



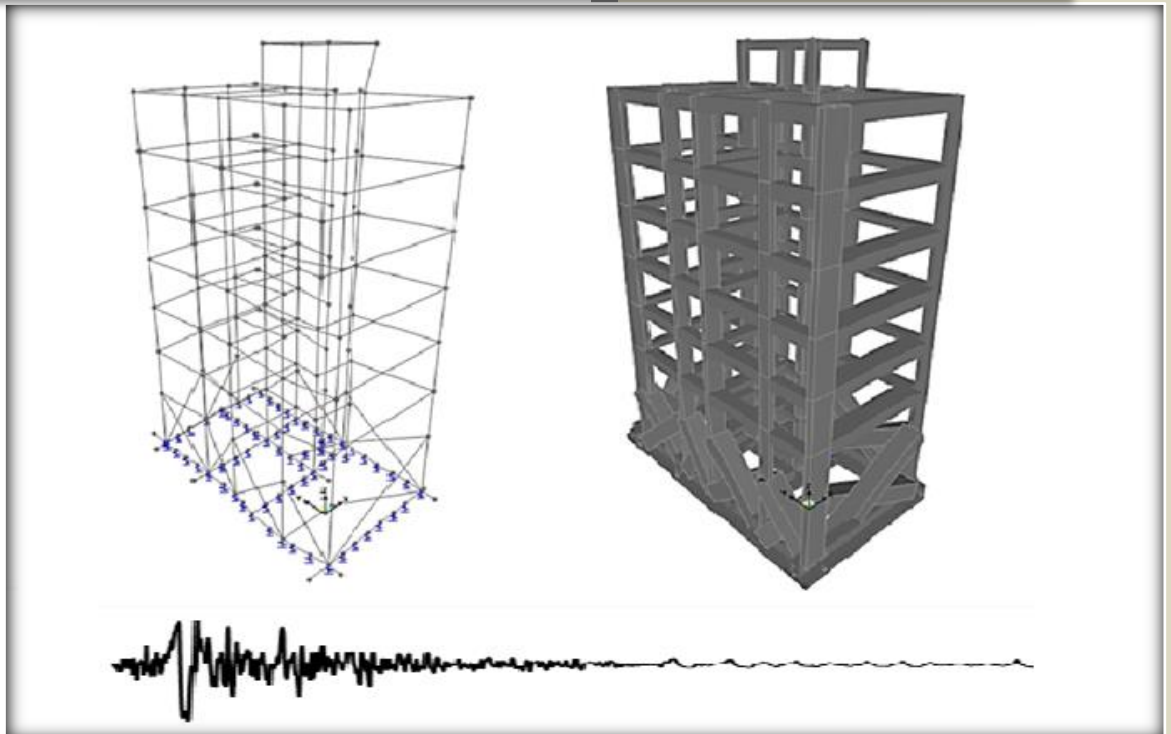
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διατμηματικό Πρόγραμμα  
Μεταπτυχιακών Σπουδών

Δομοστατικός Σχεδιασμός και  
Ανάλυση Κατασκευών

Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία

## Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Πεντάροφου Κτηρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα



Επιμέλεια: **Ταγκούλη Σ. Μαρία**

Επιβλέπων: Κουμούσης Κ. Β., Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Ιούλιος 2013



## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

---

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Κουμούση Βλάσση για την πολύτιμη βοήθειά του στην εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας καθώς και για την υποστήριξή του και καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω τον υποψήφιο Διδάκτορα Ε.Μ.Π., φίλο και συμφοιτητή μου Καπογιάννη Ιωάννη για τις χρήσιμες συμβουλές του, την ηθική και ψυχολογική υποστήριξη που μου παρείχε όλους αυτούς τους μήνες, καθώς και όλους τους φίλους οι οποίοι υπήρξαν συνοδοιπόροι και υποστηρικτές σε όλη την πορεία της μεταπτυχιακής μου ζωής.

Τέλος, η πανεπιστημιακή μου πορεία καθώς και η αποπεράτωση της παρούσας διπλωματικής μεταπτυχιακής εργασίας δεν θα είχε πραγματοποιηθεί χωρίς την αμέριστη συμπαράσταση, και υπομονή της οικογένειάς μου όλα αυτά τα χρόνια.



Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία πραγματεύεται την αποτίμηση και ανάλυση της συμπεριφοράς και επάρκειας ενός πολυώροφου κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, τόσο με ελαστικές όσο και με ανελαστικές μεθόδους. Η υφιστάμενη κατασκευή είναι ένα πενταώροφο κτήριο με υπόγειο, πιλοτή και δώμα στην περιοχή της Άνω Γλυφάδας η οποία μελετήθηκε και σχεδιάστηκε το έτος 1999. Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που εφαρμόστηκαν είναι αυτές της δυναμικής φασματικής και της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας, ενώ οι ανελαστικές μέθοδοι που εφαρμόστηκαν περιλαμβάνουν την ανελαστική στατική μέθοδο (Pushover) και την ανελαστική δυναμική μέθοδο (ανάλυση χρονοϊστοριών). Η έκβαση της αποτίμησης υποδεικνύει την επάρκεια της κατασκευής έναντι των διάφορων φορτιστικών σεναρίων, αν και κατά πόσο αυτή χρήζει επέμβασης/επισκευής ή ενίσχυσης. Πιο συγκεκριμένα:

Στο *πρώτο κεφάλαιο* γίνεται μία σύντομη αναφορά στη σπουδαιότητα αποτίμησης των κατασκευών, υφιστάμενων ή νέων, καθώς και μία σύντομη αναφορά στο αντικείμενο της παρούσας εργασίας και των λογισμικών που χρησιμοποιήθηκαν.

Στο *δεύτερο κεφάλαιο* παρουσιάζεται η υπό μελέτη κατασκευή και περιγράφεται η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την προσομοίωσή της στο λογισμικό SAP2000 ώστε να γίνει η περαιτέρω ανάλυση. Καθορίζονται οι ιδιότητες των υλικών, τα χαρακτηριστικά των κατόψεων και των διατομών αλλά και οι φορτίσεις που επιβλήθηκαν.

Στο *τρίτο κεφάλαιο* πραγματοποιείται η ιδιομορφική ανάλυση του φορέα και παρουσιάζονται οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που εφαρμόστηκαν στο προσομοίωμα. Αρχικά παρουσιάζεται η μεθοδολογία εφαρμογής και τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής μεθόδου με χρήση του φάσματος του Ευρωκώδικα 8. Εν συνεχεία εκτελείται η γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας κατά την οποία γίνεται χρήση τριών διαφορετικών σεισμικών γεγονότων, του Kobe στην Ιαπωνία (1995, Takatori station), του σεισμού του Northridge του Los Angeles της California (1994, Rinaldi station) και του σεισμού του Düzce στην Τουρκία (1999, Bolu station). Παρουσιάζονται τα μέγιστα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την εκάστοτε ανάλυση και γίνεται μία σύντομη σύγκριση μεταξύ τους.

Στο *τέταρτο κεφάλαιο* παρατίθεται η θεωρία του σύγχρονου τρόπου σχεδιασμού των κατασκευών που βασίζεται στον αντισεισμικό σχεδιασμό με στάθμες επιτελεστικότητας.

Το *πέμπτο κεφάλαιο* αφορά στις ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης. Αρχικά αναπτύσσεται το θεωρητικό υπόβαθρο και οι προϋποθέσεις εφαρμογής της ανελαστικής στατικής 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 στην κατασκευή. Στη συνέχεια πραγματοποιείται η ανελαστική δυναμική ανάλυση κάνοντας χρήση των τριών σεισμικών καταγραφών που χρησιμοποιήθηκαν και κατά την ελαστική ανάλυση. Παρατίθενται τα αποτελέσματα και αξιοποιούνται στην αποτίμηση της επάρκειας της κατασκευής.

Στο *έκτο κεφάλαιο* δίνονται τα κυριότερα συμπεράσματα που εξάγονται για την υπό μελέτη υφιστάμενη κατασκευή μετά το πέρας όλων των αναλύσεων, ελαστικών και ανελαστικών.

## ABSTRACT

---

The present master thesis deals with the assessment and analysis of the behavior and integrity of an existing multi – storey reinforced concrete building, with both elastic and inelastic analysis methods. This existing structure is a five – storey building with also a basement, a ground floor and a loft, and is set in the area of Ano Glyfada, in the city of Athens. It was studied and designed in the year 1999. The elastic analysis methods applied are those of spectral static analysis and linear time history analysis, while inelastic methods applied include the non – linear static analysis and the non – linear dynamic analysis (time history analyses). The outcome of the evaluation indicates the adequacy of the construction against various scenarios of load cases, and whether the existing building needs any additional repair or retrofitting measures.

In the *first chapter* a brief reference to the importance of evaluation of buildings is presented, either existing or new ones, as well as a brief reference to the main subject of the present thesis and of the utilized software.

In the *second chapter* a detailed presentation of the existing structure is given along with the description of its simulation in the software SAP2000v15 so as to proceed further with the analysis. The geometry, the material properties, the design of the concrete members and the loads that were used in the studied building are also defined in this chapter. More specifically the building has a rectangular plan (with dimensions 8,30m×14,20m). The vertical structural system of the building consists of columns and walls, while the basement is surrounded by perimeter walls of reinforced concrete. The height of the floors is determined at 3,00m while the height of the basement and the loft is 2,90m and 2,20m respectively.

The influence of infill masonry walls was ignored in carrying horizontal loads. The simulation of the horizontal and vertical members, as well as strip footings was made with the use of frame elements with six degrees of freedom per node. The perimeter walls of the basement were simulated with x - braces of high stiffness. Finally the interaction between the soil and the structure was modeled considering appropriate springs.

The material properties, in SI units, are for concrete C20/25 ( $f_{ck}=20MPa$ ) and S500 ( $f_{yk}=500MPa$ ) for both longitudinal and shear steel reinforcement.

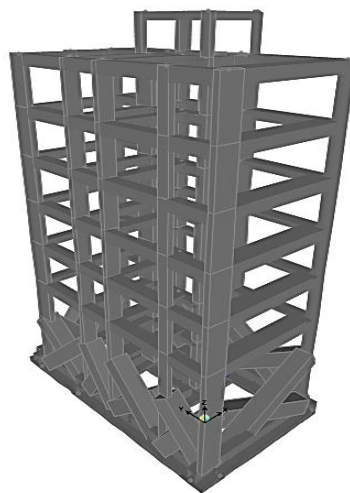


Figure 1: Model of structure in SAP2000

The *third chapter* presents the modal analysis of the structure and the elastic analysis methods that were imposed 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  $T_{x1}=0,8602sec$  and  $T_{y2}=0,7717sec$  respectively. The third mode shape is a torsional one with a period of  $T_3=0,6521sec$ .

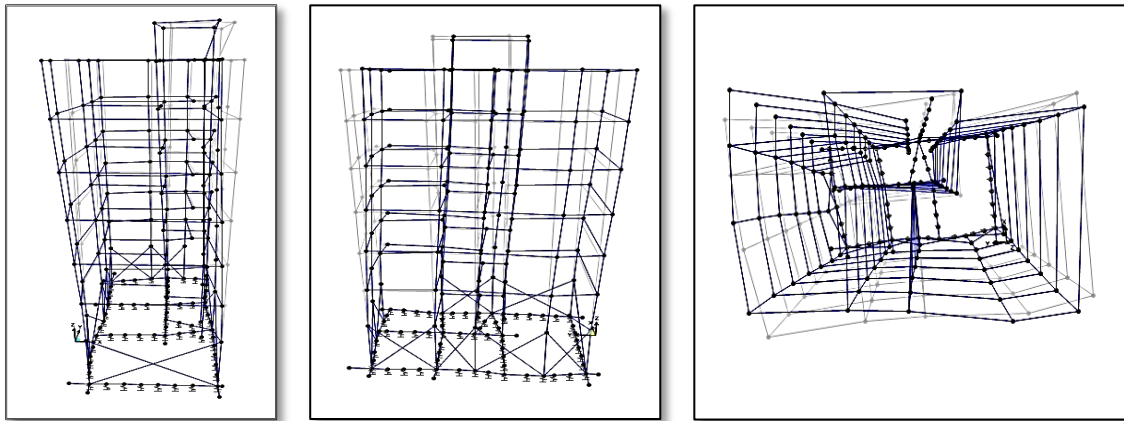


Figure 2: 1<sup>st</sup>, 2<sup>nd</sup> and 3<sup>rd</sup> mode shapes

Subsequently, the spectral static analysis, as well as its results, are presented. Modal response spectrum analysis may be applied to all types of buildings without restrictions. All modes of vibration that contribute to the structure's global response are taken into account. The vertical component of the seismic action is ignored in this analysis.

Finally, the building is subjected to linear time history analysis considering three different seismic excitation records 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 three seismic events that are used are those of Kobe in Japan (1995, Takatori station), the Northridge earthquake in Los Angeles of California (1994, Rinaldi station) and Düzce earthquake in Turkey (1999, Bolu station). 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, 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 so called 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

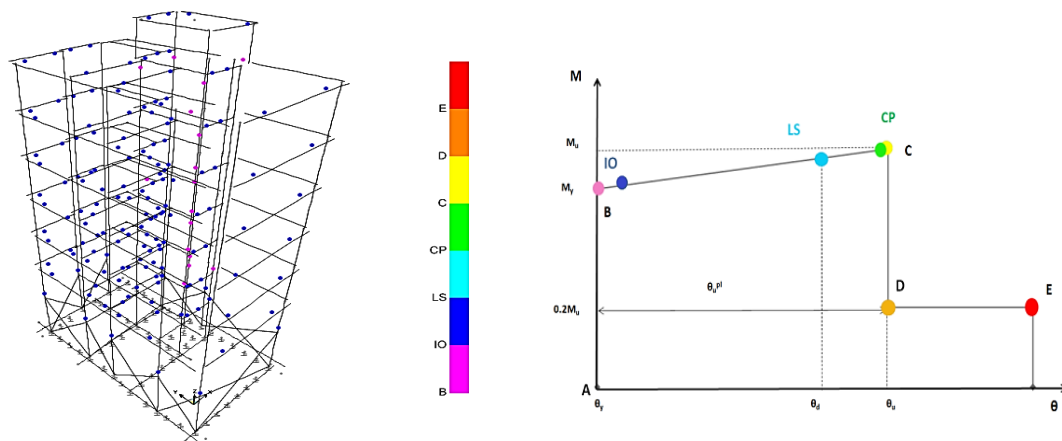


by designating the maximum allowable damage state (performance level) for a specific seismic hazard (earthquake ground motion). Performance level describes a limiting damage condition which may be considered satisfactory for a given building for a given ground motion. The limiting condition is described 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 inelastic analysis methods. Initially, the theoretical background and the requirements for applying nonlinear static method (Pushover) is 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 were taken into consideration and were 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 overall structure, commonly known as pushover curve. The mathematical model of the structure is modified to account for reduced resistance of yielding components. Lateral force distribution is applied until additional components yield. This process carries on until the structure becomes unstable or until a predetermined limit is reached. Uniform as well as triangular distributions of horizontal loads were applied accordingly.

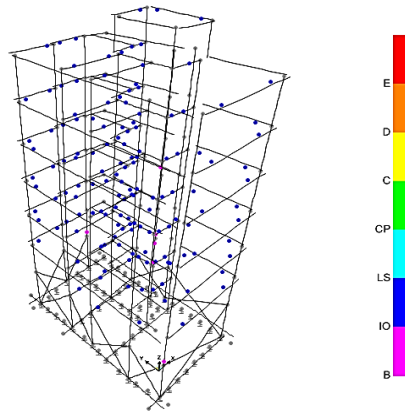
The analysis performed shows that for either distribution of lateral forces in both directions the structure reaches a performance point which is characterized as of «*Life Safety*» category, which means that the structure is expected to suffer serious damage in its structural members, but without collapse, 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.



TRIGON_X+0.3Y											
STEP	V (kN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	TOTAL
32	2320,587	0,162	256	14	154	0	0	0	0	0	424
33	2335,787	0,167	254	14	156	0	0	0	0	0	424
<b>34</b>	<b>2346,069</b>	<b>0,171</b>	<b>252</b>	<b>16</b>	<b>156</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>424</b>
35	2360,359	0,177	249	15	160	0	0	0	0	0	424

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

Finally, an inelastic dynamic analysis is performed using the three accelerograms used also in the linear time history analysis. The nonlinear material results were taken accordingly to those that were defined for the inelastic static analysis. The results concerning the adequacy of the structure result quite similar to those of the pushover analysis regarding the performance point reached. This is mainly due to scaling of the initial accelerograms to meet the target design spectrum. Alternatively a more accurate scaling would have been to use the seismic records scaled to the spectrum that corresponds to the performance point emerged during the pushover analysis.



