινακοποιημένα τα αποτελέσματα

παρακάτω. Οι ροπές και οι δείκτες ανεπάρκειας της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης συνοδεύονται από τις αντίστοιχες ροπές και δείκτες ανεπάρκειας της ελαστικής στατικής ανάλυσης για συγκριτικούς λόγους:

	Δοκός 1 στάθμη 1				Δοκός 2 στάθμη 1			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	87,84	50,59	215,40	149,76	215,40	149,76	131,16	100,40
<i>Msd ελαστ.</i>	-211,95	161,65	-206,47	119,11	-196,68	61,31	-203,55	102,68
<i> λ ελαστ.</i>	2,41	3,19	0,96	0,80	0,91	0,41	1,55	1,02
<i>Msd δυν.</i>	-184,53	134,22	-182,70	94,35	-177,81	42,43	-181,22	80,36
<i> λ δυναμ.</i>	2,10	2,65	0,85	0,63	0,83	0,29	1,38	0,80

Πίνακας 3.27 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 1) κτηρίου 2.

	Δοκός 1 στάθμη 2				Δοκός 2 στάθμη 2			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	87,84	50,59	215,40	149,76	215,40	149,76	131,16	100,40
<i>Msd ελαστ.</i>	-210,21	149,42	-183,22	103,87	-180,27	52,40	-202,28	92,95
<i> λ ελαστ.</i>	2,39	2,95	0,85	0,69	0,84	0,35	1,54	0,93
<i>Msd δυν.</i>	-181,75	120,97	-160,47	81,12	-161,88	34,00	-179,07	69,74
<i> λ δυναμ.</i>	2,07	2,39	0,75	0,54	0,75	0,23	1,37	0,69

Πίνακας 3.28 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 2) κτηρίου 2.

	Δοκός 1 στάθμη 3				Δοκός 2 στάθμη 3			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	87,84	50,59	215,40	149,76	215,40	149,76	131,16	100,40
<i>Msd ελαστ.</i>	-158,11	89,70	-136,42	65,67	-146,22	22,33	-161,98	45,75
<i> λ ελαστ.</i>	1,80	1,77	0,63	0,44	0,67	0,15	1,23	0,46
<i>Msd δυν.</i>	-138,04	69,63	-120,02	49,26	-132,56	8,69	-145,29	29,06
<i> λ δυναμ.</i>	1,57	1,38	0,56	0,33	0,62	0,06	1,11	0,29

Πίνακας 3.29 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 3) κτηρίου 2.

	Δοκός 1 στάθμη 4				Δοκός 2 στάθμη 4			
	Αριστερά		Δεξιά		Αριστερά		Δεξιά	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	87,84	50,59	215,40	149,76	215,40	149,76	131,16	100,40
<i>Msd ελαστ.</i>	-77,91	31,69	-85,53	-7,20	-101,21	-27,23	-92,37	6,14
<i> λ ελαστ.</i>	0,89	0,63	0,40	0,05	0,50	0,18	0,70	0,06
<i>Msd δυν.</i>	-69,91	23,68	-79,83	-12,90	-95,61	-32,83	-85,12	-1,10
<i> λ δυναμ.</i>	0,80	0,47	0,37	0,09	0,44	0,22	0,65	0,01

Πίνακας 3.30 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών (στάθμη 4) κτηρίου 2.

	Υποσύλωμα Κ1 στάθμη 1				Υποσύλωμα Κ1 στάθμη 2			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	115,50	115,50	115,50	115,50	107,68	107,68	107,68	107,68
<i>Msd ελασ.</i>	-67,03	85,50	-141,29	130,95	-92,66	124,06	-126,45	94,61
<i> λ ελαστ.</i>	0,58	0,74	1,22	1,13	0,86	1,16	1,17	0,88
<i>Msd δυν.</i>	-57,66	76,13	-122,53	112,19	-77,84	109,24	-110,37	78,52
<i> λ δυναμ.</i>	0,50	0,66	1,06	0,97	0,72	1,01	1,02	0,72

Πίνακας 3.31(α) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ1 κτηρίου 2.

	Υποσύλωμα Κ1 στάθμη 3				Υποσύλωμα Κ1 στάθμη 4			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	99,63	99,63	99,63	99,63	91,33	91,33	91,33	91,33
<i>Msd ελασ.</i>	-75,38	104,82	-86,15	56,76	-31,69	77,91	-53,29	14,32
<i> λ ελαστ.</i>	0,76	1,05	0,86	0,57	0,35	0,85	0,58	0,16
<i>Msd δυν.</i>	-61,99	91,44	-76,25	46,87	-23,68	69,91	-50,41	11,44
<i> λ δυναμ.</i>	0,62	0,92	0,77	0,47	0,26	0,77	0,55	0,13

Πίνακας 3.31(β) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ1 κτηρίου 2.

	Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 1				Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 2			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	369,15	369,15	369,15	369,15	255,57	255,57	255,57	255,57
<i>Msd ελασ.</i>	-140,81	163,39	-211,66	199,04	-132,44	157,46	-151,40	126,96
<i> λ ελαστ.</i>	0,38	0,44	0,57	0,54	0,52	0,62	0,59	0,50
<i>Msd δυν.</i>	-120,39	142,97	-183,21	170,59	-111,31	136,33	-130,81	106,37
<i> λ δυναμ.</i>	0,33	0,39	0,37	0,46	0,44	0,53	0,51	0,42

Πίνακας 3.32(α) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ2 κτηρίου 2.

	Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 3				Υποσύλωμα Κ2 στάθμη 4			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	260,97	260,97	260,97	260,97	266,72	266,72	266,72	266,72
<i>Msd ελασ.</i>	-109,51	132,45	-126,68	103,17	-58,30	94,01	-79,42	49,24
<i> λ ελαστ.</i>	0,42	0,51	0,49	0,40	0,22	0,35	0,30	0,19
<i>Msd δυν.</i>	-90,72	113,66	-108,89	85,39	-46,99	82,70	-70,46	40,28
<i> λ δυναμ.</i>	0,35	0,44	0,42	0,33	0,18	0,31	0,27	0,15

Πίνακας 3.32(β) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ2 κτηρίου 2.

	Υποσύλωμα Κ3 στάθμη 1				Υποσύλωμα Κ3 στάθμη 2			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	209,05	209,05	209,05	209,05	211,37	211,37	211,37	211,37
<i>Msd ελασ.</i>	-83,80	40,20	-118,68	139,08	-118,22	62,78	-62,48	119,75
<i> λ ελαστ.</i>	0,40	0,19	0,57	0,67	0,56	0,30	0,30	0,57
<i>Msd δυν.</i>	-76,74	33,15	-101,21	121,61	-106,30	50,86	-49,45	106,72
<i> λ δυναμ.</i>	0,37	0,16	0,48	0,58	0,50	0,24	0,23	0,50

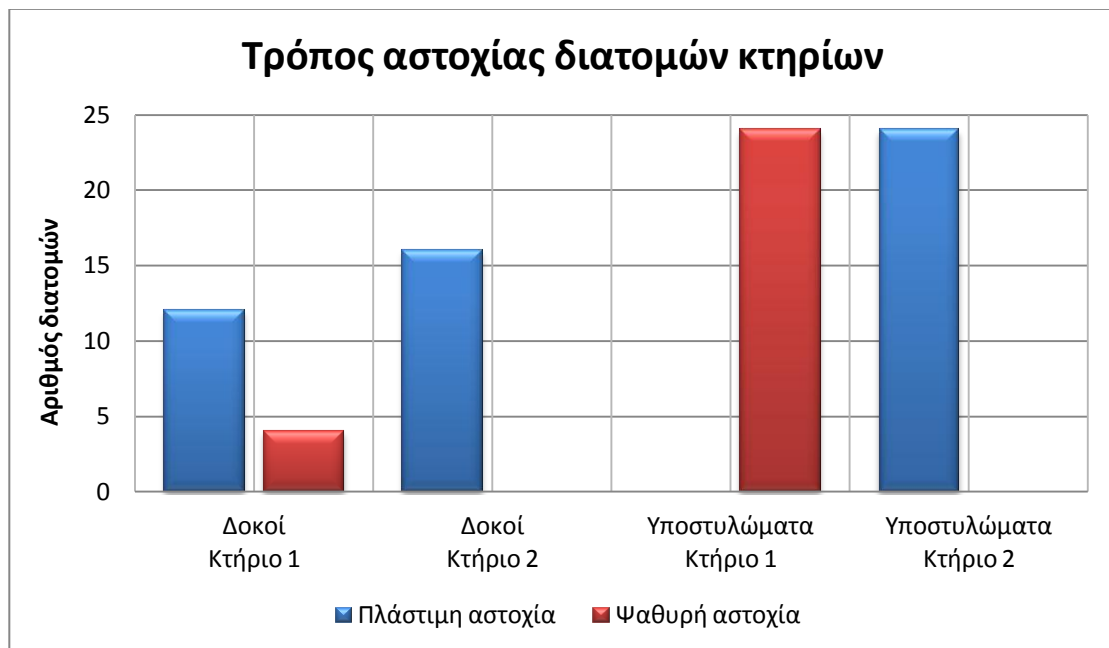
Πίνακας 3.33(α) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ3 κτηρίου 2.

	Υποσύλωμα Κ3 στάθμη 3				Υποσύλωμα Κ3 στάθμη 4			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
<i>M</i>	-	+	-	+	-	+	-	+
<i>My (kNm)</i>	186,18	186,18	186,18	186,18	159,40	159,40	159,40	159,40
<i>Msd ελασ.</i>	-103,61	52,24	-30,17	84,06	-92,37	6,14	6,48	58,37
<i> λ ελαστ.</i>	0,56	0,28	0,16	0,45	0,58	0,04	0,01	0,37
<i>Msd δυν.</i>	-92,33	40,96	-22,95	76,84	-85,12	-1,10	7,80	57,05
<i> λ δυναμ.</i>	0,50	0,22	0,12	0,41	0,53	0,01	0,05	0,36

Πίνακας 3.33(β) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ3 κτηρίου 2.

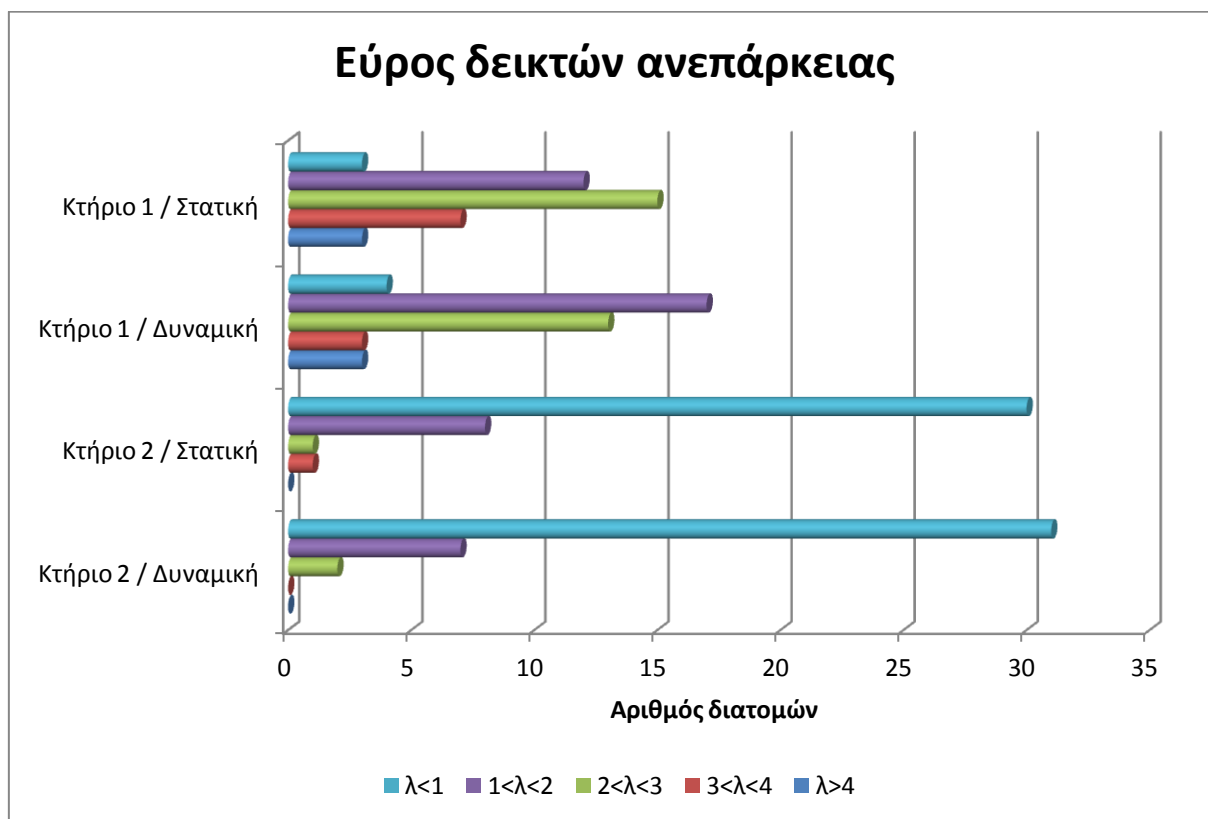
3.4 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ, ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Ακολουθούν διαγράμματα και πίνακες που δείχνουν εμποπτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν.



Σχήμα 3.20 Τρόπος αστοχίας διατομών των κτηρίων.

- ❖ Παρατηρούμε ότι στο κτήριο 2 οι διατομές αστοχούν μόνο πλάστιμα, ενώ στο κτήριο 1 οι ψαθυρές αστοχίες υπερέχουν έναντι των πλάστιμων. Αυτό είναι αναμενόμενο καθώς στον αντισεισμικό κανονισμό του 1984 οι απαιτήσεις για σπλισμό διάτμησης είναι πολύ πιο αυστηρές, η διάταξη των συνδετήρων πιο πυκνή, ενώ εισάγεται και η έννοια των κρίσιμων περιοχών.



Σχήμα 3.21 Εύρος δεικτών ανεπάρκειας στατικής και δυναμικής ανάλυσης.

- ❖ Στο παραπάνω διάγραμμα αποτυπώνεται καθαρά πόσο πιο ανεπαρκές είναι το κτήριο που σχεδιάστηκε με τον αντισεισμικό του 1959 έναντι του κτηρίου που σχεδιάστηκε με τον αντισεισμικό του 1984. Παρατηρούμε ότι στο κτήριο 1 όχι μόνο η πλειονότητα των διατομών του κρίνονται ανεπαρκείς αλλά το 62,5% των διατομών στην στατική ανάλυση και το 47,5% στη δυναμική έχουν δείκτη ανεπάρκειας μεγαλύτερο του 2, δηλαδή απέχουν πολύ από το να θεωρηθούν κοντά στην επάρκεια. Αντίθετα, στο κτήριο 2 η πλειονότητα των διατομών του επαρκούν ($\lambda < 1$) και μόλις το 5% των διατομών στη στατική όσο και στη δυναμική ανάλυση έχουν δείκτη ανεπάρκειας που ξεπερνά το 2.

Δικαιολογώντας αυτό το αποτέλεσμα, δύο από τους παράγοντες που συντελούν σε αυτή τη μεγάλη απόκλιση των δύο κτηρίων είναι:

- Το κτήριο 2 έχει μεγαλύτερα ποσοστά οπλισμού στις διατομές του καθώς και καλύτερη ποιότητα υλικών (σκυρόδεμα B225 έναντι B160 και χάλυβας StIII έναντι StI), γεγονός που συνεπάγεται μεγαλύτερες ροπές αντοχής των διατομών του έναντι αυτών του κτηρίου 1.

- ii. Το κτήριο 2 καταπονείται από μικρότερες σεισμικές δράσεις καθώς λήφθηκε μεγαλύτερος ο δείκτης συμπεριφοράς του έναντι του κτηρίου 1 ($q = 2,3$ έναντι 1,7).

- ❖ Επιπλέον, παρατηρείται ότι ποιοτικά τα αποτελέσματα της ελαστικής στατικής και δυναμικής ανάλυσης είναι παρόμοια. Ωστόσο, η κατανομή των δεικτών ανεπάρκειας της δυναμικής ανάλυσης είναι ελαφρώς ευμενέστερη σχετικά με τους δείκτες ανεπάρκειας της στατικής ανάλυσης. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα εντατικά μεγέθη του δυναμικού σεισμού που εφαρμόστηκε στην δυναμική ανάλυση προέκυψαν ελαφρώς μικρότερα από τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη του στατικού σεισμού που εφαρμόστηκε στην στατική ανάλυση.

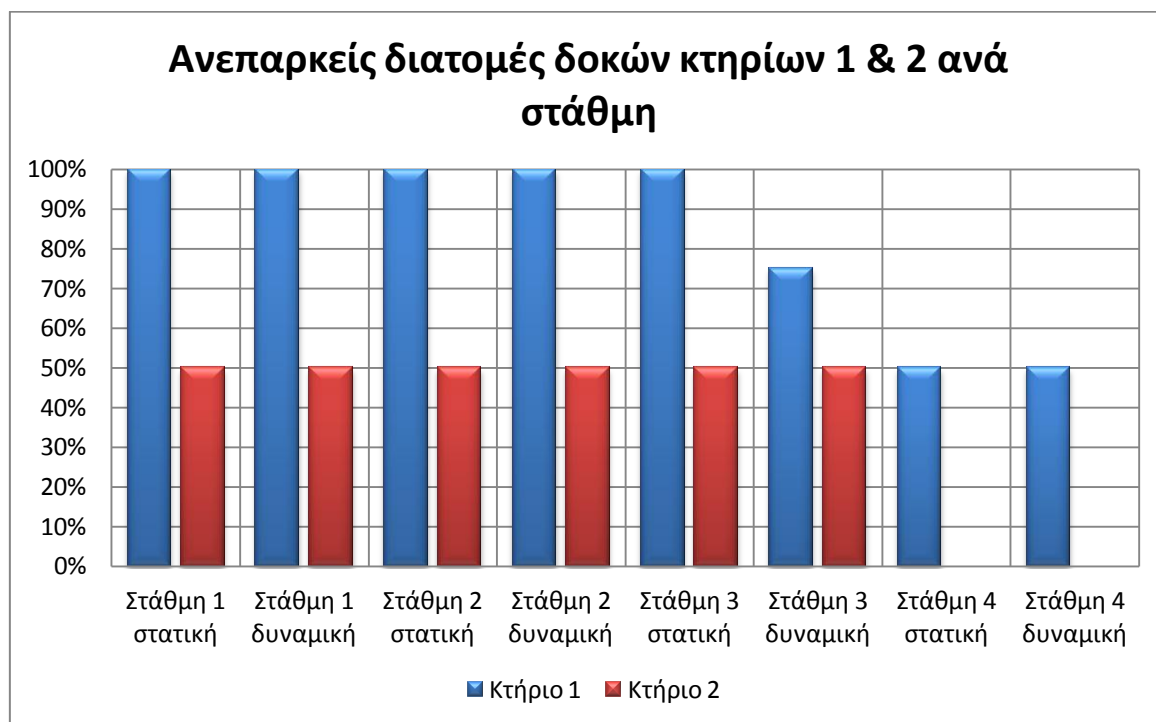
Στον παρακάτω πίνακα δίνονται συγκεντρωτικά ανά στάθμη και ανά κτήριο τα ποσοστά ανεπαρκών ($\lambda > 1$) και επαρκών διατομών ($\lambda < 1$):

ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ								
ΣΤΑΘΜΗ	ΔΟΚΟΙ				ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ			
	$\lambda > 1$		$\lambda < 1$		$\lambda > 1$		$\lambda < 1$	
	<i>K_{T1}</i>	<i>K_{T2}</i>	<i>K_{T1}</i>	<i>K_{T2}</i>	<i>K_{T1}</i>	<i>K_{T2}</i>	<i>K_{T1}</i>	<i>K_{T2}</i>
1	100%	50%	0%	50%	83,3%	16,7%	16,7%	83,3%
2	100%	50%	0%	50%	100%	33,3%	0%	66,7%
3	100%	50%	0%	50%	100%	16,7%	0%	83,3%
4	50%	0%	50%	100%	100%	0%	0%	100%
ΣΥΝΟΛΟ	87,5%	37,5%	12,5%	62,5%	95,8%	16,7%	4,2%	83,3%

Πίνακας 3.34 Ποσοστά ανεπαρκών διατομών κτηρίων 1 και 2 ανά στάθμη στατικής ανάλυσης.

ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ								
ΣΤΑΘΜΗ	ΔΟΚΟΙ				ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ			
	$\lambda > 1$		$\lambda < 1$		$\lambda > 1$		$\lambda < 1$	
	<i>K_{T1}</i>	<i>K_{T2}</i>	<i>K_{T1}</i>	<i>K_{T2}</i>	<i>K_T</i>	<i>K_{T2}</i>	<i>K_{T1}</i>	<i>K_{T2}</i>
1	100%	50%	0%	50%	83,3%	16,7%	16,7%	83,3%
2	100%	50%	0%	50%	100%	33,3%	0%	66,7%
3	75%	50%	25%	50%	100%	0%	0%	100%
4	50%	0%	50%	100%	100%	0%	0%	100%
ΣΥΝΟΛΟ	81,25%	37,5%	18,75%	62,5%	95,8%	12,5%	4,2%	87,5%

Πίνακας 3.35 Ποσοστά ανεπαρκών διατομών κτηρίων ανά στάθμη δυναμικής ανάλυσης.

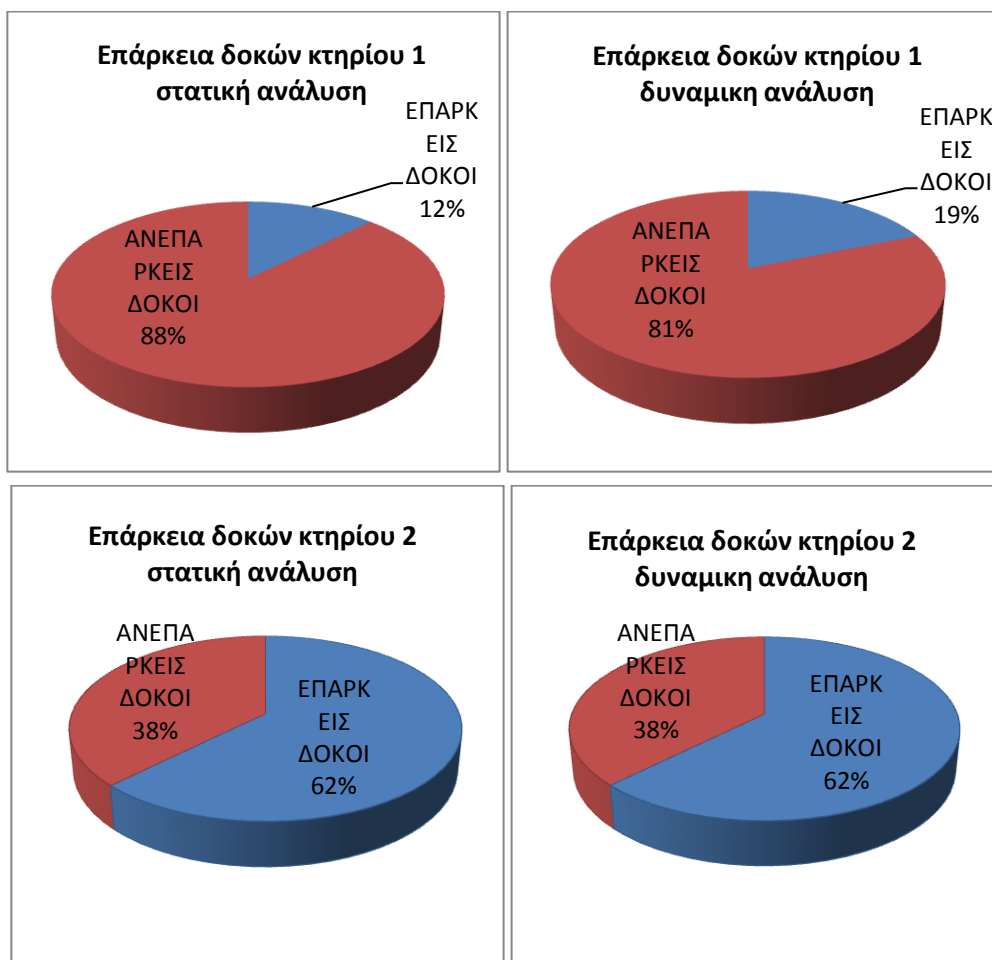


Σχήμα 3.22 Ανεπαρκείς διατομές δοκών κτηρίων 1 και 2 ανά στάθμη στατικής και δυναμικής ανάλυσης.

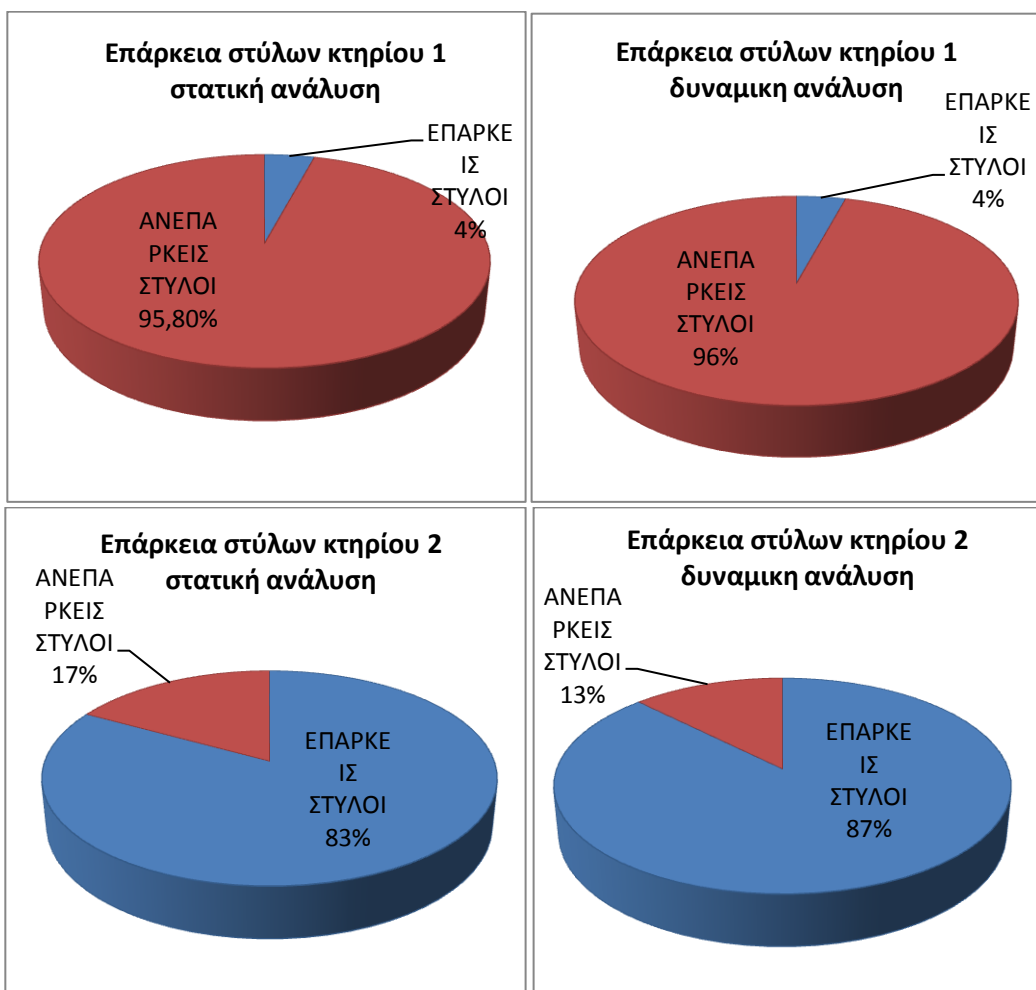
- ❖ Επιβεβαιώνεται η πρόβλεψη ότι οι δοκοί ανωτέρων σταθμών θα είναι λιγότερο ανεπαρκείς καθώς τα εντατικά μεγέθη (ροπές) ανεβαίνοντας σε υψηλότερες στάθμες κατά βάση μειώνονται ενώ οι αντοχές των δοκών παραμένουν ακριβώς οι ίδιες επειδή έχουν οπλιστεί πανομοιότυπα.



Σχήμα 3.23 Ανεπαρκείς διατομές υποστυλωμάτων κτηρίων 1 και 2 ανά στάθμη στατικής και δυναμικής ανάλυσης.



Σχήμα 3.24 Επάρκεια δοκών στατικής και δυναμικής ανάλυσης.



Σχήμα 3.25 Επάρκεια υποστυλωμάτων στατικής και δυναμικής ανάλυσης.

- ❖ Παρατηρούμε ότι οι επάρκειες που προκύπτουν για το κτήριο 2 τόσο για τις διατομές των δοκών όσο και για των υποστυλωμάτων είναι σαφέστερα καλύτερες από τις επάρκειες του κτηρίου 1. Ωστόσο, η ραγδαία βελτίωση παρατηρείται στα υποστυλώματα.

Κοιτώντας τις οπλίσεις των δοκών και των υποστυλωμάτων των δύο κτηρίων παρατηρούμε ότι οι δοκοί δεν έχουν οπλιστεί πολύ διαφορετικά στα δύο κτήρια. Ωστόσο τα υποστυλώματα του κτηρίου 2, κυρίως λόγω της ύπαρξης του ικανοτικού ελέγχου στον αντισεισμικό κανονισμό του 1984, έχουν πολύ μεγαλύτερα ποσοστά οπλισμού από τα υποστυλώματα του κτηρίου 1, κάτι που εξηγεί την παραπάνω παρατήρηση.

4

ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΓΙΑ ΤΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ

Ο στόχος της αποτίμησης υφιστάμενης κατασκευής είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς της και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες κανονισμούς, ενώ του ανασχεδιασμού η αύξηση της φέρουσας ικανότητας, σε περίπτωση που οι προαναφερθείσες απαιτήσεις δεν ικανοποιούνται. Στην παρούσα εργασία υλοποιείται η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός της συγκεκριμένης κατασκευής εφαρμόζοντας τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στο παρόν κεφάλαιο, παρουσιάζονται οι διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό με τη χρήση της Ανελαστικής Στατικής Μεθόδου καθώς και ένα παράδειγμα υπολογισμού μεγεθών παραμορφώσεων και αντοχής.

4.2 ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.7.1.1) κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία, όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων. Οι τιμές των παραμορφώσεων αυτών συγκρίνονται στη συνέχεια απευθείας με τις αντίστοιχες επιτρεπόμενες τιμές που δίνονται στο Κεφ. 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τιμές των εντατικών μεγεθών στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Οι εκτιμήσεις με τη μέθοδο αυτή είναι εν γένει πιο αξιόπιστες και λιγότερο συντηρητικές από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (και τυχόν ικανοτικούς ελέγχους).

4.3 ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Οι βασικότερες παραδοχές της ανελαστικής ανάλυσης (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.1.2) είναι οι παρακάτω:

- Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτηρίου θα

συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.

- Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανομημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει ώσπου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, που κατά κανόνα χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης χαρακτηριστικού του σημείου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Στην πρακτική εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η χάραξη της καμπύλης αντίστασης μέχρι ένα σημείο που αντιστοιχεί σε μετακίνηση κατά τι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη.
- Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη 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 δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.
- Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός (π.χ. ανάλυση της ιστορίας της απόκρισης κατάλληλου προσομοιώματος του κτιρίου, για σειρά σεισμικών διεγέρσεων) η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση δ_t) 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.

4.4 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Συνιστάται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται «Ικανοποιητική» ΣΑΔ, δεδομένου ότι είναι ευρύτατα διαδεδομένη στους Μηχανικούς η αίσθηση ότι μια υψηλής στάθμης ανάλυση οφείλει να βασίζεται

σε αντίστοιχης στάθμης δεδομένα. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.7.2) οι προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου είναι οι εξής :

- Η ανελαστική στατική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια 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 ανώτερων 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.
- Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι σ' αυτήν την περίπτωση θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση.
- Τα κτίρια θα πρέπει να ικανοποιούν τα κριτήρια επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κεφ. 9) και για τις δύο μεθόδους ανάλυσης, επιτρέπεται ωστόσο μια αύξηση κατά 33% των τιμών των παραμέτρων (συντελεστές m , βλ. §9.3.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ.) που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου στη δυναμική ελαστική ανάλυση.

4.5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η καμπύλη αντίστασης, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσης και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (ΚΑΝ.ΕΠΕ., §5.7.3.2.) θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι 150% της στοχευόμενης μετακίνησης δ_t .

Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό του ΕΑΚ (§4.1.2.1). 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 (περιοχή πιθανής πλαστικής άρθρωσης). Στο προσομοίωμα θα συμπεριλαμβάνονται τόσο τα κύρια όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία, αλλά και οι τοιχοπληρώσεις.

