



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος

Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, μελετημένο το 1961



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κυριάκος Α. Λουράντος

Επιβλέπων: Εμμανουήλ Βουγιούκας

Αθήνα, Ιούλιος 2015

Λουράντος Α. Κ. (2015).
Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα,
μελετημένο το 1961
Διπλωματική Εργασία
Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Lourantos A. K. (2015).
Seismic behavior of an existing RC building, constructed in 1961
Diploma Thesis
Institute of reinforced concrete, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	1
Abstract	3
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	7
1.1 Γενικά	7
1.2 Αντικείμενο της εργασίας	8
2 Θεμελιώδεις έννοιες αντισεισμικού σχεδιασμού	9
2.1 Εισαγωγή	9
2.2 Πλαστιμότητα	9
2.3 Πλαστικές αρθρώσεις	10
2.4 Στάθμες επιτελεστικότητας	12
2.5 Καμπύλη ικανότητας (capacity curve)	13
2.6 Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου	13
2.7 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής	18
2.8 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας	19
2.9 Διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την ανελαστική στατική ανάλυση (pushover)	21
2.9.1 Βασικές παραδοχές της μεθόδου	21
2.9.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής	22
2.9.3 Προσομοίωση και ανάλυση	22
2.9.4 Καθορισμός κόμβου ελέγχου	22
2.9.5 Κατανομή σεισμικών φορτίων	23
2.9.6 Εξαδικευμένη καμπύλη αντίστασης	23
3 Περιγραφή και προσομοίωση κτιρίου	25
3.1 Εισαγωγή	25
3.2 Μορφολογία φέροντος οργανισμού	26
3.3 Προσομοίωση φορέα	29
3.3.1 Γενικά	29
3.3.2 Υλικά	30
3.3.3 Ορισμός φερόντων στοιχείων	33
3.3.4 Καθορισμός φορτίων κτιρίου	41
3.3.5 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων	44
4 Αποτίμηση συμπεριφοράς κατασκευής μέσω στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover).....	47
4.1 Εισαγωγή	47
4.2 Έλεγχος κτιρίου έναντι κατακόρυφων φορτίσεων	48
4.3 Καθορισμός παραμέτρων στατικής ανελαστικής ανάλυσης	50
4.3.1 Καθορισμός περιπτώσεων φόρτισης	50
4.3.2 Μέθοδος οριζόντιας φόρτισης	51
4.3.3 Παράμετροι εφαρμογής οριζόντιας φόρτισης	52
4.4 Καμπύλη ικανότητας κτιρίου	54
4.5 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής	59
4.6 1 ^η ενίσχυση	63
5 Αποτίμηση συμπεριφοράς κτιρίου μετά την ενίσχυση	67
5.1 Καμπύλες ικανότητας κατασκευής μετά την 1 ^η ενίσχυση	67
5.2 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής μετά την 1 ^η ενίσχυση	69

5.3	2 ^η ενίσχυση	70
5.4	Καμπύλη ικανότητας του κτιρίου μετά την 2 ^η ενίσχυση	71
5.5	Έλεγχος τοιχείων έναντι κάμψης με την μέθοδο wall fiber hinge	73
5.6	Έλεγχος τοιχείων έναντι τέμνουσας	78
5.7	Αναμενόμενη συμπεριφορά του κτιρίου έναντι σεισμού	80
6	Συμπεράσματα	83
7	Βιβλιογραφία	87
Παράρτημα Α.	Υπολογισμός πλαστικών αρθρώσεων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	89

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα,
μελετημένο το 1961**

Λουράντος Α. Κ. (Επιβλέπων: Βουγιούκας Ε.)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την αποτίμηση της συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, κατασκευασμένο το 1961, έναντι σεισμικών δράσεων με την μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) και προτάσεις ενισχύσεως του σε περίπτωση που αυτό κριθεί ανεπαρκές. Αναλυτικότερα:

Στο κεφάλαιο 1 γίνεται μια περιγραφή του αντικειμένου της εργασίας και τον κανονισμό στα πλαίσια του οποίου έγινε η προσομοίωση και η ανάλυση της υπό μελέτη κατασκευής.

Στο κεφάλαιο 2 γίνεται μια εισαγωγή σε βασικές έννοιες του αντισεισμικού σχεδιασμού των κτιρίων, στην θεωρία της στατικής ανελαστικής ανάλυσης και στις διατάξεις που έχει ο ελληνικός κανονισμός (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για την εφαρμογή της.

Στο κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται το προσομοίωμα του κτιρίου και ο τρόπος με τον οποίο αυτό ορίζεται στο περιβάλλον του λογισμικού. Καθορίζονται τα υλικά, οι ιδιότητες των διατομών, οι κατακόρυφες και οριζόντιες φορτίσεις. Γίνετε επίσης προσομοίωση των στοιχείων δυσκαμψίας με τη μέθοδο wall fiber hinge.

Στο κεφάλαιο 4 ορίζονται οι παράμετροι της στατικής ανελαστικής ανάλυσης και εξετάζονται τα αποτελέσματα της για την συμπεριφορά του κτιρίου στο σεισμό σχεδιασμού. Γίνεται επίσης η 1^η ενίσχυση του φορέα.

Στο κεφάλαιο 5 επαναλαμβάνονται όσα έγιναν στο κεφάλαιο 4 για τον ενισχυμένο πλέον φορέα. Εξετάζουμε εκ νέου τη συμπεριφορά του κτιρίου και συνεχίζουμε τη διαδικασία μέχρις ότου η κατασκευή φτάσει στο επιθυμητό επίπεδο. Πραγματοποιούνται κάποιοι επιπλέον έλεγχοι στα στοιχεία δυσκαμψίας.

Στο κεφάλαιο 6 παρουσιάζονται τα συμπεράσματα της ανάλυσης σχετικά με την αντιμετώπιση-προσέγγιση του θέματος και σχολιάζονται τα αποτελέσματα της συμπεριφοράς του κτιρίου.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF REINFORCED CONCRETE

DIPLOMA THESIS

Seismic behavior of an existing RC building, constructed in 1961

Lourantos A. K. (supervised by Vougioukas E.)

Abstract

This diploma thesis deals with the evaluation of the seismic behavior of an existing building, made of reinforced concrete, constructed in 1961, using the method of pushover analysis and reinforcing proposals if needed. Specifically:

Chapter 1 is a description of the subject and the code used to simulate the building and perform the analysis.

Chapter 2 is an introduction to basic concepts of seismic design of buildings, the theory of pushover analysis and the provisions contained in the Greek code (KAN.EPE.) relevant to its application.

Chapter 3 presents the model of the building and the way that is simulated in the software. Materials, properties of sections, vertical and horizontal loads are specified in this chapter. It also includes the simulation of shear walls with the wall fiber hinge method.

In Chapter 4 we set out the parameters of pushover analysis and examine the results of the building's behavior against the expected seismic load. It also includes the first reinforcement of the structure.

In Chapter 5 we repeat the procedure described in chapter 4 on the reinforced structure. We re-examine the analysis' results and repeat the process until the structure reaches the desired performance point. We also perform some additional checks on shear walls.

Chapter 6 presents the conclusions of the thesis as per:

- the weak points of the building
- the special method we used to simulate the long shear walls
- the inelastic behavior of the structure

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Βουγιούκα Ε. για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα καθώς επίσης και για την καθοριστική συμβολή του στην εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας.

Ευχαριστώ την κα. Καλόσακα Δ. και την ΣΤΑ.ΣΥ. Α.Ε. που μου έδωσαν τη δυνατότητα να ασχοληθώ με ένα υφιστάμενο κτίριο παρέχοντας μου όλες τις απαραίτητες πληροφορίες και διευκρινήσεις.

Τον κ. Καλλίγερο Χ. για τις συμβουλές του και τον χρόνο του σε όλα τα στάδια της διπλωματικής μου.

Τον κ. Χρηστίδη Κ. για την βοήθεια σε θέματα χρήσης του λογισμικού και στην εκπόνηση της εργασίας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια και τους φίλους μου για την συμπαράσταση και την κατανόηση που έδειξαν όλο αυτό το διάστημα.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Το αντικείμενο του πολιτικού μηχανικού εξελίσσεται συνεχώς ανάλογα με τις απαιτήσεις και τις ανάγκες της κοινωνίας. Το μεγαλύτερο ποσοστό του δομικού πλούτου της Ελλάδας, αλλά και του πλανήτη είναι κατασκευασμένο με προγενέστερους κανονισμούς οι οποίοι υστερούν έναντι των ισχυόντων. Η αποκατάσταση ενός τόσο μεγάλου αριθμού κτιρίων, έτσι ώστε να συμμορφωθούν στα σημερινά δεδομένα, δεν είναι εφικτή από οικονομικής άποψης. Γεννήθηκε, λοιπόν, η ανάγκη αποτίμησης της συμπεριφοράς αυτών των κτιρίων έναντι σεισμικών δράσεων έτσι ώστε να έχουμε μια εικόνα για τη διάσταση του προβλήματος και να βρεθεί μια οικονομικά εφικτή λύση. Για την ικανοποίηση της ανάγκης αυτής αναπτύχθηκε, μεταξύ άλλων, η μέθοδος pushover, την οποία θα εφαρμόσουμε για την εκπόνηση αυτής της διπλωματικής εργασίας.

1.2 Αντικείμενο της εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με την μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, καθώς επίσης και η πρόταση ενισχύσεων του κτιρίου σε περίπτωση που αυτό κριθεί ανεπαρκές. Ο έλεγχος και η πρόταση ενίσχυσης θα γίνει σύμφωνα με τον ελληνικό κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και θα εφαρμοστεί μια νέα μέθοδος προσομοίωσης των στοιχείων δυσκαμψίας.



Σχήμα 1.1 Εξωτερική άποψη του υφιστάμενου κτιρίου

2 Θεμελιώδεις έννοιες αντισεισμικού σχεδιασμού

2.1 Εισαγωγή

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμη επιτελεστικότητας) ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο σεισμικής ικανότητας. Εξετάζεται, δηλαδή, η πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών, σε αντίθεση με την κλασική μεθοδολογία όπου εξετάζεται η συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές(ελαστική απόκριση) και δεν ασχολείται με το τι συμβαίνει μετά.

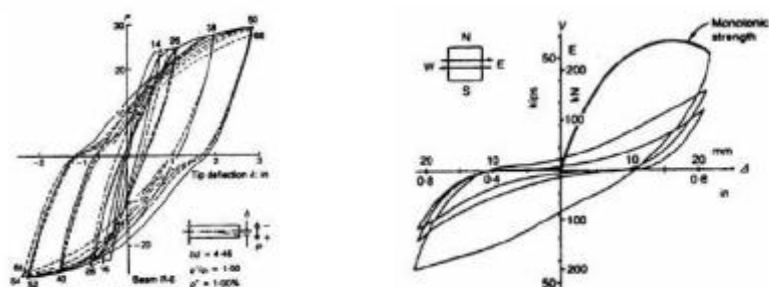
Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των κανονισμών επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ., EC8-3). Σε νέες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοσθεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής.

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και μετά την ελαστική περιοχή, από την εμφάνιση των πρώτων ζημιών έως και την οιονεί κατάρρευση.

2.2 Πλαστιμότητα

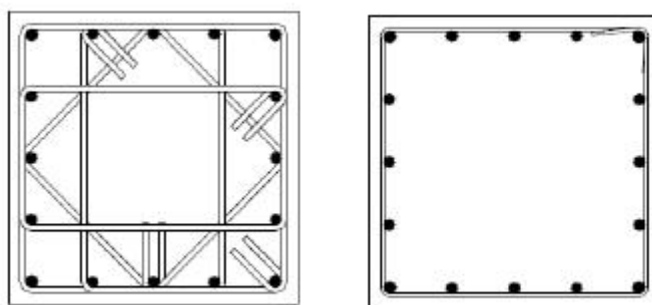
Ο όρος πλαστιμότητα αναφέρεται στην ικανότητα μια κατασκευής, μέλους η υλικού να υποστεί πλαστικές παραμορφώσεις, χωρίς απώλεια ή μείωση της φέρουσας ικανότητας αυτού. Υλικά με μικρή πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως ψαθυρά(π.χ. άοπλο σκυρόδεμα), ενώ υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα ως όλκιμα(π.χ. χάλυβας). Η πλαστιμότητα αποτελεί έναν από τους σημαντικότερους παράγοντες για τις αντισεισμικές κατασκευές, καθώς καθορίζει αν μια κατασκευή καταρρεύσει ή όχι στην περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού. Αυτό οφείλεται στο ότι οι περισσότεροι συντελεστές που χρησιμοποιούνται στους κανονισμούς προϋποθέτουν ότι ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα καταναλωθεί στην κατασκευή σαν έργο πλαστικών παραμορφώσεων.

Η πλαστιμότητα μιας πραγματικής κατασκευής είναι δύσκολο να υπολογισθεί ή ακόμα και να εκτιμηθεί με κάποιο τρόπο. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι δεν υπάρχουν καθιερωμένες μέθοδοι ή κανονισμοί στους οποίους υπεισέρχεται άμεσα σαν φυσικό μέγεθος. Σε επίπεδο κατασκευής η πλαστιμότητα εξασφαλίζεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των μελών τα οποία συνθέτουν την κατασκευή. Ένα μέλος λέμε ότι έχει πλάστιμη συμπεριφορά, όταν, για μεν μονότονη φόρτιση παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής του μέλους, για δε ανακυκλιζόμενη φόρτιση οι βρόγχοι υστέρησης δύναμης-παραμόρφωσης είναι περίπου σταθεροί σε πλάτος και σε μέγιστη δύναμη για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης. Αντίθετα, όταν ένα μέλος δεν έχει πλάστιμη συμπεριφορά, μετά από δύο ή τρεις κύκλους φόρτισης-επαναφόρτισης παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας. Τα παραπάνω φαίνονται στο Σχήμα 2.1



Σχήμα 2.1: Ανακυκλιζόμενη φόρτιση για α) πλαστικό μέλος και β) μη-πλαστικό μέλος

Πρακτικά, η πλαστική συμπεριφορά ενός μέλους εξασφαλίζεται μέσω της αύξησης της πλαστιμότητας των τμημάτων που συνθέτουν την διατομή του. Συγκεκριμένα του σκυροδέματος εξασφαλίζεται, πλέον, μέσω κατάλληλων οπλισμών (συνδετήρων)(Σχήμα 2.2) στις κρίσιμες περιοχές των μελών (περίσφιξη), οι οποίοι δίνουν ικανότητα πλαστικής στροφής στα άκρα των μελών.

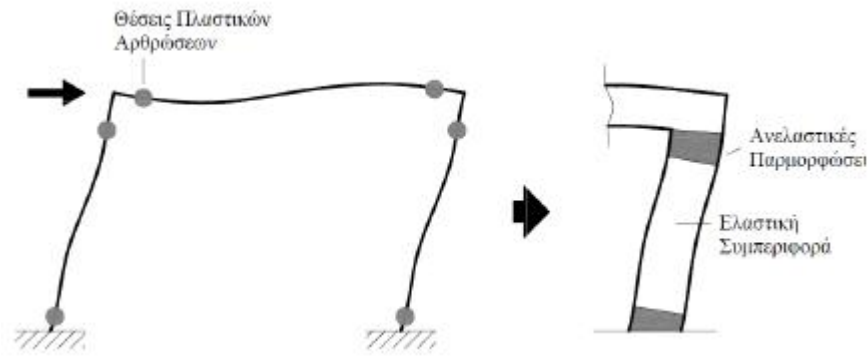


Σχήμα 2.2: διάταξη συνδετήρων α) με τις ισχύουσες διατάξεις β) όπως γινόταν παλιότερα

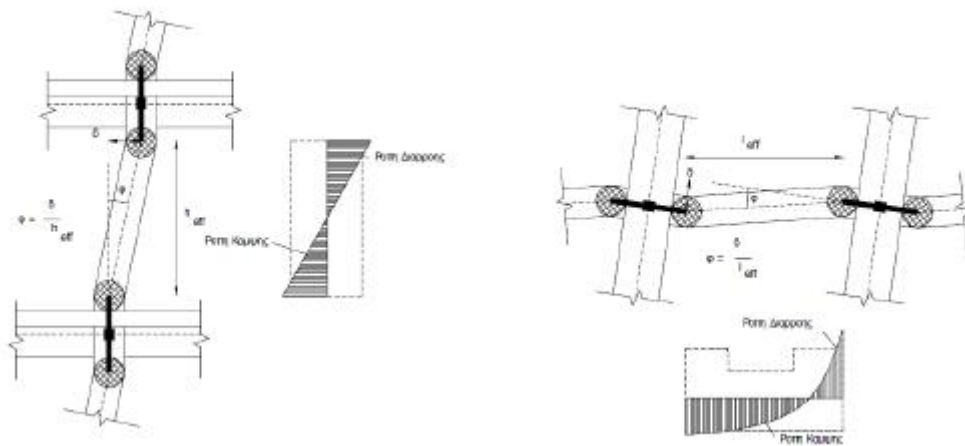
2.3 Πλαστικές αρθρώσεις

Η συμπεριφορά μιας κατασκευής που αποκρίνεται ελαστικά σε μια δράση περιγράφεται από την ελαστική θεωρία. Ωστόσο οι κατασκευές σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να συμπεριφερθούν πλαστικά για σεισμικές φορτίσεις. Επομένως, προϋπόθεση του σχεδιασμού είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλουν στην κατανάλωση της ενέργειας που εισάγεται στον φορέα μέσω του σεισμού. Πρέπει, να λαμβάνεται υπ' όψιν η δυνατότητα του κτιρίου να καταναλώνει ενέργεια μέσω αυτού του μηχανισμού, έτσι ώστε να προκύψουν ακριβή συμπεράσματα για την φέρουσα ικανότητα του. Οι ελαστικές μέθοδοι λαμβάνουν υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q . Αντίθετα, κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισης τους.

Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μια κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στα άκρα των δοκών και στην κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. (Σχήμα 2.3)



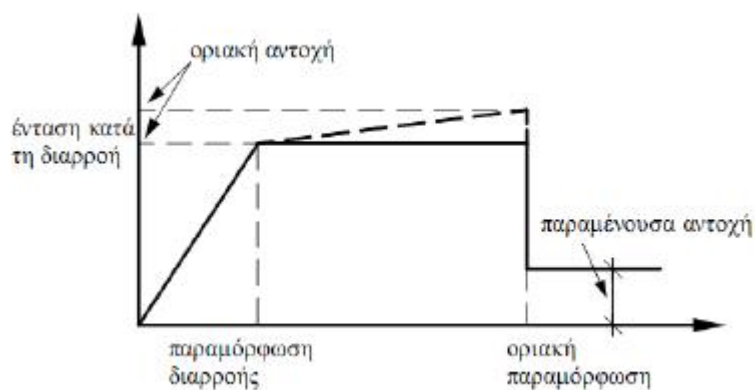
Σχήμα 2.3 Πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων



Σχήμα 2.4 Πλαστικές αρθρώσεις και διαγράμματα ροπών

Τα παραπάνω αποτυπώνονται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών σε δοκούς και υποστυλώματα ώστε να αντιμετωπιστούν οι αντίστοιχα αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης σε περίπτωση σεισμικής έντασης. Κατά συνέπεια, τα μέλη μιας κατασκευής αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους οι οποίες αναφέρονται με τον όρο πλαστικές αρθρώσεις.

Γνωρίζοντας λοιπόν ότι οι πλαστικές αρθρώσεις εκτείνονται σε πεπερασμένο μήκος του δομικού στοιχείου, απαιτείται ο εντοπισμός αυτών των περιοχών στο προσομοίωμα και η περιγραφή της συμπεριφοράς τους. Η προσομοίωση τους γίνεται με χρήση στροφικών ελατηρίων και οι ιδιότητες τους καθορίζονται από διαγράμματα έντασης παραμόρφωσης. Η μορφή του διαγράμματος είναι τέτοια ώστε να προσεγγίζει την περιβάλλουσα των βρόγχων υστέρησης. Τελικώς, υιοθετείται ένα διγραμμικό διάγραμμα με έναν απολύτως ελαστικό κλάδο μέχρι την διαρροή και πέρα από αυτή συνεχίζει οριζόντιος πλαστικός κλάδος μέχρι την αστοχία. (Σχήμα 2.5)



Σχήμα 2.5 Καμπύλη έντασης-παραμόρφωσης

2.4 Στάθμες επιτελεστικότητας

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν με μικροδιαφορές τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για τον φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών:

- Άμεση χρήση (immediate occupancy)

Το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε να μην διακόπτεται καμία λειτουργία μετά ή και κατά την διάρκεια του σεισμού. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μόνο μερικές τριχοειδής ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα οι οποίες δεν επηρεάζουν την κατασκευή να φέρει τα κατακόρυφα φορτία. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι αμελητέος.

- Προστασία ζωής (life safety)

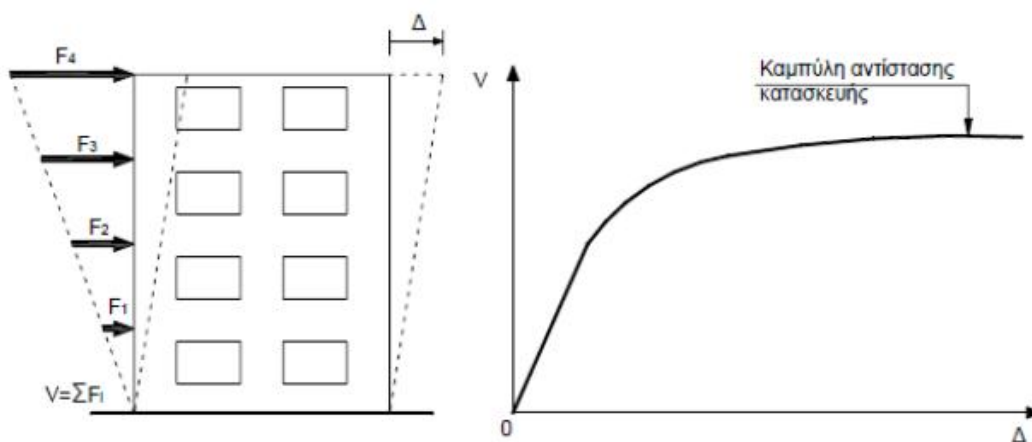
Αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρό τραυματισμό ατόμων. Για την επανάχρηση της κατασκευής απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.

- Οιονεί κατάρρευση (structural stability)

Αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη επισκευάσιμες ως επί το πλείστον, βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία του έχει μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα να τίθεται θέμα κατάρρευσης σε ενδεχόμενο μετασεισμό. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων είναι μεγάλος, κυρίως λόγω πτώσης στοιχείων. Για την επανάχρηση της κατασκευής απαιτούνται εκτεταμένες διορθώσεις, ενώ είναι πιθανό να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

2.5 Καμπύλη ικανότητας (capacity curve)

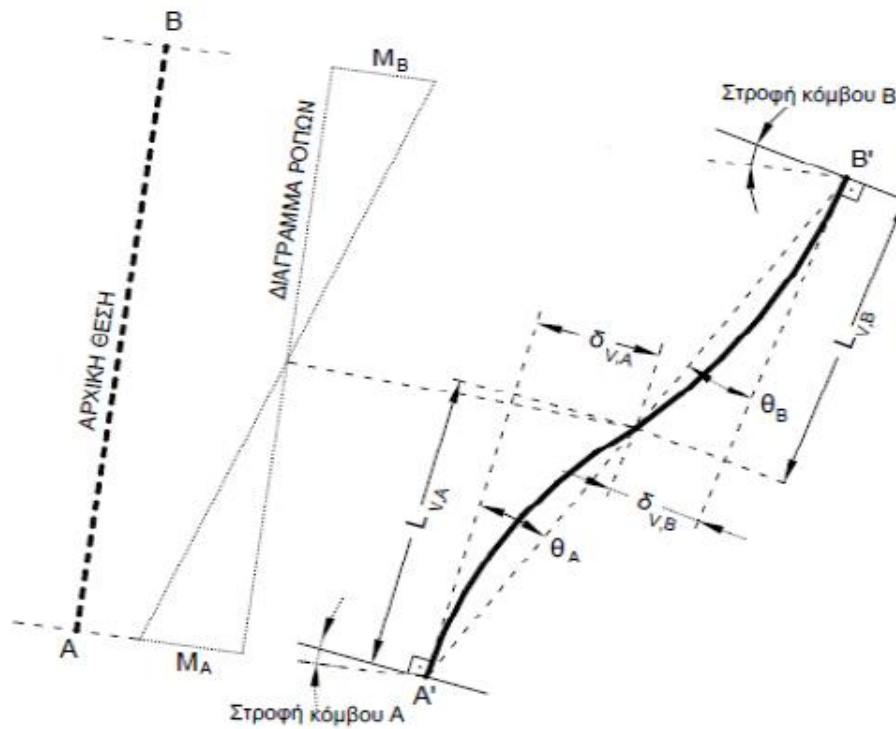
Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής ή οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους (Σχήμα 2.6). Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος της κατασκευής μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική, η πρώτη ιδιομορφή η ακόμα και συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης στην κορυφή σε κάθε βήμα, λαμβάνοντας υπόψη την μειωμένη δυσκαμψία των μελών που έχουν διαρρηύσει.



Σχήμα 2.6 Καμπύλη ικανότητας κατασκευής

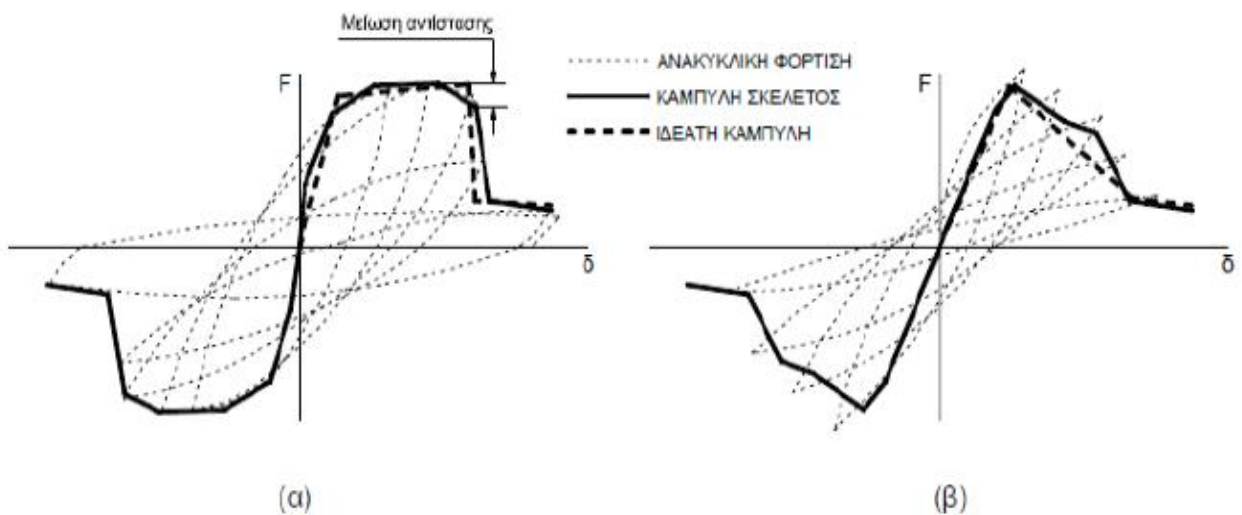
2.6 Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου

Το πρώτο βήμα για να μορφώσουμε την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής μας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών αυτής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων $F-\delta$ (ένταση- μετακίνηση). Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα συγκεκριμένα επιλέγουμε ως ένταση τη ροπή κάμψης M και ως μετακίνηση την στροφής χορδής $\theta = \delta_v/L_v$, όπου $L_v = M/V$. (Σχήμα 2.7)



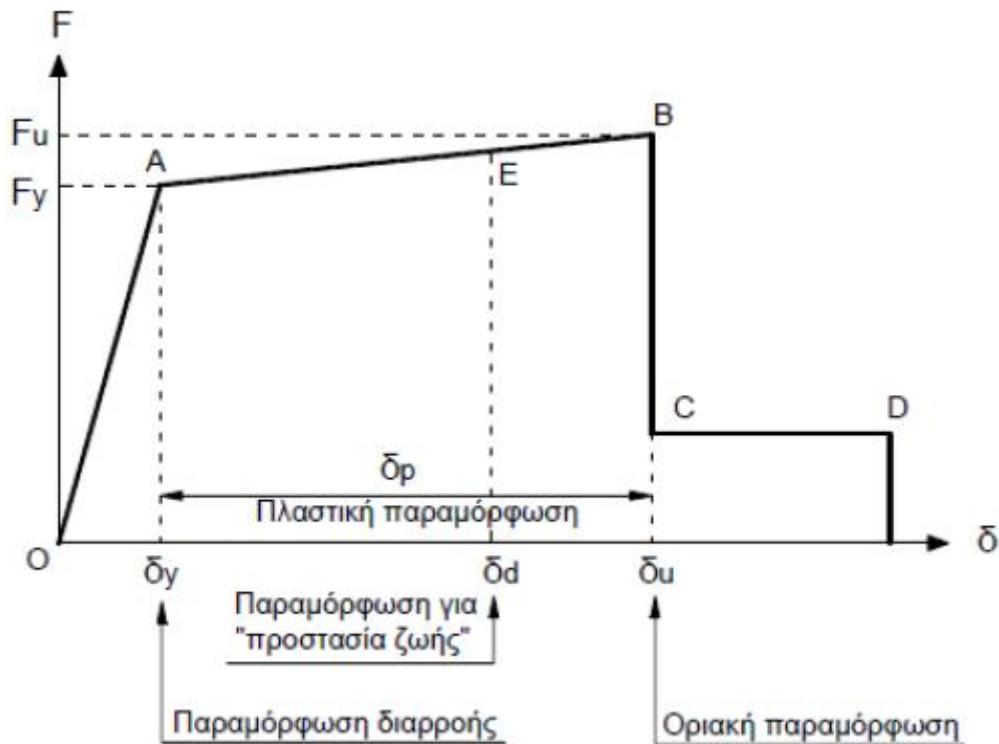
Σχήμα 2.7 Ορισμός γωνίας στρωφής χορδής, θ .

Η κατασκευή των διαγραμμάτων έχει ιδεατή μορφή, η οποία βασίζεται στην καμπύλη-σκελετό της συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.8



Σχήμα 2.8 Καμπύλες F - δ δομικών α) καμπτική συμπεριφορά, β) διατμητική συμπεριφορά

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F - δ λαμβάνεται συνήθως όπως στο Σχήμα 2.9.