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

The *sixth chapter* provides the main conclusions drawn for the studied existing structure using both elastic and inelastic analyses.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

---

Ευχαριστίες.....	i
Περίληψη.....	iii
Abstract.....	v
Περιεχόμενα.....	ix
<b>1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....</b>	<b>1</b>
1.1 Γενικά.....	1
1.2 Αντικείμενο Εργασίας.....	1
<b>2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....</b>	<b>3</b>
2.1 Περιγραφή Υφιστάμενης Κατασκευής.....	3
2.2 Προσομοίωση και Μορφολογία της Κατασκευής.....	5
2.3 Περιγραφή των Υλικών – Μηχανικές Παράμετροι.....	5
2.4 Περιγραφή των Διατομών.....	7
2.5 Προσομοίωση Δυσκαμψίας Φερόντων Στοιχείων.....	10
2.6 Καθορισμός Φορτίσεων.....	10
2.7 Προσομοίωση Αλληλεπίδρασης Εδάφους – Κατασκευής.....	16
2.8 Διαφραγματική Λειτουργία.....	17
<b>3. ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....</b>	<b>19</b>
3.1 Ελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης – Γενικά.....	19
3.2 Δυναμική Φασματική Ανάλυση.....	19
3.2.1 Γενικά.....	19
3.2.2 Ιδιομορφική Ανάλυση.....	19
3.2.3 Φάσμα Σχεδιασμού.....	24
3.2.4 Συνδυασμοί Δράσεων.....	26
3.2.5 Αποτελέσματα Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου.....	29
3.3 Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας.....	33
3.3.1 Γενικά.....	33
3.3.2 Σεισμικές Καταγραφές.....	33
3.3.3 Συνδυασμοί Δράσεων.....	44
3.3.4 Αποτελέσματα Γραμμικής Ανάλυσης Χρονοϊστοριών.....	46
<b>4. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ.....</b>	<b>53</b>
4.1 Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας – Γενικά.....	53
4.2 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας.....	53
4.2.1 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας – Γενικά.....	53
4.2.2 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	54
4.2.3 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3.....	54
4.3 Φέροντα και Μη – Φέροντα Στοιχεία.....	56
4.4 Στάθμες Επιτελεστικότητας Φέροντος και Μη – Φέροντος Οργανισμού.....	56
4.5 Συνδυασμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής.....	57
4.6 Καθορισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας.....	58
4.6.1 Η Έννοια της Πλαστιμότητας και της Πλαστικής Αρθρώσεως.....	58
4.6.2 Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve).....	60

4.6.3 Καμπύλη «F - δ» Δομικού Στοιχείου ή Διατομής.....	61
4.6.4 Προσδιορισμός Γωνιών Στροφής Χορδής κατά Ευρωκώδικα 8.....	64
4.6.5 Ενεργός Δυσκαμψία Στοιχείων Ω.Σ. ....	66
4.6.6 Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής.....	67
<b>5. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ .....</b>	<b>69</b>
5.1 Ανελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης – Γενικά.....	69
5.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Static Pushover Analysis).....	69
5.2.1 Γενικά.....	69
5.2.1.1 Ορισμός και Στόχος.....	69
5.2.1.2 Βασικές Παραδοχές.....	70
5.2.1.3 Προϋποθέσεις Εφαρμογής της Μεθόδου.....	70
5.2.1.4 Καθορισμός Κόμβου Ελέγχου.....	71
5.2.1.5 Κατανομή Οριζόντιων Σεισμικών Φορτίων.....	71
5.2.1.6 Εξιδανικευμένη Καμπύλη Ικανότητας (Δύναμης – Μετακίνησης) .....	72
5.2.1.7 Υπολογισμός Στοχευόμενης Μετακίνησης.....	73
5.2.1.8 Υπολογισμός Σημείου Επιτελεστικότητας.....	84
5.2.2 Εφαρμογή της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.....	85
5.2.2.1 Ορισμός των Κριτηρίων Αστοχίας των Υλικών.....	85
5.2.2.2 Διάγραμμα Ροπών Καμπυλότητας των Διατομών.....	87
5.2.2.3 Ορισμός των Πλαστικών Αρθρώσεων των Διατομών.....	92
5.2.2.4 Ανελαστική Ανάλυση.....	97
5.2.2.5 Αποτελέσματα Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.....	101
5.2.2.6 Έλεγχος Αντοχής Τοιχωμάτων σε Διάτμηση.....	121
5.3 Ανελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας (Non – Linear Time History Analysis) .....	125
5.3.1 Γενικά.....	125
5.3.2 Ορισμός Μη – Γραμμικών Ιδιοτήτων των Διατομών.....	126
5.3.3 Σεισμικές Καταγραφές.....	126
5.3.4 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση.....	127
5.3.5 Αποτελέσματα Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης.....	130
5.3.6 Έλεγχος Αντοχής Τοιχωμάτων σε Διάτμηση.....	136
<b>6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....</b>	<b>138</b>
<b>Βιβλιογραφία .....</b>	<b>140</b>

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

---

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 Γενικά

Ο μηχανικός έχει ως σκοπό να μελετήσει και να φτιάξει κατασκευές από συγκεκριμένο ή συγκεκριμένα υλικά, οι οποίες υποβάλλονται σε μία πληθώρα φορτίσεων διασφαλίζοντας ότι θα παραμένουν ασφαλείς και λειτουργικές στη διάρκεια της ζωής τους. Μία από τις κυριότερες φορτίσεις των κατασκευών είναι οι σεισμικές καταπονήσεις, ιδιαίτερα στη χώρα μας η οποία βρίσκεται σε μία κατεξοχήν σεισμογενή περιοχή. Τις τελευταίες δεκαετίες μάλιστα, η Ελλάδα έχει πληγεί επανειλημμένως από ισχυρούς σεισμούς που είχαν ως αποτέλεσμα τόσο την απώλεια ανθρώπινων ζωών, όσο και τη δημιουργία οικονομικών και κοινωνικών προβλημάτων.

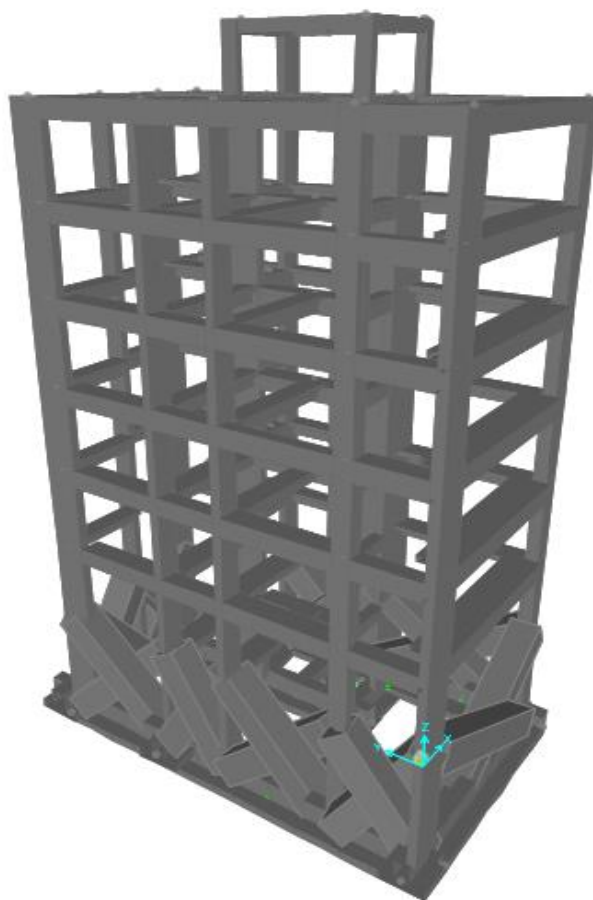
Όλες οι παραπάνω παράμετροι οδήγησαν στην ανάγκη σωστότερης και αποτελεσματικότερης μελέτης των νέων κατασκευών αλλά και στην ανάγκη επεμβάσεων σε υφιστάμενες κατασκευές που παρουσιάζουν ελλείψεις ή ανεπάρκειες. Η ανάγκη αυτή πραγματοποιήθηκε με την αναθεώρηση των παλαιότερων κανονισμών και τη σύνταξη νέων με στόχο τη θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων κατασκευών αλλά και κανόνες εφαρμογής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των νέων.

Οι νέοι κανονισμοί έχουν στηριχθεί στα καινούργια δεδομένα της εποχής και της τεχνολογίας, καθώς και σε πιο ακριβείς μεθόδους ανάλυσης γεγονός που τους καθιστά πιο αξιόπιστους. Η διαφορά των νέων κανονισμών από τους παλαιότερους είναι πως πλέον μελετάται και λαμβάνεται υπόψη η πλαστιμότητα και η μετελαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων μιας κατασκευής με αποτέλεσμα η συμπεριφορά τους να καθίσταται πλάστιμη και να μπορούν να αναλαμβάνουν πολύ περισσότερα φορτία και να απορροφούν πολύ περισσότερη σεισμική ενέργεια από εκείνη που θεωρείτο παλαιότερα.

Στις μέρες μας το πεδίο των ενισχύσεων και της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών καλύπτεται από το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 και όσον αφορά στον ελλαδικό χώρο από τον Νέο Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Τόσο ο Ευρωκώδικας 8 όσο και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. έχουν ως στόχο να θέσουν κριτήρια αφενός για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων μεμονωμένων κτηρίων και αφετέρου για το σχεδιασμό των μέτρων επέμβασης και ενίσχυσης.

### 1.2 Αντικείμενο Εργασίας

Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία στοχεύει στην ανάλυση και αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα μέσω ελαστικών και ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης, καθώς και στην ενδεχόμενη περαιτέρω επισκευή ή ενίσχυση αυτής έναντι σεισμικών δράσεων.



*Σχήμα 1.1: Προσομοίωμα της κατασκευής στο λογισμικό SAP2000v15*

Για την προσομοίωση και ανάλυση της κατασκευής έγινε χρήση του λογισμικού SAP2000v15 ενώ για την επεξεργασία των επιταχυνσιογραφημάτων και φασμάτων απόκρισης έγινε χρήση τόσο του λογισμικού SeismoSignal όσο και της νέας βάσης δεδομένων του «Pacific Earthquake Engineering Research Center» («PEER Strong Motion Database»).

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

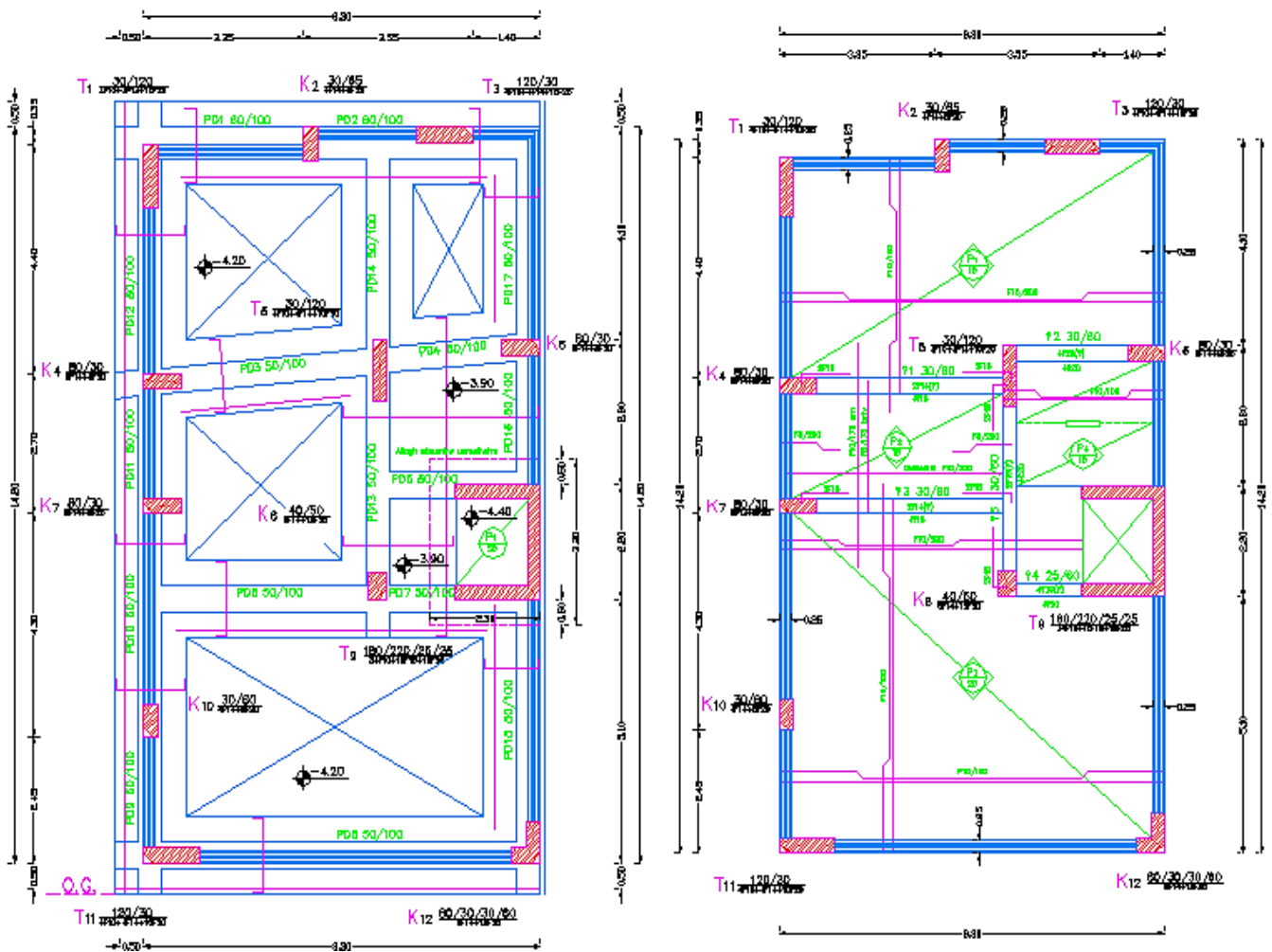
### ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

#### 2.1 Περιγραφή Υφιστάμενης Κατασκευής

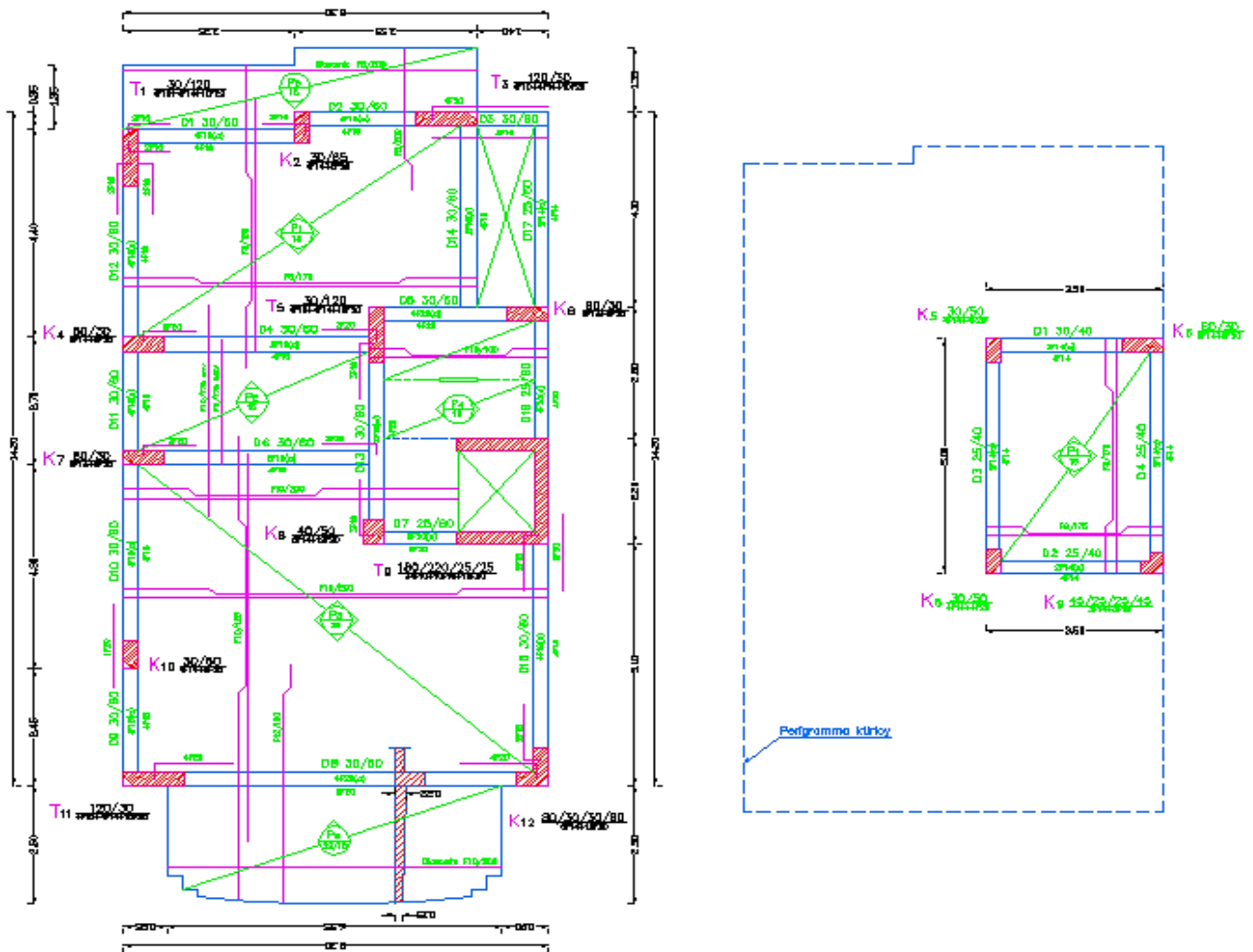
Η υπό μελέτη υφιστάμενη κατασκευή είναι μία πενταώροφη οικοδομή με υπόγειο, πιλοτή και δώμα, η οποία τοποθετείται χωρικά στην περιοχή Τερψιθέα της Άνω Γλυφάδας και χρονικά στο έτος 1999.

