



**National Technical
University of Athens**

**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
«ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»**

**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
«ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ»**

**ΣΚΑΜΑΓΚΑΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΥΧΟΣ ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ**

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ:

Κ. ΚΟΥΜΟΥΣΗΣ ΒΛΑΣΙΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2020



ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η Ελλάδα, ως χώρα, αντιμετωπίζει ως γνωστόν, έντονη σεισμική δραστηριότητα η οποία έχει ως αποτέλεσμα την δημιουργία ενός κύριου ζητήματος, αυτό της διαχείρισης των παλαιών – κυρίως – κτιρίων και γενικότερα του υφιστάμενου κτιριακού της δυναμικού, το οποίο είναι οι επεμβάσεις για την επισκευή τους και την ενίσχυσή τους. Λόγω των κοινωνικών και οικονομικών προβλημάτων της Ελλάδος, και της δεκαετούς διάρκειας ύφεσης (αν και η κατάσταση δείχνει να βελτιώνεται ελαφρώς) που εισήχθη, η οικοδομική δραστηριότητα ελαττώθηκε ραγδαία, κάτι που είχε ως επακόλουθο την ελάχιστη ανέγερση νέων οικοδομών και συνεπώς κάτι που κάνει μεν, την αντικατάσταση του κτιριακού δυναμικού της Χώρας, **ανέφικτη** και δε, την ενίσχυση και επισκευή αυτού **αναγκαία**.

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία, επικεντρώνεται στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, κατασκευασμένο την δεκαετία του 1960, μία δεκαετία (και προφανώς και των προηγούμενων δεκαετιών) στην οποία υπήρχε έλλειψη εφαρμογής (επαρκών) αντισεισμικών κανονισμών, με εφαρμογή των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών.

Μείζον σημασίας για εμένα, σε αυτό το σημείο, είναι να εκφράσω τις ευχαριστίες μου για τον Καθηγητή και Επιβλέποντα της παρούσας Μεταπτυχιακής Εργασίας, κ. Βλάση Κουμούση, Καθηγητή του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για την αμέριστη συμπαράσταση, βοήθεια, υπομονή και καθοδήγησή του στην εκπόνηση αυτής, αλλά και στην οικογένεια μου, τους φίλους μου και τους συνεργάτες μου για την στήριξή τους όλα τα τελευταία χρόνια της ακαδημαϊκής και επαγγελματικής μου πορείας.



Περιεχόμενα

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	5
ABSTRACT	7
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	9
1.1 Γενικά.....	9
1.2 Συνοπτική Περιγραφή Αποτιμώμενου Κτιρίου	10
1.3 Ριζάρειος Εκκλησιαστική Σχολή - Γενικά.....	10
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	12
2.1 Δεδομένα και Περιγραφή Κτιρίου	12
2.2 Προσομοίωση Κατασκευής.....	16
2.2.1 Εισαγωγή.....	16
2.2.2 Υλικά Κατασκευής & Δομικά Στοιχεία.....	16
2.2.3 Δυσκαμψία Φερόντων Στοιχείων.....	23
2.2.4 Καθορισμός Φορτίσεων	24
2.2.5 Προσομοίωση Φορέα.....	25
3. ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	29
3.1 Εισαγωγικά.....	29
3.2 Εφαρμογή Στατικής Ελαστικής Ανάλυσης.....	30
3.2.1 Ιδιομορφική Ανάλυση Φορέα	30
3.2.2 Ελαστική Στατική Ανάλυση.....	36
3.2.3 Συμπεράσματα	45
4. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	46
4.1 Εισαγωγή.....	46
4.2 Η έννοια της Πλαστιμότητας.....	47
4.3 Ανακυκλιζόμενη Φόρτιση.....	49
4.4 Στάθμες Επιτελεστικότητας Φέροντος και Μη Φέροντος Οργανισμού	50
4.5 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας κατά ΕΚ8 – 3	54
4.6 Συνδυασμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής	55
4.7 Καθορισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας.....	56
4.7.1 Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve).....	56
4.7.2 Καμπύλη F – δ δομικού στοιχείου ή διατομής	57
4.7.3 Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής.....	62
4.7.4 Έλεγχος Στοχευόμενης Ικανότητας	64
4.8 Υπολογισμός Στοχευόμενης Μετακίνησης	65
4.8.1 Ισοδύναμο Μονοβάθμιο Σύστημα.....	65
4.8.2 Προσομοίωση και Ανάλυση	67



4.8.3 Κατανομή Σεισμικών Φορτίων (Καθ' Ύψος)	68
4.8.4 Εξιδανικευμένη Καμπύλη Δύναμης – Μετακίνησης (V - δ)	69
4.8.5 Προσδιορισμός Ιδιοπεριόδου (T_e).....	70
4.8.6 Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας.....	71
4.8.7 Μετατροπή Μη Γραμμικού Συστήματος σε Ισοδύναμο Γραμμικό	73
4.9 Μεθοδολογία ATC-40 (Φάσμα Ικανότητας).....	77
5. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER).....	83
5.1 Εισαγωγή	83
5.2 Εισαγωγή Δεδομένων στο Λογισμικό	85
5.2.1 Επιβολή Φορτίσεων	91
5.2.2 Παράμετροι Ανάλυσης & Αποτελέσματα.....	95
5.3 Αποτελέσματα Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης.....	98
6. ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ.....	113
6.1 Συστήματα / Στρατηγικές Επεμβάσεων	113
6.2 Σενάρια Ενισχύσεων.....	118
7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	136



ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας, που εκπονήθηκε στο πλαίσιο του Μεταπτυχιακού Προγράμματος Σπουδών με τίτλο **«Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών»**, είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα της δεκαετίας του '60. Πρόκειται για κτίριο με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα που διαθέτει ισόγειο και τρεις ορόφους, του οποίου η αρχική μελέτη εκπονήθηκε το 1961 με το τότε ισχύον πλαίσιο κανονισμών. Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα **SAP2000 v20.2.0**. Σε πρώτο στάδιο, πραγματοποιήθηκε όσο το δυνατόν ακριβέστερη προσομοίωση του φέροντος οργανισμού του φορέα, ήτοι τα γεωμετρικά του στοιχεία, τα υλικά κατασκευής του (Ποιότητα σκυροδέματος – χάλυβας οπλισμού), καθώς και οι διατομές οπλισμού ανά διατομή με βάση τις διαθέσιμες κατόψεις ξυλοτύπων ανά οροφή του κτιρίου που αποτιμάται στη παρούσα.

Εν συνεχεία, εφαρμόστηκαν αναλύσεις σεισμικής αποτίμησης της υφιστάμενης κατασκευής όπως προσομοιώθηκε, ως εξής, αρχικά πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση και ακολούθως ανελαστική ανάλυση (pushover), των οποίων οι αρχές και οι κανόνες εφαρμογής περιγράφονται στις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ και του Ευρωκώδικα 8 (EN-8). Όσον αφορά την ελαστική ανάλυση, εφαρμόστηκε η Δυναμική Φασματική Μέθοδος με χρήση του φάσματος του Ευρωκώδικα 8 και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα (π.χ. μέγιστα εντατικά μεγέθη) που προκύπτουν από τη χρήση της μεθόδου. Όσον αφορά, την ανελαστική ανάλυση εφαρμόστηκε η μη γραμμική στατική μέθοδος Pushover υπό την οποία η κατασκευή υποβάλλεται σε αυξανόμενες οριζόντιες φορτίσεις και στις δύο διευθύνσεις μέχρι την κατάρρευση του κτιρίου. Από τη μη γραμμική ανάλυση προκύπτουν οι καμπύλες αντίστασης της κατασκευής δηλαδή τα διαγράμματα τέμνουσας βάσης - μετακίνησης κόμβου ελέγχου της κατασκευής καθώς και τα διαγράμματα ADRS. Τονίζεται, ότι η αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας του κτιρίου με χρήση μη γραμμικών μεθόδων αντιπροσωπεύει τη σύγχρονη πλέον λογική σχεδιασμού, δηλαδή τον σχεδιασμό με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance Based Design).



**National Technical
University of Athens**

Τέλος, προτείνονται κατευθύνσεις επεμβάσεων και ενίσχυσης της υφιστάμενης κατασκευής, επί των οποίων παρουσιάζονται και τα αποτελέσματα των ανωτέρω αναλύσεων προς σύγκριση του νέου και ενισχυμένου φορέα με τον υφιστάμενο - κατασκευασμένο προ 50ετίας- φορέα.



ABSTRACT

Greece is known as a Country with frequent seismic activity. There is a quite large number of buildings in Greece that were erected before the 80's under the provisions of the existing National Codes for design of concrete structures (1954) and design of earthquake resistant structures (1959). These codes were replaced in 1984 by more modern approaches with stricter design laws under seismic loading. The aim of this master thesis is the safety assessment of an existing multistory building and examining different reinforcing scenarios of its concrete frame.

The building under valuation consists of a four-stores RC building (ground floor and three stores above) with a concrete roof (concrete slab), and more specifically, the building under valuation is a building found in the Rizareios Ekklesiastiki Sxoli Complex situated in Halandri, Attica in Greece. The building was constructed between 1960 – 1962, under the provisions of the above – mentioned existing Greek codes. The aim of this master thesis is the assessment of the structure's seismic capacity and for that purpose, Linear and non-linear as well as analyses were used. These two different techniques were compared giving an insight to the pros and cons of each method. Analysis of the structure showed the need for additional reinforcements to the original concrete frame, in order to improve its seismic behavior.

In the 1st chapter, a brief description of the subject of the master thesis is provided, as well as a brief abstract of the Rizareios Ekklesiastiki Sxoli background summary.

In the 2nd chapter, there is an analytical description of the building and its simulation by using the SAP2000 (v20) software. The properties of the materials, the sections' shape & characteristics, the applied loads and the design spectrum are defined.



In the 3rd chapter, the linear methods were applied to the structure are analyzed and described. Modal analysis results, modal response spectrum and concrete design checks are presented. The modal analysis of the structure is presented downwards:

In the 4th chapter, the fundamental concepts of the *performance-based design* are described in a full extend.

In the 5th chapter, the nonlinear static analysis (pushover) approach is presented as well as its results. The performance point is computed for the lateral load combinations of the structure at hand. The result of most of the pushover analyses, were the failure of the 4 shear walls out of 5 checked.

In chapter 6, the procedure of implementing strengthening techniques to the existing structure is presented. Two retrofiting scenarios are proposed and more specifically, at the 1st scenario the removal of the concrete roof in order to reduce some of the weight of the building is proposed, combined with the retrofiting of the shear walls that failed in the pushover analyses. At the 2nd scenario, the removal of the concrete roof is proposed also, as well as with the removal and the input of shear walls in both directions. At the 2nd scenario, the shear walls that were not removed and were failing at the pushover analyses of the 5th chapter, are being strengthened too. The retrofitted building's behavior under seismic loading is compared to its original state.

At both scenarios, the shear walls (retrofitted) were checked, and none was failing.



1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Η Ελλάδα είναι μία από τις πλέον σεισμογενείς χώρες στον κόσμο, αφού από άποψη σεισμικότητας κατέχει την πρώτη θέση στην Ευρώπη και την έκτη σε παγκόσμιο επίπεδο. Τις τελευταίες δεκαετίες έχει πληγεί επανειλημμένως από ισχυρούς σεισμούς, που είχαν ως αποτέλεσμα την απώλεια εκατοντάδων ανθρώπινων ζώων, καθώς και σημαντικές οικονομικές και κοινωνικές επιπτώσεις. Οι ανθρώπινες και υλικές απώλειες οφείλονται στην πλειονότητα τους σε αστοχίες κτιρίων που σχεδιάστηκαν ανεπαρκώς έναντι των σεισμικών δράσεων. Για το λόγο αυτό, κύριο μέλημα των μελετητών οφείλει να είναι η θωράκιση των κατασκευών έναντι των οριζόντιων δράσεων.

Μείζον πρόβλημα της Ελλάδας, αποτελεί το γεγονός ότι το μεγαλύτερο ποσοστό των υφιστάμενων κτιρίων μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν πριν το 1984 και κυρίως στις δεκαετίες του '60 και '70, όπου επικρατούσε έντονη ανοικοδόμηση κυρίως στα αστικά κέντρα. Τότε, ίσχυε ο «Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959» - Βασιλικό Διάταγμα (και το Β.Δ. 1954), ο οποίος επί της ουσίας αντανάκλούσε τις γνώσεις των περασμένων δεκαετιών ('20 -'30) και συμπληρώθηκε το 1984 με πρόσθετες διατάξεις. Το γεγονός αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τα κτίρια που οικοδομήθηκαν εκείνη την εποχή, να υστερούν σημαντικά σε σεισμική επάρκεια, συγκριτικά με τα σύγχρονα κτίρια. Ωστόσο, η αντικατάσταση αυτών των κατασκευών με νέες, κατασκευασμένες σύμφωνα με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, είναι αδύνατη λόγω οικονομικών, αλλά και κοινωνικών παραγόντων κατά κύριο λόγο. Έτσι, η ανάγκη επεμβάσεων σε υφιστάμενες κατασκευές με ελλείψεις ή ανεπάρκειες, οδήγησε στη σύνταξη σχετικών κανονισμών με στόχο τη θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων αυτών κτιρίων, καθώς και κανόνες εφαρμογής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους. Στο πλαίσιο αυτό κινείται και ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων. Στις μέρες μας το πεδίο των ενισχύσεων και της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών καλύπτεται από το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8, το οποίο αποτελεί το ισχύον θεσμικό πλαίσιο. Ο συγκεκριμένος Κανονισμός έχει ως στόχο να θέσει κριτήρια αφενός για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων μεμονωμένων κτιρίων και αφετέρου για το σχεδιασμό των μέτρων ενίσχυσης. Επιπλέον, περιγράφει την προσέγγιση για την επιλογή των απαραίτητων μέτρων επέμβασης. Το αντικείμενο της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας των κτιρίων σε σεισμικές δράσεις και του σχεδιασμού επεμβάσεων καλύπτεται και από άλλα σύγχρονα κανονιστικά κείμενα όπως οι αμερικάνικες οδηγίες της FEMA και του ATC. Στόχος της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας, είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς ενός πολυώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος που ανεγέρθηκε την δεκαετία του 1960, έναντι σεισμικών δράσεων και η εκτίμηση της πραγματικής του αντοχής.



Για το σκοπό αυτό γίνεται χρήση τόσο γραμμικών, όσο και μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης. Τέλος, διερευνάται, αν ορισμένες κατευθύνσεις ενίσχυσης επί του φορέα, θα βελτίωναν τη σεισμική του συμπεριφορά.

1.2 Συνοπτική Περιγραφή Αποτιμώμενου Κτιρίου

Στη παρούσα μεταπτυχιακή εργασία, εξετάζεται ένα πολυώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο εντοπίζεται εντός του συγκροτήματος κτιρίων της Ριζάρειου Εκκλησιαστικής Σχολής, στο Χαλάνδρι Αττικής. Πιο συγκεκριμένα, ο στόχος της παρούσας είναι η αποτίμηση του εν λόγω κτιρίου, κατασκευασμένου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, το οποίο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε μεταξύ των ετών 1960 και 1970 (κατά προσέγγιση το έτος 1961) και κατ' επέκταση χωρίς τους νέους και πλέον ασφαλέστερους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Το εξεταζόμενο κτίριο, αποτελεί το υπνωτήριο Α (τμήμα Α), που είναι το ένα εκ των δύο κτιρίων – υπνωτηρίων της Ρ.Ε.Σ. του Χαλανδρίου. Η αποτίμηση του κτιρίου, πραγματοποιείται σύμφωνα με τεχνικά σχέδια που προσκομίσθηκαν από τον Δεκέμβριο του 2008 των Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π κ.κ. Σκούρα Γεώργιου, Τοπιντζή Τρύφωνα και Νικολάου Αικατερίνης.

Η κατασκευή, η φέρουσα ικανότητα της οποίας, βάλλεται να αποτιμηθεί στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία, αποτελείται συνοπτικά από ισόγειο, Α', Β' και Γ' όροφο (σοφίτα) και στέγη από σκυρόδεμα.

Η προσομοίωση της κατασκευής, πραγματοποιείται στο λογισμικό πρόγραμμα SAP2000 v20.2.0.

1.3 Ριζάρειος Εκκλησιαστική Σχολή - Γενικά

Η Ριζάρειος Εκκλησιαστική Σχολή Αθηνών (Ρ.Ε.Σ.) , είναι δημόσιο εκπαιδευτικό ίδρυμα και αποτελεί μέρος του Ριζαρείου Ιδρύματος το οποίο εδρεύει στην Αθήνα και αποτελεί ένα από τα μεγαλύτερα και ενεργά κληροδοτήματα της Ελλάδος. Ιδρύθηκε το 1844 στην Αθήνα και τα πρώτα διδακτήριά της για περισσότερο από έναν αιώνα , ήταν επί της Λεωφόρου Βασιλίσσης Σοφίας. Ιδρυτές της Ριζαρείου Σχολής , ήταν οι Ηπειρώτες Αδερφοί και Εθνικοί Ευεργέτες Μάνθος και Γεώργιος Ριζάρης, μέσω της διαθήκης τους το 1837, και βάσει αυτής υλοποιήθηκαν τα σχέδια των δύο αδερφών.

Το 1836, ο Γεώργιος Ριζάρης εγκαθίσταται μόνιμα στην Αθήνα, ξεκινά τις νομικές διαδικασίες για την ίδρυση της Ριζαρείου Εκκλησιαστικής Σχολής και προβαίνει στην αγορά ακινήτων στο κέντρο της Αθήνας. Τα εγκαίνια της Ριζαρείου Εκκλησιαστικής Σχολής γίνονται στις 15 Μαΐου 1844 , παρουσία του Βασιλέα της Ελλάδος Όθωνα, του Μητροπολίτη Αθηνών Νεοφύτου και του τότε Πρωθυπουργού της Ελλάδος, Αλέξανδρου Μαυροκορδάτου αλλά και πολλών άλλων σημαντικών προσώπων. Εκείνη την περίοδο τα δύο σημαντικότερα



εκπαιδευτικά ιδρύματα της Ελλάδος, ήταν το Εθνικό και Καποδιστριακό Πανεπιστήμιο Αθηνών και η Ριζάρειος Εκκλησιαστική Σχολή. Ύστερα από 120 χρόνια λειτουργίας στη Βασ. Σοφίας, η Σχολή και το Οικοτροφείο της Ριζαρείου, προκειμένου να ανταποκριθούν στις νέες εκπαιδευτικές, κοινωνικές και οικιστικές ανάγκες, μεταφέρθηκαν στις νέες εγκαταστάσεις στο συγκρότημα της **Ριζαρείου στο Χαλάνδρι το 1960**.

Έτσι από το 1960, λειτουργεί Σχολή (Γενικό Εκκλησιαστικό Λύκειο), ΙΙΕΚ, Οικοτροφείο, Ιερός Ναός και Βιβλιοθήκη, εντός του συγκροτήματος, έκτασης που ξεπερνάει τα 75 στρέμματα, στο Χαλάνδρι.



Ριζάρειος Εκκλησιαστική Σχολή



2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Δεδομένα και Περιγραφή Κτιρίου

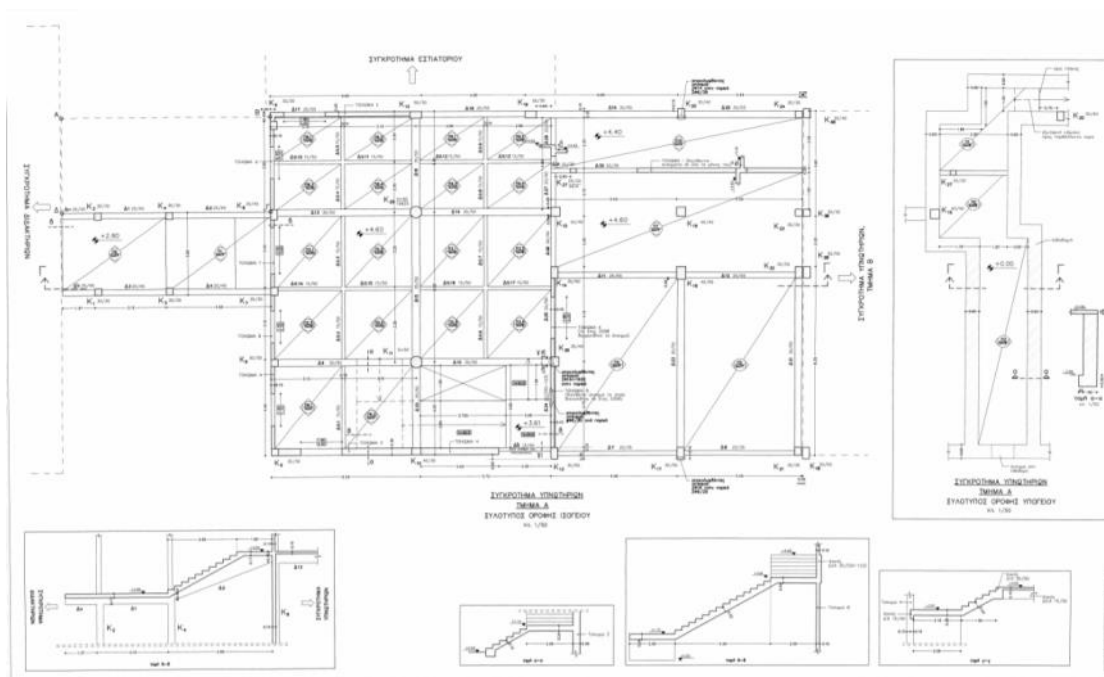
Όπως αναφέρθηκε και ανωτέρω, η εκτιμώμενη κατασκευή αποτελεί ένα τριώροφο κτίριο με σοφίτα, κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα στις αρχές της δεκαετίας του 1960, ήτοι περί το 1961.

Ο σκοπός της μεταπτυχιακής εργασίας, είναι να αποτιμηθεί και να εξετασθεί η στατική και η σεισμική επάρκεια της τυπικής & συμβατικής αυτής κατασκευής που προαναφέρθηκε, ώστε να αξιολογηθεί η υφιστάμενη κατάστασή της και να εκτιμηθεί η ανάγκη λήψης μέτρων ενίσχυσης επ' αυτής.

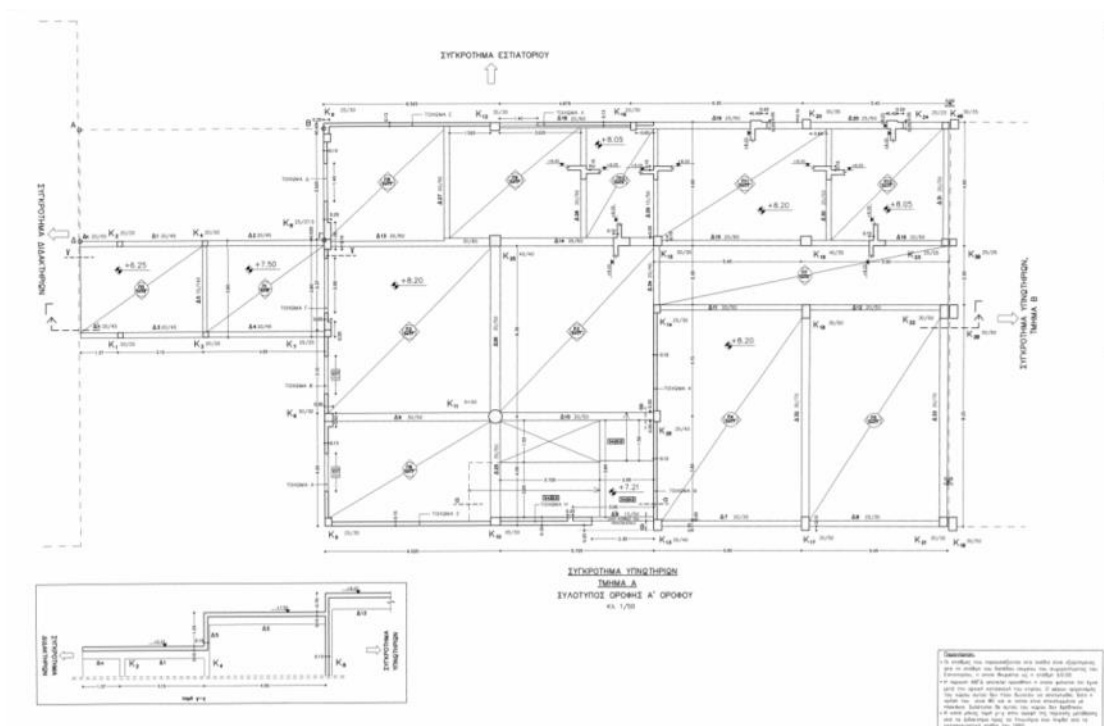
Το τμήμα Α των κτιρίων των υπνωτηρίων της Ρ.Ε.Σ. που μελετάται στη παρούσα, διαθέτει ορθογωνική κάτοψη 23,20 μ. x 15,05 μ. και αποτελείται από ισόγειο, δύο ορόφους και σοφίτα. Ο σχεδιασμός του έγινε σύμφωνα με τις οδηγίες του τότε ισχύοντος αντισεισμικού κανονισμού του 1959 με τον οποίο υπολογίστηκαν σεισμικά φορτία επί των κτιρίων για την περιοχή των Αθηνών με την παραδοχή εδάφους κατηγορίας Α, επομένως για συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης $\varepsilon=0.06$.

Το δομικό σύστημα του κτιρίου αποτελείται από πλαίσια δοκών- στύλων και τοιχώματα. Ο οργανισμός πλήρωσης αποτελείται από δρομικές τοιχοποιίες πάχους 10cm. Το ύψος των υποστυλωμάτων στο ισόγειο είναι 4.60m, το ύψος των 2 τυπικών ορόφων είναι 3.60m ενώ το ύψος των υποστυλωμάτων στον κορφιά της στέγης της σοφίτας είναι 3.04m. Η επιρροή των τοιχοποιιών (οργανισμού πλήρωσης) στη δυσκαμψία και στη γενικότερη σεισμική απόκριση του φορέα μας δεν λαμβάνονται υπόψιν χάριν απλοποίησης. Η θεμελίωση του κτιρίου αποτελείται από μεμονωμένα πέδιλα και συνδετήριες δοκούς.

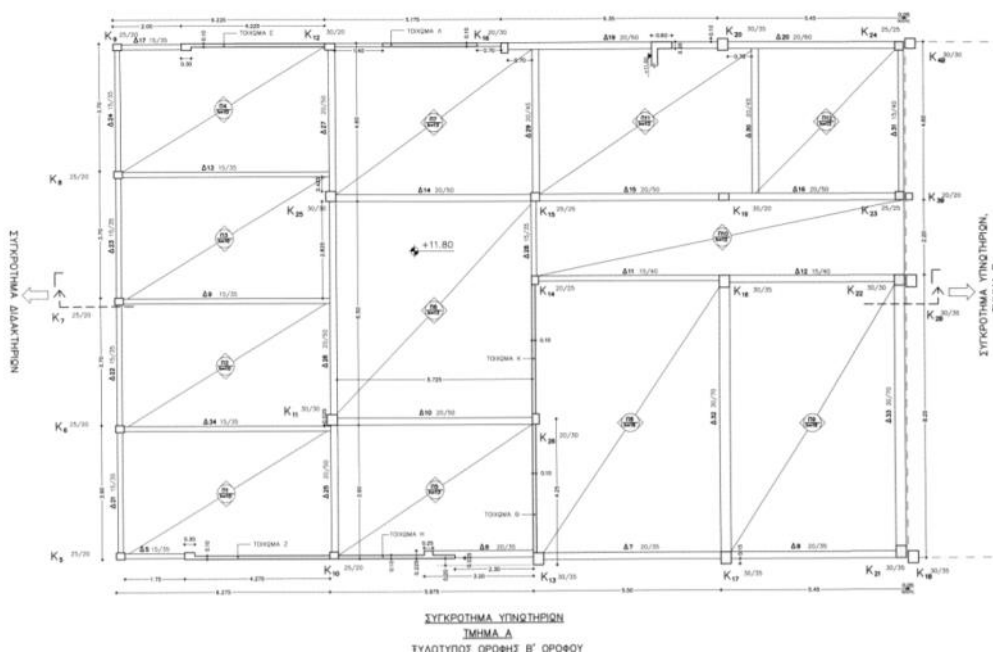
Ακολουθούν τα σχέδια που προσκομίστηκαν προς πραγματοποίηση της προσομοίωσης της ανωτέρω κατασκευής:



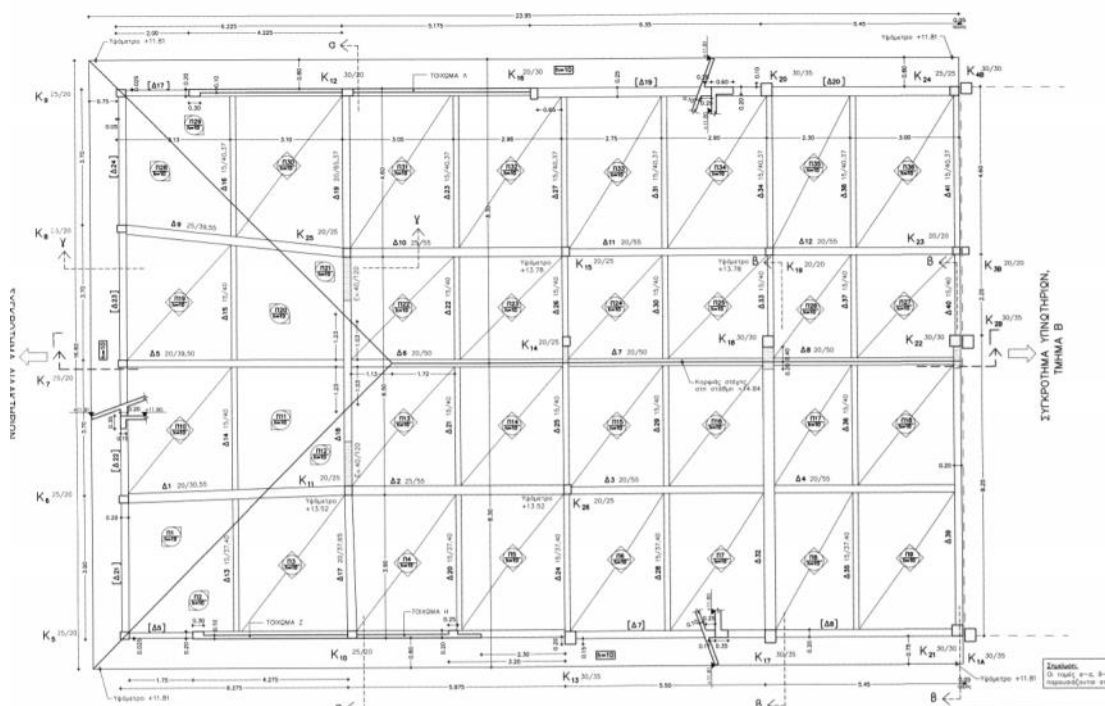
Εικόνα 2.1: Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου Ορόφου



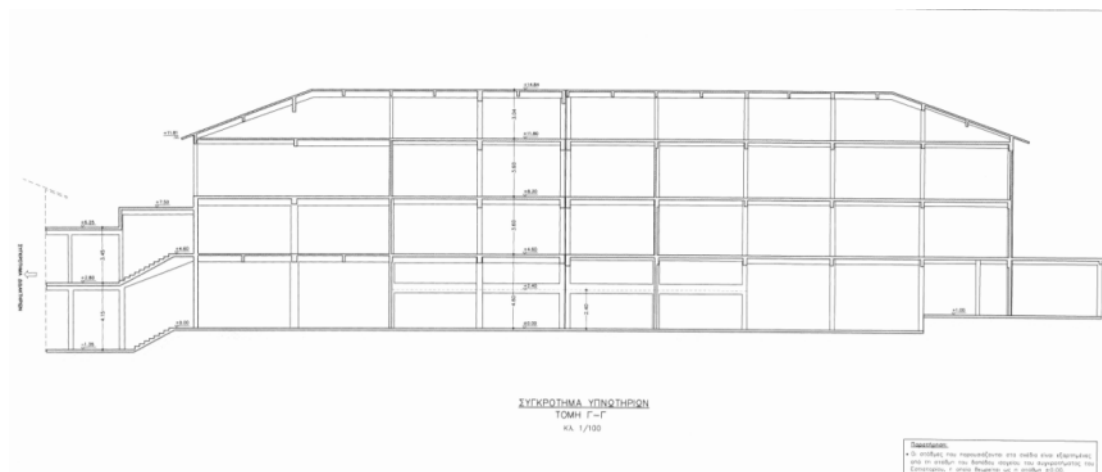
Εικόνα 2.2: Ξυλότυπος Οροφής Α' Ορόφου



Εικόνα 2.3: Ξυλότυπος Οροφής Β' Ορόφου



Εικόνα 2.4: Ξυλότυπος Στέγης



Εικόνα 2.5: Όψη Γπνωτηρίων (Εκτιμώμενο Τμήμα Αριστερά)

Με βάση τα ανωτέρω λοιπόν, πραγματοποιήθηκε η προσομοίωση του φορέα – κτιρίου στο λογισμικό SAP2000 v20.2.0 το οποίο χρησιμοποιήθηκε για την εκπόνηση της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας η οποία συνοπτικά, έχει ως εξής:

Αρχικά, συντελείται η αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας του υφιστάμενου κτιρίου και στη συνέχεια διαμορφώνεται μια πρώτη εικόνα ως προς τις ανεπάρκειες του φορέα με σκοπό τη καθοδήγηση ενδεχόμενων μέτρων ενίσχυσης. Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα πραγματοποιείται με την εφαρμογή δυναμικής φασματικής ανάλυσης καθώς και στατικών ανελαστικών αναλύσεων, για «ομοιόμορφη» και «τριγωνική» καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών δυνάμεων και για τέσσερις διαφορετικούς συνδυασμούς της φόρτισης κατά τους δύο άξονες λειτουργίας της κατασκευής, xx και yy.

Με βάση τα αποτελέσματα των αναλύσεων αξιολογείται κατά πόσο η κατασκευή είναι σεισμικά επαρκής ή χρήζει ενίσχυσης.

2.2 Προσομοίωση Κατασκευής

2.2.1 Εισαγωγή

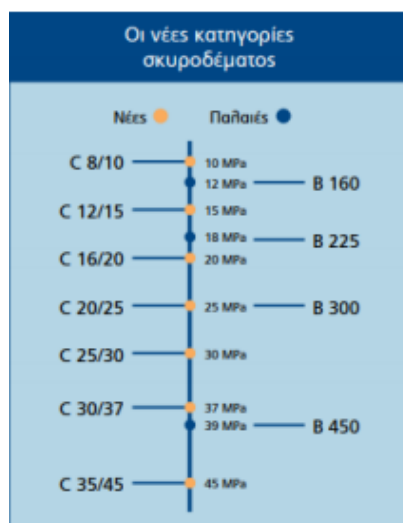
Η προσομοίωση της κατασκευής έγινε με το λογισμικό SAP2000. Επιλέγεται η μόρφωση ενός χωρικού προσομοιώματος, το οποίο αποτελείται από γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώνονται με γραμμικά – ραβδωτά στοιχεία πλαισίου έξι βαθμών ελευθερίας (frame elements), ενώ οι πλάκες & τα τοιχώματα με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους, συγκεκριμένα με τετρακομβικά στοιχεία κελύφους με έξι βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο (shell thin), έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη το ίδιο βάρος τους και να κατανέμουν τα επιφανειακά φορτία στις δοκούς.

2.2.2 Υλικά Κατασκευής & Δομικά Στοιχεία

Υλικά Κατασκευής

Αρχικά, για την προσομοίωση του κτιρίου, τα υλικά που θεωρήθηκαν είναι αυτά τα οποία αναγράφονται στα εγκεκριμένα σχέδια των ξυλότυπων της αποτύπωσης του φέροντος οργανισμού. Συγκεκριμένα για το σκυρόδεμα θεωρήθηκε ότι η ποιότητα του είναι **B300** που αντιστοιχεί περίπου σε ποιότητα **C20/25** του σύγχρονου κανονισμού σκυροδέματος ενώ για τον χάλυβα προβλεπόταν κατηγορία **StIII** που ισοδυναμεί με σύγχρονη κατηγορία χάλυβα **S400**.

Παρακάτω εικόνες προς αντιστοίχιση των ισοδυναμιών που θεωρήθηκαν:



Εικόνα 2.6: Σχήμα InterBeton «Κατηγορίες Σκυροδέματος»

S220 & Stahl I	280	240
S400 & Stahl III	450	410
S500 & Stahl IV	520	500

Εικόνα 2.7: Πίνακας Κατηγοριών Χάλυβα με Χαρακτηριστικές Αντοχές

Οι συντελεστές ασφαλείας των υλικών μας για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας, με βάση το κεφάλαιο 4.5.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και θεωρώντας την στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων μας ως ανεκτή (ελλείψει στοιχείων θεωρήθηκε η δυσμενέστερη στάθμη) έχουμε ότι:

- $\gamma_s=1,25$ και $\gamma_c=1,45$ για τον χάλυβα και το σκυρόδεμα αντίστοιχα.

Concrete Frame Design Preferences for Eurocode 2-2004

Item	Value
1 Design Code	Eurocode 2-2004
2 Country	CEN Default
3 Combinations Equation	Eq. 6.10
4 Reliability Class	Class 2
5 Second Order Method	Nominal Curvature
6 Multi-Response Case Design	Envelopes
7 Number of Interaction Curves	24
8 Number of Interaction Points	11
9 Consider Minimum Eccentricity?	Yes
10 Theta0 (ratio)	5,000E-03
11 GammaS (steel)	1,25
12 GammaC (concrete)	1,45
13 AlphaCC (compression)	1,
14 AlphaCT (tension)	1,
15 AlphaLCC (lightweight compression)	0,85
16 AlphaLCT (lightweight tension)	0,85
17 Pattern Live Load Factor	0,75
18 Utilization Factor Limit	0,95

Item Description

Explanation of Color Coding for Values

Blue: Default Value

Black: Not a Default Value

Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Selected Items

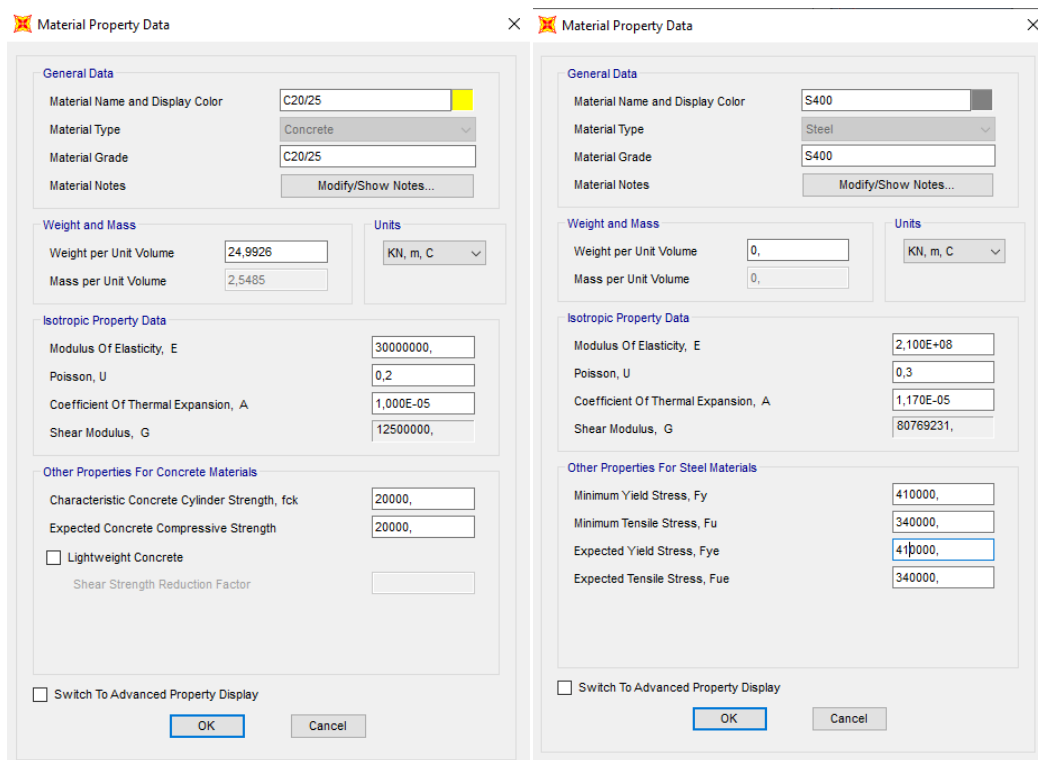
Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK Cancel

Εικόνα 2.8: Εισαγωγή Συντελεστών Ασφαλείας Υλικών

Η εισαγωγή των υλικών όπως ορίστηκαν ανωτέρω, στο λογισμικό, γίνεται ως εξής:

Define -> Materials -> Add New Material



Εικόνα 2.9: Εισαγωγή Υλικών στο SAP2000

Εδώ σημειώνεται, πως το ειδικό βάρος του σκυροδέματος θεωρείται 25 KN/m^3 που αντιστοιχεί στο ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος, ενώ το βάρος του χάλυβα θεωρείται μηδενικό.

Δομικά Στοιχεία Κατασκευής

Παρακάτω σε μορφή πίνακα, παρατίθενται οι γεωμετρικές διαστάσεις των δομικών στοιχείων της κατασκευής, ήτοι των Δοκών & των Υποστυλωμάτων, όπως αυτά δόθηκαν από τα σχέδια των ξυλοτύπων. Σε αυτό το σημείο, τονίζεται πως στους ξυλότυπους δεν υπήρχαν οι οπλισμοί της κάθε διατομής, συνεπώς, υπολογίστηκαν προσεγγιστικά, και στην ίδια τάξη μεγέθους με διατομές παρόμοιου εμβαδού.

Δομικά Στοιχεία Εκτιμώμενου Κτιρίου			
Δοκάρια	Οπλισμός Διατομής	Υποστυλώματα	Οπλισμός Διατομής
B 15x35	2Φ16 + 2Φ14	C 20x20	4Φ14
B 15x40	2Φ16 + 2Φ14	C 20x25	4Φ14
B15x50	2Φ16 + 4Φ14	C 20x30	4Φ14
B 20x30	2Φ16 + 2Φ14	C 25x20	4Φ14
B 20x35	2Φ16 + 2Φ14	C 25x25	4Φ14
B 20x40	2Φ16 + 4Φ14	C 25x30	4Φ14
B 20x45	2Φ16 + 4Φ14	C 25x37,50	6Φ14
B 20x50	2Φ16 + 4Φ14	C 25x40	6Φ14
B 20x55	2Φ16 + 4Φ14	C 30x20	4Φ14
B 20x60	2Φ16 + 4Φ14	C 30x30	6Φ14
B 25x55	2Φ16 + 4Φ14	C 30x35	6Φ14
B 25x60	2Φ16 + 4Φ14	C 30x40	6Φ16
B 30x50	2Φ16 + 4Φ14	C 30x45	6Φ16
B 30x55	2Φ16 + 4Φ14	C 30x50	6Φ16
B 30x60	2Φ16 + 4Φ14	C 35x30	6Φ16
B 30x70	2Φ16 + 4Φ14	C 35x40	6Φ16
B 35x50	2Φ16 + 4Φ14	C 40x30	6Φ16
		C 40x40	4Φ18 + 2Φ16
		C 40x55	8Φ24
		C 50D (Κυκλική)	14Φ24
		C 50x30	8Φ22

Εικόνα 2.10: Πίνακας Δομικών Στοιχείων / Οπλισμοί Διατομών

*Τονίζεται, πως δεν μας δόθηκε σε κανένα από τα προσκομισθέντα σχέδια, οπλισμός που να αφορούσε σε δοκό. Συνεπώς, θεωρήθηκαν συνδυασμοί ανά παρειά οπλισμών με Φ14 & Φ16, ανάλογα με το εμβαδό της διατομής.

