



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

**«Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση
Κατασκευών και Αειφόρος Ανάπτυξη»**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**«Αποτίμηση και ανασχεδιασμός υφιστάμενου κτιρίου
με χρήση ελαστικών μεθόδων ανάλυσης για την
προσθήκη ορόφου»**



Μεταπτυχιακή Φοιτήτρια: **Βούλτσιου Μαρία του Παύλου**

Πολιτικός Μηχανικός Δομικών Έργων

Επιβλέπων Καθηγητής: **Δρ. Κυριαζόπουλος Αντώνιος**

Καθηγητής: Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε. &
Μηχανικών Τοπογραφίας και Γεωπληροφορικής Τ.Ε.

ΕΠΙΤΡΟΠΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ

Εγκρίθηκε από την Επιτροπή Αξιολόγησης στις

Βαθμός:

.....

Βαθμός:

.....

Βαθμός:

.....

[Υπογραφή]

[Υπογραφή]

[Υπογραφή]

Συνολικά η μεταπτυχιακή εργασία αξιολογήθηκε με βαθμό:.....

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία με θέμα: «Αποτίμηση και ανασχεδιασμός υφιστάμενου κτιρίου με χρήση ελαστικών μεθόδων ανάλυσης για την προσθήκη ορόφου» αφορά την μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία της Βούλτσιου Μαρίας του Παύλου, Πολιτικός Μηχανικός Δομικών Έργων, μεταπτυχιακή φοιτήτρια στο τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε του ΑΕΙ Πειραιά, του Μεταπτυχιακού Προγράμματος Σπουδών.

Το παρόν εκπονήθηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του νόμου 3685/2008 και βάσει του Κανονισμού Λειτουργίας Π.Μ.Σ. με τίτλο: «Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών και Αειφόρος Ανάπτυξη» του Α.Ε.Ι. Πειραιά Τεχνολογικού Τομέα και έχει εγκριθεί από το Υπουργείο Παιδείας με την Αρ. απόφαση 112443/Ε5 (ΦΕΚ 2076/26-8-2013) και με εισήγηση και επίβλεψη του Κου Αντωνίου Κυριαζόπουλο

Η εργασία που ακολουθεί είναι εφαρμογή όσων έχουμε διδαχθεί στα πλαίσια του προγράμματος και περιγράφει υπάρχον κτίριο. Συγκεντρωτικά το κτίριο, θα επιλυθεί στο στατικό πρόγραμμα Fespa, σε δύο διαφορετικές Αντισεισμικές Ζώνες και θα δοθούν αποτελέσματα με σκοπό την επισκευή και την ενίσχυση του.

Η μεταπτυχιακή εργασία αποτελείται από 7 κεφάλαια

Ολοκληρώνοντας τον πρόλογο μου θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά, την μητέρα μου, για την βοήθεια της, τον σύζυγο μου, για την υπομονή του και την συμπαράστασή του και την κορούλα μου, σε αυτό το δύσκολο μονοπάτι για την ολοκλήρωση του Μεταπτυχιακού Προγράμματος μου.

Τελειώνοντας επιθυμώ να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέπων καθηγητή μου Κο Κυριαζόπουλο Αντώνιο , για την επιλογή του θέματος μου, τις πολύτιμες συμβουλές και τις καλοδεχόμενες παρατηρήσεις του, για την βελτίωση και την ολοκλήρωση της εργασία μου ως προς το μέγιστο.

Abstract

The present study on “Assessment and redevelopment of an existing building using elastic analysis methods for adding a floor” the postgraduate diploma thesis of Voultsiou Maria Pavlos, Civil Engineer of Structural Engineering, postgraduate student in the Department of Civil Engineering of the University of Piraeus, Postgraduate Studies Program.

This report was prepared in accordance with the provisions of Law 3685/2008 and the Regulations of Operation of the Graduate School. with the title: "Earthquake and Energy Upgrading of Structures and Sustainable Development" of the University of Athens. Piraeus Technological Sector and approved by the Ministry of Education with the no. decision 112443 / E5 (Government Gazette 2076 / 26-8-2013) and with the suggestion and supervision of Mr. Antonios Kyriazopoulos

The work that follows is an application of what we have learned in the framework of the project and describes an existing building. Concentrally, the building will be resolved in the static Fespa program, in two different Earthquake zones, and will result in repair and enhancement.

The postgraduate work consists of 7 chapters

By completing my preface, I would like to express my sincere thanks to my mother for my help, my husband, his patience and his support and my daughter, on this difficult path to completing my Master's Program.

Finally, I would like to express my sincere thanks to my supervisor, Professor Kyriazopoulos Antonios, for choosing my subject, his valuable advice and his welcome comments, to improve and complete my work to the maximum.

Π ε ρ ι ε χ ό μ ε ν α

Κεφάλαιο 1°: ΓΕΝΙΚΑ

| | |
|---------------------------------|--------|
| 1.1 Εισαγωγή της εργασίας | σελ: 1 |
| 1.2 Σκοπός της εργασίας | σελ: 5 |
| 1.3 Διάγραμμα εργασίας | σελ: 5 |

Κεφάλαιο 2°: ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

| | |
|---|---------|
| 2.1 Ισχύοντες Κανονισμοί | σελ: 6 |
| 2.2 Υφιστάμενες κατασκευές με τον παλιό κανονισμό | σελ: 7 |
| 2.3 Κατασκευές με νέο αντισεισμικό κανονισμό | σελ: 10 |

Κεφάλαιο 3: ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8

| | |
|---|--------|
| 3.1 Εισαγωγή | σελ:12 |
| 3.1.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης | σελ:12 |
| 3.1.2 Οριζόντια συνιστώσα σεισμικής διέγερσης | σελ:13 |
| 3.1.3 Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής διέγερσης | σελ:15 |
| 3.1.4 Εδαφική μετατόπιση σχεδιασμού | σελ:16 |
| 3.1.5 Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά | σελ:16 |
| 3.1.6 Σεισμικές ζώνες | σελ:20 |
| 3.1.7 Κατηγορίες εδάφους | σελ:20 |
| 3.1.8 Μάζες..... | σελ:22 |
| 3.2 Συνδυασμοί δράσεων | σελ:23 |
| 3.2.1 Σεισμικός συνδυασμός | σελ:24 |
| 3.3 Ειδικές διατάξεις για τα κτίρια | σελ:24 |
| 3.3.1 Κανονικότητα | σελ:25 |
| 3.3.2 Στρέψη | σελ:30 |
| 3.3.3 Κατάταξη κτιρίων Ω.Σ | σελ:32 |
| 3.3.4 Κατηγορίες πλαστιμότητας | σελ:33 |

Κεφάλαιο 4: ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

| | | |
|---------|--|--------|
| 4.1 | Η μεγάλη ανάγκη για την ύπαρξη του ΚΑΝ.ΕΠΕ | σελ:35 |
| 4.1.1 | Αρχές αποτίμησης | σελ:35 |
| 4.2 | Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού | σελ:37 |
| 4.2.1 | Γενικά | σελ:37 |
| 4.2.2 | Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού | σελ:38 |
| 4.3 | Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ) | σελ:39 |
| 4.3.1 | Γενικά | σελ:39 |
| 4.3.2 | Κατηγορίες Σ.Α.Δ | σελ:39 |
| 4.3.3 | Επιπτώσεις της Σ.Α.Δ στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό | σελ:39 |
| 4.4 | Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία | σελ:40 |
| 4.5 | Η λογική των ελέγχων ασφαλείας και η ανίσωση ασφαλείας | σελ:41 |
| 4.5.1 | Έλεγχος ασφαλείας | σελ:41 |
| 4.5.2 | Ανίσωση ασφαλείας | σελ:41 |
| 4.6 | Μέθοδοι Ανάλυσης | σελ:42 |
| 4.6.1 | Εισαγωγή | σελ:42 |
| 4.6.2 | Ελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης | σελ:44 |
| 4.6.2.1 | Ελαστική Δυναμική Ανάλυση | σελ:44 |
| 4.6.2.2 | Ελαστική Στατική Ανάλυση | σελ:47 |
| 4.6.3 | Ανελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης | σελ:48 |
| 4.6.3.1 | Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση | σελ:49 |
| 4.6.3.2 | Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover) | σελ:50 |
| 4.6.4 | Συμπεράσματα Μεθόδων | σελ:53 |
| 4.7 | Σημείο επιτελεστικότητας | σελ:53 |
| 4.8 | Πλαστικές αρθρώσεις | σελ:54 |
| 4.9 | Στάθμες επιτελεστικότητας | σελ:55 |
| 4.10 | Δράσεις-Συνδυασμοί δράσεων | σελ:57 |
| 4.10.1 | Βασικές δράσεις (μη σεισμικές) | σελ:57 |

| | | |
|--------|---|--------|
| 4.10.2 | Τυχηματικές δράσεις (σεισμός) | σελ:57 |
| 4.10.3 | Επί μέρους συντελεστές ασφαλείας | σελ:58 |
| 4.10.4 | Συνδυασμοί Δράσεων | σελ:59 |
| 4.11 | Υλικά | σελ:59 |
| 4.11.1 | Γενικά | σελ:59 |
| 4.11.2 | Υφιστάμενα υλικά | σελ:59 |
| 4.11.3 | Προστιθέμενα υλικά | σελ:60 |
| 4.11.4 | Επί μέρους συντελεστές ασφαλείας προσομοιωμάτων | σελ:60 |

Κεφάλαιο 5: ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ «FESPA»

| | | |
|-------|--|--------|
| 5.1 | Θεωρητικό μέρος | σελ:62 |
| 5.1.1 | Προσομοίωση ανελαστικής συμπεριφοράς | σελ:62 |
| 5.1.2 | Ικανότητα κατασκευής | σελ:69 |
| 5.1.3 | Στοχευόμενη μετακίνηση | σελ:70 |
| 5.1.4 | Τεκμηρίωση του q – Παράγων πλαστιμότητας | σελ:72 |
| 5.1.5 | Τοιχοπληρώσεις | σελ:74 |
| 5.1.6 | Αντοχές υλικών | σελ:75 |

Κεφάλαιο 6: ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ

| | | |
|-----|--|---------|
| 6.1 | Περιγραφή κτιρίου | σελ:77 |
| 6.2 | Αποτίμηση κτιρίου-Ξυλότυποι | σελ:78 |
| 6.3 | Παραδοχές-Προσομοίωση κτιρίου | σελ:81 |
| 6.4 | Αποτίμηση κτιρίου με Ελαστική Δυναμική Ανάλυση και $A=0.24g$ | σελ:82 |
| 6.5 | Αποτίμηση κτιρίου με Ελαστική Δυναμική Ανάλυση και $A=0.36g$ | σελ:95 |
| 6.6 | Επέμβαση – Ενίσχυση του κτιρίου | σελ:103 |
| 6.7 | Επίλυση ενισχυμένου φορέα | σελ:106 |
| 6.8 | Συμπεράσματα | σελ:114 |

Κεφάλαιο 7: ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

| | |
|--|---------|
| 7.1 Ελληνική Βιβλιογραφία | σελ:116 |
| 7.2 Κανονισμοί | σελ:117 |
| 7.3 Πληροφορίες από το διαδίκτυο | σελ:118 |

1^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

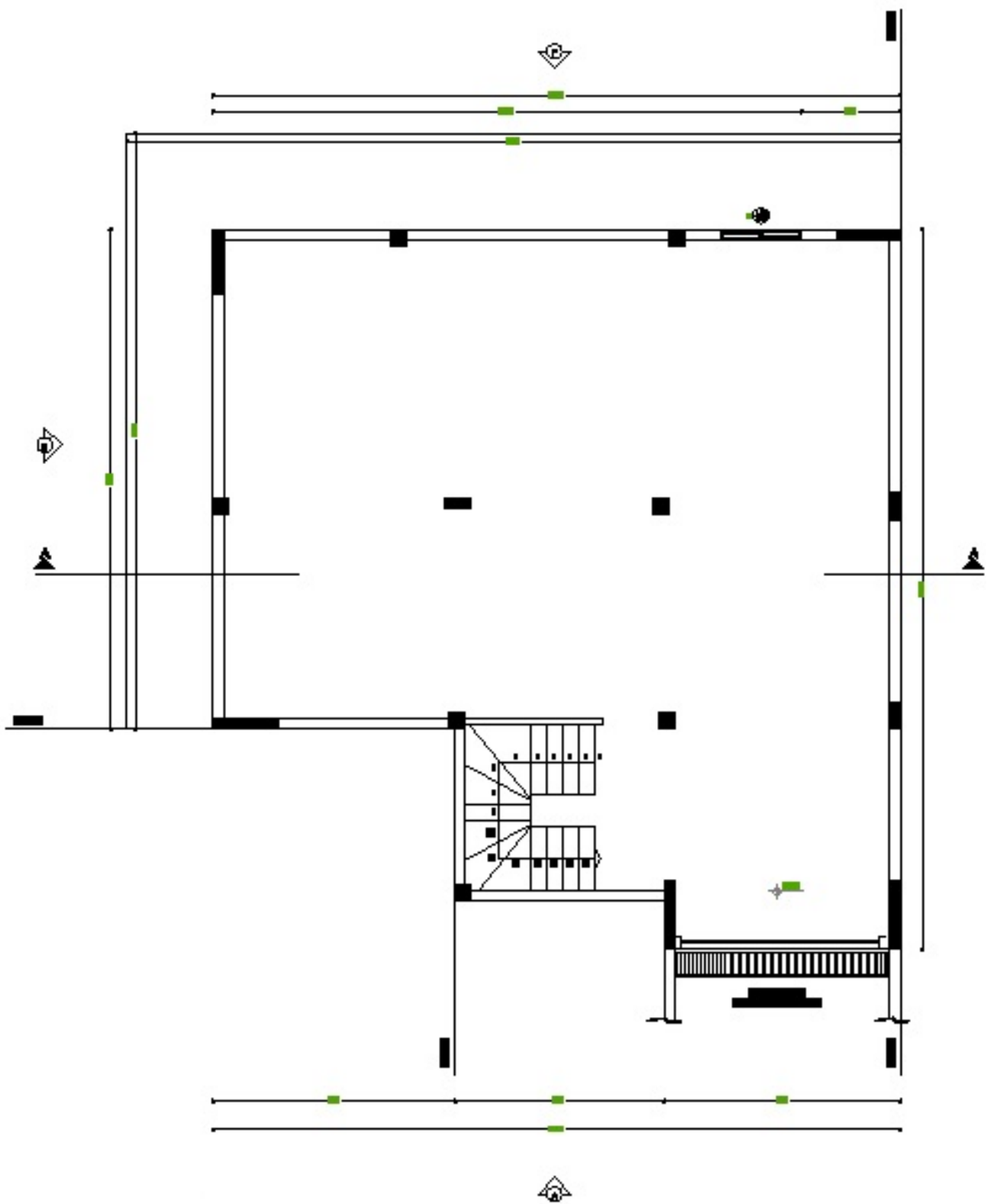
ΓΕΝΙΚΑ

1.1 Εισαγωγή της εργασίας

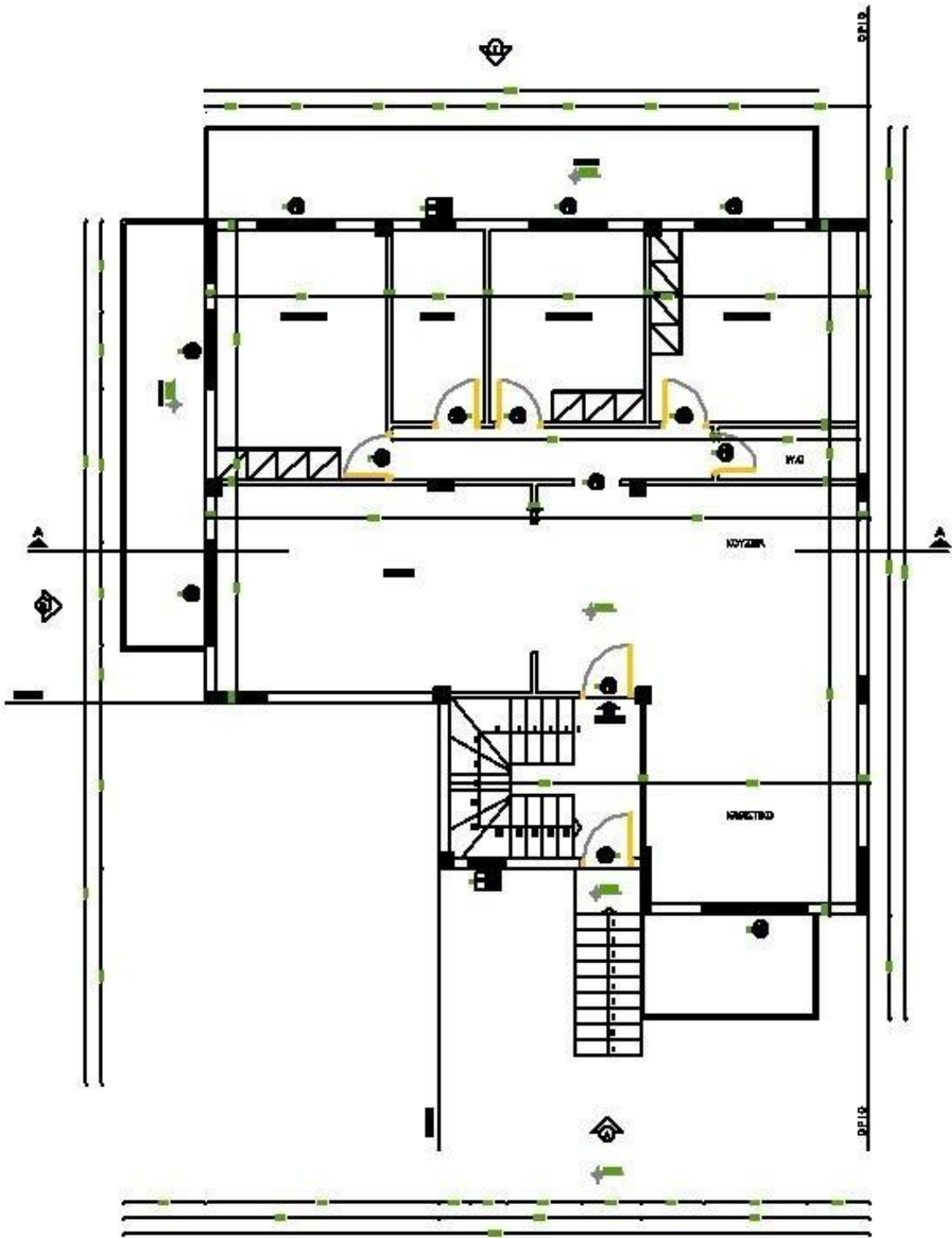
Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενός υφιστάμενου κτιρίου, υπερυψωμένη ισόγεια κατοικία με υπόγειο, που βρίσκεται στο Δ.Κ Βασιλικού - Δ.Ε Ληλαντίων του Δήμου Χαλκιδέων, με χρήση ελαστικών μεθόδων ανάλυσης όπως έχει, αλλά και για την προσθήκη ορόφου που θα γίνει σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς. Η εργασία θα βασιστεί στον κανονισμό των επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8-3 προκειμένου να γίνει διερεύνηση – αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας της ως έχει και με πρόβλεψη ενός ορόφου . Επίσης θα γίνει προσπάθεια, αν απαιτείται ενίσχυση, με βάση την στάθμη επιτελεστικότητας που θα επιλεγεί, να προταθεί ένα αξιόπιστο σχήμα επέμβασης που να πληροί τα κριτήρια σεισμικής επάρκειας .

Το κτίριο που θα μελετηθεί είναι ισόγειο με υπόγειο με πλαισιακό φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα και κτίστηκε το 1990 με βάση τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1984 δηλαδή τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 με τα πρόσθετα άρθρα, που ίσχυαν το έτος κατασκευής του. Επομένως κατά την αποτίμηση ως υφίσταται αλλά και με πρόβλεψη ενός ορόφου και με διαφορετικούς συντελεστές σεισμικότητας μπορεί να παρουσιάζει ανεπάρκειες όσον αφορά τον οπλισμό των κυρίων δομικών στοιχείων.

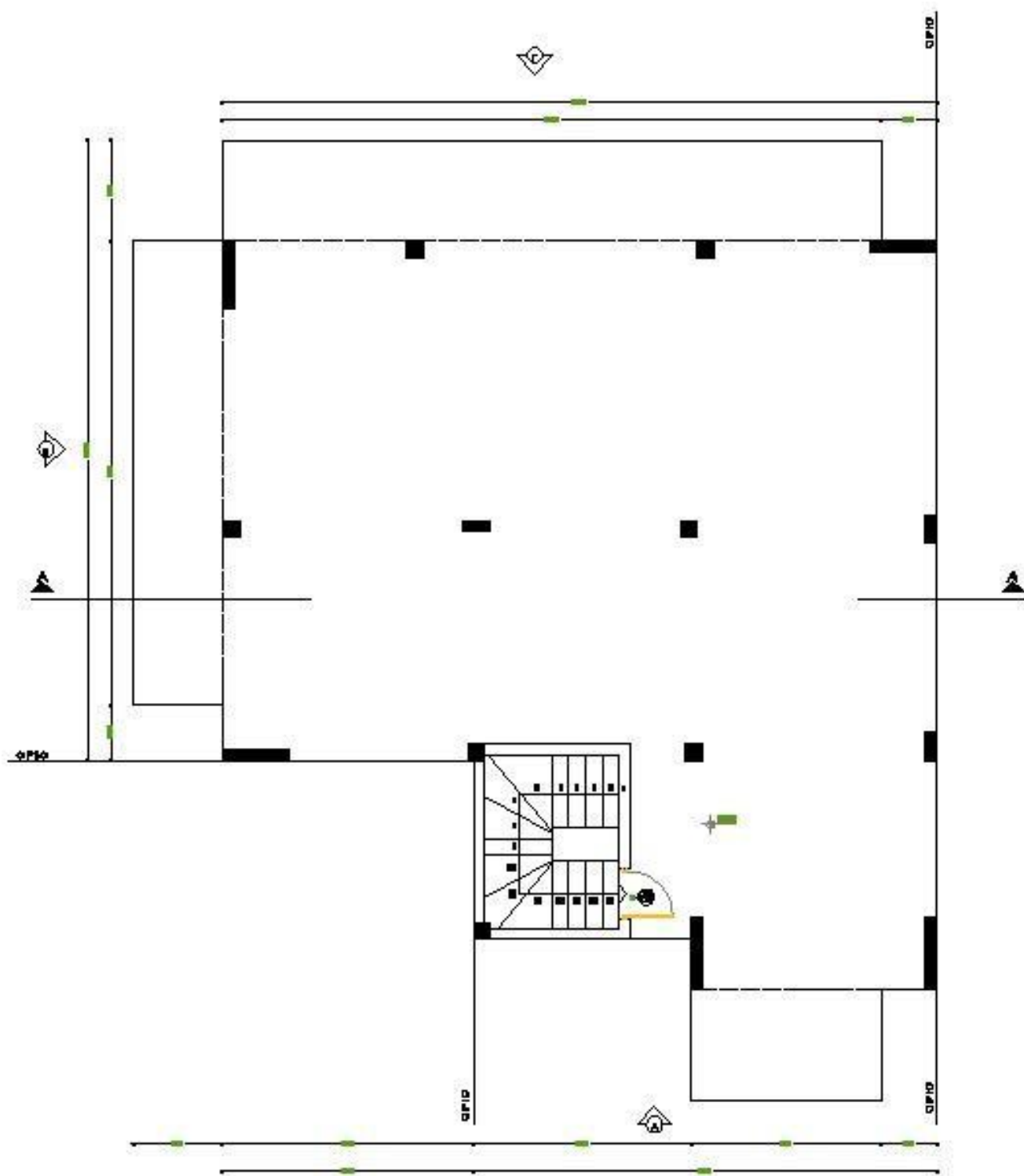
Το δόμημα αποτελείται από υπόγειο συνολικό εμβαδόν 149,56 τμ, ισόγειο συνολικό εμβαδόν 149,56 τμ και απόληξη κλιμακοστασίου. Το συνολικό ύψος της κτιρίου είναι 4,80 μ. Το υπόγειο έχει καθαρό ύψος 2,70 μ ενώ το ισόγειο έχει καθαρό ύψος 3,00 μ. Όσον αφορά τον οργανισμό πλήρωσης, αυτός αποτελείται από εξωτερικούς μπατικούς τοίχους πάχους 0,20 μ και οι εσωτερικοί δρομικοί τοίχοι πάχους 0,10 μ . Ο Φ.Ο είναι πλαίσια με τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας B225 και οπλισμού STIII. Η θεμελίωση μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριους δοκούς.



Σχήμα 1.1: «Κάτοψη Υπογείου»



Σχήμα 1.2: «Κάτοψη Ισογείου»



Σχήμα 1.3: «Κάτοψη Δώματος»

1.2 Σκοπός της εργασίας

Όπως προαναφέρθηκε, το κτίριο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε σε παλαιότερο κανονισμό, (Α.Κ 1984) και με την παρούσα εργασία γίνεται προσπάθεια αποτίμησης με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ με ελαστική μέθοδο ανάλυσης, λαμβάνοντας υπόψη πρόβλεψη ενός ορόφου με σκοπό αν προκύψουν ανεπάρκειες να βελτιωθεί η σεισμική του συμπεριφορά.

Σκοπός της εργασίας είναι να συγκριθούν τα αποτελέσματα που θα προκύψουν, ύστερα από τις αναλύσεις, ανάμεσα σε δύο διαφορετικές Αντισεισμικές Ζώνες. Η πρώτη αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός του υφισταμένου κτιρίου θα επιλυθεί με Αντισεισμική Ζώνη ΙΙ με εδαφική επιτάχυνση 0,24g, ότι και ισχύει στο υπάρχον έδαφος, και η δεύτερη αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός θα επιλυθεί με Αντισεισμική Ζώνη ΙΙΙ με εδαφική επιτάχυνση 0,36g με την ίδια στάθμη επιτελεστικότητας.

Στις επόμενες παραγράφους θα αναλύονται κάποια στοιχεία του ΚΑΝ.ΕΠΕ απαραίτητα για την εφαρμογή των ελαστικών μεθόδων και θα ακολουθήσουν τα συγκριτικά αποτελέσματα των δύο μεθόδων. Θα γίνει έλεγχος επάρκειας για την προσθήκη ορόφου (μελλοντικός όροφος) και τυχόν προτάσεις για ενίσχυση του κτιρίου και για τις δύο διαφορετικές περιπτώσεις.

1.3 Διάγραμμα εργασίας

Καταρχάς, παρουσιάζονται οι βασικές αρχές αποτίμησης και ανασχεδιασμού σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ και γίνεται σύντομος σχολιασμός της γενικότερης φιλοσοφίας του κανονισμού, που στηρίζεται στην ιδέα του σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα. Συγκεκριμένα, γίνεται αναφορά στο είδος και τους τρόπους συλλογής των απαιτούμενων στοιχείων και πληροφοριών που αφορούν την μελέτη, το εύρος και η ακρίβεια των οποίων καθορίζουν τη λεγόμενη «Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων» (Σ.Α.Δ.). Κατόπιν παρατίθενται οι στρατηγικές και οι τύποι δομητικών επεμβάσεων με τα αντίστοιχα κριτήρια επιλογής. Επίσης, παρατίθενται οι διατιθέμενες μέθοδοι ανάλυσης του δομήματος πριν και μετά την επέμβαση, ενώ η ανελαστική στατική ανάλυση, όπως προβλέπεται στον ΚΑΝΕΠΕ, παρουσιάζεται διεξοδικά. Τέλος, γίνεται αναφορά στην όλη λογική ελέγχου των οριακών καταστάσεων βάσει των αντίστοιχων κριτηρίων αποδοχής, καθώς και στις αντίστοιχες διατάξεις που σχετίζονται με τη διασφάλιση ποιότητας και τη σωστή συντήρηση των επεμβάσεων.

Κατόπιν, θα γίνει λεπτομερής περιγραφή του εξεταζόμενου κτιρίου, όσο και του προσομοιώματός του στο πρόγραμμα FESPA. Ιδιαίτερη έμφαση θα δοθεί στην προσομοίωση της ελαστικής συμπεριφοράς των κρίσιμων διατομών των δομικών στοιχείων. Θα ακολουθήσει η ανάλυση του εν λόγω κτιρίου με την ελαστική στατική μέθοδο του ΚΑΝΕΠΕ και η προσομοίωση του στο πρόγραμμα.

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

2.1 Ισχύοντες κανονισμοί

Στην Ελλάδα, πριν το 1959 τα κτίρια κατασκευάζονταν χωρίς Αντισεισμικούς Κανονισμούς. Σε ορισμένες πολύ σεισμικές περιοχές της χώρας, είχε αναπτυχθεί κάποια εμπειρική παράδοση αντισεισμικής τεχνολογίας. Είχαν εφαρμοστεί κάποια αντισεισμικά μέτρα τα οποία κωδικοποιήθηκαν και δημιουργήθηκε ο Κανονισμός 1959. Θεωρείται ανεπαρκής κανονισμός, συνεπώς η θέσπισή του δε σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν σύμφωνα με αυτόν, διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό (ιδίως οι πολυώροφες).

Ο Κανονισμός 1959 αφορούσε κυρίως μονώροφες κατασκευές παρά πολυώροφες. Η ανάλυση και ο έλεγχος για σεισμικά φορτία βασίζονταν στο μοντέλο του μονώροφου. Το μοντέλο αυτό αποτελεί την ακριβή και πρακτικά εφικτή λύση που έδωσε ο καθηγητής Α. Ρουσόπουλος για τα μονώροφα κτίρια. Στην εργασία του, ορίστηκε η έννοια του ελαστικού κέντρου στροφής των πλακών των κτιρίων και θεμελιώθηκαν και άλλοι κανόνες για τον ορθό αντισεισμικό σχεδιασμό. Η όλη μεθοδολογία, υιοθετήθηκε από τον Αντισεισμικό Κανονισμό 1959. Ο έλεγχος λοιπόν, για σεισμικά φορτία, γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά, με θεώρηση ελαστικής στήριξης στα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνεται υπ' όψιν η συμβολή των δοκών στην ανάληψη σεισμικής έντασης

Σύμφωνα με τον κανονισμό αυτό, όπως αναφέρεται και στη διδακτορική διατριβή του Α. Κοσμόπουλου, [2005], τα κτίρια αναλάμβαναν μόνο κατακόρυφα φορτία, γεγονός το οποίο επηρέασε το δομικό σύστημα. Τα κτίρια από ωπλισμένο σκυρόδεμα διέθεταν πολύ σπάνια ένα ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο διευθύνσεις, συνεπώς ήταν σχεδόν πλήρης η απουσία πλήρων πλαισίων. Οι θέσεις των δοκών και των υποστυλωμάτων καθορίζονταν σύμφωνα με την αρχιτεκτονική διάταξη και έτσι οι στηρίξεις μεταξύ των δοκών ήταν έμμεσες. Πολλές φορές ακόμα και η όπλιση των πλακών γινόταν ως προς τη μία οριζόντια διεύθυνση και στηριζόταν σε δοκούς παράλληλες στη άλλη διεύθυνση. Αποτέλεσμα ήταν, το κτίριο να διαθέτει σαφές πλαισιακό σύστημα μόνο ως προς τη μία διεύθυνση, ενώ στην άλλη τα υποστυλώματά του να λειτουργούν σαν κατακόρυφοι πρόβολοι.

Η αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού έγινε με τις Πρόσθετες Διατάξεις του 1984. Οι Διατάξεις αυτές, εισήγαγαν για πρώτη φορά όλα σχεδόν τα κύρια χαρακτηριστικά των σύγχρονων Κανονισμών, όπως τον ικανοτικό σχεδιασμό υποστυλωμάτων σε κάμψη, τις λεπτομέρειες όπλισης μελών για λόγους τοπικής πλαστιμότητας, την ανάλυση και τον έλεγχο σύμφωνα με το πολυώροφο μοντέλο. Σε συνδυασμό με την εισαγωγή προγραμμάτων στατικής ανάλυσης στο χώρο, οι διατάξεις έθεσαν τέρμα στο πρόβλημα της ανεπαρκούς προσομοίωσης και των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης πολυώροφων κτιρίων για τη σεισμική δράση. Ως αποτέλεσμα, η σεισμική τραγικότητα των κτιρίων που κατασκευάστηκαν μετά το 1984 είναι πολύ Υψηλότερη σε σχέση με εκείνη των παλαιότερων κτιρίων.

Το 1995 έγινε γενική ανασύνταξη και εκσυγχρονισμός του Αντισεισμικού Κανονισμού, το οποίο επέφερε βελτίωση της αντισεισμικής προστασίας και ασφάλειας των κατασκευών Ωπλισμένου Σκυροδέματος. Ο νέος Αντισεισμικός Κανονισμός του 1995 (NEAK) εισάγει πλέον τη φασματική μέθοδο ως κύρια μέθοδος ανάλυσης και ανταποκρίνεται για πρώτη φορά στα διεθνή πρότυπα και στο σύγχρονο επίπεδο γνώσης. Με τη βελτίωση του NEAK, το 2000 προέκυψε ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000) που ισχύει μέχρι και σήμερα. Έχει τη μορφή και τη φιλοσοφία των Ευροκωδίκων και βρίσκεται σε συμφωνία με τον Κανονισμό για τη Μελέτη και Κατασκευή έργων από Σκυρόδεμα.

Τέλος, το 2010, ολοκληρώθηκε η σύνταξη του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για την επισκευή και ενίσχυση κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Σκοπός του είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους αλλά και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις [ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2012]. Από την παραπάνω αναδρομή προκύπτει ότι οι μετά το 1984 κατασκευές είχαν πολύ καλύτερη σεισμική συμπεριφορά από αυτές που κατασκευάστηκαν μεταξύ του 1959 και 1984 διαστήματος, οι οποίες με τη σειρά τους συμπεριφέρθηκαν καλύτερα από τις προ του 1959

2.2 Υφιστάμενες κατασκευές με τον παλιό κανονισμό

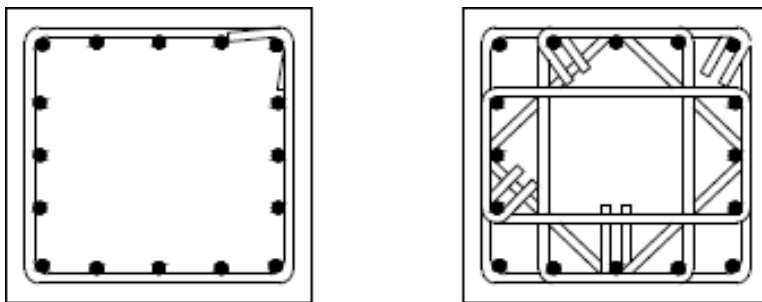
Μεγάλο ποσοστό των κατασκευών στην Ελλάδα έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί πριν το 1984, δηλαδή πριν την πρώτη βασική τροποποίηση του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1954, ο οποίος στην ουσία ήταν απόρροια των γνώσεων των δεκαετιών 1920 και 1930. Τα κτίρια, τα οποία κατασκευάστηκαν από το 1960 μέχρι και το τέλος της δεκαετίας του 1980, αποτελούν ένα τεράστιο τμήμα του δομικού πλούτου της Ελλάδας και κυρίως των μεγάλων αστικών κέντρων, που αποτελούνται από κτίρια αυτής της κατηγορίας και έχουν μελετηθεί με τον Παλιό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 για χαμηλότερο σεισμικό συντελεστή, με

απλοποιημένα προσομοιώματα ανάλυσης και χωρίς τις ειδικές διατάξεις για ικανοτικό σχεδιασμό και όπλιση των κρίσιμων περιοχών.

Η ποιότητα των υλικών, οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες που εφαρμόστηκαν, όπως η χρήση καμπτόμενων ράβδων οπλισμού και η ανεπαρκής αγκύρωση τους στις δοκούς, η χρήση λείου χάλυβα και συνδετήρων μικρής διαμέτρου αραιά τοποθετημένων, αποτελούν σημαντικές πηγές αβεβαιότητας. Επιπλέον, πέραν της έλλειψης Αντισεισμικού Σχεδιασμού, η δομική μορφολογία της πλειοψηφίας των κατασκευών αυτών ευνοεί την ανάπτυξη στρεπτικής απόκρισης κατά το σεισμό, καθιστώντας ακόμα πιο δυσμενή την κατάσταση τους. Έτσι η έλλειψη επαρκών στοιχείων είχε ως αποτέλεσμα την ανέγερση οικοδομών που δεν είχαν την ελάχιστη επαρκή ενίσχυση για την αντιμετώπιση μίας ισχυρής σεισμικής δόνησης.

Η απουσία ισχυρών σεισμικών γεγονότων, όπως αυτών που ακολούθησαν στις επόμενες δεκαετίες (1980 και 1990) έδωσαν την δυνατότητα αποκάλυψης των αδυναμιών των κανονιστικών διατάξεων που ήταν σε ισχύ και των πρακτικών σχεδιασμού δόμησης εκείνης της περιόδου. Στο τέλος αυτής της περιόδου οι σεισμικοί συντελεστές παραμένουν ίδιοι, αλλά εισάγεται ο ικανοτικός έλεγχος και μετά το 1984 και πριν απ' την εφαρμογή του ΕΑΚ γίνεται

χρήση των απλοποιημένων διατάξεων για τα κτίρια.



Σχήμα 1.4: «α) Σχεδιασμός υποστυλωμάτων προ του 1984 και β) σχεδιασμός με τον σύγχρονο ελληνικό»

Ο Αντισεισμικός Σχεδιασμός εισήχθη για πρώτη φορά στην Ελλάδα μαζί με τον πρώτο Αντισεισμικό Κανονισμό το 1959. Προ του 1959 είχε αναπτυχθεί σε ορισμένες πολύ σεισμικές περιοχές της χώρας, όπως τα Επτάνησα, κάποια εμπειρική παράδοση Αντισεισμικής Τεχνολογίας και λίγες ήταν οι κατασκευές οι οποίες μπορούσαν να θεωρηθούν ότι διέπονται από υποτυπώδεις αρχές Αντισεισμικής Προστασίας. Από την άλλη πλευρά, η θέσπιση Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 δεν σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν μ' αυτόν, ιδίως οι πολυώροφες από οπλισμένο σκυρόδεμα, διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό.

Το βασικό νέο στοιχείο που εισήγαγε στο σχεδιασμό των κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 ήταν η απαίτηση υπολογισμού και διαστασιολόγησης για οριζόντιες δυνάμεις ανάλογες των μαζών της κατασκευής και ο καθορισμός του μεγέθους των δυνάμεων αυτών ανάλογα με τη θεωρούμενη σεισμικότητα της περιοχής και τον τύπο του εδάφους. Για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου σκυροδέματος παρέμεινε σε ισχύ ο Κανονισμός του 1954, ο οποίος ήταν απλή μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936 και δεν περιελάμβανε διατάξεις για κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο την τοπική πλαστιμότητα. Ο Κανονισμός αυτός δηλαδή ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά σχεδόν σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν μόνο κατακόρυφα φορτία.

Η ίδια αντίληψη, αυτή της ανάληψης μόνο των κατακόρυφων φορτίων, κυριαρχούσε και στη μόρφωση του δομικού συστήματος με αποτέλεσμα τα κτίρια Ο.Σ πολύ σπάνια να διαθέτουν πρόβλεψη για ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Αντίθετα συχνά χαρακτηρίζονταν από όπλιση των πλακών μόνο στη μία οριζόντια διεύθυνση και στήριξή τους σε δοκούς παράλληλες στην άλλη διεύθυνση, με αποτέλεσμα το κτίριο να διαθέτει σαφές πλαισιακό σύστημα μόνο στη μία διεύθυνση ενώ στην άλλη τα υποστυλώματά του να λειτουργούν ουσιαστικά σαν κατακόρυφοι πρόβολοι. Επίσης πολύ συχνά καθοριστικό ρολό έπαιζε η αρχιτεκτονική, η οποία και καθόριζε τη θέση των δοκών και των υποστυλωμάτων με συνέπεια στο δομικό σύστημα να κυριαρχούν οι έμμεσες στηρίξεις δοκών επί άλλων δοκών και να απουσιάζουν τα πλήρη πλαίσια.