Σχήμα 2.9 Ιδεατή καμπύλη F-δ δομικών στοιχείων

➤ Τμήμα OA:

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που λαμβάνεται στην ελαστική ανάλυση. Εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής η τιμή της θ_y πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμπυλότητα διαρροής $1/r$ αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και τις πιθανές ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις.

➤ Τμήμα AB:

Αντιπροσωπεύει τη μεταελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B). Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων. Συνήθως, το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντοχής κατά 20% σε σύγκριση με την μέγιστη τιμή της.

Πολλές φορές η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας.

Η παραμόρφωση δ_u ορίζει την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή: $\delta_p = \delta_u - \delta_y$.

➤ Τμήμα CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει φορτία μειώνεται σημαντικά αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία έως και το σημείο D, όπου το στοιχείο δεν είναι σε θέση πλέον να φέρει κατακόρυφα φορτία.

Η τιμή της απομένουσας είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

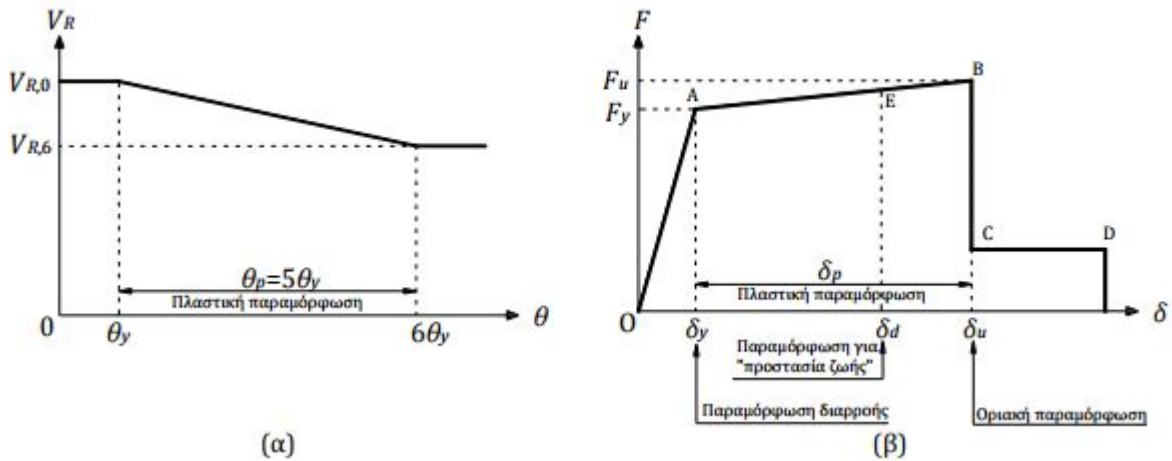
➤ Στάθμες επιτελεστικότητας E:

Στην καμπύλη F- δ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις, δ_d . Στο Σχήμα 2.9 το σημείο E αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας, E, δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστύλωμα, δοκός, κτλ.), τον τρόπο αστοχίας (πλάστιμος ή ψαθυρός) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύων ή δευτερεύον.

Πλάστιμα και ψαθυρά στοιχεία

Σε περιπτώσεις πλάστιμων στοιχείων (όταν η καμπτική αστοχία προηγείται της διατμητικής) κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων ο ορισμός τους γίνεται σε όρους δυνάμεων.

Για τον καθορισμό του τελικού διαγράμματος F- δ , πρέπει να ελεγχθεί ποια μορφή αστοχίας εμφανίζεται πρώτα, καμπτική ή διατμητική. Στην περίπτωση που η διατμητική αστοχία εμφανίζεται πρώτα πρέπει να τροποποιηθεί το διάγραμμα F- δ του μέλους που αντιστοιχεί στην κάμψη. Μορφώνουμε το διάγραμμα V_R - θ όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.10 με αρχική αντοχή σε τέμνουσα $V_{R,0}$, η οποία μειώνεται μετά τη διαρροή της διατομής σε κάμψη ανάλογα με την πλαστιμότητα των στροφών μ_θ . Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. θεωρεί ότι η μείωση αυτή ισχύει για γωνίες στροφής έως και $6\theta_y$. Για μεγαλύτερες στροφές θεωρούμε ότι η αντοχή σε τέμνουσα παραμένει σταθερή με τιμή $V_{R,6}$.

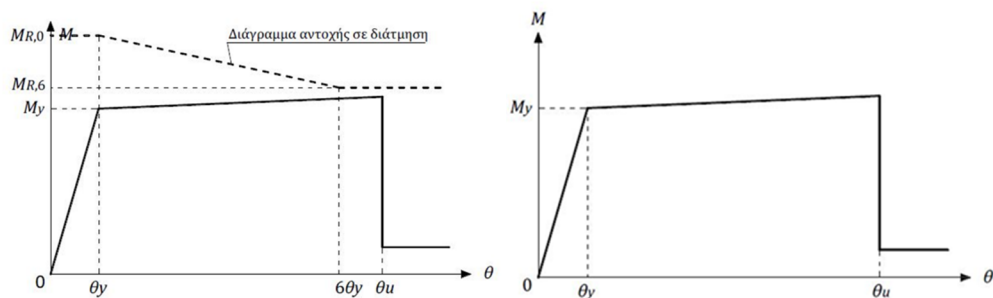


Σχήμα 2.10 α) Μεταβολή της αντοχής σε τέμνουσα, V_R , με τη γωνία στροφής χορδής, θ , β) Μετατροπή του διαγράμματος σε διάγραμμα ροπής-στροφής χορδής, $M_R-\theta$.

Για τον καθορισμό του τελικού διαγράμματος $M-\theta$ του στοιχείου μετατρέπουμε το $V_R-\theta$ του σχήματος σε διάγραμμα $M_R-\theta$, όπου M_R είναι η ροπή στη διατομή που αντιστοιχεί στη V_R ($M_R = V_R * L_V$). Έπειτα τοποθετούμε το διάγραμμα $M_R-\theta$ πάνω στο $M-\theta$ της κάμψης.

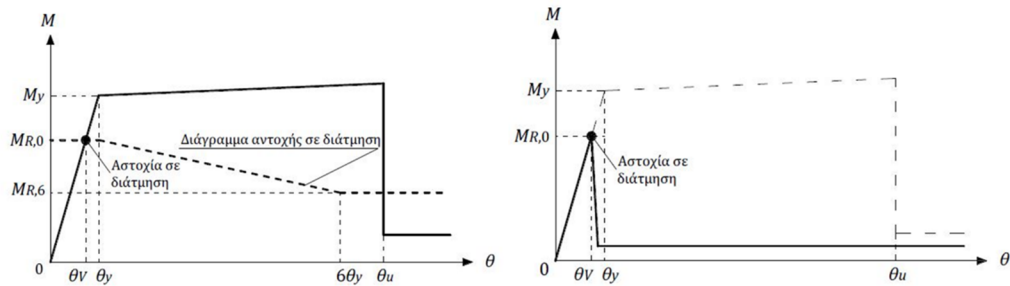
Υπάρχουν τρεις πιθανές περιπτώσεις:

- i. Το διάγραμμα της αστοχίας σε διάτμηση βρίσκεται εξ ολοκλήρου πάνω από αυτό της αστοχίας σε κάμψη Σχήμα 2.11. Σε αυτή την περίπτωση η αστοχία είναι καμπτική και η συμπεριφορά του μέλους περιγράφεται πλήρως από το διάγραμμα $M-\theta$ της κάμψης.



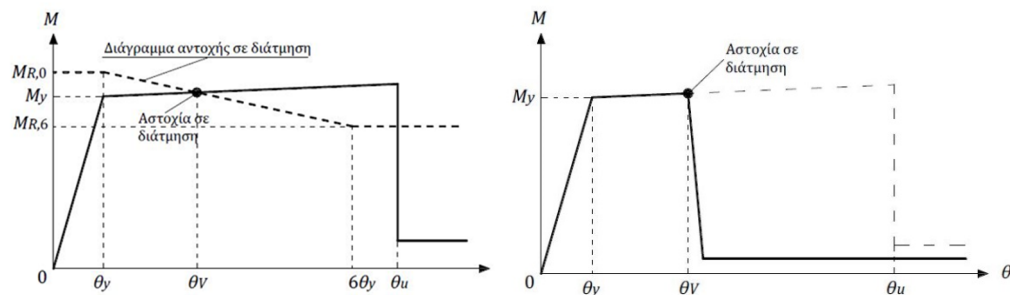
Σχήμα 2.11 Αστοχία μόνο σε κάμψη

- ii. Συμβαίνει αστοχία σε διάτμηση πριν την διαρροή σε κάμψη. Στην περίπτωση αυτή η διατομή αστοχεί σε διάτμηση (ψαθυρή αστοχία) για γωνία στροφής $\theta = \theta_y$. Πέραν της θ_y η αντοχή της διατομής μειώνεται δραματικά (πρακτικά μηδενίζεται).



Σχήμα 2.12 Αστοχία σε διάτμηση πριν την διαρροή σε κάμψη

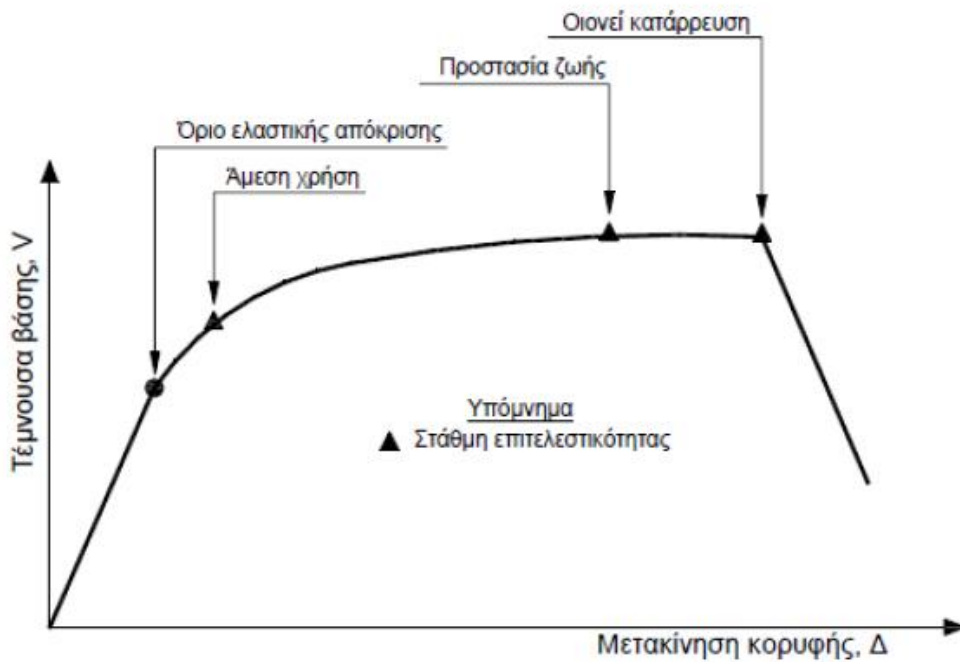
- iii. Αστοχία σε διάτμηση μετά την διαρροή της διατομής σε κάμψη αλλά πριν την αστοχία της. Η διατομή αστοχεί για γωνία στροφής $\theta = \theta_v$ ($\theta_y < \theta_v < \theta_u$). Για γωνίες μεγαλύτερες της θ_v η αντοχή, όπως στην προηγούμενη περίπτωση, πέφτει απότομα.



Σχήμα 2.13 Αστοχία σε διάτμηση μετά τη διαρροή σε κάμψη, αλλά πριν την αστοχία σε κάμψη

2.7 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες $F-\delta$ των μελών μιας κατασκευής όπως επίσης και οι στάθμες επιτελεστικότητας επί αυτών, είναι δυνατό πλέον να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτήν τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή, όπως στο Σχήμα 2.14. Θα πρέπει να σημειωθεί εδώ ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής δεν είναι προφανής και απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει διότι μια στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο σημείο της κατασκευής φτάσει στη στάθμη αυτή. Επειδή η κατασκευή απαρτίζεται από πολλά μέλη είναι πιθανόν μερικά στοιχεία να έχουν υπερβεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας αλλά η κατασκευή σαν σύνολο να βρίσκεται ακόμα κάτω από αυτή.



Σχήμα 2.14 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη ικανότητας

Με αυτή την λογική γίνεται ο διαχωρισμός των στοιχείων μιας κατασκευής σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα. Πρωτεύοντα ορίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, ενώ τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα.

Για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας, οι παραμορφώσεις και οι βλάβες στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι εν γένει μεγαλύτερες από ότι στα πρωτεύοντα. Εάν κατά την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας προκύψει ότι ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων υπερβαίνει μια στάθμη επιτελεστικότητας, ο μηχανικός έχει την δυνατότητα να ορίσει αυτά τα στοιχεία ως δευτερεύοντα, αυξάνοντας έτσι το όριο παραμόρφωσης της κατασκευής στο συγκεκριμένο επίπεδο επιτελεστικότητας.

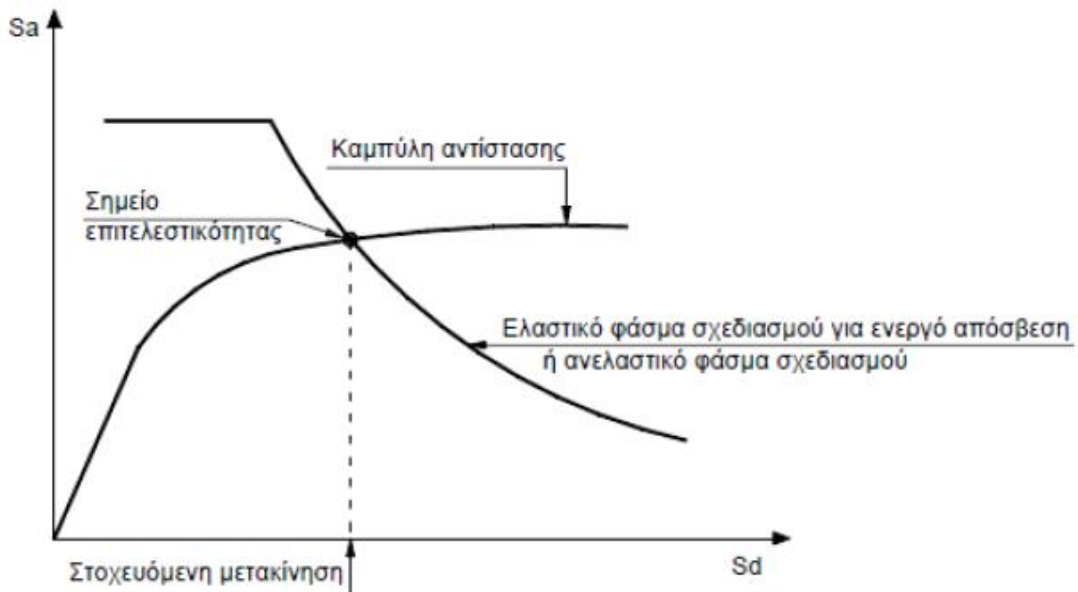
Μετά τον διαχωρισμό των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, μπορούν να ορισθούν οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής, π.χ. ως τα σημεία όπου το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φτάνει στην αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

2.8 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας

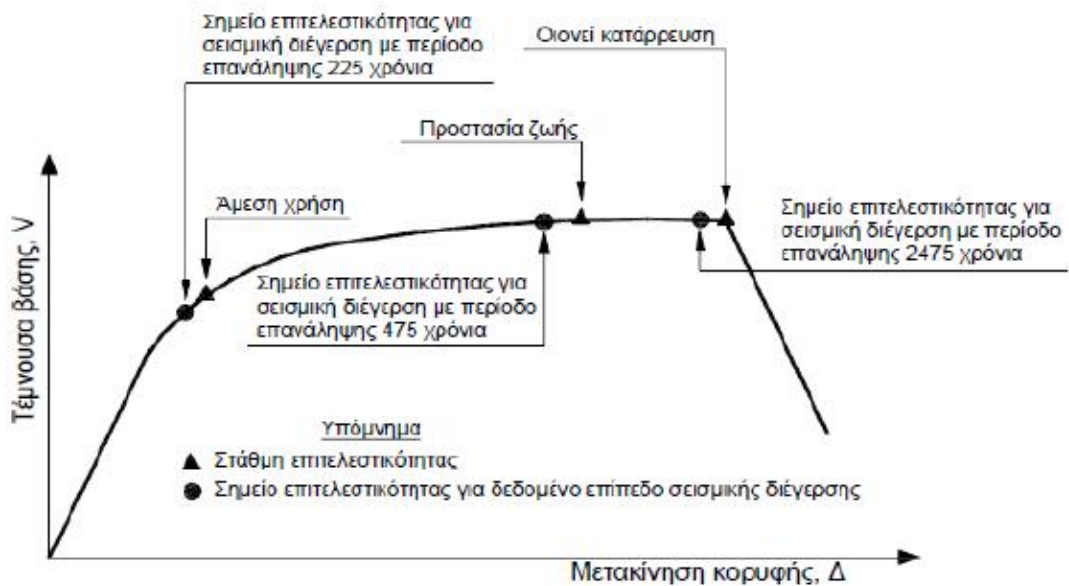
Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται κατ' αρχήν η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό τον σεισμό. Ο ακριβέστερος τρόπος υπολογισμού αυτής της μετακίνησης είναι με μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η μέθοδος αυτή, όμως, απαιτεί εξειδικευμένα προγράμματα και σημαντικό υπολογιστικό χρόνο, ενώ τα αποτελέσματα δεν είναι κατ' ανάγκη αξιόπιστα, καθώς εξαρτώνται από την επιλογή της σεισμικής δράσης. Ως απλοποίηση του προβλήματος χρησιμοποιούνται άλλες προσεγγιστικές μέθοδοι, όπως την μέθοδο των συντελεστών ή με στατική μη γραμμική ανάλυση (pushover), η ακρίβεια των οποίων όμως είναι αμφισβητήσιμη.

Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κορυφής της κατασκευής σημειώνεται στην καμπύλη ικανότητας το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος (Σχήμα 2.15). Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας.

Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης F-δ βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία, στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμη επιτελεστικότητας, πρέπει να ενισχυθούν και να επαναληφθεί η διαδικασία.



Σχήμα 2.15 Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος



Σχήμα 2.16 Σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης και αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας

2.9 Διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την ανελαστική στατική ανάλυση (pushover)

2.9.1 Βασικές παραδοχές της μεθόδου

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

- Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση δt) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου.
- Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως περιγράφεται στις επόμενες παραγράφους.

2.9.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής

- Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική.
- Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25 % των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων.

2.9.3 Προσομοίωση και ανάλυση

- Η καμπύλη αντίστασης, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσεως και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και πέρα από την μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος.
- Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό. Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.
- Το αναλυτικό προσομοίωμα θα υιοθετεί τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης-παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά.

2.9.4 Καθορισμός κόμβου ελέγχου

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

2.9.5 Κατανομή σεισμικών φορτίων

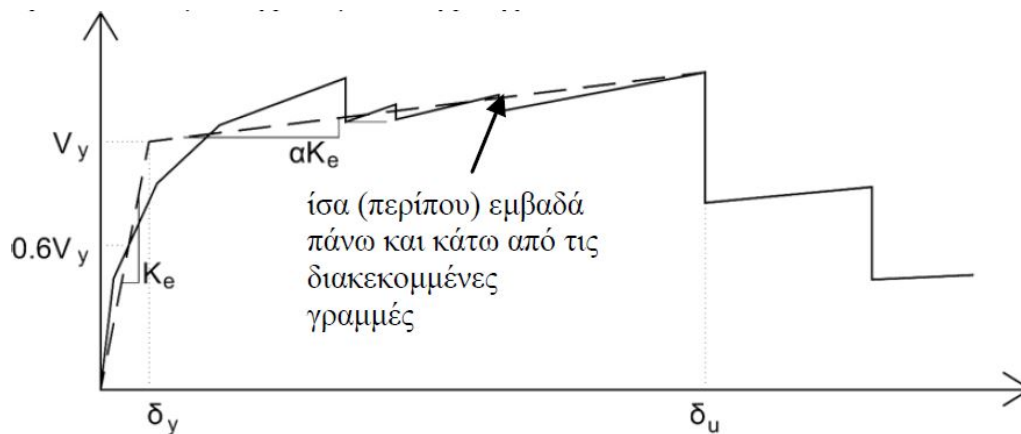
Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος, σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή τουλάχιστον δύο διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής ανώτερων ιδιομορφών. Σύμφωνα με τον ΕΚ8-1, μπορούν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

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

2.9.6 Εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης

Η μη-γραμμική σχέση δύναμης μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα μετατρέπεται σε μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής του κτιρίου.

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης συνίσταται να είναι διγραμμική με κλίση πρώτου κλάδου K_e και κλίση δεύτερου κλάδου ίση με αK_e . Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζεται γραφικά με κριτήριο την ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν εκατέρωθεν της εξιδανικευμένης καμπύλης.

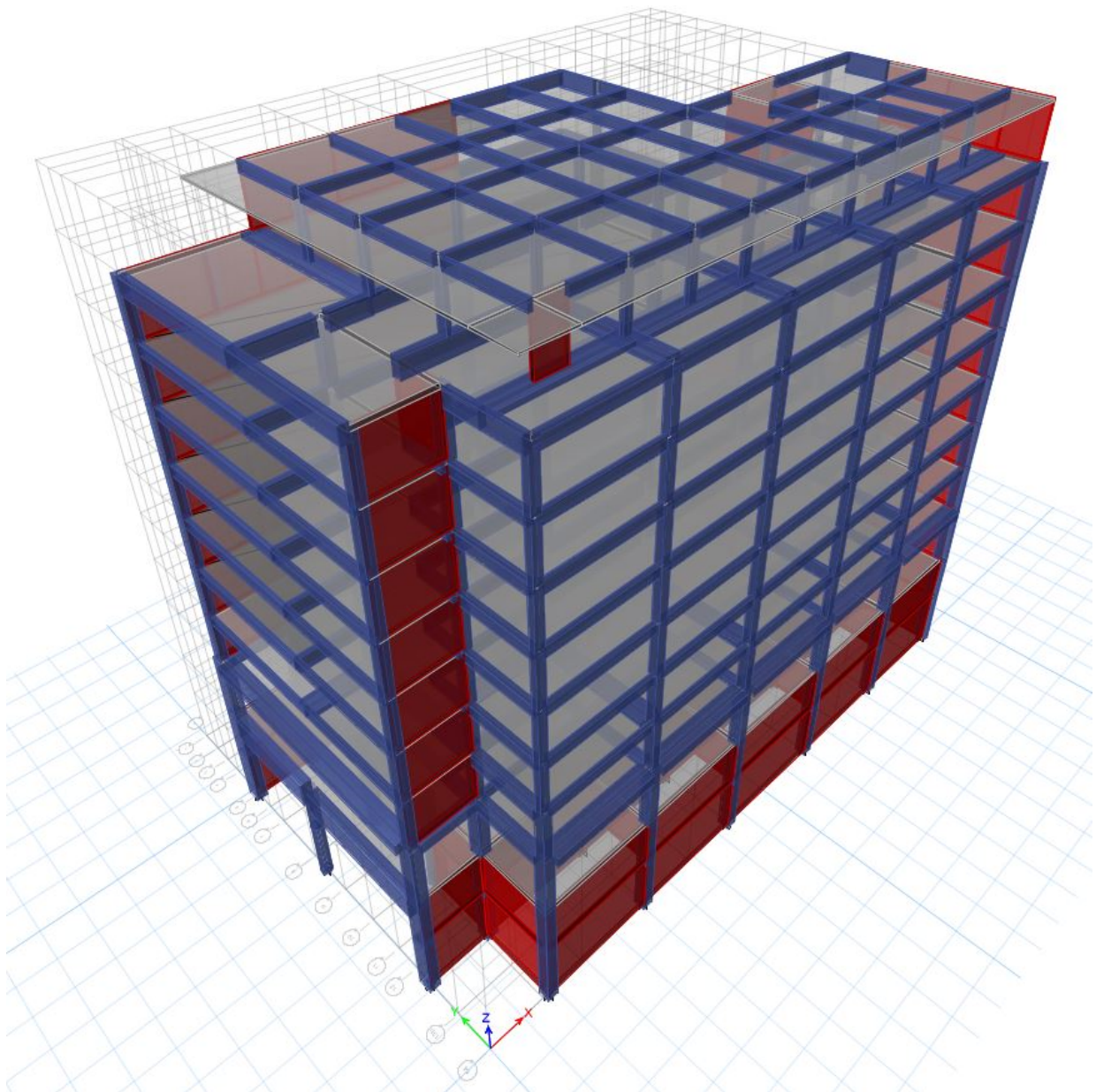


Σχήμα 2.17 Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3 Περιγραφή και προσομοίωση κτιρίου

3.1 Εισαγωγή

Το υπό μελέτη κτίριο είναι ένα υφιστάμενο κτίριο στο κέντρο της Αθήνας το οποίο είναι λειτουργικό μέχρι σήμερα. Κατασκευάστηκε το 1961 με φέροντα οργανισμό από ωπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 1954) και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959.

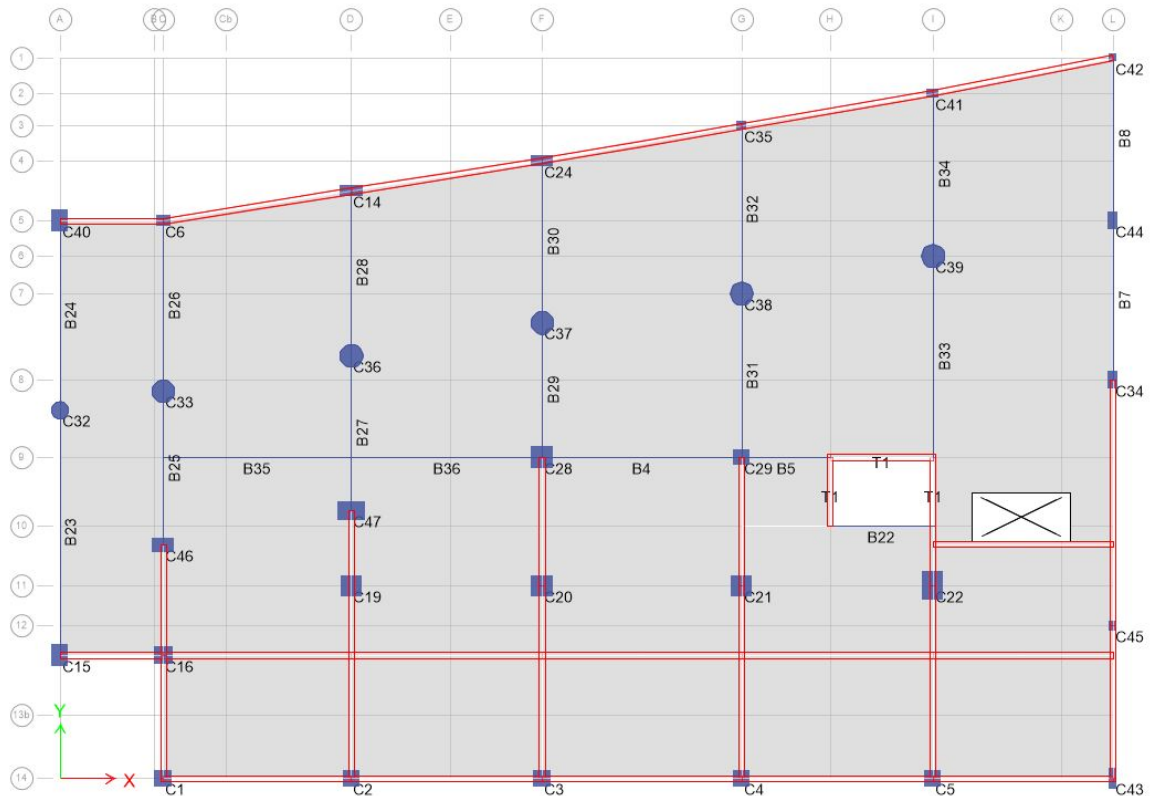


Σχήμα 3.1 Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα

3.2 Μορφολογία φέροντος οργανισμού

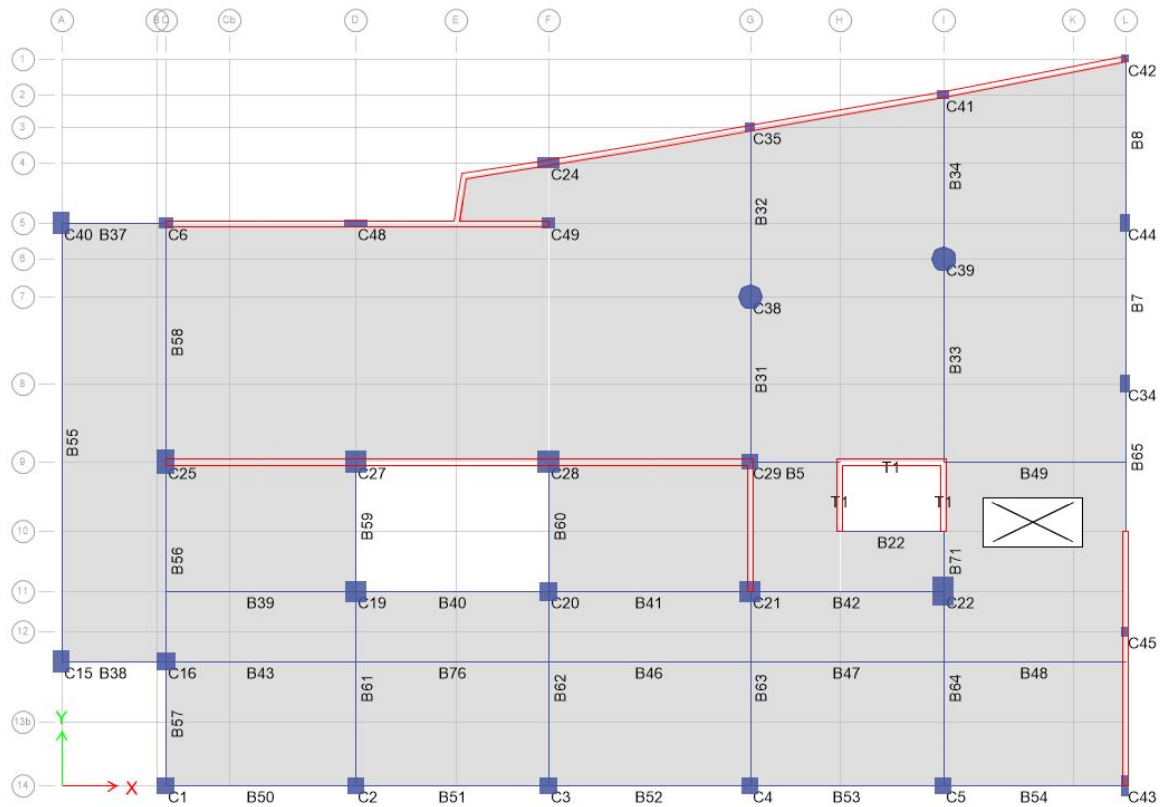
Το κτίριο είναι μια 8-όροφη κατασκευή με δύο υπόγεια συνολικής επιφάνειας 6.500m².

