

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ, ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

ΜΑΡΟΥΔΑΣ ΣΠΥΡΙΔΩΝ

Περίληψη

Το θέμα της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση μιας υφιστάμενης συνήθους διώροφης οικοδομής κατασκευασμένης το 1975, με την χρήση των ελαστικών μεθόδων q , m και της στατικής ανελαστικής μεθόδου *Pushover*, καθώς και με την χρήση *προσεγγιστικών τρόπων*, στους οποίους η τέμνουσα βάσης προσδιορίζεται σύμφωνα με την μέθοδο q . Στις πρώτες, αναλυτικές μεθόδους θα γίνουν δύο αναλύσεις: μία με τον συνυπολογισμό της συνεισφοράς των τοιχοπληρώσεων στην αντισεισμική συμπεριφορά του κτηρίου, και άλλη μία, η οποία θα αγνοεί την συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων. Οι αναλυτικές μέθοδοι γίνονται με την χρήση του προγράμματος *ScadaPro*, και τα συμπεράσματα στα οποία καταλήγουμε είναι ότι η κατασκευή μας έχει πολύ μικρή αντοχή σε σεισμικές φορτίσεις, και για τον λόγο αυτό χρειάζεται να γίνουν επειγόντως ενισχύσεις.

1. ΒΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ & ΑΝΑΛΥΣΗΣ

1.1 ΑΝΑΓΚΑΙΟΤΗΤΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΕΩΝ & ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΩΝ

Ο Ελλαδικός χώρος είναι μία αρκετά σεισμογενής περιοχή, με τις συχνές σεισμικές δράσεις να είναι υπεύθυνες για την πρόκληση βλαβών (μικρών ή μεγάλων) ή ακόμα και καταρρεύσεων στις υφιστάμενες κατασκευές. Γι' αυτό, προκειμένου να αποφευχθεί αυτός ο κίνδυνος, χρειάζεται μια ουσιαστική αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας αρκετών κτιρίων που έχουν κατασκευαστεί στο παρελθόν καθώς και η ενίσχυσή τους εφόσον κρίνεται αναγκαία με σκοπό να προστατευθεί η ανθρώπινη ζωή και η ανθρώπινη περιουσία.

Ο λόγος της *αποτίμησης των κατασκευών* είναι ότι τα παλαιότερα χρόνια η μόρφωση του φορέα γινόταν με μειωμένες σεισμικές δράσεις δημιουργώντας δυνητική δυσμέμεια χωρίς να συμπεριλαμβάνει τις σύγχρονες αντισεισμικές αντιλήψεις (όπως πλαστιμότητα, ικανοτικό σχεδιασμό, αντισεισμικές διατάξεις, έλεγχο κατασκευαστικών διατάξεων κλπ.) και επιπλέον η ανάλυση του φορέα γινόταν με σημαντική έλλειψη υπολογιστικών μέσων (με συνέπεια την απουσία χωρικής ανάλυσης και δισδιάστατης πλαισιακής λειτουργίας) καθώς και με την χρήση απλοποιητικών παραδοχών κατά της ασφάλειας.

Από την άλλη πλευρά, οι λόγοι του *ανασχεδιασμού των κατασκευών* είναι δύο: Πρώτον, το να κατεδαφιστεί ένα κτήριο και να κατασκευαστεί ένα καινούργιο δεν είναι πάντα η βέλτιστη λύση διότι χρειάζεται να ληφθούν υπόψη και τα οικονομικά οφέλη από μία ενίσχυση, ειδικά αν οι βλάβες δεν είναι σοβαρές και εκτεταμένες για να δικαιολογείται μία κατεδάφιση. Δεύτερον, υπάρχουν αρκετά κτήρια και κατασκευές που έχουν κτιστεί στο παρελθόν και έχουν χαρακτηριστεί ως διατηρητέα. Επομένως, λόγω θεσμικής αλλά και συναισθηματικής αδυναμίας κατεδάφισής τους, θεωρείται σκόπιμο να αναζητηθούν άλλοι τρόποι για την βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς τους, χωρίς την μεγάλη μεταβολή του υπάρχοντος φέροντος οργανισμού και με το χαρακτηριστικό της αναστρεψιμότητας της ενίσχυσης.

Συνολικά δηλαδή, πρέπει να γίνεται μια μελέτη κόστους και σημασίας για μια υφιστάμενη κατασκευή και να αποφασίζεται μία από τις δύο προοπτικές. Σε κάθε όμως περίπτωση η ενίσχυση των κατασκευών είναι μια υπόθεση των σύγχρονων ημερών που αφορά την επιστήμη του Πολιτικού Μηχανικού.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 ΓΕΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το θέμα αυτό έχει ως στόχο την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό μιας διώροφης κατασκευής χωρίς υπόγειο, κατασκευασμένης από οπλισμένο σκυρόδεμα και σχεδιασμένης

βάσει του παλαιού Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959, όντας κτισμένη το 1975, δηλαδή αρκετά χρόνια πριν το αντισεισμικό κανονισμό του 1985, όπου άλλαξαν σημαντικά οι κατασκευαστικές διατάξεις.

Η σπουδαιότητα του κτηρίου είναι κλάσης II. Να σημειωθεί βέβαια ότι όλες οι αναλύσεις και τα συμπεράσματα που θα εξαχθούν, θα συμμορφώνονται με τις απαιτήσεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) 2013 για Στάθμη Επιτελεστικότητας Β και για μέγιστη επιτάχυνση ίση με 0.32g.

Στο κτίριο που μελετάμε, δεν γίνεται κάποια αναφορά για τυχόν βλάβες ή επεμβάσεις επομένως ο χαρακτηρισμός του είναι: «**Χωρίς Βλάβες και Χωρίς Επεμβάσεις**»

Βάσει όλων των παρακάτω περιγραφών και αναλύσεων για την γεωμετρία και τα τεχνικά χαρακτηριστικά της κατασκευής μας, η στάθμη αξιοπιστίας μπορεί να χαρακτηριστεί ως «**Ικανοποιητική**» αφού έχουμε επαρκή δεδομένα σχετικά με το είδος, τη γεωμετρία του φορέα, των τοιχοποληρώσεων καθώς και το βάρος της επίστρωσης. Επιπλέον, γνωρίζουμε τη διάταξη και τη διάμετρο όλων των οπλισμών καθώς και τις αγκυρώσεις και το κλείσιμο των συνδετήρων σε βαθμό ικανοποιητικό.

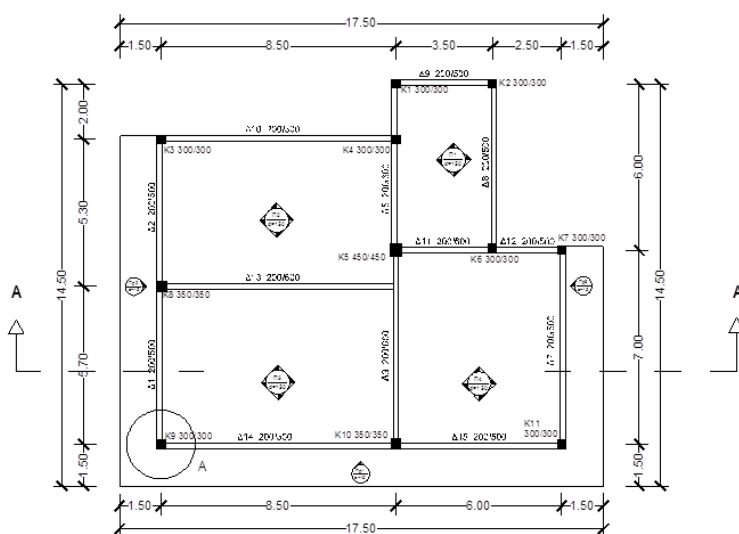
Ο χαρακτηρισμός μιας συγκεκριμένης στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων είναι αρκετά σημαντικός αφού ανάλογα με την κατάταξη του κτιρίου επιλέγονται κατάλληλοι συντελεστές ασφάλειας για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές όπως και για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών.

2.2 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Βλέπουμε πως η κατασκευή μας πρόκειται για μια συμμετρική κατοικία με κανονικότητα. Οι δύο εσοχές στην μία πλευρά του κτηρίου βρίσκονται μέσα στα ανεκτά όριο που ορίζει ο Ευρωκώδικας 8 και επομένως δεν επηρεάζουν την κανονικότητα σε κάτοψη, η οποία χαρακτηρίζεται από απλότητα και ομοιομορφία στη δομική γεωμετρία της.

Επιπλέον, το δομικό σύστημα του κτιρίου είναι πλαισιακό, με συγκεντρωμένα υποστυλώματα στη μία πλευρά, εξαιτίας της μιας εσοχής στην πλάκα όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα. Αξιοσημείωτο είναι ακόμα και το ότι, μία δοκός στηρίζεται με έμμεσο τρόπο πάνω σε μία άλλη (δηλαδή έχουμε σύνδεση δοκού επί δοκού).

Για τους λόγους αυτούς, το συγκεκριμένο κτίριο χρήζει άμεσης αποτίμησης προκειμένου να αποφευχθούν τυχόν σημαντικές βλάβες σε περίπτωση σεισμού που πιθανόν να βλάψουν την ανθρώπινη ζωή.



Σχήμα 2.1 Τυπική κάτοψη της κατασκευής (συγκεκριμένα ο ξυλότυπος οροφής Ισογείου και Α' Ορόφου).

Βλέπουμε ακόμα, πως το ύψος ορόφου ισούται με 3.20m, και ότι το κτήριο αποτελείται από το **Ισόγειο**, το οποίο δεν διαθέτει πλάκα δαπέδου, τον **A' όροφο**, και το **Δώμα** όπου υπάρχει μόνο η πλάκα οροφής α' ορόφου μαζί με ένα στηθαίο.

Όλες οι δοκοί στο ισόγειο και τους ορόφους είναι ορθογωνικής μορφής (όπου βέβαια θα πρέπει να συνυπολογιστεί και το συνεργαζόμενο πλάτος από τις πλάκες), διαστάσεων 200x500mm για τις περιμετρικές δοκούς, και διαστάσεων 200x600mm για τις εσωτερικές δοκούς.

Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων διακρίνονται στα παραπάνω σχήματα. Τα είδη των κατακόρυφων στοιχείων είναι 3 στον αριθμό. Έτσι έχουμε γωνιακά υποστυλώματα ορθογωνικής διατομής διαστάσεων 300x300mm, επίσης, περιμετρικά τετραγωνικά υποστυλώματα διαστάσεων 350x350mm, και τέλος κεντρικά υποστυλώματα διαστάσεων 450x450mm, ορθογωνικής κάτοψης.

Στην κατασκευή μας έχουμε τόσο πλάκες πλαισίων όσο και πλάκες προβόλων. Και τα δύο είδη πλακών έχουν πάχος $h_f = 150 \text{ mm}$.

Στο κτήριο έχουμε στο Ισόγειο και στον A' όροφο μπατικές τοιχοποιίες περιμετρικά της κατασκευής και δρομικές τοιχοποιίες εσωτερικά. Επιπλέον, επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει, με την μορφή στηθαίου, μπατική τοιχοποιία ύψους 1.2 m.

Δεν έχει δοθεί στην εκφώνηση τύπος θεμελίωσης.

2.3 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε ήταν μη σύννηθες της εποχής εκείνης, δηλαδή ήταν κατηγορίας αντίστοιχης με την δική μας C16/20.

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε ήταν μη σύννηθες της εποχής αυτής, δηλαδή ο χάλυβας με νευρώσεις κατηγορίας S400, τόσο για τους διαμήκεις οπλισμούς, όσο και για τους συνδετήρες.

2.4 ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.4.1 Γενικά

Παρότι πρόκειται για κατασκευή μελετημένη με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, θεωρήθηκε ότι οι συνδετήρες είναι Ø8 σε όλα τα γραμμικά μέλη της κατασκευής και είναι καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα (όπως διαπιστώθηκε), ενώ οι ματίσεις των διαμηκών ράβδων των υποστυλωμάτων στις διατομές βάσης του A' ορόφου θεωρούνται επαρκείς. Επίσης, να σημειωθεί ότι η επικάλυψη των οπλισμών σε όλα τα μέλη της κατασκευής είναι ίση με 2.5 cm.

2.4.2 Δοκοί

Οι οπλισμοί όλων των δοκών είναι αυτοί που διακρίνονται στον παρακάτω πίνακα. Βέβαια πρέπει να προστεθεί πως έχουν προστεθεί στα ανοίγματα των δοκών επιπλέον οπλισμοί της τάξης των 2Ø8 διαμηκών ράβδων οι οποίοι λέγονται οπλισμοί μοντάζ, και χρησιμεύουν στο να κρατούν και να αγκυρώνουν τον εγκάρσιο οπλισμό (τους συνδετήρες δηλαδή) στην θέση του.

Επιπλέον να γίνει η παρατήρηση ότι τα μισά σίδερα του κάτω πέλματος των δοκών κάμπτονται στις στηρίξεις, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα, και για τον λόγο αυτόν έχουμε την επαλληλία δύο οπλισμών στο πάνω πέλμα στην στήριξη.

2.4.3 Υποστυλώματα

Οι οπλισμοί όλων των υποστυλωμάτων είναι αυτοί που διακρίνονται στον παρακάτω πίνακα. Να σημειωθεί πως στα κεντρικά υποστυλώματα δεν υπάρχουν άλλοι συνδετήρες που να συνδέουν τις διαμήκεις ράβδους πλην των περιμετρικών συνδετήρων μόνο (δηλ. δεν υπάρχουν άλλοι σιγμοειδείς ή ρομβοειδείς συνδετήρες).

Πίνακας 2.1 Γεωμετρία και οπλισμοί των υποστυλωμάτων της κατασκευής.

Υποστυλώματα	Διαστάσεις [mm]	Διαμήκης Οπλισμός [mm]	Συνδετήρες [mm/mm]
Γωνιακά	300x300	4Ø20	Ø8/200
Περιμετρικές	350x350	4Ø18	Ø8/200
Κεντρικά	450x450	8Ø16	Ø8/200

2.4.4 Πλάκες

Οι οπλισμοί των πλακών είναι Ø8/150 mm γενικώς, δηλαδή σε όλες τις πλάκες και στις δύο διευθύνσεις, τόσο στο κάτω όσο και στο άνω πέλαμα.

2.5 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.5.1 Μόνιμα Φορτία G

Το πρώτο είδος των φορτίων που ασκούνται στην κατασκευή μας είναι τα σταθερά φορτία. Αυτά είναι το **ίδιο βάρος του σκυροδέματος** που ισούται με $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$, και το οποίο υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Επιπλέον υπάρχει ακόμα και το **βάρος της επικάλυψης** των πλακών σε κάθε όροφο, το οποίο ισούται με 1.50 kN/m^2 .

Τέλος, υποθέτουμε ότι πάνω από τις δοκούς της κατασκευής στον Α' όροφο έχουμε **τοιχοποιία, δρομική** στις εσωτερικές δοκούς, **και μπατική** στις περιμετρικές δοκούς. Τα βάρη αυτών είναι 2.10 kN/m^2 επιφάνειας, για την μεν δρομική τοιχοποιία, και 3.60 kN/m^2 επιφάνειας για την μπατική τοιχοποιία.

Προκειμένου βέβαια, να ληφθεί υπόψη και η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων που υπάρχουν σε αυτές, τα φαινόμενα βάρη θα πρέπει να θεωρούνται μειωμένα κατά 35% για την μεν δρομική τοιχοποιία, και 50% για την μπατική τοιχοποιία αντίστοιχα.

2.5.2 Κινητά φορτία Q

Τα κινητά φορτία της κατασκευής είναι διαφορετικά για κάθε είδος πλακών της κατασκευής. Βάσει του κανονισμού του 1959, ο οποίος στα σημεία αυτά συμπίπτει με το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 1.1 για κατηγορία Α (δηλ για κατοικίες), τα κινητά φορτία των **πλακών του Α' ορόφου** είναι τα εξής:

- Κινητά φορτία πλακών: 2.00 kN/m^2
- Κινητά φορτία εξωστών: 5.00 kN/m^2

Το δώμα της κατασκευής θεωρείται μη βατό οπότε υποθέτουμε ένα κινητό ή ωφέλιμο φορτίο της τάξεως του 1/10 (ενός δεκάτου) των κανονικών φορτίσεων (όπως του Α' ορόφου). Έτσι λοιπόν για τα κινητά φορτία των **πλακών του δώματος** έχουμε:

- Κινητά φορτία πλακών: 0.20 kN/m^2
- Κινητά φορτία εξωστών: 0.50 kN/m^2

2.5.3 Σεισμικά φορτία E

Η κατασκευή αυτή έχει υποθεθεί ότι βρίσκεται σε περιοχή, όπου με βάση τους νεώτερους αντισεισμικούς κανονισμούς (πχ. κατά ΕΑΚ 2003), ανήκει σε ζώνη σεισμικότητας II (Z2) και σε έδαφος κατηγορίας Β.