Δομήματα με τα παραπάνω χαρακτηριστικά μπορεί να είναι επαρκή για τη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στο έδαφος, έχουν όμως προβληματική σεισμική συμπεριφορά και απαιτούν αρκετά προσεκτική και αξιόπιστη μαθηματική προσομοίωση και χρήση μεθόδων ανάλυσης κατασκευών στο χώρο με χρήση Η/Υ. Ελλείψει όμως κατάλληλων αυτών των υπολογιστικών μεθόδων και εργαλείων, είχε επικρατήσει τότε στο Ελληνικό μελετητικό γίγνεσθαι, η πρακτική ενός προσεγγιστικού τρόπου υπολογισμού της σεισμικής έντασης στα μέλη του δομικού συστήματος, ο οποίος οδηγούσε σε λανθασμένη εκτίμηση της κατανομής της σεισμικής τέμνουσας ορόφου στα μέλη, υποεκτιμώντας ή υπερεκτιμώντας την κατά περίπτωση.

Οι επιπτώσεις των αστοχιών του προσομοιώματος και του τρόπου ανάλυσης που χρησιμοποιούνταν για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό κτιρίων Ο.Σ μετά το 1959 θα μειωνόταν ουσιαστικά αν τα μέλη διέθεταν μεγάλη τοπική πλαστιμότητα, που θα επέτρεπε την ανακατανομή της σεισμικής έντασης από τα περισσότερο βεβαρημένα σημεία στα λιγότερο. Αντί αυτού, εκτιμάται ότι διαθέτουν τοπική πλαστιμότητα που ισοδυναμεί περίπου με συντελεστή συμπεριφοράς μεταξύ 1.5 και 2.0. Το συμπέρασμα είναι ότι, εκτός αν διαθέτουν σημαντικές υπεραντοχές, τα κτίρια Ο.Σ που σχεδιάστηκαν με τον τότε Αντισεισμικό Κανονισμό, χαρακτηρίζονται από υψηλή σεισμική τρωτότητα.

2.3 Κατασκευές με νέο αντισεισμικό κανονισμό

Η αναθεώρηση των Πρόσθετων Διατάξεων του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1984 οδήγησε στη ριζική αναβάθμιση του Αντισεισμικού Σχεδιασμού. Οι Πρόσθετες αυτές Διατάξεις εισήγαγαν για πρώτη φορά όλα σχεδόν τα κύρια χαρακτηριστικά των σύγχρονων Κανονισμών, όπως τον Ικανοτικό Σχεδιασμό υποστυλωμάτων σε κάμψη, την κατασκευαστική διαμόρφωση και τις λεπτομέρειες όπλισης μελών για λόγους τοπικής πλαστιμότητας, τον έλεγχο των βλαβών στον οργανισμό πλήρωσης και τον υπολογισμό των επιρροών 2ας τάξεως. Επιπλέον, η είσοδος των Η/Υ στην καθημερινή μελετητική πρακτική των μηχανικών και η δημιουργία προγραμμάτων ανάλυσης στο χώρο, έθεσαν ουσιαστικά τέρμα στο πρόβλημα της ανεπαρκούς προσομοίωσης και των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης πολυωρόφων κτιρίων για τη σεισμική δράση. Οι αλλαγές αυτές ήλθαν τη πιο κατάλληλη χρονική περίοδο, δηλαδή τότε που η πλειοψηφία των πολιτικών μηχανικών, αλλά και ο μέσος πολίτης - κάτοχος ακίνητης περιουσίας- στη χώρα, είχαν αναπτύξει αυξημένη συναίσθηση της σοβαρότητας του σεισμικού κινδύνου. Ως τελικό αποτέλεσμα, η σεισμική τρωτότητα των κτιρίων Ο.Σ που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν μετά το 1984 είναι, κατά μέσο όρο, πολύ μικρότερη σε σχέση με παλιότερα.

Η ριζική αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού το 1995 και του Κανονισμού για τη Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Ο.Σ, επέφεραν μία εξαιρετική βελτίωση της αντισεισμικότητας που προσφέρουν οι κατασκευές. Οι Κανονισμοί του 1995 παρά τις κάποιες

ελλείψεις τους (που οδήγησαν στις αναθεωρήσεις του 1999-2000) ανταποκρίνονταν για πρώτη φορά πλήρως στα διεθνή πρότυπα και στο σύγχρονο επίπεδο της γνώσης. Βεβαίως η βελτίωση της ασφάλειας με τους Κανονισμούς του 1995 συνοδεύεται από σημαντική αύξηση του κόστους του δομικού συστήματος.

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8

3.1 Εισαγωγή

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

3.1.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης.

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

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

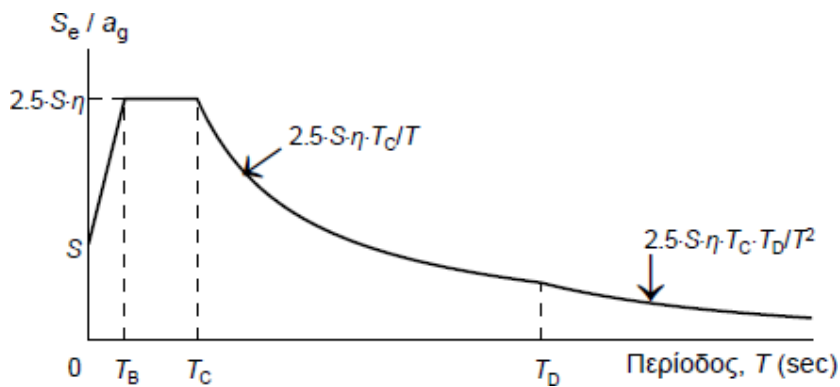
Από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων μπορεί να υπολογιστεί και το αντίστοιχο φάσμα μετακινήσεων, $S_{De}(T)$, εφαρμόζοντας την εξής σχέση:

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

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

Για θέσεις μεταξύ της βάσης και της κορυφής, μπορεί να θεωρηθεί γραμμική

μεταβολή του ST μεταξύ της τιμής 1.00 στη βάση και της τιμής στην κορυφή. Επίσης, η τοπογραφική ενίσχυση μειώνεται σημαντικά όσο απομακρυνόμαστε από το άκρον του πρανούς.



Σχήμα 3.1 «Γενική μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης ψευδοεπιταχύνσεων»

Πίνακας 3.1 «Τιμές του συντελεστή τοπογραφικής ενίσχυσης ST»

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

3.1.2 Οριζόντια συνιστώσα σεισμικής διέγερσης.

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

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

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

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

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

όπου:

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

S = συντελεστής εδάφους (βλ. παρακάτω)

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

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

Ο ΕΚ8 προβλέπει δύο τύπους ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, τύπου 1 και τύπου 2, στους οποίους ισχύουν διαφορετικές τιμές για τις χαρακτηριστικές περιόδους T_B , T_C και T_D και το συντελεστή εδάφους S . Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται το φάσμα τύπου 1, με τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους S σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα (Πίνακας 3.2)

Πίνακας 3.2 «Τιμές επιτάχυνσης εδάφους και χαρακτηριστικών περιόδων για την οριζόντια συνιστώσα τη σεισμικής διέγερσης»

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

3.1.3 Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής διέγερσης

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

$$\begin{aligned} S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3.0 - 1) \right] && \text{για } 0 \leq T \leq T_B \\ S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 && \text{για } T_B \leq T \leq T_C \\ S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C}{T} && \text{για } T_C \leq T \leq T_D \\ S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} && \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \end{aligned}$$

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

Πίνακας 3.3 «Τιμές επιτάχυνσης εδάφους και χαρακτηριστικών περιόδων για την κατακόρυφη συνιστώσα τη σεισμικής διέγερσης»

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

3.1.4 Εδαφική μετατόπιση σχεδιασμού

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

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

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

$$ds = qd \times de$$

όπου:

q_d = συντελεστής συμπεριφοράς μετακινήσεων

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

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

3.1.5 Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά

Σε περίπτωση που η κατασκευή σχεδιάζεται να συμπεριφέρεται ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού (απορρόφηση ενέργειας μέσω πλαστικής συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων), δεν απαιτείται ανελαστική ανάλυση, αλλά γίνεται ελαστική ανάλυση με βάση μειωμένο φάσμα σχεδιασμού σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα. Η μείωση του ελαστικού φάσματος γίνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q . Για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής φόρτισης, οι σχέσεις που δίνουν την επιτάχυνση σχεδιασμού $S_d(T)$ σε κάθε περιοχή του φάσματος είναι:

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

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

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

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

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

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

να χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση εξαρτάται από το στατικό σύστημα και την κατηγορία πλαστιμότητας και προκύπτει από τη σχέση:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5$$

όπου:

q_0 = βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς για κανονικά σε όψη συστήματα, σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα 3.4.

Για συστήματα μη κανονικά σε όψη, οι τιμές του q_0 μειώνονται κατά 20%

Πίνακας 3.4 «Τιμές συντελεστή q_0 για συστήματα κανονικά σε όψη»

| Στατικός τύπος | ΚΠΜ | ΚΠΥ |
|---|------------------------|------------------------|
| Πλαισιωτά – Διπλά συστήματα – Συστήματα με συζευγμένα τοιχώματα | $3.0\alpha_0/\alpha_1$ | $4.5\alpha_0/\alpha_1$ |
| Συστήματα με ασύζευκτα τοιχώματα | 3.0 | $4.0\alpha_0/\alpha_1$ |
| Στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα | 2.0 | 3.0 |
| Ανεστραμμένα εκκερεμή | 1.5 | 2.0 |

Στον Πίνακα 3.4, οι τιμές α_0 και α_1 ορίζονται ως εξής:

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

α_0 = ο απαιτούμενος συντελεστής επαύξησης των σεισμικών φορτίων για τη δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων ώστε να προκληθεί μηχανισμός κατάρρευσης, διατηρώντας τα υπόλοιπα φορτία σταθερά.

Ο συντελεστής k_w προκύπτει σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

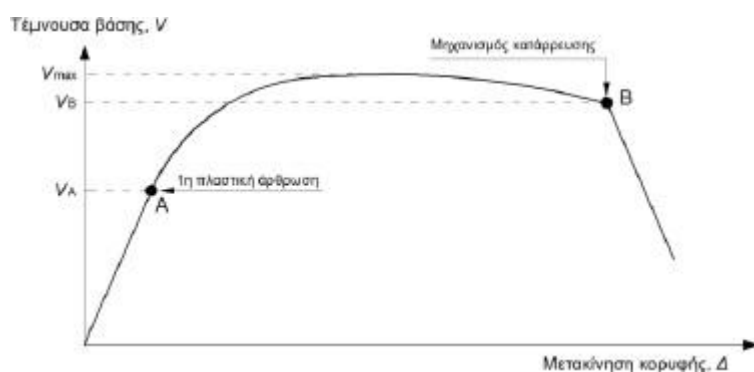
$$k_w = \begin{cases} 1 & \text{για πλαισιωτά συστήματα ή διπλά συστήματα που} \\ & \text{συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά} \\ (1+\alpha_0)/3 \leq 1 & \text{για τοιχωματικά συστήματα ή συστήματα που συμ-} \\ & \text{αλλά όχι } < 0.5 \text{ περιφέρονται ως τοιχωματικά και για στρεπτικά} \\ & \text{εύκαμπτα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

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

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

Για να υπολογιστεί ο λόγος α_u/α_1 απαιτείται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία μπορεί να προκύψει από μία στατική μη-γραμμική ανάλυση (pushover, Σχήμα 3.2). Σε περίπτωση που δεν διατίθεται τέτοια καμπύλη και δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, ο λόγος α_u/α_1 μπορεί να λαμβάνεται σύμφωνα με τον παραπάνω Πίνακα 3.5.

Επιτρέπονται μεγαλύτερες τιμές από αυτές που δίνονται στον Πίνακα 3.5 εάν αποδεικνύονται με χωρική ανάλυση pushover. Δεν επιτρέπεται, όμως, τιμή μεγαλύτερη από: $(\alpha_u/\alpha_1)_{\max}=1.5$ ακόμη και εάν η ανάλυση pushover δίνει μεγαλύτερη τιμή.



Σχήμα 3.2 «Υπολογισμός λόγου α_u/α_1 εάν είναι διαθέσιμη η καμπύλη ικανότητας»

Πίνακας 3.5 «Προσεγγιστικές τιμές του λόγου α_u/α_1 »

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

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

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

Πίνακας 3.6 «Τελικοί συντελεστές συμπεριφοράς q για πλαίσιοι κατασκευές»

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

- ¹ A = Μονώροφα κτίρια
 B = Πολυώροφα κτίρια με πλαίσια ενός ανοίγματος
 Γ = Πολυώροφα κτίρια με πλαίσια ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαίσιοι πολλών ανοιγμάτων

Πίνακας 3.7 «Τελικοί συντελεστές συμπεριφοράς q για τοιχοματικές κατασκευές»

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

- ¹ A = τοιχοματικά συστήματα με μόνο δύο ασύζευκτα τοιχώματα ανά διεύθυνση
 B = λοιπά τοιχοματικά συστήματα με ασύζευκτα τοιχώματα
 Γ = διπλά συστήματα ισοδύναμα με τοιχοματικά και συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων

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

- Χρησιμοποιείται η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση $avg = 0.90 \cdot ag$.
- Τίθεται $S=1.0$
- Οι χαρακτηριστικές περίοδοι λαμβάνονται σύμφωνα με τον παραπάνω Πίνακα.

- Λαμβάνεται $q \leq 1.5$ για όλα τα υλικά και στατικά συστήματα. Μπορεί να ληφθεί $q > 1.5$ μόνο μετά από αιτιολόγηση με κατάλληλη ανάλυση.

3.1.6 Σεισμικές ζώνες

Η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη χαρακτηρίζεται από την επιτάχυνση του εδάφους ag_R , η οποία αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας A. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, για τις ζώνες Z1, Z2 και Z3 υιοθετούνται οι ζώνες I, II και III του ΕΑΚ 2003 και οι τιμές ag_R/g παίρνουν τις αντίστοιχες τιμές $\alpha = A/g$ του ΕΑΚ 2003, όπως φαίνεται στον παρακάτω Πίνακα 3.8

Πίνακας 3.7 «Τιμές ag_R/g »

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

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

$$ag = \gamma_I \times ag_R$$

Για το συντελεστή σπουδαιότητας ορίζονται τέσσερις κατηγορίες: I, II, III και IV, ανάλογα με τον ΕΑΚ 2000. Ενδεικτικά, η κατηγοριοποίηση των κτιρίων στις τέσσερις κατηγορίες δίνεται στον παρακάτω Πίνακα 3.8 μαζί με την τιμή του συντελεστή γ_I σε κάθε κατηγορία, όπως ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα.

3.1.7 Κατηγορίες εδάφους

Στον ΕΚ8 προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E ανάλογα με τη στρωματογραφία και τις παραμέτρους που περιγράφονται παρακάτω. Υπάρχουν και δύο ειδικές κατηγορίες εδαφών, οι S1 και S2, για τις οποίες απαιτούνται ειδικές μελέτες για τον καθορισμό των σεισμικών δράσεων (Πίνακας 3.8). Ιδιαίτερα στην κατηγορία S2 πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η πιθανότητα αστοχίας του εδάφους υπό τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού.

Για την κατηγορία S1 απαιτείται ειδική μελέτη για τον καθορισμό της τοπικής μεγέθυνσης και της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

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

Πίνακας 3.7 «Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτιριακές κατασκευές»

| Κατηγορία σπουδαιότητας | γ_i | Περιγραφή |
|-------------------------|------------|--|
| I | 0.80 | Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ. |
| II | 1.00 | Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες. |
| III | 1.20 | Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ. |
| IV | 1.40 | Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ. |

όπου:

h_i = πάχος στρώματος (m)

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

N = πλήθος στρωμάτων στα ανώτερα 30 m εδάφους.

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

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

Πίνακας 3.8 «Κατάταξη εδαφών»

| Κατηγορία εδάφους | Περιγραφή στρωματογραφίας | Παράμετροι | | |
|-------------------|---|-----------------------|-----------|-------------|
| | | $v_{s,30}$ | N_{SPT} | c_u (kPa) |
| A | Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού | > 800 | – | – |
| B | Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος | 360 - 800 | > 50 | > 250 |
| C | Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων | 180 - 360 | 15 - 50 | 70 - 250 |
| D | Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά | < 180 | < 15 | < 70 |
| E | Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s | | | |
| S ₁ | Αποθέσεις που αποτελούνται ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας (PI > 40) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό | < 100 (ενδεικτικό) | – | 10 - 20 |
| S ₂ | Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S ₁ | | | |

3.1.8 Μάζες

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

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

όπου:

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

φ = μειωτικός συντελεστής με τιμές όπως στον Πίνακα 3.9

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

Πίνακας 3.9 «Τιμές μειωτικού συντελεστή φ »

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

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

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

3.2. Συνδυασμοί δράσεων

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

“+” = «προς συνδυασμό με ...»

Σ = «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του»

G_k = χαρακτηριστική τιμή μόνιμης δράσης

P = αντιπροσωπευτική δράση δύναμης προέντασης
 Q_k = χαρακτηριστική τιμή μεμονωμένης μεταβλητής δράσης
 A_{Ed} = τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης
 γ_G = επιμέρους συντελεστής για μόνιμη δράση
 γ_P = επιμέρους συντελεστής για δράση προέντασης

 γ_G = επιμέρους συντελεστής για μεταβλητή δράση
 ψ_0 = συντελεστής για τιμή συνδυασμού μεταβλητής δράσης
 ψ_1 = συντελεστής για συχνή τιμή μεταβλητής δράσης
 ψ_2 = συντελεστής για για οιονεί μόνιμη τιμή μεταβλητής δράσης
 ξ = μειωτικός συντελεστής για δυσμενείς μόνιμες δράσεις

3.2.1. Σεισμικός συνδυασμός

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

$$E_d = \sum G_{k,j} \psi_{2,i} Q_{k,i}, j \geq 1, i \geq 1$$

Οι τιμές των συντελεστών ψ δίνονται στον Πίνακα 3.10.

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

Α' τρόπος:

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

Β' τρόπος:

Ο δυσμενέστερος από τους συνδυασμούς:

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

3.3. Ειδικές διατάξεις για τα κτίρια

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

3.3.1. Κανονικότητα

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

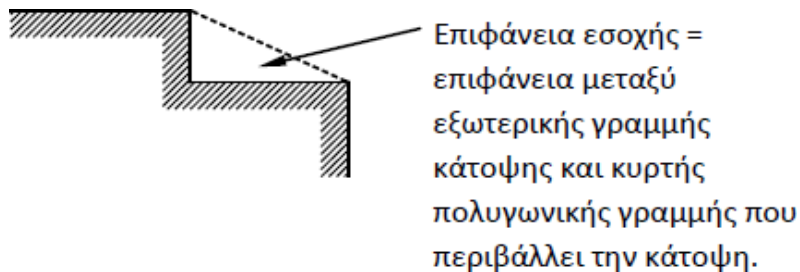
Πίνακας 3.10 «Προτεινόμενες τιμές συντελεστών ψ για κτίρια»

| Δράση | Ψ_x | Ψ_y | Ψ_z |
|---|----------|----------|----------|
| Συνήθη κτίρια κατοικιών (κατηγορία Α) | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| Χώροι γραφείων (κατηγορία Β) | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| Χώροι συνάθροισης (κατηγορία C) | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| Χώροι καταστημάτων (κατηγορία D) | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| Χώροι αποθήκευσης (κατηγορία Ε) | 1.0 | 0.9 | 0.8 |
| Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $W \leq 30kN$ (κατηγορία F) | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $30kN \leq W \leq 160kN$ (κατηγ. G) | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| Στέγες (κατηγορία Η) | 0 | 0 | 0 |
| Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H > 1000m$ | 0.7 | 0.5 | 0.2 |
| Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H \leq 1000m$ | 0.5 | 0.2 | 0 |
| Φορτία ανέμου | 0.6 | 0.2 | 0 |
| Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) | 0.6 | 0.5 | 0 |

Η κανονικότητα σε κάτοψη επηρεάζει έμμεσα το συντελεστή σύμπεριφοράς (μέσω του συντελεστή $au/a1$). Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους:

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

αρκετά μεγάλη, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων (διαφραγματική λειτουργία). Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά.



Σχήμα 3.1 «Καθορισμός επιφάνειας εσοχής ορόφου»

- Η δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων (διαφραγματική λειτουργία). Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά.

- Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη του 4, δηλαδή: $\lambda \leq 4$, όπου:

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

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

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

Διεύθυνση ανάλυσης y :

$$e_0x \leq 0,30 \cdot rx$$

Διεύθυνση ανάλυσης x :

$$e_0y \leq 0,30 \cdot ry$$

$$ry \geq ls$$

όπου:

e_0x = η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας (στατική εκκεντρότητα) που μετράται κατά την διεύθυνση x , κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης (ανάλογα ορίζεται η e_0y).

r_x = ακτίνα δυστροπείας που ορίζεται ως (ανάλογα ορίζεται r_y):

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

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

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

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

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

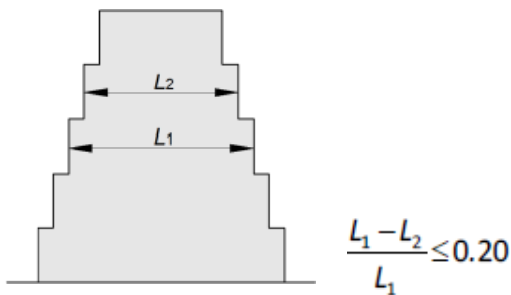
- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, πρέπει να είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου.
- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές. Δυστυχώς δεν δίνεται σαφής ποσοτικός καθορισμός του όρου “βαθμιαία μείωση”, αλλά επαφείεται στην κρίση του μηχανικού. Υπενθυμίζεται ότι αντίστοιχη διάταξη υπήρχε και στον ΕΑΚ για τον καθορισμό ενός κτιρίου ως κανονικού, στην οποία η βαθμιαία μείωση της μάζας και της δυσκαμψίας δεν έπρεπε να είναι μεγαλύτερη του 50% από όροφο σε όροφο.
- Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων. Επειδή οι τοίχοι πλήρωσης συμμετέχουν στην πραγματική αντοχή των ορόφων ενώ δεν λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της αντοχής που απαιτείται

από την ανάλυση, κτίρια με pilotis δεν ικανοποιούν αυτή τη συνθήκη και επομένως είναι μη-κανονικά σε όψη.

- Όταν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος, πρέπει να ικανοποιούνται και οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες:

✓ **Περίπτωση (α)**

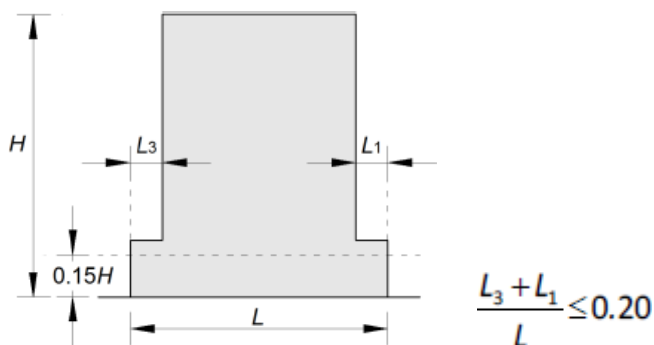
Για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη, στη διεύθυνση της εσοχής (Σχήμα 2.2)



Σχήμα 3.2 «Βαθμιδωτές εσοχές που δεν παραβιάζουν την αξονική συμμετρία»

✓ **Περίπτωση (β)**

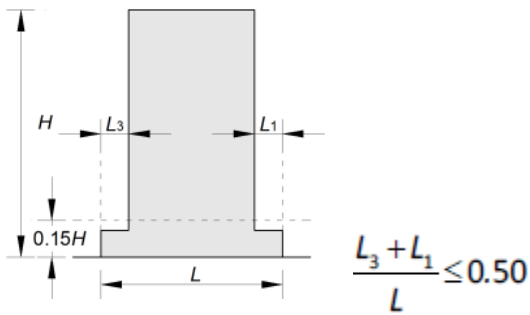
Για μεμονωμένη εσοχή σε ύψος μεγαλύτερο του 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος:



Σχήμα 3.3 «Μεμονωμένη εσοχή σε υψος μεγαλύτερο του 15% του συνολικού»

✓ **Περίπτωση (γ)**

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

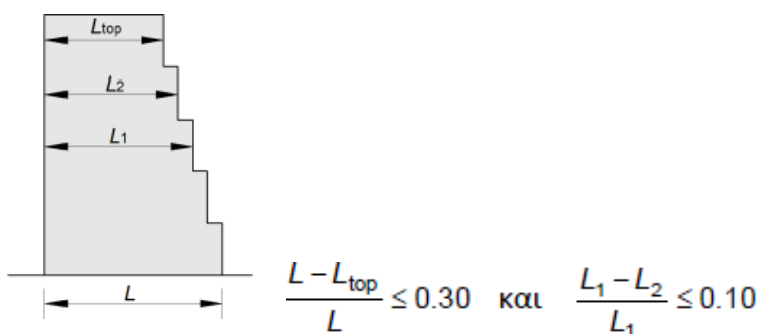


Σχήμα 3.4 «Μεμονωμένη εσοχή σε υψος μικρότερο του 15% του συνολικού»

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

✓ **Περίπτωση (δ)**

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



Σχήμα 3.5 «Εσοχές που παραβιάζουν την κατακόρυφη συμμετρία»

3.3.2. Στρέψη

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

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

$$r_x \leq l_s$$

ή

$$r_y \leq l_s$$

όπου:

x, y = διευθύνσεις ελέγχου

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

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

όπου:

K_θ = στρεπτική δυσκαμψία ως προς το κέντρο δυσκαμψίας

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

l_s = η ακτίνα αδράνειας που ορίζεται ως

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

όπου:

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

m = η μάζα του ορόφου.

Για τον υπολογισμό των ακτίνων δυστρεψίας ενός ορόφου απαιτείται ο υπολογισμός

του κέντρου δυσκαμψίας του ορόφου. Σε μονώροφες κατασκευές, το κέντρο δυσκαμψίας ορίζεται ως το κέντρο της μεταφορικής δυσκαμψίας όλων των βασικών σεισμικών μελών. Για πολυώροφα κτίρια όμως, ο τρόπος υπολογισμού αυτού του σημείου δεν είναι απλός και μπορεί να γίνει μόνο σε ορισμένες περιπτώσεις, εξαρτάται δε από την κατανομή των σεισμικών φορτίων καθ' ύψος. Για το λόγο αυτό το Εθνικό Προσάρτημα παραπέμπει στην παρ. 3.3.3 του ΕΑΚ 2000, όπου υπάρχει αντίστοιχος ορισμός των ακτίνων δυστρεψίας ως προς το σημείο P0 κάθε ορόφου, που αντιστοιχεί στον ελαστικό άξονα. Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις που δίνονται στην παρ. 3.3.3 του ΕΑΚ 2000, οι ακτίνες δυστρεψίας μπορούν να υπολογιστούν ως εξής:

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

και

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

όπου:

u_x, u_y = μετακινήσεις κατά x και y του σημείου P0 του ορόφου που γίνεται ο έλεγχος για φόρτιση του κτιρίου με φορτία F_i , όπως ορίζονται στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο, που ενεργούν στη διεύθυνση x ή y αντίστοιχα.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ή αντίστοιχα,

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

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

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

3.3.3. Κατάταξη κτιρίων Ω.Σ.

Τα κτίρια από Ω.Σ. κατατάσσονται σε μία από τις κατηγορίες του παρακάτω Πίνακα 3.11 με βάση το στατικό τους σύστημα. Στον ορισμό κάθε κατηγορίας, ο όρος «διατμητική αντοχή» μπορεί να αντικατασταθεί από τον όρο «διατμητική σεισμική δύναμη». Δηλαδή, ο προσδιορισμός της κατηγορίας ενός κτιρίου επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία του κατώτερου ορόφου (βάση) αντί της αντίστοιχης διατμητικής τους αντοχής.

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

Πίνακας 3.11 «Κατάταξη κτιρίων Ω.Σ»

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

3.3.4. Κατηγορίες πλαστιμότητας

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

- ✓ ΚΠΜ (Κατηγορία Πλαστιμότητας Μεσαία) και
- ✓ ΚΠΥ (Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή)

ανάλογα με την ικανότητα απόδοσης ενέργειας μέσω υστερητικής συμπεριφοράς που διαθέτουν.

Σημειώνεται ότι στην Ελλάδα δεν επιτρέπεται η κατασκευή κτιρίων κατηγορίας πλαστιμότητας

X (χαμηλή πλαστιμότητα), τα οποία δεν διαθέτουν ικανότητα πλάστιμης συμπεριφοράς και διαστασιολογούνται μόνον σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ2.

Για την εξασφάλιση του κατάλληλου επιπέδου πλαστιμότητας στις κατηγορίες πλαστιμότητας Μ και Υ, εφαρμόζονται ειδικοί έλεγχοι και διατάξεις για κάθε κατηγορία. Η αυξημένη πλαστιμότητα που διαθέτουν τα κτίρια που σχεδιάζονται για ΚΠΥ, έναντι αυτών που σχεδιάζονται για ΚΠΜ, εξασφαλίζεται από το γεγονός ότι, σε αυτή την περίπτωση, εφαρμόζονται περισσότεροι και αυστηρότεροι έλεγχοι και διατάξεις. Γι' αυτό, κατασκευές κατηγορίας πλαστιμότητας Υ διαθέτουν μεγαλύτερα περιθώρια ασφάλειας έναντι τοπικών ή γενικών αστοχιών σε περίπτωση σεισμικών διεγέρσεων μεγαλύτερων από το σεισμό σχεδιασμού. Αντίθετα, κατασκευές κατηγορίας πλαστιμότητας Μ, εξασφαλίζουν καλή σεισμική συμπεριφορά μόνο για σεισμούς ανάλογης ισχύος του σεισμού σχεδιασμού, αλλά έχουν το πλεονέκτημα ευκολότερης κατασκευής, λόγω των μειωμένων ειδικών διατάξεων που εφαρμόζονται. Σημειώνεται ότι σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, δεν επιτρέπεται η εφαρμογή ΚΠΜ σε κτίρια σπουδαιότητας ΙΙΙ ή ΙV που κατασκευάζονται σε ζώνες Ζ2 ή Ζ3.

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

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

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

4.1 Η μεγάλη ανάγκη για την ύπαρξη του ΚΑΝ.ΕΠΕ

Η μεγάλη ανάγκη για ένα κανονιστικό κείμενο Μελέτης των επεμβάσεων είχε αναγνωρισθεί από παλιά. Σ' έναν σχετικά νέον τομέα της επιστήμης και της τεχνολογίας, οι μέθοδοι σχεδιασμού δεν είναι κατασταλαγμένες – άρα ο Μελετητής αναλαμβάνει μια δυσανάλογα μεγάλη ευθύνη όταν υιοθετεί μια συγκεκριμένη λογική σχεδιασμού ή μια συγκεκριμένη μέθοδο υπολογισμών ή, ακόμη, μια συγκεκριμένη τεχνική επισκευών και ενισχύσεων. Αλλά και η οικονομία και η ασφάλεια των κατασκευών δεν εξυπηρετούνται πάντοτε σωστά. Βασίμως, λοιπόν, ελπίζεται ότι το παρόν Κείμενο ενός Κανονισμού Επεμβάσεων σε υφιστάμενα κτίρια, θα είναι ιδιαίτερα χρήσιμο για τους Μηχανικούς και για το κοινωνικό σύνολο ευρύτερα.

Ο πλήρης δρόμος άνοιξε με την πρώτη έκδοση του ΕΚ8 το 1994 και προωθήθηκε με το τελικό κείμενο του ΕΚ8 το 2004 και 2005. Αλλά ακόμα και το αρμόδιο κεφάλαιο του ΕΚ8 δεν διαθέτει την πληρότητα την οποία απαιτούν οι καθημερινές πρακτικές εφαρμογές. Τα ακόμα πιο επεξεργασμένα κανονιστικά κείμενα της FEMA, στις ΗΠΑ, καλύπτουν κυρίως τις γενικές αρχές και την ανάλυση μόνο.

Μέσα στο πλαίσιο αυτών των δεδομένων τοποθετείται το παρόν Κείμενο Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων, το οποίο αποπειράται να καλύψει ακόμα ευρύτερες ανάγκες της πράξης.

4.1.1. Αρχές αποτίμησης

Η αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων ακολουθεί τις παρακάτω αρχές :

- Όταν ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στην διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φόρμα για την ανάληψη μόνον κατακόρυφων φορτίων, η αποτίμηση του μπορεί να γίνεται με βάση απλές, πάντως συντηρητικές, μεθόδους.
- Όταν, αντίθετα, ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στην διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη τόσο κατακόρυφων όσο και σεισμικών φορτίων, πρέπει να γίνεται αποτίμησή του με βάση τις παρακάτω αρχές:

- i. Η αποτίμηση γίνεται με αναλυτικές μεθόδους, όπως ειδικότερα ορίζεται. Ειδικώς στα δομήματα για τα οποία διατίθεται εγκεκριμένη μελέτη (η οποία έχει εφαρμοστεί) και τα οποία δεν παρουσιάζουν βλάβες, η αποτίμηση μπορεί να γίνει βάσει των περιεχομένων της εγκεκριμένης μελέτης.
- ii. Τα προσομοιώματα που θα χρησιμοποιηθούν για την αποτίμηση μπορεί να αντιπροσωπεύουν το σύνολο του δομήματος ή επί μέρους στοιχεία. Είναι δυνατόν να χρησιμοποιούνται διαφορετικά προσομοιώματα, ανάλογα με το είδος των επιβαλλόμενων δράσεων. Γενικώς, το είδος των προσομοιωμάτων πρέπει να καθορίζεται ανάλογα με τις μεθόδους υπολογισμού που θα εφαρμοστούν.
- iii. Η ακρίβεια των χρησιμοποιούμενων μεθόδων συνιστάται να είναι συμβατή με την ακρίβεια των δεδομένων.
- iv. Η χρήση εμπειρικών - αναλυτικών ή αμιγώς εμπειρικών μεθόδων επιτρέπεται μόνον στις περιπτώσεις που καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις εκδιδόμενες από την Δημόσια Αρχή.
- v. Στις περιπτώσεις δομημάτων που ήδη παρουσιάζουν βλάβες ή φθορές, η εφαρμοζόμενη μέθοδος αποτίμησης οφείλει να μπορεί να ερμηνεύσει κατά αδρομερή προσέγγιση τόσο την μορφή όσο και την θέση των ουσιαδών αυτών βλαβών. Σε δομήματα μεγάλης σημασίας, στα οποία έχουν διαπιστωθεί βλάβες, ενδέχεται να απαιτηθούν παραμετρικές αναλύσεις προκειμένου να επιτευχθεί η ερμηνεία των βλαβών κατά μορφή και θέση.
- vi. Για την ανάλυση, τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων, την επαλήθευση του επιλεγέντος δείκτη συμπεριφοράς, τον έλεγχο των επιβαλλόμενων μετακινήσεων και τους τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας, έχουν κατά αναλογία εφαρμογή οι διατάξεις του παρόντος Κανονισμού.
- vii. Σε πολλές περιπτώσεις ενδέχεται να είναι χρήσιμη ή/και αναγκαία μια ταχεία εκτίμηση της απώλειας της φέρουσας ικανότητας ενός δομήματος που έχει υποστεί βλάβες ή φθορές. Η εκτίμηση αυτή μπορεί να γίνεται ανάλογα με την ένταση και έκταση των βλαβών σύμφωνα με δόκιμες (ακριβείς ή προσεγγιστικές) μεθόδους (Παράγραφος 5.3 και Παράρτημα 7Δ, ΚΑΝΕΠΕ)

4.2. Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

4.2.1. Γενικά

α. Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευόμενης συμπεριφοράς) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού.

β. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίν. 4.1) 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).

γ. Στον παρόντα Κανονισμό προβλέπονται στόχοι επανελέγχου αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνον στον φέροντα οργανισμό. Αντίθετα, δεν προβλέπονται στόχοι για τον μη-φέροντα οργανισμό.

Ο όρος «φέρων οργανισμός» χρησιμοποιείται εδώ με την κλασική του έννοια και αντιστοιχεί στο σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Αναλόγως, ο όρος «μη-φέρων οργανισμός» αντιστοιχεί στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων. Επισημαίνεται ότι οι παραπάνω όροι δεν σχετίζονται με τους όρους «κύρια» και «δευτερεύοντα» φέροντα στοιχεία.

Η σχετική πρόβλεψη του ΕΚ 8-3 (§ 2.1(2)) υπηρετείται με τον Πίνακα 4.1. Σε περίπτωση δύο (2) στόχων επανελέγχου, τα δυνατά ζεύγη είναι Β1 και Α2 ή Γ1 και Β2. Ενδεικτικά αναφέρεται πως για νέα δομήματα προβλέπεται στόχος σχεδιασμού Β1 κατά τον Πίνακα 4.1.

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

Πίνακας: 4.1 «Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού»

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%. Επίσης, η πιθανότητα υπέρβασης 50 % (μέγιστη ανεκτή) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10 % σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.

4.2.2. Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού

Οι διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται ως ακολούθως:

- I. «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό» (Α) είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά την διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιαστούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στον φέροντα οργανισμό.
- II. «Προστασία ζωής» (Β) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον 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 τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.
- III. «Οιονεί κατάρρευση» (Γ) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιαστούν εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας λαμβάνεται τόσο κατά την αποτίμηση όσο και τον ανασχεδιασμό στάθμη επιτελεστικότητας Β1, δηλαδή επιδιώκεται η προστασία ζωής για πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10 % εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών.

4.3. Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

4.3.1. Γενικά

Αναφορικά με την στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων :

- Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) που αφορά δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό.
- Η Σ.Α.Δ. δεν είναι αναγκαστικά ενιαία για ολόκληρο το κτίριο. Προσδιορίζονται επιμέρους Σ.Α.Δ. για τις διάφορες επιμέρους κατηγορίες πληροφοριών. Ωστόσο και σε κάθε περίπτωση θα χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη από τις προκύπτουσες αυτές στάθμες.

4.3.2. Κατηγορίες Σ.Α.Δ.

Γενικά διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων :

1. ‘Υψηλή’
2. ‘Ικανοποιητική’
3. ‘Ανεκτή’

Δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία (βλ. §4.6, ΚΑΝΕΠΕ) μπορούν να λαμβάνονται υπόψη έστω και με ανεπαρκέστερα δεδομένα. Στην περίπτωση αυτή εφαρμόζονται όσα ισχύουν για ανεκτή Σ.Α.Δ. Σε ότι αφορά τα ίδια βάρη, η χαρακτηριστική τους τιμή πρέπει να λαμβάνεται με την δυσμενέστερη τιμή που είναι συμβατή με την γεωμετρία του δομήματος ή/και προβλέπεται για παρόμοιες κατασκευές. Επιπλέον, αναφορικά με τις αντιστάσεις, οι τιμές τους μπορούν να προσδιορίζονται με βάση τις διαστάσεις, τους οπλισμούς και τα χαρακτηριστικά υλικών τα οποία οδηγούν στην αιτιολόγηση της προηγούμενης συμπεριφοράς του φέροντος οργανισμού.