Στα υπόγεια υπάρχουν ισχυρά τοιχεία, περιμετρικά αλλά και εσωτερικά, και στις δύο διευθύνσεις με ειδική διαμόρφωση (ανοίγματα) στην μια διεύθυνση έτσι ώστε να διέρχεται ηλεκτρικός σιδηρόδρομος. Τα υποστυλώματα σε αυτό το επίπεδο είναι κυρίως κυκλικά και τα δοκάρια που υπάρχουν είναι μεγάλων διατομών καθώς φέρουν φυτευτά υποστυλώματα του ανώτερου ορόφου.



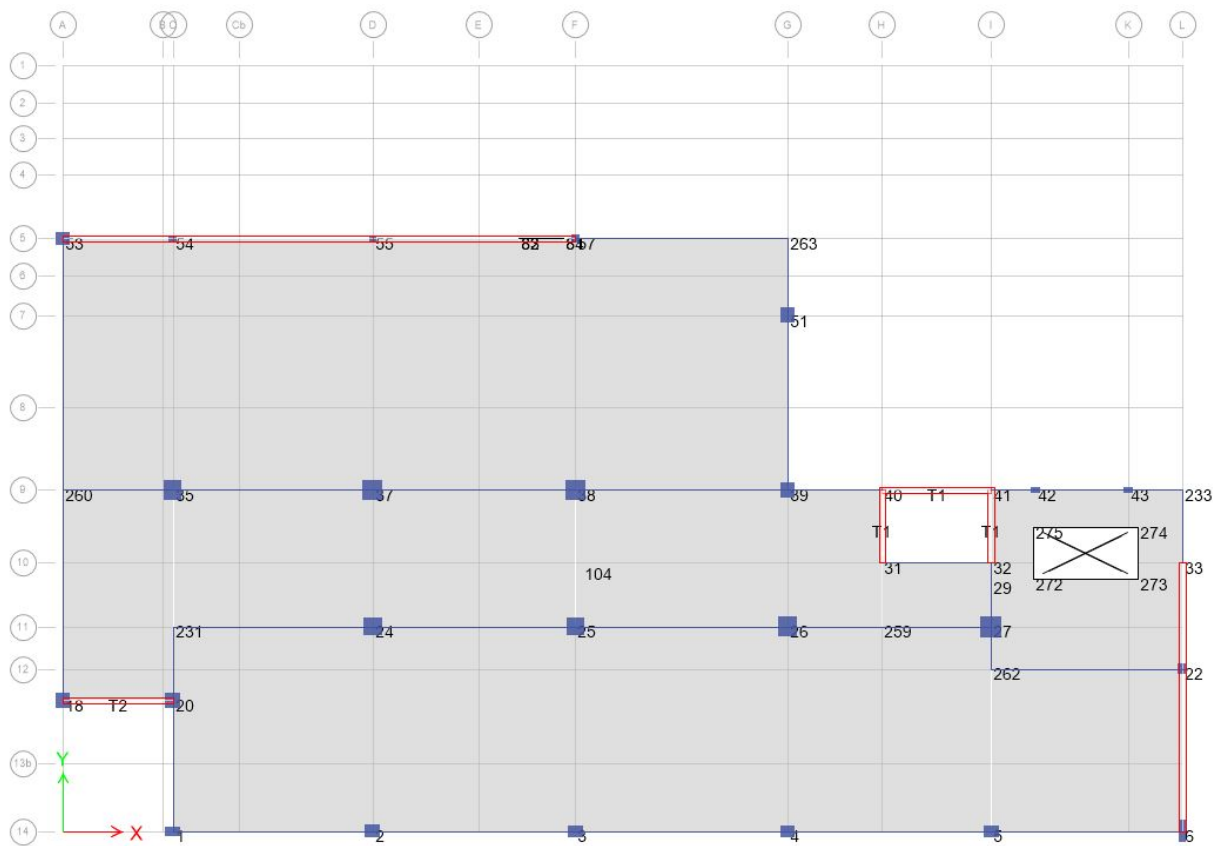
Σχήμα 3.2 Κάτοψη υπογείου

Το ισόγειο έχει εσοχές στις δύο προσόψεις του για να υπάρχει χώρος για πεζοδρόμια με αποτέλεσμα κάποια τοιχεία να διακόπτονται τοπικά σε αυτό το επίπεδο. Ωστόσο, υπάρχει ένα επιπλέον στοιχείο δυσκαμψίας (τοιχείο), κεντρικά στην κάτοψη του ισογείου, το οποίο όμως δεν ανεβαίνει σε ανώτερους ορόφους, κάνοντας το ισόγειο πολύ πιο δύσκαμπτο σε σχέση με τους υπερκείμενους ορόφους.



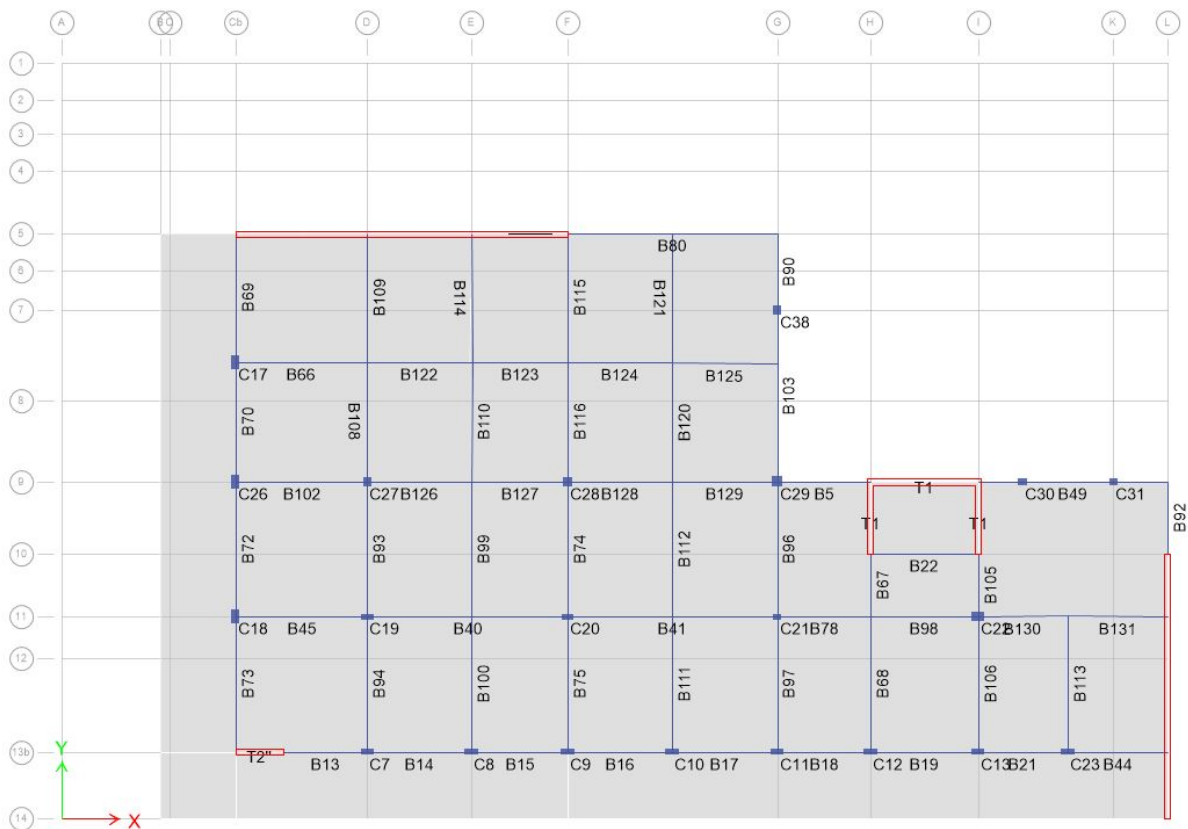
Σχήμα 3.3 Κάτοψη ισογείου

Από τον 1^ο έως και τον 7^ο οι όροφοι είναι όμοιοι σε διάταξη. Υπάρχουν δύο μεγάλα τοιχεία στις 'πίσω' πλευρές του κτιρίου, ένα σε κάθε διεύθυνση, και ένα πιο μικρό στην πρόσοψη κατά την διεύθυνση X. Πλαισιακή λειτουργία υπάρχει κυρίως στην διεύθυνση X, καθώς οι πλάκες είναι ως επί το πλείστον δοκιδοτές στην διεύθυνση Y.



Σχήμα 3.4 Κάτοψη τυπικού ορόφου

Ο τελευταίος όροφος, ο οποίος έχει λίγο μικρότερη επιφάνεια σε σχέση με τους άλλους εδράζεται επί του υποκείμενου με φυτευτά υποστυλώματα σε δοκούς και συμπαγείς-ενισχυμένες ζώνες.



Σχήμα 3.5 Κάτοψη δώματος

Γενικά το κτίριο αποτελείται από γραμμικά στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος(δοκοί και υποστύλωματα) και έχει δύο ισχυρά στοιχεία δυσκαμψίας(τοιχεία), ένα σε κάθε διεύθυνση, σε όλους τους ορόφους, και ένα πυρήνα στην περιοχή του ασανσέρ. Από τη διάταξη των στοιχείων αυτών φαίνεται να υπάρχει εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ως προς το κέντρο στροφής της κατασκευής και αναμένεται να εμφανιστούν σημαντικές στροφές κατά τη διάρκεια της ανάλυσης.

3.3 Προσομοίωση φορέα

3.3.1 Γενικά

Η προσομοίωση του φορέα έγινε με τη βοήθεια του λογισμικού ETABS 2015 V15.0.0. Αρχικά, καθορίστηκε ο τρισδιάστατος κάναβος του κτιρίου σύμφωνα με την αποτύπωση του κτιρίου που πραγματοποιήθηκε πρόσφατα. Οι δοκοί και τα υποστύλωματα προσομοιάζονται με γραμμικά στοιχεία πλαισίου έξι βαθμών ελευθερίας. Οι πλάκες ορίστηκαν ως επιφανειακά στοιχεία, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη το ίδιο βάρος τους και να καταναίμουν τα επιφανειακά φορτία, που θα οριστούν στη συνέχεια, στις δοκούς. Επίσης είναι απαραίτητα στοιχεία για να ορίσουμε τη διαφραγματική λειτουργία που έχουν στην κατασκευή. Τα τοιχώματα προσομοιώθηκαν με επιφανειακά-πεπερασμένα στοιχεία. Οι στηρίξεις της κατασκευής θεωρήθηκαν πακτώσεις.

3.3.2 Υλικά

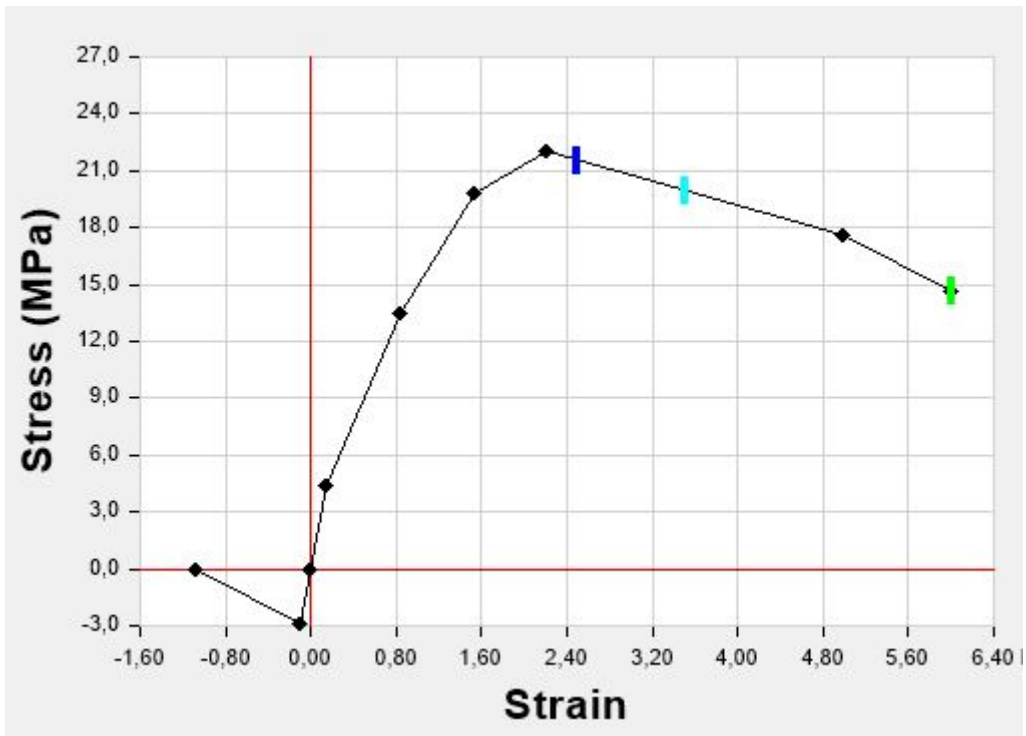
Οι αντοχές των υφιστάμενων υλικών προέκυψαν από σχετικές μετρήσεις που έγιναν με δοκίμια από το κτίριο (εργαστηριακή διερεύνηση), όπως προβλέπεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., και για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες αντοχές των υλικών αυτών. Το σκυρόδεμα έχει μέση αντοχή 22MPa, με μέτρο ελαστικότητας $E_{cm}=30\text{GPa}$ και ειδικό βάρος 25kN/m^3 . Επειδή υπάρχει υψηλή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) επιλέγεται συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_c=1.35$.

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It is organized into several sections:

- General Data:** Material Name: C22; Material Type: Concrete; Directional Symmetry Type: Isotropic; Material Display Color: Yellow; Material Notes: (empty).
- Material Weight and Mass:** Radio buttons for "Specify Weight Density" (selected) and "Specify Mass Density".
 - Weight per Unit Volume: 25 kN/m³
 - Mass per Unit Volume: 2548 kg/m³
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 30000 MPa
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.00001 1/C
 - Shear Modulus, G: 12500 MPa
- Design Property Data:** Button: "Modify/Show Material Property Design Data..."
- Advanced Material Property Data:** Buttons: "Nonlinear Material Data...", "Material Damping Properties...", "Time Dependent Properties..."

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Σχήμα 3.6 Ορισμός σκυροδέματος



Σχήμα 3.7 Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος

Ο χάλυβας τόσο του κύριου οπλισμού όσο και των συνδετήρων έχει αντοχή 480MPa, μέτρο ελαστικότητας 210GPa και ειδικό βάρος 77kN/m³. Ο συντελεστής ασφαλείας του υλικού είναι $\gamma_s=1.05$.

Material Property Data

General Data

Material Name: B480

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 76,9729 kN/m³

Mass per Unit Volume: 7849,047 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 210000 MPa

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000117 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

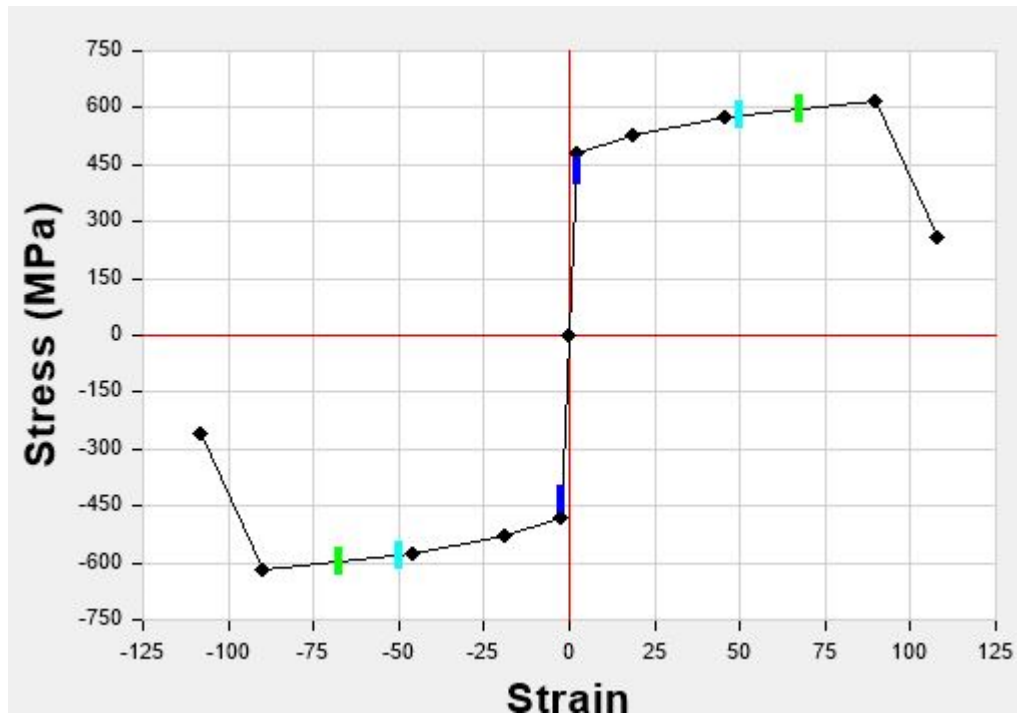
Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

OK Cancel

Σχήμα 3.8 Ορισμός χάλυβα οπλισμών

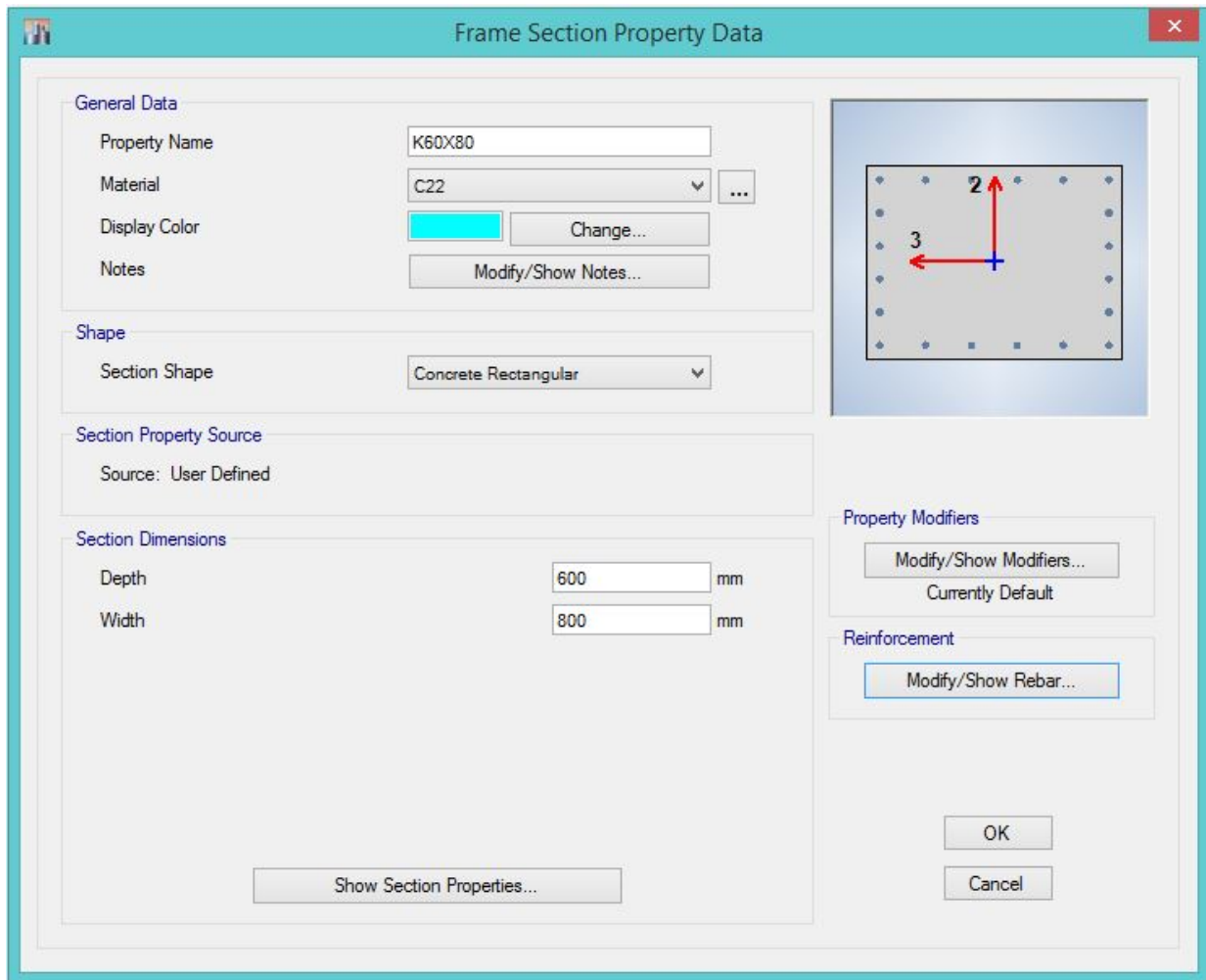


Σχήμα 3.9 Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα

3.3.3 Ορισμός φερόντων στοιχείων

3.3.3.1 Δοκοί και υποστυλώματα

Οι διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών είναι ορθογωνικές ως επί το πλείστον, ωστόσο υπάρχουν και μερικά κυκλικά υποστυλώματα. Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί τους ποικίλουν και μειώνονται από όροφο σε όροφο.



Σχήμα 3.10 Ορισμός διαστάσεων διατομής

Define-sections properties-frame sections-add new property

Ορίζουμε το σχήμα της διατομής, το υλικό και τις διαστάσεις στα αντίστοιχα πεδία του παραθύρου.

Στο παραπάνω παράθυρο, στην επιλογή 'modify-show rebar' επιλέγουμε τον τύπο του γραμμικού στοιχείου (δοκός ή υποστύλωμα), το υλικό των οπλισμών και την διάταξη τους.

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: B480

Confinement Bars (Ties): B480

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 24 mm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 6

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 6

Longitudinal Bar Size and Area: 20Ψ 314 mm²

Corner Bar Size and Area: 20Ψ 314 mm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 8Ψ 50 mm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 150 mm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

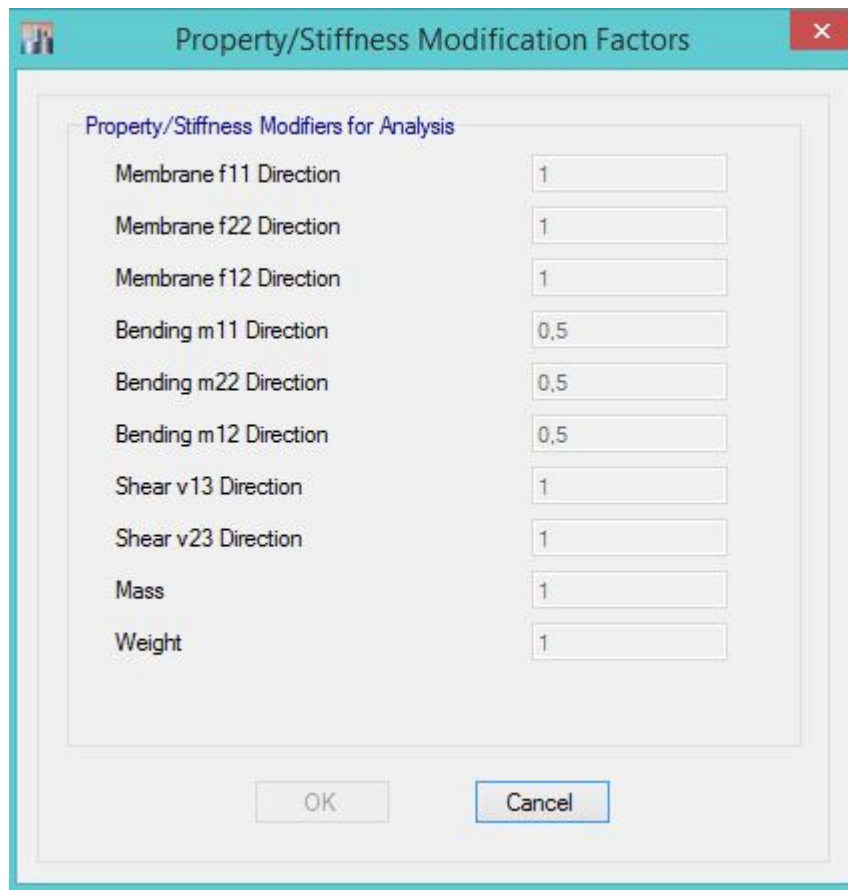
Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

OK Cancel

Σχήμα 3.11 Ορισμός οπλισμών μέλους

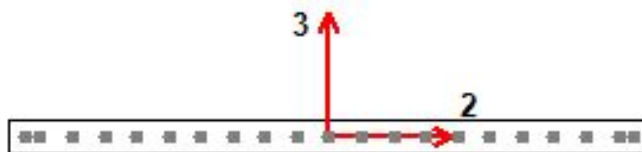
3.3.3.2 Τοιχεία

Τα τοιχεία ορίζονται ως επιφανειακά-πεπερασμένα στοιχεία. Επειδή είναι ρηγματωμένα ορίζουμε την δυσκαμψία τους στο 0,5EI όπως προβλέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ..



Σχήμα 3.12 Ορισμός δυσκαμψίας τοιχείων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Επιλέγουμε στα τοιχεία να έχουν την δυνατότητα ανάπτυξης πλαστικής άρθρωσης έναντι ροπής κάμψης στον ισχυρό άξονα με την μέθοδο wall fiber hinge. Με την μέθοδο αυτή το πρόγραμμα χωρίζει το τοιχείο κατά μήκος σε ίνες (fibers), όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.13, οι οποίες είναι ορισμένες να έχουν το υλικό του σκυροδέματος και τον σπλισμό κάμψης που αντιστοιχεί στην κάθε ίνα.



Σχήμα 3.13 Προσομοίωση τοιχείου με τη μέθοδο wall fiber hinge

Καθώς φορτίζουμε το τοιχείο με μια οριζόντια φόρτιση στην κορυφή του (περίπτωση προβόλου) αυτό αναπτύσσει ορθές τάσεις στις ίνες. Όταν κάποιας ίνας το υλικό φτάσει την τάση διαρροής πλαστικοποιείται και συνεχίζεται η διαδικασία με μειωμένη πλέον την δυσκαμψία του τοιχείου μέχρις ότου κάποια ίνα ξεπεράσει τα ανεκτά όρια παραμόρφωσης.

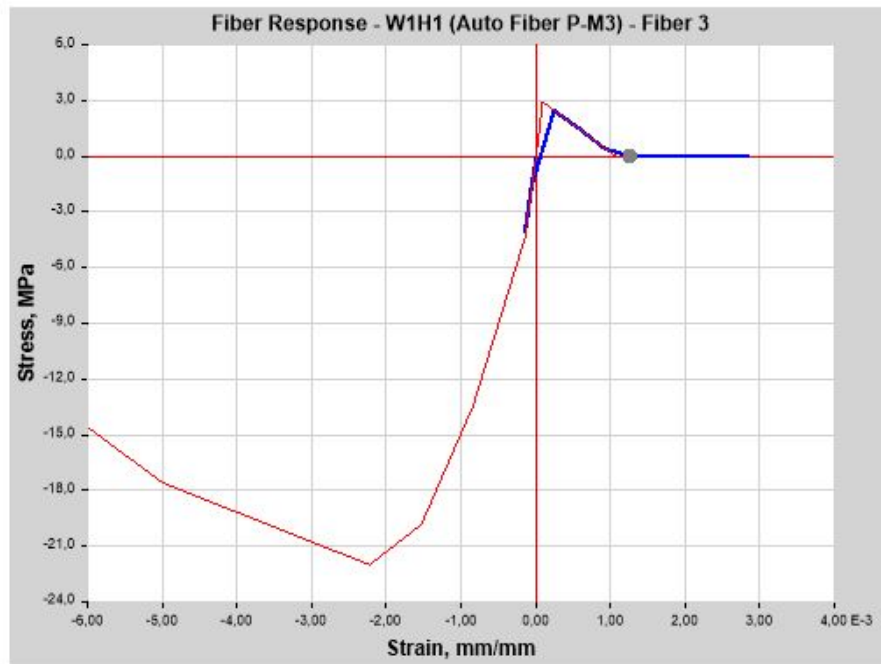
Χαρακτηριστικά για ένα μεμονωμένο τοίχειο ύψους 25m και πλάτους 5m, πακτωμένο στη βάση του, και για μια οριζόντια φόρτιση προκύπτει η καμπύλη ικανότητας του όπως φαίνεται παρακάτω στο Σχήμα 3.14



Σχήμα 3.14 Καμπύλη ικανότητας τοιχείου

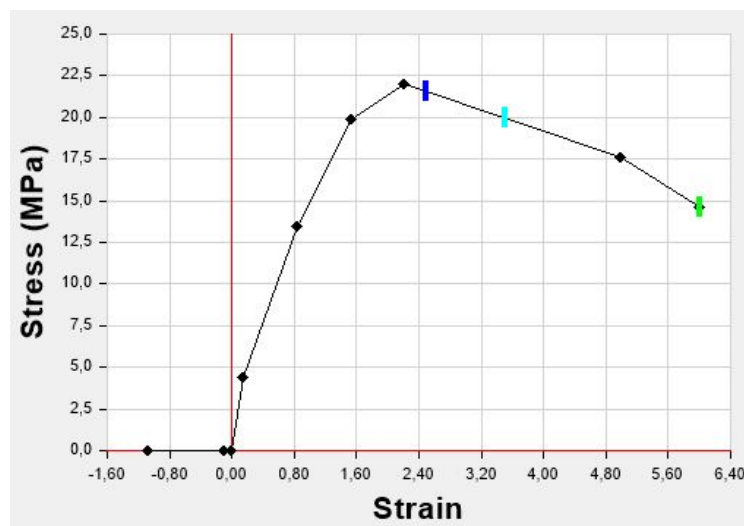
Παρατηρούμε ότι το τοίχειο αποκρίνεται ελαστικά μέχρι την ροπή διαρροής και μετά μπαίνει σε πλαστική ζώνη, ωστόσο η μετάβαση από την ελαστική στην πλαστική ζώνη δεν είναι ομαλή, καθώς το τοίχειο φαίνεται να έχει μικρότερη αντοχή στη πλαστική ζώνη. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το υλικό του σκυροδέματος μπορεί να αναπτύξει κάποιες μικρές εφελκυστικές τάσεις οι οποίες σε διατομές μεγάλης κλίμακας προσδίδουν στην διατομή μια σημαντική αύξηση της αντοχής. Μόλις το σκυρόδεμα φτάσει την παραμόρφωση διαρροής στο εφελκυστικό τμήμα της διατομής η εφελκυστική αντοχή του χάνεται λόγω ρηγμάτωσης και η ροπή αντοχής μειώνεται. Στο Σχήμα 3.15 φαίνεται πως από ένα σημείο και μετά το σκυρόδεμα πάει να αναλαμβάνει εφελκυστική τάση.