Η σχέση έντασης-παραμόρφωσης κάθε στοιχείου θα συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα, μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρις αστοχίας, που θα περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του και στο προσομοίωμα θα συμπεριλαμβάνονται εν γένει τόσο τα κύρια, όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία. Φέροντα δομικά στοιχεία που δεν πληρούν τους ελέγχους του κεφαλαίου 9 του Κανονισμού Επεμβάσεων θα θεωρούνται ως δευτερεύοντα και θα αφαιρούνται από το προσομοίωμα του κτιρίου.

4.5.1 ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ Ω/Σ

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s στοιχείου ισούται με:

$$K = M_y L_s / 3\theta_y,$$

όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής αντίστοιχα στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την παραπάνω εξίσωση στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δηλαδή, διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K από την εξίσωση για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).

4.5.2 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ

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

4.5.3 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ

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 (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω ανελαστικοποίησης ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.3). Από κάθε μία από τις δύο ομάδες κατανομών φορτίων που δίνονται παρακάτω μπορεί να επιλέγεται η μία από τις δύο απαιτούμενες κατανομές :

- Ως πρώτη κατανομή («ιδιομορφική») μπορεί να επιλέγεται μία από τις κατωτέρω:
 - Κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με τη σχέση 3.15 του ΕΑΚ. Η χρήση της κατανομής αυτής επιτρέπεται μόνον εάν η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα της κατασκευής ξεπερνά το 75% (στη θεωρούμενη διεύθυνση) και εφόσον χρησιμοποιείται επιπροσθέτως και η «ομοιόμορφη» κατανομή (βλ. κατωτέρω).
 - Κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση. Η χρήση της κατανομής αυτής επιτρέπεται μόνον εφόσον η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα της κατασκευής ξεπερνά το 75%.
 - Κατανομή καθ' ύψος συμβατή με την κατανομή των τεμνουσών ορόφων που υπολογίζονται με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων από τη φασματική ανάλυση του κτιρίου, χρησιμοποιώντας τον απαιτούμενο αριθμό ιδιομορφών (παρ. 3.4.2 ΕΑΚ). Η χρήση της κατανομής αυτής επιβάλλεται όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου ξεπερνά το 1.0 sec.
- Ως δεύτερη κατανομή μπορεί να επιλέγεται μία από τις κατωτέρω:
 - «Ομοιόμορφη» κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης (ορόφου).
 - Αναπροσαρμοζόμενη κατανομή που μεταβάλλεται σύμφωνα με τον τρόπο παραμόρφωσης του φορέα. Η αναπροσαρμοζόμενη κατανομή φορτίων θα προκύπτει συνεκτιμώντας τις μεταβολές στις ιδιότητες του φορέα

(δυσκαμψία, ιδιομορφές) κατά τη μετελαστική φάση της απόκρισης.

4.5.4 ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ δ_t

Η μετακίνηση-στόχος (δ_t) του κόμβου ελέγχου υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.4.2) :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_{e(T)}$$

όπου:

T_e : η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου στη διεύθυνση που μελετάται. Υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

T_i : η ασύζευκτη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου στη διεύθυνση που μελετάται, υπολογισμένη από ελαστική δυναμική ανάλυση.

K_i : η ελαστική πλευρική δυσκαμψία του κτιρίου στη διεύθυνση που μελετάται.

K_e : η ενεργός πλευρική δυσκαμψία του κτιρίου στη διεύθυνση που μελετάται.

$S_{e(T)}$: 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 §5.7.3.4).

C_0 : συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e , με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα.

C_1 : συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η διαφορά της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης του φορέα από την αντίστοιχη ελαστική. Σε κάθε περίπτωση ο συντελεστής C_1 δεν πρέπει να είναι μικρότερος της μονάδας ούτε μεγαλύτερος από τις τιμές:

$$- C_1 = 1,5 \text{ για } T_i < 0,10 \text{ sec}$$

$$- C_1 = 1,0 \text{ για } T_i \geq T_2$$

R : ο λόγος της ελαστικής απαίτησης αντοχής προς τη δύναμη διαρροής (V_y) του φορέα. Υπολογίζεται από τη σχέση: $R = \frac{\Phi_e}{V_y/W} C_m$

V_y : η δύναμη διαρροής του κτιρίου

W : το συνολικό βάρος του φορέα για το συνδυασμό G+0.3Q.

C_m : το ποσοστό συμμετοχής της θεμελιώδους ιδιομορφής, όπως προκύπτει από ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου.

C_2 : συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση.

C_3 : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως.

Αριθμός ορόφων κτιρίων	1	2	3	5	≥ 10
C_0	1.0	1.2	1.3	1.4	1.5

Πίνακας 4.1 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C_0

	$T \geq T_2^*$	$T < T_2$
C_1	1.0	$[1+(R-1)T_2/T_e]/R$

* T_2 η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης

Πίνακας 4.2 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C_1

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T \leq 0.1s$		$T \geq T_c$	
	Φορέας τύπου 1*	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

*Οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας προ του 1985 ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασης τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2, εναλλακτικά θεωρούνται φορείς τύπου 2.

Πίνακας 4.3 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C_2

	$\theta < 0.1^*$	$\theta \geq 0.1$
C_3	1.0	$1+5(\theta-0.1)/T$

*Για συνήθη κτίρια από ΟΣ και τοιχοποιία όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας

Πίνακας 4.4 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C

Αφού προσδιοριστεί η στοχευμένη μετακίνηση δ_t της κορυφής του κτιρίου συγκρίνεται η σεισμική απαίτηση σε όρους στροφής χορδής στην αστοχία θ_u που εφαρμόζεται λόγω της παραμόρφωσης των στοιχείων για την δεδομένη δ_t της κορυφής του κτιρίου, με την αντίστοιχη διαθέσιμη στρόφη χορδής στην αστοχία θ_u (η ανίσωση ασφαλείας σε όρους παραμορφώσεων για τα πλάστιμα στοιχεία και σε όρους δυνάμεων για τα ψαθυρά).

4.5.5 ΧΩΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ ΔΡΑΣΕΩΝ

Για τη σωστή εφαρμογή της ανελαστικής στατικής μεθόδου (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.4.9) το κτήριο πρέπει να αναλύεται για φορτία σε δύο διευθύνσεις, με λόγο των αντίστοιχων τεμνουσών βάσης 10:3 και (χωριστά) 3:10. Εφαρμόζεται δηλαδή, το 100% μιας επιλεγείσας τέμνουσας βάσης στη μία διεύθυνση και το 30% της αντίστοιχης τέμνουσας βάσης στην άλλη διεύθυνση, μέχρις ότου, κατά τη διεύθυνση όπου εφαρμόζεται η μεγαλύτερη τέμνουσα βάση, να προκύψει μετακίνηση ίση με την αντίστοιχη στοχευόμενη μετακίνηση. Σε κτίρια χωρίς έντονη ασυμμετρία σε κάτοψη επιτρέπεται, απλοποιητικά, η εφαρμογή των φορτίων σε κάθε διεύθυνση χωριστά, αλλά με παράλληλη αύξηση της στοχευόμενης μετακίνησης κατά 30%. Στο δικό μας κτήριο που μελετάται μόνο ένα απλό επίπεδο πλαίσιο θα μελετηθεί μόνο η μία διεύθυνση.

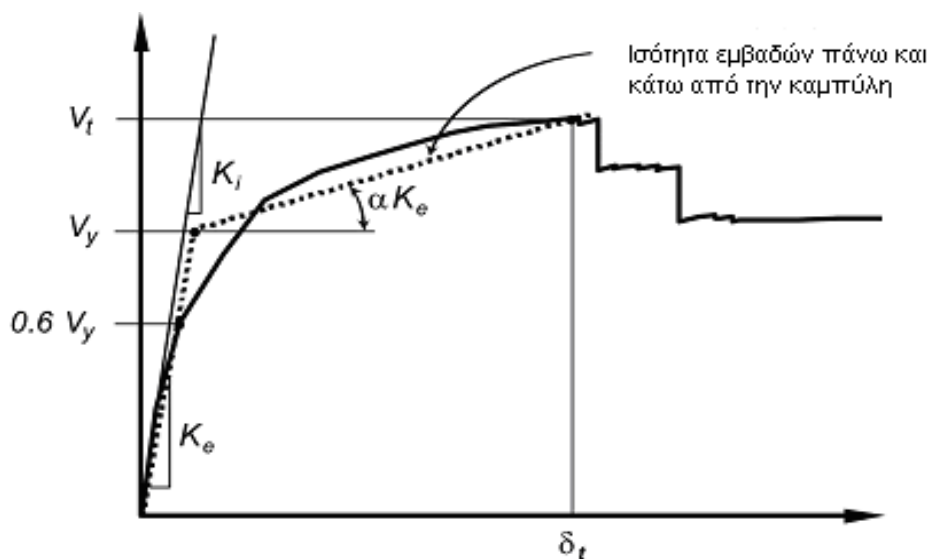
4.5.6 ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Για ανάλυση στο επίπεδο, θα χρησιμοποιούνται δύο διαφορετικά προσομοιώματα, αντιπροσωπευτικά του φέροντος οργανισμού του κτιρίου κατά μήκος δύο κάθετων μεταξύ τους αξόνων. Αν αυτοί οι άξονες δεν υφίστανται, θα γίνεται ανάλυση στο χώρο, με βάση προσομοίωμα αντιπροσωπευτικό του συνόλου του φέροντος οργανισμού του κτιρίου (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.6). Στη συγκεκριμένη περίπτωση η ανελαστική στατική ανάλυση πραγματοποιείται στο επίπεδο.

4.6 ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΜΕΝΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΔΥΝΑΜΗΣ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ (V-δ)

Η μη γραμμική σχέση δύναμης – μετατόπισης μεταξύ της τέμνουσας βάσης και της μετατόπισης του κόμβου ελέγχου, όπως προκύπτει από την ανελαστική στατική ανάλυση, αντικαθίσταται με μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ενεργού πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.4).

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης - μετακίνησης) συνιστάται να είναι διγραμμική, με αρχική κλίση K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με $\alpha \cdot K_e$. Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται με επαναληπτική γραφική διαδικασία, με οδηγό την ισότητα (προσεγγιστικά) των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης (βλέπε παρακάτω σχήμα):



Σχήμα 4.1 Εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

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 αντιστοιχεί στην τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση (α) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση. Η δύναμη διαρροής, V_y , δεν θα λαμβάνεται μεγαλύτερη από τη μέγιστη τέμνουσα

βάσης που αντιστοιχεί σε οποιοδήποτε σημείο της (πραγματικής) μη γραμμικής καμπύλης αντίστασης του κτιρίου. Η τιμή T_e της ισοδύναμης θεμελιώδους ιδιοπεριόδου υπολογίζεται στη συνέχεια από τη σχέση:

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

όπου, T η ελαστική θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση και K_0 η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία.

4.7 ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Η αποτίμηση του συγκεκριμένου κτιρίου, γίνεται για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασίας ζωής». Για τη στάθμη αυτή τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§9.3.1) η γενική ανίσωση ασφαλείας ($S_d < R_d$) ελέγχεται ως εξής:

α) Για πλαστικούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών με:

- S_d : παραμορφωσιακό μέγεθος δ (γωνία στροφής θ , καμπυλότητα $1/r$ κ.α.) από την ανάλυση με $\gamma_{sd} = 1,0$.
- R_d : τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, όχι μεγαλύτερη της αναμενόμενης οριακής παραμόρφωσης, δ_u . Η R_d υπολογίζεται με βάση τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} .

Η τιμή του συντελεστή γ_{Rd} εξαρτάται από το είδος του παραμορφωσιακού μεγέθους που χρησιμοποιείται για τον έλεγχο και τον τρόπο που υπολογίζονται οι τιμές του. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, ως μέγεθος ελέγχου θα χρησιμοποιηθεί η γωνία στροφής θ , ενώ για τον υπολογισμό των θ_y και θ_u χρησιμοποιούνται ακριβείς αναλυτικές σχέσεις.

- Σε πρωτεύοντα στοιχεία, η τιμή της R_d για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» μπορεί να υπολογισθεί ως:

$$R_d = \delta_d = \frac{0,5(\delta_y + \delta_u)}{\gamma_{Rd}}$$

όπου τα δ_y και δ_u είναι υπολογισμένα με βάση τις μέσες (συχνότερες) τιμές των ιδιοτήτων των υλικών.

Σε δευτερεύοντα στοιχεία η τιμή της R_d για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» μπορεί να ληφθεί ίση με την τιμή του δ κατά την αστοχία δ_u , διαιρεμένη με γ_{Rd} :

$$R_d = \delta_d = \frac{\delta_u}{\gamma_{Rd}}$$

β) Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών με:

- S_d : εντατικό μέγεθος από την ανελαστική ανάλυση με $\gamma_{sd} = 1$.
- R_d : τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους δυνάμεων, υπολογισμένη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών.

4.8 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

4.8.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων στο πλαίσιο μιας ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis), πραγματοποιείται με διάφορους τρόπους, ο συνηθέστερος των οποίων είναι το προσομοίωμα συγκεντρωμένης πλαστικότητας ή σημειακών πλαστικών αρθρώσεων.

Τη μέθοδο αυτή χρησιμοποιεί και το SAP για την προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς δομικών στοιχείων. Πιο συγκεκριμένα, το προσομοίωμα συντίθεται από ελαστικά στοιχεία που στα άκρα τους έχουν σημειακά στροφικά ελατήρια, τα οποία ακολουθούν ένα ανελαστικό νόμο M-θ που καθορίζεται από το χρήστη. Τα ελατήρια αυτά θεωρείται ότι ενεργοποιούνται μετά τη διαρροή του στοιχείου, δηλαδή μετά το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο ένα ή και στα δύο άκρα του στοιχείου. Το υπόλοιπο τμήμα του στοιχείου εξακολουθεί να συμπεριφέρεται ελαστικά και μετά την ενεργοποίηση των σημειακών ελατηρίων.

Το πρώτο και πιο κρίσιμο στάδιο της αποτίμησης μιας κατασκευής είναι η ορθή και κατά το δυνατόν αξιόπιστη εκτίμηση της αντοχής και της διαθέσιμης στροφής των διατομών της κατασκευής. Ειδικότερα, απαιτείται η ανάπτυξη ενός νόμου M-θ για κάθε ανελαστικό ελατήριο στις κρίσιμες διατομές των μελών του φορέα, το οποίο θα ανταποκρίνεται όσο το δυνατόν περισσότερο στα δεδομένα γεωμετρίας και όπλισης της διατομής, στα υλικά της διατομής, καθώς και (όπου απαιτείται) στα μεγέθη έντασης της διατομής.

Για τον καθορισμό του νόμου M-θ ενός στοιχείου απαιτείται ο υπολογισμός της στροφής διαρροής, της διαθέσιμης πλαστικής στροφής, της ροπής διαρροής και της ροπής αστοχίας της διατομής.

Η λανθασμένη θεώρηση των αντοχών των διατομών, έστω και αν υποεκτιμά τις αντοχές τους, δεν είναι απαραίτητα προς τη μεριά της ασφάλειας. Αυτό συμβαίνει γιατί κατά τη διαδικασία της αποτίμησης καθοριστικό σημείο είναι η ρεαλιστική θεώρηση του μηχανισμού αστοχίας της κατασκευής, ο οποίος συναρτάται με τη συσχέτιση των ροπών αντοχής των δοκών με αυτές των στύλων. Υποεκτίμηση της αντοχής κάποιων διατομών μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένη θεώρηση μηχανισμού αστοχίας, ο οποίος ενδεχομένως να είναι ευμενέστερος του πραγματικού.

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων παρέχει τη δυνατότητα εξαγωγής νόμων M-θ για όλα τα φέροντα δομικά στοιχεία, με διάφορες μεθοδολογίες κλιμακούμενης ακρίβειας και υπολογιστικού κόστους. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, η επιδιωκόμενη ακρίβεια ικανοποιείται με την εφαρμογή του αναλυτικού τυπολογίου που παρέχεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τον υπολογισμό της στροφής διαρροής, της διαθέσιμης πλαστικής στροφής, της ροπής διαρροής και της ροπής αστοχίας της διατομής.

4.8.2 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

Ο καθορισμός των τιμών για τις αντοχές των υλικών αποτελεί εξίσου σημαντικό παράγοντα για την ορθή ανελαστική ανάλυση ενός φορέα. Για την ανελαστική ανάλυση εν γένει δεν συνιστάται η χρησιμοποίηση των χαρακτηριστικών τιμών αντοχών, καθώς αυτές θα υποεκτιμούσαν την πραγματική αντοχή των μελών, με συνέπεια τα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω.

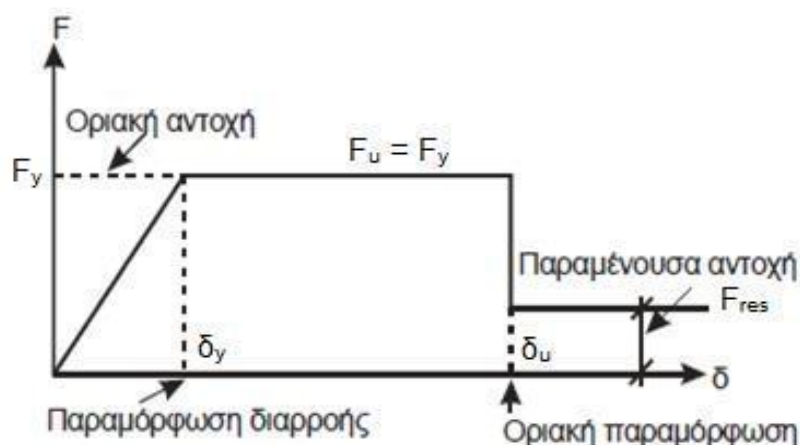
4.8.3 ΒΑΣΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

4.8.3.1 ΚΑΜΠΥΛΗ ΕΝΤΑΤΙΚΟΥ ΜΕΓΕΘΟΥΣ-ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ (F-δ)

Η μηχανική συμπεριφορά της κρίσιμης περιοχής ενός δομικού στοιχείου περιγράφεται εν γένει μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους «F» συναρτήσεως της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης «δ» (ΚΑΝΕΠΕ, §7.1.2.1). Το είδος, η διεύθυνση, κλπ του μεγέθους F επιλέγονται έτσι ώστε να χαρακτηρίζουν το κύριο μέρος της έντασης την οποία προκαλεί η σεισμική

δράση στην κρίσιμη περιοχή του στοιχείου. Η παραμόρφωση δ επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F , να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης της κρίσιμης περιοχής του στοιχείου.

Στο σχήμα που ακολουθεί απεικονίζεται η γενική μορφή του νόμου ανελαστικής συμπεριφοράς της κρίσιμης περιοχής ενός στοιχείου:



Σχήμα 4.2 Νόμος ανελαστικής συμπεριφοράς της κρίσιμης περιοχής ενός στοιχείου

Όταν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης και η καμπυλότητα $1/r$. Αν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η γωνιακή (διατμητική) παραμόρφωση γ .

Επειδή στα στοιχεία O/Σ οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών από την αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, ως καταλληλότερη επιλογή F και δ θεωρείται η ροπή M και η γωνία στροφής θ στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης των οπλισμών.

Στη συνέχεια περιγράφονται συνοπτικά οι παράμετροι που απαιτούνται για τον πλήρη καθορισμό ενός τέτοιου διαγράμματος $M-\theta$.

4.8.3.2 ΟΙΟΝΕΙ ΕΛΑΣΤΙΚΟΣ ΚΛΑΔΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΡΡΟΗ

Η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης $F - \delta$ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος κρίνεται γενικά επαρκής για τις ανάγκες του σχεδιασμού. Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη

“διαρροή” της κρίσιμης περιοχής του στοιχείου. Μετά το σημείο αυτό η καμπύλη μπορεί, υπό προϋποθέσεις, να λαμβάνεται περίπου οριζόντια (ΚΑΝΕΠΕ, §7.1.2.2). Κατά συνέπεια η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας, θεωρώντας μηδενική κράτυνση. Ειδικότερα, διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις:

- i. Σε ένα μέλος που αστοχεί από κάμψη με ροπή στο άκρο ίση με M_u , θα λαμβάνεται $F_y = M_u$ (εφόσον οι F εκφράζονται σε όρους ροπών).
- ii. Σε ένα μέλος που αστοχεί από τέμνουσα, όταν δηλαδή $V_u < V_{Mu}$, θα λαμβάνεται $F_y = M_{vu}$, όπου M_{vu} η ροπή τη στιγμή της διατμητικής αστοχίας (εφόσον οι F εκφράζονται σε όρους ροπών).

Είναι: $V_{Mu} = M_u / (\alpha_s \cdot d)$

όπου, $\alpha_s = M / (V \cdot d)$ ο “λόγος διατμήσης” της υπόψη περιοχής κατά την υπό εξέταση εντατική κατάσταση.

Στο σημείο αυτό, η έννοια “διαρροής” δομικού στοιχείου, είναι ευρύτερη εκείνης που προκαλείται αποκλειστικώς από τη διαρροή του οπλισμού.

4.8.3.3 ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΟΣ ΚΛΑΔΟΣ

Όπως ήδη αναφέρθηκε, στις περιπτώσεις όπου αναμένεται σημαντική διαθέσιμη πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών, είναι αποδεκτό να λαμβάνεται ο μετελαστικός κλάδος της καμπύλης $F - \delta$ οριζόντιος μέχρι την παραμόρφωση αστοχίας του στοιχείου, δ_u (ΚΑΝΕΠΕ, §7.1.2.3).

Στην περίπτωση που αναμένεται έντονη εξασθένιση της απόκρισης με την ανακύκλιση της παραμόρφωσης, ή φαινόμενα 2ας τάξης, ο μετελαστικός κλάδος οφείλει θεωρητικά να λαμβάνεται με αρνητική κλίση. Ωστόσο, η χρήση αρνητικής κλίσης μπορεί να οδηγήσει σε αριθμητικά προβλήματα κατά την ανελαστική ανάλυση και συνεπώς λανθασμένα αποτελέσματα. Για το λόγο αυτό στις περιπτώσεις αυτές συνιστάται μια κατάλληλη μείωση της F_y , ώστε ένας χαμηλότερος οριζόντιος μετελαστικός κλάδος να λαμβάνει προσεγγιστικώς υπόψη και την εξασθένιση της απόκρισης υπό μεγαλύτερες παραμορφώσεις.

Στην παρούσα εργασία επιλέγεται γενικά η αποδοχή του μετελαστικού κλάδου με πολύ μικρή κράτυνση, προκειμένου να αποφευχθούν αριθμητικά προβλήματα κατά την επίλυση.

4.8.3.4 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ

Ως αστοχία ορίζεται η σημαντική και συχνά απότομη μείωση της αντίστασης F υπό μονοτονικά αυξανόμενη παραμόρφωση, ή υπό ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση. Υπό την έννοια αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως αστοχία μια μείωση της αντίστασης ίση περίπου με το 20% της μέγιστης τιμής της. Ως παραμόρφωση αστοχίας δu επομένως ορίζεται εκείνη η τιμή που αντιστοιχεί σε απόκριση F μειωμένη κατά 20% έναντι της μέγιστης (ΚΑΝΕΠΕ, §7.1.2.4).

Η τιμή της παραμόρφωσης αστοχίας δu ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, μέσω του πλαστικού τμήματος της παραμόρφωσης αστοχίας, δηλ. του $\delta u, pl = \delta u - \delta y$ ενός στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής ή μιας σύνδεσης στοιχείων.

Η τιμή $\mu_\delta = \delta u / \delta y$ ορίζεται ως διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων. Αν ως δ χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής, όπως ισχύει στην προκειμένη περίπτωση, τότε το $\mu_\delta = \mu_\theta$ αφορά γωνίες στροφής χορδής, δηλαδή σχετική μετάθεση άκρων του στοιχείου.

4.8.3.5 ΑΠΟΜΕΝΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ

Μετά την παραμόρφωση αστοχίας δu μειώνεται σημαντικά η απόκριση του στοιχείου σε ένταση λόγω σεισμικής δράσης υπό αυξανόμενη παραμόρφωση δ , αλλά συνήθως δεν μηδενίζεται. Η απόκριση αυτή μπορεί να θεωρηθεί περίπου σταθερή μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι των φορτίων βαρύτητας, ονομάζεται δε απομένουσα ή παραμένουσα αντίσταση F_{res} . Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.1.2.5) δεν καθορίζει συγκεκριμένη τιμή ή εύρος τιμών για την F_{res} , η οποία κατά κανόνα εκφράζεται ως ποσοστό της F_y . Στην προκειμένη περίπτωση η απομένουσα αντίσταση λαμβάνεται ίση με το 25% της μέγιστης αντοχής.

4.8.3.6 ΤΕΛΙΚΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ

Ως τελική παραμόρφωση ορίζεται η παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι των φορτίων βαρύτητας. Για το θέμα αυτό, όπως και για το παραπάνω, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. δεν προτείνει κάποια διαδικασία καθορισμού της τελικής παραμόρφωσης ούτε αναφέρει κάποιες ενδεικτικές τιμές.

Έτσι, στην παρούσα εργασία η τελική παραμόρφωση αστοχίας λαμβάνεται κατά παραδοχή και με βάση τις ισχύουσες αντιλήψεις για την συμπεριφορά

και αστοχία των στοιχείων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, ως: $2\theta u, pl$ για τους στύλους και ως $5\theta u, pl$ για τις δοκούς.

4.8.3.7 ΠΛΑΣΤΙΜΗ ΚΑΙ ΨΑΘΥΡΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

Εφόσον η διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας μ ενός δομικού στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής στοιχείου ή μιας σύνδεσης στοιχείων ξεπερνά ένα ορισμένο όριο, η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως πλάστιμη, οπότε η ανίσωση ασφαλείας του θα εκφράζεται σε όρους παραμορφώσεων δ . Διαφορετικά, η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως ψαθυρή, οπότε η ανίσωση ασφαλείας θα εκφράζεται σε όρους εντατικών μεγεθών F , όπως ορίζεται και στο Κεφάλαιο 4 (ΚΑΝΕΠΕ, §7.1.2.6).

Το όριο μεταξύ πλάστιμης και ψαθυρής συμπεριφοράς λαμβάνεται συμβατικά ίσο με 2, όταν αναφέρεται σε διαθέσιμη τιμή δείκτη πλαστιμότητας σχετικών μετακινήσεων, $\mu\delta$ ή $\mu\theta$. Όταν αναφέρεται σε διαθέσιμη τιμή δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων, $\mu_{1/r}$, το συμβατικό όριο λαμβάνεται ίσο με 3.

Στοιχεία οπλισμένου σκυρόδεματος που διαρρέουν σε διάτμηση πριν τη διαρροή σε κάμψη (δηλαδή στα οποία η $V_{Mu} = M_u / (\alpha_s \cdot d)$ είναι μεγαλύτερη από τη V_u) θεωρείται ότι έχουν ψαθυρή συμπεριφορά. Στοιχεία που διαρρέουν σε κάμψη πριν τη διαρροή σε διάτμηση (δηλαδή η $V_{Mu} = M_u / (\alpha_s \cdot d)$ είναι μικρότερη της V_u) μπορεί να θεωρηθούν ότι έχουν πλάστιμη συμπεριφορά, χωρίς υπολογισμό και έλεγχο της διαθέσιμης τιμής του δείκτη πλαστιμότητας.

Στοιχεία με συμπεριφορά που κατά τα ανωτέρω χαρακτηρίζεται κατ'αρχήν ως πλάστιμη, χρειάζεται να ελέγχονται σε όρους δυνάμεων έναντι του ενδεχομένου μετελαστικής αστοχίας από διάτμηση λόγω εξασθένησης της διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση των παραμορφώσεων κατά την §7.2.4.2 του ΚΑΝΕΠΕ.

5

ΚΕΦΑΛΑΙΟ

*ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (pushover) ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ
ΚΤΗΡΙΩΝ*

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιαστεί η αποτίμηση των δύο κτηρίων χρησιμοποιώντας την ανελαστική στατική ανάλυση (γνωστή ως pushover). Η διαφορά σε αυτή την ανάλυση σε σχέση με τις δύο ελαστικές αναλύσεις που προηγήθηκαν (στατική και δυναμική) είναι ότι θα πειραματιστούμε θεωρώντας πως η ποιότητα σκυροδέματος για το ίδιο κτήριο μπορεί να διαφέρει από κτήριο σε κτήριο. Είναι γνωστό ότι το σκυρόδεμα, υπό κάποιες προϋποθέσεις, μπορεί με τα χρόνια να αυξήσει κατά πολύ την αντοχή του. Μετρήσεις έχουν δείξει ότι η αντοχή 25 χρόνια μετά τη σκυροδέτηση μπορεί να είναι περίπου 2 έως και 3 φορές μεγαλύτερη από αυτήν των 28 ημερών.

Θεωρούμε, λοιπόν, ότι έχουμε δύο ίδια κτήρια κατασκευασμένα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959:

1. Το πρώτο κτήριο είναι αυτό που μελετήσαμε μέχρι στιγμής, με Σ.Α.Δ. ανεκτή ($\gamma_m = 1,20$) και υπολογισμένη από δοκιμές αντοχή σκυροδέματος $f_c = 14,4\text{Μpa}$. Συνεπώς, $f_{c \text{ τελικό}} = \frac{f_c}{\gamma_m} = 12,0\text{Μpa}$.
2. Το δεύτερο κτήριο θα απαιτήσουμε να έχει υψηλή Σ.Α.Δ. ($\gamma_m = 1,00$) και υπολογισμένη από δοκιμές αντοχή σκυροδέματος $f_c = 20,0\text{Μpa}$. Συνεπώς, $f_{c \text{ τελικό}} = \frac{f_c}{\gamma_m} = 20,0\text{Μpa}$.

Θεωρούμε, επίσης, ότι έχουμε δύο ίδια κτήρια κατασκευασμένα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1984:

1. Το πρώτο κτήριο είναι αυτό που μελετήσαμε μέχρι στιγμής, με Σ.Α.Δ. ανεκτή ($\gamma_m = 1,20$) και υπολογισμένη από δοκιμές αντοχή σκυροδέματος $f_c = 21,6\text{Μpa}$. Συνεπώς, $f_{c \text{ τελικό}} = \frac{f_c}{\gamma_m} = 18,0\text{Μpa}$.
2. Το δεύτερο κτήριο θα απαιτήσουμε να έχει υψηλή Σ.Α.Δ. ($\gamma_m = 1,00$) και υπολογισμένη από δοκιμές αντοχή σκυροδέματος $f_c = 30,0\text{Μpa}$. Συνεπώς, $f_{c \text{ τελικό}} = \frac{f_c}{\gamma_m} = 30,0\text{Μpa}$.

Στόχος: Να αποτυπωθούν δύο αποτιμήσεις οι οποίες θα αντιπροσωπεύουν το χειρίστο και το βέλτιστο σενάριο περί αντοχής σκυροδέματος. Η σύγκριση αυτών των αποτελεσμάτων θα υποδείξει στον μελετητή μηχανικό πόσο μεγάλη επίδραση έχουν στην αποτίμηση του κτηρίου δύο παράγοντες:

- Η διακύμανση που μπορεί να υπάρχει στην μετρούμενη από δοκιμές αντοχή του σκυροδέματος.
- Η ακρίβεια των δοκιμών και η επίτευξη υψηλής Σ.Α.Δ. (διαδικασία η οποία εκτός από χρονοβόρα είναι και ιδιαίτερα ακριβή).

5.2 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΜΕΓΕΘΩΝ θ_y , θ_u , M_y

Παρατίθεται ένα παράδειγμα υπολογισμού των μεγεθών θ_y , θ_u , M_y , απαραίτητα για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για μία δοκό κι ένα υποστύλωμα του κτηρίου 1, με εφαρμογή της μεθοδολογίας που έχει περιγραφεί στο κεφάλαιο 2:

Υλικά κτηρίου 1:

Χάλυβας Διαμ. οπλισμών: $f_y = 220 \text{ MPa}$, $\gamma_s = 1,00$, $E_s = 200 \text{ GPa}$

Χάλυβας Εγκ. οπλισμών: $f_y = 220 \text{ MPa}$, $\gamma_s = 1,00$, $E_s = 200 \text{ GPa}$

Σκυρόδεμα: $f_{ck} = 12 \text{ MPa}$, $\gamma_c = 1,00$, $E_c = 25,8 \text{ GPa}$

όπου, $E_c = 9,5(f_{ck} + 8)^{1/3}$

$\alpha = E_s / E_c = 200/25,8 = 7,75$

Δοκός 1 – Στάθμη 1 (αριστερά)

Υπάρχοντες οπλισμοί :

Αριστερά πάνω	$2\Phi 12 + 2\Phi 8$	$A_{s,top} = 327\text{mm}^2$
Αριστερά κάτω	$2\Phi 10$	$A_{s,bot} = 157\text{mm}^2$

Πίνακας 5.1 Οπλισμοί άκρου αριστερής δοκού στάθμης 1 κτηρίου 1.