4.3.3. Επιπτώσεις της Σ.Α.Δ. στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό

Βάσει της εκάστοτε προκύπτουσας Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων στα πλαίσια αποτίμησης ή ανασχεδιασμού επιλέγονται :

- ✓ Οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γf για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό και με τους κατάλληλους γSd. Τέτοια ενδέχεται να είναι η περίπτωση των

αντιπροσωπευτικών τιμών ορισμένων έμμεσων δράσεων (πιέσεων ή ωθήσεων), καθώς και του βάρους δυσπροσπέλαστων επικαλύψεων ή τοιχοπληρώσεων.

- ✓ Οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Rd}. Ως δεδομένα των υλικών νοούνται οι διαστάσεις και οι αντοχές του σκυροδέματος και του χάλυβα των σιδηροπλισμών, αλλά και οι πραγματικές λεπτομέρειες όπλισης, οι αγκυρώσεις, οι αναμονές κλπ. που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις.

4.4. Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία

Οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου, καθώς και τα μεμονωμένα δομικά στοιχεία (μέλη) που επηρεάζουν την δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο, ή που φορτίζονται λόγω των πλευρικών μετακινήσεων του κτιρίου, μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε «κύρια» (ή «πρωτεύοντα») και «δευτερεύοντα». Ως κύρια εν γένει και χαρακτηρίζονται τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία. Τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία ή επιμέρους φορείς θα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα.

Η βασική συνέπεια του χαρακτηρισμού ενός φέροντος στοιχείου (ή επιμέρους φορέα) ως δευτερεύοντος είναι ότι για τα στοιχεία αυτά ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας, επιτρέπεται δηλαδή να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες απ' ότι τα πρωτεύοντα στοιχεία. Στην περίπτωση κατά την οποία ως στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού έχει επιλεγεί η άμεση χρήση μετά τον σεισμό, η παραπάνω διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία δεν επιτρέπεται.

Στην παρούσα μελέτη το σύνολο των δομικών στοιχείων (υπενθυμίζεται πως οι τοιχοπληρώσεις δεν λαμβάνονται υπόψη στο υπολογιστικό προσομοίωμα) χαρακτηρίζονται κύρια.

4.5. Η λογική των ελέγχων ασφαλείας και η ανίσωση ασφαλείας

4.5.1. Έλεγχος ασφαλείας

Ο έλεγχος ασφαλείας, εκτελούμενος σε κατάλληλο κατά περίπτωση μέλος ή τμήμα ή στο σύνολο του δομήματος, οφείλει να αποδείξει ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο μέγεθος (εντατικό ή και παραμορφωσιακό) είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα. Η επιδιωκόμενη αξιοπιστία διασφαλίζεται με την τήρηση των διατάξεων και προβλέψεων που ορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

4.5.2 Ανίσωση ασφαλείας

Η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται στους Ευρωκώδικες

$\sigma < \sigma_{Rk}$, με

$\sigma = \sigma_{Ed} \cdot S$ ($S_k \cdot \gamma_f$) και $\sigma_{Rk} = (1/\gamma_{Rd}) \cdot R$ (R_k/γ_m)

όπου :

- S_d Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις.
- R_d Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών).
- S_k Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχωματικών δράσεων, για τις οποίες υπάρχει ορισμένη πιθανότητα υπερβάσεως σε 50 έτη.
- R_k Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και έχουν ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως.
- γ_f , γ_m Οι επί μέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές.
- γ_{Sd} , γ_{Rd} Οι επί μέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντιστοίχως. Σημειώνεται πως οι συντελεστές αυτοί στην περίπτωση

νέων κτιρίων δεν παρουσιάζονται αυτοτελώς, αλλά είναι ενσωματωμένοι στους γf (γγ ή γq) και γm (γc ή γs), αντιστοίχως.

Τέλος, αναφέρεται πως η ανίσωση ασφαλείας είναι γενική, αφορά δε εντατικά ή παραμορφωσιακά μεγέθη ή συνδυασμό τους. Έτσι, μπορεί να αφορά τον γενικό έλεγχο ισορροπίας ενός δομήματος ως συνόλου (ανατροπή και ολίσθηση), ή τον έλεγχο μετατροπής του σε μηχανισμό, ή τον έλεγχο του εύρους μιας ρωγμής ή του μεγέθους ενός βέλους κάμψης ή, ακόμη, την επαλήθευση ότι η επιβαλλόμενη μετακίνηση της κορυφής του δομήματος είναι μικρότερη από την αντίστοιχη διαθέσιμη μετακίνηση («αντίσταση») πριν από την αστοχία.

4.6. Μέθοδοι ανάλυσης

Οι μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιούνται για την ανάλυση είναι:

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση, με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας (m)
- Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας (m)
- Ανελαστική στατική ανάλυση
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση

4.6.1 Εισαγωγή

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας. Αντίθετα, η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (μέθοδος των δυνάμεων) εξετάζει μόνο τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση) και δεν ασχολείται με το τι συμβαίνει μετά. Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη.

Οι συντελεστές συμπεριφοράς έχουν καθοριστεί από τη γνώση που έχουμε αποκτήσει από προηγούμενους σεισμούς και την πειραματική και αναλυτική έρευνα που έχει διεξαχθεί, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η προστασία της ανθρώπινης ζωής και η αποφυγή κατάρρευσης. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτήρια. Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ). Σε νέες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των ζημιών έως την οιονεί κατάρρευση. Για το λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

Για να πραγματοποιηθεί η αποτίμηση ενός υφιστάμενου φορέα, πρέπει να γίνει μια συγκεκριμένη διαδικασία. Αρχικά χρειάζεται να διεξαχθεί μια έρευνα του ιστορικού της κατασκευής, δηλαδή τα προβλήματα που παρουσίαζε πριν και μετά από κάθε σεισμό. Εφόσον έχει γίνει συλλογή στοιχείων, αναλύονται τα αποτελέσματα και ελέγχονται οι οριακές καταστάσεις. Η αποτίμηση έχει ως σκοπό την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του υφιστάμενου δομήματος αλλά και τον έλεγχο του δομήματος, αν ικανοποιεί τις ελάχιστες απαιτήσεις του κανονισμού, δηλαδή να προσδιοριστεί ποσοτικά η σεισμική ικανότητα της κατασκευής και να διαπιστωθεί μέσω καθορισμένων κριτηρίων εάν μπορεί να θεωρηθεί επαρκής, διαφορετικά να προσδιορισθεί ο βαθμός ανεπάρκειάς της. Για την ολοκληρωμένη εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας θα λαμβάνονται υπόψη και τα στοιχεία που προέκυψαν από την έρευνα του ιστορικού του.

Η σεισμική αποτίμηση αποτελεί το πρώτο βήμα της ολοκληρωμένης διαδικασίας μελέτης ενός υφιστάμενου κτιρίου, και συγχρόνως το πλέον σημαντικό βήμα, καθώς όπως γίνεται αντιληπτό, επιλογή της οποιασδήποτε επέμβασης βασίζεται και καθοδηγείται από τα αποτελέσματα της αποτίμησης. Συνεπώς είναι ιδιαίτερα κρίσιμη η ακριβής προσέγγιση και ποσοτικοποίηση τόσο της ικανότητας του φορέα και των μελών του, όσο και των απαιτήσεων που διαμορφώνονται ανάλογα με τη σεισμική απειλή και την αναμενόμενη χρήση της κατασκευής.

4.6.2 Ελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης

Κατά τις ελαστικές αναλύσεις θεωρείται γραμμική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής υπό τις επιβαλλόμενες φορτίσεις. Παρόλα αυτά οι περισσότεροι συντελεστές που χρησιμοποιούνται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς προϋποθέτουν ότι ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα εξουδετερωθεί σαν έργο πλαστικής παραμόρφωσης, δηλαδή ότι η κατασκευή θα μπει στην ανελαστική περιοχή.

4.6.2.1 Ελαστική Δυναμική (φασματική ή χρονοϊστορίας) Ανάλυση

Όπως αναφέρει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ στην παράγραφο 5.5, χρειάζεται να υπολογισθεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, για να συμβεί αυτό πρέπει να πραγματοποιηθεί μία προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου, έτσι ώστε να υπολογισθούν πρώτα οι δείκτες ανεπάρκειας δομικών στοιχείων.

Ο δείκτης ανεπάρκειας δομικού στοιχείου είναι ο λόγος : $\lambda = SE / R_m$ όπου:
SE = εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού
R_m = η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών.

Ο δείκτης ανεπάρκειας υπολογίζεται για την αποτίμηση αλλά και για τον ανασχεδιασμό σε κάθε πρωτεύον στοιχείο. Ο κρίσιμος λόγος λ θεωρείται ο μεγαλύτερος δείκτης ανεπάρκειας για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο. Οι λόγοι λ , εκτός από ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ορισμό της κανονικότητας, δίνουν επιπλέον μια πρώτη άποψη όσο αναφορά την αντίσταση του κτιρίου στο σεισμό.

Η Ελαστική δυναμική ανάλυση λαμβάνει χώρα με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες, υπό προϋποθέσεις και ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων. Η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου επιτρέπεται υπό τις προϋποθέσεις που αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ειδικότερα για τα ελληνικά κτίρια, με στάθμες επιτελεστικότητας της κατηγορίας Β ή Γ, αναφέρονται οι εξής όροι:

Αρχικά να μην υφίστανται στο κτίριο ουσιώδεις βλάβες, κατά δεύτερον το λ για όλα τα κύρια στοιχεία να προκύπτει πως είναι $\lambda \leq 2.5$ αλλιώς για ένα ή περισσότερα από αυτά να προκύπτει $\lambda > 2.5$ και το κτίριο να είναι μορφολογικά κανονικό.

Ουσιαστικά, στην προσομοίωση των κτιρίων, οι τιμές της γραμμικής ελαστικής δυσκαμψίας και της ιξώδους απόσβεσης θα αντιστοιχούν σε απόκριση των δομικών στοιχείων κοντά στο όριο διαρροής τους. Γι' αυτό, οι τιμές των δυνάμεων διαρροής των στοιχείων θα εκτιμώνται με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών. Γενικά στην ελαστική δυναμική ανάλυση θα εισάγεται ως σεισμική δράση είτε το φάσμα σχεδιασμού του EC 8-1, είτε χρονοϊστορίες επιταχύνσεων βάσεως συμβατές με το φάσμα αυτό (σύμφωνα με τις διατάξεις του EC 8-1). Η δυναμική ανάλυση για τον προσδιορισμό των μέγιστων τιμών που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή θα γίνεται με βάση τη μέθοδο της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης, χρησιμοποιώντας επαρκή αριθμό ιδιομορφών σύμφωνα με τις διατάξεις του EC 8-1. Οι μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών μετακινήσεων, δυνάμεων ορόφων, τεμνουσών ορόφων, τεμνουσών βάσεως για κάθε ιδιομορφή, συνδυάζονται με βάση τις διατάξεις του EC 8-1. Η χωρική επαλληλία των ανωτέρω μεγεθών γίνεται με βάση τις διατάξεις του EC 8-1 (KAN.ΕΠΕ, 2013).

Πιο αναλυτικά:

Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που δίνει τη μέγιστη απόκριση (για το μέγεθος που μας ενδιαφέρει, π.χ. απόλυτη επιτάχυνση, σχετική μετακίνηση, κλπ) όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών με συγκεκριμένη απόσβεση, για δεδομένη σεισμική διέγερση ανάλογα με την ιδιοπερίοδό τους. Ο τρόπος κατασκευής φάσματος απόκρισης σχετικών μετακινήσεων είναι ο εξής:

- Επιλογή απόσβεσης ζ , για την οποία θα κατασκευαστεί το φάσμα, π.χ. $\zeta=5\%$.
- Επιλογή μιας ιδιοπεριόδου T ενός ταλαντωτή, π.χ. $T=0.1$ sec.
- Υπολογισμός της χρονοϊστορίας της απόκρισης, $u(t)$ αυτού του ταλαντωτή για τη δεδομένη σεισμική διέγερση.
- Υπολογισμός της απολύτως μέγιστης τιμής της απόκρισης: $\max|u(t)|$.
- Επανάληψη της διαδικασίας για πολλές τιμές περιόδων T και κατασκευή του διαγράμματος: $\max|u(t)|$ ως προς T . Από αυτή την καμπύλη μπορεί να υπολογιστεί η μέγιστη μετακίνηση οποιασδήποτε κατασκευής με απόσβεση ίση με αυτή του φάσματος, για τη δεδομένη σεισμική διέγερση, προβάλλοντας

Το σημείο της καμπύλης που αντιστοιχεί στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής στον άξονα των φασματικών μετακινήσεων.

Η μέθοδος χρονοϊστορίας της απόκρισης θα γίνεται για επιταχυνσιογραφήματα βάσει από πραγματικές καταγραφές ή για συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα. Το μητρώο απόσβεσης θα περιγράφει τα χαρακτηριστικά απόσβεσης του κτιρίου για απόκριση κοντά στο όριο διαρροής των στοιχείων. Εφόσον χρησιμοποιούνται τουλάχιστον τρία επιταχυνσιογραφήματα, ο έλεγχος θα γίνεται για τη μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους που προκύπτει από την ανάλυση της χρονοϊστορίας. Εφόσον χρησιμοποιούνται τουλάχιστον επτά επιταχυνσιογραφήματα, επιτρέπεται να γίνεται ο έλεγχος για τη μέση τιμή κάθε μεγέθους. Π.χ. μέγιστες ροπές ή τέμνουσες, και αντίστοιχα αξονικά φορτία. Εναλλακτικά, επιτρέπεται η ανάλυση προσομοιώματος στον χώρο για ταυτόχρονη δράση ζευγών οριζοντίων συνιστωσών (επιταχυνσιογραφημάτων), μίας σε κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου.

Ο καθολικός δείκτης συμπεριφοράς (q) είναι ένας συντελεστής που λόγω της μεταλαστικής συμπεριφοράς, εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Η επιρροή της πλαστιμότητας του φορέα, μειώνει την σεισμική απόκριση του και η μείωση αυτή λαμβάνεται υπόψη στο φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση, σύμφωνα με το συντελεστή συμπεριφοράς q .

Ο συντελεστής q εξαρτάται:

- από τον τύπο του φορέα,
- από την κανονικότητά του σε κάτοψη και όψη και
- από την κατηγορία πλαστιμότητας

Οπότε εάν η ανάλυση πραγματοποιείται με τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (q), τότε οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση με οποιαδήποτε μέθοδο, θα πολλαπλασιάζονται επί τον συντελεστή (q), για να συμπεριληφθεί η επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων. Αντίστοιχα, εάν η ανάλυση πραγματοποιείται με τη μέθοδο των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας (m), τότε όλα τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση με οποιαδήποτε μέθοδο, θα αυξάνονται καταλλήλως, για να συμπεριληφθεί η επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων. Ανεξαρτήτως από τον τρόπο υπολογισμού, τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις θα αυξάνονται επιπλέον ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της στρέψης, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

4.6.2.2. Ελαστική Στατική Ανάλυση

Όπως αναφέρεται αναλυτικά στην μέθοδο της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης, έτσι για τους ίδιους λόγους χρειάζεται στην ελαστική στατική να υπολογισθεί ο δείκτης ανεπάρκειας δομικών στοιχείων (λ) για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Επίσης, η ελαστική στατική ανάλυση λαμβάνει χώρα με στάθμες επιτελεστικότητας της κατηγορίας Β & Γ κάτω από προϋποθέσεις. Αρχικά, ο σημαντικότερος όρος είναι να μην υφίστανται στο κτίριο ουσιώδεις βλάβες, αν δεν παρατηρούνται τέτοιου είδους βλάβες, τότε πρέπει να ικανοποιούνται συνολικά και οι παρακάτω εξής συνθήκες:

- Το λ για όλα τα κύρια στοιχεία να προκύπτει πως είναι $\lambda \leq 2.5$ αλλιώς για ένα ή περισσότερα από αυτά να προκύπτει $\lambda > 2.5$ και το κτίριο να είναι μορφολογικά κανονικό.
- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος (T_0) της κατασκευής να είναι πιο μικρή από το $4T_c$ ή από $2s$.
- Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης ενός ορόφου προς την αντίστοιχη διάσταση ενός γειτονικού κτιρίου να μην ξεπερνά το 1.5, κατ' εξαίρεση του τελευταίου ορόφου και των προσαρτημάτων.
- Η κατασκευή σε όλους τους ορόφους να μη φέρει έντονη ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη και σε καθ' ύψος τομή να μη φέρει κατανομή της δυσκαμψίας ή της μάζας. Επίσης, το κτίριο να παρέχει σύστημα ανάληψης των σεισμικών δράσεων σε δύο κάθετες (μεταξύ τους) διευθύνσεις.

Ουσιαστικά, στην προσομοίωση των κτιρίων, οι τιμές της γραμμικής ελαστικής δυσκαμψίας και της ιξώδους απόσβεσης θα αντιστοιχούν στην πρώτη διαρροή των στοιχείων. Ο προσδιορισμός τη ιδιοπεριόδου εκτιμάται μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης κατάλληλου προσομοιώματος της κατασκευής. Εναλλακτικά επιτρέπεται η χρήση αξιόπιστων εμπειρικών σχέσεων ή η χρήση της μεθόδου Rayleigh-Ritz για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου.

Επομένως, ο υπολογισμός των ισοδύναμων στατικών φορτίων θα εφαρμόζεται με τον καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q), που αναλύεται παραπάνω στο κεφάλαιο 2.2.1, σε φορείς που δεν φέρουν σημαντική ανισοκατανομή των πλαστικών αρθρώσεων. Αντίθετα, για φορείς με έντονη ανισοκατανομή θα εφαρμόζεται καλύτερα η μέθοδος των δεικτών πλαστιμότητας (m), με την οποία θα προσεγγίζονται με ακρίβεια οι μετακινήσεις, λαμβάνοντας υπόψη από τις παραπάνω προϋποθέσεις πως το λ είναι ίσο και μικρότερο του 2.5 ή αν είναι μεγαλύτερο του 2.5 με μορφολογικά κανονικό κτίριο και η ιδιοπερίοδος μικρότερη του $4T_c$ ή $2s$. Σε περίπτωση που

δεν υφίστανται οι προσεγγίσεις, τότε υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης με τον τύπο $V = C1Cm SeW$, ο οποίος αποτελείται από:

- τον συντελεστή συσχετισμού (C1) αναμενόμενης μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης και μετακινήσεων, των οποίων ο υπολογισμός γίνεται από τη γραμμική ελαστική ανάλυση.
- Τον συντελεστή δράσας (Cm) που συνήθως ισούται με 0.85
- Με τη φασματική επιτάχυνση (Se) που αντιστοιχεί στη θεμελειώδη ιδιοπερίοδο (T) και
- Το βάρος (W) που αναλογεί στη ταλαντευόμενη μάζα κατασκευής.

Η αιτία που δεν συνιστάται η εφαρμογή του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς σε φορείς με έντονη ανισοκατανομή, είναι ότι τα αποτελέσματα που θα προκύψουν θα είναι παρόμοια ή πιο συντηρητικά από τα αποτελέσματα της ανάλυσης με τον δείκτη πλαστιμότητας. (KAN.ΕΠΕ, 2013)

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

- σειρά εμφάνισης αστοχίας οριζόντιων/κατακορυφών στοιχείων
- τύπος αστοχιών (καμπτικές/διαμητικές)
- τοπική διαθέσιμη πλαστιμότητα (περίσφιξη στύλων, ρ1/ρ2 δοκών)
- 2-γενείς μηχανισμοί αντιστάσεων

- έλεγχοι ασφαλείας σε όρους εντατικών μεγεθών - «δυνάμεων»
- ιδιότητες υλικών από μέσες τιμές μειωμένες κατά μια τυπική απόκλιση

$$q^{(x)} = q_{\mu}^{(x)} \cdot q_{\delta}^{(x)}$$

$$\mu_{\theta}^{(x)} \approx \mu_{\delta}^{(x)}$$

$$\mu_{\theta}^{(x)} \approx \mu_{\delta}^{(x)} \cdot H/h$$

Σχήμα 4.1 «Ελαστικές μέθοδοι με δείκτη συμπεριφοράς q»

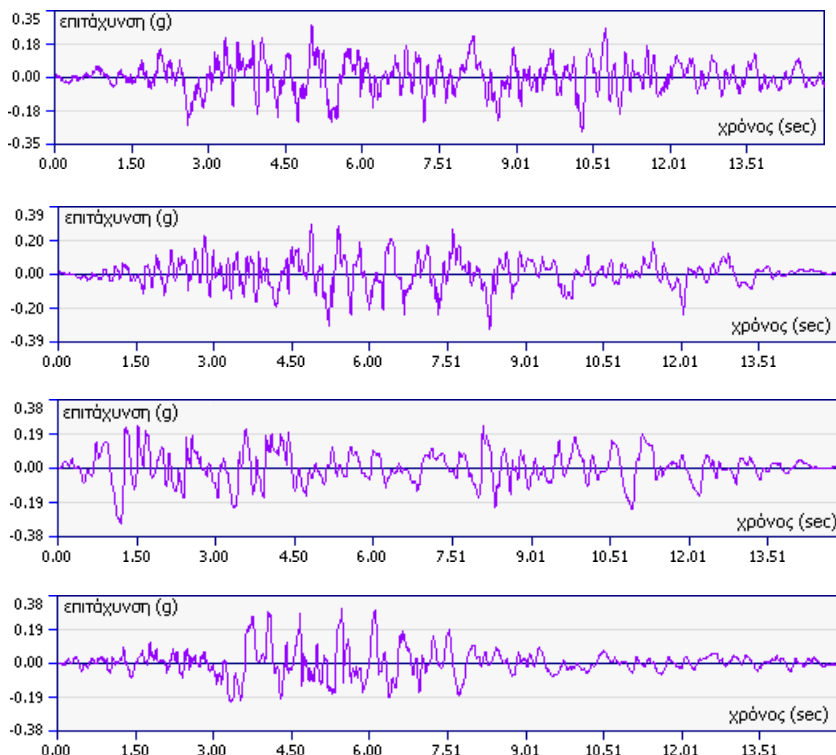
4.6.3 Ανελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης

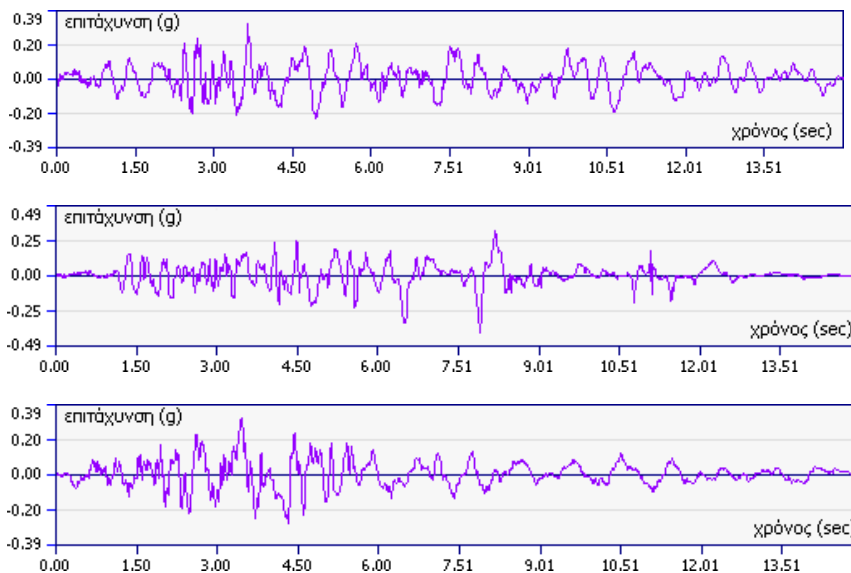
Η αύξηση της τάσης σχεδιασμού των νέων κατασκευών με βάση τις μετακινήσεις, ως πιο οικονομική και ακριβής, και όχι με την παραδοσιακή μέθοδο με βάση της δυνάμεις, έχει οδηγήσει στην ευρεία εφαρμογή μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης. Η τάση αυτή ενισχύεται και από την αυξανόμενη ανάγκη για αποτίμηση ήδη υπαρχουσών (υφιστάμενων) κατασκευών. Κύριος σκοπός των μεθόδων αυτών είναι η αποτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής υπό

την επιλεγμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή βρίσκει έκφραση κυρίως με δύο μεθόδους, την ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover) και την μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (Non-Linear Time History)

4.6.3.1 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση αφορά τη μη-γραμμική ανελαστική απόκριση του φορέα, όπου η δράση των οριζόντιων φορτίων είναι δυναμικού τύπου και προκαλεί την αδρανειακή απόκριση της κατασκευής. (Κίρτας και Παναγόπουλος, 2015) Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου-παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Στον φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση με την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων εδαφικών κινήσεων, από όπου υπολογίζεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας η απόκριση του φορέα. Ενώ η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης, χρησιμοποιείται σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών, λόγω του μεγάλου υπολογιστικού κόστους, της ανάγκης προσεκτικής επιλογής επιταχυνσιογραφημάτων και της δυσκολίας στην επεξεργασία του μεγάλου όγκου των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς ως σημείο αναφοράς και εργαλείο αξιολόγησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων των υπόλοιπων μεθόδων ανάλυσης και κυρίως της ανελαστικής στατικής μεθόδου.





Σχήμα 4.2 «Μη-γραμμική συμπεριφορά μελών ΟΣ υπό ανακλυκλιζόμενες συνθήκες»

4.6.3.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover)

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. Για πλαστικά στοιχεία, οι τιμές των παραμορφώσεων αυτών συγκρίνονται απευθείας με τις αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού.

Η μέθοδος αναφέρεται και ως μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Οι τιμές αυτές είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (KAN.ΕΠΕ, 2013).

Ουσιαστικά, η χρήση της μεθόδου έχει μια σειρά στόχων οι οποίοι είναι οι εξής:

- Τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής (κόμβου ελέγχου). Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας
- Την τεκμηρίωση της ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής στο κτίριο (λόγος $au/a1$).
- Την εποπτεία της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο

μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού. Ο μελετητής μηχανικός έχει τη δυνατότητα να χρησιμοποιήσει τη μέθοδο Pushover τόσο στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό παλαιότερων κτιρίων όσο και στην ανάλυση νέων κατασκευών

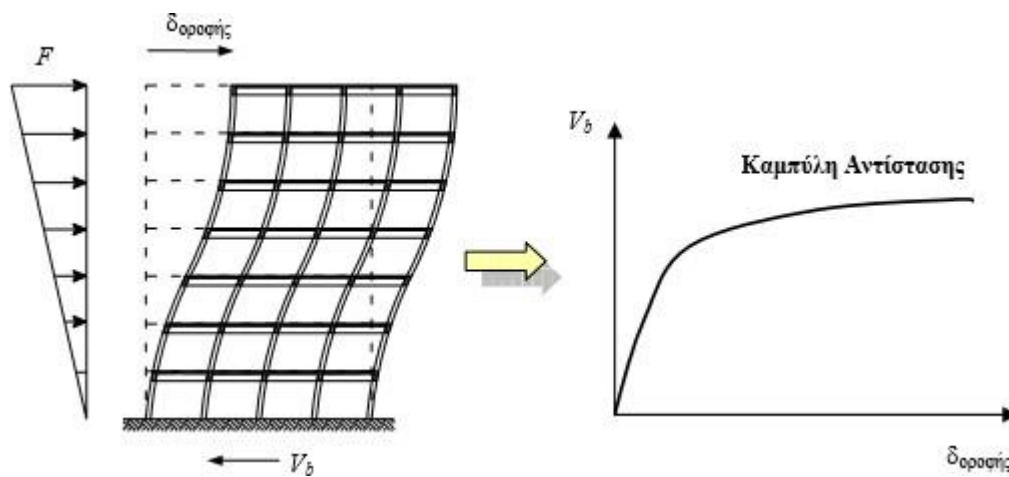
Η ανελαστική στατική ανάλυση λαμβάνει υπόψη την πραγματική κατάσταση του κτιρίου με την πιθανή ανομοιομορφία στην δυσκαμψία και επιπλέον επιτρέπει τους κόμβους των μελών να γίνουν πλαστικές αρθρώσεις (σημείο ροπής διαρροής). Από εκείνο το σημείο και μετά αυξάνονται αρκετά οι παραμορφώσεις και οι μετατοπίσεις του κτιρίου με αποτέλεσμα το κτίριο πολλές φορές να χρήζει άμεσης ενίσχυσης

Η εφαρμογή της αφορά στην επιβολή στο προσομοίωμα της κατασκευής στατικών σεισμικών φορτίων, επαυξανόμενων σε μέγεθος, έως την κατάρρευσή της. Μεγέθη έντασης (τέμνουσα βάσης) και απόκρισης (μετακίνηση οροφής) χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων ενός Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος. Η σεισμική απόκριση του αρχικού πολυβάθμιου φορέα προκύπτει συναρτήσει της ανελαστικής σεισμικής απόκρισης του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος.

Για να είναι αξιόπιστα τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης σε ένα κτίριο, πρέπει η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών του κτιρίου να μην 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. Ως εκ τούτου για να εφαρμοστεί η στατική ανελαστική ανάλυση θα πρέπει να συνδυαστεί με μία συμπληρωματική ελαστική δυναμική ανάλυση. Σε αυτή την περίπτωση λαμβάνουν χώρα οι έλεγχοι όλων των αναλύσεων, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση των τιμών των παραμέτρων κατά 25%. (KAN.ΕΠΕ, 2013)

Για την προσομοίωση και την ανάλυση θα δημιουργείται η καμπύλη αντίστασης (τέμνουσα βάσεως – οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου), η οποία θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν έως πέρα της εξεταζόμενης μετακίνησης. Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο

προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του EC 8-1. Ενώ, τα οριζόντια φορτία θα πραγματοποιούνται σε αρνητική - θετική διεύθυνση και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη κάθε στοιχείου. Στο προσομοίωμα θα περιέχονται τα πρωτεύοντα και τα δευτερεύοντα στοιχεία καθώς και οι τοιχοπληρώσεις. Το αναλυτικό προσομοίωμα θα περιέχει τη σχέση έντασης – παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία υπάρχει η πιθανότητα να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά. Θα συμπεριλαμβάνεται δηλαδή, μέσω πλήρων καμπύλων μονότονης φόρτισης μέχρι αστοχίας. Επίσης, είναι εφικτή η χρήση απλοποιημένης στατικής ανελαστικής ανάλυσης, όπου στη προσομοίωση τοποθετούνται δεδομένα μόνο από πρωτεύοντα στοιχεία ανάληψης σεισμικών δυνάμεων της κατασκευής. Η σχέση έντασης – παραμόρφωσης κάθε τέτοιου στοιχείου θα είναι διγραμμική. (KAN.ΕΠΕ, 2013)



Σχήμα 4.3 «Καμπύλη τέμνουσας βάσης – μετακίνησης (V-δ) για μη γραμμική στατική ανάλυση υπό σταδιακώς αυξανόμενη ένταση. (Ρεπαπής, 2007)»

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Οι κατανομές, σύμφωνα με τον EC 8-1 μπορούν να κατηγοριοποιηθούν ως εξής:

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

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 μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. (KAN.ΕΠΕ, 2013)

4.6.4 Συμπεράσματα Μεθόδων

Προκύπτει λοιπόν το συμπέρασμα ότι, αν και οι ελαστικές μέθοδοι μπορούν να εφαρμοστούν για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, παρουσιάζουν αβεβαιότητες κυρίως σε ότι έχει να κάνει με τα μεγέθη που εκφράζουν την πλαστιμότητα της κατασκευής. Οι ανελαστικές μέθοδοι μπορούν να δώσουν στοιχεία για την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής, ενδείξεις για τις πιθανές θέσεις αστοχίας, την πραγματική αντοχή της κατασκευής, την διατιθέμενη πλαστιμότητα και την αναμενόμενη ακολουθία των βλαβών. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιούνται περισσότερο οι ανελαστικές μέθοδοι αποτίμησης. Οι ελαστικές αναλύσεις αν και απλούστερες στην εφαρμογή τους, μπορεί να οδηγήσουν σε λιγότερο ακριβή αποτελέσματα σε σχέση με τις ανελαστικές μεθόδους. Τέλος, για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών εφαρμόζεται κυρίως η στατική ανελαστική ανάλυση, λόγω του ότι είναι πιο απλή σε σχέση με την ανάλυση χρονοϊστορίας.

Ωστόσο, η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) δεν μπορεί να εκτιμήσει με ακρίβεια τη δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής, ιδιαίτερα όταν είναι σημαντική η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών στη σεισμική απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης εξαρτώνται επίσης σε μεγάλο βαθμό από τη μορφή του προφίλ των οριζόντιων σεισμικών φορτίων που επιβάλλονται.

4.7 Σημείο επιτελεστικότητας

Το σημείο επιτελεστικότητας ή αλλιώς η στοχευόμενη μετακίνηση της μη γραμμικής ανελαστικής ανάλυσης προσεγγίζει το μέγιστο επίπεδο παραμόρφωσης που αναμένεται κατά την διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, η στοχευόμενη μετακίνηση (δ_t) θα υπολογίζεται βάσει όλων των παραγόντων που ασκούν επιρροή στη μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Επιτρεπόμενη είναι η θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με την ιδιοπερίοδο να ισούται με την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής, στην οποία ασκείται και ελέγχεται η σεισμική δράση με αποτέλεσμα να προκύπτει η μετακίνηση του αποκρινόμενου φορέα. Για αυτό το λόγο πρέπει να ληφθούν υπόψη οι διαφορές μετακινήσεων ανάμεσα στην ελαστική με την ανελαστική, στο ανώτερο μονοβάθμιο σύστημα με τον κόμβο ελέγχου του κτιρίου και ενός ελαστοπλαστικού μονοβάθμιου συστήματος με τη φθίνουσα δυσκαμψία κατά

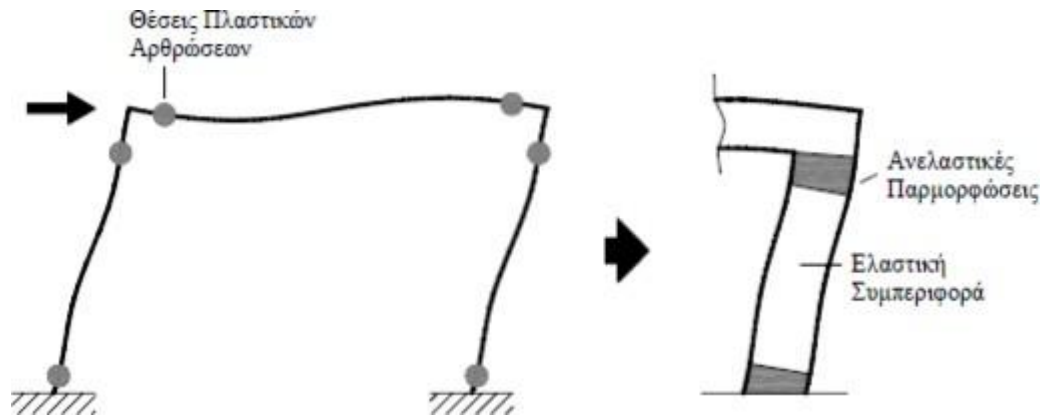
την ανακύκλιση. Τέλος, λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως στη μετακίνηση. Επίσης, το σημείο επιτελεστικότητας θα αυξάνεται επιπλέον καταλλήλως για την συνεκτίμηση της στρέψης.

4.8 Πλαστικές αρθρώσεις

Η συμπεριφορά ενός φορέα που αποκρίνεται ελαστικά σε μία εξωτερική δύναμη, περιγράφεται με ακρίβεια από την ελαστική θεωρία με αποτέλεσμα να είναι εφικτή η δημιουργία μαθηματικών προσομοιωμάτων. Συνεπώς, προβλέπεται η συμπεριφορά των κατασκευών με την παραδοχή ότι θα παραμείνουν ελαστικές. Η προϋπόθεση κατά το σχεδιασμό μια κατασκευής είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη για την απορρόφηση των σεισμικών διεγέρσεων.

Επίσης, είναι χρήσιμο για την αποτίμηση των κατασκευών, πριν ή μετά την επέμβαση, να έχουν την δυνατότητα τα εξεταζόμενα κτίρια να καταναλώνουν την ενέργεια μέσω ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών. Για τις ελαστικές μεθόδους, η ανελαστική συμπεριφορά των μελών του κτιρίου, λαμβάνεται μέσω του δείκτη συμπεριφοράς q . Στις ανελαστικές αναλύσεις είναι απαραίτητη η καταγραφή και η παρουσίαση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε ολόκληρο το φάσμα της απόκρισής του. Στην εφαρμογή μιας αυξανόμενης δύναμης σε μια κατασκευή, τα μέλη της αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις όταν σταδιακά διαρρέουν. Οι διαρροές αυτές συνδέονται με την αντοχή των μελών και τη σχέση τους με την αντίστοιχη ένταση σε διαφορετικές θέσεις κατά μήκος του μέλους.

Εφόσον η δράση του σεισμού είναι γνωστή και η κατανομή των εντατικών μεγεθών κατά μήκος των υποστυλωμάτων και των δοκών μια κατασκευής καταπονείται από κατακόρυφα φορτία, είναι εύκολο να εντοπιστούν τα σημεία που θα δημιουργηθούν ανελαστικές παραμορφώσεις. Τα σημεία αυτά εμφανίζονται στην κορυφή και στη βάση των υποστυλωμάτων καθώς και στα ακριανά τμήματα των δοκών, γνωστές ως παρειές. Στα σημεία αυτά δίνεται μεγάλη έμφαση κατά τον σχεδιασμό νέων κατασκευών λαμβάνοντας αυξημένα μέτρα, όπως τοποθέτηση πυκνών συνδετήρων, για την περίπτωση ακραίων σεισμικών εντάσεων (Γαβριλάκη, 2013).



Σχήμα 4.4 «Θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων σε μέλη απλής κατασκευής υπό σεισμική ένταση»

4.9 Στάθμες Επιτελεστικότητας

Οι μεταλαστικές παραμορφώσεις στην διάρκεια ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων είναι αναμενόμενες, εκτός αν οι κατασκευές διαστασιολογούνται για ιδιαίτερα μεγάλη αντοχή κάτι που όμως συνεπάγεται υψηλό κόστος και αποφεύγεται. Έτσι, κατά τον σχεδιασμό πρέπει να εξασφαλιστεί ότι οι μεγάλες παραμορφώσεις θα αντιμετωπιστούν χωρίς σημαντική απώλεια της αντίστασης έναντι οριζοντίων δράσεων και θα διατηρηθεί η ακεραιότητα του κτιρίου για την ανάληψη των μονίμων φορτίων. Η διαδικασία του ικανοτικού σχεδιασμού, καθώς και οι απαιτήσεις σε περίσφιγξη αποσκοπούν στο να αντιμετωπιστεί η αβεβαιότητα καθορισμού της έντασης των σεισμικών δυνάμεων σχεδιασμού και στην ικανότητα ανάπτυξης μεγάλων παραμορφώσεων.

