



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ

ΣΠΟΥΔΩΝ

"ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ

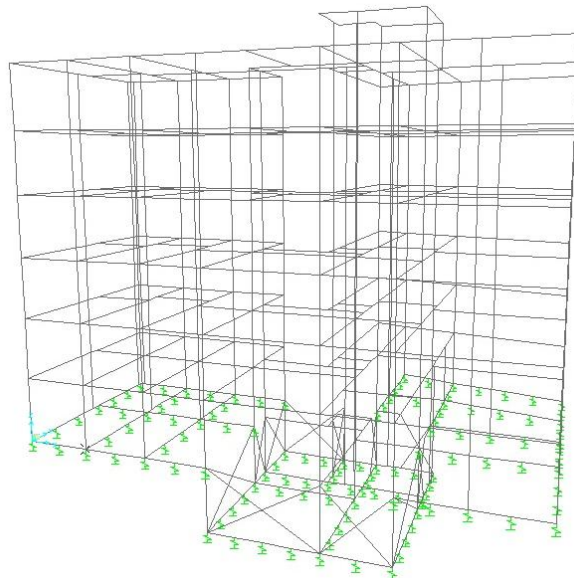
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ"

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΚΟΥΜΟΥΣΗΣ ΒΛΑΣΗΣ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΟΛΥΩΡΟΦΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΕΚΠΟΝΗΣΗ: ΨΥΛΛΑ ΕΛΕΝΗ-ΜΑΡΙΑ



ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2015

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του Διατμηματικού Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, «Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών». Για την ολοκλήρωσή της, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή μου, κ. Β. Κουμούση για τις πολύτιμες καθοδηγήσεις του καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και η ανάλυση της συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου πολυώροφου κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, τόσο με ελαστικές όσο και με ανελαστικές μεθόδους. Η κατασκευή που μελετάται είναι ένα πενταώροφο κτήριο με υπόγειο, πιλοτή και δώμα στην πόλη του Βόλου, το οποίο μελετήθηκε και σχεδιάστηκε το 1991. Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που εφαρμόζονται είναι αυτές της δυναμικής φασματικής ανάλυσης και της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης περιλαμβάνουν τη στατική ανελαστική μέθοδο (Pushover) και τη δυναμική ανελαστική μέθοδο (ανάλυση χρονοϊστοριών). Η έκβαση της αποτίμησης υποδεικνύει την επάρκεια της κατασκευής έναντι διαφόρων φορτιστικών περιπτώσεων και διερευνάται αν και κατά πόσο αυτή χρειάζεται επισκευή ή ενίσχυση. Αναλυτικότερα:

Στο *πρώτο κεφάλαιο*, γίνεται μια σύντομη αναφορά στη σπουδαιότητα και την αναγκαιότητα της αποτίμησης των υφιστάμενων κατασκευών καθώς και μια σύντομη εισαγωγή στο αντικείμενο της παρούσας εργασίας και αναφορά στα λογισμικά που χρησιμοποιήθηκαν για την περάτωση της μελέτης.

Στο *δεύτερο κεφάλαιο*, παρουσιάζεται η υπό μελέτη κατασκευή και περιγράφεται η διαδικασία της προσομοίωσής της στο λογισμικό SAP2000 για την περαιτέρω ανάλυσή της. Καθορίζονται οι ιδιότητες των υλικών, τα χαρακτηριστικά των διατομών καθώς και οι επιβαλλόμενες φορτίσεις.

Στο *τρίτο κεφάλαιο*, πραγματοποιείται η ιδιομορφική ανάλυση του φορέα και παρουσιάζονται οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που εφαρμόζονται στο προσομοίωμα. Αρχικά, παρουσιάζεται η μεθοδολογία και τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης με χρήση του φάσματος του Ευρωκώδικα 8. Στη συνέχεια, πραγματοποιείται η γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας κατά την οποία γίνεται χρήση του επιταχυνσιογραφήματος του σεισμού της Κορίνθου (1981). Παρουσιάζονται τα μέγιστα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που προκύπτουν από κάθε ανάλυση και γίνεται σύγκριση μεταξύ τους.

Στο *τέταρτο κεφάλαιο*, παρουσιάζεται ο σύγχρονος τρόπος σχεδιασμού των κατασκευών που βασίζεται στον αντισεισμικό σχεδιασμό με στάθμες επιτελεστικότητας.

Στο *πέμπτο κεφάλαιο*, εκτελούνται οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης. Αρχικά, αναπτύσσεται το θεωρητικό υπόβαθρο και οι προϋποθέσεις εφαρμογής της στατικής ανελαστικής μεθόδου (Pushover). Παρουσιάζονται οι μέθοδοι υπολογισμού του σημείου επιτελεστικότητας της κατασκευής και η εφαρμογή της ανάλυσης στο προσομοίωμα. Τέλος, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τις δύο κατανομές της οριζόντιας φόρτισης, ομοιόμορφης και τριγωνικής, που εφαρμόζονται στο φορέα. Στη συνέχεια, πραγματοποιείται η ανελαστική δυναμική ανάλυση κάνοντας χρήση της ίδιας σεισμικής καταγραφής που χρησιμοποιήθηκε και κατά τη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας και παρουσιάζονται τα αποτελέσματά της.

Στο *έκτο κεφάλαιο*, παρουσιάζονται τα σημαντικότερα συμπεράσματα που προκύπτουν από τις αναλύσεις, ελαστικές και ανελαστικές για την επάρκεια της υφιστάμενης κατασκευής.

ABSTRACT

The present master thesis deals with the safety assessment and the analysis of the behavior of an existing multi-storey building made of reinforced concrete with both elastic and inelastic methods. This existing structure is a five-storey building with a basement, a ground floor and a loft and is set in the city of Volos. It was studied and designed in the year 1991. The elastic analysis methods that were used are those of spectral static analysis and linear time history analysis. The inelastic analysis methods applied include the non-linear static analysis (pushover) and the non-linear dynamic analysis (time history analysis). The outcome of the assessment indicates the structure's adequacy as far as various load cases are concerned and whether the building is in need of any repair or retrofitting measures.

In the *first chapter*, a brief reference to the importance and necessity of the evaluation of the existing buildings is presented, as well as brief introduction to the main subject of the present thesis and of the software that had been used.

In the *second chapter*, a detailed presentation of the existing structure is given along with the process of its stimulation in the software SAP2000 for further analysis. The geometry, the material properties, the design of the concrete members and the loads that were used are also defined in the present chapter. More specifically, the building has a non-regular plan (with largest dimensions $26.30\text{m} \times 15.70\text{m}$). The vertical structural system of the building consists of columns and walls while the basement, which covers part of the building's plan is surrounded by perimeter walls of reinforced concrete. The height of the floors is determined between 3.10 and 3.33m while the height of the basement and the loft is 3.22 m and 2.40m respectively.

The influence of infill masonry walls is ignored in carrying horizontal loads. The simulation of the horizontal and vertical members, as well as strip footings is made with the use of frame elements with six degrees of freedom per node. More specifically, the simulation of the walls is made by using the Wide Column Analogy method (WCA). The perimeter walls of the basement are simulated with x - braces of high stiffness. Finally the interaction between the soil and the structure is modeled considering appropriate springs.

The material properties, in SI units, are for concrete C16/20 ($f_{ck}=16\text{MPa}$) and S400 ($f_{yk}=400\text{MPa}$) for both longitudinal and shear steel reinforcement.

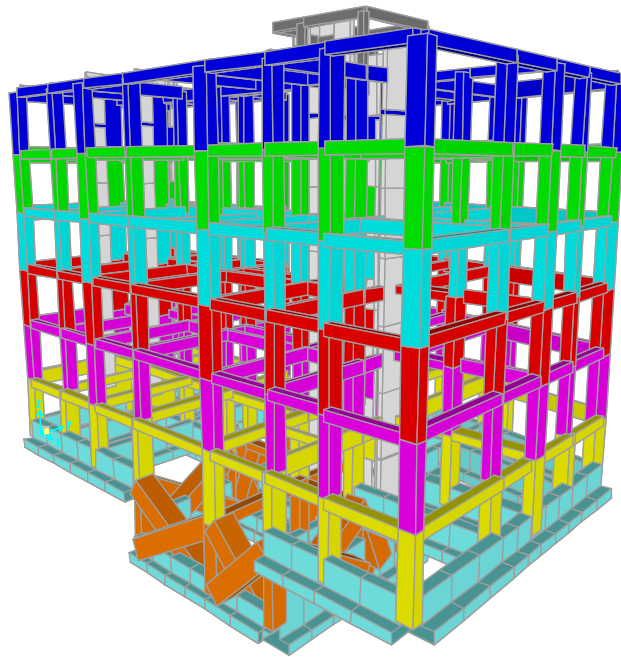


Figure 1: Structure's model in SAP2000 environment

The *third chapter* presents the modal analysis of the structure and the elastic analysis methods that were applied to simulate the building's response along with their results. The first step of the analyses is the definition of the design spectrum which was selected in accordance with the provisions of Eurocode 8 – Part 3 and the initial parameters which were used in the initial design of the existing structure. According to the results of modal analysis, the eigenperiods of fundamental modes in X and Y directions are $T_{x1}=0,9225sec$ and $T_{y2}=0,80sec$ respectively. The third mode shape is mainly a torsional one with a period of $T_3=0,7289sec$.

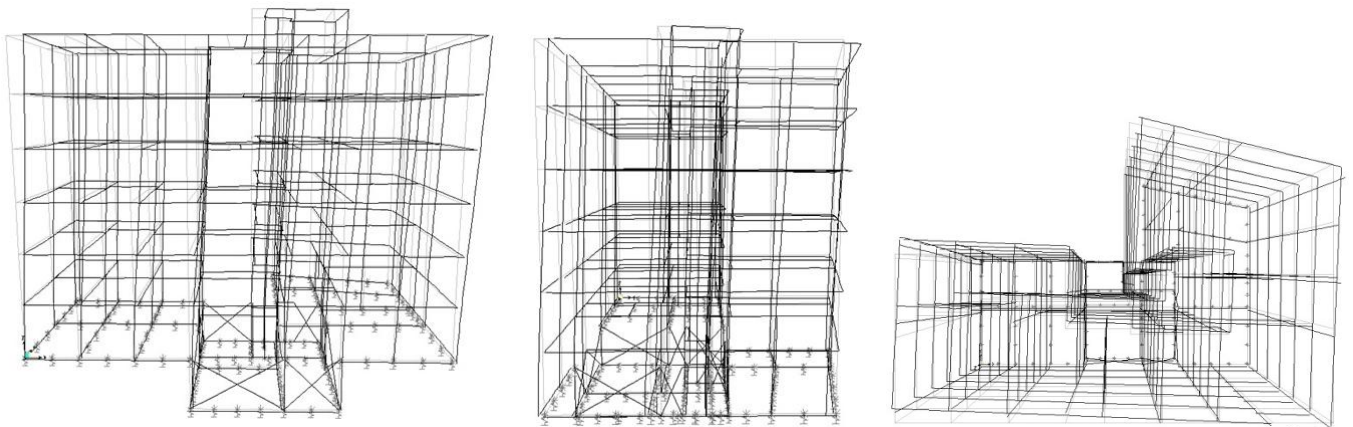


Figure 2: 1st, 2nd and 3rd mode shapes

Subsequently, the spectral static analysis, as well as its results, is presented. Modal response spectrum analysis may be applied to all types of buildings without restrictions. The vertical component of the seismic action is ignored in this analysis.

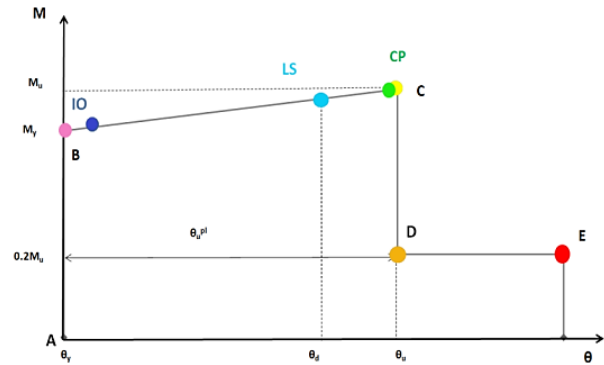
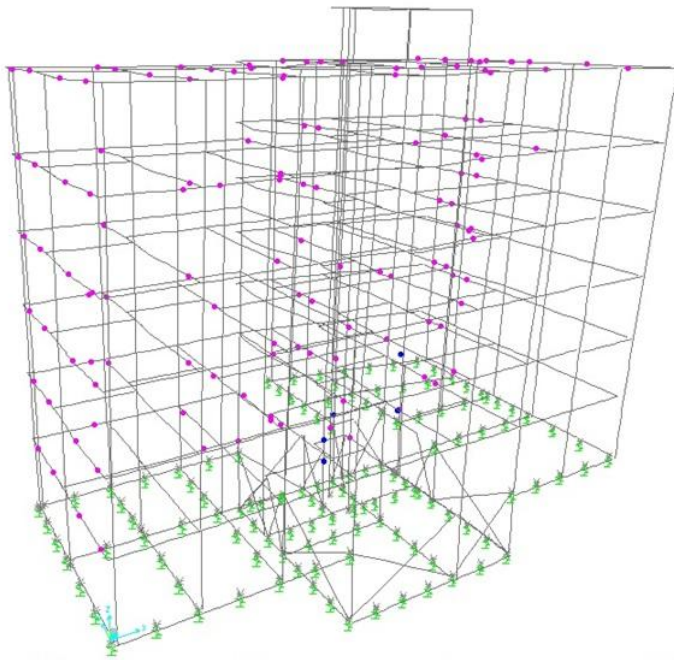
Finally, the building is subjected to linear time history analysis considering a seismic excitation record in order to estimate the seismic behavior of the building under realistic seismic actions and compare the results with the respective results of spectral analysis. The seismic event that is used is that of Corinth in Greece (1981). The accelerograms were downloaded from the PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) Ground Motion Database, University of Berkeley, California, after they were scaled according to the target, design spectrum. The PEER tool evaluates automatically the appropriate linear scale factor with which the selected accelerograms are multiplied. The scale factor does not alter the relative frequency content of the acceleration time series, and thus does not change the shape of time series.

From the comparison between the spectral static analysis and the linear time history analysis it turned out that the results of the linear time history analysis are a lightly worse from those of the spectral analysis, especially in the $-x$ direction of the seismic force, both for the element forces and moments, and the joint displacements.

The *fourth chapter* presents the theory guiding modern design of structures based on the Performance Based Design. The objective of Performance Based Design is the evaluation of the elastoplastic response of a structure subject to seismic actions. Seismic performance is described by specifying the maximum allowable damage state (performance level) for a specific seismic hazard (earthquake ground motion). Performance level describes a limiting damage condition which may be considered satisfactory for a given building for a given ground motion. The limiting condition is described by the physical damage of the structure's frame, the threat to life safety of the building's occupants corresponding to the sustained damage and the post-earthquake serviceability of the building.

The *fifth chapter* deals with the execution of the inelastic analysis methods. Initially, the theoretical background and the requirements for applying the nonlinear static method (Pushover) are developed. Subsequently, the methods for the estimation of the performance point of the structure and the analysis results of the model are presented in detail.

First of all, the nonlinear material properties are taken into consideration and are imported in the software. The pushover analysis uses a series of successive elastic analyses with modified stiffness, to approximate the force – displacement capacity diagram of the entire structure, known as a pushover curve. Lateral force distribution is applied until additional components yield. This procedure continues until the structure becomes unstable or until a predetermined limit is reached. Uniform and triangular distributions of horizontal loads were applied accordingly.



TRIANGULAR DISTRIBUTION -Y+0,3X											
STEP	V(kN)	D(m)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LSctoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	TOTAL
8	4862,500	-0,034	923	82	1	0	0	0	0	0	1006
9	5327,331	-0,039	900	103	3	0	0	0	0	0	1006
10	5693,917	-0,043	873	128	5	0	0	0	0	0	1006
11	6018,778	-0,047	843	155	8	0	0	0	0	0	1006

Figure 3: Number and type of plastic hinges at the performance point of a triangular load distribution

The analysis results show that for either distribution of lateral forces in both directions the structure reaches a performance point which is characterized as of «Life Safety» category, which means that the structure is expected to suffer some damage in its structural members, but without collapse, as there will remain substantial lateral strength and stiffness reserves, and the vertical elements will be able to withstand the vertical loads. Thus the structure may withstand moderate and intense seismic events, experiencing a repairable damage and so is not in need of any reinforcement intervention.

Finally, an inelastic time history analysis is performed by using the accelerograms that have also been used during the linear time history analysis. The nonlinear material properties are taken accordingly to those that have been defined for the inelastic static analysis. The results concerning the adequacy of the structure are

quite similar to those of the pushover analysis regarding the performance point reached. We can also say that the response of the building components seems to be reduced comparing their response during the inelastic static analysis. This is mainly due to scaling of the initial accelerograms to meet the target design spectrum.

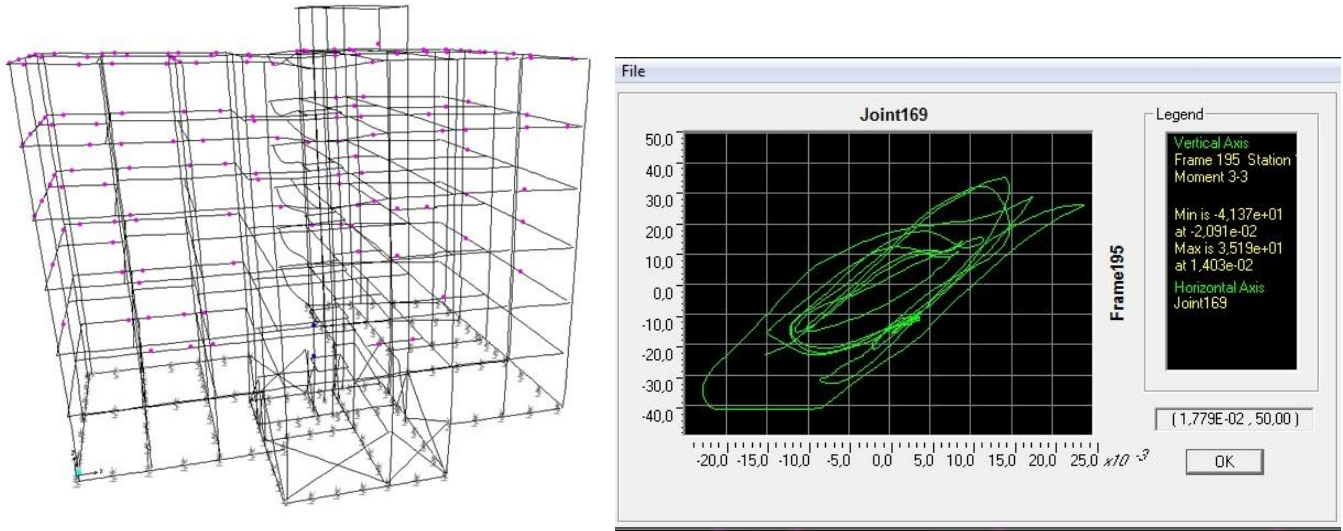


Figure 4: Creation of plastic hinges during the inelastic time history analysis

The *sixth chapter* includes the main conclusions of the present study of the existing structure using both elastic and inelastic analyses. Finally, the building is presumed to have sufficient ductility and is safe and functional after a strong seismic event. Also, the construction is not in need of any repair or retrofitting measures for both flexural and shear stress.

Περιεχόμενα

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	ii
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	iv
ABSTRACT.....	vi
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....	xi
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	2
1.1 Γενικά.....	2
1.2 Αντικείμενο Εργασίας.....	3
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ.....	4
2.1 Περιγραφή Υφιστάμενης Κατασκευής.....	4
2.2 Προσομοίωση Κατασκευής.....	9
2.3 Υλικά – Μηχανικές Παράμετροι.....	10
2.4 Περιγραφή Διατομών.....	11
2.5 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων.....	15
2.6 Καθορισμός Φορτίσεων.....	17
2.7 Προσομοίωση αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής.....	20
2.8 Διαφραγματική Λειτουργία.....	22
3. Ελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης.....	24
3.1 Ελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης – Γενικά.....	24
3.2 Δυναμική Φασματική Ανάλυση.....	24
3.2.1 Ιδιομορφική Ανάλυση.....	24
3.2.2 Φάσμα Σχεδιασμού.....	28
3.2.3 Συνδυασμοί Δράσεων.....	30
3.2.4 Αποτελέσματα Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου.....	33
3.3 Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας.....	35
3.3.1 Γενικά.....	35

3.3.2	Σεισμικές Καταγραφές.....	36
3.3.3	Οδηγός Χρήσης Βάσης Δεδομένων PEER.....	37
3.3.4	Επεξεργασία Επιταχυνσιογραφημάτων	41
3.3.5	Συνδυασμός Δράσεων.....	44
3.3.6	Αποτελέσματα Γραμμικής Ανάλυσης Χρονοϊστοριών.....	45
4.	Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας	51
4.1	Γενικά.....	51
4.2	Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας.....	51
4.2.1	Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3	52
4.2.2	Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	53
4.3	Φέροντα και Μη – Φέροντα Στοιχεία	54
4.4	Στάθμες Επιτελεστικότητας Φέροντος και Μη – Φέροντος Οργανισμού	54
4.5	Συνδυασμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής.....	56
4.6	Καθορισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας	56
4.6.1	Η Έννοια της Πλαστιμότητας και της Πλαστικής Άρθρωσης.....	56
4.6.2	Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve)	58
4.6.3	Καμπύλη F-δ Δομικού Στοιχείου ή Διατομής	59
4.6.4	Προσδιορισμός Γωνιών Στροφής Χορδής κατά Ευρωκώδικα 8	62
4.6.5	Ενεργός Δυσκαμψία Στοιχείων Ο.Σ.	64
4.6.6	Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής.....	64
5.	Ανελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης	66
5.1	Γενικά.....	66
5.2	Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Static Push – over Analysis)	66
5.2.1	Γενικά.....	66
5.2.2	Εφαρμογής της Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης.....	83
5.3	Δυναμική Ανελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας (Non – Linear Time History Analysis)	125

5.3.1	Γενικά.....	125
5.3.2	Ορισμός Μη – Γραμμικών Ιδιοτήτων των Διατομών.....	125
5.3.3	Σεισμικές Καταγραφές.....	126
5.3.4	Δυναμική Ανελαστική Ανάλυση	126
5.3.5	Αποτελέσματα Δυναμικής Ανελαστικής Ανάλυσης.....	129
5.3.6	Έλεγχος Αντοχής Τοιχωμάτων σε Διάτμηση	132
5.3.7	Συμπεράσματα	134
6.	Συμπεράσματα	135
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	137
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	139

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Από αρχαιοτάτων χρόνων, ένα βασικό στοιχείο έκφρασης του ανθρώπινου πολιτισμού ήταν τα πάσης μορφής τεχνικά επιτεύγματα. Τα έργα αυτά πρέπει να σχεδιάζονται σωστά, ώστε να είναι ασφαλή, να κατασκευάζονται και να λειτουργούν με το λιγότερο δυνατό κόστος και να είναι αισθητικά αποδεκτά. Η αξιοπιστία μιας κατασκευής, από άποψης αντοχής, εξαρτάται από το κατά πόσον αυτή είναι σε θέση να ανταπεξέλθει, χωρίς ή με ελεγχόμενες βλάβες σε μια πληθώρα εξωτερικών φορτίσεων, οι οποίες θα της ασκηθούν κατά τη διάρκεια της ζωής της. Μία από τις κυριότερες φορτίσεις των κατασκευών είναι οι σεισμικές φορτίσεις, ιδιαίτερα στην Ελλάδα η οποία αποτελεί μια έντονα σεισμογενή περιοχή παγκοσμίως. Τις τελευταίες δεκαετίες ειδικά, η Ελλάδα έχει πληγεί από ισχυρούς σεισμούς που είχαν ως συνέπεια την απώλεια εκατοντάδων ανθρώπινων ζωών, καθώς και οικονομικές και κοινωνικές επιπτώσεις. Οι ανθρώπινες απώλειες και οι υλικές ζημιές οφείλονται ως επί το πλείστον σε αστοχίες και καταρρεύσεις κτηρίων που ήταν ανεπαρκώς σχεδιασμένα έναντι των σεισμικών δράσεων.

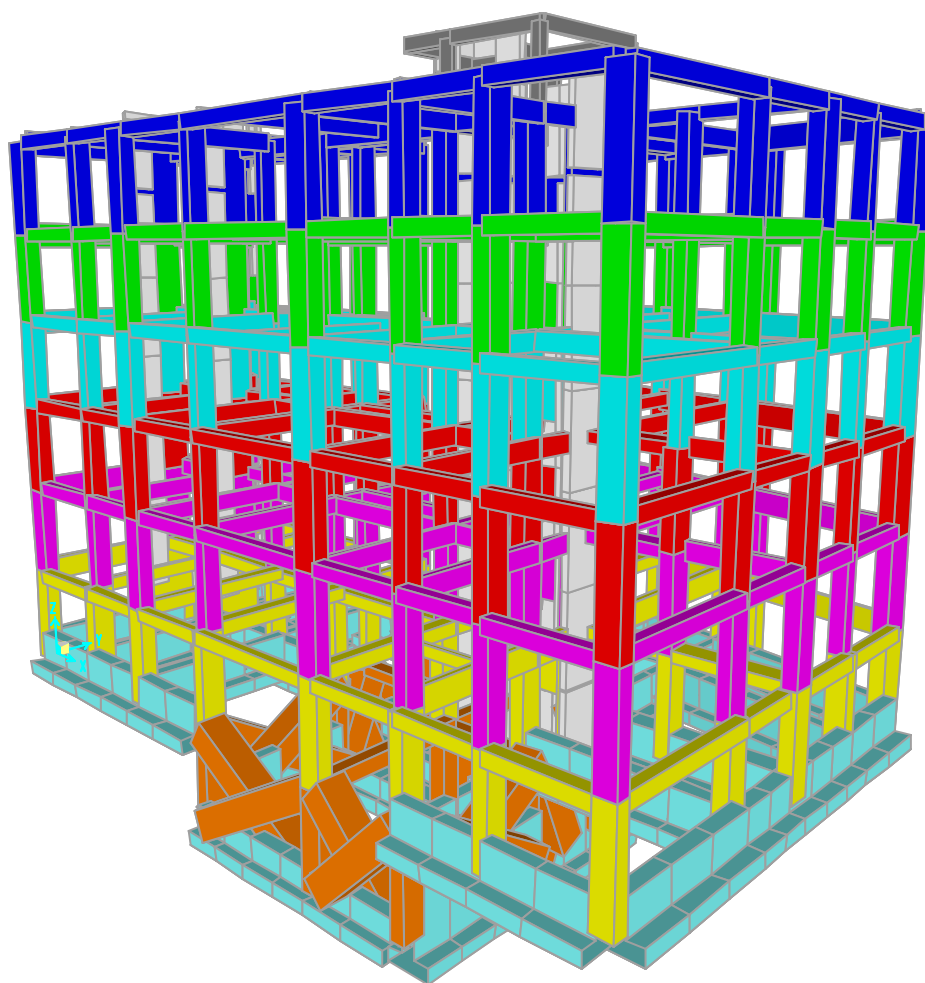
Ο μελετητής πρέπει να έχει ως προτεραιότητά του τη διασφάλιση των κατασκευών έναντι των οριζόντιων σεισμικών δράσεων. Όμως σημαντικό πρόβλημα αποτελεί το γεγονός ότι το μεγαλύτερο ποσοστό των υπαρχόντων κτηρίων μελετήθηκε και κατασκευάστηκε με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, ο οποίος περιείχε γνώσεις περασμένων ετών και συμπληρώθηκε το 1984 με πρόσθετες διατάξεις. Κατά συνέπεια, αυτά τα κτήρια υστερούν σημαντικά από άποψη σεισμικής επάρκειας σε σχέση με τα κτήρια που κατασκευάστηκαν με τους σύγχρονους ισχύοντες κανονισμούς. Παρ' όλα αυτά, η αντικατάσταση των παλαιών κατασκευών με καινούριες είναι αδύνατη λόγω οικονομικών και κοινωνικών αιτιών. Έτσι η ανάγκη επεμβάσεων στις υφιστάμενες κατασκευές με στόχο την ενίσχυση ή την επιδιόρθωση βλαβών, οδήγησε σε νέους κανονισμούς με στόχο την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας.

Οι νέοι κανονισμοί έχουν προσαρμοστεί στα νέα δεδομένα της εποχής καθώς και σε πιο ακριβείς μεθόδους ανάλυσης, γεγονός που τους καθιστά πιο αξιόπιστους. Η κύρια διαφορά των νέων κανονισμών με τους παλαιότερους είναι πως πλέον έχει εισαχθεί η έννοια της πλαστιμότητας και της μετελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων μιας κατασκευής, πράγμα το οποίο σημαίνει ότι μπορούν να απορροφήσουν πολύ μεγαλύτερη σεισμική ενέργεια, σε σχέση με τη θεώρηση της ελαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων των προηγούμενων κανονισμών.

Το πεδίο της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων κτηρίων καλύπτει ο Ευρωκώδικας 8 Μέρος 3 και ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) όσον αφορά τον ελλαδικό χώρο. Και οι δύο κανονισμοί θεσπίζουν κριτήρια για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφισταμένων κτηρίων, καθώς και για το σχεδιασμό επεμβάσεων κι ενισχύσεων. Το αντικείμενο της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας των κτηρίων καλύπτεται κι από τον αμερικάνικο κανονισμό ATC-40 (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings).

1.2 Αντικείμενο Εργασίας

Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο την ανάλυση και αποτίμηση της συμπεριφοράς υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα μέσω ελαστικών κι ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης, καθώς και την ενδεχόμενη περεταίρω ενίσχυση ή επισκευή της έναντι σεισμικών δράσεων.



Σχήμα 1.1 Προσομοίωμα της κατασκευής στο λογισμικό SAP2000 v.14

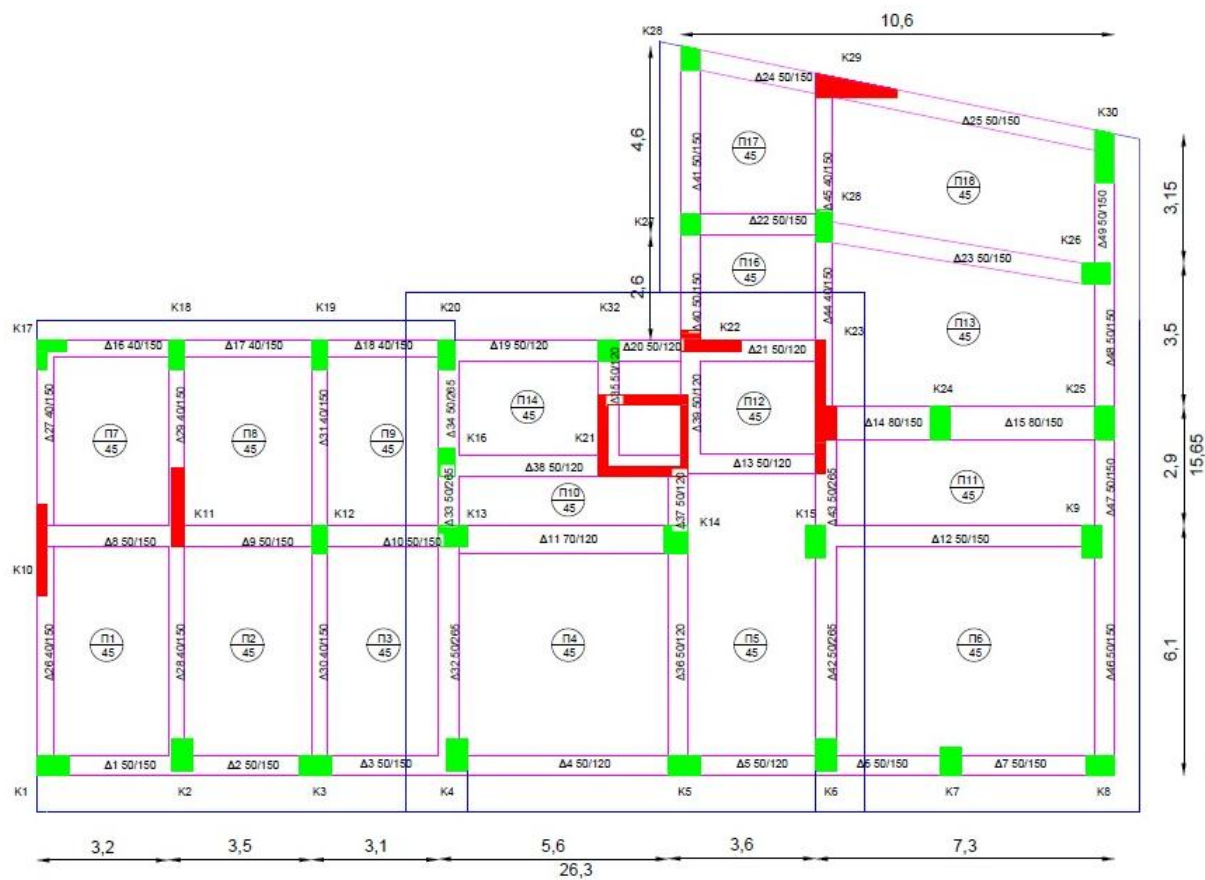
Για την προσομοίωση και ανάλυση της υφιστάμενης κατασκευής έγινε χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 v.14. Για την επεξεργασία των επιταχυνσιογραφημάτων και φασμάτων απόκρισης, χρησιμοποιήθηκε η καινούρια βάση δεδομένων “PEER Strong Motion Database” του πανεπιστημίου του Μπέρκλεϋ στην Καλιφόρνια.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ

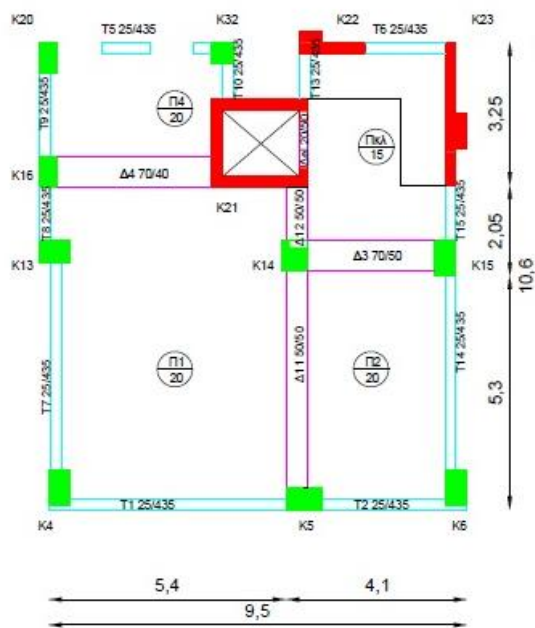
2.1 Περιγραφή Υφιστάμενης Κατασκευής

Η υπό μελέτη υφιστάμενη κατασκευή είναι μία πενταώροφη πολυκατοικία με υπόγειο, δώμα και πλοτή, είναι τοποθετημένη στην πόλη του Βόλου στη Μαγνησία και σχεδιάστηκε και κατασκευάστηκε το έτος 1991.

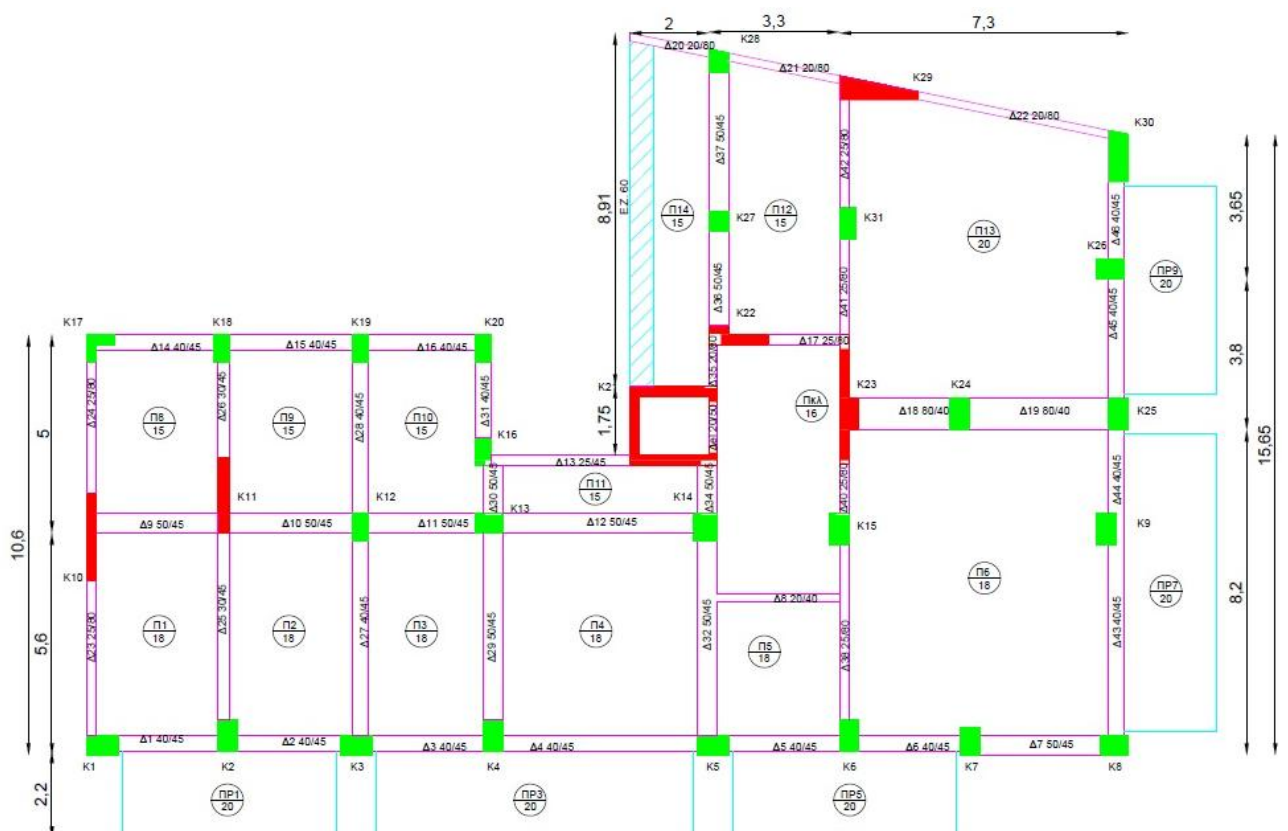
Πρόκειται για μια πολυκατοικία με μη κανονικότητα στην κάτοψη, με μεγαλύτερες διαστάσεις $26,30 \times 15,70$. Το κατακόρυφο σύστημα στήριξης του κτηρίου αποτελείται κυρίως από υποστυλώματα και κάποια τοιχώματα. Το υπόγειο καλύπτει μέρος της κάτοψης της οικοδομής και περιβάλλεται περιμετρικά με τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος. Το ύψος του υπογείου προσδιορίζεται στα 3,22 m και το ύψος του δώματος στα 2,40 m. Το τυπικό ύψος των ορόφων κυμαίνεται από 3,10 m έως 3,33 m που προσδιορίζεται το ύψος του ισογείου. Ο σχεδιασμός του κτηρίου έγινε με τις οδηγίες του τότε ισχύοντος αντισεισμικού κανονισμού του 1954, καθώς και με τις πρόσθετες διατάξεις του 1984. Τα σεισμικά φορτία επί του κτηρίου για την περιοχή του Βόλου υπολογίστηκαν με συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης $\varepsilon = 0,12$. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι ξυλότυποι των ορόφων της κατασκευής.



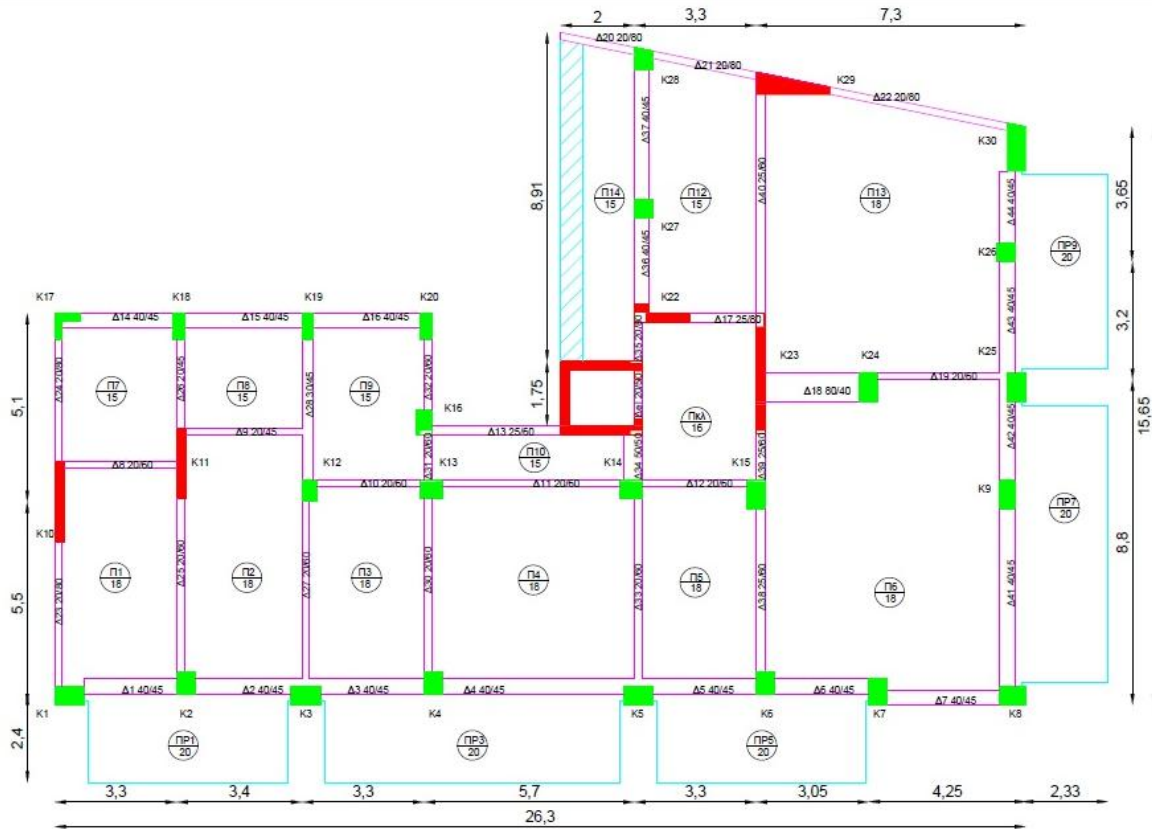
Σχήμα 2.1: Ξυλότυπος Θεμελίωσης



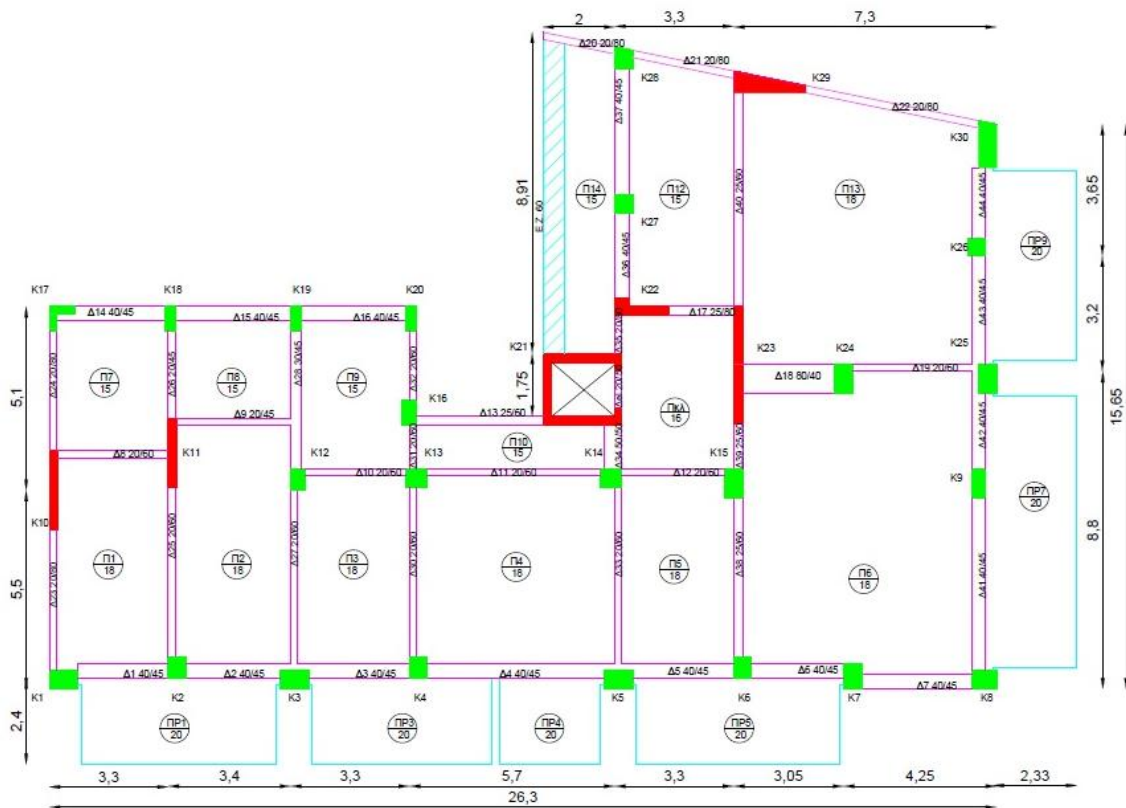
Σχήμα 2.2: Ξυλότυπος Οροφής Υπογείου



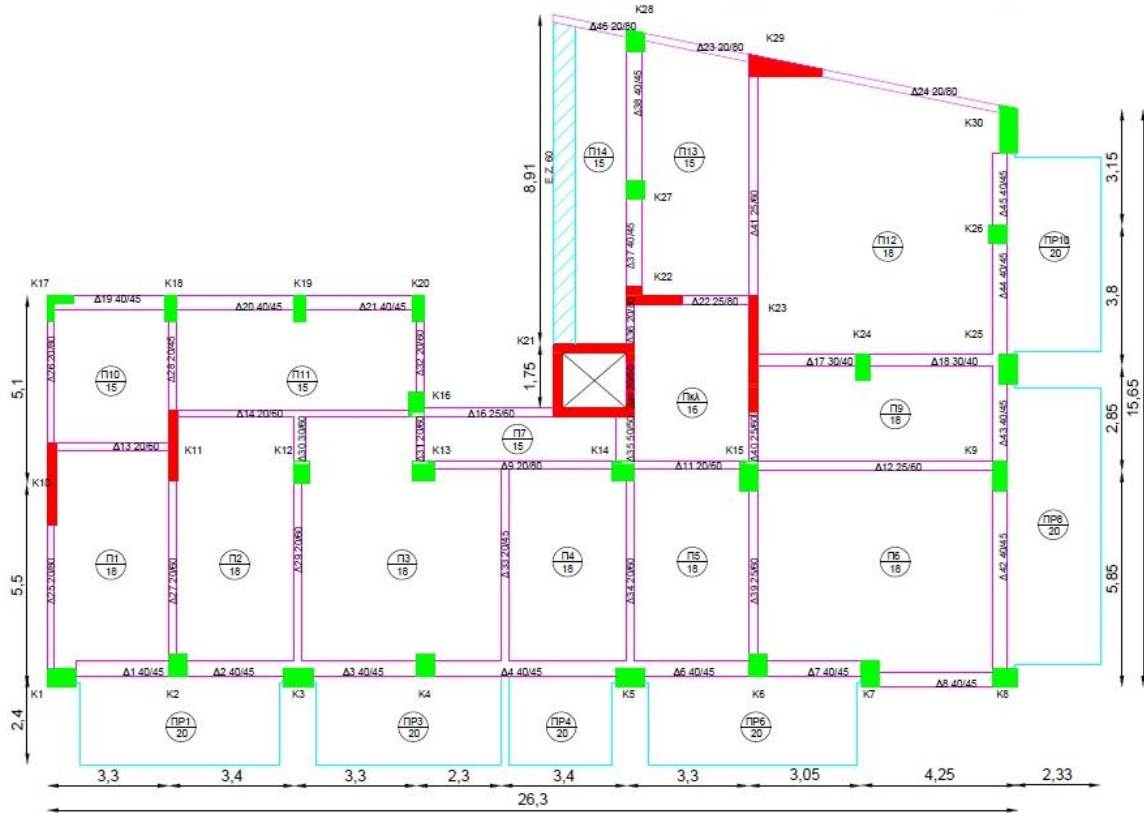
Σχήμα 2.3: Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου



Σχήμα 2.4: Ευλότυπος Οροφής Α' Ορόφου



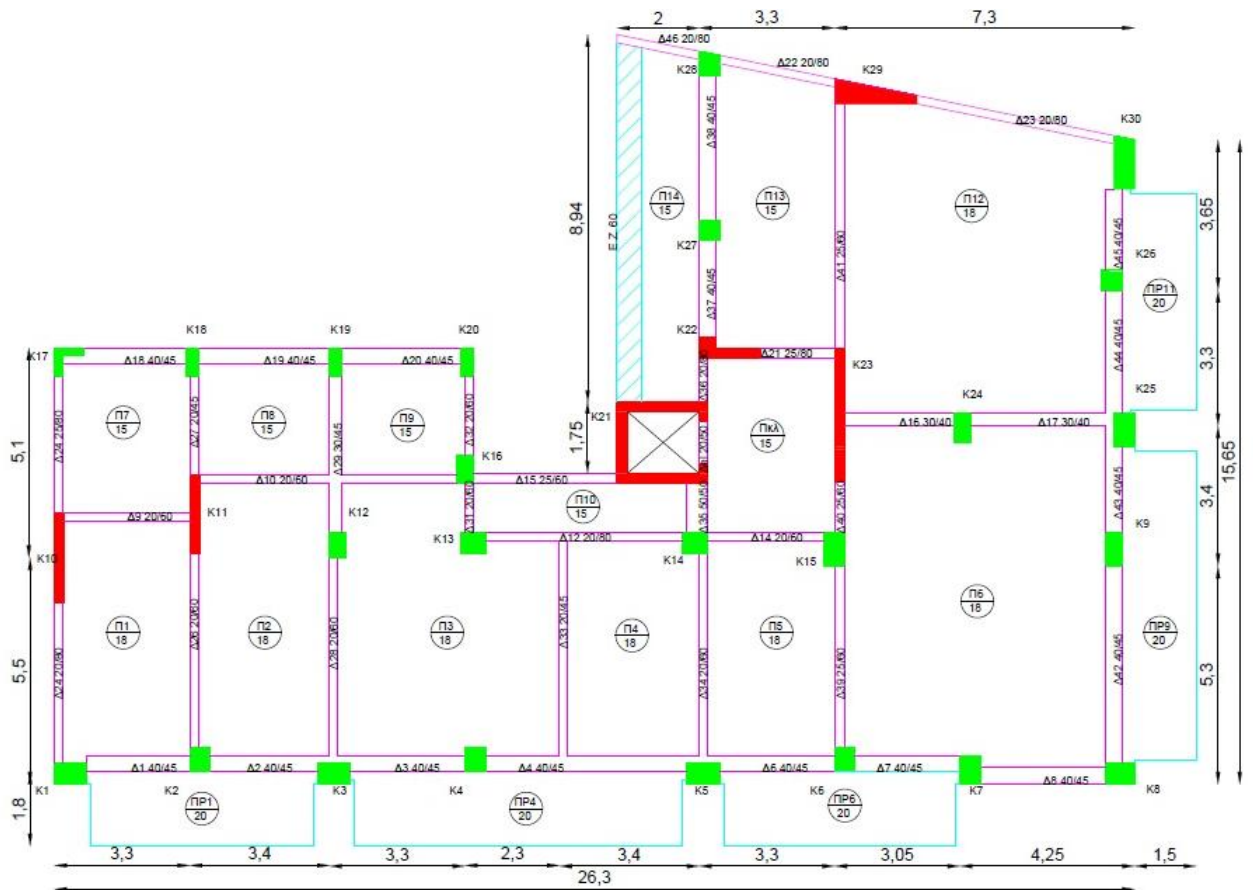
Σχήμα 2.5: Ευλότυπος Οροφής Β' Ορόφου



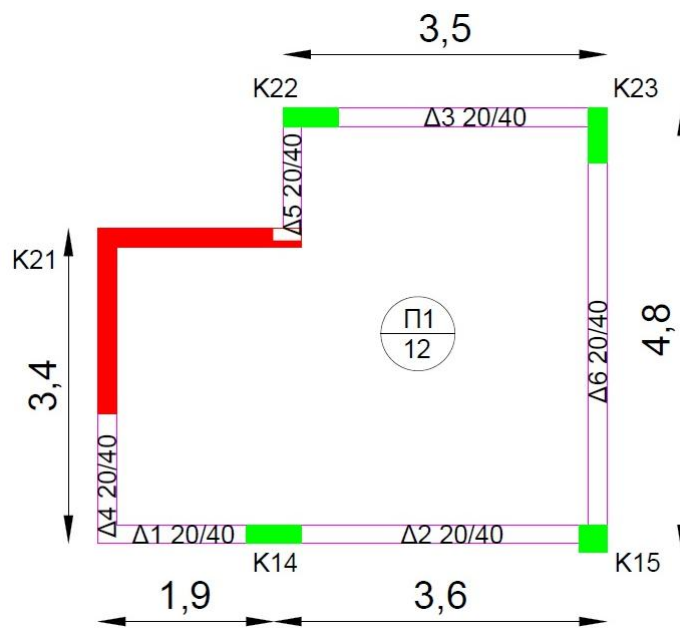
Σχήμα 2.6: Ευλότυπος Οροφής Γ' Ορόφου



Σχήμα 2.7: Ευλότυπος Οροφής Δ' Ορόφου



Σχήμα 2.8: Ευλότυπος Οροφής Ε' Ορόφου

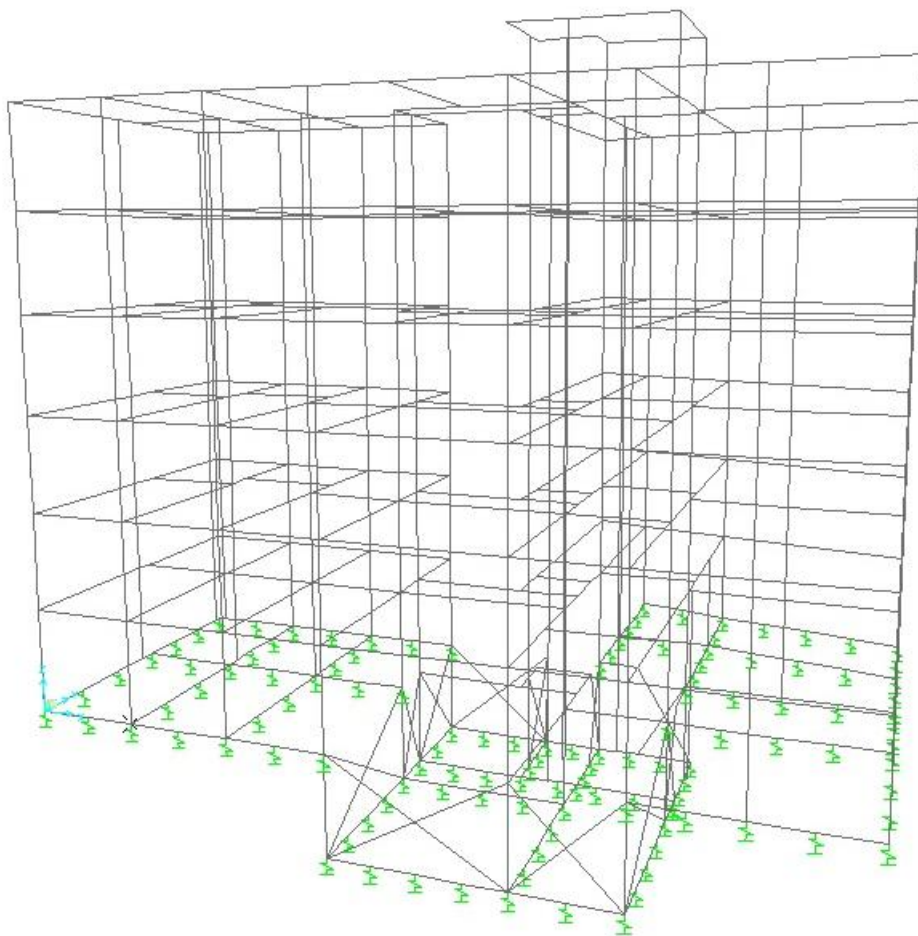


Σχήμα 2.9: Ευλότυπος Οροφής Δώματος

2.2 Προσομοίωση Κατασκευής

Η προσομοίωση του κτηρίου έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος ανάλυσης και διαστασιολόγησης SAP2000 v.14, μέσω ενός χωρικού προσομοιώματος που συνίσταται από τη συμβολή οριζόντιων και κατακόρυφων γραμμικών στοιχείων πλαισίου, έξι βαθμών ελευθερίας. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί ορίζονται ως ορθογωνικές διατομές. Οι υπάρχουσες πλάκες και οι τοιχοποιίες δεν εισάγονται στο μοντέλο, ωστόσο η φορτιστική τους επίδραση λαμβάνεται υπόψη με τη μεταβίβαση του κατανεμημένου φορτίου στις αντίστοιχες περιβάλλουσες δοκούς της κατασκευής με τη μέθοδο των εμβαδών.

Επίσης, η προσομοίωση των πεδιλοδοκών γίνεται με τη χρήση ραβδωτών στοιχείων πλαισίου, έξι βαθμών ελευθερίας. Για την προσομοίωση των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου επιλέγεται η χρήση χιαστί συνδέσμων μεγάλης δυσκαμψίας, ώστε να εξασφαλίζεται το απαραμόρφωτο της στάθμης του ισογείου. Επιπλέον, η προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής γίνεται με τη χρήση μετακινήσιμων ελατηρίων.



Σχήμα 2.10: Τρισδιάστατη απεικόνιση του προσομοιώματος στο περιβάλλον του SAP2000

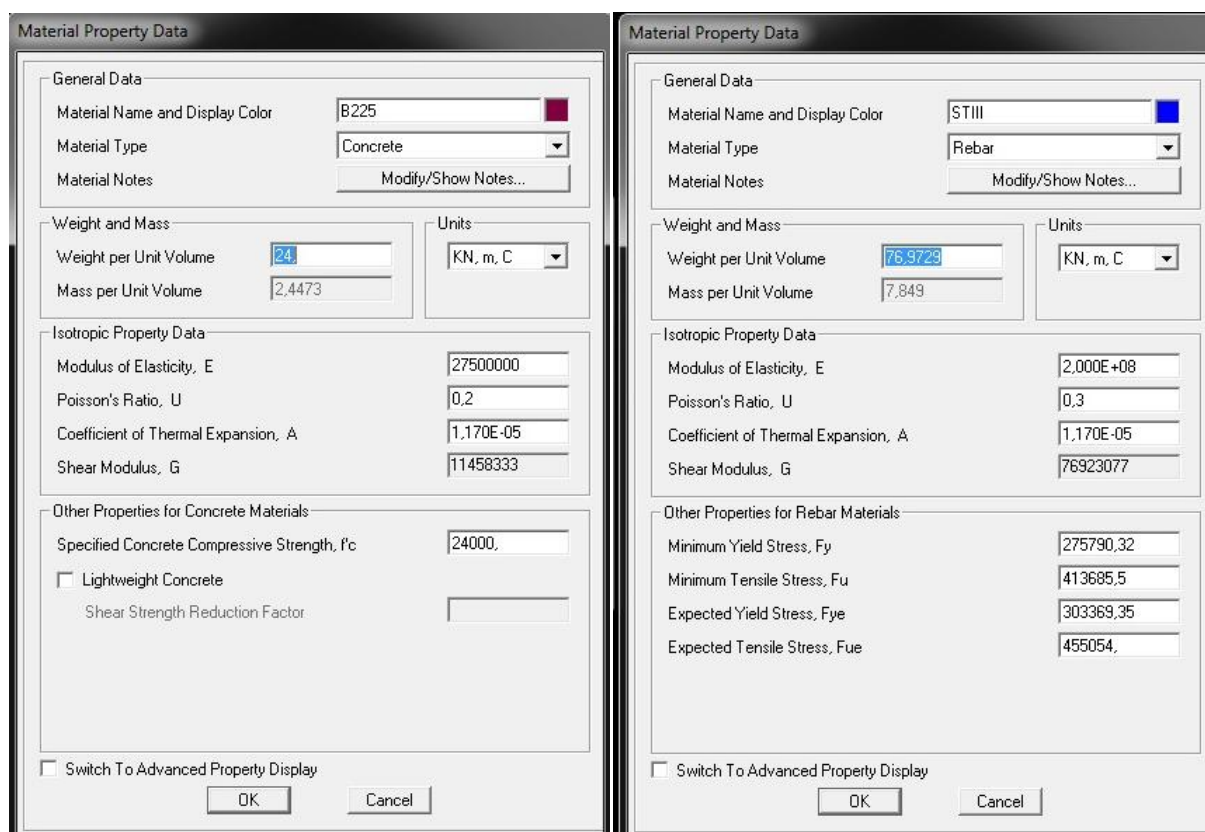
2.3 Υλικά – Μηχανικές Παράμετροι

Η ποιότητα του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή του φέροντος οργανισμού του υπό μελέτη κτηρίου είναι B225 που αντιστοιχεί σε σημερινή C16/20. Το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος είναι $24 \text{ kN} / \text{m}^3$. Κατά τη διάρκεια των υπολογισμών της ανάλυσης του υφιστάμενου κτηρίου στη θέση της θλιπτικής αντοχής χρησιμοποιείται η μέση τιμή έναντι της χαρακτηριστικής που εφαρμόζεται στις νέες κατασκευές, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συνεπώς, η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος ορίζεται ως $f_{cm} = f_{ck} + 8[\text{MPa}] = 24\text{MPa}$.

Σε ότι αφορά την ποιότητα του χάλυβα, στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ST III με όριο διαρροής $f_y = 400\text{MPa}$. Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα λαμβάνεται ίσο με 200 GPa.

Οι ιδιότητες του κάθε υλικού εισάγονται στο λογισμικό SAP2000 ακολουθώντας την παρακάτω διαδικασία.

Define → Materials → Add New Material



Σχήμα 2.11: Ορισμός των ιδιοτήτων των υλικών (σκυρόδεμα και χάλυβας) στο SAP2000

Η προσομοίωση των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου με τη χρήση άκαμπτων χιαστί ράβδων έγινε σύμφωνα με τις ιδιότητες του σκυροδέματος, θεωρώντας μία αρκετά μεγάλη τιμή εμβαδού διατομής, $A_{\infty} = 1\text{m}^2$.

2.4 Περιγραφή Διατομών

Αρχικά, οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων τυποποιούνται ανάλογα με τις διαστάσεις τους. Στους ακόλουθους πίνακες παρουσιάζονται ενδεικτικά κάποιες κατηγορίες κατακόρυφων και οριζόντιων φερόντων στοιχείων.