Παρ' όλα αυτά, βάσει της εκφώνησης της άσκησης, για το ελαστικό φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων θα υποτεθεί επιτάχυνση εδάφους ίση με $a_g = 0.32g$, και όχι όπως κανονικά θα υποθέταμε από τις αρχικές τιμές του Ευρωκώδικα.

Επιπλέον, όσον αφορά το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης, το φάσμα τύπου 1, όπως περιγράφεται στον Πίνακα 3 του Εθνικού Προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8.

3. ΠΡΟΣΩΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

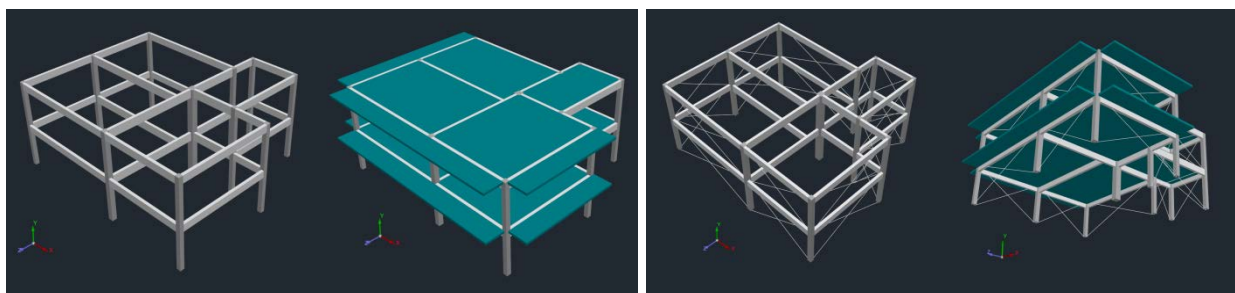
Η διαδικασία που θα ακολουθηθεί θα περιλαμβάνει την προσομοίωση και την ανάλυση της κατασκευής με τη χρήση του προγράμματος SCADA Pro 15, με πληθώρα μεθόδων αναλύσεων, που περιλαμβάνουν τόσο ελαστικές (δυναμικές μέθοδοι Q και M) και ανελαστικές μεθόδους (μέθοδος Pushover), καθώς και προσεγγιστικές μεθόδους (τόσο κατανεμημένων όσο και αθροισμένων αντοχών και εντατικών μεγεθών).

Βέβαια, προκειμένου να αποτιμηθεί ή ακόμα και να ενισχυθεί η κατασκευή στο συγκεκριμένο λογισμικό, πρέπει να πραγματοποιήσουμε κάποιες παραδοχές ούτως ώστε να προσομοιωθεί το κτίριο όσο γίνεται πιο κοντά στην πραγματικότητα. Στις παρακάτω ενότητες, ακολουθεί αναλυτικά η εισαγωγή του φορέα στην ψηφιακή μορφή, καθώς και η περιγραφή των τροποποιήσεων.

3.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Με τη βοήθεια του προγράμματος AutoCAD μεταφέρθηκαν οι κατόψεις του κτηρίου σε ψηφιακή μορφή, για να «περαστούν» εν συνεχεία στο πρόγραμμα ανάλυσης ScadaPRO.

Στη συνέχεια, περάστηκε η κάτοψη στο στατικό πρόγραμμα ScadaPro και ορίστηκε έπειτα κάθε μέλος. Σκοπός της αποτίμησης αυτής δεν είναι ο ανασχεδιασμός, εκτός αν αυτός κρίνεται επιτακτικώς από τα αποτελέσματα της ανάλυσης, επομένως όλα τα μέλη του φορέα χαρακτηρίστηκαν ως πρωτεύοντα, δηλαδή να συμμετέχουν όλα στην σεισμική αντίσταση του κτηρίου έναντι κατάρρευσης (ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 5.4.3). Έπειτα, διαμορφώθηκαν οι στάθμες των ορόφων και έτσι το συνολικό τρισδιάστατο μοντέλο απεικονίστηκε όπως φαίνεται παρακάτω για τις δύο περιπτώσεις αναλύσεων (περίπτωση χωρίς τοιχοπληρώσεις και περίπτωση με τοιχοπληρώσεις).



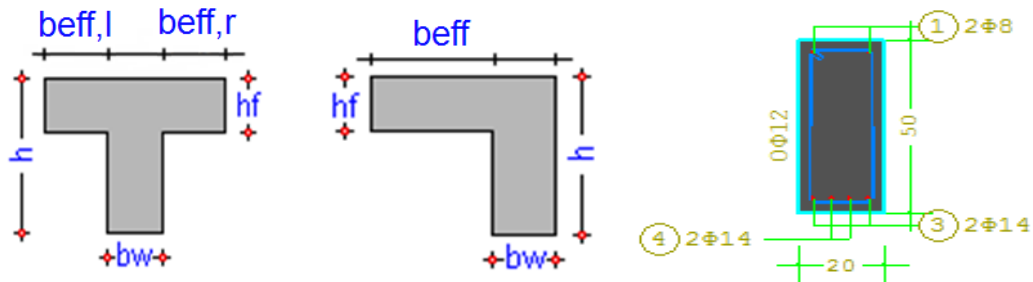
Σχήμα 3.1 Η προσομοίωση του κτηρίου στο πρόγραμμα ScadaPro για την περίπτωση *χωρίς* και *με* τοιχοπληρώσεις.

3.2 ΜΕΛΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.2.1 Δοκοί

3.2.1.1 Γεωμετρία

Όλες οι δοκοί του φορέα μας θεωρήθηκαν πλακοδοκοί με έναν ή δύο βραχίονες αναλόγως αν είναι εξωτερικές ή εσωτερικές. Σύμφωνα με τα σχόλια της §7.2.1 (γ) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (σελ. 7-8) το συνεργαζόμενο πλάτος της δοκού (σε κάθε πλευρά) μπορεί να ληφθεί ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού, ή με το μισό της καθαρής απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό και όποιο είναι μικρότερο.



Σχήμα 3.2 Πραγματικές διατομές των δοκών της κατασκευής, και διατομές που λαμβάνει υπ' όψιν του το πρόγραμμα.

Το λογισμικό πρόγραμμα με το οποίο εργαζόμαστε, δυστυχώς δεν μπορεί να αναγνωρίσει την ύπαρξη συνεργαζόμενων πλατών, για να συμπεριλάβει στην στατική λειτουργία των δοκών και τα σίδερα των πλακών που βρίσκονται μέσα σε αυτά τα πλάτη. Για τον λόγο αυτόν, θα πρέπει εμείς να υπολογίσουμε αυτά τα συνεργαζόμενα πλάτη.

3.2.1.2 Οπλισμοί – Διαμήκεις

Όσον αφορά την **περιοχή του ανοίγματος**, στο πάνω πέλμα προστέθηκαν όπως προαναφέραμε επιπλέον οπλισμοί της τάξης των 2Ø8 διαμηκών ράβδων οι οποίοι λέγονται οπλισμοί μοντάζ, και χρησιμεύουν στο να κρατούν και να αγκυρώνουν τον εγκάρσιο οπλισμό (τους συνδετήρες δηλαδή) στην θέση του.

Όσον αφορά τις **περιοχές των στηρίξεων**, κατ' αρχάς πρέπει να αναφέρουμε πως βάσει των δεδομένων μας, τα μισά σίδερα του ανοίγματος του κάτω πέλματος σπάνε και ανεβαίνουν στην στήριξη. Όμως, εξαιτίας μίας αδυναμίας του προγράμματος να δεχτεί αυτό το «σπάσιμο» του οπλισμού, χρειάστηκε να σχεδιασθούν ώστε να αγκυρώνονται (έχοντας επαρκές μήκος αγκύρωσης), μόνο οι μισοί οπλισμοί μέσα στον κόμβο, ενώ οι υπόλοιποι μισοί να σταματούν στην παρειά του υποστυλώματος, και αυτοί να προστίθενται και στην στήριξη στο πάνω πέλμα, για να καλύπτουν την διαφορά.

Τέλος, βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§ 7.2.1. (γ), σελ. 7-8) θα πρέπει στις πλακοδοκούς, στην περίπτωση του εφελκυσμού (δηλαδή σε εμάς στην περιοχή των στηρίξεων) να προσμετρούμε και τους παράλληλους στη δοκό οπλισμούς της πλάκας οι οποίοι βρίσκονται μέσα στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας, και είναι επαρκώς αγκυρωμένοι πέραν της διατομής στήριξης της δοκού.

Επειδή λοιπόν το λογισμικό πρόγραμμα με το οποίο εργαζόμαστε, δυστυχώς δεν μπορεί να αναγνωρίσει τα σίδερα που συμβάλλουν στο πάνω πέλμα των βραχιόνων των πλακοδοκών στις στηρίξεις, θα πρέπει αυτοί οι οπλισμοί να υπολογισθούν από εμάς. Υποθέτοντας ότι όλοι οι οπλισμοί των πλακών είναι επαρκώς αγκυρωμένοι (ακόμα και αυτοί που καταλήγουν σε περιμετρικές δοκούς), και γνωρίζοντας ότι ο οπλισμός στις πλάκες είναι Ø8/150, σε συνδυασμό ότι ξέρουμε το ενεργό πλάτος της πλακοδοκού, καθίσταται εύκολη η εύρεση του πλήθους των ράβδων που συμβάλλουν στην ανάλυση του φορτίου.

Το γεγονός ότι ο αριθμός των ράβδων δεν είναι ακέραιος στον παρακάτω πίνακα, δεν μας πειράζει αφού τα μήκη των συνεργαζόμενων πλατών δεν είναι τελείως ακριβή και επιπλέον δεν είναι γνωστό εάν εκεί που σταματάει το συνεργαζόμενο πλάτος θα υπάρχει ράβδος αμέσως μετά ή αμέσως πριν το τέλος. Για τους λόγους αυτούς κρατήσαμε τα νούμερα που βρήκαν αλγεβρικά, και δεν προχωράμε σε περαιτέρω αναλύσεις.

Βέβαια, το ότι βρέθηκε το ακριβές εμβαδόν των οπλισμών που αντιστοιχεί στο συνεργαζόμενο πλάτος δεν αρκεί διότι τα σίδερα στην πλάκα δεν είναι τοποθετημένα στο ίδιο ύψος με αυτά του πάνω πέλματος της δοκού, για να λειτουργούν το ίδιο. Επομένως θα πρέπει να υποστούν και μια απομείωση του εμβαδού τους λόγω του μειωμένου

μοχλοβραχίονά τους, επειδή δεν λαμβάνουν την ίδια ακριβώς τάση με τα εφελκόμενα σίδερα που βρίσκονται στο πάνω πέλμα της δοκού.

Έστω λοιπόν ότι το άθροισμα του οπλισμού αυτού βρίσκεται στα μέσα της πλάκας και απέχει από την κορυφή 75mm. Ο αντίστοιχος οπλισμός του πάνω πέλματος της δοκού απέχει από την κορυφή της πλάκας περίπου 17mm. Επομένως έχουμε για τους οπλισμούς της πλάκας, έναν μειωμένο μοχλοβραχίονα κατά 58mm. Για τον λόγο αυτό, βρίσκουμε από πράξεις που έχουμε κάνει, πως αυτός ο μειωμένος μοχλοβραχίονας αντιστοιχεί σε παραμόρφωση περίπου ίση με το 90% της παραμόρφωση του εφελκόμενου οπλισμού της δοκού. Επομένως, θα πρέπει να λάβουμε υπ' όψιν μας τους οπλισμούς των πλακών με συνεισφορά (και επομένως εμβαδόν) 90%.

Τέλος, αφ' ότου αθροίσουμε τους οπλισμούς της δοκού και τους οπλισμούς των συνεργαζόμενων πλατών, προκειμένου να μπορέσουν να τοποθετηθούν όλα τα σίδερα μέσα στον πυρήνα της δοκού (για να υπολογιστούν από το πρόγραμμα) και για να μην υπάρξει σύγχυση των ράβδων, το συνολικό εμβαδόν τους θα αναχθεί σε ράβδους με μεγαλύτερη διατομή όπως θα δούμε και στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.1 Αναγόμενος οπλισμός του άνω πέλματος των στηρίξεων των δοκών.

Δοκοί	$A_{S,beam}$ [mm ²]	$A_{S,plat}^{90\%}$ [mm ²]	$A_{S,REQ}$ [-]	nØA [-]	$A_{S,GIV}$ [mm ²]	Διαφορά [mm ²]
Δ1	615.75	773.50	1389.25	2Ø20+3Ø18	1391.72	2
Δ2	615.75	712.83	1328.58	3Ø20+2Ø16	1344.60	16
Δ3	615.75	773.50	1684.56	4Ø20+3Ø14	1718.45	34
Δ4	615.75	106.17	1017.23	4Ø18	1017.23	0
Δ5	911.06	515.67	1426.73	3Ø20+2Ø18	1451.41	25
Δ6	911.06	106.17	721.92	3Ø18	763.41	41
Δ7	911.06	894.83	1510.58	6Ø18	1526.81	16
Δ8	911.06	409.50	1025.25	4Ø18	1025.26	0
Δ9	615.75	219.92	835.67	4Ø16+1Ø10	882.79	47
Δ10	615.75	599.08	1214.83	5Ø18	1272.34	58
Δ11	615.75	439.83	1350.89	3Ø20+2Ø16	1344.60	-6
Δ12	615.75	144.08	759.83	3Ø18	759.84	0
Δ13	911.06	1192.17	2109.23	4Ø22+2Ø20	2148.85	40
Δ14	911.06	1008.58	1624.33	4Ø20+2Ø16	1658.76	34
Δ15	615.75	819.00	1434.75	4Ø18+3Ø14	1479.69	45

3.2.1.3 Οπλισμοί – Εγκάρσιοι

Η λειτουργία του «σπάσιμου» μίας ράβδου οπλισμού δεν είναι μόνο η συνεισφορά του στις εφελκυστικές τάσεις είτε στο πάνω, είτε στο κάτω πέλμα της δοκού. Στο σημείο που σπάει λειτουργεί και ως συνδετήρας λαμβάνοντας οριζόντιες φορτίσεις. Για τον λόγο αυτόν, και επειδή το πρόγραμμά μας δεν υπολογίζει αυτή την λειτουργία, θα πρέπει και εδώ να προσομοιώσουμε τα σίδερα που σπάνε προς τα πάνω με έναν αντίστοιχο οπλισμό συνδετήρων, διότι τα λοξά σίδερα αναλαμβάνουν ένα μεγάλο κομμάτι τέμνουσας που δεν μπορεί να αγνοηθεί.

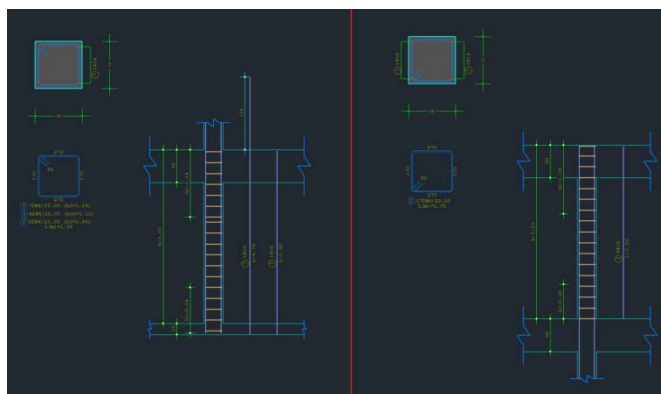
Προκειμένου να αναχθεί ο λοξός οπλισμός σε αντίστοιχο κατακόρυφο συνδετήρα θα πρέπει το εμβαδόν του να πολλαπλασιαστεί με $\sqrt{2}$. Στις εξωτερικές δοκούς σπάνε ράβδοι 2Ø14 = 307.88 mm² ενώ στις εσωτερικές 2Ø16 = 402.12 mm². Τα σίδερα αυτά μετατρέπονται σε συνδετήρες οι οποίοι πυκνώνουν τις κρίσιμες περιοχές των δοκών.