Fiber Response Plot



Σχήμα 3.15 Συμπεριφορά ίνας σκυροδέματος στην εφελκόμενη ζώνη

Η παραδοχή αυτή είναι σωστή για ένα υφιστάμενο κτίριο που γνωρίζουμε ότι το σκυρόδεμα είναι αρηγμάτωτο. Στο παρόν κτίριο έχουν εμφανιστεί ρωγμές στα συγκεκριμένα σημεία οπότε η παραδοχή αυτή δεν ισχύει στην συγκεκριμένη περίπτωση.



Σχήμα 3.16 Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων ρηγματομένου σκυροδέματος

Για το ίδιο τοιχείο, εάν τροποποιήσουμε το σκυρόδεμα έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η ρηγμάτωση του (πρακτικά μηδενίζουμε την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος),(Σχήμα 3.16) η καμπύλη ικανότητας του τοιχείου αλλάζει και παίρνει την μορφή του Σχήμα 3.17

Pushover Curve - Base Shear vs Monitored Displacement

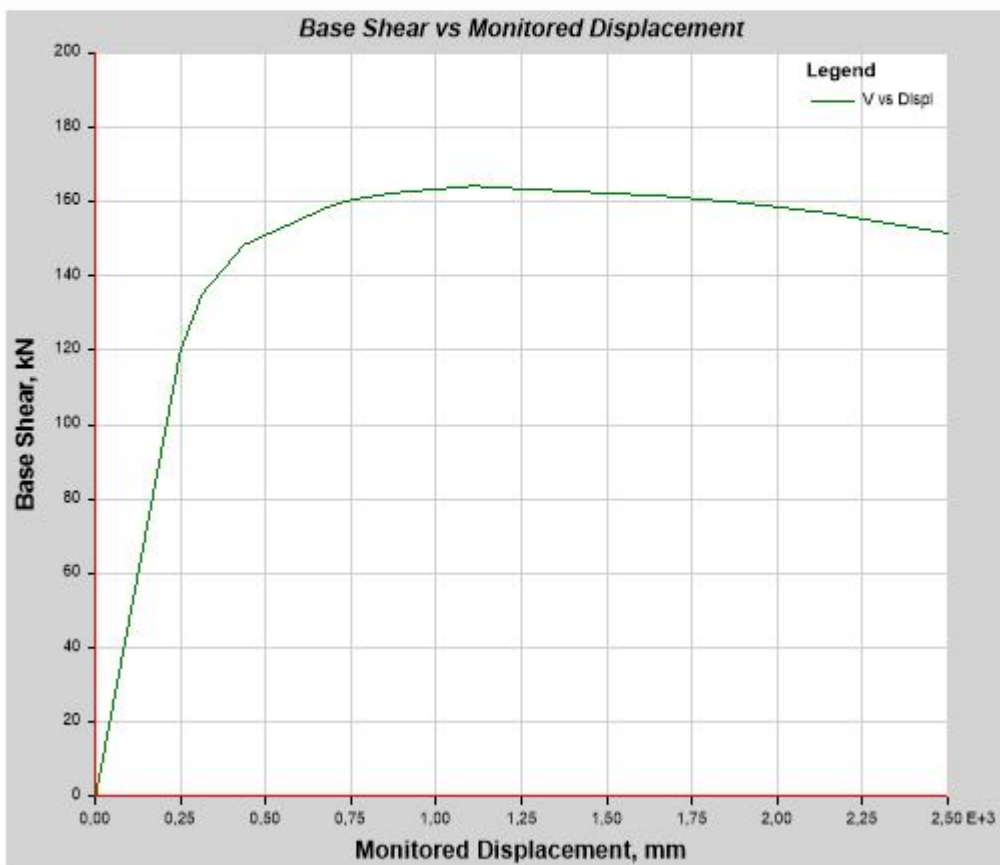
Summary Description

This is the base shear vs monitored displacement data for a pushover analysis.

Input Data

Name	Pushover6	PLOT Type	V vs Displ
Load Case	PUSHX		

Plot



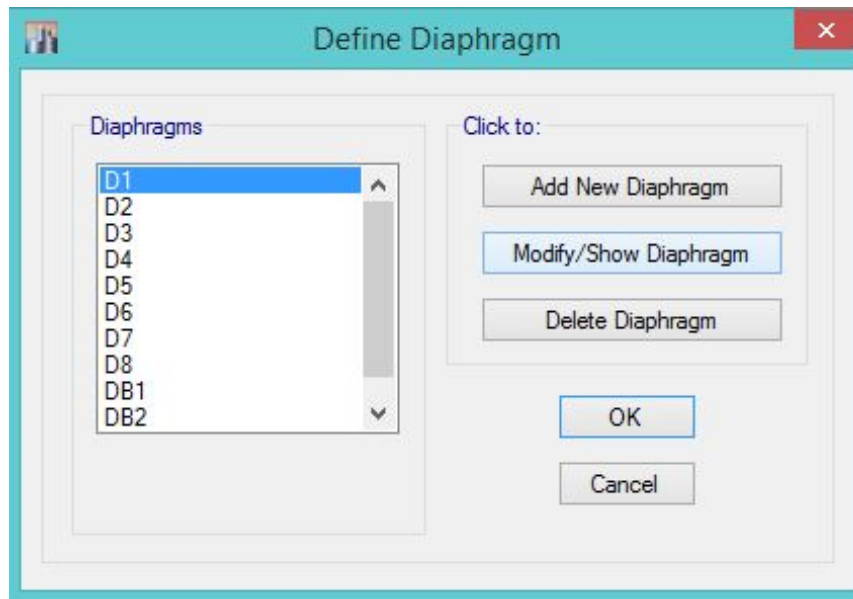
Σχήμα 3.17 Καμπύλη ικανότητας τοιχείου μη-λαμβάνοντας υπόψη την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος

Η προσομοίωση αυτή είναι αντιπροσωπευτική της συμπεριφοράς του τοιχείου έναντι κάμψης, και δίνει περίπου τα ίδια αποτελέσματα με την προτεινόμενη μέθοδο του FEMA 356 και του πολυστρωματικού μοντέλου (Y.M.Fahjan & J.Kubin & M.T.Tan, Nonlinear analysis methods for reinforced concrete buildings, ECEE 2014).

Υπάρχει ενδεχόμενο να συμβούν τοπικές αστοχίες στην συμβολή δοκών-τοιχείων, για το λόγο αυτό ορίζουμε υποστρώματα (κρυφοκολώνες) εντός των τοιχείων στις θέσεις όπου συντρέχουν δοκοί, έτσι ώστε εάν εμφανίζεται κάποια τοπική αστοχία στον κόμβο δοκού-τοιχείου να μπορούμε να την εντοπίσουμε μέσω πλαστικής άρθρωσης στην κρυφοκολώνα. Για την συνολική αντοχή του τοιχείου ελέγχουμε εάν η τέμνουσα που αναπτύσσεται σε αυτό με την ανάλυση είναι ανεκτή σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

3.3.3.3 Πλάκες-διαφράγματα

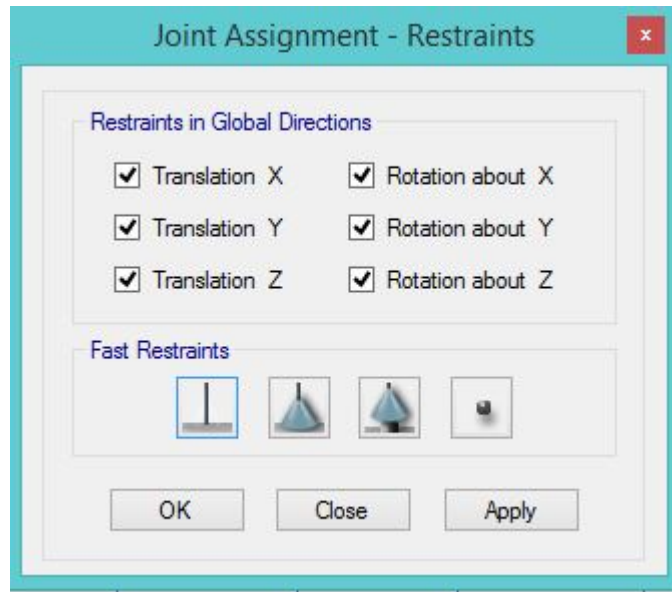
Οι πλάκες του κτιρίου ορίζονται ως επιφανειακά στοιχεία χωρίς πεπερασμένα στοιχεία, αφού δεν μας ενδιαφέρει η ανάλυση τους στην παρούσα φάση. Πρέπει να οριστούν ως διαφράγματα έτσι ώστε να εξασφαλιστεί η ίση μετακίνηση όλων των σημείων στο επίπεδο του εκάστοτε ορόφου και να διανεμηθούν οι οριζόντιες φορτίσεις ανάλογα με τη δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων. Μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας μπορούμε να θεωρήσουμε πλέον τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά όροφο (δύο μετακινήσεις και μία στροφή).



Σχήμα 3.18 Ορισμός διαφραγμάτων

3.3.3.4 Στηρίξεις φορέα

Θεωρούμε τις στηρίξεις του φορέα επί του εδάφους πλήρεις πακτώσεις, καθώς δεν υπάρχουν στοιχεία για την θεμελίωση του κτιρίου.(assign- joints-restraints).



Σχήμα 3.19 Ορισμός πακτώσεων στις στηρίξεις

3.3.4 Καθορισμός φορτίων κτιρίου

Τα κατακόρυφα φορτία που επιβάλλονται στη κατασκευή είναι τα εξής:

Μόνιμα:

Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	25.00 kN/m ³
Επικαλύψεις δαπέδων	2.00 kN/m ²
Επικαλύψεις δώματος	1.50 kN/m ²
Φορτία τοιχοποιίας	3.50 kN/m ²

Κινητά:

Δαπέδων	2.00 kN/m ²
Κλιμακοστασίων	5.00 kN/m ²
Δώματος (μη βατό)	0.50 kN/m ²

Εισάγουμε τα φορτία αυτά στις πλάκες (assign-shell loads). Τα φορτία αυτά μοιράζονται αυτόματα στις δοκούς μέσω των δυσκαμψιών των στοιχείων.

Η οριζόντια φόρτιση είναι η σεισμική όπως αυτή προβλέπεται από τον ΕΚ 8

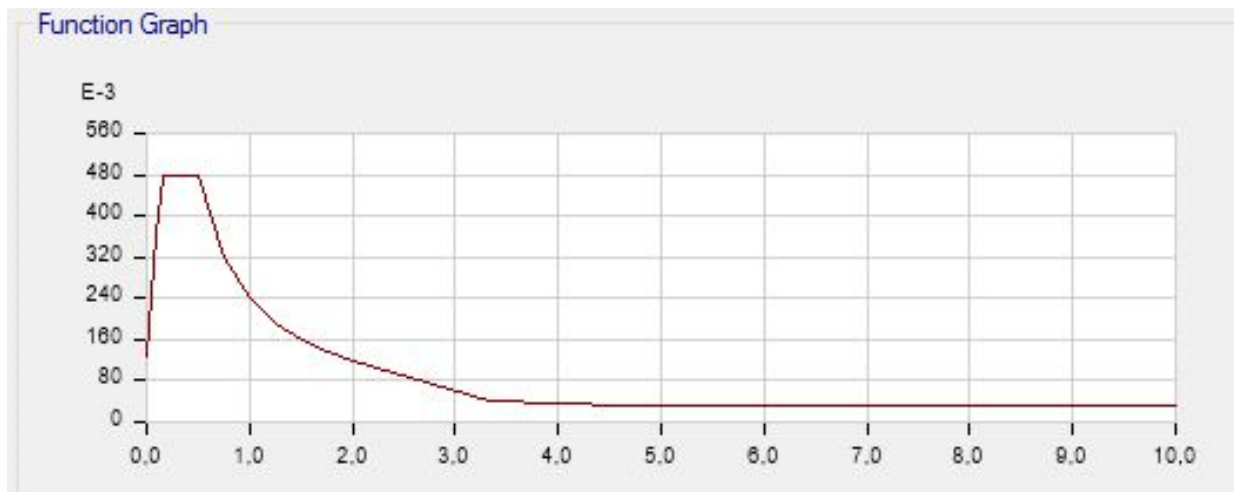
Παράμετροι σεισμικής δράσης:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας:	Ζώνη 1	$\alpha=0,16$
Κατηγορία σπουδαιότητας:	$\Sigma 2$	$\gamma_I=1,00$
Κατηγορία εδάφους:	B	$T_B=0,15s$
		$T_C=0,50s$
Ποσοστό απόσβεσης		$\zeta=5\%$

Parameters

Country	CEN Default	▼
Direction	Horizontal	▼
Ground Acceleration, a_g/g	0,16	
Spectrum Type	1	▼
Ground Type	B	▼
Soil Factor, S	1,2	
Acceleration Ratio, Avg/A_g		
Spectrum Period, T_b	0,15	sec
Spectrum Period, T_c	0,5	sec
Spectrum Period, T_d	2	sec
Lower Bound Factor, Beta	0,2	
Behavior Factor, η	1	

Σχήμα 3.20 Εισαγωγή παραμέτρων φάσματος



Σχήμα 3.21 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Ορίζουμε το φάσμα για την κατηγορία εδάφους B και ελέγχουμε την τιμή του εκάστοτε σεισμού σχεδιασμού με το 'scale factor'.

Load Case Data

General

Load Case Name: EX Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ec8-b	10000

+ Add - Delete Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0 Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms Modify/Show...

OK Cancel

Σχήμα 3.22 Καθορισμός οριζόντιας φόρτισης για την ανάλυση

Επιλέγουμε τυχηματική εκκεντρότητα 5% στα διαφράγματα. Η επαλληλία των ιδιομορφών της κατασκευής γίνεται με τη μέθοδο CQC ενώ η επαλληλία των δράσεων στις δύο διευθύνσεις γίνεται με τη μέθοδο SRSS. Η ταλαντευόμενη μάζα κατά τη διάρκεια του σεισμού προκύπτει από τα κατακόρυφα φορτία και είναι σύμφωνα με τον κανονισμό $g+0.3q$ (define-mass source).

Load Pattern	Multiplier
DEAD	1
DEAD	1
LIVE	0,3

Σχήμα 3.23 Ταλαντευόμενη μάζα κτιρίου κατά την διάρκεια του σεισμού

3.3.5 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.(ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α.1) υπολογίζεται για κάθε διατομή της κατασκευής(δοκούς και υποστυλώματα) η γωνία στροφής διαρροής θ_y , η ροπή διαρροής M_y και η γωνία στροφής κατά την αστοχία θ_u . Στα υποστυλώματα θεωρήσαμε σταθερή αξονική δύναμη η οποία προέκυψε από την φόρτιση $g+0.3q$.

Η γωνία στροφής κατά την διαρροή για δοκούς ή υποστυλώματα, θ_y , προκύπτει από την σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

Όπου ο 1^{ος} όρος εκφράζει την συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2^{ος} όρος τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s , ενώ ο 3^{ος} όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Στην συνέχεια ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας των μελών:

- AX (Άμεση Χρήση) ορίζεται να είναι στο σημείο διαρροής της διατομής (θ_y , M_y), όπου $\theta_{pl}=0$
- ΠΖ (Προστασία Ζωής) ορίζεται στο σημείο $(1/2(\theta_y+\theta_u)/\gamma_{rd}$, M_y) με $\theta_{pl}=1/2(\theta_y+\theta_u)/\gamma_{rd} - \theta_y$
- ΟΚ(Οιονεί κατάρρευση) στο σημείο $(\theta_u/\gamma_{rd}$, M_y) με $\theta_{pl} = \theta_u/\gamma_{rd} - \theta_y$

Μετά την γωνία στροφής κατά την αστοχία θ_u η διατομή έχει μια απομένουσα αντοχή. Αυτή είναι δύσκολο να εκτιμηθεί το μέτρο της και η παραμόρφωση μέχρι την τελική-ολική κατάρρευση. Κάνουμε την παραδοχή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και την θεωρούμε ίση με το 25% της M_y για παραμορφώσεις έως και $1,5\theta_u$. Πέραν του σημείου αυτού το στοιχείο δεν έχει πλέον καμία φέρουσα ικανότητα.

Συμπληρώνοντας τα παραπάνω στοιχεία ανηγμένα ως προς τη γωνία διαρροής θ_y στα αντίστοιχα πεδία του παραθύρου (Σχήμα 3.24), έχουμε αποτυπώσει πλήρως την συμπεριφορά των δομικών στοιχείων του κτιρίου όπως αυτά προβλέπονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0,2	-4,11
D-	-0,2	-2,74
C-	-1	-2,74
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	2,74
D	0,2	2,74
E	0,2	4,11

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF Positive: 525,5 Negative: kN-m
 Use Yield Rotation Rotation SF Positive: 0,00591 Negative:
 (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

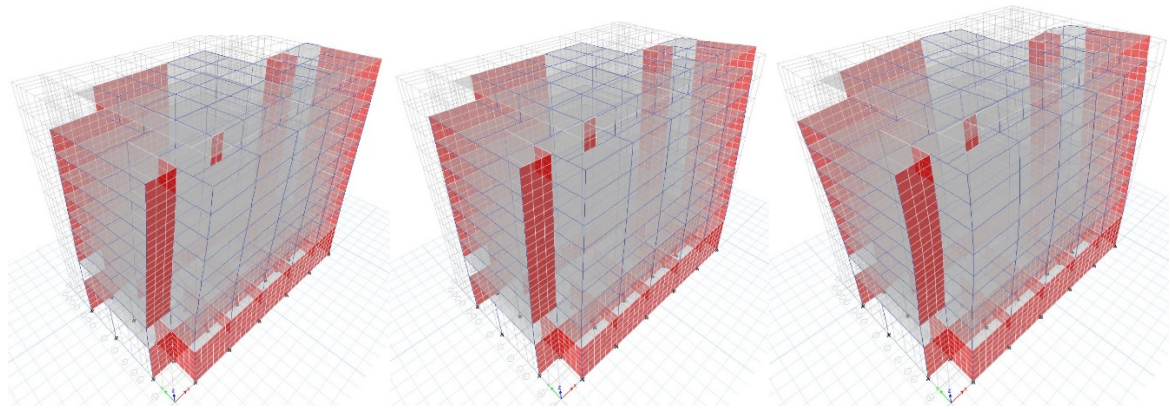
Immediate Occupancy Positive: 0 Negative:
 Life Safety Positive: 0,58 Negative:
 Collapse Prevention Positive: 2,12 Negative:
 Show Acceptance Criteria on Plot

Σχήμα 3.24 Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων μελών με στάθμες επιτελεστικότητας

4 Αποτίμηση συμπεριφοράς κατασκευής μέσω στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover)

4.1 Εισαγωγή

Πριν ξεκινήσουμε την στατική ανελαστική ανάλυση κάνουμε μια ελαστική ανάλυση της κατασκευής για να υπολογιστούν κάποια χαρακτηριστικά του κτιρίου όπως π.χ. οι ιδιομορφές. Από την ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής έχουμε μια πρώτη εικόνα για το μοντέλο μας οι ιδιομορφές της κατασκευής και ελέγχουμε αν αυτές είναι οι αναμενόμενες.



Σχήμα 4.1 Δεσπόζουσες ιδιομορφές α) κατά Y, β) κατά X, και γ) στροφής θ

Παρατηρούμε ότι οι τρεις πρώτες ιδιομορφές έχουν ως κύρια μεγέθη την μετακίνηση κατά Y, την μετακίνηση κατά X και την στροφή αντίστοιχα όπως ήταν αναμενόμενο. Επίσης, εξάγουμε σαν αποτέλεσμα και την ιδιοπερίοδο κάθε ιδιομορφής. Παρατηρούμε ότι στην διεύθυνση Y το κτίριο έχει μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο, άρα είναι πιο εύκαμπτο σε αυτήν την διεύθυνση και περιμένουμε να εμφανιστούν σε αυτήν μεγαλύτερες μετακινήσεις και να είναι η «κρίσιμη» για τον ανασχεδιασμό διεύθυνση. Άλλο χαρακτηριστικό που μπορούμε να αναγνωρίσουμε από την ιδιομορφική ανάλυση είναι η εκκεντρότητα κέντρου μάζας σε σχέση με το κέντρο δυσκαμψίας, καθώς σε κάθε περίπτωση ο συντελεστής των στροφών RZ είναι σχετικά μεγάλος ($> 0,2$), όπως φαίνεται και στον πίνακα ιδιομορφών (Σχήμα 4.2).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	1,076	0,113	0,653	0	0,235
Modal	2	0,599	0,372	0,34	0	0,288
Modal	3	0,335	0,513	0,03	0	0,458
Modal	4	0,316	0,121	0,616	0	0,262
Modal	5	0,173	0,118	0,618	0	0,264
Modal	6	0,139	0,31	0,458	0	0,232
Modal	7	0,129	0,218	0,516	0	0,266
Modal	8	0,099	0,117	0,617	0	0,266
Modal	9	0,086	0,465	0,038	0	0,497
Modal	10	0,076	0,089	0,644	0	0,267
Modal	11	0,071	0,167	0,655	0	0,178
Modal	12	0,068	0,457	0,343	0	0,201

Σχήμα 4.2 Πίνακας ιδιομορφών κατασκευής

4.2 Έλεγχος κτιρίου έναντι κατακόρυφων φορτίσεων

Καταρχήν, πρέπει να ορίσουμε αρχική συνθήκη στην κατασκευή από την οποία θα ξεκινάει να γίνεται η οριζόντια ανάλυση. Ορίζουμε λοιπόν σαν αρχική συνθήκη τη κατακόρυφη φόρτιση $g+0,3q$, όπως ορίζετε από τον κανονισμό φόρτισης (EK-1)

Load Case Data

General

Load Case Name: DEADLIVE [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1
Load Pattern	LIVE	0,3

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Σχήμα 4.3 Καθορισμός κατακόρυφης φόρτισης ως αρχική συνθήκη

Ο φορέας μας πρέπει να αντέχει αυτή τη φόρτιση για να προχωρήσουμε στην ανάλυση pushover. Αφού τρέξουμε την ανάλυση για αυτή την φόρτιση ελέγχουμε την κατάσταση του κτιρίου.

Step	Monitored Displ mm	Base Force kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	974	0	0	0	0	974	0	0	0	974
1	0	15844,76...	973	1	0	0	0	974	0	0	0	974
2	0	41148,88...	963	11	0	0	0	964	10	0	0	974
3	0	66197,95...	947	27	0	0	0	949	25	0	0	974
4	0	74068,90...	939	35	0	0	0	940	33	1	0	974

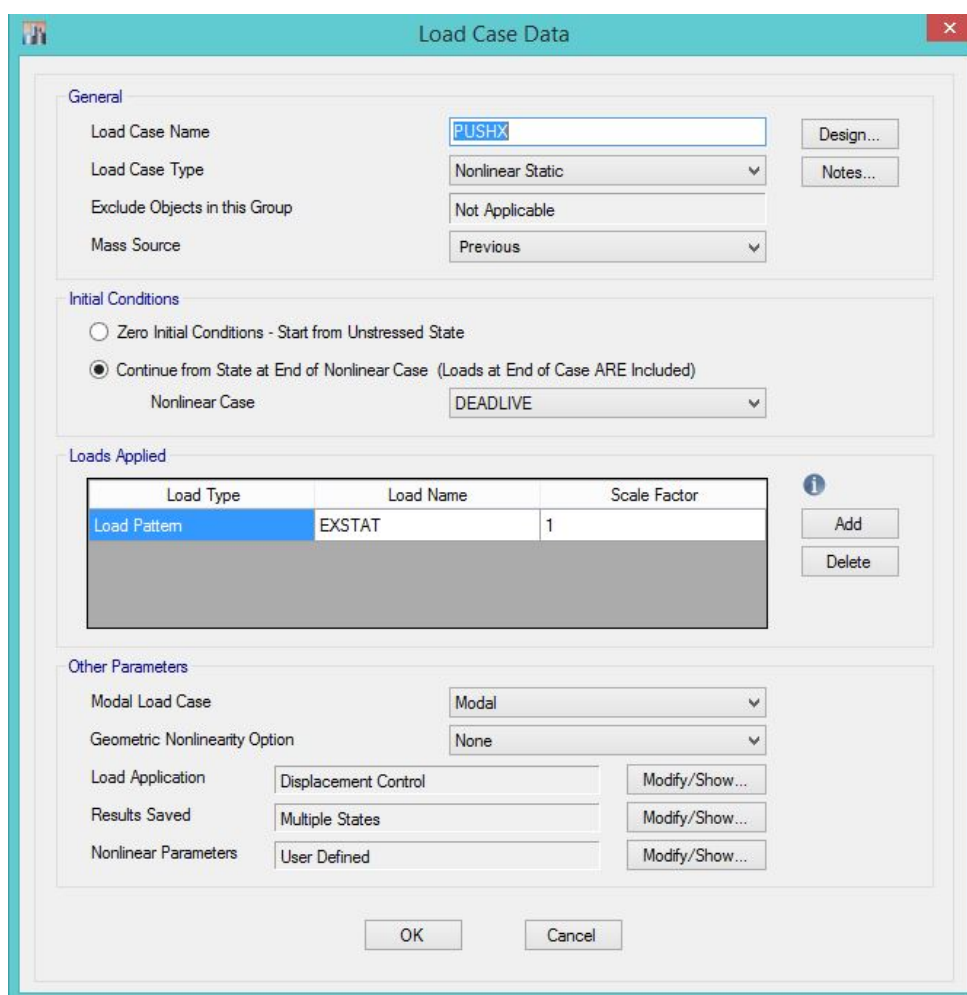
Σχήμα 4.4 Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων λόγω κατακόρυφων φορτίων

Από τα αποτελέσματα των πλαστικών αρθρώσεων φαίνεται πως το κτίριο είναι σε θέση να φέρει αυτά τα φορτία, ωστόσο μερικά στοιχεία έχουν μπει στην πλαστική ζώνη.

4.3 Καθορισμός παραμέτρων στατικής ανελαστικής ανάλυσης

4.3.1 Καθορισμός περιπτώσεων φόρτισης

Ορίζουμε καταρχάς τις οριζόντιες φορτίσεις. Για να είναι πλήρης η ανάλυση θα χρειαστεί να ελέγξουμε τέσσερις περιπτώσεις, δύο σε κάθε διεύθυνση (PUSH_X, PUSH_Y, PUSH_X(-), PUSH_Y(-)). Σε όλες τις περιπτώσεις η οριζόντια φόρτιση ξεκινάει από την αρχική κατακόρυφη φόρτιση $g+0.3q$ (DEADLIVE). Οι οριζόντιες φορτίσεις κατανέμονται καθ' ύψος του κτιρίου σύμφωνα με την ιδιομορφική ανάλυση που έχει ήδη γίνει από την ελαστική ανάλυση του προσομοιώματος.



Σχήμα 4.5 Καθορισμός οριζόντιας φόρτισης

4.3.2 Μέθοδος οριζόντιας φόρτισης

Έχουμε τη δυνατότητα είτε να φορτίσουμε την κατασκευή μας μέχρι να αναπτυχθεί η μέγιστη τέμνουσα βάσεως, σύμφωνα με το φάσμα του ΕΚ8 που έχουμε ορίσει στην 3,3,4 (full load), είτε μέσω ελεγχόμενης μετακίνησης(monitored displacement) του κόμβου ελέγχου του κτιρίου την οποία και επιλέγουμε για να δούμε την συμπεριφορά του κτιρίου και πέραν του σεισμού σχεδιασμού. Επιλέγουμε ελεγχόμενη μετακίνηση στα 200mm στην διεύθυνση X και 300mm στην διεύθυνση Y. Οι τιμές αυτών των μετακινήσεων προέκυψαν έπειτα από δοκιμές και τις επιλέξαμε γιατί είναι λίγο μετά την μετακίνηση κορυφής για την οποία έχουμε κατάρρευση του φορέα.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of mm

Monitored Displacement

DOF/Joint

Generalized Displacement

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Σχήμα 4.6 Καθορισμός ελεγχόμενης μετακίνησης

4.3.3 Παράμετροι εφαρμογής οριζόντιας φόρτισης

- Maximum total steps

Είναι ο μέγιστος αριθμός των βημάτων που μπορούν να πραγματοποιηθούν για να ολοκληρωθεί η ανάλυση. Είναι αντιστρόφως ανάλογα του χρόνου ανάλυσης, αλλά ορίζοντας ένα μεγάλο αριθμό εξασφαλίζουμε ότι θα ολοκληρωθεί η ανάλυση

- Maximum null steps

Είναι μηδενικά βήματα της ανάλυσης, δεν πραγματοποιείται μετακίνηση σε αυτά. Εμφανίζονται όταν υπάρχει διαρροή στοιχείου, όταν γίνεται ανακατανομή και όταν δεν υπάρχει σύγκλιση στην πορεία της ανάλυσης και πραγματοποιούνται μικρότερα βήματα.

- Maximum constant-stiffness iterations

Είναι οι επαναλήψεις που πραγματοποιούνται με σκοπό να επιτευχθεί η ισορροπία σε κάθε βήμα της ανάλυσης.

- Maximum Newton-Raphson iterations

Εάν η παραπάνω διαδικασία δεν επιτύχει την ισορροπία η διαδικασία επαναλαμβάνεται με τη μέθοδο Newton-Raphson. Εάν και αυτή δεν δώσει ισορροπία τότε εμφανίζεται null step και επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία με μικρότερο βήμα.

- Iteration convergence tolerance

Είναι η αριθμητική ανοχή που δείχνει το πρόγραμμα στην παραπάνω επαναληπτική διαδικασία.