Συνδετήρες : $\emptyset 6/130$ δίμητοι ανοιχτοί, Stl

Να σημειωθεί ότι δεν θα ληφθεί υπόψη η συμβολή των οπλισμών της πλάκας για την άνω ίνα της στήριξης.

❖ **Για το αριστερό άκρο της δοκού και ροπή M^- (ορθογωνική διατομή):**

Γεωμετρικά στοιχεία:

$$l = 4,00\text{m}, d_1 = 3\text{mm}, b_w = 0,25\text{m}, h = 0,60\text{m}$$

$$d = h - d_1 = 0,57\text{m}.$$

$$d' = h - d = 0,03\text{m}.$$

$$\delta' = d'/d = \frac{0,03}{0,57} = 0,05263.$$

$$\rho = \frac{A_{s,top}}{b_w d} = \frac{3,27}{25 \cdot 57} = 0,00229474.$$

$$\rho' = \frac{A_{s,bot}}{b_w d} = \frac{1,57}{25 \cdot 57} = 0,00110175.$$

$$\rho_v = 0.$$

$$\rho_d = 0.$$

$$z = d - d' = 0,57 - 0,03 = 0,54m.$$

$$L_s = \frac{l}{2} = 2,00m.$$

$$N = 0.$$

Σύμφωνα με τους υπολογισμούς που πραγματοποιήθηκαν στο κεφάλαιο 3 έχουμε:

Το κρίσιμο υλικό είναι ο χάλυβας και:

$$(1/r)_y = 0,00231523,$$

$$\xi_y = 0,16646,$$

$$\text{Ροπή διαρροής: } M_y = 38,74kNm.$$

Υπολογισμός παραμόρφωσης διαρροής θ_y :

Υπολογίζεται η αντοχή σε τέμνουσα V_{R1} :

$$V_{R1} = [C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 57,25kN,$$

όπου,

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad d(mm), \quad \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02, \quad k_1 = 0,15,$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd}(Mpa).$$

Η τέμνουσα τη στιγμή της καμπτικής διαρροής είναι:

$$V_{Mu} = M_y/L_s = 38,74/2,00 = 19,37kN$$

Είναι $V_{Mu} < V_{R1}$, οπότε $\alpha_v = 0$.

Συνεπώς, η στροφή διαρροής υπολογίζεται ως εξής:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} = 0,0038308.$$

Υπολογισμός παραμόρφωσης αστοχίας θ_{um} :

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0145 \cdot 0,25^v \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,03} (f_c)^{0,2} (a_s)^{0,35} \cdot 25 \left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right) \cdot (1,275^{100\rho_d}) = 0,04526956.$$

$$\theta_u = \theta_{um}^{pl} + \theta_y = 0,04526956 + 0,0038308 = 0,04910036.$$

Η διατμητική αντοχή της διατομής είναι:

$$V_R = \frac{h-x}{2L_S} \cdot \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(5; \mu_{\theta}^{pl}) \right) \cdot [0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \cdot (1 - 0,16 \min(5; \alpha_s)) A_c \sqrt{f_c} + V_w] = 52,57 \text{ kN} > V_{Mu} \rightarrow \text{πλάστιμη αστοχία.}$$

Υπολογίζεται ο λόγος:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} = \frac{0,04910036}{0,0038308} = 12,82 > 2$$

οπότε, η αναμενόμενη μορφή αστοχίας της υπόψη διατομής χαρακτηρίζεται **πλάστιμη**.

Επομένως, οι τελικές τιμές είναι:

$$\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,04527,$$

$$\theta_{\tau\epsilon\lambda} = 5 \cdot \theta_{pl} = 0,22635,$$

$$M_y = 38,74 \text{ kNm},$$

$$M_{res} = 0,25 \cdot M_y = 9,68 \text{ kNm}.$$

❖ **Για το αριστερό άκρο της δοκού και ροπή M^+ (πλακοδοκός):**

Γεωμετρικά στοιχεία:

$$l = 4,00 \text{ m}, d_1 = 3 \text{ mm}, b_w = 0,25 \text{ m}, h = 0,60 \text{ m}$$

$$d = h - d_1 = 0,57 \text{ m}.$$

$$d' = h - d = 0,03 \text{ m}.$$

$$\delta' = d'/d = \frac{0,03}{0,57} = 0,05263.$$

$$\rho = \frac{A_{s,bot}}{b_f d} = \frac{1,57}{181 \cdot 57} = 0,00015218.$$

$$\rho' = \frac{A_{s,top}}{b_f d} = \frac{3,27}{181 \cdot 57} = 0,00031695.$$

$$\rho_v = 0.$$

$$\rho_d = 0.$$

$$z = d - d' = 0,57 - 0,03 = 0,54m.$$

$$L_s = \frac{l}{2} = 2,00m.$$

$$N = 0.$$

Σύμφωνα με τους υπολογισμούς που πραγματοποιήθηκαν στο κεφάλαιο 3 έχουμε:

Το κρίσιμο υλικό είναι ο χάλυβας και:

$$(1/r)_y = 0,0020264,$$

$$\xi_y = 0,04766,$$

$$\text{Ροπή διαρροής σε κάμψη: } M_y = 19,38kNm.$$

Υπολογισμός παραμόρφωσης διαρροής θ_y :

Υπολογίζεται η αντοχή σε τέμνουσα V_{R1} :

$$V_{R1} = [C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 44,82kN,$$

όπου,

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad d(mm), \quad \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02, \quad k_1 = 0,15,$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd}(Mpa).$$

Η τέμνουσα τη στιγμή της καμπτικής διαρροής είναι:

$$V_{Mu} = M_y/L_s = 19,38/2,00 = 9,69kN$$

Είναι $V_{Mu} < V_{R1}$, οπότε $\alpha_v = 0$.

Συνεπώς, η στροφή διαρροής υπολογίζεται ως εξής:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d b f_y}{8\sqrt{f_c}} = 0,0036061.$$

Υπολογισμός παραμόρφωσης αστοχίας θ_{um} :

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0145 \cdot 0,25^v \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,03} (f_c)^{0,2} (a_s)^{0,35} \cdot 25 \left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right).$$

$$(1,275^{100\rho_d}) = 0,0363255.$$

$$\theta_u = \theta_{um}^{pl} + \theta_y = 0,0363255 + 0,0036061 = 0,0399316.$$

Η διατμητική αντοχή της διατομής είναι:

$$V_R = \frac{h-x}{2L_S} \cdot \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(5, \mu_\theta^{pl})\right) \cdot [0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \cdot (1 - 0,16 \min(5; \alpha_s)) A_c \sqrt{f_c} + V_w] = 52,57 \text{ kN} > V_{Mu} \rightarrow \text{πλάστιμη αστοχία.}$$

Υπολογίζεται ο λόγος:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} = \frac{0,0399316}{0,0036061} = 11,07 > 2$$

οπότε, η αναμενόμενη μορφή αστοχίας της υπόψη διατομής χαρακτηρίζεται **πλάστιμη**.

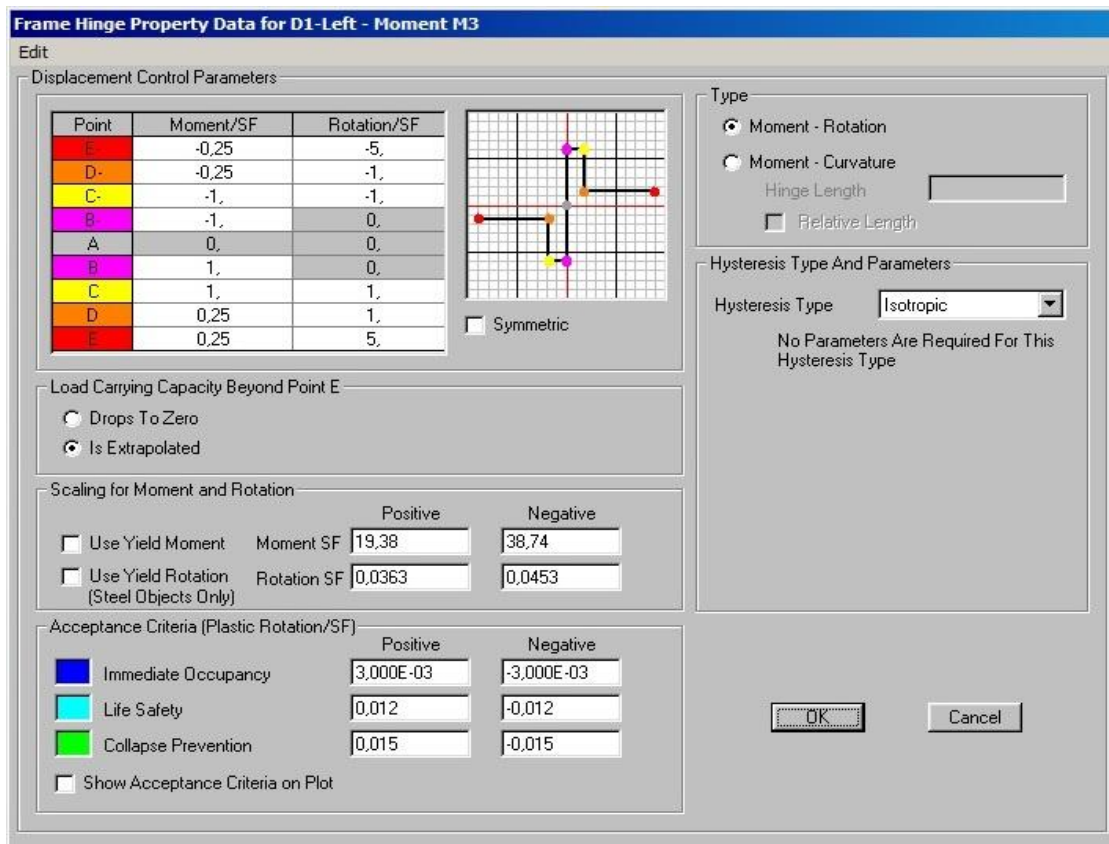
Επομένως, οι τελικές τιμές είναι:

$$\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0363255,$$

$$\theta_{\text{τελ}} = 5 \cdot \theta_{pl} = 0,18163,$$

$$M_y = 19,38 \text{ kNm},$$

$$M_{res} = 0,25 \cdot M_y = 4,85 \text{ kNm}.$$



Σχήμα 5.1: Νόμος πλαστικής άρθρωσης όπως εισάγεται στο πρόγραμμα SAP για το αριστερό άκρο της δοκού1 (στάθμη 1) κτηρίου 1.

Υποσύλωμα Κ1 – Στάθμη 1

Υπάρχοντες οπλισμοί :

$$2\Phi 20 + \Phi 18 = 8,82\text{cm}^2 \text{ ανά παρειά.}$$

Συνδετήρες : $\emptyset 8/200$ δίμητοι ανοιχτοί, StI

Γεωμετρικά στοιχεία:

$$l = 3,50\text{m}, b = 0,35\text{m}, h = 0,35\text{m}, d_1 = 0,03\text{m}$$

$$d = h - d_1 = 0,32\text{m}.$$

$$d' = h - d = 0,03\text{m}.$$

$$\delta' = d'/d = \frac{0,03}{0,32} = 0,09375.$$

$$\rho = \frac{A_{s,top}}{b \cdot d} = \frac{8,82}{35 \cdot 32} = 0,007875.$$

$$\rho' = \frac{A_{s,bot}}{b \cdot d} = \frac{8,82}{35 \cdot 32} = 0,007875.$$

$$\rho_v = \frac{A_{sh}}{b \cdot d} = \frac{8,82}{35 \cdot 32} = 0,007875.$$

$$\rho_d = 0.$$

$$z = d - d' = 0,32 - 0,03 = 0,29\text{m}.$$

$$L_s = \frac{l}{2} = 1,75\text{m}.$$

$N = 240\text{kN}$ (η αξονική που προέκυψε από τις κατακόρυφες δράσεις του σεισμικού συνδυασμού).

Σύμφωνα με τους υπολογισμούς που πραγματοποιήθηκαν στο κεφάλαιο 3 έχουμε:

Το κρίσιμο υλικό είναι ο χάλυβας και:

$$(1/r)_y = 0,00561731,$$

$$\xi_y = 0,38805242,$$

Ροπή διαρροής σε κάμψη: $M_y = 100,86\text{kNm}$.

Υπολογισμός παραμόρφωσης διαρροής θ_y :

Υπολογίζεται η αντοχή σε τέμνουσα V_{R1} :

$$V_{R1} = [C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 76,35\text{kN},$$

όπου,

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad d(\text{mm}), \quad \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02, \quad k_1 = 0,15,$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd}(\text{Mpa}).$$

Η τέμνουσα τη στιγμή της καμπτικής διαρροής είναι:

$$V_{Mu} = M_y/L_s = 100,86/1,75 = 57,64 \text{ kN}$$

Είναι $V_{Mu} < V_{R1}$, οπότε $\alpha_v = 0$.

Συνεπώς, η στροφή διαρροής στην κάμψη υπολογίζεται ως εξής:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d b f_y}{8\sqrt{f_c}} = 0,00598863.$$

Υπολογισμός παραμόρφωσης αστοχίας θ_{um} :

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0145 \cdot 0,25^v \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,03} (f_c)^{0,2} (\alpha_s)^{0,35} \cdot 25 \left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right) \cdot (1,275^{100\rho_d}) = 0,04761561.$$

$$\theta_u = \theta_{um}^{pl} + \theta_y = 0,04761561 + 0,00598863 = 0,05360424.$$

Η διατμητική αντοχή της διατομής είναι:

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \cdot \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl}) \right) \cdot [0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \cdot (1 - 0,16 \min(5; \alpha_s)) A_c \sqrt{f_c} + V_w] = 46,07 \text{ kN} < V_{Mu} \rightarrow \text{ψαθυρή αστοχία.}$$

Επομένως, οι τελικές τιμές είναι:

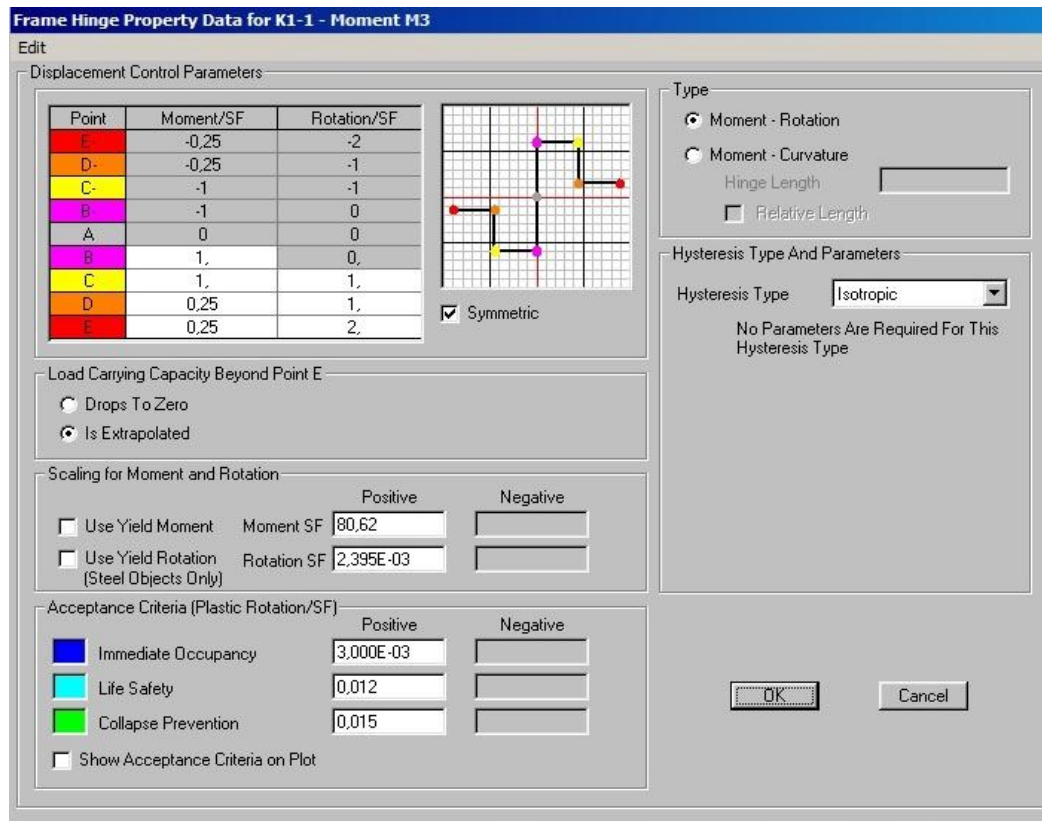
$$\theta_{y \text{ τελικο}} = \theta_y \frac{V_R}{V_{Mu}} = 0,004786,$$

$$\theta_{pl} = 0,4\theta_{y \text{ κάμψης}} = 0,002395,$$

$$\theta_{\text{τελ}} = 2 \cdot \theta_{pl} = 0,004790,$$

$$M_{y \text{ τελικο}} = M_y \frac{V_R}{V_{Mu}} = 80,62 \text{ kNm},$$

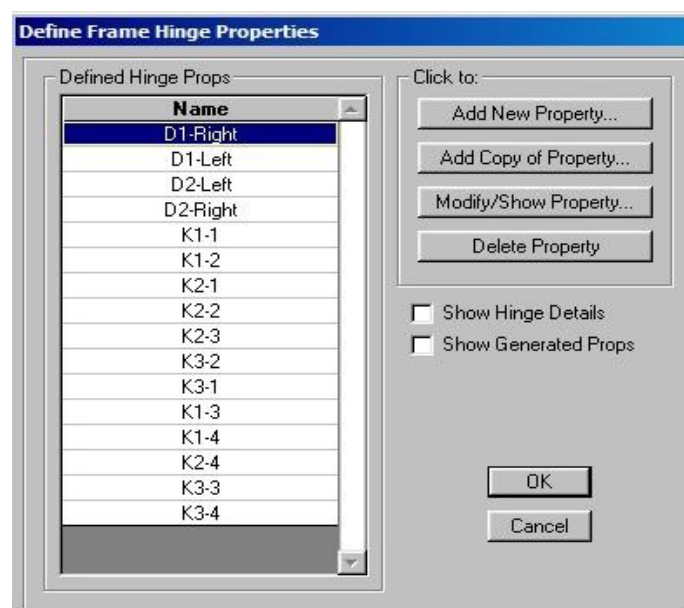
$$M_{res} = 0,25 \cdot M_y = 20,16 \text{ kNm}.$$



Σχήμα 5.2: Νόμος πλαστικής άρθρωσης όπως εισάγεται στο πρόγραμμα SAP για το υποστύλωμα K1 (στάθμη 1) κτηρίου 1.

5.3 ΟΡΙΣΜΟΣ ΝΟΜΩΝ M-θ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ ΤΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ

Συνολικά, ορίζονται στο SAP οι παρακάτω νόμοι πλαστικής άρθρωσης:



Σχήμα 5.3: Σύνολο εισαγόμενων νόμων πλαστικής άρθρωσης κτηρίου 1 & 2.

Στα δύο κτήρια εφαρμόζονται ακριβώς στα ίδια σημεία οι νόμοι πλαστικής άρθρωσης M-θ. Οι νόμοι M-θ έχουν τις ίδιες ονομασίες και στα δύο κτήρια, όμως οι τιμές M_y και θ_{pl} αλλάζουν.

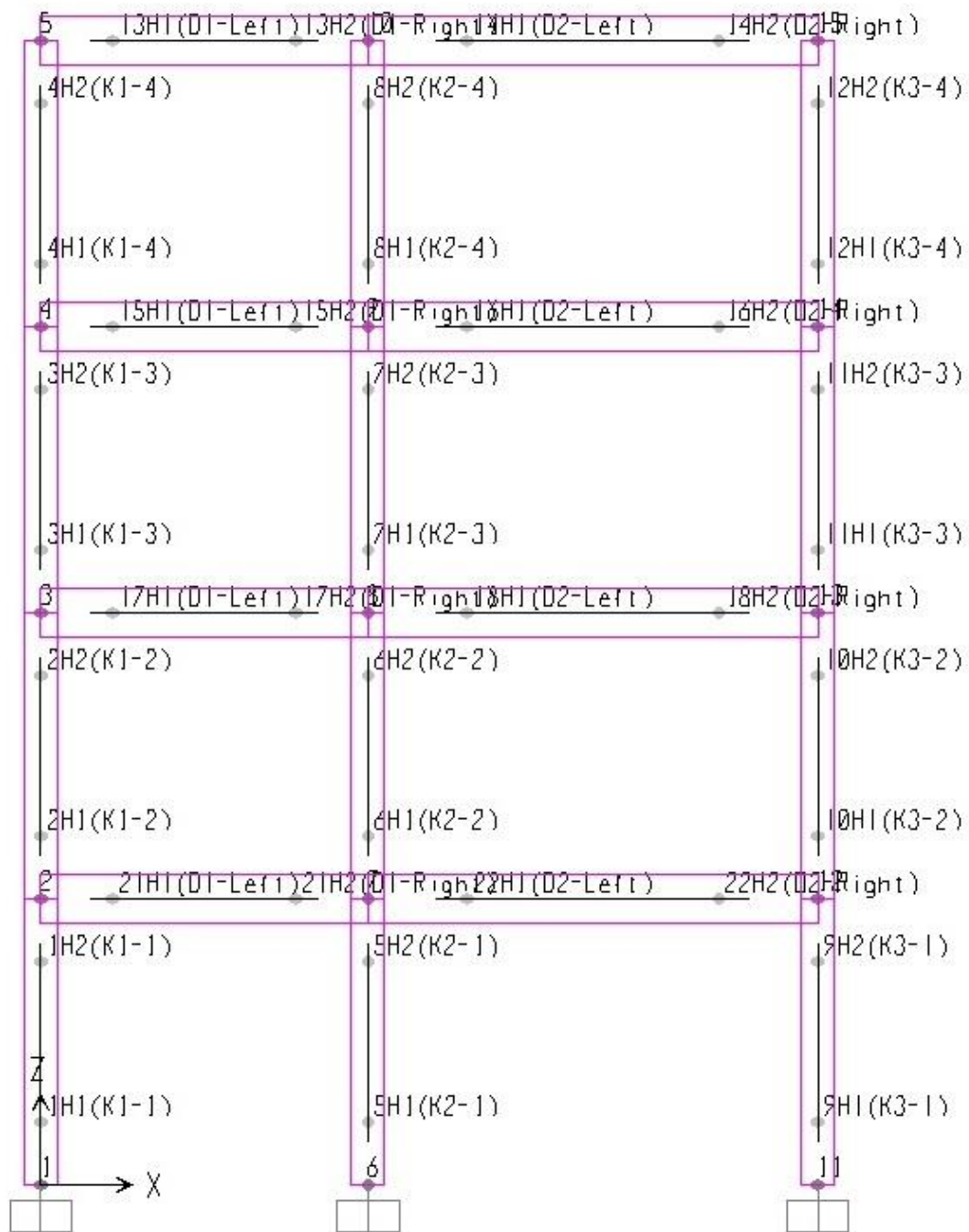
ΝΟΜΟΣ	ΚΤΗΡΙΟ 1							
	$f_c = 12\text{Mpa}$				$f_c = 20\text{Mpa}$			
	Positive		Negative		Positive		Negative	
	M_y (kNm)	θ_{pl}	M_y (kNm)	θ_{pl}	M_y (kNm)	θ_{pl}	M_y (kNm)	θ_{pl}
D1-Left	19,38	0,03633	38,74	0,04527	19,40	0,04023	38,84	0,05014
D1-Right	73,99	0,04658	155,25	0,00167	74,10	0,04532	159,25	0,03138
D2-Left	73,99	0,03167	158,73	0,05207	74,10	0,03993	159,25	0,05767
D2-Right	55,15	0,04367	83,39	0,03536	55,23	0,04498	83,63	0,03916
K1-1	80,62	0,00240	Συμμετρικά		91,82	0,00228	Συμμετρικά	
K1-2	45,87	0,00225	Συμμετρικά		52,32	0,00215	Συμμετρικά	
K1-3	45,86	0,00218	Συμμετρικά		52,31	0,00210	Συμμετρικά	
K1-4	45,85	0,00212	Συμμετρικά		49,50	0,05651	Συμμετρικά	
K2-1	220,54	0,00239	Συμμετρικά		261,74	0,00251	Συμμετρικά	
K2-2	98,15	0,00243	Συμμετρικά		112,91	0,00244	Συμμετρικά	
K2-3	45,88	0,00234	Συμμετρικά		52,33	0,00224	Συμμετρικά	
K2-4	45,86	0,00221	Συμμετρικά		52,32	0,00212	Συμμετρικά	
K3-1	80,09	0,00246	Συμμετρικά		91,83	0,00234	Συμμετρικά	
K3-2	46,87	0,00230	Συμμετρικά		52,33	0,00220	Συμμετρικά	
K3-3	45,86	0,00223	Συμμετρικά		52,32	0,00213	Συμμετρικά	
K3-4	45,85	0,00214	Συμμετρικά		52,31	0,00206	Συμμετρικά	

Πίνακας 5.2 Τιμές νομογραφημάτων κτηρίου 1.

ΝΟΜΟΣ	ΚΤΗΡΙΟ 2							
	$f_c = 18\text{Mpa}$				$f_c = 30\text{Mpa}$			
	Positive		Negative		Positive		Negative	
	M_y (kNm)	θ_{pl}	M_y (kNm)	θ_{pl}	M_y (kNm)	θ_{pl}	M_y (kNm)	θ_{pl}
D1-Left	50,59	0,0394	87,84	0,0471	50,66	0,0436	88,10	0,0521
D1-Right	149,76	0,0446	215,40	0,0348	150,03	0,0475	216,08	0,0385
D2-Left	149,76	0,0389	215,40	0,0499	150,03	0,0448	216,08	0,0552
D2-Right	100,40	0,0479	131,16	0,0401	100,56	0,0488	131,55	0,0445
K1-1	115,50	0,0530	Συμμετρικά		116,43	0,0600	Συμμετρικά	
K1-2	107,68	0,0537	Συμμετρικά		108,51	0,0605	Συμμετρικά	
K1-3	99,63	0,0544	Συμμετρικά		100,35	0,0610	Συμμετρικά	
K1-4	91,33	0,0553	Συμμετρικά		91,94	0,0615	Συμμετρικά	
K2-1	369,15	0,0478	Συμμετρικά		446,97	0,0553	Συμμετρικά	
K2-2	255,57	0,0509	Συμμετρικά		321,63	0,0585	Συμμετρικά	
K2-3	260,97	0,0525	Συμμετρικά		305,32	0,0597	Συμμετρικά	
K2-4	266,73	0,0542	Συμμετρικά		288,92	0,0607	Συμμετρικά	
K3-1	209,05	0,0521	Συμμετρικά		224,17	0,0593	Συμμετρικά	
K3-2	211,37	0,0530	Συμμετρικά		214,13	0,0600	Συμμετρικά	
K3-3	186,18	0,0540	Συμμετρικά		187,46	0,0606	Συμμετρικά	
K3-4	159,40	0,0550	Συμμετρικά		160,46	0,0613	Συμμετρικά	

Πίνακας 5.3 Τιμές νομογραφημάτων κτηρίου 2.

Οι νόμοι αυτοί εφαρμόζονται όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 5.4: Νόμοι πλαστικής άρθρωσης κτηρίου 1 και 2.

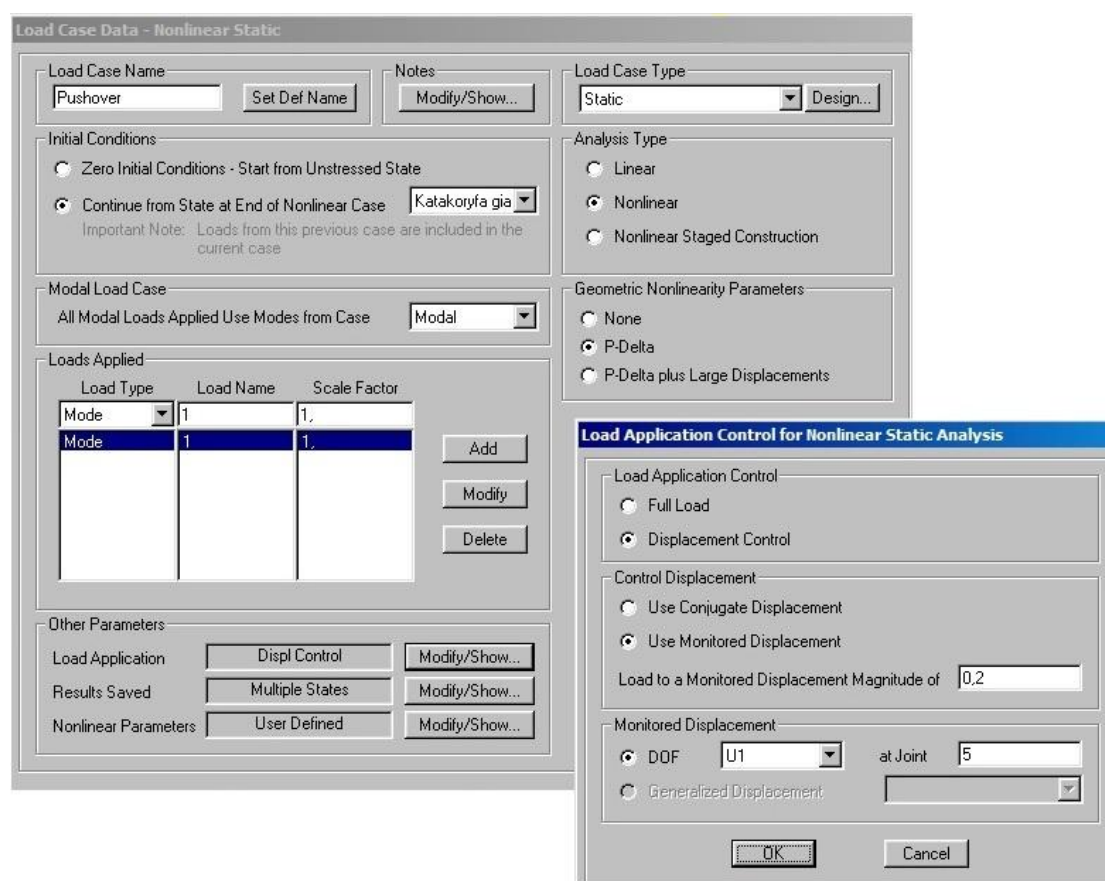
5.4 ΕΦΑΡΜΟΓΗ PUSHOVER ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

5.4.1 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Κάθε κτήριο απαιτείται να λυθεί με δύο κατανομές, όπως περιγράφηκε παραπάνω. Οι δύο κατανομές που επιλέχθηκαν είναι οι εξής:

1. Ιδιομορφική: κατανομή φορτίων σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση.
2. Ομοιόμορφη: κατανομή φορτίων ανάλογα με τη μάζα κάθε ορόφου.

Για την εφαρμογή της ιδιομορφικής κατανομής ορίζεται στο πρόγραμμα το παρακάτω load case:



Σχήμα 5.5: Load case για pushover με κατανομή το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής.

Όπως φαίνεται στο σχήμα η θέση του κόμβου ελέγχου ορίζεται στο Joint 5, δηλαδή στην ανώτερη στάθμη του πλαισίου, ενώ ο βαθμός ελευθερίας που

ελέγχεται είναι ο U1, ο οποίος αντιστοιχεί στη μετακίνηση κατά x.

Για την εφαρμογή της ομοιόμορφης κατανομής ορίζεται στο πρόγραμμα το παρακάτω load case:

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Pushover-Uniform [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [Katakoryfa gia]

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case [Modal]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Uniform	1.
Load Pattern	Uniform	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters:

Load Application: Displ Control [Modify/Show...]