Τοιχώματα:

Όσον αφορά τον οπλισμό των τοιχωμάτων, στα σχέδια ξυλοτύπων που προσκομίσθηκαν, αναγράφεται ο οπλισμός μόνο σε ένα εκ των τοιχωμάτων που υπάρχουν στο φορέα, ο οποίος είναι Φ8/30. Συνεπώς, καθώς δεν διαθέτουμε περαιτέρω στοιχεία, τα τοιχώματα θα οπλιστούν για όλες τις αναλύσεις της παρούσας εργασίας με πλέγμα οπλισμού (two layers) Φ8/30.

Η εισαγωγή των διατομών και των σπλισμών τους στο λογισμικό, γίνεται ως εξής:

Η εισαγωγή των διατομών των γραμμικών στοιχείων (υποστυλώματα, δοκοί) στο λογισμικό γίνεται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

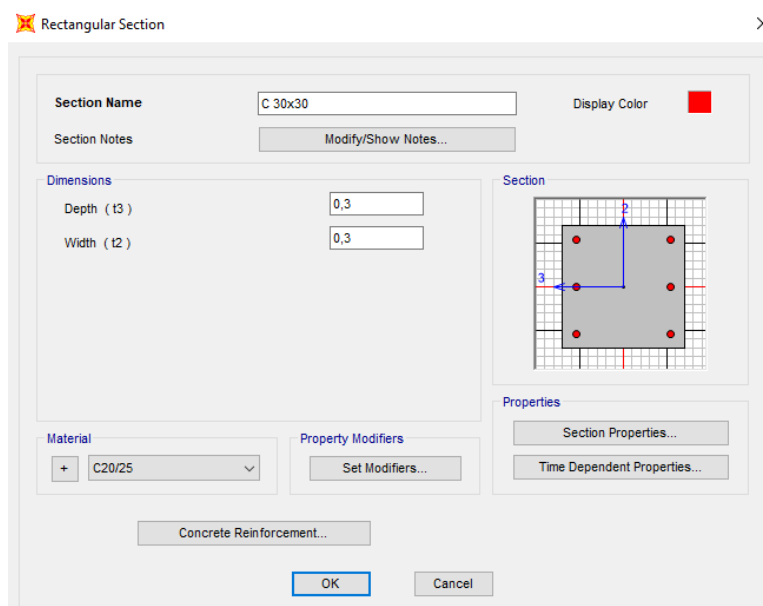
Define → Section Properties → Frame Sections → Add New Property → Concrete

Εναλλακτικά, οι διατομές των γραμμικών στοιχείων μπορούν να σχεδιαστούν στο Section Designer με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Define → Section Properties → Frame Sections → Add New Property → Other → Section Designer

ώστε να είναι δυνατός ο άμεσος υπολογισμός του διαγράμματος ροπών – καμπυλοτήτων και των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης εντατικών μεγεθών κάθε διατομής, από το λογισμικό.

Ενδεικτικά, στην εικόνα που ακολουθεί η εισαγωγή ενός υποστυλώματος διαστάσεων 30x30 (cm):



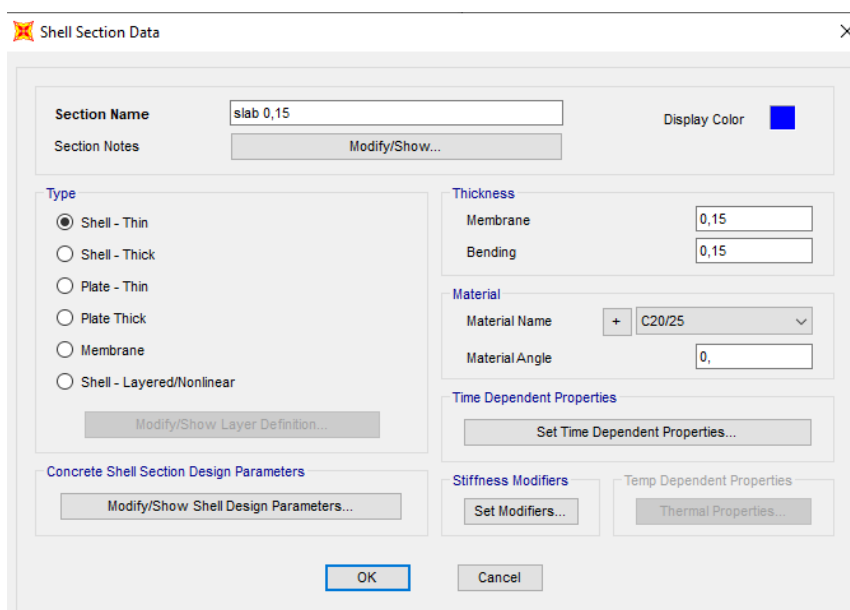
Εικόνα 2.11: Εισαγωγή Υποστυλώματος C 30x30

Οι δοκοί, επιλέχθηκε να σχεδιαστούν στο πρόγραμμα μέσω της δυνατότητας του section designer, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, λόγω των διαφορετικών οπλισμών ανά παρειά που έχει επιλεγθεί. Σημειώνεται επίσης, πως όσον αφορά τα υποστυλώματα, επιλέχθηκε στο πρόγραμμα η επιλογή «Column (P-M2-M3)» και «Reinforcement to be checked», ενώ για τις δοκούς επιλέχθηκε το «No Check/Design».

Οι πλάκες, σύμφωνα με τα προσκομισθέντα σχέδια που λήφθηκαν, ήταν πάχους από 10cm έως 17cm. Στη προσομοίωση του φορέα, οι πλάκες θεωρήθηκαν όλες, με ένα μέσο πάχος 15cm. Στις διατομές των πλακών δεν εισήχθησαν οι οπλισμοί καθώς δεν έγινε έλεγχος της επάρκειας σε στατικά φορτία. Σημειώνεται ότι η ύπαρξη ανισοσταθμιών των πλακών, μικρότερες των 0,40m, αγνοήθηκαν χάρη ευκολίας καθότι θεωρήθηκε ότι δεν επηρεάζουν την απόκριση του φορέα μας.

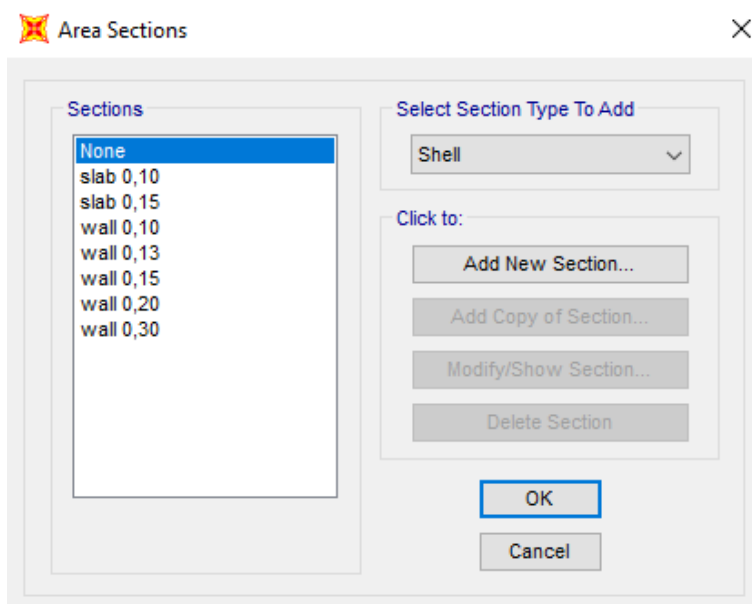
Η εισαγωγή των διατομών των επιφανειακών στοιχείων (πλάκες) στο λογισμικό γίνεται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Define → Section Properties → Area Sections → Shell → Add New Section



Εικόνα 2.12: Εισαγωγή Πλάκας 15cm

Τα τοιχώματα προσομοιώνονται και αυτά με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία όπως αναφέρεται και παραπάνω, ορίζοντας για κάθε διαφορετικό πάχος διαφορετική διατομή (Section). Παρακάτω δίνονται τα διαφορετικά πάχη των τοιχωμάτων.

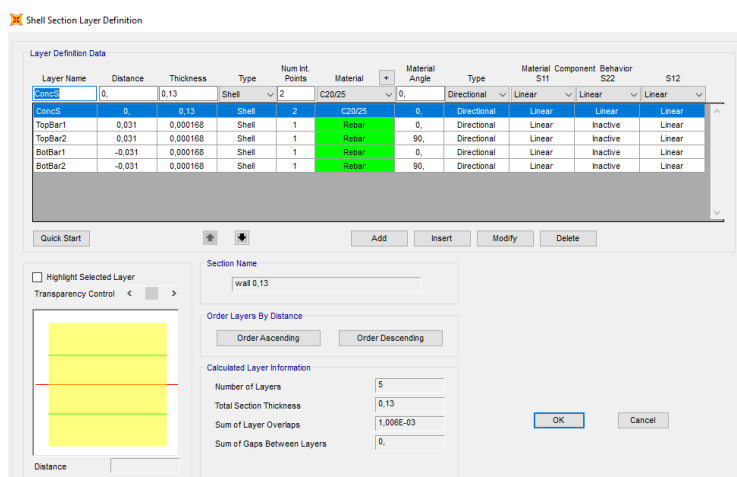


Εικόνα 2.13: Διαφορετικά Πάχη Πλακών / Τοιχωμάτων

Διαφραγματική Λειτουργία

Σε κάθε όροφο, παρά την προσομοίωση των πλακών με στοιχεία κελύφους, θεωρήθηκε ότι οι επιμέρους κόμβοι ανήκουν σε άκαμπτα διαφράγματα για την εντός επιπέδου παραμόρφωση με την επιβολή της δέσμευσης diaphragm που δίνει τη δυνατότητα το SAP2000. Συνεπώς κατά την επιβολή της οριζόντιας σεισμικής δράσης θεωρούνται τρεις βαθμοί ελευθερίας, ανά όροφο, δύο μετακινήσεις και μία στροφή. Σημειώνεται ότι, στην περίπτωση έλλειψης διαφράγματος μειώνεται η υπερστατικότητα, η αντοχή και η δυσκαμψία της κατασκευής και ενδέχεται συγκέντρωση μεγάλων μετακινήσεων σε ορισμένα μόνο σημεία.

Τα τοιχώματα, ορίζονται και αυτά ως shell elements με την μόνη διαφορά ότι σε αυτά για την δυναμική φασματική ανάλυση που θα ακολουθήσει ορίστηκαν ως «shell layered» με οπλισμό το προαναφερθέν πλέγμα Φ8/30. Η παραπάνω παράμετρος στο λογισμικό δίνεται όπως στην εικόνα που ακολουθεί:



Εικόνα 2.14: Εισαγωγή Οπλισμού Τοιχώματος

2.2.3 Δυσκαμψία Φερόντων Στοιχείων

Σε φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα για τον υπολογισμό των δυσκαμψιών των δομικών στοιχείων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι μέρος της διατομής τους ρηγματώνεται και δεν λειτουργεί, καθώς και ότι συνυπάρχουν φαινόμενα διάτμησης και εξόλκευσης οπλισμών. Για το λόγο αυτό, οι κανονισμοί προτείνουν την απομείωση των δυσκαμψιών των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ η δυσκαμψία των δοκών θα ισούται με το 40% της δυσκαμψίας της αρηγμάτωτης διατομής, και των υποστυλωμάτων με το 60%, αντίστοιχα, ενώ όσων αφορά την δυστρεψία των δομικών στοιχείων αυτή θα ισούται με το 10% σύμφωνα με τον ΕΑΚ & τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η δυστένεια ΕΑ δεν απομειώνεται σε κανένα δομικό στοιχείο, δεδομένου ότι τα μεν κατακόρυφα στοιχεία βρίσκονται γενικώς υπό μόνιμη θλίψη λόγω των φορτίων βαρύτητας, οι δε δοκοί είναι ενσωματωμένες στις θεωρούμενες ως απαραμόρφωτες εντός του επιπέδου τους πλάκες (διαφραγματική λειτουργία). Η απομείωση αυτή της δυσκαμψίας εισάγεται στο προσομοίωμα ως ένας μειωτικός συντελεστής I_{eff} / I_{el} για κάθε μέλος, μέσω των Property Modifiers. Ο λόγος αυτός προκύπτει ως το πηλίκο της ενεργού δυσκαμψίας προς την ελαστική δυσκαμψία της αρηγμάτωτης διατομής $(EI)_{eff} / (EI)_{el}$.

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

Εικόνα 2.15: Μείωση της Δυσκαμψίας για ελαστικές αναλύσεις

2.2.4 Καθορισμός Φορτίσεων

Τα κατακόρυφα φορτία που λήφθηκαν υπόψη για την ανάλυση της κατασκευής είναι τα εξής:

- **Μόνιμα Φορτία (G):**
 - **Ίδιο βάρος Φέροντος Οργανισμού:** Υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό, με βάση τα χαρακτηριστικά των διατομών και των υλικών που έχουμε ορίσει σε αυτό.
 - **Επικάλυψη Δαπέδων:** 1,3 kN/m²

- **Κινητά Φορτία (Q):**

Ο καθορισμός των κινητών φορτίων πραγματοποιείται σύμφωνα με τον Πίνακα των φορτίσεων που δίνεται παρακάτω, καθώς οι επιφάνειες των κτιρίων κατατάσσονται σε κατηγορίες, αναλόγως με τη χρήση τους.

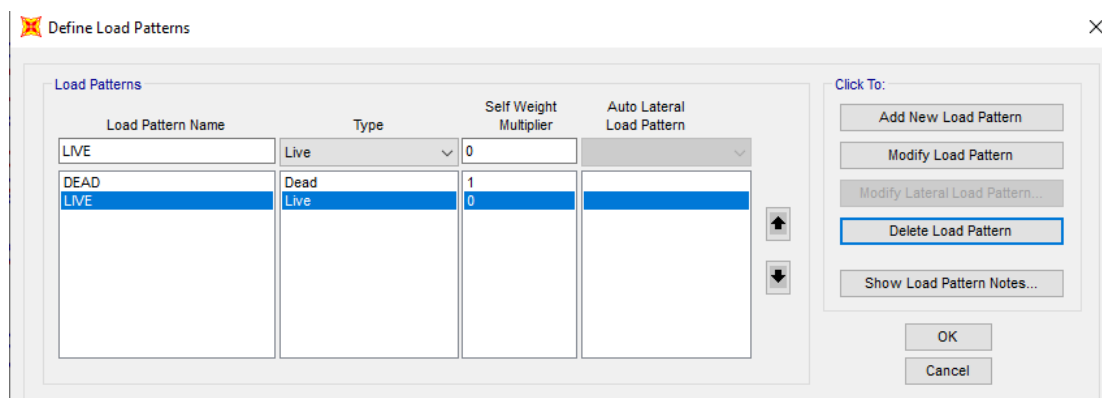
- **Πλάκες:** 2 kN/m²
- **Στέγη:** 2 kN/m²

2. ΦΟΡΤΙΑ			
2.1	ΊΔΙΑ ΒΑΡΗ: ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	$\gamma_1 =$	2400 kg/m ³
	ΟΥΤΟΠΛ. ΔΡΟΜΙΚΗ	$\gamma_1 =$	210 kg/cm ³
	ΜΠΑΤΙΚΗ	$\gamma_1 =$	360 »
2.2	ΩΘΕΛ. ΦΟΡΤΙΑ: ΠΛΑΚΩΝ ΟΡΟΦΩΝ	$p =$	200, 500 »
	ΠΛΑΚΩΣ ΔΩΜΑΤΟΣ	$p =$	200 »
	ΚΛΙΜΑΚΩΝ	$p =$	350 »
	ΕΞΩΣΤΩΝ	$p =$	500 »
2.3	ΕΠΙΚΑΛΥΨΙΣ: ΠΛΑΚΩΝ ΟΡΟΦΩΝ	$\gamma_1 =$	130 »
	ΠΛΑΚΩΣ ΔΩΜΑΤΟΣ	$\gamma_1 =$	200 »
	ΚΛΙΜΑΚΩΝ	$\gamma_1 =$	150 »
	ΕΞΩΣΤΩΝ	$\gamma_1 =$	130 »

Εικόνα 2.16: Πίνακας Φορτίσεων

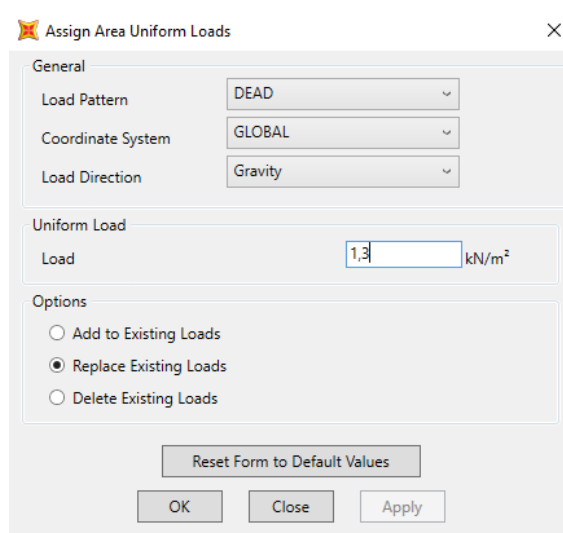
Σημειώνεται, πως στις αναλύσεις αποτίμησης δεν έχουν ληφθεί υπόψη τα κατακόρυφα φορτία της τοιχοποιίας, λόγω ελλιπών στοιχείων.

Τα ανωτέρω εισάγονται στο πρόγραμμα, χρησιμοποιώντας τις καταστάσεις φορτίσεων που ορίζονται από αυτό, ήτοι DEAD (περιλαμβάνει τα ίδια βάρη των δομικών στοιχείων) και LIVE (κινητά φορτία), αφού πρώτα επιλεγθεί το δομικό στοιχείο που θέλουμε να φορτίσουμε δηλαδή, για γραμμικά στοιχεία **Assign -> Frame loads -> Distributed** και για επιφανειακά στοιχεία **Assign -> Area Loads -> Uniform (Shell)** ως εξής:



Εικόνα 2.17: Εισαγωγή Φορτίων στο Λογισμικό

Ενδεικτικά, παρακάτω επιδεικνύεται η φόρτιση πλάκας σε μόνιμο φορτίο επικάλυψης δαπέδων $1,3 \text{ kN/m}^2$:



Εικόνα 2.18: Εισαγωγή Φορτίου σε Πλάκα

2.2.5 Προσομοίωση Φορέα

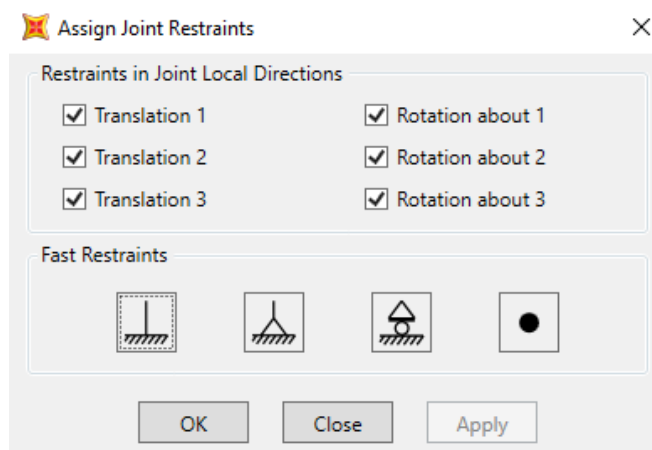
Η μορφολογική και η στατική κανονικότητα του κτιρίου σε επίπεδο κάτοψης θεωρείται ότι εξασφαλίζεται, αφού το κτίριο είναι σχεδόν συμμετρικό σε κάτοψη σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες και επιπλέον η λυγηρότητα του κτιρίου δεν υπερβαίνει την τιμή 4 ($L_{max}/L_{min} = 23,20\text{m}/15,05\text{m} = 1,54 < 4,00$). Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων μειώνονται βαθμιαία, από τη βάση προς την κορυφή του κτιρίου. Επομένως η διαφραγματική λειτουργία των πλακών διασφαλίζεται σε κάθε όροφο και εξασφαλίζεται στο προσομοίωμα με τον εξαναγκασμό της κοινής μετακίνησης των κόμβων

για κάθε όροφο παρά τη μη εφαρμογή των πλακών στο μοντέλο. Για τον προσδιορισμό των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών, επιπλέον, η γειτνίαση με το τμήμα Β των υπνωτηρίων της Ρ.Ε.Σ. επιτρέπεται να αγνοηθεί λόγω ύπαρξης αντισεισμικού αρμού, σε απόσταση περί των 5cm, στο ενδιάμεσο των δύο δομημάτων.

Επιπροσθέτως, για την ορθή προσομοίωση του φορέα, απομένει να οριστεί η θεμελίωση της κατασκευής, η εισαγωγή των δοκών / υποστυλωμάτων (κοινές περιοχές) στο πρόγραμμα ως άκαμπτα στοιχεία και φυσικά η διακριτοποίηση τόσο για τα γραμμικά όσο και τα επιφανειακά στοιχεία. Αναλυτικά παρατίθενται παρακάτω.

Θεμελίωση του Φορέα

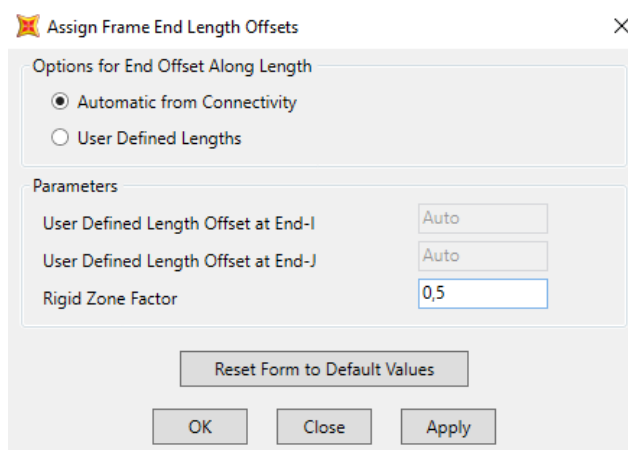
Για την θεμελίωση του φορέα δεν έγινε κάποια ιδιαίτερη προσπάθεια προσομοίωσης, αλλά θεωρήθηκε πως τα κατακόρυφα στοιχεία του φορέα μας πακτώνονται στο έδαφος στη στάθμη $z=0$. Αυτό στο λογισμικό γίνεται με την επιλογή των κόμβων στη στάθμη $Z=0$ και τη σειρά εντολών **Assign -> Joint -> Restraints** ως εξής:



Εικόνα 2.19: Θεμελίωση του Φορέα (Πάκτωση)

Κόμβοι Δοκών – Υποστυλωμάτων

Ολοκληρώνοντας την προσομοίωση του φορέα, οι κοινές περιοχές μεταξύ δοκών – υποστυλωμάτων είναι σημαντικό να εισαχθούν στο μοντέλο ως άκαμπτα στοιχεία, έτσι ώστε να εξασφαλίζονται ενιαίες μετακινήσεις των σημείων που ανήκουν σε αυτές. Η εισαγωγή στο πρόγραμμα επιτυγχάνεται, αφού επιλέξουμε όλα τα γραμμικά στοιχεία (δοκοί / υποστυλώματα) με την επιλογή **Assign → Frame → End length offsets** για όλα τα στοιχεία του προσομοιώματος.



Εικόνα 2.20: Εισαγωγή Ακαμπτων Στοιχείων

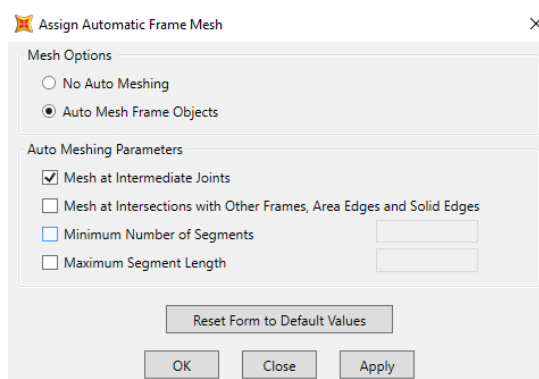
Διακριτοποίηση

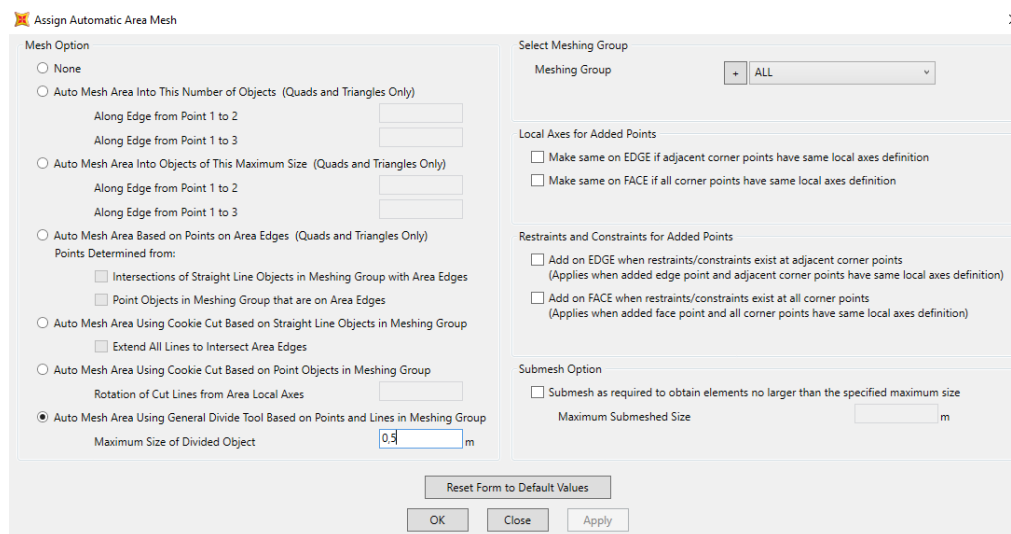
Για την πραγματοποίηση μεγαλύτερης ακρίβειας στην αποτίμηση είναι επιθυμητή η πύκνωση της διακριτοποίησης τόσο για τα γραμμικά όσο και για τα επιφανειακά στοιχεία. Στο λογισμικό η διακριτοποίηση των γραμμικών στοιχείων επιτυγχάνεται με τη σειρά εντολών:

Επιλογή των γραμμικών στοιχείων → Assign → Frame → Automatic Frame Mesh

Ενώ για τη διακριτοποίηση των επιφανειακών στοιχείων:

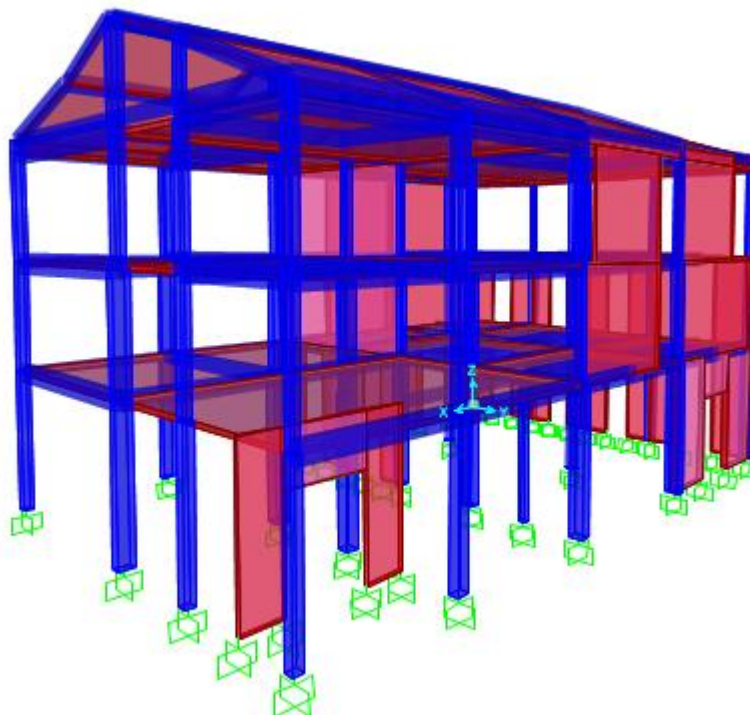
Επιλογή των επιφανειακών στοιχείων -> Assign -> Area -> Automatic Area Mesh





Εικόνα 2.21: Διακριτοποίηση Γραμμικών Στοιχείων (Πάνω) και Επιφανειακών Στοιχείων (Κάτω)

Ολοκληρώνοντας όλα τα παραπάνω, ακολουθεί η τελική εικόνα προσομοίωσης του φορέα:



Εικόνα 2.22: Προσομοίωση Φορέα (Extrude View)



3. ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

3.1 Εισαγωγικά

Αρχικά και πριν πραγματοποιηθεί μη γραμμική ανάλυση στον φορέα, πραγματοποιείται μία προκαταρκτική ελαστική γραμμική ανάλυση, ώστε να πάρουμε μία τάξη μεγέθους που να αφορά στην τέμνουσα βάσης και την μετακίνηση που απαιτείται από το σεισμό με βάση τον EC-8 στην εκτιμώμενη κατασκευή.

Η ανάλυση αυτή, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, μπορεί να εφαρμοστεί υπό κάποιες προϋποθέσεις, ανάλογα με τις στάθμες επιτελεστικότητας. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α «Άμεση Χρήση» η ελαστική στατική ανάλυση μπορεί να εφαρμόζεται άνευ όρων, όμως για τις στάθμες επιτελεστικότητας Β «Προστασία Ζωής» και Γ «Οιονεί Κατάρρευση» η εφαρμογή της ελαστικής στατικής ανάλυσης επιτρέπεται όταν ικανοποιούνται οι συνθήκες της **παραγράφου 5.5.2** του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι συνθήκες αυτές αφορούν:

- Την κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη και όψη,
- Την ομοιόμορφη καταπόνηση του κτιρίου υπό τα σεισμικά φορτία, δηλαδή την ομοιόμορφη κατανομή των βλαβών σε όλους τους ορόφους και την αποφυγή αστοχίας με μηχανισμό πλαστικού ορόφου &
- Την ύπαρξη συστήματος ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.

Γίνεται η ειδική παραδοχή πως το εκτιμώμενο κτίριο, **πληρεί** τις παραπάνω προϋποθέσεις και ικανοποιεί τις παραπάνω συνθήκες.

Στη παρούσα μεταπτυχιακή εργασία εφαρμόζεται η δυναμική φασματική μέθοδος. Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο κανονισμός, θεωρώντας ότι η σεισμική απόκριση του συστήματος είναι γραμμική ελαστική.

Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης, με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού.



3.2 Εφαρμογή Στατικής Ελαστικής Ανάλυσης

Πριν γίνει η εφαρμογή της ελαστικής φασματικής ανάλυσης στο φορέα, και ληφθούν τα πρώτα αποτελέσματα, παρατίθενται τα δεδομένα και τα βήματα που πραγματοποιήθηκαν στο λογισμικό.

3.2.1 Ιδιομορφική Ανάλυση Φορέα

Για την πλήρη εικόνα της σεισμικής απόκρισης του υφισταμένου δομήματος προσδιορίστηκαν τα ποιοτικά και ποσοτικά χαρακτηριστικά των ιδιομορφών του μέσα από την ιδιομορφική ανάλυση του φορέα (eigenvalueanalysis). Η ανάλυση εφαρμόστηκε σε ελαστικό μοντέλο προσομοίωσης του φορέα. Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης, ήτοι οι ιδιοπερίοδοι και οι αντίστοιχες ιδιομορφές παρουσιάζονται παρακάτω, καθώς και το ποσοστό της συνολικής μάζας που ενεργοποιείται σε κάθε ιδιομορφή. Ο αριθμός των ιδιομορφών που επιλέχθηκε είναι 100.

Η εισαγωγή στο λογισμικό, των δεδομένων της ιδιομορφικής ανάλυσης γίνεται ως εξής:

Αρχικά, δημιουργείται το Load Case με την εξής σειρά εντολών: **Define -> Load Cases -> Add New Load Case** στην καρτέλα **Load Case Type** επιλέγεται «**Modal**» και **Analysis Type** «**Linear**». Αφού ολοκληρωθεί αυτή η διαδικασία, ορίζουμε στο παράθυρο δεδομένων της Ιδιομορφικής Φόρτισης του προγράμματος, τα maximum number of modes σε 100 και φυσικά την ταλαντούμενη μάζα βάση της οποίας θα προκύψει το μητρώο μάζας της κατασκευής, για το συνδυασμό φορτίων **G+0.3Q** (όπως ορίστηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο) με την επιλογή: **Define → Mass Source → From Elements Self Mass & Additional Mass + Specified Load Patterns**.

Mass Source Data

Mass Source Name:

Mass Source

Element Self Mass and Additional Mass

Specified Load Patterns

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
DEAD	1,
DEAD	1,
LIVE	0,3

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Εικόνα 3.1: Εισαγωγή Ταλαντούμενης Μάζας

Load Case Data - Modal

Load Case Name:

Notes

Load Case Type:

Stiffness to Use

Zero Initial Conditions - Unstressed State

Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes

Eigen Vectors

Ritz Vectors

Number of Modes

Maximum Number of Modes:

Minimum Number of Modes:

Loads Applied

Show Advanced Load Parameters

Mass Source:

Other Parameters

Frequency Shift (Center):

Cutoff Frequency (Radius):

Convergence Tolerance:

Allow Automatic Frequency Shifting

Buttons: OK, Cancel

Εικόνα 3.2: Εισαγωγή Ιδιομορφικής Ανάλυσης



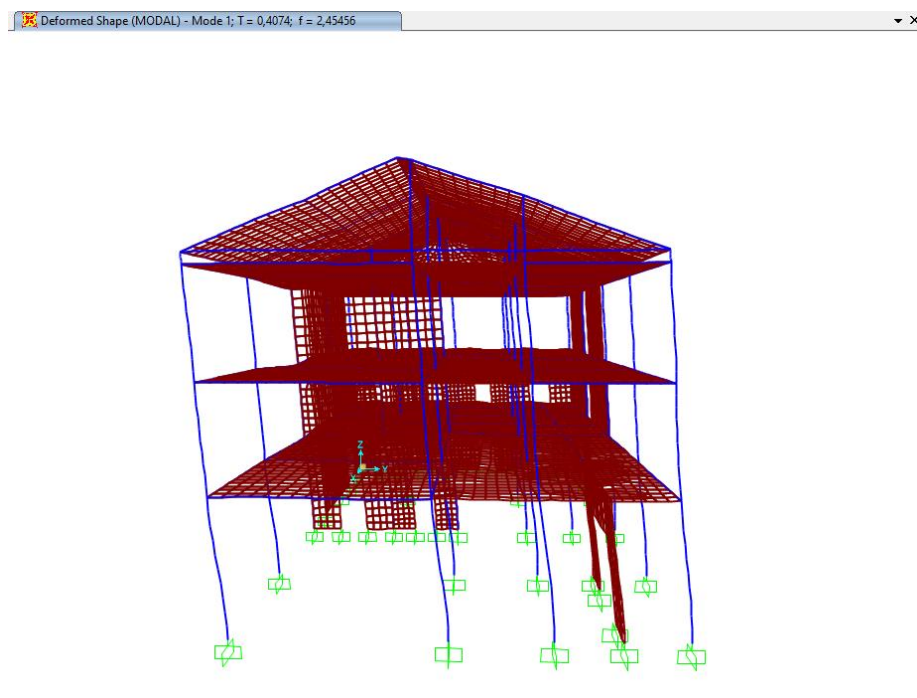
Παρακάτω, στον πίνακα που ακολουθεί, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση στον φορέα ως εξής:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
StepNum	Period (Sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,407404	0,00233	0,8353	0,00233	0,8353	0,03884	0,03884
2	0,245246	0,37628	0,01459	0,37861	0,84989	0,40399	0,44283
3	0,206628	0,44253	0,0027	0,82114	0,85259	0,33022	0,77306
4	0,18883	6,95E-05	2,37E-07	0,82121	0,85259	6,25E-05	0,77312
5	0,188542	1,02E-05	2,28E-05	0,82122	0,85261	0,0001	0,77322
6	0,184496	0,00042	5,75E-05	0,82164	0,85267	0,00026	0,77348
7	0,176208	0,00016	0,00014	0,8218	0,85281	0,00033	0,77382
8	0,17353	7,87E-05	0,00022	0,82188	0,85303	0,0002	0,77402
18	0,146772	1,47E-05	0,00451	0,82295	0,86177	0,00058	0,77797
19	0,146426	1,17E-05	3,53E-05	0,82296	0,8618	6,22E-06	0,77798
20	0,139212	8,29E-09	0,00537	0,82296	0,86718	0,00178	0,77975
21	0,137501	8,89E-05	0,00039	0,82305	0,86756	0,00011	0,77986
22	0,13432	1,81E-05	1,2E-05	0,82307	0,86758	7,75E-06	0,77987
23	0,128917	4,45E-05	0,00056	0,82311	0,86814	5,45E-06	0,77987
24	0,125737	5,98E-06	0,00104	0,82312	0,86918	5,2E-05	0,77993
25	0,12494	0,00025	0,04664	0,82337	0,91582	0,00082	0,78075
87	0,070102	0,00589	3,6E-05	0,89548	0,95515	0,00516	0,88285
88	0,06998	0,00225	0,0003	0,89773	0,95545	0,00462	0,88746
89	0,069674	0,01494	1,82E-05	0,91268	0,95547	0,00858	0,89604
90	0,069079	0,01899	1,26E-07	0,93166	0,95547	0,01028	0,90633
91	0,068845	0,01114	6,82E-05	0,9428	0,95554	0,00718	0,9135
92	0,068605	0,00175	9,67E-05	0,94455	0,95563	0,00135	0,91485
93	0,068425	0,00913	0,00024	0,95368	0,95587	0,00585	0,9207
94	0,067423	1,25E-06	1,48E-05	0,95368	0,95588	2,54E-09	0,9207
95	0,067001	9,49E-05	0,00017	0,95378	0,95605	0,00062	0,92132
96	0,06673	0,00079	0,00034	0,95457	0,95639	0,00137	0,92269
97	0,066039	0,00015	2,82E-06	0,95472	0,95639	8,02E-05	0,92277
98	0,065702	0,00017	8,59E-06	0,95489	0,9564	0,00011	0,92288
99	0,06559	0,00127	3,56E-05	0,95616	0,95644	0,00012	0,92301
100	0,065154	8,53E-05	8,72E-05	0,95625	0,95653	8,38E-05	0,92309

Στον παραπάνω πίνακα, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης του φορέα, ήτοι οι τιμές των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης του κτιρίου καθώς και τα ποσοστά συμμετοχής των μαζών (δρώσες ιδιομορφικές μάζες / συνολική μάζα) για κάθε ιδιομορφή και διεύθυνση. Παρατηρείται ότι σημαντικότερες ιδιομορφές για τις μεταφορικές κατευθύνσεις Y και X είναι οι 1^η και η 3^η ιδιομορφή, αντίστοιχα, με ποσοστά ταλαντούμενης

μάζας $M_y=83.5\%$ και $M_x=44.3\%$. Συγκεκριμένα, στη διεύθυνση Y το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας ξεπερνά το 90% στην 25^η ιδιομορφή, ενώ στη διεύθυνση X στην 89^η ιδιομορφή. Η 2^η ιδιομορφή, είναι στρεπτική.

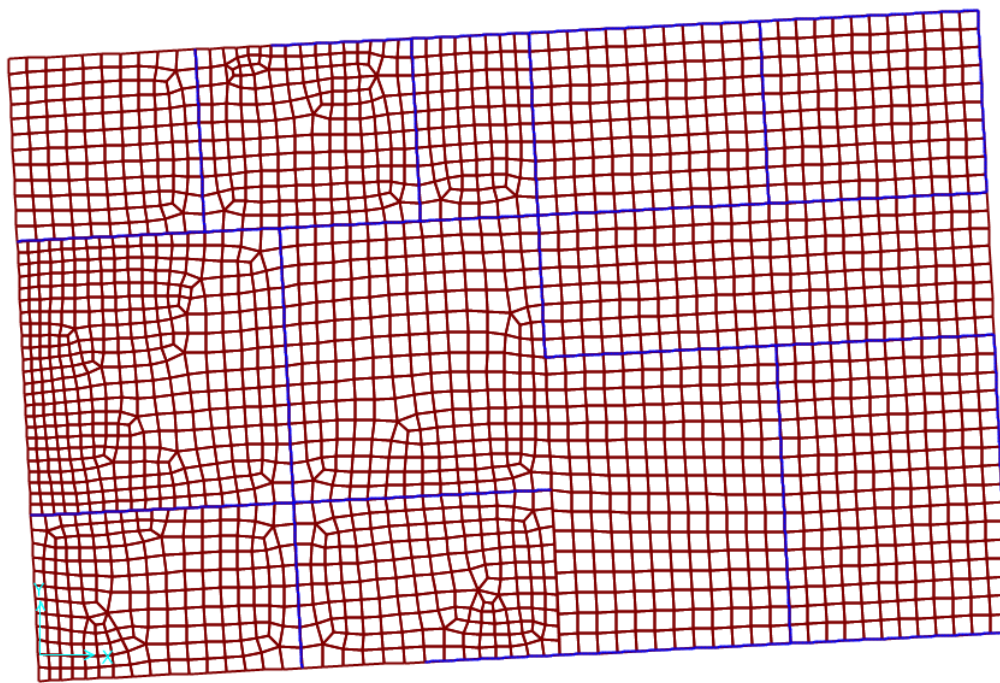
1^η Ιδιομορφή (Μεταφορική κατά Ψ) – $T = 0,407$ sec



Εικόνα 3.3: 1^η Ιδιομορφή

2^η Ιδιομορφή (Στρεπτική) – $T = 0,245 \text{ sec}$

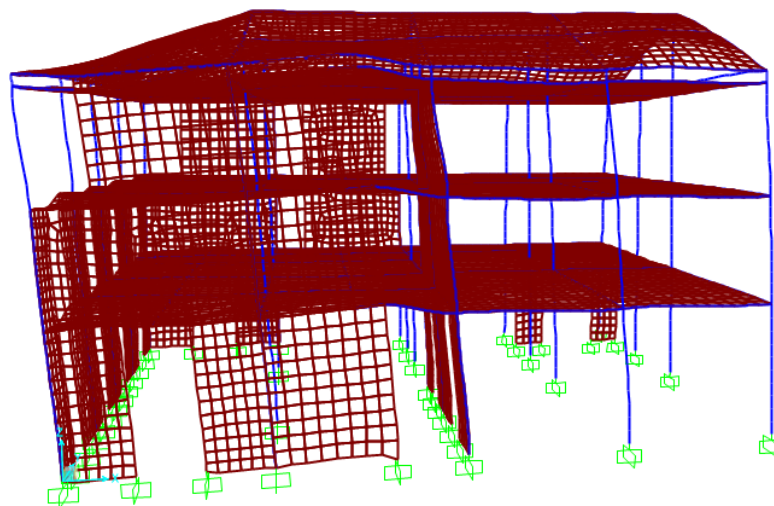
Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; $T = 0,24525$; $f = 4,07754$



Εικόνα 3.4: 2^η Ιδιομορφή

3^η Ιδιομορφή (Μεταφορική κατά Χ) – $T = 0,206 \text{ sec}$

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; $T = 0,20663$; $f = 4,83962$



Εικόνα 3.5: 3^η Ιδιομορφή

Παρατηρείται, πως οι ιδιοπεριόδοι είναι σχετικά μικρές, γεγονός αναμενόμενο λόγω του μικρού ύψους συναρτήσει της δυσκαμψίας & μάζας της κατασκευής, αλλά και πως λόγω της τοποθέτησης ασύμμετρων και διαφορετικού πάχους τοιχωμάτων το κτίριο στρέφεται και κατά την κύρια ιδιομορφή στον άξονα Χ. Επιπλέον, αναμένεται βάσει αυτής της ανάλυσης η κρίσιμη του κατεύθυνση να είναι η Ψ.