- Use event to event stepping

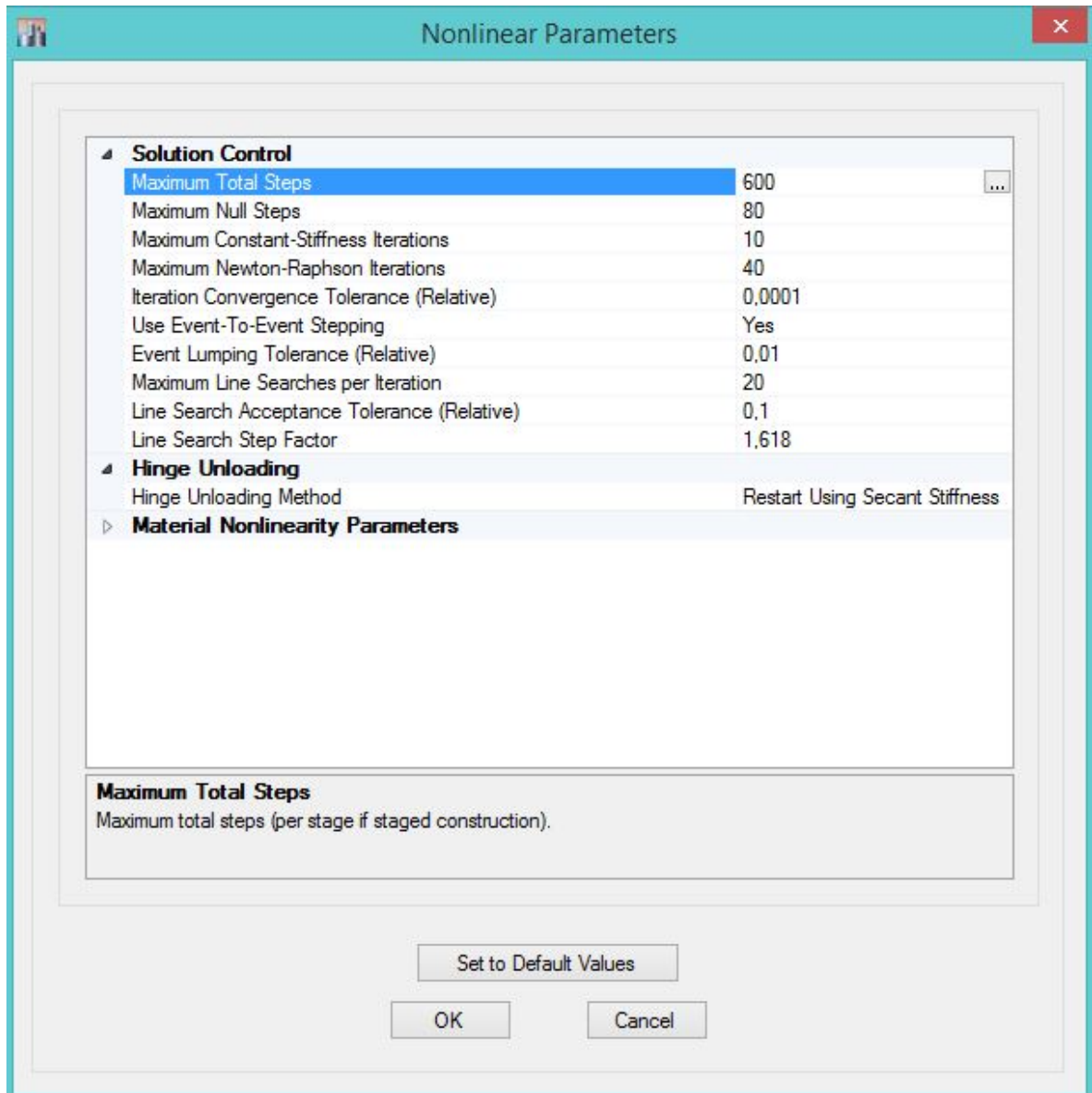
Σου δίνει τη δυνατότητα να ομαδοποιείς σε ένα βήμα τυχόν διαρροές οι οποίες συμβαίνουν για την ίδια περίπτωση μετακίνηση ή σε κάθε συμβάν να σταματάει το βήμα και να ξεκινάει καινούριο.

- Hinge unloading method

Όταν σχηματιστεί μια πλαστική άρθρωση το πρόγραμμα πρέπει να βρει ένα τρόπο να κάνει την ανακατανομή της έντασης. Οι μέθοδοι που μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε είναι οι εξής:

- Unload entire structure
- Apply local redistribution
- Restart using secant stiffness

Σύμφωνα με τον ATC 40 η μέθοδος που ανταποκρίνεται καλύτερα στην πραγματικότητα και λαμβάνει υπόψη της φαινόμενα στροφής, ανώτερες ιδιομορφές και την μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων. Το μειονέκτημα της είναι ότι είναι χρονοβόρα μέθοδος σε σχέση με τις άλλες δύο.



Σχήμα 4.7 Καθορισμός παραμέτρων οριζόντιας φόρτισης

Κάθε ανάλυση pushover είναι ιδιαίτερη και οι παράμετροι της ανάλυσης διαφορετικοί. Η λογική στην επιλογή των παραμέτρων είναι να ξεκινήσετε με λίγα βήματα για να γίνονται γρήγορα οι αναλύσεις και να έχετε μια πρώτη εικόνα. Εκτιμάτε τα αποτελέσματα και επαναλαμβάνετε την διαδικασία με άλλες παραμέτρους με σκοπό η τελική ανάλυση με τα

πολλά βήματα και επαναληπτικές διαδικασίες, η οποία είναι η πλέον χρονοβόρα αλλά ταυτόχρονα και πιο ακριβής, να είναι στη σωστή κατεύθυνση.

4.4 Καμπύλη ικανότητας κτιρίου

Μετά την ανάλυση προέκυψε η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου στις δυο διευθύνσεις όπως φαίνεται παρακάτω.

Στην διεύθυνση X



Σχήμα 4.8 Καμπύλη ικανότητας κατά X

Και στην διεύθυνση Y

Pushover Curve - Base Shear vs Monitored Displacement

Summary Description

This is the base shear vs monitored displacement data for a pushover analysis.

Input Data

Name Pushover2

Load Case PUSHY

Plot Type

V vs Displ

Plot



Σχήμα 4.9 Καμπύλη ικανότητας κατά Y

Παρατηρούμε ότι η ευαίσθητη διεύθυνση είναι η Y, όπου το κτίριο καταρρέει για μικρότερη τέμνουσα βάση. Επίσης το κτίριο, και στις δυο διευθύνσεις, δεν εισέρχεται σε πλαστική ζώνη, αλλά συμπεριφέρεται σχεδόν ελαστικά έως ότου έρθει η κατάρρευση, δεν αναπτύσσει δηλαδή πλαστιμότητα. Αυτό συμβαίνει γιατί, εάν δούμε την κατάσταση του κτιρίου την στιγμή της αστοχίας έχουν σχηματιστεί στην στάθμη του πρώτου ορόφου πλαστικές αρθρώσεις σε επτά υποστυλώματα και το κτίριο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Αυτές οι πλαστικές αρθρώσεις μάλιστα σχηματίζονται λόγω διάτμησης με αποτέλεσμα τα στοιχεία να χάνουν την φέρουσα ικανότητα τους χωρίς να έχουν την δυνατότητα να αναπτύξουν κάποια πλαστική μετακίνηση. Υπάρχουν επίσης και μερικά μεμονωμένα δοκάρια που έχουν περάσει την ανεκτή στάθμη επιτελεσματικότητας ωστόσο δεν συμμετέχουν σε κάποιο μηχανισμό κατάρρευσης. Παρακάτω εξάγουμε τα αποτελέσματα από

το πρόγραμμα με την παραδοχή ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος σύμφωνα με τον FEMA 440 και βρίσκουμε το σημείο επιτελεστικότητας(performance point ($V(kN), d_{top}(mm)$)) της κατασκευής. Αυτό προκύπτει να είναι το (9.654,6 ,63,8) για τη διεύθυνση Y και (26.688 ,19,2) για τη διεύθυνση X.

Pushover Curve - FEMA 440 Equivalent Linearization

Summary Description

This is the data for a FEMA 440 equivalent linearization pushover analysis.

General Input Data

Name	Pushover2	Plot Type	FEMA 440 EL
Load Case	PUSHY		

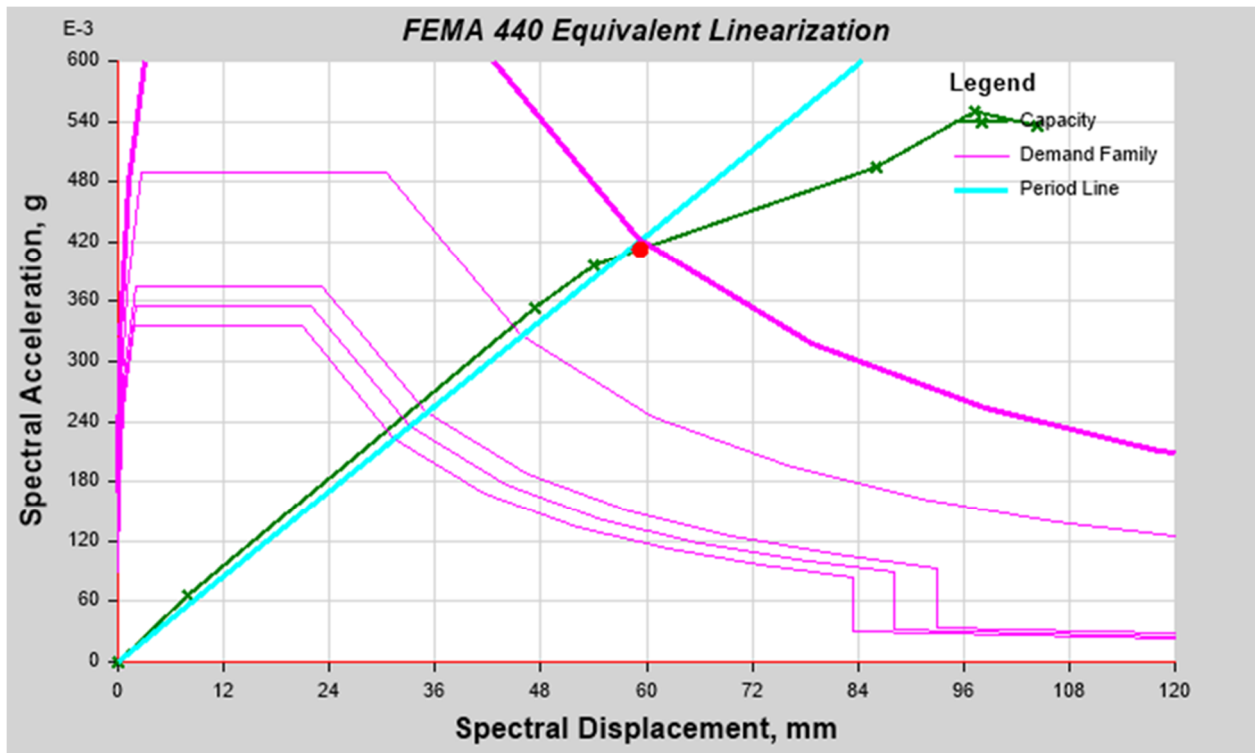
Demand Spectrum Input Data

Source	Defined Function	Function Name	ec8-b
		Scalefactor	10000 mm/sec ²

Effective Period and Effective Damping Parameters

Inherent Damping	0,05	Period Parameters	Default Value
Damping Params	Default Value		
A	4,2	G	0,11
B	-0,83	H	-0,018
C	10	I	0,09
D	1,6	J	0,14
E	22	K	0,77
F	0,4	L	0,05

Pushover Plot

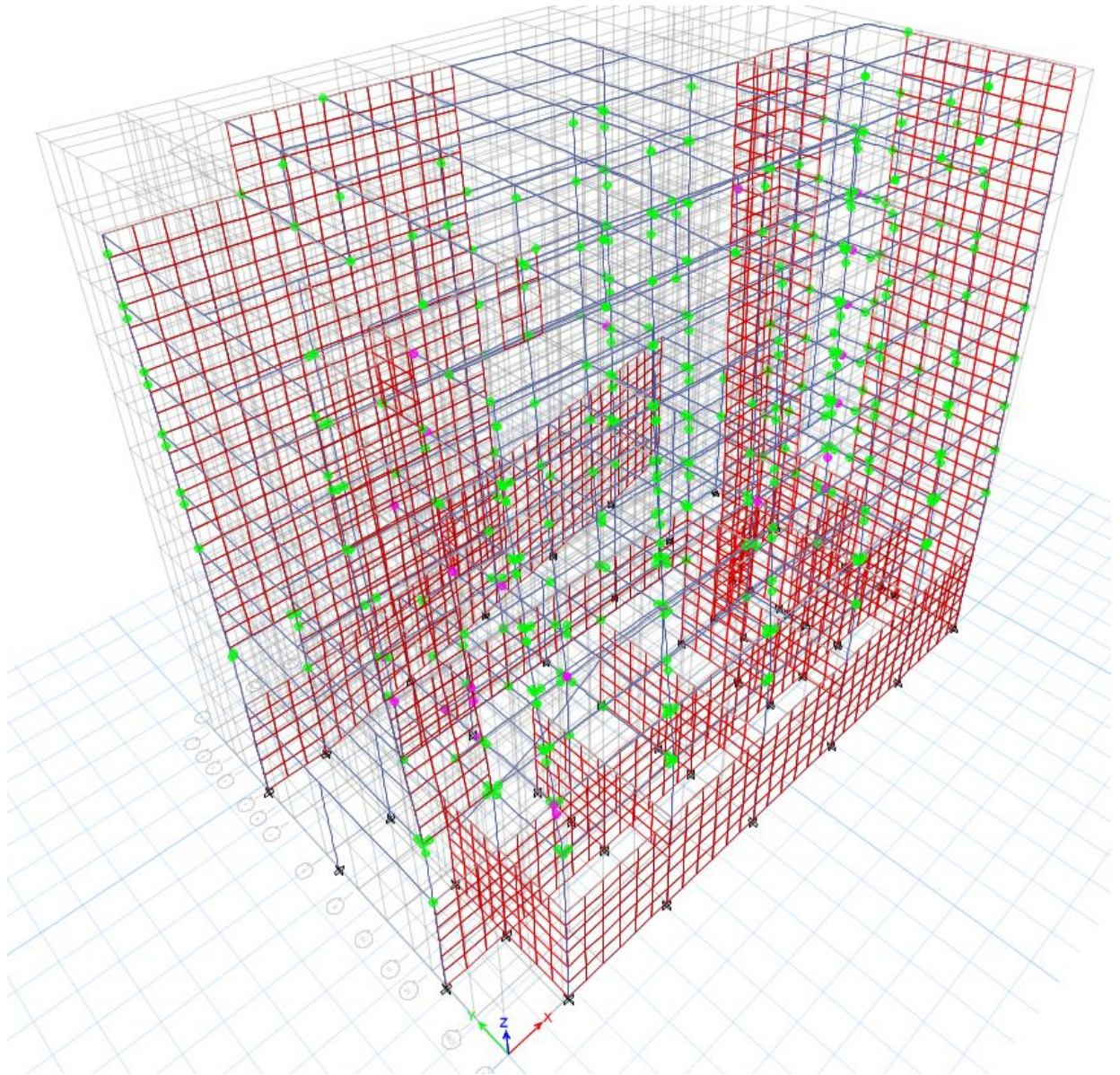


Plot Items

Demand Spectra Ductility Ratios 1; 1,5; 2; 2,5
 Constant Period Lines 0,15; 0,5; 1; 2

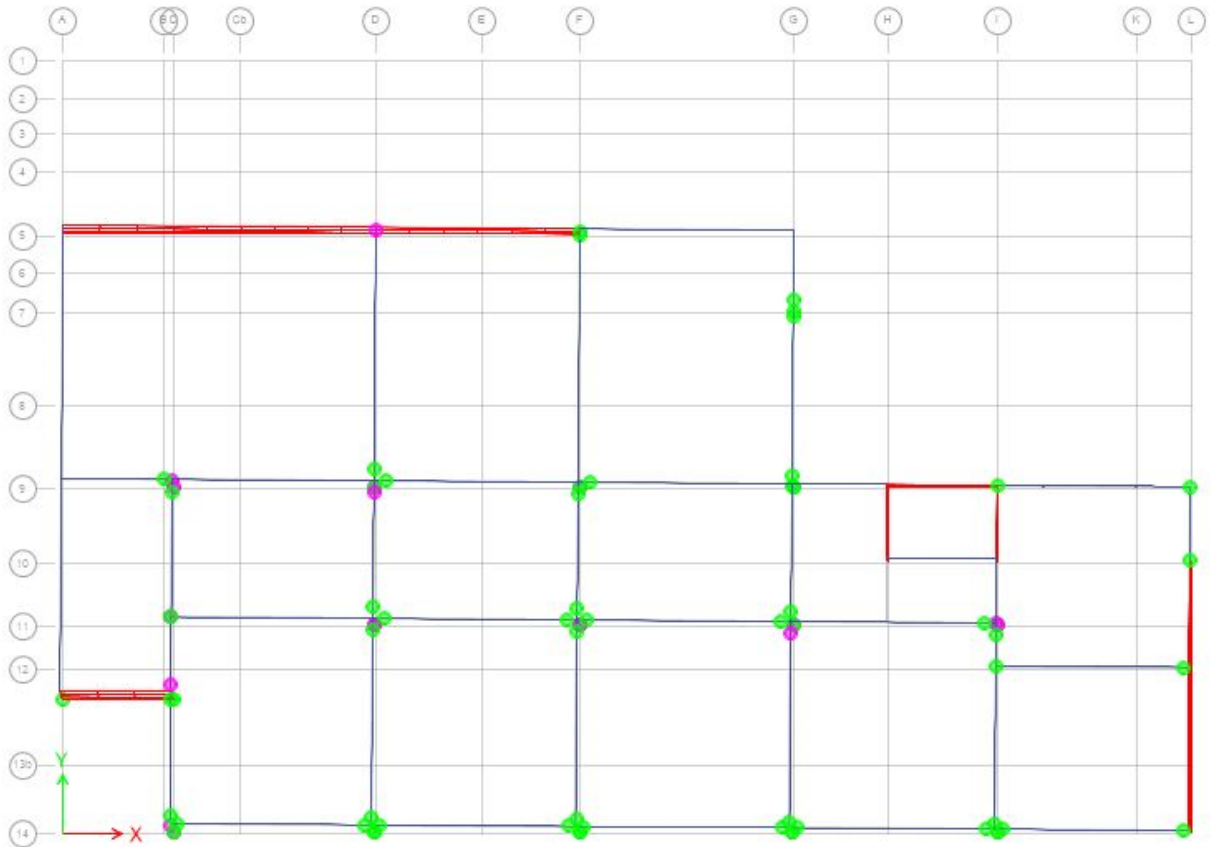
Performance Point

Point Found	Yes	T secant	0,757 sec
Shear	9654,5989 kN	T effective	1,198 sec
Displacement	63790,2 mm	Ductility Ratio	3,717144
Sa	0,41182	Effective Damping	0,1896
Sd	59,2 mm	Modification Factor	2,536942



Σχήμα 4.10 Πλαστικές αρθρώσεις κατασκευής την στιγμή της κατάρρευσης

Στο σχήμα φαίνεται η κατάσταση του κτιρίου την στιγμή της κατάρρευσης. Με πράσινο χρώμα είναι οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί , ενώ με το ροζ είναι οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν ξεπεράσει την πλαστική περιοχή και έχουν μια μικρή απομένουσα αντοχή.



Σχήμα 4.11 Πλαστικές αρθρώσεις 1^{ου} ορόφου την στιγμή της κατάρρευσης

Στο σχήμα φαίνεται χαρακτηριστικά ο μηχανισμός που σχηματίζεται στον 1^ο όροφο, όπου τα υποστυλώματα αστοχούν διατμητικά με αποτέλεσμα το κτίριο να μην είναι σε θέση να φέρει πλέον τα κατακόρυφα φορτία του και να σταματάει η ανάλυση.

4.5 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Ορίζουμε πάνω στις καμπύλες ικανότητας της κατασκευής τις στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Η στάθμη «οιονεί κατάρρευση» ορίζεται στο σημείο όπου στην κατασκευή εμφανίζεται το πρώτο μέλος που φτάνει την αντίστοιχη στάθμη, η στάθμη «προστασία ζωής» στο σημείο όπου ένα μέλος φτάνει στο $0,75d_u$ και η στάθμη «άμεση χρήση» στο σημείο όπου κάποιο μέλος της κατασκευής φτάνει στην στάθμη αυτή.

Οι πλαστικές αρθρώσεις στην ανάλυση κατά Υ σχηματίζονται ως εξής:

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ mm	Base Force kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	1,7	0	1160	29	0	0	0	1160	28	1	0	1189
1	9,6	1419,8192	1158	31	0	0	0	1160	28	1	0	1189
2	49,8	7963,8323	1097	92	0	0	0	1098	77	6	8	1189
3	57,1	9011,1304	1083	105	0	1	0	1084	89	7	9	1189
4	57,1	7962,1046	1083	105	0	1	0	1083	90	7	9	1189
5	98,3	12956,1292	1006	182	0	1	0	1009	150	16	14	1189
6	110,7	14356,0205	972	215	0	2	0	975	175	23	16	1189
7	110,7	13621,5192	961	226	0	2	0	960	189	23	17	1189
8	121,2	14722,9895	943	243	0	3	0	943	197	28	21	1189
9	121,2	13308,3204	926	259	0	3	1	928	205	33	23	1189
10	122,6	13440,5841	926	258	0	4	1	927	206	33	23	1189
11	73,1	4201,8213	907	271	0	5	6	907	215	37	30	1189

Σχήμα 4.12 Πίνακας σταδιακού σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων κατά Υ

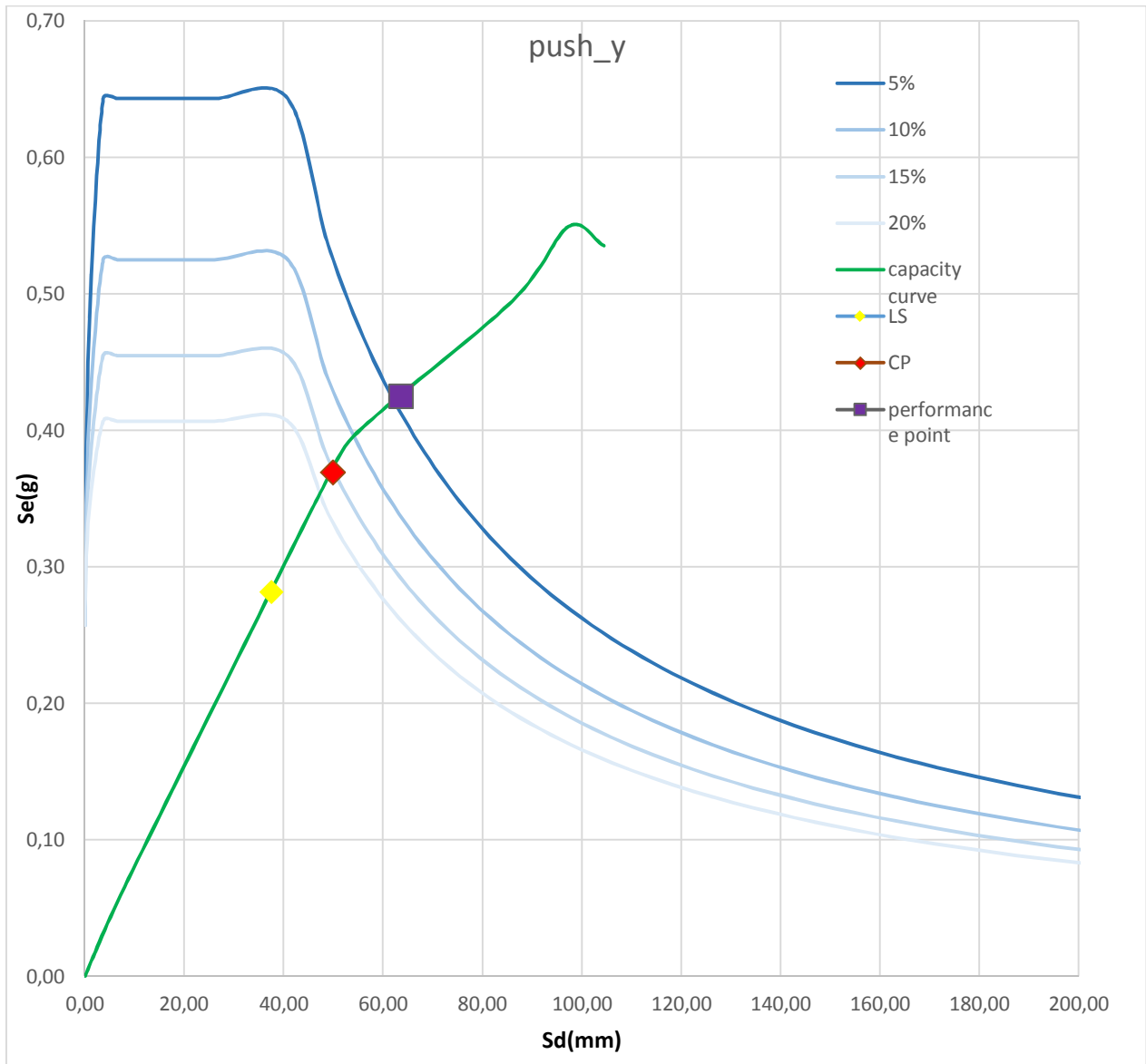
Και οι στάθμες επιτελεστικότητας προκύπτουν ως εξής:

O.K. = 49,8mm

Π.Z. = 37,4mm

A.X. = 00.0mm

Εάν μετατρέψουμε το διάγραμμα base shear-monitored displacement σε διάγραμμα adrs και τοποθετήσουμε πάνω τα σημεία επιτελεστικότητας που έχουν υπολογιστεί προκύπτει το Σχήμα 4.13 . Παρατηρούμε ότι οι στάθμες Π.Z. και O.K. είναι πριν το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής, άρα η κατασκευή μας χρειάζεται ενίσχυση.



Σχήμα 4.13 Καμπύλη ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κατά Y(adrs)

Οι πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται κατά την ανάλυση κατά X:

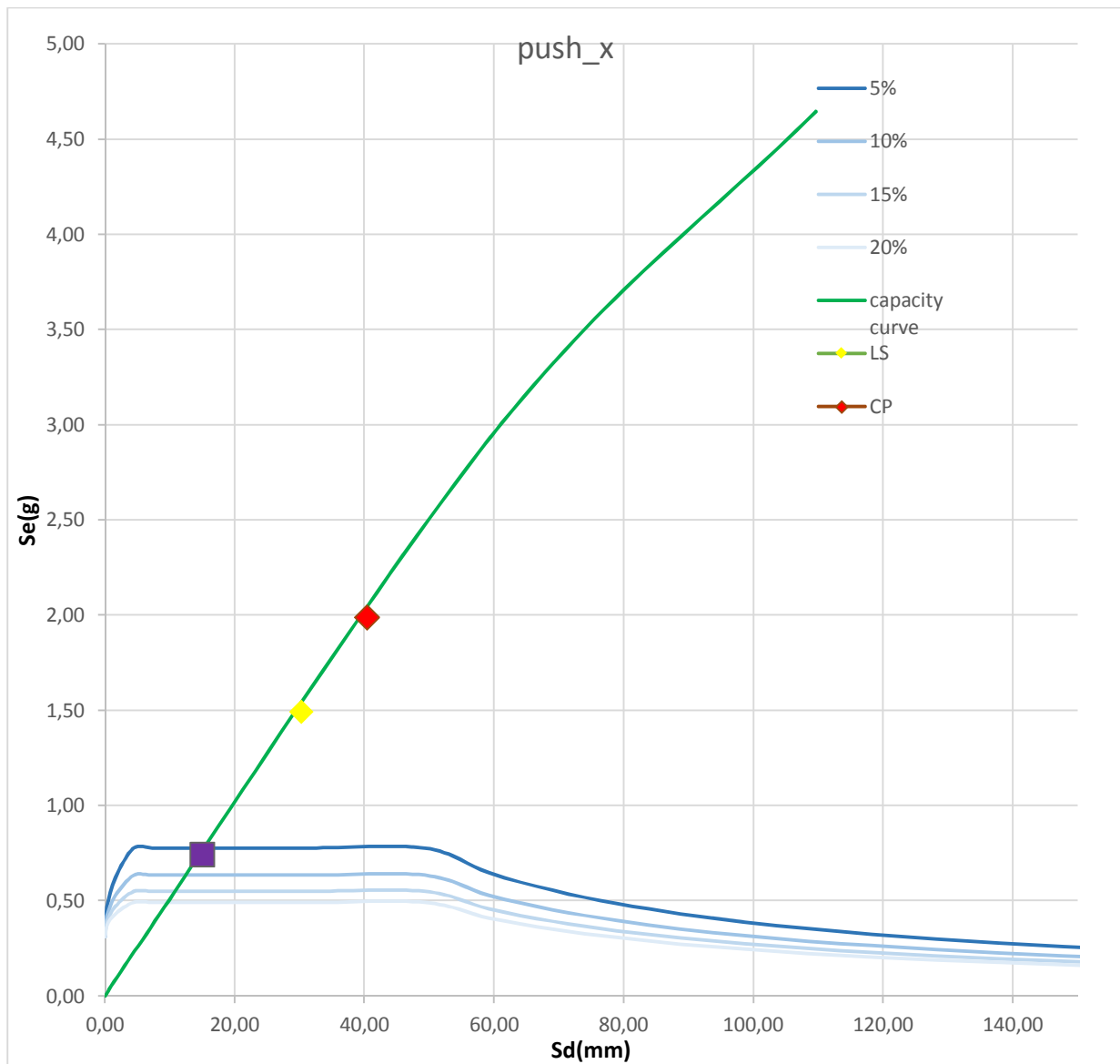
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	-1,5	0	1160	29	0	0	0	1160	28	1	0	1189
1	-0,5	481,4629	1160	29	0	0	0	1160	28	1	0	1189
2	19,7	9915,4346	1118	71	0	0	0	1120	67	2	0	1189
3	40,4	17963,0279	1014	175	0	0	0	1018	161	9	1	1189
4	60,5	24018,5408	917	272	0	0	0	919	224	39	7	1189
5	66,9	25697,9982	899	289	0	1	0	904	226	50	9	1189
6	66,9	21378,7506	886	302	0	1	0	886	238	56	9	1189
7	85,8	25880,2767	850	338	0	1	0	850	245	85	9	1189
8	85,8	25851,5846	850	338	0	1	0	850	245	85	9	1189
9	106,2	30288,6954	801	387	0	1	0	801	251	121	16	1189
10	114,7	32085,3851	785	402	0	2	0	784	259	129	17	1189
11	114,7	29120,8563	767	417	0	2	3	764	270	135	20	1189
12	124,4	30993,9202	759	424	0	3	3	758	266	143	22	1189
13	124,4	27689,2042	721	458	0	3	7	720	285	154	30	1189
14	128,9	28492,4248	717	461	0	4	7	718	281	159	31	1189
15	70,1	14433,4797	707	470	0	4	8	703	293	159	34	1189

Σχήμα 4.14 Πίνακας σταδιακού σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων κατά X

Στην διεύθυνση X οι στάθμες επιτελεστικότητας προκύπτουν ως εξής:

O.K. = 40,4mm
 Π.Z. = 30,3mm
 A.X. = 00.0mm

Στην διεύθυνση αυτή το κτίριο είναι αρκετά πιο δύσκαμπτο και τα σημεία επιτελεστικότητας Π.Z. και O.K. εμφανίζονται μετά το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.15. Άρα το κτίριο δεν έχει πρόβλημα στην ισχυρή του διεύθυνση.