Πρόκειται για μία πολυκατοικία ορθογωνικής κάτοψης (διαστάσεων 8,30m×14,20m). Το κατακόρυφο σύστημα στήριξης του κτηρίου αποτελείται από υποστυλώματα και τοιχώματα ενώ το υπόγειο περιβάλλεται από περιμετρικά τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος. Το ύψος των ορόφων προσδιορίζεται στα 3,00m ενώ το ύψος του υπογείου και του δώματος προσδιορίζεται στα 2,90 και 2,20m αντίστοιχα.

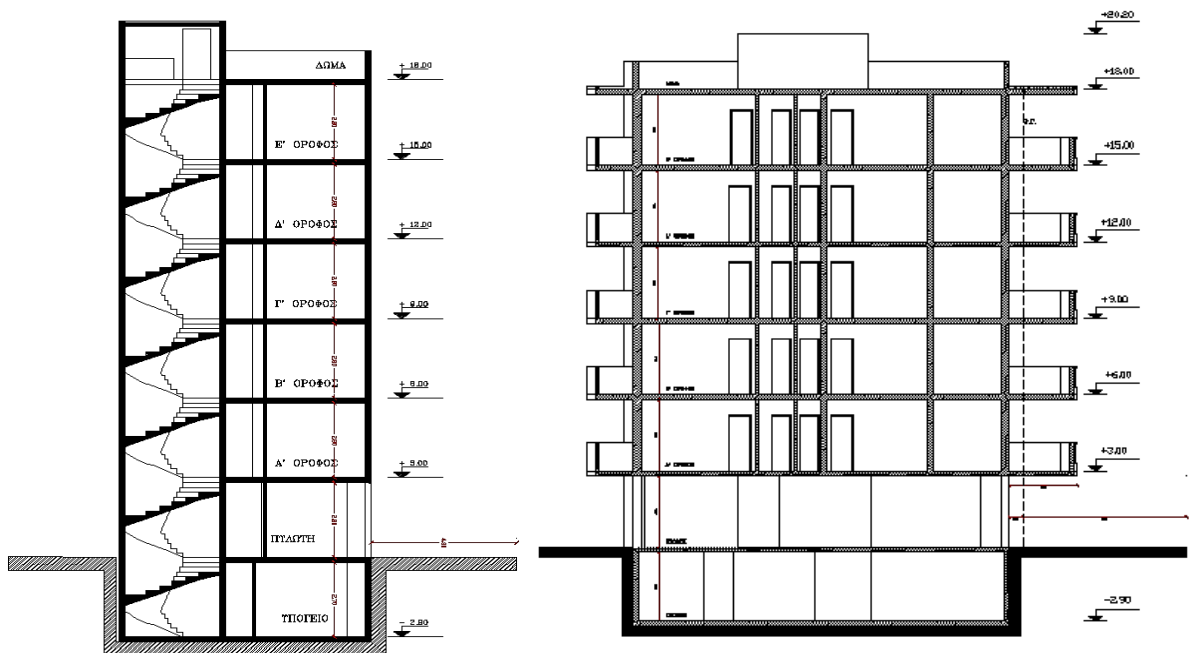
Εν συνεχεία παρουσιάζονται οι ξυλότυποι των ορόφων και οι τομές της κατασκευής.



Σχήμα 2.1: Ξυλότυπος υπογείου και ισογείου αντίστοιχα



Σχήμα 2.2: Ξυλότυπος Α', Β', Γ', Δ', Ε' ορόφου και δώματος αντίστοιχα



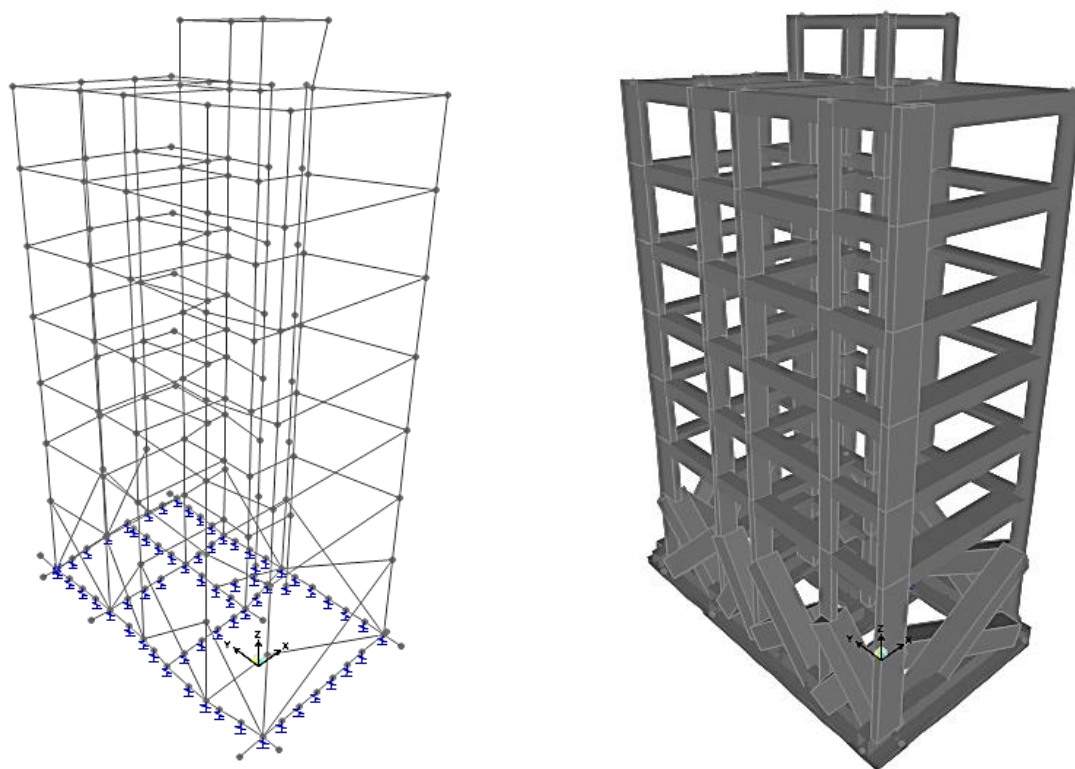
Σχήμα 2.3: Τομή κατά τη διεύθυνση x και y αντίστοιχα



## 2.2 Προσομοίωση και Μορφολογία της Κατασκευής

Το κτήριο αναλύεται ως ένα χωρικό προσομοίωμα, αγνοώντας την επιρροή της τοιχοποιίας στην ανάληψη οριζόντιας δύναμης και θεωρώντας μόνο την συμβολή των υπολοίπων δομικών στοιχείων (δοκοί, τοιχία, υποστυλώματα). Η προσομοίωση των οριζόντιων και των κατακόρυφων μελών, καθώς επίσης και των πεδιλοδοκών έγινε με ραβδωτά στοιχεία πλαισίου έξι βαθμών ελευθερίας ενώ οι πλάκες επιλέχθηκε να μην προσομοιωθούν αλλά να ληφθούν υπόψη τα φορτία τους όπως μεταβιβάζονται στις αντίστοιχες περιβάλλουσες δοκούς της κατασκευής με τη μέθοδο των εμβαδών.

Η προσομοίωση των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου έγινε με χρήση χιαστί συνδέσμων μεγάλης δυσκαμψιάς, ώστε να εξασφαλίζεται με τον καλύτερο τρόπο το απαραμόρφωτο της στάθμης του ισογείου. Ακόμα, η προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής επιτεύχθηκε με τη χρήση μετακινησιακών ελατηρίων.



Σχήμα 2.4: Τρισδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής στο SAP2000

## 2.3 Περιγραφή των Υλικών – Μηχανικές Παράμετροι

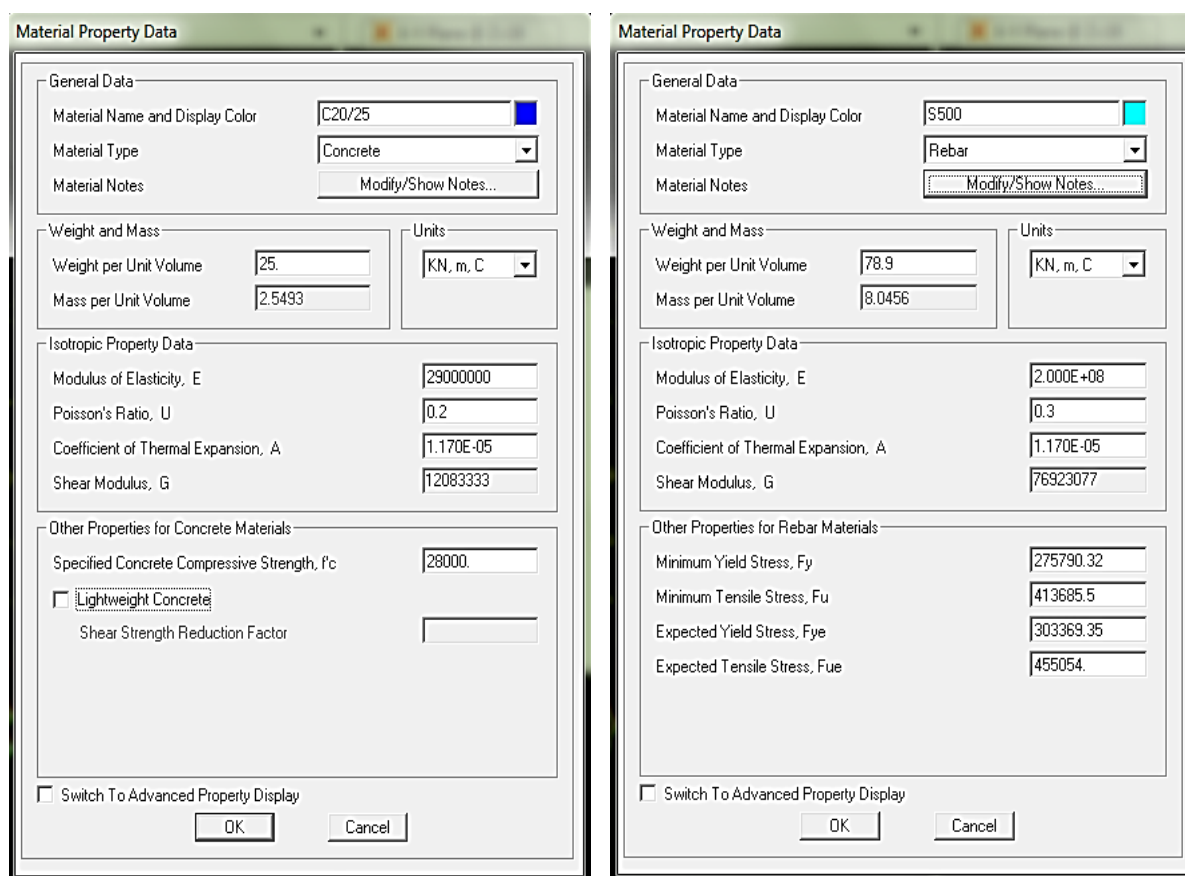
Η ποιότητα του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε στην κατασκευή του φέροντος οργανισμού του υπό μελέτη κτηρίου είναι C20/25 και το μέτρο ελαστικότητας είναι  $E_C = 29GPa$ . Το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος είναι  $25kN/m^3$ . Κατά

τη διάρκεια των υπολογισμών της ανάλυσης του υφιστάμενου δομήματος ως θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος χρησιμοποιείται η μέση τιμή έναντι της χαρακτηριστικής που εφαρμόζεται στις νέες κατασκευές, όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ο Ευρωκώδικας 8. Επομένως η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος ορίζεται ως  $f_{cm} = f_{ck} + 8(MPa) = 28MPa$ .

Σε ότι αφορά στην ποιότητα του χάλυβα, στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S500 με όριο διαρροής  $f_y = 500MPa$ . Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα λαμβάνεται ως  $E_s = 200GPa$ .

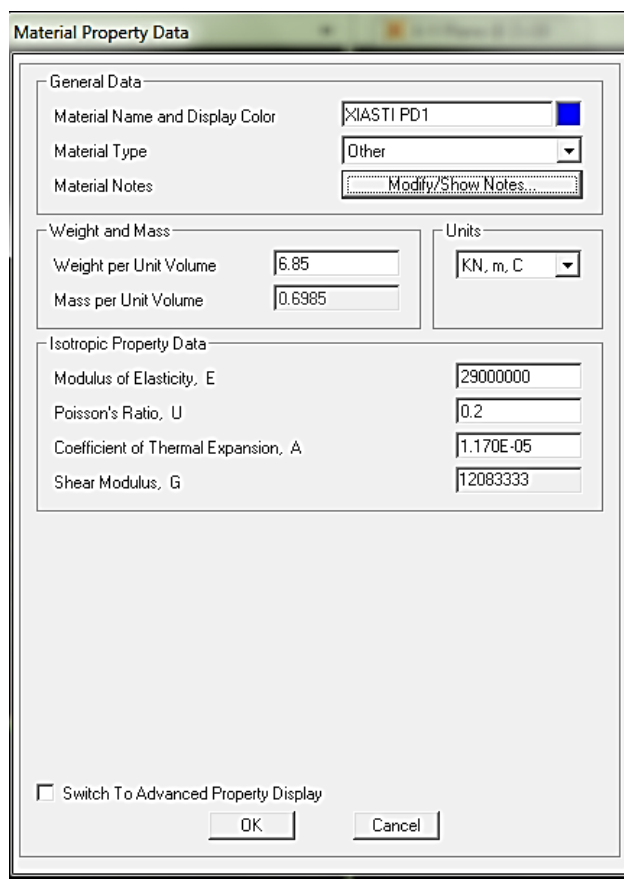
Οι ιδιότητες κάθε υλικού εισάγονται στο λογισμικό SAP2000 σύμφωνα με την παρακάτω διαδικασία.