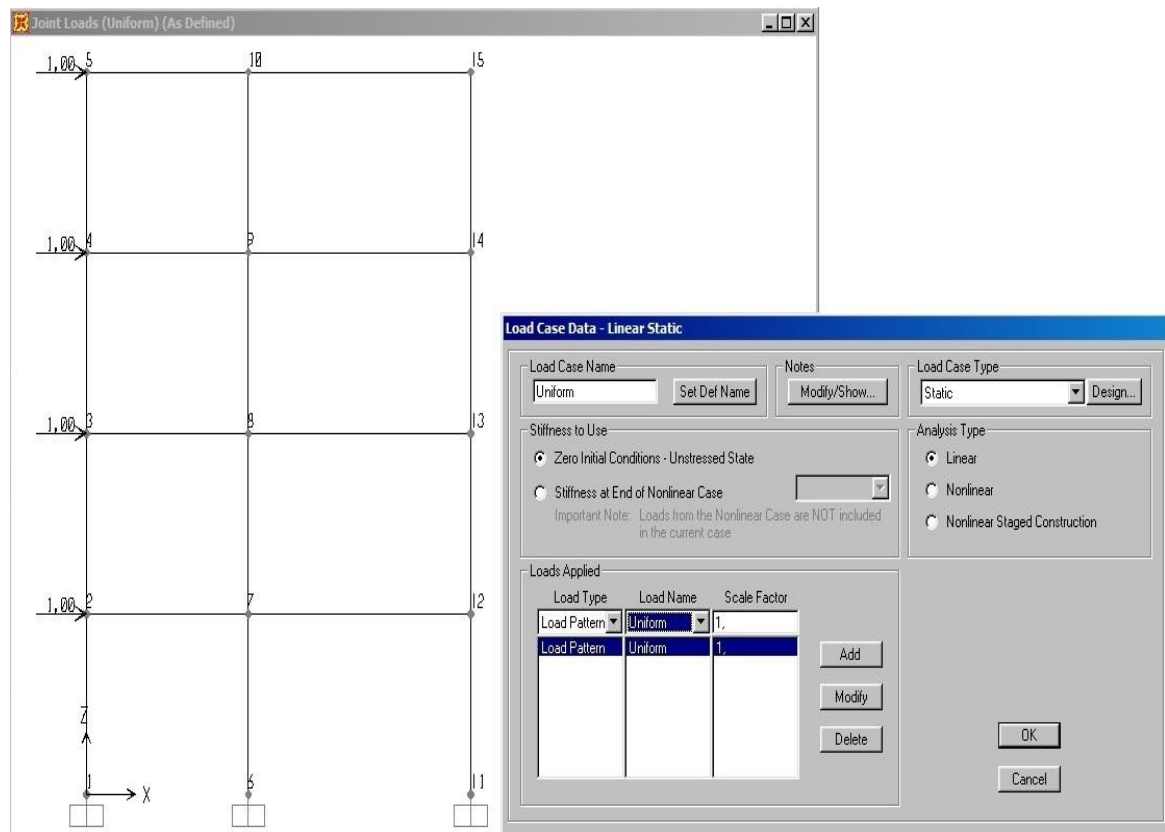
Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Σχήμα 5.6: Load case ομοιόμορφης κατανομής για pushover.

όπου, επειδή η συνολική μάζα του κτηρίου ισομοιράζεται στους τέσσερις ορόφους το ομοιόμορφο φορτίο (uniform) ορίζεται ως ένα μοναδιαίο οριζόντιο φορτίο εφαρμοσμένο σε κάθε στάθμη, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 5.7: Ομοιόμορφη κατανομή για pushover.

Επίσης, ορίζονται οι αρχικές συνθήκες εφαρμογής της pushover με την εφαρμογή μιας αρχικής φόρτισης κατακόρυφων φορτίων. Μετά τη φόρτιση αυτή ξεκινάει η επιβολή των οριζόντιων φορτίων της εκάστοτε κατανομής. Τα οριζόντια φορτία που επιβάλλονται σαν αρχικές συνθήκες φαίνονται στο παρακάτω σχήμα και αποτελούνται από τον συνδυασμό

$$\text{ίδια βάρη} + g + 0,3q$$

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name:

Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case:

Geometric Nonlinearity Parameters:

None

P-Delta

P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
<input type="text" value="Load Pattern"/>	<input type="text" value="Gravity"/>	<input type="text" value="1."/>
<input type="text" value="Load Pattern"/>	<input type="text" value="Gravity"/>	<input type="text" value="1."/>
<input type="text" value="Load Pattern"/>	<input type="text" value="kinito"/>	<input type="text" value="0.3"/>
<input type="text" value="Load Pattern"/>	<input type="text" value="Dead"/>	<input type="text" value="1."/>

Other Parameters:

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

Σχήμα 5.8: Load case της pushover για εφαρμογή των κατακόρυφων φορτίων ως αρχικής φόρτισης.

5.4.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΑΚΑΜΨΙΩΝ

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s στοιχείου ισούται με:

$$K = M_y L_s / 3\theta_y,$$

όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής αντίστοιχα στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την παραπάνω εξίσωση στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου. Όσες διατομές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή σπλισμό (δοκοί), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K από την εξίσωση για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).

Συνεπώς, υπολογίζονται οι δυσκαμψίες και παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα ως ποσοστό της δυσκαμψίας της ορθογωνικής διατομής με ακαμψία $K_{ορθ} = E_c \cdot I_y = E_c \cdot b \cdot h^3 / 12$:

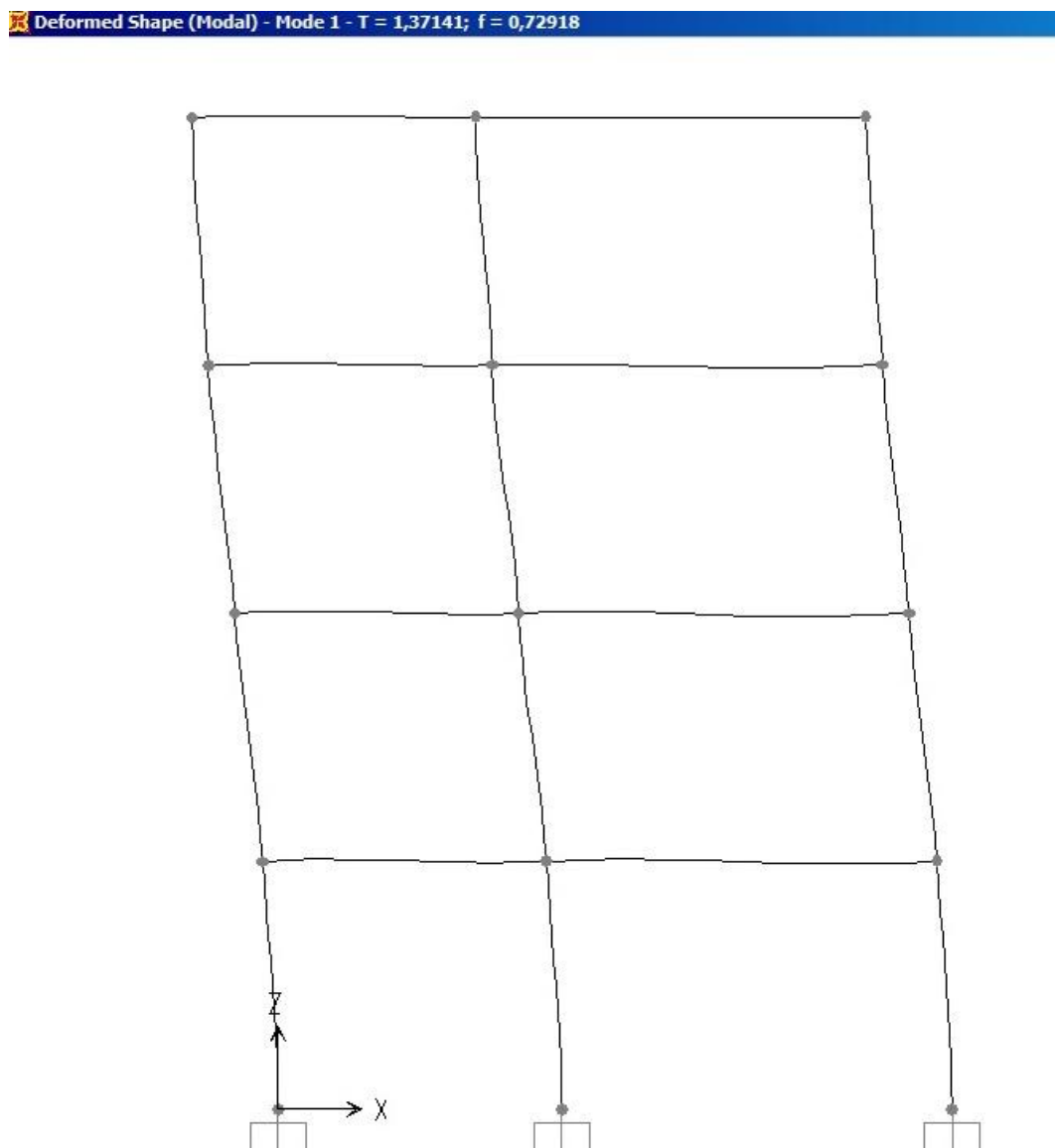
Δομικό στοιχείο	ΚΤΗΡΙΟ 1		ΚΤΗΡΙΟ 2	
	$f_c = 12\text{Mpa}$	$f_c = 20\text{Mpa}$	$f_c = 18\text{Mpa}$	$f_c = 30\text{Mpa}$
Δοκός 1	0,11	0,10	0,11	0,11
Δοκός 2	0,17	0,15	0,17	0,15
K1-1	0,30	0,29	0,22	0,20
K1-2	0,21	0,20	0,20	0,19
K1-3	0,19	0,18	0,19	0,18
K1-4	0,17	0,16	0,18	0,17
K2-1	0,48	0,46	0,41	0,40
K2-2	0,42	0,40	0,45	0,44
K2-3	0,24	0,23	0,44	0,42
K2-4	0,19	0,19	0,43	0,41
K3-1	0,32	0,31	0,33	0,32
K3-2	0,23	0,22	0,32	0,31
K3-3	0,20	0,19	0,29	0,30
K3-4	0,18	0,17	0,29	0,27

Πίνακας 5.4 Τιμές ανηγμένων ακαμψιών ανελαστικής ανάλυσης.

5.4.3 ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το προσομοίωμα αποτελείται από γραμμικά στοιχεία με δυσκαμψίες αυτές που υπολογίστηκαν στην παράγραφο 5.4.2. Οι τιμές αυτές είναι αρκετά μειωμένες με αποτέλεσμα οι προκύπτουσες ιδιοπερίοδοι να είναι πολύ αυξημένες και ο φορέας να γίνεται ιδιαίτερα εύκαμπτος.

Παρακάτω παρατίθεται η παραμορφωμένη εικόνα του κτηρίου 1 για την πρώτη ιδιομορφή:



Σχήμα 5.9: Πρώτη ιδιομορφή κτηρίου 1 ($T = 1,37s$).

Οι ιδιοπερίοδοι της πρώτης ιδιομορφής κάθε κτηρίου καθώς και το ποσοστό επιρροής της παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

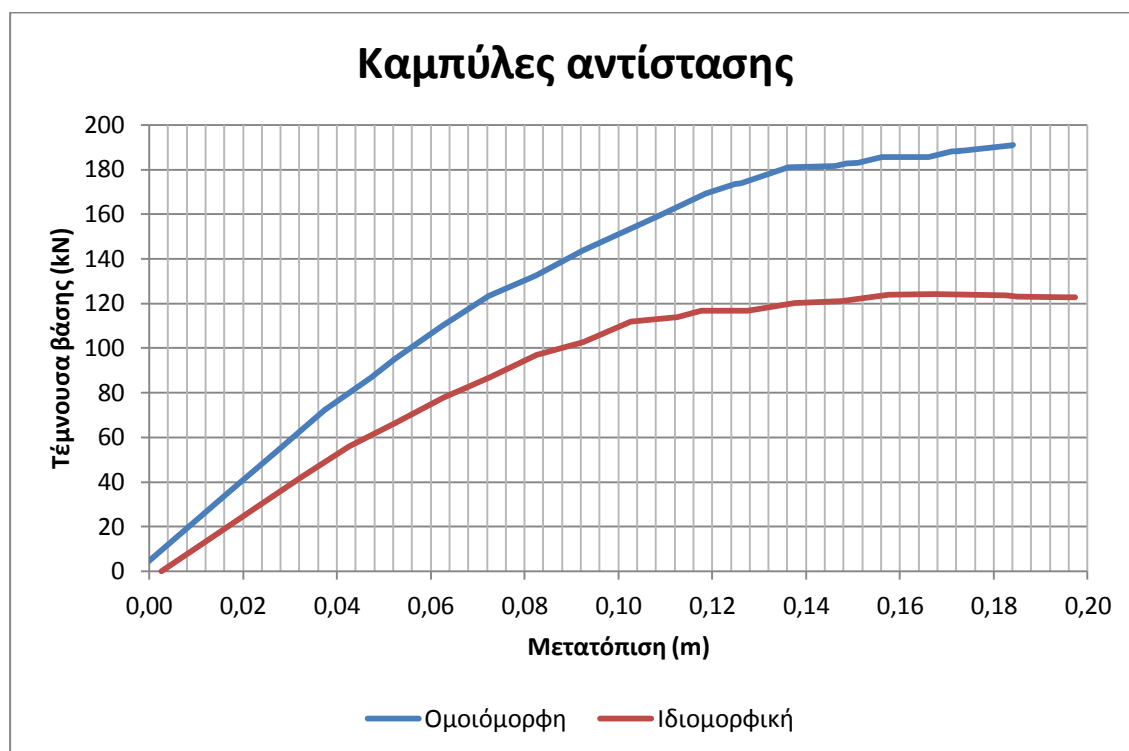
	ΚΤΗΡΙΟ 1		ΚΤΗΡΙΟ 2	
	$f_c = 12\text{Mpa}$	$f_c = 20\text{Mpa}$	$f_c = 18\text{Mpa}$	$f_c = 30\text{Mpa}$
Ιδιοπερίοδος 1 ^{ης} ιδιομορφής	1,37sec	1,35sec	1,27sec	1,22sec
Επιρροή 1 ^{ης} ιδιομορφής	0,80	0,80	0,83	0,83

Πίνακας 5.5 Ιδιοπερίοδοι και επιρροή 1^{ης} ιδιομορφής.

5.4.4 ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ & ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

5.4.4.1 ΚΤΗΡΙΟ 1, $f_c = 12\text{MPa}$

Οι καμπύλες αντίστασης που προκύπτουν από την ανελαστική στατική ανάλυση μέχρι αστοχίας του φορέα από το SAP είναι:



Σχήμα 5.10: Καμπύλη αντίστασης.

Επιλέγεται η πιο δυσμενής ανάλυση για την οποία επαναλαμβάνεται η ανελαστική ανάλυση μέχρι τη στοχευόμενη μετακίνηση, αφού πρώτα προηγηθεί η διγραμμικοποίηση των καμπυλών αντίστασης που προέκυψαν από τις αρχικές αναλύσεις.

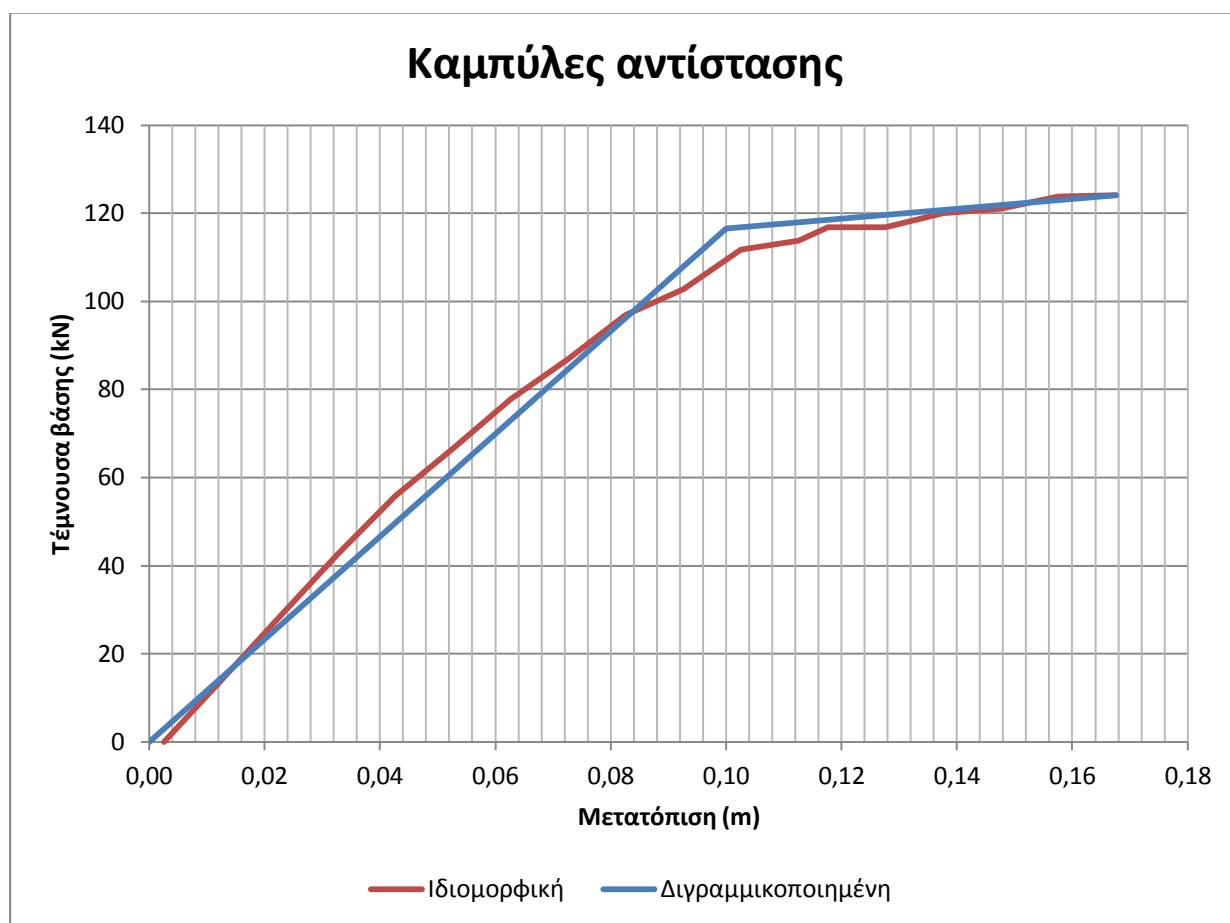
Όπως φαίνεται από το παραπάνω σχήμα η δυσμενέστερη κατανομή είναι η ιδιομορφική.

➤ Διγραμμικοποίηση και εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης

Ο καθορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης (δ_t), πραγματοποιείται με βάση τα όσα αναφέρθηκαν στην παράγραφο 4.5.4 του παρόντος. Ωστόσο, για τον

προσδιορισμό της ενεργού δυσκαμψίας K_e και της ενεργού ιδιοπεριόδου T_e , πρέπει πρώτα να γίνει η εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης που προέκυψε από την ανάλυση με μία διγραμμική καμπύλη.

Ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης απαιτεί τη χρήση της ενεργού δυσκαμψίας και ιδιοπεριόδου, που με τη σειρά τους προσδιορίζονται μετά τη διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης του κτηρίου. Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης γίνεται με παραδοχή ίσων εμβαδών άνω και κάτω της καμπύλης.



Σχήμα 5.11: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης.

$T = 0,86sec$, η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος με βάση την ελαστική δυναμική ανάλυση

$K_0 = 1419kN/m$, η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία

$V_y = 116,5kN$,

$\delta_y = 0,10m$,

$K_e = V_y/\delta_y = 1165kN/m$,

$$aK_e = 113,85 \text{ kN/m} < 0,10K_e,$$

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} = 0,86 \sqrt{\frac{1419}{1165}} = 0,95 \text{ sec.}$$

$$\Phi_e = A\gamma_1 n \theta \beta_0 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 4,604,$$

$$C_0 = 1,35 \text{ (για τετραώροφο κτήριο)}$$

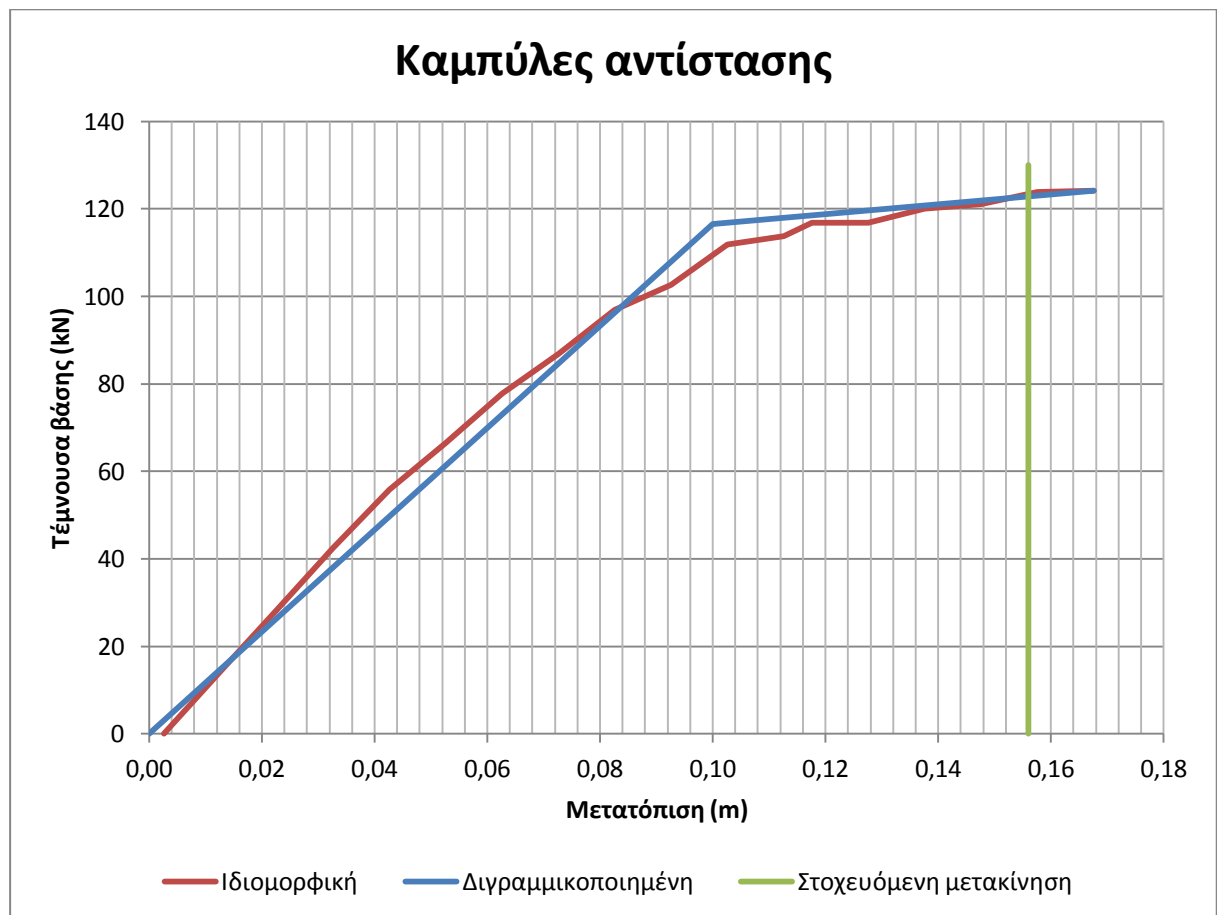
$$C_1 = 1,0,$$

$$C_2 = 1,1 \text{ (φορέας τύπου 1, } T \geq T_c),$$

$$C_3 = 1,0 \text{ (συνηθισμένη κατασκευή από Ο/Σ όπου } \theta < 0,1).$$

Με βάση τα παραπάνω η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_{e(T)} = 0,156 \text{ m}$$



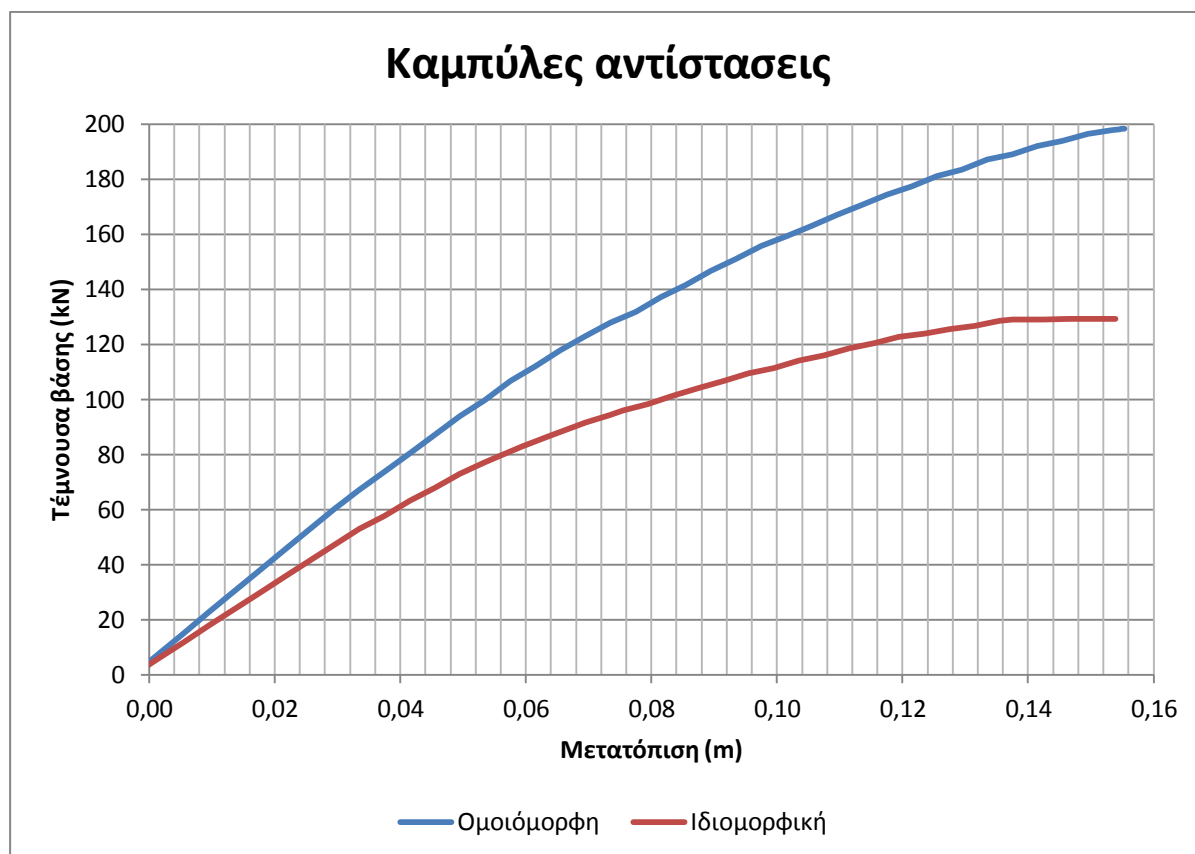
Σχήμα 5.12: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης.

Παρατηρείται αυξημένη τιμή στοχευόμενης μετακίνησης, που δικαιολογείται από την μεγάλη ευκαμψία που παρουσιάζει ο φορέας. Το γεγονός αυτό οφείλεται στις πολύ μικρές τιμές δυσκαμψιών που προέκυψαν με τη μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την ανελαστική στατική ανάλυση.

Αξίζει να σημειωθεί ότι και η καμπύλη αντίστασης με ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης που θεωρήθηκε ευμενέστερη της ιδιομορφικής «πιάνει» έστω και οριακά τη στοχευόμενη μετακίνηση δ_t .

5.4.4.2 ΚΤΗΡΙΟ 1, $f_c = 20\text{MPa}$

Οι καμπύλες αντίστασης που προκύπτουν από την ανελαστική στατική ανάλυση μέχρι αστοχίας του φορέα από το SAP είναι:

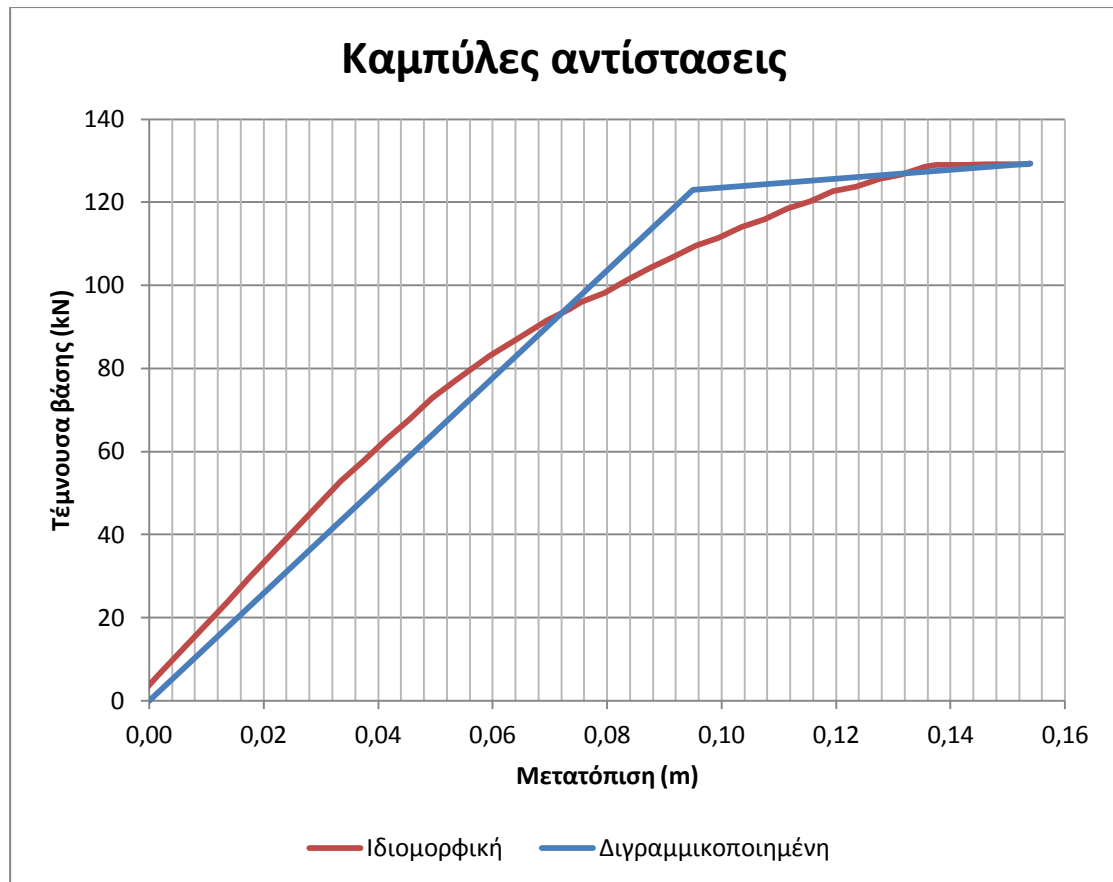


Σχήμα 5.13: Καμπύλες αντίστασης.

Επιλέγεται η πιο δυσμενής ανάλυση. Όπως φαίνεται από τα παραπάνω σχήματα η δυσμενέστερη κατανομή είναι η ιδιομορφική.

➤ Διγραμμικοποίηση και εύρεση στοχευμένης μετακίνησης

Ο καθορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης (δ_t) και η διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης πραγματοποιούνται με βάση τη μέθοδο της προηγούμενης παραγράφου.



Σχήμα 5.14: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης.

$T = 0,86 \text{ sec}$, η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος με βάση την ελαστική δυναμική ανάλυση

$K_0 = 1475 \text{ kN/m}$, η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία

$V_y = 123 \text{ kN}$,

$\delta_y = 0,095 \text{ m}$,

$K_e = V_y / \delta_y = 1294,74 \text{ kN/m}$,

$aK_e = 106,35 \text{ kN/m} < 0,10K_e$,

$T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} = 0,86 \sqrt{\frac{1475}{1294,74}} = 0,92 \text{ sec}$.