Σχήμα 4.15 Καμπύλη ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κατά X(adrs)

Σαν συμπέρασμα από την αποτίμηση του κτιρίου προκύπτει ότι στη παρούσα κατάσταση δεν μπορεί να φέρει τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Y, επομένως χρειάζεται ενίσχυση.

4.6 1^η ενίσχυση

Ο μηχανισμός που εμφανίζεται στο κτίριο κατά την αστοχία είναι στον πρώτο όροφο όπου εμφανίζονται διατμητικές αστοχίες στα υποστυλώματα με αποτέλεσμα να χάνουν την φέρουσα ικανότητα τους και να έχουμε κατάρρευση της κατασκευής. Θα ενισχύσουμε αυτά τα υποστυλώματα που έχουν περάσει την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας και κατόπιν θα επανεξετάσουμε το κτίριο.

Η καμπύλη ικανότητας των στοιχείων αυτών είναι ποιοτικά ίδια με το Σχήμα 4.16. Τα υποστυλώματα μόλις αναπτύξουν μια μικρή μετακίνηση αστοχούν λόγω διάτμησης και καταλύεται η φέρουσα ικανότητα τους. Πρέπει σε πρώτο στάδιο να τα ενισχύσουμε έτσι ώστε

να μπορέσουν να αναπτύξουν μετακίνηση χωρίς να χάνουν την αντοχή τους. Μια λύση για την αντιμετώπιση αυτού του προβλήματος είναι η ενίσχυση έναντι τέμνουσας μόνο (η αντοχή σε κάμψη παραμένει η ίδια) μέσω υφασμάτων από ανθρακονήματα. Η λύση αυτή είναι σχετικά εύκολη σε εφαρμογή και δεν επηρεάζει τα χαρακτηριστικά της διατομής παρά μόνο την ικανότητα της να αναλάβει τέμνουσα και κατ' επέκταση να αναπτύξει μετακινήσεις αφού πλέον κρίσιμη αστοχία είναι η καμπτική.

Hinge Response - C25H8 (C25-A-M2)

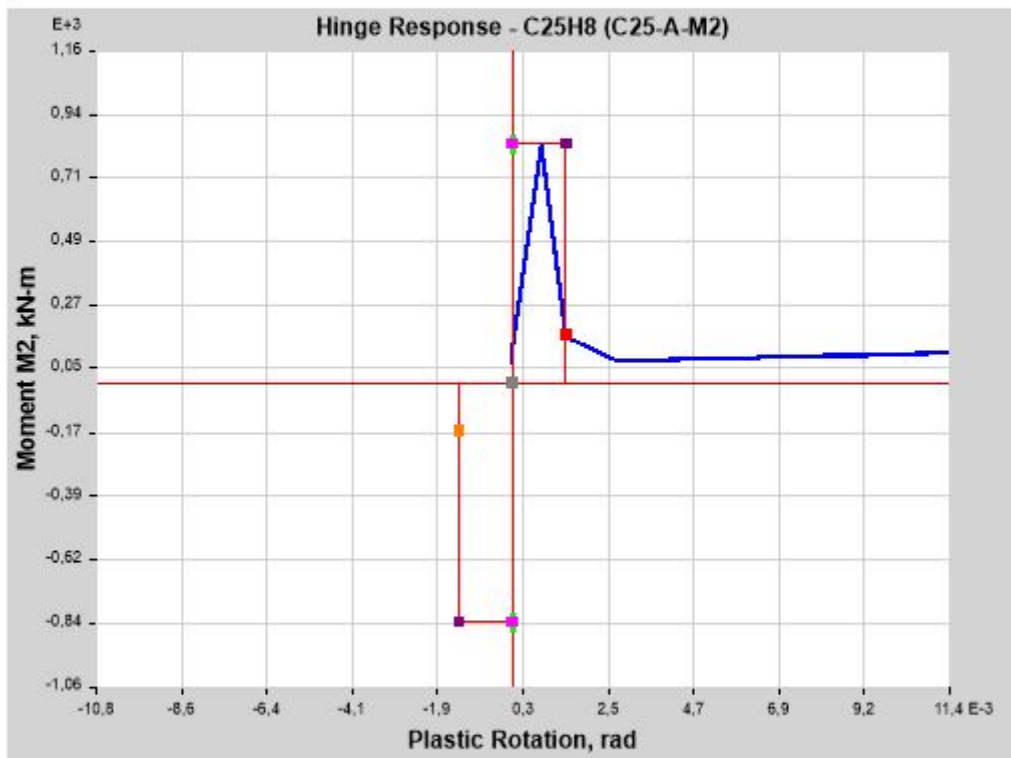
Summary Description

This is hinge response output for a specific hinge and a selected load case.

General Input Data

Load Case	PUSHY	Hinge	C25H8 (C25-A-M2)
Story	STORY1	Hinge DOF	M2
Column	C25	Hinge Rel. Dist.	0

Hinge Response Plot



Current Step Data

Step	36	Plastic Rotation Max	0,013369 rad
Moment M2	113,2552 kN-m	Plastic Rotation Min	0 rad
Plastic Rotation	0,013365 rad	Hinge State	D to --E
		Hinge Status	--CP

Σχήμα 4.16 Καμπύλη ικανότητας υποστυλώματος που αστοχεί σε διάτμηση

Hinge Response - C25H8 (NEW-C25-A-M2)

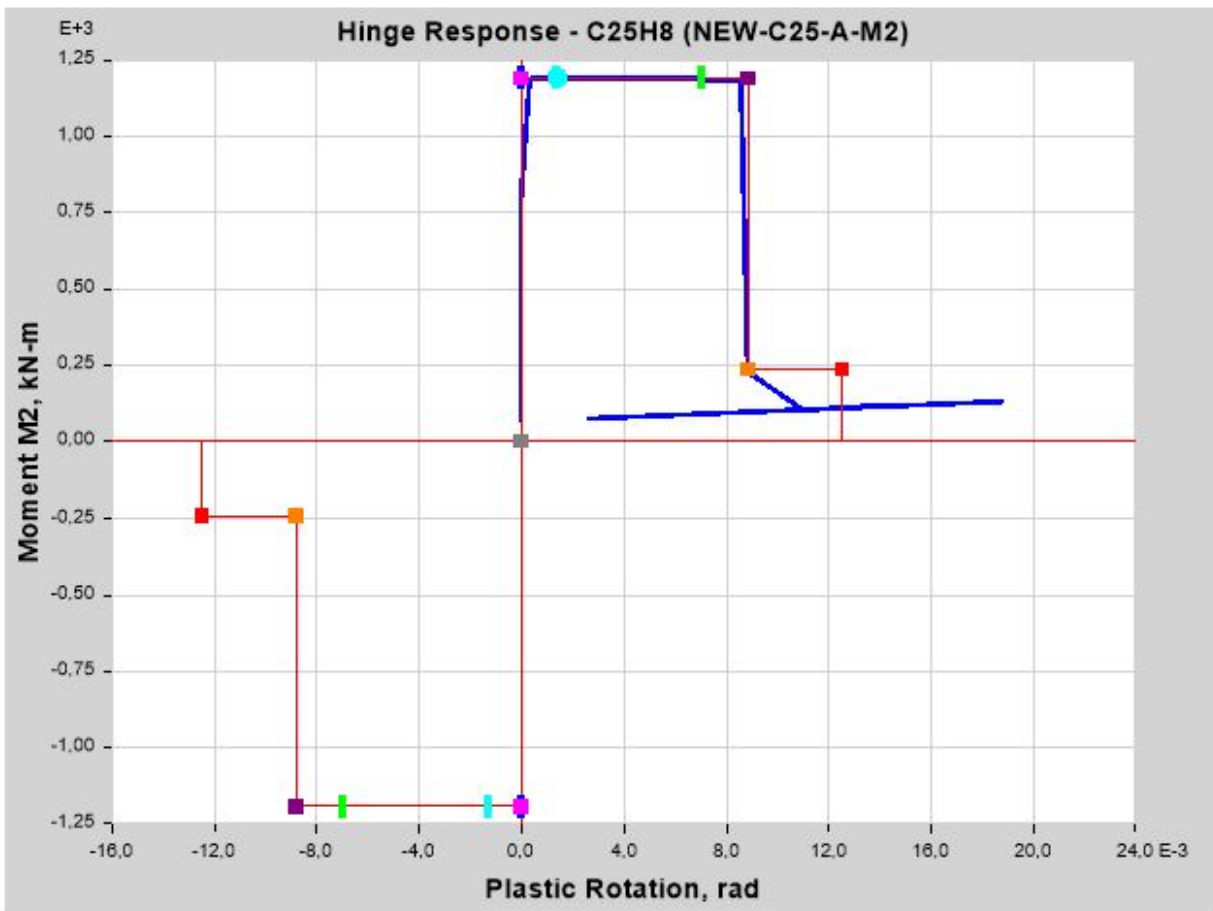
Summary Description

This is hinge response output for a specific hinge and a selected load case.

General Input Data

Load Case	PUSHY	Hinge	C25H8 (NEW-C25-A-M2)
Story	STORY1	Hinge DOF	M2
Column	C25	Hinge Rel. Dist.	0

Hinge Response Plot



Current Step Data

Step	4	Plastic Rotation Max	0,001417 rad
Moment M2	1191,3725 kN-m	Plastic Rotation Min	0 rad
Plastic Rotation	0,001417 rad	Hinge State	B to <=C
		Hinge Status	LS to <=CP

Σχήμα 4.17 Καμπύλη ικανότητας υποστυλώματος μετά την ενίσχυση

Τροποποιούμε τις πλαστικές αρθρώσεις με κριτήριο τα υποστυλώματα να φτάνουν την μέγιστη ροπή αντοχής τους και την ανάπτυξη μετακίνησης σε πλαστική ζώνη. Στην παρούσα διπλωματική δεν θα ασχοληθούμε με την διαστασιολόγηση των υφασμάτων ή άλλης ενισχύσεως. Πλέον η συμπεριφορά των υποστυλωμάτων είναι όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.17.

Τα υποστυλώματα που χρειάζονται ενίσχυση είναι τα: C19,C20,C21,C22,C25,C27 και C28 στην στάθμη οροφής 1^{ου} ορόφου σε όλο το ύψος του.

Η επιλογή αυτής της μεθόδου ενίσχυσης έχει το πλεονέκτημα ότι δεν επεμβαίνουμε στα χαρακτηριστικά δυσκαμψίας του κτιρίου (η κλίση της καμπύλης ικανότητας δεν θα αλλάξει) και αποφεύγουμε μια ενδεχόμενη αύξηση του σεισμικού φορτίου σχεδιασμού αφού εάν μεγαλώσει η δυσκαμψία του κτιρίου θα μικρύνει η ιδιοπερίοδος της κατασκευής και θα μετακινηθούμε πιο αριστερά στο φάσμα σχεδιασμού. Αυτό ισχύει για τα κτίρια με ιδιοπερίοδο μεγαλύτερη από την T_c όπως στην περίπτωση μας στην διεύθυνση Y.

5 Αποτίμηση συμπεριφοράς κτιρίου μετά την ενίσχυση

5.1 Καμπύλες ικανότητας κατασκευής μετά την 1^η ενίσχυση

Επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία του 4^{ου} κεφαλαίου για το κτίριο, με ενισχυμένα πλέον τα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου έναντι διάτμησης, και προκύπτουν οι νέες καμπύλες ικανότητας της κατασκευής.

Για την διεύθυνση Y:



Σχήμα 5.1 Καμπύλη ικανότητας κατά Y

Και για την διεύθυνση X:

Pushover Curve - Base Shear vs Monitored Displacement

Summary Description

This is the base shear vs monitored displacement data for a pushover analysis.

Input Data

Name Pushover3

Load Case PUSHX

Plot Type

V vs Displ

Plot



Σχήμα 5.2 Καμπύλη ικανότητας κατά X

Παρατηρούμε ότι δεν υπάρχει ουσιαστική διαφορά στην συμπεριφορά του κτιρίου (δεν μπαίνει σε πλαστική ζώνη η κατασκευή), ωστόσο έχει αυξηθεί η τέμνουσα βάσης που μπορεί να αναλάβει.

5.2 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής μετά την 1^η ενίσχυση

Οι πλαστικές αρθρώσεις στην διεύθυνση Y σχηματίζονται ως εξής:

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	1,5	0	1098	29	0	0	0	1098	28	1	0	1127
1	9,4	1464,1417	1096	31	0	0	0	1098	28	1	0	1127
2	53	8864,2289	1029	98	0	0	0	1031	83	7	6	1127
3	94,2	14580,7348	919	208	0	0	0	920	185	15	7	1127
4	120,8	17902,6294	855	271	0	1	0	856	220	34	17	1127
5	120,8	16804,7194	852	274	0	1	0	852	224	34	17	1127
6	132,5	18247,3758	839	286	0	2	0	839	226	42	20	1127
7	132,5	17687,868	830	295	0	2	0	831	232	44	20	1127
8	140,9	18634,1816	817	307	0	3	0	821	238	47	21	1127
9	140,9	16889,3984	804	319	0	3	1	804	247	52	24	1127
10	142,9	17096,3885	801	321	0	4	1	804	246	52	25	1127
11	142,9	14809,8092	788	332	0	4	3	788	257	55	27	1127
12	146,7	15154,3837	784	335	0	5	3	786	256	57	28	1127
13	146,7	13999,9529	775	342	0	5	5	774	259	65	29	1127
14	159,7	15058,8086	764	351	0	6	6	763	263	71	30	1127
15	159,7	13679,3447	747	364	0	6	10	746	268	76	37	1127
16	172,1	14630,3383	735	375	0	7	10	737	275	76	39	1127
17	172,1	14041,8802	727	380	0	7	13	726	280	79	42	1127
18	175,9	14347,8492	724	381	0	9	13	723	281	81	42	1127
19	175,9	15288,6709	716	388	0	9	14	716	286	81	44	1127
20	181	15706,4139	712	391	0	10	14	713	285	85	44	1127
21	181	16549,5335	706	396	0	11	14	704	287	88	48	1127
22	183,4	16751,308	706	395	0	12	14	704	285	90	48	1127
23	183,4	16753,5501	700	401	0	12	14	698	288	93	48	1127
24	203,6	18411,2739	690	410	0	13	14	689	287	103	48	1127
25	84,9	7584,8651	682	414	0	14	17	679	293	107	48	1127

Σχήμα 5.3 Σταδιακός σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων κατά Y

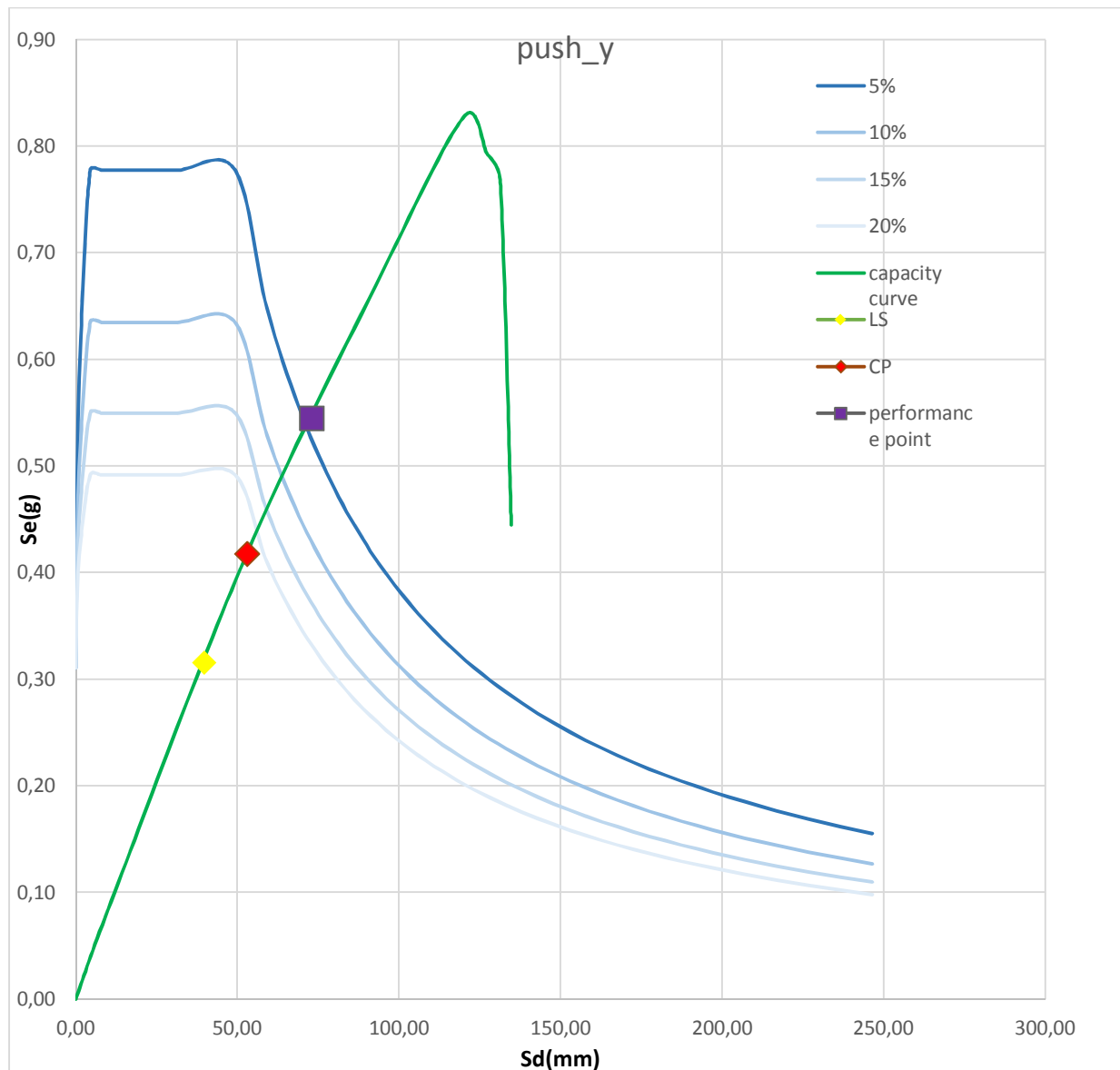
Στην διεύθυνση Y οι στάθμες επιτελεστικότητας προκύπτουν ως εξής:

O.K. = 53,4mm

Π.Ζ. = 39,8mm

A.X. = 00.0mm

Και σε μορφή adrs η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με τις στάθμες επιτελεστικότητας προκύπτει ως εξής:



Σχήμα 5.4 Καμπύλη ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κατά Y(adrs)

Προκύπτει ότι η κατασκευή δεν έχει αρκετή αντοχή για την στάθμη επιτελεστικότητας «ιονεί κατάρρευση», πόσο μάλλον για την στάθμη «προστασία ζωής», την οποία επιθυμούμε. Για τον λόγο αυτό θα ενισχύσουμε την κατασκευή και σε άλλα σημεία μέχρις ότου να επιτύχουμε την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας.

5.3 2^η ενίσχυση

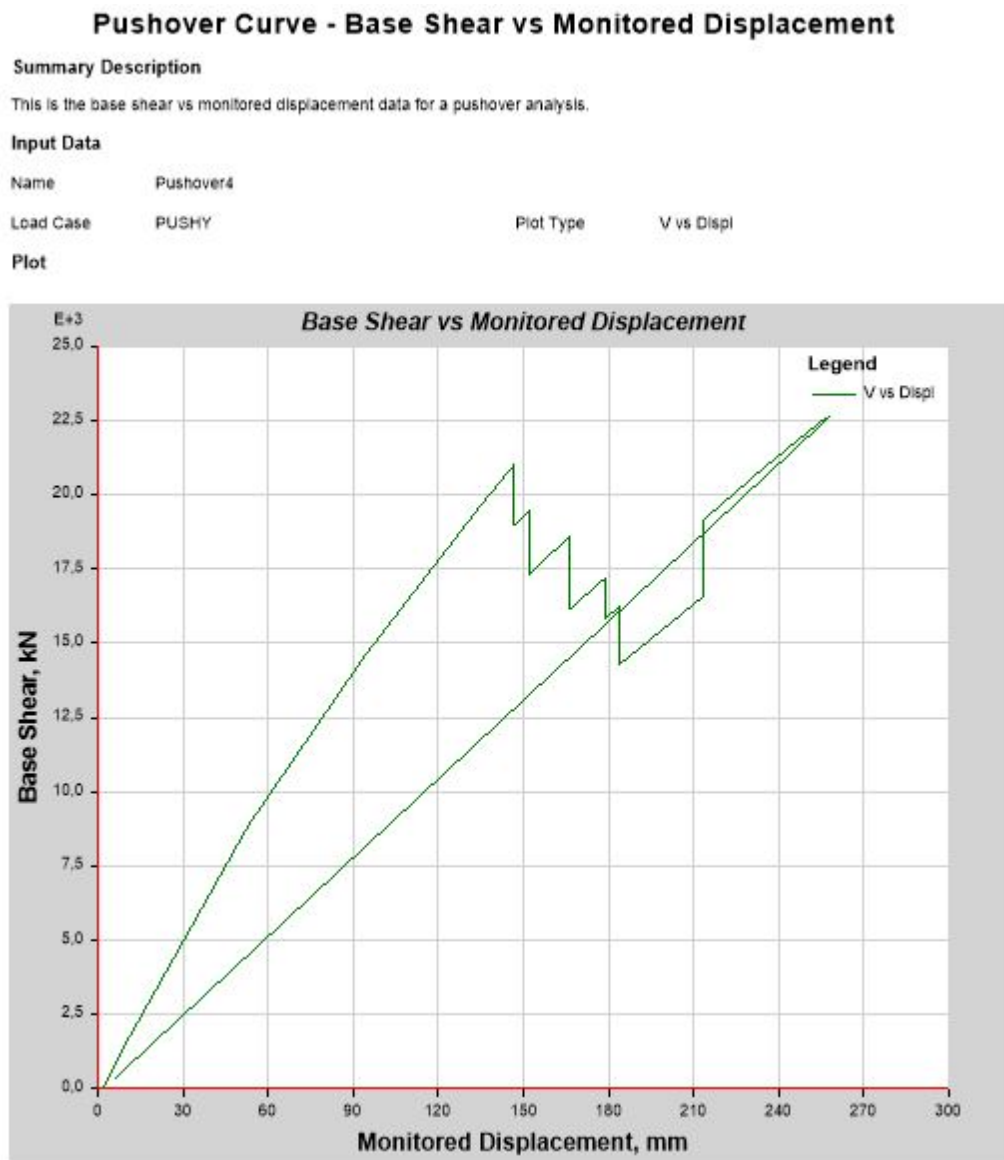
Πλέον δεν έχουμε διατμητική αστοχία στα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου και δεν αναπτύσσεται κάποιος εμφανής μηχανισμός αστοχίας. Υπάρχουν όμως κάποιες διατομές οι οποίες υπερβαίνουν τα ανεκτά από τον κανονισμό όρια παραμορφώσεων για την στάθμη επιτελεστικότητας την οποία επιθυμούμε. Προχωράμε λοιπόν, σε τοπικές ενισχύσεις αυτών

των διατομών, στο πνεύμα του κεφαλαίου 4.6, αφού οι μορφές αστοχίας είναι διατμητικές. Αναλυτικά οι διατομές που πρέπει να ενισχυθούν είναι οι εξής:

B95 στην στάθμη 2^{ου}, 3^{ου}, 4^{ου}, 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου σε όλο το μήκος τους και
B119 στην στάθμη του 7^{ου} ορόφου στην στήριξη επί του τοιχείου

5.4 Καμπύλη ικανότητας του κτιρίου μετά την 2^η ενίσχυση

Αφού ενισχύσουμε και τα παραπάνω στοιχεία έναντι τέμνουσας, επαναλαμβάνουμε την διαδικασία ανάλυσης του φορέα και προκύπτουν εκ νέου η καμπύλη ικανότητας κατά Y ως εξής:



Σχήμα 5.5 Καμπύλη ικανότητας κατά Y

Οι πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται πλέον στην κατασκευή φαίνονται παρακάτω:

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	1,5	0	1092	30	0	0	0	1093	28	1	0	1122
1	9,4	1452,9197	1090	32	0	0	0	1092	29	1	0	1122
2	53	8870,6353	1029	93	0	0	0	1031	84	7	0	1122
3	93,8	14575,3693	919	203	0	0	0	921	185	15	1	1122
4	135,2	19670,7135	818	304	0	0	0	823	238	46	15	1122
5	146,8	21019,8137	801	320	0	1	0	801	250	53	18	1122
6	146,8	18930,0565	783	337	0	2	0	784	262	55	21	1122
7	151,8	19491,5287	781	338	0	3	0	782	261	58	21	1122
8	151,8	17315,4115	768	350	0	3	1	768	268	64	22	1122
9	165,9	18621,7628	757	359	0	4	2	756	268	73	25	1122
10	165,9	16135,9755	742	373	0	4	3	741	273	80	28	1122
11	178,8	17208,5164	730	383	0	5	4	730	279	84	29	1122
12	178,8	15852,3761	708	399	0	5	10	709	293	84	36	1122
13	183,9	16231,9061	707	399	0	6	10	706	292	88	36	1122
14	183,9	14274,6054	691	414	0	6	11	689	300	95	38	1122
15	213,1	16579,0497	674	428	0	7	13	672	299	109	42	1122
16	213,1	18897,5463	662	437	0	9	14	661	309	107	45	1122
17	213,1	19158,0735	659	440	0	9	14	656	309	111	46	1122
18	235,5	20967,9499	656	442	0	10	14	652	297	126	47	1122
19	235,5	20968,2088	647	451	0	10	14	639	307	129	47	1122
20	256,7	22607,6933	639	458	0	11	14	630	304	141	47	1122
21	256,7	22528,234	624	469	0	11	18	622	308	142	50	1122
22	258,6	22672,4812	623	469	0	12	18	621	308	143	50	1122
23	6,2	404,9671	621	466	0	12	23	619	303	145	55	1122

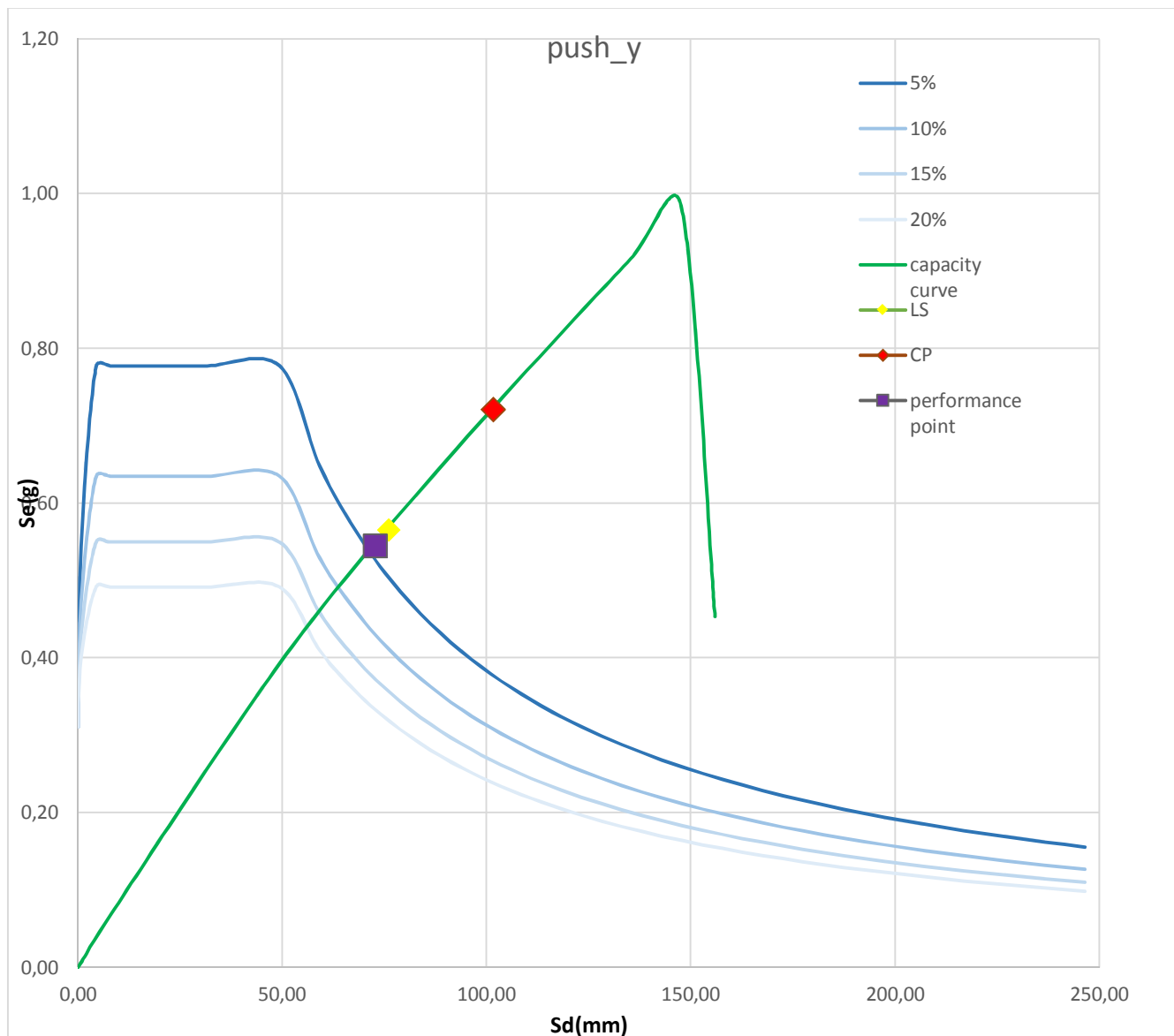
Σχήμα 5.6 Σταδιακός σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων κατά Υ

Και οι στάθμες επιτελεστικότητας προκύπτουν ως εξής:

O.K. = 101,4mm

Π.Ζ. = 76,1mm

A.X. = 00,0mm



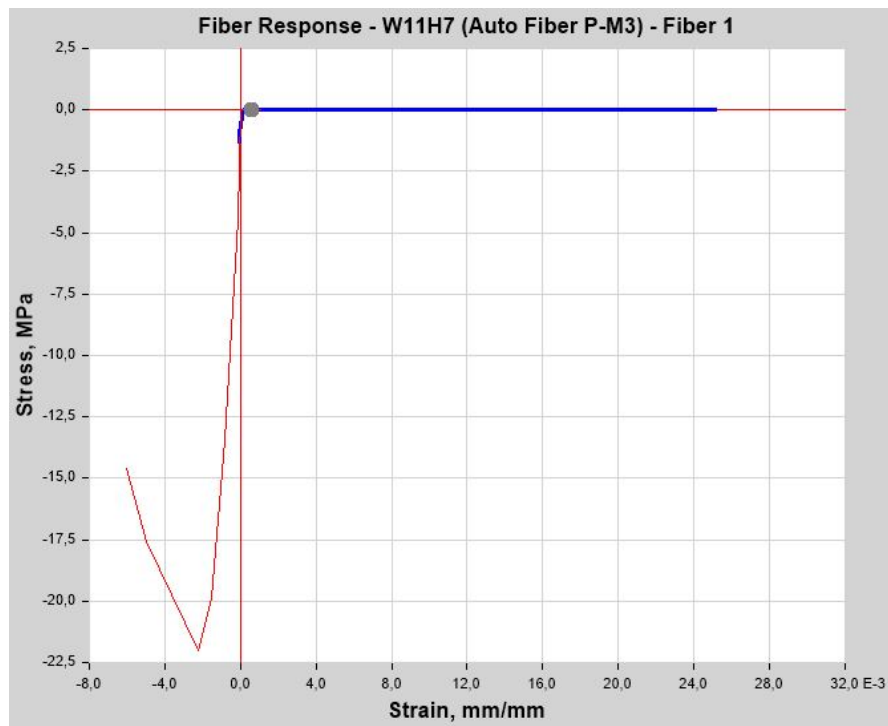
Σχήμα 5.7 Καμπύλη ικανότητας κατα Y (adrs)

Πλέον η στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» βρίσκεται μετά το performance point της κατασκευής, οπότε έχουμε πλέον επάρκεια έναντι της προβλεπόμενης σεισμικής δράσης.