Κατακόρυφα Φέροντα Στοιχεία (Υποστυλώματα και Τοιχώματα)								
	Α Όροφος		Β Όροφος		Γ Όροφος		Δ Όροφος	
	b(m)	h(m)	b(m)	h(m)	b(m)	h(m)	b(m)	h(m)
K1	0,80	0,50	0,80	0,50	0,80	0,50	0,80	0,50
K2	0,50	0,60	0,50	0,60	0,50	0,60	0,50	0,60
K3	0,80	0,50	0,80	0,50	0,80	0,50	0,80	0,50
K4	0,50	0,60	0,50	0,60	0,50	0,60	0,50	0,60
K5	0,80	0,50	0,80	0,50	0,80	0,50	0,80	0,50
K6	0,50	0,60	0,50	0,60	0,50	0,60	0,50	0,60
K7	0,50	0,70	0,50	0,70	0,50	0,70	0,50	0,70
K8	0,70	0,50	0,70	0,50	0,70	0,50	0,70	0,50
K9	0,40	0,80	0,40	0,80	0,40	0,80	0,40	0,80
K10	0,25	2,20	0,25	2,20	0,25	2,20	0,25	2,20
K11	0,25	1,90	0,25	1,90	0,25	1,90	0,25	1,90
K12	0,40	0,60	0,40	0,60	0,40	0,60	0,40	0,60
K13	0,60	0,50	0,60	0,50	0,60	0,50	0,60	0,50
K14	0,60	0,50	0,60	0,50	0,60	0,50	0,60	0,50
K15	0,50	0,80	0,50	0,80	0,50	0,80	0,50	0,80
K16	0,40	0,70	0,40	0,70	0,40	0,70	0,40	0,70
K17	γωνιακό υποστύλωμα 0,7*0,2*0,2*0,5							
K18	0,30	0,70	0,30	0,70	0,30	0,70	0,30	0,70
K19	0,30	0,70	0,30	0,70	0,30	0,70	0,30	0,70
K20	0,30	0,70	0,30	0,70	0,30	0,70	0,30	0,70
K23	0,25	3,25	0,25	3,25	0,25	3,25	0,25	3,25
K24	0,50	0,80	0,50	0,80	0,40	0,70	0,40	0,70
K25	0,50	0,80	0,50	0,80	0,50	0,80	0,50	0,80
K26	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
K27	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
K28	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
K30	0,50	1,20	0,50	1,20	0,50	1,20	0,50	1,20

Πίνακας 2.1: Ενδεικτικές Διαστάσεις Υποστυλωμάτων

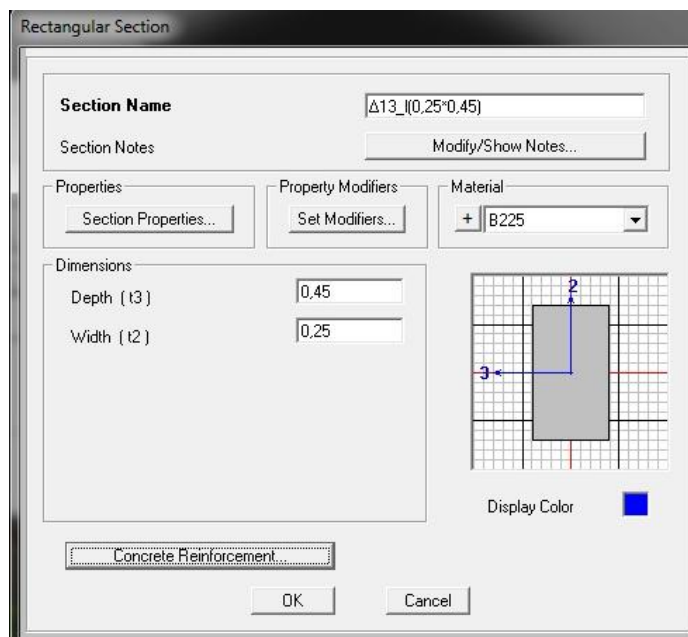
Οριζόντια Φέροντα Στοιχεία (Δοκοί)								
	Α Όροφος		Β Όροφος		Γ Όροφος		Δ Όροφος	
	b(m)	h(m)	b(m)	h(m)	b(m)	h(m)	b(m)	h(m)
Δ1	0,40	0,45	0,40	0,45	0,40	0,45	0,40	0,45
Δ2	0,40	0,45	0,40	0,45	0,40	0,45	0,40	0,45
Δ3	0,40	0,45	0,40	0,45	0,40	0,45	0,40	0,45
Δ4	0,40	0,45	0,40	0,45	0,40	0,45	0,40	0,45
Δ5	0,40	0,45	0,40	0,45	-	-	-	-
Δ6	0,40	0,45	0,40	0,45	0,40	0,45	0,40	0,45
Δ7	0,40	0,45	0,40	0,45	0,40	0,45	0,40	0,45
Δ8	0,20	0,60	0,20	0,60	0,40	0,45	0,40	0,45
Δ9	0,20	0,45	0,20	0,45	0,20	0,80	0,20	0,80
Δ10	0,20	0,60	0,20	0,60	-	-	-	-
Δ11	0,20	0,60	0,20	0,60	0,20	0,60	0,20	0,60
Δ12	0,20	0,60	0,20	0,60	0,25	0,60	0,25	0,60
Δ13	0,25	0,60	0,25	0,60	0,20	0,60	0,20	0,60
Δ14	0,40	0,45	0,40	0,45	0,20	0,60	0,20	0,60
Δ15	0,40	0,45	0,40	0,45	-	-	-	-
Δ16	0,40	0,45	0,40	0,45	0,25	0,60	0,25	0,60
Δ17	0,25	0,80	0,25	0,80	0,30	0,40	0,30	0,40
Δ18	0,80	0,40	0,80	0,40	0,30	0,40	0,30	0,40
Δ19	0,20	0,60	0,20	0,60	0,40	0,45	0,40	0,45
Δ20	0,20	0,80	0,20	0,80	0,40	0,45	0,40	0,45
Δ21	0,20	0,80	0,20	0,80	0,40	0,45	0,40	0,45
Δ22	0,20	0,80	0,20	0,80	0,25	0,80	0,25	0,80
Δ23	0,20	0,80	0,20	0,80	0,20	0,80	0,20	0,80
Δ24	0,20	0,80	0,20	0,80	0,20	0,80	0,20	0,80
Δ25	0,20	0,60	0,20	0,60	0,20	0,80	0,20	0,80
Δ26	0,20	0,45	0,20	0,45	0,20	0,80	0,20	0,80
Δ27	0,20	0,60	0,20	0,60	0,20	0,60	0,20	0,60
Δ28	0,30	0,45	0,30	0,45	0,20	0,45	0,20	0,45
Δ29	-	-	-	-	0,20	0,60	0,20	0,60
Δ30	0,20	0,60	0,20	0,60	0,30	0,60	0,30	0,60
Δ31	0,20	0,60	0,20	0,60	0,20	0,60	0,20	0,60
Δ32	0,20	0,60	0,20	0,60	0,20	0,60	0,20	0,60
Δ33	0,20	0,60	0,20	0,60	0,20	0,45	0,20	0,45
Δ34	0,50	0,50	0,50	0,50	0,20	0,60	0,20	0,60
Δ35	0,20	0,80	0,20	0,80	0,50	0,50	0,50	0,50
Δ36	0,40	0,45	0,40	0,45	0,20	0,80	0,20	0,80
Δ37	0,40	0,45	0,40	0,45	0,40	0,45	0,40	0,45
Δ38	0,25	0,60	0,25	0,60	0,40	0,45	0,40	0,45
Δ39	0,25	0,60	0,25	0,60	0,25	0,60	0,25	0,60
Δ40	0,25	0,60	0,25	0,60	0,25	0,60	0,25	0,60

Πίνακας 2.2: Ενδεικτικές διαστάσεις δοκών

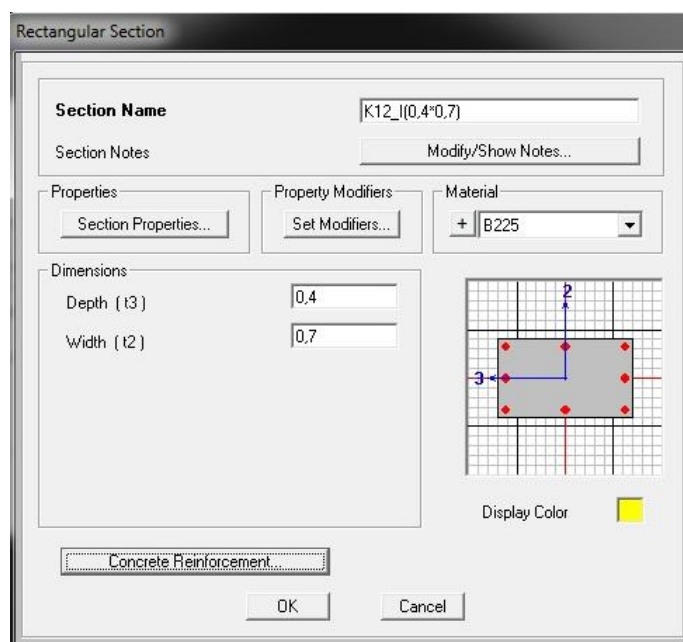
Οι δοκοί και τα υποστυλώματα μπορούν να εισαχθούν στο πρόγραμμα με την παρακάτω εντολή:

Define → Section Properties → Frame Sections → Add new property → Concrete

και αντίστοιχα για δοκό ή υποστύλωμα. Εναλλακτικά, οι διατομές μπορούν να σχεδιαστούν μέσω του section designer (Add new property → Other → Section Designer), ώστε να ληφθούν περισσότερες πληροφορίες π.χ. καμπυλότητες, που είναι απαραίτητες για τις ανελαστικές αναλύσεις.



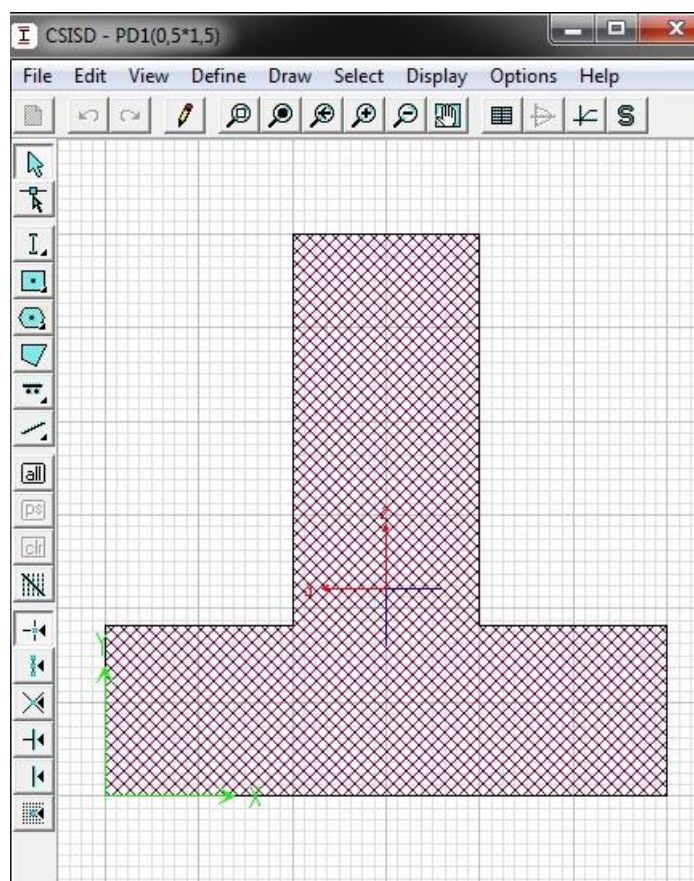
Σχήμα 2.12: Δημιουργία δοκών στο SAP2000



Σχήμα 2.13: Δημιουργία Υποστυλωμάτων στο SAP2000

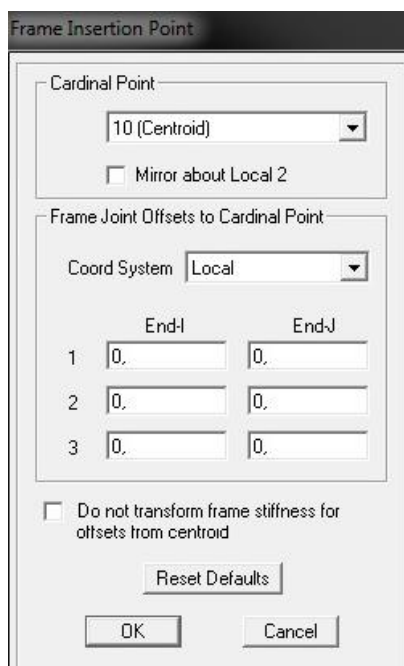
Τα τοιχία προσομοιώνονται στο SAP2000 με τη λεγόμενη Wide Column Analogy (WCA), δηλαδή με ραβδωτά στοιχεία πλαισίου κεντροβαρικά των διατομών και με άκαμπτα οριζόντια στοιχεία στην ένωση με τους ορόφους που ξεκινούν από το κέντρο κι εκτείνονται δεξιά κι αριστερά όσο το μήκος του τοιχίου. Τα άκαμπτα οριζόντια στοιχεία ορίζονται με πολύ μεγάλες τιμές συντελεστών δυσκαμψίας, της τάξης του 10^3 . Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται η σύζευξη των τοιχωμάτων με την υπόλοιπη πλαισιακή κατασκευή και αποφεύγεται η εισαγωγή μεγάλου αριθμού μετατοπίσεων στο μοντέλο και η δυσκολία στη διαχείριση των αποτελεσμάτων σε μορφή τάσεων. Τα τοιχία εισάγονται στο πρόγραμμα με τον ίδιο τρόπο που εισάγονται και τα υποστυλώματα.

Επιπλέον, σχεδιάζονται και οι διατομές των πεδιλοδοκών χρησιμοποιώντας το section designer του SAP2000. Οι διατομές των πεδιλοδοκών τυποποιούνται σε έξι επιμέρους κατηγορίες διατομών.



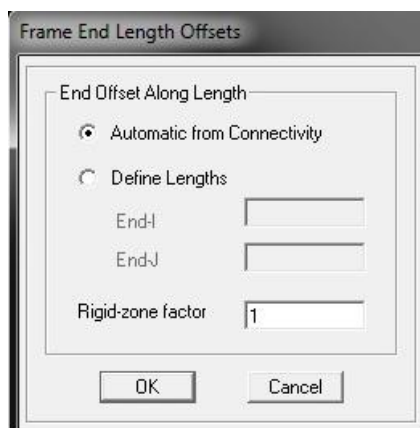
Σχήμα 2.14: Δημιουργία πεδιλοδοκού PD1 (50×150) στο section designer του SAP2000

Μετά την ολοκλήρωση της δημιουργίας των διατομών, σχεδιάζονται τα ραβδωτά στοιχεία, με τα οποία προσομοιώνεται εξ' ολοκλήρου η κατασκευή μας. Όπου είναι απαραίτητο, γίνεται διόρθωση της θέσης κάποιου μέλους από τους άξονες του καννάβου με την εισαγωγή της κατάλληλης εκκεντρότητας ως προς την απαιτούμενη διεύθυνση, με χρήση της εντολής Assign → Frame → Insertion Point. Αρχικά, σχεδιάζεται η δοκός ή το υποστύλωμα να συνδέεται κεντρικά στην απαιτούμενο κόμβο και στη συνέχεια μεταφέρονται τα άκρα του στην επιθυμητή διεύθυνση κι απόσταση.



Σχήμα 2.15: Εντολή Insertion Point

Οι κοινές περιοχές μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων είναι σημαντικό να εισαχθούν στο προσομοίωμα ως άκαμπτα στοιχεία ούτως ώστε να εξασφαλίζονται ενιαίες μετακινήσεις των σημείων που περιέχονται σε αυτές. Αυτό επιτυγχάνεται με τη χρήση της εντολής Assign → Frame → End (Length) Offsets και Rigid Zone Factor = 1.



Σχήμα 2.16: Εντολή End Length Offsets

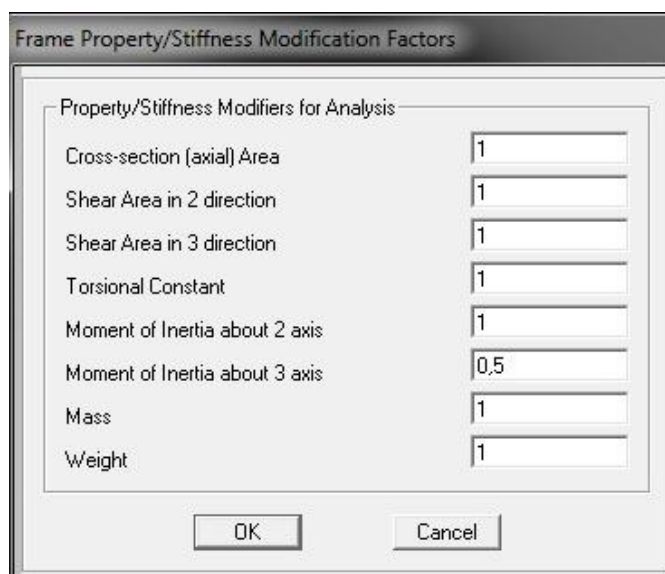
2.5 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 (§3.2.3 [2]), σε περίπτωση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα οι δυσκαμψίες των στοιχείων θα υπολογίζονται με παραδοχή σταδίου ΙΙ. Εάν δε γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, η καμπτική δυσκαμψία σταδίου ΙΙ επιτρέπεται να λαμβάνεται για τα υποστυλώματα ίση με αυτήν του σταδίου Ι, χωρίς συνυπολογισμό της συμβολής του οπλισμού (δυσκαμψία γεωμετρικής διατομής), για

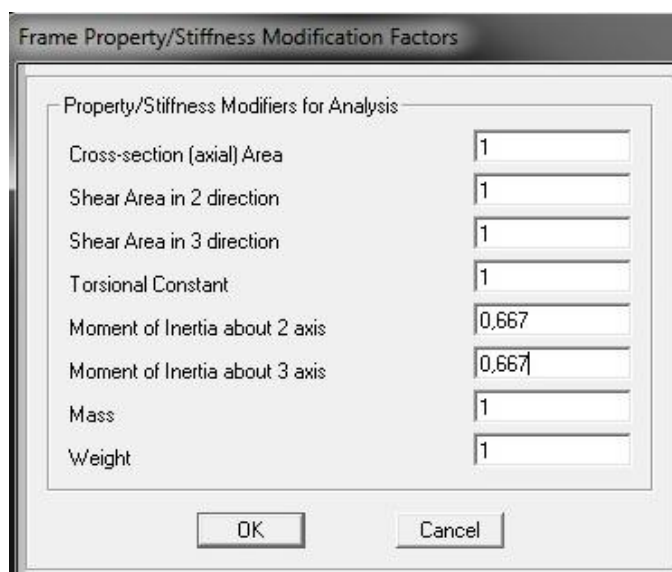
τα τοιχώματα ίση με τα $2/3$ της παραπάνω τιμής και για τα οριζόντια στοιχεία ίση με το $1/2$, ενώ η στρεπτική δυσκαμψία όλων των στοιχείων (εφόσον δεν αγνοείται) ίση με $1/10$ της αντίστοιχης τιμής του σταδίου I.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η μείωση των τιμών δυσκαμψίας των δοκών και των τοιχωμάτων στο SAP2000 γίνεται ως εξής. Οι μειωτικοί συντελεστές τίθενται στα Modifiers κάθε διατομής στη θέση Moment of Inertia about 3 axis για τις δοκούς, εφόσον ο άξονας 3 είναι ο κύριος άξονάς τους και στις θέσεις Moment of Inertia about 3 axis και Moment of Inertia about 2 axis για τα τοιχώματα, αφού αυτά υπόκεινται σε διαξονική κάμψη υπό αξονική φόρτιση. Ο συντελεστής της στρεπτικής δυσκαμψίας στην παρούσα εργασία αγνοείται. Η εντολή που ακολουθείται είναι η εξής:

Define → Section Properties → Frame Sections → Επιλογή διατομής → Set Modifiers



Σχήμα 2.17: Εισαγωγή μειωτικών συντελεστών δυσκαμψίας δοκού στο SAP2000



Σχήμα 2.18: Εισαγωγή μειωτικών συντελεστών δυσκαμψίας τοιχώματος στο SAP2000

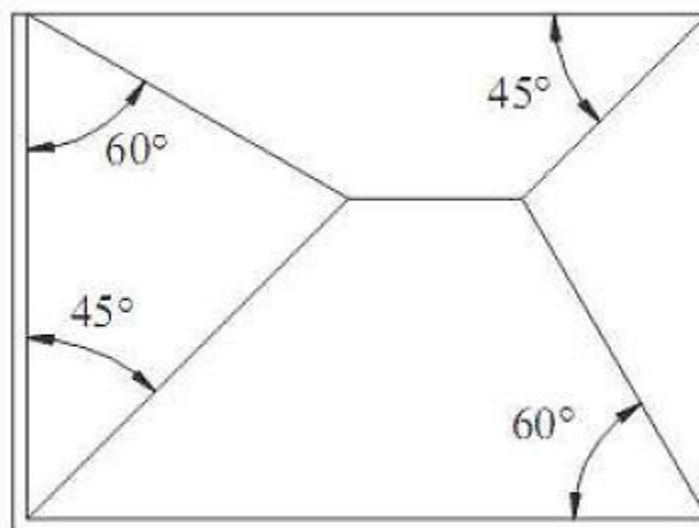
2.6 Καθορισμός Φορτίσεων

Με βάση τις παραδοχές της μελέτης του κτηρίου, θα φορτία που ελήφθησαν υπόψη είναι τα εξής:

Παραδοχές μελέτης		
Μόνιμα Φορτία	Οπλισμένο Σκυρόδεμα	24 kN/m ³
	Επικάλυψη δαπέδου με πλακάκια	2 kN/m ²
	Επικάλυψη δαπέδου με ξύλινο πάτωμα	0,8 kN/m ²
	Τοίχοι περιμετρικοί με μόνωση	4 kN/m ²
	Τοίχοι εσωτερικοί δρομικοί	2,1 kN/m ²
	Επικάλυψη Στέγης	1,3 kN/m ²
Κινητά Φορτία	Κινητό Φορτίο Στέγης Συγκεντρωμένο	1 kN/m ²
	Φορτίο Δαπέδων	2 kN/m ²
	Φορτίο στα πλατύσκαλα και τις σκάλες	3,5 kN/m ²
	Κινητό Φορτίο Εξωστών	5 kN/m ²

Πίνακας 2.3: Παραδοχές Μελέτης (Φορτία)

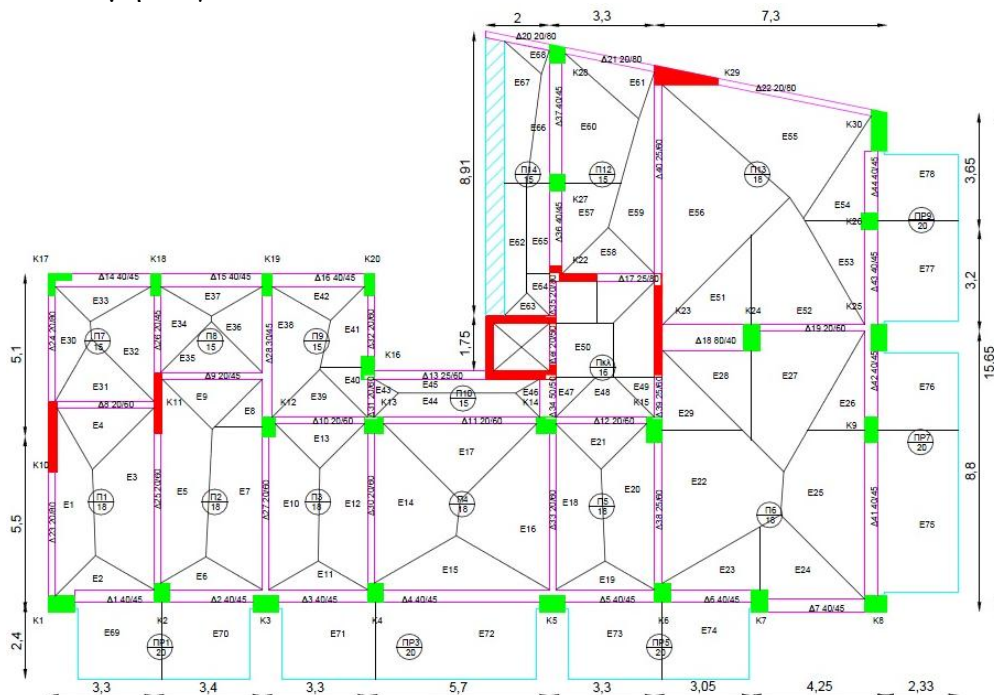
Λόγω της μη προσομοίωσης των πλακών, η μεταβίβαση των φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς γίνεται με τον καταμερισμό των πλακών σε επιφάνειες φόρτισης των δοκών με βάση τον ΕΚΩΣ (§9.1.5). Συγκεκριμένα, εφόσον σε μία γωνία συναντώνται δύο πλευρές ομοειδούς στήριξης, η γωνία μερισμού είναι 45°. Εφόσον συναντώνται πλήρως πακτωμένη με ελεύθερα εδραζόμενη πλευρά, η γωνία μερισμού προς την πλευρά της πάκτωσης είναι 60°.



Σχήμα 2.19: Κατανομή του φορτίου τετραέρειστων πλακών σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ

Στο Παράρτημα Α παρατίθενται τα σχέδια με τις επιφάνειες φόρτισης καθώς επίσης και οι πίνακες με τους αντίστοιχους υπολογισμούς. Ενδεικτικά, παρουσιάζεται ο υπολογισμός των φορτίων στη στάθμη του ισογείου.

- Στάθμη Ισογείου



Σχήμα 2.20: Επιφάνειες Φόρτισης Δοκών Ισογείου

Φορτία Πλακών Οροφής Ισογείου			
Πλάκες	Μόνιμα (kN/m ²)		Κινητά (kN/m ²)
	Οπλισμένο Σκυρόδεμα	Επικάλυψη δαπέδου	
Π1	4,32	2	2
Π2	4,32	2	2
Π3	4,32	2	2
Π4	4,32	2	2
Π5	4,32	2	2
Π6	4,32	2	2
Π8	3,6	2	2
Π9	3,6	2	2
Π10	3,6	2	2
Π11	3,6	2	2
Π12	3,6	2	2
Π13	4,8	2	2
Πκλ	3,84	2	3,5
ΠΡ1	4,8	2	5
ΠΡ3	4,8	2	5
ΠΡ5	4,8	2	5
ΠΡ7	4,8	2	5
ΠΡ9	4,8	2	5

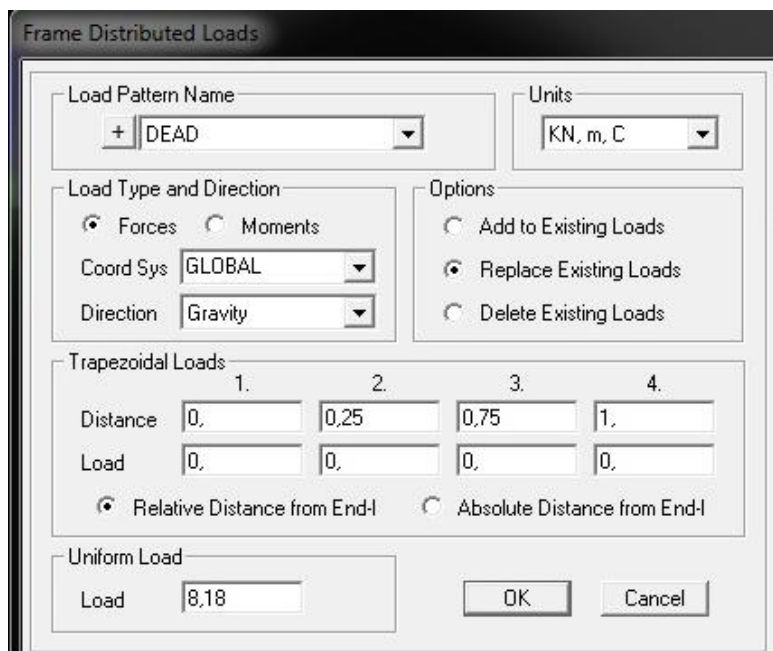
Πίνακας 2.4: Φορτία Πλακών Οροφής Ισογείου

Φορτία Οριζόντιων Στοιχείων Ισογείου											
Όνομασία Στοιχείου	Μήκος (m)	Φορτικές Επιφάνειες	Εμβαδόν (m ²)	Μόνιμα (kN/m ²)				Μόνιμα Σύνολο (kN/m ²)	Κινητά (kN/m ²)	Μόνιμα (kN/m)	Κινητά (kN/m)
				Σκυρόδεμα	Επικάλυψη	Περιμετρικοί Τοίχοι	Εσωτερικοί Τοίχοι				
Δ1 40/45	3,05	E2	1,7	4,32	2	4	-	10,32	2	5,75	1,11
	3,05	E72	5,83	4,8	2	4	-	10,8	5	20,64	9,56
	Σύνολο									26,40	10,67
Δ2 40/45	3,1	E6	1,86	4,32	2	4	-	10,32	2	6,19	1,20
	3,1	E73	6,05	4,8	2	4	-	10,8	5	21,08	9,76
	Σύνολο									27,27	10,96
Δ3 40/45	2,9	E10	1,21	4,32	2	4	-	10,32	2	4,31	0,83
	2,9	E74	6,49	4,8	2	4	-	10,8	5	24,17	11,19
	Σύνολο									28,48	12,02
Δ4 40/45	4,9	E14	3,47	4,32	2	4	-	10,32	2	7,31	1,42
	4,9	E75	11,11	4,8	2	4	-	10,8	5	24,49	11,34
	Σύνολο									31,80	12,75
Δ5 40/45	3,1	E18	1,39	4,32	2	4	-	10,32	2	4,63	0,90
	3,1	E76	6,49	4,8	2	4	-	10,8	5	22,61	10,47
	Σύνολο									27,24	11,36
Δ6 40/45	3,05	E22	3,76	4,32	2	4	-	10,32	2	12,72	2,47
	3,05	E77	5,94	4,8	2	4	-	10,8	5	21,03	9,74
	Σύνολο									33,76	12,20
Δ7 50/45	3,5	E23	5,51	4,32	2	4	-	10,32	2	16,25	3,15
Δ8 20/40	3,1	E20	2,4	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,52	1,55
	3,1	E48	2,4	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	6,15	2,71
	Σύνολο									12,67	4,26
Δ9 50/45	3,05	E4	2,95	4,32	2	-	2,1	8,42	2	8,14	1,93
	3,05	E30	2,95	3,6	2	-	2,1	7,7	2	7,45	1,93
	Σύνολο									15,59	3,87
Δ10 50/45	3,1	E8	2,4	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,52	1,55
	3,1	E34	2,4	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,96	1,55
	Σύνολο									12,48	3,10
Δ11 50/45	2,9	E12	2,1	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,10	1,45
	2,9	E38	2,1	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,58	1,45
	Σύνολο									11,67	2,90
Δ12 50/45	4,8	E16	5,76	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,10	2,40
	4,8	E44	3,15	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,05	1,31
	Σύνολο									15,16	3,71
Δ13 25/45	3,5	E43	1,82	3,6	2	4	-	9,6	2	4,99	1,04
Δ14 40/45	2,95	E32	1,59	3,6	2	4	-	9,6	2	5,17	1,08
Δ15 40/45	3,1	E36	1,39	3,6	2	4	-	9,6	2	4,30	0,90

Πίνακας 2.5: Υπολογισμός μόνιμων και κινητών φορτίων δοκών ισογείου

Αφού επιλεγθεί το εκάστοτε γραμμικό μέλος, τα καταναμημένα φορτία εισάγονται στο λογισμικό SAP2000 ως εξής:

Assign → Frame Loads → Distributed



Σχήμα 2.21: Εισαγωγή ομοιόμορφα καταναμημένων φορτίων στα οριζόντια φέροντα στοιχεία

Οι επιλογές Load Pattern Name και Load Type and Direction (Επιλογή είδους φόρτισης και διεύθυνσης) κυμαίνονται ανάλογα με την περίπτωση.

2.7 Προσομοίωση αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής

Για την προσομοίωση της θεμελίωσης της κατασκευής επιλέγεται η χρήση ελαστικών στηρίξεων κι όχι πακτώσεων στη βάση, ώστε να αποτυπώνουν όσο το δυνατόν ακριβέστερα την αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής. Τοποθετούνται μετακινησιακά ελατήρια ώστε να εξασφαλίσουν την κατακόρυφη μετακίνηση που ενεργεί επί της θεμελίωσης. Η υπάρχουσα θεμελίωση έχει γίνει σε δύο στάθμες, τη στάθμη του εδάφους (μηδενική) και τη στάθμη του εδάφους του υπογείου (-3,22m). Από την υφιστάμενη μελέτη, ορίζεται ο δείκτης εδάφους ίσος με $k_s = 120000 \text{ kN} / \text{m}^3$.

Έτσι, τοποθετούνται ελατήρια ανά μέτρο μήκους θεμελίου, η δυσκαμψία των οποίων προκύπτει ως το γινόμενο του δείκτη εδάφους επί το ανά μέτρο μήκους εμβαδό του θεμελίου.

$$k = k_s \cdot A \quad (2.1)$$

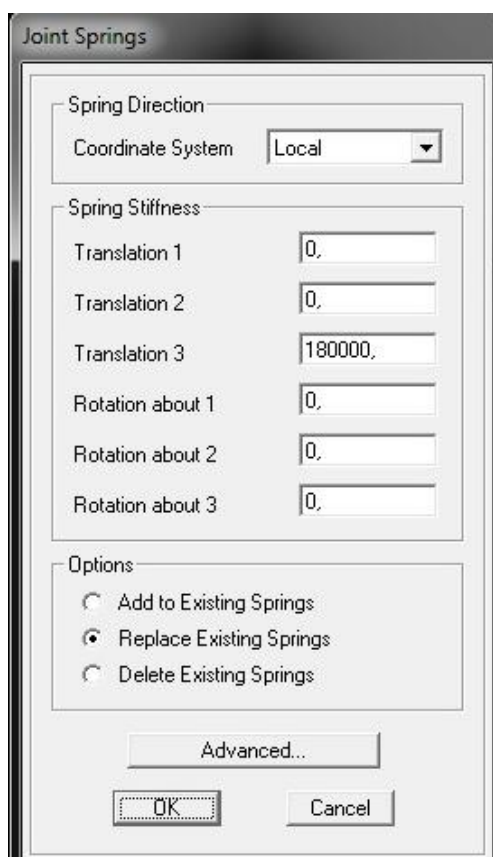
Για κάθε διαφορετική διατομή πεδילוδοκού προκύπτουν τα παρακάτω:

Διατομή	A (m ²)	k _s (kN/m ³)	k (kN/m)
PD1 (50/150)	1,2	120000	144000
PD2 (40/150)	1,1	120000	132000
PD3 (80/150)	1,5	120000	180000
PD4 (50/120)	0,91	120000	109200
PD5 (70/120)	1,1	120000	132000
PD6 (50/265)	1,78	120000	213600

Πίνακας 2.6: Υπολογισμός τιμών δυσκαμπιών ελαστικών στηρίξεων

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται ενδεικτικά η διαδικασία τοποθέτησης των ελαστικών στηρίξεων στο λογισμικό.

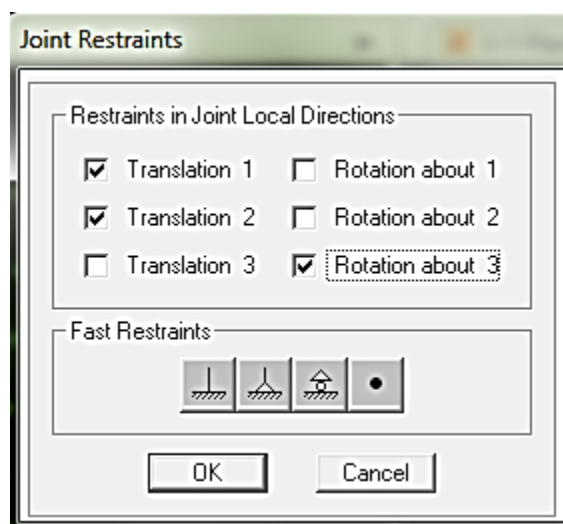
Assign → Joint → Springs



Σχήμα 2.22: Ορισμός Κατακόρυφων Ελαστικών Στηρίξεων στο SAP2000

Επίσης, οι στάθμες της θεμελίωσης δεσμεύτηκαν κατά την οριζόντια μετακίνηση, τόσο κατά τη διεύθυνση x όσο και κατά την y . Η εισαγωγή της δέσμευσης στο SAP2000 πραγματοποιείται ακολουθώντας την παρακάτω διαδικασία.

Assign → Joint → Restraints



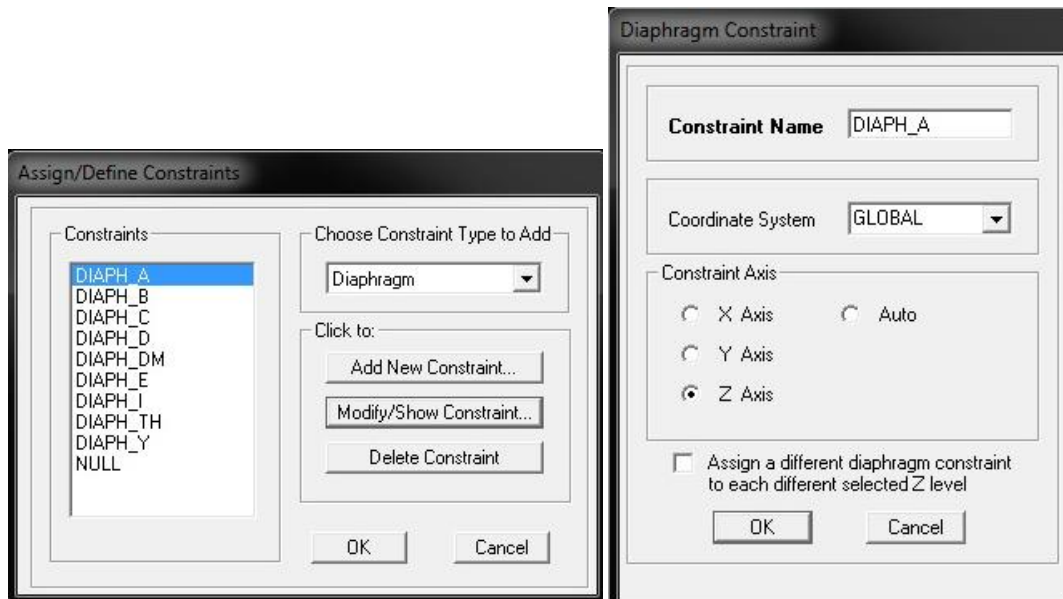
Σχήμα 2.23: Ορισμός δέσμευσης κόμβων θεμελίωσης στο SAP2000

2.8 Διαφραγματική Λειτουργία

Οι πλάκες προσομοιώνονται στο πρόγραμμα με διαφραγματική λειτουργία. Συνεπώς, η διανομή της αδρανειακής δύναμης στα επιμέρους στοιχεία πραγματοποιείται ανάλογα με τη δυσκαμψία τους κι εξασφαλίζεται η δυνατότητα ανακατανομής των αντιδράσεων των κατακόρυφων μελών, άρα και η υπερστατικότητα της κατασκευής. Γίνεται η παραδοχή ότι τα διαφράγματα βάσει της γεωμετρίας και της αντοχής τους, παραμένουν πρακτικά απαραμόρφωτα μέσα στο επίπεδό τους εξαιτίας της μεγάλης δυσκαμψίας κι αντοχής. Κατά την υποβολή οριζόντιας σεισμικής φόρτισης, θεωρούμε τρεις βαθμούς ελευθερίας κίνησης ανά όροφο, δύο μετακινήσεις και μία στροφή.

Η εισαγωγή των διαφραγμάτων στο SAP2000 γίνεται ακολουθώντας την παρακάτω διαδικασία αφού επιλέξουμε τους κόμβους κάθε ορόφου.

Assign → Joint → Constraints → Diaphragm



Σχήμα 2.24: Ορισμός Διαφραγματικής Λειτουργίας στο SAP2000

3. Ελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης

3.1 Ελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης – Γενικά

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης υιοθετούν την παραδοσιακή γραμμική σχέση έντασης – παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής, με τις απαραίτητες τροποποιήσεις των μετακινήσεων και των κριτηρίων επιτελεστικότητας, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα εκδήλωσης μη γραμμικής συμπεριφοράς για το σεισμό σχεδιασμού. Οι ελαστικές μέθοδοι μπορούν να δώσουν μια καλή εικόνα της ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, αλλά δεν μπορούν να προβλέψουν την ανακατανομή της έντασης που θα συμβεί κατά την προοδευτική διαρροή των δομικών στοιχείων του φορέα.

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που επιλέχθηκαν να εφαρμοστούν στα πλαίσια της παρούσας μελέτης αποτίμησης φέρουσας ικανότητας της κατασκευής με απώτερο σκοπό τη σύγκριση των αποτελεσμάτων τους είναι οι εξής:

- Δυναμική Φασματική Ανάλυση
- Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

3.2 Δυναμική Φασματική Ανάλυση

Η δυναμική φασματική ανάλυση εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο Κανονισμός, θεωρώντας τη σεισμική απόκριση του κτηρίου γραμμική ελαστική. Περιλαμβάνει την πλήρη ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού και υπολογίζονται οι ακραίες τιμές των μεγεθών απόκρισης με τη μέθοδο της τετραγωνικής επαλληλίας των ιδιομορφικών τιμών των μεγεθών αυτών. Κατά την εφαρμογή της, αρκεί η θεώρηση ενός μόνο προσανατολισμού των δύο οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού.

3.2.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και ο υπολογισμός των θεμελιωδών ιδιοπεριόδων του κτηρίου εκτελούνται αυτόματα από το λογισμικό. Αρχικά ορίζεται το είδος της φόρτισης με μηδενικές αρχικές συνθήκες. Πραγματοποιείται ανάλυση για αριθμό ιδιομορφών είκοσι (20), διότι η λογική επιτάσσει ότι βάσει της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών δεσμεύονται οι τρεις από τους έξι βαθμούς ελευθερίας κάθε ορόφου, οπότε για ένα πενταώροφο κτήριο με δώμα αναμένεται ο σημαντικός αριθμός ιδιομορφών να είναι περίπου $3 \times 6 = 18$ (βαθμοί ελευθερίας επί αριθμό ορόφων). Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η εξής.

Define → Load Cases → Modal

Σχήμα 3.1: Καθορισμός συνθηκών ιδιομορφικής ανάλυσης στο SAP2000

Η ταλαντωμένη μάζα ορίζεται για το συνδυασμό φόρτισης $G_k + \psi_2 Q_k$, όπου G_k και Q_k είναι οι αντιπροσωπευτικές τιμές των μόνιμων και κινητών φορτίων αντίστοιχα και ψ_2 είναι μειωτικός συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με 0,3 για την περίπτωση κατοικίας (ΕΑΚ §3.2.2 [3], §4.1.2.1 [4]). Στο SAP2000, ο υπολογισμός της μάζας λαμβάνεται από το ίδιο βάρος των στοιχείων της κατασκευής, τυχούσες επιπρόσθετες συγκεντρωμένες μάζες και από τον παραπάνω συνδυασμό φόρτισης.

Define → Mass Source → From Element and Additional Masses and Loads

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

Σχήμα 3.2: Ορισμός της μάζας του φορέα στο SAP2000

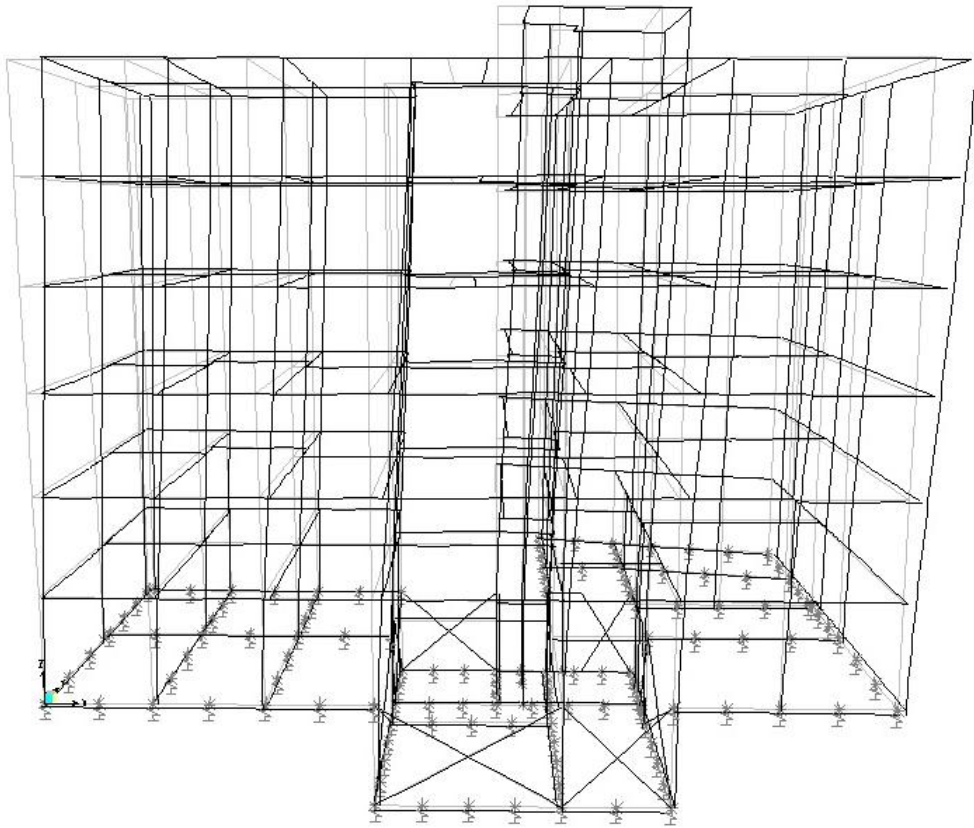
Οι προκύπτουσες ιδιοπερίοδοι καθώς και τα αντίστοιχα ποσοστά συμμετοχής της μάζας έκαστης ιδιομορφής παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,92248	0,64479	0,01301	1,167E-06	0,64479	0,01301	1,167E-06
2	0,80003	0,07703	0,51505	0,00015	0,72182	0,52806	0,00015
3	0,72886	0,04974	0,22691	8,877E-05	0,77157	0,75497	0,00024
4	0,25393	0,10787	0,00526	9,197E-07	0,87944	0,76023	0,00024
5	0,21131	0,02176	0,09173	0,00164	0,9012	0,85196	0,00188
6	0,19012	0,00849	0,05352	0,00122	0,90969	0,90548	0,0031
7	0,16141	0,00015	0,00011	0,04912	0,90984	0,90559	0,05222
8	0,15446	6,488E-06	1,181E-06	0,17693	0,90984	0,90559	0,22915
9	0,14636	1,028E-05	1,115E-05	0,09767	0,90985	0,9056	0,32682
10	0,14346	6,808E-06	2,443E-09	6,526E-05	0,90986	0,9056	0,32688
11	0,13808	0,00043	1,213E-05	0,06456	0,91029	0,90562	0,39144
12	0,13392	1,693E-08	1,66E-06	0,17418	0,91029	0,90562	0,56562
13	0,13241	0,00016	5,215E-06	0,00032	0,91044	0,90562	0,56595
14	0,13169	4,596E-06	1,058E-05	0,08227	0,91045	0,90563	0,64822
15	0,12722	0,00485	0,00045	0,00016	0,9153	0,90608	0,64838
16	0,12668	0,01753	0,00312	0,00731	0,93283	0,9092	0,65569
17	0,12375	5,698E-06	8,257E-05	0,00183	0,93284	0,90928	0,65752
18	0,12148	0,00198	0,00058	0,01027	0,93482	0,90986	0,66779
19	0,12102	0,00133	0,00118	0,00731	0,93615	0,91104	0,67511
20	0,11943	0,0000674	0,00034	0,20871	0,93621	0,91138	0,88382

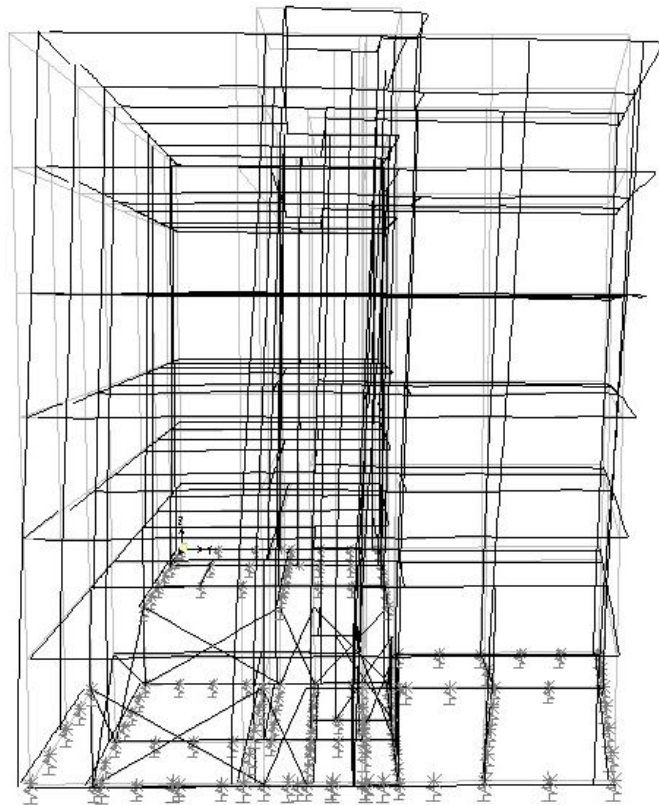
Πίνακας 3.1: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ιδιομορφικής μάζας της κατασκευής

Όπως παρατηρούμε, το ποσοστό συμμετοχής των δρωσών μαζών αθροιστικά για τις οριζόντιες συνιστώσες κατά x και y προσεγγίζει το απαιτούμενο όριο του 90%, σύμφωνα με την § 3.4.2, [1] του ΕΑΚ.

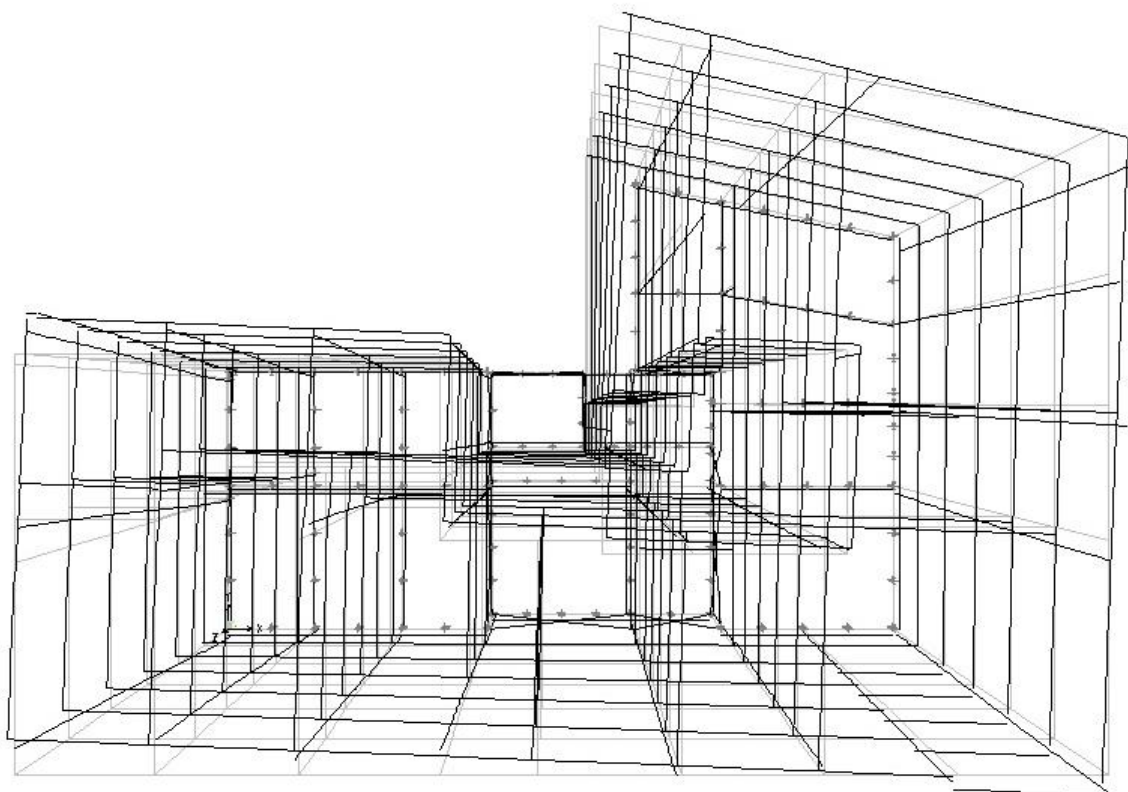
Οι 3 πρώτες ιδιομορφές της κατασκευής παρουσιάζονται σχηματικά ακολούθως.



Σχήμα 3.3: 1^η Ιδιομορφή με $T_1=0,9225sec$ (Μεταφορική κατά x)



Σχήμα 3.4: 2^η Ιδιομορφή με $T_2=0,80sec$ (Μεταφορική κατά y)



Σχήμα 3.5: 3^η Ιδιομορφή με $T_3=0,7289\text{sec}$ (Στροφική)

Όπως φαίνεται, οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές κατά τη x και y διεύθυνση αντίστοιχα και η τρίτη είναι κυρίως στροφική. Άρα οι θεμελιώδεις ιδιομορφές του κτηρίου είναι:

- κατά x: $T_1=0.9225\text{sec}$
- κατά y: $T_2=0.80\text{sec}$

3.2.2 Φάσμα Σχεδιασμού

Το φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιείται είναι εκείνο που ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 8 Μέρος 1 §3.2.2.5 και οι επιμέρους εκφράσεις της φασματικής επιτάχυνσης για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, ορίζονται από τις ακόλουθες εκφράσεις, συναρτήσει της περιόδου.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.4)$$

Το παραπάνω φάσμα του Ευρωκώδικα 8 προσαρμόζεται στις παραμέτρους που επιβάλλονται από τη μελέτη του κτηρίου κι έχουν ως εξής:

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: II, με $a_g = 0,24g$

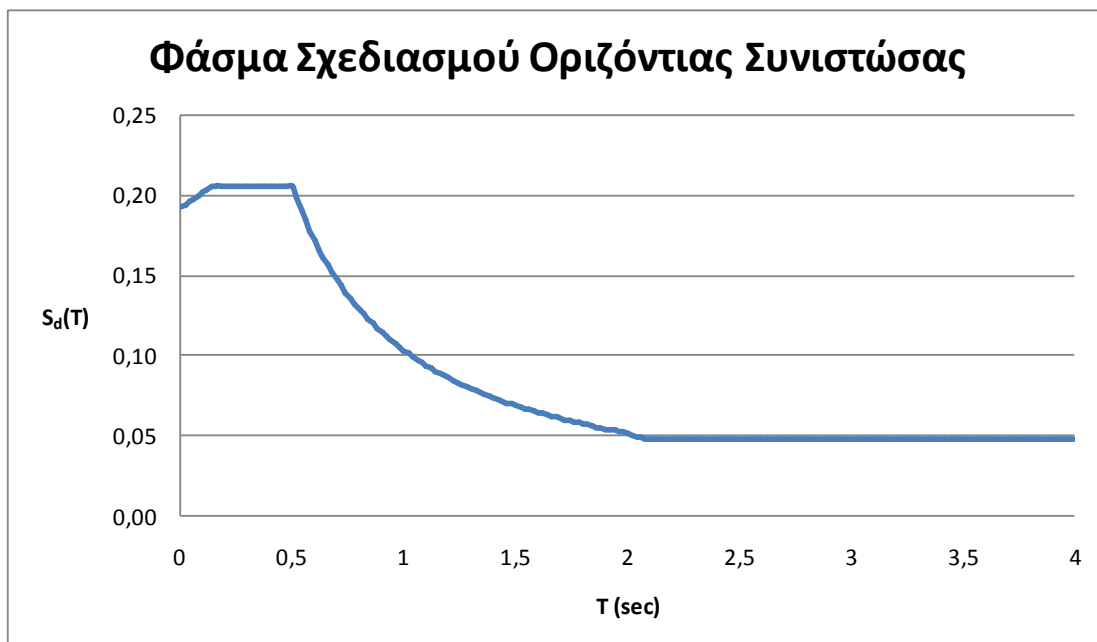
Κατηγορία Εδάφους: B με $T_B = 0,15 \text{ sec}$, $T_C = 0,5 \text{ sec}$, $T_D = 2 \text{ sec}$, $S = 1,2$ ο συντελεστής εδάφους

Συντελεστής Συμπεριφοράς: $q = 3,5$

Συντελεστής Σπουδαιότητας: $\gamma_1 = 1,0$

Συντελεστής κατώτατου ορίου: $\beta = 0,2$

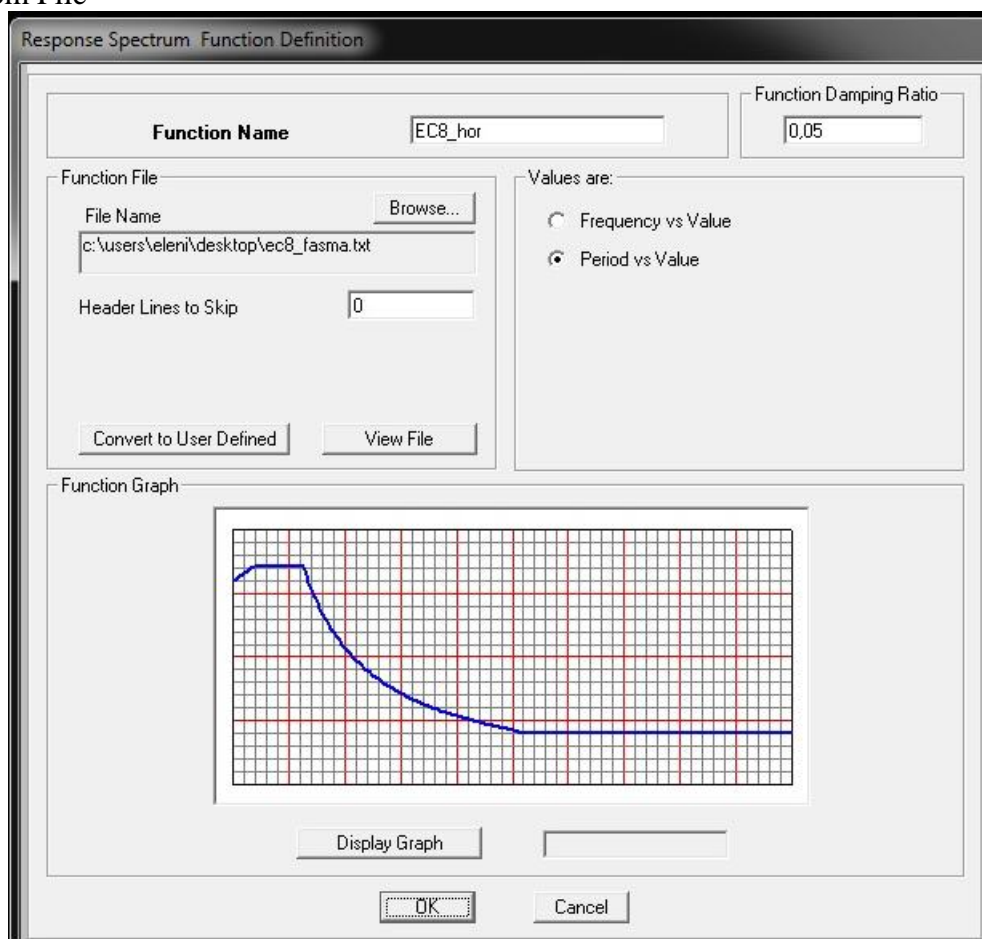
Το φάσμα σχεδιασμού της οριζόντιας συνιστώσας φαίνεται στη συνέχεια.



Σχήμα 3.6: Φάσμα Σχεδιασμού Οριζόντιας Συνιστώσας (EC8)

Η εισαγωγή του φάσματος σχεδιασμού στο λογισμικό μπορεί να γίνει είτε επιλέγοντας ως φάσμα σχεδιασμού εκείνο του EC8, είτε εισάγοντας αρχείο με δεδομένα σε μορφή κατάληξης *.txt. Στην παρούσα εργασία, επιλέγεται ο δεύτερος τρόπος, σύμφωνα με την παρακάτω διαδικασία.

Define → Functions → Response Spectrum → (Choose Function Type to Add) → From File



Σχήμα 3.7: Εισαγωγή φάσματος EC8 στο SAP2000

3.2.3 Συνδυασμοί Δράσεων

Για τη δυναμική ανάλυση, θα πρέπει να οριστούν συνδυασμοί δράσεων που λαμβάνουν υπόψη την ταυτόχρονη δράση του σεισμού και τα κατά τις δύο διευθύνσεις x και y. Η κατακόρυφη συνιστώσα μπορεί να αγνοηθεί. Για τον υπολογισμό των μέγιστων εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών της απόκρισης, ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία.

- Για κάθε διεύθυνση (x και y), υπολογίζονται μεμονωμένα οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές απόκρισης.
- Γίνεται επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών με τον κανόνα CQC (Κανόνας Πλήρους Τετραγωνικής Επαλληλίας), 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, ακολουθεί επαλληλία των παραπάνω τιμών με το στατικό συνδυασμό δράσεων D+0,3L.

Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού, E_x και E_y , ορίζονται στο λογισμικό με την παρακάτω διαδικασία. Ενδεικτικά, παρουσιάζεται η εισαγωγή της σεισμικής δράσης E_x .

Define → Load Cases → Add New Load Case

Load Case Data - Response Spectrum

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

Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Design...

Modal Combination:

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

 GMC f1:
 GMC f2:
 Periodic + Rigid Type:

Directional Combination:

- SRSS
- Absolute

 Scale Factor:

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	EC8_hor	9.81
Accel	U1	EC8_hor	9.81

Add Modify Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

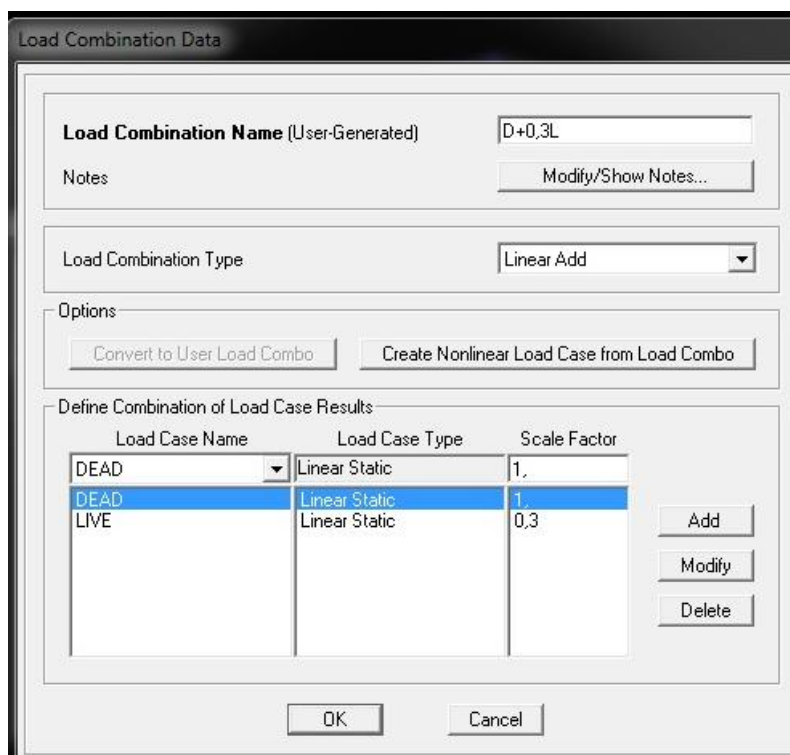
Modal Damping: Modify/Show...