3.2.2 Ελαστική Στατική Ανάλυση

Παραδοχές Ελαστικής Στατικής Ανάλυσης

Για την εφαρμογή της φασματικής ανάλυσης που επιχειρείται στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία, χρησιμοποιήθηκε το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα – 8 (Sd(T)), που ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για} \quad 0 \leq T \leq T_B$$
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για} \quad T_B \leq T \leq T_C$$
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για} \quad T_C \leq T \leq T_D$$
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για} \quad T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Εικόνα 3.6: Φάσμα Σχεδιασμού ΕΚ-8

Οι παραδοχές που λαμβάνονται υπόψη όσον αφορά τα χαρακτηριστικά της περιοχής του κτιρίου, είναι:

- Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Z1 (Περιοχή Χαλανδρίου)
- Έδαφος Κατηγορία Β
- Κατηγορία Σπουδαιότητας II – Σύνηθες Κτίριο

Συνεπώς με τα παραπάνω, το φάσμα σχεδιασμού ΕΚ-8 για τις δύο οριζόντιες σεισμικές συνιστώσες (κατά Χ και Ψ) ορίζεται βάσει των παρακάτω παραδοχών:

Παραδοχές Φασματικής Ανάλυσης με ΕΚ-8	
Εδαφική Επιτάχυνση Αναφοράς (a_{gR}):	0,16g
Συντελεστή Σπουδαιότητας (γ_i):	1,00
Ποσοστό Κρίσιμης Απόσβεσης (Ο/Σ) ζ:	5,00%
Συντελεστής Εδάφους (S):	1,2
Περίοδος T_b (s):	0,15
Περίοδος T_c (s):	0,5
Περίοδος T_d (s):	2
Συντελεστής Συμπεριφοράς q:	1

Στο λογισμικό, τα παραπάνω εισάγονται με τον εξής τρόπο:

Define -> Functions -> Response Spectrum -> Add New Function

✶ Response Spectrum EuroCode 8 - 2004 Function Definition ×

Function Name

Function Damping Ratio

Parameters

Country: CEN Default

Direction: Horizontal

Horizontal Ground Accel., ag/g: 0,16

Spectrum Type: 1

Ground Type: B

Soil Factor, S: 1,2

Acceleration Ratio, Avg/Ag:

Spectrum Period, T_b : 0,15

Spectrum Period, T_c : 0,5

Spectrum Period, T_d : 2

Lower Bound Factor, Beta: 0,2

Behavior Factor, q: 1

Define Function

Period	Acceleration
0,	0,128
0,05	0,2453
0,1	0,3627
0,15	0,48
0,5	0,48
0,75	0,32
1,	0,24
1,25	0,192

Function Graph

Εικόνα 3.7: Εισαγωγή Φάσματος στο SAP2000



Για τον υπολογισμό των μέγιστων εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών της φασματικής ελαστικής ανάλυσης, ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία:

- Για κάθε διεύθυνση διέγερσης (X και Y) υπολογίζονται ξεχωριστά οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές απόκρισης. Κατόπιν γίνεται επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών με τον κανόνα CQC, έτσι ώστε να προκύψουν οι μέγιστες τιμές τους για σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση των καθολικών αξόνων X και Y ξεχωριστά.
- Γίνεται χωρική επαλληλία των μέγιστων τιμών που υπολογίστηκαν για κάθε διεύθυνση με τον κανόνα της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) και υπολογίζονται οι ακραίες τιμές λόγω ταυτόχρονης δράσης του σεισμού σε δύο οριζόντιες διευθύνσεις.
- Τέλος γίνεται επαλληλία των παραπάνω τιμών με τις αντίστοιχες τιμές τους από τον συνδυασμό δράσεων G+0.3Q.

Συνεπώς, πέραν του ορισμού του φάσματος σχεδιασμού, πρέπει να οριστούν και οι δύο κατηγορίες διέγερσης που αντιστοιχούν στο εν λόγω φάσμα, για τις δύο διευθύνσεις X και Ψ. Αυτό επιτυγχάνεται στο λογισμικό, ως εξής:

Define -> Load Cases -> Add New Load

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: EX

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

 GMC f1: 1, GMC f2: 0, Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

 Scale Factor:

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: 0, Override Eccentricities: Override...

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

- Standard - Acceleration Loading
- Advanced - Displacement Inertia Loading

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	EC-8	9,81
Accel	U1	EC-8	9,81

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0,05


Εικόνα 3.8: Εισαγωγή Φόρτισης κατά Χ

Στη συνέχεια δημιουργείται ο γραμμικός συνδυασμός των σεισμικών και στατικών φορτίων. Για τις φορτίσεις η εναλλαγή των προσήμων γίνεται αυτόματα από το λογισμικό και δεν χρειάζεται να εισαχθούν όλοι οι οριζόντιοι συνδυασμοί σεισμικών δράσεων που αναφέρονται στο κεφάλαιο 4.3.3.5.1 του EC8 αλλά αρκούν μόνο δυο, ένας με κυρίαρχη τη σεισμική δράση κατά Χ και ένας με κυρίαρχη τη σεισμική δράση κατά Υ, με όλες τις επιμέρους φορτίσεις να έχουν θετικό πρόσημο. Το λογισμικό εναλλάσσει διαδοχικά τα πρόσημα για όλες τις δυνατές περιπτώσεις και παρουσιάζει στα αποτελέσματα τις περιβάλλουσες των εντατικών μεγεθών για όλους τους πιθανούς συνδυασμούς. Συνεπώς οι γραμμικοί συνδυασμοί φορτίσεων που καταχωρούμε στο πρόγραμμα είναι οι εξής:

- Σεισμός κατά τη διεύθυνση Χ: $G + 0,3 Q + E_x + 0,3 E_y$
- Σεισμός κατά τη διεύθυνση Υ: $G + 0,3 Q + E_y + 0,3 E_x$

Η εισαγωγή στο λογισμικό γίνεται ως εξής:

Define -> Load Combination -> Add New Combo

 Load Combination Data ✕

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type ▾

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor	
DEAD ▾	Linear Static	1,	<input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/>
DEAD	Linear Static	1,	
LIVE	Linear Static	0,3	
EX	Response Spectrum	1,	
EY	Response Spectrum	0,3	

Εικόνα 3.9: Εισαγωγή Συνδυασμού κατά X (Ενδεικτικά)

Παρακάτω, παρατίθενται τα αποτελέσματα που λήφθηκαν από την ελαστική φασματική ανάλυση, ήτοι, οι μέγιστες μετακινήσεις και τα μέγιστα εντατικά μεγέθη ανά όροφο, ως εξής:

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ			
Όροφος	Load Compo	U1 (m)	U2 (m)
1ος	$E_x + 0,3E_y$	0,0025	0,0039
2ος	$E_x + 0,3E_y$	0,0043	0,0062
3ος	$E_x + 0,3E_y$	0,0069	0,0088
Οροφή	$E_x + 0,3E_y$	0,007	0,01
1ος	$E_y + 0,3E_x$	0,003	0,009
2ος	$E_y + 0,3E_x$	0,005	0,014
3ος	$E_y + 0,3E_x$	0,007	0,019
Οροφή	$E_y + 0,3E_x$	0,003	0,021

ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ						
1ος Όροφος						
Comp X	P	VX	VY	T	M2	M3
	-3071,92	526,72	-333,006	-9,99	126,215	194,06
Comp Y	P	VX	VY	T	M2	M3
	-4037,65	710,618	-382,31	-16,52	265,458	262,487
2ος Όροφος						
Comp X	P	VX	VY	T	M2	M3
	-1059,37	-99,079	-111,05	16,5439	63,0709	-91,659
Comp Y	P	VX	VY	T	M2	M3
	-1421,37	-130,532	-177,44	16,2721	115,2312	-92,3355
3ος Όροφος						
Comp X	P	VX	VY	T	M2	M3
	-231,628	94,623	-16,8	-22,541	-32,1458	-90,359
Comp Y	P	VX	VY	T	M2	M3
	-233,603	93,676	-16,901	-22,133	-32,5382	-89,4389

Μέγιστες Τέμνουσες Βάσης		
Comp X	VX	VY
	-7706,487	-4670,455
Comp Y	VX	VY
	-4978,843	-8465,748

Εικόνα 3.10: Πίνακες Αποτελεσμάτων Φασματικής Ανάλυσης

*Μεγέθη P, Vx, Vy σε kN & T, M2, M3 σε KNm



Τα παραπάνω ενταντικά μεγέθη ανά όροφο προέκυψαν μόνο από τα υποστυλώματα της κατασκευής, τα οποία αναμένονται να παραλάβουν πολύ μικρότερη τέμνουσα από αυτή των τοιχωμάτων. Όμως, το SAP 2000, δεν μας παρείχε την δυνατότητα να υπολογιστεί η τέμνουσα που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα, η οποία υπολογίζεται σε επόμενο στάδιο στην ανελαστική ανάλυση Pushover και για το λόγο αυτό εντοπίζεται η μεγάλη διαφορά μεταξύ της τέμνουσας βάσης ανά διεύθυνση σε σχέση με τις τέμνουσες που αναλαμβάνουν τα υποστυλώματα στους ορόφους.

Επιπροσθέτως, η επάρκεια του φορέα ελέγχεται από το λογισμικό, σύμφωνα με τον ΕΚ2 και τον ΕΚ8, με βάση τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς που ορίστηκαν. Οι δείκτες ανεπάρκειας (PMMRatio) των μελών βάσει της αντοχής τους σε κάμψη, δίνονται παρακάτω με την εντολή στο πρόγραμμα «Start Concrete Check/Design for Structure».

Θεωρητικά και προτού παρουσιαστούν τα αποτελέσματα, ως δείκτης ανεπάρκειας λ ορίζεται ο λόγος SE/R_m όπου :

- SE = εντατικό μέγεθος λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού &
- R_m = η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου.

Υπολογίζεται για κάθε δομικό στοιχείο του φορέα και μόνο με βάση τις καμπτικές αντοχές. Σε περίπτωση δομικών στοιχείων που καταπονούνται από αξονική δύναμη και διαξονική ροπή ο λόγος αυτός υπολογίζεται σε όρους απαιτούμενου προς υπάρχοντος οπλισμού. Κρίσιμος συντελεστής ανά όροφο είναι ο μέγιστος συντελεστής.

Ο υπολογισμός του συντελεστή ανεπάρκειας, είναι απαραίτητος για την επιλογή τελικής μεθόδου ανάλυσης και για να αξιολογηθεί κατά πόσο η ανελαστική μέθοδος αποτίμησης που επιλέξαμε ενδείκνυται για το υπάρχον ζήτημα. Πρακτικά, εάν η τιμή του λ προκύψει μεγάλη (>4) για ποσοστό άνω του 33% των συνολικών πρωτευόντων στοιχείων προχωράμε (κανονικά) απ' ευθείας σε μεθόδους ενίσχυσης του κτιρίου αφού αυτό κρίνεται ανεπαρκές να αναλάβει την σεισμική καταπόνηση που έχουμε επιλέξει να του επιβάλουμε. Συνεπώς η περαιτέρω ανάλυση και αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής θα ήταν περιττή.

Οι συντελεστές ασφαλείας όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο, ορίζονται σε $\gamma_s=1,25$ και $\gamma_c=1,45$, για το χάλυβα και το σκυρόδεμα, αντίστοιχα.

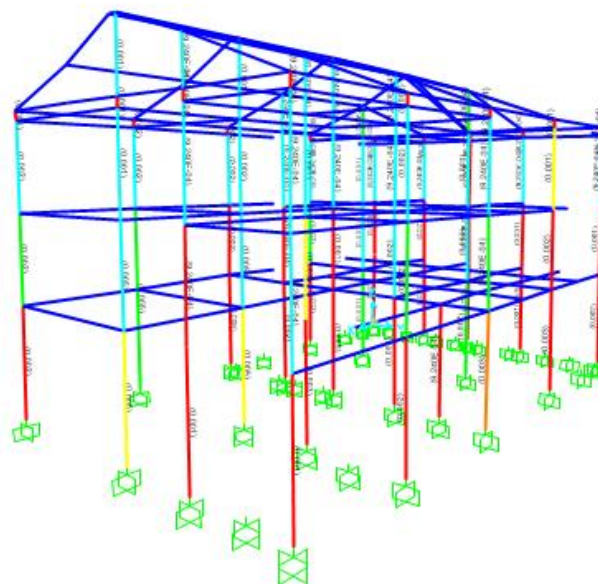


Για την παρούσα μεταπτυχιακή εργασία τέλος, στα σχέδια ξυλοτύπων δίνονται δεδομένα μόνο για τα υποστυλώματα και συνεπώς στο λογισμικό υπολογίζονται οι δείκτες ανεπάρκειας μόνο για αυτά. Ενδεικτικά, δίνονται οι δείκτες ανεπάρκειας του 1^{ου} ορόφου της κατασκευής ως εξής:

Column	Location	Status (PMM Ratio)	Combo
C 30x30	Bottom	O/S	Comp Y
	Top	O/S	
C 50D	Bottom	0,193156	Comp X
	Top	0,190424	
C 35x30	Bottom	0,606156	Comp Y
	Top	0,496954	
C 30x40	Bottom	O/S	Comp Y
	Top	0,805826	
C 30x50	Bottom	0,313981	Comp X
	Top	0,314067	
C 30x35	Bottom	0,549044	Comp Y
	Top	0,538128	
C 40x40	Bottom	0,297329	Comp Y
	Top	0,293879	
C 25x20	Bottom	O/S	Comp Y
	Top	O/S	
C 25x25	Bottom	O/S	Comp Y
	Top	O/S	
C 20x30	Bottom	0,669268	Comp Y
	Top	0,446066	
C 25x25	Bottom	0,425888	Comp Y
	Top	0,423222	
C 25x25 (2)	Bottom	O/S	Comp Y
	Top	O/S	
C 40x35	Bottom	0,810512	Comp Y
	Top	0,802078	

Εικόνα 3.11: Δείκτες Ανεπάρκειας 1^{ου} Ορόφου (Ενδεικτικοί)

Παρακάτω, η τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα κατά τον έλεγχο επάρκειας των μελών:



Εικόνα 3.12: Τρισδιάστατη Απεικόνιση Αστοχίας των Μελών του Κτιρίου

Από την ανάλυση του λογισμικού, προκύπτει ότι ορισμένοι δείκτες ανεπάρκειας μελών είναι αρκετά μεγάλοι αριθμητικά, ξεπερνώντας το 2.5 σε ορισμένες περιπτώσεις, που παρουσιάζει την ενδεχόμενη ανεπάρκειά τους. Δεν μπορούμε όμως, να εξάγουμε ακριβή συμπεράσματα από την παραπάνω ανάλυση, καθώς το ποσοστό των μελών αυτών δεν ξεπερνάει το 33% των συνολικών μελών του δομήματος και επίσης δεν εξάγονται συμπεράσματα για την επάρκεια των τοιχωμάτων σε σεισμική διέγερση ώστε η ανάγκη ενίσχυσης με βάση την ελαστική ανάλυση να είναι άμεση. Είναι όμως ασφαλές να πούμε ότι το κτίριο στο σύνολό του επιδεικνύει μιας μορφής ανεπάρκεια στις σεισμικές απαιτήσεις. Επίσης, εξάγεται και το συμπέρασμα, πως το ισόγειο της κατασκευής, αστοχεί σε βαθμό πολύ μεγαλύτερο από αυτόν των άλλων ορόφων, ενώ με βάση της παραπάνω μετακινήσεις, φαίνεται πως ο φορέας μετακινείται παραπάνω στην κρίσιμη διεύθυνση του, όπως προέκυψε από την ιδιομορφική ανάλυση κατά Ψ .



Τέλος, τονίζεται πως το λογισμικό ελέγχει τους παραπάνω δείκτες ως προς τον EC-8 και όχι βάσει του ελληνικού κανονισμού επεμβάσεων (by default). Συνεπώς και για αυτό το λόγο, δεν μπορούμε να εξάγουμε ακριβή συμπεράσματα ως προς την αποτίμηση και ενίσχυση του κτιρίου σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3.2.3 Συμπεράσματα

Ο έλεγχος της κατασκευής με εκτέλεση ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης δείχνει ότι στον φορέα υπάρχουν ανεπάρκειες και πως χρήζει ενίσχυσης. Κρίνεται λοιπόν απαραίτητη η ενίσχυση των δομικών στοιχείων της κατασκευής. Υπάρχουν αρκετοί τρόποι να παραχθούν ασφαλέστερα αποτελέσματα, όμως και στα πλαίσια της μεταπτυχιακής εργασίας, επιλέγεται η εκτέλεση μη γραμμικής ανάλυσης, ήτοι η «Ανελαστική Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (Pushover Analysis)» για τον προσδιορισμό της ικανότητάς, της απαίτησης σχεδιασμού και της συμπεριφοράς της κατασκευής πριν την ενίσχυση. Με την εξέλιξη αυτής της μεθόδου εγκαταλείπονται αρκετές παραδοχές και αντικαθίστανται από νέα δεδομένα που χαρακτηρίζουν την κατασκευή και τα δομικά της στοιχεία, με αποτέλεσμα την ακριβέστερη προσομοίωσή της, γεγονός που κατά κανόνα οδηγεί σε μικρότερες απαιτήσεις ενίσχυσης.



4. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

4.1 Εισαγωγή

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας. Αντίθετα, η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (μέθοδος των δυνάμεων) εξετάζει μόνον τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση) και δεν ασχολείται με το τι συμβαίνει μετά. Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας και ο περιορισμός των βλαβών επιτυγχάνεται χρησιμοποιώντας κατάλληλη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς. Οι προτεινόμενες στους κανονισμούς τιμές των συντελεστών συμπεριφοράς έχουν καθοριστεί από τη γνώση που έχουμε αποκτήσει από προηγούμενους σεισμούς και την πειραματική και αναλυτική έρευνα που έχει διεξαχθεί, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η προστασία της ανθρώπινης ζωής και η αποφυγή κατάρρευσης. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ.). Σε νέες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής.

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των ζημιών έως την οιονεί κατάρρευση. Για το λόγο αυτό, η μέθοδος



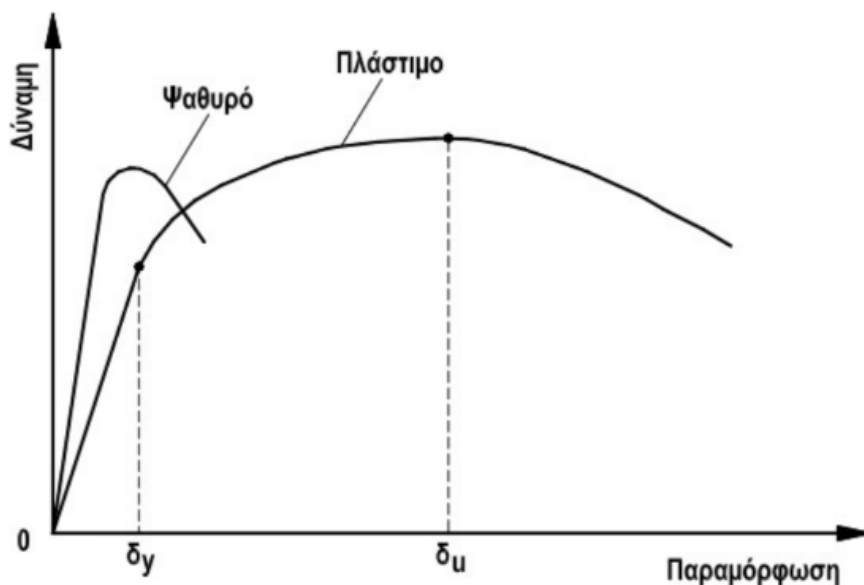
εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

4.2 Η έννοια της Πλαστιμότητας

Ο όρος πλαστιμότητα, μπορεί να αναφέρεται σε ένα υλικό, μία κατασκευή ή ακόμα και σε ένα μέλος της κατασκευής και αφορά την ικανότητα τους να υπόκεινται σε πλαστικές παραμορφώσεις, χωρίς απώλεια της φέρουσας ικανότητάς τους. Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή της, εξαρτάται από το υλικό της κατασκευής και από το στατικό σύστημα. Υλικά με μικρή πλαστιμότητα, χαρακτηρίζονται ως ψαθυρά (π.χ. άοπλο σκυρόδεμα), ενώ υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα, χαρακτηρίζονται ως όλκιμα. (π.χ. χάλυβας) Η πλαστιμότητα, εκφράζει την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και καθορίζει το αν μία κατασκευή θα καταρρεύσει στην περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού ή θα απορροφήσει την ενέργειά του, μετατρέποντάς την σε πλαστική παραμόρφωση, χωρίς να θραύεται και χωρίς να μειώνεται η φέρουσα ικανότητά της.

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 να υπεισέρχεται άμεσα ως φυσικό μέγεθος. Έτσι, σε επίπεδο κατασκευής, η πλαστιμότητά της εξασφαλίζεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των μελών της.

Για μονοτονική φόρτιση, ένα μέλος έχει πλάστιμη συμπεριφορά όταν παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων, χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής του. Αντίθετα, ένα ψαθυρό μέλος αστοχεί απότομα, μόλις αναλάβει το μέγιστο φορτίο του.



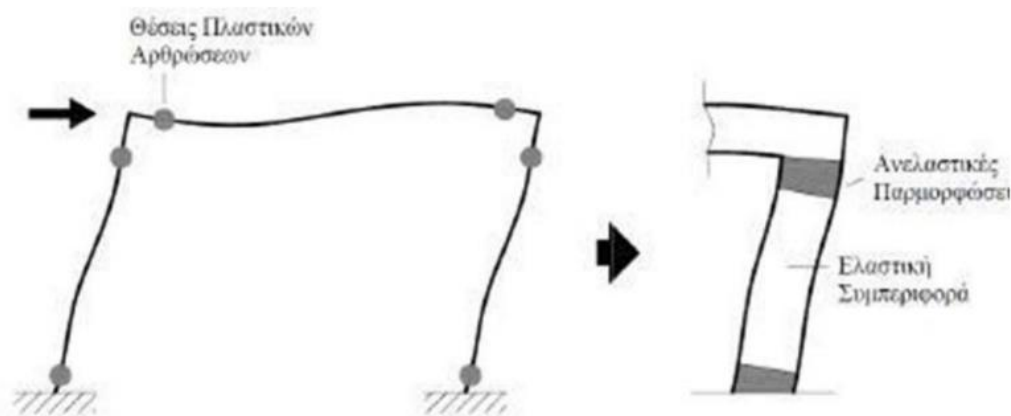
Εικόνα 4.1: Συμπεριφορά Ψαθυρού & Πλάστιμου Μέλους

Πλαστική Αρθρωση

Οι κατασκευές γενικά, σχεδιάζονται έτσι ώστε να συμπεριφερθούν πλαστικά για σεισμικές φορτίσεις. Σκοπός, δηλαδή είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη οι οποίες συμβάλλουν στην απορρόφηση της σεισμικής διέγερσης. Κατά την αποτίμηση υφισταμένων κτιρίων, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυνατότητα του κτιρίου να απορροφήσει ενέργεια μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών (πλαστικότητα), ώστε να προκύψουν ακριβή συμπεράσματα για την ικανότητά του. Έτσι, κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων, σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους. Οι ανελαστικές παραμορφώσεις, αναπτύσσονται στα μέλη μίας κατασκευής, όταν αυτά διαρρεύσουν. Η εμφάνιση των διαρροών, συνδέεται με την αντοχή των μελών. Όταν η ένταση σε μία διατομή ενός μέλους ξεπεράσει την αντοχή της, τότε το μέλος διαρρέει. Οι θέσεις όπου αναμένεται να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις, εντοπίζονται στα άκρα των δοκών και στις κορυφές και βάσεις των υποστυλωμάτων, καθώς και σε περιοχές μεγάλου συγκεντρωμένου φορτίου. Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μία

κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν, δηλαδή μεγαλώνουν τα τμήματα στα άκρα του μέλους, που επιτρέπουν ανελαστική συμπεριφορά. Έτσι, τα μέλη μίας κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους, οι οποίες αναφέρονται ως πλαστικές αρθρώσεις. Κατά το

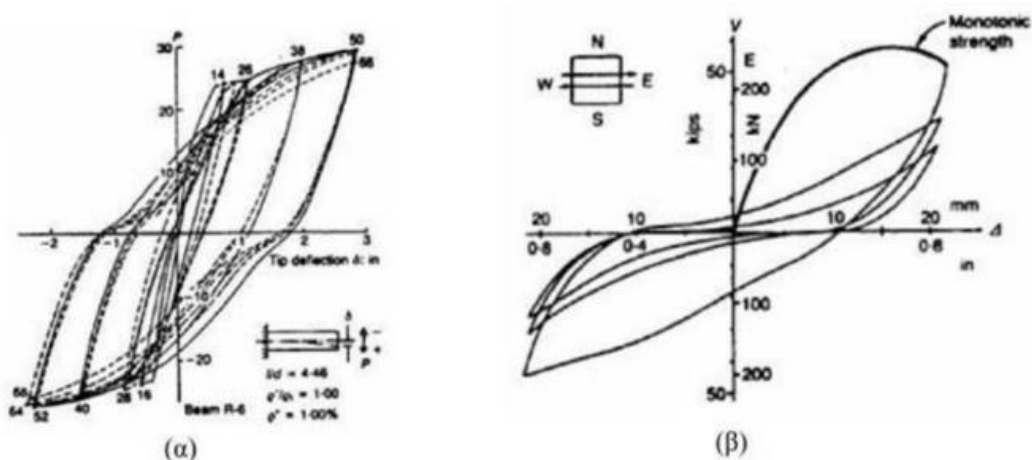
σχηματισμό τους, συντελείται ανακατανομή της έντασης στην κατασκευή και έτσι το φορτίο που μπορεί να αντισταθεί μία πλάστιμη κατασκευή, αυξάνεται.



Εικόνα 4.2: Πιθανές Θέσεις Εμφάνισης Πλαστικής Άρθρωσης

4.3 Ανακυκλιζόμενη Φόρτιση

Για ανακυκλιζόμενη φόρτιση, η οποία είναι χαρακτηριστικό της σεισμικής διέγερσης, οι βρόγχοι υστέρησης δύναμης-παραμόρφωσης ενός μέλους με πλάστιμη συμπεριφορά, είναι σχεδόν σταθεροί ως προς το πλάτος και τη μέγιστη δύναμη, για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης. Αντίθετα, σε μέλη με ψαθυρή συμπεριφορά, παρατηρείται σημαντική μείωση της φέρουσας ικανότητας και της δυσκαμψίας τους, μετά από λίγους (δύο ή τρεις) κύκλους φόρτισης.



Εικόνα 4.3: Βρόγχοι Υστέρησης για πλάστιμη (α) και ψαθυρή (β) συμπεριφορά



4.4 Στάθμες Επιτελεστικότητας Φέροντος και Μη Φέροντος Οργανισμού

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας (π.χ. ATC-40). Ως φέρων οργανισμός θεωρείται το σύστημα εκείνο που συμμετέχει στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων ενώ το τμήμα που δεν συμμετέχει σε αυτή, ονομάζεται μη φέρων οργανισμός. Οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται ως εξής:

I. Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate occupancy)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, στη στάθμη αυτή (στάθμη A) το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά από το σεισμό, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Ενδεχομένως να εμφανιστούν μερικές αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα, οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία, στον ίδιο βαθμό όπως και πριν το σεισμό. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι πρακτικά αμελητέος.

Όσον αφορά τα μη-φέροντα στοιχεία, στη στάθμη αυτή επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες, οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (π.χ. κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, κλπ.) πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία, εκτός εάν υπάρχει γενική διακοπή ηλεκτροδότησης στην περιοχή, η οποία τα επηρεάζει.

Σημειώνεται ότι στον ΕΚ8-3, ως πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται η *Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (Limit state of damage limitation)*, η οποία δεν είναι ίδια με τη στάθμη Άμεση χρήση, αλλά αναφέρεται σε λίγο μεγαλύτερες βλάβες. Για το σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η στάθμη Άμεση χρήση συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 72 χρόνια (50% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια) ενώ η στάθμη Περιορισμού βλαβών με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια (20% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).

II. Προστασία Ζωής (Life Safety)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, στη στάθμη B αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων (μικροί τραυματισμοί, οι οποίοι όμως δεν



αποτελούν κίνδυνο απώλειας ζωής, μπορούν να συμβούν) ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για την επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.

Όσον αφορά τα μη-φέροντα στοιχεία, στη στάθμη αυτή αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής, είτε λόγω πτώσης αντικειμένων είτε λόγω δευτερογενών αιτιών, όπως διαφυγή τοξικών ουσιών, αστοχία συστημάτων υψηλής πίεσης, κίνδυνος πρόκλησης πυρκαγιάς, κλπ.

Η στάθμη αυτή στον ΕΚ8-3 αναφέρεται ως *Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (Limit state of significant damage)*. Σύμφωνα με αυτή ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, ενώ τα κατακόρυφα στοιχεία έχουν αντοχή σε κατακόρυφα φορτία.

III. Οιονεί Κατάρρευση (Collapse Prevention)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, στη στάθμη Γ αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Γι' αυτό υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης σε μετασεισμό ακόμα και μέτριας έντασης.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία, στη στάθμη αυτή αναμένεται να έχουν σημαντικές βλάβες, με πιθανή την κατάρρευση τους, και υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων.

Η στάθμη αυτή στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 αναφέρεται ως *Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (Limit state of near collapse)*.



Στον πίνακα που ακολουθεί, γίνεται ενδεικτική περιγραφή αναμενόμενων βλαβών σε κτίρια από Ο.Σ. για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας:

Στοιχείο	Άμεση χρήση	Περιορισμός βλαβών	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Υποστυλώματα	<p>Πολύ περιορισμένες καμπτικές και διατμητικές ρηγματώσεις χωρίς αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης.</p> <p>Καμμία μόνιμη οριζόντια παραμόρφωση.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Περιορισμένες καμπτικές και διατμητικές ρηγματώσεις χωρίς ή πολύ μικρή αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης.</p> <p>Καμμία μόνιμη οριζόντια παραμόρφωση.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται στο κατώτερο τμήμα του κτιρίου που προκαλούν αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης πάνω και κάτω από τους κόμβους.</p> <p>Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 2.0%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται στο κατώτερο τμήμα του κτιρίου που προκαλούν σημαντική αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης πάνω και κάτω από τους κόμβους και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος στο εσωτερικό των κόμβων.</p> <p>Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 3.5%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές.</p> <p>Η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων διατηρείται σχεδόν σε όλα τα υποστυλώματα της κατασκευής.</p>
Τοιχώματα	<p>Ασήμαντες διατμητικές ρηγματώσεις στο επίπεδο του τοιχώματος. Καθόλου ή πολύ μικρές ρηγματώσεις στη βάση του τοιχώματος.</p> <p>Καμμία μόνιμη παραμόρφωση.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Ελάχιστες διατμητικές ρηγματώσεις στο επίπεδο του τοιχώματος. Καθόλου ή πολύ μικρές ρηγματώσεις στη βάση του τοιχώματος.</p> <p>Καμμία μόνιμη παραμόρφωση.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Εκτεταμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης και διατμητικές και καμπτικές ρηγματώσεις στη βάση του τοιχώματος.</p> <p>Ενδείξεις αστοχιών λόγω διατμητικής ολίσθησης.</p> <p>Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 2.0%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Εκτεταμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης και διατμητικές και καμπτικές ρηγματώσεις σε όλο το ύψος του τοιχώματος και ειδικά στις περιοχές με τη μεγαλύτερη μόνιμη παραμόρφωση. Ενδείξεις λυγισμού διαμήκων ράβδων οπλισμού. Ενδείξεις αστοχιών λόγω διατμητικής ολίσθησης στις θέσεις των αρμών σκυροδέτησης και στη βάση του τοιχώματος.</p> <p>Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 3.5%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές.</p> <p>Η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων διατηρείται σχεδόν σε όλα τα τοιχώματα της κατασκευής.</p>

Στοιχείο	Άμεση χρήση	Περιορισμός βλαβών	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Δοκοί	Πολύ περιορισμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης γύρω από τους κόμβους. Πολύ περιορισμένες καμπτικές ρηγματώσεις στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων. Καμμία μόνιμη παραμόρφωση. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.	Περιορισμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης γύρω από τους κόμβους. Περιορισμένες καμπτικές ρηγματώσεις στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων. Καμμία μόνιμη παραμόρφωση. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.	Αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης στους κόμβους και τις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων. Καμπτικές και διατμητικές ρηγματώσεις στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων, που επεκτείνονται και μέσα στους κόμβους. Επιμήκυνση των συνδετήρων κοντά στους κόμβους. Μόνιμες κατακόρυφες παραμορφώσεις της τάξης του $L/175$. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.	Εκτεταμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης στους κόμβους και τις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων. Εκτεταμένες καμπτικές και διατμητικές ρηγματώσεις στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων, που επεκτείνονται και μέσα στους κόμβους. Θραύση των συνδετήρων κοντά στους κόμβους. Μόνιμες κατακόρυφες παραμορφώσεις της τάξης του $L/75$. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.
Πλάκες	Πολύ περιορισμένες ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.	Περιορισμένες ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.	Ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.	Εκτεταμένες ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις. Αποκολλήσεις τμημάτων σκυροδέματος μεταξύ των οπλισμών. Κατακόρυφες παραμορφώσεις κοντά στις στηρίξεις της τάξης του $d/4$ (d =πάχος πλάκας). Όχι κατάρρευση της πλάκας.
Θεμελιώσεις	Καμμία ένδειξη διαφορικής καθίζησης μεταξύ γειτονικών υποστυλωμάτων	Καμμία ένδειξη διαφορικής καθίζησης μεταξύ γειτονικών υποστυλωμάτων	Διαφορικές καθιζήσεις της τάξης του $L/150$ μεταξύ γειτονικών υποστυλωμάτων	Διαφορικές καθιζήσεις της τάξης του $L/60$ μεταξύ γειτονικών υποστυλωμάτων
Μη-φέροντα στοιχεία	Δεν υπάρχουν θραύσεις εξωτερικών υαλοπινάκων. Όλες οι πόρτες (εσωτερικές και εξωτερικές) παραμένουν σε λειτουργία. Πολύ περιορισμένες ζημιές σε ψευδοροφές και φωτιστικά σώματα χωρίς καταπτώσεις. Ελάχιστα έπιπλα ανατρέπονται. Πολύ περιορισμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα και επικαλύψεις κλιμάκων. Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός παραμένουν σε λειτουργία. Πολύ περιορισμένες βλάβες σε σοφίτες.	Πολύ περιορισμένες θραύσεις εξωτερικών υαλοπινάκων. Όλες οι πόρτες (εσωτερικές και εξωτερικές) παραμένουν σε λειτουργία. Πολύ περιορισμένες ζημιές σε ψευδοροφές και φωτιστικά σώματα χωρίς καταπτώσεις. Μεμονωμένες ανατροπές επίπλων. Περιορισμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα και επικαλύψεις κλιμάκων. Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός παραμένουν σε λειτουργία. Περιορισμένες βλάβες σε σοφίτες.	Μερικές θραύσεις υαλοπινάκων. Οι περισσότερες εξωτερικές πόρτες παραμένουν σε λειτουργία, αλλά μερικές εσωτερικές πόρτες μπλοκάρουν. Μερικές ψευδοροφές καταρρέουν και φωτιστικά σώματα καταστρέφονται. Ανατροπές επίπλων. Εκτεταμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα και ορισμένες ανατροπές. Εκτεταμένες ρηγματώσεις των τοίχων που περικλείουν το κλιμακοστάσιο. Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός τίθενται εκτός λειτουργίας. Εκτεταμένες βλάβες σε σοφίτες.	Οι περισσότεροι υαλοπίνακες θραύονται. Οι εξωτερικές και εσωτερικές πόρτες μπλοκάρουν. Οι περισσότερες ψευδοροφές και φωτιστικά σώματα καταρρέουν. Ανατροπές επίπλων. Εκτεταμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα που ανατρέπονται μερικώς. Εκτεταμένες ρηγματώσεις των τοίχων που περικλείουν το κλιμακοστάσιο. Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός τίθενται εκτός λειτουργίας. Μερική κατάρρευση σε σοφίτες.

Εικόνα 4.4: Πίνακας Ενδεικτικών Βλαβών ανά Στάθμη Επιτελεστικότητας

4.5 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας κατά ΕΚ8 – 3

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάλιψης. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης, η οποία καθορίζεται από την αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται τόσο στο φέροντα οργανισμό όσο και στο μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή προκύπτει από συνδυασμό των στόχων για το φέροντα και το μη-φέροντα οργανισμό.

Στην παρακάτω εικόνα, εντοπίζονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάλιψης του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (ΕΚ8-3). Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο συνήθης σχεδιασμός νέων κατασκευών με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, όπως ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 1 (ΕΚ8-1), αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού Β2.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάλιψης 225 χρόνια)	A ₁	B ₁	Γ ₁
	10% (Περίοδος επανάλιψης 475 χρόνια)	A ₂	B ₂	Γ ₂
	2% (Περίοδος επανάλιψης 2475 χρόνια)	A ₃	B ₃	Γ ₃

Εικόνα 4.5: Πίνακας Στόχων Σεισμικής Ικανότητας κατά ΕΚ8-3

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Σχηματικά, η φιλοσοφία σχεδιασμού παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα, όπου κάθε τετράγωνο αντιπροσωπεύει ένα στόχο σχεδιασμού, ενώ οι διαγώνιες γραμμές αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα κριτήρια σχεδιασμού. Έτσι, η γραμμή 1-3 καθορίζει το βασικό σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η γραμμή 2-3 αντιστοιχεί σε ένα σχεδιασμό με μικρότερο σεισμικό κίνδυνο και θα μπορούσε να εφαρμοστεί σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας (π.χ. σε σπουδαιότητα III κατά ΕΚ8) και η γραμμή 3-3 σε ένα πολύ ασφαλές (αλλά και πολύ αντικοινωνικό) σχεδιασμό που θα μπορούσε να εφαρμοστεί σε μία κατασκευή πολύ μεγάλης σπουδαιότητας (π.χ. σε σπουδαιότητα IV κατά ΕΚ8). Οι στόχοι που αντιστοιχούν στα τετράγωνα δεξιά της γραμμής 1-3 δεν είναι αποδεκτοί.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάτρευση
Συχνότητα εμφάνισης σεισμικής δράσης	Μεγάλη (συχνοί σεισμοί)	1		Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικρή (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί)	3	3	3

Εικόνα 4.6: Καθορισμός Στόχων Σχεδιασμού

4.6 Συνδυασμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής

Η στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής ορίζεται από το συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού και μιας στάθμης επιτελεστικότητας των μη φερόντων στοιχείων. Ένα παράδειγμα αποδεκτών σταθμών επιτελεστικότητας μιας κατασκευής σύμφωνα με την ορολογία του ΕΚ8-3 φαίνεται στον παρακάτω πίνακα (εικόνα 4.8). Ο δείκτης “i” αντιστοιχεί στη συχνότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού. Για παράδειγμα, εάν οι στόχοι σχεδιασμού είναι όπως περιγράφονται στον πίνακα 4.1, τότε ο δείκτης i παίρνει τιμές: i = 1, 2, 3, όπου: i = 1 δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια, i = 2 δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 475 χρόνια και i = 3 δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 2475 χρόνια. Με αυτό τον τρόπο προκύπτει ο συνδυασμένος

στόχος επιτελεσιμότητας της κατασκευής. Για κατασκευές υψηλής σπουδαιότητας, μπορεί ο έλεγχος να γίνεται για δύο στόχους, π.χ. (B3-β3) και (A2-α2).

		Στάθμη επιτελεσιμότητας φέροντος οργανισμού		
		Περιορισμός βλαβών (Α)	Σημαντικές βλάβες (Β)	Οιονεί κατάρρευση (Γ)
Στάθμη επιτελεσιμότητας μη-φερόντων στοιχείων	Περιορισμός βλαβών (α)	$A_i - \alpha_i$ Συνιστάται για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας σε συνδυασμό με $B_i - \beta_i$	$B_i - \alpha_i$	Δεν συνιστάται
	Σημαντικές βλάβες (β)	$A_i - \beta_i$	$B_i - \beta_i$ Συνιστάται για κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας	$\Gamma_i - \beta_i$
	Οιονεί κατάρρευση (γ)	Δεν συνιστάται	$B_i - \gamma_i$	$\Gamma_i - \gamma_i$

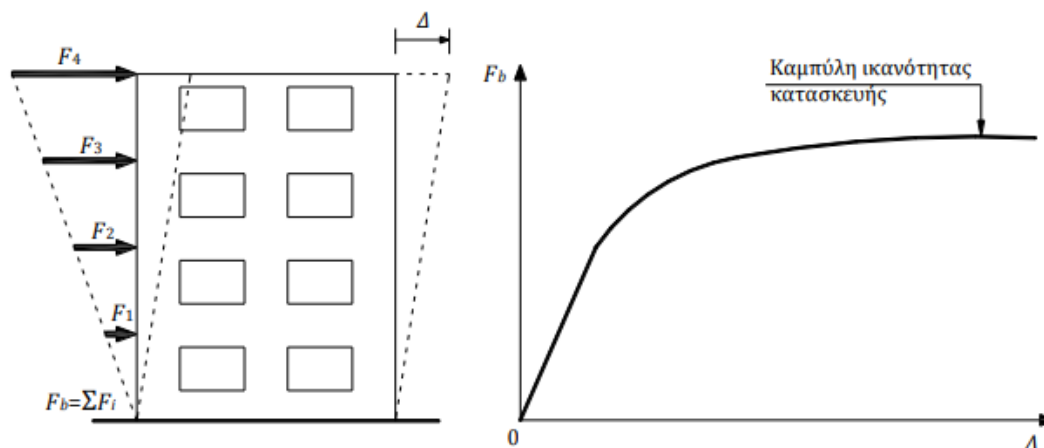
Εικόνα 4.7: Συνδυασμένοι Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας

4.7 Καθορισμός Σταθμών Επιτελεσιμότητας

4.7.1 Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve)

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεσιμότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης dr ενός σημείου αναφοράς (σε κτίρια συνήθως χρησιμοποιείται η μετακίνηση Δ του ΚΜ του ανώτερου ορόφου) για διάφορες τιμές του συνολικού οριζόντιου φορτίου F_b (δηλαδή της τέμνουσας βάσης) και για δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή, ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκες κατανομές που βασίζονται στις μετακινήσεις των ορόφων λαμβάνοντας υπόψη και τη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε

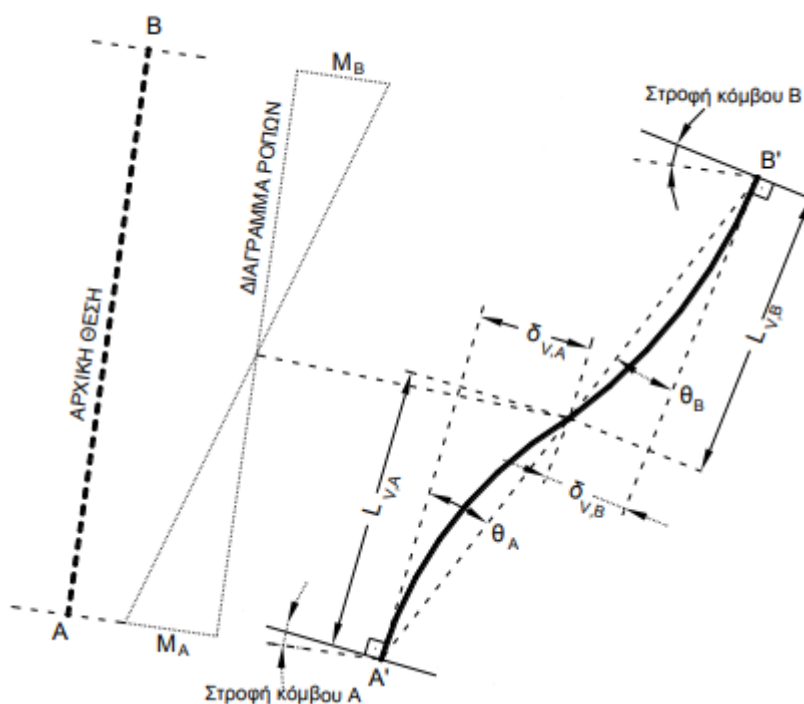
κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει σε κάθε βήμα.