Λόγω των διαφορετικών κοινωνικό – οικονομικών συνθηκών που επικρατούν, οι κανονισμοί εισάγουν τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας με ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας (επιθυμητή - στοχευόμενη συμπεριφορά) είναι διαφορετικές για τον φέροντα οργανισμό και για τα μη φέροντα στοιχεία. Φέρον οργανισμός είναι τα υποστυλώματα, οι δοκοί και οι πλάκες. Είναι δηλαδή τα δομικά στοιχεία της κατασκευής που συμμετέχουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Τα μη-φέροντα

στοιχεία είναι ακριβώς το αντίθετο. Στην παρακάτω παράγραφο αναλύονται οι τρεις κατηγορίες των στάθμεων.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής:

α. «Περιορισμένες Βλάβες – Α» : είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές πολύ αραιές – μικρές τριχοειδείς ρωγμές (κυρίως καμπτικού χαρακτήρα) στον φέροντα οργανισμό. Τα μη – φέροντα στοιχεία του κτιρίου υπάρχει περίπτωση να παρουσιάσουν κατανεμημένη ρηγματώση, χωρίς την πτώση επιχρίσματος. (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2013)

β. «Σημαντικές Βλάβες – Β» : είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν σημαντικές αλλά 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 τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

Ως αντίστοιχες οριακές βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για το φέροντα οργανισμό:

Καμπτικές και διατμητικές ρωγμές, περιορισμένες απολεπίσεις τεμαχίων σκυροδέματος, τοπικοί λυγισμοί διαμήκων ράβδων οπλισμού και άνοιγμα ορισμένων αγκίστρων συνδετήρων σε λίγα υποστύλωματα ή τοιχώματα, μικρές γενικώς μόνιμες μετακινήσεις. Τα μη – φέροντα στοιχεία του κτιρίου έχουν υποστεί βλάβες, όπως συχνές ρηγματώσεις και τοπικές πτώσεις τεμαχίων επιχρίσματος και τμημάτων τοιχοποιίας, χωρίς σημαντικές εκτός επιπέδου αστοχίες. (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2013)

γ. «Οιονεί κατάρρευση – (Γ)» : είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες σοβαρές ή βαριές (μη - επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες.

Ως αντίστοιχες οριακές βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για το φέροντα οργανισμό:

Εκτεταμένες θραύσεις και αποδιοργάνωση πυρήνα σκυροδέματος, τοπικές θραύσεις οπλισμών, μεγάλες μόνιμες οριζόντιες μετακινήσεις. Τα περισσότερα μη – φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει ή παρουσιάζονται εκτεταμένες αποδιοργανώσεις και καταπτώσεις μεγάλων τοίχων ή ολόκληρων φατνωμάτων. (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2013)

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

Πίνακας 4.5 «Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού»

4.10 Δράσεις – Συνδυασμοί δράσεων

4.10.1 Βασικές δράσεις (μη-σεισμικές)

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό λαμβάνονται υπόψη όλες οι βασικές δράσεις, η ενδεχόμενη συνεργία τους και ο απαιτούμενος συνδυασμός τους. Επίσης, λαμβάνονται υπόψη οι επί μέρους συντελεστές ασφαλείας γ_f (γ_g , γ_q) που προβλέπονται από τους σύγχρονους ισχύοντες Κανονισμούς.

Η Δημόσια Αρχή, υπό καθορισμένες προϋποθέσεις που σχετίζονται και με τις στάθμες αξιοπιστίας των δεδομένων, αλλά και με την σκοπούμενη επιτελεστικότητα και την μελλοντική χρήση του δομήματος, μπορεί να επιτρέψει τροποποίηση των ονομαστικών τιμών φορτίων ή/και των επί μέρους συντελεστών γ_f και ψ_i .

4.10.2 Τυχηματικές δράσεις (σεισμός)

Η κύρια τυχηματική δράση του σεισμού εξαρτάται από τον στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I κατά τον ΕΚ8-1 και (ενδεχομένως) τον διορθωτικό συντελεστή απόσβεσης η , για υλικά των πρωτευόντων (υπό σεισμό) στοιχείων με κρίσιμο ποσοστό (ιξώδους) απόσβεσης ξ διάφορο του 5%. Η επαύξηση των σεισμικών δράσεων επανελέγχου μέσω του συντελεστή γ_I , δίνει την δυνατότητα για επέκταση της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου πέραν της 50-ετίας, ή (ισοδύναμα) για να

ληφθούν υπόψη οι συνέπειες ενδεχόμενης αστοχίας Για πιθανότητα υπερβάσεως 10% εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών, λαμβάνεται υπόψη 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 του ΕΚ8-1. Δημόσια Αρχή θα ορίζει εκείνες τις περιπτώσεις κατά τις οποίες δεν θα επιτρέπεται πιθανότητα υπερβάσεως εντός της 50-ετίας ίση με 50%.

Άλλες τυχηματικές δράσεις δεν εξετάζονται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, πλην αυτής της πυρκαγιάς κατά το ισχύον θεσμικό πλαίσιο (π.χ. Κανονισμός Πυροπροστασίας, ΦΕΚ 32/Α/17.02.88, και άλλες σχετικές αποφάσεις, διατάξεις κ.λπ.), αναλόγως της χρήσεως και του βαθμού κινδύνου του δομήματος (ως συνόλου ή ως τμήματος). Σύμφωνα με τα προαναφερθέντα, στα πλαίσια της παρούσας μελέτης δεν κρίθηκε απαραίτητος ο έλεγχος έναντι της τυχηματικής δράσεως της πυρκαγιάς.

4.10.3 Επί μέρους συντελεστές ασφαλείας (Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας)

a) Για τις μεταβλητές δράσεις χρησιμοποιούνται γενικώς οι καθιερωμένες τιμές γ_f και ψ_f κατά τους Κανονισμούς. Στην παρούσα μελέτη λαμβάνονται οι ακόλουθες τιμές :

- ✓ $\gamma_q = 1.50$ για βασικούς συνδυασμούς δράσεων
- ✓ $\psi_2 = 0.60$ για τυχηματικούς συνδυασμούς δράσεων (κατηγορία σπουδαιότητας κατασκευής IV, κατά την § 4.2.5 του ΕΚ8-1)

b) Ανάλογα με την στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων των υφιστάμενων στοιχείων, οι τιμές γ_g για τις μόνιμες δράσεις και λαμβάνονται ως εξής :

Για τους βασικούς συνδυασμούς και για δυσμενείς επιρροές της δράσεως

- ✓ Ικανοποιητική Σ.Α.Δ. $\gamma_g = 1.35$
- ✓ Ανεκτή ή υψηλή Σ.Α.Δ. $\gamma_g = 1.50$ ή 1.20 , αντιστοίχως

Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών και επιρροών των δράσεων (συμπεριλαμβανομένης και της τυχηματικής δράσης του σεισμού)

- ✓ Ικανοποιητική Σ.Α.Δ. $\gamma_g = 1.10$
- ✓ Ανεκτή ή υψηλή Σ.Α.Δ. $\gamma_g = 1.20$ ή 1.10 , αντιστοίχως

Για τα νέα στοιχεία, τις νέες κατασκευές κ.λπ. χρησιμοποιούνται γενικώς οι καθιερωμένες τιμές γ_g .

Σύμφωνα με όσα εκτέθηκαν στην §2.3.2, η στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων του υπό μελέτη δομήματος χαρακτηρίζεται ως “ικανοποιητική”. Στον Πίνακα 4.3 παρουσιάζονται συνοπτικά οι τιμές του συντελεστή γ_g των μόνιμων δράσεων.

| | |
|--------------------------------|------|
| Βασικός συνδυασμός δράσεων | 1.35 |
| Τυχηματικός συνδυασμός δράσεων | 1.10 |

Πίνακας 4.6 «Μόνιμες δράσεις»

4.10.4 Συνδυασμοί δράσεων

Οι συνδυασμοί δράσεων, τόσο για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας (βασικοί και τυχηματικοί συνδυασμοί) όσο και για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, γίνονται με βάση τους ισχύοντες σύγχρονους κανονισμούς και με τους αντίστοιχους συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων ψ .

4.11 Υλικά

4.11.1 Γενικά

Για τις αντιστάσεις κάθε δομικού στοιχείου, ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται με τις ιδιότητες των υλικών εξαρτώμενες γενικώς από τη φύση του ελεγχόμενου κρίσιμου μεγέθους (δυνάμεις ή παραμορφώσεις):

- ✓ Αν ο έλεγχος γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών, οι ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών επί μέρους δομικού στοιχείου αντιπροσωπεύονται από τις μέσες τιμές τους μειωμένες κατά μία τυπική απόκλιση (ή απλώς τις μέσες τιμές τους, σε ορισμένες περιπτώσεις), οι δε ιδιότητες των προστιθέμενων υλικών αντιπροσωπεύονται με τις χαρακτηριστικές τους τιμές που προβλέπονται από τους οικείους κανονισμούς.
- ✓ Αν ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφώσεων (μετακινήσεων ή στροφών), οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται γενικά με τις μέσες τιμές τους.

4.11.2. Υφιστάμενα υλικά

Όταν η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με τη μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση, ισχύουν τα εξής:

A. για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται όπως προβλέπεται από τους ισχύοντες κανονισμούς.

Β. για ανεκτή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές γ_{m1} θα λαμβάνονται αυξημένες σε σχέση με αυτές που προβλέπονται από τους ισχύοντες κανονισμούς. Αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να ληφθούν υπόψη οι τιμές $\gamma_c = 1.65$ και $\gamma_s = 1.25$

Γ. Για υψηλή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές γ_{m1} θα λαμβάνονται μειωμένες σε σχέση με αυτές που προβλέπονται στους ισχύοντες κανονισμούς. Αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να ληφθούν οι τιμές $\gamma_c = 1.35$ και $\gamma_s = 1.05$

4.11.3 Προστιθέμενα υλικά

Για νέα υλικά τα οποία καλύπτονται από ισχύοντες κανονισμούς, όπως στην παρούσα μελέτη κατά την φάση του ανασχεδιασμού, και των οποίων η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με την χαρακτηριστική, χρησιμοποιούνται επί μέρους συντελεστές γ_{m1} , γενικώς μεγαλύτεροι των καθιερωμένων, προκειμένου να καλυφθούν τυχόν πρόσθετες αβεβαιότητες οι οποίες σχετίζονται με:

- ✓ Την ποικιλία των τεχνικών επεμβάσεων και την μικρή ενδεχομένως διατομή των προστιθέμενων νέων υλικών.
- ✓ Την δυσκολία προσπελασιμότητας (και έλεγχου) και τις παρεπόμενες αποκλίσεις ομοιομορφίας και ποιότητας.

Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να εφαρμοστούν οι τιμές του Πίνακα 4.4:

| Διατομή προστιθέμενων υλικών ή/και προσπελασιμότητα της θέσης όπου γίνεται η επέμβαση | |
|---|-----------|
| Κανονικές (συνήθεις) | Μειωμένες |
| 1.05 | 1.20 |

4.10.4. Επί μέρους συντελεστές ασφαλείας προσομοιωμάτων

Αναφορικά με τα προσομοιώματα που εφαρμόζονται κατά τις αναλύσεις ή για να περιγράψουν την συμπεριφορά των δομικών στοιχείων, ισχύουν οι ακόλουθες αρχές:

a) Για τα προσομοιώματα ανάλυσης και συμπεριφοράς, καθώς και για τους ελέγχους, χρησιμοποιούνται κατάλληλοι επί μέρους συντελεστές ασφαλείας γ_{Sd} και γ_{Rd} ώστε να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες που τα συνοδεύουν.

b) Όταν το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων αναλαμβάνεται κυρίως από νέους, ικανούς και επαρκείς φορείς (π.χ. σε ποσοστό μεγαλύτερο του 75%), λαμβάνεται γενικώς $\gamma_{Sd} = 1.00$.

c) Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται και από το υφιστάμενο δόμημα (ή μόνον από αυτό) και δεν γίνονται παραμετρικές διερευνήσεις και έλεγχοι (έτσι ώστε να εκτιμηθεί η ενδεχόμενη ευαισθησία έναντι μεταβαλλόμενων τιμών ορισμένων παραμέτρων), οι τιμές γ_{Sd} που χρησιμοποιούνται εξαρτώνται από την σοβαρότητα (την ένταση) και την έκταση των βλαβών ή/και των επεμβάσεων (ανεξαρτήτως μεθόδου ανάλυσης). Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές γ_{Sd} κατά τον Πίνακα 4.5:

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

d) Επίσης, και όσον αφορά την ελαστική ανάλυση, στατική ή δυναμική, επιτρέπεται εφαρμογή της μόνον για σκοπούς αποτίμησης, ανεξαρτήτως ισχύος των προϋποθέσεων εφαρμογής της, αν οι συντελεστές γ_{Sd} κατά τα ανωτέρω (a, b, c) επαυξηθούν κατά 0.15, δηλ. $\gamma_{Sd,ελ.} = \gamma_{Sd} + 0.15$. Για τη φάση της αποτίμησης λαμβάνεται τιμή του συντελεστή γ_{Sd} ίση προς $\gamma_{Sd} = 1.00$. Τέλος, αναφορικά με την τιμή του συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} , τονίζεται πως αυτή είναι συνάρτηση της μεθόδου έλεγχου που εφαρμόζεται κάθε φορά (έλεγχος σε όρους παραμορφώσεων ή σε όρους δυνάμεων). Σύμφωνα με το Κεφάλαιο 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο συντελεστής αυτός λαμβάνει τις ακόλουθες τιμές :

- 1.80 για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων (θ_{up1})
- για έλεγχο σε όρους δυνάμεων

5^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ « FESPA»

5.1 Θεωρητικό μέρος

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

5.1.1 Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς

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

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

Σε νέα κτίρια επιδιώκεται μέσω της ανάλυσης Pushover, η χάραξη της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και εξ' αυτής ο προσδιορισμός του λόγου $au/a1$ ο οποίος μπορεί να χρησιμοποιηθεί τελικά στον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q της κατασκευής. Οι απαραίτητοι έλεγχοι της κατασκευής παρ'όλα αυτά πραγματοποιούνται με βάση τα αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης. Θεωρείται ότι υπάρχει πλήρης γνώση της γεωμετρίας του φορέα της κατασκευής, της θεωρητικής ποιότητας των χρησιμοποιούμενων υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών.

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

Για την εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης απαιτείται ο προσδιορισμός της αντοχής των μελών της κατασκευής. Η πορεία εξαγωγής της καμπύλης αντίστασης ακολουθεί τη λογική της

εκκίνησης από την τοπική αντοχή των κρίσιμων διατομών μέσα στην κατασκευή (άκρα των φερόντων μελών της κατασκευής) και της κατάληξης στη γενική απόκριση ολόκληρης της κατασκευής.

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

Για τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης πραγματοποιούνται διαδοχικές στατικές αναλύσεις, με σταδιακή αύξηση της οριζόντιας φόρτισης κατά τη φορά μιας διεύθυνσης και υπολογισμό της μετακίνησης στον κόμβο ελέγχου, ο οποίος βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου.

Κατά τη διάρκεια αυτής τη διαδικασίας, στοιχεία τα οποία έχουν διαρρεύσει εμφανίζουν μειωμένη δυσκαμψία, η οποία λαμβάνεται υπόψη στο μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου σε επόμενο βήμα. Οι θέσεις πεπερασμένου μήκους, όπου αναμένονται ανελαστικές παραμορφώσεις, είναι τα άκρα των δοκών και η κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. Πέραν αυτών των περιοχών η συμπεριφορά του μέλους βασίζεται στην ελαστική θεωρία.

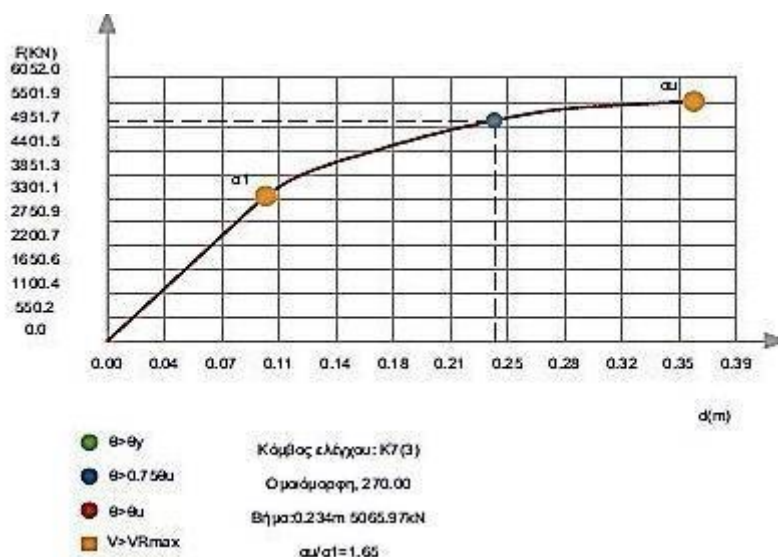
Η καμπύλη αντίστασης θα προσδιορίζεται με βάση τον EC8-3 §4.3.3.4.2.3 (1),(2). Η εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης γίνεται είτε με αύξηση του επιβαλλόμενου φορτίου, είτε με αύξηση επιβαλλόμενων μετατοπίσεων και εύρεση του φορτίου που ισορροπεί τις παραμορφώσεις αυτές.

Η πρώτη περίπτωση αναφέρεται ως «Μέθοδος Ελέγχου Δυνάμεων» (Load control) και η δεύτερη περίπτωση «Μέθοδος Ελέγχου Μετακινήσεων» (Displacement control). Η μέθοδος αυτή σχετίζεται με σταθερή αύξηση της επιβαλλόμενης δύναμης και υπολογισμό της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου. Η γενικότερη μη γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής αντιμετωπίζεται με διαδοχικές γραμμικές επιλύσεις, σύμφωνα με τη γενική μεθοδολογία επίλυσης μη γραμμικών συστημάτων Newton-Raphson.

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

Στο Fespa είναι δυνατή η εκτέλεση και των δύο μεθόδων επίλυσης καθώς και όλων των εναλλακτικών αλγορίθμων Newton-Raphson που ενσωματώνουν. Επίσης ο χρήστης έχει τη δυνατότητα να ορίσει τον κόμβο ελέγχου, τον συνολικό αριθμό των βημάτων επίλυσης, τον μέγιστο αριθμό επαναλήψεων κάθε βήματος καθώς και τα όρια σύγκλισης. Η καμπύλη αντίστασης για ένα συγκεκριμένο κόμβο ελέγχου της κατασκευής έχει τη μορφή που φαίνεται στο (Σχήμα 5.1)

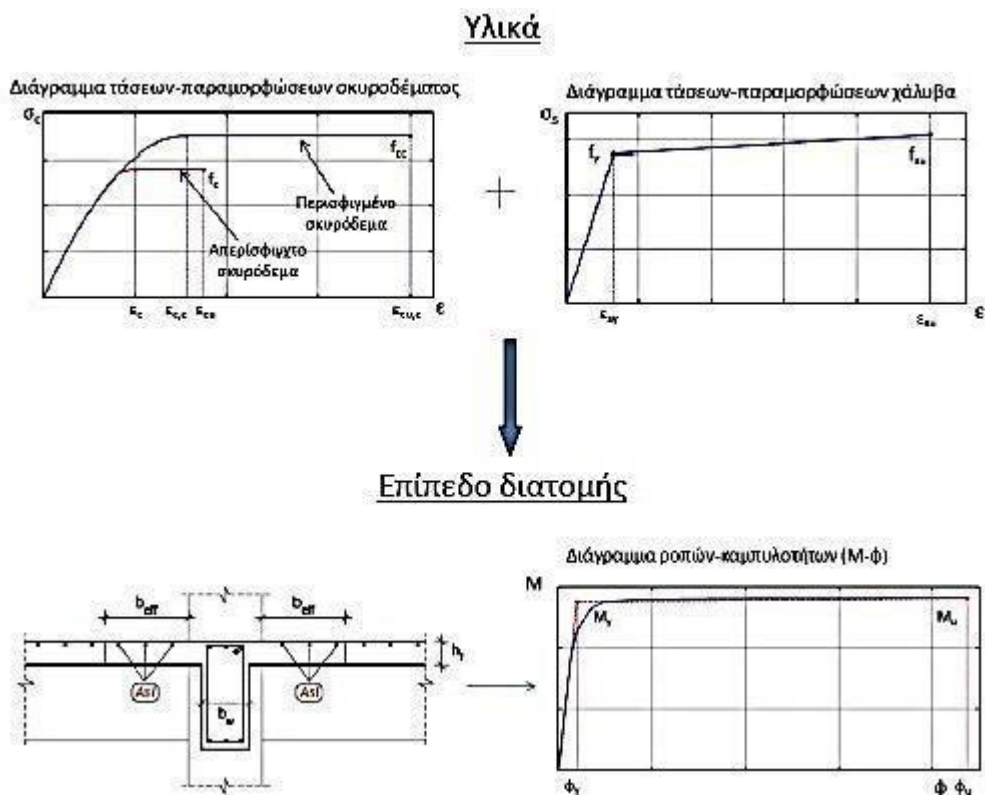
Οι πληροφορίες που διακρίνονται αφορούν τις τιμές α_1 και α_u , που αποτελούν όπως έχει ήδη αναλυθεί βασικό αποτέλεσμα της ανάλυσης Pushover και τη θέση στην οποία βρίσκεται στο δεδομένο βήμα η κατασκευή πάνω στην καμπύλη αντίστασης. Επιπρόσθετα διακρίνονται στο υπόμνημα οι Στάθμες Επιτελεστικότητας,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



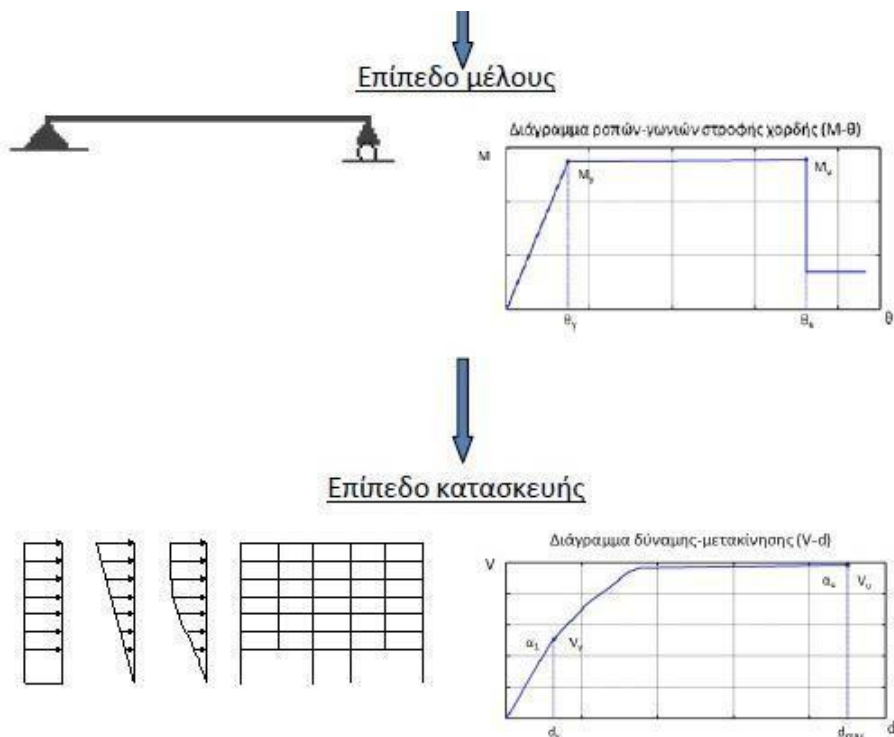
Σχήμα 5.1 «Διάγραμμα καμπύλης αντίστασης Δύναμης –Μετακίνησης»

Αρχικά το Fespa, πραγματοποιεί μια ελαστική δυναμική ανάλυση για τον προσδιορισμό των ιδιομορφών και του ποσοστού συμμετοχής της κάθε μιας. Έπειτα ακολουθείται είτε η διαδικασία του EC8-3, είτε η διαδικασία που περιγράφηκε προηγουμένως στο Κεφάλαιο 2 για

τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης πραγματοποιώντας τον απαραίτητο αριθμό επαναλήψεων για τη σύγκλιση της μεθόδου, είτε τη μέθοδο των συντελεστών βάσει των οδηγιών που εμπεριέχονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ

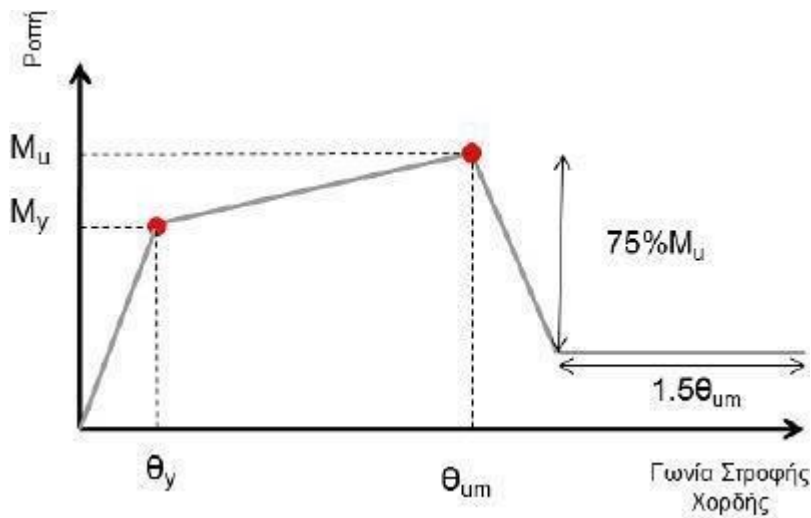


Σχήμα 5.2 «Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover σε επίπεδο διατομής κατά Fespa»



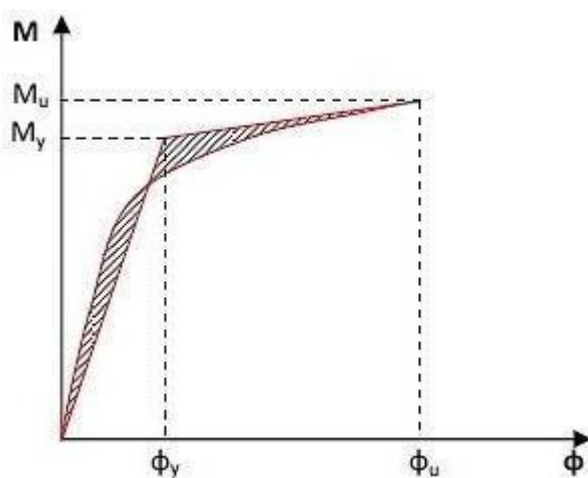
Σχήμα 5.3 «Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover σε επίπεδο μέλους-κατασκευής»

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



Σχήμα 5.4 «Γενική μορφή διαγράμματος M-θ»

Το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων που υπολογίζει το πρόγραμμα (Σχήμα 5.4) είναι μη γραμμικό και η διγραμμικοποίησή του επιτυγχάνεται με την εξαγωγή διγραμμικού διαγράμματος, του οποίου η ενέργεια (εμβαδόν του χωρίου ανάμεσα στο διάγραμμα και τον οριζόντιο άξονα) ισούται με την ενέργεια του αρχικού μη γραμμικού διαγράμματος. Η διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών - καμπυλοτήτων τελικά έγκειται στην εξίσωση των γραμμοσκιασμένων εμβαδών (Σχήμα 5.5).

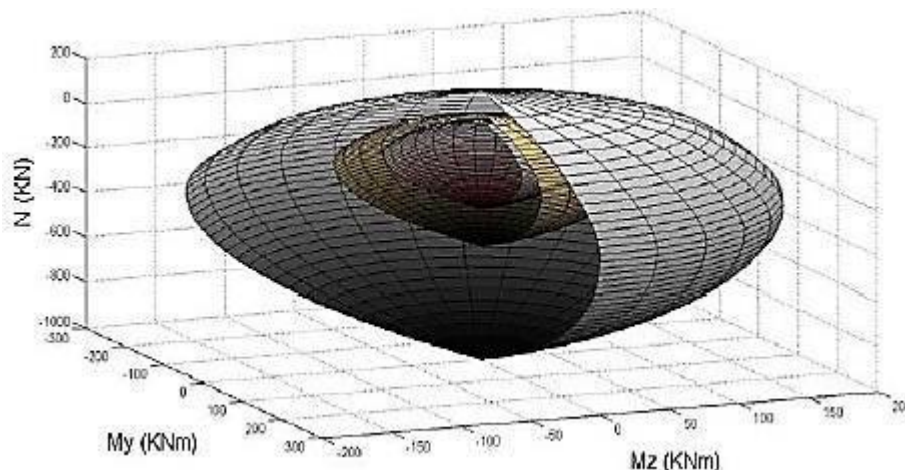


Σχήμα 5.5 «Διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων διατομής»

Στο Fespa υπολογίζεται η ροπή στη διαρροή είτε μέσω κλειστών τύπων για ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη είτε μέσω επαναληπτικής διαδικασίας για μη ορθογωνική. Η επιλογή των αξονικών δυνάμεων για την ακριβή εξαγωγή διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων γίνεται με μια διαδικασία που δεν επιβαρύνει υπολογιστικά τη μέθοδο επίλυσης, βοηθώντας τόσο την ταχύτητα επίλυσης όσο και τη συνολική ευστάθεια της μεθόδου οδηγώντας σε αποτελέσματα πολύ ικανοποιητικής ακρίβειας. Η διαδικασία που ακολουθείται για την επιλογή των αξονικών δυνάμεων για τις οποίες θα γίνει ακριβής υπολογισμός των διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων σε μια συγκεκριμένη διατομή είναι: 72

α.) Για κάθε επιμέρους γωνία κλίσης του ουδέτερου άξονα πραγματοποιείται ακριβής υπολογισμός της αξονικής δύναμης, για την οποία η διατομή παρουσιάζει τη μέγιστη καμπτική της αντοχή (Balance point-B στο Σχήμα 5.6).

β.) Υπολογισμός με ακρίβεια των σημείων του διαγράμματος αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης - αξονικής δύναμης που αντιστοιχούν στη μέγιστη θλιπτική και εφελκυστική αντοχή της διατομής για μηδενική ροπή (σημεία πάνω στον κατακόρυφο άξονα (Σχήμα 5.6)).

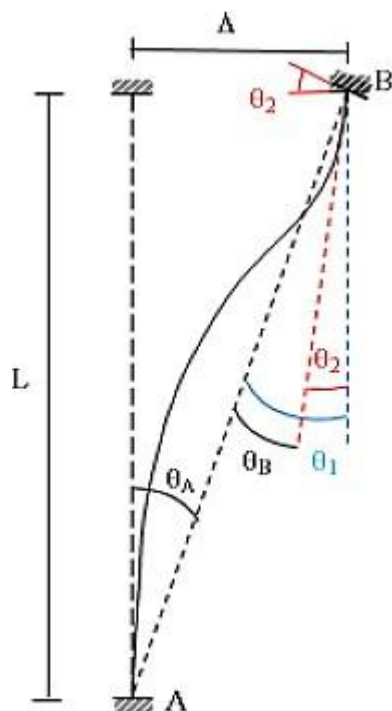


Σχήμα 5.6 «Τρισδιάστατη απεικόνιση διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης-αξονικής δύναμης»

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

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

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



Σχήμα 5.7 «Γραφική επεξήγηση της γωνίας στροφής χορδής σε ένα καμπτόμενο υποστύλωμα»

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

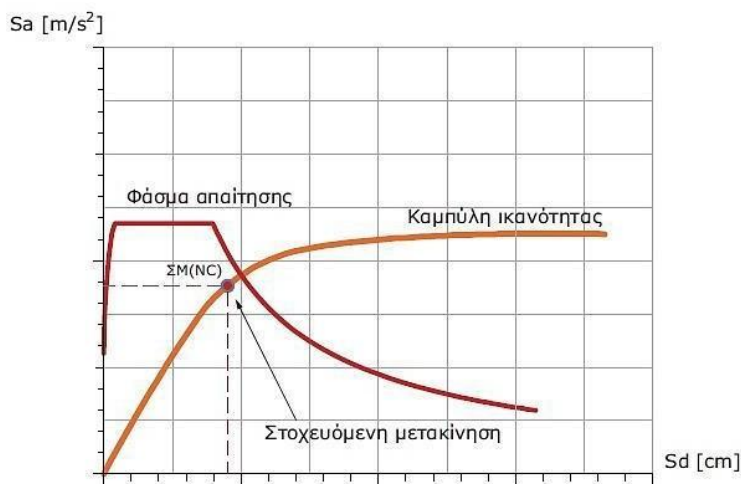
Το πιο σύνηθες προσομοίωμα της ανελαστικής συμπεριφοράς δομικών στοιχείων, είναι το προσομοίωμα συγκεντρωμένης πλαστικότητας ή σημειακών πλαστικών αρθρώσεων. Το προσομοίωμα ενός δομικού μέλους θεωρείται ότι συντίθεται από ελαστικά στοιχεία, που στα άκρα τους ορίζονται σημειακά στροφικά ελατήρια (ορισμός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

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

5.1.2 Ικανότητα Κατασκευής

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

Κεντρικός στόχος της μη γραμμικής μεθόδου (Pushover) είναι η χάραξη της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής. Αυτή αναπαριστά την οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του δομήματος (κόμβος ελέγχου), ως συνάρτηση του μεγέθους της δύναμης που εφαρμόζεται στην κατασκευή. Αυτή η διαδικασία είναι ανεξάρτητη από τη μέθοδο που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των απαιτήσεων λόγω του σεισμικού κινδύνου (Σχήμα 5.8).

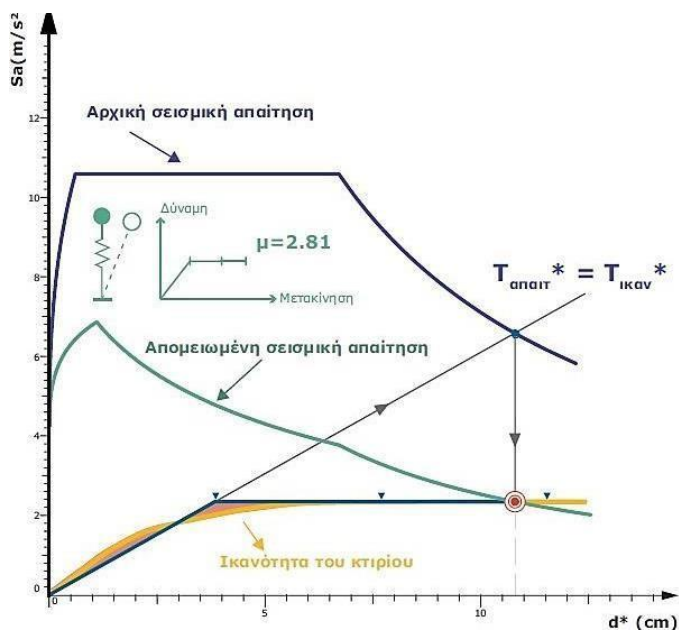


Σχήμα 5.8 «Διάγραμμα απαίτησης ικανότητας»

5.1.3 Στοχευόμενη μετακίνηση

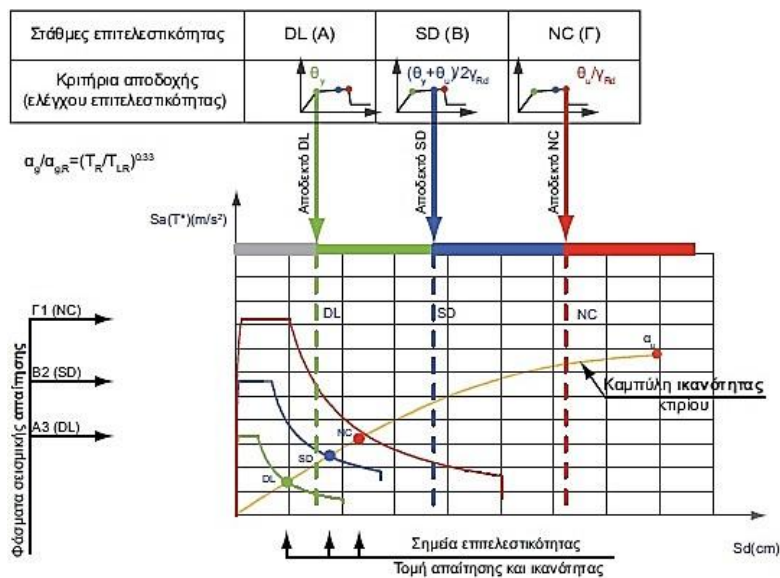
Η μέθοδος φασματικής ικανότητας απομειώνει το ελαστικό φάσμα ώστε να ληφθούν υπ' όψιν οι επιδράσεις της μη γραμμικής συμπεριφοράς της κατασκευής (Σχήμα 5.8) και να τμηθεί με την καμπύλη ικανότητας στο σημείο της στοχευόμενης μετακίνησης (ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.2.6.2 και §5.7.4.2).

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



Σχήμα 5.9 «Διάγραμμα προσδιορισμού της στοχευόμενης μετακίνησης EC8-3»

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



Σχήμα 5.10 «Κριτήρια αποδοχής – ελέγχου επιτελεστικότητας»

5.1.4 Τεκμηρίωση του q – Παράγων πλαστιμότητας.

Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς του δομήματος προκύπτει ως:

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

Η διγραμμική καμπύλη ικανότητας προκύπτει από την καμπύλη δύναμης – μετακίνησης του δομήματος. Ως εκ τούτου ο συντελεστής δομικής πλαστιμότητας ορίζεται ως $\mu_d = dt/dy$

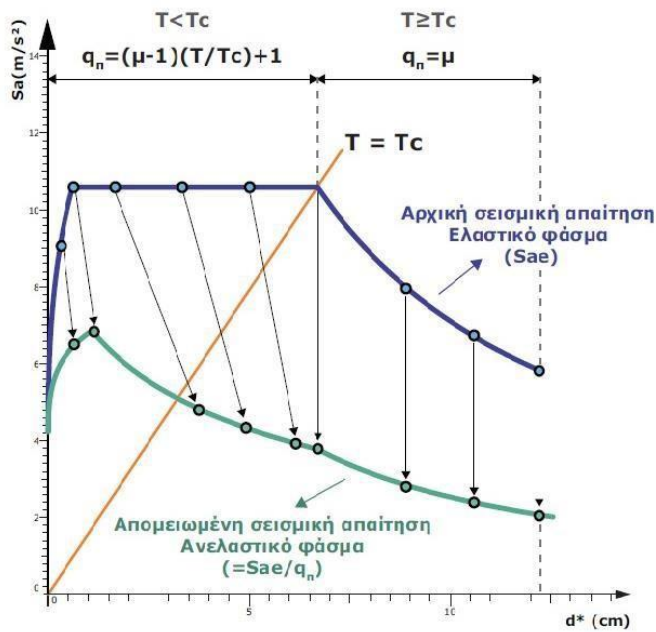
Ως αποτέλεσμα της πλαστιμότητας το δόμημα έχει την ικανότητα να εκλύει υστερητική ενέργεια. Εξαιτίας αυτής της ικανότητας η ελαστική δύναμη σχεδιασμού μπορεί να απομειωθεί στο επίπεδο της τάσης διαρροής (S_{ay}), μέσω του συντελεστή q_p :

$$q_p = S_{ae} / S_{ay}.$$

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

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

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

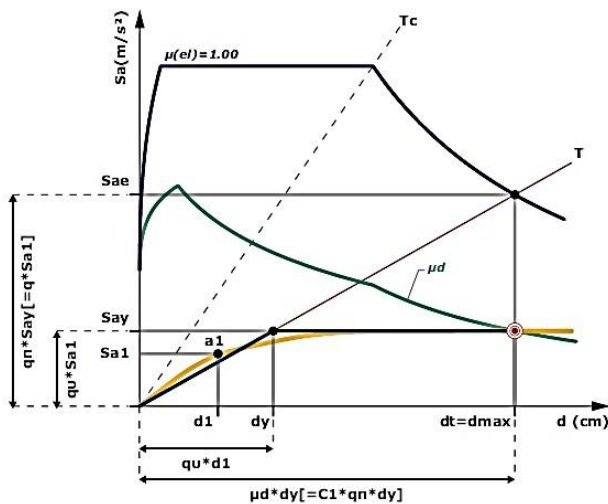


Σχήμα 5.11 «Διάγραμμα απομείωσης της σεισμικής απαίτησης q_{π} ($S_a = S_{ae}/q_{\pi}$)»

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

Υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση : $C_1 = \mu d / q_{\pi}$

Τεκμηρίωση των q , q_{π} , q_u & C_1 .