OK Cancel

Σχήμα 3.8: Ορισμός σεισμικής φόρτισης κατά τη x διεύθυνση

Ο στατικός συνδυασμός δράσης των κατακόρυφων φορτίων ορίζεται στο λογισμικό ως εξής:

Define → Load Combinations → Add New Combo



Σχήμα 3.9: Ορισμός στατικού συνδυασμού φόρτισης $D+0,3L$

Στη συνέχεια, δημιουργείται ο γραμμικός συνδυασμός των σεισμικών και στατικών φορτίων. Οι συνδυασμοί που εφαρμόζονται στην παρούσα εργασία είναι οι εξής:

- $D + 0,3L + E_x + 0,3E_y$
- $D + 0,3L + E_x - 0,3E_y$
- Στη διεύθυνση X:
 - $D + 0,3L - E_x + 0,3E_y$
 - $D + 0,3L - E_x - 0,3E_y$
- $D + 0,3L + 0,3E_x + E_y$
- $D + 0,3L - 0,3E_x + E_y$
- Στη διεύθυνση Y:
 - $D + 0,3L + 0,3E_x - E_y$
 - $D + 0,3L - 0,3E_x - E_y$

Ενδεικτικά, παρουσιάζεται η εισαγωγή του πρώτου από τους παραπάνω συνδυασμούς στο λογισμικό.

Define → Load Combinations → Add New Combo

Σχήμα 3.10: Ορισμός συνδυασμού σεισμικής φόρτισης στη διεύθυνση x

3.2.4 Αποτελέσματα Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου

Τα μέγιστα παραμορφωσιακά κι εντατικά μεγέθη που παρουσιάστηκαν σε κάθε όροφο ανά διεύθυνση παρατίθενται στους επόμενους πίνακες.

Δ.Φ.Μ. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ			
ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ			
ΣΤΑΘΜΗ	U ₁ (m)	U ₂ (m)	U ₃ (m)
ΟΡΟΦΗ Ε' ΟΡΟΦΟΥ	0,0371	0,0313	-0,0129
ΟΡΟΦΗ Δ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0319	0,0263	-0,0129
ΟΡΟΦΗ Γ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0259	0,0208	-0,0130
ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ	0,0188	0,0147	-0,0127
ΟΡΟΦΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ	0,0114	0,0085	-0,0120
ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	0,0045	0,0031	-0,0107
ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ	0,00	0,00	-0,0030

Πίνακας 3.2: Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη Δ.Φ.Μ στη διεύθυνση x

Δ.Φ.Μ. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ			
ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ			
ΣΤΑΘΜΗ	U ₁ (m)	U ₂ (m)	U ₃ (m)
ΟΡΟΦΗ Ε' ΟΡΟΦΟΥ	-0,0278	0,0398	-0,0132
ΟΡΟΦΗ Δ' ΟΡΟΦΟΥ	-0,0234	0,0333	-0,0131
ΟΡΟΦΗ Γ' ΟΡΟΦΟΥ	-0,0186	0,0262	-0,0132
ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ	-0,0133	0,0184	-0,0129
ΟΡΟΦΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ	-0,0080	0,0106	-0,0121
ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	-0,0031	-0,0042	-0,0108
ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ	0,00	0,00	-0,0033

Πίνακας 3.3: Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη Δ.Φ.Μ. στη διεύθυνση γ

Δ.Φ.Μ. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ					
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ					
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)	V ₂ (kN)	V ₃ (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)
ΙΣΟΓΕΙΟ	-2270,953	-298,536	-207,928	790,185	-2179,580
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-1743,075	-487,664	249,164	513,553	-1665,370
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-1387,596	284,730	187,624	296,196	541,703
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-1032,173	235,131	177,924	278,939	-731,220
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-656,513	178,093	131,392	252,977	-726,458
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-292,878	108,968	145,832	-287,857	423,808
ΔΩΜΑ	-61,166	-35,585	33,393	-64,404	44,755

Πίνακας 3.4: Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων Δ.Φ.Μ. στη διεύθυνση χ

Δ.Φ.Μ. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ					
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ					
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)	V ₂ (kN)	V ₃ (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)
ΙΣΟΓΕΙΟ	-3293,817	-279,329	261,702	1040,907	1175,047
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-2528,522	-419,962	348,553	681,466	-1456,051
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-1906,781	265,722	271,083	431,141	-630,013
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-1320,545	213,965	257,503	400,847	-649,634
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-764,537	166,771	192,386	-313,350	-640,447
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-327,594	94,258	196,925	244,807	352,298
ΔΩΜΑ	-63,560	-27,103	31,362	-58,623	-41,945

Πίνακας 3.5: Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων Δ.Φ.Μ. στη διεύθυνση γ

Το υποστύλωμα που εμφανίζει τη μεγαλύτερη αξονική ένταση και στις δύο διευθύνσεις είναι το υποστύλωμα K15 του ισογείου. Επίσης, το υποστύλωμα με τη μεγαλύτερη καμπτική καταπόνηση είναι το υποστύλωμα K29 του ισογείου. Από τα

υποστυλώματα του δώματος, εκείνο που εμφανίζει τη μεγαλύτερη ένταση είναι το K14 κατά τη διεύθυνση x και το K22 κατά τη διεύθυνση y.

Δ.Φ.Μ. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X					
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ					
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)	V ₂ (kN)	V ₃ (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)
ΙΣΟΓΕΙΟ	-3745,548	601,017	726,935	3644,003	2101,146
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-3172,997	-651,132	855,438	2926,795	-1492,206
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-2438,547	531,742	573,808	1353,92	887,8727
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-1740,422	422,814	460,749	1018,976	-815,476
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-1075,367	-304,038	357,182	-946,037	-659,968
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-521,457	-258,367	-224,468	577,949	-554,540
ΔΩΜΑ	-88,299	47,269	21,701	-70,440	116,572

Πίνακας 3.6: Μέγιστα εντατικά μεγέθη τοιχωμάτων Δ.Φ.Μ. στη διεύθυνση x

Δ.Φ.Μ. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y					
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ					
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)	V ₂ (kN)	V ₃ (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)
ΙΣΟΓΕΙΟ	-2392,277	392,510	1147,616	5519,305	1299,080
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-2844,413	-532,125	1314,606	4373,666	-1003,734
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-2155,815	-471,335	938,968	2138,689	-780,4306
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-1515,400	384,754	753,726	1567,692	634,740
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-933,296	269,817	558,812	-1520,143	482,255
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-438,969	-448,742	-224,891	812,602	415,072
ΔΩΜΑ	-80,945	35,628	31,550	-85,843	84,037

Πίνακας 3.7: Μέγιστα εντατικά μεγέθη τοιχωμάτων Δ.Φ.Μ. στη διεύθυνση y

Τα τοιχώματα που παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες εντάσεις και στις δύο διευθύνσεις είναι τα τοιχώματα του ανελευστήρα K21, καθώς και το τοίχωμα K23 πλησίον αυτού. Έτσι, παρατηρείται ότι μεγάλο ποσοστό της έντασης συγκεντρώνεται γύρω από τον πυρήνα της κατασκευής.

3.3 Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

3.3.1 Γενικά

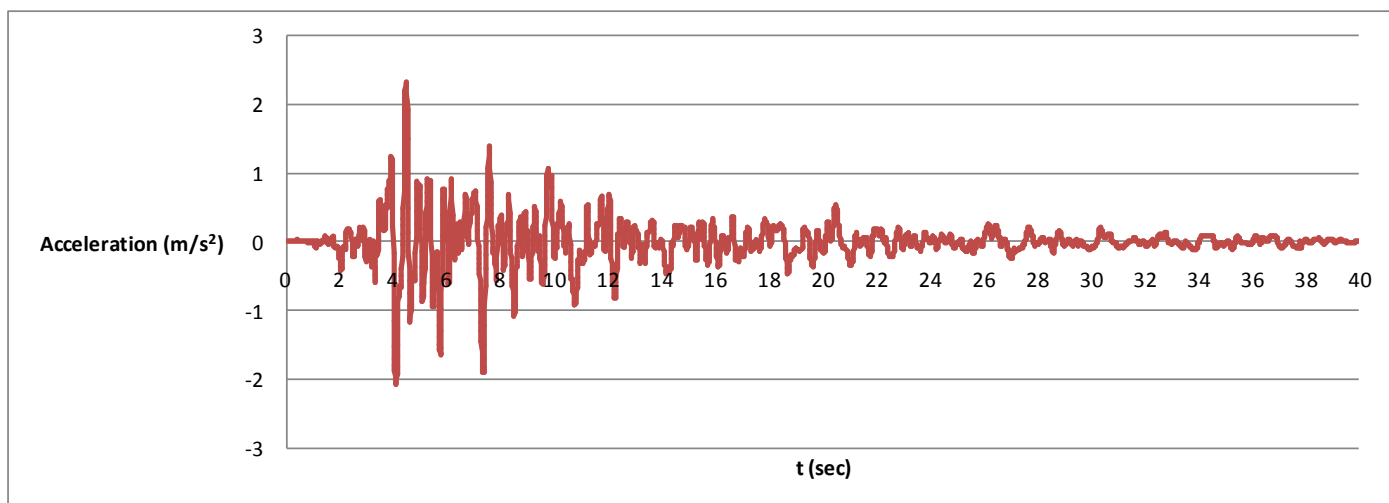
Στη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας για ελαστική ανάλυση της κατασκευής εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση, η οποία εκφράζεται από επιταχυνσιογράφημα εδαφικών δονήσεων και πραγματοποιείται επίλυση του δυναμικού προβλήματος με

τον υπολογισμό της απόκρισης της κατασκευής κάθε χρονική στιγμή. Για να είναι συγκρίσιμα τα αποτελέσματα της μεθόδου με την προηγούμενη μέθοδο ανάλυσης – Δυναμική Φασματική Μέθοδος – χρησιμοποιούνται κατάλληλοι συντελεστές κλίμακας.

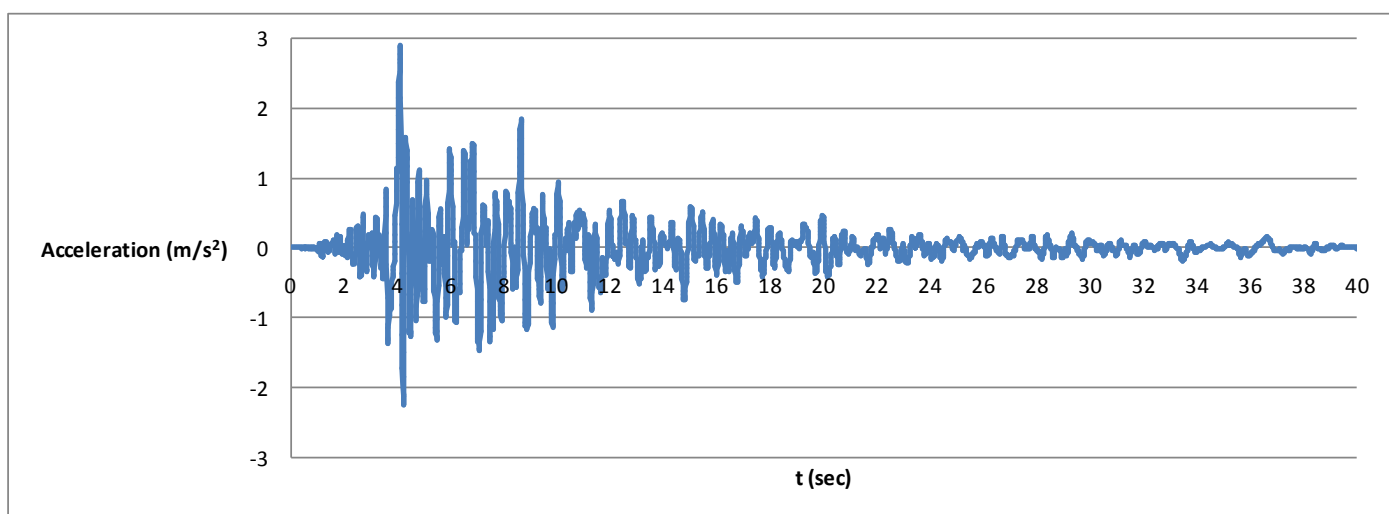
3.3.2 Σεισμικές Καταγραφές

Για την εφαρμογή της μεθόδου επιλέγονται τα επιταχυνσιογραφήματα της σεισμικής καταγραφής του σεισμού της Κορίνθου (1981). Τα δεδομένα των επιταχυνσιογραφημάτων προέρχονται από τη βάση δεδομένων του « Pacific Earthquake Engineering Research Center » (PEER Strong Motion Database). Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα επιταχυνσιογραφήματα της σεισμικής καταγραφής κατά τις διευθύνσεις x και y.

- Κόρινθος, Ελλάδα (1981)



Σχήμα 3.11: Επιταχυνσιογράφημα Κορίνθου, κάθετα στο ρήγμα (Fault Normal)



Σχήμα 3.12: Επιταχυνσιογράφημα Κορίνθου, παράλληλα στο ρήγμα (Fault Parallel)

Προκειμένου να πραγματοποιηθεί μια ρεαλιστική σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας με εκείνα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης, θα πρέπει τα παραπάνω επιταχυνσιογραφήματα να προσαρμοστούν κατάλληλα στο φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8, έτσι ώστε τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη από την ανάλυση της χρονοϊστορίας να μην ξεπερνάνε τα αντίστοιχα της φασματικής ανάλυσης μέσα σε κάποιο αντιπροσωπευτικό χρονικό διάστημα. Οι κανονισμοί συγκεκριμένα επιζητούν να συμπίπτουν όσο είναι δυνατόν τα μέγιστα επιταχύνσεων του φάσματος σχεδιασμού με τα μέγιστα του επιταχυνσιογραφήματος στο διάστημα τιμών χρόνου $(0.5T_{\theta\epsilon\mu}, 1.5T_{\theta\epsilon\mu})$, όπου ως $T_{\theta\epsilon\mu}$ ορίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου. Για τις ανάγκες της παρούσας εργασίας, χρησιμοποιείται η αναβαθμισμένη βάση δεδομένων του PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), η οποία δίνει τη δυνατότητα προσαρμογής των επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων στο φάσμα σχεδιασμού, το οποίο φορτώνεται στη βάση από το χρήστη.

3.3.3 Οδηγός Χρήσης Βάσης Δεδομένων PEER

Το PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) είναι ένα ερευνητικό κέντρο σεισμικής μηχανικής το οποίο εδρεύει στο πανεπιστήμιο του Μπέρκλεϋ στην Καλιφόρνια, και διαθέτει μια πλούσια βάση δεδομένων σεισμικών καταγραφών ανά την υφήλιο. Διατίθενται δεδομένα επιταχυνσιογραφημάτων για ένα μεγάλο αριθμό σεισμών, τα οποία προέρχονται από έναν ποικίλο αριθμό σταθμών καταγραφής (NGA Stations), καθώς και περαιτέρω γεωτεχνικά και σεισμολογικά δεδομένα (ένταση, απόσταση από επίκεντρο, τύπος ρήγματος, ταχύτητα σεισμικών κυμάτων στο έδαφος V_{s30} κ.τ.λ.). Η βάση δεδομένων ανανεώνεται συνεχώς και τα εργαλεία επεξεργασίας των σεισμικών δεδομένων εξελίσσονται συνέχεια, και στην παρούσα εργασία θα μελετηθεί η αναβάθμιση της υπάρχουσας μηχανής αναζήτησης δεδομένων επιταχυνσιογραφημάτων (Unscaled Records), και του εργαλείου επεξεργασίας (κλιμάκωση) των σεισμικών δεδομένων (Scaled Records).

Μια περιγραφή της μεθόδου που ακολουθείται για την κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού στη βάση δεδομένων του PEER παρουσιάζεται στη συνέχεια μέσω εικόνων που λαμβάνονται από τη βάση.

Αρχικά, επιλέγεται ως μοντέλο φάσματος εκείνο που ο χρήστης επιθυμεί να φορτώσει στη βάση (User Defined Spectrum), στην παρούσα περίπτωση το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 σε αρχείο μορφής *.csv (comma separated values).

Target Spectrum

Select Spectrum Model

Select models to generate target spectrum

User Defined Spectrum

[Show/Hide GMPE Notation](#)
[Show/Hide GMPE Regions](#)
[Show/Hide GMPE Figures](#)

User-Defined Spectrum

As shown in the sample file, start spectra data at row 4 of input file. Spectra data consists of rows of T,pSa comma-separated values.

Filename: EC8_fasma.csv#x#8efb0c396c [Upload File](#)

[Download Example file\(.csv\)](#)

Submit

Σχήμα 3.13: Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού στη βάση δεδομένων PEER

Edit Spectra

Select Spectrum Model

Select models to generate target spectrum

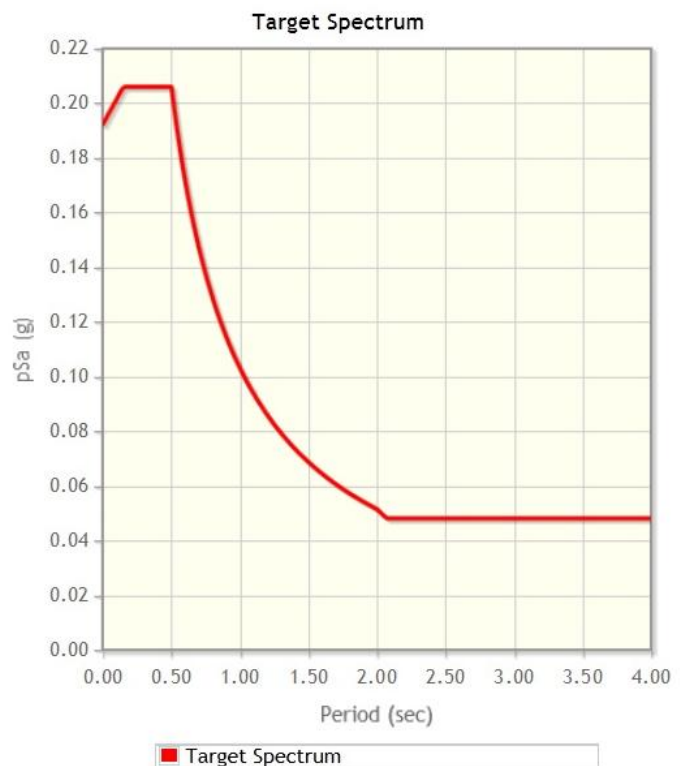
User Defined Spectrum

User-Defined Spectrum

As shown in the sample file, start spectra data at row 4 of input file. Spectra data consists of rows of T,pSa comma-separated values.

Filename: EC8_fasma.csv#x#8efb0c396c [Upload File](#)

[Download Example file\(.csv\)](#)



Σχήμα 3.14: Φάσμα σχεδιασμού στη βάση δεδομένων PEER

Στη συνέχεια, γίνεται η επιλογή των σεισμικών καταγραφών που θα προσαρμοστούν στο παρόν φάσμα σχεδιασμού. Κριτήριο επιλογής αποτελεί η ονομασία της εκάστοτε σεισμικής καταγραφής, η ένταση των σεισμών και το εύρος ιδιοπεριόδων στο οποίο ζητείται να συμπίπτουν τα μέγιστα των επιταχύνσεων του φάσματος σχεδιασμού με εκείνα των επιταχυνσιογραφημάτων, δηλαδή το διάστημα $(0.5T_{\theta\epsilon\mu}, 1.5T_{\theta\epsilon\mu})$. Η βάση παρέχει τη δυνατότητα εύρεσης του συντελεστή κλιμάκωσης (scale factor) για καθεμία από τις καταγραφές.

Search

These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated.

Record Characteristics:

RSN(s) : *RSN1,..RSNn*

Event Name : ?

Station Name : ?

Fault Type :

Magnitude : *min,max*

R_JB(km) : *min,max*

R_rup(km) : *min,max*

Vs30(m/s) : *min,max*

D5-95(sec) : *min,max*

Pulse :

Additional Characteristics:

Max No. Records : (*<=100*)

Initial ScaleFactor : *min,max*

Suite

Spectral Ordinate :

Damping Ratio :

Suite Average :

Scaling

Scaling Method :

MSE = Computed Weighted Mean Squared Error of record, and suite average, wrt target spectrum.

Weight Function

Used in both search and scaling when computing MSE. Values can be updated for rescaling. Intermediate points are interpolated with $W = f_{xn}(\log(T))$

Period Points : (*T1,T2, ... Tn*)

Weights : (*W1,W2, ... Wn*)

W

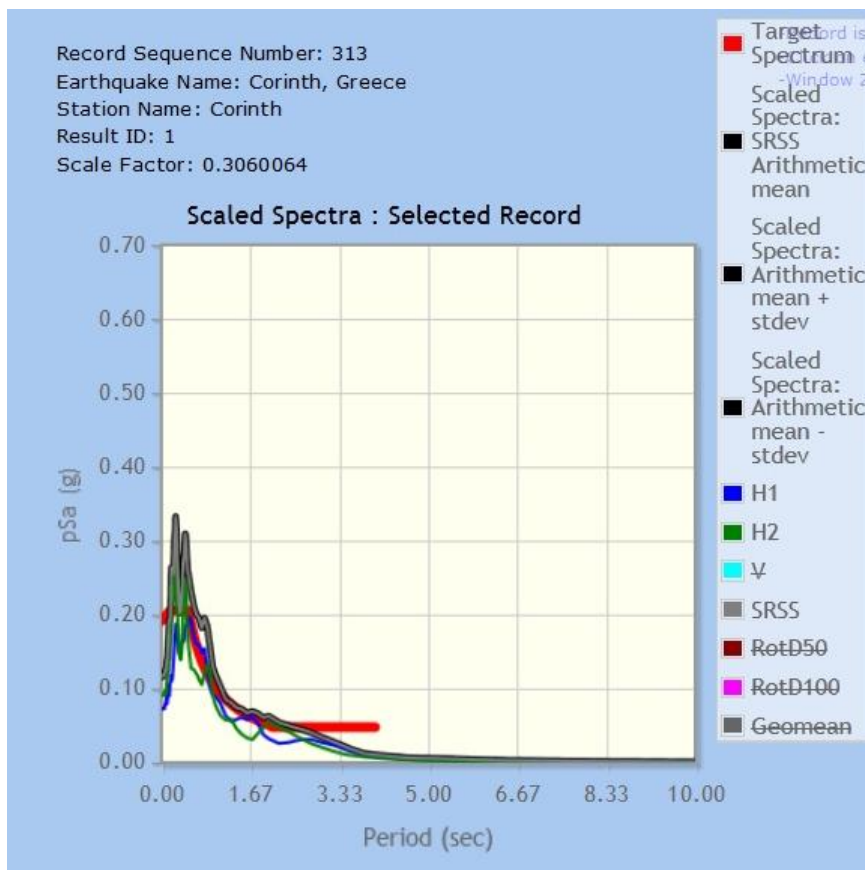
0.00 1.00

0.00 2.50 5.00 7.50 10.00

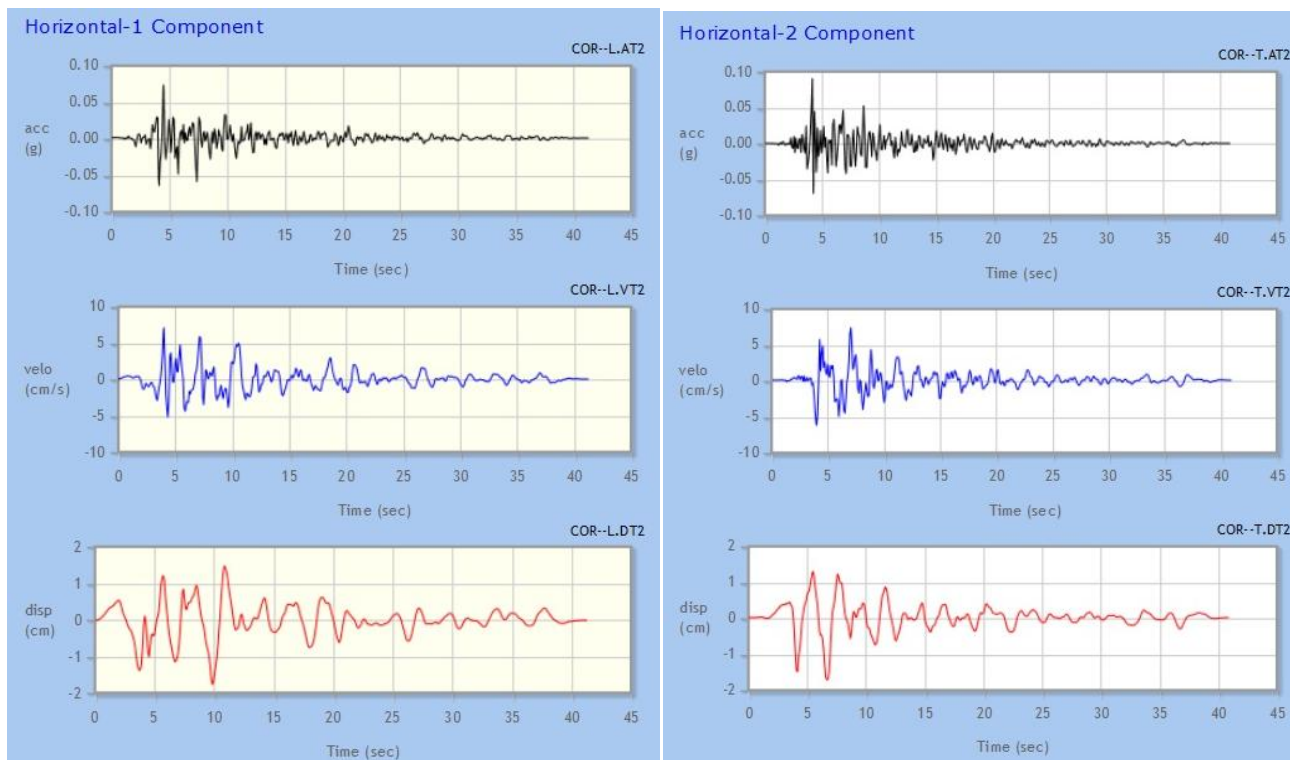
Period (sec)

Σχήμα 3.15: Αναζήτηση σεισμικών καταγραφών στη βάση δεδομένων PEER

Τα προσαρμοσμένα φάσματα καθώς και οι χρονοϊστορίες της κάθε καταγραφής, η κάθετη, η παράλληλη στο ρήγμα και η κατακόρυφη συνιστώσα, παρουσιάζονται στο PEER γραφικά, αλλά και με τη μορφή αρχείων κειμένου *.txt τα οποία είναι επεξεργάσιμα.



Σχήμα 3.16: Προσαρμοσμένα φάσματα απόκρισης επιλεγμένου σταθμού καταγραφής στο φάσμα σχεδιασμού



Σχήμα 3.17: Προσαρμοσμένες καταγραφές χρονοϊστορίας των μεγεθών επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης στις δύο οριζόντιες συνιστώσες στο φάσμα σχεδιασμού

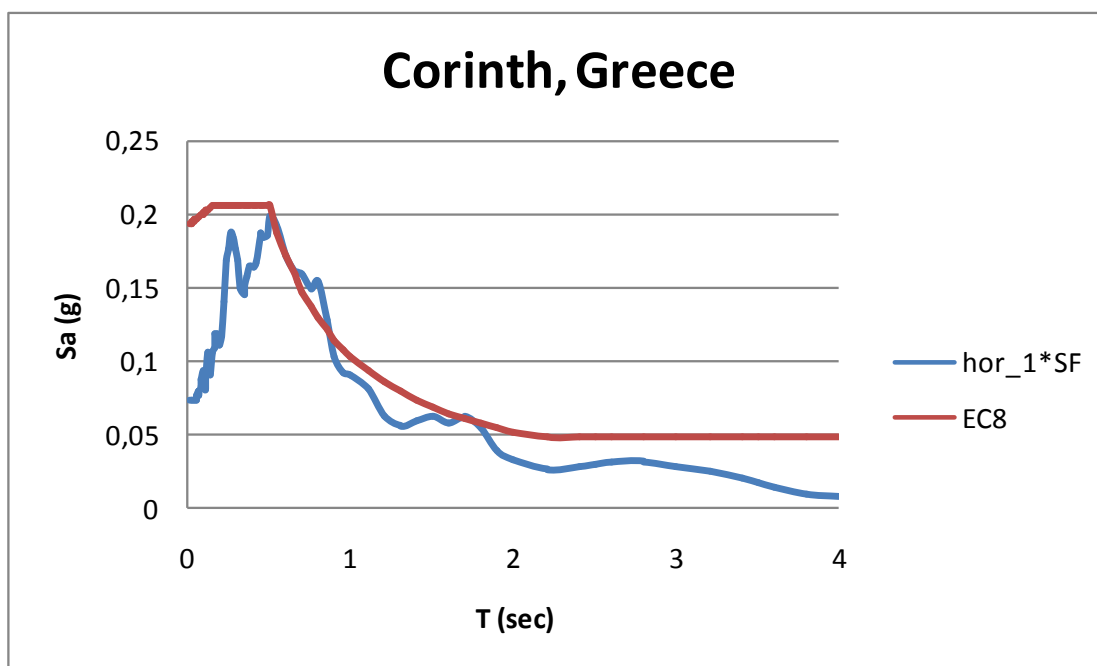
Result ID	Spectral Ordinate	Record Seq. #	MSE	Scale Factor	Tp(s)	D5-75(s)	D5-95(s)	Arias Intensity (m/s)	Event	Year	Station	Mag
1	SRSS	313	0.1871	0.306	-	5.4	15.4	0.9	Corinth, Greece	1981	Corinth	6.6

Σχήμα 3.18: Συντελεστής κλιμάκωσης (scale factor) για το σεισμό της Κορίνθου στο φάσμα σχεδιασμού

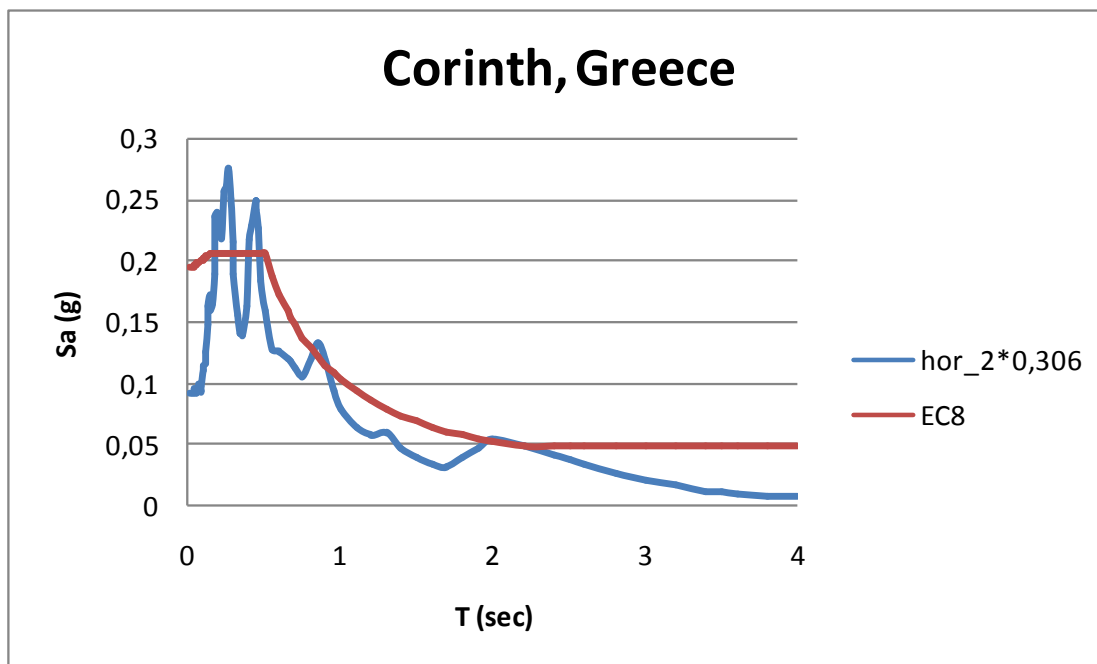
3.3.4 Επεξεργασία Επιταχυνσιογραφημάτων

Εφόσον γίνει η κλιμάκωση και της σεισμικής καταγραφής στο φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8, τα προσαρμοσμένα φάσματα, τόσο της κάθετης στο ρήγμα συνιστώσας όσο και της παράλληλης, παρουσιάζονται στη συνέχεια.

- Κόρινθος, Ελλάδα (1981)



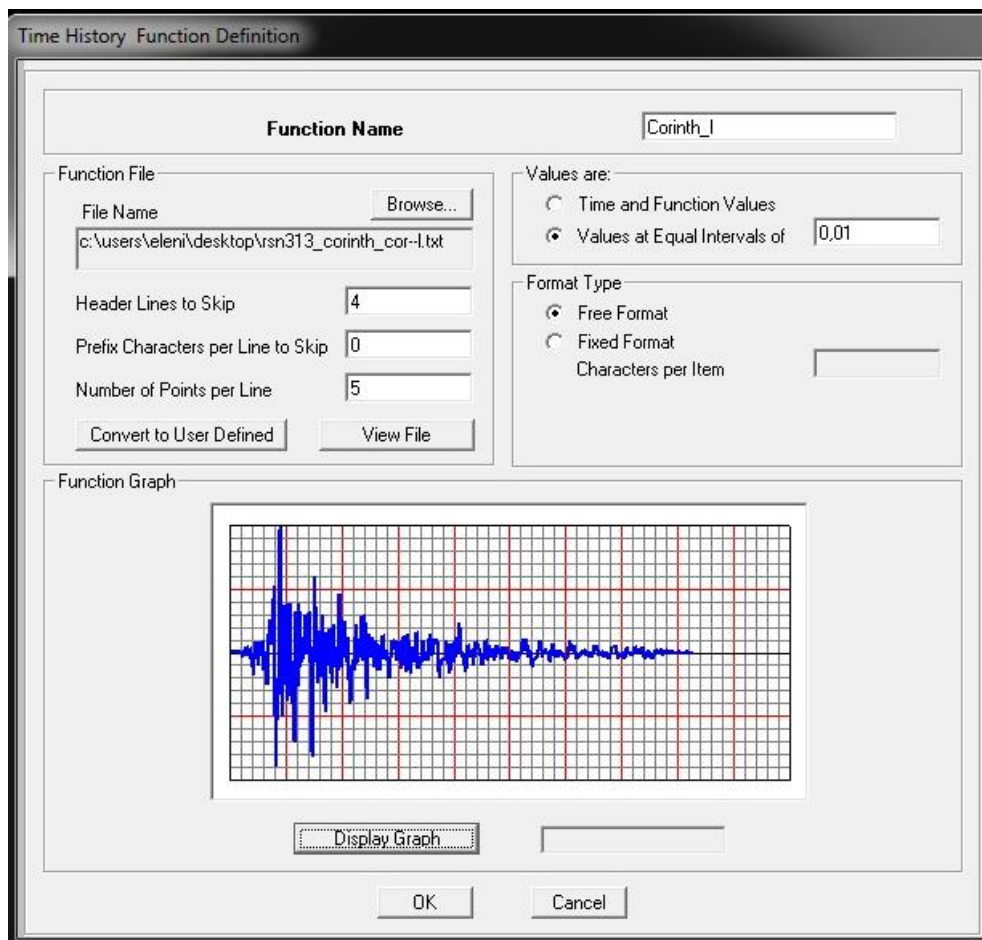
Σχήμα 3.19: Προσαρμοσμένο φάσμα απόκρισης της καταγραφής της Κορίνθου κάθετα στο ρήγμα (Fault Normal) στο φάσμα σχεδιασμού



Σχήμα 3.20: Προσαρμοσμένο φάσμα απόκρισης της καταγραφής της Κορίνθου παράλληλα στο ρήγμα (Fault Parallel) στο φάσμα σχεδιασμού

Η εισαγωγή των επιταχυνσιογραφημάτων στο λογισμικό SAP2000 γίνεται ακολουθώντας την παρακάτω διαδικασία.

Define → Functions → Time History → (Choose Function Type to Add)
→ From File



Σχήμα 3.21: Εισαγωγή επιταχυνσιογραφήματος στο SAP2000

Η εισαγωγή των διάφορων περιπτώσεων φόρτισης, σε κάθε διεύθυνση, που αφορούν στα φορτία λόγω σεισμικής διέγερσης γίνεται ακολουθώντας την παρακάτω διαδικασία. Ενδεικτικά παρουσιάζεται η δημιουργία της σεισμικής φόρτισης στην κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα του σεισμού της Κορίνθου, καθορίζοντας το συνολικό αριθμό των χρονικών βημάτων που επιθυμούμε να χρησιμοποιήσουμε από το συγκεκριμένο αρχείο και το μέγεθος του χρονικού βήματος. Ιδιαίτερη έμφαση θα πρέπει να δοθεί στο συντελεστή προσαρμογής. Ο συντελεστής κλιμάκωσης που έχει οριστεί αυτόματα από τη βάση δεδομένων PEER, θα πρέπει επιπλέον να πολλαπλασιαστεί με $9,81 \text{ m/s}^2$, καθώς το αρχείο *.txt που φορτώνεται στο λογισμικό έχει μονάδες επιτάχυνσης σε g.

Define → Load Cases → Add New Load Case

Load Case Data - Linear Modal History

Load Case Name: Corinth_I Set Def Name Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Time History Design...

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Modal History

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

Modal Load Case: Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Corinth_I	3,002
Accel	U1	Corinth_I	3,002

Buttons: Add, Modify, Delete

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:

- Number of Output Time Steps: 1000
- Output Time Step Size: 0,01

Other Parameters:

- Modal Damping: Constant at 0,05 Modify/Show...

Buttons: OK, Cancel

Σχήμα 3.22: Ορισμός σεισμικής φόρτισης κατά τη διεύθυνση x

3.3.5 Συνδυασμός Δράσεων

Ο γραμμικός συνδυασμός των στατικών φορτίων και των σεισμικών δράσεων που προκύπτουν από τις σεισμικές καταγραφές, δημιουργεί τους παρακάτω συνδυασμούς φορτίσεων. Στη συνέχεια παρατίθενται οι συνδυασμοί δράσεων της καταγραφής της Κορίνθου με επαλληλία του στατικού συνδυασμού D+0,3L.

- $D + 0,3L + Cor_i + 0,3Cor_i$
- $D + 0,3L + Cor_i - 0,3Cor_i$
- Στη διεύθυνση X:
 - $D + 0,3L - Cor_i + 0,3Cor_i$
 - $D + 0,3L - Cor_i - 0,3Cor_i$

- $D + 0,3L + 0,3Cor_l + Cor_t$
- Στη διεύθυνση Y:
 - $D + 0,3L - 0,3Cor_l + Cor_t$
 - $D + 0,3L + 0,3Cor_l - Cor_t$
 - $D + 0,3L - 0,3Cor_l - Cor_t$

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η εισαγωγή στο λογισμικό του πρώτου από τους παραπάνω συνδυασμούς φόρτισης.

Define → Load Combinations → Add New Combo

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
D+0,3L	Combination	1.
D+0,3L	Combination	1.
Corinth_l	Linear Modal History	1.
Corinth_t	Linear Modal History	0,3

Σχήμα 3.23: Ορισμός χωρικής επαλληλίας σεισμικών φορτίσεων κατά τις δύο διευθύνσεις

3.3.6 Αποτελέσματα Γραμμικής Ανάλυσης Χρονοϊστορίας

Τα μέγιστα παραμορφωσιακά κι εντατικά μεγέθη που παρουσιάστηκαν σε κάθε όροφο ανά διεύθυνση παρουσιάζονται αναλυτικά στους επόμενους πίνακες.

ΚΟΡΙΝΘΟΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ			
ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ			
ΣΤΑΘΜΗ	U ₁ (m)	U ₂ (m)	U ₃ (m)
ΟΡΟΦΗ Ε' ΟΡΟΦΟΥ	-0,0337	0,0290	-0,0136
ΟΡΟΦΗ Δ' ΟΡΟΦΟΥ	-0,0282	0,0241	-0,0136
ΟΡΟΦΗ Γ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0228	0,0187	-0,0138
ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ	0,0171	-0,0129	-0,0134
ΟΡΟΦΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ	0,0106	-0,0079	-0,0125
ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	0,0043	-0,0032	-0,0110
ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ	0,00	0,00	-0,0031

Πίνακας 3.8: Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη χρονοϊστορίας Κορίνθου κατά τη διεύθυνση x

ΚΟΡΙΝΘΟΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ			
ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ			
ΣΤΑΘΜΗ	U ₁ (m)	U ₂ (m)	U ₃ (m)
ΟΡΟΦΗ Ε' ΟΡΟΦΟΥ	-0,0225	0,0365	-0,0127
ΟΡΟΦΗ Δ' ΟΡΟΦΟΥ	-0,0189	0,0302	-0,0125
ΟΡΟΦΗ Γ' ΟΡΟΦΟΥ	-0,0149	0,0233	-0,0126
ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ	-0,0106	0,0160	-0,0122
ΟΡΟΦΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ	-0,0063	0,0090	-0,0113
ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	-0,0024	-0,0034	-0,0099
ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ	0,00	0,00	-0,0033

Πίνακας 3.9: Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη χρονοϊστορίας Κορίνθου κατά τη διεύθυνση y

ΚΟΡΙΝΘΟΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ					
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ					
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)	V ₂ (kN)	V ₃ (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)
ΙΣΟΓΕΙΟ	-2292,916	-297,066	-184,307	701,024	-2267,086
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-1807,989	-512,540	220,200	451,040	-1792,848
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-1390,284	306,220	176,045	282,082	-843,282
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-1006,766	276,815	172,511	272,553	-763,484
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-643,167	223,366	128,770	-205,707	-785,538
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-296,577	106,552	145,866	-288,638	446,759
ΔΩΜΑ	-68,623	-33,306	23,723	-44,396	-48,209

Πίνακας 3.10: Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων χρονοϊστορίας Κορίνθου κατά τη διεύθυνση x

ΚΟΡΙΝΘΟΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y					
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ					
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)	V ₂ (kN)	V ₃ (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)
ΙΣΟΓΕΙΟ	-3192,397	-254,818	-273,060	847,229	-1545,079
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-2502,675	-334,154	307,630	609,998	-1203,905
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-1907,092	205,988	252,808	410,788	-581,159
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-1333,835	173,134	250,017	393,788	-506,538
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-789,988	164,347	191,958	-308,731	-510,543
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-340,553	90,781	203,802	-400,048	273,047
ΔΩΜΑ	-67,868	-25,390	28,308	-50,880	-39,329

Πίνακας 3.11: Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων χρονοϊστορίας Κορίνθου κατά τη διεύθυνση y

Το υποστύλωμα που εμφανίζει τη μεγαλύτερη αξονική ένταση και στις δύο διευθύνσεις είναι το υποστύλωμα K15 του ισογείου, παρομοίως με τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής μεθόδου. Επίσης, το υποστύλωμα με τη μεγαλύτερη καμπτική καταπόνηση είναι το υποστύλωμα K29 του ισογείου. Από τα υποστυλώματα του δώματος, εκείνο που εμφανίζει τη μεγαλύτερη ένταση είναι το K15 κατά τη διεύθυνση x και τη διεύθυνση y.

ΚΟΡΙΝΘΟΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X					
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ					
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)	V ₂ (kN)	V ₃ (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)
ΙΣΟΓΕΙΟ	-3736,724	629,411	664,980	3231,370	2198,918
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-3009,628	-662,253	778,014	2689,379	-1483,181
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-2409,53	509,893	564,26	1321,616	884,5966
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-1791,291	437,982	477,416	926,141	-813,127
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-1142,053	357,400	358,538	-929,856	-704,598
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-544,240	-301,819	-226,027	572,003	575,956
ΔΩΜΑ	-87,335	47,603	23,877	-64,919	117,478

Πίνακας 3.12: Μέγιστα εντατικά μεγέθη τοιχωμάτων χρονοϊστορίας Κορίνθου κατά τη διεύθυνση x

ΚΟΡΙΝΘΟΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y					
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ					
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)	V ₂ (kN)	V ₃ (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)
ΙΣΟΓΕΙΟ	-2276,715	336,085	1031,539	4843,812	1183,374
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-2839,372	-497,351	1141,199	4020,157	-948,188
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-2244,108	-449,03	858,127	2108,042	-748,4743
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-1632,816	-398,609	741,842	1361,683	643,910
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-1018,411	-398,609	580,054	-1445,588	522,716
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-467,786	-398,609	-221,137	806,617	-398,858
ΔΩΜΑ	-78,395	33,861	33,739	-84,055	82,260

Πίνακας 3.13: Μέγιστα εντατικά μεγέθη τοιχωμάτων χρονοϊστορίας Κορίνθου κατά τη διεύθυνση y

Το τοίχωμα που εμφανίζει τη μεγαλύτερη αξονική ένταση κατά τη διεύθυνση x είναι το οριζόντιο τοίχωμα του ανελκυστήρα, K21 και κατά τη διεύθυνση y, το τοίχωμα K23. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των υποστλωμάτων και των τοιχωμάτων για τις προαναφερθείσες μεθόδους ανάλυσης.

ΣΥΓΚΡΙΣΗ Δ.Φ.Μ. - Γ.Α.Χ. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X						
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ						
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)		V ₂ (kN)		M ₃ (kN)	
	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.
ΙΣΟΓΕΙΟ	-2270,953	-2292,916	-298,536	-297,066	-2179,580	-2267,086
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-1743,075	-1807,989	-487,664	-512,540	-1665,370	-1792,848
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-1387,596	-1390,284	284,730	306,220	541,703	-843,282
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-1032,173	-1006,766	235,131	276,815	-731,220	-763,484
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-656,513	-643,167	178,093	223,366	-726,458	-785,538
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-292,878	-296,577	108,968	106,552	423,808	446,759
ΔΩΜΑ	-61,166	-68,623	-35,585	-33,306	44,755	-48,209

Πίνακας 3.14: Σύγκριση μέγιστων εντατικών μεγεθών υποστλωμάτων Δ.Φ.Μ. και Γ.Α.Χ. στη διεύθυνση x

ΣΥΓΚΡΙΣΗ Δ.Φ.Μ. - Γ.Α.Χ. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ						
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ						
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)		V ₃ (kN)		M ₂ (kN)	
	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.
ΙΣΟΓΕΙΟ	-3293,817	-3192,397	261,702	-273,060	1040,907	847,229
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-2528,522	-2502,675	348,553	307,630	681,466	609,998
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-1906,781	-1907,092	271,083	252,808	431,141	410,788
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-1320,545	-1333,835	257,503	250,017	400,847	393,788
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-764,537	-789,988	192,386	191,958	-313,350	-308,731
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-327,594	-340,553	196,925	203,802	244,807	-400,048
ΔΩΜΑ	-63,560	-67,868	31,362	28,308	-58,623	-50,880

Πίνακας 3.15: Σύγκριση μέγιστων εντατικών μεγεθών υποστυλωμάτων Δ.Φ.Μ. και Γ.Α.Χ. στη διεύθυνση y

ΣΥΓΚΡΙΣΗ Δ.Φ.Μ. - Γ.Α.Χ. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ						
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ						
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)		V ₂ (kN)		M ₃ (kN)	
	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.
ΙΣΟΓΕΙΟ	-3745,548	-3736,724	601,017	629,411	2101,146	2198,918
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-3172,997	-3009,628	-651,132	-662,253	-1492,206	-1483,181
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-2438,55	-2409,53	531,742	509,893	887,8727	884,5966
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-1740,422	-1791,291	422,814	437,982	-815,476	-813,127
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-1075,367	-1142,053	-304,038	357,400	-659,968	-704,598
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-521,457	-544,240	-258,367	-301,819	-554,540	575,956
ΔΩΜΑ	-88,299	-87,335	47,269	47,603	116,572	117,478

Πίνακας 3.16: Σύγκριση μέγιστων εντατικών μεγεθών τοιχωμάτων Δ.Φ.Μ. και Γ.Α.Χ. στη διεύθυνση x

ΣΥΓΚΡΙΣΗ Δ.Φ.Μ. - Γ.Α.Χ. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ						
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ						
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)		V ₃ (kN)		M ₂ (kN)	
	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.
ΙΣΟΓΕΙΟ	-2392,277	-2276,715	1147,616	1031,539	5519,305	4843,812
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-2844,413	-2839,372	1314,606	1141,199	4373,666	4020,157
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-2155,82	-2244,11	938,968	858,127	2138,689	2108,042
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-1515,400	-1632,816	753,726	741,842	1567,692	1361,683
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-933,296	-1018,411	558,812	580,054	-1520,143	-1445,588
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-438,969	-467,786	-224,891	-221,137	812,602	806,617
ΔΩΜΑ	-80,945	-78,395	31,550	33,739	-85,843	-84,055

Πίνακας 3.17: Σύγκριση μέγιστων εντατικών μεγεθών τοιχωμάτων Δ.Φ.Μ. και Γ.Α.Χ. στη διεύθυνση y

Γενικά, παρατηρείται ότι η γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας δίνει ελαφρώς δυσμενέστερα αποτελέσματα ως επί το πλείστον για την αξονική δύναμη P των υποστυλωμάτων παρόλο που έχει γίνει χρήση μειωτικών συντελεστών στο φάσμα απόκρισης. Όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη των τεμνουσών και των ροπών κάμψης ως προς τη διεύθυνση x η γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας δίνει πάλι ελαφρώς δυσμενέστερα αποτελέσματα σε γενικές γραμμές. Κατά τη διεύθυνση y όμως, η δυναμική φασματική μέθοδος παρουσιάζει μεγαλύτερες τιμές τεμνουσών και ροπών κάμψης, με εξαίρεση τις τιμές του E' ορόφου.

Όσον αφορά τα τοιχώματα, στους κατώτερους ορόφους εμφανίζονται μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη σύμφωνα με τη δυναμική φασματική μέθοδο, ενώ η ακριβώς αντίθετη εικόνα παρουσιάζεται στα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών των ανωτέρων ορόφων με τη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας να δίνει τις δυσμενέστερες τιμές.

4. Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας

4.1 Γενικά

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance – Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού ενός ανεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμη επιτελεστικότητας), ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δράσης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Η μέθοδος εξετάζει τον τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής έντασης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με αυτή τη μεθοδολογία εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Αντιθέτως, η μεθοδολογία σχεδιασμού που προτείνεται από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς εξετάζει μόνο τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι την έναρξη των βλαβών, δηλαδή την ελαστική απόκριση και αγνοείται η επακόλουθη συμπεριφορά της κατασκευής, γεγονός που καθιστά αντιοικονομικό το σχεδιασμό της. Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στην εκάστοτε μελέτη. Οι συντελεστές συμπεριφοράς επιλέγονται από τη γνώση που έχει αποκομισθεί από παλαιότερους σεισμούς, καθώς και από την πειραματική κι αναλυτική έρευνα που διεξάγεται, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η προστασία της ανθρώπινης ζωής και η αποφυγή της κατάρρευσης.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και χρησιμοποιείται στους διεθνείς κανονισμούς επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, ΚΑΝ.ΕΠΕ., ATC - 40). Σε καινούριες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο της μετά τη διαστασιολόγηση. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής πέραν της ελαστικής περιοχής, μετά την εμφάνιση βλαβών έως και την οιονεί κατάρρευση. Έτσι, η μέθοδος των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται σε συνδυασμό με ανελαστικές αναλύσεις, είτε στατικές (push-over), είτε δυναμικές (χρονοϊστορία).

4.2 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας κι ενός επιπέδου σεισμικής δράσης με δεδομένη ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού. Κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει ένα οριακό επίπεδο βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθορισθεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει ο έλεγχος ή ο ανασχεδιασμός μιας υφιστάμενης κατασκευής.

4.2.1 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού κατά τον Ευρωκώδικα 8. Ο συνήθης σχεδιασμός με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B2.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάληψης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10% (Περίοδος επανάληψης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2% (Περίοδος επανάληψης 2475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

Πίνακας 4.1: Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 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. Η φιλοσοφία του σχεδιασμού φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα, όπου κάθε τετράγωνο αντιπροσωπεύει ένα στόχο σχεδιασμού, ενώ οι διαγώνιες γραμμές αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα κριτήρια σχεδιασμού. Η γραμμή 1 – 3 καθορίζει το σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η γραμμή 2 – 3 αντιστοιχεί σε ένα σχεδιασμό με μικρότερο σεισμικό κίνδυνο και αντιπροσωπεύει κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας. Η γραμμή 3 – 3 αντιστοιχεί σε σχεδιασμό κατασκευών πολύ μεγάλης σπουδαιότητας, οι οποίες επιβάλλεται να παραμένουν λειτουργικές μετά από κάποιο σεισμό. Οι στόχοι που αντιστοιχούν στα τετράγωνα δεξιά της γραμμής 1 – 3 δεν είναι αποδεκτοί.

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

Πίνακας 4.2: Καθορισμός στόχων σχεδιασμού

4.2.2 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτηρίου» (σεισμός σχεδιασμού). Στον παρόντα Κανονισμό προβλέπονται στόχοι επανελέγχου αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνο στον φέροντα οργανισμό. Αντίθετα, δεν προβλέπονται στόχοι για τον μη – φέροντα οργανισμό. Ο όρος «φέρων οργανισμός» χρησιμοποιείται εδώ με την κλασική του έννοια και αντιστοιχεί στο σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Αναλόγως, ο όρος «μη – φέρων οργανισμός» αντιστοιχεί στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων.

Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές, πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%. Η πιθανότητα υπέρβασης 50% (μέγιστη ανεκτή) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών, ενώ η πιθανότητα 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται συγκεντρωτικά ο στόχος της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού ενός κτηρίου. Σύμφωνα με αυτόν τον πίνακα λαμβάνεται υπόψη η επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας και η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης.

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

Πίνακας 4.3: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

4.3 Φέροντα και Μη – Φέροντα Στοιχεία

Όλα τα στοιχεία μιας κατασκευής τα οποία συμβάλλουν στη δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτήριο, ή παραλαμβάνουν οριζόντια φορτία τα οποία οφείλονται κυρίως σε σεισμικές διεγέρσεις μπορεί κατά την αποτίμηση να διακρίνονται σε φέροντα και μη – φέροντα.

Φέροντα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων (π.χ. υποστυλώματα, δοκοί, τοιχώματα). Μη – φέροντα χαρακτηρίζονται όλα τα υπόλοιπα στοιχεία τα οποία δε συμμετέχουν σε ικανοποιητικό βαθμό στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων της κατασκευής. Με αυτή τη διάκριση διαφοροποιούνται οι έλεγχοι για την κάθε κατηγορία στοιχείου.

4.4 Στάθμες Επιτελεστικότητας Φέροντος και Μη – Φέροντος Οργανισμού

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν με κάποιες μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα και τον μη – φέροντα οργανισμό, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται ως εξής:

A. Άμεση χρήση μετά το σεισμό (*Immediate Occupancy*)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο, ώστε καμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, εκτός από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Μπορεί να εμφανιστούν μερικές πολύ αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα.

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

Στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, ως πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας χρησιμοποιείται η *Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (Damage*

Limitation), η οποία δεν ταυτίζεται επακριβώς με τη στάθμη *Άμεση Χρήση*, αλλά αναφέρεται σε λίγο μεγαλύτερες βλάβες. Ο φορέας έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να έχουν αποφύγει σημαντική διαρροή και να διατηρούν την αντοχή τους και τις ιδιότητες της δυσκαμψίας τους. Τα μη-φέροντα στοιχεία, όπως για παράδειγμα τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, όμως η βλάβη θα μπορούσε να επισκευαστεί με οικονομικό τρόπο. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι αμελητέες. Ο φορέας δεν απαιτεί μέτρα επισκευής. 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).

B. Προστασία ζωής (Life Safety)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενων.

Όσον αφορά στα μη φέροντα στοιχεία, αναμένονται βλάβες, οι οποίες δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός κι εκτός της κατασκευής, είτε λόγω πτώσης αντικειμένων, είτε λόγω δευτερογενών αιτιών.

Η στάθμη αυτή στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 αναφέρεται ως *Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (Significant Damage)*. Ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία. Τα μη-φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, αν και τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις δεν παρουσιάζουν εκτός επιπέδου αστοχίες. Υπάρχουν μέτριες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Η επισκευή του φορέα πιθανόν να είναι αντισυμβατική.

C. Οιονεί Κατάρρευση (Structural Stability)

Σε αυτή τη στάθμη ο φορέας έχει υποστεί σοβαρή ζημιά, με χαμηλή εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αν και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει και υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας απέχει λίγο από την κατάρρευση και πιθανόν δε θα επιβίωνε σε άλλο σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης.

Η στάθμη αυτή στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 αναφέρεται επίσης ως *Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (Near Collapse)*.

4.5 Συνδυασμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτηρίων συνήθους σπουδαιότητας δύναται να συνδυάζεται ο στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού και ο στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του μη – φέροντος οργανισμού που έχουν επιλεγθεί. Επίσης, για υψηλής σπουδαιότητας κτήρια προτείνεται να θεωρούνται ταυτόχρονα δύο στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού.

		Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
		Περιορισμός βλαβών (Α)	Σημαντικές βλάβες (Β)	Οιονεί κατάρρευση (Γ)
Στάθμη επιτελεστικότητας μη-φερόντων στοιχείων	Περιορισμός βλαβών (α)	Ai – ai Συνιστάται για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας σε συνδυασμό με Bi-βι	Bi - ai	Δεν συνιστάται
	Σημαντικές βλάβες (β)	Ai - βi	Bi – βi Συνιστάται για κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας	Γi - βi
	Οιονεί κατάρρευση (γ)	Δεν συνιστάται	Bi - γi	Γi - γi

Πίνακας 4.4: Συνδυασμένοι στόχοι σεισμικής ικανότητας

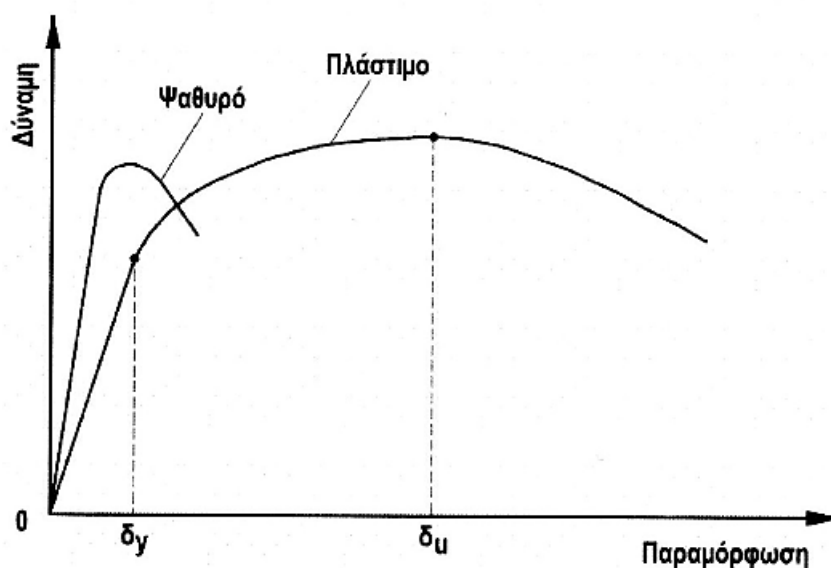
4.6 Καθορισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας

4.6.1 Η Έννοια της Πλαστιμότητας και της Πλαστικής Άρθρωσης

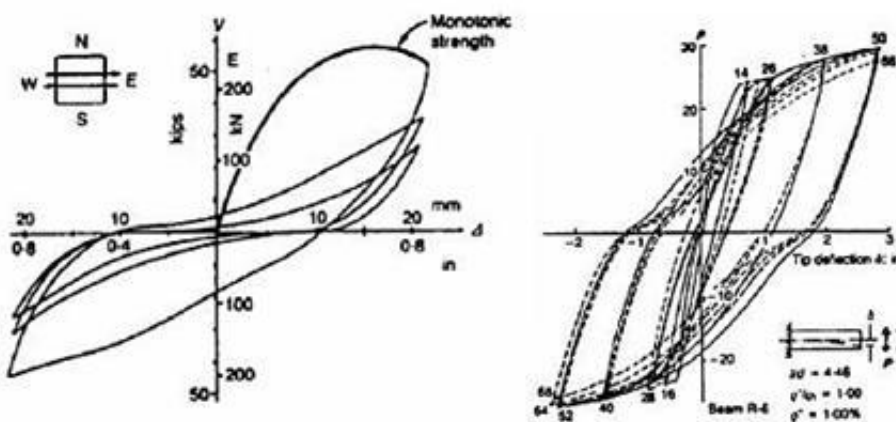
Ο όρος πλαστιμότητα αναφέρεται στην ικανότητα ενός υλικού, μέλους ή κατασκευής να υποστεί πλαστικές παραμορφώσεις χωρίς απώλεια ή μείωση της φέρουσας ικανότητας. Η πλαστική συμπεριφορά επιτρέπει μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις και ταυτόχρονα ικανότητα απορρόφησης και έκλυσης της σεισμικής ενέργειας μέσα από σταθερού πλάτους βρόχους υστέρησης. Υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως όλκιμα (π.χ. χάλυβας), ενώ αντιθέτως τα υλικά που δεν έχουν αυτή την ιδιότητα χαρακτηρίζονται ως ψαθυρά (π.χ. άοπλο σκυρόδεμα).

Η πλαστιμότητα αποτελεί απαραίτητο χαρακτηριστικό των σύγχρονων κατασκευών και γίνεται φανερό από το γεγονός πως οι περισσότεροι συντελεστές των αντισεισμικών κανονισμών προϋποθέτουν πως ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα εξουδετερωθεί ως έργο πλαστικής παραμόρφωσης. Στα σχήματα που ακολουθούν

παρουσιάζεται η συμπεριφορά μελών με ψαθυρή και όλκιμη συμπεριφορά υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση.



Σχήμα 4.1: Συμπεριφορά ψαθυρού και πλάστιμου μέλους υπό μονοτονική φόρτιση

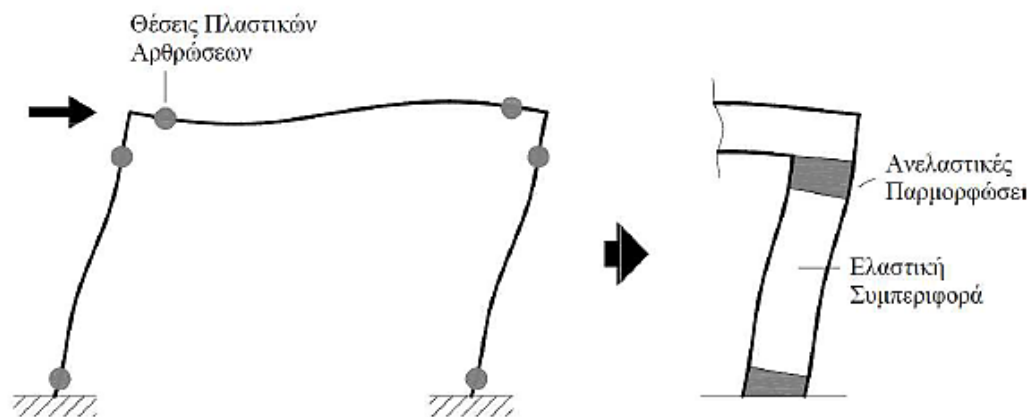


Σχήμα 4.2: Συμπεριφορά ψαθυρού και πλάστιμου μέλους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Από τα παραπάνω σχήματα παρατηρούμε ότι η τα μέλη με πλάστιμη συμπεριφορά παρουσιάζουν μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις, χωρίς την ταυτόχρονη πτώση της αντοχής. Αντίθετα, τα ψαθυρά υλικά χαρακτηρίζονται από γρήγορη πτώση της αντοχής και ιδιαίτερα κατά την ανακυκλιζόμενη φόρτιση όπου έπειτα από λίγους κύκλους φόρτισης το μέλος έχει χάσει το μεγαλύτερο ποσοστό της φέρουσας ικανότητάς του.