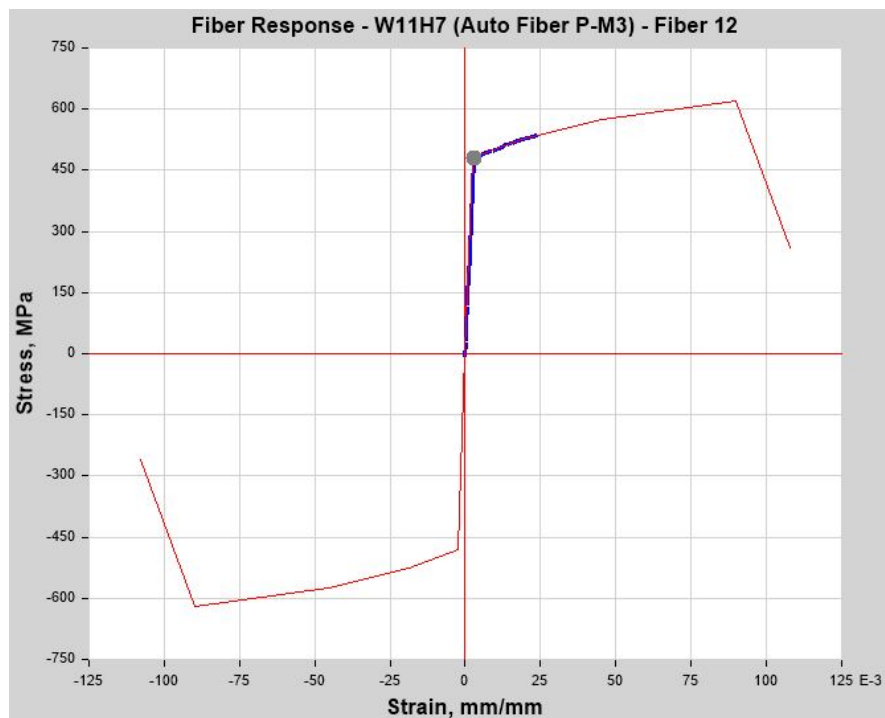
5.5 Έλεγχος τοιχείων έναντι κάμψης με την μέθοδο wall fiber hinge

Ελέγχουμε, τώρα την κατάσταση των τοιχείων την στιγμή που αναπτύσσεται η μετακίνηση που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού. Τα τοιχεία έχουν προσομοιωθεί με την μέθοδο wall fiber hinge (3.3.3.2). Θα ελέγξουμε σε πρώτη φάση τις ακραίες ίνες των τοιχείων και κατόπιν εάν χρειαστεί (έχουν ξεπεράσει τις επιτρεπόμενες παραμορφώσεις) θα συνεχίσουμε με τις άλλες συγκλίνοντας προς τον ουδέτερο άξονα της διατομής.

Στην μέγιστη ένταση του σεισμού η ακραία εφελκόμενη ίνα βρίσκεται στην φάση που φαίνεται στα σχήματα παρακάτω.



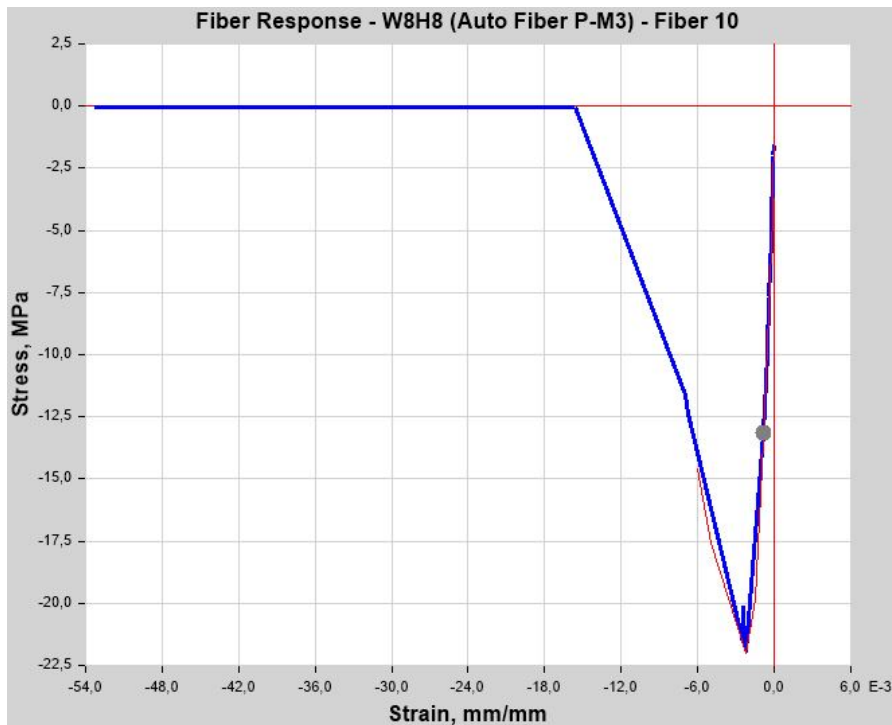
Σχήμα 5.8 Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων ακραίας εφελκόμενης ίνας σκυροδέματος



Σχήμα 5.9 Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων ακραίας εφελκόμενης ίνας χάλυβα

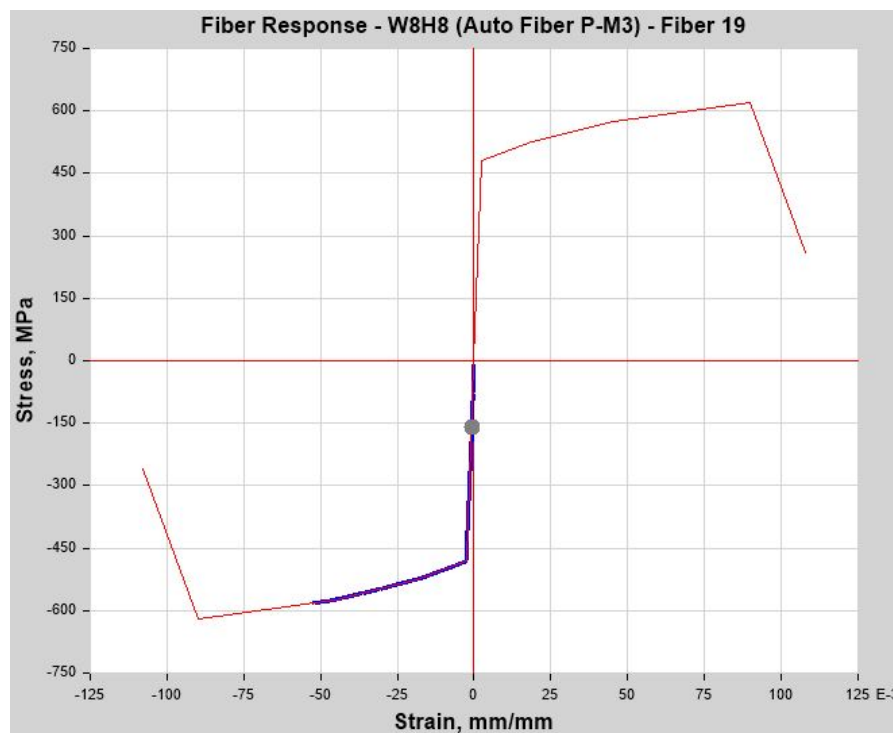
Παρατηρούμε στο Σχήμα 5.8 το σκυρόδεμα έχει στην αρχή θλιπτικές τάσεις, αφού έχουμε σαν αρχική συνθήκη μια κατακόρυφη φόρτιση, και σταδιακά κινείται προς την εφελκυστική ζώνη χωρίς όμως να αναπτύσσει εφελκυστικές τάσεις, καθώς έχουμε ορίσει το υλικό έτσι ώστε να μην μπορεί να πάρει εφελκυσμό λόγω ρηγματώσεων που έχουν εμφανιστεί στην κατασκευή. Στο Σχήμα 5.9 φαίνεται ο σπλισμός να διαρρέει και να μπαίνει στην πλαστική ζώνη χωρίς να χάνει την αντοχή του, όπως αναμενόταν.

Στην θλιβόμενη ζώνη πάλι το σκυρόδεμα έχει αναπτύξει θλιπτικές τάσεις όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.10. Με γρι χρώμα φαίνεται το σημείο που έχει φτάσει όταν η κατασκευή βρίσκεται στο performance point. Η κατάλυση της αντοχής που φαίνεται στο διάγραμμα εμφανίζεται σε μεταγενέστερα στάδια.



Σχήμα 5.10 Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος

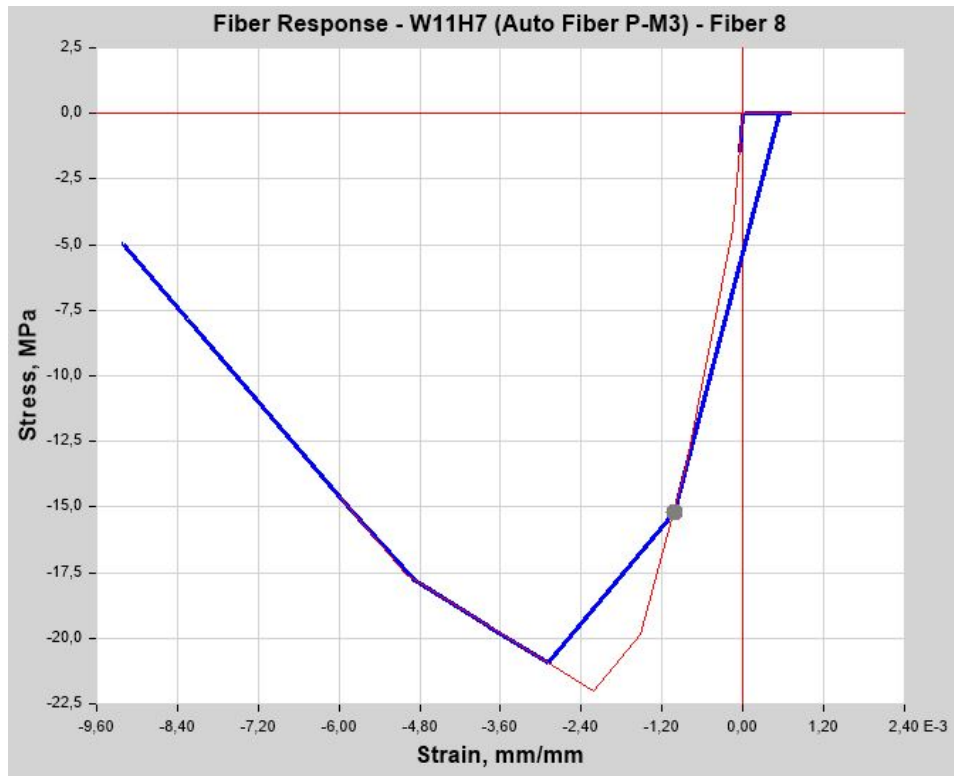
Ο χάλυβας αναπτύσσει και αυτός θλιβόμενες τάσεις (Σχήμα 5.11). κανένα από τα δύο υλικά δεν έχει αναπτύξει την μέγιστη αντοχή του στην θλιβόμενη ζώνη για το σεισμό σχεδιασμού, σε αντίθεση με την εφελκυστική ζώνη όπου το σκυρόδεμα έχει ρηγματωθεί και ο χάλυβας έχει μπει σε πλαστική ζώνη. Μπορούμε, επίσης να παρατηρήσουμε στα δύο αυτά σχήματα την κοινή παραμόρφωση που έχουν τα δύο υλικά σε κάθε βήμα της διαδικασίας.



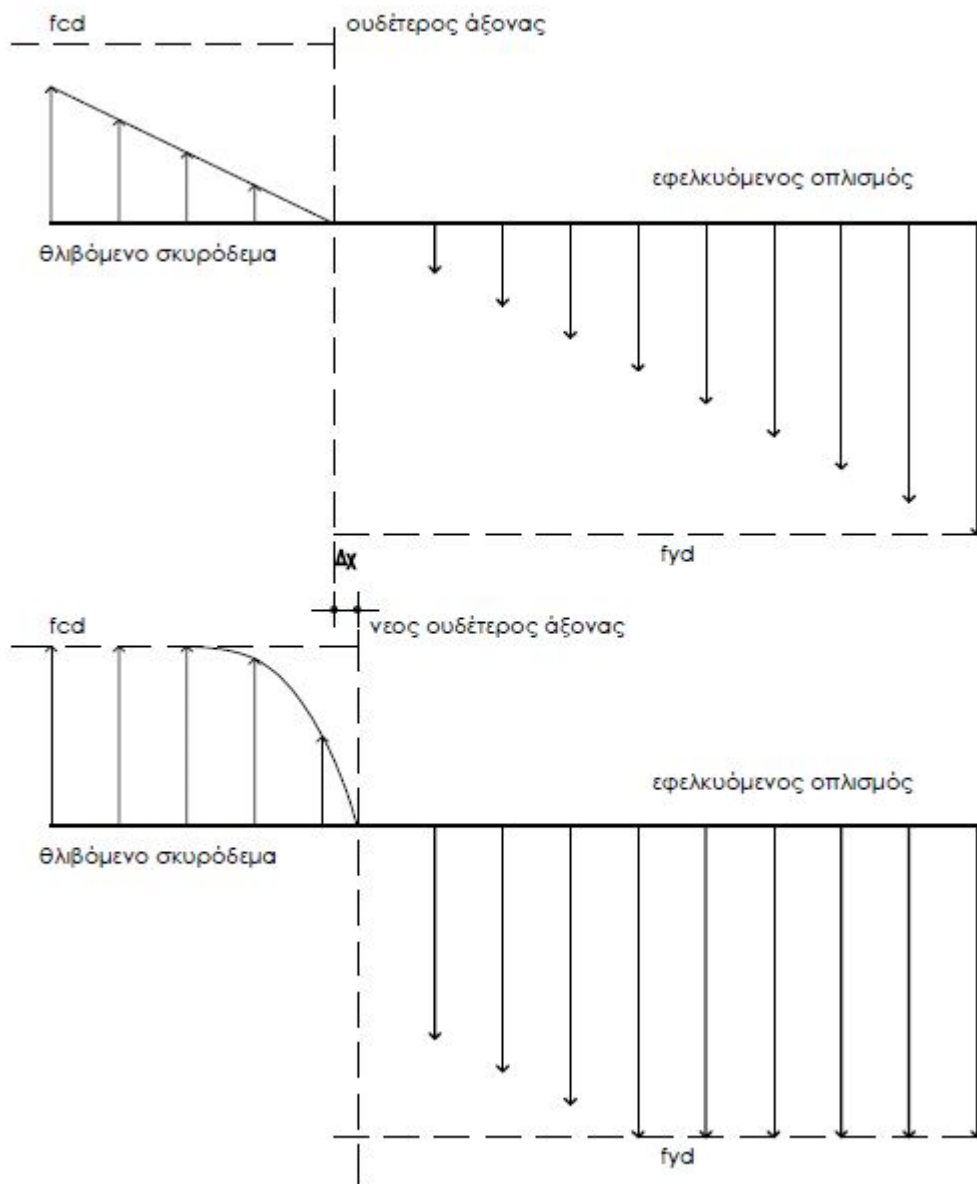
Σχήμα 5.11 Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων ακραίας θλιβόμενης ίνας χάλυβα

Γενικά το τοίχιο δεν εμφανίζει σημαντικές βλάβες για κάμψη εντός επιπέδου, όπως ήταν αναμενόμενο. Θα εμφανιστούν μόνο κάποιες ρωγμές λόγω κάμψης στις εφελκόμενες ζώνες του σκυροδέματος, οι οποίες δεν επηρεάζουν την συνολική αντοχή του τοιχείου.

Ενδιαφέρον έχει να δούμε πως συμπεριφέρεται το τοίχιο σε μεταγενέστερα στάδια και πως λειτουργεί το wall fiber hinge, η μέθοδος με την οποία το προσομοιώσαμε. Στο Σχήμα 5.12 βλέπουμε την συμπεριφορά μιας ίνας κοντά στον ουδέτερο άξονα της διατομής. Αρχικά, οι τάσεις που έχει είναι οι θλιπτικές από την αρχική κατακόρυφη φόρτιση. Καθώς εφαρμόζεται η οριζόντια φόρτιση η ίνα επειδή σε πρώτη φάση βρίσκεται στην εφελκόμενη πλευρά της διατομής αναπτύσσει εφελκυστικές τάσεις μέχρι να φτάσει σε ισορροπία με τις αρχικές θλιπτικές και να ρηγματωθεί. Καθώς η ένταση στη διατομή μεγαλώνει ο χάλυβας των εφελκόμενων ινών της διατομής διαρρέει και μπαίνει σε πλαστική ζώνη αντίστοιχα το θλιβόμενο σκυρόδεμα αναπτύσσει μεγαλύτερες τάσεις για να επιτευχθεί η ισορροπία. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την μετατόπιση του ουδέτερου άξονα της διατομής (Σχήμα 5.13). Πλέον η ίνα την οποία μελετάμε έχει περάσει στην θλιβόμενη ζώνη σκυροδέματος και συνεχίζει να αναπτύσσει θλιπτικές τάσεις μέχρι τη πλήρη πλαστικοποίηση της διατομής.



Σχήμα 5.12 Ένα σκυροδέματος κοντά στον ουδέτερο άξονα της διατομής

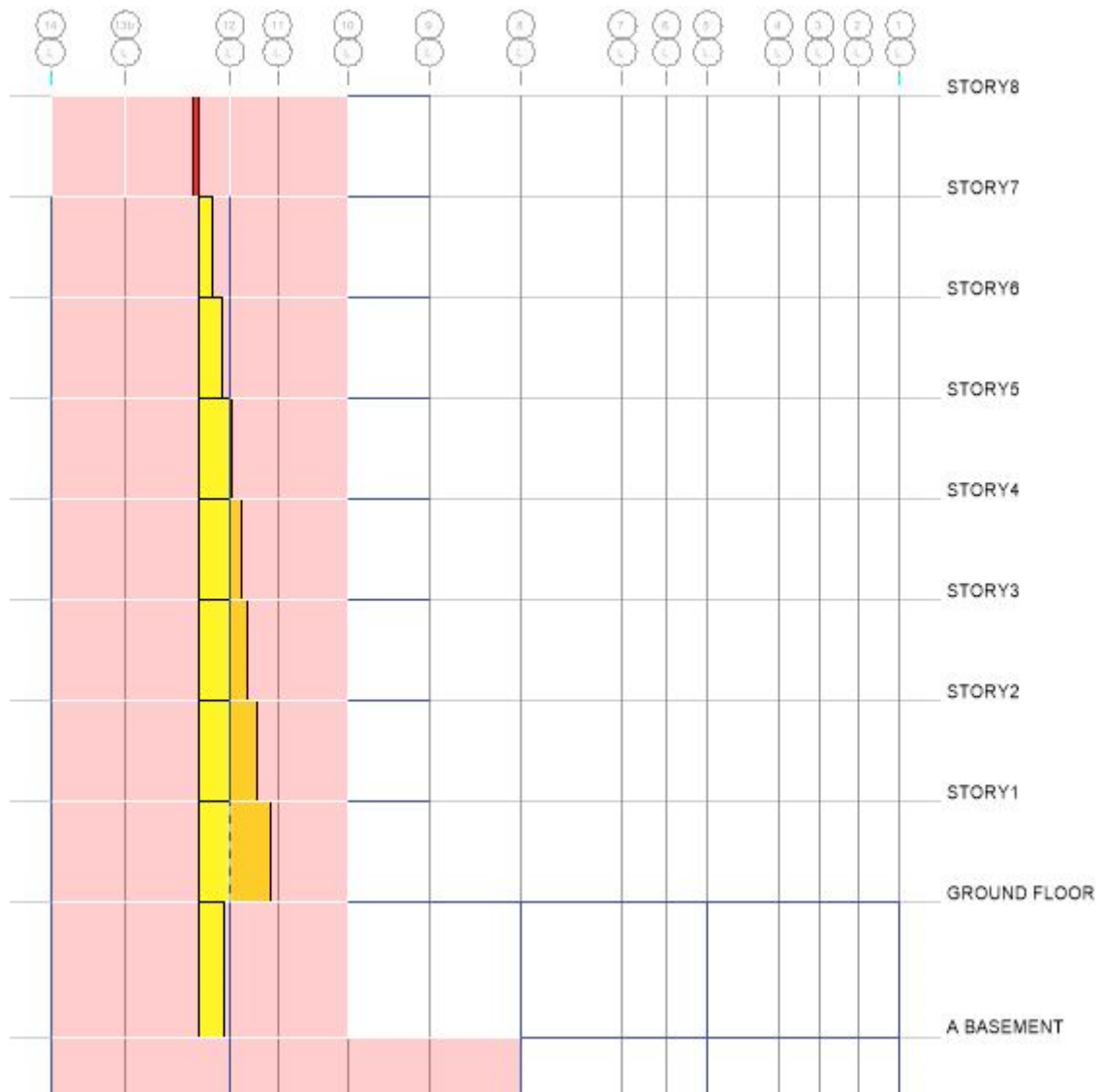


Σχήμα 5.13 Πάνω: διάγραμμα τάσεων σε ελαστική συμπεριφορά του τοιχείου Κάτω: διάγραμμα τάσεων σε πλαστική συμπεριφορά του τοιχείου

5.6 Έλεγχος τοιχείων έναντι τέμνουσας

Το μοντέλο προσομοίωσης για τα τοιχεία δεν έχει πρόβλεψη για αστοχία έναντι τέμνουσας δύναμης, αλλά θεωρεί ότι το τοιχείο μπορεί να αναπτύξει τέμνουσα χωρίς να αστοχεί. Για το

λόγο αυτό θα γίνει έλεγχος για την τέμνουσα δύναμη που έχει αναπτυχθεί τη στιγμή που η κατασκευή μας φτάνει στο performance point με την μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ..



Σχήμα 5.14 Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης στο τοιχείο

Από το διάγραμμα στο Σχήμα 5.14 βρίσκουμε $V_{max}=4235,7\text{kN}$ στον 1^ο όροφο για το τοιχείο T4 που είναι το κύριο στοιχείο δυσκαμψίας στον ασθενή άξονα και το δυσμενέστερο στην κατασκευή.

Η σχέση που δίνει την αντοχή σε τέμνουσα είναι:

$$V_R = \frac{h - x}{2L_s} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl})) [0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) (1 - 0,16 \min(5; a_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w]$$

όπου:

h : ύψος διατομής (ίσο με τη διάμετρο D στις κυκλικές διατομές),

x : ύψος της θλιβόμενης ζώνης.

N : αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)

α_s : λόγος διάτμησης.

A_c : εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος, ίση με $b_w d$ σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w και στατικό ύψος d , ή με $\pi D_c^2/4$ (όπου D_c = διάμετρος πυρήνα διατομής εντός των συνδετήρων) σε κυκλικές διατομές.

f_c : θλιπτική αντοχή σκυροδέματος (MPa).

ρ_{tot} : συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου).

V_w : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή, ίση με:

- Για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w :

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} ,$$

όπου:

ρ_w : το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού,

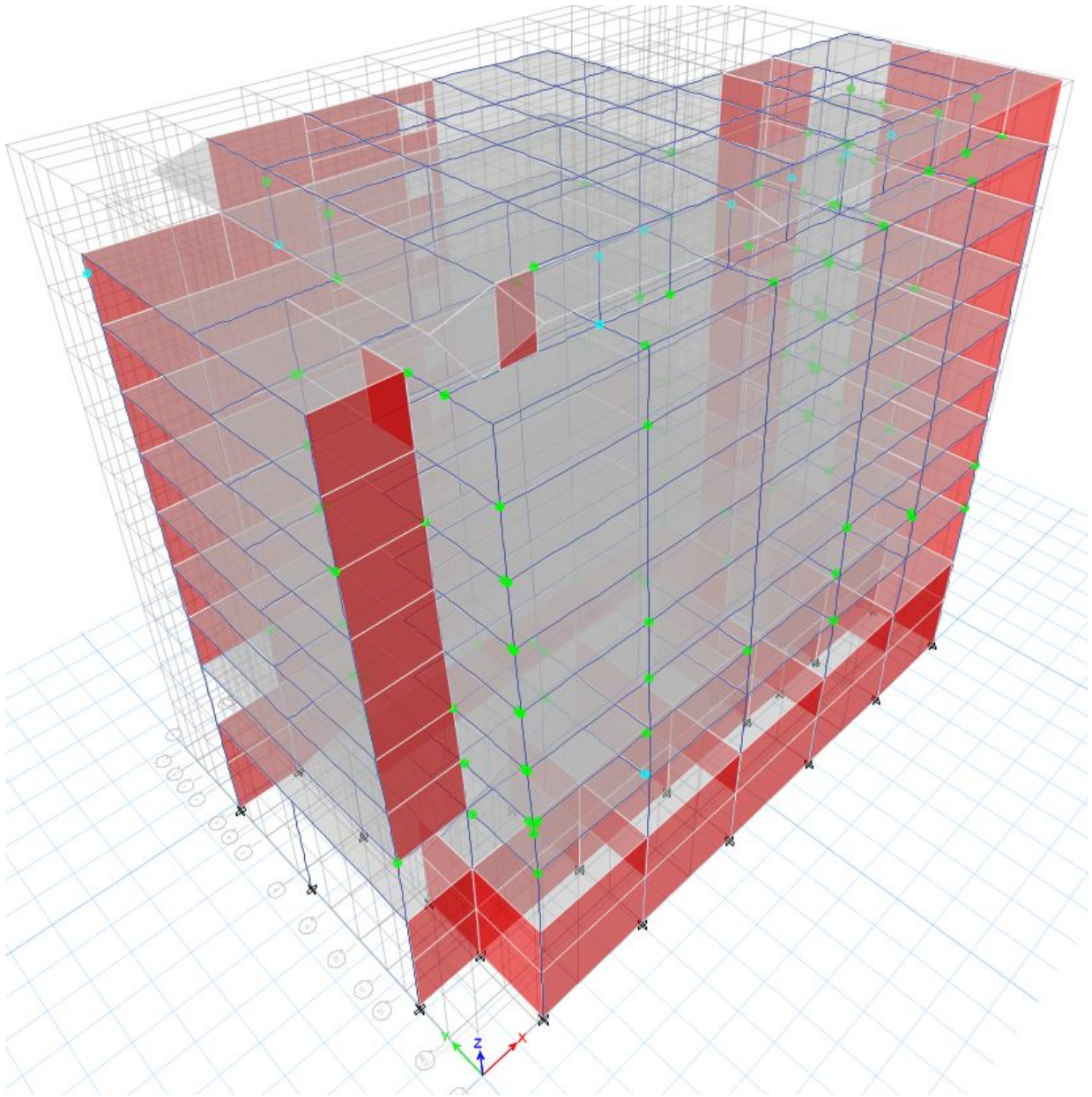
z : ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσος με $d-d'$ σε υποστρώματα, δοκούς και τοιχώματα διατομής T ή H, ή με $0.8h$ σε τοιχώματα ορθογωνικής διατομής) και

f_{yw} : η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού.

Για το συγκεκριμένο τοιχείο ($b \times h = 8,4 \times 0,25 \text{ m}$, $2\Phi 8/13$) προκύπτει με αριθμητική εφαρμογή της παραπάνω σχέσης $V_R = 5.001,2 \text{ kN} > V_{\max} = 4.235,7 \text{ kN}$, οπότε το τοιχείο επαρκεί έναντι τέμνουσας. Η ίδια διαδικασία επαναλαμβάνεται και στα υπόλοιπα τοιχεία της κατασκευής. Αποτέλεσμα αυτής της διαδικασίας είναι ότι όλα τα τοιχεία επαρκούν έναντι τέμνουσας δύναμης, οπότε δεν τίθεται θέμα ενίσχυσης τους.