Πίνακας 3.2 Πλήθος απαιτούμενων αντιστοίχων δίτητων συνδετήρων.

Δοκοί	$A_{\text{ραβδ}}$ [mm ²]	$A_{\text{επαυξ}}$ $A_{\text{ραβδ}}$ [mm ²]	$n_{\text{σκελών}}$ $n_{\text{συνδετήρ } \varnothing 8}$ [-]	$n_{\text{συνδετ } \varnothing 8}$ [-]
Εξωτερικές	307.88	432.40	8.7	4
Εσωτερικές	402.12	568.69	11.4	6

3.2.2 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα δεν παρουσιάζουν κάποιο ιδιαίτερο πρόβλημα στην προσομοίωσή τους, και έτσι δημιουργούνται σύμφωνα με τα χαρακτηριστικά στοιχεία που μας έχουν δοθεί, και τα οποία αναφέραμε στο προηγούμενο κεφάλαιο.



Σχήμα 3.3 Προσομοίωση των υποστυλωμάτων του Ισογείου και του Α' Ορόφου (σε αυτήν την εικόνα διακρίνεται το υποστυλώμα K10).

3.2.3 Πλάκες

Όλες οι πλάκες στο μοντέλο της κατασκευής μας διαμορφώθηκαν ούτως ώστε να έχουν διαφραγματική λειτουργία και σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.4.6) για τα συστήματα πλακών δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα, το αντίστοιχο διάφραγμα επιτρέπεται να θεωρείται απαραμόρφωτο χωρίς αναλυτικό υπολογισμό. Επιπλέον σε αυτό συμβάλει και η παρουσία περιμετρικών δοκών, το σταθερό πάχος της πλάκας χωρίς ανισοσταθμίες και χωρίς ανοίγματα.

Στο λογισμικό του ScadaPro οι πλάκες επιλύονται με την μέθοδο Marcus με την οποία αρχικά γίνεται η κατανομή των φορτίων των πλακών σε δύο οριζόντιες διευθύνσεις αφού έχει βρεθεί το είδος της πλάκας.

Μια ακόμα αδυναμία του λογισμικού είναι να σχηματίσει γωνιακούς προβόλους, όπως παρατηρείται στις εικόνες στο μπαλκόνι του ορόφου αλλά και του δώματος. Έτσι, προς διόρθωση αυτού του προβλήματος θεωρήθηκε ότι, το κομμάτι του προβόλου που λείπει προκαλεί στην άκρη των γειτονικών προβόλων κατακόρυφο γραμμικό φορτίο το οποίο υπολογίζεται για κάθε έναν από τους συνδυασμούς φόρτισης με την υπόθεση ότι έχουμε δύο λωρίδες σταθερού (και όχι τριγωνικού για να είμαστε πιο απλά) πλάτους 0.75m που η κάθε μία από αυτές «στέλνει» το φορτίο που αναλογεί σε αυτή την λωρίδα, στο άκρο του υφιστάμενου προβόλου.

3.2.4 Θεμελίωση

Ως θεμελίωση θεωρήθηκε μόνο η πάκτωση στη βάση των υποστυλωμάτων και αυτή η υπόθεση έγινε διότι δεν έχουμε καμία πληροφορία για τον τρόπο θεμελίωσης. Η μόνη πληροφορία είναι ότι το κτίριο δεν έχει υπόγειο και ότι το έδαφος είναι κατηγορίας Β. Θα

μπορούσε βέβαια να υποτεθεί ένα σύστημα μεμονωμένων πεδίων με συνδεδημένες δοκούς, αλλά κρίνεται ότι η δουλειά αυτή υπερβαίνει τον σκοπό της παρούσας εργασίας.

3.2.5 Τοιχοπληρώσεις

Στο μοντέλο μας εισάγονται μόνο οι μπατικές τοιχοποιίες που βρίσκονται περιμετρικά του κτηρίου στο Ισόγειο και στον Α' όροφο. Ο λόγος που δεν συνυπολογίζονται και οι δρομικές τοιχοποιίες (και γι' αυτό και δεν υπάρχουν και σαν επιλογή στο πρόγραμμα) είναι ότι η λυγηρότητά τους είναι πολύ μικρή για να επιφέρει κάποια αλλαγή στην ολική δυσκαμψία και αντίσταση της κατασκευής.

Βάσει πρότασης που θα ενταχθεί στο άμεσο μέλλον και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνονται οι παρακάτω απλουστευτικές ερήμην τιμές για τις τοιχοπληρώσεις:

Πίνακας 3.3 Τιμές αντοχής άοπλης τοιχοποιίας σε MPa.

Είδος αντοχής	Είδος Τοιχοποιίας	Είδος Σφήνωσης		
		Καλή	Μέση	Κακή
Αξονική	Μπατική	2.00	1.50	1.00
Θλίψη	Δρομική	1.50	1.00	0.75
Διαγώνιος	Μπατική	0.25	0.20	0.15
Εφελκυσμός	Δρομική	0.20	0.15	0.10

Όπως βλέπουμε, δημιουργούμε μια μπατική οπτοπλινθοδομή πάχους 25cm, με αντοχή ίση με 1.5MPa, και μέτρο ελαστικότητας 1500MPa, που αντιστοιχεί σε κοινό οπτόπλινθο, και κονίαμα κατηγορίας M15 και την τοποθετούμε σε όλα τα περιμετρικά ανοίγματα της κατασκευής (τόσο στο Ισόγειο όσο και στον Α' όροφο) υποθέτοντας περιμετρική επαφή, απουσία βλαβών και χωρίς (ή μικρά μόνο) ανοίγματα.

Στο σημείο αυτό, πρέπει να επισημανθεί ότι το πρόγραμμα αδυνατεί να ελέγξει τις άοπλες τοιχοπληρώσεις σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 4.4 κατά την φάση της αποτίμησης και μόνο για τις Στάθμες Επιτελεστικότητας Α και Β. Η στάθμη Γ δεν έχει καμία φυσική σημασία δεδομένου ότι οι άοπλες τοιχοπληρώσεις αστοχούν ψαθυρά.

3.3 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.3.1 Μόνιμα και Κινητά Φορτία G + Q

Για τα μόνιμα και τα κινητά φορτία που προέρχονται από τις πλάκες, έχουμε τις αντιδράσεις υπό μορφή τραπεζίων και τριγώνων σχημάτων (γραμμές επιρροής) στα μέλη που καθορίζουν το περίγραμμα κάθε πλάκας. Τέλος επιλύονται οι συνεχείς λωρίδες των πλακών που καθορίζονται από τις τομές που εισάγει ο μελετητής με γραμμική ελαστική ανάλυση.

Επιπλέον δεν πρέπει να ξεχνάμε και τα μόνιμα και τα κινητά φορτία που εφαρμόζονται απευθείας στις δοκούς, τα οποία προέρχονται είτε από τις τοιχοπληρώσεις και τα στηθαία που υπάρχουν πάνω από τις δοκούς είτε από τα κομμάτια των γωνιών των προβόλων τα οποία δεν ήταν δυνατόν να προσομοιωθούν στο λογισμικό πρόγραμμα και αναφέρθηκαν παραπάνω στην ενότητα 3.2.3.

3.3.2 Σεισμικά Φορτία E

Για τα σεισμικά φορτία, αυτό που μπορούμε να πούμε είναι πως αρχικώς επιλέγεται επιτάχυνση εδάφους ίση με $a_g = 0.32g$ για να δημιουργηθεί φάσμα επιταχύνσεων για να προσομοιωθεί έτσι η σεισμική φόρτιση της κατασκευής. Έπειτα, γίνεται έλεγχος της κατασκευής με διάφορα μεγέθη επιτάχυνσης για να ευρεθεί η επιτάχυνση αυτή, για την οποία η κατασκευή πρακτικά δεν θα έχει καθόλου βλάβες μετά τον σεισμό.

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

4.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ – ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ Q

4.1.1 Γενικά Χαρακτηριστικά Μεθόδου

Η μέθοδος “q”, ή αλλιώς πληρέστερα η μέθοδος του καθολικού δείκτη πλαστιμότητας “q”, έχει σαν κύριο σκοπό τον προσδιορισμό της έντασης όλων των δομικών στοιχείων και την μετέπειτα σύγκρισή τους με την τιμή της αντοχής τους. Έτσι προσδιορίζεται ο λόγος έντασης προς αντοχή των κρίσιμων διατομών των μελών που ονομάζεται q. Η μέθοδος αυτή πρέπει να παρατηρηθεί ότι είναι αντίστοιχη με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας 8-1.

4.1.2 Διαδικασία Μεθόδου

4.1.2.1 Προκαταρκτική Ανάλυση – Προέλεγχος

Πριν από την εφαρμογή της μεθόδου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού απαιτείται στην ουσία κατά τον ΚΑΝ. ΕΠΕ. (παράγραφος §5.6.1) να γίνει χρήση μιας προκαταρκτικής ανάλυσης, η οποία είναι ελαστική για $q = 1$, δηλαδή η σεισμική δράση να λαμβάνεται χωρίς μείωση (με ελαστικό συνεπώς φάσμα) με στόχο να έχουμε μια με σκοπό να έχουμε μια αρχική εκτίμηση των λόγων ανεπάρκειας λ (ή αλλιώς των λόγων δράσεων-αντιστάσεων) για τα κύρια μέλη της κατασκευής ξεχωριστά, αλλά και για του καθενός ορόφου, μέσω της τιμής του οποίου εκτιμάται η δυνατότητα κάθε μέλος να συμπεριφερθεί ανελαστικά. Με βάση αυτούς τους λόγους λ που προκύπτουν, ελέγχουμε τις προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου και εφόσον ικανοποιούνται προχωράμε στα επόμενα βήματα.

Οι προϋποθέσεις εφαρμογής για ελαστική δυναμική ανάλυση, είναι αυτές που αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 8-3. Ειδικότερα όμως, για τα κτήρια της χώρας μας, ισχύουν εναλλακτικά οι παρακάτω αναφερόμενες προϋποθέσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6.1):

- (i) Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2.5$, ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$ και τότε το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό.

Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών της προηγούμενης παραγράφου, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνον) της αποτίμησης η εφαρμογή της ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας γ_{sd} αυξάνονται κατά 0.15 (φτάνοντας δηλαδή για την περίπτωσή μας, στην τιμή 1.15).

Τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης με την μέθοδο q, για στάθμη επιτελεστικότητας B, για Ικανοποιητική Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων, για κατασκευή χωρίς βλάβες και επεμβάσεις, για τα φάσματα επιταχύνσεων (οριζόντιο και κατακόρυφο) που ορίστηκαν παραπάνω στην ενότητα 2.5.3, και για επιτάχυνση εδάφους ίση με 0.32g, έδειξαν ότι, τόσο για την κατασκευή με τις τοιχοποιίες όσο και χωρίς αυτές, υπάρχουν αρκετά μέλη (σε ποσοστό 35% – 40%, και σε απόλυτους αριθμούς 18 – 21 υποστυλώματα) τα οποία ξεπερνούν το όριο του 2.5 για τον συντελεστή ανεπάρκειάς τους, και επομένως θα πρέπει να ελεγχθεί εάν το κτήριο είναι μορφολογικά κανονικό, όπου βρέθηκε ότι δεν έχουμε μορφολογική κανονικότητα στο κτήριό μας (και στις δύο περιπτώσεις τοιχοποιίας).

Συνεπώς, θα πρέπει τελικά να ακολουθήσουμε την παράγραφο §5.6.1.(β) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. η οποία αναφέρει ότι άσχετα από όλες τις άλλες περιπτώσεις, μπορούμε να κάνουμε χρήση της μεθόδου αυτής για αποτίμηση, με την προϋπόθεση να αυξήσουμε κατά 15% τον συντελεστή γ_{sd} για την κυρίως ανάλυσή μας.

4.1.2.2 Έλεγχος

Για την κύρια ανάλυση με την δυναμική μέθοδο “q” τα φορτία όπως και πριν υπολογίζονται μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης του φάσματος απόκρισης, πάλι βάσει Ευρωκώδικα 8-1 (§4.3.3.3). Σύμφωνα δε με την παράγραφο §5.5.5.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, κατά την

εφαρμογή της ελαστικής στατικής ανάλυσης, η κατανομή των σεισμικών φορτίων είναι τριγωνική (βάσει πάλι του Ευρωκώδικα 8-1).

Έπειτα από την εύρεση και την κατανομή των φορτίων, γίνεται η εκτέλεση της ανάλυσης και στις δύο διευθύνσεις. Έπειτα, μέσω της εύρεσης των μέγιστων ροπών κάμψης (M_{Sd}) και των αντοχών σε κάμψη (M_{Rd}) των ακραίων διατομών των δοκών, γίνεται υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας λ για τις δοκούς.

Έπειτα γίνεται υπολογισμός του απαιτούμενου διαμήκη οπλισμού ($\rho_{tot, απαιτ}$) στα υποστυλώματα για τον κρισιμότερο συνδυασμό φόρτισης (διαξονικής κάμψης με αξονική δύναμη), και βρίσκεται ο λόγος ανεπάρκειας λ για τα υποστυλώματα.

4.1.3 Αποτελέσματα Μεθόδου

4.1.3.1 Μοναδιαία Αποτελέσματα

Εφαρμόζοντας λοιπόν τον έλεγχο που αναφέρθηκε στην παραπάνω ενότητα, βγάζουμε τα εξής αποτελέσματα.

Πίνακας 4.1.1 Συντελεστές ανεπάρκειας των μελών του κτηρίου για την περίπτωση χωρίς και με τοιχοπληρώσεις (με κόκκινο υποδεικνύονται τα μέλη για τα οποία ξεπερνιέται το όριο του 1).

Είδος	α/α Στάθμης	Ύψος Ορόφ.	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
			$\lambda \leq 1$		$\lambda > 1$		$\lambda \leq 1$		$\lambda > 1$		$\lambda \leq 1$		$\lambda > 1$	
	n	[m]	n	[%]	n	[%]	n	[%]	n	[%]	n	[%]	n	[%]
Χωρίς Τοιχοπληρώσεις	0	0.0	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
	1	3.2	0	0%	15	50%	0	0%	11	50%	0	0%	26	50%
	2	6.4	1	3%	14	47%	0	0%	11	50%	1	2%	25	48%
	Σύνολο		1	3%	29	97%	0	0%	22	100%	1	2%	51	98%
			30 δοκ.		100%		22 υπ.		100%		52 μελ.		100%	
Με Τοιχοπληρώσεις	0	0.0	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
	1	3.2	0	0%	15	50%	3	14%	8	36%	3	6%	23	44%
	2	6.4	12	40%	3	10%	4	18%	7	32%	16	31%	10	19%
	Σύνολο		12	40%	18	60%	7	32%	15	68%	19	37%	33	63%
			30 δοκ.		100%		22 υπ.		100%		52 μελ.		100%	

Πίνακας 4.1.2 Συντελεστές ανεπάρκειας των Δοκών του κτηρίου.