Σε μία πλάστιμη κατασκευή το φορτίο στο οποίο μπορεί να αντισταθεί, αυξάνεται λόγω της ανακατανομής της έντασης που πραγματοποιείται λόγω της

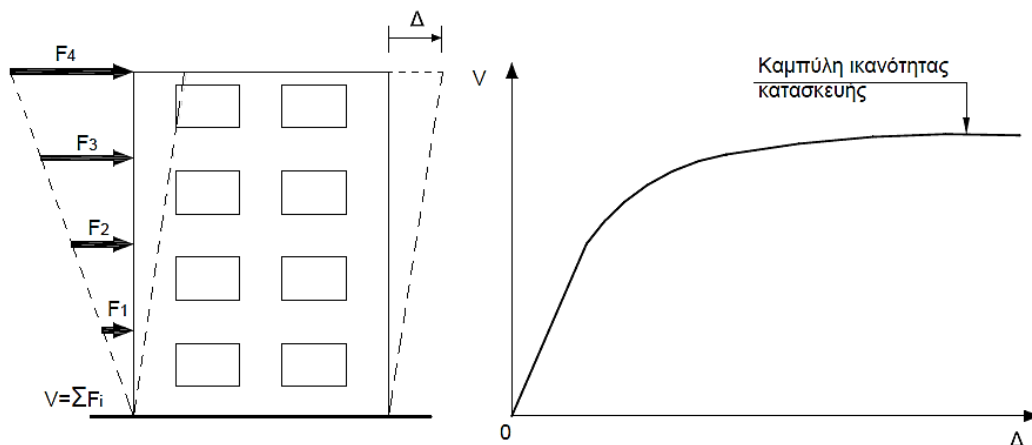
δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων. Ως πλαστικές αρθρώσεις ορίζονται τα τμήματα συγκεκριμένου μήκους στα άκρα κάθε στοιχείου, στα οποία αναπτύσσονται ανελαστικές παραμορφώσεις. Όσο αυξάνεται η τιμή των επιβαλλόμενων οριζόντιων φορτίων που επιβάλλονται κατά τη μη γραμμική στατική ανάλυση, τα μέλη της κατασκευής διαρρέουν σταδιακά, δηλαδή μεγαλώνουν τα ακραία τμήματα στα άκρα του μέλους, επιτρέποντας την ανελαστική συμπεριφορά. Το υπόλοιπο τμήμα του μέλους συμπεριφέρεται όμοια με πριν, δηλαδή ελαστικά, όπως φαίνεται και στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 4.3: Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη του φορέα

4.6.2 Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve)

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του οριζόντιου επιβαλλόμενου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής της κατασκευής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με τον υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



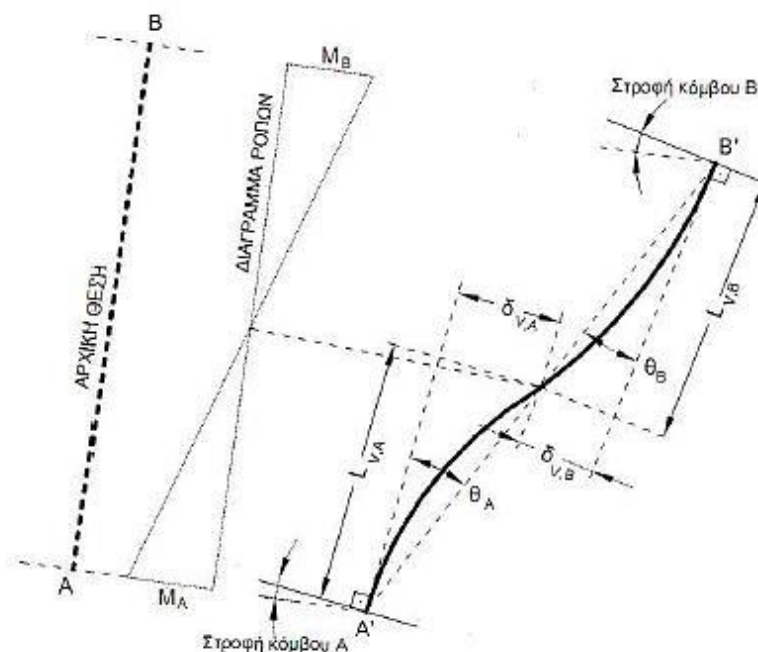
Σχήμα 4.4: Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής

Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης κορυφής σε κάθε βήμα (μέθοδος push – over), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.

4.6.3 Καμπύλη F-δ Δομικού Στοιχείου ή Διατομής

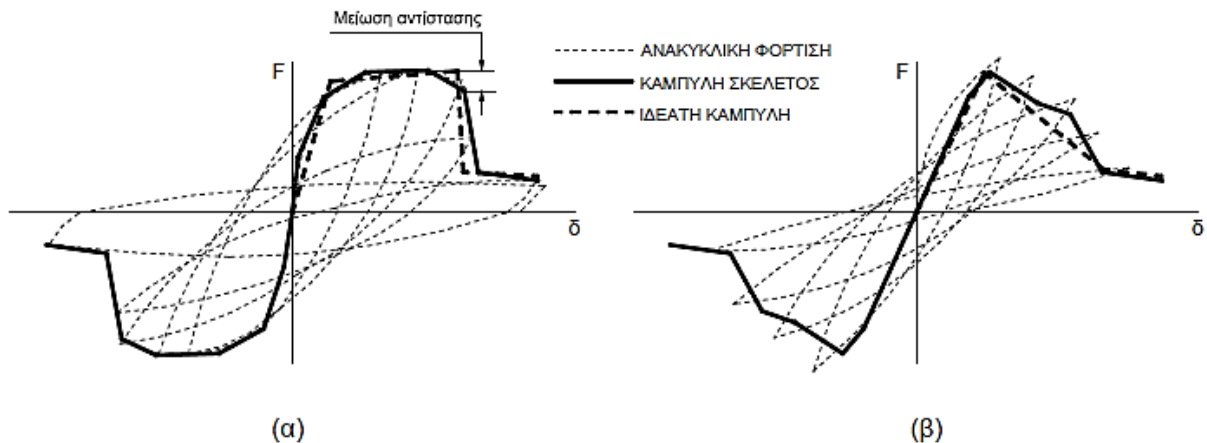
Αρχικά θα πρέπει να καθοριστούν οι νόμοι που θα διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων $F - \delta$, που σχετίζουν εντατικά μεγέθη με παραμορφώσεις. Τα εντατικά μεγέθη F που μπορούν να χρησιμοποιηθούν είναι δυνάμεις είτε ροπές, ενώ οι μετακινήσεις δ είναι παραμορφώσεις, καμπυλότητες ή στροφές. Αν η κάμψη είναι καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς, τότε επιλέγονται διαγράμματα ροπών κάμψης, M , συναρτήσεως των καμπυλοτήτων, $1/r$. Ανάλογα, αν η διάτμηση είναι καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς, τότε επιλέγονται διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων, V , συναρτήσεως των γωνιακών παραμορφώσεων, γ . Έχει επικρατήσει η συμπεριφορά ενός στοιχείου να εκφράζεται σε όρους ροπών κάμψης, M και γωνιών στροφής χορδής, θ στα άκρα του στοιχείου. Με τον τρόπο αυτό συνυπολογίζεται η συνύπαρξη καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων καθώς και η επιρροή της εξόλκευσης των οπλισμών στις αγκυρώσεις, στις στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων.

Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, 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 μήκους ίσου με το διατμητικό μήκος, L_v , δηλαδή, $\theta = \delta_v / L_v$, όπου $L_v = M / V$ (M : Ροπή στη βάση, V : Τέμνουσα) και δ_v η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.



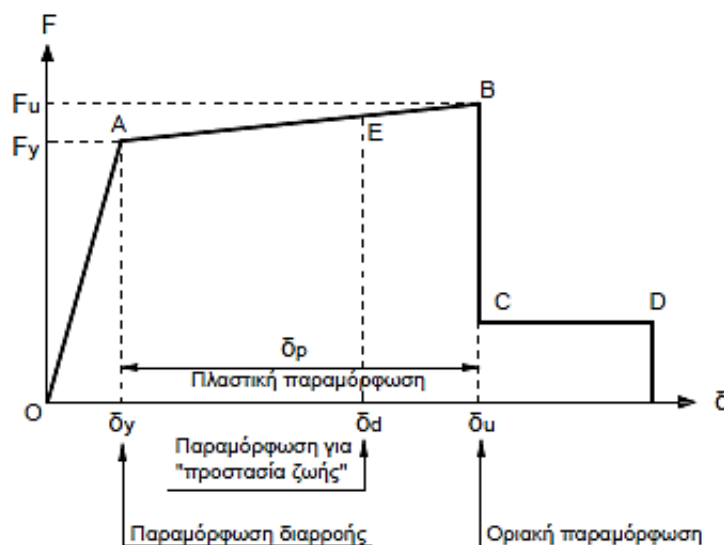
Σχήμα 4.5: Γωνία στροφής χορδής στοιχείου

Η μηχανική συμπεριφορά ενός στοιχείου μπορεί να εκφραστεί από την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Το αντιπροσωπευτικό γράφημα της συμπεριφοράς ενός στοιχείου προσεγγίζει την περιβάλλουσα των τριών πρώτων κύκλων φόρτισης για κάθε επιβαλλόμενη παραμόρφωση. Από την περιβάλλουσα διακρίνεται η μετάβαση από την ελαστική στην ανελαστική περιοχή και η μείωση της αντίστασης μετά τη θεωρητική αστοχία.



Σχήμα 4.6: Περιβάλλουσες βρόχων υστέρησης (α)καμπτική συμπεριφορά (β)διατμητική συμπεριφορά

Η ιδεατή καμπύλη που αντικαθιστά την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης είναι ένα πολυγραμμικό διάγραμμα, στο οποίο οι δύο πρώτοι γραμμικοί κλάδοι εκφράζουν την ελαστική και την ανελαστική συμπεριφορά του στοιχείου. Ο ελαστικός κλάδος φτάνει μέχρι τη διαρροή του στοιχείου κι ο ανελαστικός κλάδος μέχρι τη θεωρητική αστοχία του. Ακολουθεί το τμήμα που αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντοχή μετά την αστοχία. Η φέρουσα ικανότητα του μέλους μειώνεται κατά πολύ και φτάνει περίπου το 20% της οριακής αντοχής. Στο ακόλουθο σχήμα παρουσιάζεται η μορφή της ιδεατής καμπύλης $F - \delta$ έτσι όπως έχει επικρατήσει στη γενική της περίπτωση.



Σχήμα 4.7: Ιδεατή καμπύλη « $F - \delta$ » δομικού στοιχείου

Το διάγραμμα αποτελείται από τους εξής χαρακτηριστικούς κλάδους:

- **Οιονεί Ελαστικός Κλάδος και Διαρροή (Τμήμα OA)**

Αποτελεί το πρώτο τμήμα του διαγράμματος συμπεριφοράς και εκτείνεται μέχρι το σημείο διαρροής του στοιχείου. Αντιστοιχεί στην ελαστική συμπεριφορά και μέσω της κλίσης του καθορίζεται η δυσκαμψία του στοιχείου για την ελαστική ανάλυση. Η ρηγμάτωση αγνοείται γιατί οι περισσότερες μέθοδοι αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς απαιτούν διγραμμικό διάγραμμα $F - \delta$ για το σύνολο της κατασκευής. Το σημείο A αντιστοιχεί στην παραμόρφωση διαρροής δ_y ή στην καμπυλότητα διαρροής $(1/r)_y$ ή εναλλακτικά στη γωνία στροφής χορδής θ_y . Οι τιμές των F_y, δ_y κατά τη διαρροή καθορίζονται αγνοώντας την επιρροή της σεισμικής δράσης στην τιμή της αξονικής δύναμης του στοιχείου, δηλαδή με βάση την τιμή της αξονικής δύναμης λόγω των κατακόρυφων φορτίων.

- **Μεταελαστικός Κλάδος (Τμήμα AB)**

Ο κλάδος αυτός εκφράζει τη μεταελαστική συμπεριφορά του στοιχείου και εκτείνεται μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B). Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας δ_u , κατά την οποία έχει συμβεί σοβαρή απομείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίου. Στην περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης κατά 20% σε σχέση με τη μέγιστη τιμή της. Η αντίσταση F αναφέρεται σε ένταση λόγω εγκάρσιας φόρτισης, όπως η σεισμική δράση κι επομένως αστοχία λόγω σημαντικής πτώσης της αντίστασης δε μειώνει απαραίτητα και την ικανότητα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Η πλαστική παραμόρφωση δ_p ορίζεται ως η διαφορά της παραμόρφωσης διαρροής από την παραμόρφωση αστοχίας $\delta_p = \delta_u - \delta_y$.

Στις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 επιτρέπεται όπου αναμένεται αξιόπιστη πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών, να λαμβάνεται ο μεταελαστικός κλάδος ως οριζόντιος μέχρι την παραμόρφωση αστοχίας. Έτσι, δε λαμβάνεται υπόψη πιθανή αύξηση της αντοχής μετά τη διαρροή.

- **Κλάδος Απομένουσας Αντίστασης (CD)**

Ο τελευταίος κλάδος αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση μετά την παραμόρφωση αστοχίας δ_u . Όταν ένα στοιχείο φτάσει στη θεωρητική αστοχία του, μειώνεται η αντίστασή του σε σεισμικά φορτία, όμως δε μηδενίζεται. Έτσι μπορεί να συνεχίσει να φέρει κατακόρυφα φορτία μέχρι να φτάσει στο σημείο D, όπου χάνεται ολοκληρωτικά η φέρουσα ικανότητά του. Η απομένουσα αντίσταση είναι δύσκολο να προσδιοριστεί επακριβώς και συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής όταν μελετάται η συμπεριφορά του συνόλου ενός δομήματος.

- **Στάθμες Επιτελεστικότητας (Σημείο E)**

Στην καμπύλη $F - \delta$, ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις, δ_d . Στο παραπάνω σχήμα, το σημείο E αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία Ζωής*. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας δίνεται στους διάφορους Κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (π.χ. υποστύλωμα, δοκός), τον τρόπο αστοχίας (πλάστιμη ή ψαθυρή συμπεριφορά) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον. Στις περιπτώσεις πλάστιμων στοιχείων, ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων, ενώ σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων, ο ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων.

4.6.4 Προσδιορισμός Γωνιών Στροφής Χορδής κατά Ευρωκώδικα 8

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (Παράρτημα A), η ικανότητα παραμόρφωσης των δοκών, των υποστυλωμάτων και των τοίχων ορίζεται σε όρους γωνιών στροφής χορδής θ . Για τον υπολογισμό της οριακής ικανότητας στροφής της χορδής (ελαστικό κι ανελαστικό μέρος) θ_{um} , μελών από σκυρόδεμα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, μπορεί να χρησιμοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right) \quad (4.1)$$

όπου

θ_y είναι η στροφή της χορδής στη διαρροή όπως ορίζεται στη συνέχεια

ϕ_u είναι η οριακή καμπυλότητα στην ακραία διατομή

ϕ_y είναι η καμπυλότητα διαρροής στην ακραία διατομή

γ_{el} ισούται με 2,0 για κύρια σεισμικά στοιχεία και 1,0 για δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία

$L_v = M/V$ είναι ο λόγος ροπής/ διάτμησης στην ακραία διατομή

Εναλλακτικά το μήκος L_v υπολογίζεται ως εξής:

- Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα τους με κατακόρυφα στοιχεία, το μήκος L_v μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού, $L_v = L/2$.
- Σε δοκούς που συνδέονται με κατακόρυφο στοιχείο μόνο στο ένα άκρο τους, το μήκος L_v μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το καθαρό άνοιγμα της δοκού, $L_v = L$.

- Σε υποστυλώματα, το μήκος L_v μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό της καθαρής απόστασης δοκών με τις οποίες το υποστυλώμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο κάμψης, $L_v = L/2$.
- Σε τοιχώματα, το μήκος L_v μπορεί να λαμβάνεται σε κάθε όροφο διαφορετικό και ίσο με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης – ορόφου από την κορυφή του τοιχώματος στο κτήριο, $L_v = L/2$.

L_{pl} είναι το μήκος της πλαστικής άρθρωσης και υπολογίζεται ως εξής:

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y (\text{MPa})}{\sqrt{f_c (\text{MPa})}} \quad (4.2)$$

όπου h είναι το ύψος του μέλους και d_{bL} είναι η (μέση) διάμετρος του εφελκόμενου οπλισμού.

Η στροφή της χορδής στη διαρροή για πλάστιμα στοιχεία υπολογίζεται ως εξής:

- Δοκοί και υποστυλώματα

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (4.3)$$

- Τοιχώματα ορθογωνικής διατομής, διατομής μορφής T ή με εσοχές

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,002 \left(1 - 0,125 \frac{L_v}{h} \right) + 0,13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (4.4)$$

όπου:

$a_v z$ είναι το μήκος μετατόπισης του διαγράμματος των ροπών κάμψης, με

z μήκος του εσωτερικού μοχλοβραχίονα, που λαμβάνεται ίσο με $d-d'$ σε δοκούς, υποστυλώματα, ή τοιχώματα διατομής μορφής T, ή με εσοχές και με $0,8h$ σε τοιχώματα με ορθογωνική διατομή

$a_v=1$ εάν η διατμητική ρηγμάτωση αναμένεται να προηγηθεί της καμπτικής διαρροής στην ακραία διατομή. Διαφορετικά, $a_v=0$

f_y είναι η μέση τιμή της τάσης διαρροής του χάλυβα

f_c είναι η μέση τιμή της τάσης διαρροής του σκυροδέματος

Η διαθέσιμη γωνία πλαστικής στροφής θ_{um}^{pl} μιας κρίσιμης περιοχής δίνεται από την εξής σχέση:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y \quad (4.5)$$

Όσον αφορά στις στάθμες επιτελεστικότητας για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων:

Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL)

Η ικανότητα δίνεται από τη στρόφη χορδής σε διαρροή θ_y .

Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)

Η ικανότητα στρόφης της χορδής η οποία αντιστοιχεί σε σημαντική βλάβη θ_{SD} μπορεί να θεωρείται ότι είναι τα 3/4 της οριακής στρόφης χορδής θ_{um} .

Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC)

Η ικανότητα δίνεται από τη συνολική στρόφη χορδής θ_{um} .

4.6.5 Ενεργός Δυσκαμψία Στοιχείων Ο.Σ.

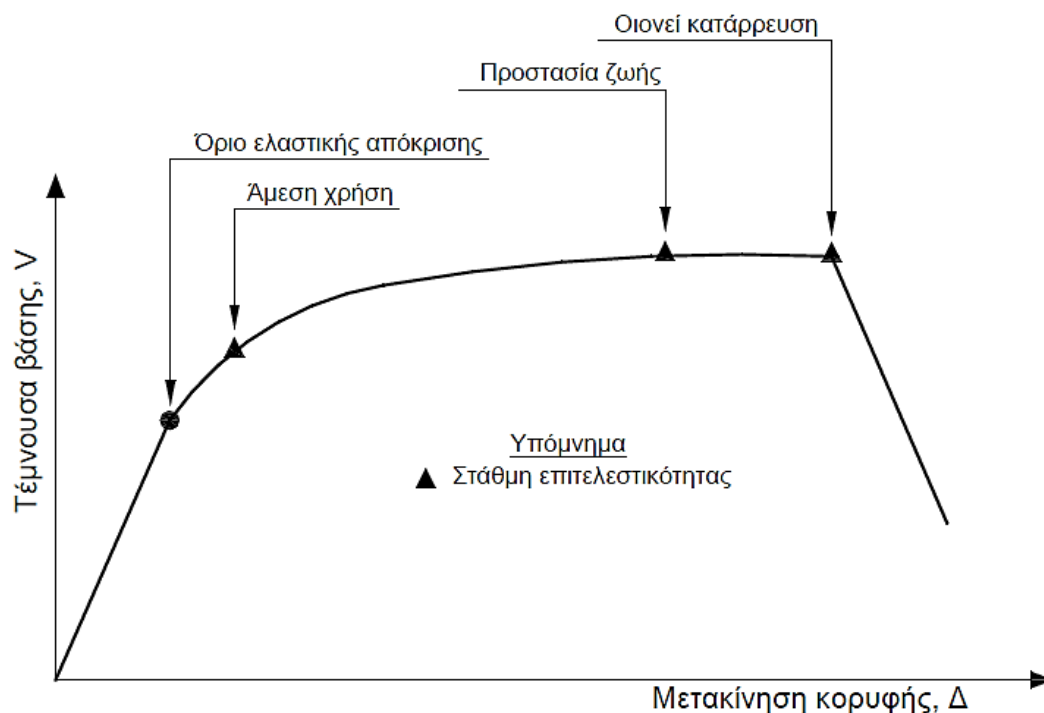
Όταν μια διατομή οπλισμένου σκυροδέματος βρίσκεται υπό τη δράση εφελκυστικών τάσεων ρηγματώνεται. Άρα υπάρχει ένα τμήμα της το οποίο δε συμμετέχει στην ανάληψη των τάσεων και αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της δυσκαμψίας, αφού η ενεργός διατομή μειώνεται.

Ο υπολογισμός του ποσοστού της διατομής που είναι ενεργό στην ανάληψη τάσεων γίνεται με τη χρήση του λόγου K_{eff} / K_{el} , όπου $K_{eff} = (E_c \cdot I)_{eff}$ είναι η ενεργός δυσκαμψία και $K_{el} = E_c \cdot I$ η γεωμετρική δυσκαμψία της διατομής. Η ακριβής σχέση υπολογισμού της ενεργού δυσκαμψίας γίνεται από τον εξής τύπο:

$$K_{eff} = \frac{M_y \cdot L_v}{3 \cdot \theta_y} \quad (4.6)$$

4.6.6 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, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά, όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 4.8: Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής

Ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανές και απαιτεί καλή κρίση του μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μια στάθμη επιτελεστικότητας για τη συνολική κατασκευή δεν αντιστοιχεί πάντα στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Συνεπώς, ο μηχανικός πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

Στον Ευρωκώδικα 8, γίνεται διάκριση των μελών ενός φορέα σε πρωτεύοντα ή κύρια και σε δευτερεύοντα. Ως πρωτεύοντα μέλη θεωρούνται εκείνα που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια του φορέα υπό σεισμικά φορτία. Τα δευτερεύοντα μέλη επιτρέπεται να αναπτύσσουν μεγαλύτερες μετακινήσεις και ως ένα βαθμό μεγαλύτερο ποσοστό ανεκτών βλαβών. Συνεπώς, μεμονωμένες αστοχίες δευτερευόντων στοιχείων, δεν επηρεάζουν την αξιολόγηση της κατασκευής. Μετά τον διαχωρισμό των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής, ως τα σημεία πάνω στην καμπύλη ικανότητας που το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φθάνει στην αντίστοιχη στάθμη.

5. Ανελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης

5.1 Γενικά

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται κατά την αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής αποσκοπούν στον καλύτερο και ακριβέστερο προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης, λαμβάνοντας υπόψη τις ανακατανομές της εσωτερικής έντασης λόγω των βλαβών στα επιμέρους στοιχεία (πλαστικοποιήσεις των ακραίων διατομών), δηλαδή λόγω εισόδου της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή.

Οι ανελαστικές μέθοδοι οι οποίες θα εφαρμοστούν στην παρούσα εργασία για την αποτίμηση του κτηρίου είναι οι εξής:

- A. Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Static Push – over Analysis)
- B. Ανελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας (Non – Linear Time History Analysis)

5.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Static Push – over Analysis)

5.2.1 Γενικά

5.2.1.1 Ορισμός και Στόχος Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

Η ανελαστική στατική ανάλυση ορίζεται ως η ανάλυση κατά την οποία ένα προσομοίωμα που άμεσα ενσωματώνει μη γραμμικότητες υλικού, μετατοπίζεται μέχρι κάποια στοχευόμενη μετακίνηση, ενώ υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη και οι εσωτερικές παραμορφώσεις. Τα μη – γραμμικά χαρακτηριστικά των επιμέρους στοιχείων της κατασκευής προσομοιώνονται άμεσα. Το προσομοίωμα υποβάλλεται σε μια πλάγια κατανομή δυνάμεων ή μετατοπίσεων, μονοτονικά αυξανόμενης έντασης, μέχρι να επιτευχθεί η στοχευόμενη μετακίνηση ή να επέλθει κατάρρευση της κατασκευής. Η στοχευόμενη μετακίνηση αντιπροσωπεύει τη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού.

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι ο προσδιορισμός του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα στοιχεία της κατασκευής, όταν αυτή υποβάλλεται στο σεισμό για τον οποίο γίνεται η αποτίμησή της. Η μέθοδος αυτή αναφέρεται και ως *Μέθοδος Ελέγχου των Μετακινήσεων*. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, λαμβάνονται και οι τιμές των εντατικών μεγεθών στα στοιχεία που έχουν εισέλθει στη μετελαστική περιοχή. Αυτές οι τιμές είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από τις αντίστοιχες τιμές που προκύπτουν από τις ελαστικές αναλύσεις.

5.2.1.2 Βασικές Παραδοχές

Σύμφωνα με την παράγραφο §5.7.1.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, οι βασικές παραδοχές της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι οι εξής:

- Το προσομοίωμα του κτηρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη – γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης – παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.
- 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 κτηρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτηρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- 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 δε συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνο που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτηρίου.
- Όταν δε γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που προκαλείται από τη σεισμική δράση μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτηρίου. Προϋπόθεση για να ισχύει η παραδοχή αυτή είναι η δυναμική απόκριση του κτηρίου να κυριαρχείται από την πρώτη ιδιομορφή.
- Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως περιγράφονται από τον κανονισμό.

Στις επόμενες παραγράφους θα γίνει μια σύντομη περιγραφή των μεθόδων αυτών, αλλά στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης θα γίνει αυτόματα από το λογισμικό SAP2000.

5.2.1.3 Προϋποθέσεις Εφαρμογής

Όταν εφαρμόζεται η στατική ανελαστική μέθοδος, συνιστάται να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ) κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3, πριν από οποιαδήποτε μελέτη ή επέμβαση, απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφιστάμενου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστούν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Προς τούτο απαιτείται η αποτύπωση του δομήματος και της κατάστασής του, η σύνταξη του ιστορικού της

κατασκευής και της συντήρησής του, η καταγραφή των τυχόν βλαβών ή φθορών, καθώς και η εκτέλεση επιτόπου διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων.

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτηρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Διακρίνονται τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων :

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

Ακολούθως, ανάλογα με τη Σ.Α.Δ που έχει αποδοθεί, επιλέγονται και οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας για των δράσεων και των υλικών. Αντίστοιχα, κατά τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 ισχύουν οι ίδιες στάθμες με μικρές διαφοροποιήσεις στον καθορισμό της Σ.Α.Δ. ή αλλιώς του επιπέδου γνώσης (knowledge level) και ορίζονται τα εξής επίπεδα γνώσεων:

- i. ΕΓ1: Περιορισμένη Γνώση
- ii. ΕΓ2: Κανονική Γνώση
- iii. ΕΓ3: Πλήρης Γνώση

Σύμφωνα με τα παραπάνω και λαμβάνοντας υπόψη το γεγονός ότι δεν υπήρξε η δυνατότητα πραγματοποίησης επιτόπου αποτίμησης βλαβών και μετρήσεων για τη διαπίστωση της αντοχής των υλικών, η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων χαρακτηρίζεται ως «Ικανοποιητική» ή αλλιώς η γνώση «Κανονική».

Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτήρια 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 του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1 ($q=1$).

Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική, 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.

5.2.1.4 Καθορισμός του Κόμβου Ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτηρίου. Για κτήρια 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.

5.2.1.5 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 δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

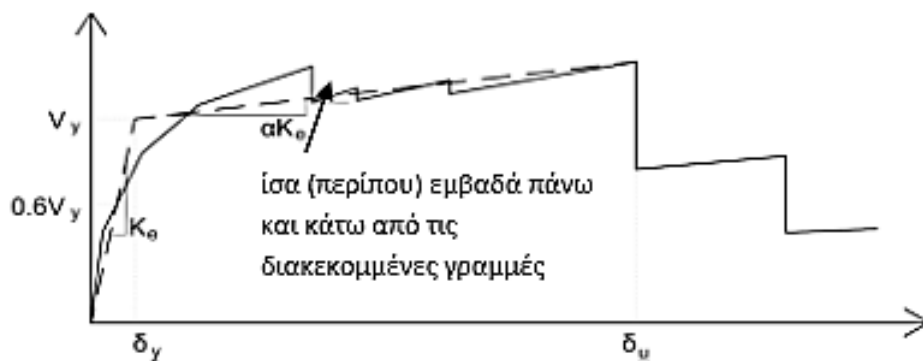
Σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1, μπορούν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

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

5.2.1.6 Εξιδανικευμένη Καμπύλη Δύναμης – Μετακίνησης

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 κτηρίου.

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης συνιστάται να είναι διγραμμική, με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με aK_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.



Σχήμα 5.1: Εξιδανίκευση μιας καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y , η οποία ορίζεται από την τομή των 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 κύριου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή). Απλοποιητικώς, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτηρίου, 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} .

5.2.1.7 Υπολογισμός Στοχευόμενης Μετακίνησης

Οι μη – γραμμικές μέθοδοι με τις οποίες 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 κι ελέγχεται η επιτελεστικότητα των μελών.

Οι συνηθέστερες μέθοδοι υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης είναι αυτές του φάσματος ικανότητας του ATC – 40, η μέθοδος των συντελεστών, καθώς και βελτιωμένες μέθοδοι που διαφοροποιούνται, εξαιτίας της χρήσης ανελαστικών φασμάτων για την εύρεση της σεισμικής απαίτησης.

▪ **Δημιουργία Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος**

Στον καθορισμό του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος είναι πολύ σημαντική η επιλογή της καθ' ύψους κατανομής της φόρτισης των οριζόντιων προσαυξητικών φορτίων στους ορόφους του κτηρίου κατά τη μεθοδολογία δημιουργίας της καμπύλης ικανότητας. Ανάλογα με την κρίση του μελετητή, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ομοιόμορφη ή τριγωνική κατανομή φορτίων, κατανομή ανάλογη της πρώτης ιδιομορφής η και με επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών. Επίσης, στη στατική προσαυξητική ανάλυση, η οριζόντια κατανομή της πλευρικής φόρτισης μπορεί να μεταβάλλεται συνεχώς με το χρόνο, όπως γίνεται και με τη δυσκαμψία των μελών του υπό μελέτη κτηρίου καθώς αυτά διαρρέουν σταδιακά.

Η κατανομή των φορτίων στους ορόφους πρέπει να είναι ανάλογη της κατανομής των αδρανειακών δυνάμεων, άρα άμεσα συνδεδεμένη με τις μάζες κάθε ορόφου και υπολογίζεται από την εξής σχέση:

$$F_i = V \frac{m_i \varphi_i}{\sum_j m_j \varphi_j} \quad (5.1)$$

όπου $V = \sum F_i$ είναι η τέμνουσα βάσης. Οι συντελεστές φ_i δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της 1^{ης} ιδιομορφής. Αντί της 1^{ης} 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: $\varphi_{top} = 1$.

Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την παραπάνω εξίσωση και $\varphi_{top} = 1$, η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβάθμιου για όλα τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, ενέργεια, κλπ) γίνεται με τη σχέση:

$$Q = \Gamma Q^* \quad (5.2)$$

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:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (5.3)$$

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

$$m^* = \sum m_i \varphi_i \quad (5.4)$$

Εφόσον οι δυνάμεις και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού, η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβάθμιου. Όμως η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν ισούται με την 1^η ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου, ακόμα κι αν οι συντελεστές φ_i ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1^{ου} ιδιοδιανύσματος.

Η σχέση (5.2) χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του κτηρίου σε φάσμα αντίστασης (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum) μορφή. Η μετατροπή γίνεται χρησιμοποιώντας τις ακόλουθες σχέσεις:

$$S_a = \frac{V}{(a \cdot m_{ολ})} \quad (5.5)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad \text{ή} \quad S_d = \frac{\Delta}{(\Gamma \cdot \varphi_{top})} \quad \text{εάν} \quad \varphi_{top} \neq 1 \quad (5.6)$$

όπου

V : Τέμνουσα βάσης πολυβάθμιου

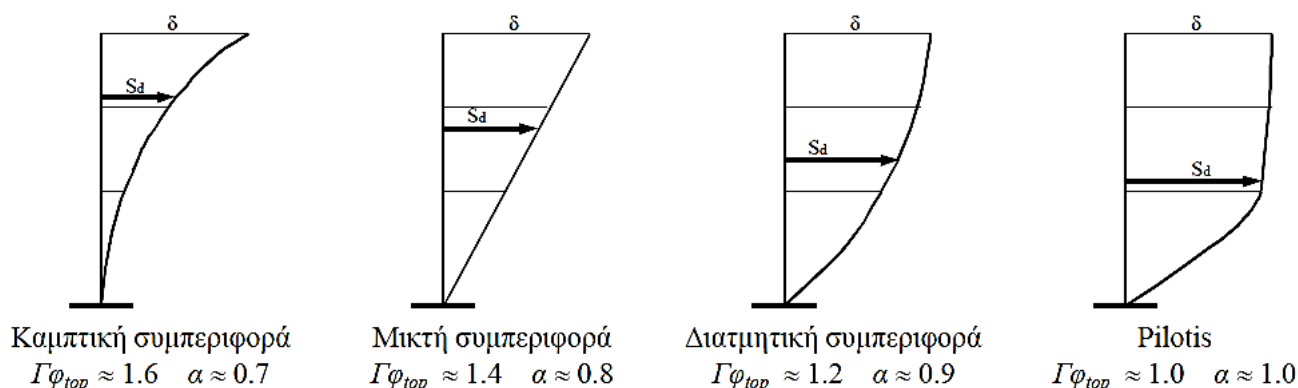
$m_{ολ}$: Συνολική μάζα πολυβάθμιου

α : Ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης και δίνεται από τη σχέση:

$$a = \Gamma \frac{m^*}{m_{ολ}} \quad (5.7)$$

Δ : Μετακίνηση κορυφής

Στο ακόλουθο σχήμα, παρουσιάζονται ενδεικτικές τιμές των συντελεστών α για διάφορους τρόπους συμπεριφοράς κτηρίων.



Σχήμα 5.2: Τιμές συντελεστή α για χαρακτηριστικούς τρόπους συμπεριφοράς κτηρίων

Καμπτική συμπεριφορά: Πλαισιωτοί 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 της σεισμικής δράσης

Διατμητική συμπεριφορά: Πλαισιωτοί φορείς με ασθενή υποστυλώματα – ισχυρές δοκούς, σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στις ακραίες περιοχές των υποστυλωμάτων

Pilotis: Ύπαρξη «μαλακού» ισογείου (ασθενή υποστυλώματα – ισχυρές δοκοί)

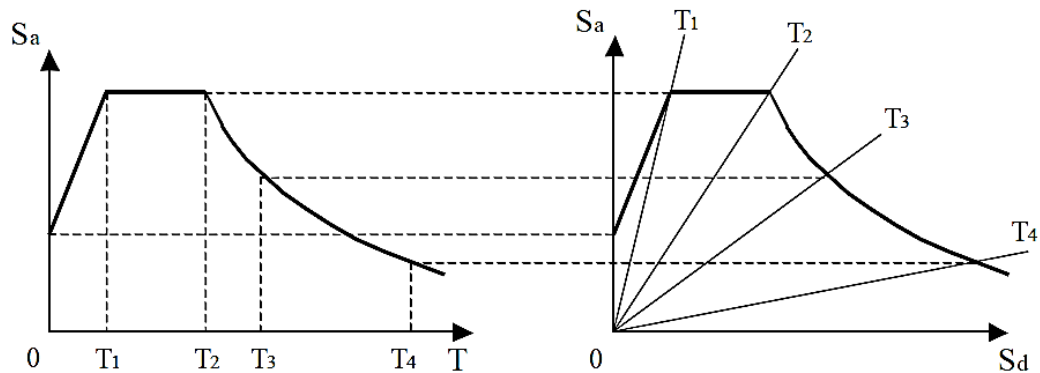
▪ Μέθοδος του Φάσματος Ικανότητας (ATC – 40)

Στη μέθοδο αυτή, η οποία αποτελεί τη πιο διαδεδομένη από αυτές που αναφέρονται στις κανονιστικές διατάξεις του ATC-40, 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: Μεταφορά του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για $\zeta=5\%$, στο πεδίο επιτάχυνση – μετακίνηση (μορφή ADRS).

Η διαδικασία μετατροπής είναι απλή και φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.



Κλασική μορφή φάσματος

$$S_a = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot S_d$$

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a$$

ADRS μορφή φάσματος

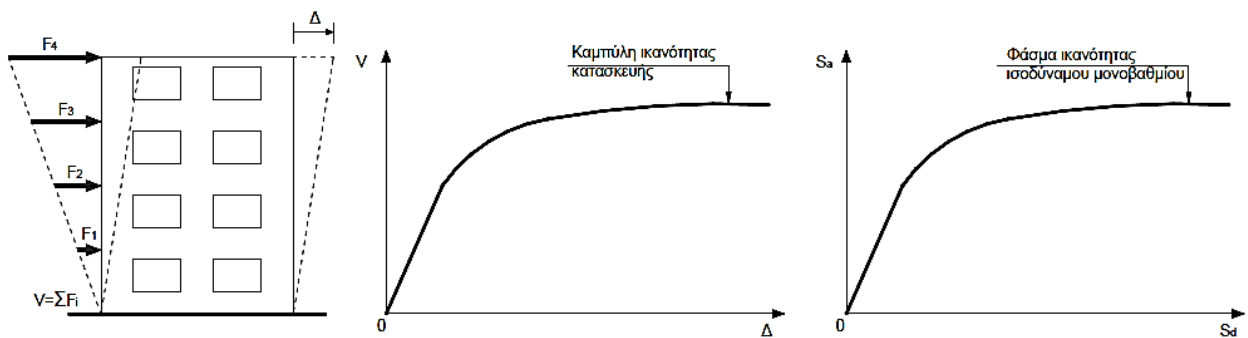
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Ακτινικές γραμμές από το (0,0) έχουν σταθερή περίοδο

Σχήμα 5.3: Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε μορφή ADRS

Βήμα 2: Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας (capacity curve) και του φάσματος ικανότητας (capacity spectrum).

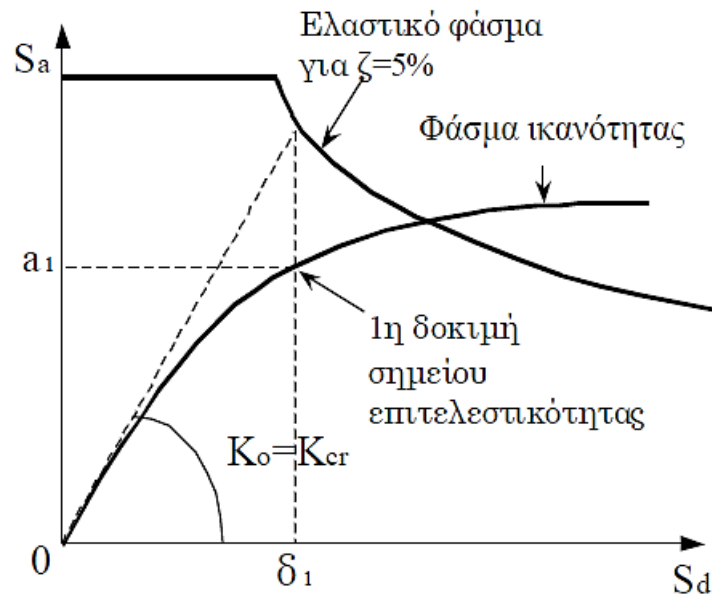
Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές της τέμνουσας βάσης θεωρώντας κατανομή των φορτίων καθ' ύψος συμβατή με την αναμενόμενη μορφή μετακινήσεων, όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Στη συνέχεια, η καμπύλη αυτή μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας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



Σχήμα 5.4: Δημιουργία της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής και του φάσματος ικανότητας

Βήμα 3: Εύρεση 1^ο σημείου δοκιμών.

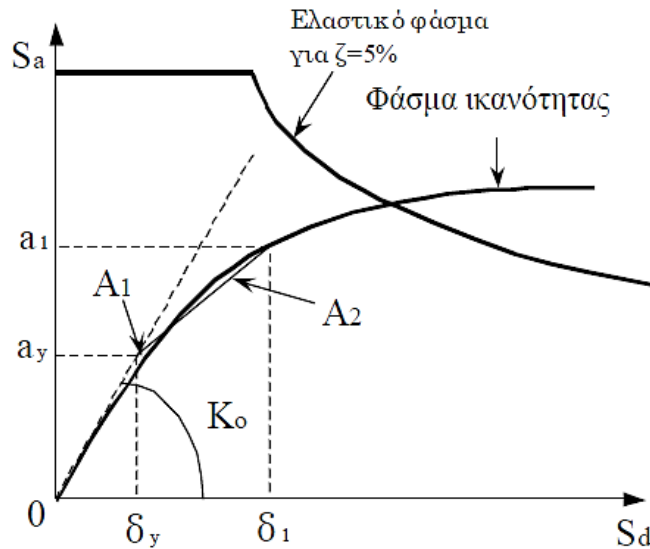
Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση $\zeta=5\%$ υπολογίζεται η μετακίνηση δ_1 για τη δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση δ_1 υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα ικανότητας και η 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.



Σχήμα 5.5: Εύρεση 1^ο σημείου δοκιμών

Βήμα 4: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας.

Από το 1ο 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.



Σχήμα 5.6: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας

Βήμα 5: Υπολογισμός ενεργού απόσβεσης.

Η ενεργός απόσβεση μπορεί να γραφεί ως:

$$\zeta_{eff} = \zeta_{ελ} + \zeta_{υστ} \quad (5.8)$$

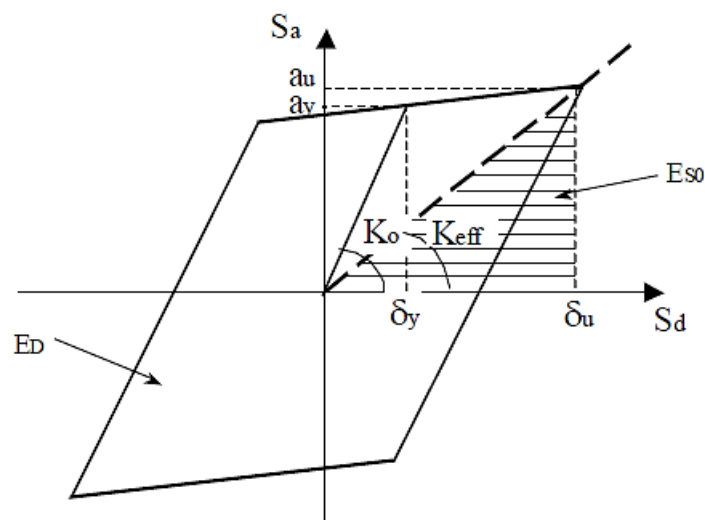
όπου

$\zeta_{ελ}$: απόσβεση κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά (=0,05 για οπλισμένο σκυρόδεμα).

$\zeta_{υστ}$: υστερητική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς.

Για τον υπολογισμό της υστερητικής απόσβεσης προτείνεται η σχέση του Chorga, η οποία βασίζεται στη σχέση των ενεργειών του ελαστοπλαστικού και του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος:

$$\zeta_{υστ} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}} \Rightarrow \zeta_{υστ} = \frac{0,637 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \delta_u} \quad (5.9)$$



Σχήμα 5.7: Υπολογισμός υστερητικής απόσβεσης κατά Chopra

Η σχέση του Chopra υπερεκτιμά την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας και κατασκευές χωρίς καλή πλάστιμη συμπεριφορά. Γι' αυτό το λόγο, στον ATC – 40 προτείνεται η χρήση ενός διορθωτικού συντελεστή κ , ανάλογα με την ποιότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την αναμενόμενη σεισμική διέγερση. Οι τύποι συμπεριφοράς της κατασκευής και οι συντελεστές κ παρουσιάζονται στους ακόλουθους πίνακες:

Διάρκεια σεισμού	Νέες, καλές αντισεισμικές κατασκευές	Μέτριες αντισεισμικά κατασκευές	Φτωχές αντισεισμικά κατασκευές
Μικρή (κοντά στο επίκεντρο)	A	B	C
Μεγάλη (μακριά από επίκεντρο, γενικώς για ζώνες III & IV)	B	C	C

Πίνακας 5.1: Τύποι συμπεριφοράς κατασκευών

Τύπος συμπεριφοράς	$\zeta_{\text{στ}} (\%)$	κ
A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u}$
B	< 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u}$
C	Όλες οι τιμές	0.33

Πίνακας 5.2: Τιμές διορθωτικού συντελεστή κ

Θέτοντας στη σχέση (5.9) $a_u = a_1$ και $\delta_u = \delta_1$ προκύπτει η σχέση:

$$\zeta_{eff} (\%) = 5 + \frac{63,7 \cdot \kappa \cdot (a_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot \delta_1} \quad (5.10)$$

Βήμα 6: Απομείωση ελαστικού φάσματος απόκρισης.

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

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3,21 - 0,68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2,12} \geq SR_{A,min} \quad (5.11)$$

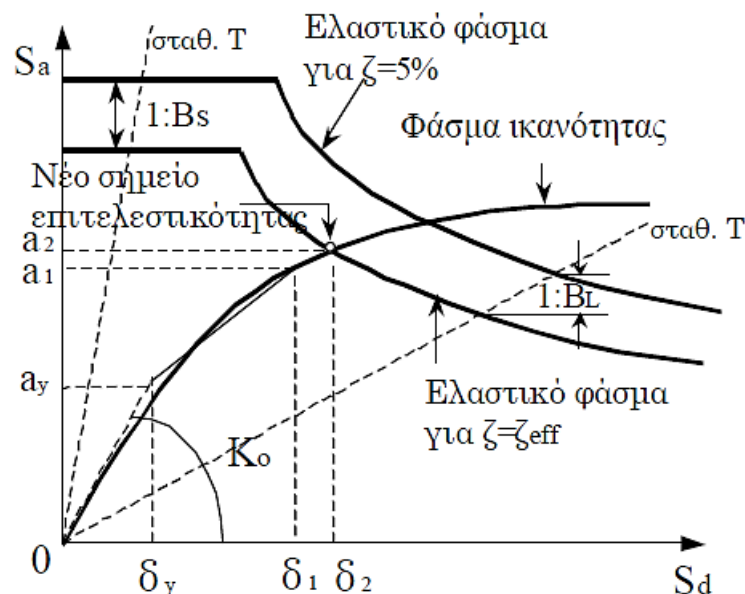
$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2,31 - 0,41 \ln \zeta_{eff}}{1,65} \geq SR_{V,min} \quad (5.12)$$

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

Τύπος συμπεριφοράς	$SR_{A,min}$	$SR_{V,min}$
A	0.33	0.50
B	0.44	0.56
C	0.56	0.67

Πίνακας 5.3: Ελάχιστες τιμές μειωτικών συντελεστών απόσβεσης

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.



Σχήμα 5.8: Απομειωμένο ελαστικό φάσμα

Βήμα 7: Έλεγχος σύγκλισης.

Η μέθοδος βασίζεται σε μια επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση. Η σύγκλιση θεωρείται ότι έχει επιτευχθεί όταν:

$$0,95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1,05 \cdot \delta_1 \quad (5.13)$$

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

Βήμα 8: 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 και εξετάζεται η ένταση γι' αυτή τη μετακίνηση σε όλα τα μέλη και η ικανοποίηση των ελέγχων ασφαλείας. Ελέγχεται επίσης η ένταση ή παραμόρφωση των μελών συγκριτικά με αυτή που ορίζεται από την καθορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας.

▪ **Μέθοδος των συντελεστών**

Με αυτή τη μέθοδο επιδιώκεται και πάλι ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής, της μέγιστης δηλαδή αναμενόμενης ανελαστικής μετακίνησης αυτής. Η μέθοδος αυτή που περιγράφεται στη FEMA – 356 και στον ATC – 40 είναι πιο εύχρηστη και

υιοθετείται και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Το πλεονέκτημα αυτής της μεθόδου είναι η μη απαίτηση επαναληπτικής διαδικασίας για την εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης, καθώς επίσης και η μη αναγκαιότητα μετατροπής της καμπύλης αντίστασης σε όρους φασματικών μεγεθών. Όμοια με τη μέθοδο του φάσματος ικανότητας του ATC – 40, απαιτείται η μετατροπή του πολυβάθμιου σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα. Η μέθοδος περιγράφεται με τα εξής βήματα:

- 1) Χάραξη της καμπύλης αντίστασης
- 2) Διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης
- 3) Υπολογισμός ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, T_e

Η ισοδύναμη ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη ικανότητας. Για τον υπολογισμό της χρησιμοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (5.14)$$

όπου,

T_i : είναι η ελαστική θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής στη διεύθυνση που εξετάζεται και η οποία προκύπτει με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση.

K_i : είναι η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία.

K_e : είναι η ισοδύναμη ενεργός πλευρική δυσκαμψία, οποία υπολογίζεται κατά την κατασκευή της εξιδανικευμένης καμπύλης F – δ.

- 4) Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης, δ_i

Η στοχευόμενη μετακίνηση θα υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους τους παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτηρίου. Επιτρέπεται να γίνεται θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτηρίου το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος, με κατάλληλη διόρθωση ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτηρίου. Προς τούτο αρκεί να λαμβάνονται προσεγγιστικώς υπόψη τα παρακάτω:

- Η διαφορά ελαστικής – ανελαστικής μετακίνησης
- Η διαφορά της μετακίνησης του ανωτέρω μονοβάθμιου συστήματος και του «κόμβου ελέγχου» του κτηρίου.

- Η διαφορά της μετακίνησης ενός ελαστοπλαστικού μονοβάθμιου συστήματος και ενός αντίστοιχου συστήματος με φθίνουσα δυσκαμψία κατά την ανακύκλιση.
- Η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως στη μετακίνηση.

Όλα τα παραπάνω λαμβάνονται υπόψη με τους συντελεστές C_0, C_1, C_2, C_3 . Η στοχευόμενη μετακίνηση κορυφής μιας κατασκευής υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_e(T) \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (5.15)$$

όπου

$S_e(T)$: είναι η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμπής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα).

C_0, C_1, C_2, C_3 : είναι διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής:

C_0 : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία $K_e (S_d = \left[\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right] \cdot S_e)$, με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και ≥ 10 , αντίστοιχα.

Ο λόγος $C_1 = \delta_{inel} / \delta_{el}$ της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτηρίου προς την αντίστοιχη ελαστική επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις:

$$\begin{aligned} C_1 &= 1.0 & \text{για} & T \geq T_c \\ C_1 &= [1.0 + (R-1)T_c / T] / R & & T < T_c \end{aligned} \quad (5.16)$$

Όπου T_c είναι η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος και $R = \frac{V_{el}}{V_y}$ είναι ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα. Ο λόγος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση:

$$R = \frac{S_e / g}{V_y / W} C_m \quad (5.17)$$

στην οποία η αντίσταση διαρροής V_y υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του διαγράμματος δυνάμεων (τέμνουσα βάσεως) –

μετακινήσεων (κορυφής) του κτηρίου, όπως ορίστηκε παραπάνω. Απλοποιητικά (και προς το μέρος της ασφάλειας), ο λόγος V_y/W μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτήρια με μικτό σύστημα, και 0.10 για κτήρια με αμιγώς πλαίσιακό σύστημα.

C_2 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον ακόλουθο πίνακα. Για τιμές T μεταξύ 0.1s και T_c πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T_e \leq 0.1 \text{ sec}$		$T_e \geq T_s$	
	Τύπος κτηρίου 1	Τύπος κτηρίου 2	Τύπος κτηρίου 1	Τύπος κτηρίου 2
Άμεση χρήση	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Οιονεί κατάρρευση	1.5	1.0	1.2	1.0

Πίνακας 5.4: Τιμές του συντελεστή C_2

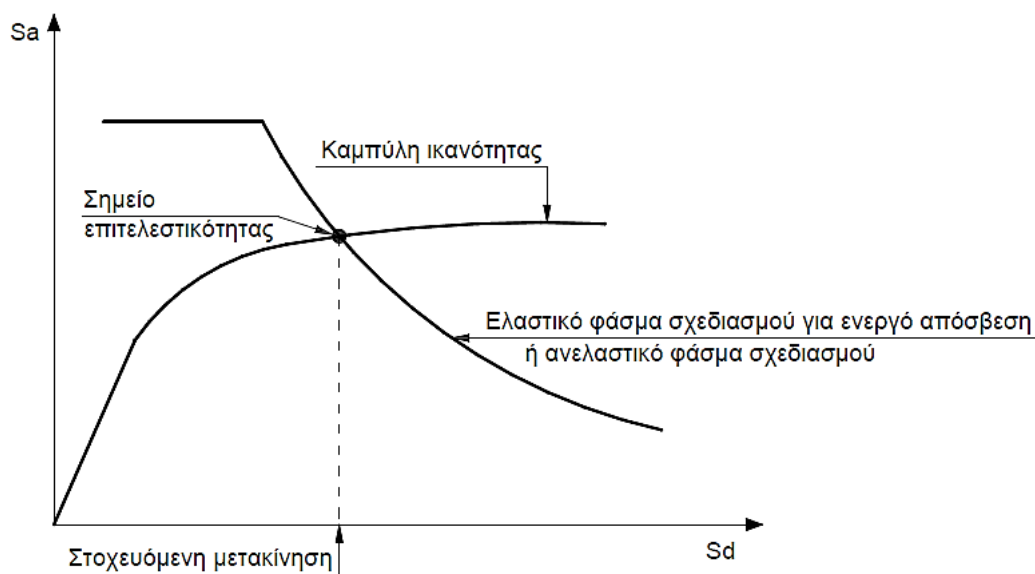
Ως κτήρια τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτήρια πριν το 1985, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), που αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνα με υψηλή πλαστιμότητα (κτήρια τύπου 2, π.χ. κτήρια από το 1985 και έπειτα, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2). Δεδομένου ότι η επιρροή της υστερητικής συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερη για υψηλότερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, γίνεται στον παραπάνω πίνακα διαφοροποίηση του C_2 με τη στάθμη επιτελεστικότητας.

C_3 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P – Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς $1 + 5(\theta - 0.1)/T$, όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (βλ. Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1). Στη συνήθη (για κτήρια από ΟΣ και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου $\theta < 0.1$, λαμβάνεται $C_3 = 1.0$.

Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής γίνεται αυτόματα από το λογισμικό SAP2000 το οποίο υπολογίζει την καμπύλη ικανότητας τις κατασκευής και δίνει το διάγραμμα ADRS κατά τον κανονισμό ATC – 40 όπως παρουσιάστηκε παραπάνω.

5.2.1.8 Υπολογισμός Σημείου Επιτελεστικότητας

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



Σχήμα 5.9: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας της κατασκευής

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. Συνδετικό στοιχείο κατά την αντιστοίχιση αυτή αποτελεί η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση του μονοβάθμιου συστήματος.

5.2.2 Εφαρμογή της Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης

5.2.2.1 Ορισμός των Κριτηρίων Αστοχίας των Υλικών

Αρχικά, γίνεται στο λογισμικό SAP2000 ο ορισμός των μη – γραμμικών χαρακτηριστικών των υλικών, του χάλυβα και του σκυροδέματος. Ως κριτήριο της ζώνης διαρροής του σκυροδέματος ορίζεται η τιμή $\epsilon_c = 2\%$ και για την αστοχία της θλιβόμενης ζώνης ορίζεται η τιμή $\epsilon_{cu} = 3,5\%$. Για το χάλυβα ως κριτήριο αστοχίας ορίζεται η τιμή $\epsilon_{su} = 2\%$. Η εισαγωγή τους στο λογισμικό γίνεται με τη χρήση των παρακάτω εντολών.

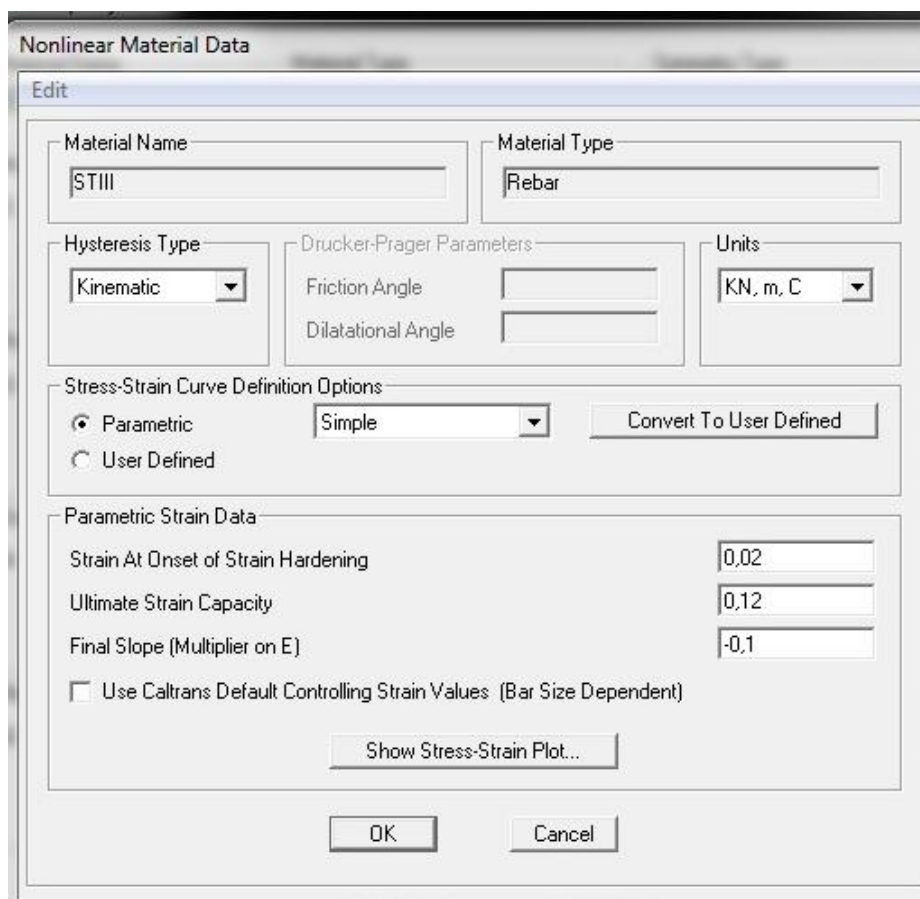
Define → Materials → Modify → Switch to Advanced Property Display → Show Material Properties → Nonlinear Material Data

The image shows a software dialog box titled "Nonlinear Material Data". It has an "Edit" button at the top left. The dialog is divided into several sections:

- Material Name:** B225
- Material Type:** Concrete
- Hysteresis Type:** Takeda (dropdown menu)
- Drucker-Prager Parameters:** Friction Angle: 0, Dilatational Angle: 0
- Units:** KN, m, C (dropdown menu)
- Stress-Strain Curve Definition Options:** Parametric (selected), Mander (dropdown menu), Convert To User Defined (button)
- Parametric Strain Data:** Strain At Unconfined Compressive Strength, f'c: 2,000E-03; Ultimate Unconfined Strain Capacity: 3,500E-03; Final Compression Slope (Multiplier on E): -0,1

At the bottom, there is a "Show Stress-Strain Plot..." button, and "OK" and "Cancel" buttons.

Σχήμα 5.10: Εισαγωγή κριτηρίων αστοχίας σκυροδέματος



Σχήμα 5.11: Εισαγωγή κριτηρίων αστοχίας χάλυβα

5.2.2.2 Εισαγωγή Οπλισμών

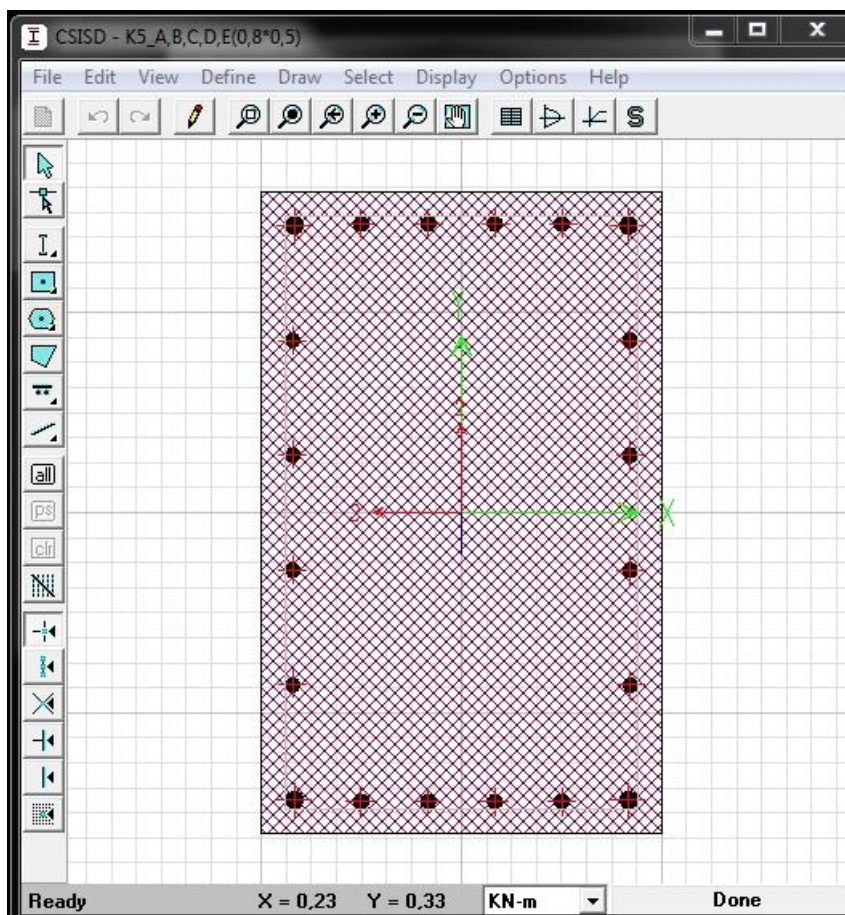
Σκόπιμο είναι να δοθούν κάποια στοιχεία για την εισαγωγή των οπλισμών σε κάθε διατομή του φορέα. Στο στάδιο των ελαστικών αναλύσεων, η εισαγωγή των οπλισμών στο πρόγραμμα δεν είναι απαραίτητη, καθώς δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Για τη στατική ανελαστική ανάλυση όμως είναι απαραίτητη η εισαγωγή τους, προκειμένου το πρόγραμμα SAP2000 να αποδώσει τα απαραίτητα παραμορφωσιακά μεγέθη του νόμου ροπών – καμπυλοτήτων (M_y, M_u, ϕ_y, ϕ_u) έκαστης διατομής δομικού στοιχείου.

Επιλέγεται να γίνει στο SAP2000 η εισαγωγή και σχεδιασμός των κύριων οπλισμών, με την εξής διαδικασία:

Define → Section Properties → Frame Sections → Section Designer

Ο διατμητικός οπλισμός (συνδετήρες) είναι δευτερεύουσας σημασίας για τη φάση της αποτίμησης του κτηρίου, οπότε παραλείπεται ο σχεδιασμός τους. Η τοποθέτηση των κύριων οπλισμών σε κάθε διατομή δοκού, υποστυλώματος, τοιχώματος και πεδילוδοκού γίνεται με ακρίβεια, λαμβάνοντας υπόψη την επικάλυψη των οπλισμών ($c=0,03m$).