Εικόνα 4.8: Κατασκευή Καμπύλης Ικανότητας Πολυώροφου Κτιρίου

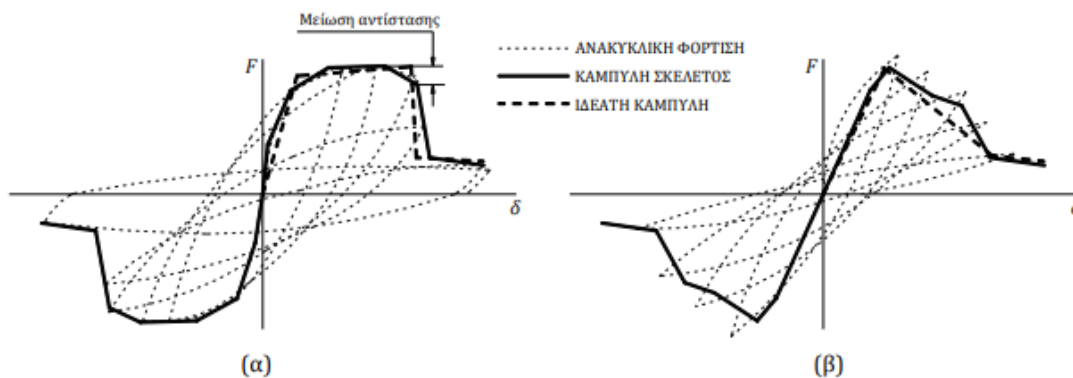
4.7.2 Καμπύλη $F - \delta$ δομικού στοιχείου ή διατομής

Το πρώτο βήμα της παραπάνω διαδικασίας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, που συμβολίζονται με “ F ”, με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, που συμβολίζονται με “ δ ”. Τα μεγέθη F μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές και οι σχετικές μετακινήσεις δ μπορούν να είναι μετατοπίσεις, παραμορφώσεις, καμπυλότητες ή στροφές. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα C (ή $1/r$) αντίστοιχα. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η διατμητική δύναμη V και η διατμητική παραμόρφωση γ αντίστοιχα. Επειδή στα στοιχεία από Ω.Σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου. Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρον υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρον του ανοίγματος διάτμησης, δηλ. το σημείο μηδενισμού των ροπών. Με άλλα λόγια, η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου με μήκος ίσο με το διατμητικό μήκος LV , δηλαδή, $\theta = \delta V / LV$, όπου $LV = M / V$ (M = ροπή στο άκρον υπό διαρροή, V = τέμνουσα) και δV είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.

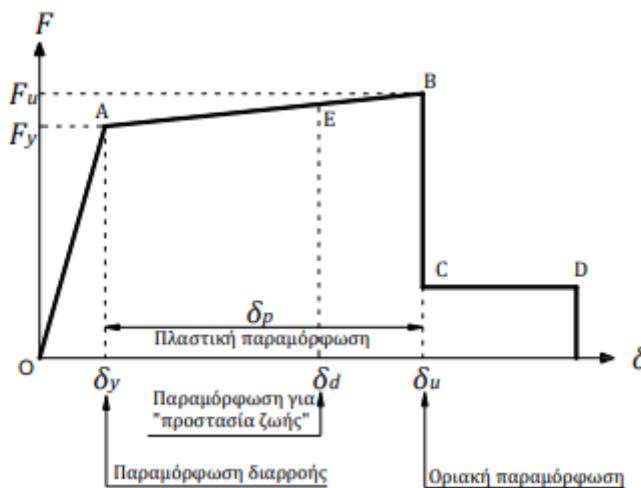


Εικόνα 4.9: Ορισμός Γωνίας Στροφής Χορδής θ

Η κατασκευή των διαγραμμάτων $F - \delta$ των στοιχείων έχει συνήθως ιδεατή πολυγωνική μορφή, η οποία βασίζεται στη σπονδυλωτή καμπύλη (backbone curve) της συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση. Στην παρακάτω εικόνα (α) φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά και η αντίστοιχη σπονδυλωτή καμπύλη ενός στοιχείου σε καμπτική καταπόνηση και στην εικόνα (β) η συμπεριφορά σε διατμητική καταπόνηση και η αντίστοιχη σπονδυλωτή καμπύλη. Στη δεύτερη περίπτωση η συμπεριφορά είναι ψαθυρή, αφού μετά τη διαρροή έχουμε απότομη πτώση αντοχής και καθόλου πλαστιμότητα. Η γενική μορφή του διαγράμματος $F - \delta$ λαμβάνεται συνήθως με την ιδεατή μορφή που φαίνεται στην εικόνα 4.12. Στους κανονισμούς δίνονται οδηγίες υπολογισμού των χαρακτηριστικών σημείων αυτού του διαγράμματος. Γενικώς, οι κλάδοι του ορίζονται ως εξής:



Εικόνα 4.10: Ενδεικτικές καμπύλες $F - \delta$ δομικών στοιχείων: (α) καμπτική συμπεριφορά, (β) διατμητική συμπεριφορά.



Εικόνα 4.11: Ιδεατή καμπύλη $F - \delta$ δομικών στοιχείων

Οι κλάδοι της παραπάνω εικόνας και ιδεατής καμπύλης $F - \delta$ δομικών στοιχείων, ορίζεται ως εξής:

Τμήμα ΟΑ:

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας ΟΑ ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση. Σημειώνεται ότι εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής (δηλαδή $\delta = \theta$), η τιμή της στροφής διαρροής θ_y πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνον την καμπυλότητα διαρροής C_y ή $(1/r)_y$ αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και της πιθανής ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις. Στον



ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον ΕΚ8-3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της $\theta\gamma$ για συνήθεις διατομές από Ω.Σ., λαμβάνοντας υπόψη αυτά τα φαινόμενα.

Τμήμα ΑΒ:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο Β). Το σημείο Β καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας δ_u που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων. Συνήθως, στη σπονδυλωτή καμπύλη το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντοχής (δηλαδή του μεγέθους F) κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της.

Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον ΕΚ8-3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της οριακής γωνίας στροφής χορδής θ_u για συνήθεις διατομές από Ω.Σ.

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

Η παραμόρφωση $\delta_p = \delta_u - \delta_y$, η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, καθορίζει την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης της διατομής.

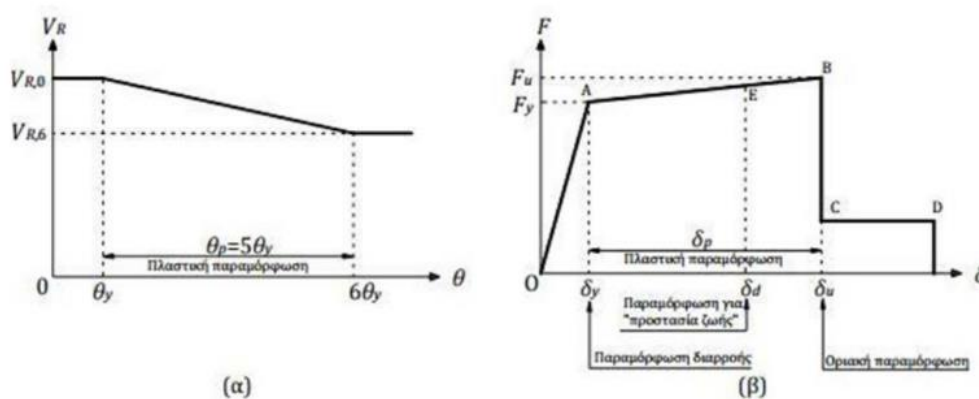
Τμήμα CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας δ_u , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας αντοχής είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

Πλάστιμα & Ψαθυρά Στοιχεία

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, σε περιπτώσεις πλαστικών στοιχείων, δηλαδή όταν η αστοχία σε κάμψη προηγείται της αστοχίας σε διάτμηση, κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων, δηλαδή όταν η αστοχία σε διάτμηση προηγείται αυτής σε κάμψη, ο ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων. Για τον καθορισμό του τελικού διαγράμματος $F - \delta$ που θα χρησιμοποιηθεί στην κατασκευή της καμπύλης

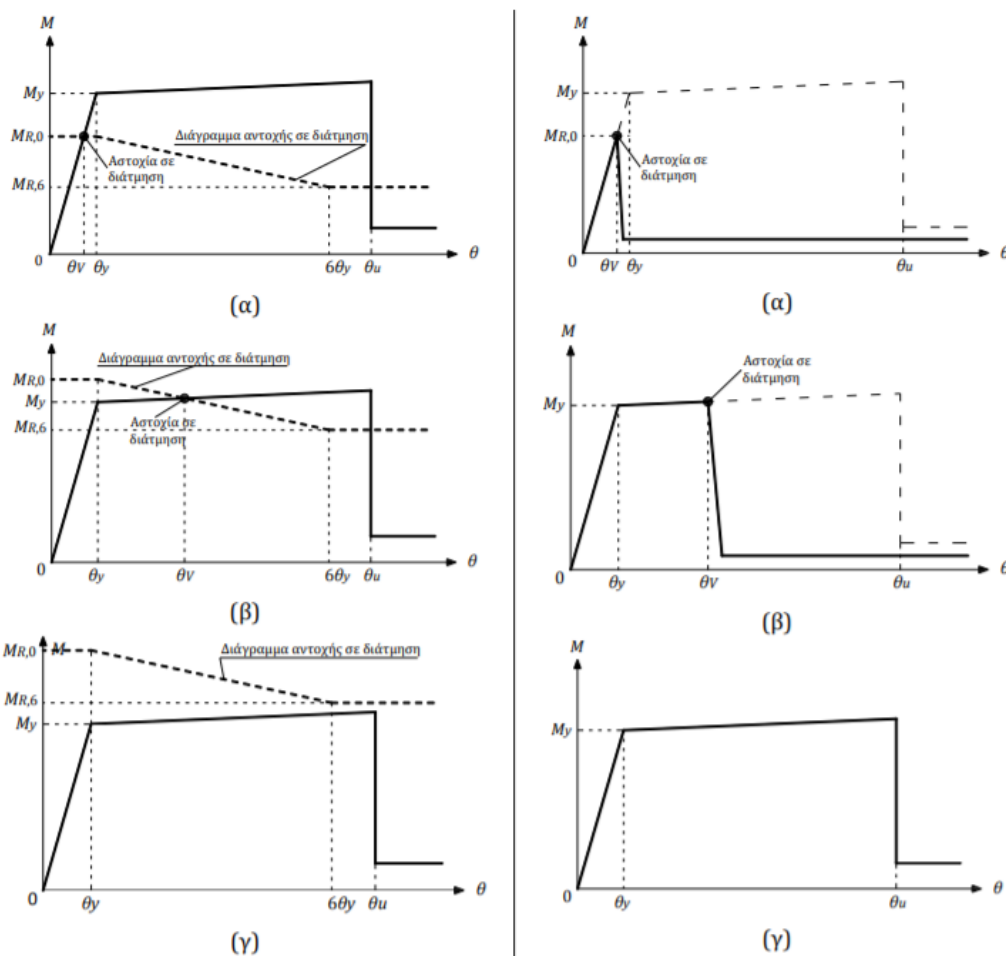
ικανότητας, πρέπει να ελεγχθεί εάν η αστοχία σε τέμνουσα συμβαίνει πριν την αστοχία σε κάμψη και, εάν ναι, να τροποποιηθεί κατάλληλα το διάγραμμα $F - \delta$ που αντιστοιχεί στην κάμψη (δηλαδή το διάγραμμα $M - \theta$). Για το σκοπό αυτό καθορίζεται η αρχική διατμητική αντοχή $V_{R,0}$ και ο τρόπος με τον οποίο αυτή μειώνεται μετά τη διαρροή της διατομής σε κάμψη. Η μείωση της διατμητικής αντοχής μετά τη διαρροή σε κάμψη είναι ανάλογη της πλαστιμότητας στροφών μ_θ . Επομένως, ο έλεγχος πρέπει να γίνεται για την τέμνουσα αντοχής που αντιστοιχεί στην εκάστοτε μ_θ , δηλαδή στην εκάστοτε στροφή χορδής θ . Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., η μείωση της αντοχής σε τέμνουσα εφαρμόζεται για γωνίες στροφής $\theta_y < \theta < 6\theta_y$. Για στροφές μεγαλύτερες από $6\theta_y$ η αντοχή σε τέμνουσα θεωρούμε ότι παραμένει σταθερή, ίση με $V_{R,6}$.



Εικόνα 4.12: (α) Μεταβολή της αντοχής σε τέμνουσα, V_R , με τη γωνία στροφής χορδής, θ & (β)

Μετατροπή του διαγράμματος σε διάγραμμα ροπής – στροφής χορδής, $M_R - \theta$.

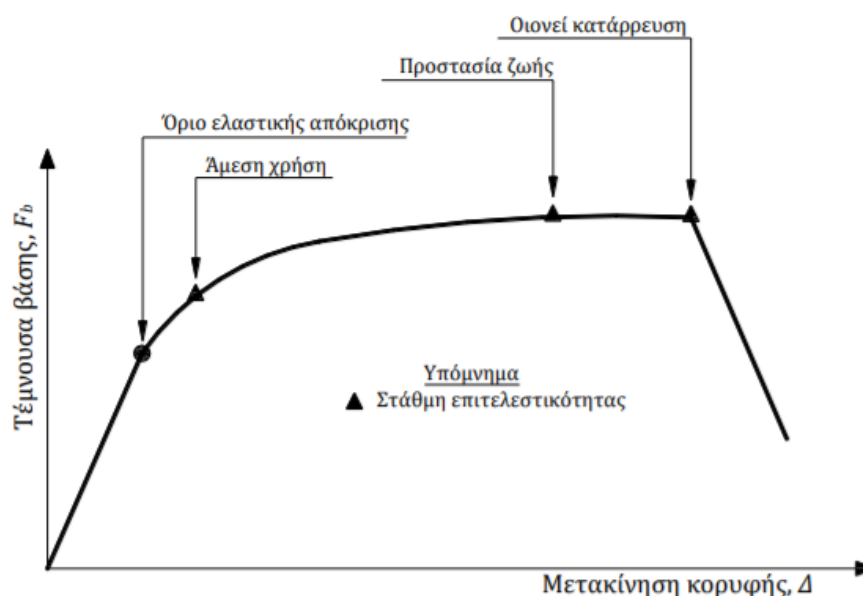
Για τον καθορισμό του τελικού διαγράμματος $M - \theta$ μετατρέπουμε το διάγραμμα $V_R - \theta$ της Εικόνας 4.13 (α) σε διάγραμμα $M_R - \theta$, όπως φαίνεται στην ίδια εικόνα μέρος (β), όπου M_R είναι η ροπή της διατομής που αντιστοιχεί στη V_R , δηλαδή: $M_R = V_R \cdot LV$, όπου $LV = M/V$ είναι το διατμητικό μήκος. Στη συνέχεια, τοποθετούμε το διάγραμμα $M_R - \theta$ πάνω στο διάγραμμα $M - \theta$ της διατομής που περιγράφει τη συμπεριφορά σε κάμψη. Διακρίνουμε τρεις περιπτώσεις ως εξής:



Εικόνα 4.13: (α) Αστοχία σε διάτμηση, πριν τη διαρροή σε κάμψη και αντίστοιχο διάγραμμα $M-\theta$, (β) Αστοχία σε διάτμηση, μετά τη διαρροή σε κάμψη, αλλά πριν την αστοχία σε κάμψη και αντίστοιχο διάγραμμα $M-\theta$ (γ) Αστοχία μόνο σε κάμψη και αντίστοιχο διάγραμμα $M-\theta$

4.7.3 Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες $F - \delta$ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, στη συνέχεια μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για την κατασκευή, όπως φαίνεται παρακάτω.



Εικόνα 4.14: Ορισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας πάνω στην Καμπύλη Ικανότητας

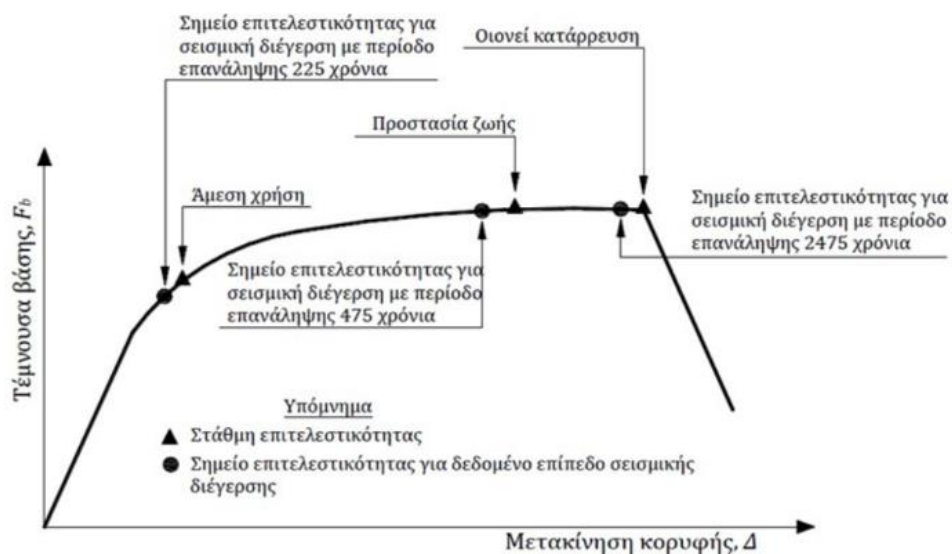
Σημειώνεται ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής Δ που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής ως σύνολο δεν προκύπτει αναγκαστικά από τη μετακίνηση κορυφής που αντιστοιχεί στη στιγμή που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει στην αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από την αντίστοιχη στάθμη. Επομένως, πρέπει να αξιολογηθεί η σημασία που έχει στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής η εμφάνιση βλαβών σε κάθε μέλος.

Με βάση το ανωτέρω, γίνεται ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα. Γενικώς, ως πρωτεύοντα ορίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, ενώ όλα τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Σημειώνεται ότι ο διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα προβλέπεται και στον ΕΚ8-1 και εφαρμόζεται και στον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών με τη μέθοδο των δυνάμεων. Για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας, οι επιτρεπόμενες παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι μεγαλύτερες από αυτές των πρωτεύοντων. Έτσι, υπάρχει η δυνατότητα, ο μηχανικός, να ορίσει κάποια μέλη της

κατασκευής στα οποία έχει υπερβληθεί η επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας ως δευτερεύοντα, μετατοπίζοντας έτσι το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής προς τα δεξιά, στη μετακίνησης Δ που αντιστοιχεί στο σημείο που το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φτάνει στην αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

4.7.4 Έλεγχος Στοχευόμενης Ικανότητας

Για να ελεγχθεί εάν μία κατασκευή ικανοποιεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας πρέπει να ελεγχθεί εάν, για το σεισμό σχεδιασμού με την αντίστοιχη περίοδο επανάληψης, η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) αντιστοιχεί σε σημείο επιτελεστικότητας (performance point) πάνω στην καμπύλη ικανότητας που βρίσκεται πριν την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας, όπως αυτή ορίστηκε ανωτέρω. Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης $F - \delta$ βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία, στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας, πρέπει να ενισχυθούν και η διαδικασία να επαναληφθεί.



Εικόνα 4.15: Σύγκριση σημείου επιτελεστικότητας για το σεισμό σχεδιασμού και αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας.



4.8 Υπολογισμός Στοχευόμενης Μετακίνησης

4.8.1 Ισοδύναμο Μονοβάθμιο Σύστημα

Ορισμοί & Προϋποθέσεις Εφαρμογής Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης

Η Στατική Ανελαστική Ανάλυση (Non- Linear Static Procedure) ορίζεται ως εξής: «Ένα προσομοίωμα που άμεσα ενσωματώνει μη γραμμικότητες υλικού μετατοπίζεται μέχρι κάποιας στοχευόμενης μετακίνησης, ενώ υπολογίζονται οι εσωτερικές παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη. Τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά των επιμέρους στοιχείων του δομήματος προσομοιώνονται άμεσα. Το προσομοίωμα του δομήματος υπόκειται σε πλάγια κατανομή δυνάμεων ή μετατοπίσεων, μονοτονικά αυξανόμενης έντασης, μέχρι να επιτευχθεί η στοχευόμενη μετακίνηση ή να επέλθει κατάρρευση του δομήματος. Η στοχευόμενη μετακίνηση αντιπροσωπεύει τη μέγιστη μετακίνηση που αναμένεται κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού».

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τις τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Οι τιμές αυτές είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (και τους τυχόν ικανοτικούς ελέγχους).

Παραδοχές

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου πρέπει να συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης – παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.

Επιπλέον, το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των



κριτηρίων επιτελεσματικότητας. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας 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 επιτελεσματικότητας του κτιρίου.

Όταν δεν πραγματοποιείται 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. Προϋπόθεση για να ισχύει η παραδοχή αυτή είναι η δυναμική απόκριση του κτιρίου να κυριαρχείται από την πρώτη ιδιομορφή.

Προϋποθέσεις Εφαρμογής Μεθόδου

Όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, συνίσταται να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων.

Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση. Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος $S_e(T)$ του EC8-1 ($q=1$). 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 ανεξαρτήτως δε των λοιπών προϋποθέσεων εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων. Δηλαδή, εφόσον εφαρμόζεται η μέθοδος του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (q), αυτός μπορεί να λαμβάνεται αυξημένος κατά 25%,



ενώ αν εφαρμόζεται η μέθοδος των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας (m) η αύξηση του 25% αφορά στις τιμές που καθορίζονται στα Κεφάλαια 4 και 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

4.8.2 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. Αυτό γίνεται αφενός για να είναι αντιπροσωπευτική της διαθέσιμης απόκρισης του κτιρίου η διγραμμική καμπύλη που θα χρησιμοποιηθεί για τους ελέγχους και αφετέρου για να διασφαλιστεί αριθμητική ευστάθεια της μεθόδου ανάλυσης στη στάθμη της μετακίνησης ελέγχου. Κατ' ελάχιστον, η καμπύλη θα χαράσσεται ως το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης, εφόσον βεβαίως δεν έχει στο μεταξύ επέλθει αστοχία του φορέα (όταν γίνεται προσομοίωση της αστοχίας στοιχείων). Συνιστάται, ωστόσο, η χάραξη «πλήρους» καμπύλης αντίστασης, δηλαδή μέχρι την μετακίνηση που αντιστοιχεί σε ουσιώδη πτώση της αντοχής του φορέα η οποία παρέχει, πέραν της μέγιστης φέρουσας ικανότητας του κτιρίου και μία εκτιμήτρια της διαθέσιμης πλαστιμότητας μετακινήσεων (m_d), ανεξαρτήτως της τιμής που θα ληφθεί τελικώς υπόψη για σχετικούς ελέγχους.

Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του EC8. Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική») και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.

Το αναλυτικό προσομοίωμα θα υιοθετεί τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά. Επιπλέον, στο προσομοίωμα πρέπει να συμπεριλαμβάνονται εν γένει τόσο τα πρωτεύοντα, όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία, αλλά και οι τοιχοπληρώσεις.

Η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε στοιχείου θα συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα, μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρις αστοχίας, οι οποίες θα περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του πλαστικού στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του, σύμφωνα με την §7.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Εναλλακτικώς, επιτρέπεται χρήση απλοποιημένης στατικής ανελαστικής ανάλυσης, όπου μπορούν να προσομοιώνονται μόνο τα πρωτεύοντα στοιχεία ανάληψης σεισμικών δυνάμεων του κτιρίου υπό τις προϋποθέσεις της §5.4.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε τέτοιου στοιχείου θα είναι διγραμμική, χωρίς να προσομοιώνεται άμεσα η φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου. Στην απλοποιημένη στατική ανελαστική ανάλυση, φέροντα δομικά στοιχεία που δεν πληρούν τους ελέγχους του Κεφ. 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ θα θεωρούνται ως δευτερεύοντα και θα αφαιρούνται από το προσομοίωμα του κτιρίου. Αντίστοιχη απλοποίηση μπορεί να εφαρμόζεται και για τις άοπλες τοιχοπληρώσεις.

Κόμβος Ελέγχου

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

4.8.3 Κατανομή Σεισμικών Φορτίων (Καθ' Ύψος)

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

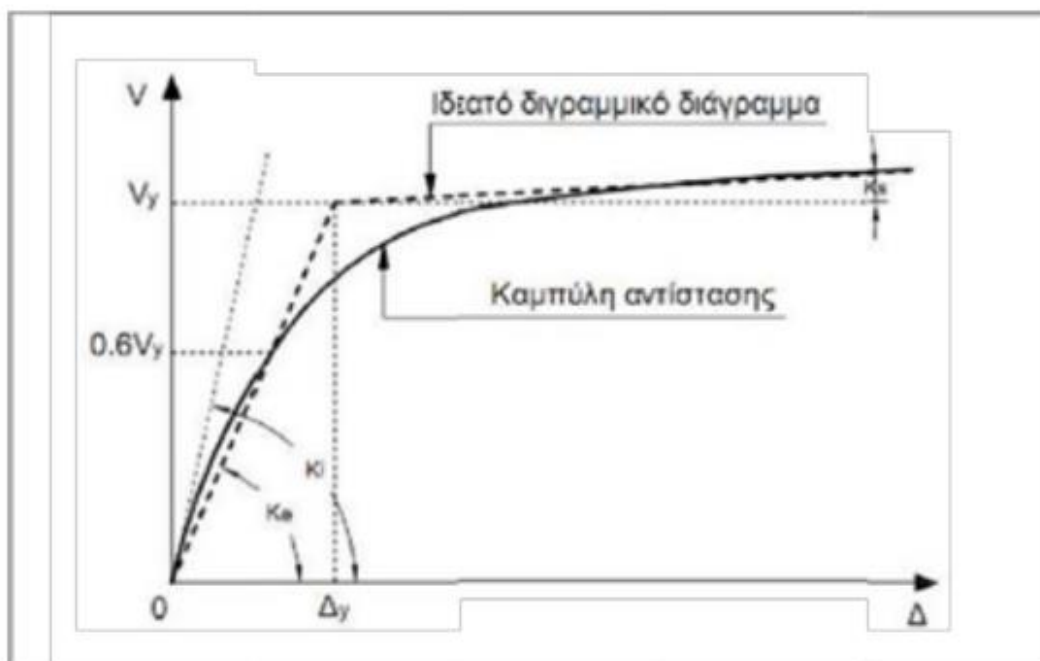
Σύμφωνα με τα προβλεπόμενα από τον EC8 - 1, είναι δυνατό να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

- ✓ Ομοιόμορφη, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
- ✓ Ιδιομορφική, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση (EC8 - 1, §4.3.3.2.3) (§ 3.2.1).

Το σχήμα των θεμελιωδών ιδιομορφών στις οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης του κτιρίου μπορεί να υπολογιστεί με χρήση μεθόδων Δυναμικής ή μπορεί να προσεγγιστεί από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος του κτιρίου.

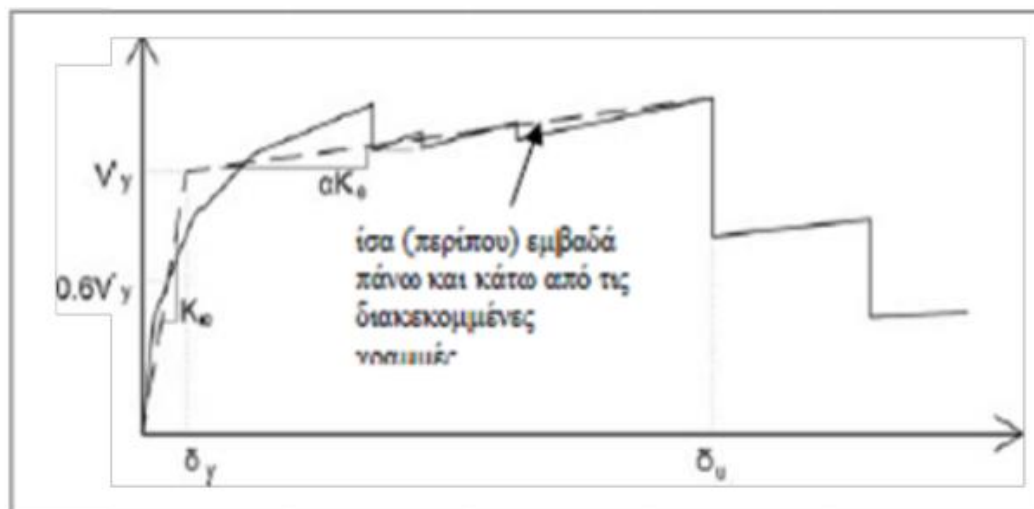
4.8.4 Εξιδανικευμένη Καμπύλη Δύναμης – Μετακίνησης ($V - \delta$)

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



Εικόνα 4.16: Ιδεατό Διγραμμικό Διάγραμμα $V - \delta$

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



Εικόνα 4.17: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση (α) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας (δ_u), πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της (α) πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν), αλλά να μην ξεπερνά το 0.10. Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κυρίου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή).

Απλοποιητικά, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτιρίου, η μεν κλίση K_e μπορεί να λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60% της μέγιστης αντίστασης (V_{max}), η δε δύναμη διαρροής V_y ως το 80% της V_{max} .

4.8.5 Προσδιορισμός Ιδιοπεριόδου (T_e)

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος (T_e) στη θεωρούμενη διεύθυνση θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης που αναφέρθηκε παραπάνω. Η τιμή T_e της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_e = T \cdot (K_o / K_e)^{1/2}$$

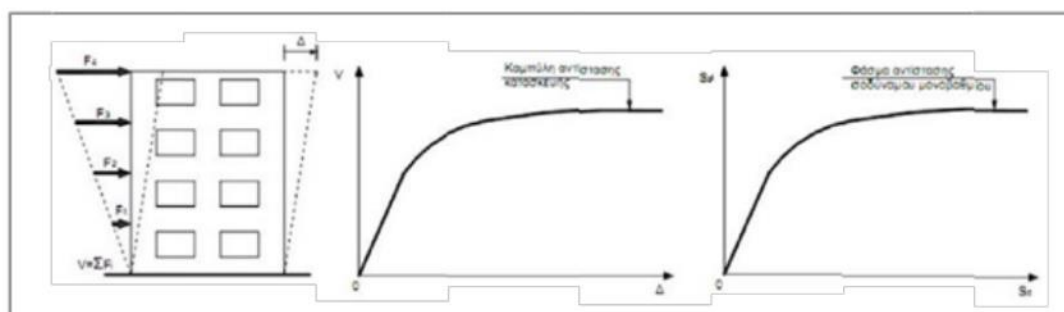
Όπου,

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

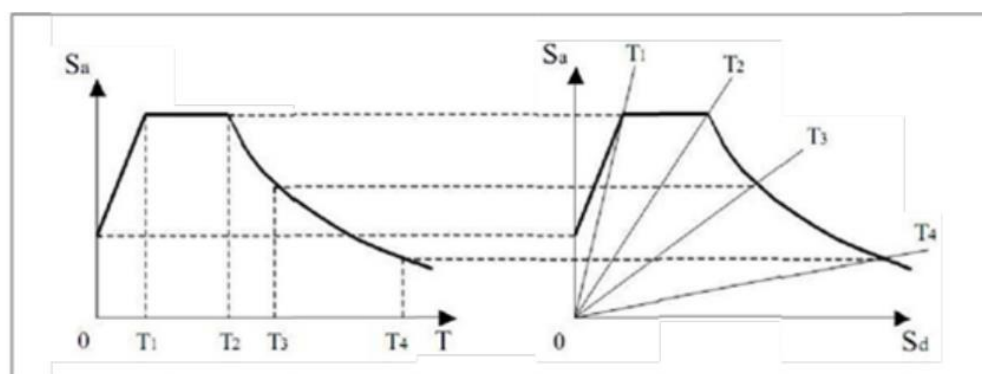
K_0 : η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, ενώ η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e υπολογίζεται όπως προαναφέρθηκε κατά την κατασκευή της εξιδανικευμένης καμπύλης δύναμης - μετακίνησης.

4.8.6 Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας

Παρακάτω, απεικονίζεται η μεθοδολογία προσδιορισμού του σημείου επιτελεστικότητας, δηλαδή μέσω της έκφρασης της διατιθέμενης ικανότητας ενός κτιρίου και της απαίτησης προς αυτό σε κοινό σύστημα αξόνων. Στη συνέχεια, παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία υπολογισμού τόσο της καμπύλης σεισμικής απαίτησης όσο και της καμπύλης αντίστασης. Μετά την εύρεση του σημείου επιτελεστικότητας, με γνωστή τη στοχευόμενη μετακίνηση (και αφού αναχθεί σε επίπεδο κατασκευής), εξετάζεται η συμπεριφορά της κατασκευής σε σχέση με την επιλεγμένη στάθμη και ανάλογα με το αντίστοιχο σημείο επί της καμπύλης έντασης – παραμόρφωσης που εκπροσωπεί κάθε μέλος.



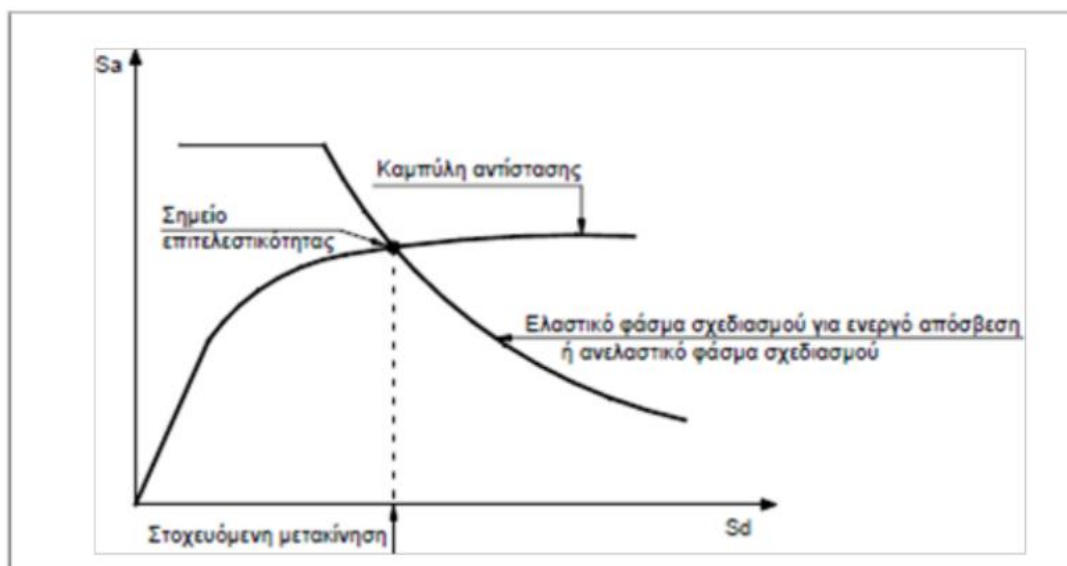
Εικόνα 4.18: Καμπύλη & Φάσμα Αντίστασης Κατασκευής



Εικόνα 4.19: Μετατροπή Φάσματος Σχεδιασμού σε Μορφή AD-RS

Οι μη γραμμικές μέθοδοι μέσω των οποίων εκτιμάται η σεισμική απαίτηση προσδιορίζουν τη μέγιστη αναμενόμενη μετελαστική μετακίνηση για ένα σύστημα, μέσω του υπολογισμού της μετακίνησης ενός ισοδύναμου γραμμικού ελαστικού συστήματος. Η στοχευόμενη μετακίνηση του μονοβάθμιου συστήματος όπως προκύπτει, ανάγεται σε μετακίνηση του αντίστοιχου πολυβάθμιου και ελέγχεται η επιτελεστικότητα των μελών. Οι συνηθέστερες μέθοδοι, παραλλαγές της μη γραμμικής ανελαστικής ανάλυσης, είναι αυτές του φάσματος ικανότητας του ATC-40, η μέθοδος του συντελεστή μετακινήσεων, καθώς και βελτιωμένες μέθοδοι που διαφοροποιούνται λόγω της χρήσης ανελαστικών φασμάτων για την εύρεση της σεισμικής απαίτησης.

Στη γενική της διατύπωση, η διαδικασία προσδιορισμού του σημείου επιτελεστικότητας με τις περισσότερες εκ των παραπάνω μεθόδων είναι η ακόλουθη. Αρχικά σχεδιάζεται το διάγραμμα αντίστασης και το διάγραμμα απαίτησης (ή διάγραμμα φασματικής απόκρισης ADRS). Στη συνέχεια τα παραπάνω διαγράμματα μετατρέπονται σε όρους φασματικών επιταχύνσεων και φασματικών μετακινήσεων. Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί στην τομή της καμπύλης φασματικής πλέον ικανότητας της κατασκευής με την απομειωμένη εκείνη καμπύλη φασματικής απόκρισης που αντιστοιχεί ωστόσο στο ίδιο ποσοστό δρώσας απόσβεσης και για τα δύο διαγράμματα.



Εικόνα 4.20: Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας



Η διαδικασία είναι επαναληπτική μέχρι να προσδιοριστεί με βάση το παραπάνω κριτήριο η μέγιστη απαιτούμενη μετελαστική μετακίνηση. Αφού βρεθεί το τελικό σημείο τομής σε όρους φασματικών μεγεθών (δηλαδή στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα) υπολογίζονται με τις σχέσεις μετατροπής η μέγιστη μετακίνηση οροφής του κτιρίου και η τέμνουσα βάσης. Εναλλακτικά αν αναφερθούμε σε όρους πλαστιμοτήτων μ , η στοχευόμενη μετακίνηση ορίζεται από το σημείο τομής των διαγραμμάτων για το οποίο ο δείκτης πλαστιμότητας που προκύπτει από το διάγραμμα αντίστασης ισούται με τον αντίστοιχο δείκτη για το διάγραμμα απαίτησης.

Η βασική παραδοχή των παραπάνω ανελαστικών μεθόδων είναι η αντιμετώπιση του μη γραμμικού συστήματος με ένα ισοδύναμο γραμμικό. Συνδεδετικό στοιχείο κατά την αντιστοίχιση αυτή αποτελεί η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση του μονοβάθμιου συστήματος. Μέσω μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης είναι πιθανό να προκύπτουν ακριβέστερα αποτελέσματα, ωστόσο απαιτεί μεγαλύτερο υπολογιστικό χρόνο και ευαισθησία βέβαια από την επιλογή των σεισμικών διεγέρσεων. Στις περισσότερες των περιπτώσεων συνεπώς επιλέγεται ως μέθοδος η στατική μη γραμμική ανάλυση. Στη μέθοδο του συντελεστή μετακίνησης, η οποία βασίζεται στη στατική μη γραμμική ανάλυση, οι αρχικές καμπύλες ικανότητας και απαίτησης δεν μετατρέπονται σε όρους φασματικών μεγεθών και η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει λαμβάνοντας υπόψη ένα σύνολο διορθωτικών παραγόντων, καθένας εκ των οποίων εκφράζει κάποια επιρροή της μέγιστης μετελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου από διάφορα φαινόμενα.

4.8.7 Μετατροπή Μη Γραμμικού Συστήματος σε Ισοδύναμο Γραμμικό

Ένα ανελαστικό μη γραμμικό σύστημα η ανάλυση του οποίου πραγματοποιείται με τις μεθόδους εύρεσης της στοχευόμενης μετακίνησης που αναφέρθηκαν, μετατρέπεται σε ισοδύναμο γραμμικό σύστημα το οποίο τελικώς επιλύεται. Οι προσεγγιστικές μέθοδοι αποτίμησης και ελέγχου της σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών που έχουν αναπτυχθεί και παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω, μετατρέπουν το ανελαστικό δυναμικό πρόβλημα που συνεπάγεται υπολογιστικώς πολύπλοκα μοντέλα σε ανελαστικό στατικό, ώστε να εξαχθεί τελικώς η διαθέσιμη ικανότητα. Σημαντικό ρόλο για την αντιστοίχιση ενός μη γραμμικού συστήματος σε ισοδύναμο γραμμικό κατέχει η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση. Η τελευταία αποτελεί ένα μέγεθος που εξαρτάται από την απορρόφηση ενέργειας του ανελαστικού και του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος κατά τη διάρκεια μιας ανακύκλωσης.



Στον καθορισμό του ισοδύναμου γραμμικού συστήματος είναι πολύ σημαντική η επιλογή της καθ' ύψους κατανομής της φόρτισης των οριζόντιων προσαυξητικών φορτίων στους ορόφους του κτιρίου κατά τη μεθοδολογία διεξαγωγής της καμπύλης αντίστασης. Με την επιλογή του μελετητή μπορεί να χρησιμοποιηθεί ομοιόμορφη ή τριγωνική κατανομή φορτίων, κατανομή σύμφωνα με την πρώτη μόνο ιδιομορφή ή και με επιρροή ανώτερων ιδιομορφών. Επιπλέον, στη στατική προσαυξητική ανάλυση η οριζόντια κατανομή της πλευρικής φόρτισης δύναται να μεταβάλλεται συνεχώς με το χρόνο, όπως επίσης θα γίνεται και με τη δυσκαμψία των μελών του μελετώμενου κτιρίου καθώς αυτά διαρρέουν σταδιακά.