ΕΙΔΟΣ	Όροφος	ΜΕΛΟΣ			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Z						
		Όνομα	Α/Α	Κόμβοι	Κόμβος i			Κόμβος j			Επάρκεια $\lambda = \lambda_z$
					SM_{z_i}	RM_{z_i}	λ_{z_i}	SM_{z_j}	RM_{z_j}	λ_{z_j}	
					[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]	
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ	Ισόγειο	Δ1	23	12 18	-263.31	-88.70	2.97	-246.07	-88.7	2.77	2.97
		Δ2	24	18 17	-143.62	-88.70	1.62	-375.13	-88.7	4.23	4.23
		Δ3	25	17 19	-397.79	-88.70	4.48	-377.44	-88.7	4.26	4.48
		Δ4	26	19 16	-345.25	-88.70	3.89	-341.19	-88.7	3.85	3.89
		Δ5	27	16 15	-115.86	-88.70	1.31	-371.54	-88.7	4.19	4.19
		Δ6	28	12 20	-479.61	-88.70	5.41	-402.13	-88.7	4.53	5.41
		Δ7	29	20 13	-384.24	-88.70	4.33	-453.32	-88.7	5.11	5.11
		Δ8	30	13 21	-381.00	-88.70	4.30	-235.54	-88.7	2.66	4.30
		Δ9	31	21 14	-417.36	-88.70	4.71	-491.42	-88.7	5.54	5.54
		Δ10	32	18 22	-377.02	-145.60	2.59	-722.39	-145.6	4.96	4.96
		Δ11	33	16 22	-423.73	-145.60	2.91	-1144.09	-145.6	7.86	7.86
		Δ12	34	21 34	-542.84	-145.60	3.73	-418.15	-145.6	2.87	3.73
		Δ13	35	14 15	-317.17	-88.70	3.58	-318.54	-88.7	3.59	3.59
		Δ14	36	20 34	-318.06	-145.60	2.18	-21.81	-145.6	0.15	2.18
		Δ15	37	34 22	-417.39	-145.60	2.87	-451.95	-145.6	3.10	3.10
	1 ^{ος} Όροφος	Δ1	38	23 31	-114.67	-88.70	1.29	210.95	170.70	1.24	1.29
		Δ2	39	31 24	-70.03	-88.70	0.79	-170.44	-88.70	1.92	1.92
		Δ3	40	28 30	-187.08	-88.70	2.11	-173.38	-88.70	1.95	2.11
		Δ4	41	30 27	-155.23	-88.70	1.75	-150.78	-88.70	1.70	1.75
		Δ5	42	27 26	68.08	117.10	0.58	-172.76	-88.70	1.95	1.95
		Δ6	43	23 31	-214.49	-88.70	2.42	-141.86	-88.70	1.60	2.42
		Δ7	44	31 24	-136.27	-88.70	1.54	-199.40	-88.70	2.25	2.25
		Δ8	45	24 32	-168.41	-88.70	1.90	384.86	246.90	1.56	1.90
		Δ9	46	32 25	368.86	250.70	1.47	-224.50	-88.70	2.53	2.53
		Δ10	47	29 33	-189.92	-145.60	1.30	489.39	230.70	2.12	2.12
		Δ11	48	27 33	-184.87	-145.60	1.27	-566.14	-145.60	3.89	3.89
		Δ12	49	32 35	-238.97	-145.60	1.64	-218.84	-145.60	1.50	1.64
		Δ13	50	25 26	-133.23	-88.70	1.50	-133.22	-88.70	1.50	1.50
		Δ14	51	31 35	349.43	364.10	0.96	25.40	364.10	0.07	0.96
		Δ15	52	35 33	-218.72	-145.60	1.50	440.17	311.20	1.41	1.50
ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ	Ισόγειο	Δ1	23	12 18	218.56	170.70	1.28	225.11	170.70	1.32	1.32
		Δ2	24	18 17	-16.29	-88.70	0.18	-105.33	-88.70	1.19	1.19
		Δ3	25	17 19	-138.41	-88.70	1.56	-126.75	-88.70	1.43	1.56
		Δ4	26	19 16	-137.17	-88.70	1.55	-135.60	-88.70	1.53	1.55
		Δ5	27	16 15	34.09	117.10	0.29	-124.93	-88.70	1.41	1.41
		Δ6	28	12 20	-130.70	-88.70	1.47	229.21	205.10	1.12	1.47
		Δ7	29	20 13	226.29	197.80	1.14	-121.96	-88.70	1.38	1.38
		Δ8	30	13 21	-132.81	-88.70	1.50	402.29	246.90	1.63	1.63
		Δ9	31	21 14	359.06	250.70	1.43	-199.36	-88.70	2.25	2.25
		Δ10	32	18 22	-182.73	-145.60	1.25	475.42	230.70	2.06	2.06
		Δ11	33	16 22	-211.76	-145.60	1.45	-575.34	-145.60	3.95	3.95
		Δ12	34	21 34	-206.58	-145.60	1.42	-203.26	-145.60	1.40	1.42
		Δ13	35	14 15	-111.01	-88.70	1.25	-115.47	-88.70	1.30	1.30
		Δ14	36	20 34	430.55	364.10	1.18	25.96	364.10	0.07	1.18
		Δ15	37	34 22	-203.33	-145.60	1.40	454.99	311.20	1.46	1.46
	1 ^{ος} Όροφος	Δ1	38	23 31	113.28	170.70	0.66	120.98	170.70	0.71	0.71
		Δ2	39	31 24	-41.56	-88.70	0.47	-41.69	-88.70	0.47	0.47
		Δ3	40	28 30	-56.34	-88.70	0.64	-50.81	-88.70	0.57	0.64
		Δ4	41	30 27	84.79	141.80	0.60	87.20	141.80	0.61	0.61
		Δ5	42	27 26	37.92	117.10	0.32	-49.92	-88.70	0.56	0.56
		Δ6	43	23 31	-49.17	-88.70	0.55	135.07	205.10	0.66	0.66
		Δ7	44	31 24	135.04	197.80	0.68	-43.32	-88.70	0.49	0.68
		Δ8	45	24 32	158.15	231.20	0.68	265.70	246.90	1.08	1.08
		Δ9	46	32 25	225.60	250.70	0.90	-81.06	-88.70	0.91	0.91
		Δ10	47	29 33	-113.35	-145.60	0.78	276.83	230.70	1.20	1.20
		Δ11	48	27 33	-102.11	-145.60	0.70	-265.09	-145.60	1.82	1.82
		Δ12	49	32 35	177.53	281.80	0.63	-108.30	-145.60	0.74	0.74
		Δ13	50	25 26	128.46	210.60	0.61	130.48	210.60	0.62	0.62
		Δ14	51	31 35	224.50	364.10	0.62	15.94	364.10	0.04	0.62
		Δ15	52	35 33	-108.55	-145.60	0.75	270.79	311.20	0.87	0.87

Πίνακας 4.1.3 Συντελεστές ανεπάρκειας των Υποστλωμάτων του κτηρίου (και στις δύο διευθύνσεις) για την περίπτωση Χωρίς και Με τοιχοπληρώσεις

ΕΙΔΟΣ	Όροφος	ΜΕΛΟΣ			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y							ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Z							Επάρκεια λ
		Όνομα	A/A	Κόμβοι	Κόμβος i			Κόμβος j			λ _Y	Κόμβος i			Κόμβος j			λ _Z	
					SM _{Yi}	RM _{Yi}	λ _{Yi}	SM _{Yj}	RM _{Yj}	λ _{Yj}		SM _{Zi}	RM _{Zi}	λ _{Zi}	SM _{Zj}	RM _{Zj}	λ _{Zj}		
					[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]		[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]		
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ	Ισόγειο	K1	1	1 12	-382.71	-230.54	1.66	332.99	220.82	1.51	1.66	257.28	189.23	1.36	-180.35	-156.75	1.15	1.36	1.66
		K2	2	2 13	-197.99	-22.61	8.76	159.06	21.61	7.36	8.76	-395.53	-45.18	8.76	339.02	46.06	7.36	8.76	8.76
		K3	3	3 14	319.21	120.05	2.66	-281.42	-103.20	2.73	2.73	-383.64	-142.75	2.69	315.02	126.70	2.49	2.69	2.73
		K4	4	4 15	-318.89	-177.55	1.80	280.37	160.40	1.75	1.80	295.11	222.45	1.33	-248.80	-201.03	1.24	1.33	1.80
		K5	5	5 16	295.42	95.76	3.08	-247.41	-78.09	3.17	3.17	354.29	183.28	1.93	349.19	170.73	2.05	2.05	3.17
		K6	6	6 17	-287.46	-222.72	1.29	252.49	241.20	1.05	1.29	289.10	261.47	1.11	-249.20	-262.21	0.95	1.11	1.29
		K7	7	7 18	327.74	149.86	2.19	-332.32	-135.69	2.45	2.45	-248.64	-223.37	1.11	-234.37	-238.58	0.98	1.11	2.45
		K8	8	8 19	-295.03	-170.94	1.73	247.00	126.01	1.96	1.96	291.39	268.58	1.08	-253.81	-257.88	0.98	1.08	1.96
		K9	9	9 20	-703.82	-418.31	1.68	610.10	392.91	1.55	1.68	461.14	221.83	2.08	-259.14	-97.83	2.65	2.65	2.65
		K10	10	10 21	516.95	378.05	1.37	-435.65	-374.46	1.16	1.37	751.11	383.15	1.96	574.39	324.79	1.77	1.96	1.96
		K11	11	11 22	-1319.9	-808.72	1.63	1025.75	826.57	1.24	1.63	1288.37	749.95	1.72	-855.25	-694.98	1.23	1.72	1.72
	1 ^{ος} Όροφος	K1	12	12 13	-225.59	-115.16	1.96	256.51	111.82	2.29	2.29	89.63	58.11	1.54	-115.09	-66.59	1.73	1.73	2.29
		K2	13	13 24	-177.79	-172.00	1.03	209.29	178.33	1.17	1.17	130.01	54.18	2.40	-167.73	-81.18	2.07	2.40	2.40
		K3	14	14 25	215.81	33.80	6.38	-249.47	-33.90	7.36	7.36	-201.19	-70.02	2.87	235.05	70.84	3.32	3.32	7.36
		K4	15	15 26	-214.53	-60.00	3.58	248.59	57.40	4.33	4.33	187.43	111.36	1.68	-211.68	-108.53	1.95	1.95	4.33
		K5	16	16 27	169.73	36.45	4.66	-199.54	-43.14	4.63	4.66	-300.15	-136.67	2.20	294.29	133.19	2.21	2.21	4.66
		K6	17	17 28	-177.58	-123.55	1.44	196.73	115.76	1.70	1.70	188.38	184.08	1.02	-207.20	-184.56	1.12	1.12	1.70
		K7	18	18 29	277.30	99.98	2.77	-275.13	-92.18	2.98	2.98	-74.89	-76.72	0.98	-221.77	-206.79	1.07	1.07	2.98
		K8	19	19 30	-169.22	-64.05	2.64	199.66	64.89	3.08	3.08	195.88	166.19	1.18	-215.32	-168.33	1.28	1.28	3.08
		K9	20	20 31	-405.41	-274.93	1.47	457.26	276.02	1.66	1.66	-281.15	-400.93	0.70	365.20	403.42	0.91	0.91	1.66
		K10	21	21 32	304.23	57.53	5.29	-359.28	-86.12	4.17	5.29	-358.09	-154.91	2.31	416.73	173.95	2.40	2.40	5.29
		K11	22	22 33	-611.10	-305.04	2.00	785.81	290.51	2.70	2.70	436.97	346.76	1.26	-643.95	-445.89	1.44	1.44	2.70

ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ																		
Ισόγειο	K1-K11	1-11	12-22															
1 ^{ος} Όροφος	K1-K11	12-22	23-33															
	K1	1	1 12	-150.42	-230.54	0.65	138.55	220.82	0.63	0.65	123.25	189.23	0.65	-79.38	-156.75	0.51	0.65	0.65
	K2	2	2 13	-73.46	-18.32	4.01	55.94	15.69	3.56	4.01	-208.50	-52.00	4.01	193.70	54.34	3.56	4.01	4.01
	K3	3	3 14	177.37	120.05	1.48	-168.17	-103.20	1.63	1.63	-195.12	-142.75	1.37	161.47	126.70	1.27	1.37	1.63
	K4	4	4 15	-175.69	-177.55	0.99	164.74	160.40	1.03	1.03	155.66	222.45	0.70	-133.41	-201.03	0.66	0.70	1.03
	K5	5	5 16	153.89	95.76	1.61	-134.51	-78.09	1.72	1.72	185.32	183.28	1.01	182.75	170.73	1.07	1.07	1.72
	K6	6	6 17	-137.96	-222.72	0.62	122.55	241.20	0.51	0.62	144.59	261.47	0.55	-126.80	-262.21	0.48	0.55	0.62
	K7	7	7 18	156.24	149.86	1.04	-158.50	-135.69	1.17	1.17	151.57	256.66	0.59	-135.29	-238.58	0.57	0.59	1.17
	K8	8	8 19	-154.27	-170.94	0.90	135.56	126.01	1.08	1.08	148.31	268.58	0.55	-133.78	-257.88	0.52	0.55	1.08
	K9	9	9 20	-271.46	-418.31	0.65	243.44	392.91	0.62	0.65	229.07	221.83	1.03	-107.78	-97.83	1.10	1.10	1.10
	K10	10	10 21	255.88	378.05	0.68	-226.93	-374.46	0.61	0.68	390.87	383.15	1.02	-347.08	-389.85	0.89	1.02	1.02
	K11	11	11 22	-647.91	-808.72	0.80	527.86	826.57	0.64	0.80	679.55	749.95	0.91	-465.69	-694.98	0.67	0.91	0.91
	K1	12	12 13	-87.51	-115.16	0.76	98.24	111.82	0.88	0.88	-97.64	-205.05	0.48	120.42	204.41	0.59	0.59	0.88
	K2	13	13 24	89.45	241.33	0.37	-101.64	-243.64	0.42	0.42	-145.58	-225.62	0.65	172.56	225.57	0.76	0.76	0.76
	K3	14	14 25	130.16	33.80	3.85	-149.32	-33.90	4.40	4.40	-83.71	-70.02	1.20	99.34	70.84	1.40	1.40	4.40
	K4	15	15 26	-125.81	-60.00	2.10	146.13	57.40	2.55	2.55	82.73	111.36	0.74	-91.78	-108.53	0.85	0.85	2.55
	K5	16	16 27	85.58	36.45	2.35	-100.69	-43.14	2.33	2.35	-139.87	-136.67	1.02	135.40	133.19	1.02	1.02	2.35
	K6	17	17 28	-71.55	-123.55	0.58	77.90	115.76	0.67	0.67	82.93	184.08	0.45	-88.71	-184.56	0.48	0.48	0.67
	K7	18	18 29	118.47	99.98	1.18	-116.63	-92.18	1.27	1.27	106.24	207.20	0.51	-128.63	-206.79	0.62	0.62	1.27
	K8	19	19 30	-86.55	-64.05	1.35	101.57	64.89	1.57	1.57	92.24	166.19	0.56	-98.66	-168.33	0.59	0.59	1.57
	K9	20	20 31	-140.28	-274.93	0.51	156.85	276.02	0.57	0.57	-188.22	-400.93	0.47	237.07	403.42	0.59	0.59	0.59
	K10	21	21 32	151.22	57.53	2.63	-179.02	-86.12	2.08	2.63	241.79	261.15	0.93	-276.91	-261.29	1.06	1.06	2.63
	K11	22	22 33	-291.48	-305.04	0.96	384.10	290.51	1.32	1.32	187.92	346.76	0.54	-306.55	-445.89	0.69	0.69	1.32

4.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ – ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ M

4.2.1 Γενικά Χαρακτηριστικά Μεθόδου

Η μέθοδος των επιμέρους τοπικών δεικτών συμπεριφοράς m είναι και αυτή αντίστοιχη με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος, και συνιστάται να εφαρμόζεται σε φορείς που παρουσιάζουν έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων. Η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα, εκτιμάται μέσω των δεικτών m . Η μέθοδος αυτή, είναι παρόμοια με την ελαστική δυναμική μέθοδο με δείκτη καθολικής συμπεριφοράς q , χωρίς όμως να προσδιορίζεται ένας ενιαίος δείκτης, με τον οποίο διαιρούνται τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση, αλλά προσδιορίζονται ξεχωριστοί δείκτες συμπεριφοράς για κάθε ένα δομικό στοιχείο, και αυτοί διαιρούνται με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη. Αυτοί οι δείκτες m υπολογίζονται με βάση τις παραμορφώσεις (μετακινήσεις, στροφές χορδής ή καμπυλότητες) των ακραίων διατομών των δομικών στοιχείων και γενικώς ορίζονται ως το πηλίκο της παραμόρφωσης σχεδιασμού (θ_d ή d_d) προς την παραμόρφωση διαρροής (θ_u ή d_u).

4.2.2 Διαδικασία Μεθόδου

4.2.2.1 Προκαταρκτική Ανάλυση – Προέλεγχος

Καθώς στην ουσία ο έλεγχος είναι ίδιος με την προηγούμενη μέθοδο, με τα ίδια αποτελέσματα, και αφού οι προϋποθέσεις εφαρμογής για ελαστική δυναμική ανάλυση είναι πάλι αυτές της παραγράφου §5.6.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι για επιτάχυνση εδάφους ίση με $0.32g$, για τα φάσματα επιταχύνσεων (οριζόντιο και κατακόρυφο) που ορίστηκαν παραπάνω στην ενότητα 2.5.3, καθώς και για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, και για κατασκευή χωρίς βλάβες και επεμβάσεις, κάνουμε την προκαταρκτική ανάλυση, έχουμε 21 στοιχεία (το 40% του συνόλου) στην περίπτωση χωρίς τοιχοπληρώσεις, και 18 στοιχεία (το 35%) ην περίπτωση με τοιχοπληρώσεις τα οποία ξεπερνούν τα όρια του δείκτη ανεπάρκειας (≤ 2.5), και επομένως θα πρέπει να αυξήσουμε κατά 15% τον συντελεστή γ_{sd} φτάνουμε στην τιμή του 1.15 τελικά.