Τα περιμετρικά τοιχώματα του υπογείου καθότι πρακτικά αμετακίνητα κατά το σεισμό οπλίζονται μεν κατασκευαστικά με τον τυπικό οπλισμό, όμως η τοποθέτηση των αντίστοιχων οπλισμών στο πρόγραμμα SAP2000 είναι περισσότερο τυπικής φύσεως, οπότε και αυτό το στάδιο όπλισης παραλείπεται. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται ο οπλισμός μιας τυπικής διατομής υποστυλώματος με τη χρήση του Section Designer.

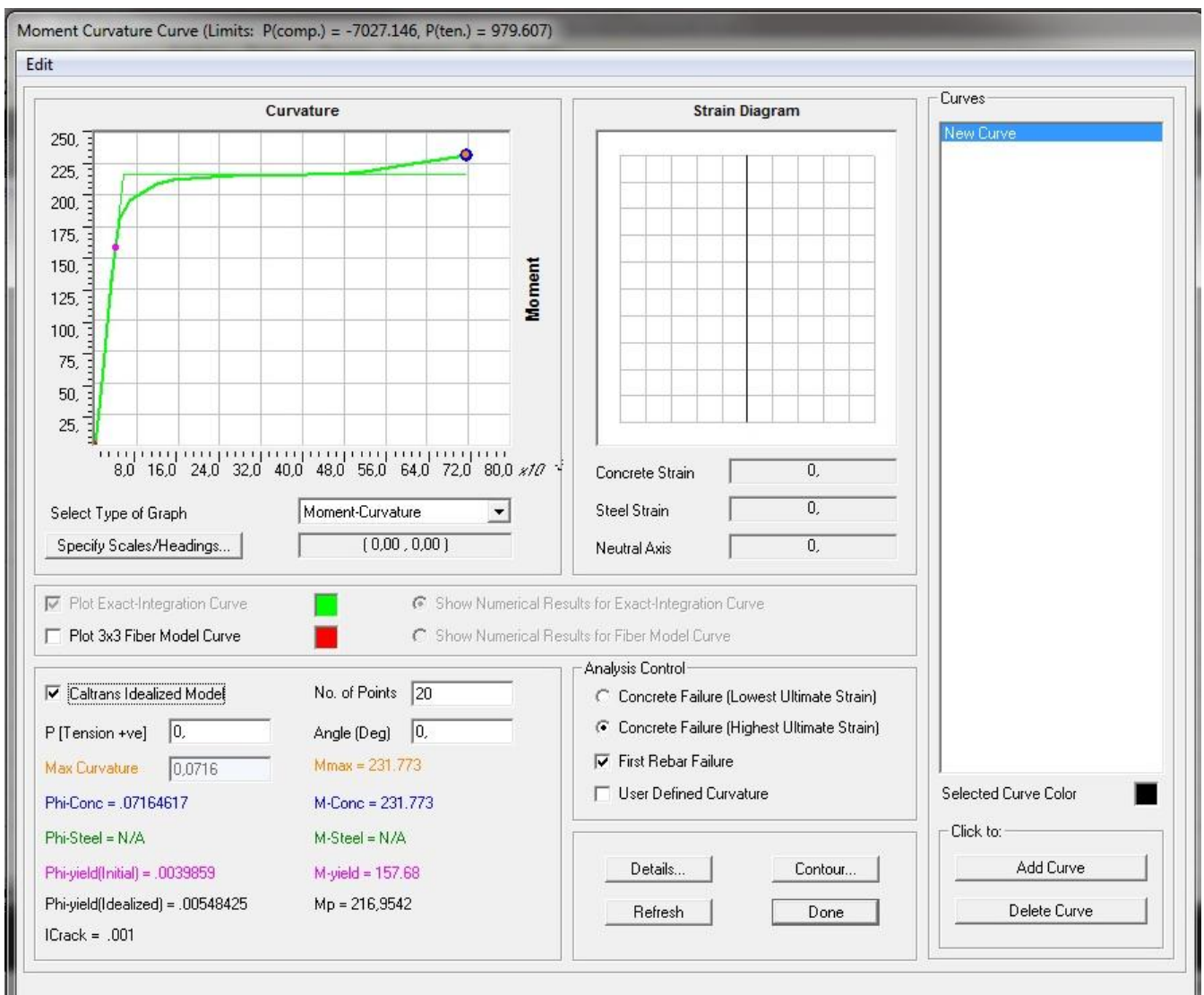


Σχήμα 5.12: Εισαγωγή οπλισμού ενδεικτικής διατομής υποστυλώματος στο section designer του SAP2000

5.2.2.3 Διάγραμμα Ροπών – Καμπυλοτήτων των Διατομών

Για κάθε διατομή μέσω του Section Designer, το πρόγραμμα προσδιορίζει το διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων, με τη βοήθεια του οποίου καθορίζονται οι καμπυλότητες διαρροής και αστοχίας, φ_y και φ_u αντίστοιχα, καθώς και οι ροπές διαρροής και αστοχίας, M_y και M_u αντίστοιχα.

Ενδεικτικά, παρουσιάζεται στη συνέχεια το διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων μιας τυχαίας διατομής υποστυλώματος.



Σχήμα 5.13: Προσδιορισμός των ϕ_y , ϕ_u , M_y , M_u από το Section Designer

Από τα δεδομένα του προγράμματος οι αντιστοιχίες των συμβόλων είναι οι εξής:

Phi – yield (initial) $\rightarrow \phi_y$

Phi – Conc $\rightarrow \phi_u$

M – yield $\rightarrow M_y$

M – Conc $\rightarrow M_u$

Στη συνέχεια, με βάση τις σχέσεις του Ευρωκώδικα 8 και τις τιμές των καμπυλοτήτων που προέκυψαν, υπολογίζονται οι γωνίες στροφής χορδής διαρροής θ_y και αστοχίας θ_u για όλα τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία της κατασκευής (υποστυλώματα και τοιχώματα). Επιπλέον για τον υπολογισμό των γωνιών στροφής,

είναι απαραίτητο να προσδιορισθούν οι αξονικές δυνάμεις των κατακόρυφων στοιχείων για το συνδυασμό φόρτισης $D + 0,3L$. Στον πίνακα που ακολουθεί φαίνονται ενδεικτικά οι τιμές των αξονικών δυνάμεων κάποιων μελών.

Element	OutputCase	P
Text	Text	KN
K2_I(0,5*0,8)	D+0,3L	-1145,09
K14_DM(0,5*0,2)	D+0,3L	-44,287
k17b_I(0,7*0,25)	D+0,3L	-153,708
k17b_A(0,7*0,2)	D+0,3L	-135,867
k17b_B(0,7*0,2)	D+0,3L	-112,43
k17b_C(0,7*0,2)	D+0,3L	-85,691
k17b_D(0,7*0,2)	D+0,3L	-57,094
k17b_E(0,7*0,2)	D+0,3L	-31,49
K2_A(0,5*0,6)	D+0,3L	-944,123
K23b_I(0,5*0,8)	D+0,3L	-543,472
K17a_I(0,25*0,7)	D+0,3L	-216,354
K17a_A(0,2*0,7)	D+0,3L	-160,524
K17a_B(0,2*0,7)	D+0,3L	-123,975
K10_I(0,25*2,2)	D+0,3L	-802,61
K10_A(0,25*2,2)	D+0,3L	-656,153
K10_B(0,25*2,2)	D+0,3L	-525,613
K10_C(0,25*2,2)	D+0,3L	-392,258
K2_B(0,5*0,6)	D+0,3L	-745,922
K2_C(0,5*0,6)	D+0,3L	-550,522
K2_D(0,5*0,6)	D+0,3L	-356,541
K2_E(0,5*0,6)	D+0,3L	-163,9
K3_I(0,8*0,5)	D+0,3L	-1366,86
K3_A(0,8*0,5)	D+0,3L	-1163,07
K3_B(0,8*0,5)	D+0,3L	-946,293
K3_C(0,8*0,5)	D+0,3L	-727,215
K3_D(0,8*0,5)	D+0,3L	-474,142
K3_E(0,8*0,5)	D+0,3L	-218,342
K4_I(0,5*0,8)	D+0,3L	-1644,27
K4_A(0,5*0,6)	D+0,3L	-1347,18
K4_B(0,5*0,6)	D+0,3L	-1061,31
K4_C(0,5*0,6)	D+0,3L	-772,935
K4_D(0,5*0,6)	D+0,3L	-495,364
K4_E(0,5*0,6)	D+0,3L	-219,543
K5_I(0,8*0,5)	D+0,3L	-1749,23
K5_A(0,8*0,5)	D+0,3L	-1448,65
K5_B(0,8*0,5)	D+0,3L	-1165,89
K5_C(0,8*0,5)	D+0,3L	-878,804
K5_D(0,8*0,5)	D+0,3L	-565,528
K5_E(0,8*0,5)	D+0,3L	-252,526

Πίνακας 5.5: Ενδεικτικές τιμές αξονικών δυνάμεων μελών

Οι τιμές της τάσης διαρροής του σκυροδέματος και του χάλυβα αντίστοιχα, δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8Mpa \Rightarrow 16 + 8 = 24Mpa$$

$$f_{ym} = f_{yk} = 400Mpa$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, απαιτείται η χρήση συντελεστή ασφαλείας, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με $\gamma_c = \gamma_s = 1,2$. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται ενδεικτικά οι γωνίες στροφής χορδής ορισμένων υποστυλωμάτων.

ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΔΙΑΤΟΜΗ	b(m)	h(m)	L(m)	ϕ_y	ϕ_u	d_b	L_v (m)	L_{pl} (m)	θ_y	θ_{um}	θ_{um}^{pl}
K1/K3(I)	80×50	0,8	0,5	3,33	0,0024	0,0467	0,018	1,665	0,5735	0,0036	0,0123	0,0087
K1/K3(A,B,C,D)	80×50	0,8	0,5	3,1	0,0024	0,0467	0,018	1,55	0,5620	0,0036	0,0120	0,0084
K1/K3(E)	80×50	0,8	0,5	3,22	0,0024	0,0467	0,018	1,61	0,5680	0,0036	0,0122	0,0086
K2(I)	50×80	0,5	0,8	3,33	0,0043	0,0595	0,022	1,665	0,6960	0,0055	0,0180	0,0124
K2(A)	50×60	0,5	0,6	3,1	0,0044	0,0530	0,022	1,55	0,6505	0,0053	0,0151	0,0099
K2(B)	50×60	0,5	0,6	3,1	0,0043	0,0536	0,022	1,55	0,6505	0,0052	0,0153	0,0101
K2(C,D)	50×60	0,5	0,6	3,1	0,0040	0,0716	0,018	1,55	0,5790	0,0048	0,0183	0,0135
K2(E)	50×60	0,5	0,6	3,22	0,0040	0,0716	0,018	1,61	0,5850	0,0049	0,0186	0,0138
K4(Y)	50×80	0,5	0,8	3,22	0,0043	0,0534	0,022	1,61	0,6905	0,0055	0,0161	0,0106
K4(I)	50×80	0,5	0,8	3,33	0,0043	0,0534	0,022	1,665	0,6960	0,0056	0,0163	0,0107
K4(A)	50×60	0,5	0,6	3,1	0,0045	0,0425	0,022	1,55	0,6505	0,0054	0,0124	0,0071
K4(B)	50×60	0,5	0,6	3,1	0,0044	0,0530	0,022	1,55	0,6505	0,0053	0,0151	0,0099
K4(C)	50×60	0,5	0,6	3,1	0,0043	0,0616	0,022	1,55	0,6505	0,0052	0,0173	0,0122
K4(D)	50×60	0,5	0,6	3,1	0,0042	0,0634	0,022	1,55	0,6505	0,0051	0,0178	0,0127
K4(E)	50×60	0,5	0,6	3,22	0,0040	0,0716	0,018	1,61	0,5850	0,0049	0,0186	0,0138
K5(Y)	80×50	0,8	0,5	3,22	0,0025	0,0442	0,022	1,61	0,6395	0,0038	0,0126	0,0088
K5(I)	80×50	0,8	0,5	3,33	0,0025	0,0442	0,022	1,665	0,6450	0,0038	0,0127	0,0090
K5(A,B,C,D)	80×50	0,8	0,5	3,1	0,0024	0,0467	0,018	1,55	0,5620	0,0036	0,0120	0,0084
K5(E)	80×50	0,8	0,5	3,22	0,0024	0,0467	0,018	1,61	0,5680	0,0036	0,0122	0,0085
K6(Y)	50×80	0,5	0,8	3,22	0,0043	0,0534	0,022	1,61	0,6905	0,0055	0,0161	0,0106
K6(I)	50×80	0,5	0,8	3,33	0,0043	0,0534	0,022	1,665	0,6960	0,0056	0,0163	0,0107
K6(A)	50×60	0,5	0,6	3,1	0,0045	0,0425	0,022	1,55	0,6505	0,0054	0,0124	0,0071
K6(B)	50×60	0,5	0,6	3,1	0,0043	0,0536	0,022	1,55	0,6505	0,0052	0,0153	0,0101
K6(C)	50×60	0,5	0,6	3,1	0,0042	0,0634	0,022	1,55	0,6505	0,0051	0,0178	0,0127
K6(D)	50×60	0,5	0,6	3,1	0,0041	0,0656	0,02	1,55	0,6148	0,0050	0,0176	0,0127
K6(E)	50×60	0,5	0,6	3,22	0,0041	0,0656	0,02	1,61	0,6208	0,0050	0,0179	0,0129

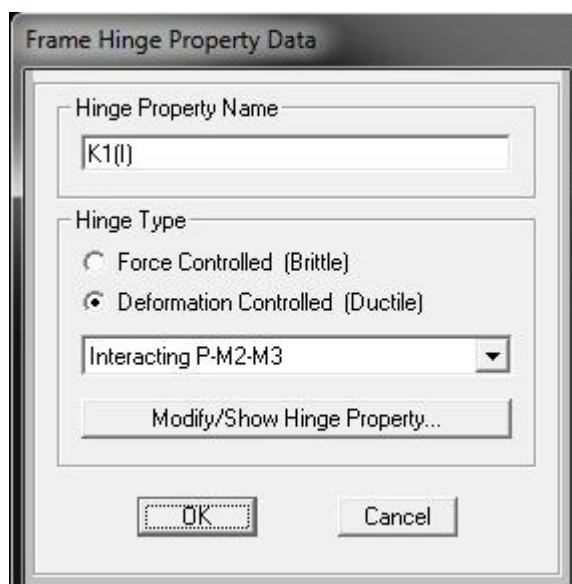
Πίνακας 5.6: Υπολογισμός των γωνιών στροφής χορδής θ_y , θ_{um} και θ_{um}^{pl} υποστυλωμάτων

5.2.2.4 Ορισμός των Πλαστικών Αρθρώσεων των Διατομών

Σε επόμενο στάδιο καθορίζονται τα χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης των διατομών. Ο στόχος της ανάλυσης είναι να προβλεφθούν τα σημεία εκδήλωσης ανελαστικών παραμορφώσεων στην κατασκευή καθώς και ο τρόπος εκδήλωσής τους. Η εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων των διατομών των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων στο λογισμικό SAP2000 γίνεται ακολουθώντας τις ακόλουθες εντολές.

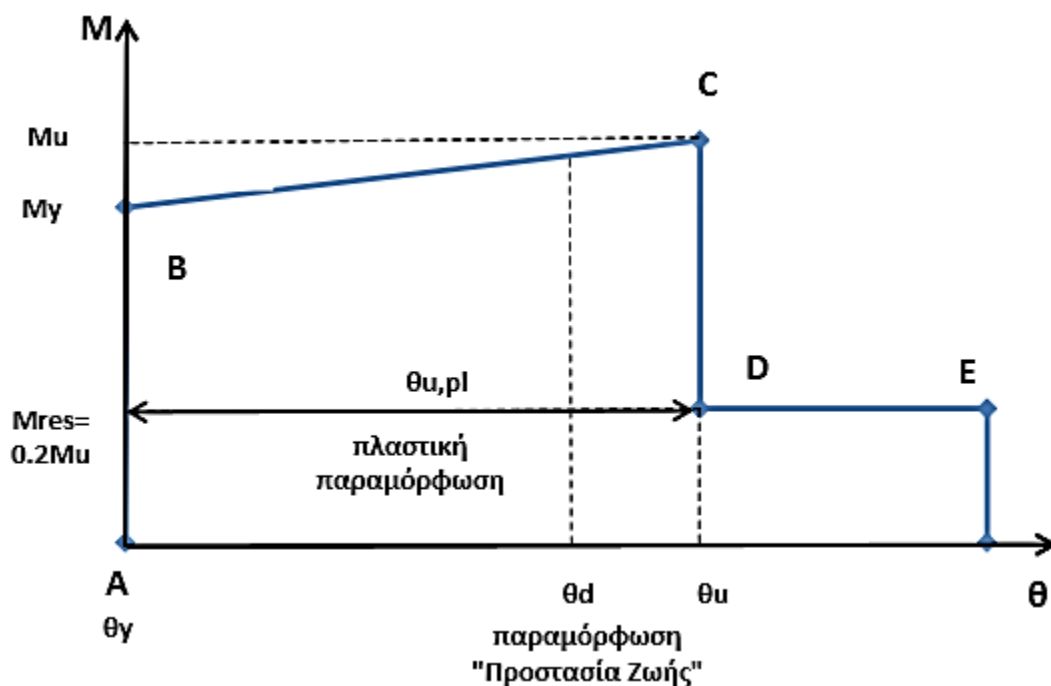
Define → Section Properties → Hinge Properties → Add New Property → Concrete

Επιλέγεται πλάστιμος τρόπος αστοχίας (Ductile), καθώς κι έλεγχος μετακινήσεων (Deformation Control). Έπειτα για τις δοκούς κρίσιμη ορίζεται η αστοχία λόγω καμπτικής ροπής περί τον τοπικό άξονα 3 – 3 (Moment M3), ενώ για τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα κρίσιμη θεωρείται η αλληλεπίδραση της αξονικής δύναμης και των ροπών περί τους άξονες 2 – 2 και 3 – 3 (Interacting P – M2 – M3).



Σχήμα 5.14: Εισαγωγή ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα και τοιχώματα

Τα πλαστικά μεγέθη παραμόρφωσης εισάγονται στο λογισμικό ακολουθώντας την ιδεατή καμπύλη παραμόρφωσης ($M - \theta$) όπως αυτή υπαγορεύεται από τον εκάστοτε κανονισμό. Στην παρούσα εργασία γίνεται χρήση των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8.



Σχήμα 5.15: Ιδεατή καμπύλη παραμόρφωσης $M - \theta$ δομικών μελών

Στάθμη Επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση»

Αναφέρεται στο σημείο A της παραπάνω καμπύλης, στο οποίο η γωνία διαρροής λαμβάνεται μηδενική ($\theta_y = 0$) κι επομένως η γωνία αστοχίας ισούται με τη γωνία πλαστικής στροφής ($\theta_{um} = \theta_{um}^{pl}$).

Στάθμη Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»

Στην περίπτωση αυτή ο Ευρωκώδικας 8 προβλέπει ως μέγιστη γωνία την:

$$\theta_d = (3\theta_{um} / 4) / \gamma_{Rd} \rightarrow \theta_d = (3\theta_{um}^{pl} / 4) / \gamma_{Rd}$$

Στάθμη Επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση»

Στην περίπτωση αυτή ο Ευρωκώδικας 8 προβλέπει ως μέγιστη γωνία την:

$$\theta_{du} = \theta_{um} / \gamma_{Rd} \rightarrow \theta_{du} = \theta_{um}^{pl} / \gamma_{Rd}$$

Όπου $\gamma_{Rd} = 1$.

Συνοψίζοντας, η εισαγωγή των δεδομένων των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται στο πρόγραμμα με την ακόλουθη διαδικασία.

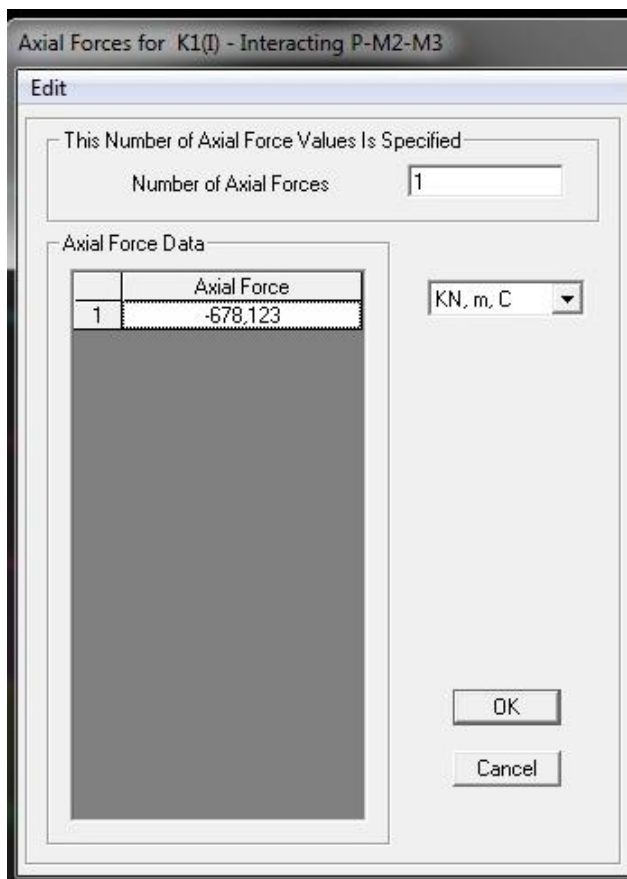
- Υποστυλώματα – Τοιχώματα

ΣΗΜΕΙΟ	ΡΟΠΗ	ΣΤΡΟΦΗ
A	0	0
B	1	0
C	M_u/M_y	θ_{um}^{pl}
D	$0,2M_u/M_y$	θ_{um}^{pl}
E	$0,2M_u/M_y$	$3\theta_{um}^{pl}$

ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ
«Άμεση Χρήση»	0
«Προστασία Ζωής»	$0,75\theta_{um}^{pl}$
«Οιονεί Κατάρρευση»	θ_{um}^{pl}

Πίνακας 5.7: Εισαγωγή δεδομένων ροπής – στροφής για υποστυλώματα και τοιχώματα κατά Ευρωκώδικα 8 στο SAP2000

Σχήμα 5.16: Προσδιορισμός συμμετρίας για διατομές υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων στο SAP2000



Σχήμα 5.17: Εισαγωγή του αξονικού φορτίου από την επίλυση του συνδυασμού φόρτισης $D+0,3L$ στο λογισμικό SAP2000

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στην περίπτωση που η διατομή ενός υποστρώματος ή τοιχώματος δεν παρουσιάζει συμμετρία. Η επιλογή στο σύστημα για τη συγκεκριμένη περίπτωση θα πρέπει να είναι η Moment Rotation Dependence has No Symmetry.

Moment Rotation Data for K1() - Interacting P-M2-M3

Edit

Select Curve
 Axial Force: -678,123 Angle: 0, Curve #1: [Navigation Buttons]

Units: KN, m, C

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0,	0,
B	1,	0,
C	1,544	8,700E-03
D	0,3088	8,700E-03
E	0,3088	0,0261

Note: Yield moment is defined by interaction surface

Copy Curve Data Paste Curve Data

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

- Immediate Occupancy: 0,
- Life Safety: 6,500E-03
- Collapse Prevention: 8,700E-03

Show Acceptance Points on Current Curve

3D View
 Plan: 315 Elevation: 35 Aperture: 0 Axial Force: -678,123

Hide Backbone Lines
 Show Acceptance Criteria
 Show Thickened Lines
 Highlight Current Curve

Moment Rotation Information

Symmetry Condition: Double
 Number of Axial Force Values: 1
 Number of Angles: 2
 Total Number of Curves: 2

Angle Is Moment About

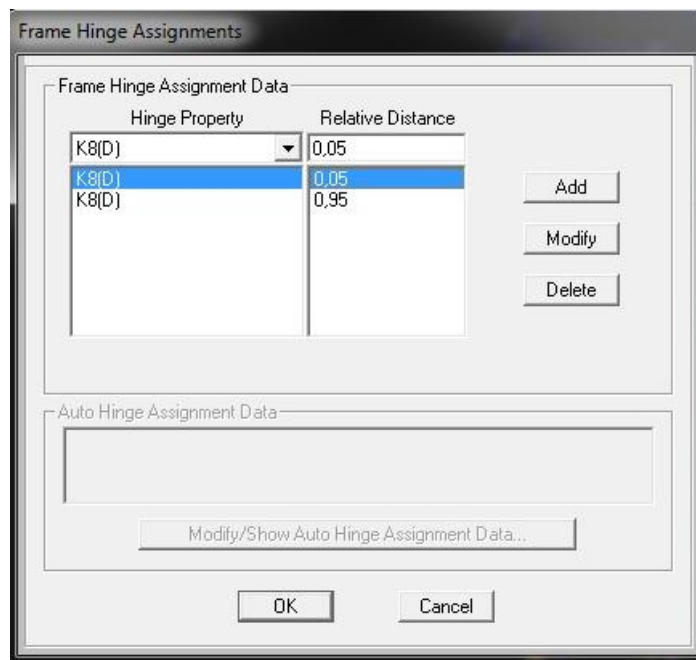
0 degrees = About Positive M2 Axis
 90 degrees = About Positive M3 Axis
 180 degrees = About Negative M2 Axis
 270 degrees = About Negative M3 Axis

OK Cancel

Σχήμα 5.18: Εισαγωγή παραμορφωσιακών μεγεθών και κριτηρίων επιτελεστικότητας σε διατομή υποστολώματος

Η εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων στις πιθανές θέσεις σχηματισμού τους, δηλαδή στα άκρα των στοιχείων ($i=0,05$, $j=0,95$), ακολουθεί την εξής διαδικασία, αφού επιλεγεί το εκάστοτε μέλος:

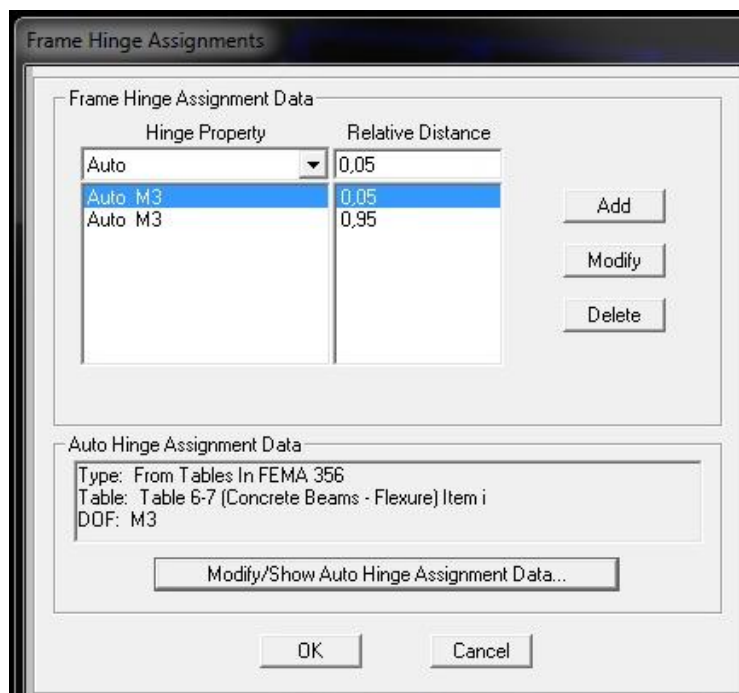
Assign → Frame → Hinges



Σχήμα 5.19: Εφαρμογή των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων

- Δοκοί

Στην περίπτωση των δοκών εφαρμόστηκε μια διαφορετική μέθοδος σε σχέση με τα κατακόρυφα στοιχεία. Τα παραμορφωσιακά μεγέθη καθώς και οι στάθμες επιτελεστικότητας υπολογίζονται αυτόματα από το λογισμικό SAP2000 και ορίζονται με ανάλογη διαδικασία οι πλαστικές αρθρώσεις σύμφωνα με τις διατάξεις της FEMA 356.



Σχήμα 5.20: Εφαρμογή των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών

The screenshot shows the 'Auto Hinge Assignment Data' dialog box with the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables In FEMA 356
- Select a FEMA356 Table:** Table 6-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
- Component Type:** Primary (selected), Secondary
- Degree of Freedom:** M2, M3 (selected)
- V Value From:** Case/Combo (selected), User Value. Value: D+0.3L
- Transverse Reinforcing:** Transverse Reinforcing is Conforming (checked)
- Reinforcing Ratio ($\rho - \rho'$) / $\rho_{balanced}$:** From Current Design (selected), User Value
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E (selected), Is Extrapolated After Point E

Σχήμα 5.21: Εισαγωγή ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων σε δοκούς

5.2.2.5 Στατική Ανελαστική Ανάλυση

Στην παρούσα παράγραφο, παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία εκτέλεσης της ανελαστικής στατικής ανάλυσης στο λογισμικό SAP2000 και παρατίθενται τα αποτελέσματα που προκύπτουν, με βάση τα οποία γίνεται η αποτίμηση της κατασκευής.

Οι συνδυασμοί οριζόντιας φόρτισης ορίζονται με δύο τουλάχιστον διαφορετικές κατανομές. Στην παρούσα μελέτη ορίζονται σύμφωνα με την ομοιόμορφη και την ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή. Οι προκύπτοντες συνδυασμοί που ορίζονται κατά τις διευθύνσεις $x, -x, y, -y$ του σεισμού λαμβάνουν υπόψη και το 30% της συνεισφοράς της άλλης διεύθυνσης. Έτσι προκύπτουν οκτώ συνδυασμοί για κάθε κατανομή όπως φαίνεται στη συνέχεια.

ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ
X±0,3Y	ΟΜΟΙΟΜ_ X+0,3Y	TRIGON_ X+0,3Y
	ΟΜΟΙΟΜ_ X-0,3Y	TRIGON_ X-0,3Y
-X±0,3Y	ΟΜΟΙΟΜ_ -X+0,3Y	TRIGON_ -X+0,3Y
	ΟΜΟΙΟΜ_ -X-0,3Y	TRIGON_ -X-0,3Y
Y±0,3X	ΟΜΟΙΟΜ_ Y+0,3X	TRIGON_ Y+0,3X
	ΟΜΟΙΟΜ_ Y-0,3X	TRIGON_ Y-0,3X
-Y±0,3X	ΟΜΟΙΟΜ_ -Y+0,3X	TRIGON_ -Y+0,3X
	ΟΜΟΙΟΜ_ -Y-0,3X	TRIGON_ -Y-0,3X

Πίνακας 5.8: Συνδυασμοί οριζόντιων φορτίσεων

Η επιβολή των φορτίων γίνεται σε δύο φάσεις. Αρχικά επιβάλλονται τα μόνιμα και τα κινητά φορτία με το συνδυασμό $D+0,3L$, ώστε να προκληθούν οι αντίστοιχες εντάσεις και παραμορφώσεις. Οι αρχικές συνθήκες θεωρούνται μηδενικές και αποθηκεύεται το τελευταίο στάδιο της ανάλυσης. Στη συνέχεια εισάγονται οι ανελαστικές αναλύσεις του παραπάνω πίνακα, έχοντας ως σημείο εκκίνησης την ολοκλήρωση της μη – γραμμικής στατικής ανάλυσης $D+0,3L$. Η διαδικασία παρουσιάζεται στα ακόλουθα σχήματα.

Define → Load Cases → Add New Load Case

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: D+0,3L NL 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 D+0,3L NL

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

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

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

Add Modify Delete

Other Parameters

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

Σχήμα 5.22: Ορισμός αρχικών συνθηκών φόρτισης στατικής μη – γραμμικής ανάλυσης D+0,3L

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: X+0,3Y 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 D+0,3L NL

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.
Accel	UY	0,3

Add Modify Delete

Other Parameters

Load Application: Displ Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

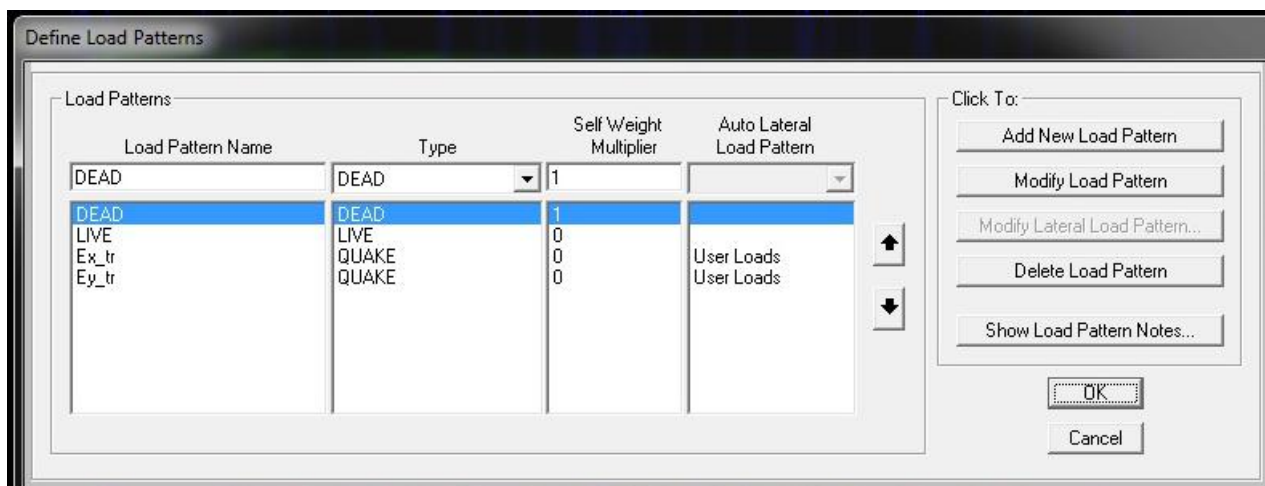
Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

OK Cancel

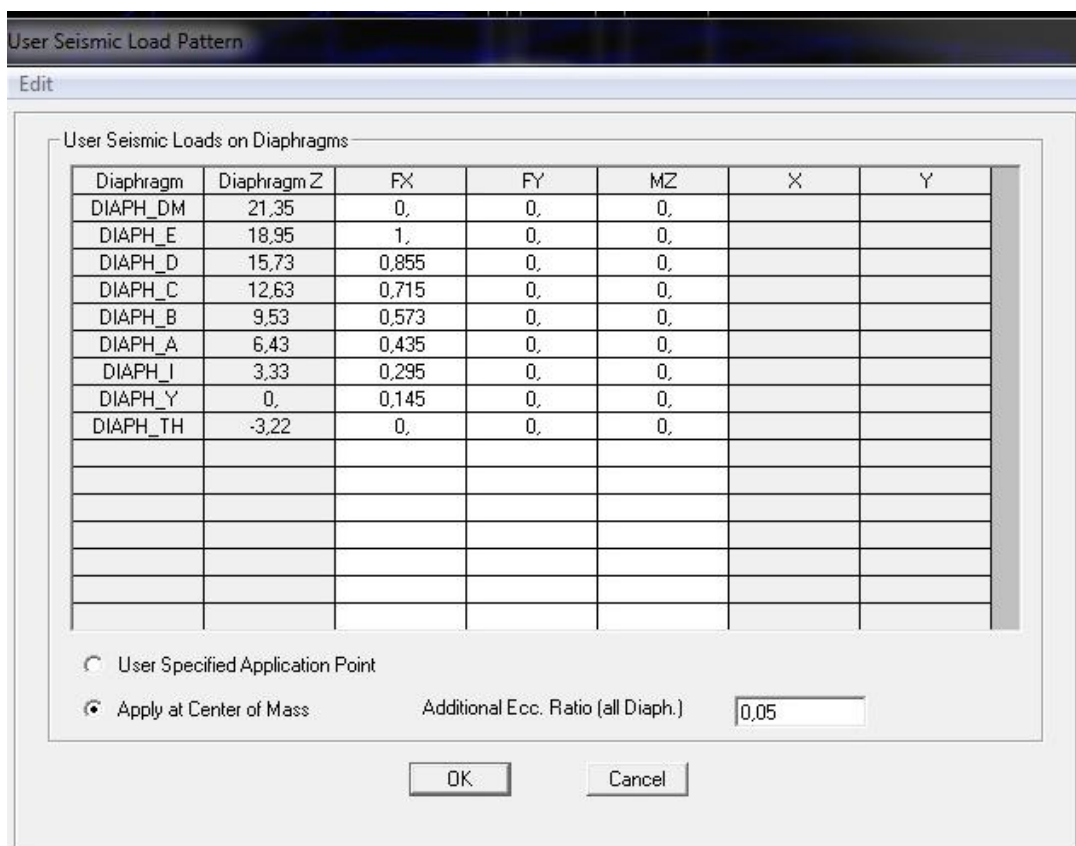
Σχήμα 5.23: Ορισμός ομοιόμορφης κατανομής κατά το συνδυασμό X+0,3Y

Για τον ορισμό της τριγωνικής κατανομής λαμβάνεται υπόψη η πρώτη ιδιομορφή. Η μέγιστη τιμή αντιστοιχεί στον τελευταίο όροφο του κτηρίου και ισούται με μονάδα, μειώνεται σταδιακά στους υπόλοιπους ορόφους μέχρι που μηδενίζεται στο υπόγειο. Η φόρτιση εφαρμόζεται στα κέντρα μάζας του κάθε ορόφου για τις διευθύνσεις x, y . Ακολουθείται η εξής διαδικασία:

Define → Load Pattern → Ονομασία (Quake, User Loads) → Add New Load Pattern



Σχήμα 5.24: Ορισμός προτύπου φόρτισης τριγωνικής κατανομής κατά τη διεύθυνση x και y



Σχήμα 5.25: Ορισμός τριγωνικής κατανομής κατά τη διεύθυνση x

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: X+0,3Y(tr) [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [D+0,3L NL]

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

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Ex_tr	1.
Load Pattern	Ex_tr	1.
Load Pattern	Ey_tr	0,3

[Add] [Modify] [Delete]

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters:

Load Application: [Displ Control] [Modify/Show...]

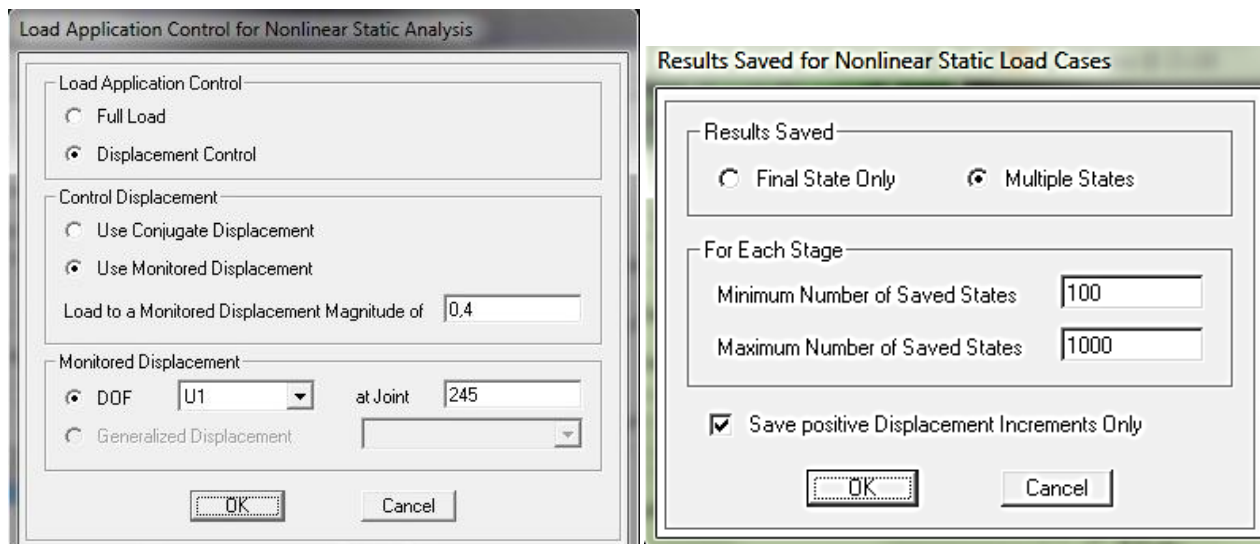
Results Saved: [Multiple States] [Modify/Show...]

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

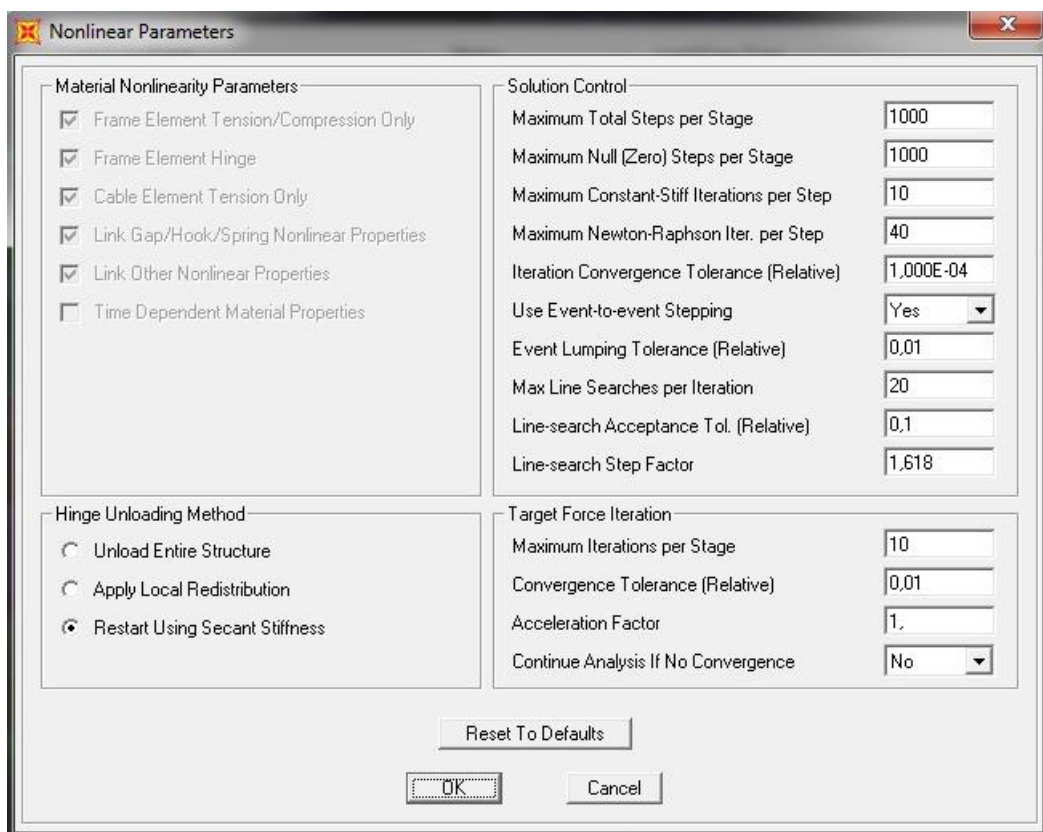
[OK] [Cancel]

Σχήμα 5.26: Ορισμός τριγωνικής κατανομής κατά το συνδυασμό X+0,3Y

Η επιλογή της μεθόδου ελεγχόμενης μετακίνησης ορίζεται στο μενού προσδιορισμού των παραμέτρων του εκάστοτε συνδυασμού φόρτισης (Other Parameters). Η ελεγχόμενη μετακίνηση ύστερα από δοκιμές λαμβάνεται ίση με 0,4 m και ως κόμβος ελέγχου ορίζεται ο κόμβος 245 που βρίσκεται στην οροφή του δώματος του κτηρίου. Οι οριζόντιες φορτίσεις επιβάλλονται επαυξητικά και σταδιακά από βήμα σε βήμα μέχρι η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου να φτάσει την ελεγχόμενη μετακίνηση. Σε όλες τις περιπτώσεις φορτίσεων χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος “Restart Using Secant Stiffness”, κατά την οποία κάθε φορά που κάποιο στοιχείο αστοχεί, η διαδικασία ξεκινάει από την αρχή, λαμβάνοντας υπόψη τις μειωμένες δυσκαμψίες εκείνων των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.



Σχήμα 5.27: Ορισμός παραμέτρων συνδυασμών φόρτισης



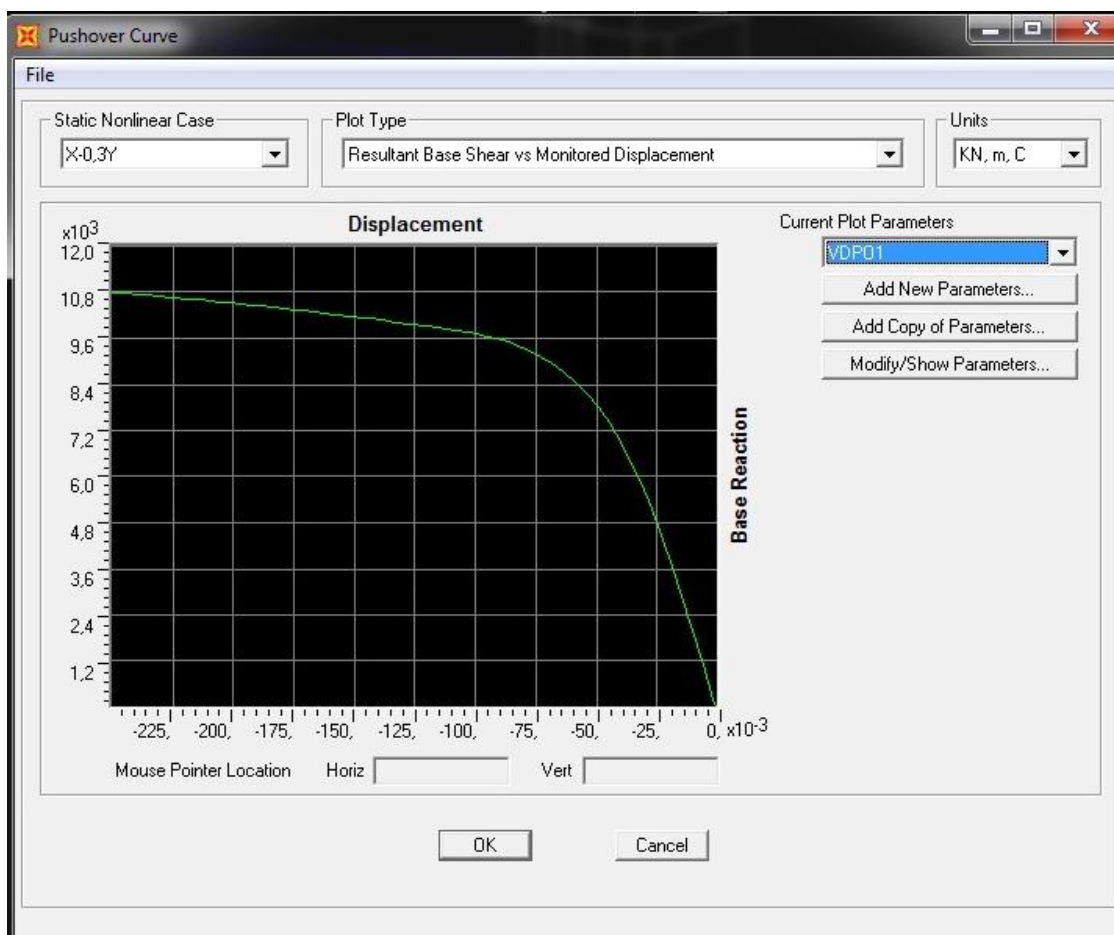
Σχήμα 5.28: Ορισμός μη – γραμμικών παραμέτρων συνδυασμών φόρτισης

5.2.2.6 Αποτελέσματα Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης

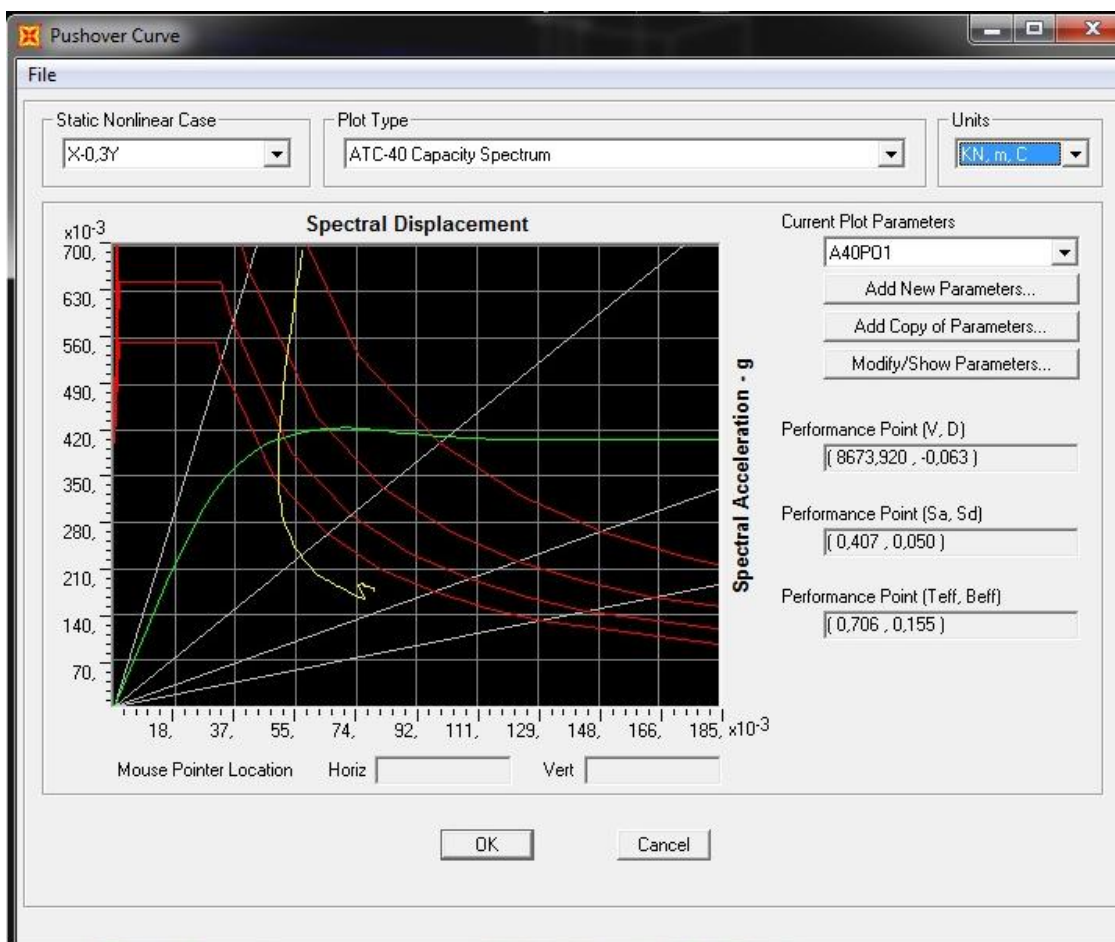
Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης, παρατίθενται οι καμπύλες ικανότητας $V - D$ και τα φάσματα ικανότητας σε μορφή ADRS και γίνεται αποτίμηση της κατασκευής σε κάθε περίπτωση φόρτισης. Στα σχήματα μορφής ADRS με κόκκινο χρώμα δίνεται το ελαστικό φάσμα

σχεδιασμού κατά Ευρωκώδικα 8 και μια σειρά μειωμένων αποκρίσεων. Η πράσινη καμπύλη είναι η καμπύλη ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Τέλος, η τομή της κίτρινης γραμμής (απαίτησης) και της πράσινης γραμμής (ικανότητας) αποτελεί το σημείο που αντιστοιχεί στη συγκεκριμένη περίπτωση στη στάθμη « Προστασία Ζωής» (Life Safety).

- Ομοιόμορφη Κατανομή – Διεύθυνση x (Δυσμενέστερος Συνδυασμός $X - 0,3Y$)



Σχήμα 5.29: Καμπύλη Ικανότητας

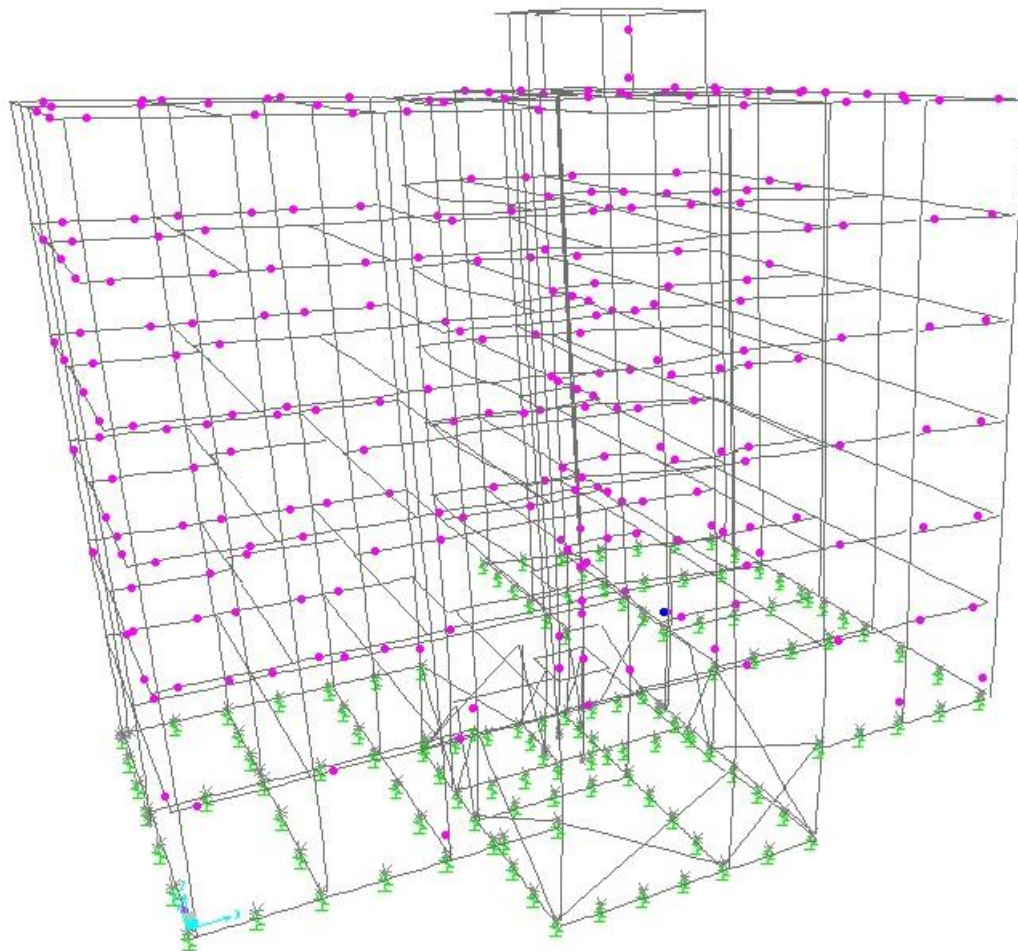


Σχήμα 5.30: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά $X - 0,3Y$ πραγματοποιείται σε 83 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας $(V, D) = (8673,92, -0,063)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 14 και 15.

ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ X-0,3Y		
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)
13	8143,922	-0,054
14	8424,620	-0,058
Σ.Ε.	8673,920	-0,063
15	8755,645	-0,064
16	8942,579	-0,068

Πίνακας 5.9: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης

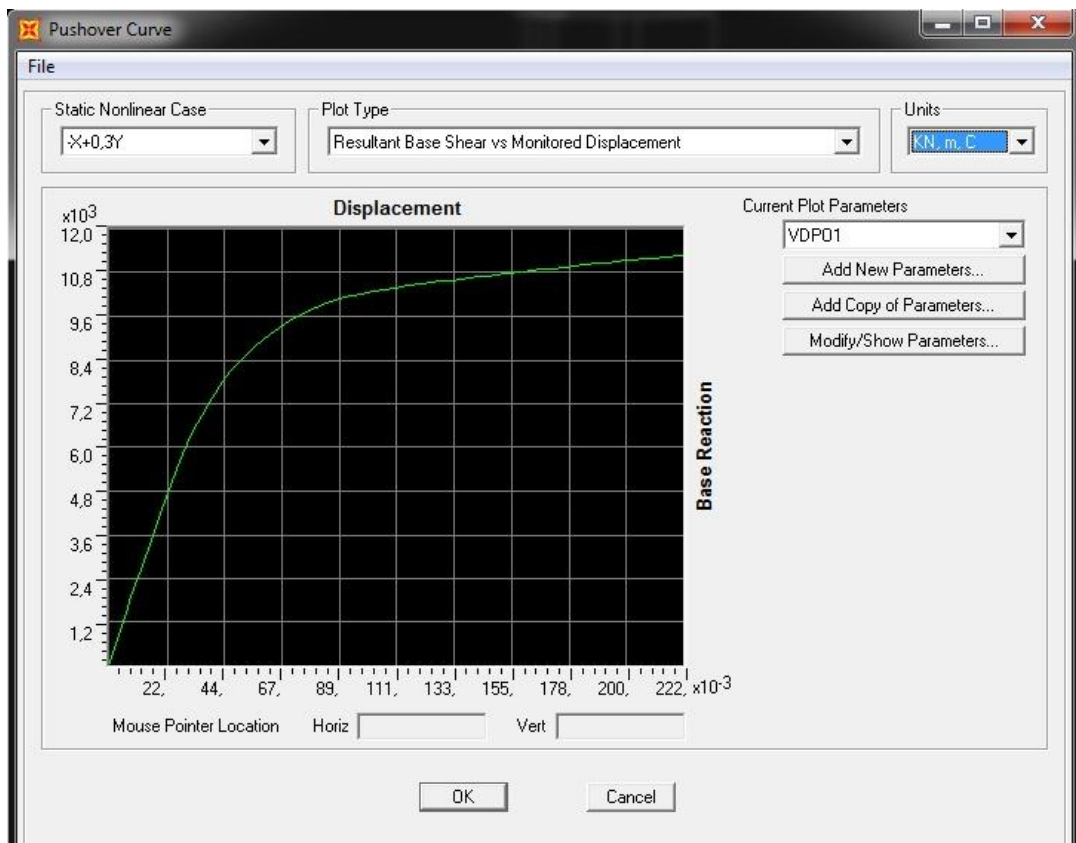


Σχήμα 5.31: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

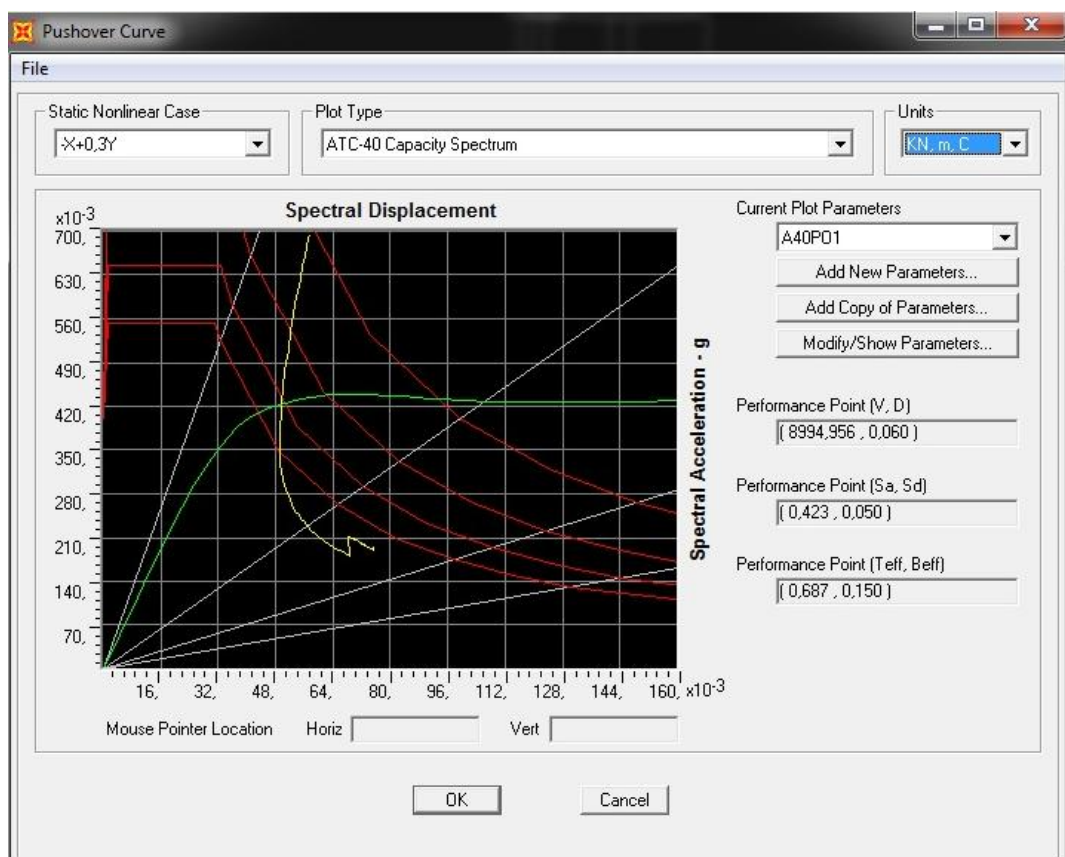
ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ Χ-0,3Υ											
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	ΣΥΝΟΛΟ
13	8143,922	-0,054	795	210	1	0	0	0	0	0	1006
14	8424,620	-0,058	775	230	1	0	0	0	0	0	1006
15	8755,645	-0,064	747	258	1	0	0	0	0	0	1006
16	8942,579	-0,068	734	270	2	0	0	0	0	0	1006

Πίνακας 5.10: Προσδιορισμός αριθμού και είδους πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

- Ομοιόμορφη Κατανομή – Διεύθυνση -x (Δυσμενέστερος Συνδυασμός -X + 0,3Υ)



Σχήμα 5.32: Καμπύλη ικανότητας

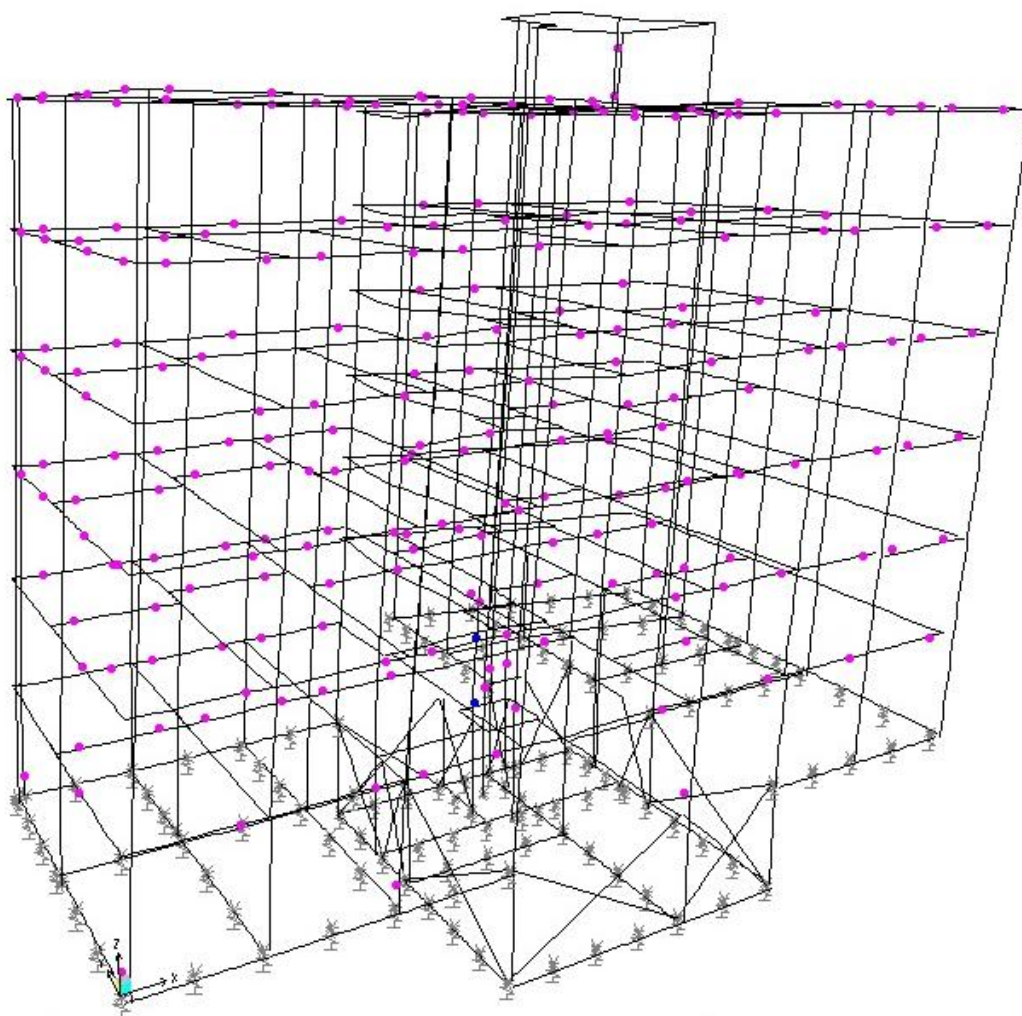


Σχήμα 5.33: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά $-X + 0,3Y$ πραγματοποιήθηκε σε 85 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας $(V, D) = (8994,956, 0,060)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 16 και 17.

ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ $-X+0,3Y$		
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)
15	8707,370	0,0552
16	8971,318	0,0596
Σ.Ε.	8994,956	0,060
17	9179,102	0,0635
18	9380,393	0,0676

Πίνακας 5.11: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης

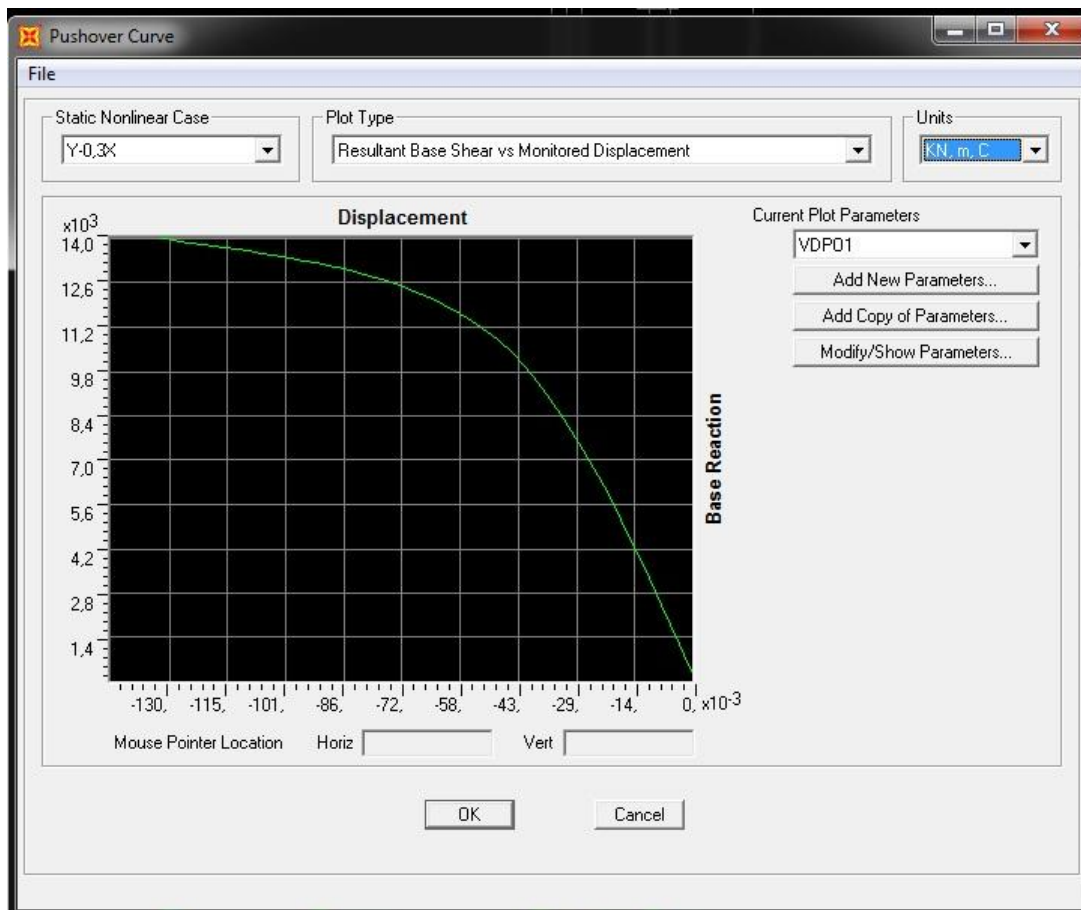


Σχήμα 5.34: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

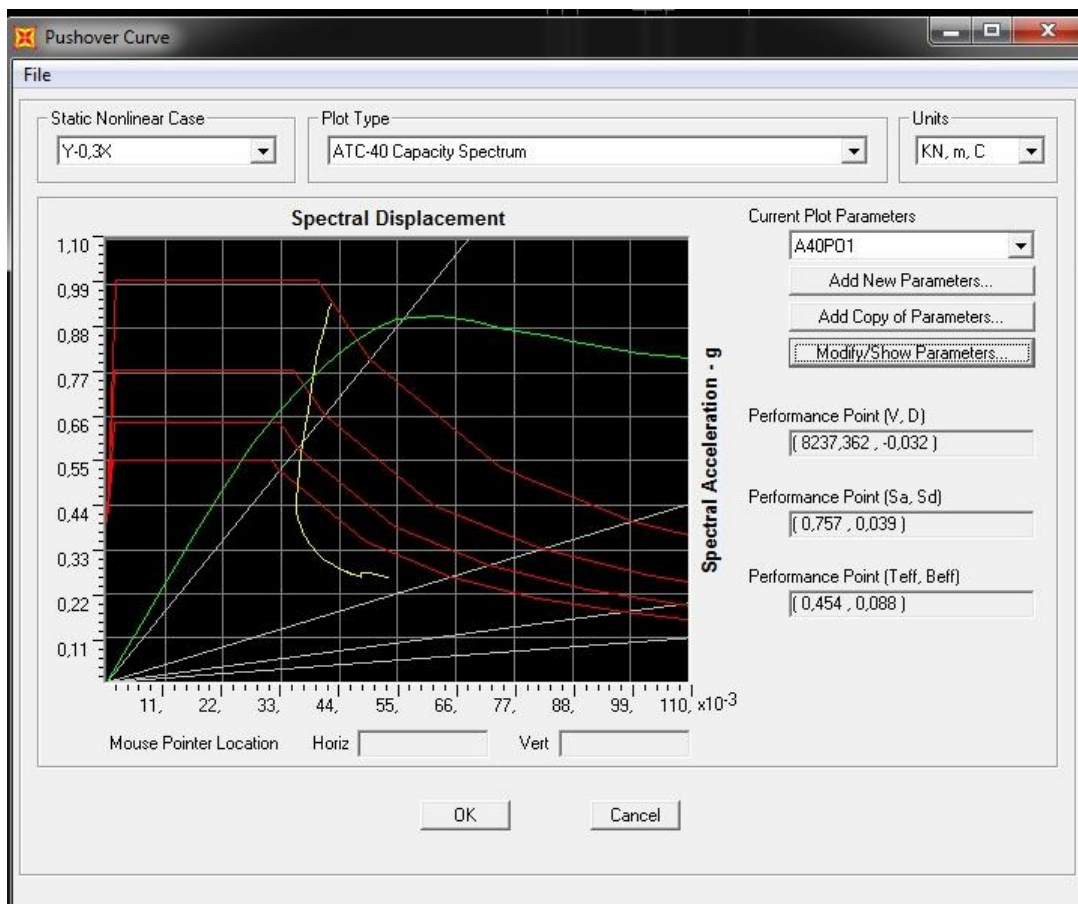
ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ -X+0,3Y											
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CtoC	CtoD	DtoE	>E	ΣΥΝΟΛΟ
15	8707,370	0,0552	803	201	2	0	0	0	0	0	1006
16	8971,318	0,0596	790	214	2	0	0	0	0	0	1006
17	9179,102	0,0635	773	231	2	0	0	0	0	0	1006
18	9380,393	0,0676	761	243	2	0	0	0	0	0	1006

Πίνακας 5.12: Προσδιορισμός αριθμού και είδους πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

- Ομοιόμορφη Κατανομή – Διεύθυνση y (Δυσμενέστερος Συνδυασμός Y – 0,3X)



Σχήμα 5.35: Καμπύλη ικανότητας

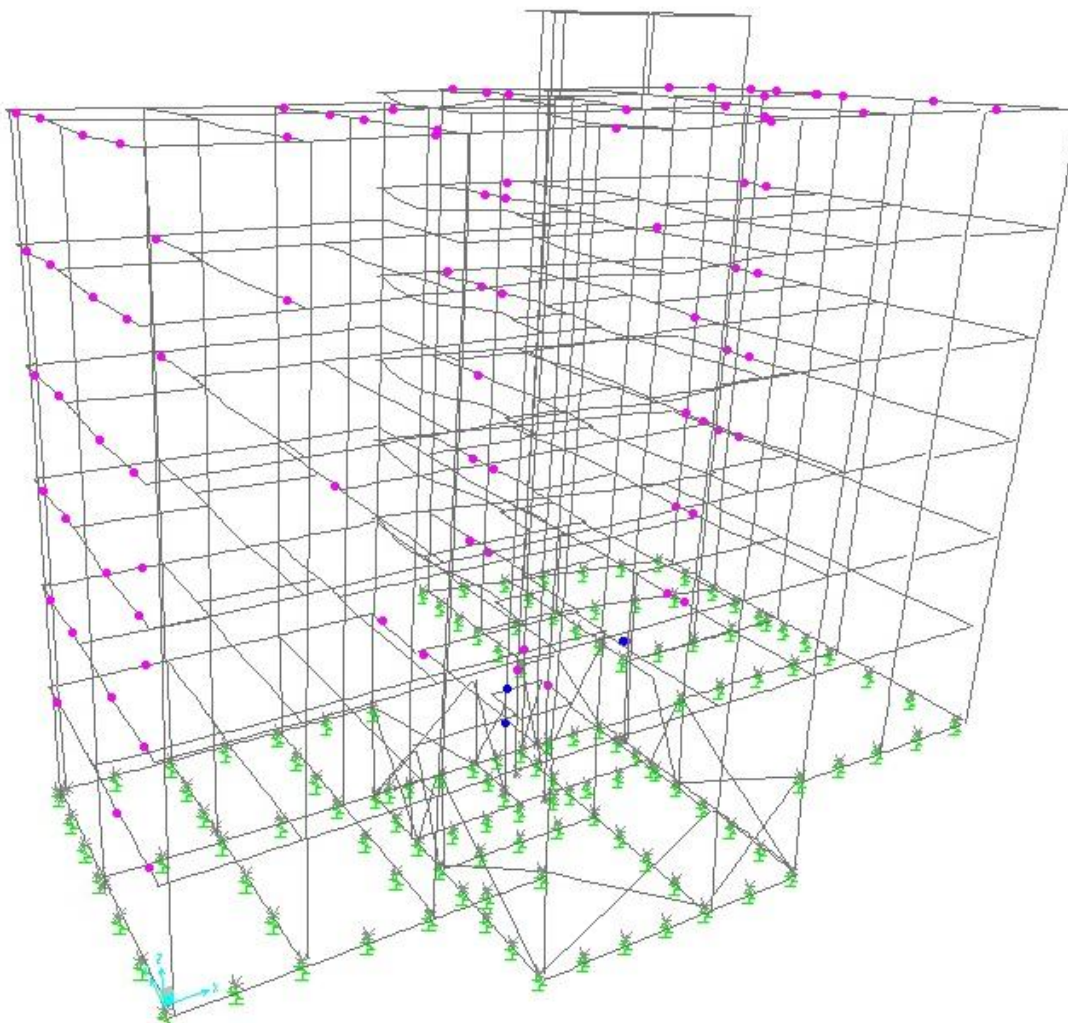


Σχήμα 5.36: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά $Y-0,3X$ πραγματοποιήθηκε σε 57 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας $(V, D) = (8237,362, -0,032)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 8 και 9.

ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ Y-0,3X		
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)
7	7002,182	-0,0258
8	7908,583	-0,0301
Σ.Ε.	8237,362	-0,0320
9	8715,160	-0,0343
10	9465,601	-0,0385

Πίνακας 5.13: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης

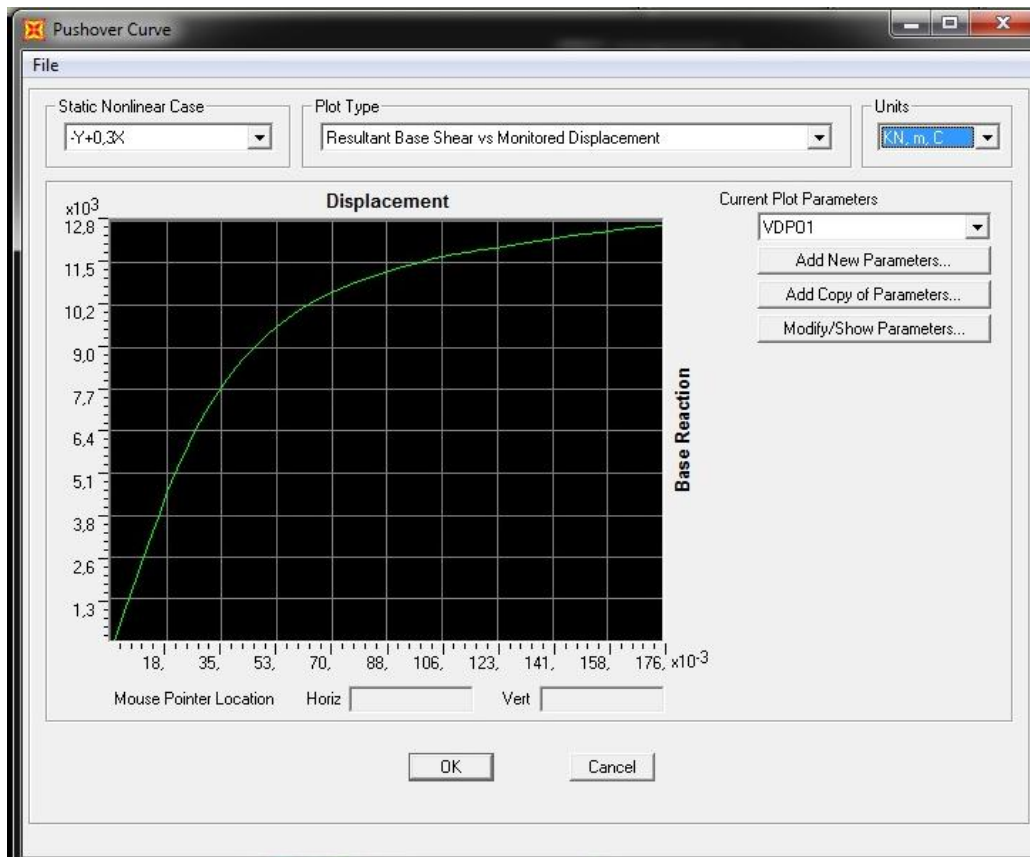


Σχήμα 5.37: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

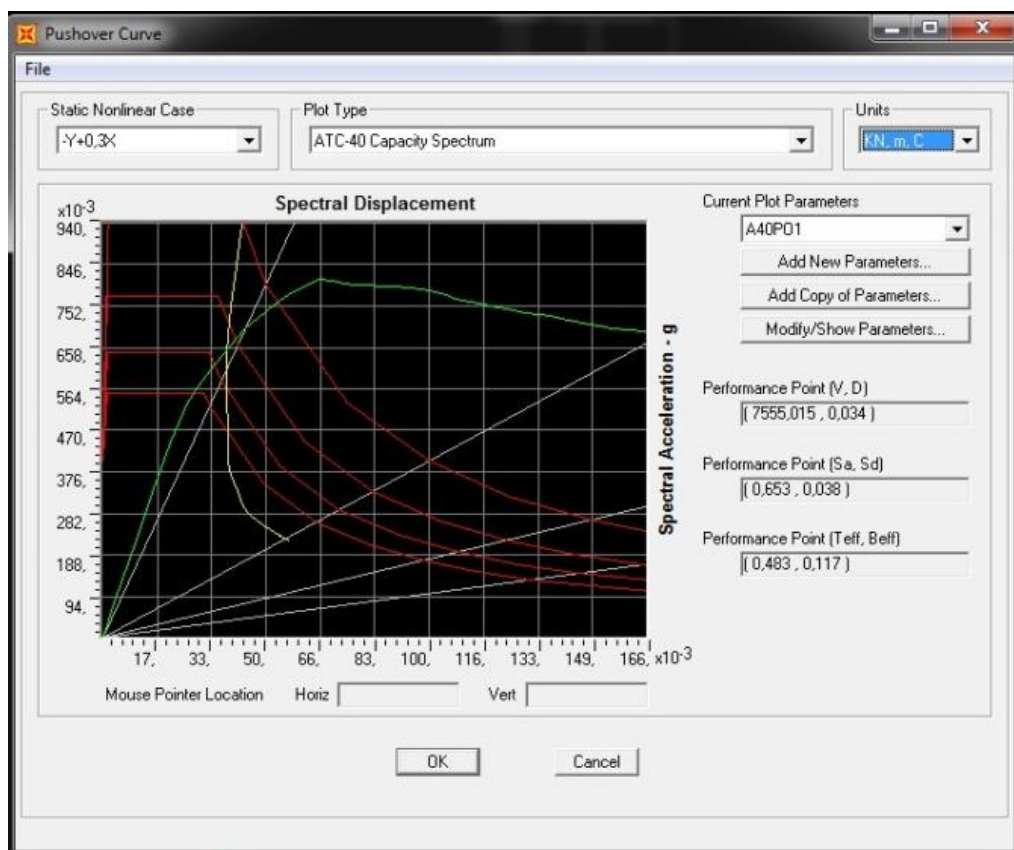
ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ Y-0,3X											
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)	AtoB	BtoO	OtoLS	LStoCP	CtoC	CtoD	DtoE	>E	ΣΥΝΟΛΟ
7	7002,182	-0,0258	948	57	1	0	0	0	0	0	1006
8	7908,583	-0,0301	926	79	1	0	0	0	0	0	1006
9	8715,160	-0,0343	915	88	3	0	0	0	0	0	1006
10	9465,601	-0,0385	897	105	4	0	0	0	0	0	1006

Πίνακας 5.14: Προσδιορισμός αριθμού και είδους πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

- Ομοιόμορφη Κατανομή – Διεύθυνση -y (Δυσμενέστερος Συνδυασμός -Y + 0,3X)



Σχήμα 5.38: Καμπύλη ικανότητας

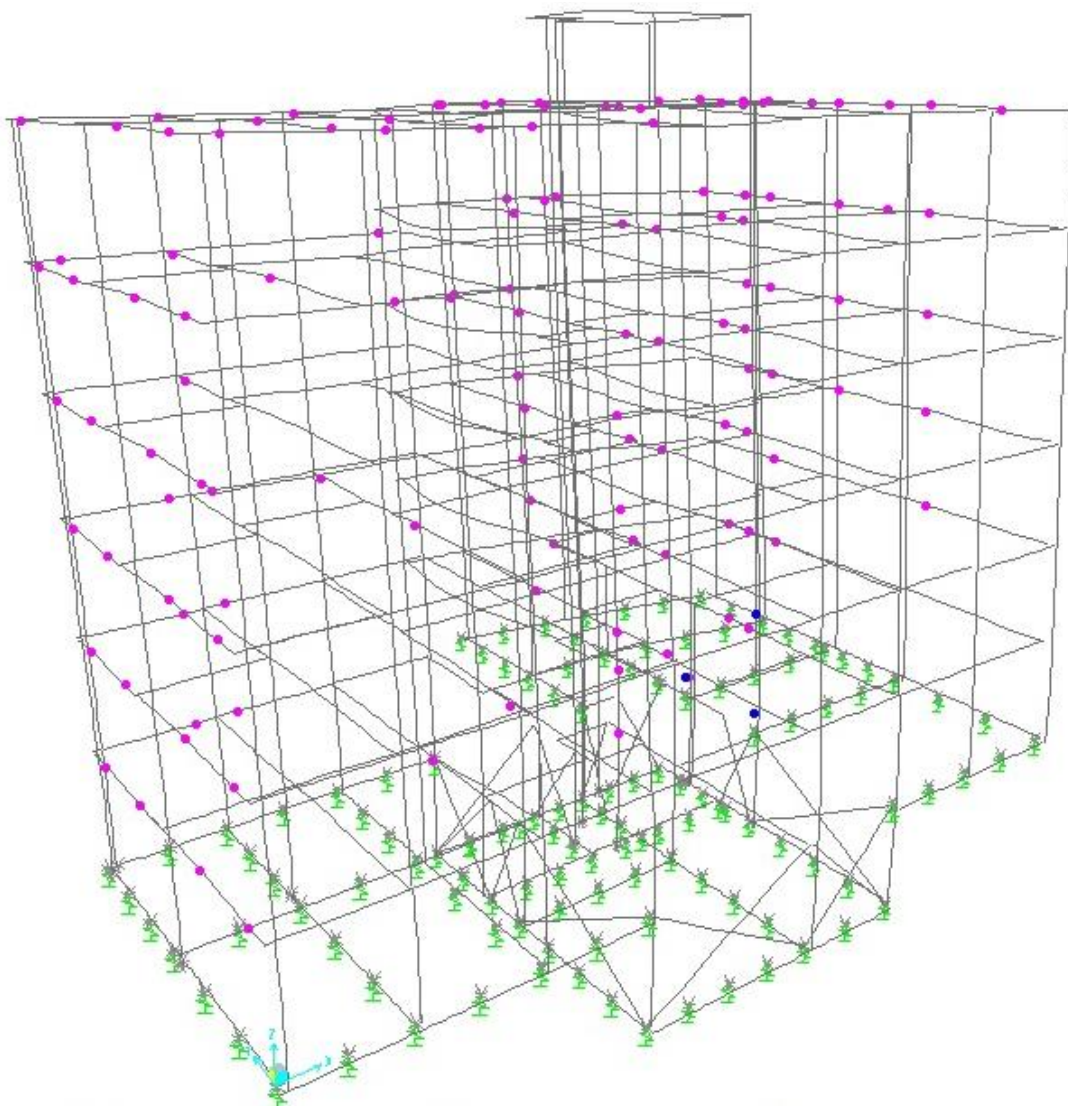


Σχήμα 5.39: Προσδιορισμός σημείου επιτελεσματικότητας κατά ATC-40

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά $-Y+0,3X$ πραγματοποιήθηκε σε 50 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας $(V,D)=(7555,015,0,034)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 7 και 8.

ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ $-Y+0,3X$		
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)
6	6297,121	0,0261
7	7067,462	0,0306
Σ.Ε.	7555,015	0,0340
8	7707,862	0,0349
9	8299,001	0,0394

Πίνακας 5.15: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης

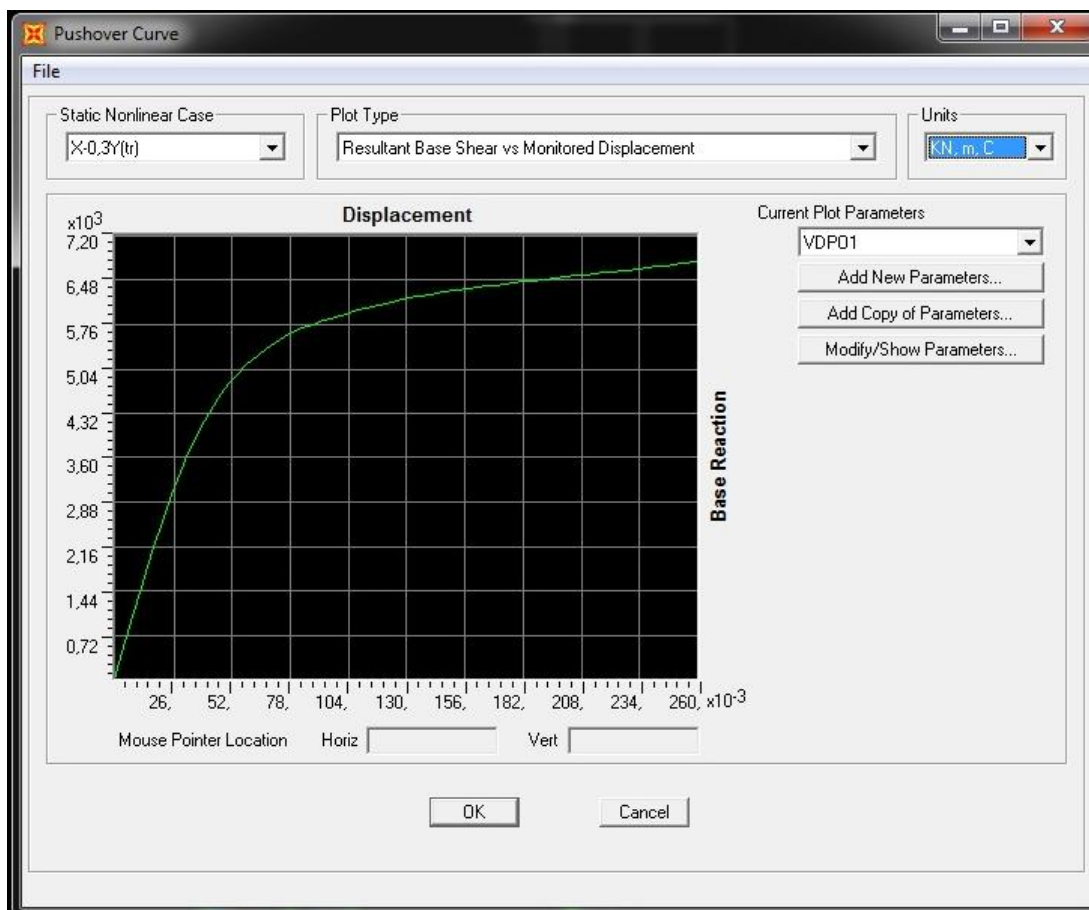


Σχήμα 5.40: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

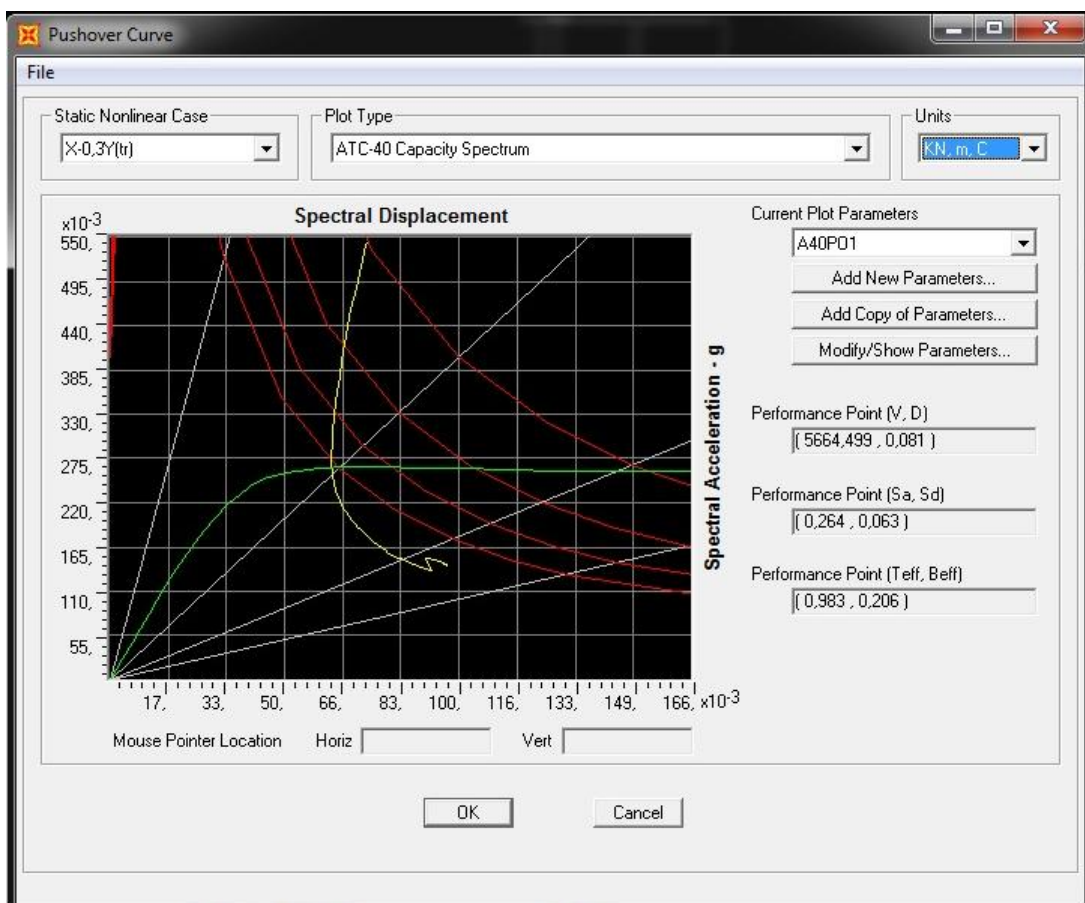
ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ -Y+0,3X											
BHMA	V(kN)	D(m)	AtoB	BtoI0	I0toLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	ΣΥΝΟΛΟ
6	6297,121	0,0261	911	93	2	0	0	0	0	0	1006
7	7067,462	0,0306	896	107	3	0	0	0	0	0	1006
8	7707,862	0,0349	877	126	3	0	0	0	0	0	1006
9	8299,001	0,0394	846	157	3	0	0	0	0	0	1006

Πίνακας 5.16: Προσδιορισμός αριθμού και είδους πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

- Τριγωνική Κατανομή – Διεύθυνση x (Δυσμενέστερος Συνδυασμός X – 0,3Y)



Σχήμα 5.41: Καμπύλη ικανότητας

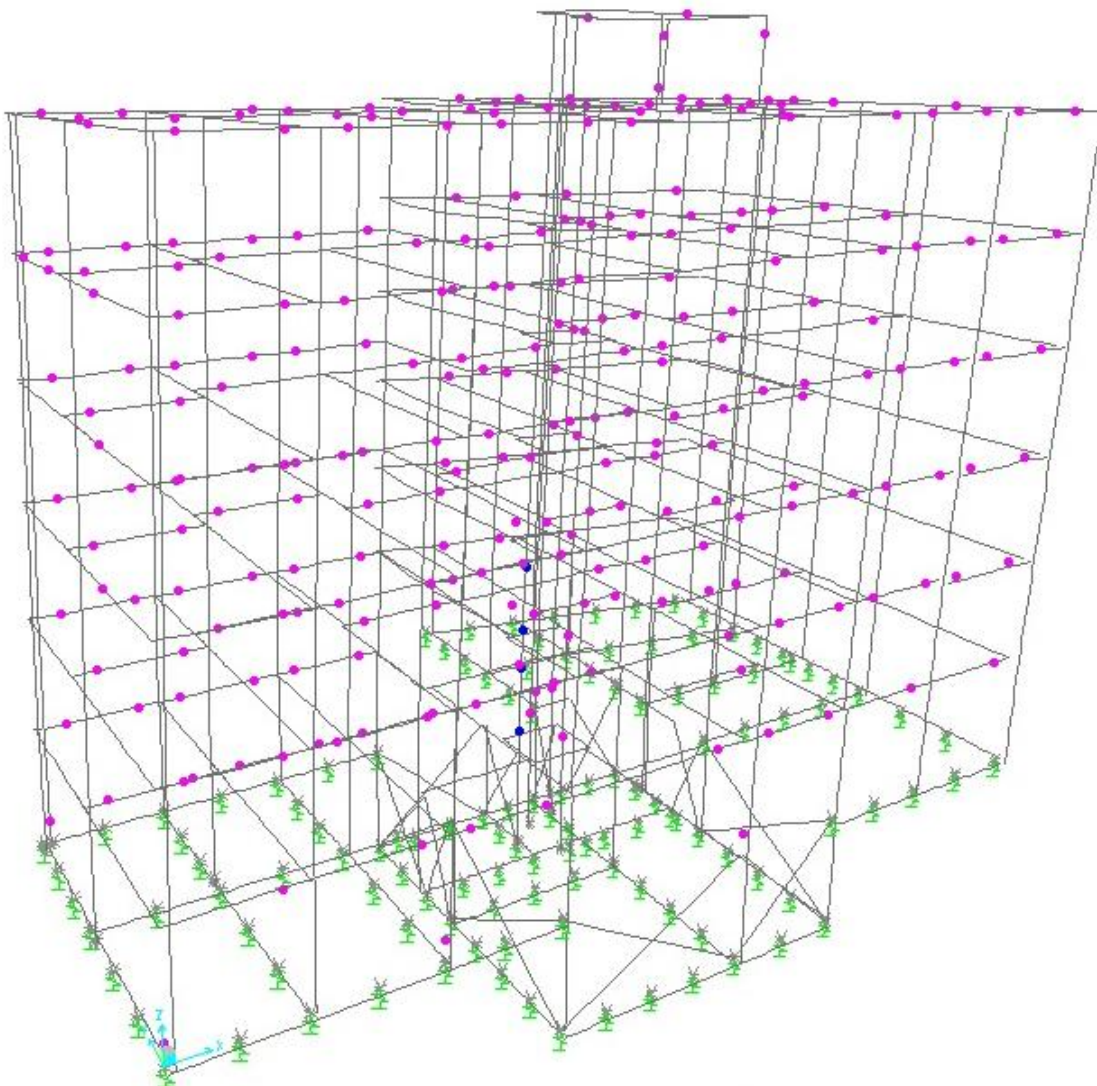


Σχήμα 5.42: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η τριγωνική ανάλυση κατά $X-0,3Y$ πραγματοποιήθηκε σε 77 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας $(V, D) = (5664,499, 0,081)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 19 και 20.

ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ X-0,3Y		
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)
18	5559,873	0,075
19	5636,647	0,080
Σ.Ε.	5664,499	0,081
20	5725,612	0,085
21	5801,647	0,090

Πίνακας 5.17: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης

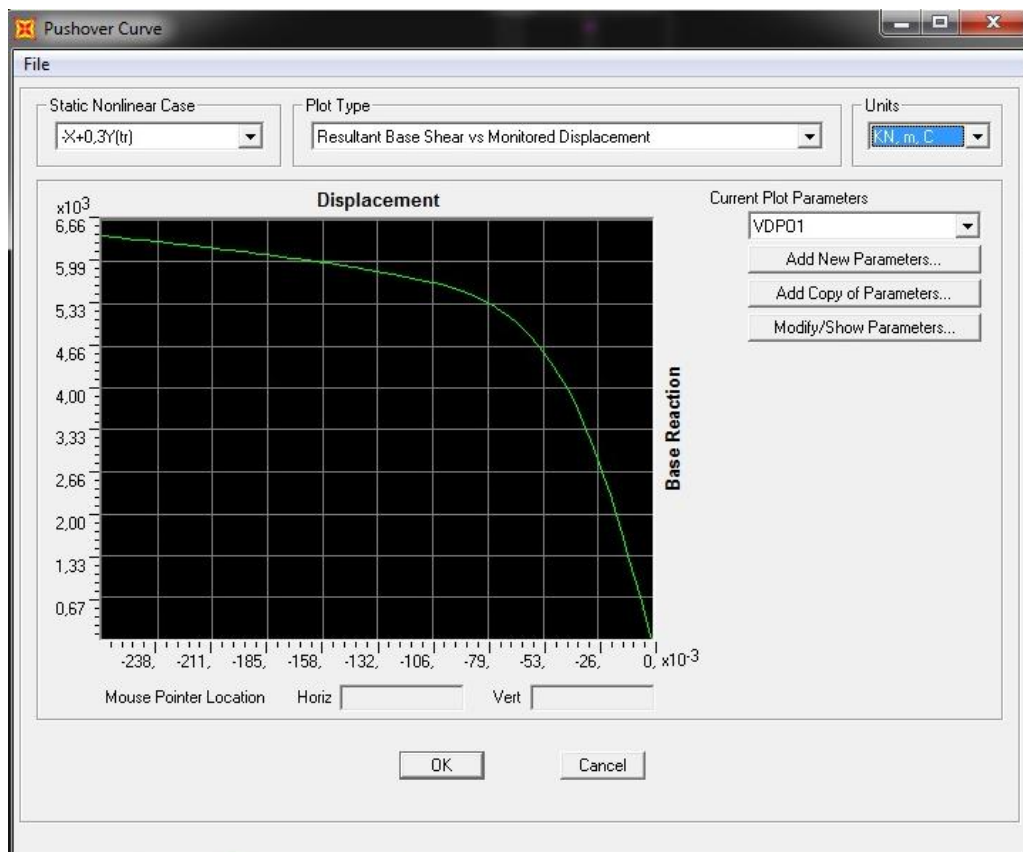


Σχήμα 5.43: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

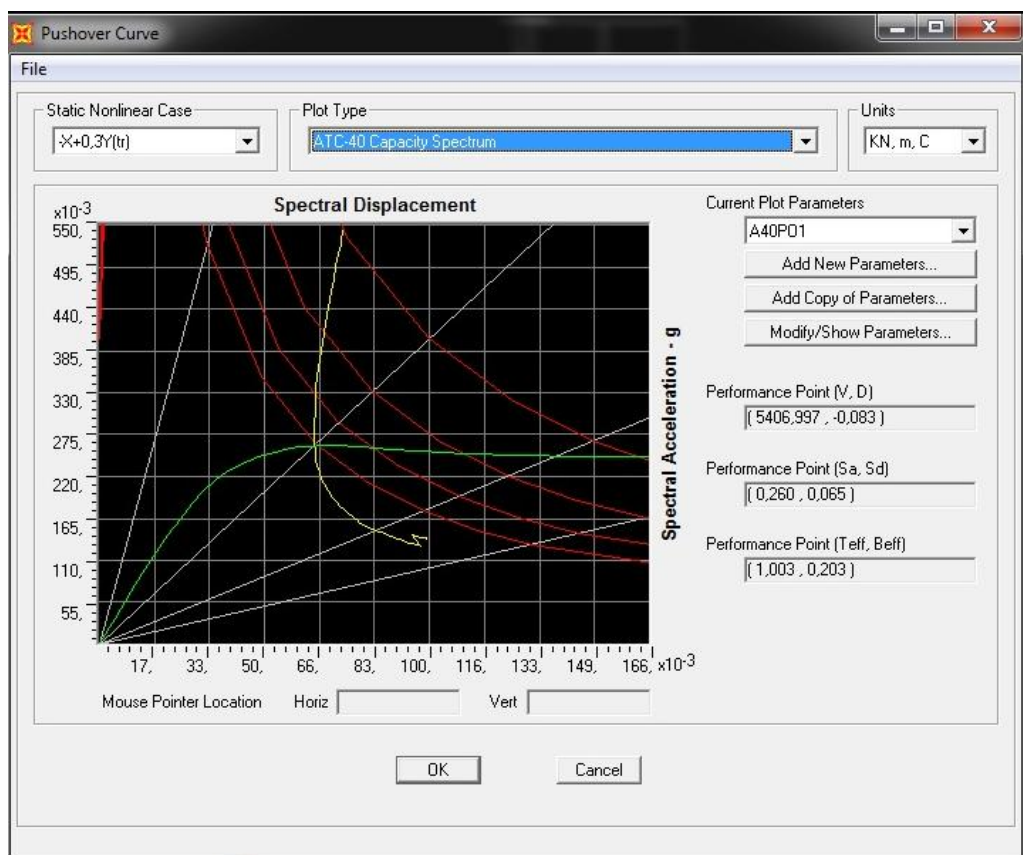
ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ Χ-0,3Υ											
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	ΣΥΝΟΛΟ
18	5559,873	0,075	757	245	4	0	0	0	0	0	1006
19	5636,647	0,080	748	254	4	0	0	0	0	0	1006
20	5725,612	0,085	735	267	4	0	0	0	0	0	1006
21	5801,647	0,090	725	277	4	0	0	0	0	0	1006

Πίνακας 5.18: Προσδιορισμός αριθμού και είδους πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

- Τριγωνική Κατανομή – Διεύθυνση -x (Δυσμενέστερος Συνδυασμός -X + 0,3Υ)



Σχήμα 5.44: Καμπύλη ικανότητας

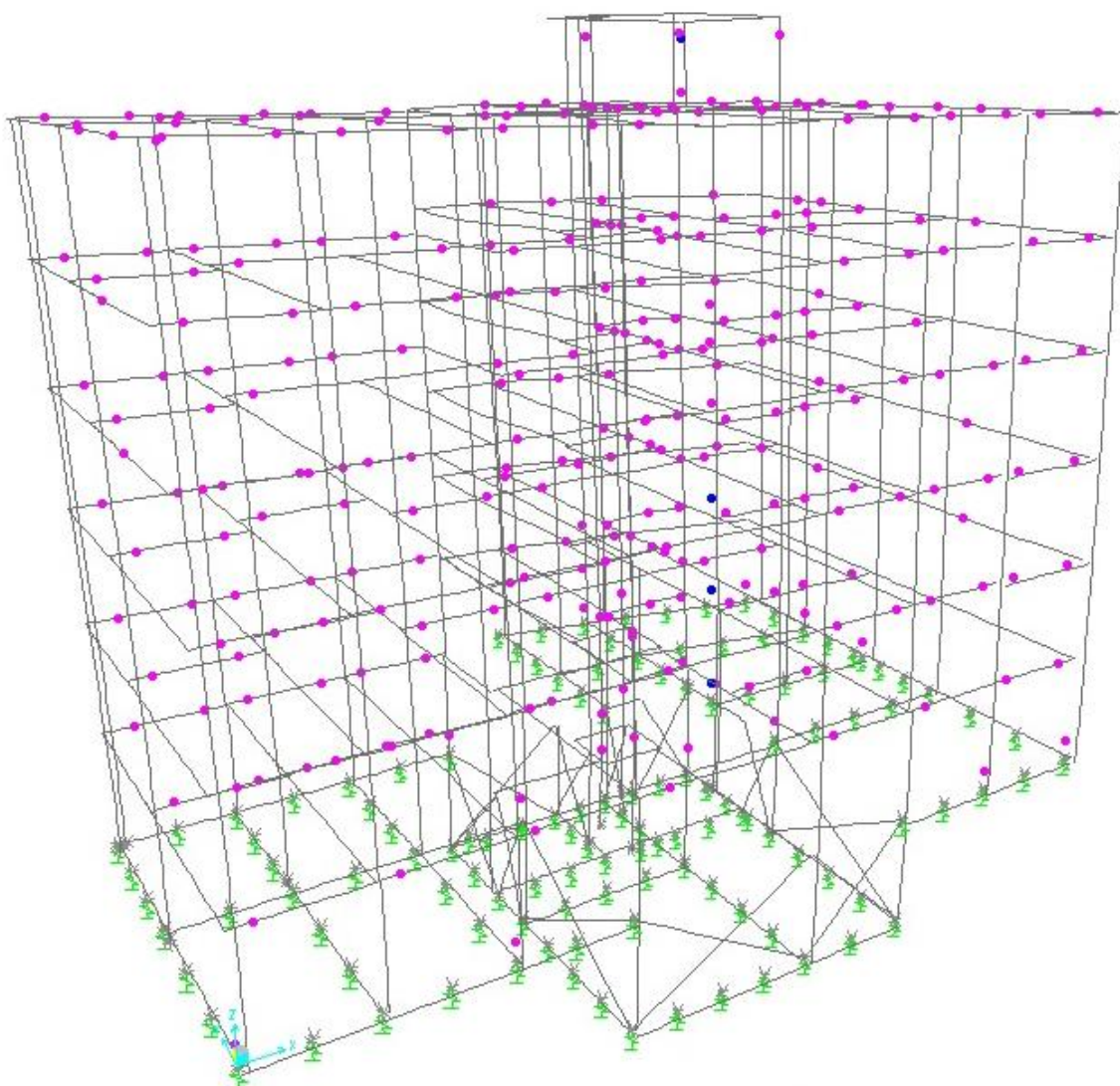


Σχήμα 5.45: Προσδιορισμός σημείου επιτελεσματικότητας κατά ATC-40

Η τριγωνική ανάλυση κατά $-X + 0,3Y$ πραγματοποιήθηκε σε 77 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας $(V, D) = (5406,997, -0,083)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 19 και 20.

ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ $-X+0,3Y$		
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)
18	5299,050	-0,077
19	5383,883	-0,081
Σ.Ε.	5454,033	-0,083
20	5512,707	-0,086
21	5563,479	-0,091

Πίνακας 5.19: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης

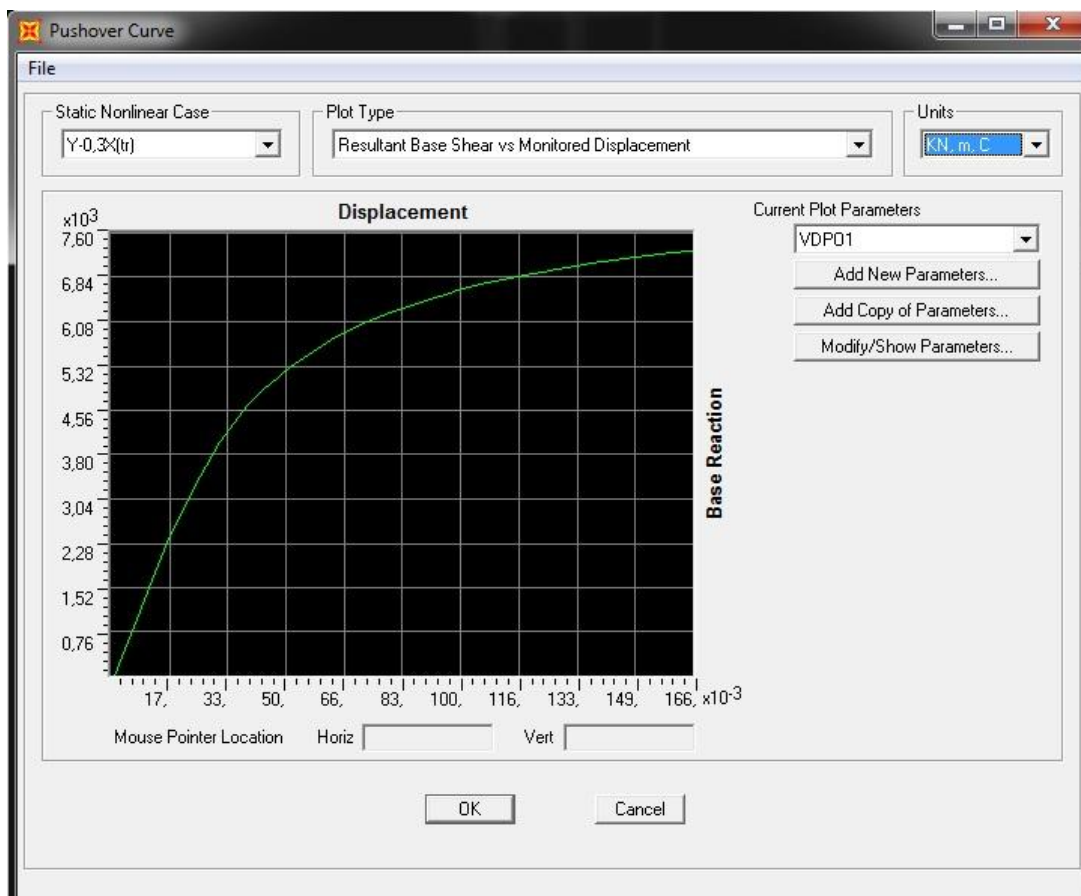


Σχήμα 5.46: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

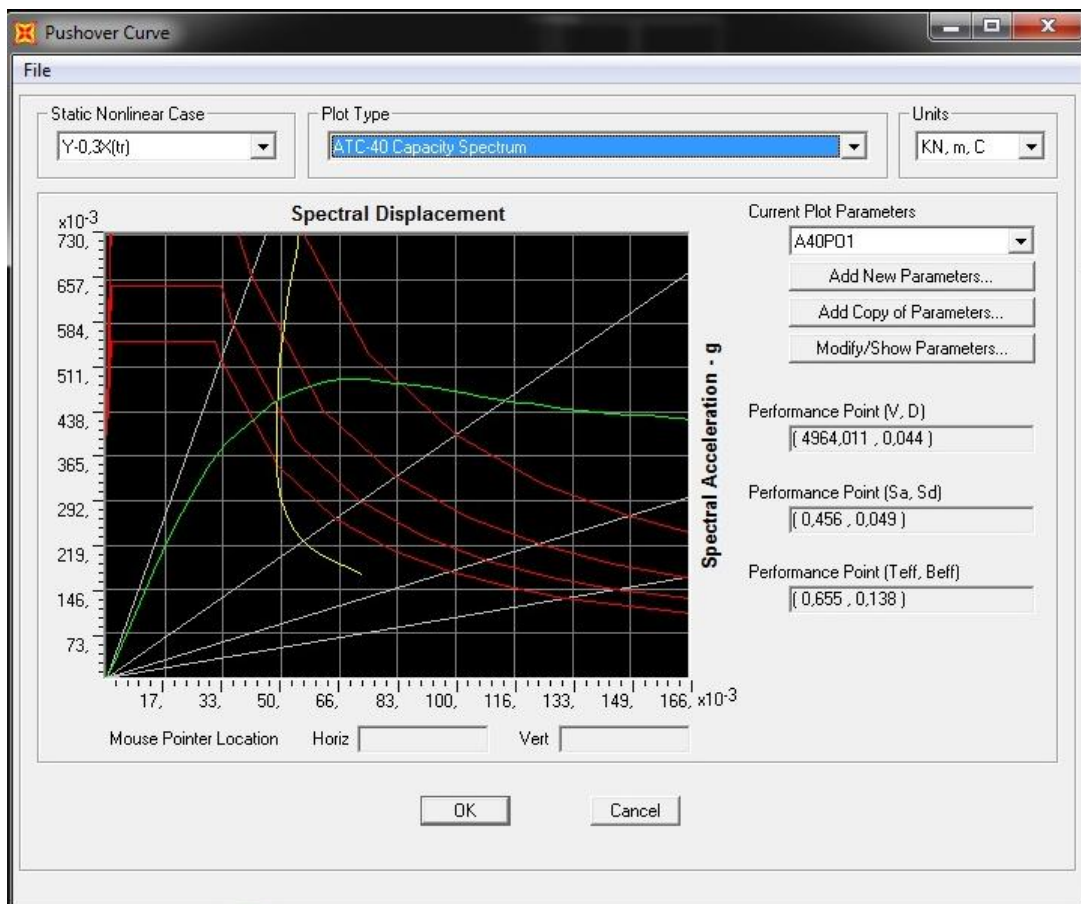
ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ -X+0,3Y											
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)	AtoB	BtoI0	I0toLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	ΣΥΝΟΛΟ
18	5299,050	-0,077	721	281	4	0	0	0	0	0	1006
19	5383,883	-0,081	708	294	4	0	0	0	0	0	1006
20	5512,707	-0,086	697	305	4	0	0	0	0	0	1006
21	5563,479	-0,091	686	316	4	0	0	0	0	0	1006

Πίνακας 5.20: Προσδιορισμός αριθμού και είδους πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

- Τριγωνική Κατανομή – Διεύθυνση y (Δυσμενέστερος Συνδυασμός Y – 0,3X)



Σχήμα 5.47: Καμπύλη ικανότητας

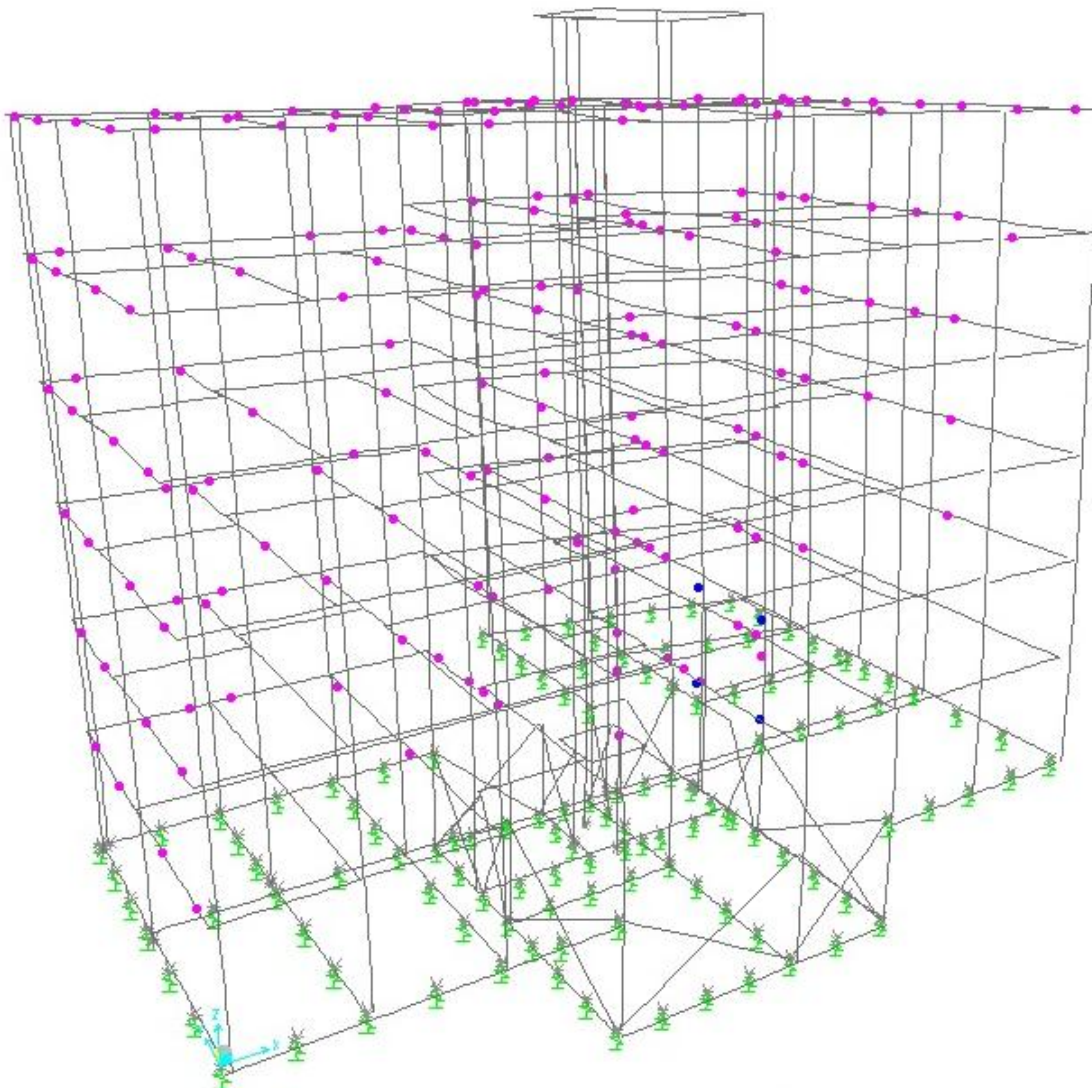


Σχήμα 5.48: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η τριγωνική ανάλυση κατά $Y-0,3X$ πραγματοποιήθηκε σε 49 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας $(V, D) = (4964,011, 0,044)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 10 και 11.

ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ Y-0,3X		
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)
9	4570,616	0,038
10	4862,422	0,043
Σ.Ε.	4964,011	0,044
11	5091,644	0,047
12	5306,657	0,051

Πίνακας 5.21: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης

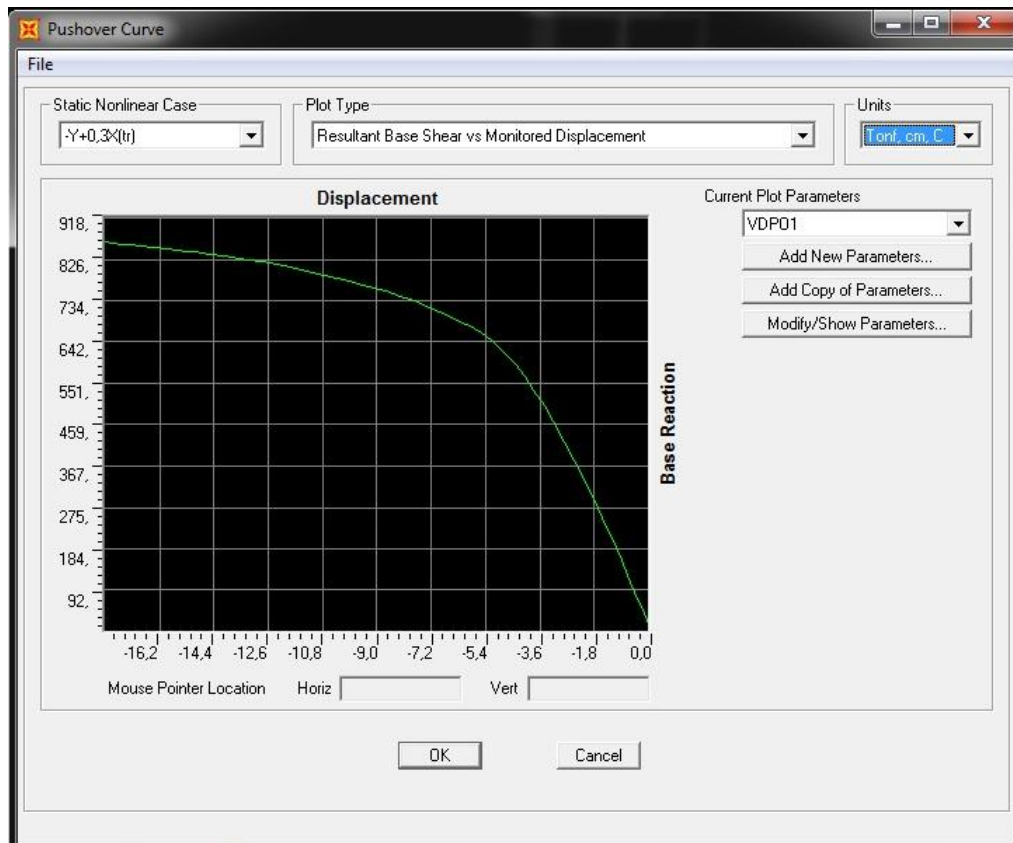


Σχήμα 5.49: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

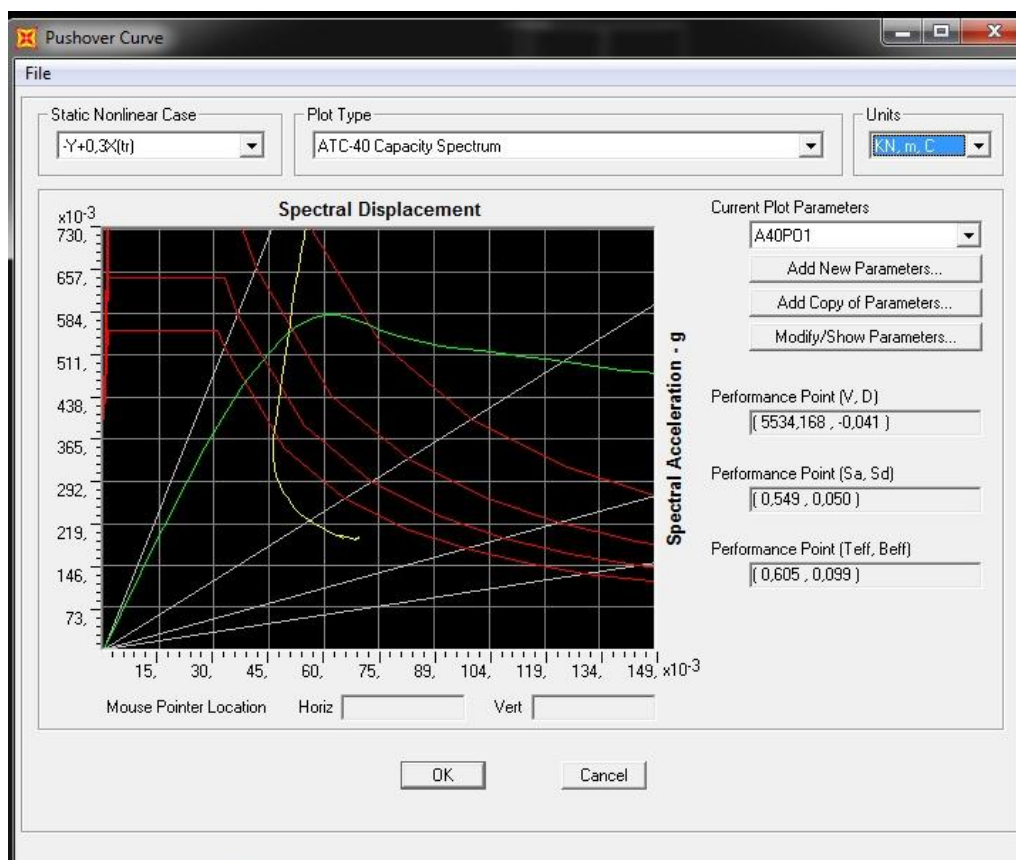
ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ Y-0,3X											
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)	AtoB	BtoO	OtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	ΣΥΝΟΛΟ
9	4570,616	0,038	856	147	3	0	0	0	0	0	1006
10	4862,422	0,043	836	166	4	0	0	0	0	0	1006
11	5091,644	0,047	818	184	4	0	0	0	0	0	1006
12	5306,657	0,051	796	205	5	0	0	0	0	0	1006

Πίνακας 5.22: Προσδιορισμός αριθμού και είδους πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

- Τριγωνική Κατανομή – Διεύθυνση -y (Δυσμενέστερος Συνδυασμός -Y+0,3X)



Σχήμα 5.50: Καμπύλη ικανότητας

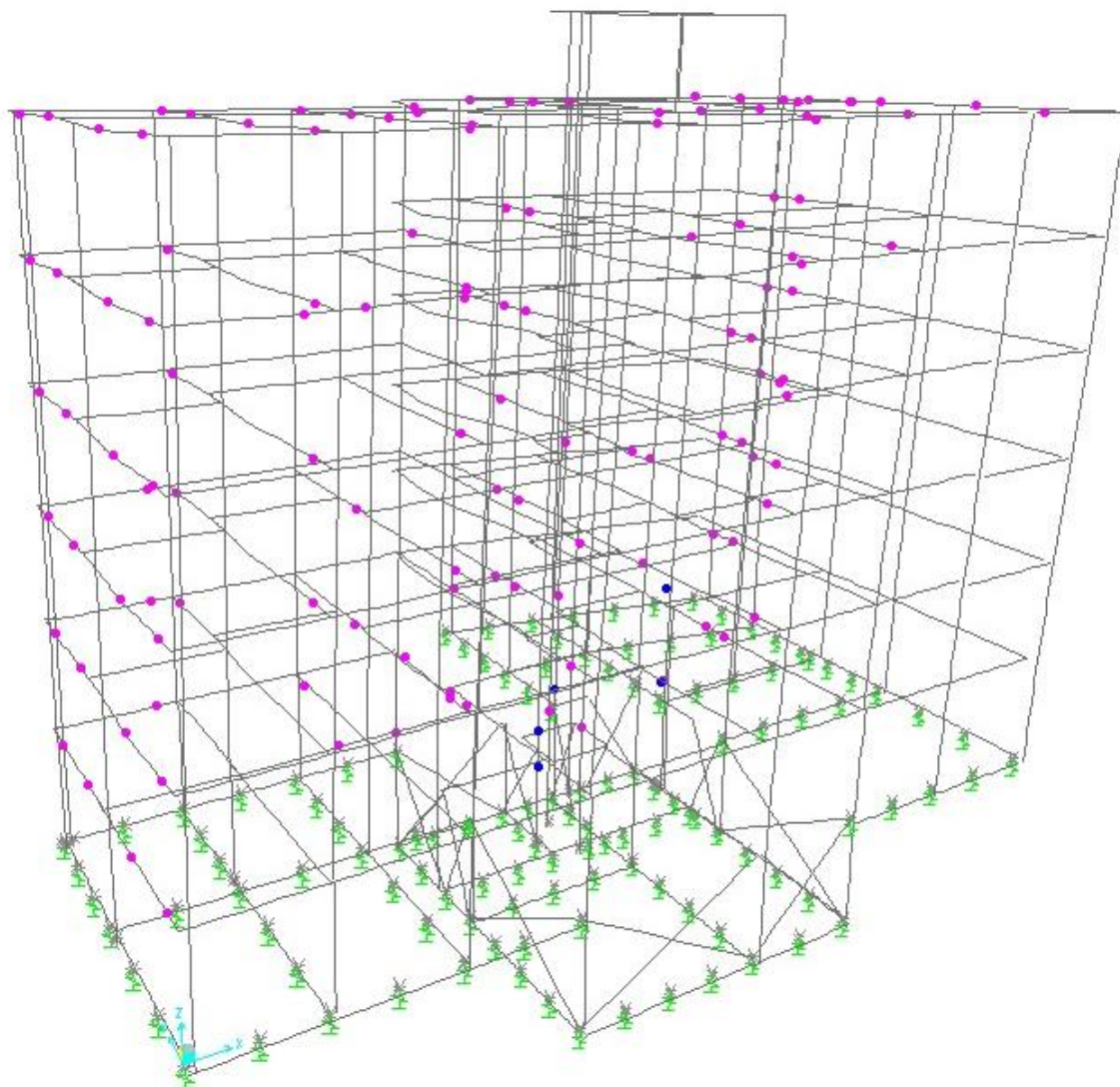


Σχήμα 5.51: Προσδιορισμός σημείου επιτελεσματικότητας κατά ATC-40

Η τριγωνική ανάλυση κατά $-Y+0,3X$ πραγματοποιήθηκε σε 64 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας $(V, D)=(5534,168, -0,041)$ εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 9 και 10.

ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ $-Y+0,3X$		
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)
8	4862,500	-0,034
9	5327,331	-0,039
Σ.Ε.	5534,168	-0,041
10	5693,917	-0,043
11	6018,778	-0,047

Πίνακας 5.23: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης



Σχήμα 5.52: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ -Υ+0,3Χ											
ΒΗΜΑ	V(kN)	D(m)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	ΣΥΝΟΛΟ
8	4862,500	-0,034	923	82	1	0	0	0	0	0	1006
9	5327,331	-0,039	900	103	3	0	0	0	0	0	1006
10	5693,917	-0,043	873	128	5	0	0	0	0	0	1006
11	6018,778	-0,047	843	155	8	0	0	0	0	0	1006

Πίνακας 5.24: Προσδιορισμός αριθμού και είδους πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τους παραπάνω πίνακες, μπορεί να γίνει εύκολα αντιληπτό πως για όλες τις περιπτώσεις φόρτισης αρκετά στοιχεία έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή, ωστόσο κανένα δεν έχει ξεπεράσει το 75% της οριακής γωνίας στροφής χορδής. Συνεπώς, κανένα από τα στοιχεία δεν έχει ξεπεράσει το όριο της στάθμης «Προστασία Ζωής» (LS). Η συμπεριφορά αυτή της κατασκευής αποδεικνύει πως δεν είναι απαραίτητη καμία ενισχυτική επέμβαση και ο φορέας σύμφωνα με την ανελαστική στατική ανάλυση φτάνει ένα σημείο επιτελεστικότητας χαμηλότερα από τη στάθμη «Προστασία Ζωής».

5.2.2.7 Έλεγχος Αντοχής Τοιχωμάτων σε Διάτμηση

Ένας ακόμη απαραίτητος έλεγχος που αφορά στα στοιχεία με πλάστιμη συμπεριφορά, τα οποία πέραν από τον έλεγχο τους σε όρους ροπών – παραμορφώσεων, είναι απαραίτητο να ελέγχονται σε όρους δυνάμεων έναντι του ενδεχομένου μετελαστικής αστοχίας από διάτμηση λόγω εξασθένησης της διατμητικής αντοχής τους κατά την ανακύκλιση των παραμορφώσεων. Επιλέγεται έτσι να γίνει έλεγχος της διατμητικής αντοχής των τοιχωμάτων κατά τη δράση της δυσμενέστερης φόρτισης της κατασκευής.

Στη συνέχεια, παρατίθενται οι σχέσεις υπολογισμού της διατμητικής αντοχής δομικού στοιχείου σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ. Ο έλεγχος απαιτεί η αντοχή έναντι τέμνουσας να είναι μεγαλύτερη ή ίση από την επιβαλλόμενη δράση.

$$V_{Rd3} \geq V_{Sd} \quad (5.18)$$

Όπου $V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}$

Ο όρος V_{wd} συμβολίζει την τέμνουσα που παραλαμβάνεται από τους οπλισμούς στη λειτουργία του δικτύωματος αποτελούμενου από θλιβόμενες διαγώνιους σκυροδέματος και ορθούς ή λοξούς ελκυστήρες στις θέσεις του οπλισμού.

Ο όρος V_{cd} αντιστοιχεί στην τέμνουσα που παραλαμβάνεται από το θλιβόμενο πέγμα κι από άλλους μηχανισμούς ανάληψης τέμνουσας.

- Για τοιχώματα με μικρή αξονική δύναμη, $\nu = \frac{N_{sd}}{(A_c \cdot f_c)} > -0.1$ έχουμε

$$V_{cd} = 0.25V_{Rd1}$$

- Για τοιχώματα με μεγάλη αξονική δύναμη, $\nu = \frac{N_{sd}}{(A_c \cdot f_c)} < -0.1$ έχουμε

$$V_{cd} = 0.7V_{Rd1}$$

Όπου η V_{Rd1} υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (5.19)$$

Με τις ακόλουθες παραμέτρους:

- $\tau_{Rd} (KPa) = 220KPa$ για σκυρόδεμα C16/20
- $k = 1.6 - d \geq 1.00$ (d σε m)
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$
- $\sigma_{cp} (kPa) = \frac{N_{sd}}{A_c}$
- b_w το πλάτος του τοιχώματος (m)
- $d = h - d_1$ το στατικό ύψος της διατομής (m)

Η τέμνουσα που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9d \cdot f_{ywd} \quad (5.20)$$

Όπου,

- A_{sw} , η διατομή του οπλισμού διάτμησης
- $f_{ywd} = f_{ywk} / 1.1 = 400 / 1.1 \approx 364MPa$

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται αναλυτικά ο υπολογισμός της αντοχής του τοιχώματος K23.

Τοίχωμα K23

Γεωμετρικά Στοιχεία: $l_w = 3.25m$, $b_w = 0,25m$

Οπλισμός: - Κύριος άκρων: 8Φ20+4Φ18+8Φ16

- Συνδετήρες: 2#Φ10/15

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Όπου,

- $\tau_{Rd} (KPa) = 220KPa$ για σκυρόδεμα C16/20 (ΕΚΩΣ Πίνακας 11.1)
- $d = l_w - d_1$, όπου $d_1 = c + \varphi_L / 2 + \varphi_w = 0.02 + 0.01 + 0.01 = 0.04m$, άρα $d = 3.25 - 0.04 = 3.21m$
- $k = 1.00$
- $A_{sl} = (4 \cdot 3.14 + 2 \cdot 2.54 + 4 \cdot 2.01) \cdot 10^{-4} = 0.00257m^2$
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{0.00257}{0.25 \cdot 3.21} = 0.0032$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{3172.997}{0.25 \cdot 3.25} = 1952.61KPa$

Επομένως $V_{Rd1} = 469.50kN$

Έλεγχος απομείωσης:

$$v = \frac{N_{sd}}{(A_c \cdot f_c)} = \frac{-3172.997}{0.25 \cdot 3.25 \cdot 16000} = -0.244 < -0.10, \acute{\alpha}\rho\alpha$$

$$V_{cd} = 0.7V_{Rd1} \Rightarrow V_{cd} = 328.65kN$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

Όπου,

$$A_{sw} = n \cdot \frac{\pi \cdot d_{bw}^2}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0.01^2}{4} = 1.57 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$f_{ywd} = 364MPa$$

$$s = 0.15m$$

Επομένως ,

$$V_{wd} = 1100.67kN$$

Συνεπώς, η συνολική αντοχή του τοιχώματος K23 είναι $V_{Rd3} = 1429.32 kN$. Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών του τοιχώματος K23 που ελήφθησαν από τη στατική ανελαστική ανάλυση, για τις διάφορες φορτιστικές κατανομές, προκύπτει πως η μέγιστη διατμητική δύναμη αναπτύσσεται κατά την ομοιόμορφη κατανομή Y-0,3X και είναι ίση με 1406.45 kN. Επομένως, γίνεται άμεσα αντιληπτό ότι η αντοχή του τοιχώματος επαρκεί οριακά σε σχέση με τη

διατμητική δύναμη που υπολογίζεται ότι δέχεται από την ανάλυση. Παράλληλα, δεν παρατηρείται ανάγκη βελτίωσης ή ενίσχυσης του λόγω διάτμησης.

5.3 Δυναμική Ανελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας (Non – Linear Time History Analysis)

5.3.1 Γενικά

Η δεύτερη μη – γραμμική ανάλυση που πραγματοποιείται στην παρούσα εργασία είναι η μη – γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται το προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει μη γραμμικούς νόμους φορτίου – παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία του κτηρίου. Στο φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση υπό τη μορφή επιταχυνσιογραφημάτων εδαφικών κινήσεων, απ' όπου υπολογίζεται η απόκριση του φορέα μέσω επαναληπτικής διαδικασίας. Η διόρθωση της λύσης σε κάθε χρονικό βήμα γίνεται μέσω της επαναληπτικής διαδικασίας Newton – Raphson.

Η στατική ανελαστική ανάλυση (Push-over), όπως προαναφέρθηκε, επιτυγχάνεται με τον καθορισμό ενός πλευρικού προφίλ φορτίσεων και προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης για τον έλεγχο του φορέα. Αντίθετα η δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας προϋποθέτει τη σωστή επιλογή του επιταχυνσιογραφήματος το οποίο θα χρησιμοποιηθεί. Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, επειδή η μεθοδολογία προσεγγίζει με άμεσο τρόπο την ανελαστική απόκριση του κτηρίου.

Η δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα ή κατηγορία εδάφους θεμελίωσης. Όμως, επειδή η απόκριση της κατασκευής ενδέχεται να είναι ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά συγκεκριμένων επιταχυνσιογραφημάτων, πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες σεισμικές διεγέρσεις (≈ 10) και να υπολογίζονται οι μέσες αποκρίσεις.

Παρόλο που η δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης και η κοντινότερη προσεγγιστικά στην πραγματικότητα, χρησιμοποιείται σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών, εξαιτίας του μεγάλου υπολογιστικού κόστους, της ανάγκης για προσεκτική επιλογή των επιταχυνσιογραφημάτων και της δυσκολίας στην επεξεργασία του μεγάλου όγκου των αποτελεσμάτων. Η δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς και ως εργαλείο για τη σύγκριση με τη στατική ανελαστική μέθοδο.

5.3.2 Ορισμός Μη – Γραμμικών Ιδιοτήτων των Διατομών

Οι μη – γραμμικές ιδιότητες των διατομών των στοιχείων της κατασκευής παραμένουν οι ίδιες, όπως και στη στατική ανελαστική ανάλυση, στα άκρα των δοκών, των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων (βλ. §5.2.2.4 του παρόντος).

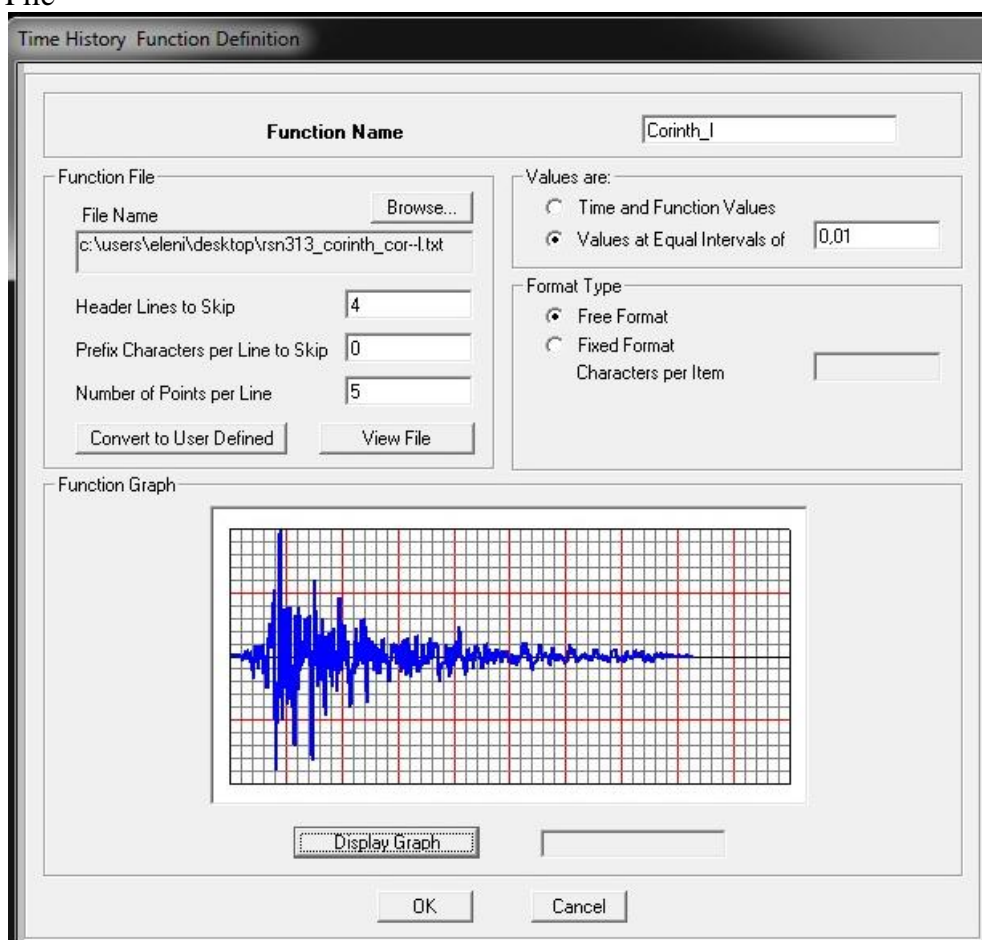
5.3.3 Σεισμικές Καταγραφές

Για την εφαρμογή της μεθόδου επιλέγονται τα επιταχυνσιογραφήματα της σεισμικής καταγραφής που χρησιμοποιήθηκαν και κατά τη δυναμική ελαστική ανάλυση, του σεισμού της Κορίνθου (1981). Τα επιταχυνσιογραφήματα κατά τις διευθύνσεις x και y παρουσιάζονται στην παράγραφο §3.3.2 του παρόντος.

Και σε αυτή την ανάλυση οι σεισμικές καταγραφές χρησιμοποιούνται ύστερα από επικλιμάκωση (scaling), έτσι ώστε τα φάσματα των σεισμών που εισάγονται στην κατασκευή να είναι συμβατά με το φάσμα σχεδιασμού για να διεγείρονται όλες οι συχνότητες του κτηρίου όπως και το φάσμα σχεδιασμού (βλ. §3.3.4 του παρόντος).

Η εισαγωγή των επιταχυνσιογραφημάτων στο λογισμικό SAP2000 μπορεί να γίνει ακολουθώντας την εξής διαδικασία:

Define → Functions → Time History → (Choose Function Type to Add) → From File



Σχήμα 5.53: Εισαγωγή επιταχυνσιογραφήματος στο SAP2000

5.3.4 Δυναμική Ανελαστική Ανάλυση

Η επιβολή των φορτίων γίνεται σε δύο φάσεις όπως και στη στατική ανελαστική ανάλυση. Αρχικά επιβάλλεται ο συνδυασμός της φόρτισης $D+0,3L$, ώστε να προκληθούν οι αντίστοιχες εντάσεις και παραμορφώσεις. Έπειτα εισάγονται

οι ανελαστικές αναλύσεις, έχοντας ως σημείο εκκίνησης την ολοκλήρωση της μη – γραμμικής στατικής ανάλυσης $D+0,3L$. Η διαδικασία έχει ως εξής:

Define → Load Cases → Add New Load Case

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: D+0,3L NL [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case []

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

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL []

Loads Applied:

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

[Add] [Modify] [Delete]

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters:

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

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Σχήμα 5.54: Ορισμός αρχικών συνθηκών φόρτισης μη – γραμμικής ανάλυσης $D+0,3L$

Στη συνέχεια, δημιουργούνται οι διάφορες φορτιστικές περιπτώσεις σε κάθε διεύθυνση γίνεται ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα. Ενδεικτικά παρουσιάζεται η δημιουργία της σεισμικής φόρτισης κατά την κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα του σεισμού της Κορίνθου, συνυπολογίζοντας ένα ποσοστό 30% της παράλληλης στο ρήγμα συνιστώσας. Επίσης, καθορίζονται ο συνολικός αριθμός των χρονικών βημάτων που θα χρησιμοποιηθούν από το αρχείο δεδομένων καθώς και το μέγεθος του χρονικού βήματος. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στην επιλογή του συντελεστή επικλιμάκωσης. Ο συντελεστής που προτείνεται από τη βάση δεδομένων του PEER (βλ. §3.3.3 του παρόντος) θα πρέπει επιπλέον να πολλαπλασιαστεί με $9,81m/s^2$ στην περίπτωση που το αρχείο *.txt που φορτώνεται στο λογισμικό είναι σε μονάδες επιταχύνσεων g.

Define → Load Cases → Add New Load Case

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: Corinth_x Notes: Load Case Type: Time History

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:
 Linear
 Nonlinear

Time History Type:
 Modal
 Direct Integration

Modal Load Case:
 Use Modes from Case: MODAL

Geometric Nonlinearity Parameters:
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Corinth_l	3,002
Accel	U1	Corinth_l	3,002
Accel	U2	Corinth_t	0,9006

Show Advanced Load Parameters

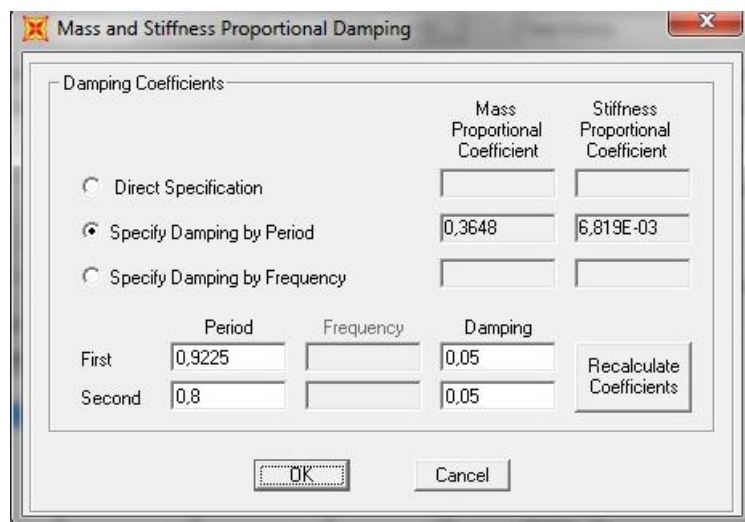
Time Step Data:
 Number of Output Time Steps:
 Output Time Step Size:

Time History Motion Type:
 Transient
 Periodic

Other Parameters:
 Damping:
 Time Integration:
 Nonlinear Parameters:

Σχήμα 5.55: Ορισμός σεισμικής φόρτισης μη – γραμμικής δυναμικής ανάλυσης κατά τη διεύθυνση x

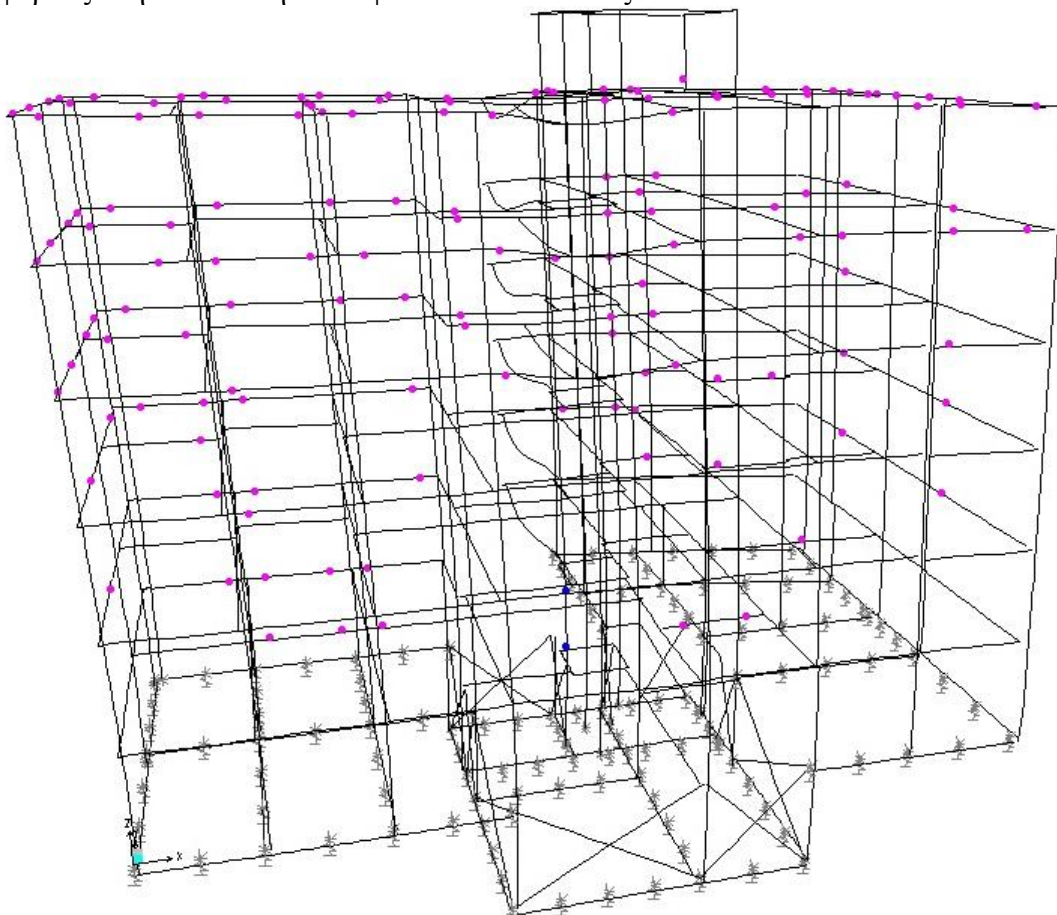
Στη θέση Time History Type επιλέγεται η άμεση ολοκλήρωση (Direct Integration) και ως μέθοδος χρονικής ολοκλήρωσης χρησιμοποιείται η μέθοδος Newmark. Οι υπόλοιπες μη – γραμμικές παράμετροι λαμβάνονται από το λογισμικό όπως ήταν ορισμένες εξαρχής. Η απόσβεση (damping) καθορίζεται κάνοντας χρήση ενός πίνακα απόσβεσης ο οποίος περιέχει όρους που προκύπτουν από τον προσδιορισμό των δύο πρώτων ιδιοπεριόδων. Έτσι οι τιμές των συντελεστών αναλογικής μάζας και απόσβεσης προκύπτουν όπως παρουσιάζεται παρακάτω.



Σχήμα 5.56: Ορισμός παραμέτρων απόσβεσης

5.3.5 Αποτελέσματα Δυναμικής Ανελαστικής Ανάλυσης

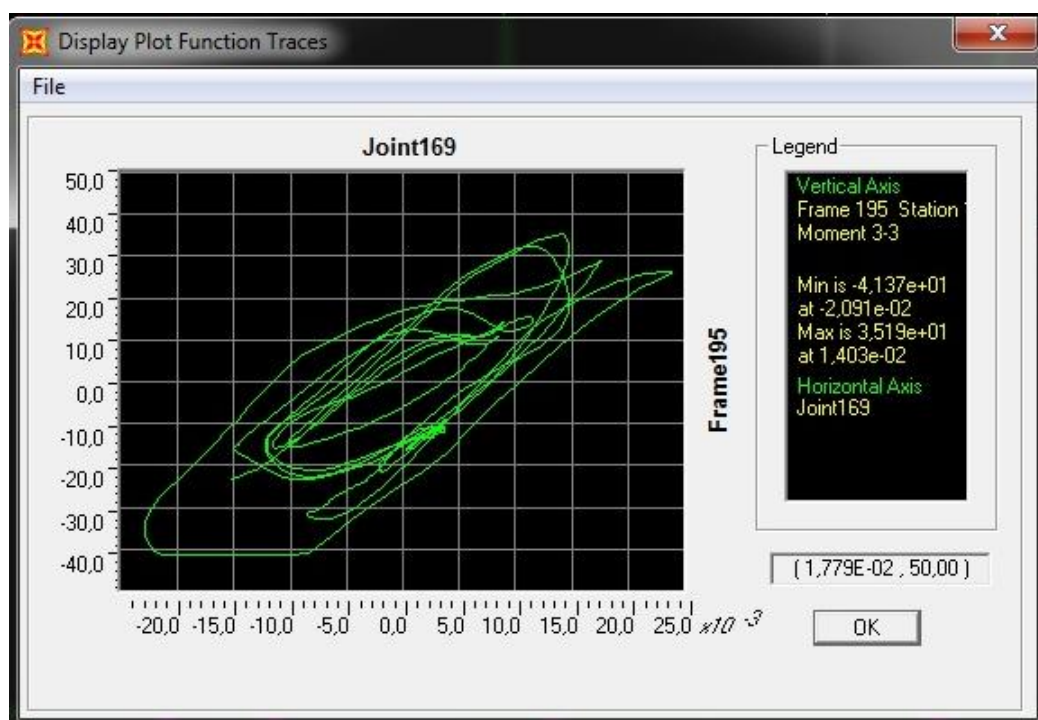
Με την ολοκλήρωση της ανάλυσης, παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας στη διεύθυνση x και φαίνεται ακολούθως.



Σχήμα 5.57: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων κατά τη σεισμική διέγερση της Κορίνθου, στη διεύθυνση x

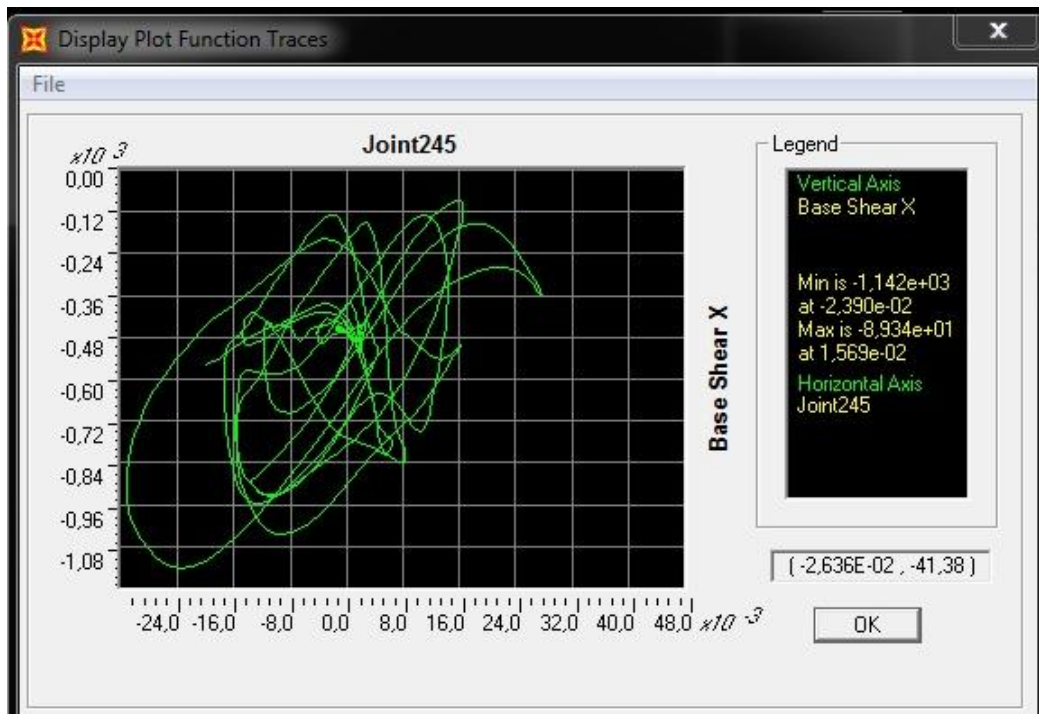
Σύμφωνα με το παραπάνω σχήμα, είναι ορατό πως κάποια στοιχεία δοκών, κυρίως των ανωτέρων ορόφων, καθώς και το τοίχωμα του πυρήνα του ισογείου, έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή. Ωστόσο, κανένα στοιχείο δεν έχει ξεπεράσει το 75% της οριακής γωνίας στρωφής χορδής, γεγονός που αποδεικνύει πως κανένα από τα στοιχεία δεν έχει ξεπεράσει το όριο της στάθμης «Προστασία Ζωής» (LS).

Κατά την ανακυκλιζόμενη φόρτιση δημιουργούνται βρόχοι υστέρησης, φόρτισης – αποφόρτισης για την εκάστοτε διατομή της κατασκευής. Η διατομή υποβάλλεται σε συνεχείς εναλλαγές των τιμών των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών έως την ολοκλήρωση της φόρτισης. Ένας ενδεικτικός βρόχος υστέρησης παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα για τη δοκό Δ6 του Δ' ορόφου.



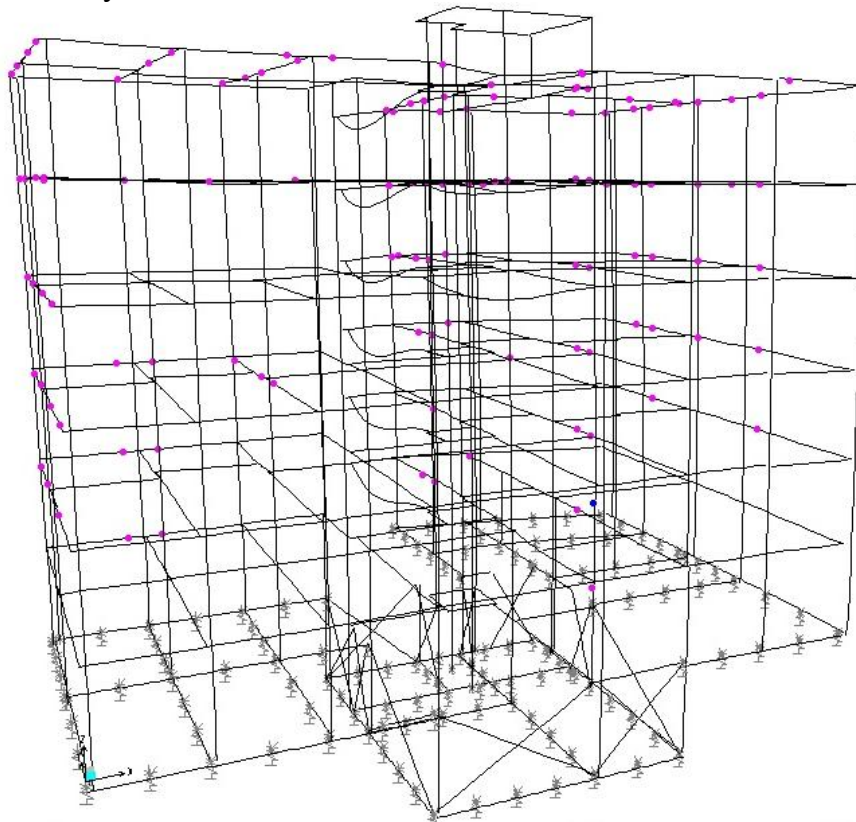
Σχήμα 5.58: Διάγραμμα βρόχων υστέρησης ροπής – πλαστικής στρωφής δοκού Δ6

Επίσης, παρουσιάζεται ο βρόχος υστέρησης σε όρους τέμνουσας βάσης – μετατόπισης του κόμβου ελέγχου της κατασκευής (κόμβος 245). Σύμφωνα με το διάγραμμα αυτό γίνεται αντιληπτό ότι η κατασκευή διαθέτει πλαστιμότητα και δεν παρατηρείται πτώση της αντοχής και της δυσκαμψίας έπειτα από η κύκλους φόρτισης.



Σχήμα 5.59: Διάγραμμα βρόχων υστέρησης τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κόμβου ελέγχου στη διεύθυνση x

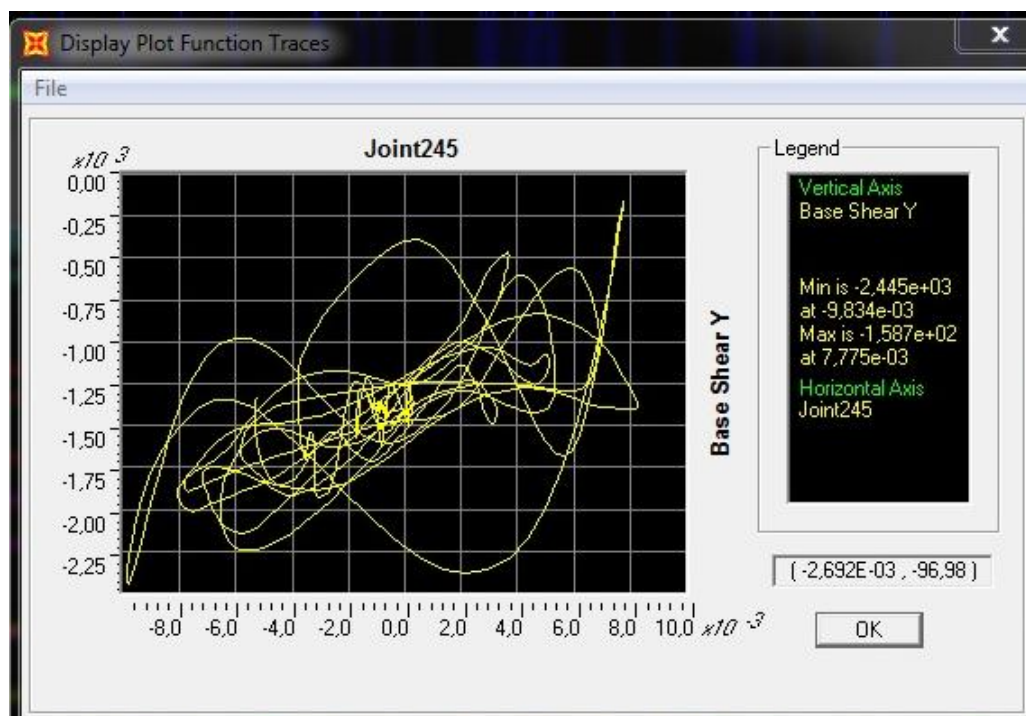
Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας στη διεύθυνση y και φαίνεται ακολούθως.



Σχήμα 5.60: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων κατά τη σεισμική διέγερση στη διεύθυνση y

Παρομοίως με τη διεύθυνση x , έτσι και με την y παρατηρείται πως κανένα από τα στοιχεία της κατασκευής δεν έχει ξεπεράσει το 75% της οριακής γωνίας στροφής χορδής, γεγονός το οποίο αποδεικνύει πως κανένα δεν έχει ξεπεράσει το όριο της στάθμης «Προστασία Ζωής» (LS).

Ο βρόχος υστέρησης σε όρους τέμνουσας βάσης – μετατόπισης του κόμβου ελέγχου (245) φαίνεται ακολούθως.



Σχήμα 5.61: Διάγραμμα βρόχων υστέρησης τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κόμβου ελέγχου στη διεύθυνση y

5.3.6 Έλεγχος Αντοχής Τοιχωμάτων σε Διάτμηση

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στην παράγραφο §5.2.2.7 του παρόντος θα πρέπει και σε αυτό το στάδιο να γίνει ένας έλεγχος της διατμητικής αντοχής των τοιχωμάτων. Επιλέγεται έτσι να γίνει έλεγχος της διατμητικής αντοχής των τοιχωμάτων κατά τη δράση της δυσμενέστερης φόρτισης της κατασκευής.

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται αναλυτικά ο υπολογισμός της αντοχής του τοιχώματος K23, παρομοίως με την στατική ανελαστική ανάλυση.

Τοίχωμα K23

Γεωμετρικά Στοιχεία: $l_w = 3.25m$, $b_w = 0,25m$

Οπλισμός: - Κύριος άκρων: 8Φ20+4Φ18+8Φ16

- Συνδετήρες: 2#Φ10/15

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Όπου,

- $\tau_{Rd} (KPa) = 220KPa$ για σκυρόδεμα C16/20 (ΕΚΩΣ Πίνακας 11.1)
- $d = l_w - d_1$, όπου $d_1 = c + \varphi_L / 2 + \varphi_w = 0.02 + 0.01 + 0.01 = 0.04m$, άρα $d = 3.25 - 0.04 = 3.21m$
- $k = 1.00$
- $A_{sl} = (4 \cdot 3.14 + 2 \cdot 2.54 + 4 \cdot 2.01) \cdot 10^{-4} = 0.00257m^2$
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{0.00257}{0.25 \cdot 3.21} = 0.0032$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{3172.997}{0.25 \cdot 3.25} = 1952.61KPa$

Επομένως $V_{Rd1} = 469.50kN$

Έλεγχος απομείωσης:
$$v = \frac{N_{sd}}{(A_c \cdot f_c)} = \frac{-3172.997}{0.25 \cdot 3.25 \cdot 16000} = -0.244 < -0.10, \acute{\alpha}\rho\alpha$$

$$V_{cd} = 0.7V_{Rd1} \Rightarrow V_{cd} = 328.65kN$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

Όπου,

$$A_{sw} = n \cdot \frac{\pi \cdot d_{bw}^2}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0.01^2}{4} = 1.57 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$f_{ywd} = 364MPa$$

$$s = 0.15m$$

Επομένως ,

$$V_{wd} = 1100.67kN$$

Συνεπώς η συνολική αντοχή του τοιχώματος K23 είναι $V_{Rd3} = 1429.32 kN$. Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών του τοιχώματος K23 που ελήφθησαν από τη δυναμική ανελαστική ανάλυση, για τις δύο διευθύνσεις του σεισμού, προκύπτει πως η μέγιστη διατμητική δύναμη αναπτύσσεται κατά τη διεύθυνση x και είναι ίση με 143.426 kN. Επομένως, γίνεται άμεσα αντιληπτό ότι η αντοχή του τοιχώματος επαρκεί σε σχέση με τη διατμητική δύναμη που υπολογίζεται ότι δέχεται από την ανάλυση.

Όπως συνέβη και κατά τη στατική ανελαστική ανάλυση, έτσι κι εδώ είναι ευδιάκριτο ότι τα τοιχώματα της κατασκευής συμπεριφέρονται ικανοποιητικά έναντι της τέμνουσας και στις δύο διευθύνσεις της ανάλυσης. Συνεπώς δεν παρουσιάζεται σφάλμα από την απόφαση της μη προσομοίωσης των διατμητικών τους παραμορφώσεων. Επιπλέον, δεν υφίσταται ανάγκη βελτίωσης ή ενίσχυσής τους λόγω διάτμησης.

5.3.7 Συμπεράσματα

Παρατηρώντας τα παραμορφωσιακά και τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν κατά τη δυναμική ανελαστική ανάλυση, η απόκριση των δομικών στοιχείων του κτηρίου παρουσιάζεται μειωμένη σε σχέση με την απόκρισή τους κατά τη στατική ανελαστική ανάλυση. Θα πρέπει να σημειωθεί πως η ανάλυση χρονοϊστοριών δίνει σχεδόν πάντα μεγαλύτερα και ακριβέστερα αποτελέσματα, όμως η χρήση κλιμακούμενων σεισμικών φασμάτων στο φάσμα σχεδιασμού δεν οδηγεί σε σαφή συμπεράσματα σχετικά με την απόκριση της κατασκευής. Συνεπώς καθίσταται δύσκολη η σύγκρισή της με την αντίστοιχη απόκριση κατά τη στατική ανελαστική ανάλυση.

6. Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία έγινε μια προσπάθεια να αξιολογηθεί η συμπεριφορά μιας υφιστάμενης πολυώροφης κατασκευής με τη χρήση ελαστικών κι ανελαστικών μεθόδων. Η υπό μελέτη κατασκευή είναι ένα πενταώροφο κτήριο μη συμμετρικής κάτοψης από οπλισμένο σκυρόδεμα με περιμετρικά τοιχώματα υπογείου και δώμα. Σχεδιάστηκε και οικοδομήθηκε το 1991 σύμφωνα με τον Κανονισμό Σκυροδέματος του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985.

Πραγματοποιήθηκε μια σειρά από ελαστικές αναλύσεις (Ιδιομορφική Ανάλυση, Δυναμική Φασματική και Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας) για να ληφθεί μια αρχική εικόνα της επάρκειας και της σεισμικής απόκρισης του κτηρίου, προτού πραγματοποιηθούν οι ανελαστικές αναλύσεις και η αποτίμησή του κατά τον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3.

Κατά την ιδιομορφική ανάλυση προέκυψαν οι βασικές ιδιομορφές της κατασκευής $T_1=0.9225\text{sec}$ μεταφορική κατά τη διεύθυνση x , $T_2=0.80\text{sec}$ μεταφορική κατά τη διεύθυνση y και $T_3=0,7289\text{sec}$ κυρίως στροφική. Ωστόσο παρατηρήθηκαν εν γένει σημαντικά ποσοστά στροφών, γεγονός το οποίο αναμενόταν και επεξηγείται από το σχήμα της κάτοψης του κτηρίου (ανάστροφο Γ). Προέκυψε ότι το ποσοστό συμμετοχής των δρυσών μαζών αθροιστικά για τις οριζόντιες συνιστώσες κατά x και y προσεγγίζει το απαιτούμενο όριο του 90%, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΑΚ2000.

Αρχικά, πραγματοποιήθηκε η Δυναμική Φασματική Ανάλυση κατά τον Ευρωκώδικα 8 και καταγράφηκαν τα μέγιστα εντατικά μεγέθη επιλεγμένων δομικών στοιχείων καθώς και οι μέγιστες μετακινήσεις των κόμβων ανά όροφο προς σύγκριση με τη μέθοδο της Γραμμικής Ανάλυσης Χρονοϊστορίας.

Όσον αφορά στη Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας, για να θεωρηθεί αξιόπιστη μέθοδος ανάλυσης θα πρέπει να χρησιμοποιούνται περισσότερα του ενός επιταχυνσιογραφήματα. Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε μόνο ένα επιταχυνσιογράφημα, αυτό του σεισμού της Κορίνθου (1981). Έγινε χρήση της βάσης δεδομένων σεισμικών καταγραφών του PEER του πανεπιστημίου του Μπέρκλεϋ. Οι δυνατότητες που προσφέρει το PEER είναι η αναζήτηση επιταχυνσιογραφημάτων, η διαλογή τους κι εύρεση των επιταχυνσιογραφημάτων εκείνων που προσεγγίζουν το φάσμα σχεδιασμού καθώς και ο υπολογισμός του κατάλληλου συντελεστή επικλιμάκωσης (scale factor) με τον οποίο πρέπει να πολλαπλασιαστούν ώστε η μορφή τους να αντιστοιχεί όσο το δυνατόν περισσότερο στο φάσμα σχεδιασμού. Ωστόσο, ακόμα και με μειωμένο φάσμα, η Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας παρουσίασε εν γένει δυσμενέστερα αποτελέσματα σε σχέση με τη Δυναμική Φασματική Μέθοδο, κυρίως κατά τη διεύθυνση x του σεισμού.

Η επόμενη φάση αποτελείται από την αποτίμηση της επάρκειας του φορέα με την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης με ελεγχόμενη μετατόπιση (Push – Over). Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσίασαν μία ικανοποιητική απόκριση της κατασκευής τόσο όσον αφορά στις μετακινήσεις των κόμβων που ορίστηκαν, όσο και στα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση. Συγκεκριμένα, όσον αφορά στις διατμητικές δυνάμεις που αναπτύχθηκαν στα τοιχώματα της κατασκευής,

διαπιστώθηκε ότι ο οπλισμός τους έναντι τέμνουσας επαρκεί ώστε να παραλάβει τις εντάσεις που θα δημιουργηθούν από κάποια σεισμική φόρτιση. Το γεγονός αυτό καταδεικνύει ότι δεν ήταν απαραίτητη η προσομοίωση των διατμητικών παραμορφώσεων των τοιχωμάτων με διατμητικά ελατήρια.

Επιπλέον, αξίζει να σημειωθεί ότι κατά τη διεύθυνση y της σεισμικής φόρτισης προέκυψαν εν γένει δυσμενέστερα αποτελέσματα όσον αφορά το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής καθώς και τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη, σε σύγκριση με τη διεύθυνση x . Αυτό το γεγονός εξηγείται όμως από τη μορφολογία του φορέα, καθώς κατά τη διεύθυνση x υπάρχουν μεγαλύτερα ανοίγματα σε σχέση με τη διεύθυνση y .

Επίσης, προκύπτει ότι για την υφιστάμενη κατασκευή οι παραμορφώσεις των δομικών της στοιχείων παραμένουν στα όρια της στάθμης επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» (LS) καθιστώντας την κατασκευή ασφαλή και λειτουργική ύστερα από ένα μεγάλο σεισμό. Όμως δεν διαθέτει αρκετή πλαστιμότητα σε ενδεχόμενες σημαντικές υπερβάσεις του σεισμού σχεδιασμού του.

Στο επόμενο στάδιο των ανελαστικών αναλύσεων πραγματοποιήθηκε η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής με τη χρήση της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης. Χρησιμοποιήθηκε και σε αυτή την ανάλυση ο σεισμός της Κορίνθου με τα επικλιμακούμενα επιταχυνσιογραφήματα. Αντίστοιχα με τα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (Push – Over) και τα αποτελέσματα της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης υπέδειξαν μια ικανοποιητική συμπεριφορά της κατασκευής.

Θα πρέπει βέβαια να τονιστεί πως τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τη δυναμική ανελαστική ανάλυση παρουσιάζονται υποτιμημένα εξαιτίας της χρήσης του συντελεστή επικλιμάκωσης. Για να είναι συγκρίσιμα τα παραμορφωσιακά κι εντατικά μεγέθη αυτής της ανάλυσης με εκείνα της στατικής ανελαστικής θα πρέπει να υπάρχει ένα κοινό σημείο αναφοράς, που δεν είναι άλλο από το απομειωμένο φάσμα που προκύπτει από το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής που υπολογίστηκε από την push – over ανάλυση. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στο γεγονός πως η διαδικασία της δυναμικής ανάλυσης που ακολουθήθηκε ήταν σωστή, απλώς τονίζεται ότι τα αποτελέσματα που προέκυψαν ήταν αρκετά υποτιμημένα σε σχέση με αυτά της στατικής ανελαστικής ανάλυσης.

Εν κατακλείδι, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων, το υφιστάμενο κτήριο κρίνεται ασφαλές και λειτουργικό ύστερα από κάποιο ισχυρό σεισμικό γεγονός. Συμπερασματικά, η κατασκευή δε χρήζει επεμβατικών ή ενισχυτικών δράσεων και ταυτόχρονα ούτε η διατμητική καταπόνηση των μελών της απαιτεί την ενίσχυσή τους έναντι τέμνουσας.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

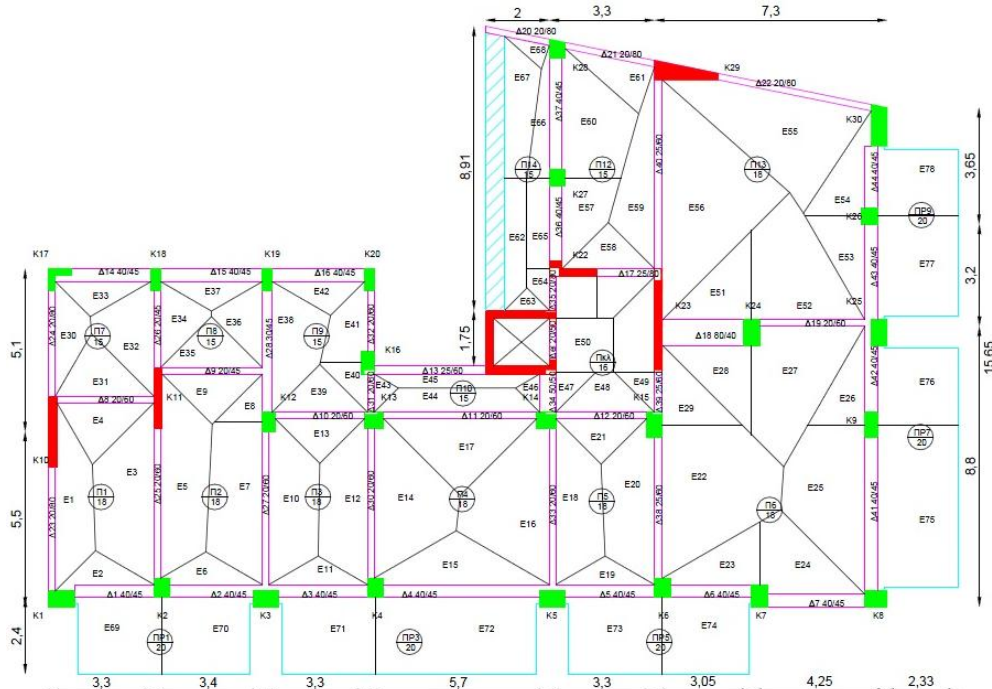
- Ζηκίδη Β., 2012. *Αποτίμηση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Πολυώροφου Κτηρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα*. Ε.Μ.Π., Αθήνα
- Κουμούσης Β., 1990. *Στατική και Δυναμική Ανάλυση Πολυώροφων Κτιρίων*. Ε.Μ.Π., Αθήνα
- Ο.Α.Σ.Π., 2005. *Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000)*, Αθήνα
- Ο.Α.Σ.Π., 2006. *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000)*, Αθήνα
- Ο.Α.Σ.Π., 2012. *Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)*, Αθήνα
- Παυλάκη Χ., 2012. *Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας και Κατευθύνσεις Ενίσχυσης Υφιστάμενου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος*. Ε.Μ.Π., Αθήνα
- Ταγκούλη Μ., 2012. *Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Πενταώροφου Κτηρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα*. Ε.Μ.Π., Αθήνα
- Τάσιος Θ.Π., 2013. *Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών κι Ενισχύσεων*. Ε.Μ.Π., Αθήνα
- ATC – 40, 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1*. California
- Charalampakis A.E., Koumousis V.K., 2008. *Ultimate Strength Analysis of Composite Sections under Biaxial Bending and Axial Load*. Advances in Engineering Software
- Computers and Structures INC., 2005. *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000*. Berkeley, California
- Eurocode 8, 2005. *EC8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, EN1998-1:2004
- Eurocode 8, 2005. *EC8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings*, EN1998-3:2005
- Katsanos E.I., Sextos A.G., Manolis G.D., 2009. *Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering
- Katsanos E.I., Sextos A.G., Elnashai A.S., 2014. *Prediction of inelastic response periods of buildings based on intensity measures and analytical model parameters*. Engineering Structures
- PEER, 2011. *PEER Ground Motion Database User Manual*. Pacific Earthquake Engineering Research Center

Βιβλιογραφία

Sextos A.G., Katsanos E.I., Manolis G.D., 2010. *EC8-based earthquake record selection procedure evaluation: Validation study based on observed damage of an irregular R/C building*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

- Στάθμη Ισογείου



Σχήμα Α.1: Επιφάνειες Φόρτισης Δοκών Ισογείου

Φορτία Πλακών Οροφής Ισογείου			
Πλάκες	Μόνιμα (kN/m ²)		Κινητά (kN/m ²)
	Οπλισμένο Σκυρόδεμα	Επικάλυψη δαπέδου	
Π1	4,32	2	2
Π2	4,32	2	2
Π3	4,32	2	2
Π4	4,32	2	2
Π5	4,32	2	2
Π6	4,32	2	2
Π8	3,6	2	2
Π9	3,6	2	2
Π10	3,6	2	2
Π11	3,6	2	2
Π12	3,6	2	2
Π13	4,8	2	2
Π14	3,6	2	2
Πκλ	3,84	2	3,5
ΠΡ1	4,8	2	5
ΠΡ3	4,8	2	5

Παράρτημα

ΠΡ5	4,8	2	5
ΠΡ7	4,8	2	5
ΠΡ9	4,8	2	5

Πίνακας Α.1: Φορτία Πλακών Οροφής Ισογείου

Φορτία Οριζόντιων Στοιχείων Ισογείου											
Όνομασία Στοιχείου	Μήκος (m)	Φορτικές Επιφάνειες	Εμβαδόν (m ²)	Μόνιμα (kN/m ²)				Μόνιμα Σύνολο (kN/m ²)	Κινητά (kN/m ²)	Μόνιμα (kN/m)	Κινητά (kN/m)
				Σκορόδεμα	Επικάλυψη	Περιμετρικοί Τοίχοι	Εσωτερικοί Τοίχοι				
Δ1 40/45	3,05	E2	1,7	4,32	2	4	-	10,32	2	5,75	1,11
	3,05	E72	5,83	4,8	2	4	-	10,8	5	20,64	9,56
	Σύνολο									26,40	10,67
Δ2 40/45	3,1	E6	1,86	4,32	2	4	-	10,32	2	6,19	1,20
	3,1	E73	6,05	4,8	2	4	-	10,8	5	21,08	9,76
	Σύνολο									27,27	10,96
Δ3 40/45	2,9	E10	1,21	4,32	2	4	-	10,32	2	4,31	0,83
	2,9	E74	6,49	4,8	2	4	-	10,8	5	24,17	11,19
	Σύνολο									28,48	12,02
Δ4 40/45	4,9	E14	3,47	4,32	2	4	-	10,32	2	7,31	1,42
	4,9	E75	11,11	4,8	2	4	-	10,8	5	24,49	11,34
	Σύνολο									31,80	12,75
Δ5 40/45	3,1	E18	1,39	4,32	2	4	-	10,32	2	4,63	0,90
	3,1	E76	6,49	4,8	2	4	-	10,8	5	22,61	10,47
	Σύνολο									27,24	11,36
Δ6 40/45	3,05	E22	3,76	4,32	2	4	-	10,32	2	12,72	2,47
	3,05	E77	5,94	4,8	2	4	-	10,8	5	21,03	9,74
	Σύνολο									33,76	12,20
Δ7 50/45	3,5	E23	5,51	4,32	2	4	-	10,32	2	16,25	3,15
Δ8 20/40	3,1	E20	2,4	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,52	1,55
	3,1	E48	2,4	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	6,15	2,71
	Σύνολο									12,67	4,26
Δ9 50/45	3,05	E4	2,95	4,32	2	-	2,1	8,42	2	8,14	1,93
	3,05	E30	2,95	3,6	2	-	2,1	7,7	2	7,45	1,93
	Σύνολο									15,59	3,87
Δ10 50/45	3,1	E8	2,4	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,52	1,55
	3,1	E34	2,4	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,96	1,55
	Σύνολο									12,48	3,10
Δ11 50/45	2,9	E12	2,1	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,10	1,45
	2,9	E38	2,1	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,58	1,45
	Σύνολο									11,67	2,90
Δ12 50/45	4,8	E16	5,76	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,10	2,40
	4,8	E44	3,15	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,05	1,31
	Σύνολο									15,16	3,71
Δ13 25/45	3,5	E43	1,82	3,6	2	4	-	9,6	2	4,99	1,04
Δ14 40/45	2,95	E32	1,59	3,6	2	4	-	9,6	2	5,17	1,08
Δ15 40/45	3,1	E36	1,39	3,6	2	4	-	9,6	2	4,30	0,90

Παράρτημα

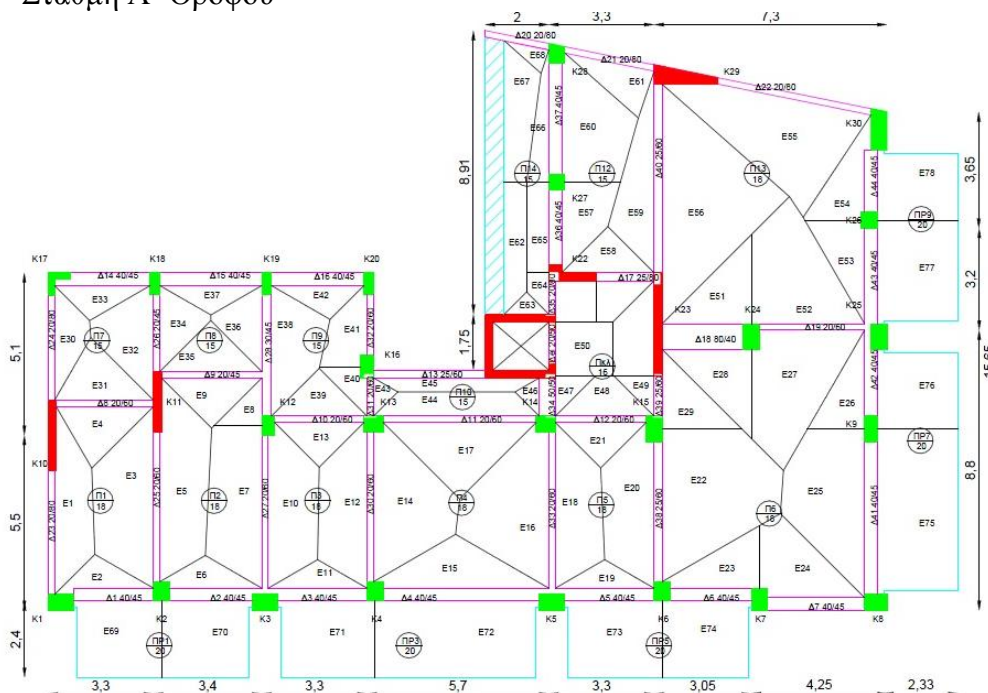
Δ16 40/45	2,7	E41	1,33	3,6	2	4	-	9,6	2	4,73	0,99	
Δ17 25/80	2,8	E60	1,96	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,39	1,40	
	2,8	Μέρος Σκάλας	1,49	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	4,23	1,86	
										Σύνολο	9,62	3,26
Δ18 80/40	2,8	E27	3,92	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,79	2,80	
	2,8	E53	3,92	4,8	2	-	2,1	8,9	2	12,46	2,80	
										Σύνολο	24,25	5,60
Δ19 80/40	3,75	E26	9,68	4,32	2	-	2,1	8,42	2	21,73	5,16	
	3,75	E54	9,6	4,8	2	-	2,1	8,9	2	22,78	5,12	
										Σύνολο	44,52	10,28
Δ20 20/80	2,04	E71	0,55	3,6	2	4	-	9,6	2	2,59	0,54	
Δ21 20/80	2,86	E63	2,2	3,6	2	4	-	9,6	2	7,38	1,54	
Δ22 20/80	6,7	E57	11,86	4,8	2	4	-	10,8	2	19,12	3,54	
Δ23 25/80	5,1	E1	3,99	4,32	2	4	-	10,32	2	8,07	1,56	
Δ24 25/80	4,1	E29	2,86	3,6	2	4	-	9,6	2	6,70	1,40	
Δ25 30/45	5,1	E3	6,91	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,41	2,71	
	5,1	E5	5	4,32	2	-	2,1	8,42	2	8,25	1,96	
										Σύνολο	19,66	4,67
Δ26 30/45	4,1	E31	5,08	3,6	2	-	2,1	7,7	2	9,54	2,48	
	4,1	E33	4,46	3,6	2	-	2,1	7,7	2	8,38	2,18	
										Σύνολο	17,92	4,65
Δ27 40/45	5,1	E7	6,47	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,68	2,54	
	5,1	E9	5,74	4,32	2	-	2,1	8,42	2	9,48	2,25	
										Σύνολο	20,16	4,79
Δ28 40/45	4,1	E35	4,46	3,6	2	-	2,1	7,7	2	8,38	2,18	
	4,1	E37	4,52	3,6	2	-	2,1	7,7	2	8,49	2,20	
										Σύνολο	16,86	4,38
Δ29 50/45	5,1	E11	5,74	4,32	2	-	2,1	8,42	2	9,48	2,25	
	5,1	E13	7,73	4,32	2	-	2,1	8,42	2	12,76	3,03	
										Σύνολο	22,24	5,28
Δ30 50/45	1,2	E39	1,13	3,6	2	-	2,1	7,7	2	7,25	1,88	
	1,2	E42	0,46	3,6	2	-	2,1	7,7	2	2,95	0,77	
										Σύνολο	10,20	2,65
Δ31 40/45	2,55	E40	2,22	3,6	2	4	-	9,6	2	8,36	1,74	
Δ32 50/45	5,1	E15	8,01	4,32	2	-	2,1	8,42	2	13,22	3,14	
	3,35	E17	3,3	4,32	2	-	2,1	8,42	2	8,29	1,97	
	1,7	E47	1,43	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	6,68	2,94	
										Σύνολο	28,20	8,06
Δ34 50/45	1,55	E45	0,46	3,6	2	-	2,1	7,7	2	2,29	0,59	
	1,55	E46	2,48	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	12,70	5,60	
										Σύνολο	14,99	6,19

Παράρτημα

Δ35 20/80	1,3	E67	0,67	3,6	2	4	-	9,6	2	4,95	1,03
	1,3	Μέρος Σκάλας	1,69	3,84	2	4	-	9,84	3,5	12,79	4,55
Σύνολο										17,74	5,58
Δ36 50/45	2,85	E59	3,29	3,6	2	4	-	9,6	2	11,08	2,31
	2,85	E68	2	3,6	2	4	-	9,6	2	6,74	1,40
Σύνολο										17,82	3,71
Δ37 50/45	4,15	E64	6,46	3,6	2	4	-	9,6	2	14,94	3,11
	4,15	E69	1,71	3,6	2	4	-	9,6	2	3,96	0,82
Σύνολο										18,90	3,94
Δ38 25/80	3,35	E19	3,3	4,32	2	-	2,1	8,42	2	8,29	1,97
	4,8	E21	13,49	4,32	2	-	2,1	8,42	2	23,66	5,62
	1,7	E49	1,32	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	6,17	2,72
Σύνολο										38,12	10,31
Δ40 25/80	2,5	E28	3,12	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,51	2,50
	1,6	E50	2,39	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	11,86	5,23
Σύνολο										22,37	7,72
Δ41 25/80	4,4	E52	9,44	4,8	2	-	2,1	8,9	2	19,09	4,29
	2,85	E61	2,73	3,6	2	-	2,1	7,7	2	7,38	1,92
Σύνολο										26,47	6,21
Δ42 25/80	3,48	E58	5,45	4,8	2	-	2,1	8,9	2	13,94	3,13
	3,48	E62	1,88	3,6	2	-	2,1	7,7	2	4,16	1,08
Σύνολο										18,10	4,21
Δ43 40/45	5,2	E24	8,83	4,32	2	4	-	10,32	2	17,52	3,40
	5,2	E78	11,88	4,8	2	4	-	10,8	5	24,67	11,42
Σύνολο										42,20	14,82
Δ44 40/45	2,5	E25	1,68	4,32	2	4	-	10,32	2	6,94	1,34
	2,5	E79	5,59	4,8	2	4	-	10,8	5	24,15	11,18
Σύνολο										31,08	12,52
Δ45 40/45	3,25	E55	2,97	4,8	2	4	-	10,8	2	9,87	1,83
	3,25	E80	7,34	4,8	2	4	-	10,8	5	24,39	11,29
Σύνολο										34,26	13,12
Δ46 40/45	3,3	E56	3,5	4,8	2	4	-	10,8	2	11,45	2,12
	2,1	E81	4,89	4,8	2	4	-	10,8	5	25,15	11,64
Σύνολο										36,60	13,76
Δ _{el} 20/50	1,7	E51	3,06	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	14,29	6,30
E.Z. 60/15	4,15	E62	2,66	3,6	2	4	-	9,6	2	6,15	1,28
	4,15	E63	0,49	3,6	2	4	-	9,6	2	1,13	0,24
	4,43	E67	3,75	3,6	2	4	-	9,6	2	8,13	1,69
Σύνολο										15,41	3,21