$\Phi_e = A\gamma_1 n \theta \beta_0 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 4,704$,

$C_0 = 1,35$ (για τετραώροφο κτήριο)

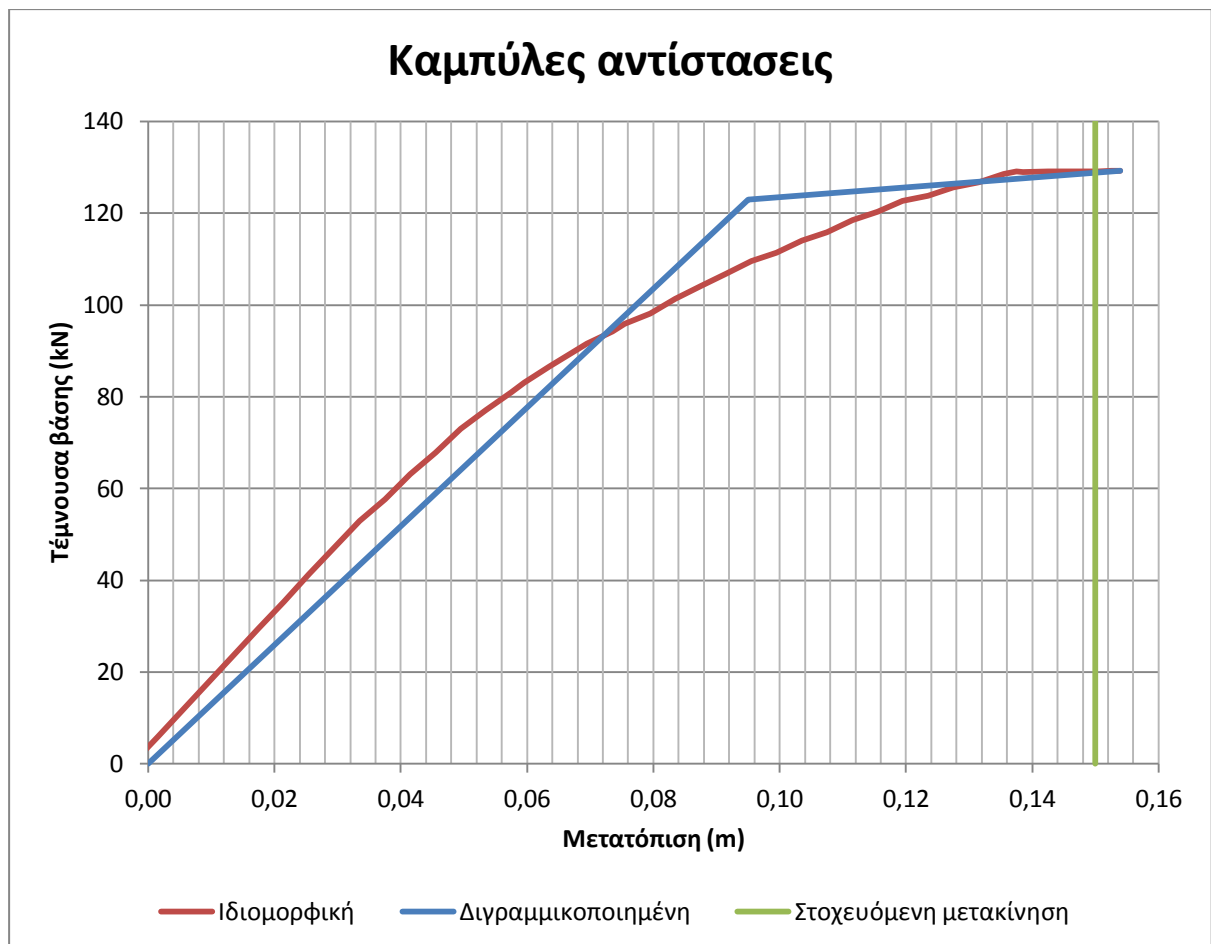
$C_1 = 1,0$,

$C_2 = 1,1$ (φορέας τύπου 1, $T \geq T_c$),

$C_3 = 1,0$ (συνηθισμένη κατασκευή από Ο/Σ όπου $\theta < 0,1$).

Με βάση τα παραπάνω η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_{e(T)} = 0,15 \text{ m}$$



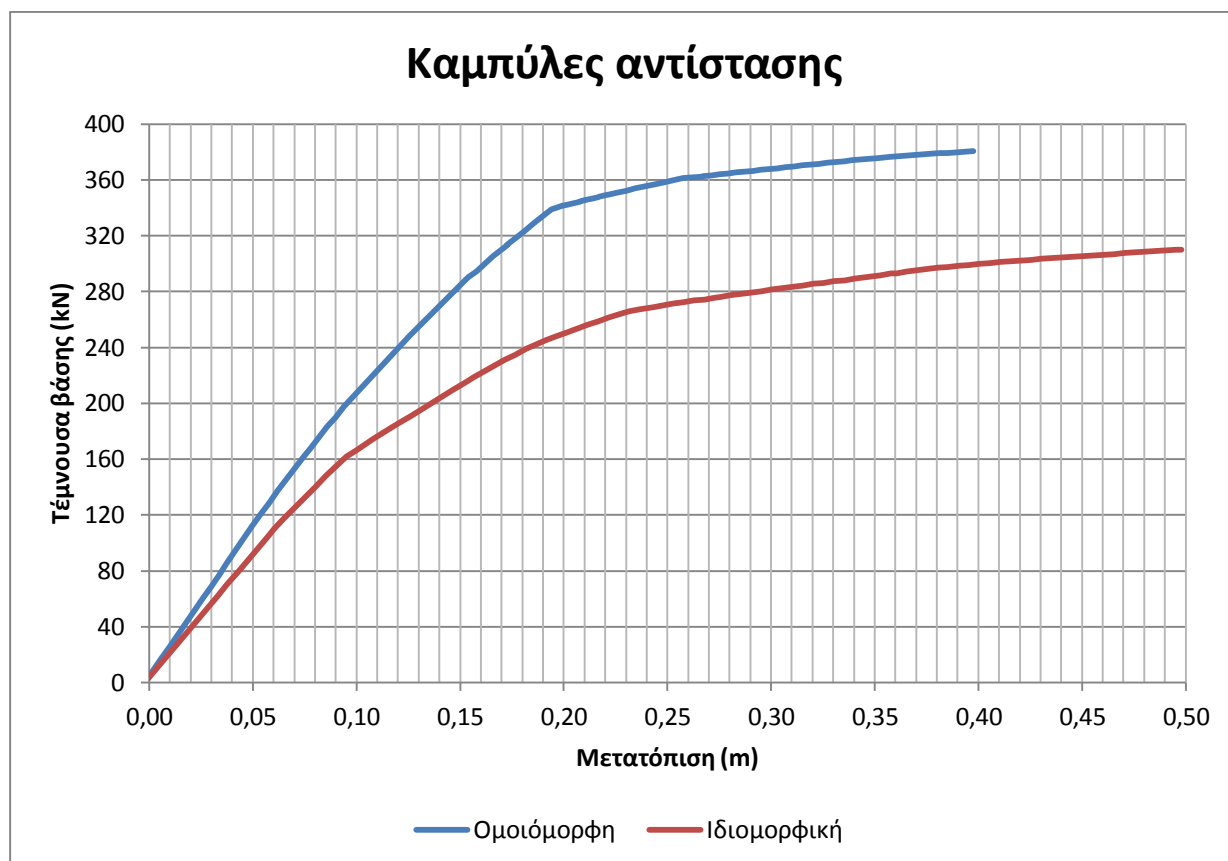
Σχήμα 5.15: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης.

Παρατηρείται πάλι αυξημένη τιμή στοχευόμενης μετακίνησης, που δικαιολογείται από την μεγάλη ευκαμψία που παρουσιάζει ο φορέας.

Αξίζει να σημειωθεί ότι και η καμπύλη αντίστασης με ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης που θεωρήθηκε ευμενέστερη της ιδιομορφικής «πιάνει», έστω και οριακά, τη στοχευόμενη μετακίνηση δ_t .

5.4.4.3 ΚΤΗΡΙΟ 2, $f_c = 18\text{MPa}$

Οι καμπύλες αντίστασης που προκύπτουν από την ανελαστική στατική ανάλυση μέχρι αστοχίας του φορέα από το SAP είναι:

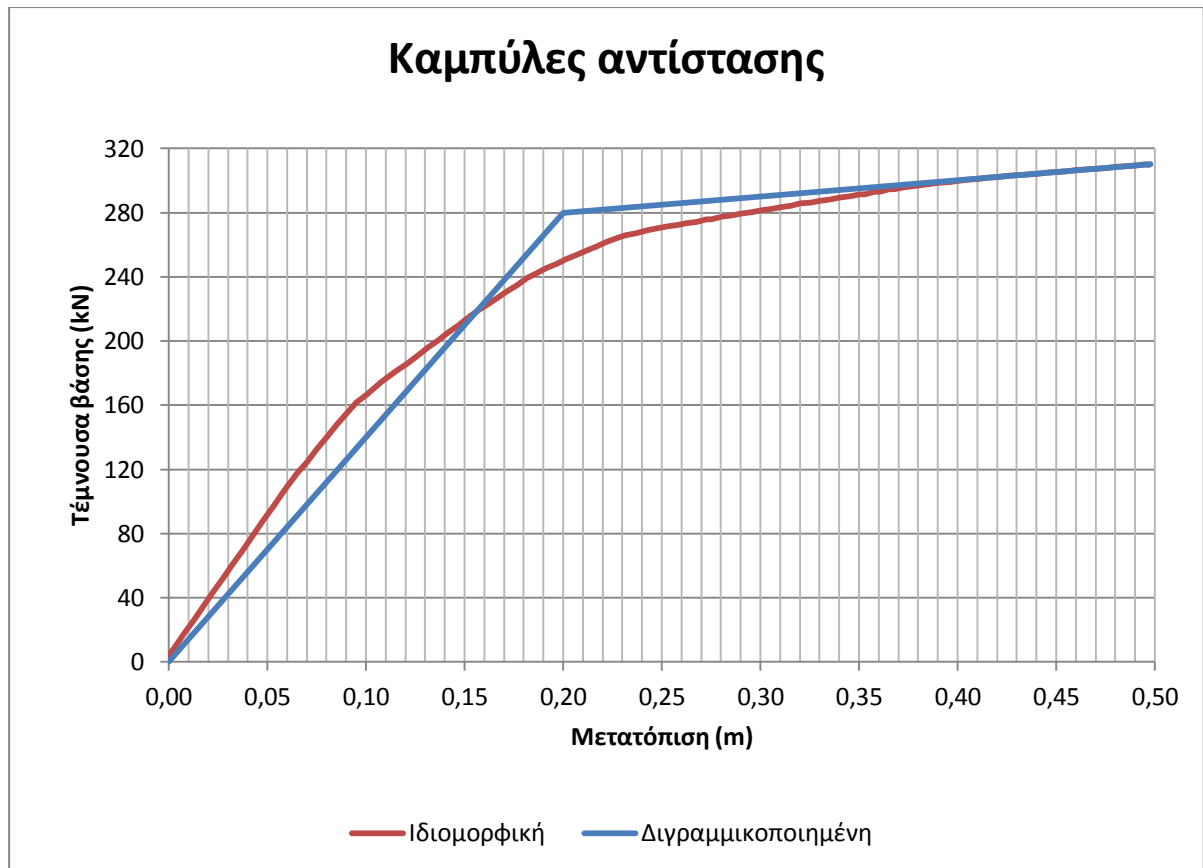


Σχήμα 5.16: Καμπύλες αντίστασης.

Επιλέγεται η πιο δυσμενής ανάλυση. Όπως φαίνεται από τα παραπάνω σχήματα η δυσμενέστερη κατανομή είναι η ιδιομορφική.

➤ Διγραμμικοποίηση και εύρεση στοχευμένης μετακίνησης

Ο καθορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης (δ_t) και η διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης πραγματοποιούνται με βάση τη μέθοδο της προηγούμενης παραγράφου.



Σχήμα 5.17: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης.

$T = 0,82sec$, η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος με βάση την ελαστική δυναμική ανάλυση

$K_0 = 1762,21kN/m$, η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία

$V_y = 280kN$,

$\delta_y = 0,20m$,

$K_e = V_y/\delta_y = 1400kN/m$,

$aK_e = 100,99kN/m < 0,10K_e$,

$T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} = 0,82 \sqrt{\frac{1762,21}{1400}} = 0,92sec$.

$\Phi_e = A\gamma_1 n \theta \beta_0 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 4,704$,

$C_0 = 1,35$ (για τετραώροφο κτήριο)

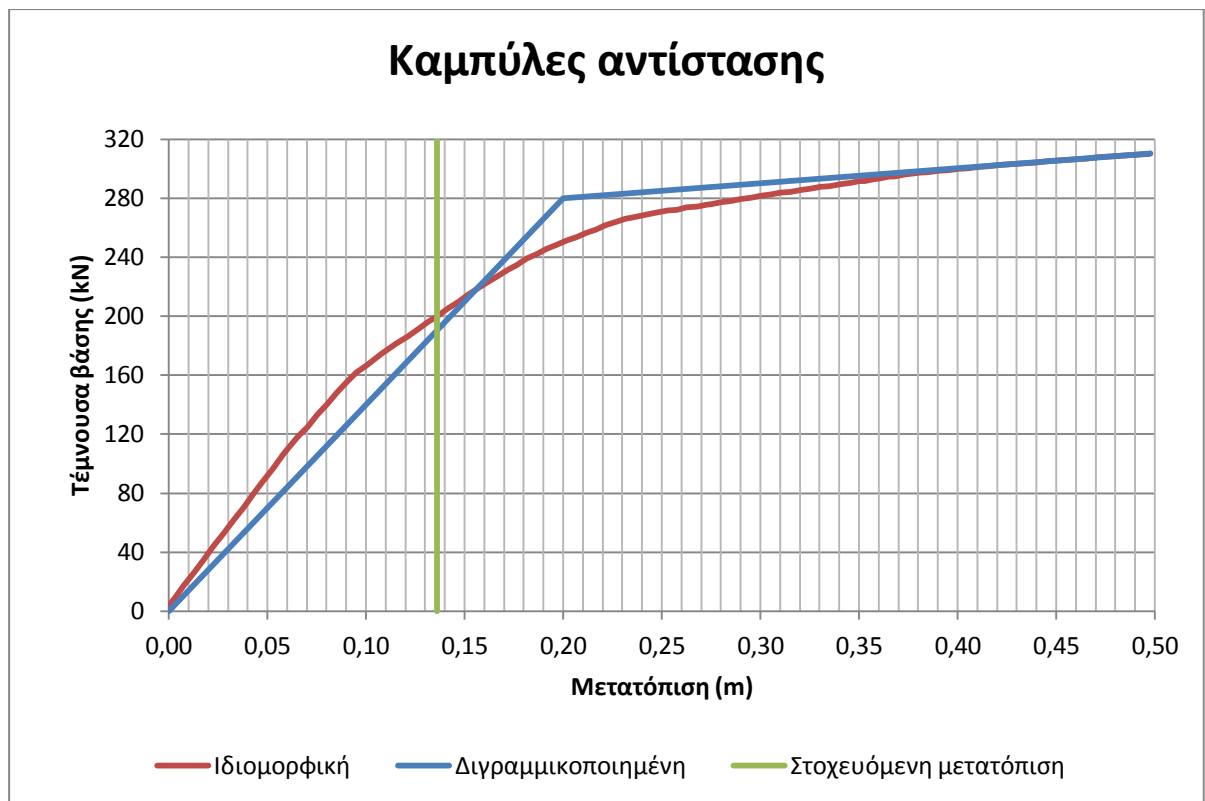
$C_1 = 1,0$,

$C_2 = 1,0$ (φορέας τύπου 2, $T \geq T_c$),

$C_3 = 1,0$ (συνηθισμένη κατασκευή από Ο/Σ όπου $\theta < 0,1$).

Με βάση τα παραπάνω η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_{e(T)} = 0,136 \text{ m}$$

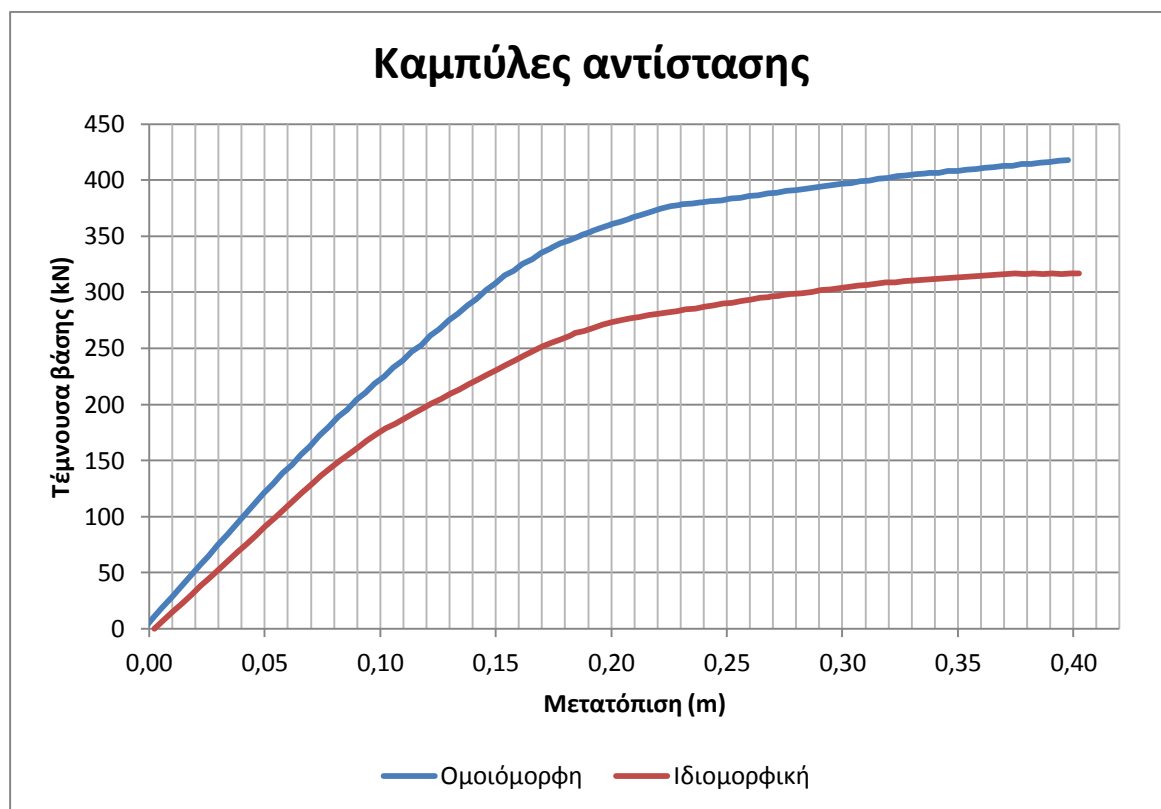


Σχήμα 5.18: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης.

Αξίζει να σημειωθεί ότι και η καμπύλη αντίστασης με ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης που θεωρήθηκε ευμενέστερη της ιδιομορφικής «πιάνει» τη στοχευόμενη μετακίνηση δ_t .

5.4.4.4 ΚΤΗΡΙΟ 2, $f_c = 30\text{MPa}$

Οι καμπύλες αντίστασης που προκύπτουν από την ανελαστική στατική ανάλυση μέχρι αστοχίας του φορέα από το SAP είναι:

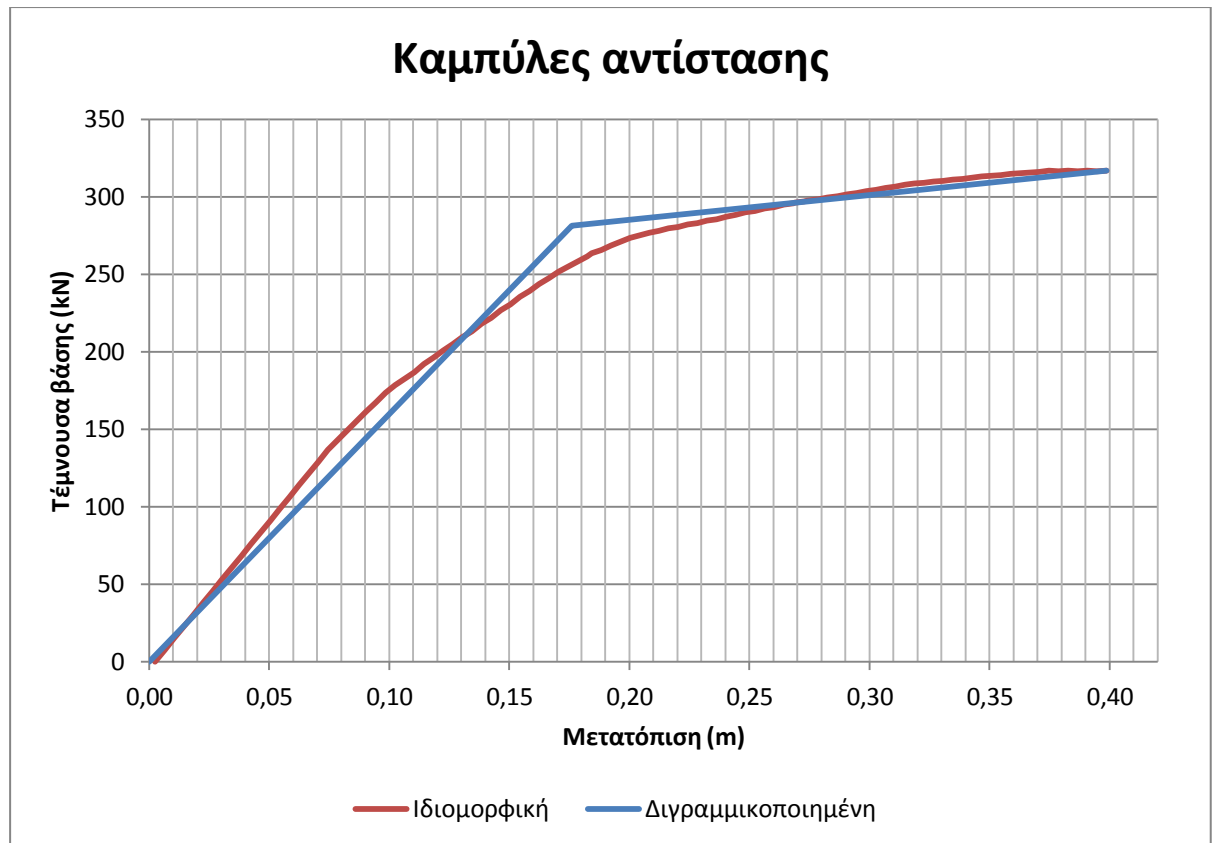


Σχήμα 5.19: Καμπύλες αντίστασης.

Επιλέγεται η πιο δυσμενής ανάλυση. Όπως φαίνεται από τα παραπάνω σχήματα η δυσμενέστερη κατανομή είναι η ιδιομορφική.

➤ Διγραμμικοποίηση και εύρεση στοχευμένης μετακίνησης

Ο καθορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης (δ_t) και η διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης πραγματοποιούνται με βάση τη μέθοδο της προηγούμενης παραγράφου.



Σχήμα 5.20: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης.

$T = 0,82sec$, η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος με βάση την ελαστική δυναμική ανάλυση

$K_0 = 1897,25kN/m$, η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία

$V_y = 281,3kN$,

$\delta_y = 0,176m$,

$K_e = V_y/\delta_y = 1598,3kN/m$,

$aK_e = 159,6kN/m < 0,10K_e$,

$T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} = 0,82 \sqrt{\frac{1897,25}{1598,3}} = 0,893sec$.

$\Phi_e = A\gamma_1 n \theta \beta_0 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 4,798$,

$C_0 = 1,35$ (για τετραώροφο κτήριο)

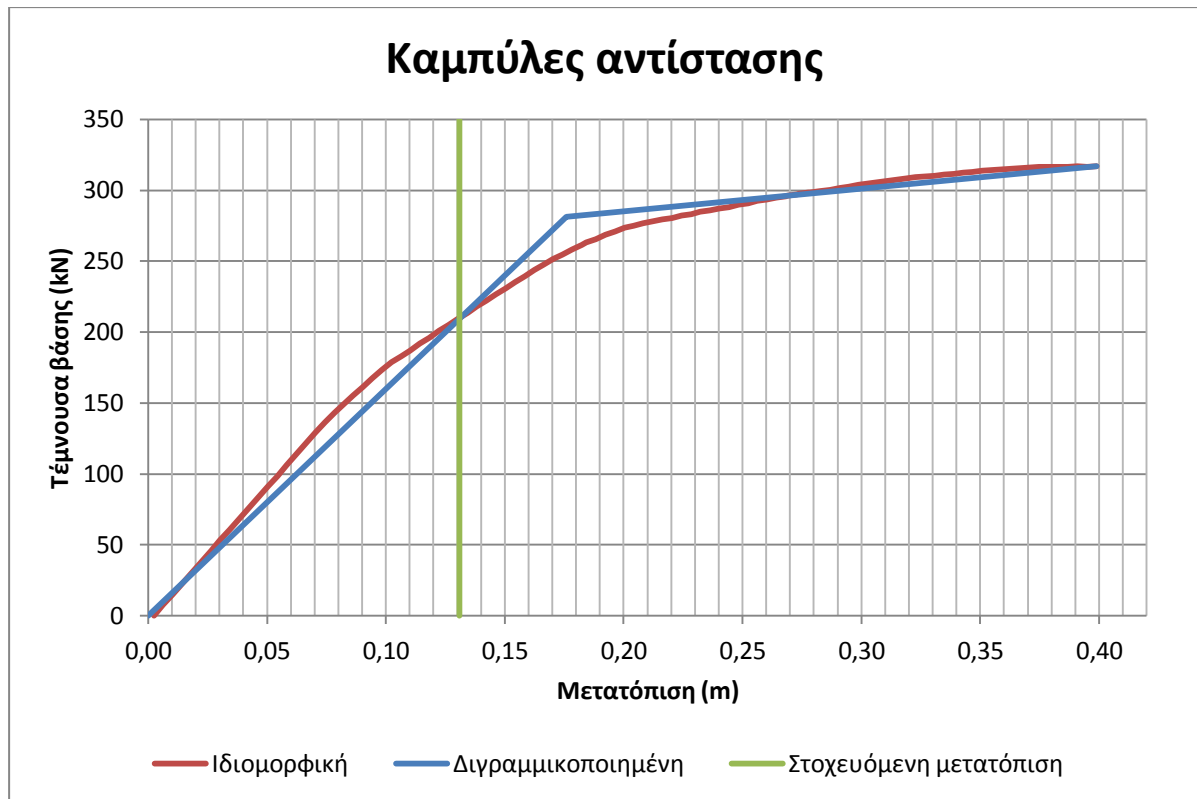
$C_1 = 1,0$,

$C_2 = 1,0$ (φορέας τύπου 2, $T \geq T_c$),

$C_3 = 1,0$ (συνηθισμένη κατασκευή από Ο/Σ όπου $\theta < 0,1$).

Με βάση τα παραπάνω η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_{e(T)} = 0,131 \text{ m}$$



Σχήμα 5.21: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης.

Αξίζει να σημειωθεί ότι και η καμπύλη αντίστασης με ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης που θεωρήθηκε ευμενέστερη της ιδιομορφικής «πιάνει» τη στοχευόμενη μετακίνηση δ_t .

5.4.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής»

Στην ενδιάμεση στάθμη επιτελεστικότητας (B), «Προστασία ζωής», όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 2 της εργασίας ο έλεγχος της γενικής ανίσωσης ασφαλείας γίνεται ως εξής:

- Για πλάστιμους τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς:

Ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών με: S_d = παραμορφωσιακό μέγεθος από την ανάλυση με $\gamma_{sd} = 1$ κατά τα ανωτέρω και R_d = τιμή σχεδιασμού μίας συντηρητικής εκτίμησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης, που υπολογίζεται με βάση τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με κατάλληλο συντελεστή γ_{Rd} , κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τα πρωτεύοντα στοιχεία:

$$R_d = \delta_d = 0.5(\theta_y + \theta_u)/\gamma_{Rd}$$

όπου,

$$\gamma_{Rd} = 1,8$$

δεδομένου ότι ως δ δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η πλαστική γωνία στροφής, ενώ η τιμή της κατά την αστοχία, θ_u^{pl} , υπολογίζεται από την εξίσωση Σ.8β – ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.

- Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας:

Η γενική ανίσωση ασφαλείας, ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών, με: S_d = εντατικό μέγεθος από την (ανελαστική) ανάλυση, με $\gamma_{sd} = 1$ κατά τα ανωτέρω, και R_d = τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους δυνάμεων.

5.4.5.1 ΚΤΗΡΙΟ 1, $f_c = 12\text{MPa}$

ΔΟΚΟΙ								
ΔΟΚΟΣ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ	ΑΣΤΟΧΙΑ	θ_y	θ_u	θ_d	θ_{push}	ΕΛΕΓΧΟΣ
Δ1-1	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00383	0,04527	0,01364	0,0452	ανεπάρκεια
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00361	0,03633	0,01109	0,0452	ανεπάρκεια
	δεξιά	-	ψαθυρή					
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00367	0,04658	0,01396	0	OK
Δ2-1	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00469	0,05207	0,01577	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00403	0,03167	0,00992	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00443	0,03536	0,01105	0,0487	ανεπάρκεια
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00401	0,04367	0,01324	0,0487	ανεπάρκεια
Δ1-2	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00383	0,04527	0,01364	0,0623	ανεπάρκεια
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00361	0,03633	0,01109	0,0623	ανεπάρκεια
	δεξιά	-	ψαθυρή					
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00367	0,04658	0,01396	0	OK
Δ2-2	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00469	0,05207	0,01577	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00403	0,03167	0,00992	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00443	0,03536	0,01105	0,0449	ανεπάρκεια
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00401	0,04367	0,01324	0,0449	ανεπάρκεια
Δ1-3	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00383	0,04527	0,01364	0,0582	ανεπάρκεια
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00361	0,03633	0,01109	0,0582	ανεπάρκεια
	δεξιά	-	ψαθυρή					
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00367	0,04658	0,01396	0	OK
Δ2-3	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00469	0,05207	0,01577	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00403	0,03167	0,00992	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00443	0,03536	0,01105	0,0496	ανεπάρκεια
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00401	0,04367	0,01324	0,0496	ανεπάρκεια
Δ1-4	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00383	0,04527	0,01364	0,0388	ανεπάρκεια
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00361	0,03633	0,01109	0,0388	ανεπάρκεια
	δεξιά	-	ψαθυρή					
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00367	0,04658	0,01396	0	OK
Δ2-4	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00469	0,05207	0,01577	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00403	0,03167	0,00992	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00443	0,03536	0,01105	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00401	0,04367	0,01324	0	OK

Πίνακας 5.6 Έλεγχοι πλάστιμων στοιχείων των δοκών.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΣΤΑ ΨΑΘΥΡΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΔΟΚΟΙ						
ΔΟΚΟΣ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ	ΑΣΤΟΧΙΑ	V_R	V_{sd}	ΕΛΕΓΧΟΣ
Δ1-1	αριστερά	-	πλάστιμη			
	αριστερά	+	πλάστιμη			
	δεξιά	-	ψαθυρή	77,62	56,53	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη			
Δ1-2	αριστερά	-	πλάστιμη			
	αριστερά	+	πλάστιμη			
	δεξιά	-	ψαθυρή	77,62	56,13	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη			
Δ1-3	αριστερά	-	πλάστιμη			
	αριστερά	+	πλάστιμη			
	δεξιά	-	ψαθυρή	77,62	55,48	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη			
Δ1-4	αριστερά	-	πλάστιμη			
	αριστερά	+	πλάστιμη			
	δεξιά	-	ψαθυρή	77,62	60,55	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη			

Πίνακας 5.7 Έλεγχοι ψαθυρών στοιχείων των δοκών.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ					
ΣΤΥΛΟΣ		ΑΣΤΟΧΙΑ	V_R	V_{sd}	ΕΛΕΓΧΟΣ
Κ1-1	πόδας	ψαθυρή	46,07	35,48	OK
	κεφαλή	ψαθυρή	46,07	35,48	OK
Κ1-2	πόδας	ψαθυρή	26,21	21,88	OK
	κεφαλή	ψαθυρή	26,21	21,88	OK
Κ1-3	πόδας	ψαθυρή	26,21	26,92	ανεπάρκεια
	κεφαλή	ψαθυρή	26,21	26,92	ανεπάρκεια
Κ1-4	πόδας	ψαθυρή	26,20	17,38	OK
	κεφαλή	ψαθυρή	26,20	17,38	OK
Κ2-1	πόδας	ψαθυρή	126,02	73,27	OK
	κεφαλή	ψαθυρή	126,02	73,27	OK
Κ2-2	πόδας	ψαθυρή	56,09	72,52	ανεπάρκεια
	κεφαλή	ψαθυρή	56,09	72,52	ανεπάρκεια
Κ2-3	πόδας	ψαθυρή	26,22	31,81	ανεπάρκεια
	κεφαλή	ψαθυρή	26,22	31,81	ανεπάρκεια
Κ2-4	πόδας	ψαθυρή	26,21	35,67	ανεπάρκεια
	κεφαλή	ψαθυρή	26,21	35,67	ανεπάρκεια
Κ3-1	πόδας	ψαθυρή	46,33	19,76	OK
	κεφαλή	ψαθυρή	46,33	19,76	OK
Κ3-2	πόδας	ψαθυρή	26,21	21,85	OK
	κεφαλή	ψαθυρή	26,21	21,85	OK
Κ3-3	πόδας	ψαθυρή	26,21	30,26	ανεπάρκεια
	κεφαλή	ψαθυρή	26,21	30,26	ανεπάρκεια
Κ3-4	πόδας	ψαθυρή	26,20	17,82	OK
	κεφαλή	ψαθυρή	26,20	17,82	OK

Πίνακας 5.8 Έλεγχοι ψαθυρών στοιχείων των υποστυλωμάτων.