Η κατανομή των φορτίων στους ορόφους που πρέπει να είναι ανάλογη της κατανομής των δυνάμεων αδράνειας και άρα άμεσα συνδεδεμένη με τις μάζες κάθε ορόφου, πραγματοποιείται γενικώς μέσω της αντιπροσωπευτικής σχέσης:

$$F_i = V \cdot \frac{m_i \phi_i}{\sum_j m_j \phi_j}$$

όπου, $V = \sum F_i$ είναι η τέμνουσα βάση. Οι συντελεστές ϕ_i , δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της 1ης ιδιομορφής. Σημειώνεται, όμως, ότι αντί της 1ης ιδιομορφής θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και οποιαδήποτε άλλη κατανομή μετακινήσεων, αντιπροσωπευτική της αναμενόμενης παραμόρφωσης της κατασκευής. Συνήθως, οι τιμές των ϕ_i κανονικοποιούνται έτσι ώστε η τιμή στην κορυφή να ισούται με μονάδα: $\phi_{top} = 1$. Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την παραπάνω εξίσωση και $\phi_{top} = 1$, η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβάθμιου για όλα τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, ενέργεια, κλπ) γίνεται με τη σχέση:

$$Q = \Gamma \cdot Q^*$$

Όπου,

Q^* : μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη F^* , μετακίνηση δ^*)



Q: αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης V, μετακίνηση κορυφής Δ)

Γ: συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2}$$

Ο αριθμητής της παραπάνω σχέσης ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, δηλαδή:

$$m^* = \sum m_i \varphi_i$$

Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού, η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβάθμιου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν ισούται με την 1η ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου, ακόμη και εάν οι συντελεστές φ, ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1ου ιδιοδιανύσματος.

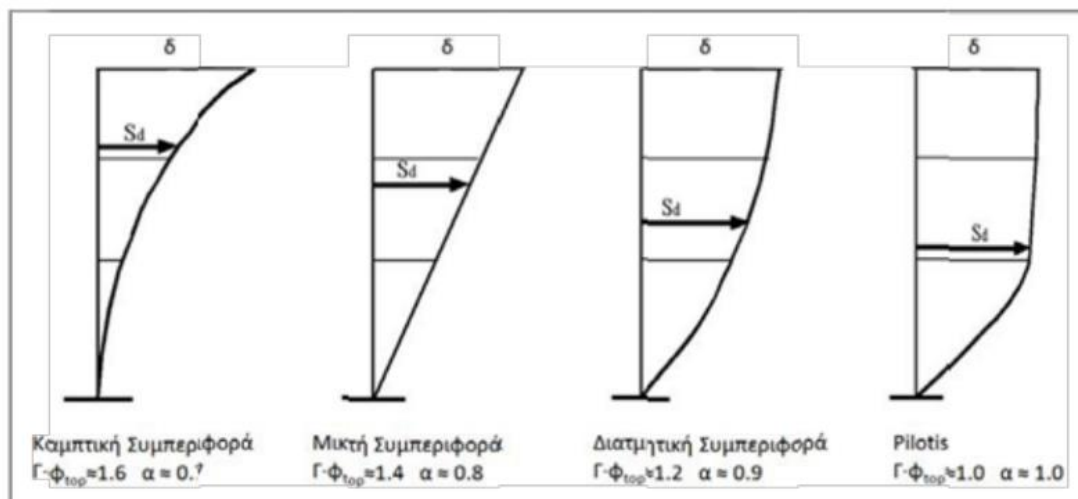
Η σχέση $Q = \Gamma \times Q^*$, χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου σε φάσμα αντίστασης (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε AD – RS (Acceleration - Displacement Response Spectrum) μορφή. Η μετατροπή αυτή γίνεται από τις σχέσεις:

- $S_a = V / (\alpha \cdot m_{ολ})$
- $S_d = \Delta / \Gamma$ ή $S_d = \Delta / (\Gamma \cdot \phi_{top})$ εάν $\phi_{top} \neq 1$

Όπου:

- V: τέμνουσα βάσης πολυβάθμιου
- $m_{ολ}$: συνολική μάζα πολυβάθμιου
- α: ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης, που δίνεται από τη σχέση: $\alpha = (\Gamma \cdot m^*) / m_{ολ}$
- Δ: μετακίνηση κορυφής

Ενδεικτικές τιμές των συντελεστών α για διάφορους τρόπους συμπεριφοράς κτιρίων παρουσιάζονται στην παρακάτω εικόνα:



Εικόνα 4.21: Συντελεστές Ισοδυναμίας Μάζας και Μετατοπίσεων

- **Καμπτική συμπεριφορά:** πλαίσιοι φορείς με ισχυρά υποστυλώματα – ασθενείς δοκούς, σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στις ακραίες περιοχές των δοκών και στις βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου.
- **Μικτή συμπεριφορά:** ύπαρξη τοιχίων που μπορούν να αναλάβουν μεγάλο ποσοστό (>40%) της σεισμικής δράσης.
- **Διατμητική συμπεριφορά:** πλαίσιοι φορείς με ασθενή υποστυλώματα – ισχυρές δοκούς, σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στις ακραίες περιοχές των υποστυλωμάτων.
- **Pilotis:** ύπαρξη «μαλακού» ισογείου (ασθενή υποστυλώματα – ισχυρές δοκοί).

4.9 Μεθοδολογία ATC-40 (Φάσμα Ικανότητας)

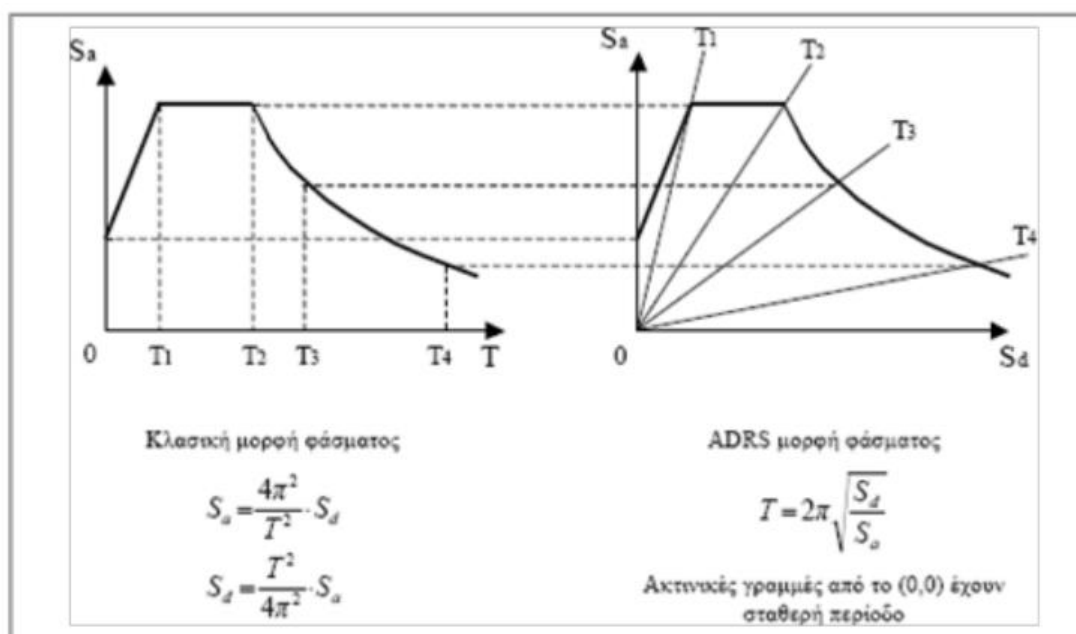
Στη μέθοδο αυτή, η οποία αποτελεί τη πιο διαδεδομένη από αυτές που αναφέρονται στις κανονιστικές διατάξεις του ATC-40 (Applied Technology Council), συγκρίνονται γραφικά η καμπύλη αντίστασης μιας κατασκευής που εκφράζει τη διαθέσιμη ικανότητά της, με το φάσμα απαίτησης με σκοπό τον προσδιορισμό της μέγιστης μετελαστικής μετακίνησης που μπορεί να πραγματοποιήσει. Το φάσμα απαίτησης προέρχεται από την απομείωση του ελαστικού με βάση την υστερητική απόσβεση της κατασκευής. Το σημείο τομής των δύο καμπυλών, γνωστό και ως σημείο επιτελεστικότητας, αντιστοιχεί στην στοχευόμενη μετακίνηση υπό συγκεκριμένη σεισμική απαίτηση.

Στον ATC - 40 προτείνονται τρεις μεθοδολογίες υπολογισμού με παραπλήσια αποτελέσματα. Παρακάτω περιγράφεται με βήματα η διαδικασία υπολογισμού της πρώτης μεθοδολογίας, η οποία είναι και η περισσότερο αναλυτική, σε αντίθεση με την τρίτη, η οποία είναι γραφική.

Βήμα 1^ο:

Μεταφορά του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για $\zeta = 5\%$ στο πεδίο επιτάχυνση-μετακίνηση (μορφή AD - RS).

Η διαδικασία μετατροπής είναι απλή και φαίνεται παρακάτω:



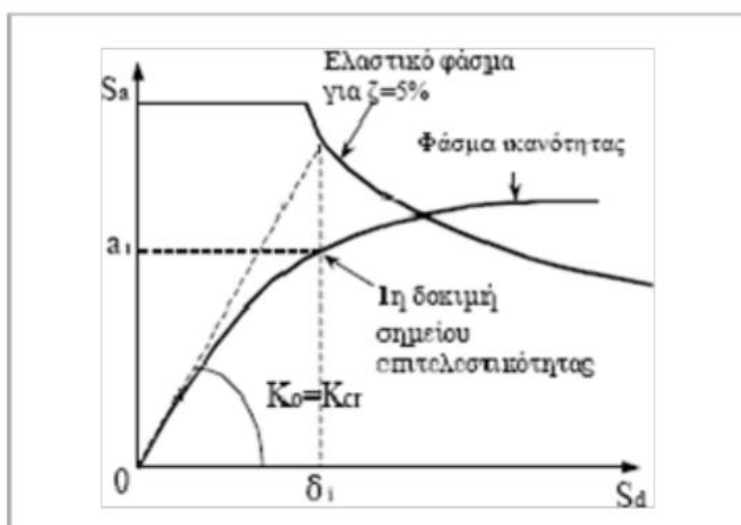
Εικόνα 4.22: Μετατροπή Φάσματος Σχεδιασμού σε μορφή AD-RS

Βήμα 2°:

Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας (capacity curve) και του φάσματος ικανότητας (capacity spectrum). Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές της τέμνουσας βάσης θεωρώντας κατανομή των φορτίων καθ' ύψος συμβατή με την αναμενόμενη μορφή μετακινήσεων, όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Στη συνέχεια, η καμπύλη αυτή μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Βήμα 3°:

Εύρεση του 1^{ου} σημείου δοκιμών. Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση $\zeta = 5\%$ υπολογίζεται η μετακίνηση δ_1 για τη δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση δ_1 υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα ικανότητας και η αντίστοιχη επιτάχυνση a_1 . Η μετακίνηση δ_1 είναι η τιμή που θα προέκυπτε από τη θεώρηση ίσης μετακίνησης μεταξύ του ελαστικού και ανελαστικού συστήματος.

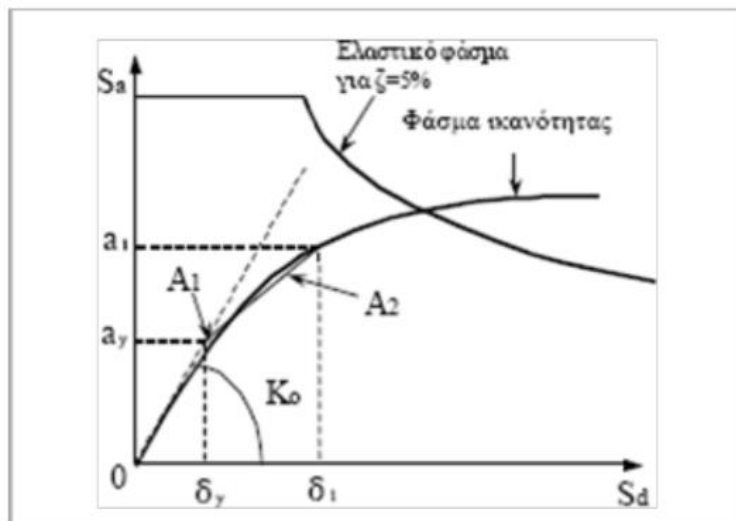


Εικόνα 4.23: 1^ο Σημείο Δοκιμών

Βήμα 4°:

Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας. Από το 1^ο σημείο δοκιμής φέρνουμε ευθεία, έτσι ώστε τα εμβαδά A_1 και A_2 να είναι περίπου ίσα και ορίζουμε το σημείο τομής με την ευθεία που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία. Το σημείο αυτό αντιστοιχεί στη διαρροή σύμφωνα με τη διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς και η προβολή του στους

άξονες S_a και S_d ορίζει την επιτάχυνση διαρροής, a_y και τη μετακίνηση διαρροής, δ_y αντίστοιχα.



Εικόνα 4.24: Διγραμμικό Φάσμα Ικανότητας

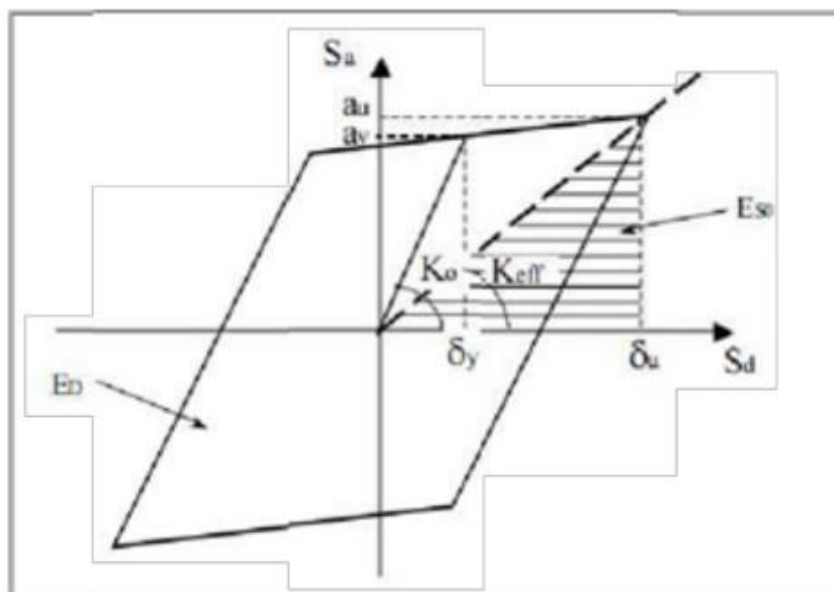
Βήμα 5^ο:

Υπολογισμός ενεργού απόσβεσης, η οποία μπορεί να γραφτεί ως εξής:

$$\zeta_{\text{eff}} = \zeta_{\text{ελ}} + \zeta_{\text{υστ}}$$

όπου, η απόσβεση της κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά (= 0.05 για Ω.Σ.) και η υστερητική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς. Για τον υπολογισμό της υστερητικής απόσβεσης προτείνεται η σχέση του Chorga (1995), η οποία βασίζεται στη σχέση που ακολουθεί παρακάτω, των ενεργειών του ελαστοπλαστικού και του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος:

$$\zeta_{\text{υστ}} = E_D / (4\pi E_{S0}) \rightarrow \zeta_{\text{υστ}} = 0.637 \cdot (\alpha_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot \alpha_u) / (\alpha_u \cdot \delta_u)$$



Εικόνα 4.25: Βρόγχος Υστέρησης Λόγω Απόσβεσης

Η σχέση του χ_{org} υπερεκτιμά την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας και κατασκευές χωρίς καλή πλάσιμη συμπεριφορά. Γι' αυτό, στον ATC - 40 προτείνεται η χρήση ενός διορθωτικού συντελεστή κ , ανάλογα με την ποιότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την αναμενόμενη σεισμική διέγερση. Στις εικόνες (πίνακες) που ακολουθούν παρουσιάζονται οι τύποι συμπεριφοράς της κατασκευής, καθώς και οι διορθωτικοί συντελεστές κ .

Τύπος συμπεριφοράς της κατασκευής			
Διάρκεια Σεισμού	Κυρίως Νέες Κατασκευές	Υπάρχουσες - μέτρια αντισεισμικά κατασκευές	Υπάρχουσες - φτωχές αντισεισμικά κατασκευές
Μικρή (κοντά στο επίκεντρο)	Τύπος Α	Τύπος Β	Τύπος C
Μεγάλη (μακριά από το επίκεντρο)	Τύπος Β	Τύπος C	Τύπος C



Τιμές διορθωτικού συντελεστή κ		
Τύπος συμπεριφοράς	ζ _{ιστ} (%)	κ
A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51 \cdot (\alpha_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot \alpha_u)}{\alpha_u \cdot \delta_u}$
B	< 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446 \cdot (\alpha_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot \alpha_u)}{\alpha_u \cdot \delta_u}$
C	Όλες οι τιμές	0.33

Θέτοντας στην 1^η σχέση $\alpha_u = a_1$ και $\delta_u = \delta_1$, τότε προκύπτει:

$$\zeta_{eff}(\%) = 5 + \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (\alpha_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot \delta_1}$$

Βήμα 6^ο:

Στη συνέχεια υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε απόσβεση $\zeta = \zeta_{eff}$ με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος για $\zeta = 5\%$ με τους συντελεστές SR_A και SR_V :

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2.12} \geq SR_{A,min}$$

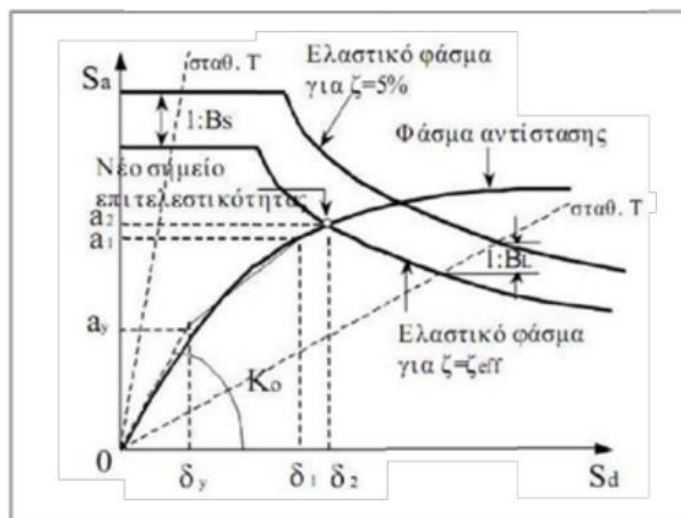
$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln \zeta_{eff}}{1.65} \geq SR_{V,min}$$

στα τμήματα που αντιστοιχούν σε σταθερή επιτάχυνση και σταθερή ταχύτητα, αντίστοιχα.

Στον πίνακα που ακολουθεί δίνονται οι ελάχιστες τιμές των συντελεστών αυτών:

Ελάχιστες τιμές μειωτικών συντελεστών απόσβεσης		
Τύπος συμπεριφοράς κτιρίου	$SR_{A,min}$	$SR_{V,min}$
A	0.33	0.50
B	0.44	0.56
C	0.56	0.67

Το σημείο τομής μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού για $\zeta = \zeta_{eff}$ και του φάσματος ικανότητας ορίζει το νέο σημείο επιτελεστικότητας. Η προβολή αυτού του σημείου στους άξονες S_a και S_d ορίζει την νέα επιτάχυνση, a_2 και τη νέα μετακίνηση, δ_2 αντίστοιχα.



Εικόνα 4.26: Απομειωμένο Ελαστικό Φάσμα

Βήμα 7^ο:

Έλεγχος Σύγκλισης. Η μέθοδος βασίζεται σε μία επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση. Θεωρούμε ότι η σύγκλιση έχει επιτευχθεί εάν:

$$0.95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1.05 \cdot \delta_1$$

Εάν το κριτήριο δεν ικανοποιείται, τίθενται $a_1 = a_2$ και $\delta_1 = \delta_2$ και επαναλαμβάνεται η διαδικασία από το 5^ο βήμα. Εάν το κριτήριο ικανοποιείται, η μετακίνηση δ_2 αντιστοιχεί στη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (στοχευόμενη μετακίνηση).

Βήμα 8^ο:

Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής. Μετά τη σύγκλιση της μεθόδου και την εύρεση του σημείου επιτελεστικότητας μετατρέπεται η μετακίνηση που προσδιορίστηκε από μετακίνηση πολυβάθμιου σε μονοβάθμιου συστήματος μέσω της σχέσης (5.7) και εξετάζεται η ένταση για αυτήν τη μετακίνηση σε όλα τα μέλη και η ικανοποίηση των ελέγχων ασφαλείας. Ελέγχεται επιπλέον η ένταση (ή παραμόρφωση) των μελών συγκριτικά με αυτήν που ορίζεται από την καθορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας.



5. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

5.1 Εισαγωγή

Η Στατική Ανελαστική Ανάλυση (Non- Linear Static Procedure) ορίζεται ως εξής:

«Ένα προσομοίωμα που άμεσα ενσωματώνει μη γραμμικότητες υλικού μετατοπίζεται μέχρι κάποιας στοχευόμενης μετακίνησης, ενώ υπολογίζονται οι εσωτερικές παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη. Τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά των επιμέρους στοιχείων του δομήματος προσομοιώνονται άμεσα. Το προσομοίωμα του δομήματος υπόκειται σε πλάγια κατανομή δυνάμεων ή μετατοπίσεων, μονοτονικά αυξανόμενης έντασης, μέχρι να επιτευχθεί η στοχευόμενη μετακίνηση ή να επέλθει κατάρρευση του δομήματος. Η στοχευόμενη μετακίνηση αντιπροσωπεύει τη μέγιστη μετακίνηση που αναμένεται κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού».

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως **μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων**. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τις τιμές των εντατικών μεγεθών στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Οι τιμές αυτές είναι πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους και τους τυχόν ικανοτικούς ελέγχους.

Βασικές παραδοχές Μεθόδου

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου πρέπει να συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Επιπλέον, το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στην κορυφή της στέγης του δομήματος στη συγκεκριμένη μεταπτυχιακή εργασία. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων



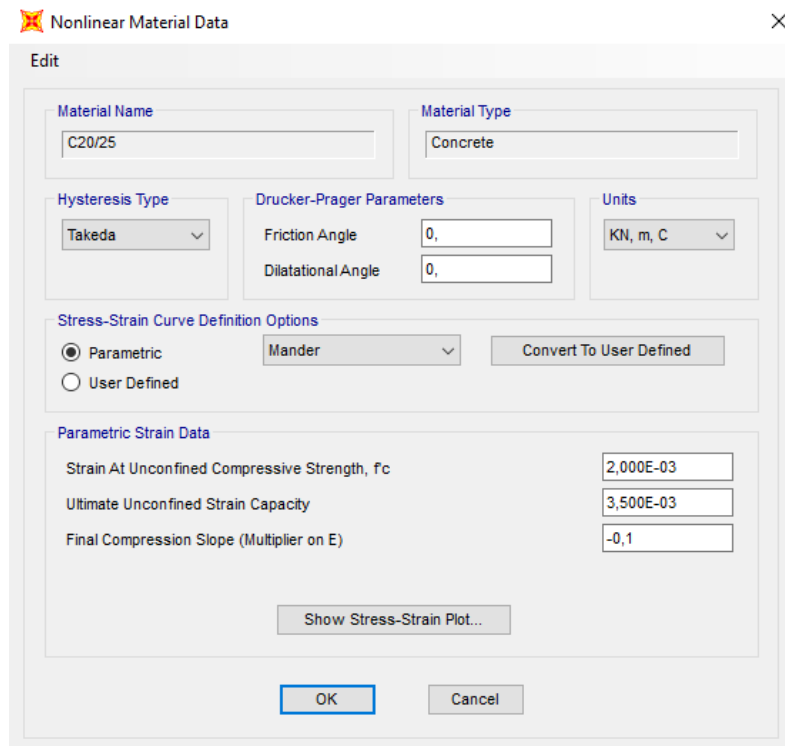
επιτελεστικότητας. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου. Όταν δεν πραγματοποιείται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση, δ_t) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου. Προϋπόθεση για να ισχύει η παραδοχή αυτή είναι η δυναμική απόκριση του κτιρίου να κυριαρχείται από την πρώτη ιδιομορφή.

Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου

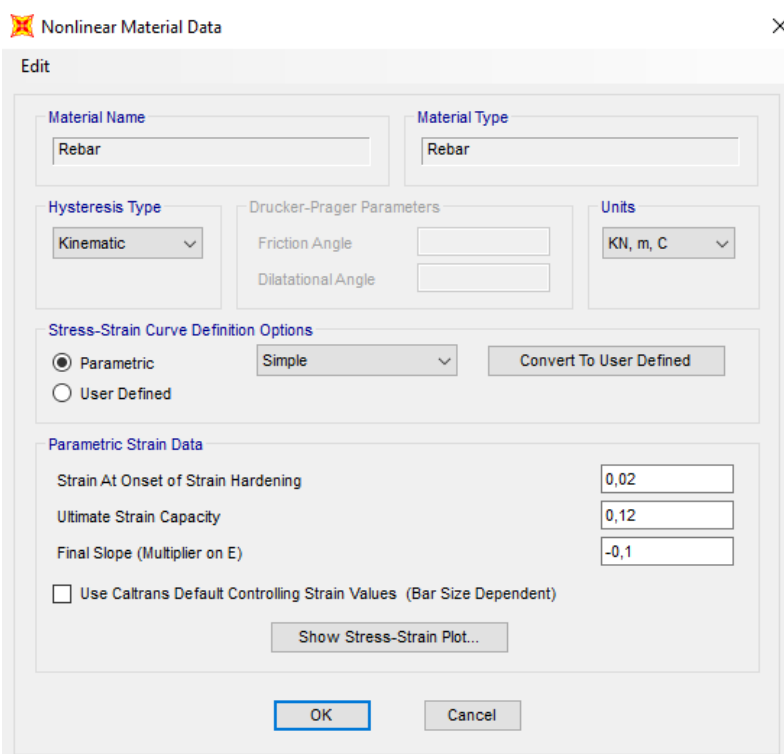
Όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, συνίσταται να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων. Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Αυστηρή προϋπόθεση εφαρμογής της μεθόδου είναι η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων να είναι τουλάχιστον «ικανοποιητική». Η Σ.Α.Δ που έχει επιλεγεί είναι «Υψηλή», και συνεπώς μπορούμε να προχωρήσουμε στον έλεγχο του δεύτερου κριτηρίου που είναι η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών. Σύμφωνα με την ανάλυση της κατασκευής (δυναμική φασματική ανάλυση) η θεμελιώδης ιδιομορφή ανά διεύθυνση, ενεργοποιεί μεγάλο ποσοστό της συνολικής μάζας της κατασκευής. Συνεπώς η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική και έτσι ικανοποιείται και το δεύτερο κριτήριο. Από την εν λόγω ιδιομορφική ανάλυση λαμβάνεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην Y διεύθυνση είναι $T_y = 0.407 \text{ sec}$, στη διεύθυνση X, $T_x = 0.206 \text{ sec}$. Είναι συγκριτικά λοιπόν μεγαλύτερη η ιδιοπερίοδος στην Y διεύθυνση γεγονός που οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η εν λόγω διεύθυνση θα είναι και η πιο κρίσιμη.

5.2 Εισαγωγή Δεδομένων στο Λογισμικό

Το πρώτο βήμα που γίνεται κατά την εφαρμογή της μεθόδου είναι ο ορισμός των κριτηρίων αστοχίας των υλικών, η προσθήκη σπλισμών στις διατομές (που έγινε εξ αρχής) και ο καθορισμός των χαρακτηριστικών πλαστικοποίησης των άκρων των στοιχείων. Ως κριτήριο αστοχίας της θλιβόμενης ζώνης σκυροδέματος ορίστηκε η τιμή $\epsilon_{cu}=0.0035$ και ως κριτήριο αστοχίας του χάλυβα η τιμή 0.02. Ο ορισμός αυτός γίνεται στο πρόγραμμα με την επιλογή **(Define – Materials – Switch to advanced properties display – Modify / Show Material Properties - Nonlinear material data)**.



Εικόνα 5.1: Εισαγωγή Κριτηρίων Αστοχίας Σκυροδέματος

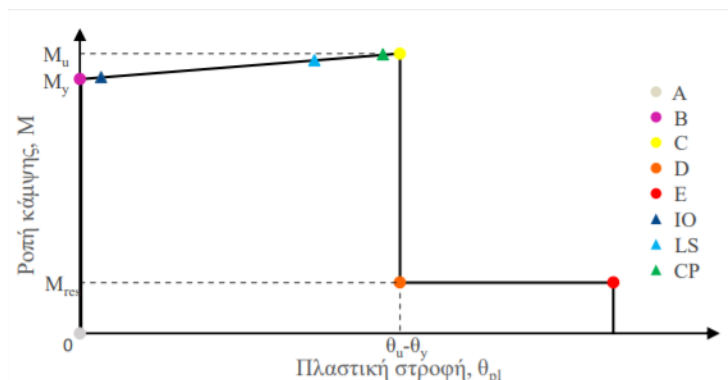


Εικόνα 5.2: Εισαγωγή Κριτηρίων Αστοχίας Χάλυβα

Ορισμός Πλαστικών Αρθρώσεων

Ένα βασικό βήμα για την εφαρμογή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης στο λογισμικό είναι ο καθορισμός των πιθανών θέσεων σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής. Οι θέσεις αυτές ορίζονται στα σημεία, στα οποία αναπτύσσονται οι μέγιστες ροπές, δηλαδή στα άκρα όλων των δοκών και των υποστυλωμάτων, όπου γίνεται η θεώρηση συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Σε κάθε διατομή, όπου αναμένεται να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση πρέπει να καθοριστεί ο νόμος που διέπει την ανελαστική συμπεριφορά της, ο οποίος περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος έντασης – παραμόρφωσης ($F - \delta$). Εφόσον πρόκειται για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, όπου οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ως καταλληλότερο εντατικό μέγεθος F επιλέγεται η ροπή κάμψης M , ενώ ως καταλληλότερο μέγεθος παραμόρφωσης δ επιλέγεται η γωνία στροφής χορδής θ στο άκρο του στοιχείου. Επιπλέον, πρέπει να υπολογιστούν και να σημειωθούν πάνω στο διάγραμμα $M - \theta$ τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Η χαρακτηριστική μορφή του διαγράμματος $M -$

θ , μέσω του οποίου προσδιορίζονται οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων στο λογισμικό δίνεται παρακάτω:



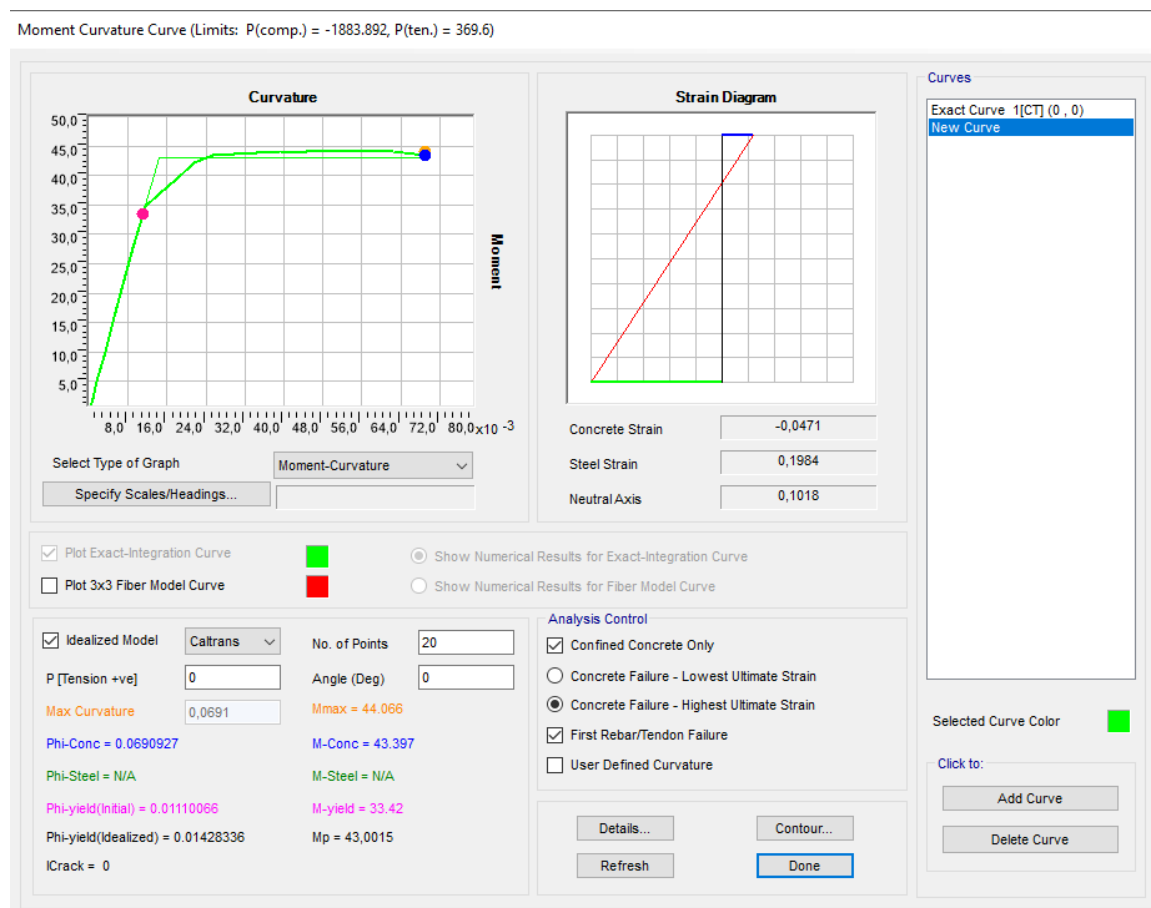
Εικόνα 5.3: Χαρακτηριστική Μορφή Διαγράμματος $M - \theta$ στο SAP2000

Τα σημεία του διαγράμματος $M - \theta$ είναι τα εξής:

- ✓ **A** η αρχή των αξόνων
- ✓ **B** το σημείο διαρροής. Η στρόφι είναι μηδενική εφόσον το διάγραμμα απεικονίζει μόνο τις πλαστικές στρόφες.
- ✓ **C** το σημείο που αντιπροσωπεύει τη μέγιστη αντοχή
- ✓ **D** το σημείο που αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντοχή μετά την στρόφι αστοχίας
- ✓ **E** το σημείο στο οποίο επέρχεται η πλήρης αστοχία (απώλεια ικανότητας παραλαβής κατακόρυφων φορτίων)
- ✓ **IO** η στάθμη επιτελεστικότητας Άμεση Χρήση
- ✓ **LS** η στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής
- ✓ **CP** η στάθμη επιτελεστικότητας Αποφυγή Κατάρρευσης

Για τον προσδιορισμό των σημείων του διαγράμματος η στρόφι διαρροής θ_y και η στρόφι αστοχίας θ_u μπορούν να υπολογιστούν από τις σχέσεις του ΕΚ8, όπως δίνονται στις §§ 3.7.5 και 3.7.6. Οι αντίστοιχες ροπές διαρροής M_y και αστοχίας M_u , καθώς και οι καμπυλότητες διαρροής φ_y και αστοχίας φ_u , οι οποίες χρειάζονται για τον υπολογισμό των στρόφων, λαμβάνονται από τα διαγράμματα ροπών – καμπυλοτήτων ($M - \phi$) των διατομών. Τα διαγράμματα $M - \phi$ (Moment – Curvature Curve) υπολογίζονται για κάθε διατομή από το λογισμικό μέσω του Section Designer, το οποίο λαμβάνει υπόψη τις μη γραμμικές ιδιότητες

των υλικών, όπως έχουν καθοριστεί στα αντίστοιχα προσομοιώματα του σκυροδέματος και του χάλυβα σπλισμού. Στο σχήμα που ακολουθεί δίνεται ενδεικτικά το διάγραμμα $M - \phi$ της διατομής μίας δοκού για θετική ροπή κάμψης, όπως έχει υπολογιστεί από το Section Designer.

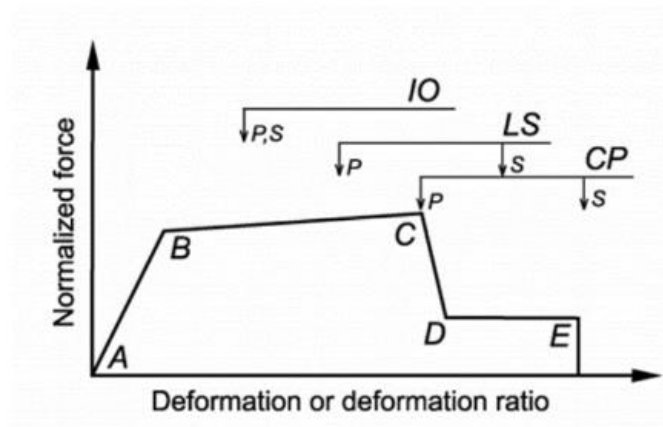


Εικόνα 5.4: Διάγραμμα Ροπών – Καμπυλοτήτων διατομής

Από τα δεδομένα που υπολογίζει το λογισμικό η τιμή M_{-yield} αντιστοιχεί στη ροπή διαρροής M_y , η τιμή M_{-Conc} στη ροπή αστοχίας M_u , η τιμή $\Phi_{-yield(Initial)}$ στην καμπυλότητα διαρροής ϕ_y και η τιμή Φ_{-Conc} στην καμπυλότητα αστοχίας ϕ_u .

Η παραπάνω διαδικασία προσδιορισμού των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων εκτός από ιδιαίτερα χρονοβόρα, ειδικά όταν υπάρχουν πολλά στοιχεία με διαφορετικές διατομές, ενέχει και τον κίνδυνο υπολογιστικού λάθους. Το λογισμικό παρέχει τη δυνατότητα αυτόματου υπολογισμού των χαρακτηριστικών κάθε πλαστικής άρθρωσης, βάσει των στοιχείων της διατομής (διαστάσεις, σπλισμός, υλικά), όπως αυτά έχουν εισαχθεί κατά την

προσομοίωση της διατομής, υιοθετώντας τα πρότυπα ASCE 41-13 (Tables 10-7, 10-8), για τα οποία το λογισμικό παρέχει τη δυνατότητα αυτόματου καθορισμού.

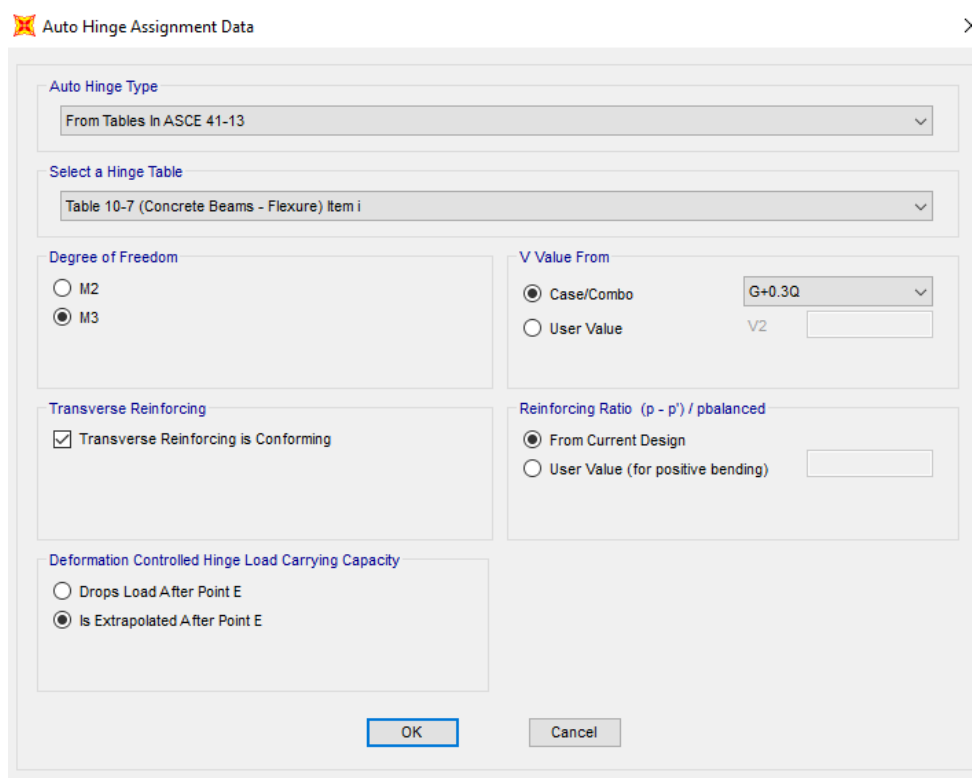


Εικόνα 5.5: Γενική μορφή Καμπύλης F-δ και στάθμες επιτελεστικότητας κατά ASCE 41-13

Οι πλαστικές αρθρώσεις στο λογισμικό ορίζονται ακολουθώντας τις παρακάτω εντολές:

(Επιλογή Δομικού Στοιχείου): Assign -> Frames -> Hinges

Στο παράθυρο διαλόγου που ανοίγει, στην επιλογή *Relative Distance*, επιλέγονται (και για υποστυλώματα & για δοκούς) οι αποστάσεις 0.05 & 0.95 (εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δομικών στοιχείων) και *add Hinge*. Εν συνεχεία επιλέγεται το «From tables ASCE 41-13» και το «table 10-7 (Concrete Beams – Flexure) item I» (Ενδεικτικά για δοκό).

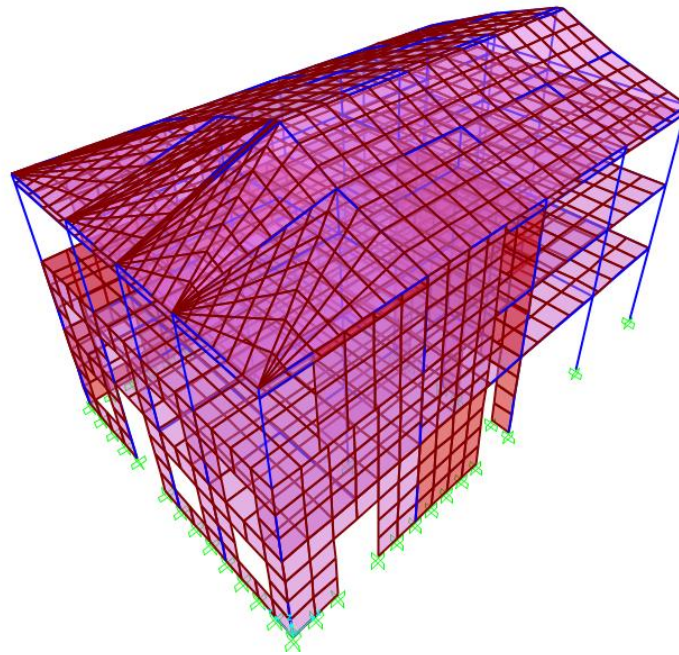


Εικόνα 5.6: Εισαγωγή (Αυτόματη) Πλαστικής Άρθρωσης Δοκού

Σε αυτό το σημείο, αναφέρεται πως δεν υπάρχει τρόπος ορισμού πλαστικής άρθρωσης στα στοιχεία, συνεπώς γίνεται μετά την εφαρμογή των Pushover Αναλύσεων, έλεγχος επάρκειας στην παραλαμβάνουσα τέμνουσα στις κρίσιμες περιοχές τοιχωμάτων.

Επιπλέον, τα τοιχώματα για την ορθή τους προσομοίωση, σε αντίθεση με την γραμμική ανάλυση που προηγήθηκε, πλέον ορίζονται ως Non-linear σε όλες τις διευθύνσεις, ενώ σε ότι αφορά την διακριτοποίησή τους, πλέον δεν γίνεται automated αλλά γίνεται μέσω της χειροκίνητης διακριτοποίησης που διαθέτει το SAP2000, ήτοι την επιλογή **Edit -> Areas -> Divide Areas**. Εδώ είναι σημαντικό να αναφερθεί πως **όλα** τα δομικά στοιχεία, πρέπει να έχουν την ίδια διακριτοποίηση, ώστε να δημιουργούνται κοινά σημεία σύνδεσης μεταξύ τους και να λειτουργούν ενιαία.