4.2.2.2 Έλεγχος

Για τον έλεγχο της ανίσωσης ασφαλείας, απαιτείται ο υπολογισμός της δράσης dS και της αντίστασης dR σε όρους εντατικών μεγεθών, όπως στην μέθοδο q . Δεδομένου ότι ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών («δυνάμεων»), οι ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών συγκεκριμένου δομικού στοιχείου αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις μέσες τιμές τους, μειωμένες κατά μία τυπική απόκλιση ή απλώς με τις μέσες τιμές τους (παράγραφος §4.4.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Αρχικά λοιπόν, υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης (το συνολικό δηλαδή οριζόντιο φορτίο) σε κάθε κύρια διεύθυνση του κτηρίου ώστε να προσεγγίζονται με επαρκή ακρίβεια οι μετακινήσεις, λαμβανομένης υπ' όψιν (α) της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων και (β) του ρόλου των ανώτερων ιδιομορφών (βλ. παράγραφο §7.2.1.6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Για την εφαρμογή αυτής της απαίτησης όταν δεν υιοθετούνται ακριβέστερες προσεγγίσεις, είναι δυνατή η χρησιμοποίηση της σχέσης (5.3) στην παράγραφο §5.5.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τον υπολογισμό της τέμνουσας βάσης:

Μετά την εύρεση της τέμνουσας βάσης, γίνεται η κατανομή του συνολικού φορτίου καθ' ύψος της κατασκευής, η οποία και πάλι είναι η τριγωνική (βάσει πάλι του Ευρωκώδικα 8-1), με την αδρανειακή δύναμη σε κάθε διάφραγμα να δίνεται από την σχέση (4.4) παραπάνω στο κεφάλαιο αυτό.

Έπειτα από την εύρεση και την κατανομή των φορτίων, γίνεται η εκτέλεση της ανάλυσης και στις δύο διευθύνσεις. Στην επόμενη φάση, ευρίσκονται οι μέγιστες ροπές κάμψης M_{Sd} για τις ακραίες διατομές των δοκών, καθώς και οι αντίστοιχες αντοχές σε κάμψη M_{Rd} των ίδιων διατομών, και γίνεται ο υπολογισμός των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας σε όρους γωνίας στροφής χορδής μ_θ στις ακραίες διατομές δοκών και διαίρεση των ροπών M_{Sd} με τους δείκτες μ_θ .

Στο επόμενο στάδιο γίνεται ο υπολογισμός του λόγου λ για τις δοκούς ως:

$$\lambda = \frac{M_{Sd} / \mu_\theta}{M_{Rd}} \quad (4.2.1)$$

και γίνεται η εύρεση των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας σε όρους γωνίας στροφής - χορδής μ_θ στις ακραίες διατομές υποστυλωμάτων. Έπειτα γίνεται υπολογισμός του απαιτούμενου διαμήκη οπλισμού ($\rho_{tot, απαιτ}$) στα υποστυλώματα για τον κρισιμότερο συνδυασμό φόρτισης (διαξονικής κάμψης με αξονική δύναμη και στους δύο άξονες κατά τους αντίστοιχους δείκτες μ_θ), και βρίσκεται τέλος ο λόγος ανεπάρκειας λ για τα υποστυλώματα όπως στην σχέση (4.6) παραπάνω.

Μετά το πέρας της ανάλυσης υπολογίζονται οι λόγοι ανεπάρκειας και τα άλλα αποτελέσματα, τα οποία παρουσιάζονται στην επόμενη ενότητα.

4.2.3 Αποτελέσματα Μεθόδου

4.2.3.1 Μοναδιαία Αποτελέσματα

Εφαρμόζοντας λοιπόν τον έλεγχο που αναφέρθηκε στην παραπάνω ενότητα, βγάζουμε τα εξής αποτελέσματα.

Πίνακας 4.2.1 Συντελεστές ανεπάρκειας των μελών του κτηρίου για την περίπτωση χωρίς και με τοιχοπληρώσεις (με κόκκινο υποδεικνύονται τα μέλη για τα οποία ξεπερνιέται το όριο του 1).

Είδος	α/α Στάθμης	Ύψος Ορόφ.	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
			$\lambda \leq 1$		$\lambda > 1$		$\lambda \leq 1$		$\lambda > 1$		$\lambda \leq 1$		$\lambda > 1$	
	n	[m]	n	[%]	n	[%]	n	[%]	n	[%]	n	[%]	n	[%]
Χωρίς Τοιχοπληρώσεις	0	0.0	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
	1	3.2	0	0%	15	50%	0	0%	11	50%	0	0%	26	50%
	2	6.4	7	23%	8	27%	0	0%	11	50%	7	13%	19	37%
	Σύνολο		7	23%	23	77%	0	0%	22	100%	7	13%	45	87%
			30 δοκ.		100%		22 υπ.		100%		52 μελ.		100%	
Με Τοιχοπληρώσεις	0	0.0	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
	1	3.2	10	33%	5	17%	4	18%	7	32%	14	27%	12	23%
	2	6.4	15	50%	0	0%	6	27%	5	23%	21	40%	5	10%
	Σύνολο		25	83%	5	17%	10	45%	12	55%	35	67%	17	33%
			30 δοκ.		100%		22 υπ.		100%		52 μελ.		100%	

Πίνακας 4.2.2 Συντελεστές ανεπάρκειας των Δοκών του κτηρίου.

ΕΙΔΟΣ	Όροφος	ΜΕΛΟΣ			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Ζ						
		Όνομα	Α/Α	Κόμβοι	Κόμβος i			Κόμβος j			$\lambda = \lambda_z$
					SM_{z_i}	RM_{z_i}	λ_{z_i}	SM_{z_j}	RM_{z_j}	λ_{z_j}	
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ	Ισόγειο	Δ1	23	12 18	-153.20	-88.70	1.73	286.51	170.70	1.68	1.73
		Δ2	24	18 17	-51.72	-88.70	0.58	-132.13	-88.70	1.49	1.49
		Δ3	25	17 19	-245.11	-88.70	2.76	-224.36	-88.70	2.53	2.76
		Δ4	26	19 16	-207.56	-88.70	2.34	-204.18	-88.70	2.30	2.34
		Δ5	27	16 15	59.62	117.10	0.51	-143.23	-88.70	1.61	1.61
		Δ6	28	12 20	-270.09	-88.70	3.05	-194.97	-88.70	2.20	3.05
		Δ7	29	20 13	-191.10	-88.70	2.15	-254.53	-88.70	2.87	2.87
		Δ8	30	13 21	-205.96	-88.70	2.32	471.76	246.90	1.91	2.32
		Δ9	31	21 14	-154.20	-88.70	1.74	-263.69	-88.70	2.97	2.97
		Δ10	32	18 22	-129.40	-145.60	0.89	479.29	230.70	2.08	2.08
		Δ11	33	16 22	-241.03	-145.60	1.66	-690.29	-145.60	4.74	4.74
		Δ12	34	21 34	-273.51	-145.60	1.88	-185.89	-145.60	1.28	1.88
		Δ13	35	14 15	-162.30	-88.70	1.83	-162.97	-88.70	1.84	1.84
		Δ14	36	20 34	467.38	364.10	1.28	29.48	364.10	0.08	1.28
		Δ15	37	34 22	-191.54	-145.60	1.32	426.67	311.20	1.37	1.37
	1 ^{ος} Όροφος	Δ1	38	23 31	142.48	170.70	0.83	157.65	170.70	0.92	0.92
		Δ2	39	31 24	-29.93	-88.70	0.34	-59.85	-88.70	0.67	0.67
		Δ3	40	28 30	-92.97	-88.70	1.05	-78.93	-88.70	0.89	1.05
		Δ4	41	30 27	-91.40	-88.70	1.03	-87.33	-88.70	0.98	1.03
		Δ5	42	27 26	33.25	117.10	0.28	87.59	117.10	0.75	0.75
		Δ6	43	23 31	-104.59	-88.70	1.18	186.41	205.10	0.91	1.18
		Δ7	44	31 24	189.12	197.80	0.96	-103.34	-88.70	1.17	1.17
		Δ8	45	24 32	-85.35	-88.70	0.96	306.16	246.90	1.24	1.24
		Δ9	46	32 25	218.44	250.70	0.87	-117.66	-88.70	1.33	1.33
		Δ10	47	29 33	-69.75	-145.60	0.48	281.61	230.70	1.22	1.22
		Δ11	48	27 33	115.78	217.40	0.53	-262.43	-145.60	1.80	1.80
		Δ12	49	32 35	220.88	281.80	0.78	-104.23	-145.60	0.72	0.78
		Δ13	50	25 26	158.66	210.60	0.75	160.12	210.60	0.76	0.76
		Δ14	51	31 35	251.45	364.10	0.69	18.88	364.10	0.05	0.69
		Δ15	52	35 33	-89.36	-145.60	0.61	237.52	311.20	0.76	0.76
ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ	Ισόγειο	Δ1	23	12 18	165.12	170.70	0.97	172.23	170.70	1.01	1.01
		Δ2	24	18 17	-5.78	-88.70	0.07	-35.83	-88.70	0.40	0.40
		Δ3	25	17 19	-83.73	-88.70	0.94	-73.69	-88.70	0.83	0.94
		Δ4	26	19 16	125.79	141.80	0.89	127.58	141.80	0.90	0.90
		Δ5	27	16 15	21.63	117.10	0.18	-46.94	-88.70	0.53	0.53
		Δ6	28	12 20	-66.13	-88.70	0.75	166.57	205.10	0.81	0.81
		Δ7	29	20 13	166.70	197.80	0.84	123.76	182.00	0.68	0.84
		Δ8	30	13 21	235.04	231.20	1.02	345.90	246.90	1.40	1.40
		Δ9	31	21 14	242.92	250.70	0.97	-100.20	-88.70	1.13	1.13
		Δ10	32	18 22	-62.60	-145.60	0.43	273.27	230.70	1.18	1.18
		Δ11	33	16 22	-117.18	-145.60	0.80	-343.91	-145.60	2.36	2.36
		Δ12	34	21 34	246.45	281.80	0.87	-97.98	-145.60	0.67	0.87
		Δ13	35	14 15	187.32	210.60	0.89	189.76	210.60	0.90	0.90
		Δ14	36	20 34	330.06	364.10	0.91	19.46	364.10	0.05	0.91
		Δ15	37	34 22	-100.86	-145.60	0.69	288.66	311.20	0.93	0.93
	1 ^{ος} Όροφος	Δ1	38	23 31	89.55	170.70	0.52	97.34	170.70	0.57	0.57
		Δ2	39	31 24	-19.22	-88.70	0.22	-13.84	-88.70	0.16	0.22
		Δ3	40	28 30	-26.45	-88.70	0.30	34.67	129.30	0.27	0.30
		Δ4	41	30 27	59.26	141.80	0.42	61.91	141.80	0.44	0.44
		Δ5	42	27 26	22.75	117.10	0.19	28.91	117.10	0.25	0.25
		Δ6	43	23 31	45.90	189.40	0.24	105.19	205.10	0.51	0.51
		Δ7	44	31 24	108.11	197.80	0.55	55.71	182.00	0.31	0.55
		Δ8	45	24 32	120.90	231.20	0.52	242.32	246.90	0.98	0.98
		Δ9	46	32 25	170.59	250.70	0.68	-38.21	-88.70	0.43	0.68
		Δ10	47	29 33	-43.15	-145.60	0.30	180.24	230.70	0.78	0.78
		Δ11	48	27 33	72.65	217.40	0.33	-120.04	-145.60	0.82	0.82
		Δ12	49	32 35	124.21	281.80	0.44	-58.88	-145.60	0.40	0.44
		Δ13	50	25 26	97.05	210.60	0.46	98.44	210.60	0.47	0.47
		Δ14	51	31 35	179.43	364.10	0.49	13.06	364.10	0.04	0.49
		Δ15	52	35 33	-52.51	-145.60	0.36	188.15	311.20	0.60	0.60

Πίνακας 4.2.3 Συντελεστές ανεπάρκειας των Υποστλωμάτων του κτηρίου (και στις δύο διευθύνσεις) για την περίπτωση Χωρίς και Με τοιχοπληρώσεις

ΕΙΔΟΣ	Όροφος	ΜΕΛΟΣ			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y							ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Z							Επάρκεια λ
		Όνομα	A/A	Κόμβοι	Κόμβος i			Κόμβος j			λ _Y	Κόμβος i			Κόμβος j			λ _Z	
					SM _{Yi}	RM _{Yi}	λ _{Yi}	SM _{Yj}	RM _{Yj}	λ _{Yj}		SM _{Zi}	RM _{Zi}	λ _{Zi}	SM _{Zj}	RM _{Zj}	λ _{Zj}		
					[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]		[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]		
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ	Ισόγειο	K1	1	1 12	-488.55	-230.54	2.12	420.49	220.82	1.90	2.12	-294.27	-300.83	0.98	240.62	314.46	0.77	0.98	2.12
		K2	2	2 13	567.56	39.76	14.27	-461.42	-39.25	11.75	14.3	233.49	16.36	14.27	78.49	6.68	11.75	14.3	14.3
		K3	3	3 14	319.78	120.05	2.66	-279.17	-103.20	2.71	2.71	491.06	230.33	2.13	-415.12	-248.27	1.67	2.13	2.71
		K4	4	4 15	-341.26	-177.55	1.92	297.05	160.40	1.85	1.92	384.79	222.45	1.73	-318.50	-201.03	1.58	1.73	1.92
		K5	5	5 16	292.18	95.76	3.05	-241.93	-78.09	3.10	3.10	471.77	183.28	2.57	-485.90	-199.47	2.44	2.57	3.10
		K6	6	6 17	-376.28	-222.72	1.69	326.79	241.20	1.35	1.69	-316.96	-263.68	1.20	273.68	281.99	0.97	1.20	1.69
		K7	7	7 18	-265.08	-174.66	1.52	-228.97	-135.69	1.69	1.69	241.86	256.66	0.94	-200.69	-238.58	0.84	0.94	1.69
		K8	8	8 19	-296.09	-170.94	1.73	246.32	126.01	1.95	1.95	362.18	268.58	1.35	-313.20	-257.88	1.21	1.35	1.95
		K9	9	9 20	-640.76	-418.31	1.53	549.31	392.91	1.40	1.53	367.21	221.83	1.66	-189.90	-97.83	1.94	1.94	1.94
		K10	10	10 21	627.62	378.05	1.66	-521.79	-374.46	1.39	1.66	-744.99	-389.32	1.91	603.55	324.79	1.86	1.91	1.91
		K11	11	11 22	997.29	824.79	1.21	-716.97	-832.78	0.86	1.21	-1251.76	-798.42	1.57	842.60	832.73	1.01	1.57	1.57
	1 ^{ος} Όροφος	K1	12	12 13	-173.63	-115.16	1.51	195.79	111.82	1.75	1.75	42.16	58.11	0.73	-55.13	-66.59	0.83	0.83	1.75
		K2	13	13 24	178.44	241.33	0.74	-202.81	-243.64	0.83	0.83	70.98	54.18	1.31	-94.36	-81.18	1.16	1.31	1.31
		K3	14	14 25	169.74	33.80	5.02	-194.31	-33.90	5.73	5.73	-113.45	-70.02	1.62	132.93	70.84	1.88	1.88	5.73
		K4	15	15 26	-169.74	-60.00	2.83	194.93	57.40	3.40	3.40	144.08	111.36	1.29	-162.40	-108.53	1.50	1.50	3.40
		K5	16	16 27	118.42	36.45	3.25	-138.65	-43.14	3.21	3.25	269.28	166.76	1.61	-262.99	-164.16	1.60	1.61	3.25
		K6	17	17 28	-129.04	-123.55	1.04	142.40	115.76	1.23	1.23	-120.97	-189.69	0.64	132.98	191.24	0.70	0.70	1.23
		K7	18	18 29	169.35	99.98	1.69	-166.72	-92.18	1.81	1.81	138.71	207.20	0.67	-165.50	-206.79	0.80	0.80	1.81
		K8	19	19 30	-121.53	-64.05	1.90	142.31	64.89	2.19	2.19	148.90	166.19	0.90	-162.42	-168.33	0.96	0.96	2.19
		K9	20	20 31	-316.51	-274.93	1.15	353.13	276.02	1.28	1.28	-250.68	-400.93	0.63	318.87	403.42	0.79	0.79	1.28
		K10	21	21 32	234.41	57.53	4.07	-273.17	-86.12	3.17	4.07	-222.39	-154.91	1.44	257.78	173.95	1.48	1.48	4.07
		K11	22	22 33	-303.42	-305.04	0.99	380.82	290.51	1.31	1.31	175.27	346.76	0.51	335.04	459.08	0.73	0.73	1.31

ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ				Αποτίμηση Κατασκευής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. με τη χρήση Ελαστικών, Ανελαστικών και Προσεγγιστικών Μεθόδων																
				Αποτίμηση Κατασκευής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. με τη χρήση Ελαστικών, Ανελαστικών και Προσεγγιστικών Μεθόδων																
ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ	Ισόγειο	K1	1	1 12	-219.52	-230.54	0.95	197.93	220.82	0.90	0.95	-160.88	-300.83	0.53	140.24	314.46	0.45	0.53	0.95	
		K2	2	2 13	257.10	22.63	11.36	-200.50	-20.77	9.65	11.4	90.78	7.99	11.37	97.10	10.06	9.65	11.4	11.4	
		K3	3	3 14	179.34	120.05	1.49	-167.23	-103.20	1.62	1.62	301.55	230.33	1.31	-264.45	-248.27	1.07	1.31	1.62	
		K4	4	4 15	-219.21	-177.55	1.23	199.90	160.40	1.25	1.25	271.48	222.45	1.22	-231.61	-201.03	1.15	1.22	1.25	
		K5	5	5 16	184.42	95.76	1.93	-159.14	-78.09	2.04	2.04	-240.31	-175.30	1.37	247.24	170.73	1.45	1.45	2.04	
		K6	6	6 17	-216.89	-222.72	0.97	187.14	241.20	0.78	0.97	-247.09	-263.68	0.94	218.99	281.99	0.78	0.94	0.97	
		K7	7	7 18	213.74	149.86	1.43	-215.62	-135.69	1.59	1.59	133.00	256.66	0.52	-120.01	-238.58	0.50	0.52	1.59	
		K8	8	8 19	-191.13	-170.94	1.12	165.57	126.01	1.31	1.31	248.76	268.58	0.93	-221.08	-257.88	0.86	0.93	1.31	
		K9	9	9 20	273.07	459.70	0.59	-240.35	-459.54	0.52	0.59	204.31	221.83	0.92	-87.35	-97.83	0.89	0.92	0.92	
		K10	10	10 21	297.02	378.05	0.79	-258.97	-374.46	0.69	0.79	-485.42	-389.32	1.25	396.98	324.79	1.22	1.25	1.25	
		K11	11	11 22	381.11	824.79	0.46	-263.90	-832.78	0.32	0.46	-492.79	-798.42	0.62	344.13	832.73	0.41	0.62	0.62	
	1 ^{ος} Όροφος	K1	12	12 13	-72.13	-115.16	0.63	80.23	111.82	0.72	0.72	-80.59	-205.05	0.39	99.04	204.41	0.48	0.48	0.72	
		K2	13	13 24	76.47	241.33	0.32	-85.99	-243.64	0.35	0.35	-122.96	-225.62	0.55	143.13	225.57	0.63	0.63	0.63	
		K3	14	14 25	106.76	33.80	3.16	-121.17	-33.90	3.57	3.57	107.09	178.68	0.60	49.71	70.84	0.70	0.70	3.57	
		K4	15	15 26	-107.56	-60.00	1.79	123.71	57.40	2.16	2.16	71.97	111.36	0.65	-79.28	-108.53	0.73	0.73	2.16	
		K5	16	16 27	67.86	36.45	1.86	-79.14	-43.14	1.83	1.86	-104.95	-136.67	0.77	100.74	133.19	0.76	0.77	1.86	
		K6	17	17 28	-54.22	-123.55	0.44	58.80	115.76	0.51	0.51	-65.80	-189.69	0.35	71.20	191.24	0.37	0.37	0.51	
		K7	18	18 29	89.11	99.98	0.89	-87.22	-92.18	0.95	0.95	86.29	207.20	0.42	-102.64	-206.79	0.50	0.50	0.95	
		K8	19	19 30	-67.88	-64.05	1.06	79.07	64.89	1.22	1.22	76.26	166.19	0.46	-81.93	-168.33	0.49	0.49	1.22	
		K9	20	20 31	-107.04	-274.93	0.39	118.43	276.02	0.43	0.43	-184.53	-400.93	0.46	213.52	403.42	0.53	0.53	0.53	
		K10	21	21 32	122.15	57.53	2.12	-141.72	-86.12	1.65	2.12	161.10	261.15	0.62	-182.32	-261.29	0.70	0.70	2.12	
		K11	22	22 33	-159.58	-305.04	0.52	201.43	290.51	0.69	0.69	82.68	346.76	0.24	146.25	459.08	0.32	0.32	0.69	

4.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ – ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ PUSHOVER

4.3.1 Γενικά Χαρακτηριστικά Μεθόδου

Στην ανάλυση Pushover η σεισμική ένταση εκφράζεται απλά μέσω μίας αυξανόμενη οριζόντιας στατικής φόρτισης. Η οριζόντια φόρτιση κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται σταδιακά (επαυξητική διαδικασία) 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 ανελαστικές παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στα δομικά στοιχεία της κατασκευής συγκρίνονται έπειτα με τα επιτρεπτά όρια παραμόρφωσης που ορίζουν οι Στάθμες Επιτελεστικότητας, και διεξάγεται ο κατάλληλος ανασχεδιασμός όπου είναι αναγκαίος (παράγραφος §5.7.1.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013).

Η μη γραμμική ανάλυση υπερέχει της κλασικής ελαστικής καθώς παρουσιάζει τα ακόλουθα πλεονεκτήματα.

- Είναι πιο ακριβής διότι δεν βασίζεται μόνο στη δυσκαμψία των μελών, αλλά συνεκτιμά και την αντοχή τους. Επίσης, καθιστά δυνατό τον έλεγχο της δυνατότητας παραμόρφωσης όπως αυτή διαμορφώνεται βάσει π.χ. της περίσφιγξης και της λεπτομέρειας όπλισης.
- Παρέχει ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των μελών μέσω της ενσωμάτωσης μη-γραμμικών προσομοιωμάτων των υλικών
- Εξασφαλίζεται η εποπτεία κατανομής των βλαβών στον φορέα.
- Γίνεται απαλλαγή από ικανοτικά προσομοιώματα.
- Μπορεί να ελεγχθεί η επάρκεια του φορέα για πολλές Στάθμες Επιτελεστικότητας ταυτόχρονα (Άμεση χρήση, Προστασία ζωής, Αποφυγή κατάρρευσης)
- Παρέχει πληροφόρηση σχετικά με την μορφή της δομικής ανεπάρκειας και βοηθάει να σχεδιαστεί η ενίσχυση είτε με αύξηση της αντοχής, είτε με αύξηση της πλαστιμότητας, είτε με συνδυασμό τους.
- Σύμφωνα με τα παραπάνω στο τέλος μιας στατικής μελέτης με βάση τη μη γραμμική ανάλυση επιτυγχάνεται ο πληρέστερος έλεγχος της συμπεριφοράς της κατασκευής, ενώ παράλληλα εξασφαλίζεται η οικονομικότητα χωρίς υποχωρήσεις στην ασφάλεια.

4.3.2 Διαδικασία Μεθόδου

4.3.2.1 Προκαταρτική Ανάλυση – Προέλεγχος

Επειδή η ανάλυση βασίζεται στην πλαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, στην σπάνια περίπτωση που επιλέγεται η Στάθμη Επιτελεστικότητας Α «Περιορισμένες βλάβες», είναι σκόπιμο να μην εφαρμόζονται οι ανελαστικές μέθοδοι που εν γένει προϋποθέτουν μετελαστική απόκριση των στοιχείων (παράγραφοι §4.1.4 και §5.1.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013).

Επιπλέον, η εφαρμογή της υπερωθητικής ανάλυσης (Pushover) συνίσταται να γίνεται όταν τα δεδομένα της κατασκευής είναι γνωστά με τουλάχιστον ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας. Η Pushover όπως και οι υπόλοιπες μέθοδοι ανάλυσης είναι ευαίσθητες στο επίπεδο αξιοπιστίας των δεδομένων της. Ωστόσο, ειδικά η Pushover, η οποία είναι μια μέθοδος από την οποία αναμένεται η εξαγωγή υψηλότερης αξίας αποτελεσμάτων, είναι καλό να εκτελείται με δεδομένα τα οποία είναι τουλάχιστον ικανοποιητικά αξιόπιστα.

Οι προϋποθέσεις εφαρμογής, λοιπόν, για την ανελαστική στατική ανάλυση, είναι αυτές που αναφέρονται στην παράγραφο §5.7.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013:

- (a) Θα πρέπει στα κτήρια στα οποία θα εφαρμόζεται αυτή η μέθοδος η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική.
- (b) Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, η υπερωθητική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί μόνον σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική ελαστική δυναμική ανάλυση.

Κάνοντας λοιπόν μια πρώτη ανάλυση με τις 3 μόνο ιδιομορφές, και άλλη μία δεύτερη με την πρώτη μόνο ιδιομορφή, βλέπουμε πως η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση (αυτή με τις 3 ιδιομορφές) δεν υπερβαίνει το 130% εκείνης που προκύπτει από την δεύτερη ανάλυση (αυτή με την 1 ιδιομορφή). Επομένως, η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική, και έτσι δεν χρειάζεται και δυναμική ελαστική ανάλυση.

4.3.2.2 Έλεγχος

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενός υφιστάμενου φορέα με μία ανελαστική στατική μέθοδο πρέπει οι έλεγχοι της ανίσωσης ασφαλείας να γίνονται σε όρους παραμορφώσεων.

Έτσι λοιπόν, 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, λοιπόν, 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.

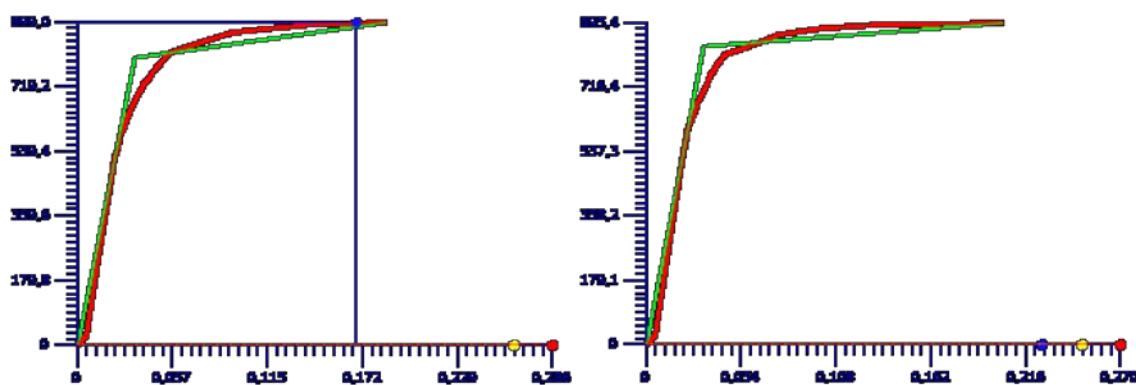
Το μέγεθος για το οποίο ελέγχονται τα πλαστικά μέλη είναι η πλαστική γωνία στροφής χορδής θ_{pl} . Κατά συνέπεια και η αντοχή σε όρους γωνίας στροφής χορδής θ_d υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη το πλαστικό τμήμα της γωνίας στροφής χορδής προς αντικατάσταση της γωνίας στροφής χορδής κατά τη διαρροή θ_y και της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία θ_u .

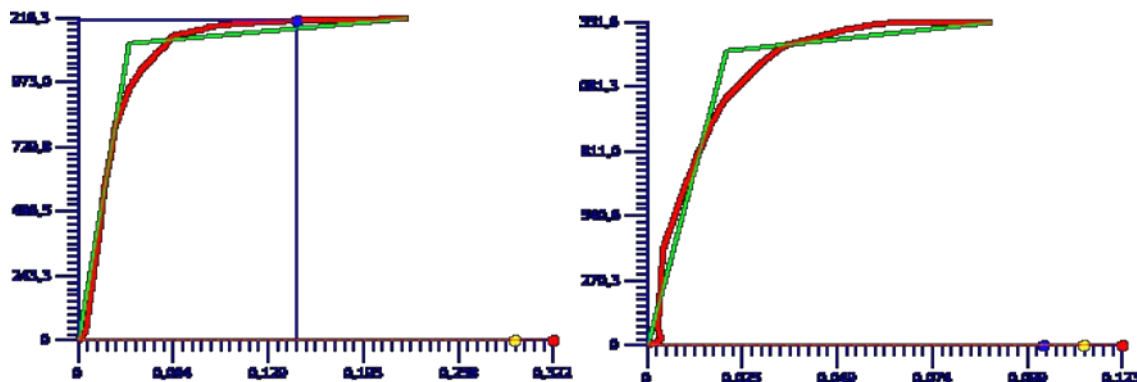
Μετά την παραμόρφωση αστοχίας δ_u , μειώνεται σημαντικά η απόκριση του στοιχείου σε ένταση λόγω σεισμικής δράσης υπό αυξανόμενη παραμόρφωση, αλλά συνήθως δεν μηδενίζεται. Η απόκριση αυτή μπορεί να θεωρηθεί περίπου σταθερή μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι των φορτίων βαρύτητας, ονομάζεται δε απομένουσα ή παραμένουσα αντίσταση. Ως τελική παραμόρφωση ορίζεται η παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι των φορτίων βαρύτητας.

Έτσι λοιπόν, με βάση την απόκριση των επιμέρους μελών της κατασκευής μπορούμε να προσδιορίσουμε και την γενικότερη απόκριση της κατασκευής υπό οριζόντια φόρτιση. Βάσει λοιπόν αυτής της λογικής (της εκκίνησης, δηλαδή, από την τοπική αντοχή των κρίσιμων διατομών μέσα στην κατασκευή και της κατάληξης στη γενική απόκριση ολόκληρης της κατασκευής) εξάγεται και η Καμπύλη Ικανότητας ή Αντίστασης της κατασκευής.

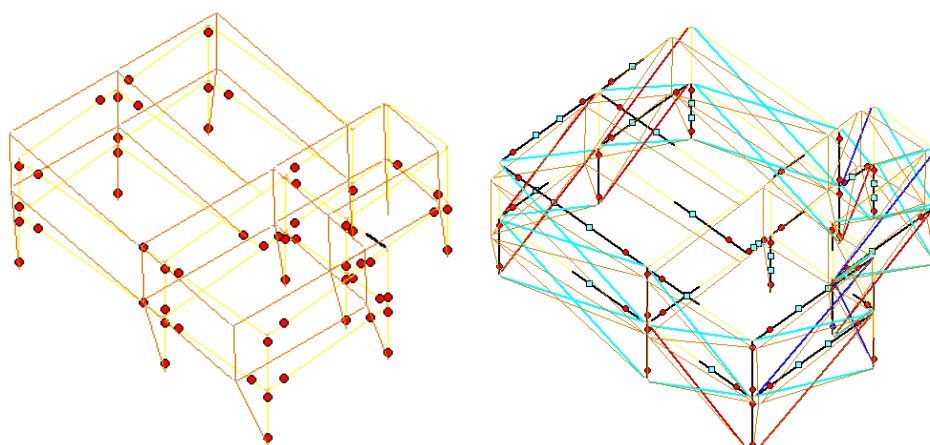
Μετά το πέρας της ανάλυσης συγκρίνονται τα παραμορφωσιακά μεγέθη και εξάγονται οι Καμπύλες Ικανότητας για κάθε σεισμικό συνδυασμό και κατανομή.

4.3.3 Αποτελέσματα Μεθόδου





Σχήμα 4.3.1 Καμπύλες Ικανότητας για Τριγωνική και ορθογωνική Κατανομή (για φόρτιση $F_x+0.3F_z$), για περίπτωση *Χωρίς Τοιχοπληρώσεις* (Πάνω) και για περίπτωση *Με Τοιχοπληρώσεις* (Κάτω).