5.4.5.2 ΚΤΗΡΙΟ 1, $f_c = 20\text{MPa}$

ΔΟΚΟΙ								
ΔΟΚΟΣ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ	ΑΣΤΟΧΙΑ	θ_y	θ_u	θ_d	θ_{push}	ΕΛΕΓΧΟΣ
Δ1-1	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00376	0,05014	0,01497	0,0523	ανεπάρκεια
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00355	0,04023	0,01216	0,0523	ανεπάρκεια
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00407	0,03137	0,00984	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00361	0,04532	0,01359	0	OK
Δ2-1	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00457	0,05767	0,01729	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00397	0,03992	0,01219	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00433	0,03916	0,01208	0,0442	ανεπάρκεια
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00394	0,04498	0,01359	0,0442	ανεπάρκεια
Δ1-2	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00376	0,05014	0,01497	0,0551	ανεπάρκεια
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00355	0,04023	0,01216	0,0551	ανεπάρκεια
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00407	0,03137	0,00984	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00361	0,04532	0,01359	0	OK
Δ2-2	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00457	0,05767	0,01729	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00397	0,03992	0,01219	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00433	0,03916	0,01208	0,0495	ανεπάρκεια
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00394	0,04498	0,01359	0,0495	ανεπάρκεια
Δ1-3	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00376	0,05014	0,01497	0,0512	ανεπάρκεια
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00355	0,04023	0,01216	0,0512	ανεπάρκεια
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00407	0,03137	0,00984	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00361	0,04532	0,01359	0	OK
Δ2-3	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00457	0,05767	0,01729	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00397	0,03992	0,01219	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00433	0,03916	0,01208	0,0415	ανεπάρκεια
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00394	0,04498	0,01359	0,0415	ανεπάρκεια
Δ1-4	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00376	0,05014	0,01497	0,0402	ανεπάρκεια
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00355	0,04023	0,01216	0,0402	ανεπάρκεια
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00407	0,03137	0,00984	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00361	0,04532	0,01359	0	OK
Δ2-4	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00457	0,05767	0,01729	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00397	0,03992	0,01219	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00433	0,03916	0,01208	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00394	0,04498	0,01359	0	OK

Πίνακας 5.9 Έλεγχοι πλάστιμων στοιχείων των δοκών.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ							
ΣΤΥΛΟΣ		ΑΣΤΟΧΙΑ	θ_y	θ_u	θ_d	θ_{push}	ΕΛΕΓΧΟΣ
Κ1-4	πόδας	πλάστιμη	0,00509	0,05651	0,01711	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00509	0,05651	0,01711	0	OK

Πίνακας 5.10 Έλεγχοι πλάστιμων στοιχείων των υποστυλωμάτων.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΣΤΑ ΨΑΘΥΡΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ					
ΣΤΥΛΟΣ		ΑΣΤΟΧΙΑ	V_R	V_{sd}	ΕΛΕΓΧΟΣ
Κ1-1	πόδας	ψαθυρή	52,47	16,10	OK
	κεφαλή	ψαθυρή	52,47	16,10	OK
Κ1-2	πόδας	ψαθυρή	29,90	14,57	OK
	κεφαλή	ψαθυρή	29,90	14,57	OK
Κ1-3	πόδας	ψαθυρή	29,89	14,83	OK
	κεφαλή	ψαθυρή	29,89	14,83	OK
Κ1-4	πόδας	πλάστιμη			
	κεφαλή	πλάστιμη			
Κ2-1	πόδας	ψαθυρή	149,57	64,19	OK
	κεφαλή	ψαθυρή	149,57	64,19	OK
Κ2-2	πόδας	ψαθυρή	64,52	73,10	ανεπάρκεια
	κεφαλή	ψαθυρή	64,52	73,10	ανεπάρκεια
Κ2-3	πόδας	ψαθυρή	29,90	37,44	ανεπάρκεια
	κεφαλή	ψαθυρή	29,90	37,44	ανεπάρκεια
Κ2-4	πόδας	ψαθυρή	29,89	22,26	OK
	κεφαλή	ψαθυρή	29,89	22,26	OK
Κ3-1	πόδας	ψαθυρή	52,47	52,01	OK
	κεφαλή	ψαθυρή	52,47	52,01	OK
Κ3-2	πόδας	ψαθυρή	29,90	35,98	ανεπάρκεια
	κεφαλή	ψαθυρή	29,90	35,98	ανεπάρκεια
Κ3-3	πόδας	ψαθυρή	29,90	40,06	ανεπάρκεια
	κεφαλή	ψαθυρή	29,90	40,06	ανεπάρκεια
Κ3-4	πόδας	ψαθυρή	29,89	32,97	ανεπάρκεια
	κεφαλή	ψαθυρή	29,89	32,97	ανεπάρκεια

Πίνακας 5.11 Έλεγχοι ψαθυρών στοιχείων των υποστυλωμάτων.

5.4.5.3 ΚΤΗΡΙΟ 2, $f_c = 18\text{MPa}$

ΔΟΚΟΙ								
ΔΟΚΟΣ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ	ΑΣΤΟΧΙΑ	θ_y	θ_u	θ_d	θ_{push}	ΕΛΕΓΧΟΣ
Δ1-1	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00557	0,04706	0,01462	0,0503	ανεπάρκεια
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00511	0,03939	0,01236	0,0503	ανεπάρκεια
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00673	0,03480	0,01153	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00523	0,04459	0,01384	0	OK
Δ2-1	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00692	0,04985	0,01577	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00602	0,03890	0,01248	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00663	0,04013	0,01299	0,0474	ανεπάρκεια
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00596	0,04794	0,01497	0,0474	ανεπάρκεια
Δ1-2	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00557	0,04706	0,01462	0,0396	ανεπάρκεια
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00511	0,03939	0,01236	0,0396	ανεπάρκεια
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00673	0,03480	0,01153	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00523	0,04459	0,01384	0	OK
Δ2-2	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00692	0,04985	0,01577	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00602	0,03890	0,01248	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00663	0,04013	0,01299	0,0427	ανεπάρκεια
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00596	0,04794	0,01497	0,0427	ανεπάρκεια
Δ1-3	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00557	0,04706	0,01462	0,0390	ανεπάρκεια
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00511	0,03939	0,01236	0,0390	ανεπάρκεια
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00673	0,03480	0,01153	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00523	0,04459	0,01384	0	OK
Δ2-3	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00692	0,04985	0,01577	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00602	0,03890	0,01248	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00663	0,04013	0,01299	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00596	0,04794	0,01497	0	OK
Δ1-4	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00557	0,04706	0,01462	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00511	0,03939	0,01236	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00673	0,03480	0,01153	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00523	0,04459	0,01384	0	OK
Δ2-4	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00692	0,04985	0,01577	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00602	0,03890	0,01248	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00663	0,04013	0,01299	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00596	0,04794	0,01497	0	OK

Πίνακας 5.12 Έλεγχοι πλάστιμων στοιχείων των δοκών.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ							
ΔΟΚΟΣ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΑΣΤΟΧΙΑ	θ_y	θ_u	θ_d	θ_{push}	ΕΛΕΓΧΟΣ
K1-1	πόδας	πλάστιμη	0,00889	0,05302	0,01720	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00889	0,05302	0,01720	0	OK
K1-2	πόδας	πλάστιμη	0,00873	0,05375	0,01736	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00873	0,05375	0,01736	0	OK
K1-3	πόδας	πλάστιμη	0,00857	0,05450	0,01752	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00857	0,05450	0,01752	0	OK
K1-4	πόδας	πλάστιμη	0,00840	0,05527	0,01769	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00840	0,05527	0,01769	0	OK
K2-1	πόδας	πλάστιμη	0,00878	0,04783	0,01573	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00878	0,04783	0,01573	0	OK
K2-2	πόδας	πλάστιμη	0,00948	0,05092	0,01678	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00948	0,05092	0,01678	0	OK
K2-3	πόδας	πλάστιμη	0,00993	0,05252	0,01735	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00993	0,05252	0,01735	0	OK
K2-4	πόδας	πλάστιμη	0,01040	0,05416	0,01793	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,01040	0,05416	0,01793	0	OK
K3-1	πόδας	πλάστιμη	0,01041	0,05205	0,01735	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,01041	0,05205	0,01735	0	OK
K3-2	πόδας	πλάστιμη	0,01079	0,05302	0,01773	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,01079	0,05302	0,01773	0	OK
K3-3	πόδας	πλάστιμη	0,01056	0,05400	0,01793	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,01056	0,05400	0,01793	0	OK
K3-4	πόδας	πλάστιμη	0,00915	0,05500	0,01782	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00915	0,05500	0,01782	0	OK

Πίνακας 5.13 Έλεγχοι πλάστιμων στοιχείων των υποστυλωμάτων.

5.4.5.4 ΚΤΗΡΙΟ 2, $f_c = 30\text{MPa}$

ΔΟΚΟΙ								
ΔΟΚΟΣ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ	ΑΣΤΟΧΙΑ	θ_y	θ_u	θ_d	θ_{push}	ΕΛΕΓΧΟΣ
Δ1-1	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00537	0,05213	0,01597	0,0605	ανεπάρκεια
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00497	0,04363	0,01350	0,0549	ανεπάρκεια
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00570	0,03854	0,01229	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00507	0,04747	0,01459	0	OK
Δ2-1	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00668	0,05521	0,01719	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00586	0,04483	0,01408	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00641	0,04445	0,01413	0,0536	ανεπάρκεια
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00580	0,04878	0,01516	0,0536	ανεπάρκεια
Δ1-2	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00537	0,05213	0,01597	0,0600	ανεπάρκεια
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00497	0,04363	0,01350	0,0600	ανεπάρκεια
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00570	0,03854	0,01229	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00507	0,04747	0,01459	0	OK
Δ2-2	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00668	0,05521	0,01719	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00586	0,04483	0,01408	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00641	0,04445	0,01413	0,0287	ανεπάρκεια
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00580	0,04878	0,01516	0,0287	ανεπάρκεια
Δ1-3	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00537	0,05213	0,01597	0,0531	ανεπάρκεια
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00497	0,04363	0,01350	0,0531	ανεπάρκεια
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00570	0,03854	0,01229	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00507	0,04747	0,01459	0	OK
Δ2-3	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00668	0,05521	0,01719	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00586	0,04483	0,01408	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00641	0,04445	0,01413	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00580	0,04878	0,01516	0	OK
Δ1-4	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00537	0,05213	0,01597	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00497	0,04363	0,01350	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00570	0,03854	0,01229	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00507	0,04747	0,01459	0	OK
Δ2-4	αριστερά	-	πλάστιμη	0,00668	0,05521	0,01719	0	OK
	αριστερά	+	πλάστιμη	0,00586	0,04483	0,01408	0	OK
	δεξιά	-	πλάστιμη	0,00641	0,04445	0,01413	0	OK
	δεξιά	+	πλάστιμη	0,00580	0,04878	0,01516	0	OK

Πίνακας 5.14 Έλεγχοι πλάστιμων στοιχείων των δοκών.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ							
ΔΟΚΟΣ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΑΣΤΟΧΙΑ	θ_y	θ_u	θ_d	θ_{push}	ΕΛΕΓΧΟΣ
K1-1	πόδας	πλάστιμη	0,00837	0,05998	0,01899	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00837	0,05998	0,01899	0	OK
K1-2	πόδας	πλάστιμη	0,00823	0,06047	0,01908	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00823	0,06047	0,01908	0	OK
K1-3	πόδας	πλάστιμη	0,00809	0,06097	0,01918	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00809	0,06097	0,01918	0	OK
K1-4	πόδας	πλάστιμη	0,00794	0,06149	0,01929	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00794	0,06149	0,01929	0	OK
K2-1	πόδας	πλάστιμη	0,00969	0,05534	0,01806	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00969	0,05534	0,01806	0	OK
K2-2	πόδας	πλάστιμη	0,01084	0,05854	0,01927	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,01084	0,05854	0,01927	0	OK
K2-3	πόδας	πλάστιμη	0,01061	0,05964	0,01951	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,01061	0,05964	0,01951	0	OK
K2-4	πόδας	πλάστιμη	0,01037	0,06075	0,01976	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,01037	0,06075	0,01976	0	OK
K3-1	πόδας	πλάστιμη	0,01031	0,05931	0,01934	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,01031	0,05931	0,01934	0	OK
K3-2	πόδας	πλάστιμη	0,01015	0,05998	0,01948	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,01015	0,05998	0,01948	0	OK
K3-3	πόδας	πλάστιμη	0,00900	0,06064	0,01934	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00900	0,06064	0,01934	0	OK
K3-4	πόδας	πλάστιμη	0,00858	0,06113	0,01937	0	OK
	κεφαλή	πλάστιμη	0,00858	0,06113	0,01937	0	OK

Πίνακας 5.15 Έλεγχοι πλάστιμων στοιχείων των υποστυλωμάτων.

5.4.5.5 ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ								
ΚΤΗΡΙΟ	f_c (MPa)	ΔΟΚΟΙ			ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ			ΣΥΝΟΛΙΚΑ
		Στροφές	Τέμνουσες	Σύνολο	Στροφές	Τέμνουσες	Σύνολο	
1	12	43,75%	0,00%	43,75%	0,00%	41,67%	41,67%	42,5%
	20	43,75%	0,00%	43,75%	0,00%	41,67%	41,67%	42,5%
2	18	31,25%	0,00%	31,25%	0,00%	0,00%	0,00%	12,5%
	30	31,25%	0,00%	31,25%	0,00%	0,00%	0,00%	12,5%

Πίνακας 5.16 Ποσοστά ανεπαρκών διατομών.

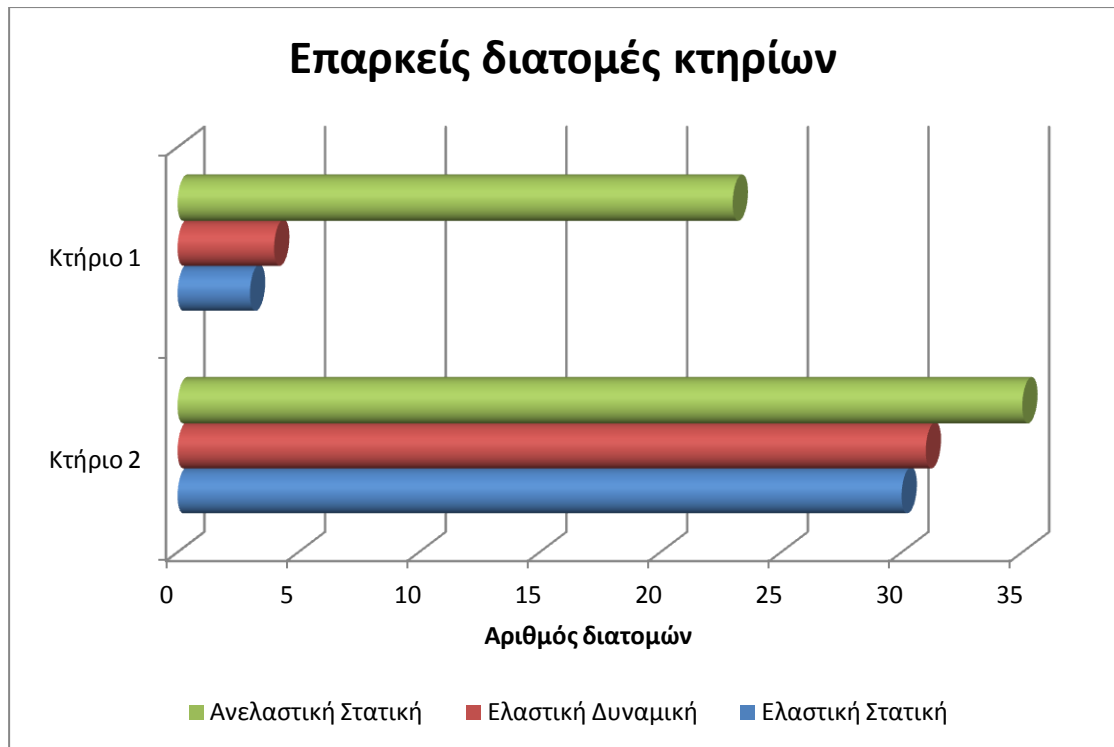
Παρατηρήσεις:

1. Η διακύμανση στην αντοχή του σκυροδέματος στο ίδιο κτήριο παρατηρούμε ότι δεν επηρεάζει σε τίποτα τις ανεπάρκειες που προκύπτουν. Συνεπώς, εξάγουμε το συμπέρασμα πως δεν επηρεάζουν τα αποτελέσματα της ανάλυσης οι εξής παράγοντες:

- Η πιθανή αύξηση με την πάροδο των χρόνων αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος.
- Η ακρίβεια των δοκιμών και η επίτευξη υψηλής Σ.Α.Δ. (διαδικασία η οποία εκτός από χρονοβόρα είναι και ιδιαίτερα ακριβή).

Έτσι, δεν αξίζει η επένδυση χρόνου και κυρίως χρήματος για την εξασφάλιση υψηλής στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων, ενώ μια προεκτίμηση της αντοχής σκυροδέματος κοιτώντας τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν στη μελέτη του κτηρίου και λαμβάνοντας ικανοποιητική Σ.Α.Δ. μπορεί να εξασφαλίσουν ικανοποιητικά αποτελέσματα.

2. Σε τέμνουσα φαίνεται να αστοχούν μόνο τα υποστυλώματα του κτηρίου 1.
3. Συνολικά για το κτήριο 1 επαρκεί το 57,5% των διατομών (23 από τις 40), ενώ στο κτήριο 2 επαρκεί το 87,5% των διατομών (35 από τις 40).
4. Τα αποτελέσματα της pushover είναι ευνοϊκότερα από τα αποτελέσματα των ελαστικών αναλύσεων.



Σχήμα 5.22: Επαρκείς διατομές κτηρίων.

6

ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΣΧΟΛΙΑ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

6.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΕΝΙΑΙΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q

Στις ελαστικές αναλύσεις βάσει του πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. χρησιμοποιήθηκαν οι εξής ενιαίοι συντελεστές συμπεριφοράς:

- Κτήριο 1 (κατασκευή προ του 1985) → $q = 1,7$.
- Κτήριο 2 (κατασκευή μεταξύ 1985 και 1995) → $q = 2,3$.

Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q ενός δομήματος, διαμορφώνεται από το γινόμενο του παράγοντα υπεραντοχής q_u και του παράγοντα πλαστιμότητας q_π , δηλαδή ισχύει:

$$q = q_u \cdot q_\pi$$

❖ Παράγοντας υπεραντοχής q_u

Ο παράγοντας υπεραντοχής που εκφράζεται σε όρους δύναμης, ισούται με τον λόγο της σεισμικής δύναμης (τέμνουσας βάσης) V_u που οδηγεί σε γενικευμένη διαρροή πολλών δομικών στοιχείων (έναρξη μηχανισμού ορόφου, με κίνδυνο γενικής αστάθειας) ως προς τη δύναμη V_1 που οδηγεί σε διαρροή (γενικώς υπό κάμψη) του πρώτου δομικού στοιχείου (οποιουδήποτε, αλλά κυρίως πρωτεύοντος και μάλιστα του «κρίσιμου» ορόφου.

$$q_u = V_u / V_1.$$

«Κρίσιμος όροφος» βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Παράρτημα 4.2) θεωρείται ο πλέον υπερκαταπονούμενος όροφος του δομήματος, όσο αφορά – κυρίως – τα πρωτεύοντα στοιχεία του. «Κρίσιμος όροφος» είναι το ισόγειο, ιδίως αν πρόκειται για ανοικτό όροφο. Όμως, «κρίσιμος» ενδέχεται να είναι και ανώτερος όροφος του κτηρίου, π.χ. σε περιπτώσεις έντονης αλληλεπίδρασης μεταξύ διπλανών κτηρίων, με ανεπαρκές εύρος αντισεισμικού αρμού και κίνδυνο κρούσης.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση ο πλέον καταπονούμενος όροφος του δομήματος είναι το ισόγειο. Συνεπώς, ως «κρίσιμος» όροφος λαμβάνεται το ισόγειο (στάθμη 1).

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στον Πίνακα του Παραρτήματος 4.2 προτείνει για σύστημα πλαισίων με πάνω από δύο ορόφους και από δύο στύλους και πάνω, με

κανονικότητα σε κάτοψη να λαμβάνεται ο παράγοντας υπεραντοχής ίσος με $q_u = 1,30$.

Παρατήρηση:

Σήμερα, όταν μελετάται ένα κτήριο που έχει κατασκευαστεί και μελετηθεί με παλαιότερους κανονισμούς από τους ισχύοντες, η σεισμική φόρτιση προσεγγιστικά λαμβάνεται ίση με 1,75 φορές το σεισμικό συντελεστή ε της υπάρχουσας στατικής μελέτης. Παρακάτω παρατίθεται ένα απόσπασμα σχετικά με αυτή τη διάταξη:

Αποφ-5172/Αζ5β/18-10-99

ΑΡΘΡΟ-2

ΣΥΝΤΑΞΗ ΜΕΛΕΤΩΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΕΚΔΟΣΗΣ ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΩΝ ΑΔΕΙΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

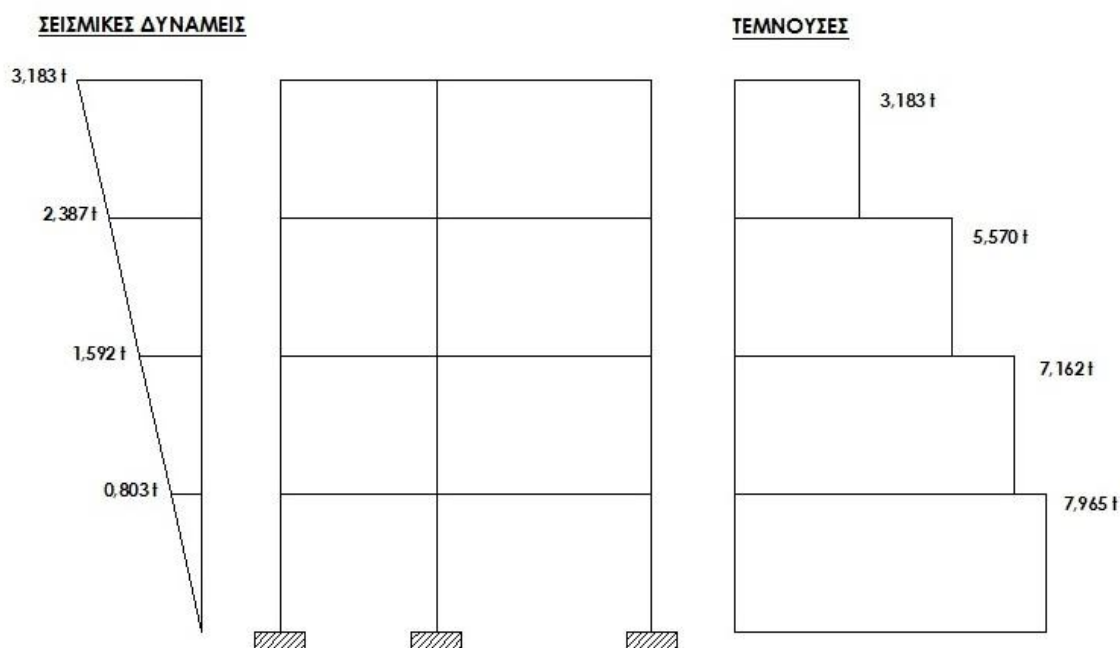
Κεφ.ΙΙΙ. Αποκατάσταση βλαβών ΓΕΝΙΚΟΥ ΧΑΡΑΚΤΗΡΑ

«Στην περίπτωση που το κτίριο έχει μελετηθεί και κατασκευαστεί με κανονισμούς προγενέστερους του ισχύοντος κανονισμού, τα επισκευαζόμενα και τυχόν πρόσθετα δομικά στοιχεία για την επισκευή/ ενίσχυση θα διαστασιολογούνται με τους σύγχρονους κανονισμούς υλικών (ΝΕΚΩΣ, κλπ). Ειδικά για τα επισκευαζόμενα ή ενισχυόμενα δομικά στοιχεία η διαστασιολόγηση θα γίνεται θεωρώντας τη σεισμική φόρτιση ίση με 1,75ε (για να καλυφθεί η διαφορά επιτρεπομένων τάσεων και μεθόδων συνολικής αντοχής).

Διευκρινίζεται ότι επιλύεται ο υπάρχων φορέας με τα κινητά φορτία της χρήσης της αρχικής άδειας. Ο σεισμικός συντελεστής ε , είναι αυτός της αρχικής μελέτης.»

Αξίζει λοιπόν, μετά το τέλος των αναλύσεων των κτηρίων 1 και 2 τα οποία έχουν διαστασιολογηθεί με μέθοδο επιτρεπομένων τάσεων, να μελετηθεί εάν η παραπάνω παραδοχή που ισχύει από το 1999 και έπειτα επιβεβαιώνεται ή όχι. Αυτός ο έλεγχος θα πραγματοποιηθεί σε παρακάτω παράγραφο.

Σε αυτό το στάδιο θα αποδεχτούμε την ισχύ αυτής της παραδοχής και θα υπολογίσουμε την υπεραντοχή θεωρώντας V_1 την τέμνουσα βάσης που αντιστοιχεί στην τέμνουσα σχεδιασμού σε σεισμό των δύο κτηρίων πολλαπλασιασμένη επί τον συντελεστή 1,75. Και στα δύο κτήρια η τέμνουσα βάσης είναι όπως φαίνεται από το παρακάτω σχήμα ίση μ 7,965t:



Σχήμα 6.1: Κατανομή της σεισμικής δύναμης και τέμνουσες ορόφους.

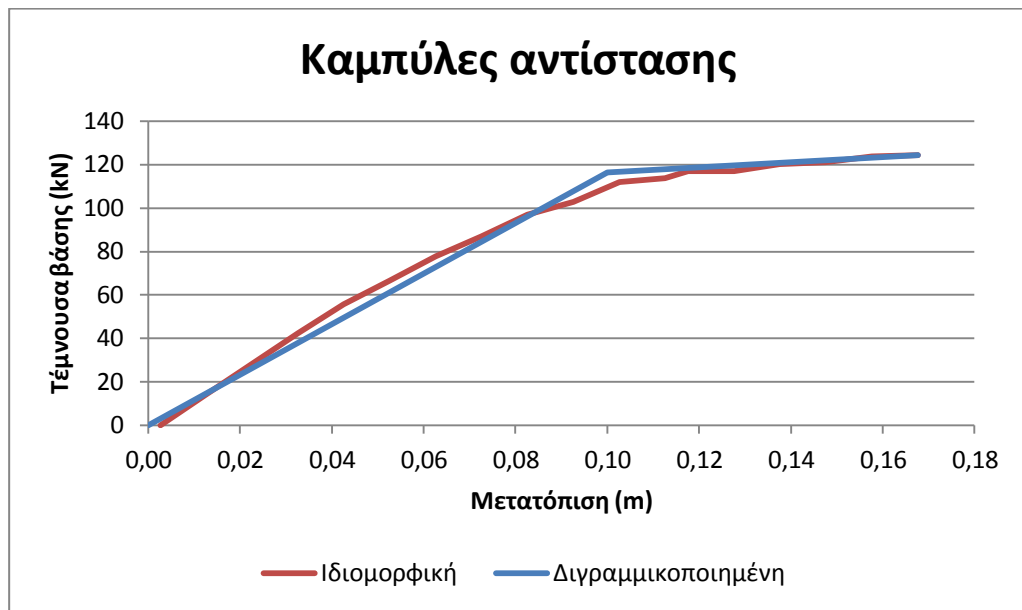
Συνεπώς, λαμβάνεται:

$$V_1 = 1,75 \cdot 7,965t \cong 1,75 \cdot 79,65kN = 139,39kN$$

❖ Παράγοντας πλαστιμότητας q_π

Στην ανελαστική στατική ανάλυση μπορούμε να υπολογίσουμε τους παράγοντες πλαστιμότητας των κτηρίων σε όρους μετακινήσεων ως τον λόγο δ_u/δ_y χρησιμοποιώντας τις διγραμμικοποιημένες καμπύλες αντίστασης των κτηρίων.

- ΚΤΗΡΙΟ 1 ($f_c = 12MPa$)

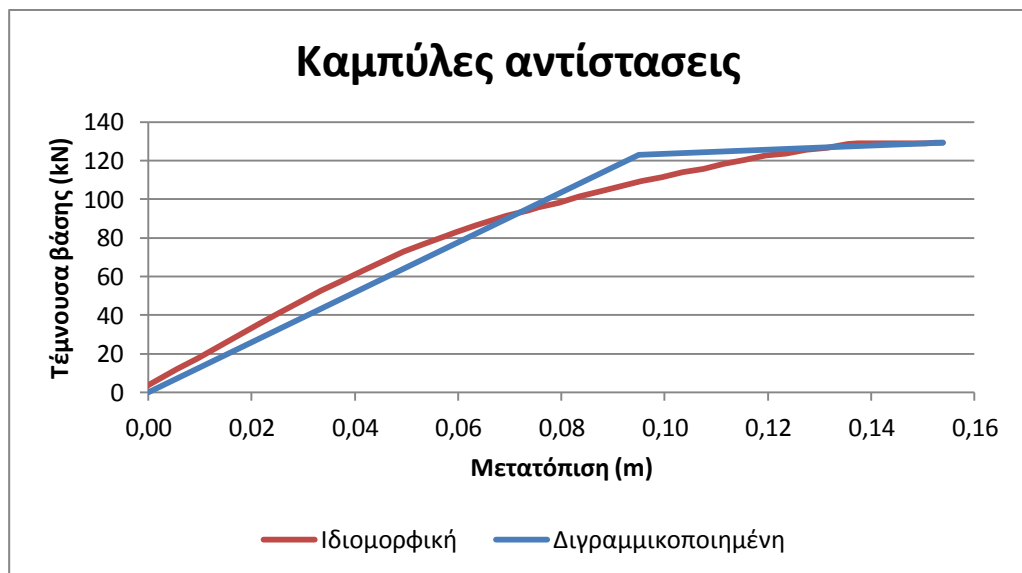


Σχήμα 6.1: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης.

όπου, $q_\pi = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,168}{0,1} \rightarrow q_\pi = 1,68$. και $q_v = \frac{V_u}{V_1} = \frac{116,5}{139,39} \rightarrow q_v < 1 \rightarrow q_v = 1$.

Άρα, $q = q_\pi \cdot q_v = 1,68$. (Πρόβλεψη του ΚΑΝ.ΕΠΕ. $q = 1,7$)

- ΚΤΗΡΙΟ 1 ($f_c = 20MPa$)

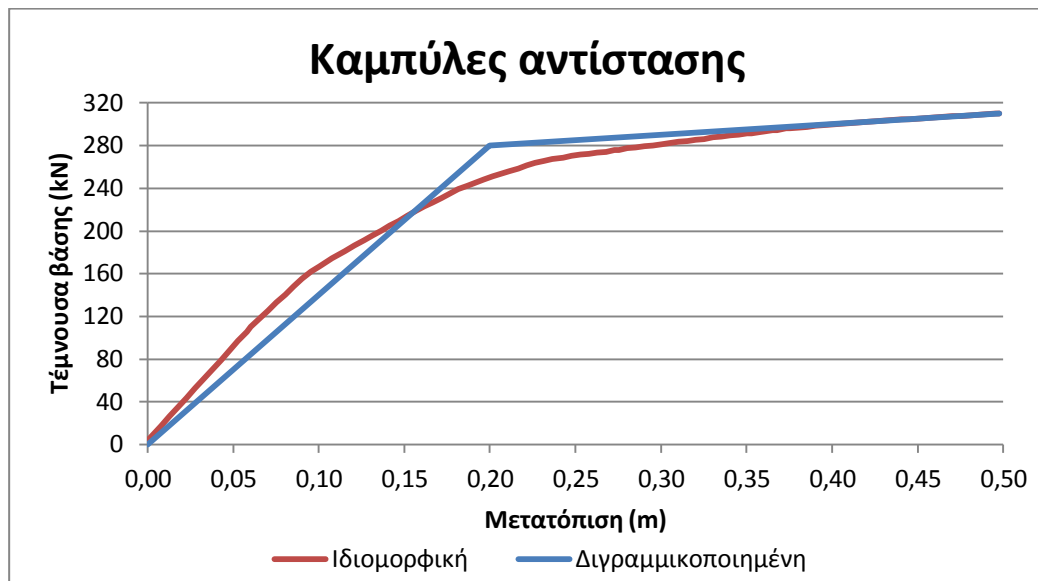


Σχήμα 6.2: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης.

όπου, $q_\pi = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,154}{0,095} \rightarrow q_\pi = 1,62$ και $q_v = \frac{V_u}{V_1} = \frac{123,0}{139,39} \rightarrow q_v < 1 \rightarrow q_v = 1$.