Το παραπάνω, έχει ως συνέπεια την αλλαγή των ιδιομορφών του φορέα χωρίς όμως αλλαγή της τάξης μεγέθους των ιδιοπεριόδων.



Εικόνα 5.7: Εικόνα μοντέλου με χειροκίνητη Διακριτοποίηση

Ως αποτέλεσμα όσων έχουν αναφερθεί, οι ιδιομορφές οι οποίες λαμβάνονται υπόψη για τις Pushover αναλύσεις είναι η 15^η για την διεύθυνση Χ και η 2^η για την διεύθυνση Ψ.

5.2.1 Επιβολή Φορτίσεων

Όπως ορίζεται στον Ευρωκώδικα 8, η κατασκευή υποβάλλεται σε αυξανόμενα οριζόντια φορτία, κατανεμημένα ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, μέχρι κάποιο από τα φέροντα στοιχεία να αστοχήσει και να μην μπορεί πλέον να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Για τα οριζόντια φορτία, θα πρέπει να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο καθ' ύψος κατανομές, μία «ομοιόμορφη» και μία «ιδιομορφική» κατανομή. Η «ομοιόμορφη» βασίζεται σε οριζόντιες δυνάμεις οι οποίες είναι ανάλογες με τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης), ενώ η «ιδιομορφική» είναι ανάλογη με πλευρικές δυνάμεις συμβατές με την κατανομή οριζόντιων δυνάμεων που προκύπτει από την ελαστική ανάλυση.

Η επιβολή των φορτίσεων γίνεται σε δύο φάσεις, ήτοι αρχικά επιβάλλονται τα μόνιμα και κινητά φορτία της κατασκευής για συνδυασμό $G + 0,30Q$ (σε μη γραμμική ανάλυση – NonLinear Static). Οι αρχικές συνθήκες θεωρούνται μηδενικές και αποθηκεύεται το τελευταίο στάδιο της ανάλυσης. Εν συνεχεία, επιβάλλεται σταδιακά οριζόντια σεισμική

φόρτιση που στα πλαίσια της μελέτης αποτελεί οριζόντια μετακίνηση 0,05 μέτρα (μετά από δοκιμές, λόγω δυσκαμψίας του φορέα η συγκεκριμένη στοχευόμενη μετακίνηση επαρκεί), στον κόμβο 411 (περίπου στο μέσον της κορυφής του δομήματος) στο κέντρο μάζας της κατασκευής. Αναλυτικά περιγράφονται κατωτέρω.

Φόρτιση του Φορέα – Εισαγωγή στο Λογισμικό

Το πρώτο βήμα κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής είναι η προφόρτιση του φέροντος οργανισμού με τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής, υπό τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.3Q$, με μηδενικές αρχικές συνθήκες, πριν την επιβολή των οριζόντιων φορτίων. Τα κατακόρυφα φορτία θα εισαχθούν στο λογισμικό, ως μια ξεχωριστή μη-γραμμική στατική φόρτιση, από την οποία προκύπτει η εντατική και παραμορφωσιακή κατάσταση της κατασκευής. Οι εντολές που πραγματοποιούνται στο πρόγραμμα είναι οι εξής : «**Define – Load Cases – Add New Load Case – Load Case Type “Non – Linear , Static”**».

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: G+0.3Q

Load Case Type: Static

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Analysis Type: Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters: None

Mass Source: Previous

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

Other Parameters: Load Application: Full Load, Results Saved: Final State Only, Nonlinear Parameters: Default

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Εικόνα 5.8: Εισαγωγή Κατακόρυφης Φόρτισης στο Λογισμικό ($G + 0.3Q$)



Εν συνεχεία, θα εφαρμόσουμε την στατική ανελαστική ανάλυση, για την επιβολή του οριζόντιου σεισμικού φορτίου, για την οποία θεωρείται ως σημείο εκκίνησης το πέρας της ανελαστικής επιβολής των κατακόρυφων φορτίων, όπως ορίστηκε προηγουμένως. Μέσω αυτής της ανάλυσης, εξετάζεται η συμπεριφορά του φορέα υπό τη δράση φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων. Αποτέλεσμά της είναι η δημιουργία της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου, στην οποία φαίνεται η μεταβολή της τέμνουσας βάσης συναρτήσει της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8-1, για την αποτίμηση της συμπεριφοράς ενός κτιρίου μέσω της ανελαστικής γραμμικής ανάλυσης *pushover*, απαιτείται η εφαρμογή τουλάχιστον δύο διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φόρτισης, ώστε να λαμβάνεται κατά το δυνατόν υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων, λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Τα οριζόντια στατικά φορτία, θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος, σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Συνολικά, ορίζονται οκτώ (8) συνδυασμοί οριζόντιων φορτίσεων, για την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή στις διευθύνσεις X,-X, Y και -Y του σεισμού, ως εξής:

- Κατά +X: Ομοιόμορφη +X & Ιδιομορφική +X (2)
- Κατά -X: Ομοιόμορφη -X & Ιδιομορφική -X (2)
- Κατά +Y: Ομοιόμορφη +Y & Ιδιομορφική +Y (2)
- Κατά -Y: Ομοιόμορφη -Y & Ιδιομορφική -Y (2)

Ομοιόμορφες Κατανομές

Για την ομοιόμορφη κατανομή, επιλέγεται σαν τύπος φορτίου ο *“accel”* για κάθε διεύθυνση ξεχωριστά καθώς η ομοιόμορφη κατανομή είναι βασισμένη σε οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα προς τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης). Η εισαγωγή στο λογισμικό, επιτυγχάνεται ως εξής:

Define - Load Cases - Add New Case - Load Case Type Nonlinear Static, και στο πεδίο ***“Initial Conditions”*** επιλέγεται το « ***Continue from state at end of nonlinear case “G+0.30Q”*** ».

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSHOVER_X_OMOIOM Set Def Name Modify/Show...

Notes

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case G+0.3Q

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	1.
Accel	UX	1.

Add Modify Delete

Analysis Type

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters

None

P-Delta

P-Delta plus Large Displacements

Mass Source

Previous

Other Parameters

Load Application Displ Control Modify/Show...

Results Saved Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters User Defined Modify/Show...

OK Cancel

Εικόνα 5.9: Εισαγωγή Ομοιόμορφης Φόρτισης Κατά Χ

Στη παρούσα φόρτιση κατά Χ δηλώνεται η διεύθυνση UX και σαν scale factor το +1. Αντίστοιχα, για την -Χ, η UX και scale factor το -1 κ.ο.κ.

Ιδιομορφικές Κατανομές

Για την ιδιομορφική κατανομή, επιλέγεται σαν τύπος φορτίου ο “mode” για κάθε διεύθυνση καθώς η ιδιομορφική κατανομή είναι συμβατή προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση (σύμφωνα με EC8-1 §4.3.3.2 ή 4.3.3.3). Η εισαγωγή στο λογισμικό, επιτυγχάνεται ως εξής, αντίστοιχα με πριν:

Define - Load Cases - Add New Case - Load Case Type Nonlinear Static, και στο πεδίο “Initial Conditions” επιλέγεται το « Continue from state at end of nonlinear case “G+0.30Q” ». Ενν ενδεικτικά, για την ιδιομορφική φόρτιση κατά Χ, έχουμε στο **Load Type: mode**, στο **load name** επιλέγεται η «15» **ιδιομορφική ανάλυση** και **scale factor +1**. Αυτό προκύπτει καθώς σύμφωνα με την ιδιομορφική ανάλυση που διεξήχθη στο φορέα, προέκυψε ότι η μεγαλύτερη συμμετοχή της μάζας UX ήταν στην 15^η ιδιομορφή (αντίστοιχα κατά Ψ στην 2^η).

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSHOVER_X_IDIOM

Initial Conditions: Continue from State at End of Nonlinear Case (G+0.3Q)

Modal Load Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	15	1,
Mode	15	1,

Analysis Type: Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters: None

Mass Source: MSSSRC1

Other Parameters: Load Application: Displ Control; Results Saved: Multiple States; Nonlinear Parameters: Default

Buttons: OK, Cancel, Modify/Show..., Add, Modify, Delete

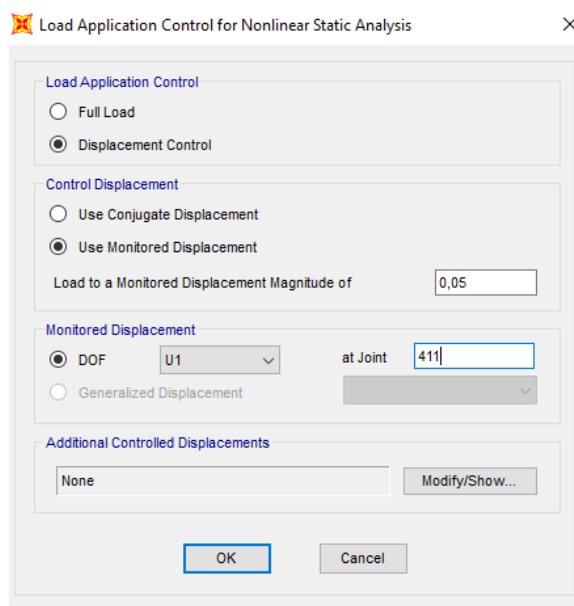
Εικόνα 5.10: Εισαγωγή Ιδιομορφικής Φόρτισης Κατά Χ

5.2.2 Παράμετροι Ανάλυσης & Αποτελέσματα

Για τις δύο ανωτέρω κατανομές, ορίστηκε η σταδιακή φόρτιση του δομήματος με ελεγχόμενη μετακίνηση «**Displacement Control**» του κόμβου ελέγχου που ορίσαμε, ήτοι το κέντρο μάζας της οροφής του δομήματος (joint 411). Η εφαρμογή των παραμέτρων στο λογισμικό γίνεται ως εξής:

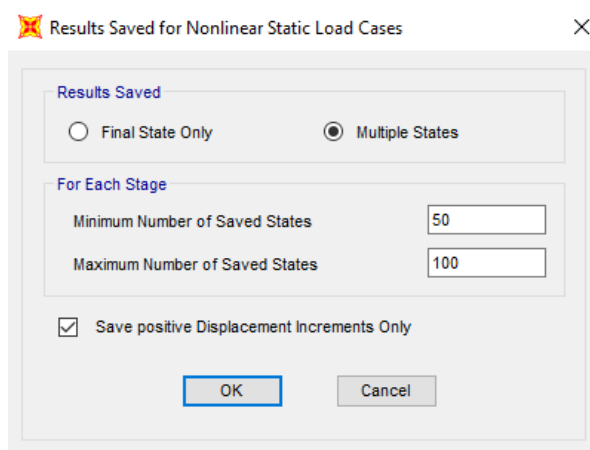
Αρχικά, επιλέγεται το load case που θέλουμε (κάθε μία φόρτιση που περιεγράφηκε στο ανωτέρω κεφάλαιο) και εν συνεχεία:

1. Στο πεδίο «Load Application» επιλέγεται, «Displacement Control», στη καρτέλα «Load Application Control», «Use Monitored Displacement» στη καρτέλα «Control Displacement» και στη καρτέλα «Monitored Displacement» επιλέγεται «DOF -> U1 (ανάλογα με τη διεύθυνση, ενδεικτικά δίνεται κατά Χ) και at Joint 411 (αποτελεί τον κόμβο ελέγχου)».



Εικόνα 5.11: Εισαγωγή Παραμέτρων Pushover

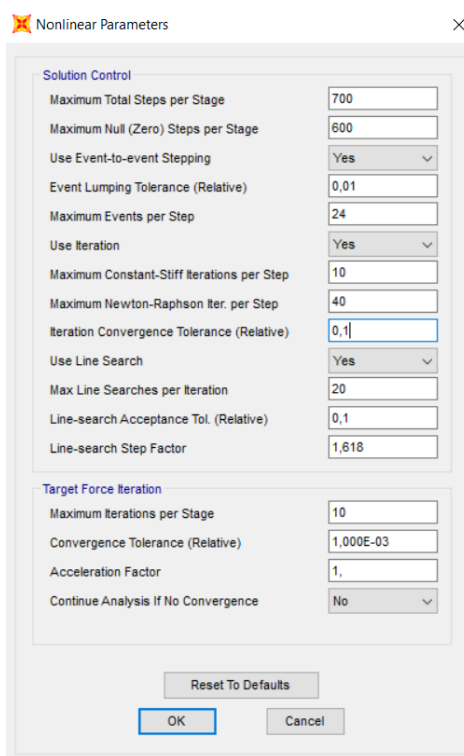
2. Στο πεδίο «Results Saved» επιλέγουμε «Multiple States» ώστε να αποθηκευτεί ένας πεπερασμένος αριθμός αποτελεσμάτων σε συγκεκριμένα στάδια. Τα σημεία αποθήκευσης, προκύπτουν από τη διαίρεση της μετακίνησης στόχου, προς τον ελάχιστο αριθμό βημάτων αποθήκευσης. Στην παρούσα, επιλέγεται ως «minimum number of saved states» τα 50 βήματα και ως «maximum number of saved states» τα 100.



Εικόνα 5.12: Εισαγωγή Παραμέτρων Pushover



3. Στη καρτέλα “Nonlinear Parameters”, ορίζεται ο μέγιστος αριθμός βημάτων της ανάλυσης (Maximum Total Steps per Stage) και ο μέγιστος αριθμός μηδενικών βημάτων (Null Steps). Ο μέγιστος αριθμός βημάτων της ανάλυσης περιλαμβάνει τόσο τα βήματα στα οποία αποθηκεύονται τα αποτελέσματα όσο και τα ενδιάμεσα βήματα και καθορίζει τη διάρκεια της ανάλυσης. Αν σε αυτή τη διάρκεια δεν έχει επιτευχθεί η στοχευόμενη μετακίνηση που τέθηκε ο αριθμός των βημάτων μπορεί να αυξηθεί. Τα μηδενικά βήματα εντοπίζονται κατά τη διάρκεια της διαδικασίας επίλυσης, όταν επιχειρείται αποφόρτιση μιας πλαστικής άρθρωσης ή όταν η σύγκλιση δεν επέρχεται και απαιτείται μικρότερο βήμα ανάλυσης. Πολύ μεγάλος αριθμός μηδενικών βημάτων είναι ενδεικτικός σημαντικών αστοχιών ή αριθμητικού προβλήματος. Το πεδίο “Maximum Constant-Stiffness Iterations” καθορίζει τις επαναλήψεις που πραγματοποιούνται με σκοπό να επιτευχθεί η ισορροπία, σε κάθε βήμα της ανάλυσης. Στο κάθε βήμα, επιχειρείται πρώτα η προσέγγιση σταθερής δυσκαμψίας. Το πεδίο “Maximum Newton-Raphson Iterations” χρησιμοποιείται εάν η ισορροπία δεν επιτευχθεί με την παραπάνω διαδικασία. Αν αποτύχει και αυτή η προσέγγιση, τότε διαιρείται το βήμα και επαναλαμβάνεται η διαδικασία. Το πεδίο “Iteration Convergence Tolerance (Relative)” ορίζει την αριθμητική ανοχή που δίνει το πρόγραμμα στην παραπάνω επαναληπτική διαδικασία. Αφορά το σφάλμα που επιτρέπεται μεταξύ της δρώσας και της υπολογισθείσας δύναμης σε κάθε επανάληψη, για την επίτευξη σύγκλισης. Τέλος με την επιλογή “Use Event-To-Event Stepping” καθορίζουμε εάν θα πραγματοποιηθεί ομαδοποίηση των διαρρών που συμβαίνουν για ίδια περίπου μετακίνηση (No) ή αν για κάθε διαρροή θα ξεκινάει καινούριο βήμα της ανάλυσης (Yes).



Εικόνα 5.13: Εισαγωγή Παραμέτρων Pushover

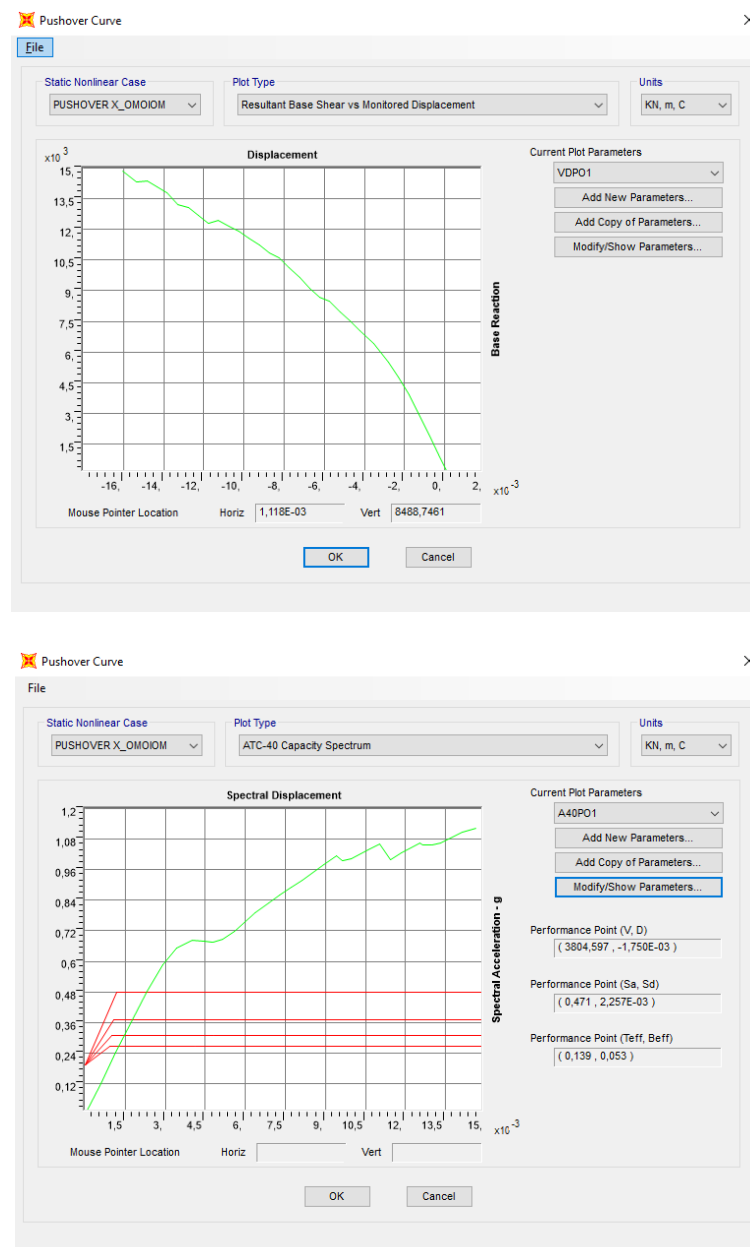
5.3 Αποτελέσματα Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης

Ξεκινώντας με την προ-φόρτιση του φορέα με “G + 0.3Q”, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, μπορεί να διαπιστωθεί η επάρκεια αυτού να φέρει τα κατακόρυφα φορτία εφόσον όλα τα δομικά μέλη δεν έχουν εμφανίσει πλαστικές αρθρώσεις και βρίσκονται ακόμα στον ελαστικό κλάδο.

Στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκαν οκτώ (8) ανελαστικές αναλύσεις στο φορέα, δηλαδή οι απαιτούμενες από τον κανονισμό για κάθε κατανομή, όπως ορίστηκαν ανωτέρω (4 αναλύσεις για τις ομοιόμορφες κατανομές και για 4 ιδιομορφικές) και εξήχθησαν τα αποτελέσματα από το λογισμικό. Εδώ να τονίσουμε ότι η αριθμητική ακρίβεια των αποτελεσμάτων τίθεται υπό αμφισβήτηση, τόσο λόγω του μικρού αριθμού των υποδιαϊρούμενων βημάτων αλλά και λόγω της επαύξησης ($\approx 10\%$) της υπολογιστικής ανοχής προς επίτευξη σύγκλισης στην pushover. Παρόλα αυτά μας δίνει σαφή εικόνα ως προς τη γενικότερη συμπεριφορά του φορέα μας και ως προς το μέγεθος της δυσμείειας στην εκάστοτε διεύθυνση.

Παρακάτω ακολουθούν τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε στο φορέα, τόσο για τις ομοιόμορφες κατανομές οριζόντιας φόρτισης όσο και για τις ιδιομορφικές.

Ομοιόμορφη Κατανομή Κατά Χ:



Εικόνα 5.14: Αποτελέσματα Pushover κατά Χ (Ομοιόμορφη Φόρτιση) – α) Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve) και β) Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεσματικότητας κατά ATC-40

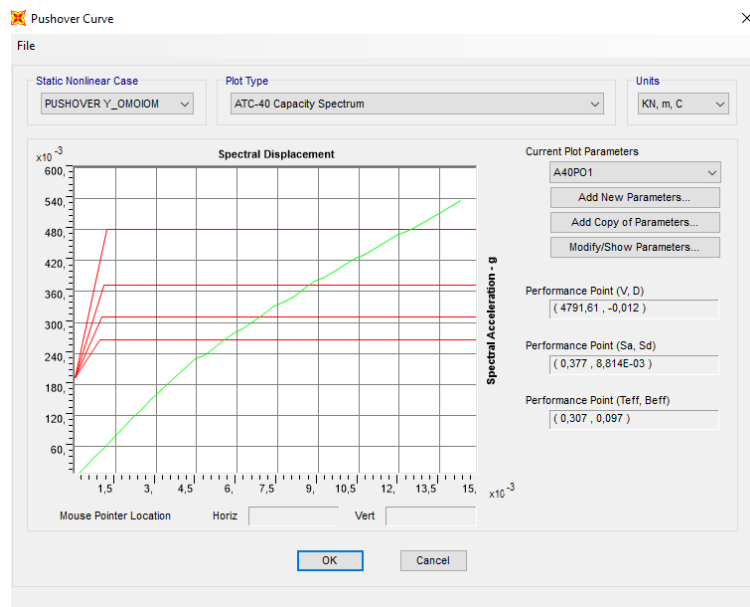
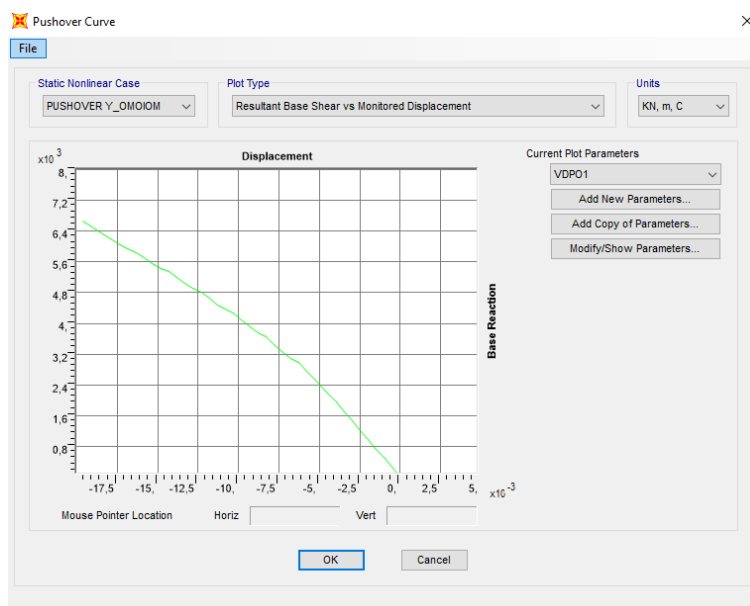


Η ανωτέρω ανάλυση, ολοκληρώνεται σε 31 βήματα, ενώ το σημείο επιτελεστικότητας ($V = 3804,59$ kN, $D = -0,0017$ m) εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 3 και 4. Παρακάτω ακολουθεί πίνακας αποτελεσμάτων της ομοιόμορφης ανελαστικής ανάλυσης κατά +X:

Ομοιόμορφη Κατανομή +X (Capacity Curve)											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	(m)	(kN)									
0	0,000202	0	493	0	0	0	0	0	0	0	493
1	-0,000298	986,671	493	0	0	0	0	0	0	0	493
2	-0,000798	1969,056	493	0	0	0	0	0	0	0	493
3	-0,001298	2951,708	493	0	0	0	0	0	0	0	493
4	-0,001798	3896,316	493	0	0	0	0	0	0	0	493
5	-0,002298	4753,479	493	0	0	0	0	0	0	0	493
6	-0,002798	5489,009	493	0	0	0	0	0	0	0	493
7	-0,003554	6394,869	492	1	0	0	0	0	0	0	493
8	-0,004224	7055,965	491	2	0	0	0	0	0	0	493
28	-0,014332	14065,948	487	5	0	0	0	1	0	0	493
29	-0,014835	14358,951	486	6	0	0	0	1	0	0	493
30	-0,015337	14336,3	483	9	0	0	0	1	0	0	493
31	-0,016058	14841,352	482	10	0	0	0	1	0	0	493

Παρατηρείται λοιπόν, βάσει των παραπάνω πωσ, στο σημείο επιτελεστικότητας (βήμα 3) καμία πλαστική άρθρωση δεν έχει ενεργοποιηθεί και πωσ ο φορέας είναι εξαιρετικά δύσκαμπτος (λόγω τοιχωμάτων στη διεύθυνση X) με μετακίνηση 1,7 mm ενώ η συνολική μετακίνηση προς αυτή τη διεύθυνση και για αυτή τη φόρτιση είναι 1,6 cm με μέγιστη τέμνουσα βάσης 14.841,35 kN. Ως πρώτη εικόνα ο φορέας δεν χρήζει ενίσχυσης και επαρκεί, όμως πρέπει να γίνει έλεγχος στην τέμνουσα των τοιχωμάτων καθώς αναμένεται αυτά να παραλάβουν το μεγαλύτερο ποσοστό τέμνουσας από σεισμική διέγερση της κατασκευής.

Ομοιόμορφη Κατανομή Κατά Ψ:

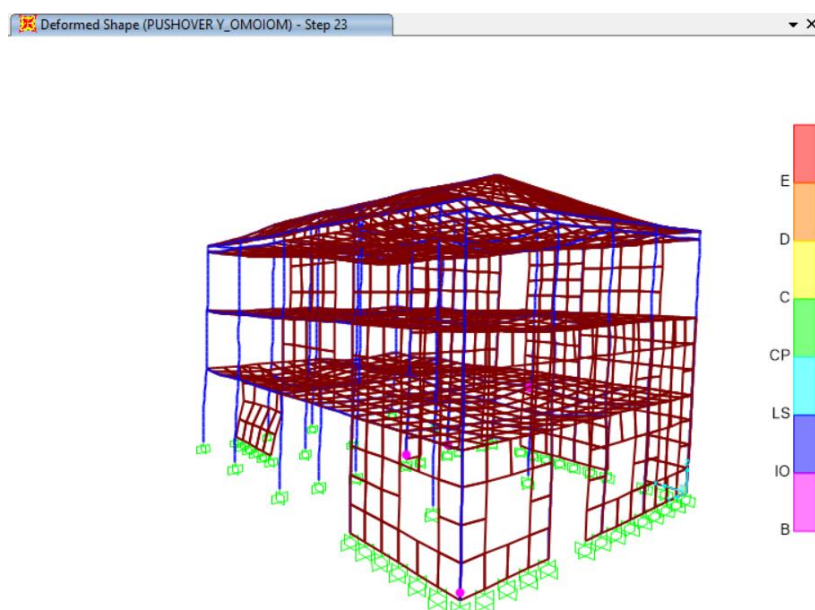


Εικόνα 5.15: Αποτελέσματα Pushover κατά Ψ (Ομοιόμορφη Φόρτιση) – α) Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve) και β) Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ανωτέρω ανάλυση, ολοκληρώνεται σε 38 βήματα, ενώ το σημείο επιτελεστικότητας ($V = 4791,61$ KN, $D = 0,012$ m) εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 23 και 24. Παρακάτω ακολουθεί πίνακας αποτελεσμάτων της ομοιόμορφης ανελαστικής ανάλυσης κατά Ψ:

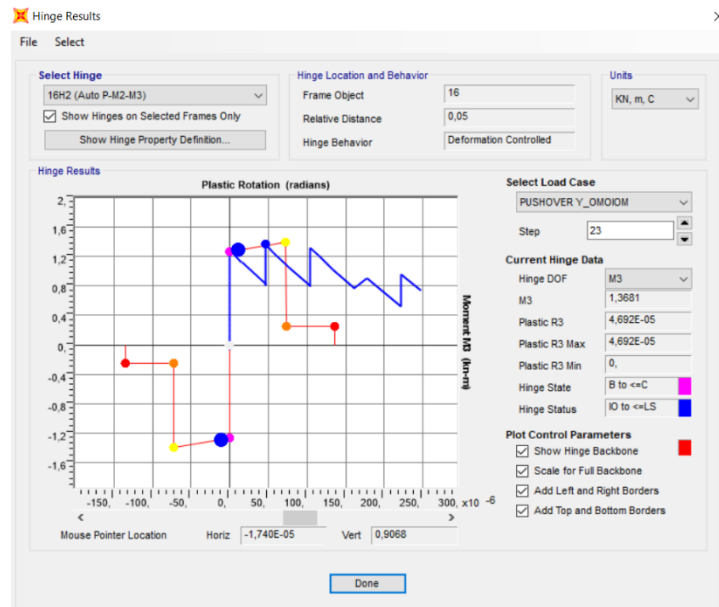
Ομοιόμορφη Κατανομή +Y (Capacity Curve)											
Step	Displacement (m)	BaseForce (kN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
22	-0,011306	4482,226	490	3	0	0	0	0	0	0	493
23	-0,011808	4647,445	489	4	0	0	0	0	0	0	493
24	-0,01231	4816,184	489	4	0	0	0	0	0	0	493
25	-0,012812	4907,727	489	4	0	0	0	0	0	0	493
26	-0,013314	5047,1	489	4	0	0	0	0	0	0	493
27	-0,013816	5186,194	489	4	0	0	0	0	0	0	493
28	-0,014318	5341,185	489	4	0	0	0	0	0	0	493
29	-0,014821	5426,013	489	4	0	0	0	0	0	0	493
30	-0,015323	5557,614	488	5	0	0	0	0	0	0	493
31	-0,015825	5711,917	488	5	0	0	0	0	0	0	493
32	-0,016327	5840,926	488	5	0	0	0	0	0	0	493
33	-0,017116	5991,091	487	5	0	0	0	1	0	0	493
34	-0,017618	6120,833	487	5	0	0	0	1	0	0	493
35	-0,018613	6374,976	485	7	0	0	0	1	0	0	493
36	-0,019115	6523,875	485	7	0	0	0	1	0	0	493
37	-0,019617	6671,21	485	7	0	0	0	1	0	0	493
38	-0,019617	6671,21	485	7	0	0	0	1	0	0	493

Παρατηρείται εδώ, πως στο σημείο επιτελεστικότητας (βήμα 23), τέσσερα (4) στοιχεία έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή, όμως και τα τέσσερα στοιχεία βρίσκονται σε στάθμη (IO) Άμεση χρήση. Συνεπώς, με βάση μόνο τα ανωτέρω στοιχεία, εάν στόχος είναι το κτίριο να σχεδιαστεί για τη στάθμη «Προστασία Ζωής» τότε ο φορέας και πάλι επαρκεί. Όμως και για αυτή τη διεύθυνση οφείλουμε να ελέγξουμε την τέμνουσα που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα κατά τη διεύθυνση Ψ.



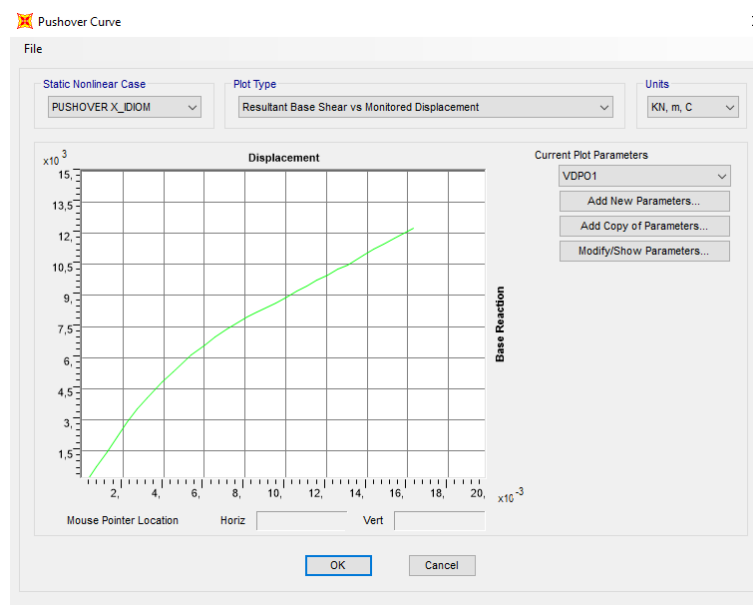
Εικόνα 5.16: Συνολική Εικόνα Διαρροής Ομοιόμορφη Κατανομή κατά Ψ (Step 23)

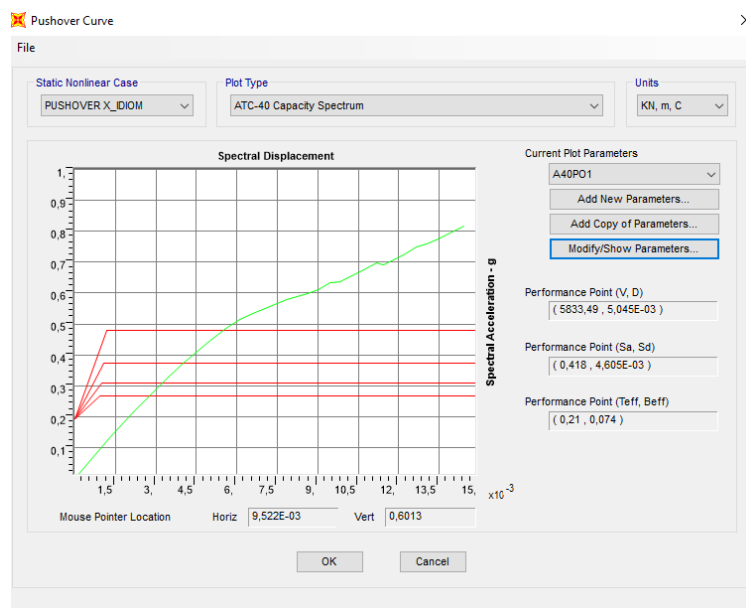
Στο σημείο αυτό, παρουσιάζεται η πλαστική άρθρωση που εντοπίζεται στο αριστερό άκρο του φορέα και έχει περάσει στη πλαστική περιοχή με διακριτικό τίτλο στο λογισμικό 16H2.



Εικόνα 5.17: Διάγραμμα Πλαστικοποίησης Άκρου Υποστυλώματος (16H2)

Ιδιομορφική Κατανομή Κατά Χ:



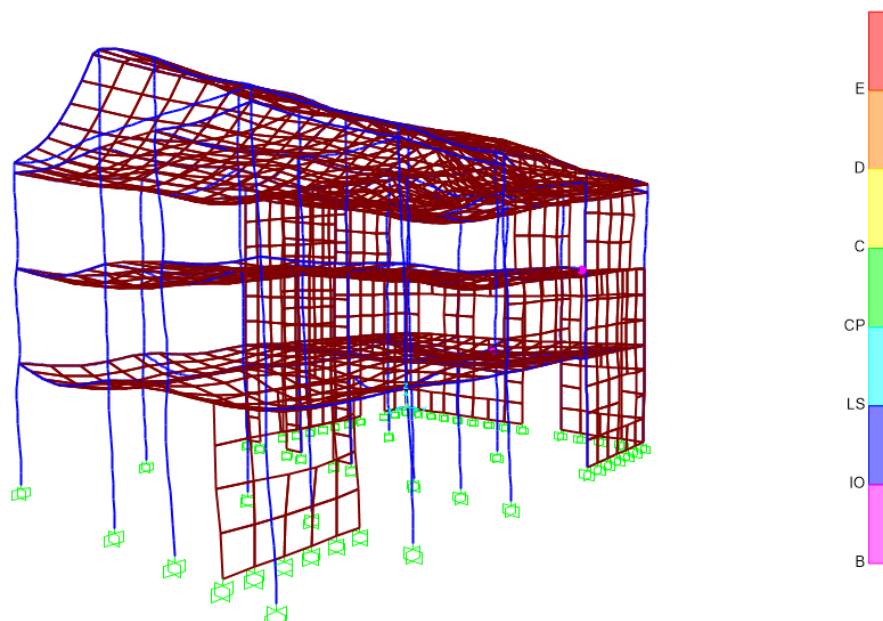


Εικόνα 5.18: Αποτελέσματα Pushover κατά Χ (Ιδιομορφική Φόρτιση) – α) Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve) και β) Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας κατά ATC-40

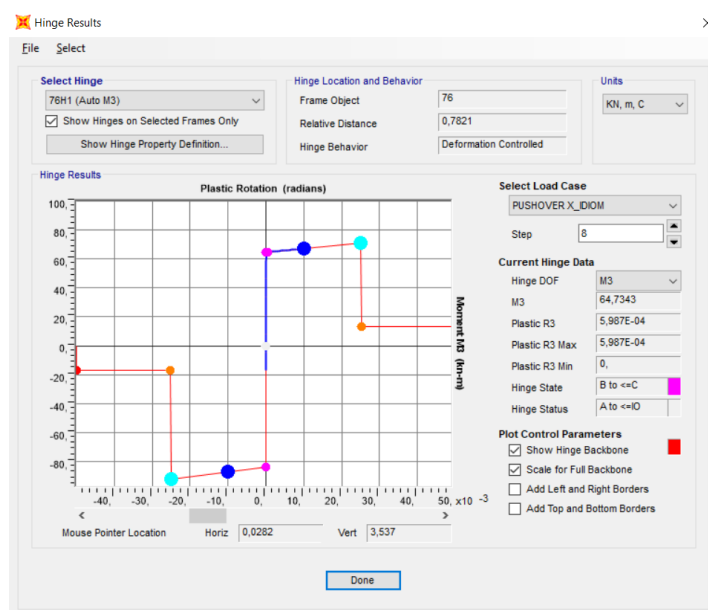
Η ανωτέρω ανάλυση, ολοκληρώνεται σε 27 βήματα, ενώ το σημείο επιτελεστικότητας ($V = 5833,49$ KN, $D = 0,005m$) εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 8 και 9. Παρακάτω ακολουθεί πίνακας αποτελεσμάτων της ιδιομορφικής ανελαστικής ανάλυσης κατά Χ:

Ιδιομορφική Κατανομή +Χ (Capacity Curve)											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	(m)	(KN)									
5	0,002702	3505,997	492	1	0	0	0	0	0	0	493
6	0,003202	4073	492	1	0	0	0	0	0	0	493
7	0,00394	4830,238	491	2	0	0	0	0	0	0	493
8	0,004443	5304,517	491	2	0	0	0	0	0	0	493
9	0,005356	6106,454	489	4	0	0	0	0	0	0	493
10	0,006006	6600,355	487	6	0	0	0	0	0	0	493
21	0,012542	10293,73	478	15	0	0	0	0	0	0	493
22	0,013045	10489,95	478	15	0	0	0	0	0	0	493
23	0,013812	10930,93	476	17	0	0	0	0	0	0	493
24	0,014315	11223,47	476	17	0	0	0	0	0	0	493
25	0,014818	11474,26	476	17	0	0	0	0	0	0	493
26	0,015321	11765,04	476	17	0	0	0	0	0	0	493
27	0,016264	12245,1	474	19	0	0	0	0	0	0	493

Όμοια με τα ανωτέρω, με μία πρώτη ματιά, ο φορέας δείχνει να επαρκεί και να μη χρήζει ενίσχυσης.