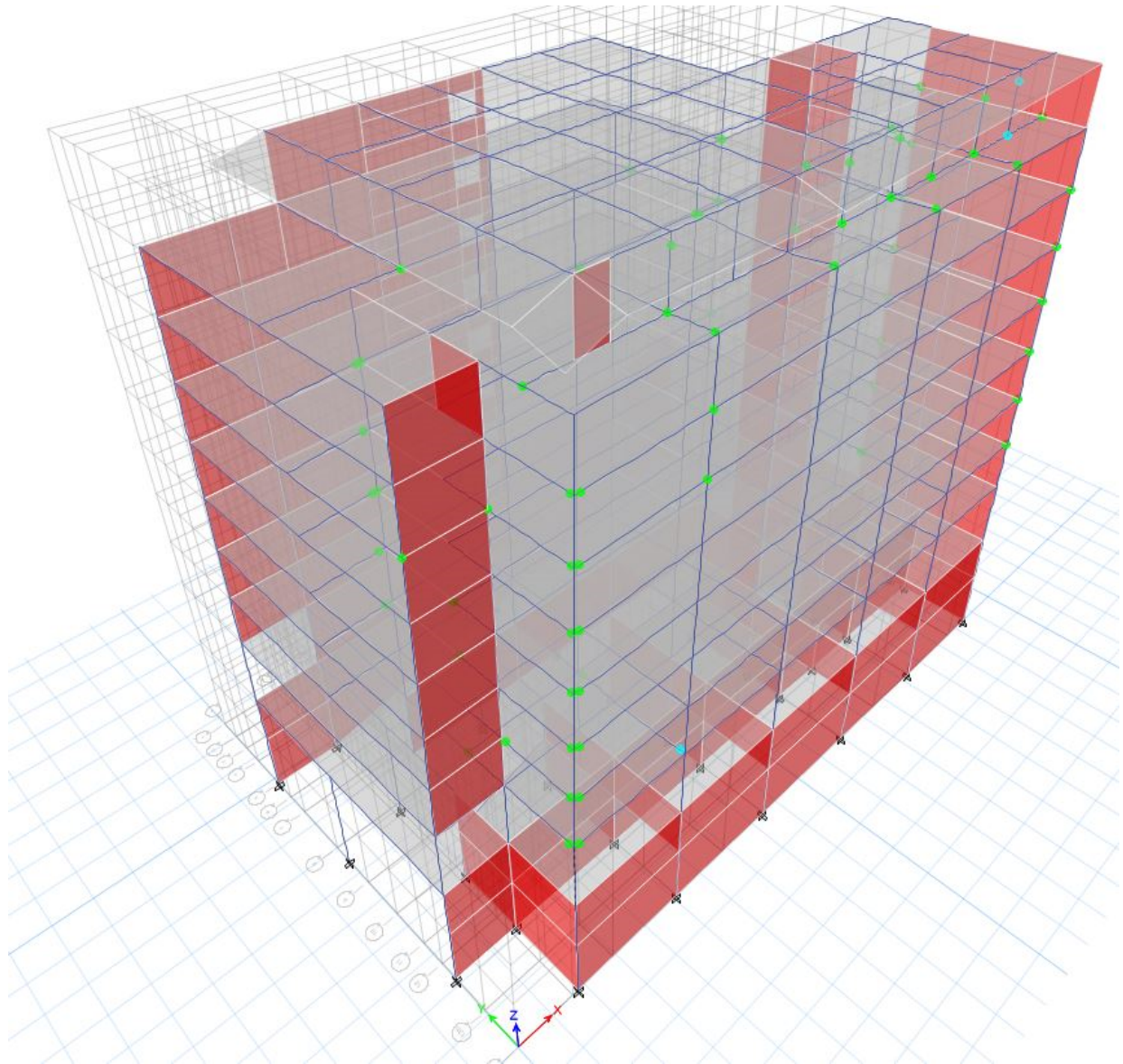
5.7 Αναμενόμενη συμπεριφορά του κτιρίου έναντι σεισμού

Για το σεισμό σχεδιασμού που αναμένουμε στην περιοχή του κτιρίου η συμπεριφορά του κτιρίου είναι αυτή που φαίνεται στο Σχήμα 5.15 για την ασθενή διεύθυνση της κατασκευής. Το κτίριο εμφανίζει αρκετές πλαστικές αρθρώσεις οι οποίες είναι ως επί το πλείστον σε πρώιμο στάδιο, δεν ξεπερνούν δηλαδή τη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής». Υπάρχουν και μερικές πλαστικές αρθρώσεις οι οποίες έχουν ξεπεράσει την στάθμη αυτή ωστόσο δεν έχουν φτάσει στο $0,75\theta_u$ της μέγιστης πλαστικής γωνίας που μπορούν να αναπτύξουν, άρα είναι ένα αποδεκτό επίπεδο βλάβης για την κατασκευή σαν σύνολο.



Σχήμα 5.15 Συμπεριφορά της κατασκευής στην ευαίσθητη διεύθυνση για πλήρη ένταση του σεισμού σχεδιασμού

Όσον αφορά την ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου Σχήμα 5.16 το κτίριο πάλι αναπτύσσει πλαστικές αρθρώσεις, λιγότερες από αυτή στην ασθενή διεύθυνση και ελάχιστες έχουν υπερβεί το όριο της «προστασίας ζωής».



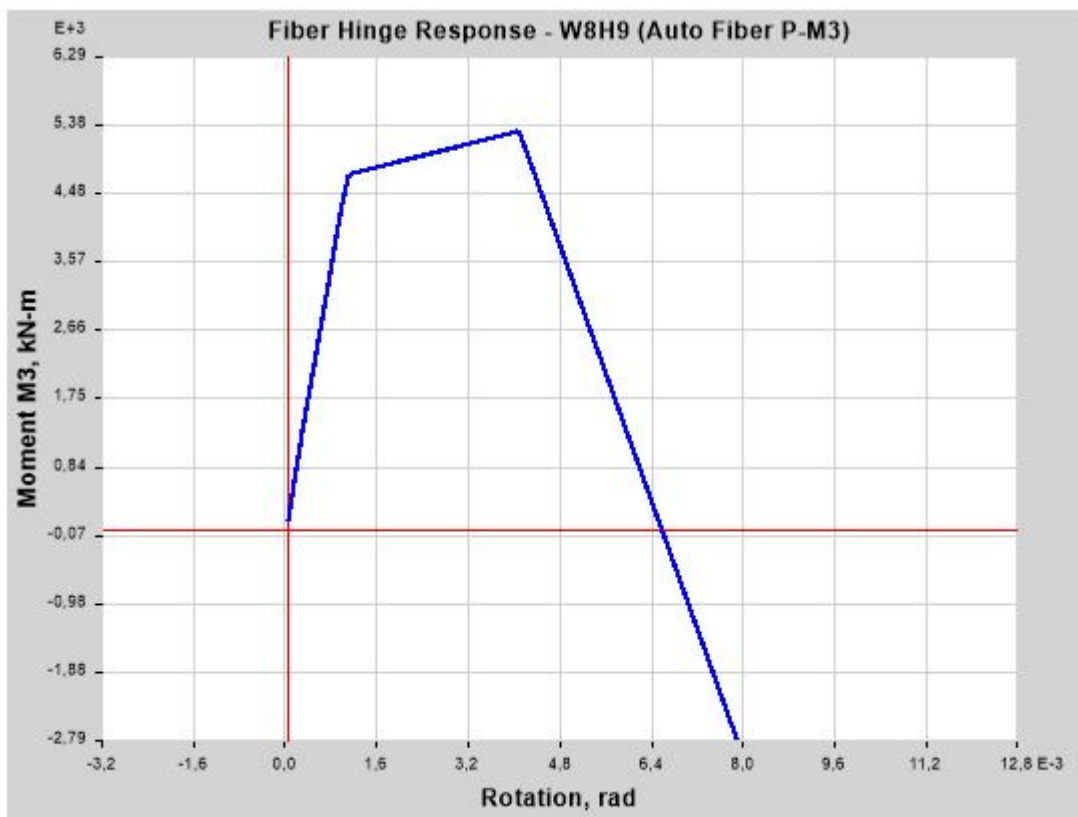
Σχήμα 5.16 Συμπεριφορά της κατασκευής στην ισχυρή διεύθυνση για πλήρη ένταση του σεισμού σχεδιασμού

6 Συμπεράσματα

- Μέθοδος αντιμετώπισης – ελέγχου

Στην παρούσα διπλωματική εργασία ασχοληθήκαμε με την σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε το 1961. Η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε για την αποτίμηση της συμπεριφοράς του είναι αυτή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover).

Η μέθοδος αυτή, ως προς την εφαρμογή της με χρήση υπολογιστή, είναι απαιτητική σε θεωρητικό υπόβαθρο και χρειάζεται καλή κρίση μηχανικού και προσοχή στην προσομοίωση καθώς είναι ευαίσθητη και μπορεί, εάν κάποια παραδοχή δεν είναι σωστή, να οδηγήσει σε αποτελέσματα αριθμητικά και ποιοτικά λανθασμένα.



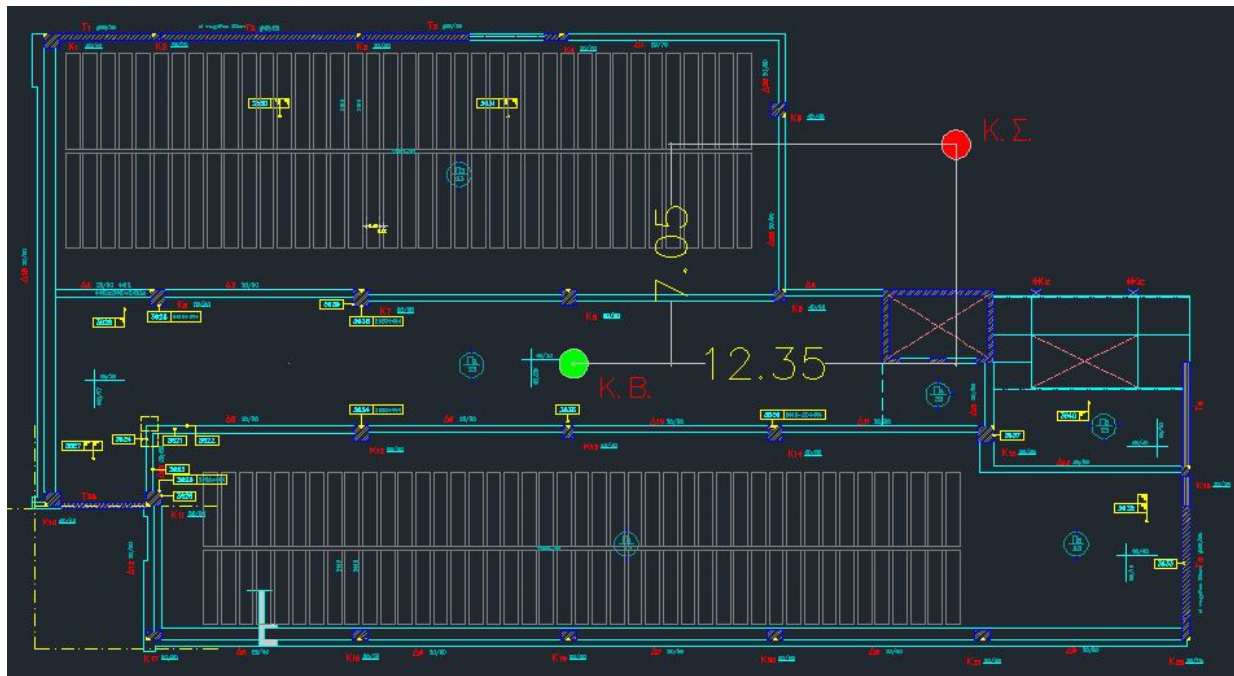
Σχήμα 6.1 Διάγραμμα ικανότητας τοιχείου για μεγάλες μετακινήσεις

Για τα τοιχεία η μέθοδος προσομοίωσης που χρησιμοποιήθηκε είναι αυτή του wall fiber hinge (Y.M.Fahjan & J.Kubin & M.T.Tan, Nonlinear analysis methods for reinforced concrete buildings, ECEE 2014) η οποία ουσιαστικά αναλύει το τοιχείο ως γραμμικό μέλος και λαμβάνει υπόψη την σταδιακή διαρροή των ακραίων ινών του τοιχείου μειώνοντας ανάλογα και την δυσκαμψία του. Η μέθοδος αυτή είναι μια ικανοποιητική προσομοίωση της καμπτικής συμπεριφοράς του τοιχείου για μικρής τάξεως μετακινήσεις. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.1

το τοίχειο έχει την αναμενόμενη ελαστική συμπεριφορά για μικρές μετακινήσεις, κατόπιν διαρρέει και μπαίνει σε πλαστική περιοχή με κράτυνση, ωστόσο για μεγάλες μετακινήσεις η συμπεριφορά του δεν είναι η αναμενόμενη καθώς, ενώ θα έπρεπε να καταλυθεί η φέρουσα ικανότητα του ή να έχει μια μικρή απομένουσα αντίσταση, αυτό προχωράει σε αρνητικές τιμές πράγμα το οποίο είναι λάθος και δεν έχει φυσική σημασία. Προφανώς υπάρχει κάποια ατέλεια στο πρόγραμμα όσον αφορά τις μεγάλες μετακινήσεις των τοιχείων. Γενικά είναι μια καινούρια μέθοδος η οποία πρόσφατα συμπεριλήφθηκε στα λογισμικά και χρήζει διερεύνησης. Για την περίπτωση την οποία εξετάζουμε είναι ικανοποιητική καθώς δεν αναπτύσσονται μεγάλες μετακινήσεις στο μοντέλο μας.

- **Συμπεριφορά του κτιρίου**

Τα γραμμικά στοιχεία του κτιρίου είναι εν γένει αδύνατα, εν συγκρίσει με το πως θα διαστασιολογούνταν σύμφωνα με τις σημερινές απαιτήσεις. Σε μερικά στοιχεία μάλιστα δεν ικανοποιείται η απαίτηση σε ελάχιστο οπλισμό. Παρ' όλα αυτά το κτίριο έχει γενικά καλή αντισεισμική συμπεριφορά. Δεν χρειάζεται παρά μόνο μερικές τοπικές ενισχύσεις έναντι διάτμησης και θα είναι σε θέση να ανταπεξέλθει σε ένα σεισμό, με τις σημερινές απαιτήσεις, χωρίς να υποστεί σημαντικές βλάβες. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι υπάρχουν στο κτίριο δύο μεγάλα τοίχεια, ένα σε κάθε διεύθυνση, τα οποία προσφέρουν μεγάλη δυσκαμψία στο κτίριο και αναλαμβάνουν σημαντικό ποσοστό της σεισμικής δράσης. Τα τοίχεια αυτά δίνουν μεγάλη εκκεντρότητα στο κτίριο όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.2, το οποίο συνεπάγεται επιπλέον εντάσεις λόγω στροφής του κτιρίου. Οι εντάσεις αυτές μάλιστα θα είναι μεγαλύτερες στα στοιχεία που απέχουν περισσότερο από το κέντρο στροφής. Πράγματι, οι περισσότερες πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται στην πρόσοψη του κτιρίου, που είναι η πλευρά με την μεγαλύτερη απόσταση από το κέντρο ελαστικής στροφής.



Σχήμα 6.2 Θέση του κέντρου στροφής ως προς το κέντρο βάρους του κτιρίου

Γενικά, η ασύμμετρη διάταξη των στοιχείων δυσκαμψίας αποφεύγεται καθώς δημιουργούνται εκκεντρότητες και αναπτύσσονται στροφές οι οποίες προκαλούν επιπλέον

ένταση (ή μετακινήσεις) στα κατακόρυφα στοιχεία. Το κτίριο αυτό είναι ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα πως η μεταφορική δυσκαμψία που προσδίδουν τα τοιχεία στην κατασκευή σε σχέση με την εκκεντρότητα που σχηματίζεται λόγω της διάταξης τους, έχει τελικά ευνοϊκά αποτελέσματα, αφού ναι μεν το κτίριο έχει έντονο το φαινόμενο της στροφής αλλά δεν επιτρέπει να αναπτυχθούν μεγάλες μετακινήσεις για το σεισμό σχεδιασμού με αποτέλεσμα οι στροφές που αναπτύσσονται να είναι αμελητέες σε σχέση με την μεταφορική μετακίνηση που θα αναπτυσσόταν απουσία των τοιχείων.

Το κτίριο αδυνατεί να μπει σε μία οιονεί πλαστική ζώνη. Χαρακτηριστικό είναι ότι ένα μεγάλο ποσοστό των γραμμικών στοιχείων αστοχεί ψαθυρά. Αυτό οφείλεται στο ότι τα στοιχεία του κτιρίου είναι διαστασιολογημένα σύμφωνα με τον κανονισμό του 1959 και δεν έχουν τον απαραίτητο οπλισμό διάτμησης-περίσφιξης έτσι ώστε να μπορούν να αναπτύξουν πλαστικές παραμορφώσεις και κατ' επέκταση να αναπτύξει μετακινήσεις και η κατασκευή σαν σύνολο. Άλλη αιτία για την οποία το κτίριο αδυνατεί να μπει σε πλαστική περιοχή είναι το στατικό του σύστημα. Υπάρχουν αρκετά φυτευτά υποστυλώματα, κυρίως στον 7^ο όροφο, και έχουμε πλαισιακή λειτουργία μόνο σε μία διεύθυνση. Για τον λόγο αυτό η κατασκευή δεν έχει δυνατότητα ανακατανομής των εντάσεων σε περίπτωση που κάποιο στοιχείο εξαντλήσει την φέρουσα ικανότητα του.

7 Βιβλιογραφία

1. «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο», Ο.Α.Σ.Π. (2012), Αθήνα
2. «Ελληνικός κανονισμός ωπλισμένου σκυροδέματος» ΕΚΩΣ 2000, Ο.Α.Σ.Π. (2000), Αθήνα
3. «Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός» ΕΑΚ 2000, Ο.Α.Σ.Π. (2000), Αθήνα
4. «Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών.», Michael N. Fardis, Eduardo Carvalho, Amr Elnashai, Ezio Faccioli, Paolo E. Pinto, Andre Plumier, Κλειδάριθμος 2011
5. «Αντισεισμικός σχεδιασμός και ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Pushover-πλαστικότητα και θραύση-εφαρμογές, Κανελλόπουλος Α., cubus hellas, 2007
6. ATC 40 “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”, California 1996
7. FEMA 273 “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings” Washington, D.C. 1997
8. FEMA 356 “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings” Washington, D.C. 2001
9. FEMA 440-ATC 55 “Improvement of nonlinear static analysis procedures” Washington, D.C. 2005
10. “Nonlinear analysis methods for reinforced concrete buildings” , Y.M.Fahjan & J.Kubin & M.T.Tan, ECEE 2014

Παράρτημα Α. Υπολογισμός πλαστικών αρθρώσεων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Α.1. ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

Το παρόν παράρτημα ισχύει για ορθογωνικές διατομές. Ισχύει επίσης και για διατομές Γ, Τ, Π, κ.λπ. ,στις οποίες η θλιβόμενη ζώνη έχει σταθερό πλάτος b . Η συνθήκη αυτή ελέγχεται με βάση το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή $\xi_y d$, με ξ_y που υπολογίζεται από την Εξ. (Α.3).

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

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d}$$

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

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1,8f_c}{E_c \xi_y d}$$

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

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

$$\xi_y = (a^2 A^2 + 2aB)^{1/2} - aA$$

όπου $a = E_s/E_c$ και τα Α, Β προσδιορίζονται από τις κατωτέρω Εξ. (Α.4) ή (Α.5), εάν η διαρροή ελέγχεται από τον εφελκόμενο οπλισμό ή από το θλιβόμενο σκυροδέμα αντίστοιχα:

Ι. Διαρροή λόγω χάλυβα:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{bd\varepsilon_c E_s} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1,8abdf_c}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta')$$

Στις Εξ. (Α.4) και (Α.5), ρ , ρ' και ρ_v είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (αηηγμένα στο bd), $\delta' = d'/d$, όπου d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος, b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και N το αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη).

Με δεδομένη την καμπυλότητα στη διαρροή, η αντίστοιχη ροπή M_y προκύπτει ως:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ \frac{\xi_y^2}{2} E_c \left(0,5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\}$$

Α.2. ΠΙΝΑΚΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΧΟΡΔΗΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΑΣΤΟΧΙΑ, ΚΑΙ ΠΛΑΣΤΙΚΗΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

Οι Πίνακες αφορούν ανακυκλιζόμενη φόρτιση και στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη πλάτους b και με κατασκευαστικές λεπτομέρειες για αντισεισμικότητα (κατά τις αντιλήψεις και διατάξεις που εφαρμόζονται στην Ελλάδα μετά το 1985), πάντως δε με σιδηροπλισμούς με νευρώσεις.

Σε στοιχεία χωρίς αντισεισμικές κατασκευαστικές λεπτομέρειες (δηλαδή, κατασκευασμένα με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985) τίθεται $\alpha_{\omega w} = 0$ αν οι συνδετήρες δεν είναι κλειστοί προς τα μέσα, ενώ επί πλέον οι τιμές των Πινάκων για τη μέση τιμή γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θ_u , ή για τη μέση τιμή πλαστικής γωνίας στροφής στην αστοχία, θ_{upl} , χρειάζεται να πολλαπλασιασθούν επί 0,833 στην περίπτωση σιδηροπλισμών με νευρώσεις. Στην περίπτωση λείων χαλύβων, οι τιμές των Πινάκων για τη μέση τιμή γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θ_u , χρειάζεται να πολλαπλασιασθούν επί 0,79, και για τη μέση τιμή πλαστικής γωνίας στροφής στην αστοχία, θ_{upl} , επί 0,75.

Οι σχετικοί Πίνακες αφορούν μέσες τιμές των γωνιών στροφής.

Τέλος, για παλαιότερους ψαθυρότερους χάλυβες, οι υπόψη μέσες τιμές των Πινάκων χρειάζεται να πολλαπλασιασθούν επί τελικών συντελεστήν 0,6 για τον υπολογισμό της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θ_u , ή 0,5 για τον υπολογισμό της πλαστικής γωνίας στροφής στην αστοχία, θ_{upl} .

1) Γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία

Μέση τιμή γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θ_u (%) - Δοκοί & Υποστρώματα								
$f_c \omega' / (\omega + \omega_v)$ (MPa)	5	10	15	20	25	30	35	40
$M/Vh = \alpha_s$								
1	2,3	2,7	2,9	3,1	3,3	3,4	3,5	3,6
2	2,9	3,4	3,7	4,0	4,2	4,3	4,5	4,6
3	3,3	3,9	4,3	4,6	4,8	5,0	5,2	5,3
4	3,7	4,3	4,7	5,0	5,3	5,5	5,7	5,9
5	4,0	4,7	5,1	5,5	5,7	6,0	6,2	6,4
6	4,3	5,0	5,4	5,8	6,1	6,4	6,6	6,8

Μέση τιμή γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θ_u (%) - Τοιχώματα								
$f_c \omega' / (\omega + \omega_v)$ (MPa)	5	10	15	20	25	30	35	40
$M/Vh = \alpha$								
1	1,3	1,5	1,7	1,8	1,9	2,0	2,0	2,1
2	1,7	2,0	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7
3	1,9	2,3	2,5	2,6	2,8	2,9	3,0	3,1
4	2,1	2,5	2,7	2,9	3,1	3,2	3,3	3,4
5	2,3	2,7	3,0	3,2	3,3	3,5	3,6	3,7
6	2,5	2,9	3,2	3,4	3,5	3,7	3,8	3,9

Διορθωτικός συντελεστής τιμής θ_u λόγω ανηγμένου αξονικού φορτίου $\nu = N/bh f_c$							
$\nu =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
$\lambda_\nu =$	1,00	0,89	0,79	0,70	0,62	0,55	0,49

Διορθωτικός συντελεστής τιμής θ_u λόγω ενεργού ογκομετρικού μηχανικού ποσοστού οπλισμού περίσφιξης						
$\alpha \omega_w =$	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25
$\lambda_{\omega \omega w} =$	1,00	1,08	1,17	1,27	1,33	1,38

Διορθωτικός συντελεστής τιμής θ_u λόγω δισδιαγώνιου οπλισμού ρ_d % ανά διεύθυνση				
ρ_d (%) =	0	0,5	1	1,5
$\lambda_{\rho d} =$	1,00	1,12	1,25	1,40

2) Πλαστική γωνία στροφής κατά την αστοχία

Μέση τιμή πλαστικής γωνίας στροφής στην αστοχία θ_u^{pl} (%) - Δοκοί & Υποστυλώματα – $f_c=25\text{MPa}$									
$\omega'/(w+\omega_v)$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8
$M/Vh = L_v/h$									
1	1,7	2,1	2,4	2,6	2,7	2,9	3,0	3,2	3,3
2	2,2	2,7	3,0	3,3	3,5	3,7	3,9	4,0	4,2
3	2,5	3,1	3,5	3,8	4,0	4,3	4,5	4,6	4,8
4	2,8	3,4	3,8	4,2	4,5	4,7	4,9	5,1	5,3
5	3,0	3,7	4,1	4,5	4,8	5,1	5,3	5,6	5,8
6	3,2	3,9	4,4	4,8	5,1	5,4	5,7	5,9	6,1

Μέση τιμή πλαστικής γωνίας στροφής στην αστοχία θ_u^{pl} (%) - Τοιχώματα – $f_c=25\text{MPa}$									
$\omega'/(w+\omega_v)$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8
$M/Vh = L_v/h$									
1	0,9	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,8
2	1,2	1,5	1,7	1,8	2,0	2,1	2,2	2,3	2,3
3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7
4	1,5	1,9	2,1	2,3	2,5	2,6	2,8	2,9	3,0
5	1,7	2,1	2,3	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2
6	1,8	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,2	3,3	3,4

Διορθωτικός συντελεστής τιμής θ_u^{pl} λόγω θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος f_c							
$f_c =$	10	15	20	25	30	35	40
$\lambda_{fc} =$	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10

Διορθωτικός συντελεστής τιμής θ_u^{pl} λόγω ανηγμένου αξονικού φορτίου $v = N/bhf_c$							
$v =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
$\lambda_v =$	1,00	0,87	0,76	0,66	0,57	0,50	0,44

Διορθωτικός συντελεστής τιμής θ_u^{pl} λόγω ενεργού ογκομετρικού μηχανικού ποσοστού σπλισμού περισφιγής						
$\alpha_{sw} =$	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25
$\lambda_{\alpha_{sw}} =$	1,00	1,08	1,17	1,27	1,33	1,38

Διορθωτικός συντελεστής τιμής θ_u^{pl} λόγω δισδιαγώνιου σπλισμού ρ_d % ανά διεύθυνση				
ρ_d (%) =	0	0,5	1	1,5
$\lambda_{\rho_d} =$	1,00	1,13	1,28	1,44

A.3. ΜΕΙΩΣΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΤΗΝ ΑΝΑΚΥΚΛΙΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ

Η διατμητική αντοχή, V_R , ενός δομικού στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος (υποστυλώματος, δοκού, τοιχώματος) το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις μειώνεται ανάλογα με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος της γωνίας στροφής χορδής στη διατομή της μέγιστης ροπής. Αν το μέγεθος αυτό αναχθεί στο μέγεθος της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή στο ίδιο σημείο, προκύπτει $\mu_{\theta pl} = \mu_{\theta} - 1$. Το πλαστικό τμήμα του δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής: $\mu_{\theta pl} = \mu_{\theta} - 1$, ισούται με τον λόγο του πλαστικού μέρους της μέγιστης τιμής της γωνίας στροφής χορδής (συνολική γωνία μείον γωνία στην διαρροή) προς την υπολογιζόμενη γωνία στροφής στην διαρροή θ_y κατά τις Εξ. (Σ.2) και (Σ.3). Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, όπως αυτή καθορίζεται από τη

διαρροή των συνδετήρων, επιτρέπεται να θεωρείται ότι μειώνεται με την τιμή του $\mu_{\theta pl}$ ως ακολούθως (μονάδες MN και m):

$$V_R = \frac{h - x}{2L_s} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl})) [0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) (1 - 0,16 \min(5; a_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w]$$

όπου:

h : ύψος διατομής (ίσο με τη διάμετρο D στις κυκλικές διατομές),

x : ύψος της θλιβόμενης ζώνης.

N : αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)

a_s : λόγος διάτμησης.

A_c : εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος, ίση με b_{wd} σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w και στατικό ύψος d , ή με $\pi D_c^2/4$ (όπου $D_c =$ διάμετρος πυρήνα διατομής εντός των συνδετήρων) σε κυκλικές διατομές.

f_c : θλιπτική αντοχή σκυροδέματος (MPa).

ρ_{tot} : συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου).

V_w : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή, ίση με:

- Για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w :

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$$

όπου:

ρ_w : το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού,

z : ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσος με $d-d'$ σε υποστρώματα, δοκούς και τοιχώματα διατομής T ή H, ή με $0.8h$ σε τοιχώματα ορθογωνικής διατομής) και

f_{yw} : η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού.

- Για κυκλικές διατομές:

$$V_w = \frac{\pi A_{sw}}{2s} f_{yw} (D - 2c)$$

όπου:

A_{sw} : το εμβαδόν της διατομής ενός κυκλικού συνδετήρα,

s : η απόσταση μεταξύ διαδοχικών συνδετήρων και

c : η επικάλυψη του οπλισμού.

Ειδικότερα η διατμητική αντοχή, V_R , τοιχώματος δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε αστοχία του κορμού σε λοξή θλίψη, $V_{R,max}$, η οποία, υπό ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις, ελαστικές ή μετελαστικές, μπορεί να λαμβάνεται από τη σχέση (μονάδες MN και m):

$$V_{R,max} = 0,85 \left(1 - 0,06 \min(5; \mu_{\theta}^{pl})\right) \left(1 + 1,8 \min\left(0,15; \frac{N}{A_c f_c}\right)\right) \left(1 + 0,25 \max(1,75; 100\rho_{tot})\right) (1 - 0,2 \min(2; a_s)) \sqrt{f_c} b_w z$$

Η τιμή της $V_{R,max}$ προ της καμπτικής διαρροής υπολογίζεται από την Εξ. (Γ.4) με $\mu_{\theta pl}=0$.

Εξάλλου, η διατμητική αντοχή, V_R , υποστρώματος με λόγο διάτμησης $\alpha_s \leq 2.0$ δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου, $V_{R,max}$, η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μετελαστικές παραμορφώσεις μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων, $\mu_{\theta pl} = \mu_{\theta} - 1$, ως (μονάδες MN και m):

$$V_{R,max} = \frac{4}{7} \left(1 - 0,02 \min(5; \mu_{\theta}^{pl}) \right) \left(1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c} \right) \left(1 + 0,45100 \rho_{tot} \right) \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin 2\delta$$

όπου δ η γωνία της διαγωνίου του στοιχείου ως προς τον άξονά του ($\tan \delta = h/2L_s = 0.5/\alpha_s$).