Άρα, $q = q_\pi \cdot q_v = 1,62$. (Πρόβλεψη του ΚΑΝ.ΕΠΕ. $q = 1,7$)

- ΚΤΗΡΙΟ 2 ($f_c = 18MPa$)

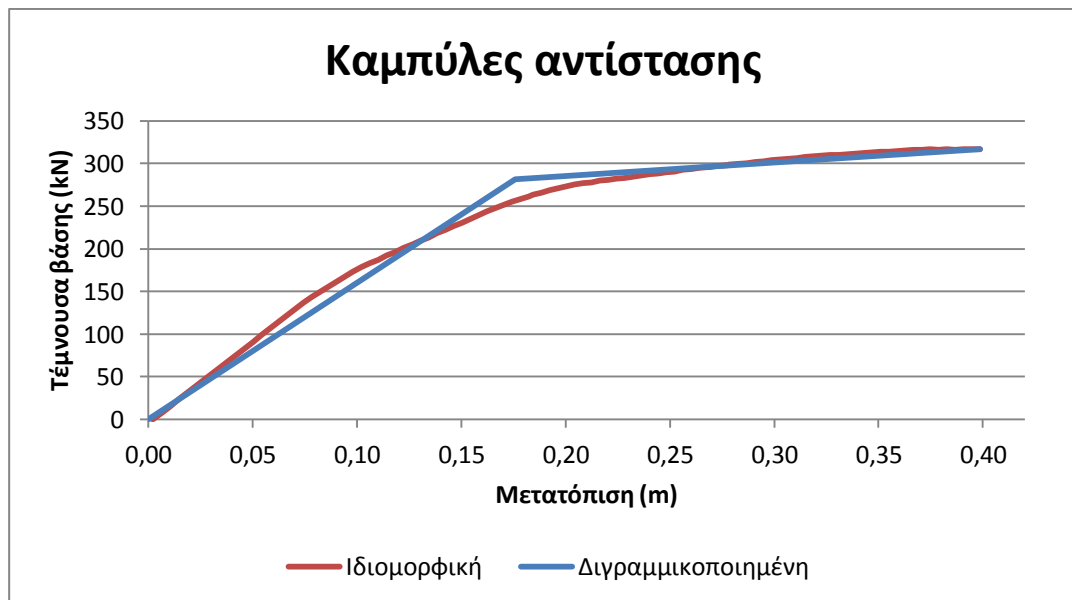


Σχήμα 6.3: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης.

όπου, $q_\pi = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,498}{0,2} \rightarrow q_\pi = 2,49$ και $q_v = \frac{V_u}{V_1} = \frac{280,0}{139,39} \rightarrow q_v = 2,01$.

Άρα, $q = q_\pi \cdot q_v = 5,00$. (Πρόβλεψη του ΚΑΝ.ΕΠΕ. $q = 2,3$)

- ΚΤΗΡΙΟ 2 ($f_c = 30MPa$)



Σχήμα 6.4: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης.

όπου, $q_\pi = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,399}{0,176} \rightarrow q_\pi = 2,27$ και $q_v = \frac{V_u}{V_1} = \frac{281,3}{139,39} \rightarrow q_v = 2,02$.

Άρα, $q = q_\pi \cdot q_v = 4,58$. (Πρόβλεψη του ΚΑΝ.ΕΠΕ. $q = 2,3$)

- Παρατηρούμε ότι οι συντελεστές συμπεριφοράς που προέκυψαν από την ανελαστική στατική ανάλυση για το κτήριο 1 πλησιάζουν με μεγάλη ακρίβεια το συντελεστή συμπεριφοράς που προέβλεψε ο ΚΑΝ.ΕΠΕ..
- Αντίθετα για το κτήριο 2 προκύπτουν συντελεστές συμπεριφοράς της τάξεως του $q=4,5-5,0$ σχεδόν διπλάσιοι από ότι προέβλεψε ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ($q=2,3$). Αυτό ενδεχομένως οφείλεται στην μεγάλη υπεραντοχή που προκύπτει στο κτήριο που σχεδιάστηκε με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1984 λόγω της ύπαρξης του ικανοτικού ελέγχου.

6.2 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΣΤΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Όπως αναφέρθηκε κατά τις αναλύσεις των κτηρίων, η ροπή διαρροής (αντοχής) κάθε διατομής εξαρτάται άμεσα από την αξονική δύναμη N που την καταπονεί. Συνεπώς, το σωστότερο είναι οι ροπές διαρροής των υποστυλωμάτων να υπολογίζονται ξεχωριστά για σεισμό κατά $+x$ και ξεχωριστά για σεισμό κατά $-x$ και κατά συνέπεια να υπολογίζονται ξεχωριστοί δείκτες ανεπάρκειας για κάθε μία σεισμική φόρτιση και στο τέλος να επιλέγεται ο δυσμενέστερος δείκτης ανεπάρκειας.

Ωστόσο, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.1.2.2δ) απλοποιητικά επιτρέπει οι τιμές των F_y , δ_y και K (συνεπώς και η τιμή M_y) να καθορίζονται αγνοώντας την επιρροή της σεισμικής δράσης στην τιμή της αξονικής δύναμης του δομικού στοιχείου, δηλαδή να υπολογίζονται με βάση την τιμή της αξονικής δύναμης λόγω των κατακορύφων δράσεων και μόνο (υπό τον σεισμικό συνδυασμό), ήτοι της δράσης $g + 0,3q$.

Τα αποτελέσματα προέκυψαν με βάση τις παρακάτω αξονικές:

ΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (kN)				
	Στάθμη 1	Στάθμη 2	Στάθμη 3	Στάθμη 4
K1	240	178	115	51
K2	566	424	283	143
K3	324	240	157	73

Πίνακας 6.1 Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων υπό $g + 0,3q$.

Παρακάτω επιλέγεται το υποστύλωμα 1 (K1) του δεύτερου κτηρίου ώστε να υπολογιστούν οι δείκτες ανεπάρκειας χωρίς την παραπάνω απλοποιητική μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περί αξονικής. Στόχος είναι να συγκριθούν οι καινούριοι δείκτες με τους δείκτες που αρχικά υπολογίστηκαν σε μια προσπάθεια να δειχθεί πόσο επηρεάζει τελικά η συγκεκριμένη παραδοχή τα αποτελέσματα.

Στον παρακάτω πίνακα υπολογίζονται οι αξονικές στους στύλους και οι ροπές αντοχής τους για τον σεισμικό συνδυασμό κατακορύφων φορτίων, καθώς και για σεισμό κατά $+x$ και $-x$:

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ & ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΣΤΥΛΟΥ Κ1 ΚΤΗΡΙΟΥ 2					
		Στάθμη 1	Στάθμη 2	Στάθμη 3	Στάθμη 4
για $g + 0,3q$	N (kN)	-240	-178	-115	-51
	M_y (kNm)	115,50	107,68	99,63	91,33
για $E_{x \rightarrow}$	N (kN)	+62	+15	-21	-24
	M_y (kNm)	76,33	82,62	87,39	87,78
για $E_{x \leftarrow}$	N (kN)	-551	-382	-218	-83
	M_y (kNm)	144,69	133,02	112,74	95,49

Πίνακας 6.2 Ροπές αντοχής και αξονικές δυνάμεις στύλου Κ1 κτηρίου 2 στην στατική ελαστική ανάλυση (- για θλίψη, + για εφελκυσμό)

Παρακάτω δίνονται οι δείκτες ανεπάρκειας όπως υπολογίστηκαν στην αρχική ελαστική στατική ανάλυση και όπως υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη τις πραγματικές αξονικές καταπονήσεις των διατομών:

	Υποστώλωμα Κ1 στάθμη 1				Υποστώλωμα Κ1 στάθμη 2			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
M	-	+	-	+	-	+	-	+
Σεισμός	$E_{x \rightarrow}$	$E_{x \leftarrow}$	$E_{x \leftarrow}$	$E_{x \rightarrow}$	$E_{x \rightarrow}$	$E_{x \leftarrow}$	$E_{x \leftarrow}$	$E_{x \rightarrow}$
M_y (kNm)	76,33	144,69	144,69	76,33	82,62	133,02	133,02	82,62
Msd ελασ.	-85,13	103,60	-173,60	163,25	-118,38	149,78	-152,69	120,84
$ \lambda _{\text{νέο.}}$	1,12	0,72	1,20	2,14	1,43	1,13	1,15	1,46
$ \lambda _{\text{παλιό}}$	0,74	0,90	1,50	1,41	1,10	1,39	1,41	1,12
Τρόπος ασοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 6.3(α) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ1 κτηρίου 2.

	Υποστώλωμα Κ1 στάθμη 3				Υποστώλωμα Κ1 στάθμη 4			
	Κεφαλή		Βάση		Κεφαλή		Βάση	
M	-	+	-	+	-	+	-	+
Σεισμός	$E_{x \rightarrow}$	$E_{x \leftarrow}$	$E_{x \leftarrow}$	$E_{x \rightarrow}$	$E_{x \rightarrow}$	$E_{x \leftarrow}$	$E_{x \leftarrow}$	$E_{x \rightarrow}$
M_y (kNm)	87,39	112,74	112,74	87,39	87,78	95,49	95,49	87,78
Msd ελασ.	-96,76	126,20	-103,10	73,72	-44,70	90,92	-61,31	22,34
$ \lambda _{\text{νέο.}}$	1,11	1,12	0,91	0,84	0,51	0,95	0,64	0,26
$ \lambda _{\text{παλιό}}$	0,97	1,27	1,03	0,74	0,49	0,99	0,67	0,25
Τρόπος ασοχίας	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη	πλάστιμη

Πίνακας 6.3(β) Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματος Κ1 κτηρίου 2.

Με την απλοποιητική μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι επαρκείς διατομές είναι:

1. Η κεφαλή του στύλου Κ1 στη στάθμη 1.
2. Η κεφαλή του στύλου Κ1 στη στάθμη 4.
3. Η βάση του στύλου Κ1 στη στάθμη 4.

Χωρίς την απλοποιητική μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι επαρκείς διατομές είναι:

1. Η βάση του στύλου Κ1 στη στάθμη 3.
2. Η κεφαλή του στύλου Κ1 στη στάθμη 4.
3. Η βάση του στύλου Κ1 στη στάθμη 4.

Όπως φαίνεται δεν μπορεί να βγει κάποιο ασφαλές συμπέρασμα για το πόσο επηρεάζει η ύπαρξη αυτής της απλοποίησης του ΚΑΝ.ΕΠΕ. τα αποτελέσματα είτε προς το ευμενέστερο είτε προς το δυσμενέστερο. Σίγουρα όμως επηρεάζει και αξίζει να μελετηθεί.

6.3 ΈΛΕΓΧΟΣ ΙΣΧΥΟΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΜΕ ΤΟ 1,75 ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΤΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

Γνωρίζουμε ότι η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται από τον τύπο:

$$V_b = \varepsilon \cdot W = \varepsilon \cdot m \cdot g = m \cdot \Phi_d(T)$$

όπου, $\varepsilon = \Phi_d(T)/g$, ο σεισμικός συντελεστής,

$\Phi_d(T)$, η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού,

$W = m \cdot g$, το βάρος της κατασκευής.

m , η μάζα της κατασκευής.

The screenshot shows a software window titled 'Assembled Joint Masses'. It contains a table with 8 columns: 'Joint Text', 'U1 KN-s2/m', 'U2 KN-s2/m', 'U3 KN-s2/m', 'R1 KN-m-s2', 'R2 KN-m-s2', and 'R3 KN-m-s2'. There are 15 rows of data. The values for U1, U2, and U3 vary across rows, while R1, R2, and R3 are all zero. The 'Record' indicator at the bottom shows '1 of 15'.

Joint Text	U1 KN-s2/m	U2 KN-s2/m	U3 KN-s2/m	R1 KN-m-s2	R2 KN-m-s2	R3 KN-m-s2
1	0,71	0,71	0,71	0	0	0
2	6,76	6,76	6,76	0	0	0
3	6,76	6,76	6,76	0	0	0
4	6,76	6,76	6,76	0	0	0
5	6,05	6,05	6,05	0	0	0
6	0,71	0,71	0,71	0	0	0
7	13,93	13,93	13,93	0	0	0
8	13,76	13,76	13,76	0	0	0
9	13,76	13,76	13,76	0	0	0
10	13,21	13,21	13,21	0	0	0
11	0,71	0,71	0,71	0	0	0
12	8,76	8,76	8,76	0	0	0
13	8,76	8,76	8,76	0	0	0
14	8,76	8,76	8,76	0	0	0
15	8,05	8,05	8,05	0	0	0

Σχήμα 6.5: Μάζες κόμβων.

Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα η συνολική μάζα του κτηρίου, η οποία προκύπτει από τον συνδυασμό $g_{i\beta} + g + 0,3q$ είναι:

$$m = 117,45 \text{ kN s}^2 / \text{m}.$$

Συνεπώς, το βάρος της κατασκευής είναι:

$$W = m \cdot g = 117,45 \text{ kN s}^2 / \text{m} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 1152,18 \text{ kN}.$$

Ο σεισμικός συντελεστής (συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως) που λήφθηκε για την διαστασιολόγηση των κτηρίων με βάση την αρχική μελέτη

ήταν $\varepsilon_{\alpha\rho\chi\iota\kappa\acute{o}} = 0,06$ (βλ. παράγραφο 1.2.4).

Σήμερα, όπως προαναφέρθηκε, όταν μελετάται ένα κτήριο που έχει κατασκευαστεί και μελετηθεί με παλαιότερους κανονισμούς από τους ισχύοντες, η σεισμική φόρτιση προσεγγιστικά λαμβάνεται ίση με 1,75 φορές το σεισμικό συντελεστή ε της υπάρχουσας στατικής μελέτης.

Αξίζει λοιπόν τώρα να μελετηθεί εάν η παραπάνω παραδοχή που ισχύει από το 1999 και έπειτα επιβεβαιώνεται ή όχι.

Λαμβάνοντας ως τέμνουσα βάσης του κτηρίου τη τέμνουσα βάσης που αντιστοιχεί στο τέλος της ελαστικής περιοχής της καμπύλης αντίστασης του κάθε κτηρίου και γνωρίζοντας το συνολικό βάρος W της κατασκευής, υπολογίζουμε τον σεισμικό συντελεστή, ε , ως εξής:

$$V_b = \varepsilon \cdot W \rightarrow \varepsilon = \frac{V_b}{W}, \quad \text{όπου, } W = 11152,18kN.$$

❖ Κτήριο 1 ($f_c = 12\text{MPa}$)

$$V_b = V_{b,y} = 116,5kN,$$
$$\varepsilon = \frac{V_b}{W} = \frac{116,5kN}{1152,18kN} = 0,101 = 1,69 \cdot \varepsilon_{\alpha\rho\chi\iota\kappa\acute{o}}.$$

❖ Κτήριο 1 ($f_c = 20\text{MPa}$)

$$V_b = V_{b,y} = 123,0kN,$$
$$\varepsilon = \frac{V_b}{W} = \frac{123kN}{1152,18kN} = 0,106 = 1,77 \cdot \varepsilon_{\alpha\rho\chi\iota\kappa\acute{o}}$$

❖ Κτήριο 2 ($f_c = 18\text{MPa}$)

$$V_b = V_{b,y} = 280,0kN,$$
$$\varepsilon = \frac{V_b}{W} = \frac{280kN}{1152,18kN} = 0,243 = 4,05 \cdot \varepsilon_{\alpha\rho\chi\iota\kappa\acute{o}}$$

❖ Κτήριο 2 ($f_c = 30\text{MPa}$)

$$V_b = V_{b,y} = 281,3kN,$$
$$\varepsilon = \frac{V_b}{W} = \frac{281,3kN}{1152,18kN} = 0,244 = 4,07 \cdot \varepsilon_{\alpha\rho\chi\iota\kappa\acute{o}}.$$

- ❖ Παρατηρούμε ότι στο κτήριο 1 το οποίο έχει μελετηθεί με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 η προσέγγιση του 1,75ε επιβεβαιώνεται με ικανοποιητική ακρίβεια. Αντίθετα, στο κτήριο του 2 που έχει μελετηθεί με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1984 τα αποτελέσματα είναι απογοητευτικά και ο σεισμικός συντελεστής που προκύπτει είναι της τάξεως του τετραπλάσιου του σεισμικού συντελεστή ε που χρησιμοποιήθηκε στην αρχική μελέτη.

Παρακάτω γίνεται μια προσπάθεια να δοθεί μια ερμηνεία γιατί συμβαίνει αυτό.

Ερμηνεία

Παρακολουθώντας προσεκτικά βήμα βήμα την εφαρμογή του ΑΚ1984 στη διαστασιολόγηση του κτηρίου υπάρχει ένας παράγοντας ο οποίος μπορεί να διαδραματίζει καταλυτικό ρόλο στη διαμόρφωση της χαστικής απόκλισης μεταξύ των σεισμικών συντελεστών. Αυτός είναι η εφαρμογή του ικανοτικού ελέγχου κόμβου.

Όταν εφαρμόστηκε ο σεισμός με σεισμικό συντελεστή $\varepsilon=0,06$ για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων του κτηρίου 2 προέκυψε μια κατανομή σεισμικής δύναμης στους ορόφους, η οποία χρησιμοποιήθηκε για την εύρεση των απαιτούμενων οπλισμών στα υποστυλώματα. Στη συνέχεια, όμως, πραγματοποιήθηκε ο ικανοτικός έλεγχος στα υποστυλώματα ο οποίος επέβαλε γενικότερη αύξηση των οπλισμών κατά ένα μη αμελητέο ποσοστό. Συνεπώς, λογικό είναι να θεωρηθεί ότι το κτήριο ενώ αρχικά σχεδιάστηκε ώστε να αντέχει ένα σεισμό με σεισμικό συντελεστή $\varepsilon=0,06$, τελικά στην πραγματικότητα αντέχει πολύ μεγαλύτερα σεισμικά φορτία. Πόσο μεγαλύτερα όμως;

Στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται συνολικά οι οπλισμοί που αρχικά απαιτήθηκαν από το σεισμό σχεδιασμού, οι οπλισμοί που επιλέχθηκαν και οι οπλισμοί που τελικά επιλέχθηκαν μετά τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου.

Υποστύλωμα ανά στάθμη	Απαιτούμενος οπλισμός ανά παρειά (cm^2)	Επιλεγμένος Οπλισμός ανά παρειά (cm^2)	Επιλεγμένος Οπλισμός ανά παρειά μετά τον ικανοτικό έλεγχο (cm^2)
Στάθμη 4	K1	4,90	5,56
	K2	4,90	18,85
	K3	4,90	10,18
Στάθμη 3	K1	4,90	5,56
	K2	4,90	18,85
	K3	4,90	11,37
Στάθμη 2	K1	4,90	5,56
	K2	6,13	7,10
	K3	4,90	12,56
Στάθμη 1	K1	4,90	5,56
	K2	12,80	15,70
	K3	4,90	12,56

Πίνακας 6.4 Απαιτούμενοι-επιλεγμένοι οπλισμοί υποστυλωμάτων κτηρίου 2.

Στο σημείο αυτό θα επιχειρηθεί να εκτιμηθεί ο ισοδύναμος σεισμικός συντελεστής ε που αντιστοιχεί στους οπλισμούς που τελικά τοποθετήθηκαν στα υποστυλώματα. Για αυτό το λόγο πραγματοποιείται από την αρχή όλη η διαδικασία επιλογής οπλισμών αντίστροφα όμως αυτή τη φορά. Θεωρούνται δεδομένοι οι υπολογισμοί των απαιτούμενων οπλισμών και ίσοι με τους επιλεγμένους μετά τον ικανοτικό έλεγχο και ο μοναδικός άγνωστος είναι ο σεισμικός συντελεστής ε .

Συμπεώς

Ο συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως, ε , είναι άγνωστος.

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης H_z με βάση την τριγωνική κατανομή που επιβάλλει ο κανονισμός καθώς και η συνολική τέμνουσα Q κάθε ορόφου φαίνεται στον παρακάτω πίνακα συναρτήσεως του σεισμικού συντελεστή:

	$N_z (t)$	$h_z (m)$	$N_z \cdot h_z (tm)$	$H_z (t)$	$Q (t)$
Στάθμη 4	33,107	14,0	463,498	53,05ε	53,05ε
Στάθμη 3	33,107	10,5	347,624	39,79ε	92,84ε
Στάθμη 2	33,107	7,0	231,749	26,52ε	119,36ε
Στάθμη 1	33,422	3,5	116,977	13,39ε	132,75ε

Πίνακας 6.5 Κατανομή σεισμικής δύναμης και τέμνουσα ορόφων.

όπου $N = 132,743 t$ το φορτίο στη στάθμη θεμελίωσης και $\Sigma N_i \cdot h_i = 1159,848 tm$.

Για Β225: $\sigma_b^{\varepsilon\pi} = 90 kg/cm^2$ και $\sigma_0 = \frac{P}{b \cdot d}$, ενώ ικανοποιώντας τον πρόσθετο έλεγχο του κανονισμού η τέμνουσα που λαμβάνεται στους υπολογισμούς για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων είναι η $\max(Q_x, H_{ox}')$, όπου $H_{ox}' = 0,5 \cdot \varepsilon \cdot P$.

ΣΤΑΘΜΗ 4	P (t)	D' _x = D' _y	Q _x = Q _y (t)	H _{ox} ' = H _{oy} ' (t)	λ	M _{ux} = M _{uy} (tm)	$\frac{M_{max}}{Q \cdot d}$	e _x = e _y (m)	$\left(\frac{e}{d}\right)_x$ = $\left(\frac{e}{d}\right)_y$	φ
K1	4,954	1	17,68ε	2,477ε	0,67	41,46ε	6,7	8,37ε	23,91ε	22,25
K2	20,176	1	17,68ε	10,088ε	0,50	30,94ε	5,0	1,53ε	4,38ε	5,46
K3	7,977	1	17,68ε	3,989ε	0,67	41,46ε	6,7	5,20ε	14,85ε	13,82
Σύνολο	33,107	3	53,05ε							

Τέμνουσα ορόφου Q = 53,05ε.

ΣΤΑΘΜΗ 3	P (t)	D' _x = D' _y	Q _x = Q _y (t)	H _{ox} ' = H _{oy} ' (t)	λ	M _{ux} = M _{uy} (tm)	$\frac{M_{max}}{Q \cdot d}$	e _x = e _y (m)	$\left(\frac{e}{d}\right)_x$ = $\left(\frac{e}{d}\right)_y$	φ
K1	9,908	1	30,95ε	4,954ε	0,50	54,17ε	5,0	5,47ε	15,62ε	11,13
K2	40,352	1	30,95ε	20,183ε	0,50	54,17ε	5,0	1,35ε	3,85ε	2,73
K3	15,954	1	30,95ε	7,983ε	0,50	54,17ε	5,0	3,40ε	9,72ε	6,91
Σύνολο	66,214	3	92,84ε							

Τέμνουσα ορόφου Q = 92,84ε

ΣΤΑΘΜΗ 2	P (t)	D' _x = D' _y	Q _x = Q _y (t)	H _{ox} ' = H _{oy} ' (t)	λ	M _{ux} = M _{uy} (tm)	$\frac{M_{max}}{Q \cdot d}$	e _x = e _y (m)	$\left(\frac{e}{d}\right)_x$ = $\left(\frac{e}{d}\right)_y$	φ
K1	14,862	1	39,79ε	7,433ε	0,50	69,62ε	5,0	4,68ε	13,38ε	7,42
K2	60,528	1	39,79ε	30,267ε	0,50	69,62ε	5,0	1,15ε	3,28ε	1,82
K3	23,931	1	39,79ε	11,967ε	0,50	69,62ε	5,0	2,92ε	8,33ε	4,61
Σύνολο	99,321	3	119,36ε							

Τέμνουσα ορόφου Q = 119,36ε.

ΣΤΑΘΜΗ 1	P (t)	D' _x = D' _y	Q _x = Q _y (t)	H _{ox} ' = H _{oy} ' (t)	λ	M _{ux} = M _{uy} (tm)	$\frac{M_{max}}{Q \cdot d}$	e _x = e _y (m)	$\left(\frac{e}{d}\right)_x$ = $\left(\frac{e}{d}\right)_y$	φ
K1	19,816	1,000	35,82ε	9,917ε	0,6	75,22ε	6,0	3,80ε	10,85ε	5,56
K2	81,019	1,706	61,11ε	40,517ε	0,6	128,35ε	5,2	1,58ε	3,97ε	1,78
K3	31,908	1,000	35,82ε	15,950ε	0,6	75,22ε	6,0	2,35ε	6,72ε	3,46
Σύνολο	132,743	3,706	132,75ε							

Τέμνουσα ορόφου Q = 132,75ε.

Πίνακας 6.6 Υπολογισμοί e/d και φ υποστυλωμάτων.

Υποστύλωμα ανά στάθμη		Επιλεγμένος Οπλισμός ανά παρειά (cm^2)	$\mu = \mu'$ (‰)	φ	e/d		ε
Στάθμη 4	K1	5,56	4,5	22,25	2,99	23,91ε	0,125
	K2	18,85	15,0	5,46	1,28	4,38ε	0,293
	K3	10,18	8,3	13,82	2,47	14,85ε	0,166
Στάθμη 3	K1	5,56	4,5	11,13	1,50	15,62ε	0,096
	K2	18,85	15,0	2,73	0,58	3,85ε	0,151
	K3	11,37	9,2	6,91	1,30	9,72ε	0,134
Στάθμη 2	K1	5,56	4,5	7,42	1,00	13,38ε	0,075
	K2	18,85	15,0	1,82	0,34	3,28ε	0,104
	K3	12,56	10,2	4,61	0,90	8,33ε	0,108
Στάθμη 1	K1	5,56	4,5	5,56	0,75	10,85ε	0,069
	K2	21,99	13,7	1,78	0,32	3,97ε	0,081
	K3	12,56	10,2	3,46	0,65	6,72ε	0,097
Μέσος όρος							0,125

Πίνακας 6.7 Υπολογισμός ισοδύναμων σεισμικών συντελεστών υποστυλωμάτων.

Λαμβάνοντας απλοποιητικά τον μέσο όρο των ισοδύναμων σεισμικών συντελεστών ως τον ισοδύναμο σεισμικό συντελεστή για τον οποίο έχει σχεδιαστεί το κτήριο ώστε να αντέχει στην πραγματικότητα έχουμε:

$$\varepsilon_{\text{ισοδύναμο}} = 0,125.$$

Χοντρικά λοιπόν βλέπουμε ότι το κτήριο ενώ σχεδιάστηκε για να αντέχει σεισμό με $\varepsilon = 0,06$, τελικά λόγω της μεγάλης υπερδιαστασιολόγησης που επέφερε ο ικανοτικός έλεγχος το κτήριο αντέχει σεισμό με σχεδόν διπλάσιο σεισμικό συντελεστή, γεγονός που επιβεβαιώνει το αποτέλεσμα που εξήχθη στην παράγραφο 6.1 ότι το κτήριο 2 έχει υπεραντοχή $q_v = 2$.

Συγκρίνοντας τώρα τον (πραγματικό) σεισμικό συντελεστή που προέκυψε από την ανάλυση των κτηρίων με τον ισοδύναμο παρατηρούμε το εξής:

Κτήριο 2, $f_c = 18\text{MPa}$:

$$V_b = V_{b,y} = 280,0\text{kN},$$

$$\varepsilon = \frac{V_b}{W} = \frac{280\text{kN}}{1152,18\text{kN}} = 0,243 = 4,05 \cdot \varepsilon_{\text{αρχικο}} = 1,94 \cdot \varepsilon_{\text{ισοδύναμο}}.$$

Κτήριο 2, $f_c = 30\text{MPa}$:

$$V_b = V_{b,y} = 281,3\text{kN},$$

$$\varepsilon = \frac{V_b}{W} = \frac{281,3kN}{1152,18kN} = 0,244 = 4,07 \cdot \varepsilon_{\alpha\rho\chi\iota\kappa\omicron} = 1,95 \cdot \varepsilon_{\iota\sigma\omicron\delta\upsilon\lambda\alpha\mu\omicron}$$

Συμπέρασμα:

- Κτήρια μελετημένα από 1959 έως 1984 (χωρίς ικανοτικό έλεγχο):
Η σεισμική φόρτιση σωστά λαμβάνεται προσεγγιστικά ίση με 1,75 φορές το σεισμικό συντελεστή ε της υπάρχουσας στατικής μελέτης.
- Κτήρια μελετημένα από 1984 έως 1995 (με ικανοτικό έλεγχο):
Η σεισμική φόρτιση δε θα πρέπει να λαμβάνεται προσεγγιστικά ίση με 1,75 φορές το σεισμικό συντελεστή ε της υπάρχουσας στατικής μελέτης καθώς τα κτήρια σχεδιασμένα με ικανοτικό έλεγχο διαθέτουν υπεραντοχή στο σεισμό για τον οποίο σχεδιάστηκαν.

Φυσικά, το στατιστικό δείγμα που προκύπτει από την παρούσα διπλωματική αποτελεί μόνο μια ένδειξη και όχι κανόνα και θα είχε ενδιαφέρον να μελετηθεί περαιτέρω για να δωθεί μια ακριβέστερη απάντηση στο θέμα αυτό.

Π Α Ρ Α Ρ Τ Η Μ Α

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 1

Α ν ε κ τ έ ς τ ά σ ε ι ς (kg/cm²)

Είδος έργου και τρόπος επιβαρύνσεως	Υλικόν και περιοχή εφαρμογής	Ανεκταί τάσεις				Στή- χο	
		Ποιότης του σκυροδέματος					
		B 120	B 160	B 225	B 300		
1	2	3	4	5	6	7	8
Α Πλάκες και δοκοί ορθογωνι- κής διατομής υπό κάμψιν.	Σκυρόδεμα εις πλάκας και δοκούς ορθογωνι- κής διατομής (επίσης εις σταυροειδώς ώ- πλισμένες πλάκας και μυκητοειδή πατώματα). d ≤ 8cm	σ _b	40	50	70	90	1
	d > 8cm	σ _b	40	60	80	100	2
	Χάλυψ εις πλάκας: Κατηγορίας I.....	σ _e	1200	1400	1400	1400	3
	» » » » II.....	σ _e	—	2000	2000	2000	4
	» » » » III.....	σ _e	—	2200	2200	2200	5
	» » » » IV.....	σ _e	—	2200	2400	2400	6
	Χάλυψ εις δοκούς: » I.....	σ _e	1200	1400	1400	1400	7
	» » » » II.....	σ _e	—	1800	1800	1800	8
	» » » » III και IV.....	σ _e	—	—	2000	2000	9
Β Πλακοδοκοί και πλάκες με νευρώσεις υπό κάμψιν.	Σκυρόδεμα, έφ' όσον λαμβάνονται ύπ' όψιν αί τάσεις εις την πλάκα. Έάν δέν ληθοούν ύπ' όψιν αί τάσεις εις την πλάκα, ισχύουν αί εις Α' διδόμεναι τιμαί.....	σ _b	40	50	70	90	10
	Σκυρόδεμα εις νευρώσεις πλακοδοκών και πλακών με νευρώσεις, εις την περιοχήν τών άρνητικών ροπών.....	σ _b	50	70	90	110	11
	Χάλυψ κατηγορίας I.....	σ _e	1200	1400	1400	1400	12
	» » » II.....	σ _e	—	1800	1800	1800	13
	» » » III και IV.....	σ _e	—	—	2000	2000	14
Γ Κάμψις μετ' όρθής δυνάμεως εις πλάκας, δοκούς ορθογωνι- κής διατομής, πλακοδο- κούς, πλαίσια, τόξα, και υποστυλώματα (και τών μυκητοειδών πατωμάτων) υπολογιζόμενα ως υποστυ- λώματα πλαισίων, έφ' όσον ταύτα υπολογίζονται άκρι- βώς διά τής θεωρίας τών πλαισίων, και δή εις κοινάς μέν οικοδομικάς κατασκευάς, λαμβανομένης ύπ' όψιν τής δυσμενεστάτης θέσεως τών φορτίων διά τας λοιπάς δέ κατασκευάς λαμβανομένων επί πλέον ύπ' όψιν τής έπιρ- ροής τής θερμοκρασίας, τής έκ τής πήξεως συστολής και τυχόν ύφισταμένωι δυνά- μεων τριβής και τροχοπε- δήσεως.	Σκυρόδεμα εις :						
	α) ορθογωνικάς διατομάς υπό μοναξονικήν κάμψιν.....	σ _b	—	70	90	110	15
	β) ορθογωνικάς διατομάς υπό διαξονικήν κάμψιν (τάσις κατά γωνίαν).....	σ _b	—	80	100	120	16
	γ) πλακοδοκούς, έφ' όσον λαμβάνονται ύπ' όψιν αί τάσεις θλίψεως εις την πλάκα... Έάν αί τάσεις θλίψεως τής πλακός δέν ληθοούν ύπ' όψιν ή εάν ή πλάξ κείται έν τ ή θλιβομένη ζώνη, ισχύουν αί υπό α) και β) δι' ορθογωνικάς διατομάς διδόμεναι τιμαί	σ _b	—	60	80	100	17
	Χάλυψ εις πλάκας κατηγορίας I.....	σ _e	—	1400	1400	1400	18
	» » » II.....	σ _e	—	2000	2000	2000	19
	» » » III.....	σ _e	—	2200	2200	2200	20
	» » » IV.....	σ _e	—	2200	2400	2400	21
	Χάλυψ εις άλλα δομικά στοιχεία.						
	Χάλυψ κατηγορίας I.....	σ _e	—	1400	1400	1400	22
	» » » II.....	σ _e	—	1800	1800	1800	23
	» » » III και IV.....	σ _e	—	—	2000	2000	24
Δ Διάτμησις συνεπεία κάμ- ψεως.	Χωρίς άπαίτησιν έλέγχου του όπλισμού δια- τμήσεως εις πλάκας.....	τ ₀	6	8	9	10	25
	εις άλλα δομικά στοιχεία.....	τ ₀	4	6	7	8	26
	Μέγισται τιμαί μη υπολογιζόμενου του όπλι- σμού διατμήσεως.....	τ ₀	14	16	18	20	27

Είδος έργου και τρόπος επιβαρύνσεως	Όλκων και περιοχή εφαρμογής	Άνεκτα τάσεις				Στί- χος	
		Ποιότης του σκυροδέματος					
		B 120	B 160	B 225	B 300		
1	2	3	4	5	6	7	8
E Στρέψεις εις ὀρθογωνικάς διατομάς.	Χωρίς ἀπαίτησιν ἐλέγχου τοῦ ὀπλισμοῦ στρέψεως	τ ₀	4	5	6	7	28
	Μέγισται τιμαὶ μὴ ὑπολογιζομένου τοῦ ὀπλι- σμοῦ στρέψεως.	τ ₀	14	16	18	20	29
Z Στρέψεις καὶ διάτμησις συν- επιείχ κάμψεως εις ὀρθογω- νικάς διατομάς.	Χωρίς ἀπαίτησιν ἐλέγχου τοῦ ὀπλισμοῦ στρέψεως	τ ₀	6	8	9	10	30
	Μέγισται τιμαὶ μὴ ὑπολογιζομένων τῶν ὀπλι- σμῶν διατμήσεως καὶ στρέψεως	τ ₀	17	20	23	26	31
H Πρόσφυσις τῶν ὀπλισμῶν εἰς τμήματα ἐπιβαρυνόμενα εἰς κάμψιν.	Τάσις συναφείας.	τ _i	4	5	6	8	32

Παρατηρήσεις:

Αἱ διδόμεναι τάσεις διὰ τὸν χάλυβα ἰσχύουν:
ἐπὶ σκυροδέματος B 160 δι' ὀπλισμοὺς μὲ διάμετρον ≤ 30 mm
» » B 225 » » » ≤ 40 »
» » B 300 » » » ≤ 50 »
Διὰ μεγαλυτέρας διαμέτρους αἱ διδόμεναι τάσεις θὰ μει-
οῦνται κατὰ 200 Kg/cm².