Σχέσεις μετασχηματισμού [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.6.2]

$$q_{\pi} = (\mu d - 1)(T/T_c) + 1, T < T_c$$

$$q_{\pi} = \mu d, T \geq T_c$$

Συντελεστής δομικής πλαστιμότητας

$$\mu d = dt / dy = \mu_s$$

Παράγων υπεραντοχής

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

Παράγων πλαστιμότητας

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

Καθολικός δείκτης συμπεριφοράς

$$q = q_{\pi} q_u = (S_{ae} / S_{ay}) * (S_{ay} / S_{a1}) = S_{ae} / S_{a1}$$

Συντελεστής C_1 [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.5.2]

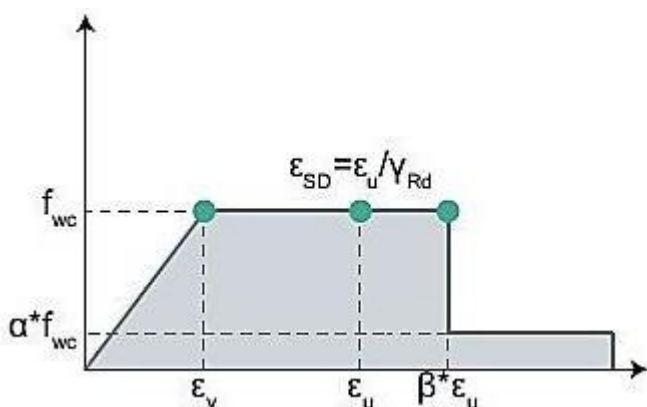
$$C_1 = \mu d / q_{\pi}$$

Σχήμα 5.12 «Διάγραμμα ADRS (S_a-d). Τεκμηρίωση των q , q_{π} , q_u »

5.1.5 Τοιχοπληρώσεις

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

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



Σχήμα 5.13 «Σκελετικό διάγραμμα τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων»

Όταν οι τοιχοπληρώσεις έχουν ανοίγματα γίνεται ο υπολογισμός του συντελεστή R1, συντελεστής απομείωσης των τοιχοπληρώσεων (Πίνακας 5.1).

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

Πίνακας 5.1 «Ο συντελεστής R1 απομείωσης τοιχοπληρώσεων»

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προβλέπει για διαστάσεις ανοίγματος κάτω από το 20% της διάστασης του φαντώματος (δηλαδή $A_{open}/A_{pan} < 0.20$) μηδενισμό της επιρροής του ανοίγματος ($R1=1$), ενώ για διαστάσεις ανοίγματος πάνω από το 50% της διάστασης του φαντώματος μηδενισμό της επιρροής της τοιχοποιίας ($R1=0$).

Μεταξύ των δύο αυτών τιμών (20%-50%) θεωρείται γραμμική παρεμβολή και χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του $R1$. Ο συντελεστής απομείωσης της διατομής (π.χ. λόγω ανοιγμάτων του φαντώματος) δίνεται από το χρήστη. Το πρόγραμμα αναγνωρίζει τέσσερις περιπτώσεις τοιχοπληρώσεων.

- Υφιστάμενη
- Νέα
- Ενισχυμένη
- Τοιχοματοποίηση πλαισίου

5.1.6 Αντοχές υλικών

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

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

Πίνακας 5.2 «Ερήμην αντιπροσωπευτικές τιμές θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος»

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

Πίνακας 5.3 «Ερήμην αντιπροσωπευτικές τιμές διαρροής χάλυβα οπλισμού»

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

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

Πίνακας 5.4 «Αναμενόμενες μέσες αντοχές για υφιστάμενο σκυρόδεμα»

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

Πίνακας 5.5 «Ενδεικτικές – προτεινόμενες τιμές χαρακτηριστικής αντοχής»

6^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ

6.1 Περιγραφή Κτιρίου

Πρόκειται για υπερυψωμένο ισόγειο κτίριο με υπόγειο, με χρήση κτιρίου, κατοικία. Ο φέρων οργανισμός του είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας B225 και ο κύριος οπλισμός του από ST III ενώ για τους συνδετήρες χρησιμοποιήθηκαν ST I. Το κτίριο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε το 1990 με βάση τους κανονισμούς Α,Κ 1984 (ΑΚ 1959 Πρόσθετα άρθρα) και ΚΣ 1954.

Ο πλαισιακός φορέας είναι μικτό σύστημα με υποστυλώματα 30x30 και 40x20 και τοιχείο 120x20. Οι δοκοί (οπλισμένο σκυρόδεμα) διαστάσεων 20x60 και 20/50 και συνδετήρες Φ8/20 και Φ8/25 και οι πλάκες (οπλισμένο σκυρόδεμα) πάχος $d=15\text{cm}$ εκτός προβόλων που είναι $d=18\text{cm}$. Η θεμελίωση είναι από μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριους δοκούς. Όσον αφορά τον οργανισμό πλήρωσης, αυτός αποτελείται από εξωτερικούς μπατικούς τοίχους πάχους 0,20 μ και οι εσωτερικοί δρομικοί τοίχοι πάχος 0,10 μ

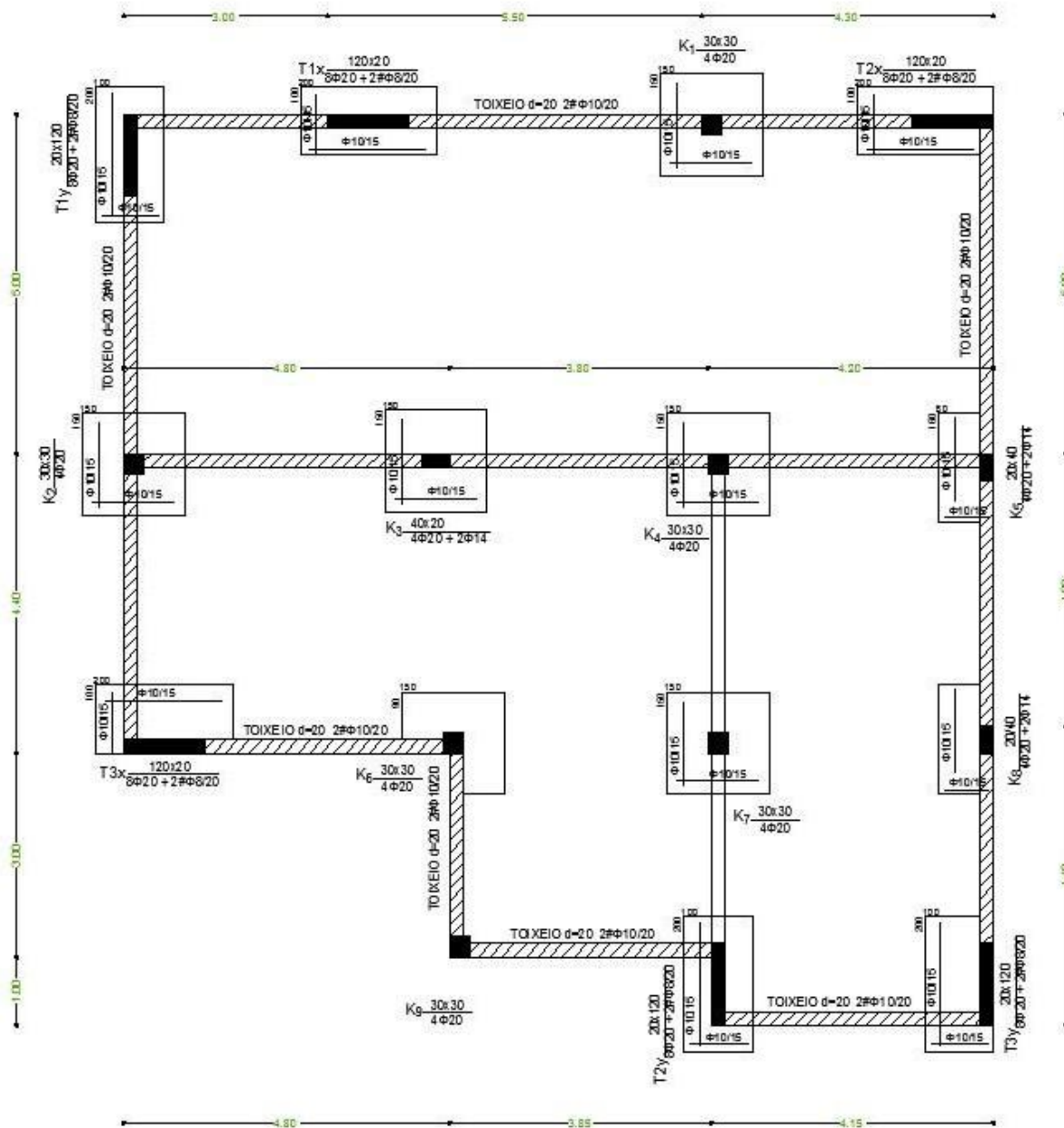
Το κτίριο αποτελείται από υπόγειο συνολικό εμβαδόν 149,56 τμ, ισόγειο συνολικό εμβαδόν 149,56 τμ και απόληξη κλιμακοστασίου. Το συνολικό ύψος της κτιρίου είναι 4,80 μ. Το υπόγειο έχει καθαρό ύψος 2,70 μ ενώ το ισόγειο έχει καθαρό ύψος 3,00 μ.



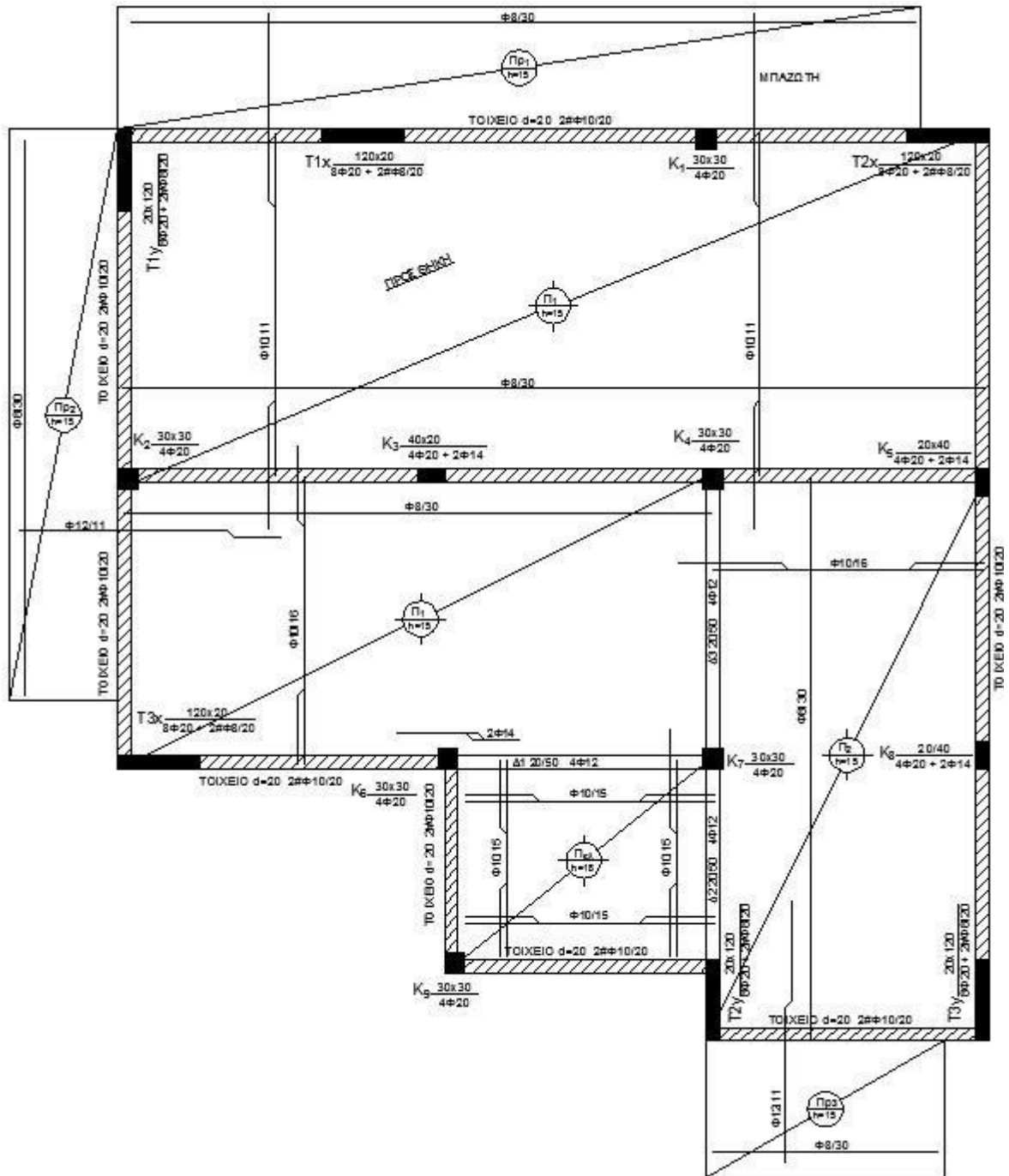
Σχήμα 6.1 «Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου»

6.2 Αποτύπωση κτιρίου-Ξυλότυποι

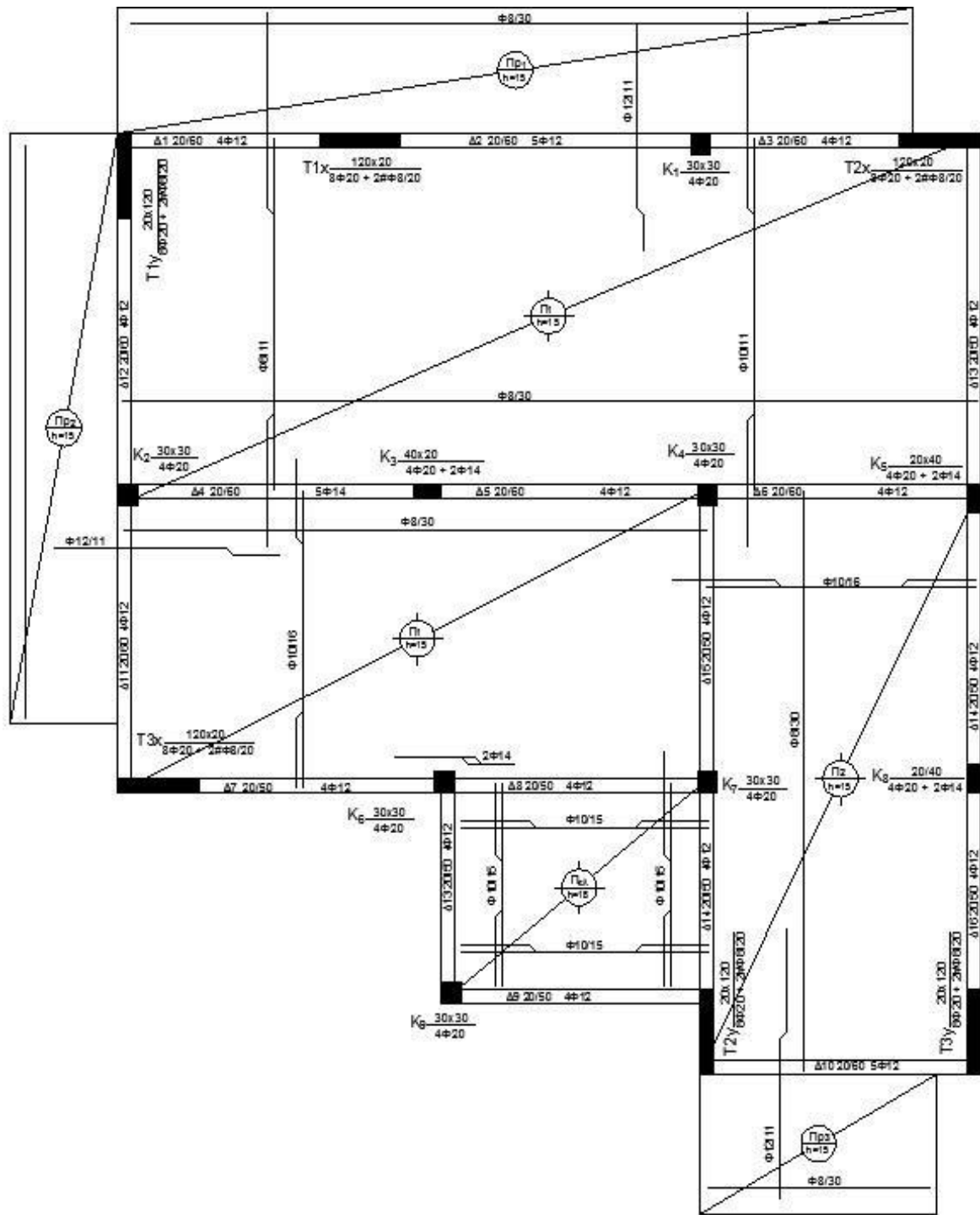
Έγινε αποτύπωση του υφιστάμενου κτιρίου, λαμβάνοντας υπόψη τα εγκεκριμένα σχέδια, έτσι όπως κατασκευάστηκε.



Σχήμα 6.2 «Ξυλότυπος Θεμελίωσης»



Σχήμα 6.3 «Ευλόγυπος οροφής υπογείου»



Σχήμα 6.4 «Ευλόγυπος οροφής ισογείου»

6.3 Παραδοχές-Προσομοίωση κτιρίου

Παραδοχές - Σεισμολογικά δεδομένα

- ✓ Σεισμικότητα περιοχής: Ζώνη II με εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού $A=0,24g$
- ✓ Κατηγορία εδάφους B με $S=1.20$ ($T_B=0,15\text{sec}<T_c=0,5\text{sec}<T_D=2,0\text{sec}$)
- ✓ Επιτρεπομένη τάση εδάφους 250 kN/m^2
- ✓ Σπουδαιότητα κτιρίου κατηγορίας II, $\gamma=1.00$
- ✓ Στάθμη επιτελεστικότητας B1
- ✓ Δείκτης σεισμικής συμπεριφοράς για την ελαστική ανάλυση $q=2.30$
- ✓ Ποιότητα σκυροδέματος B225 με χαρακτηριστική αντοχή $f_{yk}=18\text{MPa}$
- ✓ Ποιότητα χάλυβα κυρίου οπλισμού S400 (STII) με χαρακτηριστική τιμή αντοχής $f_{ck}=410\text{MPa}$
- ✓ Χάλυβας συνδετήρων S220 (STI) με χαρακτηριστική τιμή αντοχής $f_{yk}=240\text{MPa}$
- ✓ Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος $E_{cm}=2.7\text{GPa}$
- ✓ Λόγος poisson 0.20
- ✓ Συντελεστής απόσβεσης $\eta=5\%$
- ✓ Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων ικανοποιητική.

Για τις φορτίσεις και το μοντέλο φόρτισης επιλέχτηκε

- ✓ Μόνιμα φορτία πλακών 1.5 kN/m^2
- ✓ Κινητά φορτία πλακών 2.00 kN/m^2
- ✓ Κινητά φορτία εξωστών 5.00 kN/m^2
- ✓ Μόνιμα φορτία κλιμάκων 1.30 kN/m^2
- ✓ Κινητά φορτία κλιμάκων 3.50 kN/m^2
- ✓ Μόνιμο φορτίο μπατικής τοιχοποιίας 9.00 kN/m
- ✓ Μόνιμο φορτίο δρομικής τοιχοποιίας 6.00 kN/m

6.4 Αποτίμηση κτιρίου με Ελαστική Δυναμική Ανάλυση και $A=0.24g$

Ο φορέας του κτιρίου είναι μικτός - πλαισιακός με τοιχώματα - αποτελούμενους από υποστρώματα διαστάσεων όπως αποτυπώνεται ανωτέρω (Σχήμα 6.3 και 6.4) και δοκούς – πλακοδοκούς διαστάσεων 20/50 και 20/60. Το υπόγειο περιβάλλεται περιμετρικά από τοιχώματα πλάτους 20 εκ και η θεμελίωση είναι μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριους δοκούς (Σχήμα 6.2). Η διαφραγματική λειτουργία των ορόφων εξασφαλίζεται μέσω των πλακών οπλισμένου σκυροδέματος.

Σε πρώτη φάση της μελέτης έγινε μια πρώτη ανάλυση με τις παραδοχές του χρόνου κατασκευής, δηλαδή τις παραδοχές της αρχικής μελέτης. (Πρόσθετα άρθρα του Α.Κ 1959). Διαστασιολογήθηκε το κτήριο και μετά τροποποιήθηκαν οι οπλισμοί σύμφωνα με τους υφιστάμενους κανονισμούς.

Για την σύνταξη της μελέτης ελήφθησαν υπόψη οι υπάρχοντες ξυλότυποι σε συνδυασμό με επιτόπου μετρήσεις των γεωμετρικών στοιχείων της κατασκευής (διατομές δοκών-υποστρωμάτων κλπ). Για δομήματα χωρίς βλάβες που διατίθεται εγκεκριμένη μελέτη και έχει εφαρμοσθεί, η αποτίμηση μπορεί να γίνει βάση των περιεχομένων αυτής (ΚΑΝ.ΕΠΕ §2.1.4) Έγινε δειγματοληπτικός έλεγχος διαπίστωσης υφιστάμενου οπλισμού (κύριος οπλισμός – συνδετήρες). Τα αποτελέσματα της διερεύνησης ελήφθησαν υπόψη στην δεύτερη φάση μελέτης.

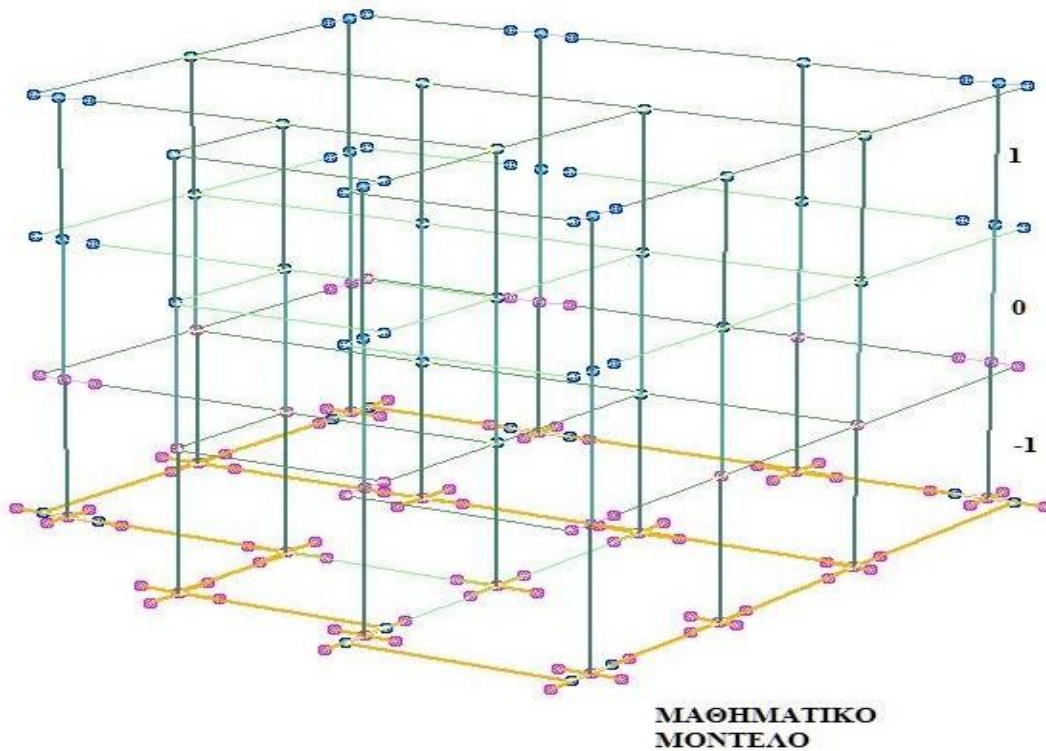
Σε δεύτερη φάση της μελέτης έγινε αποτίμηση με την ελαστική δυναμική φασματική μέθοδο, με φάσμα σχεδιασμού απόκρισης EC8-1 και καθολικό δείκτη συμπεριφοράς $q=2,30$ σύμφωνα με το ΚΑΝ.ΕΠΕ (Πίνακας 4.1 κεφάλαιο 4).

Οι τοιχοποιίες θεωρήθηκαν ότι δεν έχουν δυσμενή επιρροή στο δόμημα και δεν ελήφθησαν υπόψη στην αποτίμηση.

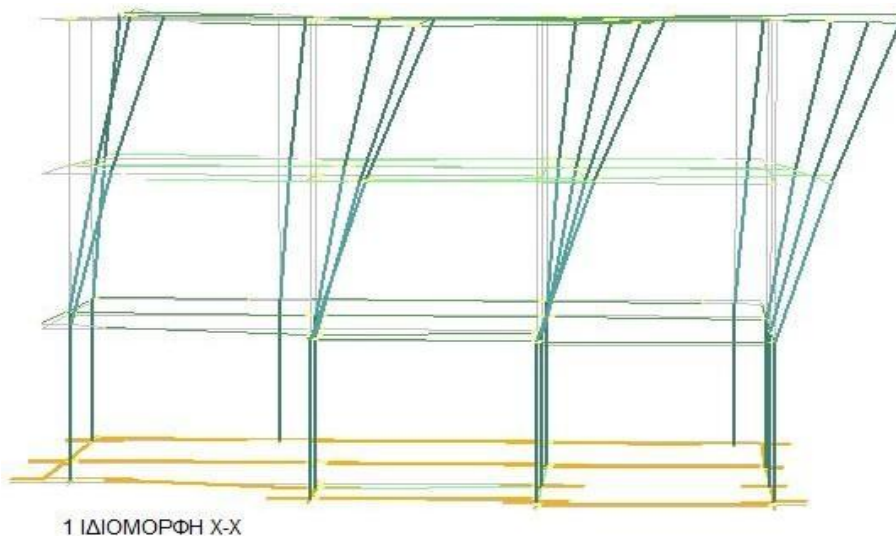
Επίσης η στάθμη επιτελεστικότητας που επιλέχθηκε είναι B1, δηλαδή «Σημαντικές Βλάβες», με $q'/q=1.00$ και σεισμική επιτάχυνση σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού. Η Σ.Α.Δ επιλέχθηκε ικανοποιητική και άρα συντελεστής μόνιμων δράσεων $\gamma_g=1.35$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ §4.5.2).

Ο συντελεστής για τις ιδιότητες των υλικών (αντιστάσεων) επιλέχθηκε $\gamma_c = 1.30$ και $\gamma_s = 1.15$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ §4.5.3.1). Οι δυσκαμψίες για τα δομικά στοιχεία ελήφθησαν υπόψη ως ποσοστό της δυσκαμψίας του σταδίου I σύμφωνα με την παρ.4.4.1.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ (Πίνακας Σ4.1).

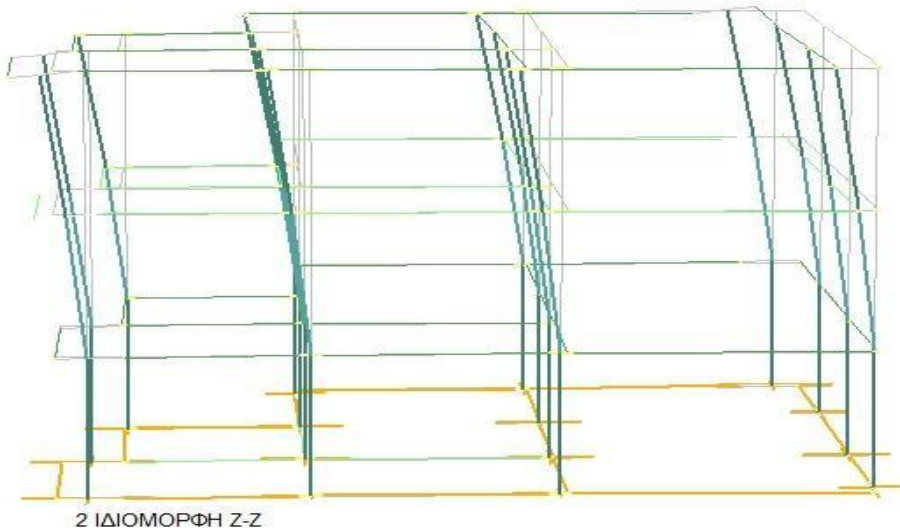
Παρακάτω αποτυπώνονται το μαθηματικό μοντέλο (Σχήμα 6.5) τα αποτελέσματα των ελέγχων με πρόβλεψη και σεισμικό συντελεστή $A=0.24g$ και των κριτηρίων κανονικότητας.



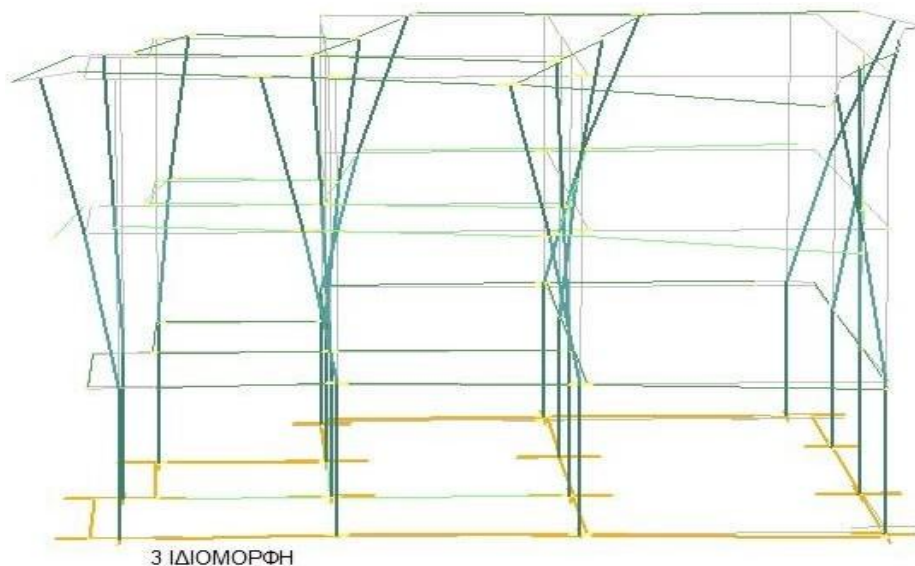
Σχήμα 6.5 «Μαθηματικό προσομοίωμα με πρόβλεψη»



Σχήμα 6.6 «1^η Ιδιόμορφη ταλάντωσης φορέα κατά την διεύθυνση χ-χ»



Σχήμα 6.7 «2^η Ιδιόμορφη ταλάντωση φορέα κατά την διεύθυνση ζ-ζ»



Σχήμα 6.8 «3^η Ιδιόμορφη ταλάντωση του φορέα»

Παρατηρείται ότι η 1^η και 2^η Ιδιόμορφη είναι μεταφορική και η 3^η στρεπτική. Παρακάτω αποτυπώνονται τα φαινόμενα 2^η τάξης όπου $\theta < 0,10$ και οι μετακινήσεις του φορέα. Επίσης παρατηρείται ότι το κτίριο δεν ικανοποιεί την συνθήκη περιορισμού εκκεντρότητας. Αναμενόμενο διότι δεν έχει κανονικό σχήμα η κάτοψη.

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

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

| Επίπεδο [l] | Θήτα [l] | ds (X) [cm] | ds (Z) [cm] | Μέσο(drX ²)/h [l] | Μέσο(drZ ²)/h [l] | Κ.ΔΣΜ(X) [%] | Κ.ΔΣΜ(Z) [%] |
|----------------|-------------|----------------|----------------|----------------------------------|----------------------------------|-----------------|-----------------|
| 3 | 0,020 | 4,86 | 4,20 | 0,0028 | 0,0032 | 0,00 | 0,00 |
| 2:nv | 0,022 | 2,15 | 1,78 | 0,0022 | 0,0025 | 0,00 | 0,00 |
| 1 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0,0000 | 0,0000 | 0,00 | 0,00 |

Σημείωση

- * Τα θ, dr, ds έχουν υπολογιστεί με $d = q \cdot d_e$ ($q_x = 2,30 / q_z = 2,30$). Συντελεστής μείωσης $\nu = 0,50$
- * (ds: Απόλυτες μετακινήσεις, dr: Σχετικές μετακινήσεις).
- * ΚΔΣΜ: Ακαμψία Δευτερευόντων μελών $\leq 15,0\%$

Σχήμα 6.9 «Μετακινήσεις - φαινόμενα 2^η τάξης με $A=0,24g$ »

Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη - EC8-1 §4.2.3.2

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

| Επίπεδο [l] | Υψόμετρο οροφής [m] | rI [m] | > | ls [m] | rII [m] | > | ls [m] |
|----------------|---------------------|-----------|---|-----------|------------|---|-----------|
| 3 | 6,00 | 7,55 | > | 6,02 | 7,26 | > | 6,02 |
| 2:nv | 3,00 | 7,55 | > | 5,97 | 7,27 | > | 5,97 |
| 1 | 0,00 | 7,55 | > | 5,93 | 7,29 | > | 5,93 |

Το δόμημα είναι στρεπτικά δόσκαμψτο.

Ελεγχος περιορισμού στατικής εκκεντρότητας - EC8-1 §4.2.3.2(6) {0.30*r > |e0|}

| Επίπεδο [l] | Υψόμετρο οροφής [m] | 0.30*rI [m] | > | e0I [m] | 0.30*rII [m] | > | e0II [m] |
|----------------|---------------------|----------------|---|-------------|-----------------|---|--------------|
| 3 | 6,00 | 2,26 | > | 0,34 | 2,18 | ? | 2,46 |
| 2:nv | 3,00 | 2,27 | > | 0,34 | 2,18 | ? | 2,49 |
| 1 | 0,00 | 2,26 | > | 0,28 | 2,19 | ? | 2,55 |

Το δόμημα δεν είναι κανονικό σε κάτοψη.

* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

Ελεγχος δύο πρώτων σημαντικών Ιδιομορφών αν είναι κυρίως μεταφορικές: (PM1>ls),(PM2>ls)

| Επίπεδο | ls | Μετ.Μάζας [+X] | | Μετ.Μάζας [+Z] | | Μετ.Μάζας [-X] | | Μετ.Μάζας [-Z] | |
|---------|------|----------------|-------|----------------|-------|----------------|-------|----------------|-------|
| | | PM1 | PM2 | PM1 | PM2 | PM1 | PM2 | PM1 | PM2 |
| 3 | 6,02 | 9,32 | 69,95 | 8,91 | 99,99 | 10,50 | 29,57 | 14,68 | 17,84 |
| 2:nv | 5,97 | 9,44 | 84,13 | 9,04 | 99,99 | 10,69 | 27,42 | 14,83 | 17,72 |
| 1 | 5,93 | 99,99 | 99,99 | 99,99 | 99,99 | 99,99 | 99,99 | 99,99 | 99,99 |

* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

Πλαστικότητα καμπυλοτήτων $\mu\phi$ - EC8-1 §5.2.3.4(3)

| Διεύθυνση σεισμού [l] | Βασική τιμή συντ. συμπεριφοράς q _o | Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος T1 [sec] | Δρόσα μάζα [%] | Φορέας [l] | Πλαστικότητα $\mu\phi$ [l] | Επιταγόνες ελαστ. φόρμ. Se(T1) [m/s ²] |
|--------------------------|--|-------------------------------------|----------------|---------------|-------------------------------|---|
| Z | 2,300 | 0,386 | 55,660 | 3 | 4,364 | 7,063 |
| X | 2,300 | 0,387 | 37,122 | 4 | 4,355 | 7,063 |

Χαρακτηριστική Περίοδος $T_c = 0,500$ [sec]

Σχήμα 6.10 «Κριτήρια κανονικότητας»

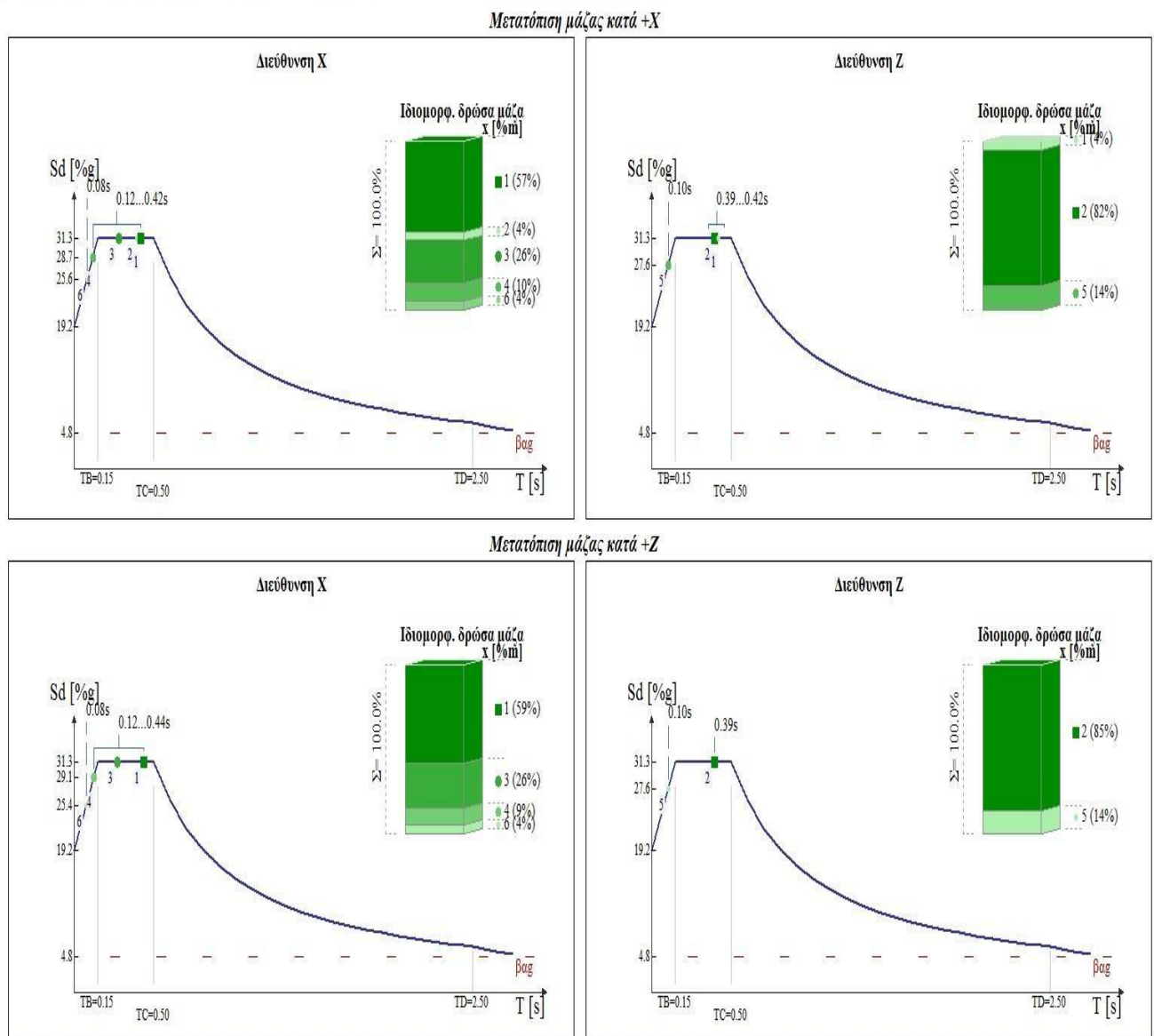
Τέμνουσα βάσης [EC8-1 §4.3.3.1(3), §4.3.3.2(3)P]

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

| Διεύθυνση σεισμού [μετατόπιση μάζας κατά] | Fb [kN] |
|--|------------|
| X [+Z] | 792.44 |
| X [-Z] | 837.45 |
| Z [+X] | 1005.15 |
| Z [-X] | 890.47 |

Σχήμα 6.11 «Τέμνουσα Βάση με A=0,24g»

Φάσμα σχεδιασμού [EC8-1 §3.2.2.5] - Ιδιοπερίοδοι



Σχήμα 6.12 «Φάσματα απόκρισης σχεδιασμού EC8-1 – Ιδιοπερίοδοι με A=0,24g»

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

| Ιδιομορφή | Χ-διεύθ. [%] | Υ-διεύθ. [%] | Z-διεύθ. [%] | Χ-ολική [%] | Υ-ολική [%] | Z-ολική [%] |
|-----------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 57.685 | 0.000 | 6.610 | 57.685 | 0.000 | 6.610 |
| 2 | 5.467 | 0.000 | 79.564 | 63.152 | 0.000 | 86.173 |
| 3 | 23.215 | 0.000 | 0.096 | 86.367 | 0.000 | 86.269 |
| 4 | 9.408 | 0.000 | 0.011 | 95.775 | 0.000 | 86.280 |
| 5 | 0.045 | 0.000 | 13.643 | 95.820 | 0.000 | 99.923 |
| 6 | 4.031 | 0.000 | 0.022 | 99.851 | 0.000 | 99.945 |
| 7 | 0.006 | 0.000 | 0.000 | 99.857 | 0.000 | 99.945 |
| 8 | 0.094 | 0.000 | 0.001 | 99.951 | 0.000 | 99.946 |
| 9 | 0.009 | 0.000 | 0.002 | 99.960 | 0.000 | 99.948 |

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

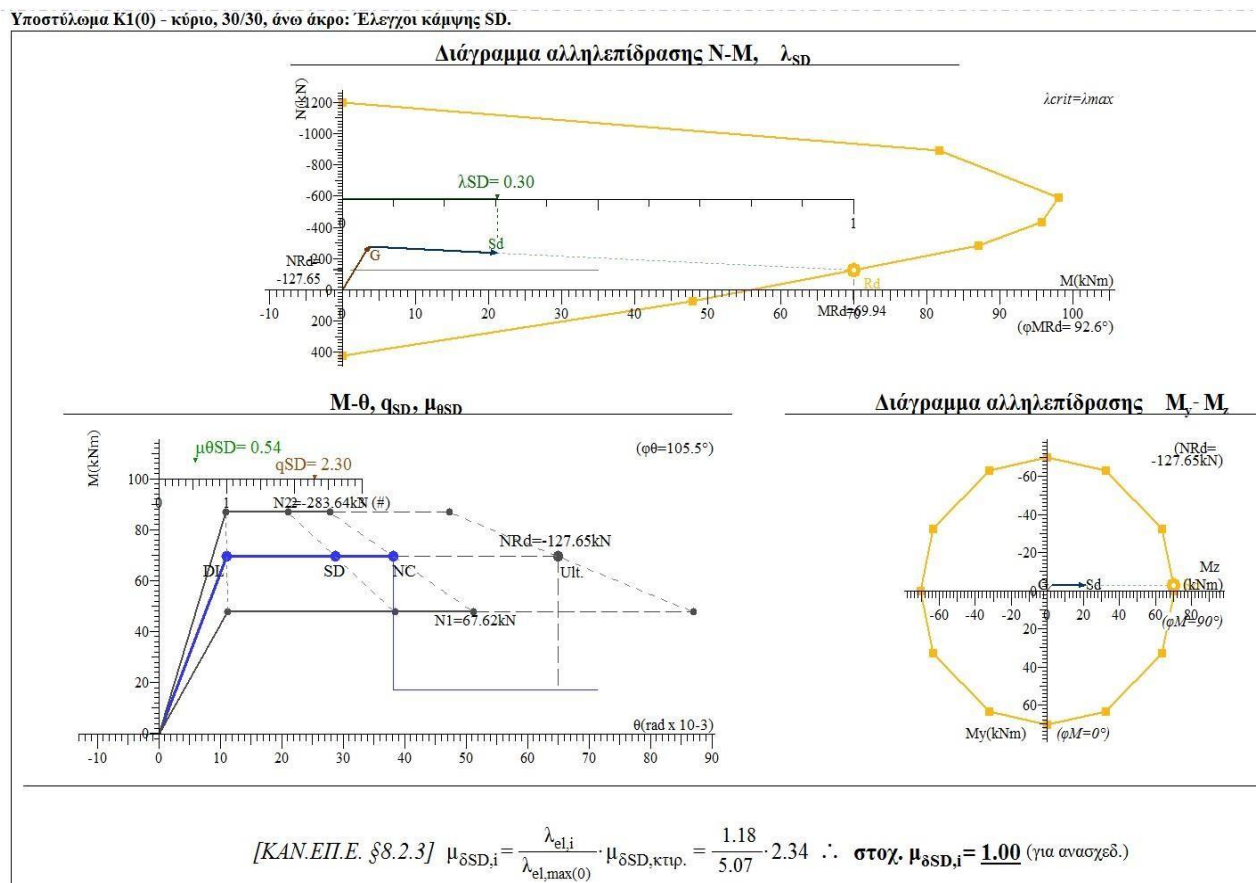
| Ιδιομορφή | Χ-διεύθ. [%] | Υ-διεύθ. [%] | Z-διεύθ. [%] | Χ-ολική [%] | Υ-ολική [%] | Z-ολική [%] |
|-----------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 60.481 | 0.000 | 1.582 | 60.481 | 0.000 | 1.582 |
| 2 | 1.599 | 0.000 | 84.538 | 62.080 | 0.000 | 86.120 |
| 3 | 24.321 | 0.000 | 0.116 | 86.401 | 0.000 | 86.236 |
| 4 | 9.172 | 0.000 | 0.264 | 95.574 | 0.000 | 86.501 |
| 5 | 0.265 | 0.000 | 13.392 | 95.838 | 0.000 | 99.893 |
| 6 | 3.995 | 0.000 | 0.066 | 99.834 | 0.000 | 99.958 |
| 7 | 0.009 | 0.000 | 0.001 | 99.843 | 0.000 | 99.959 |
| 8 | 0.105 | 0.000 | 0.006 | 99.948 | 0.000 | 99.965 |
| 9 | 0.006 | 0.000 | 0.000 | 99.954 | 0.000 | 99.965 |

Σχήμα 6.13 «Πίνακας μαζών ανά ιδιομορφή»

Σχήμα 6.14 «Ιδιοπερίοδοι - Ιδιομορφές και ποσοστό % επιτάχυνσης»

Παρατηρείται ότι η μέγιστη ιδιοπερίοδος του κτηρίου κατά την διεύθυνση χ-χ δηλαδή από την 1^η ιδιομορφή και για μετατόπιση μάζας +X είναι $T1x=0.4098s$ και αντίστοιχα για μετατόπιση μάζας +Z είναι $T1z=0,4266s$, ενώ για την διεύθυνση ζ-ζ από την 2^η ιδιομορφή η μέγιστη ιδιοπερίοδος είναι για μετατόπιση μάζας κατά +X $T2x=0.3918s$ και αντίστοιχα για μετατόπιση μάζας κατά +Z $T2z=0.3924s$. Οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής ευρίσκονται στο οριζόντιο φάσμα και άρα η σεισμική ένταση στο μέγιστο.

Παρακάτω αποτυπώνονται ενδεικτικά διαγράμματα αλληλεπίδρασης και καμπύλες αντοχής μερικών κατακόρυφων δομικών στοιχείων.



Σχημα 6.15 «Διάγραμμα αλληλεπίδρασης N-M Υποστυλώματος K1 με $A=0.24g$ »

Υποστώμα : K1(0)

Γενικά δεδομένα

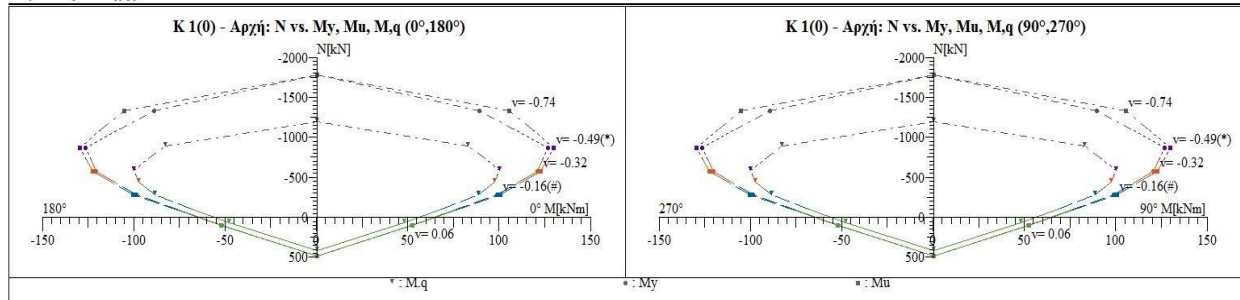
| | | | | | |
|---------------------------------|---------------------------|------------------|----------------------------|-----------------|-------------------------|
| Διατομή | Ορθογωνική: 30/30 /d'=3,5 | Μήκος=3,00 [m] | Lv y:1,61[m] | Lv z:2,96 [m] | Μέλος: 2 |
| Μέσες Αντοχές | fcm:23,00 [MPa] | fym:460,0 [MPa] | fym:460,0 [MPa] | | Υφιστάμενο μέλος: Κύριο |
| Περιοχή μάτισης | lo: 2,00 [m] | loymim: 0,53 [m] | fyl: 383,3 [MPa] | | k=ft/fy: 1,00 |
| Αντοχές - Έλεγχος Παραμορφώσεων | | | Αντοχές - Έλεγχος Δυνάμεων | | |
| fc:19,17 [MPa] | fy:383,3 [MPa] | fyn:383,3 [MPa] | fe:12,78 [MPa] | fy:333,3 [MPa] | fym:333,3 [MPa] |
| Περίσφιξη:Ναι | fcc:19,82 [MPa] | fccv:13,32 [MPa] | esu:60,0‰ | ecc:-2,3‰ | ecu:-6,1‰ |
| Συντ. μηχ. χαρακ. r | | rM = M*/M =1,00 | rdy=θy*/θy=1,00 | rdu=θu*/θu=1,00 | rV =VR*/VR=1,00 |

Χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς: θu: γελ=1.70 VR: γελ=1.15 - Lv=Ls: Μήκος διάτμησης

Ράβδοι οπλισμού

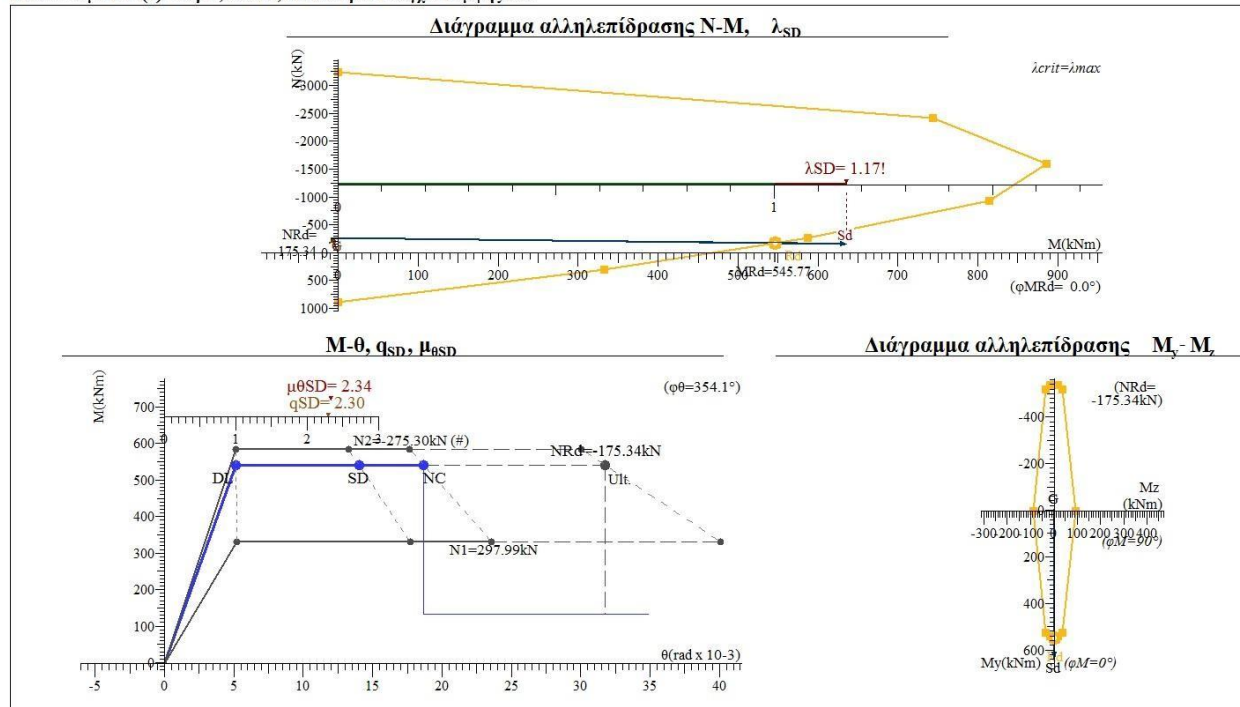
| Είδος | Αρχή | Τέλος |
|------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Διαμήκης | 4Φ20 (12,57 cm ²) | 4Φ20 (12,57 cm ²) |
| Συνδετήρες | Z:2τμ.Φ8/20.0- Y:2τμ.Φ8/20.0 | Z:2τμ.Φ8/20.0- Y:2τμ.Φ8/20.0 |

Καμπύλες Αντοχής, N-M



Σχήμα 6.16 «Διάγραμμα αντοχής μέλους K1 με A=0.24g»

Υποστώμα K10(0) - κύριο, 20/120, κάτω άκρο: Έλεγχος κάμψης SD.



$$[KAN.EΠ.E. §8.2.3] \mu_{SD,i} = \frac{\lambda_{el,i}}{\lambda_{el,max(0)}} \cdot \mu_{SD,κτιρ.} = \frac{5.07}{5.07} \cdot 2.34 \therefore \text{στοχ. } \mu_{SD,i} = \underline{2.34} \text{ (για ανασχεδ.)}$$

Σχήμα 6.17 «Διάγραμμα αλληλεπίδρασης N-M μέλους K10 με A=0.24g»

Γενικά δεδομένα

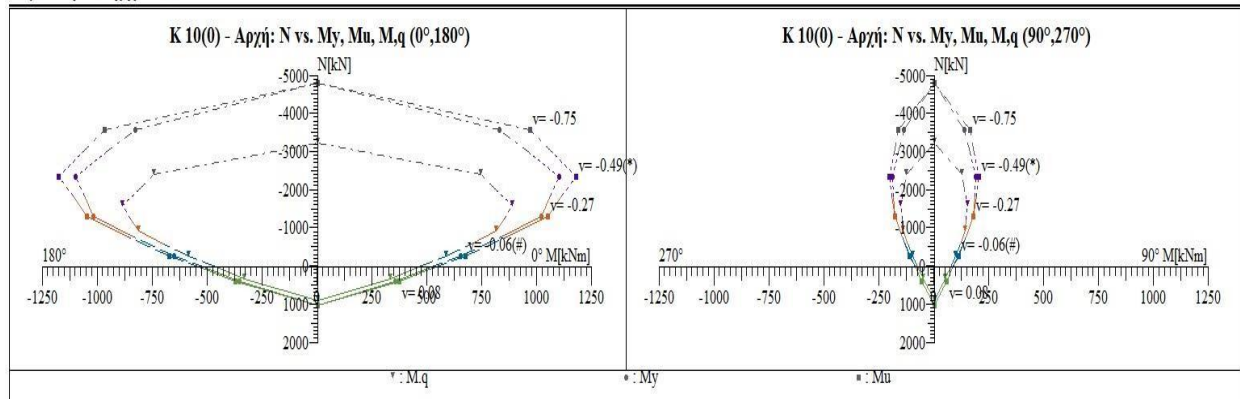
| | | | | | |
|---------------------------------|------------------------------|-------------------------------|--|--|---|
| Διατομή | Ορθογωνική: 20/120 /d'=3,5 | Μήκος=3,00 [m] | L _v y:1,64[m] | L _v z:2,50 [m] | Μέλος: 29 |
| Μέσες Αντοχές | f _{cm} :23,00 [MPa] | f _{ym} :460,0 [MPa] | f _{ywm} :460,0 [MPa] | Υφιστάμενο μέλος: Κύριο | |
| Περιοχή μάτισης | l _o : 2,00 [m] | l _{oymin} : 0,53 [m] | f _{yl} : 383,3 [MPa] | k=f _t /f _y : 1,00 | |
| Αντοχές - Έλεγχος Παραμορφώσεων | | | Αντοχές - Έλεγχος Δυνάμεων | | |
| f _c :19,17 [MPa] | f _y :383,3 [MPa] | f _{yw} :383,3 [MPa] | f _c :12,78 [MPa] | f _y :333,3 [MPa] | f _{yw} :333,3 [MPa] |
| Περίσφιξη:Ναι | f _{cc} :20,11 [MPa] | f _{ccV} :12,78 [MPa] | ε _{su} :60,0‰ | ε _{sc} :-2,5‰ | ε _{cu} :-7,1‰ |
| Συντ. μηχ. χαρακ. r | | r _M = M*/M =1,00 | r _{dy} =θ _y */θ _y =1,00 | r _{du} =θ _u */θ _u =1,00 | r _V =V _R */V _R =1,00 |

Χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς: θ_u: γελ=1.70 VR: γελ=1.15 - L_v=L_s: Μήκος διάτμησης

Ράβδοι οπλισμού

| Είδος | Αρχή | Τέλος |
|------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Διαμήκης | 8Φ20+2Φ8 (26,14 cm ²) | 8Φ20+2Φ8 (26,14 cm ²) |
| Συνδετήρες | Z:2τμ. Φ8/20.0- Y:2τμ. Φ8/20.0 | Z:2τμ. Φ8/20.0- Y:2τμ. Φ8/20.0 |

Καμπύλες Αντοχής, N-M



Σχήμα 6.18 «Διάγραμμα αντοχής μέλους K10 με A=0.24g»

Σχήμα 6.19 «Λόγοι επάρκειας (λ) Δοκών με $A=0.24g$ »

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

| Στάθμη Επιτελεσιμότητας | Μέλος | Κύριο/ Δευτερεύον | Λόγος Επάρκειας |
|----------------------------|----------------|----------------------|--------------------|
| SD | <u>Δ6.2(0)</u> | Κύριο | <u>4.06!</u> |

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

| Στάθμη Επιτελεσιμότητας | Μέλος | Κύριο/ Δευτερεύον | Λόγος Επάρκειας |
|----------------------------|----------------|----------------------|--------------------|
| SD | <u>Δ6.2(0)</u> | Κύριο | <u>0.47</u> |

Σχήμα 6.20 «Μέγιστα Λόγων επάρκειας (λ) Δοκών με A=0,24g»

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

| Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ. | λεl (10% / 50) | SD λ (q=2.30) | | SD λV |
|-----------------------------------|-------------------|------------------|----|-------------|
| <u>K1(-1)</u> , κάτω, κ | 0.40 | <u>0.40*</u> | y: | <u>0.01</u> |
| <u>K1(-1)</u> , άνω, κ | 0.40 | 0.40* | z: | <u>0.04</u> |
| <u>K1(0)</u> , κάτω, κ | 1.08 | 0.26 | y: | <u>0.28</u> |
| <u>K1(0)</u> , άνω, κ | 1.18 | <u>0.30</u> | z: | <u>0.08</u> |
| <u>K2(-1)</u> , κάτω, κ | 0.91 | <u>0.59</u> | y: | <u>0.09</u> |
| <u>K2(-1)</u> , άνω, κ | 0.84 | 0.49* | z: | <u>0.02</u> |
| <u>K2(0)</u> , κάτω, κ | 2.11 | 0.49 | y: | <u>0.21</u> |
| <u>K2(0)</u> , άνω, κ | 2.25 | <u>0.53</u> | z: | <u>0.58</u> |
| <u>K3(-1)</u> , κάτω, κ | 0.52 | <u>0.52*</u> | y: | <u>0.03</u> |
| <u>K3(-1)</u> , άνω, κ | 0.51 | 0.51* | z: | <u>0.02</u> |
| <u>K3(0)</u> , κάτω, κ | 0.86 | <u>0.31*</u> | y: | <u>0.05</u> |
| <u>K3(0)</u> , άνω, κ | 0.77 | 0.30* | z: | <u>0.29</u> |
| <u>K4(-1)</u> , κάτω, κ | 0.57 | <u>0.49</u> | y: | <u>0.01</u> |
| <u>K4(-1)</u> , άνω, κ | 0.46 | 0.46* | z: | <u>0.06</u> |
| <u>K4(0)</u> , κάτω, κ | 1.07 | <u>0.34*</u> | y: | <u>0.26</u> |
| <u>K4(0)</u> , άνω, κ | 1.03 | 0.33* | z: | <u>0.29</u> |
| <u>K5(-1)</u> , κάτω, κ | 0.76 | <u>0.49</u> | y: | <u>0.07</u> |
| <u>K5(-1)</u> , άνω, κ | 0.67 | 0.41* | z: | <u>0.01</u> |
| <u>K5(0)</u> , κάτω, κ | 1.40 | <u>0.32</u> | y: | <u>0.15</u> |
| <u>K5(0)</u> , άνω, κ | 1.20 | 0.29 | z: | <u>0.42</u> |
| <u>K6(-1)</u> , κάτω, κ | 0.81 | <u>0.45</u> | y: | <u>0.10</u> |
| <u>K6(-1)</u> , άνω, κ | 0.77 | 0.37* | z: | <u>0.14</u> |
| <u>K6(0)</u> , κάτω, κ | 1.67 | 0.39 | y: | <u>0.40</u> |
| <u>K6(0)</u> , άνω, κ | 1.70 | <u>0.41</u> | z: | <u>0.27</u> |
| <u>K7(-1)</u> , κάτω, κ | 0.60 | <u>0.31*</u> | y: | <u>0.04</u> |
| <u>K7(-1)</u> , άνω, κ | 0.58 | 0.31* | z: | <u>0.08</u> |
| <u>K7(0)</u> , κάτω, κ | 1.92 | 0.49 | y: | <u>0.22</u> |
| <u>K7(0)</u> , άνω, κ | 1.95 | <u>0.50</u> | z: | <u>0.40</u> |
| <u>K8(-1)</u> , κάτω, κ | 0.33 | <u>0.33*</u> | y: | <u>0.05</u> |
| <u>K8(-1)</u> , άνω, κ | 0.31 | 0.31* | z: | <u>0.03</u> |
| <u>K8(0)</u> , κάτω, κ | 2.32 | 0.54 | y: | <u>0.07</u> |
| <u>K8(0)</u> , άνω, κ | 2.41 | <u>0.56</u> | z: | <u>0.50</u> |

| | | | | |
|--------------------------|-----------------------------|--------------|----|-------------|
| <u>K9(-1)</u> , κάτω, κ | 0.30 | <u>0.20*</u> | y: | <u>0.02</u> |
| <u>K9(-1)</u> , άνω, κ | 0.40 | 0.18* | z: | <u>0.03</u> |
| <u>K9(0)</u> , κάτω, κ | 1.44 | <u>0.34</u> | y: | <u>0.15</u> |
| <u>K9(0)</u> , άνω, κ | 0.97 | 0.24 | z: | <u>0.15</u> |
| <u>K10(-1)</u> , κάτω, κ | 0.45 | <u>0.28</u> | y: | - |
| <u>K10(-1)</u> , άνω, κ | 0.87 | 0.22 | z: | <u>0.24</u> |
| <u>K10(0)</u> , κάτω, κ | <u>5.07!</u> ⁽⁰⁾ | <u>1.17!</u> | y: | - |
| <u>K10(0)</u> , άνω, κ | 1.27 | 0.29 | z: | <u>0.85</u> |
| <u>K11(-1)</u> , κάτω, κ | 0.18 | <u>0.18*</u> | y: | - |
| <u>K11(-1)</u> , άνω, κ | 0.54 | 0.17* | z: | <u>0.09</u> |
| <u>K11(0)</u> , κάτω, κ | 2.46 | <u>0.60</u> | y: | - |
| <u>K11(0)</u> , άνω, κ | 1.04 | 0.27 | z: | <u>0.81</u> |
| <u>K12(-1)</u> , κάτω, κ | 0.39 | <u>0.21</u> | y: | - |
| <u>K12(-1)</u> , άνω, κ | 0.67 | 0.16* | z: | <u>0.18</u> |
| <u>K12(0)</u> , κάτω, κ | 2.35 | <u>0.52</u> | y: | - |
| <u>K12(0)</u> , άνω, κ | 0.76 | 0.21 | z: | <u>0.60</u> |
| <u>K13(-1)</u> , κάτω, κ | 0.41 | 0.21 | y: | - |
| <u>K13(-1)</u> , άνω, κ | 1.14 | <u>0.26</u> | z: | <u>0.33</u> |
| <u>K13(0)</u> , κάτω, κ | <u>3.79!</u> | <u>0.89</u> | y: | - |
| <u>K13(0)</u> , άνω, κ | 1.39 | 0.30 | z: | <u>0.76</u> |
| <u>K14(-1)</u> , κάτω, κ | 0.71 | 0.16* | y: | - |
| <u>K14(-1)</u> , άνω, κ | 1.97 ⁽⁻¹⁾ | <u>0.51</u> | z: | <u>0.59</u> |
| <u>K14(0)</u> , κάτω, κ | <u>2.74!</u> | <u>0.63</u> | y: | - |
| <u>K14(0)</u> , άνω, κ | 1.28 | 0.34 | z: | <u>0.56</u> |
| <u>K15(-1)</u> , κάτω, κ | 0.30 | 0.16 | y: | - |
| <u>K15(-1)</u> , άνω, κ | 1.15 | <u>0.27</u> | z: | <u>0.20</u> |
| <u>K15(0)</u> , κάτω, κ | <u>4.65!</u> | <u>1.10!</u> | y: | - |
| <u>K15(0)</u> , άνω, κ | 1.72 | 0.40 | z: | <u>0.79</u> |

(n): ο μέγιστος λει των υποστυλωμάτων με σημαντική δυσκαμψία του ορόφου n.

*: Λόγος επάρκειας των οιονεί μόνιμων φορτίων (G+ψ2Q).

Σχήμα 6.21 «Λόγοι επάρκειας (λ) Υποστυλωμάτων με A=0.24g»

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

| Στάθμη Επιτελεστικότητας | Μέλος | Κύριο/ Δευτερεύον | Λόγος Επάρκειας |
|-----------------------------|---------------|----------------------|--------------------|
| SD | <u>K10(0)</u> | Κύριο | <u>1.17!</u> |

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

| Στάθμη Επιτελεστικότητας | Μέλος | Κύριο/ Δευτερεύον | Λόγος Επάρκειας |
|-----------------------------|---------------|----------------------|--------------------|
| SD | <u>K10(0)</u> | Κύριο | <u>0.85</u> |

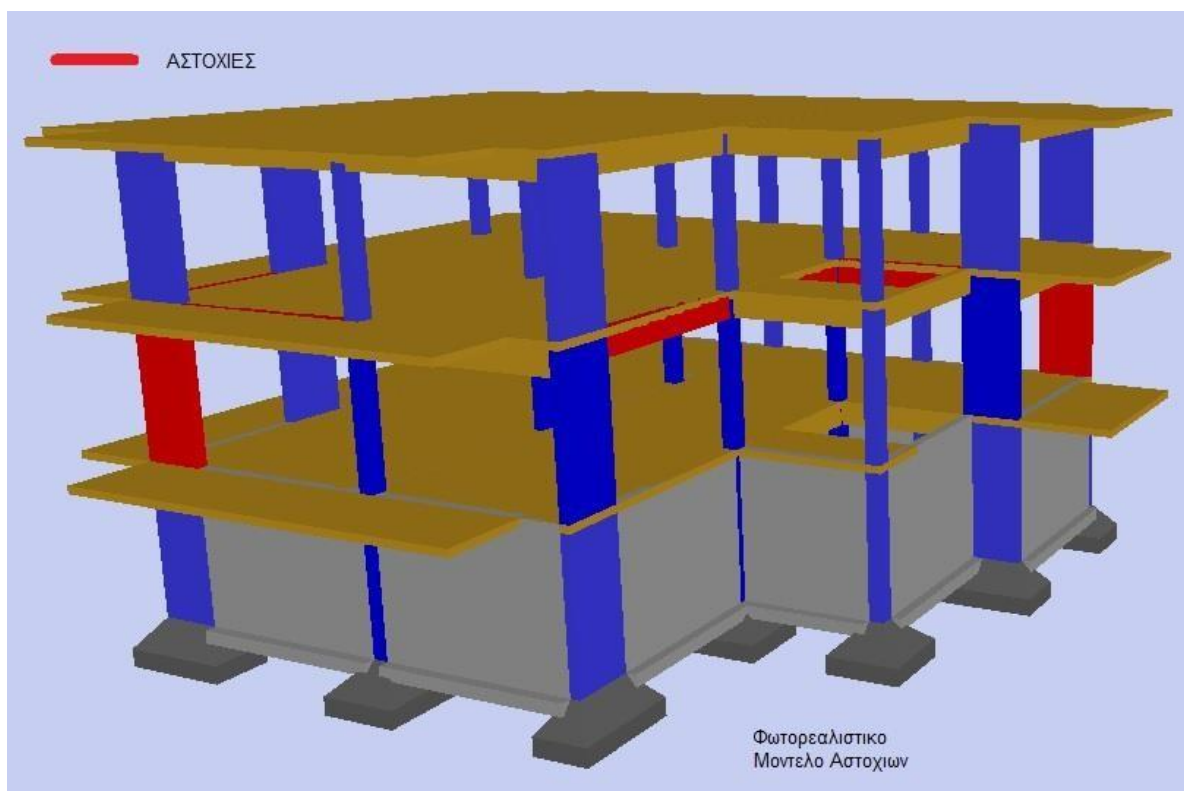
Σχήμα 6.22 «Μέγιστα λόγων επάρκειας (λ) Υποστυλωμάτων με A=0,24g»

Από τα αποτελέσματα φαίνεται ότι με βάση την ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q και για συντελεστή σεισμικότητας $A=0,24g$ προκύπτουν αστοχίες σε δοκούς και σε τοιχώματα με την πρόβλεψη ορόφου. Συγκεκριμένα έχουμε αστοχία σε 6 δοκούς από κάμψη σε σύνολο 18 δοκών (ποσοστό αστοχίας 33.33%) και σε 2 Τοιχώματα από τα 15 σύνολο κατακόρυφα δομικά στοιχεία. (ποσοστό αστοχίας 13.33%)

Λόγος επάρκειας (λ) μεγαλύτερος από 2.5 με $q=1.00$ προκύπτει σε 3 τοιχώματα, τα K10, K13, K15. Άρα το κτίριο σε συνδυασμό με τους ανωτέρω ελέγχους (Σχήμα 6.10) προκύπτει ότι δεν είναι κανονικό. Οι λόγοι που το κτίριο αστοχεί σε μερικά δομικά στοιχεία είναι ότι το υπάρχον έχει διαστασιολογηθεί με διαφορετικούς κανονισμούς (Α.Κ 1959 πρόσθετα άρθρα δηλαδή κανονισμό 1984) από τους σημερινούς (EC8)

Επίσης ο μικρός συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς (q) αλλά και η ελαστική φασματική μέθοδος ανάλυσης σε συνδυασμό με την κατηγορία σεισμικότητας, είναι παράγοντες που επιδρούν δυσμενώς στην επάρκεια των δομικών φερόντων στοιχείων του υφιστάμενου δομήματος.

Στο σχήμα 6.23 αποτυπώνονται φωτορεαλιστικά με κόκκινο χρώμα τα δομικά στοιχεία που αστοχούν.

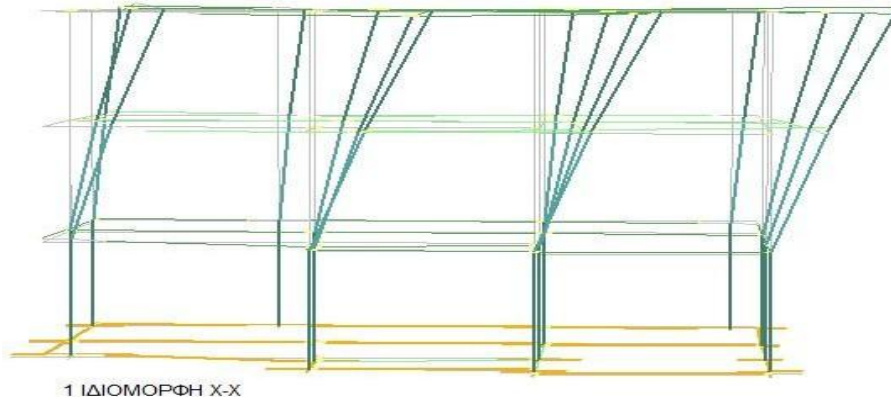


Σχήμα 6.23 «Φωτορεαλιστικό Προσομοίωμα αστοχιών με $A=0,24g$ »

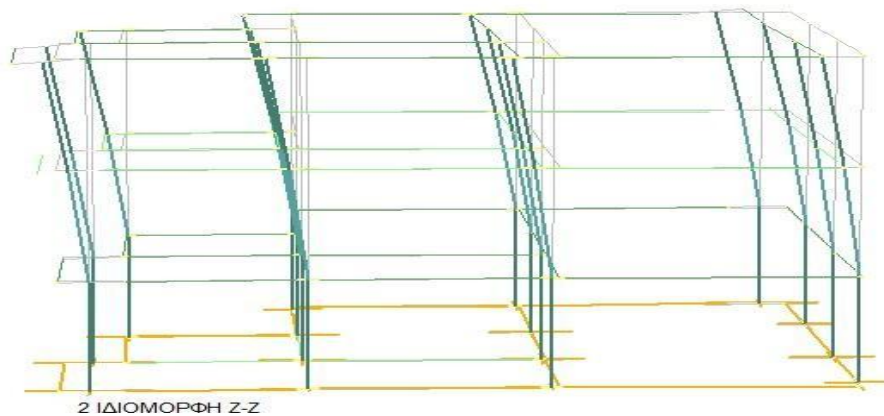
6.5 Αποτίμηση κτιρίου με Ελαστική Δυναμική Ανάλυση και $A=0.36g$

Γίνεται μια δεύτερη ανάλυση για το ίδιο δόμημα αλλά με διαφορετικό συντελεστή σεισμικότητας από $A=0.24g$ σε $A=0.36g$ και ελέγχεται ποιες είναι οι επιπτώσεις στην επάρκεια των δομικών στοιχείων σε σχέση με την πρώτη ανάλυση του δομήματος.

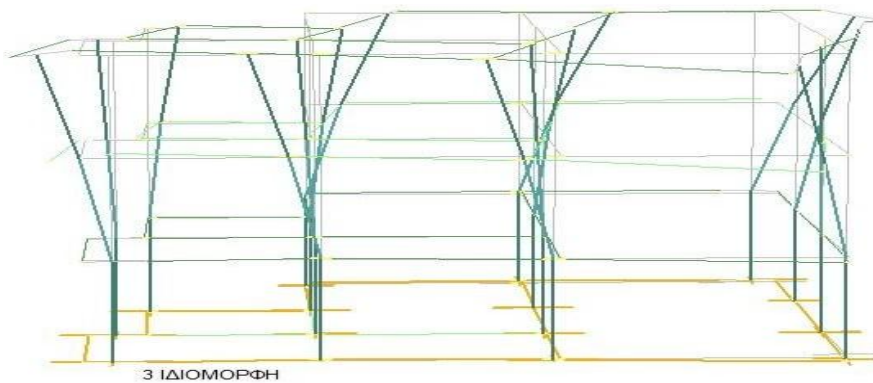
Παρακάτω αποτυπώνεται το μοντέλο των ιδιομορφών .



Σχήμα 6.24 «1^η Ιδιόμορφη ταλάντωσης φορέα κατά την διεύθυνση χ-χ»



Σχήμα 6.25 «2^η Ιδιόμορφη ταλάντωσης φορέα κατά την διεύθυνση ζ-ζ»



Σχήμα 6.26 «3^η Ιδιόμορφη ταλάντωσης»

Σχήμα 6.27 «Φαινόμενα 2^η τάξης – μετακινήσεις με A=0,36g»



Σχήμα 6.28 «Τέμνουσα Βάση με A=0,36g»

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

| Διεύθυνση σεισμού [-] | Βασική τιμή συντ. συμπεριφοράς q ₀ | Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος T ₁ [sec] | Δράσα μάζα [%] | Φορέας [/] | Πλαστιμότητα μφ [/] | Επιταχύνσεις ελαστ. φάσμ. Se(T ₁) [m/s ²] |
|-----------------------------|---|--|----------------------|---------------|------------------------|---|
| Z | 2,300 | 0,383 | 45,221 | 3 | 4,395 | 10,595 |
| X | 2,300 | 0,381 | 55,903 | 4 | 4,410 | 10,595 |

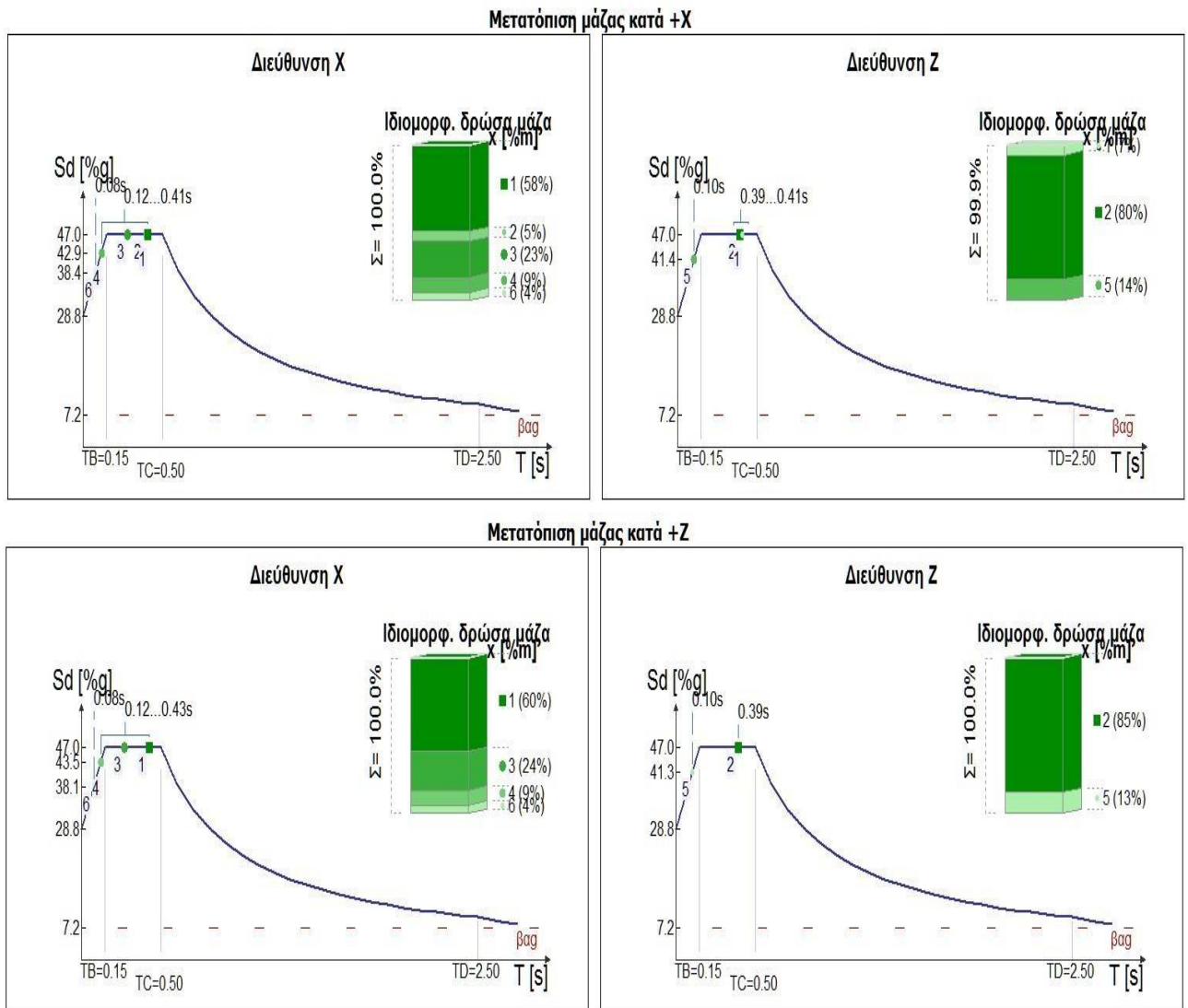
Χαρακτηριστική Περίοδος T_c = 0,500 [sec]

Σχήμα 6.29 «Πλαστιμότητες καμπυλοτήτων – επιταχύνσεις με A=0,36g»

Από την 2^η ανάλυση με σεισμικό συντελεστή A=0.36g προκύπτει μεγαλύτερη επιτάχυνση και μεγαλύτερες μετακινήσεις. Οι μετακινήσεις από ds(x)=4.86 cm και ds(z)=4.20cm με σεισμικό συντελεστή A=0.24g , είναι ds(x)=7.11 cm και ds(z)=6.25 cm και με σεισμικό συντελεστή A=0.36g αύξηση περίπου 55% . Επίσης αύξηση έχουμε και στις σεισμικές δυνάμεις – τέμνουσα βάσης από 792.44 kN κατά την διεύθυνση x-x σε 1188.66kN και αντίστοιχα στην διεύθυνση z-z από 1005.15 kN σε 1507.72kN. Αύξηση τέμνουσας κατά 30% περίπου. Επίσης

αυξήθηκε η επιτάχυνση του φάσματος ενώ η ιδιοπερίοδος είναι σταθερή (Σχήμα 6.29) αφού αυτή εξαρτάται μόνο από τις δυσκαμψίες και την αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής.