Πίνακας Α.2: Υπολογισμός μόνιμων και κινητών φορτίων δοκών ισογείου

- Στάθμη Α' Ορόφου



Σχήμα Α.2: Επιφάνειες φόρτισης δοκών Α' ορόφου

Φορτία Πλακών Οροφής Α' Ορόφου			
Πλάκες	Μόνιμα (kN/m ²)		Κινητά (kN/m ²)
	Οπλισμένο Σκυρόδεμα	Επικάλυψη δαπέδου	
Π1	4,32	2	2
Π2	4,32	2	2
Π3	4,32	2	2
Π4	4,32	2	2
Π5	4,32	2	2
Π6	4,32	2	2
Π8	3,6	2	2
Π9	3,6	2	2
Π10	3,6	2	2
Π11	3,6	2	2
Π12	3,6	2	2
Π13	4,32	2	2
Π14	3,6	2	2
Πκλ	3,84	2	3,5
ΠΡ1	4,8	2	5
ΠΡ3	4,8	2	5
ΠΡ5	4,8	2	5
ΠΡ7	4,8	2	5
ΠΡ9	4,8	2	5

Πίνακας Α.3: Φορτία Πλακών Οροφής Α' Ορόφου

Παράρτημα

Φορτία Οριζόντιων Στοιχείων Α' Ορόφου

Όνομασία Στοιχείου	Μήκος (m)	Φορτικές Επιφάνειες	Εμβαδόν (m ²)	Μόνιμα (kN/m ²)				Μόνιμα Σύνολο (kN/m ²)	Κινητά (kN/m ²)	Μόνιμα (kN/m)	Κινητά (kN/m)
				Σκυρόδεμα	Επικάλυψη	Περιμετρικοί Τοίχοι	Εσωτερικοί Τοίχοι				
Δ1 40/45	3,1	E2	1,64	4,32	2	4	-	10,32	2	5,46	1,06
	3,1	E69	6,38	4,8	2	4	-	10,8	5	22,23	10,29
	Σύνολο									27,69	11,35
Δ2 40/45	3,2	E6	1,72	4,32	2	4	-	10,32	2	5,55	1,08
	3,2	E70	6,62	4,8	2	4	-	10,8	5	22,34	10,34
	Σύνολο									27,89	11,42
Δ3 40/45	3,1	E11	1,39	4,32	2	4	-	10,32	2	4,63	0,90
	3,1	E71	7,1	4,8	2	4	-	10,8	5	24,74	11,45
	Σύνολο									29,36	12,35
Δ4 40/45	5,5	E15	4,84	4,32	2	4	-	10,32	2	9,08	1,76
	5,5	E72	12,14	4,8	2	4	-	10,8	5	23,84	11,04
	Σύνολο									32,92	12,80
Δ5 40/45	3,1	E19	1,39	4,32	2	4	-	10,32	2	4,63	0,90
	3,1	E73	7,1	4,8	2	4	-	10,8	5	24,74	11,45
	Σύνολο									29,36	12,35
Δ6 40/45	3,05	E23	3,25	4,32	2	4	-	10,32	2	11,00	2,13
	3,05	E74	6,5	4,8	2	4	-	10,8	5	23,02	10,66
	Σύνολο									34,01	12,79
Δ7 40/45	3,3	E24	5,02	4,32	2	4	-	10,32	2	15,70	3,04
Δ8 20/60	3,1	E4	2,95	4,32	2	-	2,1	8,42	2	8,01	1,90
	3,1	E31	3,05	3,6	2	-	2,1	7,7	2	7,58	1,97
	Σύνολο									15,59	3,87
Δ9 20/45	3,2	E9	2,48	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,53	1,55
	3,2	E35	2,56	3,6	2	-	2,1	7,7	2	6,16	1,60
	Σύνολο									12,69	3,15
Δ10 20/60	3	E13	1,96	4,32	2	-	2,1	8,42	2	5,50	1,31
	3	E39	2,24	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,75	1,49
	Σύνολο									11,25	2,80
Δ11 20/60	4,8	E17	5,76	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,10	2,40
	5,2	E44	3,38	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,01	1,30
	Σύνολο									15,11	3,70
Δ12 20/60	3,1	E21	2,03	4,32	2	-	2,1	8,42	2	5,51	1,31
	3,1	E48	2,31	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	5,92	2,61
	Σύνολο									11,43	3,92
Δ13 25/60	3,5	E45	1,95	3,6	2	4	-	9,6	2	5,35	1,11
Δ14 40/45	3	E33	1,65	3,6	2	4	-	9,6	2	5,28	1,10
Δ15 40/45	3,2	E37	1,48	3,6	2	4	-	9,6	2	4,44	0,93

Παράρτημα

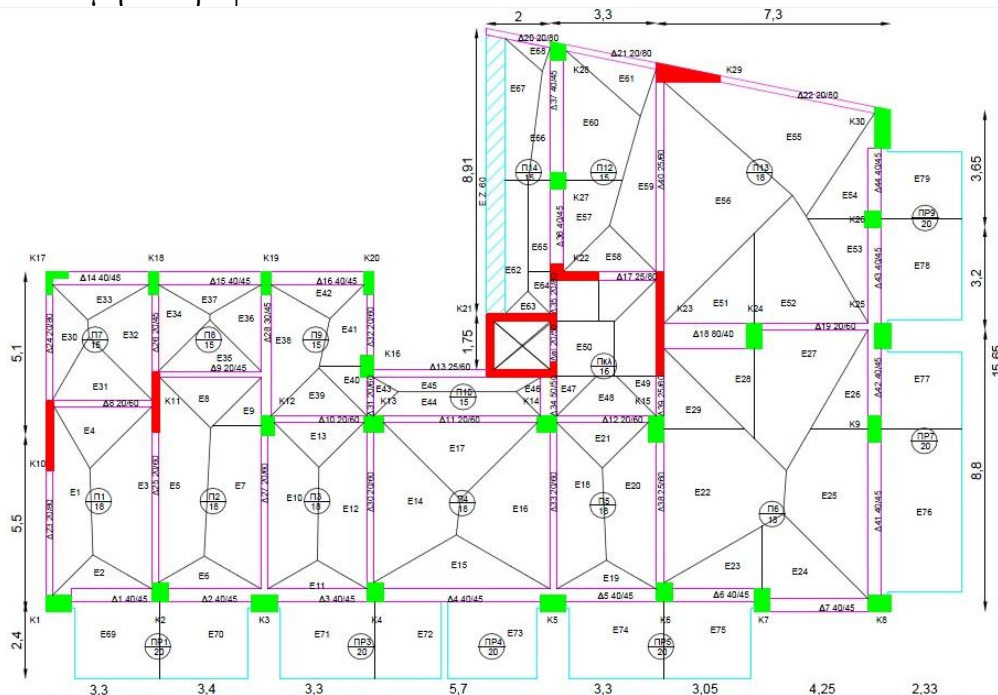
Δ16 40/45	2,9	E42	1,54	3,6	2	4	-	9,6	2	5,10	1,06
Δ17 25/80	2,9	E58	2,1	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,58	1,45
	2,9	Μέρος Σκάλας	1,49	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	4,08	1,80
Σύνολο										9,66	3,25
Δ18 80/40	2,8	E28	3,92	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,79	2,80
	2,8	E51	3,92	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,79	2,80
Σύνολο										23,58	5,60
Δ19 20/60	3,55	E27	9,38	4,32	2	-	2,1	8,42	2	22,25	5,28
	3,55	E52	8,84	4,32	2	-	2,1	8,42	2	20,97	4,98
Σύνολο										43,21	10,26
Δ20 20/80	2,04	E68	0,55	3,6	2	4	-	9,6	2	2,59	0,54
Δ21 20/80	2,86	E61	2,2	3,6	2	4	-	9,6	2	7,38	1,54
Δ22 20/80	6,7	E55	11,86	4,32	2	4	-	10,32	2	18,27	3,54
Δ23 20/80	5,9	E1	5,16	4,32	2	4	-	10,32	2	9,03	1,75
Δ24 20/80	3,6	E30	2,32	3,6	2	4	-	9,6	2	6,19	1,29
Δ25 20/60	5,7	E3	7,95	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,74	2,79
	6,4	E5	7,93	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,43	2,48
Σύνολο										22,18	5,27
Δ26 20/45	3,6	E32	4,12	3,6	2	-	2,1	7,7	2	8,81	2,29
	2,7	E34	2,3	3,6	2	-	2,1	7,7	2	6,56	1,70
Σύνολο										15,37	3,99
Δ27 20/60	5,1	E7	7,72	4,32	2	-	2,1	8,42	2	12,75	3,03
	5,1	E10	6,45	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,65	2,53
Σύνολο										23,39	5,56
Δ28 30/45	1,5	E8	1,13	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,34	1,51
	2,7	E36	2,3	3,6	2	-	2,1	7,7	2	6,56	1,70
	4,1	E38	4,67	3,6	2	-	2,1	7,7	2	8,77	2,28
Σύνολο										21,67	5,49
Δ30 20/60	5,2	E12	6,21	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,06	2,39
	5,2	E14	8,36	4,32	2	-	2,1	8,42	2	13,54	3,22
Σύνολο										23,59	5,60
Δ31 20/60	1,2	E40	1,13	3,6	2	-	2,1	7,7	2	7,25	1,88
	1,2	E43	0,46	3,6	2	-	2,1	7,7	2	2,95	0,77
Σύνολο										10,20	2,65
Δ32 20/60	2,55	E41	2,54	3,6	2	4	-	9,6	2	9,56	1,99
Δ33 20/60	5,2	E16	9,31	4,32	2	-	2,1	8,42	2	15,08	3,58
	5,2	E18	5,99	4,32	2	-	2,1	8,42	2	9,70	2,30
Σύνολο										24,77	5,88
Δ34 50/50	1,2	E46	0,46	3,6	2	-	2,1	7,7	2	2,95	0,77
	1,2	E47	0,78	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	5,16	2,28
Σύνολο										8,11	3,04

Παράρτημα

Δ35 20/80	1,3	E64	0,67	3,6	2	4	-	9,6	2	4,95	1,03
	1,3	Μέρος Σκάλας	1,69	3,84	2	4	-	9,84	3,5	12,79	4,55
	Σύνολο									17,74	5,58
Δ36 40/45	2,85	E57	3,33	3,6	2	4	-	9,6	2	11,22	2,34
	2,85	E65	2	3,6	2	4	-	9,6	2	6,74	1,40
	Σύνολο									17,95	3,74
Δ37 40/45	4,15	E60	6,77	3,6	2	4	-	9,6	2	15,66	3,26
	4,15	E66	1,7	3,6	2	4	-	9,6	2	3,93	0,82
	Σύνολο									19,59	4,08
Δ38 25/60	5,2	E20	6,56	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,62	2,52
	5,2	E22	13,17	4,32	2	-	2,1	8,42	2	21,33	5,07
	Σύνολο									31,95	7,59
Δ39 25/60	2,5	E29	3,12	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,51	2,50
	1,25	E49	0,78	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	4,95	2,18
	Σύνολο									15,46	4,68
Δ40 25/60	5,92	E56	15,01	4,32	2	-	2,1	8,42	2	21,35	5,07
	6,33	E59	4,73	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,75	1,49
	Σύνολο									27,10	6,57
Δ41 40/45	5,3	E25	9,83	4,32	2	4	-	10,32	2	19,14	3,71
	5,3	E75	12,92	4,8	2	4	-	10,8	5	26,33	12,19
	Σύνολο									45,47	15,90
Δ42 40/45	3,1	E26	2,77	4,32	2	4	-	10,32	2	9,22	1,79
	3,1	E76	6,09	4,8	2	4	-	10,8	5	21,22	9,82
	Σύνολο									30,44	11,61
Δ43 40/45	3,25	E53	3,02	4,32	2	4	-	10,32	2	9,59	1,86
	3,25	E77	7,99	4,8	2	4	-	10,8	5	26,55	12,29
	Σύνολο									36,14	14,15
Δ44 40/45	3,3	E54	3,14	4,32	2	4	-	10,32	2	9,82	1,90
	2,2	E78	5,33	4,8	2	4	-	10,8	5	26,17	12,11
	Σύνολο									35,99	14,02
Δελ 20/50	1,7	E50	3,06	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	14,29	6,30
E.Z. 60/15	4,15	E62	2,66	3,6	2	4	-	9,6	2	6,15	1,28
	4,15	E63	0,49	3,6	2	4	-	9,6	2	1,13	0,24
	4,43	E67	3,75	3,6	2	4	-	9,6	2	8,13	1,69
	Σύνολο									15,41	3,21

Πίνακας Α.4: Υπολογισμός μόνιμων και κινητών φορτίων δοκών Α' ορόφου

• Στάθμη Β' Ορόφου



Σχήμα Α.3: Επιφάνειες φόρτισης δοκών Β' ορόφου

Φορτία Πλακών Οροφής Β' Ορόφου			
Πλάκες	Μόνιμα (kN/m ²)		Κινητά (kN/m ²)
	Οπλισμένο Σκυρόδεμα	Επικάλυψη δαπέδου	
Π1	4,32	2	2
Π2	4,32	2	2
Π3	4,32	2	2
Π4	4,32	2	2
Π5	4,32	2	2
Π6	4,32	2	2
Π8	3,6	2	2
Π9	3,6	2	2
Π10	3,6	2	2
Π12	3,6	2	2
Π13	4,8	2	2
Π14	3,6	2	2
Πκλ	3,84	2	3,5
ΠΡ1	4,8	2	5
ΠΡ3	4,8	2	5
ΠΡ4	4,8	2	5
ΠΡ5	4,8	2	5
ΠΡ7	4,8	2	5
ΠΡ9	4,8	2	5

Πίνακας Α.5: Φορτία Πλακών Οροφής Β' Ορόφου

Παράρτημα

Φορτία Οριζόντιων Στοιχείων Β' Ορόφου

Ονομασία Στοιχείου	Μήκος (m)	Φορτικές Επιφάνειες	Εμβαδόν (m ²)	Μόνιμα (kN/m ²)				Μόνιμα Σύνολο (kN/m ²)	Κινητά (kN/m ²)	Μόνιμα (kN/m)	Κινητά (kN/m)
				Σκυρόδεμα	Επικάλυψη	Περιμετρικοί Τοίχοι	Εσωτερικοί Τοίχοι				
Δ1 40/45	3,1	E2	1,64	4,32	2	4	-	10,32	2	5,46	1,06
	3,1	E69	6,38	4,8	2	4	-	10,8	5	22,23	10,29
	Σύνολο									27,69	11,35
Δ2 40/45	3,2	E6	1,72	4,32	2	4	-	10,32	2	5,55	1,08
	3,2	E70	6,62	4,8	2	4	-	10,8	5	22,34	10,34
	Σύνολο									27,89	11,42
Δ3 40/45	3,1	E11	1,39	4,32	2	4	-	10,32	2	4,63	0,90
	3,1	E71	7,1	4,8	2	4	-	10,8	5	24,74	11,45
	Σύνολο									29,36	12,35
Δ4 40/45	5,5	E15	4,84	4,32	2	4	-	10,32	2	9,08	1,76
	4,95	E72+E73	11,65	4,8	2	4	-	10,8	5	25,42	11,77
	Σύνολο									34,50	13,53
Δ5 40/45	3,1	E19	1,39	4,32	2	4	-	10,32	2	4,63	0,90
	3,1	E74	7,1	4,8	2	4	-	10,8	5	24,74	11,45
	Σύνολο									29,36	12,35
Δ6 40/45	3,05	E23	3,25	4,32	2	4	-	10,32	2	11,00	2,13
	3,05	E75	6,5	4,8	2	4	-	10,8	5	23,02	10,66
	Σύνολο									34,01	12,79
Δ7 40/45	3,3	E24	5,02	4,32	2	4	-	10,32	2	15,70	3,04
Δ8 20/60	3,1	E4	2,95	4,32	2	-	2,1	8,42	2	8,01	1,90
	3,1	E31	3,05	3,6	2	-	2,1	7,7	2	7,58	1,97
	Σύνολο									15,59	3,87
Δ9 20/45	3,2	E8	2,48	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,53	1,55
	3,2	E35	2,56	3,6	2	-	2,1	7,7	2	6,16	1,60
	Σύνολο									12,69	3,15
Δ10 20/60	3	E13	1,96	4,32	2	-	2,1	8,42	2	5,50	1,31
	3	E39	2,24	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,75	1,49
	Σύνολο									11,25	2,80
Δ11 20/60	4,8	E17	5,76	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,10	2,40
	5,2	E44	3,38	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,01	1,30
	Σύνολο									15,11	3,70
Δ12 20/60	3,1	E21	2,03	4,32	2	-	2,1	8,42	2	5,51	1,31
	3,1	E48	2,31	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	5,92	2,61
	Σύνολο									11,43	3,92
Δ13 25/60	3,5	E45	1,95	3,6	2	4	-	9,6	2	5,35	1,11
Δ14 40/45	3	E33	1,65	3,6	2	4	-	9,6	2	5,28	1,10
Δ15 40/45	3,2	E37	1,48	3,6	2	4	-	9,6	2	4,44	0,93

Παράρτημα

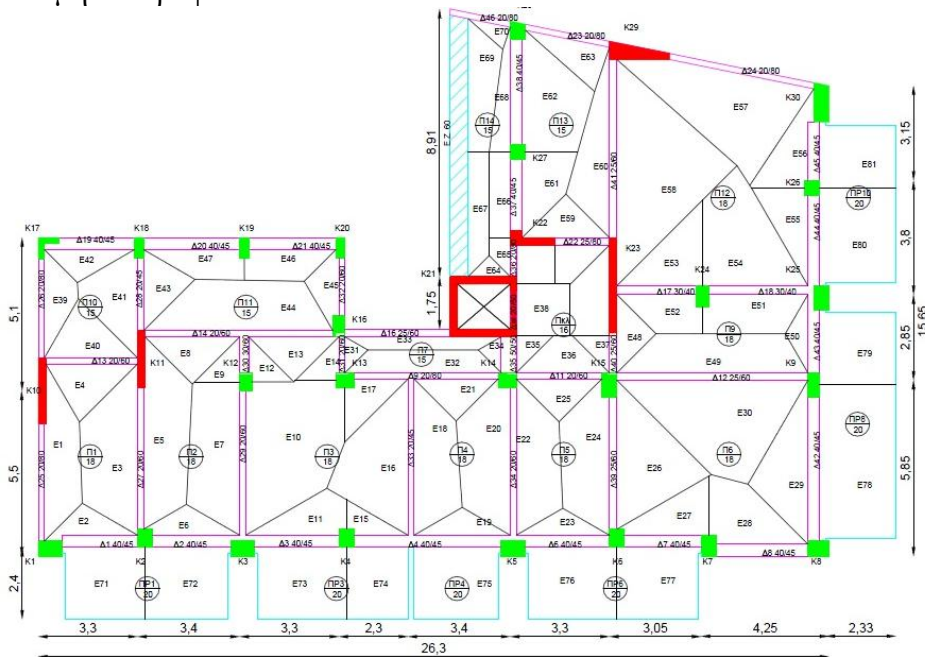
Δ16 40/45	2,9	E42	1,54	3,6	2	4	-	9,6	2	5,10	1,06
Δ17 25/80	2,9	E58	2,1	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,58	1,45
	2,9	Μέρος Σκάλας	1,49	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	4,08	1,80
Σύνολο										9,66	3,25
Δ18 80/40	2,8	E28	3,92	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,79	2,80
	2,8	E51	3,92	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,79	2,80
Σύνολο										23,58	5,60
Δ19 20/60	3,55	E27	9,38	4,32	2	-	2,1	8,42	2	22,25	5,28
	3,55	E52	8,84	4,32	2	-	2,1	8,42	2	20,97	4,98
Σύνολο										43,21	10,26
Δ20 20/80	2,04	E68	0,55	3,6	2	4	-	9,6	2	2,59	0,54
Δ21 20/80	2,86	E61	2,2	3,6	2	4	-	9,6	2	7,38	1,54
Δ22 20/80	6,7	E55	11,86	4,32	2	4	-	10,32	2	18,27	3,54
Δ23 20/80	5,9	E1	5,16	4,32	2	4	-	10,32	2	9,03	1,75
Δ24 20/80	3,6	E30	2,32	3,6	2	4	-	9,6	2	6,19	1,29
Δ25 20/60	5,7	E3	7,95	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,74	2,79
	6,4	E5	7,93	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,43	2,48
Σύνολο										22,18	5,27
Δ26 20/45	3,6	E32	4,12	3,6	2	-	2,1	7,7	2	8,81	2,29
	2,7	E34	2,3	3,6	2	-	2,1	7,7	2	6,56	1,70
Σύνολο										15,37	3,99
Δ27 20/60	5,1	E7	7,72	4,32	2	-	2,1	8,42	2	12,75	3,03
	5,1	E10	6,45	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,65	2,53
Σύνολο										23,39	5,56
Δ28 30/45	1,5	E9	1,13	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,34	1,51
	2,7	E36	2,3	3,6	2	-	2,1	7,7	2	6,56	1,70
	4,1	E38	4,67	3,6	2	-	2,1	7,7	2	8,77	2,28
Σύνολο										21,67	5,49
Δ30 20/60	5,2	E12	6,21	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,06	2,39
	5,2	E14	8,36	4,32	2	-	2,1	8,42	2	13,54	3,22
Σύνολο										23,59	5,60
Δ31 20/60	1,2	E40	1,13	3,6	2	-	2,1	7,7	2	7,25	1,88
	1,2	E43	0,46	3,6	2	-	2,1	7,7	2	2,95	0,77
Σύνολο										10,20	2,65
Δ32 20/60	2,55	E41	2,54	3,6	2	4	-	9,6	2	9,56	1,99
Δ33 20/60	5,2	E16	9,31	4,32	2	-	2,1	8,42	2	15,08	3,58
	5,2	E18	5,99	4,32	2	-	2,1	8,42	2	9,70	2,30
Σύνολο										24,77	5,88

Παράρτημα

Δ34 50/50	1,2	E46	0,46	3,6	2	-	2,1	7,7	2	2,95	0,77
	1,2	E47	0,78	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	5,16	2,28
	Σύνολο									8,11	3,04
Δ35 20/80	1,3	E64	0,67	3,6	2	4	-	9,6	2	4,95	1,03
	1,3	Μέρος Σκάλας	1,69	3,84	2	4	-	9,84	3,5	12,79	4,55
	Σύνολο									17,74	5,58
Δ36 40/45	2,85	E57	3,33	3,6	2	4	-	9,6	2	11,22	2,34
	2,85	E65	2	3,6	2	4	-	9,6	2	6,74	1,40
	Σύνολο									17,95	3,74
Δ37 40/45	4,15	E60	6,77	3,6	2	4	-	9,6	2	15,66	3,26
	4,15	E66	1,7	3,6	2	4	-	9,6	2	3,93	0,82
	Σύνολο									19,59	4,08
Δ38 25/60	5,2	E20	6,56	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,62	2,52
	5,2	E22	13,17	4,32	2	-	2,1	8,42	2	21,33	5,07
	Σύνολο									31,95	7,59
Δ39 25/60	2,5	E29	3,12	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,51	2,50
	1,25	E49	0,78	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	4,95	2,18
	Σύνολο									15,46	4,68
Δ40 25/60	5,92	E56	15,01	4,32	2	-	2,1	8,42	2	21,35	5,07
	6,33	E59	4,73	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,75	1,49
	Σύνολο									27,10	6,57
Δ41 40/45	5,3	E25	9,83	4,32	2	4	-	10,32	2	19,14	3,71
	5,3	E76	12,92	4,8	2	4	-	10,8	5	26,33	12,19
	Σύνολο									45,47	15,90
Δ42 40/45	3,1	E26	2,77	4,32	2	4	-	10,32	2	9,22	1,79
	3,1	E77	6,09	4,8	2	4	-	10,8	5	21,22	9,82
	Σύνολο									30,44	11,61
Δ43 40/45	3,25	E53	3,02	4,32	2	4	-	10,32	2	9,59	1,86
	3,25	E78	7,99	4,8	2	4	-	10,8	5	26,55	12,29
	Σύνολο									36,14	14,15
Δ44 40/45	3,3	E54	3,14	4,32	2	4	-	10,32	2	9,82	1,90
	2,2	E79	5,33	4,8	2	4	-	10,8	5	26,17	12,11
	Σύνολο									35,99	14,02
Δελ 20/50	1,7	E50	3,06	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	14,29	6,30
E.Z. 60/15	4,15	E62	2,66	3,6	2	4	-	9,6	2	6,15	1,28
	4,15	E63	0,49	3,6	2	4	-	9,6	2	1,13	0,24
	4,43	E67	3,75	3,6	2	4	-	9,6	2	8,13	1,69
	Σύνολο									15,41	3,21

Πίνακας Α.6: Υπολογισμός μόνιμων και κινητών φορτίων δοκών Β' ορόφου

- Στάθμη Γ' Ορόφου



Σχήμα Α.4: Επιφάνειες φόρτισης δοκών Γ' ορόφου

Φορτία Πλακών Οροφής Γ' Ορόφου			
	Μόνιμα (kN/m ²)		Κινητά (kN/m ²)
Πλάκες	Οπλισμένο Σκυρόδεμα	Επικάλυψη δαπέδου	
Π1	4,32	2	2
Π2	4,32	2	2
Π3	4,32	2	2
Π4	4,32	2	2
Π5	4,32	2	2
Π6	4,32	2	2
Π7	3,6	2	2
Π9	4,32	2	2
Π10	3,6	2	2
Π11	3,6	2	2
Π12	4,32	2	2
Π13	3,6	2	2
Π14	3,6	2	2
Πκλ	3,84	2	3,5
ΠΡ1	4,8	2	5
ΠΡ3	4,8	2	5
ΠΡ4	4,8	2	5
ΠΡ6	4,8	2	5
ΠΡ8	4,8	2	5
ΠΡ10	4,8	2	5

Πίνακας Α.7: Φορτία Πλακών Οροφής Γ' Ορόφου

Φορτία Οριζόντιων Στοιχείων Γ' Ορόφου											
Όνομασία Στοιχείου	Μήκος (m)	Φορτικές Επιφάνειες	Εμβαδόν (m ²)	Μόνιμα (kN/m ²)				Μόνιμα Σύνολο (kN/m ²)	Κινητά (kN/m ²)	Μόνιμα (kN/m)	Κινητά (kN/m)
				Σκυρόδεμα	Επικάλυψη	Περιμετρικοί Τοίχοι	Εσωτερικοί Τοίχοι				
Δ1 40/45	3,1	E2	1,64	4,32	2	4	-	10,32	2	5,46	1,06
	3,1	E71	6,38	4,8	2	4	-	10,8	5	22,23	10,29
	Σύνολο									27,69	11,35
Δ2 40/45	3,2	E6	1,72	4,32	2	4	-	10,32	2	5,55	1,08
	3,2	E72	6,62	4,8	2	4	-	10,8	5	22,34	10,34
	Σύνολο									27,89	11,42
Δ3 40/45	3,35	E11	2,95	4,32	2	4	-	10,32	2	9,09	1,76
	3,35	E73	7,1	4,8	2	4	-	10,8	5	22,89	10,60
	Σύνολο									31,98	12,36
Δ4 40/45	5,25	E15+E19	6,32	4,32	2	4	-	10,32	2	12,42	2,41
	4,95	E74+E75	11,65	4,8	2	4	-	10,8	5	25,42	11,77
	Σύνολο									37,84	14,18
Δ6 40/45	3,1	E23	1,39	4,32	2	4	-	10,32	2	4,63	0,90
	3,1	E76	7,1	4,8	2	4	-	10,8	5	24,74	11,45
	Σύνολο									29,36	12,35
Δ7 40/45	3,05	E27	3,25	4,32	2	4	-	10,32	2	11,00	2,13
	3,05	E77	6,5	4,8	2	4	-	10,8	5	23,02	10,66
	Σύνολο									34,01	12,79
Δ8 40/45	3,3	E28	4,74	4,32	2	4	-	10,32	2	14,82	2,87
	2,1	E17	2,11	4,32	2	-	2,1	8,42	2	8,46	2,01
	2,8	E21	1,96	4,32	2	-	2,1	8,42	2	5,89	1,40
Δ9 20/80	5,2	E32	3,38	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,01	1,30
	Σύνολο									19,36	4,71
	Δ11 20/60	3,1	E25	2,03	4,32	2	-	2,1	8,42	2	5,51
3,1		E36	2,31	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	5,92	2,61
Σύνολο									11,43	3,92	
Δ12 25/60	6,35	E30	12,38	4,32	2	-	2,1	8,42	2	16,42	3,90
	6,35	E49	6,92	4,32	2	-	2,1	8,42	2	9,18	2,18
	Σύνολο									25,59	6,08
Δ13 20/60	3,1	E4	2,95	4,32	2	-	2,1	8,42	2	8,01	1,90
	3,1	E40	3,05	3,6	2	-	2,1	7,7	2	7,58	1,97
	Σύνολο									15,59	3,87
Δ14 20/60	3,15	E8	2,48	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,63	1,57
	3	E13	2,24	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,29	1,49
	6,3	E44	8,36	3,6	2	-	2,1	7,7	2	10,22	2,65
	Σύνολο									23,13	5,72
Δ16 25/60	3,5	E33	1,95	3,6	2	4	-	9,6	2	5,35	1,11

Παράρτημα

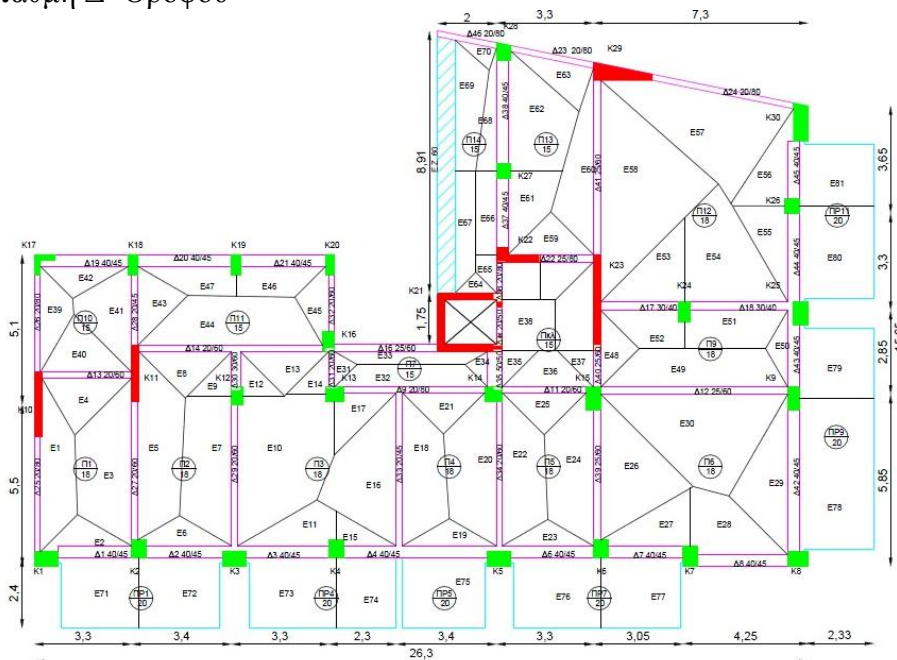
Δ17 30/40	2,85	E52	2,78	4,32	2	-	2,1	8,42	2	8,21	1,95
	2,85	E53	4,06	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,99	2,85
Σύνολο										20,21	4,80
Δ18 30/40	3,5	E51	3,98	4,32	2	-	2,1	8,42	2	9,57	2,27
	3,5	E54	8,7	4,32	2	-	2,1	8,42	2	20,93	4,97
Σύνολο										30,50	7,25
Δ19 40/45	3	E42	1,65	3,6	2	4	-	9,6	2	5,28	1,10
Δ20 40/45	3,2	E47	2,45	3,6	2	4	-	9,6	2	7,35	1,53
Δ21 40/45	3,05	E46	2,57	3,6	2	4	-	9,6	2	8,09	1,69
Δ22 25/80	2,9	E59	2,1	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,58	1,45
	2,9	Μέρος Σκάλας	1,49	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	4,08	1,80
Σύνολο										9,66	3,25
Δ23 20/80	2,86	E63	2,2	3,6	2	4	-	9,6	2	7,38	1,54
Δ24 20/80	6,7	E57	11,86	4,32	2	4	-	10,32	2	18,27	3,54
Δ25 20/80	5,9	E1	5,16	4,32	2	4	-	10,32	2	9,03	1,75
Δ26 20/80	3,6	E39	2,32	3,6	2	4	-	9,6	2	6,19	1,29
Δ27 20/60	5,7	E3	7,95	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,74	2,79
	6,4	E5	7,93	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,43	2,48
Σύνολο										22,18	5,27
Δ28 20/45	3,6	E41	4,12	3,6	2	-	2,1	7,7	2	8,81	2,29
	2,7	E43	2,3	3,6	2	-	2,1	7,7	2	6,56	1,70
Σύνολο										15,37	3,99
Δ29 20/60	5,1	E7	7,72	4,32	2	-	2,1	8,42	2	12,75	3,03
	5,1	E10	13,28	4,32	2	-	2,1	8,42	2	21,93	5,21
Σύνολο										34,67	8,24
Δ30 30/60	1,5	E9	1,12	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,29	1,49
	1,5	E12	1,09	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,12	1,45
Σύνολο										12,41	2,95
Δ31 20/60	1,2	E14	1,02	4,32	2	-	2,1	8,42	2	7,16	1,70
	1,2	E31	0,46	3,6	2	-	2,1	7,7	2	2,95	0,77
Σύνολο										10,11	2,47
Δ32 20/60	2,7	E45	1,64	3,6	2	4	-	9,6	2	5,83	1,21
Δ33 20/45	5,2	E16	8,01	4,32	2	-	2,1	8,42	2	12,97	3,08
	5,2	E18	6,03	4,32	2	-	2,1	8,42	2	9,76	2,32
Σύνολο										22,73	5,40
Δ34 20/60	5,2	E20	7,05	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,42	2,71
	5,2	E22	5,99	4,32	2	-	2,1	8,42	2	9,70	2,30
Σύνολο										21,11	5,02
Δ35 50/50	1,2	E34	0,46	3,6	2	-	2,1	7,7	2	2,95	0,77
	1,2	E35	0,78	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	5,16	2,28
Σύνολο										8,11	3,04

Παράρτημα

Δ36 20/80	1,3	E65	0,67	3,6	2	4	-	9,6	2	4,95	1,03
	1,3	Μέρος Σκάλας	1,69	3,84	2	4	-	9,84	3,5	12,79	4,55
	Σύνολο									17,74	5,58
Δ37 40/45	2,85	E61	3,33	3,6	2	4	-	9,6	2	11,22	2,34
	2,85	E66	2	3,6	2	4	-	9,6	2	6,74	1,40
	Σύνολο									17,95	3,74
Δ38 40/45	4,15	E62	6,77	3,6	2	4	-	9,6	2	15,66	3,26
	4,15	E68	1,7	3,6	2	4	-	9,6	2	3,93	0,82
	Σύνολο									19,59	4,08
Δ39 25/60	5,2	E24	6,56	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,62	2,52
	5,2	E26	7,77	4,32	2	-	2,1	8,42	2	12,58	2,99
	Σύνολο									23,20	5,51
Δ40 25/60	2,6	E37	0,78	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	2,38	1,05
	1,25	E48	1,69	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,38	2,70
	Σύνολο									13,77	3,75
Δ41 25/60	5,92	E58	15,01	4,32	2	-	2,1	8,42	2	21,35	5,07
	6,33	E60	4,73	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,75	1,49
	Σύνολο									27,10	6,57
Δ42 40/45	5,45	E29	5,44	4,32	2	4	-	10,32	2	10,30	2,00
	5,45	E78	12,92	4,8	2	4	-	10,8	5	25,60	11,85
	Σύνολο									35,90	13,85
Δ43 40/45	2,6	E50	0,98	4,32	2	4	-	10,32	2	3,89	0,75
	2,6	E79	6,09	4,8	2	4	-	10,8	5	25,30	11,71
	Σύνολο									29,19	12,47
Δ44 40/45	3,25	E55	3,02	4,32	2	4	-	10,32	2	9,59	1,86
	3,25	E80	7,99	4,8	2	4	-	10,8	5	26,55	12,29
	Σύνολο									36,14	14,15
Δ45 40/45	3,3	E56	3,14	4,32	2	4	-	10,32	2	9,82	1,90
	2,2	E81	5,33	4,8	2	4	-	10,8	5	26,17	12,11
	Σύνολο									35,99	14,02
Δ46 20/80	2,04	E70	0,55	3,6	2	4	-	9,6	2	2,59	0,54
Δελ 20/50	1,7	E38	3,06	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	14,29	6,30
E.Z. 60/15	4,15	E67	2,66	3,6	2	4	-	9,6	2	6,15	1,28
	4,15	E64	0,49	3,6	2	4	-	9,6	2	1,13	0,24
	4,43	E69	3,75	3,6	2	4	-	9,6	2	8,13	1,69
Σύνολο									15,41	3,21	

Πίνακας Α.8: Υπολογισμός μόνιμων και κινητών φορτίων δοκών Γ' ορόφου

- Στάθμη Δ' Ορόφου



Σχήμα Α.5: Επιφάνειες φόρτισης δοκών Δ' ορόφου

Φορτία Πλακών Οροφής Δ' Ορόφου			
Πλάκες	Μόνιμα (kN/m ²)		Κινητά (kN/m ²)
	Οπλισμένο Σκυρόδεμα	Επικάλυψη δαπέδου	
Π1	4,32	2	2
Π2	4,32	2	2
Π3	4,32	2	2
Π4	4,32	2	2
Π5	4,32	2	2
Π6	4,32	2	2
Π7	3,6	2	2
Π9	4,32	2	2
Π10	3,6	2	2
Π11	3,6	2	2
Π12	4,32	2	2
Π13	4,8	2	2
Π14	3,6	2	2
Πκλ	3,6	2	3,5
ΠΡ1	4,8	2	5
ΠΡ4	4,8	2	5
ΠΡ5	4,8	2	5
ΠΡ7	4,8	2	5
ΠΡ9	4,8	2	5
ΠΡ11	4,8	2	5

Πίνακας Α.0.9: Φορτία Πλακών Οροφής Δ' Ορόφου

Παράρτημα

Φορτία Οριζόντιων Στοιχείων Δ' Ορόφου

Όνομασία Στοιχείου	Μήκος (m)	Φορτικές Επιφάνειες	Εμβαδόν (m ²)	Μόνιμα (kN/m ²)				Μόνιμα Σύνολο (kN/m ²)	Κινητά (kN/m ²)	Μόνιμα (kN/m)	Κινητά (kN/m)
				Σκυρόδεμα	Επικάλυψη	Περιμετρικοί Τοίχοι	Εσωτερικοί Τοίχοι				
Δ1 40/45	3,1	E2	1,64	4,32	2	4	-	10,32	2	5,46	1,06
	3,1	E71	6,38	4,8	2	4	-	10,8	5	22,23	10,29
	Σύνολο									27,69	11,35
Δ2 40/45	3,2	E6	1,72	4,32	2	4	-	10,32	2	5,55	1,08
	3,2	E72	6,62	4,8	2	4	-	10,8	5	22,34	10,34
	Σύνολο									27,89	11,42
Δ3 40/45	3,35	E11	2,95	4,32	2	4	-	10,32	2	9,09	1,76
	3,35	E73	7,1	4,8	2	4	-	10,8	5	22,89	10,60
	Σύνολο									31,98	12,36
Δ4 40/45	5,25	E15+E19	6,32	4,32	2	4	-	10,32	2	12,42	2,41
	4,95	E74+E75	11,65	4,8	2	4	-	10,8	5	25,42	11,77
	Σύνολο									37,84	14,18
Δ6 40/45	3,1	E23	1,39	4,32	2	4	-	10,32	2	4,63	0,90
	3,1	E76	7,1	4,8	2	4	-	10,8	5	24,74	11,45
	Σύνολο									29,36	12,35
Δ7 40/45	3,05	E27	3,25	4,32	2	4	-	10,32	2	11,00	2,13
	3,05	E77	6,5	4,8	2	4	-	10,8	5	23,02	10,66
	Σύνολο									34,01	12,79
Δ8 40/45	3,3	E28	4,74	4,32	2	4	-	10,32	2	14,82	2,87
Δ9 20/80	2,1	E17	2,11	4,32	2	-	2,1	8,42	2	8,46	2,01
	2,8	E21	1,96	4,32	2	-	2,1	8,42	2	5,89	1,40
	5,2	E32	3,38	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,01	1,30
	Σύνολο									19,36	4,71
Δ11 20/60	3,1	E25	2,03	4,32	2	-	2,1	8,42	2	5,51	1,31
	3,1	E36	2,31	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	5,92	2,61
	Σύνολο									11,43	3,92
Δ12 25/60	6,35	E30	12,38	4,32	2	-	2,1	8,42	2	16,42	3,90
	6,35	E49	6,92	4,32	2	-	2,1	8,42	2	9,18	2,18
	Σύνολο									25,59	6,08
Δ13 20/60	3,1	E4	2,95	4,32	2	-	2,1	8,42	2	8,01	1,90
	3,1	E40	3,05	3,6	2	-	2,1	7,7	2	7,58	1,97
	Σύνολο									15,59	3,87
Δ14 20/60	3,15	E8	2,48	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,63	1,57
	3	E13	2,24	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,29	1,49
	6,3	E44	8,36	3,6	2	-	2,1	7,7	2	10,22	2,65
	Σύνολο									23,13	5,72
Δ16 25/60	3,5	E33	1,95	3,6	2	4	-	9,6	2	5,35	1,11

Παράρτημα

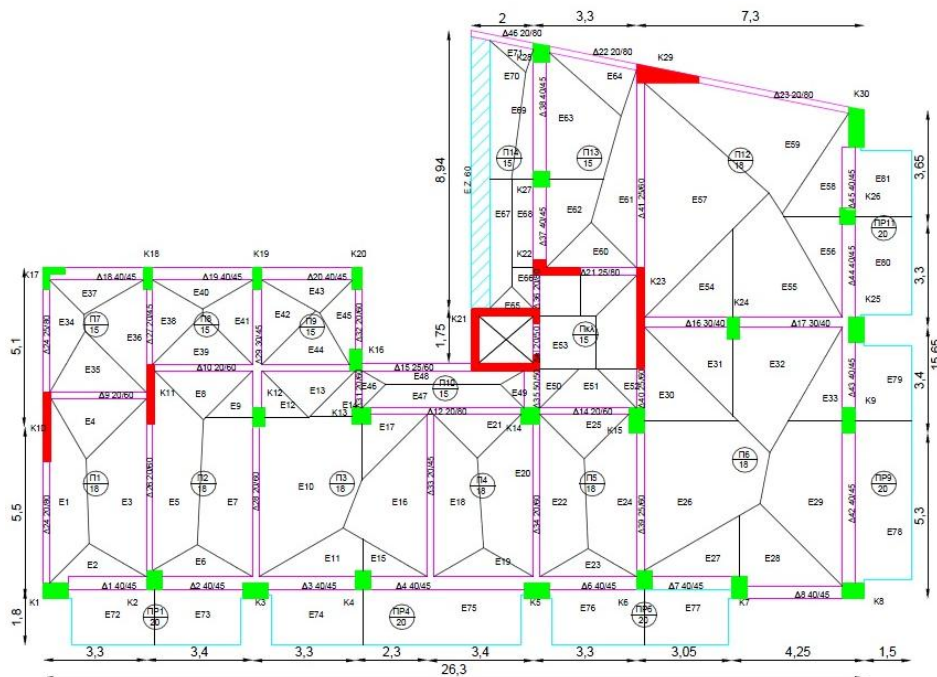
Δ17 30/40	2,85	E52	2,78	4,32	2	-	2,1	8,42	2	8,21	1,95
	2,85	E53	4,06	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,99	2,85
	Σύνολο									20,21	4,80
Δ18 30/40	3,5	E51	3,98	4,32	2	-	2,1	8,42	2	9,57	2,27
	3,5	E54	8,7	4,32	2	-	2,1	8,42	2	20,93	4,97
	Σύνολο									30,50	7,25
Δ19 40/45	3	E42	1,65	3,6	2	4	-	9,6	2	5,28	1,10
Δ20 40/45	3,2	E47	2,45	3,6	2	4	-	9,6	2	7,35	1,53
Δ21 40/45	3,05	E46	2,57	3,6	2	4	-	9,6	2	8,09	1,69
Δ22 25/80	2,9	E59	2,1	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,58	1,45
	2,9	Μέρος Σκάλας	1,49	3,6	2	-	2,1	7,7	3,5	3,96	1,80
	Σύνολο									9,53	3,25
Δ23 20/80	2,86	E63	2,2	3,6	2	4	-	9,6	2	7,38	1,54
Δ24 20/80	6,7	E57	11,86	4,32	2	4	-	10,32	2	18,27	3,54
Δ25 20/80	5,9	E1	5,16	4,32	2	4	-	10,32	2	9,03	1,75
Δ26 20/80	3,6	E39	2,32	3,6	2	4	-	9,6	2	6,19	1,29
Δ27 20/60	5,7	E3	7,95	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,74	2,79
	6,4	E5	7,93	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,43	2,48
	Σύνολο									22,18	5,27
Δ28 20/45	3,6	E41	4,12	3,6	2	-	2,1	7,7	2	8,81	2,29
	2,7	E43	2,3	3,6	2	-	2,1	7,7	2	6,56	1,70
	Σύνολο									15,37	3,99
Δ29 20/60	5,1	E7	7,72	4,32	2	-	2,1	8,42	2	12,75	3,03
	5,1	E10	13,28	4,32	2	-	2,1	8,42	2	21,93	5,21
	Σύνολο									34,67	8,24
Δ30 30/60	1,5	E9	1,12	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,29	1,49
	1,5	E12	1,09	4,32	2	-	2,1	8,42	2	6,12	1,45
	Σύνολο									12,41	2,95
Δ31 20/60	1,2	E14	1,02	4,32	2	-	2,1	8,42	2	7,16	1,70
	1,2	E31	0,46	3,6	2	-	2,1	7,7	2	2,95	0,77
	Σύνολο									10,11	2,47
Δ32 20/60	2,7	E45	1,64	3,6	2	4	-	9,6	2	5,83	1,21
Δ33 20/45	5,2	E16	8,01	4,32	2	-	2,1	8,42	2	12,97	3,08
	5,2	E18	6,03	4,32	2	-	2,1	8,42	2	9,76	2,32
	Σύνολο									22,73	5,40
Δ34 20/60	5,2	E20	7,05	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,42	2,71
	5,2	E22	5,99	4,32	2	-	2,1	8,42	2	9,70	2,30
	Σύνολο									21,11	5,02
Δ35 50/50	1,2	E34	0,46	3,6	2	-	2,1	7,7	2	2,95	0,77
	1,2	E35	0,78	3,84	2	-	2,1	7,94	3,5	5,16	2,28
	Σύνολο									8,11	3,04

Παράρτημα

Δ36 20/80	1,3	E65	0,67	3,6	2	4	-	9,6	2	4,95	1,03
	1,3	Μέρος Σκάλας	1,69	3,6	2	4	-	9,6	3,5	12,48	4,55
Σύνολο										17,43	5,58
Δ37 40/45	2,85	E61	3,33	3,6	2	4	-	9,6	2	11,22	2,34
	2,85	E66	2	3,6	2	4	-	9,6	2	6,74	1,40
Σύνολο										17,95	3,74
Δ38 40/45	4,15	E62	6,77	3,6	2	4	-	9,6	2	15,66	3,26
	4,15	E68	1,7	3,6	2	4	-	9,6	2	3,93	0,82
Σύνολο										19,59	4,08
Δ39 25/60	5,2	E24	6,56	4,32	2	-	2,1	8,42	2	10,62	2,52
	5,2	E26	7,77	4,32	2	-	2,1	8,42	2	12,58	2,99
Σύνολο										23,20	5,51
Δ40 25/60	2,6	E37	0,78	3,6	2	-	2,1	7,7	3,5	2,31	1,05
	1,25	E48	1,69	4,32	2	-	2,1	8,42	2	11,38	2,70
Σύνολο										13,69	3,75
Δ41 25/60	5,92	E58	15,01	4,32	2	-	2,1	8,42	2	21,35	5,07
	6,33	E60	4,73	3,6	2	-	2,1	7,7	2	5,75	1,49
Σύνολο										27,10	6,57
Δ42 40/45	5,45	E29	5,44	4,32	2	4	-	10,32	2	10,30	2,00
	5,45	E78	12,92	4,8	2	4	-	10,8	5	25,60	11,85
Σύνολο										35,90	13,85
Δ43 40/45	2,6	E50	0,98	4,32	2	4	-	10,32	2	3,89	0,75
	2,6	E79	6,09	4,8	2	4	-	10,8	5	25,30	11,71
Σύνολο										29,19	12,47
Δ44 40/45	3,25	E55	3,02	4,32	2	4	-	10,32	2	9,59	1,86
	3,25	E80	7,99	4,8	2	4	-	10,8	5	26,55	12,29
Σύνολο										36,14	14,15
Δ45 40/45	3,3	E56	3,14	4,32	2	4	-	10,32	2	9,82	1,90
	2,2	E81	5,33	4,8	2	4	-	10,8	5	26,17	12,11
Σύνολο										35,99	14,02
Δ46 20/80	2,04	E70	0,55	3,6	2	4	-	9,6	2	2,59	0,54
Δελ 20/50	1,7	E38	3,06	3,6	2	-	2,1	7,7	3,5	13,86	6,30
E.Z. 60/15	4,15	E67	2,66	3,6	2	4	-	9,6	2	6,15	1,28
	4,15	E64	0,49	3,6	2	4	-	9,6	2	1,13	0,24
	4,43	E69	3,75	3,6	2	4	-	9,6	2	8,13	1,69
Σύνολο										15,41	3,21

Πίνακας Α.10: Υπολογισμός μόνιμων και κινητών φορτίων δοκών Δ' ορόφου

- Στάθμη Ε' Ορόφου



Σχήμα Α.6: Επιφάνειες φόρτισης δοκών Ε' ορόφου

Φορτία Πλακών Οροφής Ε' Ορόφου			
Πλάκες	Μόνιμα (kN/m ²)		Κινητά (kN/m ²)
	Οπλισμένο Σκυρόδεμα	Επικάλυψη δαπέδου	
Π1	4,32	2	2
Π2	4,32	2	2
Π3	4,32	2	2
Π4	4,32	2	2
Π5	4,32	2	2
Π6	4,32	2	2
Π7	3,6	2	2
Π8	3,6	2	2
Π9	3,6	2	2
Π10	3,6	2	2
Π12	4,32	2	2
Π13	3,6	2	2
Π14	3,6	2	2
Πκλ	3,6	2	3,5
ΠΡ1	4,8	2	5
ΠΡ4	4,8	2	5
ΠΡ6	4,8	2	5
ΠΡ9	4,8	2	5
ΠΡ11	4,8	2	5

Πίνακας Α.11: Φορτία Πλακών Οροφής Ε' Ορόφου

Παράρτημα

Φορτία Οριζόντιων Στοιχείων Ε' Ορόφου											
Όνομασία Στοιχείου	Μήκος (m)	Φορτικές Επιφάνειες	Εμβαδόν (m ²)	Μόνιμα (kN/m ²)				Μόνιμα Σύνολο (kN/m ²)	Κινητά (kN/m ²)	Μόνιμα (kN/m)	Κινητά (kN/m)
				Σκυρόδεμα	Επικάλυψη	Περιμετρικοί Τοίχοι	Εσωτερικοί Τοίχοι				
Δ1 40/45	3,1	E2	1,64	4,32	1,3	4	-	9,62	2	5,09	1,06
	3,1	E72	4,8	4,8	1,3	4	-	10,1	5	15,64	7,74
	Σύνολο									20,73	8,80
Δ2 40/45	3,2	E6	1,72	4,32	1,3	4	-	9,62	2	5,17	1,08
	3,2	E73	4,98	4,8	1,3	4	-	10,1	5	15,72	7,78
	Σύνολο									20,89	8,86
Δ3 40/45	3,35	E11	2,95	4,32	1,3	4	-	9,62	2	8,47	1,76
	3,35	E74	5,33	4,8	1,3	4	-	10,1	5	16,07	7,96
	Σύνολο									24,54	9,72
Δ4 40/45	5,25	E15+E19	3,4	4,32	1,3	4	-	9,62	2	6,23	1,30
	5,15	E75	9,11	4,8	1,3	4	-	10,1	5	17,87	8,84
	Σύνολο									24,10	10,14
Δ6 40/45	3,1	E23	1,39	4,32	1,3	4	-	9,62	2	4,31	0,90
	3,1	E76	5,34	4,8	1,3	4	-	10,1	5	17,40	8,61
	Σύνολο									21,71	9,51
Δ7 40/45	3,05	E27	3,25	4,32	1,3	4	-	9,62	2	10,25	2,13
	3,05	E77	4,89	4,8	1,3	4	-	10,1	5	16,19	8,02
	Σύνολο									26,44	10,15
Δ8 40/45	3,3	E28	5,03	4,32	1,3	4	-	9,62	2	14,66	3,05
Δ9 20/60	3,1	E4	2,95	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	7,35	1,90
	3,1	E35	3,07	3,6	1,3	-	2,1	7	2	6,93	1,98
	Σύνολο									14,28	3,88
Δ10 20/60	6,15	E8 +E13	4,73	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	5,94	1,54
	6	E39+E44	5,04	3,6	1,3	-	2,1	7	2	5,88	1,68
	Σύνολο									11,82	3,22
Δ12 20/80	2,1	E17	2,11	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	7,76	2,01
	2,8	E21	1,96	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	5,40	1,40
	5,2	E47	3,38	3,6	1,3	-	2,1	7	2	4,55	1,30
	Σύνολο									17,71	4,71
Δ14 20/60	3,1	E25	2,03	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	5,06	1,31
	3,1	E51	2,31	3,6	1,3	-	2,1	7	3,5	5,22	2,61
	Σύνολο									10,27	3,92
Δ15 25/60	3,5	E48	1,95	3,6	1,3	4	-	8,9	2	4,96	1,11
Δ16 30/40	2,85	E31	3,98	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	10,78	2,79
	2,85	E54	4,06	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	11,00	2,85
	Σύνολο									21,78	5,64

Παράρτημα

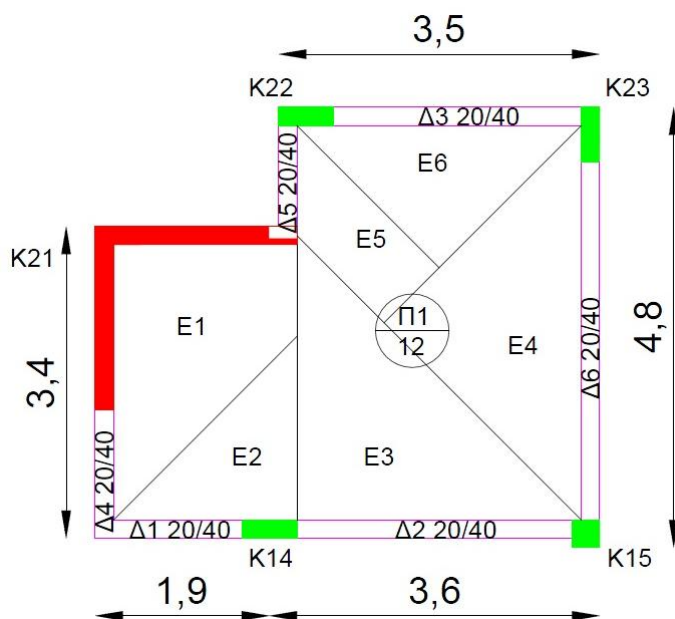
Δ17 30/40	3,5	E32	8,64	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	19,06	4,94
	3,5	E55	8,7	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	19,19	4,97
Σύνολο										38,25	9,91
Δ18 40/45	3	E37	1,65	3,6	1,3	4	-	8,9	2	4,90	1,10
Δ19 40/45	3,2	E40	1,48	3,6	1,3	4	-	8,9	2	4,12	0,93
Δ20 40/45	2,9	E43	1,52	3,6	1,3	4	-	8,9	2	4,66	1,05
Δ21 25/80	2,9	E60	2,1	3,6	1,3	-	2,1	7	2	5,07	1,45
	2,9	Μέρος Σκάλας	1,49	3,6	1,3	-	2,1	7	3,5	3,60	1,80
Σύνολο										8,67	3,25
Δ22 20/80	2,86	E64	2,2	3,6	1,3	4	-	8,9	2	6,85	1,54
Δ23 20/80	6,7	E59	11,86	4,32	1,3	4	-	9,62	2	17,03	3,54
Δ24 20/80	5,9	E1	5,16	4,32	1,3	4	-	9,62	2	8,41	1,75
Δ25 20/80	3,6	E34	2,32	3,6	1,3	4	-	8,9	2	5,74	1,29
Δ26 20/60	5,7	E3	7,95	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	10,77	2,79
	6,4	E5	7,93	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	9,57	2,48
Σύνολο										20,33	5,27
Δ27 20/45	3,6	E36	4,12	3,6	1,3	-	2,1	7	2	8,01	2,29
	2,7	E38	2,3	3,6	1,3	-	2,1	7	2	5,96	1,70
Σύνολο										13,97	3,99
Δ28 20/60	5,1	E7	7,72	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	11,69	3,03
	5,1	E10	13,28	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	20,10	5,21
Σύνολο										31,79	8,24
Δ29 30/45	1,5	E9	1,12	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	5,76	1,49
	1,5	E12	1,09	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	5,61	1,45
	2,7	E41	2,3	3,6	1,3	-	2,1	7	2	5,96	1,70
	2,7	E42	2,32	3,6	1,3	-	2,1	7	2	6,01	1,72
Σύνολο										23,35	6,37
Δ31 20/60	1,2	E14	1,02	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	6,56	1,70
	1,2	E46	0,46	3,6	1,3	-	2,1	7	2	2,68	0,77
Σύνολο										9,25	2,47
Δ32 20/60	2,7	E45	1,64	3,6	1,3	4	-	8,9	2	5,41	1,21
Δ33 20/45	5,2	E16	8,01	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	11,89	3,08
	5,2	E18	6,03	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	8,95	2,32
Σύνολο										20,84	5,40
Δ34 20/60	5,2	E20	7,05	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	10,47	2,71
	5,2	E22	5,99	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	8,89	2,30
Σύνολο										19,36	5,02
Δ35 50/50	1,2	E49	0,46	3,6	1,3	-	2,1	7	2	2,68	0,77
	1,2	E50	0,78	3,6	1,3	-	2,1	7	3,5	4,55	2,28
Σύνολο										7,23	3,04

Παράρτημα

Δ36 20/80	1,3	E66	0,67	3,6	1,3	4	-	8,9	2	4,59	1,03
	1,3	Μέρος Σκάλας	1,69	3,6	1,3	4	-	8,9	3,5	11,57	4,55
Σύνολο										16,16	5,58
Δ37 40/45	2,85	E62	3,33	3,6	1,3	4	-	8,9	2	10,40	2,34
	2,85	E68	2	3,6	1,3	4	-	8,9	2	6,25	1,40
Σύνολο										16,64	3,74
Δ38 40/45	4,15	E63	6,77	3,6	1,3	4	-	8,9	2	14,52	3,26
	4,15	E69	1,7	3,6	1,3	4	-	8,9	2	3,65	0,82
Σύνολο										18,16	4,08
Δ39 25/60	5,2	E24	6,56	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	9,74	2,52
	5,2	E26	13,89	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	20,62	5,34
Σύνολο										30,36	7,87
Δ40 25/60	3	E30	4,5	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	11,58	3,00
	1,25	E52	0,78	3,6	1,3	-	2,1	7	3,5	4,37	2,18
Σύνολο										15,95	5,18
Δ41 25/60	5,92	E57	15,01	4,32	1,3	-	2,1	7,72	2	19,57	5,07
	6,33	E61	4,73	3,6	1,3	-	2,1	7	2	5,23	1,49
Σύνολο										24,80	6,57
Δ42 40/45	5,3	E29	9,62	4,32	1,3	4	-	9,62	2	17,46	3,63
	5,3	E78	9,21	4,8	1,3	4	-	10,1	5	17,55	8,69
Σύνολο										35,01	12,32
Δ43 40/45	3	E33	2,6	4,32	1,3	4	-	9,62	2	8,34	1,73
	3	E79	4,35	4,8	1,3	4	-	10,1	5	14,65	7,25
Σύνολο										22,98	8,98
Δ44 40/45	3,25	E56	3,02	4,32	1,3	4	-	9,62	2	8,94	1,86
	3,25	E80	5,69	4,8	1,3	4	-	10,1	5	17,68	8,75
Σύνολο										26,62	10,61
Δ45 40/45	3,3	E58	3,14	4,32	1,3	4	-	9,62	2	9,15	1,90
	2,2	E81	3,8	4,8	1,3	4	-	10,1	5	17,45	8,64
Σύνολο										26,60	10,54
Δ46 20/80	2,04	E71	0,55	3,6	1,3	4	-	8,9	2	2,40	0,54
Δελ 20/50	1,7	E50	3,06	3,6	1,3	-	2,1	7	3,5	12,60	6,30
E.Z. 60/15	4,15	E67	2,66	3,6	1,3	4	-	8,9	2	5,70	1,28
	4,15	E65	0,49	3,6	1,3	4	-	8,9	2	1,05	0,24
	4,43	E70	3,75	3,6	1,3	4	-	8,9	2	7,53	1,69
Σύνολο										14,29	3,21

Πίνακας Α.12: Υπολογισμός μόνιμων και κινητών φορτίων δοκών Ε' ορόφου

- Στάθμη Δώματος



Σχήμα Α.7: Επιφάνειες φόρτισης δοκών δώματος

Φορτία Πλάκας Οροφής Δώματος			
Πλάκες	Μόνιμα (kN/m ²)		Κινητά (kN/m ²)
	Οπλισμένο Σκυρόδεμα	Επικάλυψη στέγης	
Π1	2,88	1,3	1

Πίνακας Α.13: Φορτία Πλάκας Οροφής Δώματος

Φορτία Οριζόντιων Στοιχείων Δώματος											
Όνομασία Στοιχείου	Μήκος (m)	Φορτικές Επιφάνειες	Εμβαδόν (m ²)	Μόνιμα (kN/m ²)				Μόνιμα Σύνολο (kN/m ²)	Κινητά (kN/m ²)	Μόνιμα (kN/m)	Κινητά (kN/m)
				Σκυρόδεμα	Επικάλυψη	Περιμετρικοί Τοίχοι	Εσωτερικοί Τοίχοι				
Δ1 20/40	2	E2	2	2,88	1,3	4	-	8,18	1	8,18	1,00
Δ2 20/40	3,1	E3	4,8	2,88	1,3	4	-	8,18	1	12,67	1,55
Δ3 20/40	3,1	E6	2,4	2,88	1,3	4	-	8,18	1	6,33	0,77
Δ4 20/40	3	E1	4	2,88	1,3	4	-	8,18	1	10,91	1,33
Δ5 20/40	1,2	E5	1,5	2,88	1,3	4	-	8,18	1	10,23	1,25
Δ6 20/40	4,3	E4	4,62	2,88	1,3	4	-	8,18	1	8,79	1,07

Πίνακας Α.14: Υπολογισμός μόνιμων και κινητών φορτίων δοκών δώματος