Define → Materials → Add New Material



Σχήμα 2.5: Ορισμός των ιδιοτήτων των υλικών (σκυροδέματος και χάλυβα) στο SAP2000

Ο ορισμός των ιδιοτήτων του υλικού που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου με τη χρήση άκαμπτων χιαστί ράβδων ορίστηκε σύμφωνα με τις ιδιότητες του σκυροδέματος θεωρώντας όμως για κάθε τοίχωμα ξεχωριστά μία αρκετά μεγάλη τιμή εμβαδού διατομής,  $A_s \approx 1m^2$ , και υπολογίζοντας ανάλογα με τα γεωμετρικά του χαρακτηριστικά το αντίστοιχο ειδικό βάρος.

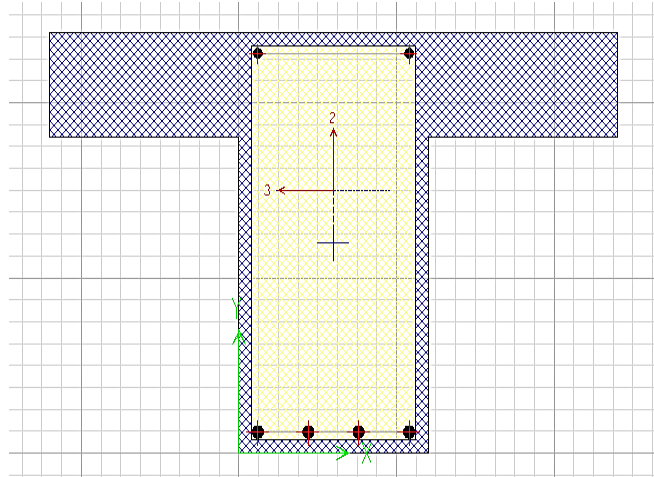


Σχήμα 2.6: Ορισμός των ιδιοτήτων του υλικού των χιαστί ράβδων στο SAP2000

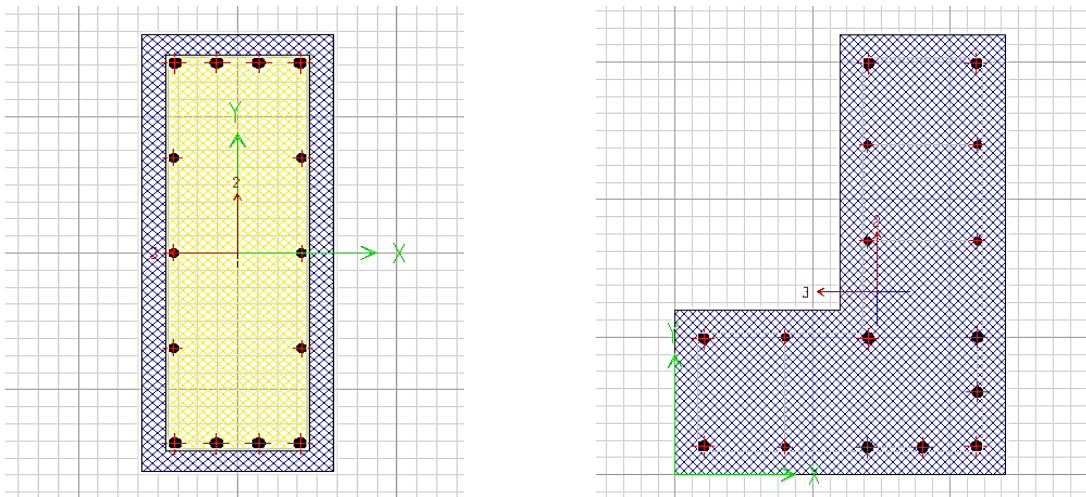
## 2.4 Περιγραφή των Διατομών

Οι διατομές των δοκών, των υποστυλωμάτων και των τοιχίων τυποποιούνται ανάλογα με τις διαστάσεις και τον αριθμό των ράβδων οπλισμού που διαθέτουν. Έτσι ορίστηκαν εξήντα έξι διαφορετικές διατομές δοκών, έντεκα διατομές υποστυλωμάτων και δύο τοιχίων. Όλες οι διατομές σχεδιάστηκαν στο Section Designer ώστε να είναι ευκολότερη η εισαγωγή των διαμήκων οπλισμών αλλά και των οπλισμών διάτμησης. Η εισαγωγή τους έγινε ακολουθώντας τις παρακάτω εντολές.

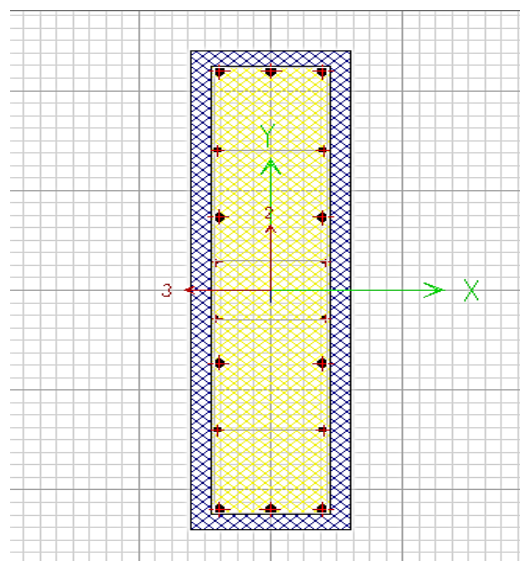
Define → Section Properties → Frame Sections → Add New Property → Other → Section Designer



Σχήμα 2.7: Δημιουργία δοκού D30/60 (2Ø14 - 4Ø18) στο Section Designer του SAP2000

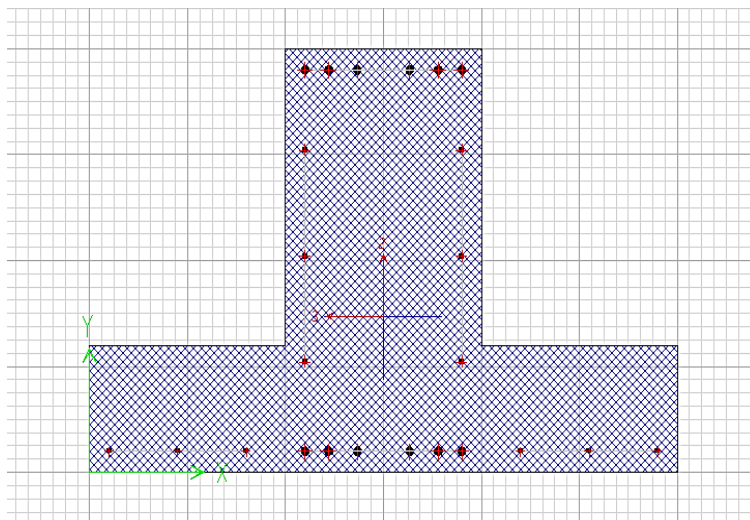


Σχήμα 2.8: Δημιουργία ορθογωνικού υποστρώματος K4 (30×80) και γωνιακού υποστρώματος K12 (80/30/30/60) στο Section Designer του SAP2000



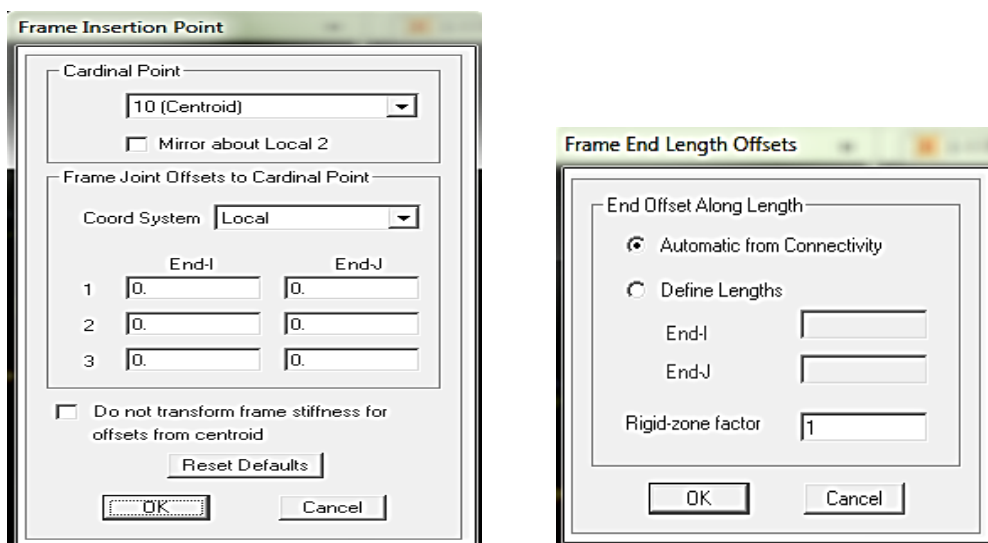
Σχήμα 2.9: Δημιουργία τοιχίου T3 (120×30) στο Section Designer του SAP2000

Επιπλέον σχεδιάζονται και οι διατομές των πεδιλοδοκών κατ' αντιστοιχία με τον ορισμό των υπολοίπων στοιχείων της κατασκευής. Οι διατομές των πεδιλοδοκών τυποποιούνται σε τέσσερις επιμέρους κατηγορίες διατομών.



Σχήμα 2.10: Δημιουργία πεδιλοδοκού PD2 (100×50) στο Section Designer του SAP2000

Μετά την ολοκλήρωση του καθορισμού των διατομών, σχεδιάζονται τα ραβδωτά στοιχεία, με τα οποία προσομοιώνεται εξ' ολοκλήρου το προσομοίωμα του κτηρίου με ιδιαίτερη προσοχή ως προς τους τοπικούς άξονες. Όπου κρίνεται απαραίτητο γίνεται διόρθωση της θέσης κάποιου στοιχείου από τους άξονες του κανάβου με την εισαγωγή της απαραίτητης εκκεντρότητας ως προς την απαιτούμενη διεύθυνση, με τη χρήση της εντολής Assign → Frame → Insertion Point. Ολοκληρώνοντας την προσομοίωση του φορέα, οι κοινές περιοχές μεταξύ δοκών και υποστρωμάτων είναι σημαντικό να εισαχθούν στο προσομοίωμα ως άκαμπτα στοιχεία έτσι ώστε να εξασφαλίζονται ενιαίες μετακινήσεις των σημείων που περιέχονται σε αυτές. Η εισαγωγή τους στο πρόγραμμα επιτυγχάνεται με την εντολή Assign → Frame → End Length Offset.



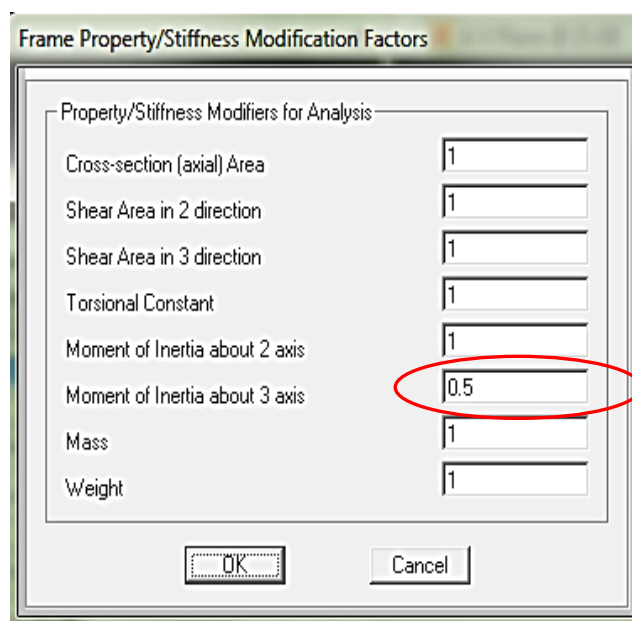
Σχήμα 2.11: Εντολές Insertion Point και End Length Offset στο SAP2000

## 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 δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, η καμπτική δυσκαμψία σταδίου ΙΙ επιτρέπεται να λαμβάνεται για τα υποστυλώματα ίση με αυτή 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. Η στρεπτική δυσκαμψία όλων των στοιχείων (εφόσον δεν αγνοείται) μπορεί να λαμβάνεται ίση με το 1/10 της τιμής του σταδίου Ι.

Η μείωση των τιμών δυσκαμψίας των δοκών και των τοιχίων, σύμφωνα με τα παραπάνω, στο λογισμικό SAP2000 γίνεται ως εξής. Οι μειωτικοί συντελεστές τίθενται στα *modifiers* κάθε διατομής, στη θέση του *moment of inertia around 3* για τις δοκούς, αφού ο άξονας 3 είναι ο κύριος άξονας αυτών και στη θέση του *moment of inertia around 3 and around 2* για τα υποστυλώματα, αφού αυτά υπόκεινται σε διαξονική κάμψη υπό αξονική δύναμη. Ο συντελεστής της στρεπτικής δυσκαμψίας τοποθετείται στη θέση *Torsional Constant*, αν και στην παρούσα εργασία αγνοείται. Οι εντολές που ακολουθούνται είναι οι επόμενες.

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



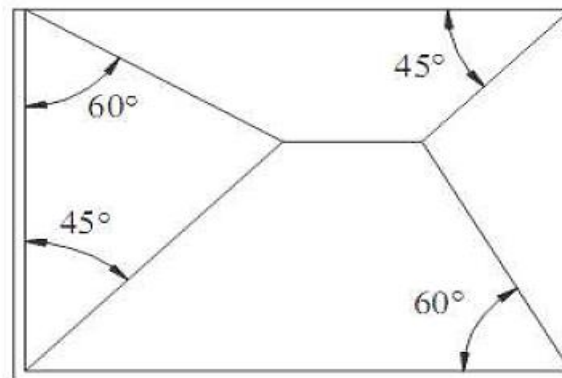
Σχήμα 2.12: Εισαγωγή μειωτικών συντελεστών δυσκαμψίας δοκού στο SAP2000

## 2.6 Καθορισμός Φορτίσεων

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

ΦΟΡΤΙΑ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ		
ΜΟΝΙΜΑ	ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ Ω.Σ.	25kN/m <sup>3</sup>
	ΔΡΟΜΙΚΗ ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗ	2,10kN/m <sup>2</sup>
	ΜΠΑΤΙΚΗ ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗ	3,60kN/m <sup>2</sup>
	ΓΕΝΙΚΗ ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	1,50kN/m <sup>2</sup>
	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΔΩΜΑΤΟΣ	2,50kN/m <sup>2</sup>
ΚΙΝΗΤΑ	ΚΥΡΙΟΙ ΧΩΡΟΙ	2,00kN/m <sup>2</sup>
	ΕΞΩΣΤΕΣ	5,00kN/m <sup>2</sup>
	ΔΙΑΔΡΟΜΟΙ - ΚΛΙΜΑΚΕΣ	3,50kN/m <sup>2</sup>
	ΒΑΤΟ ΔΩΜΑ	2,00kN/m <sup>2</sup>
	ΑΒΑΤΟ ΔΩΜΑ	1,00kN/m <sup>2</sup>

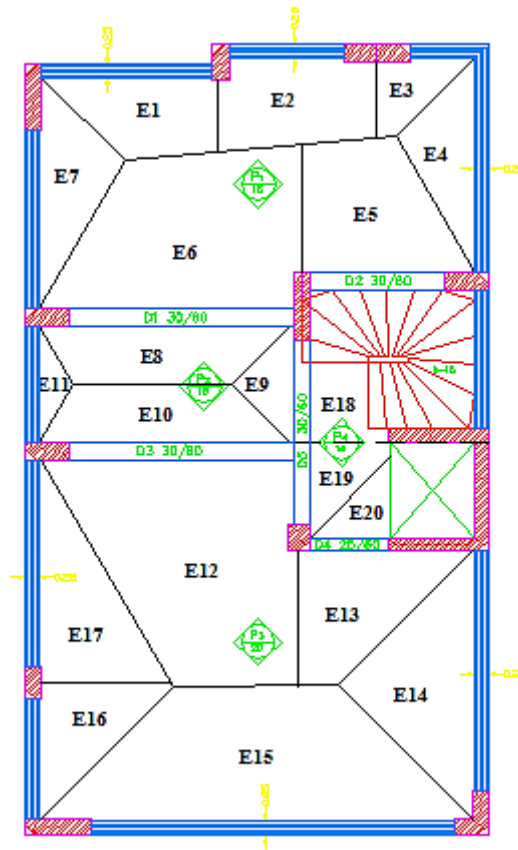
Λόγω της μη προσομοίωσης των πλακών, η μεταβίβαση των φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς έγινε με τον καταμερισμό των πλακών σε επιφάνειες φόρτισης των δοκών με βάση τον ΕΚΩΣ (§ 9.1.5). Συγκεκριμένα, όταν σε μια γωνία συναντώνται δύο πλευρές ομοειδούς στήριξης, η γωνία μερισμού είναι 45°. Όταν συναντώνται πλήρως πακτωμένη με ελεύθερα εδραζόμενη πλευρά, η γωνία μερισμού προς την πλευρά της πάκτωσης είναι 60°. Όπου ελήφθησαν πλακοδοκοί, για τον υπολογισμό του ίδιου βάρους της πλάκας, αφαιρέθηκε το τμήμα που καλύπτεται από το συνεργαζόμενο πλάτος τους.