Σχήμα 4.3.2 Παραμορφωμένος φορέας για φορτίσεις $-F_x+0.3F_z$, και $F_z+0.3F_x$ για περίπτωση *Χωρίς Τοιχοπληρώσεις* (Αριστερά) και για περίπτωση *Με Τοιχοπληρώσεις* (Δεξιά).

Από τα παραπάνω διαγράμματα καταλήγουμε στο ότι το κτίριο σε όλες τις περιπτώσεις δεν ικανοποιεί τη Στάθμη Επιτελεστικότητα Β αφού ακόμα και αν η κατασκευή φτάνει στη Στάθμη Επιτελεστικότητα Β παρουσιάζει ανεπάρκειας για όλα τα μέλη. Η μόνη διαφορά μεταξύ των σεισμικών δράσεων είναι η τέμνουσα που οδηγεί σε αυτό το αποτέλεσμα όπως και η γωνία στροφής χορδής.

Για τέτοιου είδους διαγράμματα, και βασιζόμενοι στα αποτελέσματα του λογισμικού προγράμματος, η αστοχία οφείλεται σε υπέρβαση της διατμητικής αντοχής σε κάποιο δομικό στοιχείο παρ' όλου που συνεχίζει το κτίριο να δέχεται σεισμικές δράσεις και τα άλλα στοιχεία να πλαστικοποιούνται. Κανονικά, σε περίπτωση μιας τέτοιας υπέρβασης θεωρείται σκόπιμο να διακοπεί η επαυξητική διαδικασία καθώς το στοιχείο που αστοχεί δεν μπορεί να συνεισφέρει καθόλου πλέον όχι μόνον στην παραλαβή κατακόρυφων φορτίων αλλά και στην πλαισιακή λειτουργία του πλαισίου στο οποίο ανήκει, επομένως, η διακοπή της διαδικασίας επέρχεται με την επισήμανση της ψαθυρού τύπου αστοχίας του δομικού στοιχείου που αστόχησε διατμητικά. Παρ' όλα αυτά, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ παράγραφος 7.2.2, εάν το στοιχείο αστοχεί από τέμνουσα προτού διαρρεύσει σε κάμψη, δηλαδή αν $VR < VM_y$, τότε επιτρέπεται να λαμβάνεται πλαστική γωνία στροφής στο άκρο του μέλους μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής ίση με το 40% της αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή, θ_y .

Από τα προηγούμενα συμπεράσματα, καταλήγουμε στο ότι το κτίριο παρουσιάζει μια τεράστια ανεπάρκεια για όλες τις κατανομές φορτίσεως και χρειάζεται ενίσχυση με ιδιαίτερη βάση στην καταπολέμηση της ψαθυρής αστοχίας.

Ακόμα, για την περίπτωση των τοιχοπληρώσεων καταλήγουμε στο ότι το κτίριο σε όλες τις περιπτώσεις δεν ικανοποιεί τη Στάθμη Επιτελεστικότητας Β αφού ακόμα και αν η κατασκευή φτάνει στη στοχευόμενη μετακίνηση της Στάθμης Επιτελεστικότητας Β, οι γωνίες στροφής χορδής του μέλους σε όλον τον φορέα ξεπερνάνε σε πάρα πολλά σημεία την επιτρεπόμενη τιμή που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ διότι έχουν τιμή $\theta_{sd} > \theta_{u}/\gamma_{rd}$. Εκτός αυτών, μια άλλη αναμενόμενη πληροφορία που έχουμε δεχτεί από τον φορέα, είναι ότι οι τοιχοπληρώσεις έχουν αστοχήσει ψαθυρά διότι είναι άοπλες με απλή περιμετρική επαφή. Άρα η αποτίμηση έδωσε αποτελέσματα ανεπάρκειας για όλες τις κατανομές σεισμικής φόρτισης.

4.4 ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ – ΜΕΘΟΔΟΣ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

4.4.1 Γενικά Χαρακτηριστικά Μεθόδου

Σε ειδικές περιπτώσεις και μόνο για την αποτίμηση υφισταμένων κτιρίων, επιτρέπεται να γίνεται προσεγγιστική αναλυτική εκτίμηση της έντασης, χωρίς λεπτομερή ανάλυση προσομοιώματος του συνόλου του κτιρίου, δηλαδή μόνο στα κρίσιμα στοιχεία του φορέα, εφόσον έχει επιβεβαιωθεί με κατάλληλη βαθμονόμηση ότι οι χρησιμοποιούμενες μέθοδοι οδηγούν σε συντηρητικά και αξιόπιστα αποτελέσματα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. παράγραφοι §2.4.3.3 και §5.3). Σκοπός της διάταξης αυτής είναι να οδηγεί σε απλοποίηση και συντόμευση της διαδικασίας αποτίμησης στις περιπτώσεις όπου υπάρχει σαφής ανεπάρκεια (ή και, σε σπάνιες περιπτώσεις σαφής επάρκεια) του προς αποτίμηση κτιρίου.

Παρ' όλα αυτά, μπορούν να εφαρμοστούν μόνο σε ορισμένες περιπτώσεις όταν ισχύουν ταυτόχρονα οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- Η επιλεγόμενη Στάθμη Επιτελεστικότητας είναι η Β ή η Γ, δηλαδή «Σημαντικές βλάβες» ή «Οιονεί κατάρρευση»
- Στο κτίριο δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες ή κακοτεχνίες.

Σε αυτή την πρώτη μέθοδο, βρίσκεται η τέμνουσα βάσης μέσω των φασμάτων του Ευρωκώδικα 8 και στην συνέχεια κατανέμεται στα μέλη αναλογικώς των δυσκαμψιών τους. Έπειτα συγκρίνονται οι δυνάμεις που ασκούνται στις δοκούς, με τις αντοχές τους, και βρίσκονται οι λόγοι ανεπάρκειας λ για κάθε ένα μέλος.

4.4.2 Διαδικασία Μεθόδου

4.4.2.1 Υπολογισμός Δρυσών Δυνάμεων Υποστυλωμάτων

Για την περίπτωση των σεισμικών φορτίων E, για να γίνει υπολογισμός των δρυσών δυνάμεων των Υποστυλωμάτων, πρέπει πρώτα να βρεθεί η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού του κτηρίου (ή του ορόφου). Για τον λόγο αυτό ξεκινάμε με τον προσδιορισμό της ιδιοπεριόδου του κτηρίου από κάποια προσεγγιστική σχέση, όπως η παρακάτω του Ευρωκώδικα 8:

$$T = 0.075 \cdot H^{3/4} = 0.075 \cdot 6.4^{3/4} = 0.3018 \text{ sec} \quad (4.4.1)$$

Έπειτα, από τα φάσματα απαίτησης του Ευρωκώδικα 8, βρίσκουμε το ελαστικό φάσμα απόκρισης, όπου για φάσμα τύπου 1 και για εδαφικό τύπο Β παίρνουμε τις τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα.

Πίνακας 4.4.1 Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1.

Εδαφικός Τύπος	S	T_B [sec]	T_C [sec]	T_D [sec]
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

Η τιμή της ψευδοεπιτάχυνσης δίνεται από αυτόν τον τύπο φάσματος (φάσμα ελαστικής απόκρισης) είναι, βάσει των εξισώσεων (3.2) έως (3.5) του Ευρωκώδικα 8.

Συνεπώς, από τις παραμέτρους που πήραμε, και από την πιο πάνω υπολογισμένη ιδιοπερίοδο T του κτηρίου μας, έχουμε την τιμή του ελαστικού φάσματος απόκρισης της εδαφικής επιτάχυνσης:

$$\begin{aligned}
 T_B \leq T \leq T_C \Rightarrow S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 = \\
 &= 0.32g \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 2.5 = \\
 &= 0.96g = \\
 &= 9.4176 \frac{m}{s^2}
 \end{aligned}
 \tag{4.4.2}$$

Έπειτα θα πρέπει να μειώσουμε αυτή την (ελαστική) επιτάχυνση με τον συντελεστή συμπεριφοράς q , ο οποίος θα πρέπει να παίρνει τιμές από τον Πίνακα 4.1.2 στην παραπάνω ενότητα (Πίνακα Σ.4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Επομένως έχουμε:

$$S_a = \frac{S_e}{q} = \frac{9.4176}{1.7} = 5.5398 \frac{m}{s^2}
 \tag{4.4.3}$$

Από την κατασκευή μας υπολογίζουμε τις μάζες των ορόφων, λαμβάνοντας υπ' όψιν τις πλάκες και τις επικαλύψεις τους, τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τις τοιχοπληρώσεις, και έτσι έχουμε:

$$\begin{aligned}
 m_1 &= 250.911 \text{ tons} \\
 m_2 &= 214.558 \text{ tons}
 \end{aligned}
 \tag{4.4.4}$$

Οπότε για να βρούμε την σεισμική τέμνουσα του κάθε ορόφου, αρκεί να πολλαπλασιάσουμε την μάζα του ορόφου επί την ψευδοεπιτάχυνση. Οπότε έχουμε:

$$\begin{aligned}
 V_{E, \text{Base}, 1} &= m_1 \cdot S_a = 250911 \text{ kg} \cdot 5.5398 \frac{m}{s^2} = 1389996 \text{ N} = 1390.00 \text{ kN} \\
 V_{E, \text{Base}, 2} &= m_2 \cdot S_a = 214558 \text{ kg} \cdot 5.5398 \frac{m}{s^2} = 1188608 \text{ N} = 1188.61 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \tag{4.4.5}$$

Αυτήν τώρα λοιπόν την σεισμική τέμνουσα του ορόφου, την καταθέτουμε στα υποστυλώματα αναλόγως της δυσκαμψίας τους. Στην δική μας περίπτωση κάνουμε χρήση

της σχετικής δυσκαμψίας (δηλαδή της δυσκαμψίας του ενός υποστυλώματος, σε σχέση με την συνολική δυσκαμψία του ορόφου).

Έπειτα αυτή την ασκούμενη τέμνουσα, μπορούμε να την μετατρέψουμε σε τέμνουσα ροπή στα άκρα των υποστυλωμάτων ως εξής με τον γνωστό τρόπο:

Κάνοντας λοιπόν ισορροπία κόμβων, βρίσκουμε αρχικά τις ροπές που ασκούνται στα άκρα των δοκών του πάνω ορόφου και έπειτα τις ροπές στα άκρα των δοκών του ισόγειου. Τέλος με τον αντίστροφο τρόπο απ' ό,τι πριν βρίσκεται και η τέμνουσα που ασκείται στις δοκούς.

Για την περίπτωση των **μόνιμων και κινητών φορτίων $G+0.3Q$** , πρέπει να γίνει πρώτα ο υπολογισμός των τεμνουσών και των ροπών στις δοκούς που προκαλούνται από τα φορτία αυτά (τα οποία προσδιορίζονται μέσω των επιφανειών επιρροής (απ' όπου βρίσκονται και τα αξονικά των υποστυλωμάτων) και θεωρούνται **ομοιόμορφα κατανεμημένα**) μέσω της θεώρησης όλων των δοκών ως **αμφίπακτες**.

Έπειτα γίνεται, μέσω ισορροπίας ροπών στους κόμβους του πάνω ορόφου της κατασκευής, η εύρεση των ροπών των **άνω υποστυλωμάτων** της κατασκευής, και στην συνέχεια, μέσω της υπόθεσης ότι έχουμε **μηδενισμό των ροπών περίπου στο ύψος 30% από τον πόδα** του υποστυλώματος (για τέτοιου είδους φορτίσεις), γίνεται και η εύρεση των ροπών και των **κάτω υποστυλωμάτων** της κατασκευής. Τέλος, μέσω του γνωστού τύπου (που χρησιμοποιήθηκε και στην εξίσωση 4.4.9) βρίσκουμε και τις τέμνουσες που ασκούνται στα υποστυλώματα της κατασκευής.

4.4.2.2 Υπολογισμός Αντοχών Υποστυλωμάτων

Για να υπολογίσουμε τις διατμητικές (κυρίως) αντοχές των υποστυλωμάτων εργαζόμαστε ως εξής: Η μέγιστη τέμνουσα στην οποία αστοχεί κάθε κατακόρυφο μέλος είναι η ελάχιστη από τις δύο τιμές της «κανονικής» διατμητικής αντοχής του υποστυλώματος (μέσω είτε του λοξού εφελκυσμού του διατμητικού οπλισμού είτε της λοξής θλίψης του σκυροδέματος) και της διατμητικής αντοχής που προκύπτει από τις ροπές αντοχής του υποστυλώματος στα άκρα του.

Όσον αφορά την «κανονική» διατμητική αντοχή, αυτή όπως προείπαμε είναι η ελάχιστη τιμή αντοχής είτε λόγω του λοξού εφελκυσμού του διατμητικού οπλισμού είτε λόγω της λοξής θλίψης του σκυροδέματος με τις δύο αντοχές υπολογίζονται από τις σχέσεις (6.8) και (6.9) του Ευρωκώδικα 2.

Όσον αφορά την **διατμητική αντοχή που προκύπτει από τις ροπές αντοχής** του υποστυλώματος στα άκρα του, αφού έχουμε ίδια όπλιση και παρόμοιο αξονικό φορτίο, θα πρέπει να υπολογίσουμε (μία φορά) την καμπτική αντοχή του υποστυλώματος και να την διαιρέσουμε με το μήκος διάτμησης (που το υποθέτουμε ως το μισό του καθαρού ύψους ορόφου).

4.4.2.3 Έλεγχος

Τα μεγέθη που θα ελεγχθούν τελικά σε αυτήν τη μέθοδο είναι οι δρώσες τέμνουσες και οι τέμνουσες αντοχής των υποστυλωμάτων, καθώς και οι δρώσες ροπές και οι ροπές αντοχής τους, μέσω των δεικτών ανεπάρκειας λ.

4.4.3 Αποτελέσματα Μεθόδου

4.4.3.1 Μοναδιαία Αποτελέσματα

Ξεκινώντας για αυτήν την μέθοδο, πρέπει να δείξουμε τις δυνάμεις που ασκούνται στα μέλη της κατασκευής μας (για τις φορτίσεις που έχουμε αναφέρει στο προηγούμενο κεφάλαιο) και τις αντοχές αυτών των μελών.

Πίνακας 4.4.2 Ιδιότητες των υποστυλωμάτων, και δράσες δυνάμεις στα άκρα τους.

Όρ.	Υποστύλωμα	ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ								ΔΡΩΣΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ							
		Διαστάσεις			Οπλισμοί				Σχετικές Δυσκαμψίες		Στατικές Δράσεις G+0.3Q			Σεισμικές Δράσεις E		Τελικές Δράσεις G+0.3Q+E	
		b_x	b_y	L_{clear}	A_{s1}	A_{s1}/S		K_x	K_y	$N_{G+0.3Q}$	$V_{G+0.3Q}$	$M_{G+0.3Q}$	V_E	M_E	V_S	M_S	
		[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
ΙΣΟΓΕΙΟ	K1	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	184.43	31.21	58.99	92.91	125.43	124.12	184.42
	K2	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	199.95	66.93	126.50	92.91	125.43	159.84	251.93
	K3	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	166.95	33.73	63.75	92.91	125.43	126.64	189.18
	K4	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	115.98	33.73	63.75	92.91	125.43	126.64	189.18
	K5	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	119.82	13.18	24.91	92.91	125.43	106.09	150.34
	K6	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	220.15	3.32	6.28	92.91	125.43	96.23	131.70
	K7	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	80.30	31.21	58.99	92.91	125.43	124.12	184.42
	K8	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	129.92	13.18	24.91	92.91	125.43	106.09	150.34
	K9	350	350	2700	2Ø18	508.94	Ø8/200	0.50	1.59	1.59	147.78	35.63	67.34	147.54	199.18	183.17	266.52
	K10	350	350	2700	2Ø18	508.94	Ø8/200	0.50	1.59	1.59	271.21	41.20	77.86	147.54	199.18	188.73	277.04
	K11	450	450	2600	3Ø16	603.19	Ø8/200	0.50	3.78	3.78	267.44	22.89	41.67	351.16	456.51	374.06	498.18
ΣΥΝ.	-	-	-	-	-	-	-	14.96	14.96	1903.91	326.22	-	1389.51	-	1715.73	-	
1 ^{ος} ΟΡΟΦΟΣ	K1	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	80.64	40.04	75.68	79.45	107.26	119.49	182.93
	K2	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	94.67	77.72	146.90	79.45	107.26	157.17	254.15
	K3	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	81.28	54.01	102.09	79.45	107.26	133.46	209.34
	K4	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	54.59	54.01	102.09	79.45	107.26	133.46	209.34
	K5	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	54.50	15.80	29.86	79.45	107.26	95.25	137.12
	K6	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	75.32	4.85	9.17	79.45	107.26	84.30	116.43
	K7	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	43.27	40.04	75.68	79.45	107.26	119.49	182.93
	K8	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	51.17	15.80	29.86	79.45	107.26	95.25	137.12
	K9	350	350	2700	2Ø18	508.94	Ø8/200	0.50	1.59	1.59	88.72	84.38	159.47	126.16	170.32	210.54	329.79
	K10	350	350	2700	2Ø18	508.94	Ø8/200	0.50	1.59	1.59	131.88	41.61	78.64	126.16	170.32	167.77	248.96
	K11	450	450	2600	3Ø16	603.19	Ø8/200	0.50	3.78	3.78	131.58	17.27	31.44	300.28	390.37	317.56	421.80
ΣΥΝ.	-	-	-	-	-	-	-	14.96	14.96	887.59	445.55	-	1188.19	-	1633.74	-	

Πίνακας 4.4.3 Ιδιότητες των υποστυλωμάτων, και οι αντοχές τους.