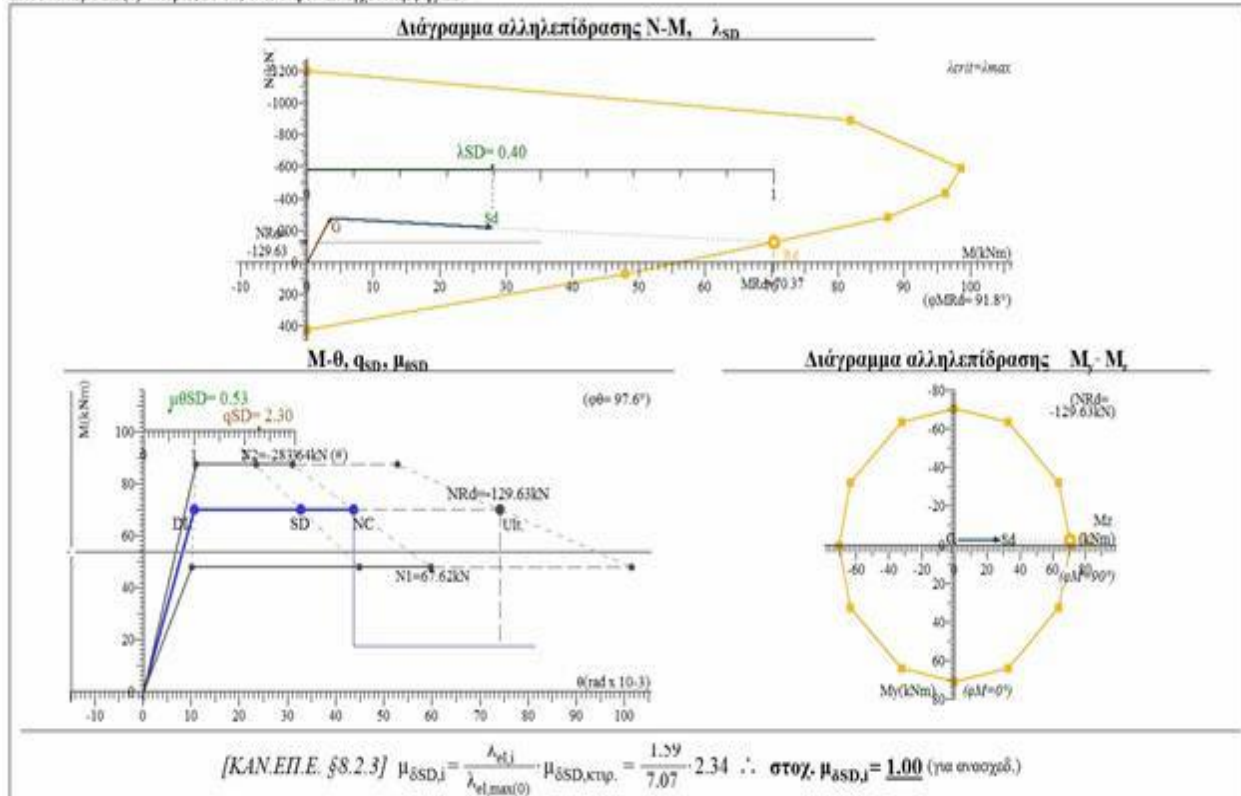
Φάσμα σχεδιασμού [EC8-1 §3.2.2.5] - Ιδιοπερίοδοι



Σχήμα 6.30 «Φάσματα απόκρισης σχεδιασμού EC8-1 – Ιδιοπερίοδοι με $A=0,36g$ »

Παρακάτω αποτυπώνονται ενδεικτικά διαγράμματα αλληλεπίδρασης και καμπύλες αντοχής μερικών κατακόρυφων δομικών στοιχείων.

Υποστέλιμα K1(0) - κέρτο, 30/30, άνω άκρο: Έλεγχος κάμψης SD.



Σχήμα 6.31 «Διάγραμμα αλληλεπίδρασης N-M K1 με A=0.36g»

Υποστέλιμα : K1(0)

Γενικά δεδομένα

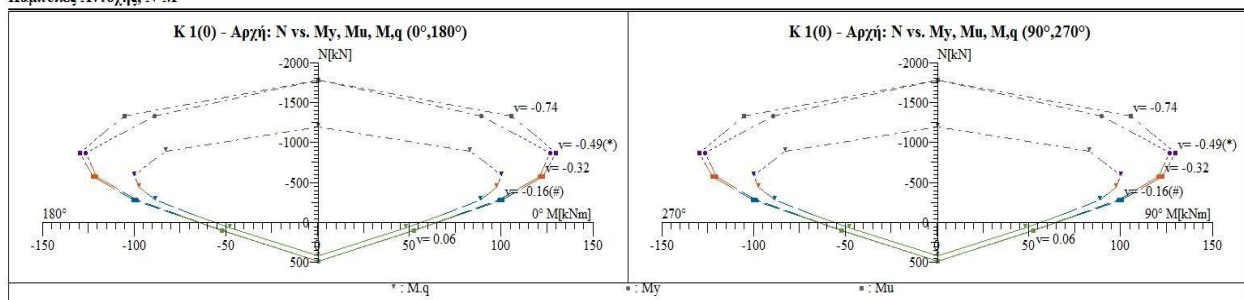
| | | | | | |
|---------------------------------|----------------------------|------------------|----------------------------|---------------------|-------------------------|
| Διατομή | Ορθογωνική: 30/30 / d'=3,5 | Μήκος=3,00 [m] | Lv y:1,61[m] | Lv z:2,96 [m] | Μέλος: 2 |
| Μέσες Αντοχές | fcm:23,00 [MPa] | fym:460,0 [MPa] | fymw:460,0 [MPa] | | Υφιστάμενο μέλος: Κύριο |
| Περιοχή μάτισης | lo: 2,00 [m] | loymin: 0,53 [m] | fyl: 383,3 [MPa] | | k=fy/fy: 1,00 |
| Αντοχές - Έλεγχος Παραμορφώσεων | | | Αντοχές - Έλεγχος Δυνάμεων | | |
| fc:19,17 [MPa] | fy:383,3 [MPa] | fyw:383,3 [MPa] | fc:12,78 [MPa] | fy:333,3 [MPa] | fyw:333,3 [MPa] |
| Περίσφιξη:Ναι | fcc:19,82 [MPa] | fccv:13,32 [MPa] | esu:60,0% | ecc:-2,3% | ecu:-6,1% |
| Συντ. μηχ. χαρακ. r | | rM = M*/M = 1,00 | rdy = θy*/θy = 1,00 | rdu = θu*/θu = 1,00 | rV = VR*/VR = 1,00 |

Χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς: θu: γελ=1.70 VR: γελ=1.15 - Lv=Ls: Μήκος διάτμησης

Ράβδοι οπλισμού

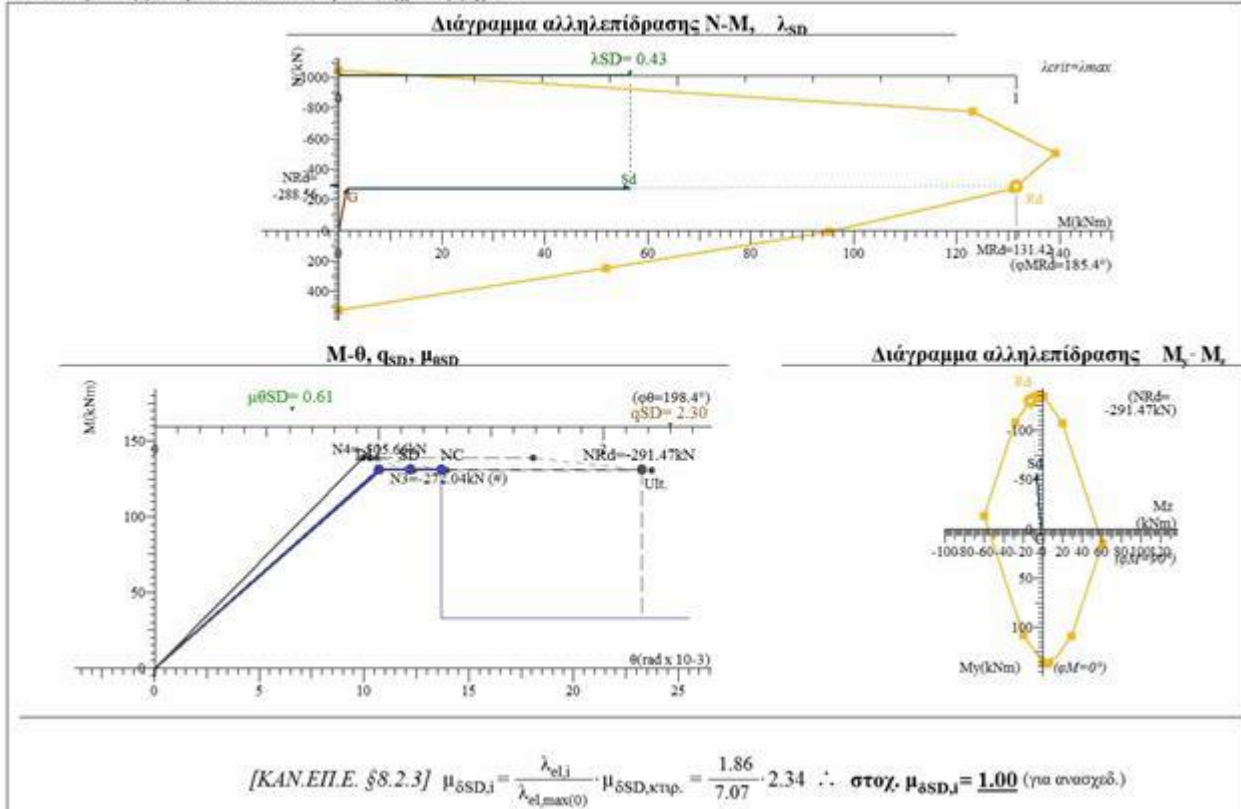
| Είδος | Αρχή | Τέλος |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Διαμήκης | 4Φ20 (12,57 cm ²) | 4Φ20 (12,57 cm ²) |
| Συνδετήρες | Z:2τμ. Φ8/20.0- Y:2τμ. Φ8/20.0 | Z:2τμ. Φ8/20.0- Y:2τμ. Φ8/20.0 |

Καμπύλες Αντοχής, N-M



Σχήμα 6.32 «Διάγραμμα αντοχής μέλους K10 με A=0,36g»

Υποσύστημα K5(0) - κύριο, 20/40, κάτω άκρο: Έλεγχος κόμης SD.



Σχήμα 6.33 «Διάγραμμα αλληλεπίδρασης N-M K5 με A=0,36g »

Υποσύστημα : K5(0)

Γενικά δεδομένα

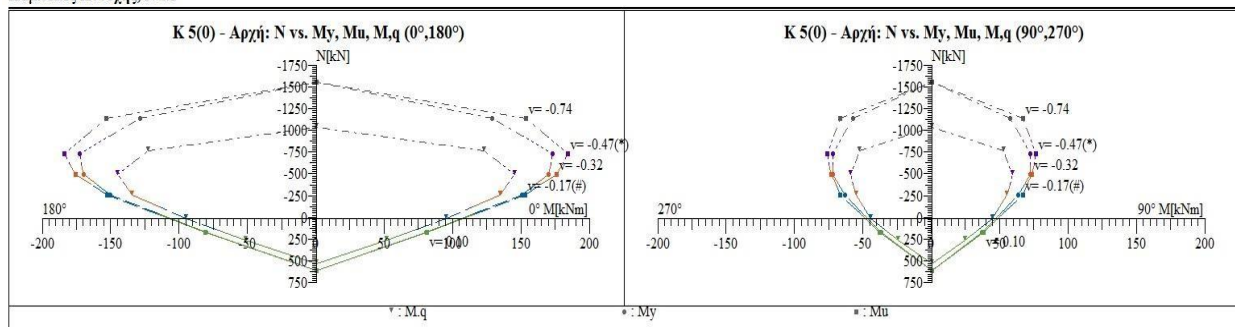
| | | | | | |
|---------------------------------|---------------------------|------------------|----------------------------|-----------------|-------------------------|
| Διατομή | Ορθογωνική: 20/40 /d'=3,5 | Μήκος=3,00 [m] | Lv y:1,52[m] | Lv z:1,63 [m] | Μέλος: 14 |
| Μέσες Αντοχές | fcm:23,00 [MPa] | fym:460,0 [MPa] | fymw:460,0 [MPa] | | Υφιστάμενο μέλος: Κύριο |
| Περιοχή μάτισης | lo: 2,00 [m] | loymín: 0,53 [m] | fyl: 383,3 [MPa] | | k=f/fy: 1,00 |
| Αντοχές - Έλεγχος Παραμορφώσεων | | | Αντοχές - Έλεγχος Δυνάμεων | | |
| fc:19,17 [MPa] | fy:383,3 [MPa] | fyw:383,3 [MPa] | fc:12,78 [MPa] | fy:333,3 [MPa] | fyw:333,3 [MPa] |
| Περίσφιξη:Ναι | fcc:19,55 [MPa] | fccv:13,10 [MPa] | esu:60,0% | ecc:-2,2% | ecu:-5,1% |
| Συντ. μηχ. γαράκ. r | | rM = M*/M = 1,00 | rdy=θy*/θy=1,00 | rdu=θu*/θu=1,00 | rV = VR*/VR=1,00 |

Χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς: θu: γελ=1.70 VR: γελ=1.15 - Lv=Ls: Μήκος διάτμησης

Ράβδοι οπλισμού

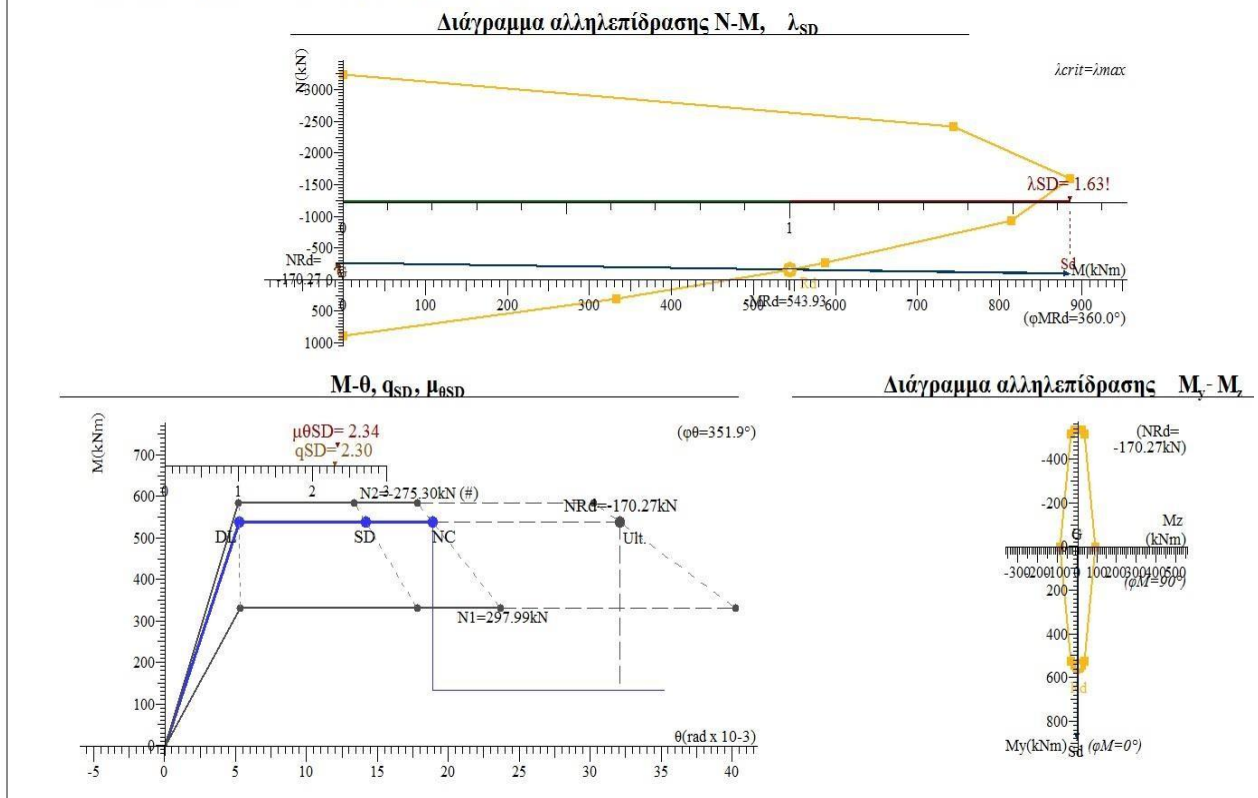
| Είδος | Αρχή | Τέλος |
|------------|------------------------------------|------------------------------------|
| Διαμήκης | 2Φ14+4Φ20 (15,65 cm ²) | 2Φ14+4Φ20 (15,65 cm ²) |
| Συνδετήρες | Z:2τμ. Φ8/20.0- Y:2τμ. Φ8/20.0 | Z:2τμ. Φ8/20.0- Y:2τμ. Φ8/20.0 |

Καμπύλες Αντοχής, N-M



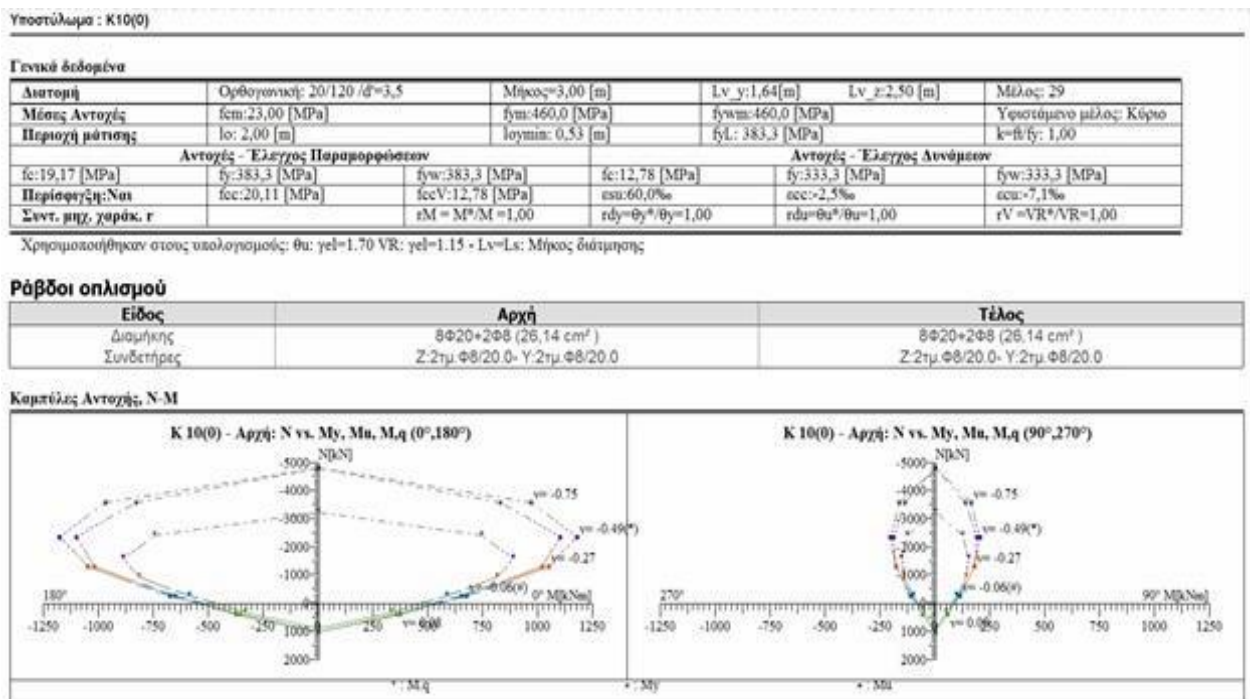
Σχήμα 6.34 «Διάγραμμα αντοχής μέλους K5 με A=0,36g»

Υποστυλώμα K10(0) - κύριο, 20/120, κάτω άκρο: Έλεγχος κάμψης SD.



$$[KAN.EΠ.E. \S 8.2.3] \mu_{SD,i} = \frac{\lambda_{el,i}}{\lambda_{el,max(0)}} \cdot \mu_{SD,κτπρ.} = \frac{7.07}{7.07} \cdot 2.34 \therefore \text{στοχ. } \mu_{SD,i} = \underline{2.34} \text{ (για ανασχεδ.)}$$

Σχήμα 6.35 «Διάγραμμα αλληλεπίδρασης N-M K10 με A=0,36g»



Σχήμα 6.36 «Διάγραμμα αντοχής μέλους K10 με A=0,36g»

Σχήμα 6.37 «Λόγοι επάρκειας (λ) Δοκών με $A=0.36g$ »

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

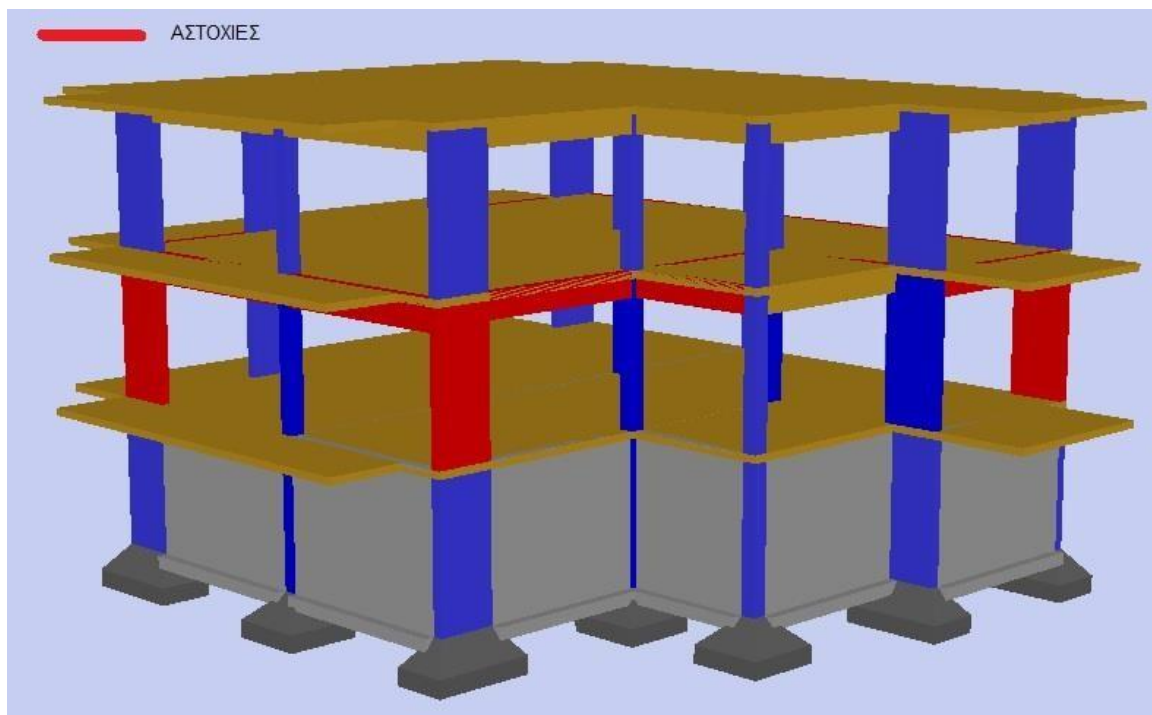
| Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ. | λεl (10% / 50) | SD λ (q=2.30) | | SD λV |
|---|---------------------------|--------------------------|----|------------------|
| <u>K1(-1)</u> , κάτω, κ | 0.40 | <u>0.40*</u> | y: | <u>0.01</u> |
| <u>K1(-1)</u> , άνω, κ | 0.49 | <u>0.40*</u> | z: | <u>0.06</u> |
| <u>K1(0)</u> , κάτω, κ | 1.41 | <u>0.35</u> | y: | <u>0.38</u> |
| <u>K1(0)</u> , άνω, κ | 1.59 | <u>0.40</u> | z: | <u>0.11</u> |
| <u>K2(-1)</u> , κάτω, κ | 1.01 | <u>0.61</u> | y: | <u>0.10</u> |
| <u>K2(-1)</u> , άνω, κ | 0.97 | <u>0.49*</u> | z: | <u>0.02</u> |
| <u>K2(0)</u> , κάτω, κ | <u>2.97!</u> | <u>0.69</u> | y: | <u>0.31</u> |
| <u>K2(0)</u> , άνω, κ | <u>3.15!</u> | <u>0.73</u> | z: | <u>0.81</u> |
| <u>K3(-1)</u> , κάτω, κ | 0.52 | <u>0.52*</u> | y: | <u>0.05</u> |
| <u>K3(-1)</u> , άνω, κ | 0.51 | <u>0.51*</u> | z: | <u>0.02</u> |
| <u>K3(0)</u> , κάτω, κ | 1.20 | <u>0.31*</u> | y: | <u>0.08</u> |
| <u>K3(0)</u> , άνω, κ | 1.12 | <u>0.30*</u> | z: | <u>0.42</u> |
| <u>K4(-1)</u> , κάτω, κ | 0.65 | <u>0.55</u> | y: | <u>0.02</u> |
| <u>K4(-1)</u> , άνω, κ | 0.46 | <u>0.46*</u> | z: | <u>0.07</u> |
| <u>K4(0)</u> , κάτω, κ | 1.45 | <u>0.37</u> | y: | <u>0.39</u> |
| <u>K4(0)</u> , άνω, κ | 1.40 | <u>0.36</u> | z: | <u>0.42</u> |
| <u>K5(-1)</u> , κάτω, κ | 0.86 | <u>0.52</u> | y: | <u>0.08</u> |
| <u>K5(-1)</u> , άνω, κ | 0.79 | <u>0.41*</u> | z: | <u>0.01</u> |
| <u>K5(0)</u> , κάτω, κ | 1.86 | <u>0.43</u> | y: | <u>0.21</u> |
| <u>K5(0)</u> , άνω, κ | 1.59 | <u>0.38</u> | z: | <u>0.58</u> |
| <u>K6(-1)</u> , κάτω, κ | 1.05 | <u>0.51</u> | y: | <u>0.12</u> |
| <u>K6(-1)</u> , άνω, κ | 1.06 | <u>0.42</u> | z: | <u>0.18</u> |
| <u>K6(0)</u> , κάτω, κ | 2.47 | <u>0.57</u> | y: | <u>0.62</u> |
| <u>K6(0)</u> , άνω, κ | <u>2.58!</u> | <u>0.62</u> | z: | <u>0.36</u> |
| <u>K7(-1)</u> , κάτω, κ | 0.79 | <u>0.31*</u> | y: | <u>0.05</u> |
| <u>K7(-1)</u> , άνω, κ | 0.78 | <u>0.31*</u> | z: | <u>0.10</u> |
| <u>K7(0)</u> , κάτω, κ | <u>2.74!</u> | <u>0.68</u> | y: | <u>0.34</u> |
| <u>K7(0)</u> , άνω, κ | <u>2.82!</u> | <u>0.71</u> | z: | <u>0.58</u> |
| <u>K8(-1)</u> , κάτω, κ | 0.37 | <u>0.33*</u> | y: | <u>0.07</u> |
| <u>K8(-1)</u> , άνω, κ | 0.42 | <u>0.31*</u> | z: | <u>0.04</u> |
| <u>K8(0)</u> , κάτω, κ | <u>3.16!</u> | <u>0.73</u> | y: | <u>0.10</u> |
| <u>K8(0)</u> , άνω, κ | <u>3.30!</u> | <u>0.77</u> | z: | <u>0.69</u> |
| <u>K9(-1)</u> , κάτω, κ | 0.38 | <u>0.22</u> | y: | <u>0.02</u> |
| <u>K9(-1)</u> , άνω, κ | 0.52 | <u>0.18*</u> | z: | <u>0.04</u> |

Σχήμα 6.38 «Λόγοι επάρκειας (λ) Υποστυλωμάτων με A=0.36g»

Από τα αποτελέσματα φαίνεται ότι με βάση την ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q και για συντελεστή σεισμικότητας A=0,36g προκύπτουν αστοχίες σε δοκούς και σε τοιχώματα με την πρόβλεψη ορόφου. Συγκεκριμένα έχουμε αστοχία σε 10 δοκούς από κάμψη σε σύνολο δοκών 18 δηλαδή ποσοστό αστοχίας 55.5% και σε 3 Τοιχώματα από τα 15 κατακόρυφα δομικά στοιχεία, ποσοστό αστοχίας 20 %.

Λόγος επάρκειας (λ) μεγαλύτερος από 2.5 με $q=1.00$ προκύπτει σε 3 τοιχώματα ,τα K10,K13,K15.

Στο σχήμα 6.39 αποτυπώνονται φωτορεαλιστικά με κόκκινο χρώμα τα δομικά στοιχεία που αστοχούν.



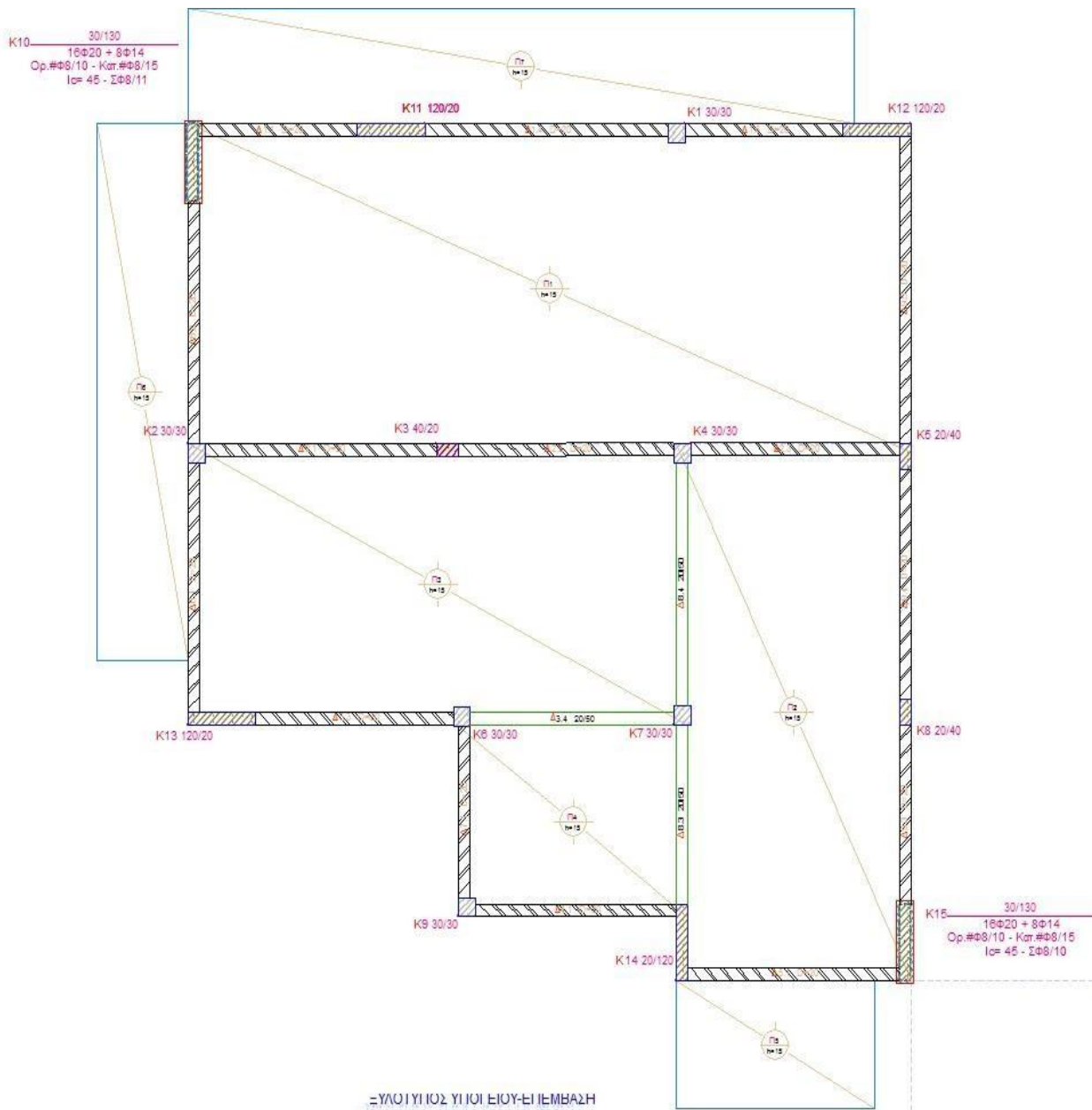
Σχήμα 6.39 «Φωτορεαλιστικό προσομοίωμα βλαβών με $A=0.36g$ »

6.6 Επέμβαση – Ενίσχυση κτιρίου

Μετά από τις ανωτέρω αναλύσεις – αποτιμήσεις με δυο διαφορετικούς σεισμικούς συντελεστές, επιλέγεται να γίνει ενίσχυση στο κτίριο . Επιλέγεται η περίπτωση με σεισμικό συντελεστή $A=0.24g$, που είναι και ο ισχύον συντελεστής σήμερα στην περιοχή. Οι αστοχίες που είχαν προκύψει ήταν σε δυο τοιχώματα του ισογείου K10, K15 από κάμψη και 6 δοκοί, ομοίως από κάμψη. Το σενάριο και η λύση που προτείνεται στην παρούσα εργασία είναι μανδύες εκτοξευμένου σκυροδέματος για τα τοιχώματα και τις δοκούς. Οι μανδύες για τα υποστυλώματα θα είναι πάχους 6 εκ περιμετρικά και για τις δοκούς (πλακοδοκούς) 5 εκ στον κορμό.

Στις επεμβάσεις έχει μεγάλη σημασία η συνεργασία των δυο υλικών, όπου πρέπει να λαμβάνονται μέτρα ώστε να εξασφαλίζεται το μεγαλύτερο δυνατό αποτέλεσμα. Έχει σημασία τα μέτρα ελαστικότητας (E) των υλικών, οπλισμένο σκυρόδεμα και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα , να μην διαφέρουν πολύ για να ισχύει το συμβιβαστό των παραμορφώσεων μεταξύ των δυο

επιφανειών. Επιλέγεται κατηγορία εκτοξευόμενου σκυροδέματος C20/25 με υφιστάμενη αντοχή διατομής C16/20. Ο οπλισμός επιλέγεται B500c.



Σχημα 6.40 «Ξυλότυπος επέμβασης Υπογείου»

6.7 Επίλυση Ενισχυμένου φορέα

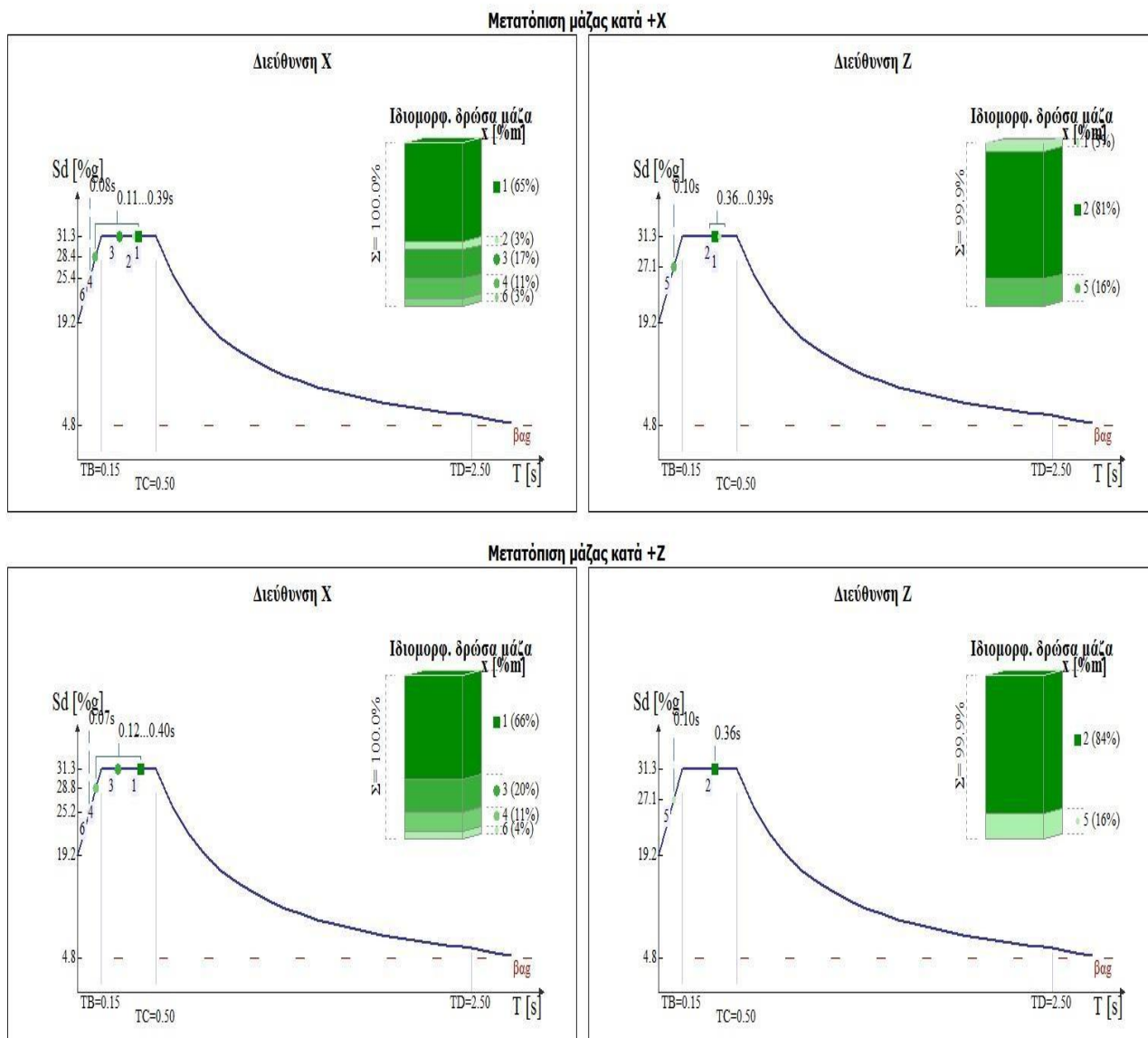
Μετά την επιλογή του τρόπου ενίσχυσης γίνεται ανάλυση διαστασιολόγησης του φορέα και των μανδύων. Τα αποτελέσματα αποτυπώνονται παρακάτω.