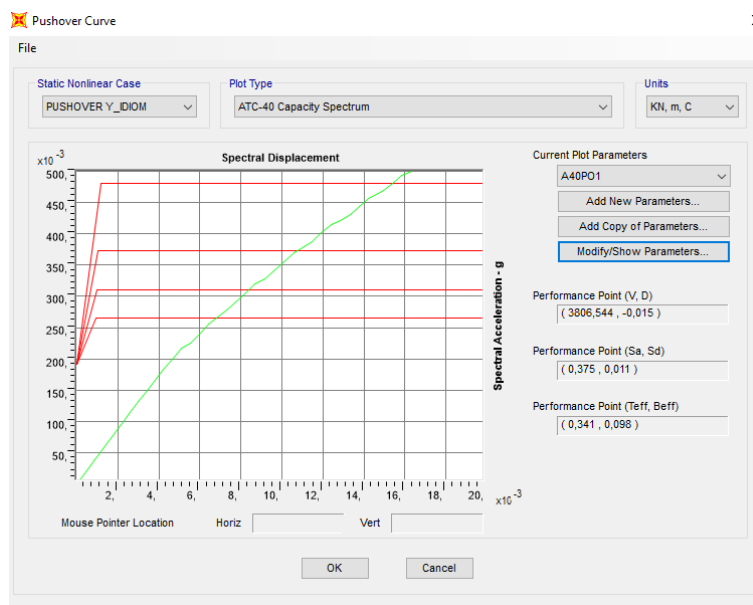
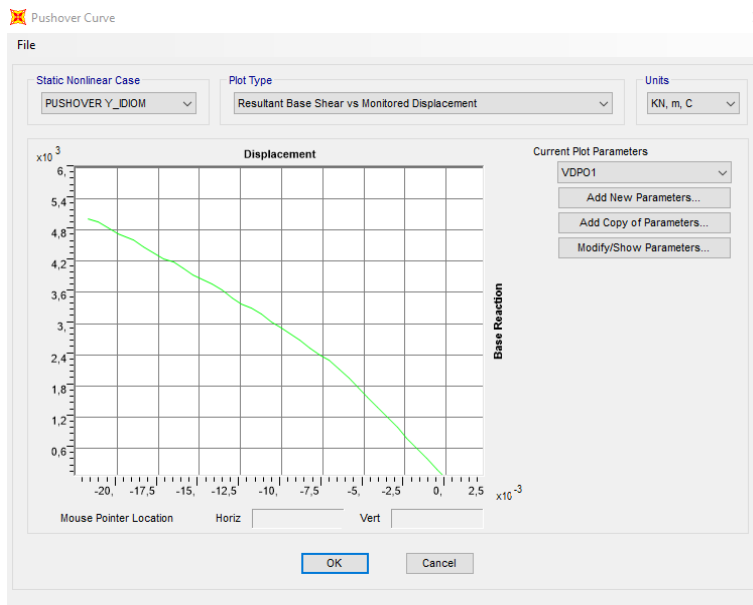


Εικόνα 5.19: Συνολική Εικόνα Διαρροής Ιδιομορφική Κατανομή κατά Χ (Step 8)



Εικόνα 5.20: Διάγραμμα Πλαστικοποίησης Άκρου Δοκού (76H1)

Ιδιομορφική Κατανομή Κατά +Ψ:



Εικόνα 5.21: Αποτελέσματα *Pushover* κατά +Ψ (Ιδιομορφική Φόρτιση) – α) Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve) και β) Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ανωτέρω ανάλυση, ολοκληρώνεται σε 34 βήματα, ενώ το σημείο επιτελεστικότητας ($V=3806,54$ KN, $D=-0,015$ m) εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 22 και 23. Παρακάτω ακολουθεί πίνακας αποτελεσμάτων της ιδιομορφικής ανελαστικής ανάλυσης κατά Ψ:

Ιδιομορφική Κατανομή +X (Capacity Curve)											
Step	Displacement (m)	BaseForce (KN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
20	-0,013023	3500,571	489	4	0	0	0	0	0	0	493
21	-0,013624	3637,905	488	5	0	0	0	0	0	0	493
22	-0,014225	3759,992	488	5	0	0	0	0	0	0	493
23	-0,015385	3935,498	487	6	0	0	0	0	0	0	493
24	-0,015986	4066,602	487	6	0	0	0	0	0	0	493
25	-0,016587	4180,324	487	6	0	0	0	0	0	0	493
26	-0,017188	4246,635	487	6	0	0	0	0	0	0	493
27	-0,017789	4354,603	486	7	0	0	0	0	0	0	493
28	-0,01839	4479,698	485	8	0	0	0	0	0	0	493
29	-0,01899	4603,049	485	8	0	0	0	0	0	0	493
30	-0,019937	4718,664	484	8	0	0	0	0	1	0	493
31	-0,020538	4843,505	484	8	0	0	0	0	1	0	493
32	-0,021139	4966,624	484	8	0	0	0	0	1	0	493
33	-0,02174	5024,602	484	8	0	0	0	0	1	0	493
34	-0,02174	5024,602	484	8	0	0	0	0	1	0	493

Αντίστοιχα και εδώ, ο φορέας δείχνει να επαρκεί και χρήζει έλεγχο στα τοιχώματα.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ

Πραγματοποιείται έλεγχος σε τέμνουσα των τοιχωμάτων, σύμφωνα με το παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2^η αναθεώρηση έτους 2017), απ' όπου προκύπτει μέσω του παρακάτω τύπου, η τέμνουσα αντοχής ($V_{R,max}$) για τα εν λόγω τοιχώματα (εξίσωση Γ.1). Ακολουθεί, απόσπασμα από το παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Γ

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΑΝΑΚΥΚΑΙΖΟΜΕΝΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Η διατμητική αντοχή, V_R , ενός δομικού στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος (υποστολώματος, 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_d κατά τις Εξ. (Σ.2α) και (Σ.2β). Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, επιτρέπεται να θεωρείται ότι μειώνεται με την τιμή του μ_{θ}^{pl} ως ακολούθως (μονάδες MN και m):

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left[1 - 0,05 \min\left(5, \mu_{\theta}^{pl}\right) \right] \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_w) (1 - 0,16 \min(5; \alpha_s)) \sqrt{f_c A_c + V_w} \right] \quad (\Gamma.1)$$

όπου:

- h: ύψος διατομής (ίσο με τη διάμετρο D στις κυκλικές διατομές).
- x=ξ_d: ύψος της θλιβόμενης ζώνης, το οποίο υπολογίζεται από τις Εξ. (Α.3)-(Α.5) στη διαρροή της διατομής.
- N: αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό).
- α_s: λόγος διάτμησης.
- A_c: εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος, ίση με b_wd σε διατομές με ορθογώνιο κορμό πάχους b_w και στατικό ύψος d, ή με πD_c²/4 (όπου D_c = διάμετρος πυρήνα διατομής εντός των συνδετήρων) σε κυκλικές διατομές.
- f_c: θλιπτική αντοχή σκυροδέματος (MPa).
- ρ_w: συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου).
- V_w: συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή, ίση με:

- Για διατομές με ορθογώνιο κορμό πάχους b_w:

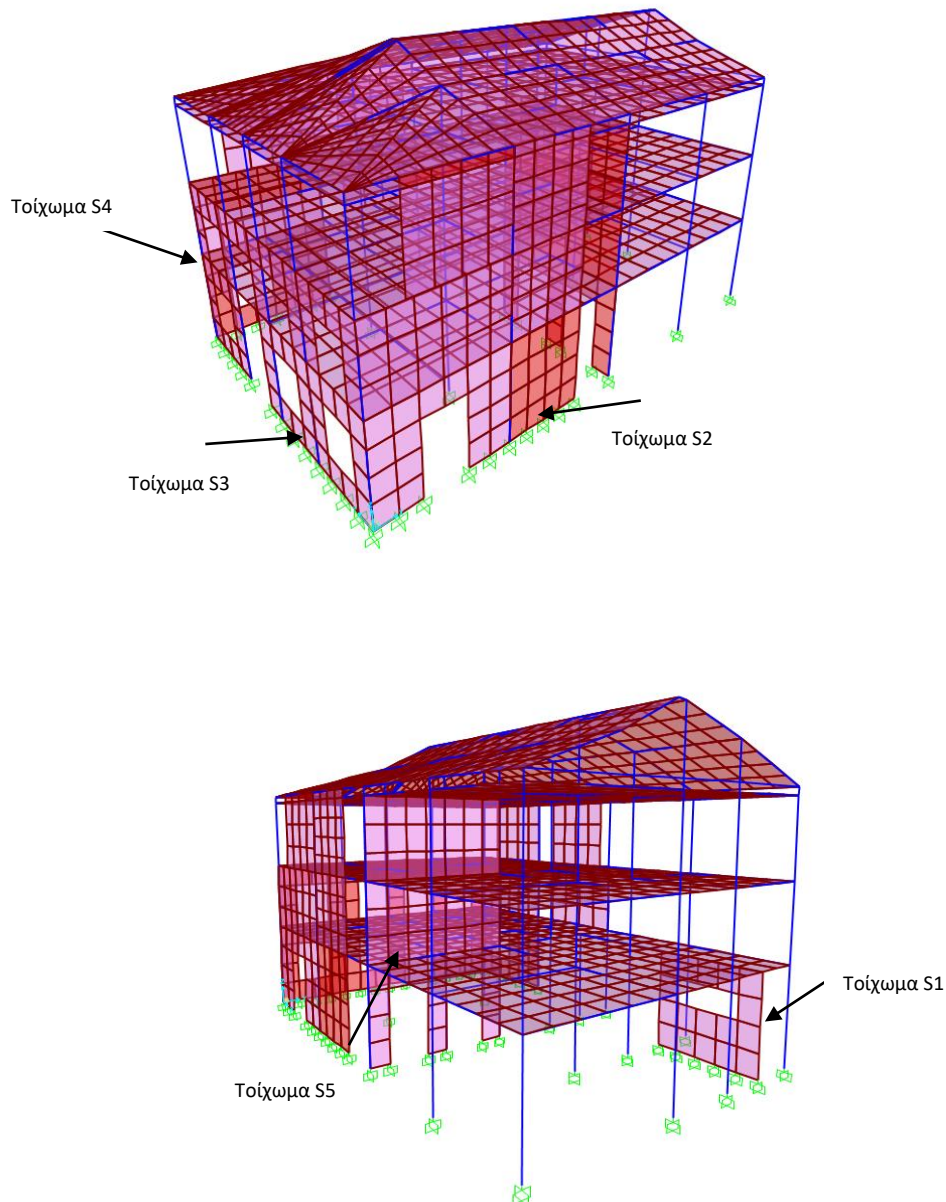
$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (\Gamma.2)$$

όπου:

- ρ_w: το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού,
- z: ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσο με d-d' σε υποστολώματα, δοκούς και τοιχώματα διατομής T ή H, ή με 0.8h σε τοιχώματα ορθογωνικής διατομής) και
- f_{yw}: η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού.

Εικόνα 5.22: Απόσπασμα ΚΑΝ.ΕΠΕ Παράρτημα 7Γ προς έλεγχο Τέμνουσας Αντοχής

Αρχικά, προς υπολογισμό των τεμνουσών αντοχής των τοιχωμάτων, ορίζονται οι κρίσιμες περιοχές των εν λόγω στοιχείων. Οι κρίσιμες περιοχές που θέτονται προς έλεγχο στην παρούσα εργασία είναι αυτές που επισημαίνονται στις παρακάτω εικόνες:



Εικόνα 5.23: Τοιχώματα που επιλέχθηκαν προς έλεγχο: εικόνα (α): Τοίχωμα S4, S3 & S2 (αριστερά προς δεξιά) & εικόνα (β): Τοίχωμα S5 & S1 (αριστερά προς δεξιά)

Για να ληφθούν τα αποτελέσματα αξονικών, τεμνουσών και ροπών των ανωτέρω τοιχωμάτων, γίνεται χρήση της επιλογής του λογισμικού section cut, αφού πρώτα, έγινε εισαγωγή σε group της κρίσιμης περιοχής του κάθε τοιχώματος.

Η εισαγωγή στο λογισμικών της επιλογής section cut για να ληφθούν εντατικά μεγέθη στα τοιχώματα (ανά Group) έχει ως εξής:

Define -> Section Cuts -> Add section Cut

Εικόνα 5.24: Εισαγωγή Section Cut (Ενδεικτικά Section Cut1 – Τοίχωμα κατά X S1)

Αναλυτικά ανά διεύθυνση τα εντατικά μεγέθη που λήφθηκαν από την ανωτέρω διαδικασία:

Διεύθυνση X:

Τοίχωμα S1 (5m - 15cm) κατά X				
Ανάλυση	Σημείο Επιτελεστικότητας	Εντατικά Μεγέθη		
		P (kN)	V (kN)	M (kNm)
Ομοιόμορφη +X	Step 3	155	375	1359
Ιδιομορφική +X	Step 8	163	707	2278



Τοίχωμα S2 (5,8m - 30cm) κατά Χ				
Ανάλυση	Σημείο Επιτελεστικότητας	Εντατικά Μεγέθη		
		P (kN)	V (kN)	M (kNm)
Ομοιόμορφη +Χ	Step 3	581	1482	4168
Ιδιομορφική +Χ	Step 8	2500	1765	5921

Τοίχωμα S4 (3,0m - 20cm) κατά Χ				
Ανάλυση	Σημείο Επιτελεστικότητας	Εντατικά Μεγέθη		
		P (kN)	V (kN)	M (kNm)
Ομοιόμορφη +Χ	Step 3	20	1026	405
Ιδιομορφική +Χ	Step 8	1241	1690	778

Διεύθυνση Υ:

Τοίχωμα S3 (2,0m - 15cm) κατά Υ				
Ανάλυση	Σημείο Επιτελεστικότητας	Εντατικά Μεγέθη		
		P (kN)	V (kN)	M (kNm)
Ομοιόμορφη +Υ	Step 23	267	1183	183
Ιδιομορφική +Υ	Step 22	279	1017	208

Τοίχωμα S5 (7,0m - 13cm) κατά Υ				
Ανάλυση	Σημείο Επιτελεστικότητας	Εντατικά Μεγέθη		
		P (kN)	V (kN)	M (kNm)
Ομοιόμορφη +Υ	Step 23	823	1857	4362
Ιδιομορφική +Υ	Step 22	787	2060	5110

Στη σύγκριση με την τέμνουσα αντοχής για το κάθε τοίχωμα, προφανώς λαμβάνεται η μέγιστη τέμνουσα (είτε από ομοιόμορφη είτε από ιδιομορφική κατανομή) και στις δύο διευθύνσεις. Ως αποτέλεσμα αυτού βλέπουμε πως στο σημείο επιτελεστικότητας της κάθε φόρτισης τα τοιχώματα αναλαμβάνουν ποσοστό της τέμνουσας και για τις δύο διευθύνσεις άνω του 60%.

Οι τέμνουσες καθώς και τα χαρακτηριστικά ανά τοίχωμα δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Τέμνουσες Αντοχής ανά Τοίχωμα					
Τοίχωμα	Διεύθυνση	Οπλισμός	Μήκος Κρίσιμης Περιοχής (m)	Πάχος (cm)	Τέμνουσα Αντοχής (V_R)
S1	Χ	Φ8/30	5	15	1163
S2	Χ	Φ8/30	5,8	30	1604
S3	Υ	Φ8/30	2	15	458
S4	Χ	Φ8/30	3	20	733
S5	Υ	Φ8/30	7	20	1643



Οι τέμνουσες αντοχής δίνονται σε kN και έχουν υπολογιστεί σε υπολογιστικό φύλλο Excel.

Έλεγχος Επάρκειας Τεμνουσών Τοιχωμάτων:

Διεύθυνση Χ:

Τοίχωμα S1 (5m - 15cm) κατά Χ				
Ανάλυση	Τέμνουσα (kN)		Λόγος Τεμνουσών	Σημείο Επιτελεστικότητας
	Αντοχής (V_R) - Max	Λαμβάνουσα (V) Max		
Ιδιομορφική +Χ	1163	707	0,61	Step 8

Τοίχωμα S2 (5,8m - 30cm) κατά Χ				
Ανάλυση	Τέμνουσα (kN)		Λόγος Τεμνουσών	Σημείο Επιτελεστικότητας
	Αντοχής (V_R) - Max	Λαμβάνουσα (V) Max		
Ιδιομορφική +Χ	1604	1765	1,10	Step 8

Τοίχωμα S4 (3,0m - 20cm) κατά Χ				
Ανάλυση	Τέμνουσα (kN)		Λόγος Τεμνουσών	Σημείο Επιτελεστικότητας
	Αντοχής (V_R) - Max	Λαμβάνουσα (V) Max		
Ιδιομορφική +Χ	733	1690	2,31	Step 8

Διεύθυνση Υ:

Τοίχωμα S3 (2,0m - 15cm) κατά Υ				
Ανάλυση	Τέμνουσα (kN)		Λόγος Τεμνουσών	Σημείο Επιτελεστικότητας
	Αντοχής (V_R) - Max	Λαμβάνουσα (V) Max		
Ομοιόμορφη +Υ	458	1183	2,58	Step 23

Τοίχωμα S5 (7,0m - 13cm) κατά Υ				
Ανάλυση	Τέμνουσα (kN)		Λόγος Τεμνουσών	Σημείο Επιτελεστικότητας
	Αντοχής (V_R) - Max	Λαμβάνουσα (V) Max		
Ιδιομορφική +Υ	1643	2060	1,25	Step 22

Συνεπώς, σύμφωνα με τους ανωτέρω ελέγχους τεμνουσών που πραγματοποιήθηκαν, συμπεραίνουμε πως τέσσερα (4) εκ των πέντε (5) τοιχωμάτων που επιλέχθηκαν προς έλεγχο επάρκειας σε τέμνουσα, αστοχούν. Συνεπώς ο φορέας χρήζει ενίσχυσης λόγω της παραπάνω αστοχίας.



Συνοψίζοντας, φαίνεται από τα ανωτέρω αποτελέσματα, όπως ήταν φυσικό, πως η κατασκευή χρήζει επισκευών.

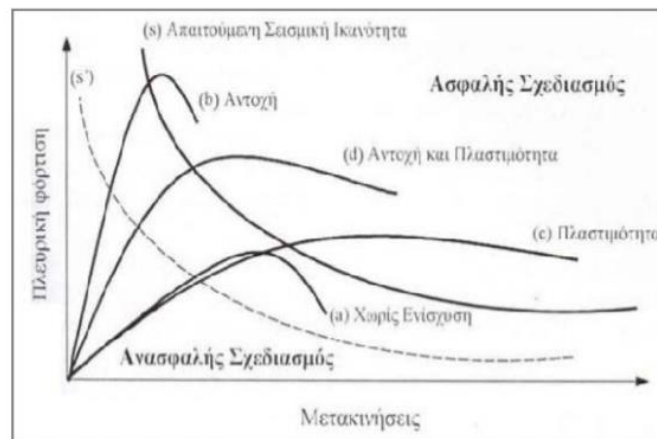
Ο φορέας αναμενόταν να μετακινηθεί περισσότερο και δυσμενέστερα προς την διεύθυνση Ψ , καθώς αυτό γινόταν κατανοητό και από την ιδιομορφική ανάλυση που διεξήχθη για αυτόν, όπου η 1^η κύρια ιδιομορφή ήταν κατά τον Άξονα Ψ . Παρόλα αυτά, βλέποντας τα αποτελέσματα κατά την ανάλυση για την X διεύθυνση, φαίνεται πως ο φορέας χρήζει ενίσχυσης και σε αυτή τη διεύθυνση, καθώς δύο εκ των τριών τοιχωμάτων που επιλέχθηκαν προς έλεγχο αστοχούσαν.



6. ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ

6.1 Συστήματα / Στρατηγικές Επεμβάσεων

Το σύστημα των επεμβάσεων είναι η συγκεκριμένη μέθοδος επεμβάσεων που χρησιμοποιείται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Προκειμένου μία κατασκευή να επιδείξει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά πρέπει να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο να είναι ικανό να περιορίζει τις μετακινήσεις σε μεγέθη που αντιστοιχούν σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεσματικότητας της κατασκευής που στην προκειμένη περίπτωση θεωρείται η στάθμη «Προστασία ζωής». Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι: (α) η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και του μη - φέροντος οργανισμού, (β) η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη - φέροντος οργανισμού και (γ) η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή. Τα συστήματα επεμβάσεων εξασφαλίζουν επαρκή σεισμική συμπεριφορά επηρεάζοντας άμεσα τους παραπάνω παράγοντες και εφαρμόζονται είτε μεμονωμένα είτε σε συνδυασμό. Αν θεωρηθεί ότι το μέγεθος της μέγιστης αναπτυσσόμενης ενέργειας παραμόρφωσης λόγω σεισμού αποτελεί μέτρο της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής, τότε μπορεί να χαραχθεί μια καμπύλη υπερβολικής μορφής που αναπαριστά την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα. Η καμπύλη αυτή, επομένως, υποδηλώνει το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της λύσης ενίσχυσης. Δηλαδή, μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής όταν η καμπύλη που αναπαριστά τη συμπεριφορά της επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη (s) που απεικονίζει τον ασφαλή σχεδιασμό. Στην αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση.



Εικόνα 6.1: Συστήματα Επεμβάσεων

Διακρίνονται, κατά συνέπεια, τέσσερις στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής:

- Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα
- Αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής
- Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής (π.χ. σεισμική μόνωση)

Οι μέθοδοι αντισεισμικής ενίσχυσης μπορούν να ταξινομηθούν ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ως εξής:

- ✓ Αν ο στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η προσθήκη τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα. Ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συνδέσμων, η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφιστάμενων υποστυλωμάτων και η χρήση σύνθετων υλικών.
- ✓ Αν ο στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας, τότε η μέθοδος που ενδείκνυται είναι η κατασκευή μανδύων σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων, καθώς και η χρήση σύνθετων υλικών.
- ✓ Αν στόχος είναι η ταυτόχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Στην περίπτωση που οι



απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, είναι κατά κανόνα αναπόφευκτη η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

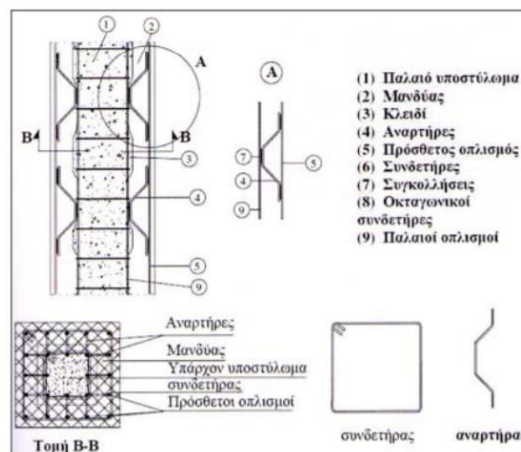
Τα στοιχεία μιας κατασκευής στα οποία επικεντρώνονται οι επεμβάσεις είναι τα υποστυλώματα και αυτό γιατί αυτά είναι που παραλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία, εμφανίζουν το μεγαλύτερο ποσοστό των βλαβών και έχουν τις μεγαλύτερες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Η κατασκευή μανδύων σε τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος είναι μία μέθοδος επισκευής και ενίσχυσής τους που εφαρμόζεται με επιτυχία. Είναι μία μέθοδος που εξασφαλίζει αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων και κατ' επέκταση της κατασκευής.

Τα υποστυλώματα/τοιχώματα στα οποία εφαρμόζεται εμφανίζουν συνήθως σοβαρές βλάβες και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος ή ανεπάρκεια σε κάποιο από τα τρία παραπάνω χαρακτηριστικά τους.

Παράλληλα, η κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιείται και για την επισκευή και ενίσχυση δοκών, οι οποίες είτε μπορεί να εμφανίζουν βλάβες είτε να πρόκειται να αυξηθεί το φορτίο που παραλαμβάνουν (π.χ. αλλαγή χρήσης δομήματος). Οι βλάβες των δοκών σε περίπτωση σεισμικών καταπονήσεων, κατά κανόνα, επικεντρώνονται στην περιοχή του κόμβου δοκού – υποστυλώματος. Η επισκευή και η ενίσχυση των κόμβων είναι μια διαδικασία κατά την οποία απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή και γίνεται παράλληλα με την ενίσχυση των υποστυλωμάτων.

Η λογική της μεθόδου αυτής είναι η αύξηση της διατομής του στοιχείου με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά του αρχικού. Η μέθοδος μπορεί να εφαρμόζεται για επισκευή ή ενίσχυση του στοιχείου σε συγκεκριμένο τμήμα του (τοπικός μανδύας) ή σε όλο το μήκος του (ολικός μανδύας). Εκτός από τη βελτίωση των τριών βασικών χαρακτηριστικών του υποστυλώματος η κατασκευή μανδύα προσφέρει και τα παρακάτω:

- ✓ Δε μεταβάλλει την αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής,
- ✓ Περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο με αποτέλεσμα να μειώνει τη λυγηρότητα του,
- ✓ Βελτιώνει τη συμπεριφορά του υφιστάμενου υποστυλώματος λόγω περίσφιγξης &
- ✓ Αυξάνει το βαθμό πυροπροστασίας.



Εικόνα 6.2: Λεπτομέρειες Μανδύα Οπλισμένου Σκυροδέματος



Εικόνα 6.3: Ενίσχυση Φέρουσας Τοιχοποιίας από Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα

Τα είδη των μανδυών διαχωρίζονται με βάση το είδος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του μανδύα. Τα δύο κυριότερα είδη είναι τα κατωτέρω:

Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα:

Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται για μανδύες των οποίων το πάχος υπερβαίνει τα 8 εκατοστά ($t \geq 8 \text{ cm}$), ενώ για τη σκυροδέτησή τους απαιτείται η χρήση ξυλότυπου. Η χύτευση πρέπει να γίνεται με χαμηλή πίεση και το μέγεθος των αδρανών να μην είναι μεγάλο. Συνιστάται η χρήση ρευστοποιητών και προσμίκτων που παρεμποδίζουν τη συστολή ξήρανσης. Μειονέκτημα της συγκεκριμένης τεχνικής αποτελεί η δυσκολία σκυροδέτησης ιδιαίτερα στην κορυφή του υποστυλώματος.

Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα:

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ξηράς ανάμιξης, χρησιμοποιείται στην περίπτωση που το συνολικό πάχος του μανδύα είναι μικρότερο από 10 εκατοστά ($t \leq 10$ cm), ενώ δεν απαιτείται ξυλότυπος για τη σκυροδέτηση. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα, στόχος ο οποίος επιτυγχάνεται με τη χρήση οδηγών. Η συστολή ξήρανσης στο συγκεκριμένο είδος μανδύων είναι μεγαλύτερη, με αποτέλεσμα να απαιτείται η σωστή συντήρησή τους.

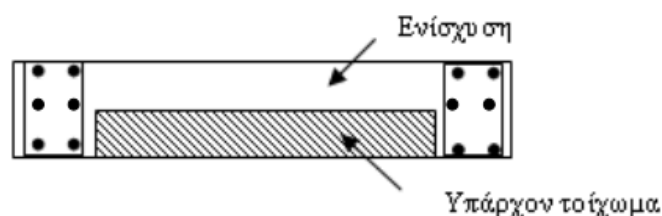
Οι κατασκευαστικές διατάξεις των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος είναι αποτέλεσμα έρευνας και εμπειρίας από την εφαρμογή της μεθόδου στην πράξη και είναι οι εξής:

- ❖ Το ελάχιστο πάχος μανδύα πρέπει να είναι 5 cm για μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος
- ❖ Για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα μία σειρά οπλισμών 8 – 12 cm.
- ❖ Για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με δύο σειρές οπλισμών 12 cm.

Στην περίπτωση που τα πάχη των μανδύων είναι μικρά (< 7.50 cm) δεν ικανοποιούνται οι διατάξεις του Κανονισμού Σκυροδέματος που έχουν να κάνουν με τις επικαλύψεις των ράβδων οπλισμού συγχρόνως με αυτές που έχουν να κάνουν με τη μορφή των ακίστρων στα άκρα των συνδετήρων. Έτσι για μικρό πάχος μανδύα θα πρέπει τα άκρα των συνδετήρων να συγκολλούνται σε εναλλασσόμενες πλευρές του υποστυλώματος.

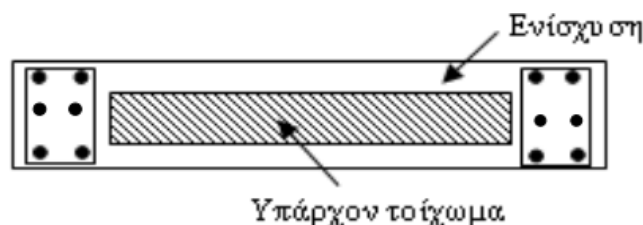
Ενίσχυση Τοιχωμάτων

Η αποκατάσταση ανεπαρκών αναμονών πραγματοποιείται, όπως και στα υποστυλώματα. Η αύξηση φέρουσας ικανότητας έναντι κάμψης πραγματοποιείται με προσθήκη υποστυλωμάτων στα άκρα ή με μονόπλευρη ενίσχυση και προσθήκη υποστυλωμάτων.



Εικόνα 6.4: Μονόπλευρη ενίσχυση τοιχώματος με προσθήκη ακραίων υποστυλωμάτων

Ενώ πέραν των ανωτέρω δύο τρόπων, αυτός που συνίσταται είναι ολόπλευρος κλειστός μανδύας.



Εικόνα 6.5: Ενίσχυση τοιχώματος με ολόπλευρο μανδύα Ο/Σ

Αύξηση Φέρουσας Ικανότητας Έναντι Τέμνουσας Ανεπάρκειας:

- Αν υπάρχει ανεπάρκεια λόγω θλίψης κορμού τότε συνίσταται η προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος ή μανδύα.
- Αν υπάρχει ανεπάρκεια λόγω σπλισμού διάτμησης τότε συνίσταται η προσθήκη εξωτερικών στοιχείων χάλυβα ή ΙΟΠ ή μανδύας.

Ολίσθηση Τοιχώματος

- Προσθήκη κατακόρυφων μεταλλικών στοιχείων εκατέρωθεν του αρμού ή
- Τοπικός μανδύας

Αύξηση Πλαστιμότητας (Δεν προσφέρονται οι μέθοδοι περισφιγξης)

- Αύξηση διατομής θλιβόμενου πέλματος με προσθήκη: εγκάρσιου τοιχώματος ή με τοπική διεύρυνση του άκρου ή
- Τοποθέτηση εγκαρσίων διαμπερών σφικτήρων

6.2 Σενάρια Ενισχύσεων

Γενικά

Με βάση τα αποτελέσματα των ανωτέρω αναλύσεων, η υπό μελέτη κατασκευή, δεν δύναται να παραλάβει ασφαλώς το επιβαλλόμενο σεισμικό φορτίο χωρίς εκδήλωση αστοχιών. Πρακτικά, αν ο επιδιωκόμενος στόχος επιτελεσματικότητας για την ανάλυση είναι η στάθμη **Προστασία Ζωής**, η υπέρβαση πολλαπλών δομικών μελών της συγκεκριμένης στάθμης κατά τη διάρκεια του σεισμού οδηγεί την κατασκευή στο σύνολό της να ξεπεράσει



τον στόχο αυτό. Για την συγκεκριμένη κατασκευή, οι προτάσεις παρέμβασης θα μελετηθούν στο πλαίσιο της αύξησης της δυσκαμψίας και της ενίσχυσης των τοιχωμάτων που αστοχούσαν σύμφωνα με τα αποτελέσματα που λήφθηκαν στο κεφάλαιο 5. Φυσικά, κίνδυνος σύγκρουσης με το όμορο κτίριο των υπνωτηρίων όπου υπάρχει αντισεισμικός αρμός σε απόσταση περί των 5cm δεν υπάρχει καθώς οι μετακινήσεις που λήφθηκαν είναι μικρότερες των 2 cm στις περισσότερες περιπτώσεις.

Στη συνέχεια πραγματοποιείται νέα ανελαστική στατική ανάλυση με σκοπό την εκτίμηση των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτύξουν τα δομικά στοιχεία στον ενισχυμένο φορέα. Ως αποτέλεσμα της ανάλυσης αυτής προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του φορέα, δηλαδή η σχέση της μετακίνησης ενός κόμβου ελέγχου που θα επιλεγεί με την συνολική τέμνουσα βάσης που δέχεται ο φορέας. Έπειτα με βάση την καμπύλη αυτή θα οριστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας τις οποίες ικανοποιεί ο ενισχυμένος φορέας. Αναμένουμε τα αποτελέσματα να είναι πιο αξιόπιστα από την προηγούμενη ανάλυση καθώς έχουν αρθεί σε σημαντικό βαθμό οι μη κανονικότητες που είχε προηγουμένως το κτήριο.

Ερμηνεύοντας τα αποτελέσματα των αναλύσεων, το πρόβλημα εντοπίζεται στο γεγονός της αστοχίας των τοιχείων με βάση τις παραδοχές που λάβαμε, ήτοι οπλισμός Φ8/30 (πλέγμα).

Στη παρούσα εργασία, θα παρουσιαστούν δύο σενάρια ενίσχυσης, ως εξής:

Σενάριο Α: Δοκιμάζεται η καθαίρεση της στέγης από σκυρόδεμα για μείωση του ανεπιθύμητου βάρους στην οροφή του κτιρίου ενώ παράλληλα επιλέγεται να αυξηθεί το πάχος των τοιχωμάτων που αστοχούσαν, με μανδύες Ο/Σ (ολικό μανδύα) και νέο οπλισμό Φ12/15 (πλέγμα).

Σενάριο Β: Επίσης καθαιρείται η στέγη του κτιρίου, ενώ σε αυτό το σενάριο, καθαιρείται το τοίχωμα S1 (πάχους 15cm – διεύθυνση Χ) το οποίο ήταν τοποθετημένο στο ισόγειο και δεν συνέχιζε μέχρι τον τελευταίο όροφο του κτιρίου, ενώ παράλληλα το τοίχωμα Λ (όπως έχει οριστεί στα σχέδια ξυλοτύπων στο 2^ο κεφάλαιο) το οποίο ξεκινούσε από τον Α' όροφο, κατεβαίνει έως το ισόγειο. Επίσης, καθώς η διεύθυνση Υ ήταν η δυσμενέστερη βάσει των ανωτέρω αναλύσεων, τοποθετείται νέο τοίχωμα το οποίο βρίσκεται σε γωνιακή θέση προς περιορισμό της στρέψης του φορέα και άρχεται από το ισόγειο έως και τον τελευταίο όροφο. Τέλος, και σε αυτό το σενάριο έχουμε πάχυνση των τοιχωμάτων με μανδύες (ολικός μανδύας) από Ο/Σ και νέο οπλισμό πλέγματος Φ12/15.



Σημειώνεται σε αυτό το σημείο, πως το λογισμικό δεν παρέχει τη δυνατότητα στα τοιχώματα να οριστούν με δύο διατομές (παλιά και νέα), συνεπώς μεγαλώνει το πάχος των τοιχωμάτων και τοποθετείται νέος οπλισμός (Φ10/15) ως παραδοχή εργασίας, για να λάβουμε λογικά αποτελέσματα, ως προς την τάξη μεγέθους και να ελεγχθεί εάν αστοχούν εκ νέου τα τοιχεία.

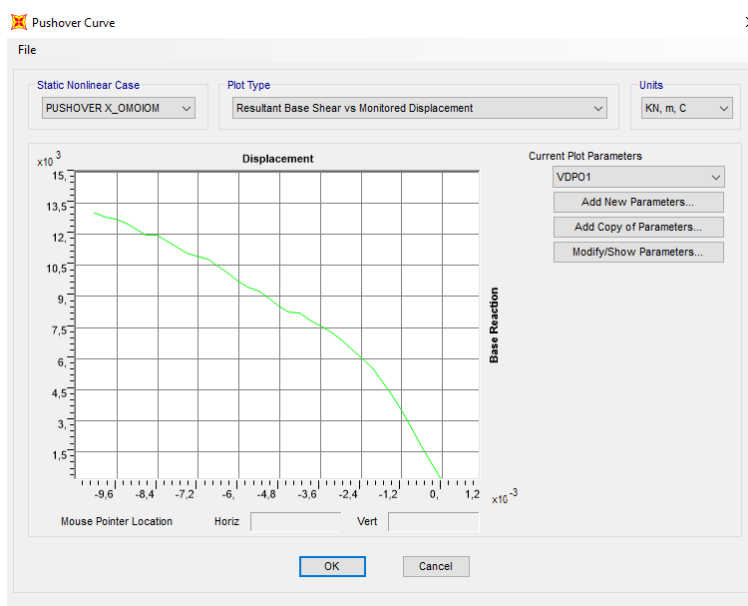
Σενάριο Ενίσχυσης A

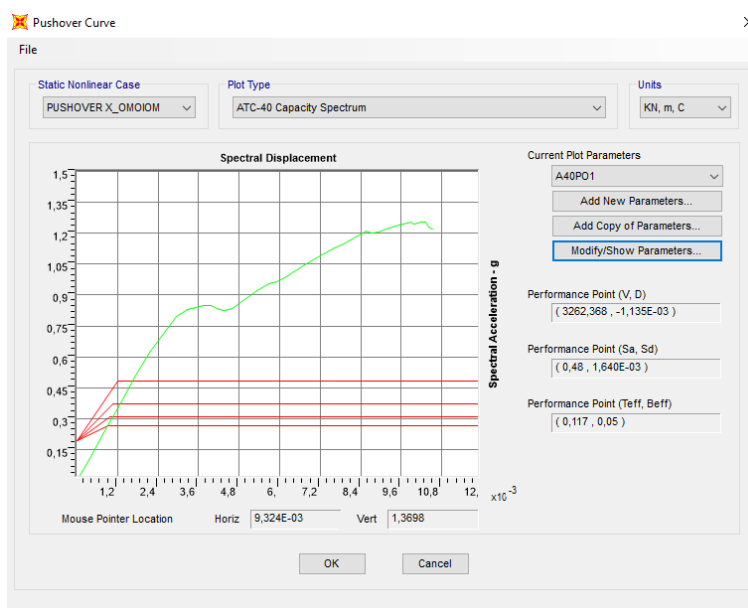
Όπως αναφέρθηκε και ανωτέρω, στο παρών σενάριο γίνεται καθαίρεση της στέγης από σκυρόδεμα και αντικατάσταση αυτής με ξύλινη κεραμοσκεπή. Πέραν αυτού, στα τοιχώματα που αστοχούσαν, γίνεται αύξηση των διατομών (πάχους) με εφαρμογή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στόχος είναι όλα τα τοιχεία, να έχουν πάχος ίσο με 30 cm και ο νέος οπλισμός που θα τοποθετηθεί, να είναι Φ12/15 (πλέγμα) με σκυρόδεμα C25/30 ενώ ο χάλυβας επιλέγεται S500. Δεν είναι εφικτό όπως αναφέρθηκε και ανωτέρω να δημιουργήσουμε μικτή διατομή στο λογισμικό μεταξύ νέας και παλιάς, συνεπώς γίνεται η παραδοχή που αναφέρθηκε παραπάνω και για τα δύο σενάρια ενίσχυσης.

Δεν πραγματοποιούνται στη παρούσα εργασία έλεγχος μεταξύ των συνδέσεων της παλιάς διατομής και της νέας.

Ακολουθούν για το εν λόγω σενάριο, τα αποτελέσματα των αναλύσεων Pushover:

Ομοιόμορφη Κατανομή +X



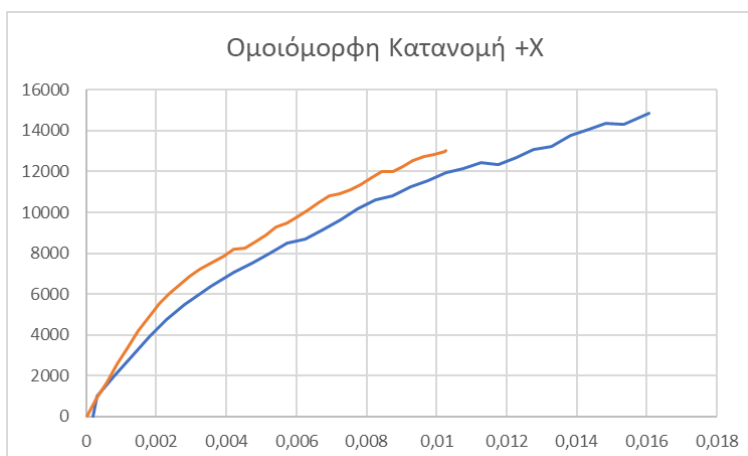


Εικόνα 6.6: Αποτελέσματα *Pushover* κατά +X (Ομοιόμορφη Φόρτιση) – α) Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve) και β) Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας κατά ATC-40 για ενισχυμένο φορέα

Η ανωτέρω ανάλυση, ολοκληρώνεται σε 33 βήματα, ενώ το σημείο επιτελεστικότητας ($V=3262,37$ KN, $D=0,0011$ m) εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 3 και 4. Παρακάτω ακολουθεί συγκριτικός πίνακας μεταξύ του σημείου επιτελεστικότητας του Ενισχυμένου Φορέα και του Υφιστάμενου.

Ομοιόμορφη Κατανομή +X (Capacity Curve)												
	Step	Displacement (m)	BaseForce (KN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Ενισχ. Φορέας	3	-0,000886	2556,924	339	0	0	0	0	0	0	0	339
Υφιστάμενος Φορέας	3	-0,001298	2951,708	493	0	0	0	0	0	0	0	493

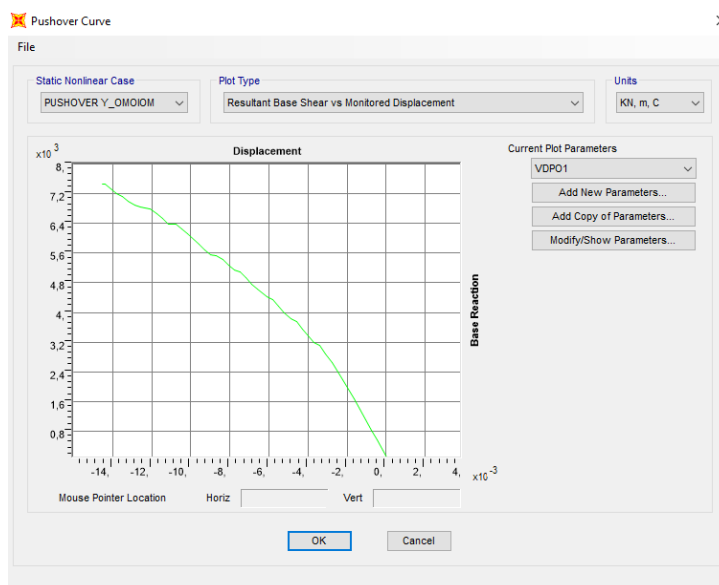
Στο σημείο επιτελεστικότητας φαίνεται πως ο φορέας χάνει σε τέμνουσα όμως διαθέτει πολύ μικρότερη μετακίνηση. Παρόλα αυτά τονίζεται πως και εδώ, δεν υπάρχει ενεργή πλαστική άρθρωση. Οι δύο αναλύσεις παρουσιάζονται στο παρακάτω γράφημα:

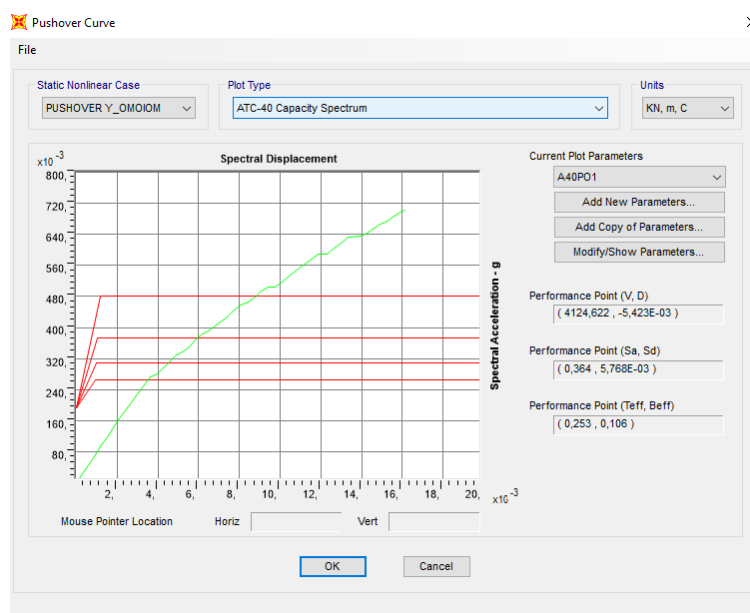


Εικόνα 6.7: Ενισχυμένος Φορέας με πορτοκαλί χρώμα – Υφιστάμενος με μπλε χρώμα

Παρότι η τέμνουσα βάσης παρουσιάζεται μικρότερη κατά την ομοιόμορφη κατανομή +X, η μετακίνηση που λαμβάνει ο φορέας είναι μικρότερη κατά 6 mm ενώ με βάσει τους ελέγχους που ακολουθούν, τα τοιχώματα που προηγουμένως αστοχούσαν, πλέον δεν αστοχούν, συνεπώς η ενίσχυση που επιλέξαμε επαρκεί.