Σχήμα 2.13: Κατανομή του φορτίου τετραέρειστων πλακών σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ (§ 9.1.5)

Στη συνέχεια παρατίθενται τα σχέδια με τις επιφάνειες φόρτισης καθώς και οι πίνακες με τους αντίστοιχους υπολογισμούς.

- Στάθμη Ισογείου



Σχήμα 2.14: Επιφάνειες φόρτισης δοκών ισογείου

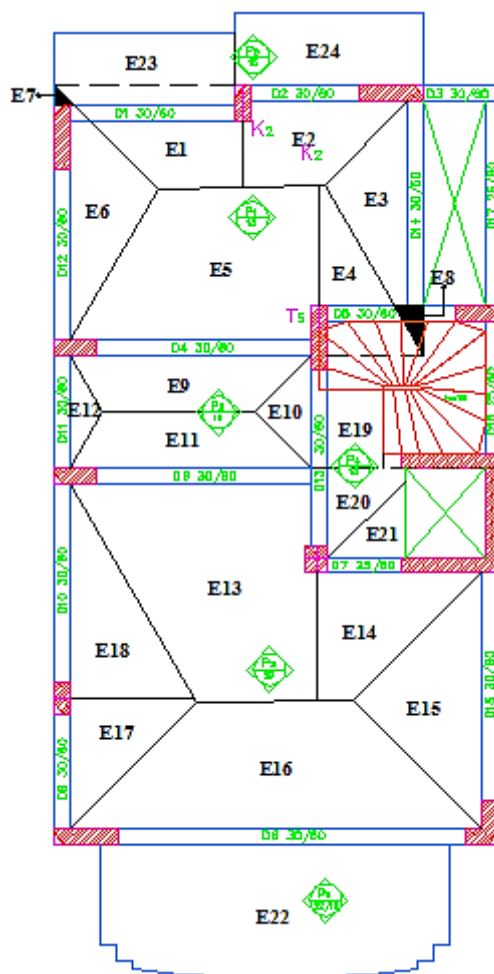
**ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ**

ΟΝΟΜΑΣΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ	ΜΗΚΟΣ (m)	ΦΟΡΤΙΚΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ	ΕΜΒΑΔΟΝ (m <sup>2</sup> )	ΜΟΝΙΜΑ (kN/m <sup>2</sup> )				ΜΟΝΙΜΑ ΣΥΝΟΛΟ (kN/m <sup>2</sup> )	ΚΙΝΗΤΑ (kN/m <sup>2</sup> )	ΜΟΝΙΜΑ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΑ (kN/m)
				ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	ΔΡΟΜΙΚΗ ΟΠΤ/ΔΟΜΗ	ΜΠΑΤΙΚΗ ΟΠΤ/ΔΟΜΗ				
D1 30/60	4,55	E6 + E8	14,542	3,75	1,50	2,10	-	7,35	2,00	23,49	6,39
D2 30/60	2,95	E5	5,721	3,75	1,50	-	3,60	8,85	2,00	17,16	3,88
	2,95	ΜΕΡΟΣ ΣΚΑΛΑΣ	1,418	3,75	1,50	-	3,60	8,85	3,50	4,25	1,68
ΣΥΝΟΛΟ										21,42	5,56
D3 30/60	4,55	E10	3,855	3,75	1,50	2,10	-	7,35	2,00	6,23	1,69
	4,55	E12	13,746	5,00	1,50	2,10	-	8,60	2,00	25,98	6,04
ΣΥΝΟΛΟ										32,21	7,74
D4 25/60	3,10	E13	4,563	5,00	1,50	-	3,60	10,10	2,00	14,87	2,94
	1,60	E20	1,051	3,75	1,50	-	3,60	8,85	3,50	5,81	2,30
ΣΥΝΟΛΟ										20,68	5,24
D5 30/60	2,09	E9	1,097	3,75	1,50	-	3,60	8,85	2,00	4,65	1,05
	1,45	E18	1,523	3,75	1,50	-	3,60	8,85	3,50	9,29	3,67
	1,30	ΜΕΡΟΣ ΣΚΑΛΑΣ	1,366	3,75	1,50	-	3,60	8,85	3,50	9,30	3,68
	1,55	E19	1,413	3,75	1,50	-	3,60	8,85	3,50	8,87	3,51
ΣΥΝΟΛΟ										32,11	11,91

Πίνακας 2.1: Υπολογισμός μόνιμων και κινητών φορτίων δοκών ισογείου



- Στάθμη Α', Β', Γ', Δ', Ε' Ορόφου



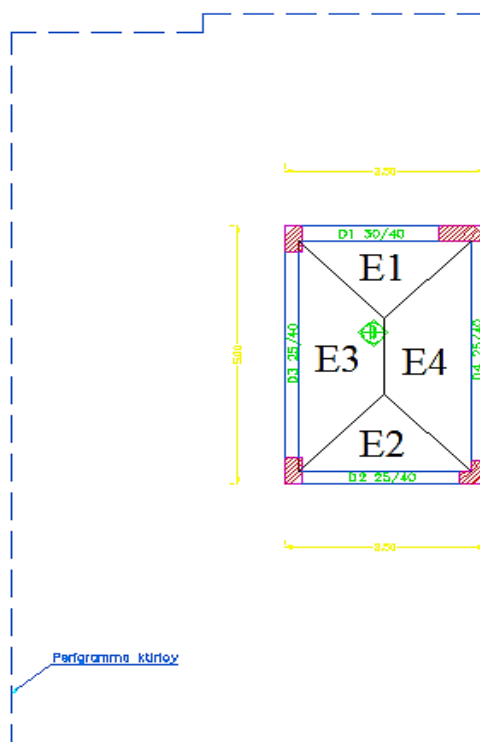
Σχήμα 2.15: Επιφάνειες φόρτισης δοκών Α', Β', Γ', Δ', Ε' ορόφου

ΟΝΟΜΑΣΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ	ΜΗΚΟΣ (m)	ΦΟΡΤΙΚΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ	ΕΜΒΑΔΟΝ (m <sup>2</sup> )	ΜΟΝΙΜΑ (kN/m <sup>2</sup> )				ΜΟΝΙΜΑ ΣΥΝΟΛΟ (kN/m <sup>2</sup> )	ΚΙΝΗΤΑ (kN/m <sup>2</sup> )	ΜΟΝΙΜΑ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΑ (kN/m)
				ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	ΔΡΟΜΙΚΗ ΟΠΤ/ΔΟΜΗ	ΜΠΑΤΙΚΗ ΟΠΤ/ΔΟΜΗ				
D1 30/60	3,41	E1	4,865	3,75	1,50	-	3,60	8,85	2,00	12,63	2,86
	3,41	E23	4,527	3,75	1,50	-	3,60	8,85	5,00	11,76	6,64
	ΣΥΝΟΛΟ									24,39	9,50
D2 30/60	2,81	E2	3,626	3,75	1,50	-	3,60	8,85	2,00	11,44	2,58
	2,81	E24	4,787	3,75	1,50	-	3,60	8,85	5,00	15,10	8,53
	ΣΥΝΟΛΟ									26,54	11,12
D3 30/60	2,00	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
D4 30/60	4,55	E5 + E9	14,774	5,40	1,50	2,10	-	9,00	2,00	29,20	6,49
D5 30/60	1,80	E4	1,692	3,75	1,50	-	3,60	8,85	2,00	8,32	1,88
	2,95	ΜΕΡΟΣ ΣΚΑΛΑΣ	1,418	3,75	1,50	-	3,60	8,85	3,50	4,25	1,68
	ΣΥΝΟΛΟ									12,57	3,56
D6 30/60	4,55	E11	3,855	3,75	1,50	2,10	-	7,35	2,00	6,23	1,69
	4,55	E13	13,746	5,00	1,50	2,10	-	8,60	2,00	25,98	6,04
	ΣΥΝΟΛΟ									32,21	7,74

ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΟΡΟΦΩΝ											
ΟΝΟΜΑΣΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ	ΜΗΚΟΣ (m)	ΦΟΡΤΙΚΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ	ΕΜΒΑΔΟΝ (m <sup>2</sup> )	ΜΟΝΙΜΑ (kN/m <sup>2</sup> )				ΜΟΝΙΜΑ ΣΥΝΟΛΟ (kN/m <sup>2</sup> )	ΚΙΝΗΤΑ (kN/m <sup>2</sup> )	ΜΟΝΙΜΑ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΑ (kN/m)
				ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	ΔΡΟΜΙΚΗ ΟΠΤ/ΔΟΜΗ	ΜΠΑΤΙΚΗ ΟΠΤ/ΔΟΜΗ				
D7 25/60	3,10	E14	4,563	5,00	1,50	-	3,60	10,10	2,00	14,87	2,94
	1,60	E21	1,051	3,75	1,50	-	3,60	8,85	3,50	5,81	2,30
	ΣΥΝΟΛΟ									20,68	5,24
D8 30/60	7,40	E16	12,663	5,00	1,50	-	3,60	10,10	2,00	17,28	3,42
	7,40	E22	15,385	4,75	1,50	-	3,60	9,85	5,00	20,48	10,40
	ΣΥΝΟΛΟ									37,76	13,82
D9 30/60	2,60	E17	2,995	5,00	1,50	-	3,60	10,10	2,00	11,63	2,30
D10 30/60	4,15	E18	4,619	5,00	1,50	-	3,60	10,10	2,00	11,24	2,23
D11 30/60	2,40	E12	0,637	3,75	1,50	-	3,60	8,85	2,00	2,35	0,53
D12 30/60	3,95	E6	3,623	3,75	1,50	-	3,60	8,85	2,00	8,12	1,83
D13 30/60	2,09	E10	1,097	3,75	1,50	-	3,60	8,85	2,00	4,65	1,05
	1,45	E19	1,523	3,75	1,50	-	3,60	8,85	3,50	9,29	3,67
	1,30	ΜΕΡΟΣ ΣΚΑΛΑΣ	1,366	3,75	1,50	-	3,60	8,85	3,50	9,30	3,68
	1,55	E20	1,413	3,75	1,50	-	3,60	8,85	3,50	8,87	3,51
	ΣΥΝΟΛΟ									18,17	7,19
D14 30/60	3,95	E3	3,222	3,75	1,50	-	3,60	8,85	2,00	7,22	1,63
D15 30/60	4,85	E15	5,760	5,00	1,50	-	3,60	10,10	2,00	12,00	2,38
D16 25/60	1,31	ΜΕΡΟΣ ΣΚΑΛΑΣ	1,789	3,75	1,50	-	3,60	8,85	3,50	12,12	4,79
D17 25/60	3,95	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Πίνακας 2.2: Υπολογισμός μόνιμων και κινητών φορτίων δοκών Α', Β', Γ', Δ', Ε' ορόφου

- Στάθμη Δώματος



Σχήμα 2.16: Επιφάνειες φόρτισης δοκών δώματος

ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΔΩΜΑΤΟΣ											
ΟΝΟΜΑΣΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ	ΜΗΚΟΣ (m)	ΦΟΡΤΙΚΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ	ΕΜΒΑΔΟΝ (m <sup>2</sup> )	ΜΟΝΙΜΑ (kN/m <sup>2</sup> )				ΜΟΝΙΜΑ ΣΥΝΟΛΟ (kN/m <sup>2</sup> )	ΚΙΝΗΤΑ (kN/m <sup>2</sup> )	ΜΟΝΙΜΑ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΑ (kN/m)
				ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	ΔΡΟΜΙΚΗ ΟΠΤ/ΔΟΜΗ	ΜΠΑΤΙΚΗ ΟΠΤ/ΔΟΜΗ				
D1 30/40	3,00	E1	2,250	3,75	2,50	-	3,60	9,85	1,00	7,39	0,75
D2 25/40	3,00	E2	2,250	3,75	2,50	-	3,60	9,85	1,00	7,39	0,75
D3 25/40	4,45	E3	4,425	3,75	2,50	-	3,60	9,85	1,00	9,79	0,99
D4 25/40	4,45	E4	4,425	3,75	2,50	-	3,60	9,85	1,00	9,79	0,99

Πίνακας 2.3: Υπολογισμός μόνιμων και κινητών φορτίων δοκών δώματος

Πρέπει να επισημανθεί ότι στον υπολογισμό των φορτίων των δοκών D5 του ισόγειου και D13 των ορόφων έγινε μία αύξηση του φορτίου κατά 10% υπέρ της ασφαλείας λόγω της ύπαρξης στις φορτιστικές επιφάνειες, που αντιστοιχούν στις δοκούς αυτές, ενός μέρους της σκάλας. Επίσης, τα φορτία των εξωστών μεταφέρουν στις εκάστοτε δοκούς όχι μόνο καταναμημένα φορτία αλλά και καταναμημένη ροπή, η οποία συνυπολογίστηκε και εισήχθη με τρόπο αντίστοιχο με των φορτίων.

Επιπλέον, υπολογίστηκαν τα φορτία από τα ίδια βάρη των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου και τοποθετήθηκαν ως καταναμημένα φορτία στις πεδιλοδοκούς της θεμελίωσης.

Αφού επιλεγθεί το εκάστοτε μέλος τα καταναμημένα φορτία εισάγονται στο λογισμικό ως ακολούθως.

Assign → Frame Loads → Distributed

Σχήμα 2.17: Εισαγωγή καταναμημένων φορτίων στα οριζόντια φέροντα στοιχεία

Οι επιλογές Load Type and Direction (Επιλογή είδους και διεύθυνσης φόρτισης) και Options (Επιπρόσθετη ή Φόρτιση Αντικατάστασης) κυμαίνονται ανάλογα με τις ενέργειες που θέλει να εκτελέσει ο μελετητής.

## 2.7 Προσομοίωση Αλληλεπίδρασης Εδάφους - Κατασκευής

Για την προσομοίωση της θεμελίωσης της κατασκευής επιλέχθηκε η χρήση ελαστικών στηρίξεων, και όχι πακτώσεων, στη βάση ώστε να αποτυπώνουν με όσο το δυνατό ακριβέστερο τρόπο την αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής όπως ορίζεται από την υφιστάμενη μελέτη. Τοποθετήθηκαν έτσι μετακινησιακά ελατήρια ώστε να εξασφαλίσουν την κατακόρυφη μετακίνηση που ενεργεί επί της θεμελίωσης. Θεωρώντας το έδαφος θεμελίωσης πυκνή άμμο λαμβάνεται ο δείκτης εδάφους ίσος με  $k_s = 300000 \text{ kN/m}^3$ . Έτσι τοποθετούνται ελατήρια ανά μέτρο μήκους θεμελίου, η δυσκαμψία των οποίων προκύπτει ως το γινόμενο του ανά μέτρο μήκους εμβαδού του θεμελίου επί το δείκτη του εδάφους  $k_s$ .

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

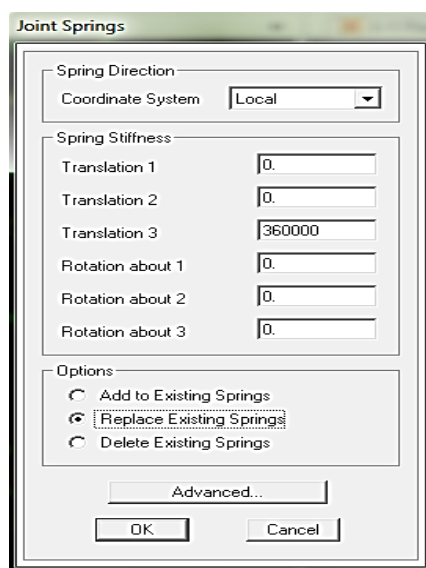
Έτσι, για κάθε διαφορετική διατομή πεδιλοδοκού προκύπτει ο παρακάτω πίνακας.

ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΩΝ	A (m <sup>2</sup> )	k <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k (kN/m)
PD1 (50/100)	1,2	300000	360000
PD2 (50/100)	1,5	300000	450000
PD3 (60/100)	1,6	300000	480000

Πίνακας 2.4: Υπολογισμός τιμών δυσκαμψιών ελαστικών στηρίξεων

Ενδεικτικά παρουσιάζεται η διαδικασία τοποθέτησης των ελαστικών στηρίξεων στο προσομοίωμα.

Assign → Joint → Springs

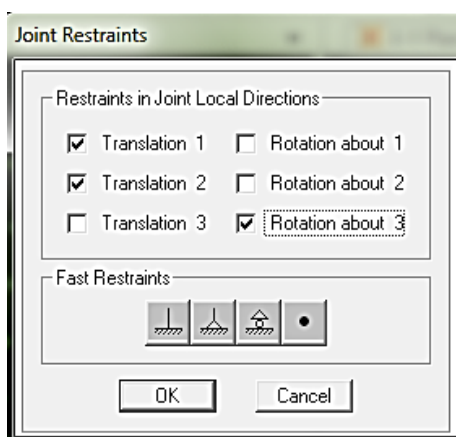


Σχήμα 2.18: Ορισμός κατακόρυφων ελαστικών στηρίξεων στο SAP2000

Ταυτόχρονα όμως η στάθμη της θεμελίωσης δεσμεύτηκε κατά την οριζόντια μετακίνηση τόσο στη διεύθυνση x όσο και στην y, με την χρήση ενός περιορισμού οριζόντιας κίνησης ενός εκ των κόμβων θεμελίωσης (ούτως ή άλλως η δέσμευση και των υπόλοιπων κόμβων ισχύει από τη στιγμή που έχει οριστεί διαφραγματική λειτουργία της στάθμης (βλ. § 2.8)).

Η εισαγωγή της δέσμευσης στο SAP2000 πραγματοποιείται ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα εφόσον έχει πρωτύτερα επιλεγθεί ο κόμβος.

Assign → Joint → Restraints



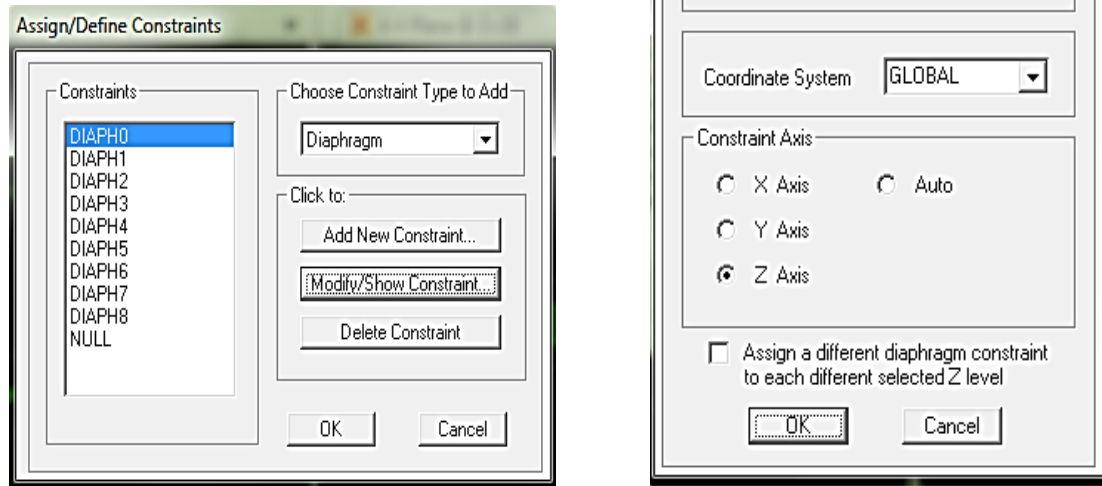
Σχήμα 2.19: Ορισμός δέσμευσης κόμβου θεμελίωσης στο SAP2000

## 2.8 Διαφραγματική Λειτουργία

Οι πλάκες προσομοιώνονται στο πρόγραμμα με διαφραγματική λειτουργία. Κατά συνέπεια, η διανομή της αδρανειακής δύναμης στα επιμέρους στοιχεία πραγματοποιείται ανάλογα με τη δυσκαμψία τους και εξασφαλίζεται η δυνατότητα ανακατανομής των αντιδράσεων των κατακόρυφων μελών, άρα και η υπερστατικότητα της κατασκευής. Τα διαφράγματα δεχόμαστε ότι, βάση της γεωμετρίας και της αντοχής τους, παραμένουν πρακτικά απαραμόρφωτα μέσα στο επίπεδό τους εξαιτίας της μεγάλης δυσκαμψίας και αντοχής, ενώ κατά την υποβολή της οριζόντιας σεισμικής δράσης, θεωρούμε 3 βαθμούς ελευθερίας κίνησης ανά όροφο, δυο μετατοπίσεις και μια στροφή. Σε περίπτωση έλλειψης διαφράγματος, μειώνεται η υπερστατικότητα, η αντοχή και η δυσκαμψία του δομήματος και ενδέχεται να παρατηρηθεί συγκέντρωση μεγάλων μετακινήσεων σε ορισμένα μόνο σημεία.

Η εφαρμογή διαφραγμάτων στο SAP2000 γίνεται ως ακολούθως μετά την επιλογή όλων των κόμβων του κάθε ορόφου.

Assign → Joint → Constraints → Diaphragm



Σχήμα 2.20: Ορισμός διαφραγματικής λειτουργίας στο SAP2000

### ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

#### 3.1 Ελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης – Γενικά

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται στη διαδικασία αποτίμησης ενός υφιστάμενου δομήματος υιοθετούν την παραδοσιακή γραμμική σχέση έντασης παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής, με κατάλληλες τροποποιήσεις των μετακινήσεων και των κριτηρίων επιτελεστικότητας, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα εκδήλωσης μη γραμμικής συμπεριφοράς για το σεισμό σχεδιασμού. Οι ελαστικές μέθοδοι μπορούν μεν να δώσουν μια καλή εικόνα της ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, αλλά δεν μπορούν να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που θα συμβεί κατά τη διάρκεια της προοδευτικής διαρροής των δομικών στοιχείων του φορέα.

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που θα εφαρμοστούν στη συνέχεια για την αποτίμηση της επιλεγμένης κατασκευής με περαιτέρω στόχο τη σύγκριση των εξαγόμενων αποτελεσμάτων τους είναι:

1. Δυναμική Φασματική Μέθοδος
2. Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

#### 3.2 Δυναμική Φασματική Ανάλυση

##### 3.2.1 Γενικά

Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο Κανονισμός, θεωρώντας πως η σεισμική απόκριση του κτηρίου είναι γραμμική ελαστική. Περιλαμβάνει την πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος που μελετάται, με την χρήση του φάσματος σχεδιασμού, και υπολογίζονται οι ακραίες σεισμικές αποκρίσεις που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εν συνεχεία καθορίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντων μεγεθών απόκρισης με την μέθοδο της τετραγωνικής επαλληλίας των ιδιομορφικών τιμών των μεγεθών αυτών. Για την εφαρμογή της μεθόδου απαιτείται η θεώρηση ενός μόνο προσανατολισμού των δύο οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού.

##### 3.2.2 Ιδιομορφική Ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος καθώς και ο υπολογισμός των θεμελιωδών ιδιοπεριόδων εκτελούνται αυτόματα από το λογισμικό. Αρχικά, ορίστηκε το είδος της φόρτισης με μηδενικές αρχικές συνθήκες (Zero Initial Conditions) και ο μέγιστος αριθμός ιδιομορφών ίσος με είκοσι.

Define → Load cases → Modal

Load Case Data - Modal

Load Case Name: MODAL [Set Def Name] [Modify/Show...]

Load Case Type: Modal [Design...]

Stiffness to Use:

- Zero Initial Conditions - Unstressed State
- Stiffness at End of Nonlinear Case [ ]

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

Type of Modes:

- Eigen Vectors
- Ritz Vectors

Number of Modes:

Maximum Number of Modes: 20

Minimum Number of Modes: 1

Loads Applied:

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Frequency Shift (Center): 0.

Cutoff Frequency (Radius): 0.

Convergence Tolerance: 1.000E-09

Allow Automatic Frequency Shifting

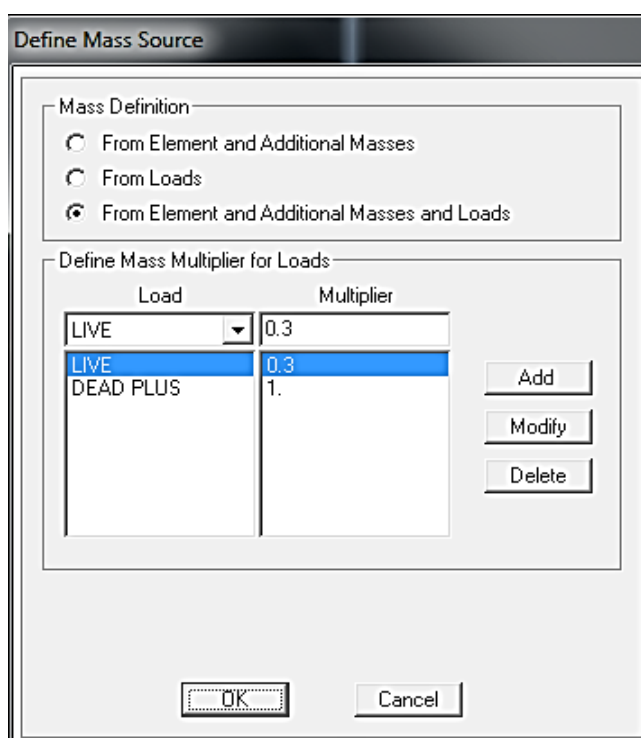
[OK] [Cancel]

Σχήμα 3.1: Καθορισμός συνθηκών ιδιομορφικής ανάλυσης στο SAP2000

Η ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής προέκυψε από τα κατακόρυφα φορτία σύμφωνα με τον συνδυασμό  $G_k + \psi_2 Q_k$  όπου  $G_k$  και  $Q_k$  είναι οι αντιπροσωπευτικές τιμές των μόνιμων και κινητών φορτίων αντίστοιχα και  $\psi_2$  μειωτικός συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με  $\psi_2 = 0.3$  για την περίπτωση κατοικιών (EAK §3.2.2 [3], §4.1.2.1 [4]). Στο λογισμικό επιλέχθηκε η τρίτη εντολή όπου ο υπολογισμός της μάζας λαμβάνεται από το ίδιο βάρος των στοιχείων της κατασκευής, τυχούσες επιπρόσθετες συγκεντρωμένες μάζες και τέλος από τον παραπάνω συνδυασμό φόρτισης για τα κατακόρυφα φορτία στα οποία όμως δεν συμπεριλαμβάνεται το ίδιο βάρος των στοιχείων παρά μόνο ισοδύναμα φορτία που έχουν μεταφερθεί στα διάφορα μέλη της κατασκευής από πλάκες και τοιχία.



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



Σχήμα 3.2: Ορισμός της μάζας της κατασκευής στο SAP2000

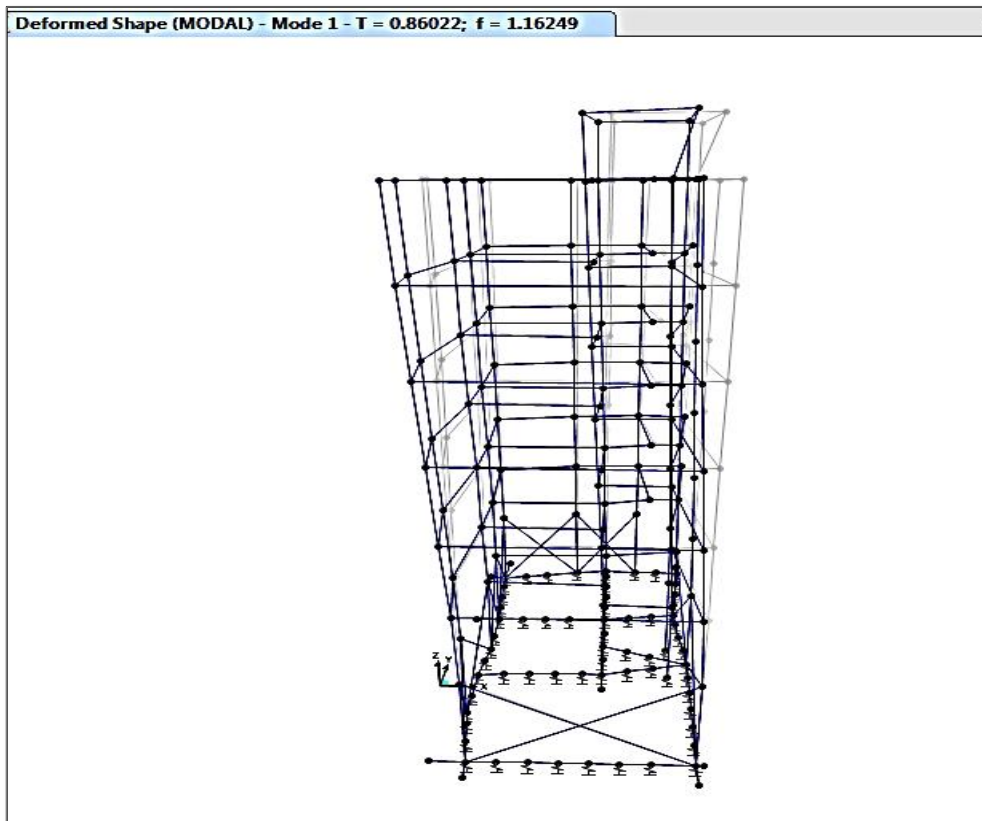
Οι προκύπτουσες ιδιοπερίοδοι καθώς και τα αντίστοιχα ποσοστά ιδιομορφικών μαζών της κατασκευής για κάθε ιδιομορφή και διεύθυνση παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
StepNum	Period	UX	UY	UZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,860223	0,47222	0,1026	3,504E-07
2	0,77168	0,16032	0,55023	0,00007289
3	0,65211	0,0761	0,0584	0,000007324
4	0,226904	0,01085	0,0869	0,000007951
5	0,21359	0,07701	0,01786	0,0000224
6	0,195744	0,03879	0,00182	0,0002
7	0,122318	0,0007	0,0344	0,03183
8	0,111659	0,02844	0,00136	0,02495
9	0,10585	0,0013	0,00252	0,38945
10	0,105465	0,00481	0,000003022	0,14548
11	0,10027	0,00092	0,00001054	0,00084
12	0,094409	0,00297	0,00072	0,03649
13	0,088491	0,00001304	0,00804	0,00225
14	0,086231	0,00716	0,00013	0,13849
15	0,081973	0,00151	0,00033	0,06098