Όρ.	Υποστ ύλωμα	ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ								ΑΝΤΟΧΕΣ						
		Διαστάσεις			Οπλισμοί				Σχετικές Δυσκαμψίες		Αντοχές από Διάτμηση		Αντοχές από Διάτμηση & Κάμψη		Τελικές Αντοχές	
		b_x	b_y	L_{clear}	A_{s1}	A_{s1}/S		K_x	K_y	$V_{R,s}$	$V_{R,max}$	$V_{R,V}$	$V_{R,M}$	V_R	M_R	
		[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
ΙΣΟΓΕΙΟ	K1	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	55.21	55.21	74.53
	K2	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	56.07	56.07	75.69
	K3	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	54.23	54.23	73.22
	K4	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	51.40	51.40	69.39
	K5	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	51.62	51.62	69.68
	K6	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	57.19	57.19	77.21
	K7	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	49.42	49.42	66.72
	K8	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	52.18	52.18	70.44
	K9	350	350	2700	2Ø18	508.94	Ø8/200	0.50	1.59	1.59	171.97	483.94	171.97	52.07	52.07	70.29
	K10	350	350	2700	2Ø18	508.94	Ø8/200	0.50	1.59	1.59	171.97	483.94	171.97	60.07	60.07	81.09
	K11	450	450	2600	3Ø16	603.19	Ø8/200	0.50	3.78	3.78	221.11	799.99	221.11	90.38	90.38	117.49
ΣΥΝ.	-	-	-	-	-	-	-	14.96	14.96	-	-	1744.28	-	629.82	-	
1 ^{ος} ΟΡΟΦΟΣ	K1	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	49.44	49.44	66.74
	K2	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	50.22	50.22	67.80
	K3	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	49.47	49.47	66.79
	K4	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	47.99	47.99	64.79
	K5	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	47.99	47.99	64.78
	K6	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	49.14	49.14	66.34
	K7	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	47.36	47.36	63.94
	K8	300	300	2700	2Ø20	628.32	Ø8/200	0.50	1	1	147.40	355.55	147.40	47.80	47.80	64.53
	K9	350	350	2700	2Ø18	508.94	Ø8/200	0.50	1.59	1.59	171.97	483.94	171.97	48.24	48.24	65.12
	K10	350	350	2700	2Ø18	508.94	Ø8/200	0.50	1.59	1.59	171.97	483.94	171.97	51.03	51.03	68.90
	K11	450	450	2600	3Ø16	603.19	Ø8/200	0.50	3.78	3.78	221.11	799.99	221.11	78.62	78.62	102.20
ΣΥΝ.	-	-	-	-	-	-	-	14.96	14.96	-	-	1744.28	-	567.31	-	

Πίνακας 4.4.4 Δρώσεις δυνάμεις, αντοχές, και λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων για επιτάχυνση ίση με $a_{gR} = 0.32g$.

Θρ.	Υποστώλωμα	Δράσεις		Αντοχές		Επάρκεια	
		V_S [kN]	M_S [kNm]	V_R [kN]	M_R [kNm]	λ_V [-]	λ_M [-]
ΙΣΟΓΕΙΟ	K1	124.12	184.42	55.21	74.53	2.25	2.47
	K2	159.84	251.93	56.07	75.69	2.85	3.33
	K3	126.64	189.18	54.23	73.22	2.34	2.58
	K4	126.64	189.18	51.40	69.39	2.46	2.73
	K5	106.09	150.34	51.62	69.68	2.06	2.16
	K6	96.23	131.70	57.19	77.21	1.68	1.71
	K7	124.12	184.42	49.42	66.72	2.51	2.76
	K8	106.09	150.34	52.18	70.44	2.03	2.13
	K9	183.17	266.52	52.07	70.29	3.52	3.79
	K10	188.73	277.04	60.07	81.09	3.14	3.42
	K11	374.06	498.18	90.38	117.49	4.14	4.24
ΣΥΝ.	1715.73	-	629.82	-	2.72	-	
1 ^{ος} ΟΡΟΦΟΣ	K1	119.49	182.93	49.44	66.74	2.42	2.74
	K2	157.17	254.15	50.22	67.80	3.13	3.75
	K3	133.46	209.34	49.47	66.79	2.70	3.13
	K4	133.46	209.34	47.99	64.79	2.78	3.23
	K5	95.25	137.12	47.99	64.78	1.98	2.12
	K6	84.30	116.43	49.14	66.34	1.72	1.75
	K7	119.49	182.93	47.36	63.94	2.52	2.86
	K8	95.25	137.12	47.80	64.53	1.99	2.12
	K9	210.54	329.79	48.24	65.12	4.36	5.06
	K10	167.77	248.96	51.03	68.90	3.29	3.61
	K11	317.56	421.80	78.62	102.20	4.04	4.13
ΣΥΝ.	1633.74	-	567.31	-	2.88	-	

Όπως βλέπουμε λοιπόν από τον παραπάνω πίνακα, όλα τα υποστυλώματα αστοχούν τόσο καμπτικά όσο και διατμητικά.

4.4.3.2 Παραμετρικά Αποτελέσματα

Πίνακας 4.4.5 Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων για διάφορα μεγέθη επιτάχυνσης (με έντονη γραμματοσειρά διακρίνονται τα υποστυλώματα με την πιο δυσμενή κατάσταση).

Θρ.	Υποστώλωμα	$a_{gR} = 0.02g$		$a_{gR} = 0.04g$		$a_{gR} = 0.08g$		$a_{gR} = 0.16g$		$a_{gR} = 0.24g$		$a_{gR} = 0.32g$	
		λ_V	λ_V	λ_V	λ_V	λ_V	λ_M	λ_V	λ_M	λ_V	λ_M	λ_V	λ_M
		[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
ΙΣΟΓΕΙΟ	K1	0.67	0.90	0.78	0.78	0.99	1.21	1.41	1.63	1.83	2.05	2.25	2.47
	K2	1.30	1.77	1.40	1.40	1.61	2.09	2.02	2.50	2.44	2.91	2.85	3.33
	K3	0.73	0.98	0.84	0.84	1.05	1.30	1.48	1.73	1.91	2.16	2.34	2.58
	K4	0.77	1.03	0.88	0.88	1.11	1.37	1.56	1.82	2.01	2.27	2.46	2.73
	K5	0.37	0.47	0.48	0.48	0.71	0.81	1.16	1.26	1.61	1.71	2.06	2.16
	K6	0.16	0.18	0.26	0.26	0.46	0.49	0.87	0.89	1.28	1.30	1.68	1.71
	K7	0.75	1.00	0.87	0.87	1.10	1.35	1.57	1.82	2.04	2.29	2.51	2.76
	K8	0.36	0.46	0.48	0.48	0.70	0.80	1.14	1.24	1.59	1.69	2.03	2.13
	K9	0.86	1.14	1.04	1.04	1.39	1.67	2.10	2.37	2.81	3.08	3.52	3.79
	K10	0.84	1.11	0.99	0.99	1.30	1.57	1.91	2.19	2.53	2.80	3.14	3.42
	K11	0.50	0.60	0.74	0.74	1.22	1.33	2.20	2.30	3.17	3.27	4.14	4.24
ΣΥΝ.	0.66	-	0.79	0.79	1.07	-	1.62	-	2.17	-	2.72	-	
1 ^{ος} ΟΡΟΦΟΣ	K1	0.91	1.23	1.01	1.01	1.21	1.54	1.61	1.94	2.02	2.34	2.42	2.74
	K2	1.65	2.27	1.75	1.75	1.94	2.56	2.34	2.96	2.73	3.35	3.13	3.75
	K3	1.19	1.63	1.29	1.29	1.49	1.93	1.89	2.33	2.30	2.73	2.70	3.13
	K4	1.23	1.68	1.33	1.33	1.54	1.99	1.95	2.40	2.37	2.82	2.78	3.23
	K5	0.43	0.56	0.54	0.54	0.74	0.87	1.16	1.29	1.57	1.70	1.98	2.12
	K6	0.20	0.24	0.30	0.30	0.50	0.54	0.91	0.95	1.31	1.35	1.72	1.75
	K7	0.95	1.29	1.06	1.06	1.26	1.60	1.68	2.02	2.10	2.44	2.52	2.86
	K8	0.43	0.57	0.54	0.54	0.75	0.88	1.16	1.29	1.58	1.71	1.99	2.12
	K9	1.91	2.61	2.08	2.08	2.40	3.10	3.06	3.76	3.71	4.41	4.36	5.06
	K10	0.97	1.30	1.12	1.12	1.43	1.76	2.05	2.38	2.67	3.00	3.29	3.61
	K11	0.46	0.55	0.70	0.70	1.17	1.26	2.13	2.22	3.08	3.17	4.04	4.13
ΣΥΝ.	0.92	-	1.05	1.05	1.31	-	1.83	-	2.36	-	2.88	-	

4.5 ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ – ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΘΡΟΙΣΜΕΝΩΝ ΑΝΤΟΧΩΝ

4.5.1 Γενικά Χαρακτηριστικά Μεθόδου

Η προσεγγιστική αυτή μέθοδος είναι παρόμοια με την παραπάνω μέθοδο των Κατανεμημένων Δυνάμεων, αλλά αντί να κατανεμηθεί η σεισμική τέμνουσα βάσης σε κάθε υποστύλωμα του ορόφου αναλογικά με την δυσκαμψία του, αντ' αυτού αθροίζονται όλες οι διατμητικές αντοχές των υποστυλωμάτων και συγκρίνονται με την τέμνουσα βάσης.

4.5.2 Διαδικασία Μεθόδου

4.5.2.1 Υπολογισμός Δρωσών Δυνάμεων Ορόφου

Ομοίως με πριν, προσδιορίζεται η ιδιοπερίοδος του κτηρίου με την ίδια προσεγγιστική σχέση του Ευρωκώδικα, υπολογίζεται η ψευδοεπιτάχυνση με βάση το ίδιο φάσμα και τις ίδιες παραμέτρους του Ευρωκώδικα, μετρώνται οι μάζες των ορόφων του κτηρίου, και έτσι βρίσκεται η σεισμική τέμνουσα του κάθε ορόφου.

4.5.2.2 Υπολογισμός Αντοχών Ορόφου

Πάλι ίδια με πριν, χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες των υποστυλωμάτων (καθώς και τα αξονικά φορτία που ασκούνται σε αυτά βάσει των γραμμών επιρροής των πλακών), βρίσκεται η διατμητική αντοχή του κάθε υποστυλώματος (τόσο λόγω διάτμησης όσο και λόγω κάμψης του υποστυλώματος), η οποία έπειτα αθροίζεται για να παράξει την συνολική διατμητική αντοχή του ορόφου, που θα χρησιμοποιηθεί στον έλεγχο της μεθόδου.

4.5.2.3 Έλεγχος

Στο κομμάτι του έλεγχου, απλώς ελέγχουμε την τέμνουσα βάσης του κάθε ορόφου με την διατμητική του αντοχή, και δημιουργούμε και τους δείκτες ανεπάρκειας λ .

4.5.3 Αποτελέσματα Μεθόδου

4.5.3.1 Μοναδιαία Αποτελέσματα

Εφαρμόζοντας λοιπόν τον έλεγχο που αναφέρθηκε στην παραπάνω ενότητα, βγάζουμε τα εξής αποτελέσματα.

Πίνακας 4.5.1 Τέμνουσα βάσης ορόφων, Διατμητική αντοχή ορόφων, και λόγοι ανεπάρκειας ορόφων για επιτάχυνση ίση με $a_{gR} = 0.32g$.

Όροφος	Τέμνουσα Βάσης	Διατμητική Αντοχή	Ανεπάρκεια
	$V_{E,Base,i}$ [kN]	$V_{R,Total,i}$ [kN]	λ_i [-]
1 ^{ος}	1389.51	629.82	2.21
2 ^{ος}	1188.19	567.31	2.09

4.5.3.2 Παραμετρικά Αποτελέσματα

Για να πάρουμε παραμετρικά αποτελέσματα με βάση διαφορετικές εδαφικές επιταχύνσεις a_{gR} , πρέπει να κάνουμε και άλλες φορές την ανάλυση, η οποία μας δίνει τα εξής αποτελέσματα:

Πίνακας 4.5.2 Λόγοι ανεπάρκειας ορόφων για διάφορα μεγέθη επιτάχυνσης.

	$a_{gR} = 0.02g$	$a_{gR} = 0.04g$	$a_{gR} = 0.08g$	$a_{gR} = 0.12g$	$a_{gR} = 0.16g$	$a_{gR} = 0.24g$	$a_{gR} = 0.32g$
Όροφος	λ_i	λ_i	λ_i	λ_i	λ_i	λ_i	λ_i
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1 ^{ος}	0.14	0.28	0.55	0.83	1.10	1.65	2.21
2 ^{ος}	0.13	0.26	0.52	0.79	1.05	1.57	2.09

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η ανεπάρκεια του κτηρίου είτε υπάρχουν τοιχοπληρώσεις είτε όχι είναι δεδομένη για τις Στάθμες Επιτελεστικότητας Α και Β. Ειδικά για την στάθμη Α, η ανάλυση έδειξε ανεπάρκεια ακόμα και για τα μόνιμα και ωφέλιμα φορτία.

Επίσης δεδομένη είναι και η συνεισφορά των τοίχων πλήρωσης, αφού αύξησαν την επάρκεια του γυμνού φορέα τουλάχιστον κατά 40%. Οι τοίχοι συμβάλουν δυναμικά στην ανάληψη οριζοντίων φορτίσεων (όπως σεισμικές δράσεις κ.α.). Αυτός είναι και ο βασικός λόγος που πολλά κτήρια έχουν αντέξει από την μακροχρόνια καταπόνηση των σεισμών.

Το ισόγειο παρουσιάζει περισσότερες βλάβες από τον όροφο εξαιτίας του κινητού και του μόνιμου φορτίου.

Ακόμα, είναι εμφανές ότι οι μετακινήσεις του τοιχοπληρωμένου μοντέλου για όλες τις δράσεις μειώθηκαν στο μισό.

Επιπλέον, οι δοκοί που και στα δύο μοντέλα υπέστησαν ψαθυρή αστοχία αστοχούν διατμητικά, αφού έχουν μικρό μήκος (που υποδηλώνει ότι έχουν μικρές κατακόρυφα φορτία και της υψηλή σεισμική καταπόνηση).

Αυτό που παρατηρείται σε όλες τις αναλύσεις, είναι η επιτακτική ανάγκη ενίσχυσης των μελών της κατασκευής, όπως δοκών σε διάτμηση και κάμψη, και υποστυλωμάτων σε κάμψη (ιδιαίτερος το μεσσαίο).

Τέλος, γενικά, στις ελαστικές δυναμικές μεθόδους q και m , ήταν φανερή η προσφορά των τοιχοπληρώσεων. Αντιθέτως στην ανελαστική μέθοδο, λόγω της γρήγορης ψαθυράς αστοχίας τους, δεν συνέβαλαν πολύ στην ανάληψη οριζοντίων σεισμικών φορτίων.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013.

[2] Παναγιώτης Καψάλης, Διπλωματική Εργασία «Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Υφιστάμενης Κατασκευής από Ο/Σ με Παραμετρική Διερεύνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013», Ιούλιος 2014.

[3] ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8-1, 2004.