Ομοιόμορφη κατά +Ψ



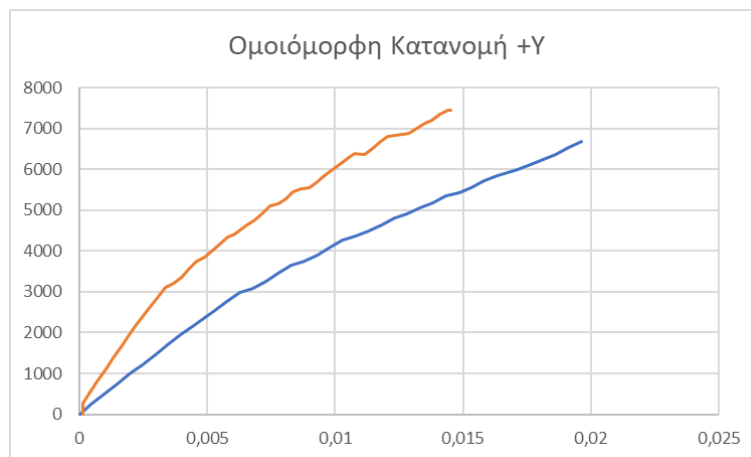


Εικόνα 6.8: Αποτελέσματα *Pushover* κατά + Ψ (Ομοιόμορφη Φόρτιση) – α) Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve) και β) Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας κατά ATC-40 για ενισχυμένο φορέα

Η σύγκριση των δύο φορτίσεων (υφιστάμενου και ενισχυμένου φορέα), παρουσιάζονται παρακάτω:

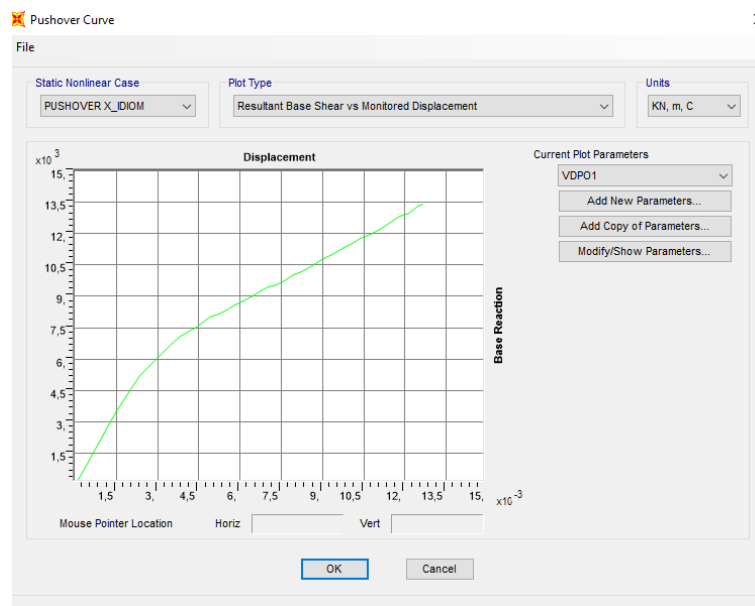
Ομοιόμορφη Κατανομή +Y (Capacity Curve)											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	(m)	(kN)									
Ενισχ. Φορέας	17	-0,005193	3985,602	336	3	0	0	0	0	0	339
Υφιστάμενος Φορέας	23	-0,011808	4647,445	489	4	0	0	0	0	0	493

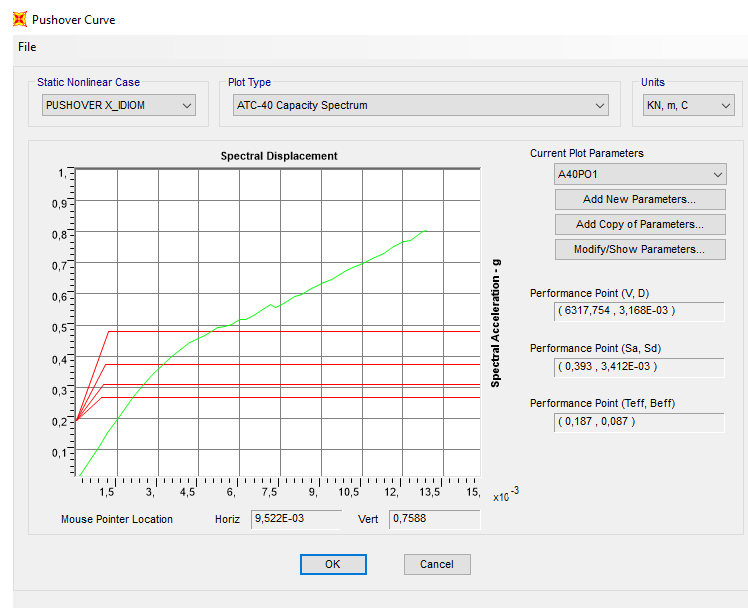
Και σε αυτή τη φόρτιση, με σημείο επιτελεστικότητας μεταξύ των βημάτων 17 και 18, παρουσιάζονται όμοια χαρακτηριστικά με την ομοιόμορφη κατανομή +X, όμως σε αυτή τη περίπτωση βάσει του παρακάτω γραφήματος έχουμε μικρότερη μετακίνηση του φορέα με μεγαλύτερη τέμνουσα, ενώ και για αυτή τη κατανομή, δεν υπάρχει αστοχία στα τοιχώματα του φορέα.



Εικόνα 6.9: Ενισχυμένος Φορέας με πορτοκαλί χρώμα – Υφιστάμενος με μπλε χρώμα

Ιδιομορφική κατά Χ



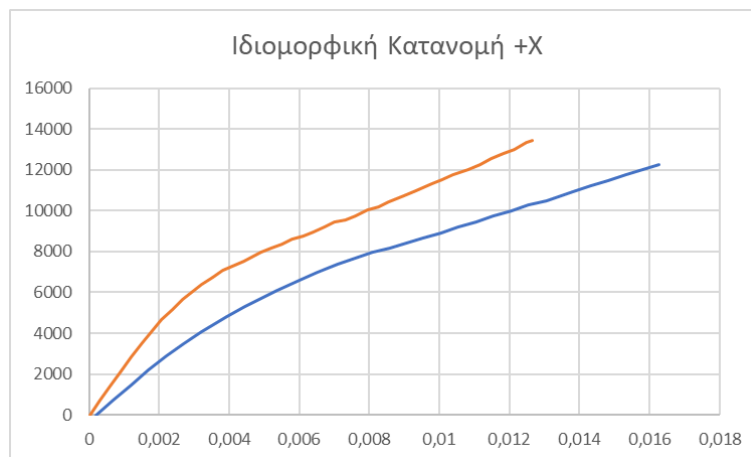


Εικόνα 6.10: Αποτελέσματα *Pushover* κατά +X (Ιδιομορφική Φόρτιση) – α) Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve) και β) Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας κατά ATC-40 για ενισχυμένο φορέα

Ακολουθεί ο πίνακας με τα δύο σημεία επιτελεστικότητας (ενισχυμένου & υφιστάμενου φορέα) και για αυτή την κατανομή:

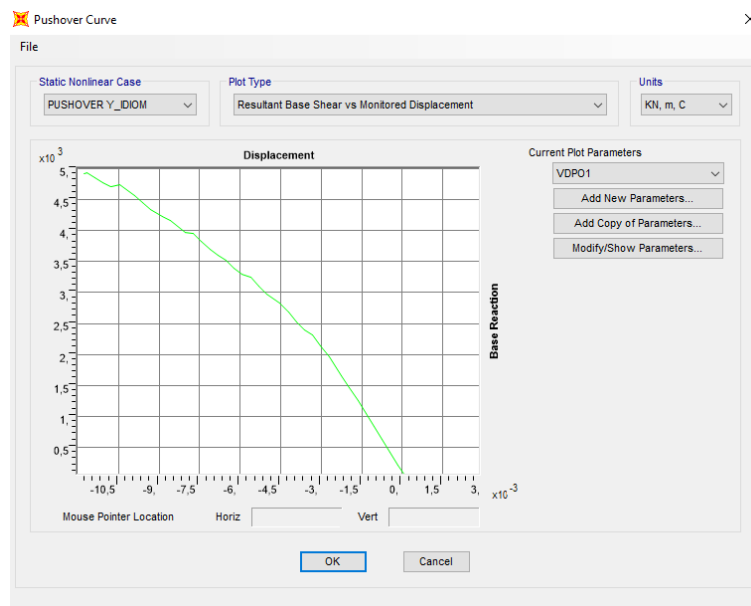
Ιδιομορφική Κατανομή +X (Capacity Curve)											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	(m)	(kN)									
Ενισχ. Φορέας	9	0,003222	6389,932	335	4	0	0	0	0	0	339
Υφιστάμενος Φορέας	8	0,004443	5304,517	491	2	0	0	0	0	0	493

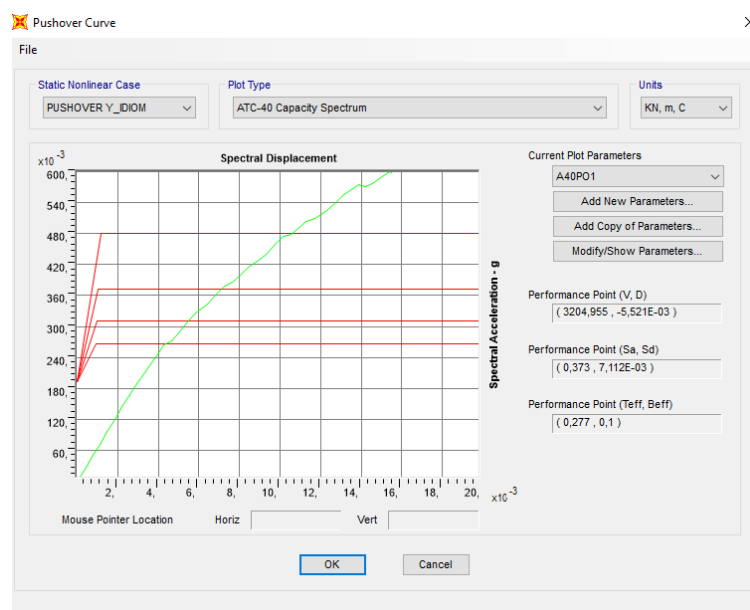
Για αυτή τη κατανομή, στο σημείο επιτελεστικότητας του ενισχυμένου φορέα το οποίο βρίσκεται μεταξύ του βήματος 9 και 10, έχουμε αύξηση της τέμνουσας βάσης του φορέας, για μικρότερη μετακίνηση (1 mm περίπου), ενώ παράλληλα όπως και στις προηγούμενες κατανομές, δεν αστοχεί σε τέμνουσα κανένα τοίχωμα. Ακολουθεί, εικόνα γραφήματος, προς σύγκριση των δύο ιδιομορφικών κατανομών κατά +X:



Εικόνα 6.11: Ενισχυμένος Φορέας με πορτοκαλί χρώμα – Υφιστάμενος με μπλε χρώμα

Ιδιομορφική κατά Ψ



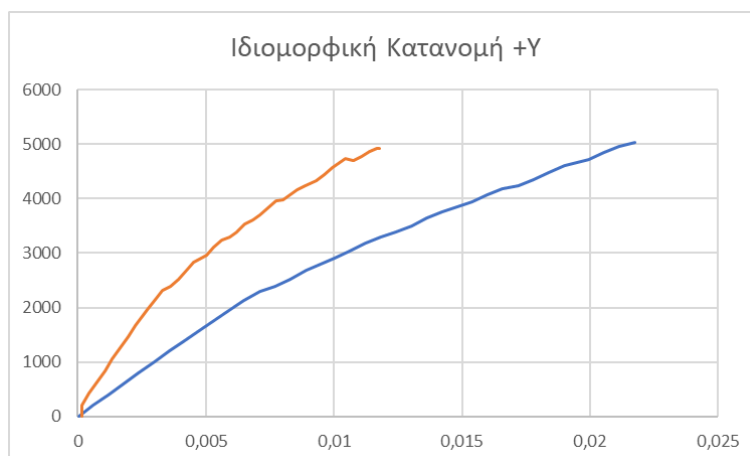


Εικόνα 6.12: Αποτελέσματα Pushover κατά +Ψ (Ιδιομορφική Φόρτιση) – α) Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve) και β) Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας κατά ATC-40 για ενισχυμένο φορέα

Ακολουθεί πίνακας μεταξύ των δύο σημείων επιτελεστικότητας και για αυτή τη κατανομή:

	Step	Ιδιομορφική Κατανομή +Y (Capacity Curve)										
		Displacement (m)	BaseForce (KN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Ενισχ. Φορέας	17	-0,005314	3110,315	337	2	0	0	0	0	0	0	339
Υφιστάμενος Φορέας	22	-0,014225	3759,992	488	5	0	0	0	0	0	0	493

Και σε αυτή τη φόρτιση, με σημείο επιτελεστικότητας μεταξύ των βημάτων 17 και 18, παρουσιάζονται όμοια χαρακτηριστικά με την ομοιόμορφη κατανομή της ίδιας διεύθυνσης, ήτοι διεύθυνσης Ψ, ενώ σε αυτή τη κατανομή έχουμε οριακά μικρότερη συνολική τέμνουσα βάσης για μικρότερη (62% μειωμένη) μετακίνηση οροφής, ενώ και για αυτή τη κατανομή, δεν υπάρχει αστοχία στα τοιχώματα του φορέα.



Εικόνα 6.13: Ενισχυμένος Φορέας με πορτοκαλί χρώμα – Υφιστάμενος με μπλε χρώμα

Έλεγχος Τέμνουσας Αντοχής Τοιχωμάτων

Αρχικά, επισημαίνεται πως υπολογίστηκαν οι τέμνουσες αντοχής, για τα τέσσερα ενισχυμένα τοιχώματα ως εξής:

Τέμνουσες Αντοχής ανά Τοίχωμα		
Τοίχωμα	Διεύθυνση	Τέμνουσα Αντοχής (V_R)
S2 (new)	X	6785
S3 (new)	Y	1689
S4 (new)	X	2593
S5 (new)	Y	5407

Και έπειτα, με τον ίδιο τρόπο όπως και στην υφιστάμενη κατάσταση, υπολογίζονται από το λογισμικό τα εντατικά μεγέθη υπό την σεισμική διέγερση για τα ενισχυμένα πλέον τοιχώματα, επιλέγεται η δυσμενέστερη τέμνουσα ανά τοίχωμα (ήτοι, η μεγαλύτερη εκ των κατανομών φόρτισης) και πραγματοποιείται έλεγχος σε τέμνουσα όπως και προηγουμένως, ως εξής:

Τοίχωμα S2 new (5,8m - 30cm) κατά X			
Ανάλυση	Τέμνουσα (kN)		Λόγος Τεμνουσών
	Αντοχής (V_R) - Max	Λαμβάνουσα (V) Max	
Ιδιομορφική +X	6785	2393	0,35



Τοίχωμα S4 new (3,0m - 30cm) κατά Χ			
Ανάλυση	Τέμνουσα (kN)		Λόγος Τεμνουσών
	Αντοχής (V_R) - Max	Λαμβάνουσα (V) Max	
Ιδιομορφική +Χ	2593	1772	0,68

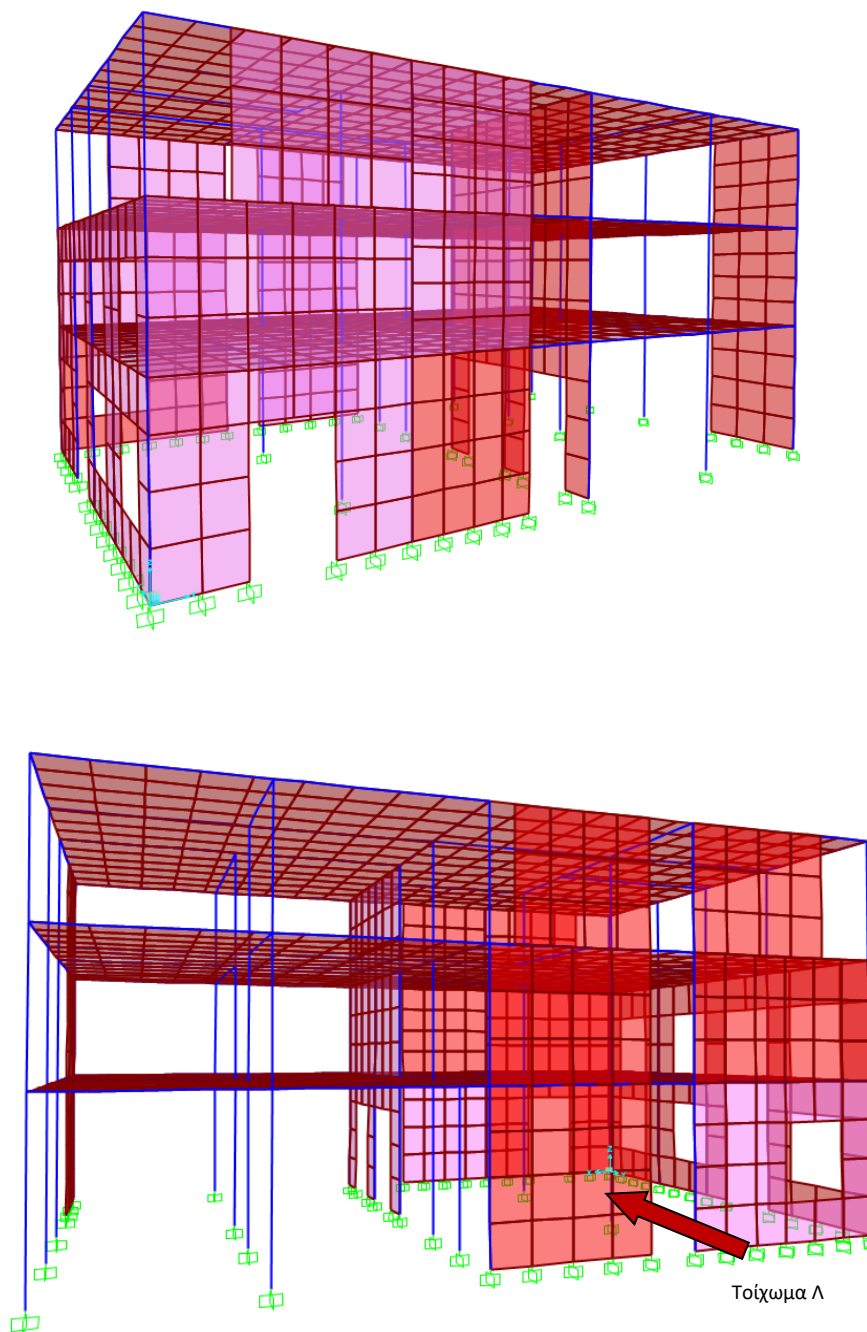
Τοίχωμα S3 new (2,0m - 20cm) κατά Υ			
Ανάλυση	Τέμνουσα (kN)		Λόγος Τεμνουσών
	Αντοχής (V_R) - Max	Λαμβάνουσα (V) Max	
Ομοιόμορφη +Υ	1689	1018	0,60

Τοίχωμα S5 new (7,0m - 30cm) κατά Υ			
Ανάλυση	Τέμνουσα (kN)		Λόγος Τεμνουσών
	Αντοχής (V_R) - Max	Λαμβάνουσα (V) Max	
Ιδιομορφική +Υ	5407	1605	0,30

Συνεπώς, το πρώτο σενάριο ενίσχυσης, επαρκεί, παρέχοντας μικρότερες μετακινήσεις στο φορέα, και χωρίς να υπάρχουν αστοχίες στα τοιχώματα που υπήρχαν στον υφιστάμενο φορέα.

Σενάριο Ενίσχυσης Β

Στο δεύτερο σενάριο ενίσχυσης που εφαρμόζεται, καθαιρείται η στέγη του κτιρίου, ενώ σε αυτό το σενάριο, καθαιρείται το τοίχωμα S1 (πάχους 15cm – διεύθυνση Χ) το οποίο ήταν τοποθετημένο στο ισόγειο και δεν συνέχιζε μέχρι τον τελευταίο όροφο του κτιρίου, ενώ παράλληλα το τοίχωμα Λ (όπως έχει οριστεί στα σχέδια ξυλοτύπων στο 2^ο κεφάλαιο & όπως φαίνεται κατωτέρω) το οποίο ξεκινούσε από τον Α' όροφο, κατεβαίνει έως το ισόγειο. Επίσης, καθώς η διεύθυνση Υ ήταν η δυσμενέστερη βάσει των ανωτέρω αναλύσεων, τοποθετείται νέο τοίχωμα το οποίο βρίσκεται σε γωνιακή θέση προς περιορισμό της στρέψης του φορέα και άρχεται από το ισόγειο έως και τον τελευταίο όροφο. Τέλος, και σε αυτό το σενάριο έχουμε πάχυνση των τοιχωμάτων με μανδύες (ολικός μανδύας) από Ο/Σ και νέο οπλισμό πλέγματος Φ12/15. Η εικόνα του φορέα για το εν λόγω σενάριο είναι οι εξής:

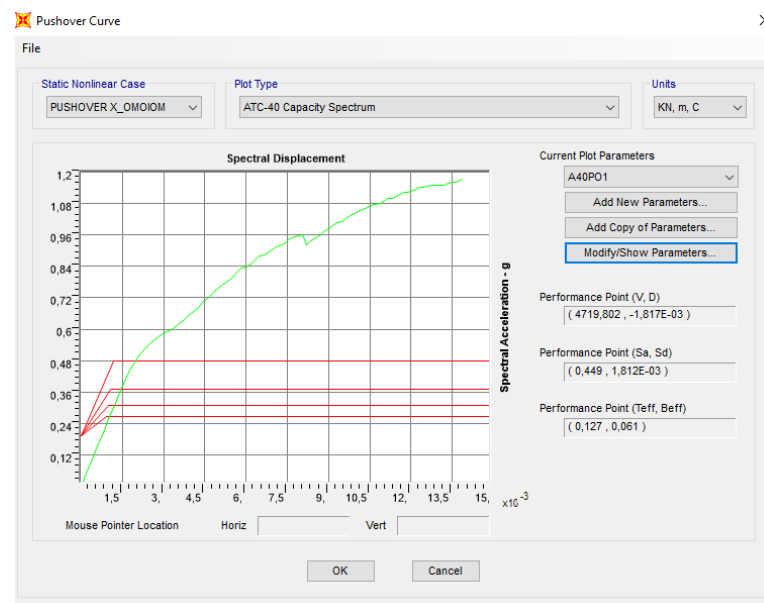
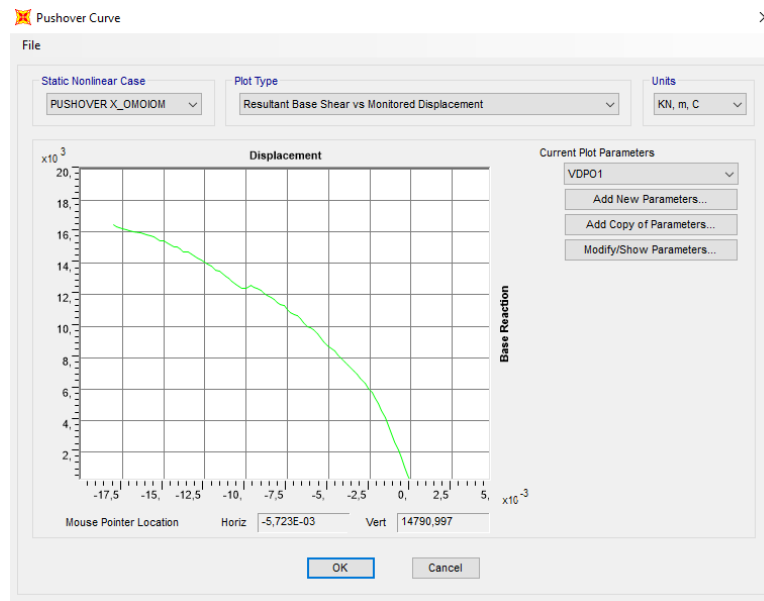


Εικόνα 6.14: Εικόνα Ενισχυμένου Φορέα για το Β' Σενάριο Ενίσχυσης

Το ίδιο βάρος της νέας ξύλινης στέγης δίνεται στον όροφο ως μόνιμο φορτίο, για την καλύτερη ανάλυση του φορέα στο λογισμικό.

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα δύο αναλύσεων για το συγκεκριμένο σενάριο ενίσχυσης, το οποίο όπως φαίνεται σε όσα ακολουθούν παρακάτω κρίνεται επαρκές με μεγαλύτερες τέμνουσες βάσης και μικρότερες μετακινήσεις.

Ομοιόμορφη Κατανομή +X:

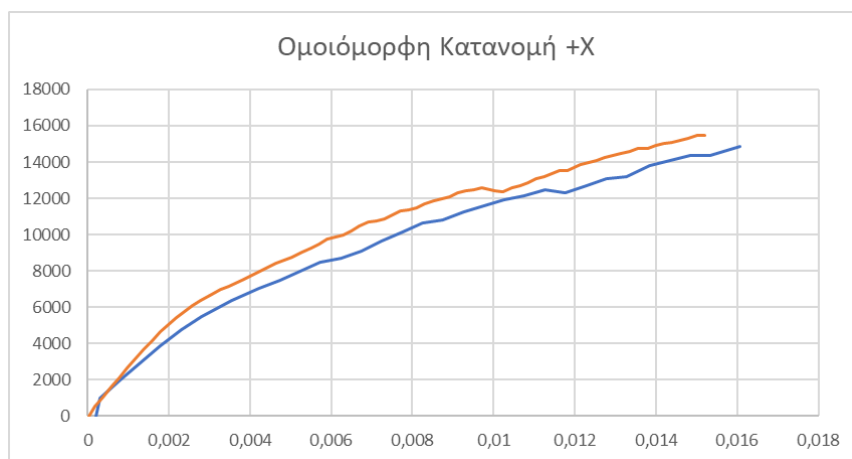


Εικόνα 6.15: Αποτελέσματα Pushover κατά +X (Ομοιόμορφη Φόρτιση) – α) Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve) και β) Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας κατά ATC-40 για ενισχυμένο φορέα

Παρακάτω ακολουθεί πίνακας σύγκρισης μεταξύ των δύο σημείων επιτελεστικότητας, της υφιστάμενης κατασκευής και της ενισχυμένης (Σ.Ε. μεταξύ 9^{ου} και 10^{ου} βήματος), ως εξής:

	Ομοιόμορφη Κατανομή +X (Capacity Curve)											
	Step	Displacement (m)	Base Force (kN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Ενισχ. Φορέας	9	-0,001778	4639,425	339	0	0	0	0	0	0	0	339
Υφιστάμενος Φορέας	3	-0,001298	2951,708	493	0	0	0	0	0	0	0	493

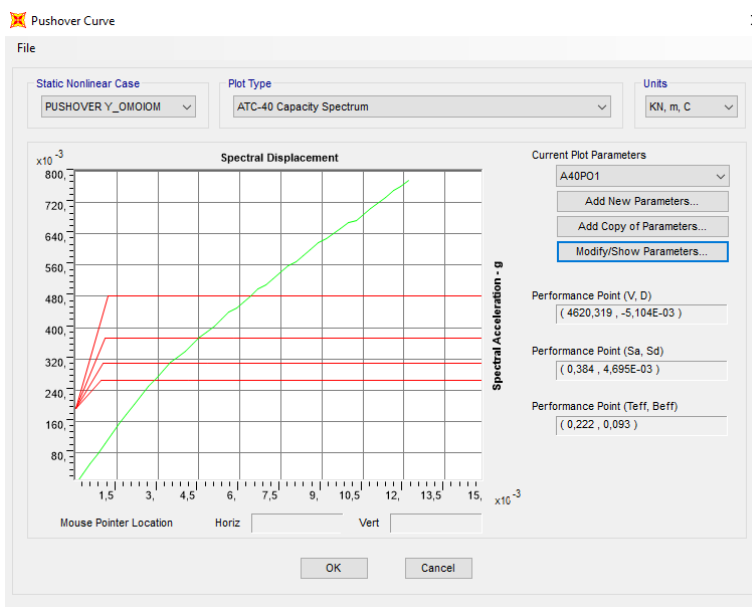
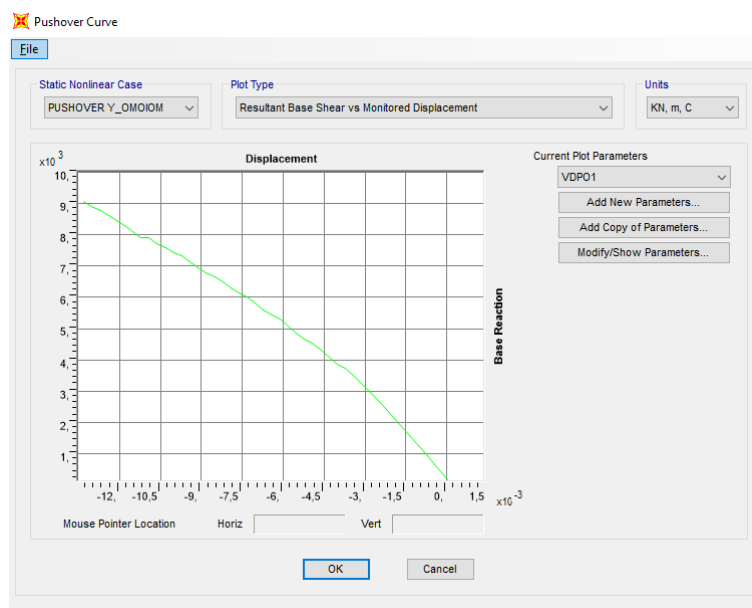
Με βάση των ανωτέρω πίνακα, παρατηρείται εύκολα η καλύτερευση του φορέα, καθώς έχει ελαφρώς αυξημένη μετακίνηση (η οποία είναι αποδεκτή) και μεγάλη αύξηση στη τέμνουσα βάσης ίση με περίπου 1600kN. Ακολουθεί, εικόνα γραφήματος, προς σύγκριση των δύο ομοιόμορφων κατανομών κατά +X:



Εικόνα 6.16: Ενισχυμένος Φορέας με πορτοκαλί χρώμα – Υφιστάμενος με μπλε χρώμα

Από το ανωτέρω διάγραμμα προκύπτει πως για μικρότερη μετακίνηση (ελαφρώς περί το 1 χιλιοστό), υπάρχει αύξηση της συνολικής τέμνουσας βάσης κατά περίπου 1.800kN. Επιπροσθέτως, τα τοιχώματα και σε αυτό το σενάριο ενίσχυσης δεν αστοχούν σε τέμνουσα.

Ομοιόμορφη Κατανομή +Ψ:

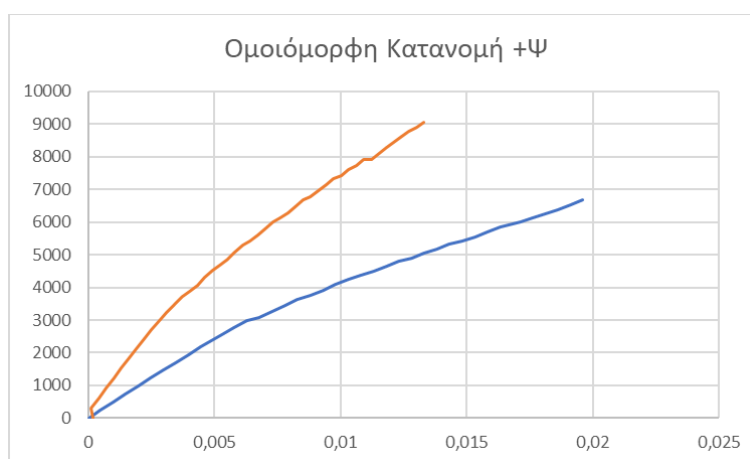


Εικόνα 6.17: Αποτελέσματα Pushover κατά Ψ (Ομοιόμορφη Φόρτιση) – α) Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve) και β) Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεσματικότητας κατά ATC-40 για ενισχυμένο φορέα

Παρακάτω ακολουθεί πίνακας σύγκρισης μεταξύ των δύο σημείων επιτελεσματικότητας, της υφιστάμενης κατασκευής και της ενισχυμένης (Σ.Ε. μεταξύ 17^{ου} και 18^{ου} βήματος), ως εξής:

		Ομοιόμορφη Κατανομή +Y (Capacity Curve)										
	Step	Displacement (m)	Base Force (kN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Ενισχ. Φορέας	17	-0,004918	4528,509	337	2	0	0	0	0	0	0	339
Υφιστάμενος Φορέας	23	-0,011808	4647,445	489	4	0	0	0	0	0	0	493

Με βάση των ανωτέρω πίνακα, παρατηρείται εύκολα η καλύτερευση του φορέα, καθώς έχει μείωση της μετακίνησης κατά περίπου 55% για την ίδια τέμνουσα βάσης στο σημείο επιτελεστικότητας. Ακολουθεί, εικόνα γραφήματος, προς σύγκριση των δύο ομοιόμορφων κατανομών κατά +Ψ:



Εικόνα 6.18: Ενισχυμένος Φορέας με πορτοκαλί χρώμα – Υφιστάμενος με μπλε χρώμα

Από το ανωτέρω διάγραμμα προκύπτει η εικόνα μεταξύ του υφιστάμενου και ενισχυμένου φορέα για το 2^ο σενάριο ενίσχυσης, η οποία δείχνει προφανή σημάδια καλύτερευσης, καθώς για την μετακίνηση περίπου 30% μειωμένη, ο φορέας μπορεί να αναλάβει τέμνουσα βάσης αυξημένη κατά περίπου 2000 kN.

Τονίζεται πως και για το εν λόγω σενάριο, τα τοιχώματα δεν αστοχούν σε τέμνουσα έχοντας υπολογίσει όλα τα εντατικά μεγέθη (και από τις ιδιομορφικές αναλύσεις που προέκυψαν), ακριβώς όπως και στο προηγούμενο, όπως φαίνεται από τον παρακάτω πίνακα:



Τοίχωμα S2 new (5,8m - 30cm) κατά Χ			
Ανάλυση	Τέμνουσα (kN)		Λόγος Τεμνουσών
	Αντοχής (V_R) - Max	Λαμβάνουσα (V) Max	
Ιδιομορφική +Χ	6785	1910	0,28

Τοίχωμα S4 new (3,0m - 30cm) κατά Χ			
Ανάλυση	Τέμνουσα (kN)		Λόγος Τεμνουσών
	Αντοχής (V_R) - Max	Λαμβάνουσα (V) Max	
Ιδιομορφική +Χ	2593	1296	0,50

Τοίχωμα S3 new (2,0m - 20cm) κατά Υ			
Ανάλυση	Τέμνουσα (kN)		Λόγος Τεμνουσών
	Αντοχής (V_R) - Max	Λαμβάνουσα (V) Max	
Ομοιόμορφη +Υ	1689	895	0,53

Τοίχωμα S5 new (7,0m - 30cm) κατά Υ			
Ανάλυση	Τέμνουσα (kN)		Λόγος Τεμνουσών
	Αντοχής (V_R) - Max	Λαμβάνουσα (V) Max	
Ομοιόμορφη +Υ	5407	1596	0,30

Οι τέμνουσες αντοχής, είναι όμοιες με τις τέμνουσες αντοχής που υπολογίζονται στο σενάριο ενίσχυσης Α, καθώς χρησιμοποιείται η ίδια ενίσχυση των τοιχωμάτων και στα δύο σενάρια.

Το 1^ο σενάριο είναι το πλέον ρεαλιστικό και πιο οικονομικό από το 2^ο, παρόλα αυτά το 2^ο σενάριο έχει καλύτερα αποτελέσματα.



7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ανακεφαλαιώνοντας, στόχος της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι η μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς, η εκτίμηση της πραγματικής αντοχής και η πρόταση ενίσχυσής της, εφόσον χρειαστεί, της μιας εκ των δύο κτηριακών μονάδων (υπνωτήρια τμήμα Α) που αποτελούν το συγκρότημα των υπνωτηρίων της Ριζάρειου Εκκλησιαστικής Σχολής. Το κτίριο έχει σχεδιαστεί σύμφωνα με τον ΚΩΣ του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Λόγω της σχετικής παλαιότητάς του και του σχεδιασμού του με πιο απλοποιημένες μεθόδους που δεν λάμβαναν υπόψη τον ικανοτικό σχεδιασμό, το κτήριο έχει εμφανή ανεπάρκεια σε πλαστιμότητα. Επιπλέον, τόσο η ποιότητα των υλικών, όσο και οι κατασκευαστικές μέθοδοι, ήταν κατώτερες των σημερινών, ενώ ο ανεπαρκής σχεδιασμός των κρίσιμων περιοχών (περίσφιγξη, αγκυρώσεις οπλισμών, κλειστοί και πυκνοί συνδετήρες κλπ.) δεν εξασφαλίζει υψηλή πλαστιμότητα. Παρόλα αυτά και σύμφωνα με τα κατασκευαστικά σχέδια, το κτίριο διαθέτει διατμητικά τοιχώματα και στις δύο διευθύνσεις τα οποία συνεισφέρουν σε μεγάλο βαθμό για την ανάληψη των οριζόντιων δυνάμεων του σεισμού και λαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος των τεμνουσών υπό σεισμική διέγερση. Παρόλα αυτά, ενώ τα δομικά στοιχεία, όπως τα υποστυλώματα και οι δοκοί δεν αστοχούν υπό σεισμική διέγερση, τα τοιχώματα που διατίθενται φαίνεται πως χρήζουν ενίσχυσης.

Ο φορέας προσομοιώθηκε στο λογισμικό SAP2000 v.20.2.0 και αναλύθηκε ακολουθώντας σύγχρονα κανονιστικά κείμενα όπως ο Ευρωκώδικας 8 και οι Αμερικάνικες οδηγίες της FEMA και φυσικά ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής επιλέχθηκε να γίνει πρώτα μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση (ιδιομορφική ανάλυση, φασματική ελαστική ανάλυση) από την οποία προέκυψε ότι οι συντελεστές ανεπάρκειας ορισμένων δομικών στοιχείων (υποστυλωμάτων) λαμβάνουν μη αποδεκτές τιμές, αλλά λόγω της έλλειψης του λογισμικού δεν μπορέσαμε να λάβουμε εντατικά μεγέθη και έλεγχο σε ότι αφορά τα τοιχώματα, τα οποία και αναλύθηκαν σε μεγαλύτερο βαθμό στην ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover) σε δεύτερο στάδιο.

Ακολούθως έγινε η αποτίμηση της επάρκειας του φορέα με την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (Pushover), ούτως ώστε να ελεγχθεί η μετελαστική συμπεριφορά του φορέα. Σε αυτό το σημείο είναι αναγκαίο να τονίσουμε ότι η ανάλυση Pushover είναι μια αρκετά 'ευαίσθητη' διαδικασία, επιρρεπής σε σφάλματα υπολογισμού της αντοχής των δομικών μελών και εάν δεν πραγματοποιηθεί ακριβής εισαγωγή δεδομένων οδηγεί σε μη αντικειμενικά αποτελέσματα. Είναι λοιπόν απαραίτητο σε φάση οριστικής μελέτης να γίνει



επιτόπια αυτοψία και αποτύπωση των πραγματικών δεδομένων της κατασκευής, ώστε να επιβεβαιωθούν οι παραδοχές που έγιναν στα πλαίσια αυτής της εργασίας και να εντοπιστούν οποιεσδήποτε τοπικές βλάβες μελών, που αναμένεται να υπάρχουν εφόσον πρόκειται για παλαιό κτίριο.

Εφαρμόστηκαν ομοιόμορφες και ιδιομορφικές κατανομές, όπως ορίζει ο EC8, κατά τις διευθύνσεις X , $-X$, Y και $-Y$ και η ελεγχόμενη μετατόπιση ορίστηκε στα 5 cm. Υπολογίστηκαν για κάθε κατανομή η καμπύλη ικανότητας, τα διαγράμματα ADRS βάση των οποίων τοποθετήθηκε το κτίριο σε μια στάθμη επιτελεστικότητας και κάποια δεδομένα πλαστικοποίησης των άκρων επιλεγμένων δομικών μελών. Η στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής προέκυψε από την στάθμη επιτελεστικότητας του δυσμενέστερου δομικού μέλους για την μετακίνηση “στόχο” που θα αναπτυχθεί βάση του σεισμού σχεδιασμού. Όπως ήταν αναμενόμενο, λόγω της απουσίας ικανοτικού σχεδιασμού, οι δοκοί διαθέτουν μεγάλο στατικό ύψος και δεν εμφανίζουν κάποια αστοχία ενώ λόγω της ύπαρξης αρκετών διατμητικών τοιχωμάτων και στις δύο διευθύνσεις, δεν προκύπτει κάποια ανεπάρκεια ούτε στα υποστυλώματα, καθώς αυτά αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής δράσης.

Σύμφωνα με τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις προέκυψαν τα εξής:

Το κτίριο παρουσιάζει μεγάλη δυσκαμψία με αποτέλεσμα να διαθέτει πολύ μικρές μετακινήσεις και στις δύο διευθύνσεις, με δυσμενέστερη την διεύθυνση Ψ , επί της οποίας διαθέτει α) και μικρότερα σε πάχος τοιχώματα αλλά και β) λιγότερα διατμητικά τοιχώματα. Τα τοιχώματα, όπως αναφέρθηκε και ανωτέρω και στις δύο διευθύνσεις, αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής δράσης και έτσι υπάρχει ανάγκη για περαιτέρω διερεύνηση της διατμητικής αντοχής αυτών. Σε έλεγχο τέμνουσας λοιπόν, που πραγματοποιείται σε 5 κρίσιμες περιοχές για 5 διαφορετικά τοιχώματα (3 για τη διεύθυνση του X και 2 για Ψ), καταλήγουμε στο γεγονός πως 4 εξ αυτών αστοχούν κατά την τέμνουσα που παραλαμβάνουν.

Συνεπώς, με την ολοκλήρωση της παρούσας εργασίας, προτείνονται δύο (2) σενάρια ενίσχυσης που έχουν ως εξής:

Σενάριο Α: Καθαίρεση της στέγης από σκυρόδεμα για μείωση του ανεπιθύμητου βάρους στην οροφή του κτιρίου και αντικατάσταση αυτού με ξύλινη κεραμοσκεπή ενώ παράλληλα



επιλέγεται να αυξηθεί το πάχος των τοιχωμάτων που αστοχούσαν, με μανδύες Ο/Σ (ολικό μανδύα) και νέο σπλισμό Φ12/15 (πλέγμα).

Σενάριο Β: Επίσης καθαιρείται η στέγη του κτιρίου, ενώ σε αυτό το σενάριο, καθαιρείται το τοίχωμα S1 (πάχους 15cm – διεύθυνση Χ) το οποίο ήταν τοποθετημένο στο ισόγειο και δεν συνέχιζε μέχρι τον τελευταίο όροφο του κτιρίου, ενώ παράλληλα το τοίχωμα Λ (όπως έχει οριστεί στα σχέδια ξυλοτύπων στο 2^ο κεφάλαιο) το οποίο ξεκινούσε από τον Α' όροφο, κατεβαίνει έως το ισόγειο. Επίσης, καθώς η διεύθυνση Υ ήταν η δυσμενέστερη βάσει των ανωτέρω αναλύσεων, τοποθετείται νέο τοίχωμα το οποίο βρίσκεται σε γωνιακή θέση προς περιορισμό της στρέψης του φορέα και άρχεται από το ισόγειο έως και τον τελευταίο όροφο. Τέλος, και σε αυτό το σενάριο έχουμε πάχυνση των τοιχωμάτων με μανδύες (ολικός μανδύας) από Ο/Σ και νέο σπλισμό πλέγματος Φ12/15.

Με την εφαρμογή των δύο προαναφερόμενων σεναρίων ενίσχυσης, λαμβάνουμε θετικά αποτελέσματα ως προς την φέρουσα ικανότητα του φορέα, καθώς και στις δύο περιπτώσεις ο έλεγχος σε τέμνουσα των τοιχωμάτων που στον υφιστάμενο φορέα αστοχούσαν, πλέον είναι θετικός καθώς τα ενισχυμένα τοιχώματα διαθέτουν μεγάλη τέμνουσα αντοχής. Εν κατακλείδι, το πρώτο σενάριο κρίνεται πιο ρεαλιστικό και ενδεχομένως οικονομικότερο παρότι παρέχει ελαφρώς δυσμενέστερα αποτελέσματα από το 2^ο, το οποίο συγκριτικά με τον υφιστάμενο φορέα παρουσιάζει μεγαλύτερη αντοχή (λαμβάνει μεγαλύτερη τέμνουσα) για μικρότερη μετακίνηση οροφής.



ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- I. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός – Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια (EN 1998-1: 2004)
- II. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός – Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων (EN 1998-3: 2005)
- III. Ψυχάρης Ι., Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1, Αθήνα
- IV. Ψυχάρης Ι., Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 2, Αθήνα
- V. ATC-40 (1996), «Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings –Volume 1», California
- VI. Computers & Structures INC. (2005), «C.S.I. Analysis Reference Manual», Berkeley, California
- VII. Chopra, A. K. DYNAMICS OF STRUCTURES (Fourth Edition εκδ.), Prentice Hall
- VIII. Κίρτας, Ε., Παναγόπουλος, Γ. 2015, Δυναμική φασματική ανάλυση πολυώροφου χωρικού φορέα, Ανελαστική στατική ανάλυση (pushover), [Κεφάλαια Συγγράμματος], Στο Κίρτας, Ε., Παναγόπουλος, Γ. 2015, Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα Η/Υ
- IX. Τάσιος Θ. Π., 2017, «Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών & Ενισχύσεων», Αθήνα
- X. Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), 2^η Αναθεώρηση, 2017, Αθήνα