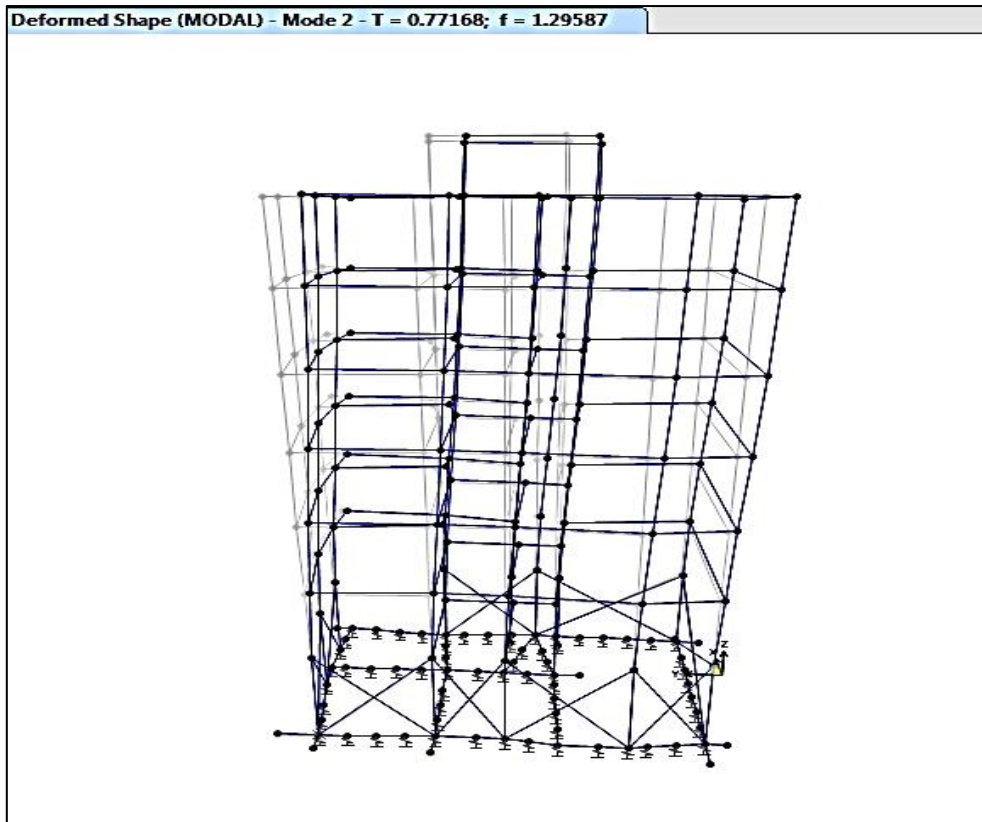
StepNum	Period	UX	UY	UZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
16	0,079497	0,00032	0,00016	0,00308
17	0,071525	0,00449	0,00081	0,000008888
18	0,070951	0,000001123	0,00686	0,00206
19	0,069098	0,00138	0,00715	0,00168
20	0,064551	0,00049	0,00126	0,00117

Πίνακας 3.1: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ιδιομορφικής μάζας της κατασκευής

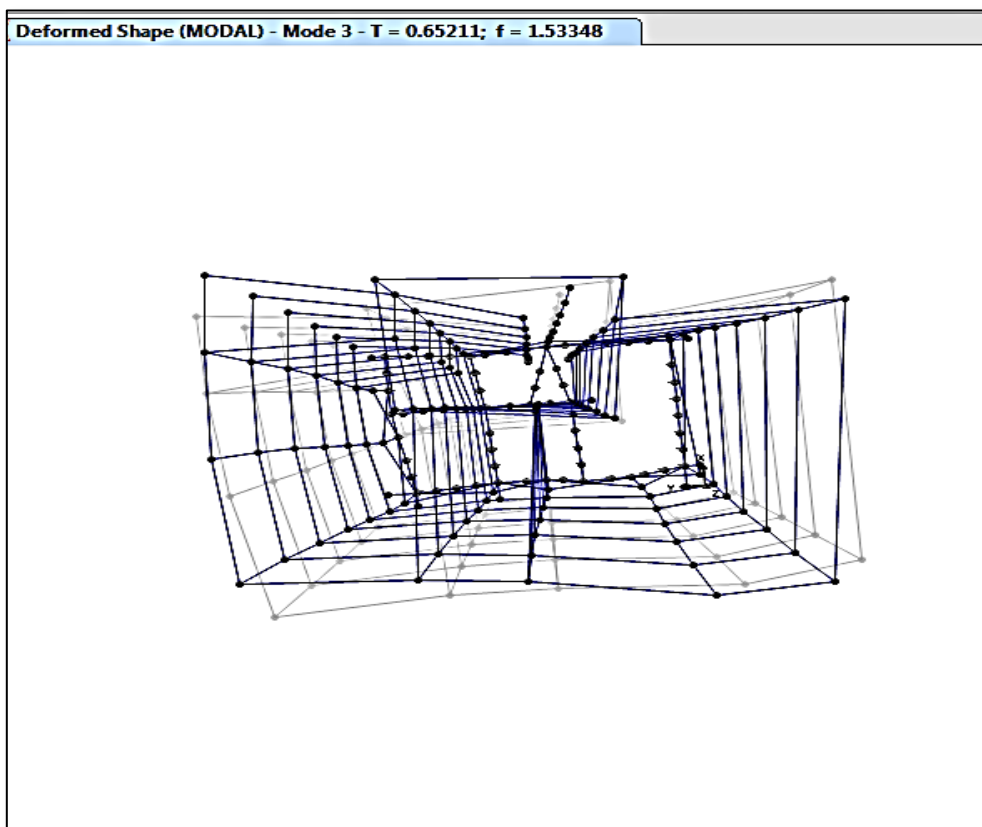
Οι τρεις πρώτες ιδιομορφές της κατασκευής παρουσιάζονται σχηματικά ακολούθως.



Σχήμα 3.3: 1<sup>η</sup> Ιδιομορφή με  $T_1=0,8602sec$  (Μεταφορική κατά x)



Σχήμα 3.4: 2<sup>η</sup> Ιδιομορφή με  $T_2=0,7717sec$  (Μεταφορική κατά y)



Σχήμα 3.5: 3<sup>η</sup> Ιδιομορφή με  $T_3=0,6521sec$  (Στροφική)

Όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο § 2.8, οι πλάκες προσομοιώνονται στο πρόγραμμα με διαφραγματική λειτουργία. Τα διαφράγματα βάση της γεωμετρίας και της αντοχής τους, παραμένουν πρακτικά απαραμόρφωτα μέσα στο επίπεδό τους εξαιτίας της μεγάλης δυσκαμψίας και αντοχής. Για το λόγο αυτό οποιαδήποτε σχηματική παρέκκλιση, όπως για παράδειγμα στο παραπάνω σχήμα (Σχήμα 3.5) όπου τα μέλη παρουσιάζονται παραμορφωμένα και φαίνεται να παραβιάζεται η ορθογωνικότητα της κάτοψης, οφείλεται στο μεγάλο αριθμό εκκεντροτήτων που παρουσιάστηκε στις συνδέσεις των περισσότερων μελών της κατασκευής.

### 3.2.3 Φάσμα Σχεδιασμού

Το φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκε είναι εκείνο που ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 8 (EC8) και οι επιμέρους εκφράσεις της φασματικής επιτάχυνσης ως συνάρτηση της περιόδου φαίνονται στην συνέχεια.

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

Το παραπάνω φάσμα του Ευρωκώδικα 8 προσαρμόστηκε στις παραμέτρους που επιβάλλονται από την μελέτη της κατασκευής και οι οποίες είναι οι ακόλουθες.

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: II, με  $a_{gR} = 0.24g$

Κατηγορία Εδάφους: B, με  $T_B = 0.15 \text{ sec}$ ,  $T_C = 0.5 \text{ sec}$ ,  $T_D = 2 \text{ sec}$  και  $S = 1.2$

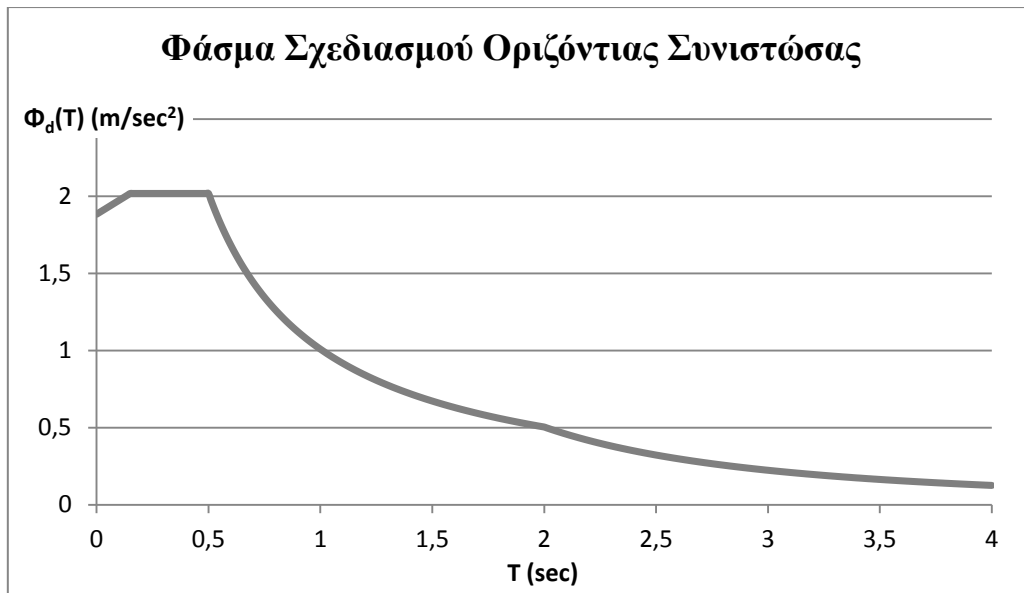
Συντελεστής Συμπεριφοράς:  $q = 3.5$

Συντελεστής Σπουδαιότητας:  $\gamma_I = 1.00$

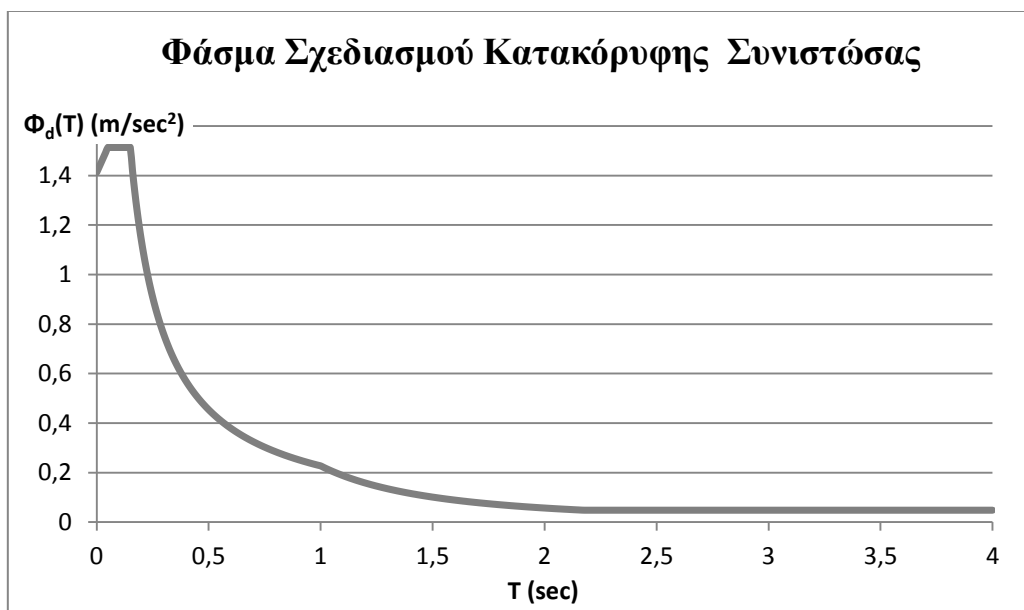
Συντελεστής Κατώτατου Ορίου:  $\beta = 0.2$

Επομένως, βάσει των παραπάνω η εδαφική επιτάχυνση  $a_g$  υπολογίζεται ως εξής  $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0.24g$ .

Τα φάσματα σχεδιασμού τόσο της οριζόντιας όσο και της κατακόρυφης συνιστώσας φαίνονται στη συνέχεια.



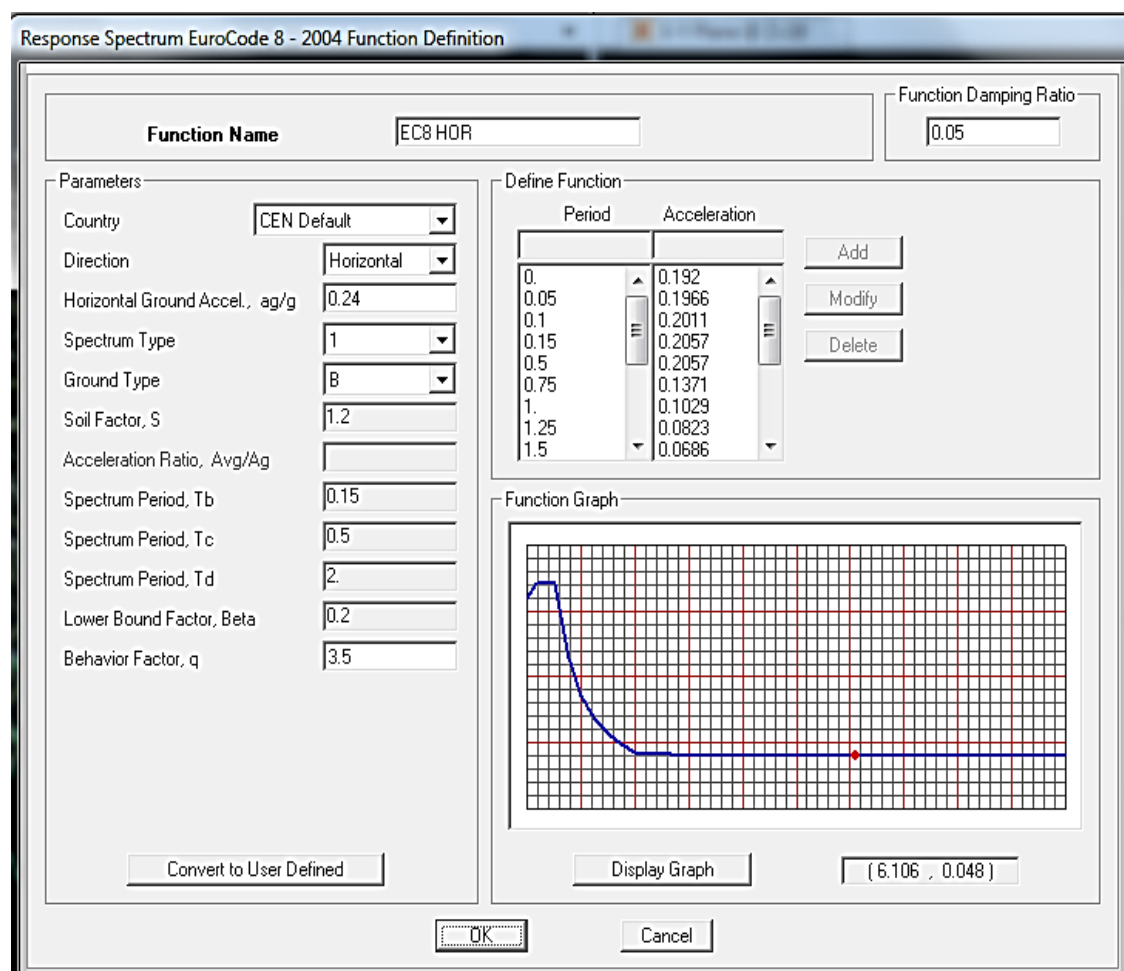
Σχήμα 3.6: Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιας συνιστώσας (EC8)



Σχήμα 3.7: Φάσμα σχεδιασμού κατακόρυφης συνιστώσας (EC8)

Η εισαγωγή του φάσματος σχεδιασμού της οριζόντιας συνιστώσας στο λογισμικό μπορεί να γίνει επιλέγοντας ως φάσμα σχεδιασμού εκείνο του Ευρωκώδικα 8 και εισάγοντας τις κατάλληλες παραμέτρους ακολουθώντας τις εντολές που φαίνονται παρακάτω.

Define → Functions → Response Spectrum → (Choose Function Type to Add) → EuroCode8 2004



Σχήμα 3.8: Εισαγωγή φάσματος EC8 στο SAP2000

### 3.2.4 Συνδυασμοί Δράσεων

Για τη δυναμική ανάλυση θα πρέπει να οριστούν συνδυασμοί δράσεων που λαμβάνουν υπόψη τους την ταυτόχρονη δράση του σεισμού και κατά τις δύο διευθύνσεις  $x$  και  $y$ . Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού μπορεί να αγνοηθεί. Αρχικά υπολογίζονται οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές απόκρισης για κάθε διεύθυνση. Οι ιδιομορφικές επαλληλίες γίνονται σύμφωνα με τον κανόνα CQC (Complete Quadratic Combination – Κανόνας Πλήρους Τετραγωνικής Επαλληλίας) και οι χωρικές επαλληλίες σύμφωνα με τον κανόνα SRSS (Square Root of the Sum of the Squares – Κανόνας Απλής Τετραγωνικής Επαλληλίας). Τέλος ακολουθεί επαλληλία των παραπάνω προκυπτουσών τιμών με τον στατικό συνδυασμό δράσεων  $D+0.3L$ .

Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού,  $E_x$  και  $E_y$ , ορίζονται στο λογισμικό με την ακόλουθη διαδικασία. Ενδεικτικά παρουσιάζεται η διαδικασία εισαγωγής του σεισμικού μεγέθους σχεδιασμού κατά τη διεύθυνση  $x$ .