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2

Σ υ ν τ ε λ ε σ τ έ ς K_h, K_x, K_z, K_e

Συντελεστές K_h, K_x, K_z, K_e
 $M_e = M - N \cdot e$ (N άρνητικό σέ θλίψη. Για άπλη κάμψη $M_e = M$)
 $z = K_z \cdot h, \quad x = K_x \cdot h, \quad h(\text{cm}) = K_h \cdot \sqrt{\frac{M_e(\text{tm})}{b(\text{m})}}, \quad F_e(\text{cm}^2) = \frac{M_e(\text{tm})}{h(\text{m})} \cdot K_e + \frac{N(\text{t})}{\sigma_e(\text{t/cm}^2)}$

$\sigma_b \backslash \sigma_e$		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8
10	K_h	40.0	43.3	46.3	49.0	51.7	54.1				
	K_e	1.05	0.86	0.74	0.64	0.57	0.51				
	K_z	0.96	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98				
	K_x	0.13	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07				
15	K_h	27.81	29.9	31.7	33.7	35.3	36.9	38.5	40.0	41.4	42.8
	K_e	1.06	0.88	0.75	0.65	0.58	0.52	0.47	0.43	0.40	0.37
	K_z	0.94	0.95	0.95	0.96	0.96	0.97	0.97	0.97	0.97	0.98
	K_x	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09	0.09	0.08	0.07
20	K_h	21.6	23.1	24.6	25.9	27.1	28.3	29.4	30.6	31.5	32.5
	K_e	1.08	0.90	0.76	0.66	0.58	0.52	0.47	0.43	0.40	0.37
	K_z	0.92	0.93	0.94	0.95	0.95	0.96	0.96	0.96	0.97	0.97
	K_x	0.23	0.20	0.18	0.16	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.10
30	K_h	15.5	16.4	17.3	18.1	18.9	19.7	20.4	21.2	21.7	22.5
	K_e	1.11	0.92	0.78	0.67	0.60	0.53	0.48	0.44	0.40	0.37
	K_z	0.90	0.91	0.92	0.93	0.93	0.94	0.94	0.95	0.95	0.95
	K_x	0.31	0.27	0.24	0.22	0.20	0.18	0.17	0.16	0.15	0.14
40	K_h	12.3	13.0	13.6	14.2	14.8	15.3	15.9	16.4	16.9	17.3
	K_e	1.14	0.94	0.79	0.69	0.61	0.54	0.49	0.45	0.41	0.38
	K_z	0.88	0.89	0.90	0.91	0.92	0.92	0.93	0.93	0.94	0.94
	K_x	0.38	0.33	0.30	0.27	0.25	0.23	0.21	0.20	0.19	0.18
50	K_h	10.4	10.9	11.4	11.9	12.3	12.7	13.1	13.5	13.9	14.3
	K_e	1.17	0.96	0.81	0.70	0.62	0.55	0.50	0.45	0.42	0.38
	K_z	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91	0.92	0.92	0.93	0.93
		0.43	0.38	0.35	0.32	0.29	0.27	0.25	0.24	0.22	0.21

$\sigma_b \backslash \sigma_e$		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8
60	K_h			9.9	10.3	10.6	11.0	11.3	11.6	11.9	12.2
	K_e			0.82	0.71	0.63	0.56	0.50	0.46	0.42	0.39
	K_z			0.87	0.88	0.89	0.90	0.90	0.91	0.91	0.92
	K_x			0.39	0.36	0.33	0.31	0.29	0.27	0.26	0.24
70	K_h			8.8	9.1	9.4	9.7	10.0	10.2	10.5	10.7
	K_e			0.83	0.72	0.63	0.57	0.51	0.46	0.43	0.39
	K_z			0.86	0.87	0.88	0.89	0.89	0.90	0.90	0.91
	K_x			0.43	0.40	0.37	0.34	0.32	0.30	0.29	0.27
80	K_h			8.0	8.3	8.5	8.7	9.0	9.2	9.4	9.6
	K_e			0.84	0.73	0.64	0.57	0.52	0.47	0.43	0.40
	K_z			0.85	0.86	0.87	0.88	0.88	0.89	0.89	0.90
	K_x			0.46	0.43	0.40	0.38	0.35	0.33	0.32	0.30
90	K_h			7.4	7.6	7.8	8.0	8.2	8.4	8.6	8.8
	K_e			0.85	0.74	0.65	0.58	0.52	0.47	0.43	0.40
	K_z			0.84	0.85	0.86	0.87	0.87	0.88	0.89	0.89
	K_x			0.49	0.46	0.43	0.40	0.38	0.36	0.34	0.33
100	K_h			6.8	7.0	7.2	7.4	7.6	7.7	7.9	8.1
	K_e			0.86	0.75	0.66	0.58	0.53	0.48	0.44	0.40
	K_z			0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.87	0.88	0.88
	K_x			0.52	0.48	0.46	0.43	0.41	0.39	0.37	0.35
110	K_h			6.4	6.6	6.7	6.9	7.0	7.2	7.3	7.5
	K_e			0.87	0.75	0.66	0.59	0.53	0.48	0.44	0.41
	K_z			0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.86	0.87	0.88
	K_x			0.54	0.51	0.48	0.45	0.43	0.41	0.39	0.37
120	K_h			6.0	6.2	6.3	6.5	6.6	6.7	6.9	7.0
	K_e			0.88	0.76	0.67	0.59	0.54	0.49	0.45	0.41
	K_z			0.81	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.86	0.87
	K_x			0.56	0.53	0.50	0.47	0.45	0.43	0.41	0.39

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 3

Σ υ ν τ ε λ ε σ τ έ ς K_h^*, K_h, K_e, K_e' γ ι α $\sigma_e = 1,4 \text{ Mp/cm}^2$

Σ τ ά δ ι ο ν Ι Ι, Δ ι ά τ α ξ ι ς ύ π ο λ ο γ ι σ μ ο ύ

Δίδεται: $M_e = M - N \cdot e$ (6)

Ἡ N ὡς θλιπτική δύναμις τίθεται ἀρνητική. Εἰς περίπτωσιν καθαρᾶς κάμψεως εἶναι $M_e = M$

Συντελεστής h ἐκ τῆς σχέσεως (16) $h [\text{cm}] = k_h \sqrt{\frac{M_e [\text{Mpm}]}{b [\text{m}]}}$

Προσδιορισμὸς τοῦ ὀπλισμοῦ

α) $k_h \geq k_h^*$, ἀπλοῦς ὀπλισμὸς

Ἄνευ ἐλέγχου τῆς ἀκραίας τάσεως τοῦ σκυροδέματος λαμβάνομεν ἐκ τοῦ Πίνακος τὴν τιμὴν k_e , ἥτις ἀντιστοιχεῖ εἰς τὸν ἀμέσως μικρότερον συντελεστὴν k_h .

$$F_e [\text{cm}^2] = \frac{M_e [\text{Mpm}]}{h [\text{m}]} k_e + \frac{N [\text{Mp}]}{\sigma_e [\text{Mp/cm}^2]}$$

Συντελεσταὶ k_h καὶ k_h^* , Συντελεσταὶ k_e, k_z καὶ k_x

σ_b [kp/cm ²]	30	40	45	50	60	70	80	90	100	110	120
k_h & k_h^*	17,3	13,6	12,4	11,4	9,9	8,8	8,0	7,4	6,8	6,4	6,0
k_e	0,78	0,79	0,80	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85	0,86	0,87	0,88
k_z	0,92	0,90	0,89	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,81
k_x	0,24	0,30	0,33	0,35	0,39	0,43	0,46	0,49	0,52	0,54	0,56

β) $k_h < k_h^*$, διπλοῦς ὀπλισμὸς

Εἰς τὸν Πίνακα ἀναζητοῦμεν εἰς τὴν στήλην, ἥτις ἀντιστοιχεῖ εἰς τὴν ἐκλεγείσαν τάσιν τοῦ σκυροδέματος, παρὰ τὸν προσδιορισθέντα συντελεστὴν k_h τοὺς συντελεστὰς k_e καὶ k_e' .

(17) $F_e = \frac{M_e}{h} k_e + \frac{M}{\sigma_e}$

(18) $F_e' = \frac{M_e}{h} k_e' \quad (\text{διὰ } \beta \leq 0,07)$

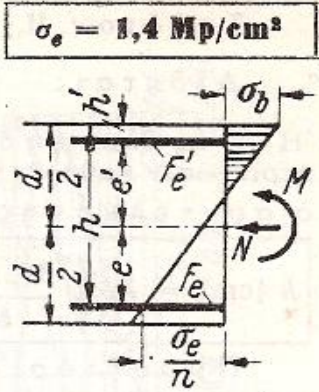
$F_e' = \frac{M_e}{h} k_e' \varrho' \quad (\text{διὰ } \beta > 0,07)$

Διαστάσεις ὡς εἰς α).

Διὰ $h'/h = \beta > 0,07$ λαμβάνομεν ἐκ τοῦ Πίνακος τὸν πρόσθετον συντελεστὴν ϱ' .

Συντελεσταὶ ϱ'

β	50	60	70	80	90	100	$= \sigma_b$
0,08	1,05	1,04	1,04	1,04	1,04	1,03	} = ϱ'
0,09	1,10	1,09	1,08	1,08	1,07	1,07	
0,10	1,16	1,14	1,13	1,12	1,11	1,11	
0,11	1,22	1,19	1,18	1,16	1,15	1,15	
0,12	1,29	1,25	1,23	1,21	1,20	1,19	
0,14	1,44	1,38	1,34	1,32	1,30	1,28	
0,16	1,64	1,54	1,46	1,42	1,41	1,37	
0,20	2,18	1,95	1,82	1,74	1,68	1,64	



Συντελεσται k_e και k'_e

$\sigma_e = 1,4 \text{ Μρ/cm}^2$

$\sigma_b =$																	
50			60			70			80			90			100		
k_h	τοις %		k_h	τοις %		k_h	τοις %		k_h	τοις %		k_h	τοις %		k_h	τοις %	
	k'_e	k_e		k'_e	k_e		k'_e	k_e		k'_e	k_e		k'_e	k_e		k'_e	k_e
11,5	—	81	10,0	—	82	9,0	—	83	8,0	—	84	7,5	—	85	7,0	—	86
11,4	—		9,9	—		8,9	—		7,9	03		7,4	—		6,9	—	
11,3	03		9,8	03		8,8	01		7,8	05		7,3	01		6,8	01	
11,2	06	81	9,7	06	82	8,7	03	83	7,7	08	84	7,2	04	85	6,7	03	86
11,1	09		9,6	09		8,6	06		7,6	10		7,1	06		6,6	06	
11,0	12		9,5	12		8,5	08		7,5	13		7,0	09		6,5	08	
10,9	15		9,4	14		8,4	11		7,4	15		6,9	11		6,4	10	
10,8	18		9,3	17		8,3	14		7,3	17		6,8	14		6,3	13	
10,7	21	80	9,2	20	81	8,2	17	82	7,2	20	83	6,7	16	84	6,2	15	85
10,6	24		9,1	23		8,1	19		7,1	22		6,6	18		6,1	17	
10,5	27		9,0	25		8,0	22		7,0	25		6,5	20		6,0	19	
10,4	30		8,9	28		7,9	24		6,9	27		6,4	23		5,9	21	
10,3	33		8,8	31		7,8	27		6,8	29		6,3	25		5,8	23	
10,2	36	80	8,7	33	81	7,7	29	82	6,7	32	82	6,2	27	83	5,7	25	83
10,1	38		8,6	36		7,6	32		6,6	34		6,1	29		5,6	27	
10,0	41		8,5	38		7,5	34		6,5	36		6,0	31		5,5	29	
9,9	44		8,4	41		7,4	36		6,4	38		5,9	33		5,4	31	
9,8	47		8,3	43		7,3	39		6,3	40		5,8	35		5,3	33	
9,7	49	80	8,2	46	80	7,2	41	81	6,2	42	82	5,7	37	82	5,2	35	82
9,6	52		8,1	48		7,1	43		6,1	44		5,6	39		5,1	37	
9,5	55		8,0	50		7,0	45		6,0	46		5,5	41		5,0	39	
9,4	57		7,9	53		6,9	48		5,9	48		5,4	43		4,9	40	
9,3	60		7,8	55		6,8	50		5,8	50		5,3	44		4,8	42	
9,2	62	79	7,7	57	80	6,7	52	81	5,7	52	81	5,2	47	81	4,7	44	81
9,1	65		7,6	60		6,6	54		5,6	54		5,1	48		4,6	45	
9,0	67		7,5	62		6,5	56		5,5	56		5,0	50		4,5	47	
8,9	70		7,4	64		6,4	58		5,4	58		4,9	52		4,4	49	
8,8	72		7,3	66		6,3	60		5,3	59		4,8	53		4,3	50	
8,7	75	79	7,2	69	80	6,2	62	80	5,2	51	80	4,7	55	80	4,2	52	80
8,6	77		7,1	71		6,1	64		5,1	63		4,6	57		4,1	53	
8,5	80		7,0	73		6,0	66		5,0	64		4,5	58		4,0	55	
			6,9	75		5,9	68		4,9	66		4,4	60		3,9	56	
			6,8	77		5,8	70		4,8	68		4,3	61		3,8	57	
			6,7	79	79	5,7	71	80	4,7	69	80	4,2	63	80	3,7	59	80
			6,6	81		5,6	73		4,6	71		4,1	64		3,6	60	
			6,5	83		5,5	75		4,5	72		4,0	65		3,5	61	
						5,4	77		4,4	74		3,9	67		3,4	62	
						5,3	78		4,3	75		3,8	68		3,3	64	
						5,2	80	79	4,2	77	79	3,7	69	79	3,2	65	79
						5,1	81		4,1	78		3,6	71		3,1	66	
						5,0	83		4,0	79		3,5	72		3,0	67	

Παρατήρησις: Διά $\sigma_b > 100$ ο θλιβόμενος όπλι-
σμός δέν έπιτρέπεται,
καθ' όσον τότε θά είναι
 $\sigma_e > \sigma_e$ επ.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4

Επιτρεπόμενες τάσεις διάτμησης

	ΠΛΑΚΕΣ			ΔΟΚΟΙ		
	B160	B225	B300	B160	B225	B300
τ_{o1}	8	9	10	6	7	8
τ_{o2}	16	18	20	16	18	20

ΠΙΝΑΚΑΣ 5

β. Όρια διαρροής

Ποιότητα Σκυροδέματος	B160	B225	B300	B450	B600
β_p (t/cm ²)	0,144	0,195	0,240	0,340	0,420

Ποιότητα Χάλυβα	StI	StII	StIII, IV
β_s (t/cm ²)	2,4	3,6	4,2

γ. Ποσοστό όπλισμού μ

h_s/D	≥ 10	9	8	7	6	≤ 5
min $\mu\%$	0,80	0,74	0,68	0,62	0,56	0,50

Ποιότητα Σκυροδέματος	B160	B225 καί B300
max μ	3%	6%

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 6

Συντελεστές λυγισμού ω για όρθογωνική διατομή

$\frac{h_K}{d}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
10						1,00	1,02	1,03	1,05	1,06	} ω
20	1,08	1,13	1,18	1,22	1,27	1,32	1,40	1,48	1,56	1,64	
30	1,72	1,83	1,94	2,06	2,17	2,28	2,42	2,57	2,71	2,86	
40	3,00										

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 7

Συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως (ϵ)

Σεισμικότητας περιοχών	Έπιχεινδυνότητα έδαφών		
	(α)	(β)	(γ)
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,03	0,12	0,16

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 8

Σ ε ι σ μ ι κ ό τ η τ α π ε ρ ι ο χ ώ ν

ΔΙΑΤΑΓΜΑΤΑ

Περί αντισεισμικού Κανονισμού οικόδομικών έργων.

ΠΑΥΛΟΣ

ΒΑΣΙΛΕΥΣ ΤΩΝ ΕΛΛΗΝΩΝ

Έχοντες υπ' όψιν:

- 1) Τας διατάξεις των άρθρων 9, 85Α και 53 του από 17 Ιουλίου 1923 Ν. Δ)τος «περί σχεδίων των πόλεων κλπ.».
- 2) Τήν υπ' αριθ. Α. 28417)58 Απόφασιν του Υπουργού Συγκοινωνιῶν και Δημοσίων Έργων «περί εξουσιοδότησεως Υφυπουργού Οικισμού δι' άσκησιν αρμοδιοτήτων».
- 3) Τήν υπ' αριθ. 658)1958 γνωμοδότησιν του Συμβουλίου της Έπικρατείας.

Προτάσει του Ημετέρου επί του Οικισμού Υφυπουργού άπεφασίσαιμεν και διατάσσομεν:

Καθορίζομεν ως κατωτέρω τους όρους δια την αντισεισμικήν μελέτην και κατασκευήν των Οικόδομικών έργων της Χώρας.

Άρθρον 1.

1. Άπαντα τα οικόδομικά έργα της Χώρας θά μελετώνται και κατασκευάζονται συμφώνως προς τα έν τοις επομένοις καθοριζόμενα και κατά τρόπον ώστε νά καθίστανται ικανά νά αντλάσωσι έκτός των προβλεπομένων συνήθων φορτίσεων και τας έκ των σεισμικών ενεργειών προκαλούμενας επίταρύνσεις.

Άρθρον 2.

1. Επί τη βάση των μέχρι τούδε δεδομένων και των άποτελεσμάτων των δονήσεων αί περιοχαί της Χώρας κατατάσσονται από άπόψεως σεισμικότητας εις τρεις κατηγορίας:

- I. Άσθενώς σεισμόπληκτοι περιοχαί.
- II. Μετρίως σεισμόπληκτοι περιοχαί.
- III. Ίσχυρώς σεισμόπληκτοι περιοχαί.

2. Οίκοισμοί της Χώρας αντιστοιχούντες χαρακτηριστικώς εις τας κατηγορίας ταύτας εμφαίνονται εις τον άκλούθον πίνακα I.

Π Ι Ν Α Ξ Ι.

Χαρακτηρισμού σεισμικότητας οίκοισμών Έλλάδος

Άγία Άννα	II
Άγιά (Λαρίσης)	I
Άγιος Κήρυκος (Ίκαρίας)	I
Άγρίτσα (Ίμβρου)	II
Άγρίνιον	I
Άθήναι	I
Αίγιον	II
Αίγινα	I

Αιθνήδες	I
Αιτωλικόν	II
Άλεξανδρούπολις	I
Άλμυρός	I
Άμκλίας	II
Άμοργός	I
Άμφισσα	II
Άμφιλοχία	I
Άνάφη	I
Άνδρίτσαινα	II
Άνδρος	I
Άντιμάχεια (Κω)	III
Άπέρειον (Καρπάθου)	II
Άράχωβα	II
Άργος	I
Άργαστόλιον	III
Άρεόπολις	I
Άρναία	II
Άρχάτα (Καρπάθου)	II
Άρτα	I
Άστακός	I
Άταλάντη	III
Άρχάγγελος (Ρόδου)	III
Βάλτα	II
Βασιλικά	I
Βαθύ	II
Βέροια	II
Βόλος	II
Βασιλικά (Ευβοίας)	II
Γάιος (Παξῶν)	I
Γαλαξείδιον	II
Γρανίτσα	II
Γρεβενά	I
Γύθειον	I
Γιαννιτσά	I
Γεροπλάτanos (Ήπειρου)	I
Διδυμότειχον	II
Δομοκός	I
Δομεραίνα	II
Δράμα	III
Διακοφτό	I
Έδεσσα	I
Έλασσόν	III
Έρεσσός (Λέσβου)	III
Ζάκυνθος	III
Ήράκλειον	II
Θήβαι	II
Θεσσαλονίκη	II
Θήρα	III
Ίσράπητρα	III

Ίστυαία	II	Μουτιλήνη	III
Ίος	I	Μεγαλαῖ	II
Ίθάκη	II	Μεδώνη	II
Ίωάννινα	II	Νάπακτος	II
Ίερισσός	III	Νάπλιον	I
Καλάμαι	II	Νάξος	I
Καλαμπάκα	I	Νέκ' Ὀρεστιάς	I
Καλαμιωτή (Χίου)	III	Νεάπολις (Βατίκων)	I
Κανάλια (Βόλου)	II	Νεμέα	II
Κάνθανος (Κρήτης)	II	Νευροκόπιον	II
Καρδίτσα	II	Νιγρίτσα	I
Καρπενήσιον	I	Ξάνθη	I
Κάρυστος	I	Ξηρόκωπος (Λέρου)	I
Καστορία	I	Ξυλόκαστρον	II
Κάστρον (Αθήνων)	I	Ὀλυμπός (Καρπάθου)	II
Κάστρον (Κάσου)	II	Οἰνούσαι (Χίου)	II
Καστελόριζον	III	Παρχαυτιά	II
Κατερίνη	I	Πάρος	II
Κεφάλλα	I	Πάτρα	II
Κέα	I	Πλάκα (Μήλου)	II
Κέρκυρα	II	Πολύγυρος	II
Κέφαλος (Κω)	II	Πολυχνίτης (Λέσβου)	III
Κιάτον	II	Πόρος	I
Κιλκίς	I	Ποθαία (Καλύμνου)	I
Κομοτινή	I	Πράμαντα	I
Κόνιτσα	I	Πρέβεζα	II
Κόρινθος	III	Πύλος	II
Κορώνη	III	Πύργος	II
Κοζάνη	I	Ρέθυμνον	II
Κρανίδιον	I	Ροδολείδος	I
Κύμη	I	Ρόδος	III
Κυπαρισσία	II	Σάλακος (Ρόδου)	II
Κύθηρα	II	Σαλαμίς	I
Κύβος	I	Σαμοθράκη	II
Κως	III	Σάμη	III
Καλάβρυτα	I	Σέριφος	I
Καρύταινα	II	Σέρραι	I
Καρδάμυλα (Χίου)	III	Σίφνος	I
Καρδαμύλη	II	Σητεία	III
Λαγκαδάς	I	Σιδάθος	I
Λαμία	I	Σκόπελος	I
Λάρισα	II	Σκάλα (Πάτμου)	I
Λαύριον	I	Σκάλα (Χάλκης)	III
Λεγαυιά	I	Σκύρος	I
Λειβάδια (Αστυπαιδείας)	I	Σοφάδες	III
Λειβάδι (Τήλου)	I	Σοφικόν	II
Λίνδος (Ρόδου)	III	Στρέζοδα	I
Λεωνίδιον	I	Σπάρτη	I
Λευκάς	III	Συκιά	I
Λεβάθεια	I	Σύρος	I
Λεωφόρικιον	I	Σύμη	II
Λιμνήν (Θάσου)	I	Σκάλα Ὀρωποῦ	II
Ληξούρι	III	Τένεδος	I
Μαλλία (Κρήτης)	III	Τρίπολις	II
Μανδράκι (Νισύρου)	II	Τρίκαλα	II
Μαραθών	II	Τήνος	I
Μαργαρίτιον	II	Τύρναβος	I
Μαρτίνον	III	Υδρα	I
Μεγαλόπολις	II	Φάρσαλα	III
Μέγαρα	I	Φιλιατρά	III
Μεσσήνη	III	Φιλιάτες	I
Μεσολόγγιον	I	Φλώρινα	I
Μεσοχώριον (Καρπάθου)	II	Φολέγανδρος	I
Μέθανα	I	Χαλκίς	II
Μέτσοβον	I	Χανιά	II
Μολάοι	I	Χίος	III
Μόλυδος	III	Ψαρά	I
Μύκονος	I	3. Οἰκισμοὶ ἢ περιοχαὶ μὴ περιλαμβανόμενοι εἰς τὸν πίνακα	

ΠΙΝΑΚΑΣ 9

Πίνακας Salinger

(Θλίψη και κάμψη υποστυλωμάτων με
συμμετρικό οπλισμό)

e/d	μ=μ' Τότς χιλίοις.								
	4	5	6	7	8	9	10	12	14
0,00	0,89	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,74	0,70
0,02	0,99	0,96	0,93	0,91	0,89	0,86	0,84	0,80	0,76
0,04	1,08	1,05	1,02	0,99	0,97	0,94	0,91	0,87	0,83
0,06	1,18	1,14	1,11	1,08	1,05	1,02	0,99	0,94	0,89
0,08	1,28	1,23	1,19	1,16	1,13	1,09	1,06	1,01	0,96
0,10	1,37	1,32	1,28	1,24	1,21	1,17	1,13	1,08	1,02
0,12	1,47	1,42	1,37	1,32	1,29	1,24	1,21	1,14	1,08
0,14	1,56	1,51	1,45	1,41	1,37	1,32	1,28	1,21	1,15
0,16	1,66	1,60	1,50	1,49	1,45	1,40	1,35	1,28	1,21
0,18	1,76	1,69	1,63	1,58	1,53	1,47	1,43	1,35	1,27
0,20	1,87	1,78	1,72	1,66	1,61	1,55	1,50	1,42	1,34
0,22	1,97	1,89	1,82	1,76	1,70	1,64	1,58	1,50	1,41
0,24	2,09	2,00	1,93	1,86	1,78	1,72	1,66	1,57	1,48
0,26	2,21	2,11	2,04	1,96	1,87	1,81	1,75	1,65	1,55
0,28	2,33	2,22	2,14	2,06	1,96	1,90	1,83	1,72	1,62
0,30	2,46	2,33	2,24	2,16	2,05	1,99	1,91	1,79	1,69
0,32	2,60	2,45	2,35	2,26	2,15	2,08	2,00	1,87	1,76
0,34	2,74	2,58	2,47	2,37	2,25	2,17	2,09	1,95	1,84
0,36	2,89	2,71	2,59	2,47	2,35	2,27	2,18	2,03	1,92
0,38	3,03	2,84	2,71	2,58	2,46	2,37	2,27	2,11	1,99
0,40	3,17	2,97	2,82	2,68	2,56	2,46	2,35	2,19	2,06
0,42	3,32	3,10	2,94	2,78	2,66	2,55	2,44	2,27	2,13
0,44	3,48	3,23	3,06	2,89	2,76	2,64	2,53	2,35	2,21
0,46	3,65	3,37	3,18	3,00	2,86	2,74	2,62	2,43	2,28
0,48	3,81	3,51	3,30	3,11	2,96	2,84	2,71	2,51	2,35
0,50	3,97	3,67	3,43	3,23	3,06	2,93	2,80	2,59	2,42
0,55	4,36	4,02	3,76	3,52	3,33	3,17	3,03	2,80	2,61
0,60	4,75	4,38	4,07	3,82	3,60	3,41	3,26	3,01	2,80
0,65	5,14	4,73	4,38	4,11	3,87	3,66	3,49	3,22	2,98
0,70	5,53	5,08	4,69	4,40	4,14	3,91	3,72	3,42	3,16
0,75	5,91	5,42	4,99	4,69	4,41	4,16	3,96	3,62	3,34
0,80	6,29	5,76	5,30	4,97	4,68	4,41	4,20	3,82	3,52
0,85	6,67	6,10	5,61	5,25	4,94	4,65	4,43	4,02	3,71
0,90	7,04	6,43	5,92	5,53	5,20	4,88	4,65	4,23	3,89
0,95	7,41	6,76	6,23	5,81	5,45	5,12	4,88	4,43	4,07
1,00	7,78	7,09	6,54	6,08	5,70	5,36	5,10	4,63	4,25

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 10

Ό ρ ι ο δ ι α ρ ρ ο ή ς χ ά λ υ β α (kg/cm²)

Ποιότης σκυροδέματος	K _b	"Όριον διαρροής του κατά μήκος όπλισμού διά χάλυβας κατηγορίας			"Όριον διαρροής του σπειροειδούς όπλισμού διά χάλυβας κατηγορίας		
		I	II	III και IV	I	II	III και IV
B 120	108	2400	-	-	-	-	-
B 160	144	2400	3600	-	-	-	-
B 225	195	2400	3600	4200	2400	3600	4200
B 300	240	2400	3600	4200	2400	3600	4200

Π Ι Ν Α Κ Α Σ 11

Α ν τ ο χ ή σ κ υ ρ ο δ έ μ α τ ο ς σ ε θ λ ί ψ η

Σκυρόδεμα B 120	άντοχής εις θλίψιν	W ₂₈ = 120	Kg/cm ²
» B 160	» » »	= 160	»
» B 225	» » »	= 225	»
» B 300	» » »	= 300	»

Β Ι Β Λ Ι Ο Γ Ρ Α Φ Ι Α

- [1] **ΑΠΟΣΤΟΛΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΙΔΗΣ:**
Εφαρμογές οπλισμένου σκυροδέματος, Τόμος ά, Αθήνα, 1976.
- [2] **ΗΛΙΑΣ Α. ΚΟΣΜΟΠΟΥΛΟΣ:**
Η στατική και η δυναμική αντισεισμική θεωρία και η εφαρμογή της στην πράξη, Αθήνα, 1969.
- [3] **ΕΦΗΜΕΡΙΣ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ ΤΟΥ ΒΑΣΙΛΕΙΟΥ ΤΗΣ ΕΛΛΑΔΟΣ:**
Διάταγμα περί κανονισμών διά την μελέτην και εκτέλεσιν οικοδομικών έργων εξ ωπλισμένου σκυροδέματος, Αθήνα, 26/7/1954.
- [4] **ΕΦΗΜΕΡΙΣ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ ΤΟΥ ΒΑΣΙΛΕΙΟΥ ΤΗΣ ΕΛΛΑΔΟΣ:**
Διάταγμα περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων, Αθήνα, 26/2/1959.
- [5] **ΕΦΗΜΕΡΙΣ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ ΤΗΣ ΕΛΛΗΝΙΚΗΣ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑΣ:**
Υπουργική απόφαση και έγκριση: Τροποποίηση και συμπλήρωση του Β.Δ. της 26/2/1959 «περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων, Αθήνα, 16/4/1984.
- [6] **Ο.Α.Σ.Π.:**
Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Αθήνα, 2012.
- [7] **Ο.Α.Σ.Π.:**
Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), 1^η Αναθεώρηση, Αθήνα, Ιούλιος 2012.
- [8] **Ο.Α.Σ.Π. - ΣΠΜΕ:**
Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000 (ΕΑΚ 2000), Αθήνα, Απρίλιος 2001
- [9] **ΕΥΡΩΠΑΪΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΤΥΠΟΠΟΙΗΣΗ:**
Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός,
Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων, Βρυξέλλες, 15/3/2005.