Σχήμα 6.42 «Ιδιοπερίοδοι-μετακινήσεις ενισχυμένου φορέα»



Σχήμα 6.43 «Τέμνουσα Βάσης ενισχυμένου φορέα»



Σχήμα 6.44 «Φάσματα απόκρισης EC8-2 - Ιδιοπερίοδοι ενισχυμένου φορέα»

Παρατηρείται διαφορά στη ιδιοπερίοδο του κτηρίου και στις μετακινήσεις μετά την επέμβαση. Η ιδιοπερίοδος είναι μικρότερη κατά 8 % περίπου και οι μετακινήσεις κατά 10% περίπου. Η ενίσχυση με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος επιδρά στη δυσκαμψία του δομικού στοιχείου αλλά και γενικότερα του δομήματος. Βέβαια η επίδραση στο φάσμα (επιτάχυνση) είναι αμελητέα διότι το κτήριο πριν την ενίσχυση και μετά την ενίσχυση η ιδιοπερίοδος του ήταν στο μέγιστο του φάσματος (οριζόντιος κλάδος). Μικρή επίδραση επίσης παρουσιάζεται και στην τέμνουσα βάση. Από 792,44kN σε 828,01kN αύξηση κατά 4,5 %.

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών

| Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ. | λεl (10% / 50) | SD λ (q=2.30) | SD λVγ |
|---|---------------------------|--------------------------|-------------------|
| <u>Δ3.4(-2), Λ 6(-2), κ</u> | 0.56 | <u>0.23</u> | <u>0.05</u> |
| <u>Δ3.4(-2), Λ 7(-2), κ</u> | 0.19 | <u>0.06</u> | <u>0.07</u> |
| <u>Δ8.3(-2), Λ 22(-2), κ</u> | 1.87 | <u>0.63</u> | <u>0.19</u> |
| <u>Δ8.3(-2), Λ 7(-2), κ</u> | 1.05 | <u>0.19</u> | <u>0.13</u> |
| <u>Δ8.4(-2), Λ 7(-2), κ</u> | 0.86 | <u>0.19</u> | <u>0.07</u> |
| <u>Δ8.4(-2), Λ 4(-2), κ</u> | 0.28 | <u>0.15</u> | <u>0.09</u> |
| <u>Δ3.4(-1), 6(-1), κ</u> | 1.17 | <u>0.60</u> | <u>0.24</u> |
| <u>Δ3.4(-1), 7(-1), κ</u> | 0.81 | <u>0.19</u> | <u>0.18</u> |
| <u>Δ8.3(-1), Λ 22(-1), κ</u> | 1.07 | <u>0.49</u> | <u>0.20</u> |
| <u>Δ8.3(-1), 7(-1), κ</u> | 0.17 | <u>0.09</u> | <u>0.15</u> |
| <u>Δ8.4(-1), 7(-1), κ</u> | 0.50 | <u>0.21</u> | <u>0.22</u> |
| <u>Δ8.4(-1), 4(-1), κ</u> | 0.79 | <u>0.32</u> | <u>0.18</u> |
| <u>Δ1.1(0), Λ 16(0), κ</u> | <u>2.08</u> | <u>0.72</u> | - |
| <u>Δ1.4(0), Λ 17(0), κ</u> | 1.87 | <u>0.70</u> | <u>0.36</u> |
| <u>Δ1.4(0), 1(0), κ</u> | 0.94 | <u>0.49</u> | <u>0.28</u> |
| <u>Δ1.5(0), 1(0), κ</u> | 0.76 | <u>0.38</u> | <u>0.31</u> |
| <u>Δ1.5(0), Λ 18(0), κ</u> | <u>1.69</u> | <u>0.60</u> | <u>0.56</u> |
| <u>Δ2.1(0), 2(0), κ</u> | 1.98 | <u>0.32</u> | <u>0.25</u> |
| <u>Δ2.1(0), 3(0), κ</u> | 1.56 | <u>0.75</u> | <u>0.25</u> |
| <u>Δ2.2(0), 3(0), κ</u> | 1.46 | <u>0.69</u> | <u>0.24</u> |
| <u>Δ2.2(0), 4(0), κ</u> | 1.22 | <u>0.57</u> | <u>0.23</u> |
| <u>Δ2.3(0), 4(0), κ</u> | 0.97 | <u>0.51</u> | <u>0.19</u> |
| <u>Δ2.3(0), 5(0), κ</u> | 1.39 | <u>0.37</u> | <u>0.16</u> |
| <u>Δ3.3(0), Λ 21(0), κ</u> | <u>1.54</u> | <u>0.64</u> | <u>0.29</u> |
| <u>Δ3.3(0), 6(0), κ</u> | 2.13 | <u>0.77</u> | <u>0.21</u> |
| <u>Δ3.4(0), 6(0), κ</u> | 0.92 | <u>0.56</u> | <u>0.18</u> |
| <u>Δ3.4(0), 7(0), κ</u> | <u>1.61</u> | <u>0.56</u> | <u>0.21</u> |
| <u>Δ4.1(0), 9(0), κ</u> | <u>1.71</u> | <u>0.62</u> | <u>0.14</u> |
| <u>Δ4.1(0), Λ 22(0), κ</u> | 1.88 | <u>0.35</u> | <u>0.16</u> |
| <u>Δ5.1(0), Λ 23(0), κ</u> | <u>1.95</u> | <u>0.57</u> | <u>0.16</u> |
| <u>Δ5.1(0), Λ 25(0), κ</u> | <u>2.32</u> | <u>0.83</u> | <u>0.17</u> |
| <u>Δ6.1(0), Λ 20(0), κ</u> | <u>1.40</u> | <u>0.57</u> | <u>0.21</u> |
| <u>Δ6.1(0), 2(0), κ</u> | 0.48 | <u>0.26</u> | <u>0.23</u> |
| <u>Δ6.2(0), 2(0), κ</u> | 2.39 | <u>0.51</u> | <u>0.26</u> |
| <u>Δ6.2(0), Λ 27(0), κ</u> | <u>1.29</u> | <u>0.42</u> | <u>0.62</u> |
| <u>Δ7.1(0), 9(0), κ</u> | 2.44 | <u>0.65</u> | <u>0.16</u> |
| <u>Δ7.1(0), 6(0), κ</u> | <u>1.84</u> | <u>0.77</u> | <u>0.16</u> |
| <u>Δ8.3(0), Λ 22(0), κ</u> | <u>2.11</u> | <u>0.51</u> | <u>0.35</u> |
| <u>Δ8.3(0), 7(0), κ</u> | 2.04 | <u>0.35</u> | <u>0.35</u> |
| <u>Δ8.4(0), 7(0), κ</u> | 0.68 | <u>0.28</u> | <u>0.21</u> |
| <u>Δ8.4(0), 4(0), κ</u> | <u>1.16</u> | <u>0.64</u> | <u>0.24</u> |
| <u>Δ9.3(0), Λ 24(0), κ</u> | <u>1.39</u> | <u>0.52</u> | <u>0.45</u> |
| <u>Δ9.3(0), 8(0), κ</u> | <u>1.54</u> | <u>0.95</u> | <u>0.36</u> |
| <u>Δ9.4(0), 8(0), κ</u> | 0.96 | <u>0.38</u> | <u>0.20</u> |
| <u>Δ9.4(0), 5(0), κ</u> | 1.47 | <u>0.52</u> | <u>0.23</u> |
| <u>Δ9.5(0), 5(0), κ</u> | 1.39 | <u>0.52</u> | <u>0.00</u> |

Σχήμα 6.45 «Λόγοι επάρκειας (λ) Δοκών μετά την επέμβαση με A=0.24g»

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστρωμάτων

| Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ. | λεl (10% / 50) | SD λ (q=2.30) | | SD λV |
|-----------------------------------|-------------------|------------------|----|-------------|
| <u>K1(-1)</u> , κάτω, κ | 0.40 | <u>0.40*</u> | y: | <u>0.01</u> |
| <u>K1(-1)</u> , άνω, κ | 0.40 | 0.40* | z: | <u>0.04</u> |
| <u>K1(0)</u> , κάτω, κ | 0.98 | 0.25* | y: | <u>0.25</u> |
| <u>K1(0)</u> , άνω, κ | 1.11 | <u>0.29</u> | z: | <u>0.06</u> |
| <u>K2(-1)</u> , κάτω, κ | 0.87 | <u>0.58</u> | y: | <u>0.09</u> |
| <u>K2(-1)</u> , άνω, κ | 0.78 | 0.50* | z: | <u>0.02</u> |
| <u>K2(0)</u> , κάτω, κ | 1.58 | 0.37 | y: | <u>0.20</u> |
| <u>K2(0)</u> , άνω, κ | 1.69 | <u>0.40</u> | z: | <u>0.41</u> |
| <u>K3(-1)</u> , κάτω, κ | 0.52 | <u>0.52*</u> | y: | <u>0.03</u> |
| <u>K3(-1)</u> , άνω, κ | 0.51 | 0.51* | z: | <u>0.01</u> |
| <u>K3(0)</u> , κάτω, κ | 0.80 | <u>0.31*</u> | y: | <u>0.04</u> |
| <u>K3(0)</u> , άνω, κ | 0.76 | 0.30* | z: | <u>0.28</u> |
| <u>K4(-1)</u> , κάτω, κ | 0.53 | <u>0.47*</u> | y: | <u>0.01</u> |
| <u>K4(-1)</u> , άνω, κ | 0.46 | 0.46* | z: | <u>0.05</u> |
| <u>K4(0)</u> , κάτω, κ | 0.88 | <u>0.34*</u> | y: | <u>0.25</u> |
| <u>K4(0)</u> , άνω, κ | 0.84 | 0.33* | z: | <u>0.24</u> |
| <u>K5(-1)</u> , κάτω, κ | 0.77 | <u>0.50</u> | y: | <u>0.07</u> |
| <u>K5(-1)</u> , άνω, κ | 0.69 | 0.42* | z: | <u>0.01</u> |
| <u>K5(0)</u> , κάτω, κ | 1.11 | 0.27* | y: | <u>0.14</u> |
| <u>K5(0)</u> , άνω, κ | 0.94 | <u>0.27*</u> | z: | <u>0.33</u> |
| <u>K6(-1)</u> , κάτω, κ | 0.78 | <u>0.46</u> | y: | <u>0.10</u> |
| <u>K6(-1)</u> , άνω, κ | 0.73 | 0.37* | z: | <u>0.14</u> |
| <u>K6(0)</u> , κάτω, κ | 1.39 | 0.34 | y: | <u>0.35</u> |
| <u>K6(0)</u> , άνω, κ | 1.53 | <u>0.38</u> | z: | <u>0.19</u> |
| <u>K7(-1)</u> , κάτω, κ | 0.55 | <u>0.31*</u> | y: | <u>0.03</u> |
| <u>K7(-1)</u> , άνω, κ | 0.54 | 0.31* | z: | <u>0.08</u> |
| <u>K7(0)</u> , κάτω, κ | 1.56 | 0.42 | y: | <u>0.19</u> |
| <u>K7(0)</u> , άνω, κ | 1.62 | <u>0.44</u> | z: | <u>0.34</u> |
| <u>K8(-1)</u> , κάτω, κ | 0.33 | <u>0.33*</u> | y: | <u>0.06</u> |
| <u>K8(-1)</u> , άνω, κ | 0.35 | 0.31* | z: | <u>0.03</u> |
| <u>K8(0)</u> , κάτω, κ | 1.97 | 0.46 | y: | <u>0.06</u> |
| <u>K8(0)</u> , άνω, κ | 2.08 | <u>0.48</u> | z: | <u>0.40</u> |
| <u>K9(-1)</u> , κάτω, κ | 0.25 | <u>0.20*</u> | y: | <u>0.01</u> |
| <u>K9(-1)</u> , άνω, κ | 0.34 | 0.18* | z: | <u>0.03</u> |
| <u>K9(0)</u> , κάτω, κ | 1.10 | <u>0.27</u> | y: | <u>0.13</u> |
| <u>K9(0)</u> , άνω, κ | 0.69 | 0.16 | z: | <u>0.11</u> |

| | | | | |
|--------------------------|-----------------------------|--------------|----|-------------|
| <u>K10(-1)</u> , κάτω, κ | 0.46 | <u>0.35</u> | y: | - |
| <u>K10(-1)</u> , άνω, κ | 0.82 | 0.28 | z: | <u>0.32</u> |
| <u>K10(0)</u> , κάτω, κ | 2.37 | <u>0.55</u> | y: | - |
| <u>K10(0)</u> , άνω, κ | 0.47 | 0.14 | z: | <u>0.86</u> |
| <u>K11(-1)</u> , κάτω, κ | 0.20 | <u>0.18*</u> | y: | - |
| <u>K11(-1)</u> , άνω, κ | 0.44 | 0.17* | z: | <u>0.10</u> |
| <u>K11(0)</u> , κάτω, κ | 2.14 | <u>0.52</u> | y: | - |
| <u>K11(0)</u> , άνω, κ | 0.87 | 0.23 | z: | <u>0.70</u> |
| <u>K12(-1)</u> , κάτω, κ | 0.36 | <u>0.20*</u> | y: | - |
| <u>K12(-1)</u> , άνω, κ | 0.62 | 0.16* | z: | <u>0.17</u> |
| <u>K12(0)</u> , κάτω, κ | 2.14 | <u>0.47</u> | y: | - |
| <u>K12(0)</u> , άνω, κ | 0.82 | 0.21 | z: | <u>0.60</u> |
| <u>K13(-1)</u> , κάτω, κ | 0.38 | 0.22 | y: | - |
| <u>K13(-1)</u> , άνω, κ | 0.92 | <u>0.24</u> | z: | <u>0.31</u> |
| <u>K13(0)</u> , κάτω, κ | <u>3.15!</u> ⁽⁰⁾ | <u>0.73</u> | y: | - |
| <u>K13(0)</u> , άνω, κ | 0.95 | 0.24 | z: | <u>0.77</u> |
| <u>K14(-1)</u> , κάτω, κ | 0.67 | 0.16* | y: | - |
| <u>K14(-1)</u> , άνω, κ | 1.66 ⁽⁻¹⁾ | <u>0.43</u> | z: | <u>0.49</u> |
| <u>K14(0)</u> , κάτω, κ | 2.20 | <u>0.50</u> | y: | - |
| <u>K14(0)</u> , άνω, κ | 1.03 | 0.36 | z: | <u>0.45</u> |
| <u>K15(-1)</u> , κάτω, κ | 0.32 | 0.20 | y: | - |
| <u>K15(-1)</u> , άνω, κ | 1.26 | <u>0.29</u> | z: | <u>0.31</u> |
| <u>K15(0)</u> , κάτω, κ | 2.45 | <u>0.58</u> | y: | - |
| <u>K15(0)</u> , άνω, κ | 0.72 | 0.17 | z: | <u>0.83</u> |

(n): ο μέγιστος λει των υποστυλωμάτων με σημαντική δυσκαμψία του ορόφου n.

*: Λόγος επάρκειας των οριζοντίων μόνιμων φορτίων ($G+\psi 2Q$).

Σχήμα 6.46 «Λόγοι επάρκειας (λ) Υποστυλωμάτων μετά την επέμβαση με $A=0.24g$ »

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

| Στάθμη Επιτελεσματικότητας | Μέλος | Κύριο/ Δευτερεύον | Λόγος Επάρκειας |
|-------------------------------|---------------|----------------------|--------------------|
| SD | <u>K13(0)</u> | Κύριο | <u>0.73</u> |

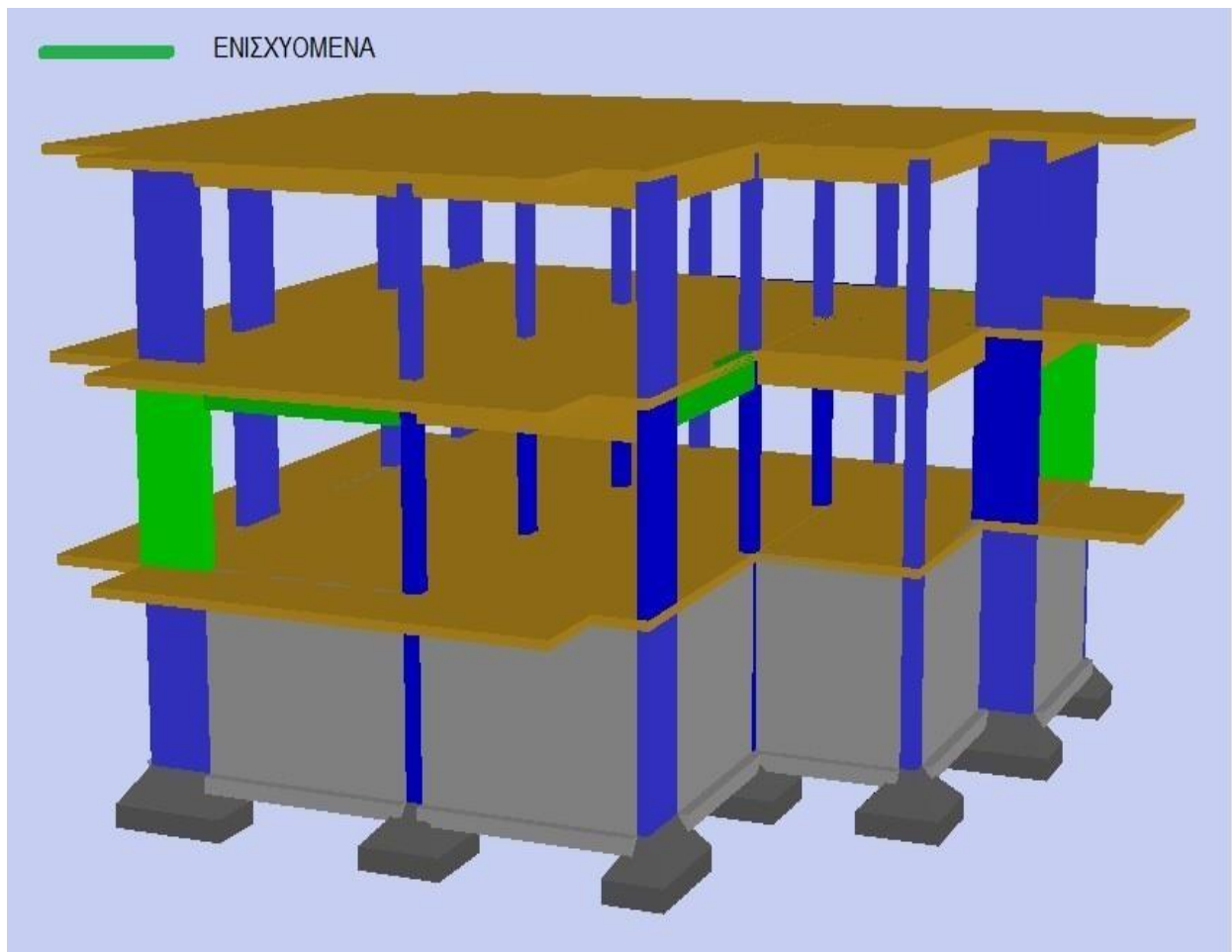
Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

| Στάθμη Επιτελεσματικότητας | Μέλος | Κύριο/ Δευτερεύον | Λόγος Επάρκειας |
|-------------------------------|---------------|----------------------|--------------------|
| SD | <u>K10(0)</u> | Κύριο | <u>0.86</u> |

Σχήμα 6.47 «Μέγιστα λόγων επάρκειας μετά την επέμβαση»

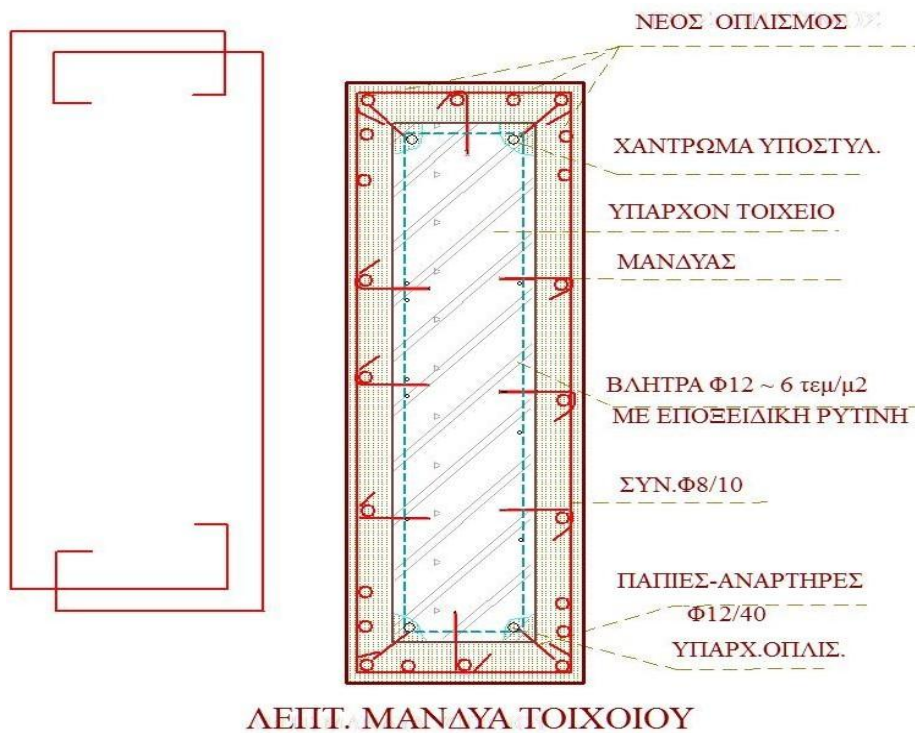
Από τα αποτελέσματα λόγω επάρκειας (λ) δεν προκύπτει ανεπάρκεια σε κανένα δομικό στοιχείο. Άρα μετά την επέμβαση - ενίσχυση με πρόβλεψη ενός ορόφου το δόμημα κρίνεται ασφαλές.

Στο παρακάτω σχήμα με πράσινο χρώμα απεικονίζονται τα δομικά στοιχεία που ενισχύονται.

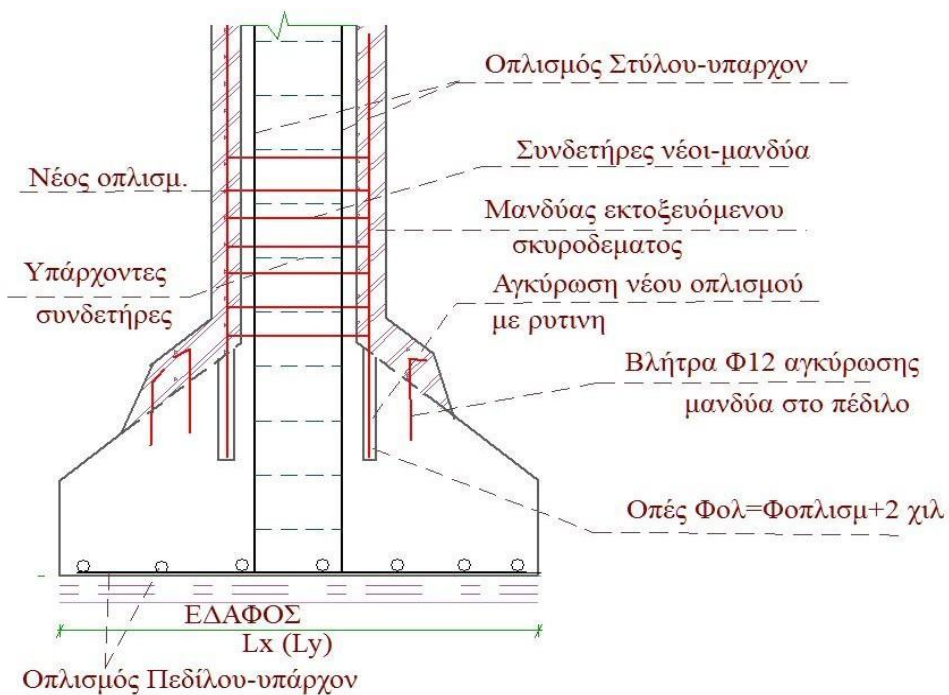


Σχήμα 6.48 « Φωτορεαλιστικό προσομοίωμα μετά την επέμβαση»

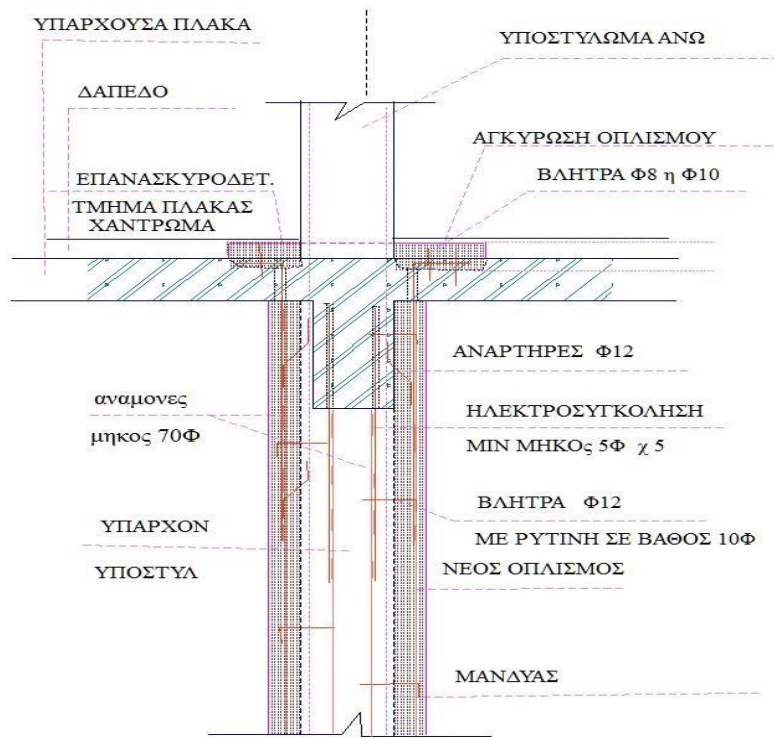
Παρακάτω αποτυπώνονται ενδεικτικά λεπτομέρειες επέμβασης.



Σχημα 6.49 «Λεπτομέρεια όπλισης Μανδύα Τοιχώματος»

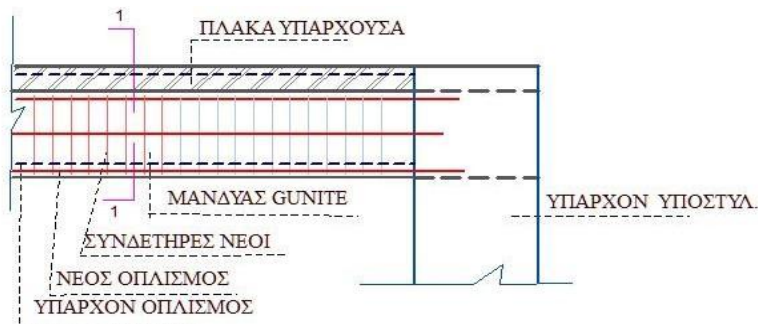


Σχημα 6.50 «Λεπτομέρεια αγκύρωσης οπλισμού μανδύα στο πέδιλο»

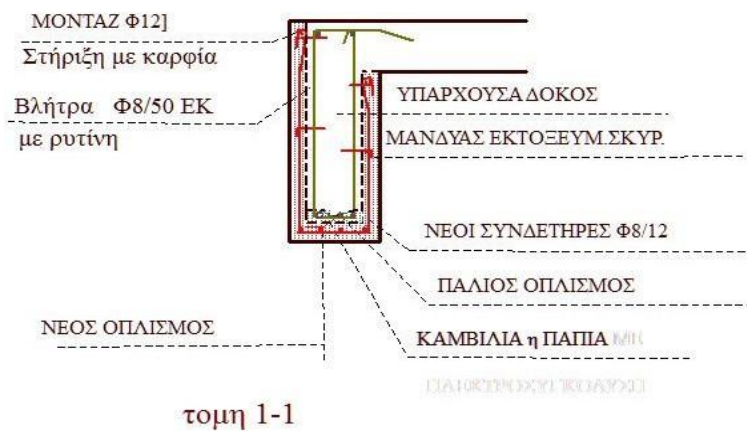


ΛΕΠΤΟΜ. ΤΥΠΙΚΗ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ ΜΑΝΔΥΑ ΣΕ ΚΟΜΒΟ

Σχημα 6.51 «Λεπτομέρεια αγκύρωσης οπλισμού μανδύα στην πλάκα»



ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΕΠΙΣΚΕΥΗ-ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΟΚΟΥ



τομη 1-1

Σχημα 6.52 «Λεπτομέρεια Μανδύα Δοκού»

6.8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Στόχος της εργασίας ήταν η σύγκριση αποτελεσμάτων αστοχίας μεταξύ σεισμικού συντελεστή 0.24g και 0.36g , σε υπάρχον ισόγειο κτίριο με υπόγειο και πρόβλεψη προσθήκης Α' ορόφου με Φέρων Οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ με την μέθοδο ανάλυσης ελαστική q και στάθμη επιτελεστικότητας B1.
2. Η ανάλυση - αποτίμηση με σεισμικό συντελεστή 0.24g κατέδειξε αστοχία σε 6 δοκούς από 18 δοκούς συνολικά ,ποσοστό αστοχίας 33.33% και σε 2 τοιχία του ισογείου από 15 συνολικά κατακόρυφα στοιχεία, ποσοστό αστοχίας 13,33%.
3. Η ανάλυση - αποτίμηση με σεισμικό συντελεστή 0.36g κατέδειξε αστοχία σε 10 δοκούς από 18 συνολικά ,ποσοστό αστοχίας 55,5% και σε 3 τοιχία του ισογείου σε σύνολον 15 κατακόρυφων στοιχείων, ποσοστό αστοχίας 20,00%.
4. Η διαφορά στο σεισμικό συντελεστή για το συγκεκριμένο κτίριο με τα συγκεκριμένα γεωμετρικά και σεισμικά χαρακτηριστικά συνεπάγεται αύξηση αστοχιών σε οριζόντια δομικά στοιχεία – δοκούς κατά 60% περίπου και για τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία κατά 20 % περίπου.
5. Η μικρή αύξηση αστοχίας στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία φαίνεται να οφείλεται στην ύπαρξη τοιχωμάτων και στο χαμηλό ύψος του κτίριου (διώροφο με υπόγειο).
6. Η πρόβλεψη για την προσθήκη ορόφου υπήρχε και στην αρχική εγκεκριμένη μελέτη επομένως δεν αποτέλεσε ιδιαίτερη επιβάρυνση κατά την αποτίμηση. Οι αστοχίες που υπήρξαν με συντελεστή σεισμικότητας 0.24g (είναι και ο υφιστάμενος στην περιοχή σήμερα) οφείλεται αφενός στον διαφορετικό τρόπο ανάλυσης- αποτίμησης, σε σχέση με την μέθοδο του χρόνου κατασκευής, από την διαφορά παραδοχών των σημερινών κανονισμών με τους τότε υφιστάμενους κατά την σύνταξη της αρχικής μελέτης και αφετέρου από τον χαμηλό συντελεστή σεισμικότητας που είχε ληφθεί υπόψη στην αρχική μελέτη όπως οι κανονισμοί όριζαν.
7. Ο σεισμικός συντελεστής στην αρχική μελέτη οριζόταν σε $\varepsilon=0,08$ με βάση τον Α.Κ του 1959 όπου σήμερα προσεγγιστικά με τους νέους κανονισμούς αντιστοιχεί σε $A=0,08 \times 1,75=0,14g$ [Στ. Αναγνωστόπουλος 1986]
8. Αστοχίες στην θεμελίωση δεν παρουσιάστηκαν λόγω ύπαρξης τοιχωμάτων υπογείου.
9. Η μέθοδος που ακολουθήθηκε στον ανασχεδιασμό ήταν ελαστική με καθολικό δείκτη q και επιλογή επέμβασης μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος . Οι μανδύες των κατακόρυφων

στοιχείων αν και ήταν υποχρεωτικές λόγω αστοχίας στο ισόγειο μόνο, εντούτοις προτείνεται να κατασκευαστούν μέχρι την στάθμη θεμελίωσης.

7^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Οι Βιβλιογραφικές αναφορές κατανεμήθηκαν σε τρεις κατηγορίες. Η πρώτη κατηγορία αναφέρει την Ελληνική Βιβλιογραφία, η δεύτερη αναφέρεται στους κανονισμούς που χρησιμοποιήθηκαν και η τρίτη αναφορά δείχνει της πηγές από το διαδίκτυο

7.1 Ελληνική Βιβλιογραφία

[01] **Ψυχάρης Ι.**, «Σημειώσεις Μαθήματος Αντισεισμικής Τεχνολογίας 2», ΕΜΠ, Αθήνα 2007

[02] **Μαγουλάς Σ.**, «Διευρέυνση βέλτιστων μεθόδων ανάλυσης και επίλυσης με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 για την αποτίμηση υφιστάμενου κτηρίου», Διπλωματική Μεταπτυχιακή εργασία, ΑΤΕΙ Πειραιά, Αθήνα 2018

[03] **Δρίτσος Σ.**, «Επεμβάσεις σε υφιστάμενες κατασκευές», Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος, Ξάνθη 2009

[04] **Δρίτσος Σ.**, «Επισκευές και Ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο Σκυρόδεμα», Σημειώσεις Μαθήματος, Πανεπιστήμιο Πάτρας, 2005

[05] **Δρίτσος Σ.**, «Στρατηγικές και Σχεδιασμός Αντισεισμικής Ενίσχυσης Κτιρίων», Πανεπιστήμιο Πάτρας, 2007

[06] **Καματερή Δήμητρα**, «Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα και τρόποι ενίσχυσης τους», Πτυχιακή εργασία, ΑΤΕΙ Πειραιά, Αθήνα 2012

[07] **Λώλου Άρτεμις και Μακοπούλου Σοφία**, «Υπολογισμός της Αντοχής και ικανότητας παραμόρφωσης μελών οπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 8», Πτυχιακή εργασία, ΑΤΕΙ Δυτικής Ελλάδας, Πάτρα 2016

[08] **Φέκας Κωνσταντίνος**, «Αποτίμηση υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με ελαστική και ανελαστική ανάλυση σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ», Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, ΑΠΘ, Θεσσαλονίκη 2015

- [09] **Κυριαζόπουλος Α.**, «Επισκευές ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα», Σημειώσεις Μαθήματος, ΑΤΕΙ Πειραιά Τ.Τ, 2016
- [10] **Τάσιος Θ.**, «Θεωρία σχεδιασμού επισκευών και ενισχύσεων», ΕΜΠ, 2011
- [11] **Μπαρδάκης Βασίλειος**, «Ανάλυση κτηρίου πριν και μετά τη επέμβαση», Σεμινάριο, ΕΜΠ, 2015
- [12] **Ρεπαπής Κ.**, «Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα», Διδακτορική διατριβή, 2007
- [13] **Ρεπαπής Κ., Βιντζηλαίου Ε., Ζέρης Χ.**, «Εκτίμηση συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από Ω.Σ με χρήση Δυναμικών Αναλύσεων αυξανόμενης έντασης» 15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Αλεξανδρούπολη, 2006
- [14] **Κοσμόπουλος Α.**, «Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς και Ενίσχυση Μη-κανονικών σε κάτοψη Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος» Διδακτορική Διατριβή, Πανεπιστήμιο Πάτρας, 2005
- [15] **Κανελλόπουλος Α.**, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ενίσχυση Κτιρίων από οπλισμένο Σκυρόδεμα», 2007
- [16] **Κάππος Α., Γεωργίου Α., Παπίστα Σ.**, «Συγκριτικά αποτελέσματα αποτίμησης υφιστάμενης οικοδομής βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ με διαφορετικές παραδοχές δυσκαμψιών. Σύγκριση ελαστικών και ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης», 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα, 2009

7.2 Κανονισμοί

- [17] **Ευρωκώδικας 8** – Μέρος 1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για τα κτίρια
- [18] **Ευρωκώδικας 8** – Μέρος 3, Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων
- [19] **ΚΑΝ.ΕΠΕ**, Κανονισμός επεμβάσεων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας,
- [20] **ΕΚΩΣ 2000**, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος, ΦΕΚ 1329 τ.β'/06.11.2000

7.3 Πληροφορίες από το Διαδίκτυο

- [21] www.jgtech.gr
- [22] www.episkeves2.civil.upatras.gr
- [23] www.skyrodemanet.gr
- [24] www.teetas.gr/sites/default/files/seminaria/kanepe___mpardakis_1.pdf
- [25] www.oasp.gr/userfiles/file/Mokos.pdf
- [26] http://library.tee.gr/digital/m2456/m2456_kappos4.pdf
- [27] http://download.pi.gr/Seismic_response.pdf
- [28] <http://www.lhlogismiki.gr>

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

✓/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/η Βούλτσιου Μαρία του Παύλου μεταπτυχιακός φοιτητής του Π.Μ.Σ.: «Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών και Αειφόρος Ανάπτυξη»,

του Α.Ε.Ι Πειραιά Τ.Τ, πριν αναλάβω την εκπόνηση της Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας μου, δηλώνω ότι ενημερώθηκα για τα παρακάτω:

«Η Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία (Μ.Δ.Ε.) αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο του συγγραφέα, όσο και του Ιδρύματος και θα πρέπει να έχει μοναδικό χαρακτήρα και πρωτότυπο περιεχόμενο.

Απαγορεύεται αυστηρά οποιοδήποτε κομμάτι κειμένου της να εμφανίζεται αυτούσιο ή μεταφρασμένο από κάποια άλλη δημοσιευμένη πηγή. Κάθε τέτοια πράξη αποτελεί προϊόν λογοκλοπής και εγείρει θέμα Ηθικής Τάξης για τα πνευματικά δικαιώματα του άλλου συγγραφέα. Αποκλειστικός υπεύθυνος είναι ο συγγραφέας της Μ.Δ.Ε., ο οποίος φέρει και την ευθύνη των συνεπειών, ποινικών και άλλων, αυτής της πράξης.

Πέραν των όποιων ποινικών ευθυνών του συγγραφέα, σε περίπτωση που το Ίδρυμα του έχει απονείμει Μεταπτυχιακό Δίπλωμα, αυτό ανακαλείται με απόφαση της Συνέλευσης Ειδικής Σύθεσης του Τμήματος. Η Συνέλευση Ειδικής Σύθεσης του Τμήματος με νέα απόφασή της, μετά από αίτηση του ενδιαφερόμενου, του αναθέτει εκ νέου την εκπόνηση Μ.Δ.Ε. με άλλο θέμα και διαφορετικό επιβλέποντα καθηγητή. Η εκπόνηση της εν λόγω Μ.Δ.Ε. πρέπει να ολοκληρωθεί εντός τουλάχιστον ενός ημερολογιακού δμήνου από την ημερομηνία ανάθεσής της. Κατά τα λοιπά εφαρμόζονται τα προβλεπόμενα στο άρθρο 18. παρ.5 του ισχύοντος Εσωτερικού Κανονισμού».

Ο Δηλών



Ημερομηνία

17/08/2018