Define → Load Cases → Add New Load Case

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name:   Notes:

Load Case Type:

Modal Combination:

- CQC GMC f1:  GMC f2:  Periodic + Rigid Type:
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- 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

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping:

Σχήμα 3.9: Ορισμός σεισμικής φόρτισης κατά τη διεύθυνση x

Ο στατικός συνδυασμός δράσης των κατακόρυφων φορτίων της κατασκευής ορίζεται στο λογισμικό ως ακολούθως.

Define → Load Combinations → Add New Combo

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.
DEAD PLUS	Linear Static	1.
LIVE	Linear Static	0.3

Σχήμα 3.10: Ορισμός στατικού συνδυασμού φόρτισης κατακόρυφων φορτίων  $D+0.3L$

Εν συνεχεία, ο γραμμικός συνδυασμός των στατικών και σεισμικών δράσεων δημιουργεί τους παρακάτω οκτώ συνδυασμούς φορτίσεων.

Στη διεύθυνση X:

- $D+0.3L+E_x+0.3E_y$

- $D+0.3L+E_x-0.3E_y$

- $D+0.3L-E_x+0.3E_y$

- $D+0.3L-E_x-0.3E_y$

Στη διεύθυνση Y:

- $D+0.3L+0.3E_x+E_y$

- $D+0.3L-0.3E_x+E_y$

- $D+0.3L+0.3E_x-E_y$

- $D+0.3L-0.3E_x-E_y$

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



Define → Load Combinations → Add New Combo

**Load Combination Data**

Load Combination Name (User-Generated):

Notes:

Load Combination Type:

Options:

Define Combination of Load Case Results:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
D+0.3L	Combination	1.
D+0.3L	Combination	1.
Ex	Response Spectrum	1.
Ey	Response Spectrum	0.3

Σχήμα 3.11: Ορισμός συνδυασμού σεισμικής φόρτισης στη διεύθυνση x

### 3.2.5 Αποτελέσματα Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου

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

Δ.Φ.Μ. – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X			
ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ			
ΣΤΑΘΜΗ	U <sub>1</sub> (m)	U <sub>2</sub> (m)	U <sub>3</sub> (m)
ΟΡ. Ε' ΟΡΟΦΟΥ	0,0427	0,0228	-0,0031
ΟΡ. Δ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0364	0,0198	-0,0030
ΟΡ. Γ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0292	0,0161	-0,0028
ΟΡ. Β' ΟΡΟΦΟΥ	0,0212	0,0117	-0,0025
ΟΡ. Α' ΟΡΟΦΟΥ	0,0129	0,0069	-0,0023
ΟΡ. ΙΣΟΓΕΙΟΥ	0,0053	0,0025	-0,0022
ΟΡ. ΥΠΟΓΕΙΟΥ	0,0013	0,0001	-0,0018

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

<b>Δ.Φ.Μ. – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ</b>			
<b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ</b>			
<b>ΣΤΑΘΜΗ</b>	<b>U<sub>1</sub> (m)</b>	<b>U<sub>2</sub> (m)</b>	<b>U<sub>3</sub> (m)</b>
ΟΡ. Ε' ΟΡΟΦΟΥ	0,0286	0,0297	-0,0033
ΟΡ. Δ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0244	0,0260	-0,0031
ΟΡ. Γ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0196	0,0214	-0,0029
ΟΡ. Β' ΟΡΟΦΟΥ	0,0143	0,0158	-0,0026
ΟΡ. Α' ΟΡΟΦΟΥ	0,0087	0,0096	-0,0024
ΟΡ. ΙΣΟΓΕΙΟΥ	0,0037	0,0038	-0,0022
ΟΡ. ΥΠΟΓΕΙΟΥ	0,0011	0,0003	-0,0019

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

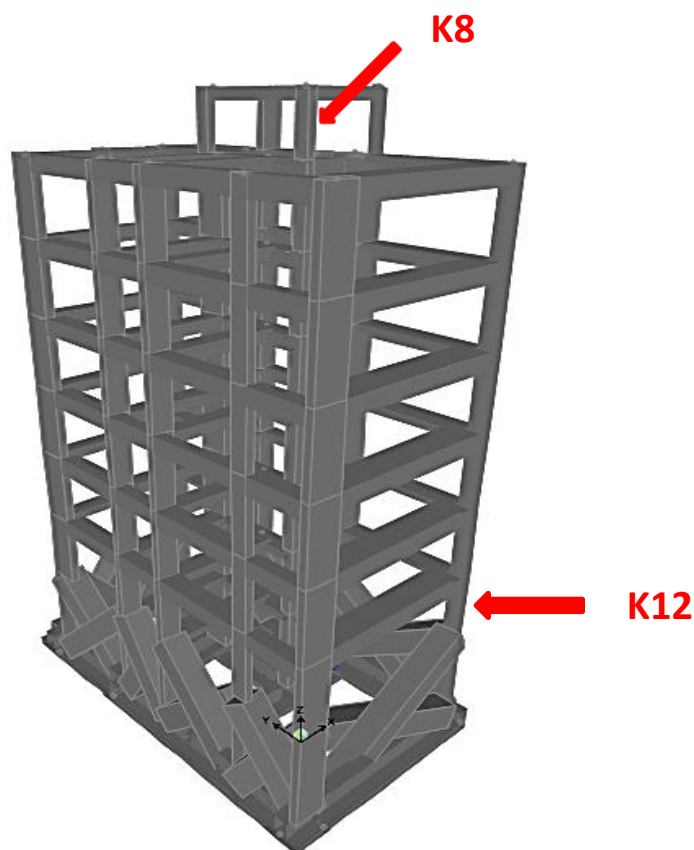
<b>Δ.Φ.Μ. – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ</b>					
<b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ</b>					
<b>ΣΤΑΘΜΗ</b>	<b>P (kN)</b>	<b>V<sub>2</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>3</sub> (kN)</b>	<b>M<sub>2</sub> (kNm)</b>	<b>M<sub>3</sub> (kNm)</b>
ΙΣΟΓΕΙΟ	-1420,536	257,665	94,069	78,919	140,897
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-1162,662	255,918	110,218	135,950	320,349
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-934,885	261,195	99,075	149,070	385,141
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-708,694	247,839	87,830	142,403	402,896
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-472,817	209,379	68,845	116,539	347,713
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-221,295	263,547	65,956	122,417	501,127
ΔΩΜΑ	-55,573	21,978	-4,916	-11,618	22,686

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

<b>ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ</b>					
<b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ</b>					
<b>ΣΤΑΘΜΗ</b>	<b>P (kN)</b>	<b>V<sub>2</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>3</sub> (kN)</b>	<b>M<sub>2</sub> (kNm)</b>	<b>M<sub>3</sub> (kNm)</b>
ΙΣΟΓΕΙΟ	-1420,22	190,293	131,916	106,501	138,211
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-1172,365	206,419	136,808	188,449	265,885
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-950,002	204,413	135,353	205,415	304,442
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-725,440	195,615	119,919	194,539	316,049
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-487,172	166,106	94,329	158,800	269,899
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-229,842	220,182	90,318	166,980	411,828
ΔΩΜΑ	-57,664	18,433	-1,110	-8,397	19,537

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

Το υποστύλωμα που εμφανίζει τη μεγαλύτερη αξονική ένταση και στις δύο διευθύνσεις είναι το υποστύλωμα K12 του ισογείου. Από τα υποστυλώματα του δώματος εκείνο που εμφανίζει τη μεγαλύτερη ένταση είναι το K8.



Σχήμα 3.12: Θέσεις υποστυλωμάτων με τη μεγαλύτερη ένταση στις διευθύνσεις x και y

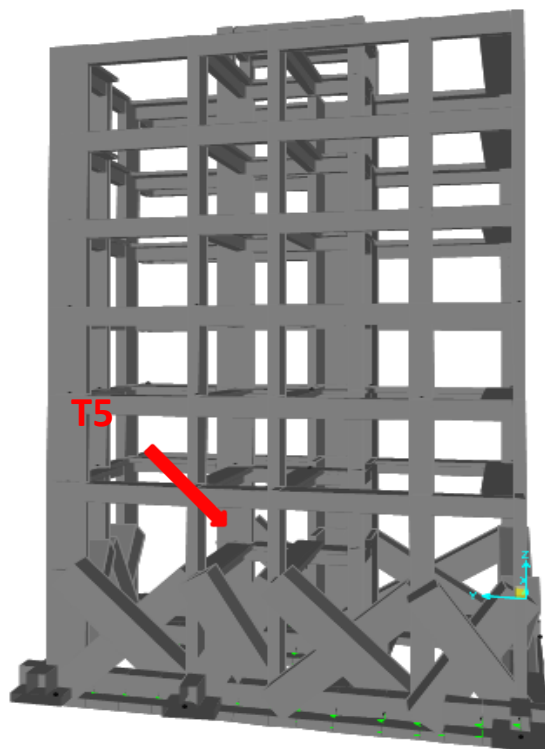
Δ.Φ.Μ. – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X					
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ					
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	M <sub>2</sub> (kNm)	M <sub>3</sub> (kNm)
ΙΣΟΓΕΙΟ	-1064,615	30,050	171,808	111,094	42,593
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-922,984	49,476	277,949	344,851	72,037
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-821,469	49,846	251,746	390,180	73,920
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-677,624	44,261	220,499	381,191	66,029
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-482,596	34,712	172,143	322,594	52,050
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-255,085	23,961	147,996	295,858	36,167

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

Δ.Φ.Μ. – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ					
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ					
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	M <sub>2</sub> (kNm)	M <sub>3</sub> (kNm)
ΙΣΟΓΕΙΟ	-880,852	15,770	243,800	132,691	21,254
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-777,486	27,412	389,548	492,608	39,396
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-731,556	27,023	343,070	545,826	40,019
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-634,687	22,930	295,960	524,197	34,274
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-469,824	16,199	228,162	440,491	24,392
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-254,804	8,782	178,990	372,741	13,277

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

Το τοίχωμα που εμφανίζει τη μεγαλύτερη αξονική ένταση και στις δύο διευθύνσεις είναι το τοίχωμα T5 εσωτερικά του ισογείου.



Σχήμα 3.13: Θέσεις τοιχωμάτων με τη μεγαλύτερη ένταση στις διευθύνσεις x και y

### 3.3 Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

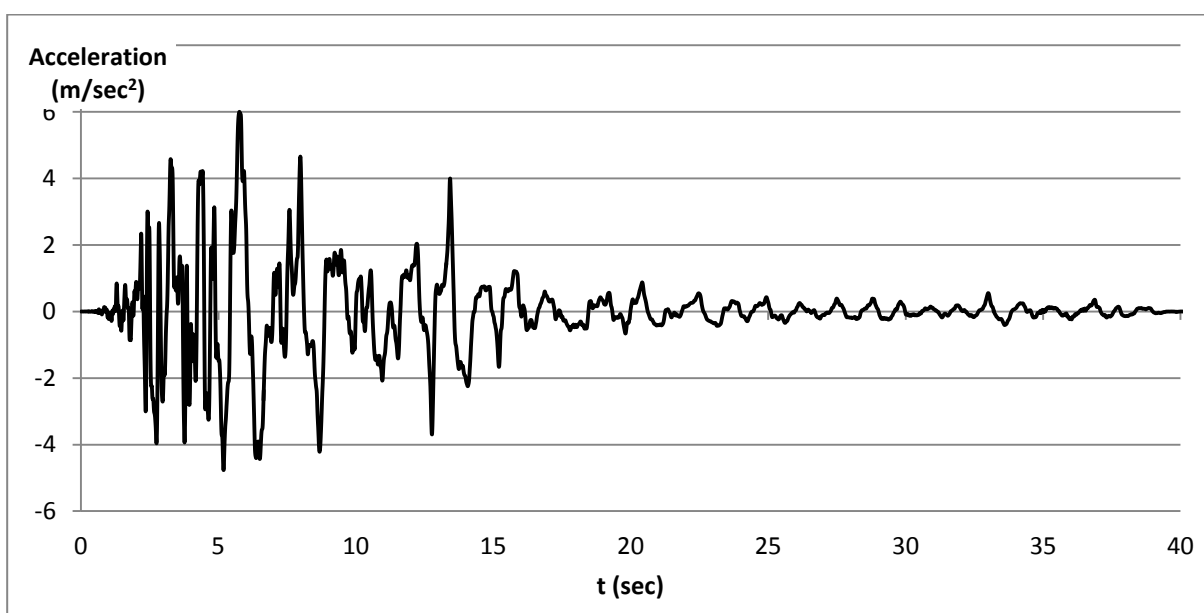
#### 3.3.1 Γενικά

Η γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, ως μία εκ των μεθόδων της ελαστικής ανάλυσης της κατασκευής, περιλαμβάνει την επιβολή στην κατασκευή μίας σεισμικής φόρτισης, η οποία εκφράζεται από επιταχυνσιογράφημα εδαφικών δονήσεων, και την παράλληλη επίλυση του δυναμικού προβλήματος με τον υπολογισμό της απόκρισης της κατασκευής κάθε χρονική στιγμή.

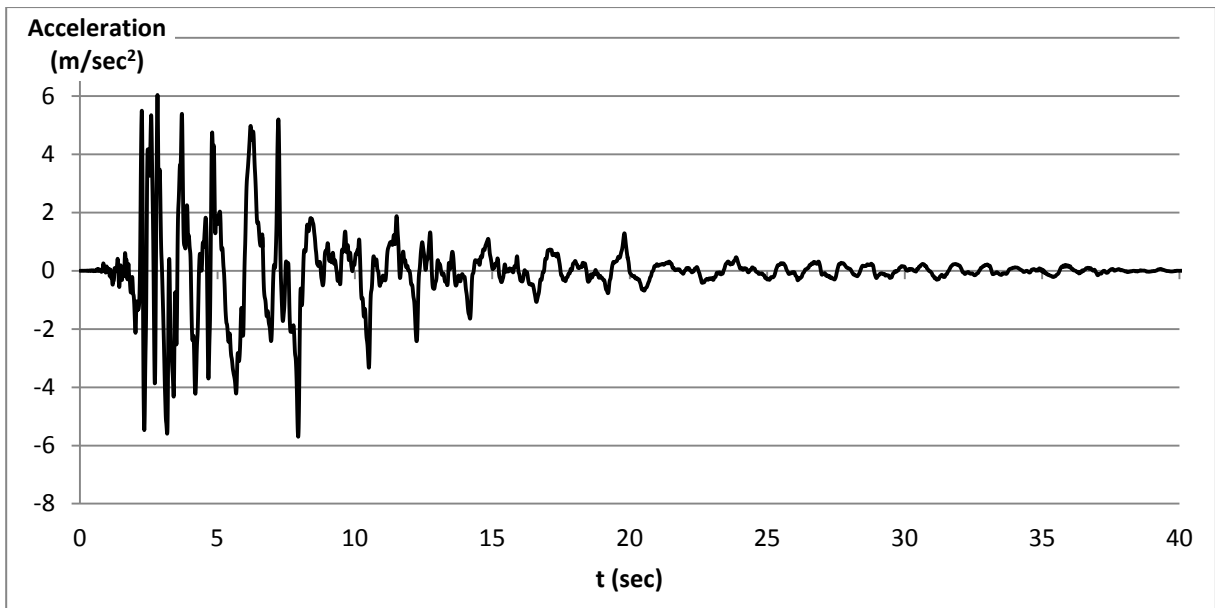
#### 3.3.2 Σεισμικές Καταγραφές

Για την εφαρμογή της μεθόδου επιλέχθηκαν τα επιταχυνσιογραφήματα τριών διαφορετικών σεισμικών καταγραφών, του σεισμού του Kobe στην Ιαπωνία (1995, Takatori station), του σεισμού του Northridge του Los Angeles της California (1994, Rinaldi station) και του σεισμού του Düzce στην Τουρκία (1999, Bolu station). Τα δεδομένα των επιταχυνσιογραφημάτων προήλθαν από τη βάση δεδομένων του «Pacific Earthquake Engineering Research Center» («PEER Strong Motion Database»). Εν συνεχεία παρουσιάζονται τα επιταχυνσιογραφήματα και των τριών σεισμικών καταγραφών κατά τις διευθύνσεις  $x$  και  $y$ .

✓ Kobe, Ιαπωνία (1995)

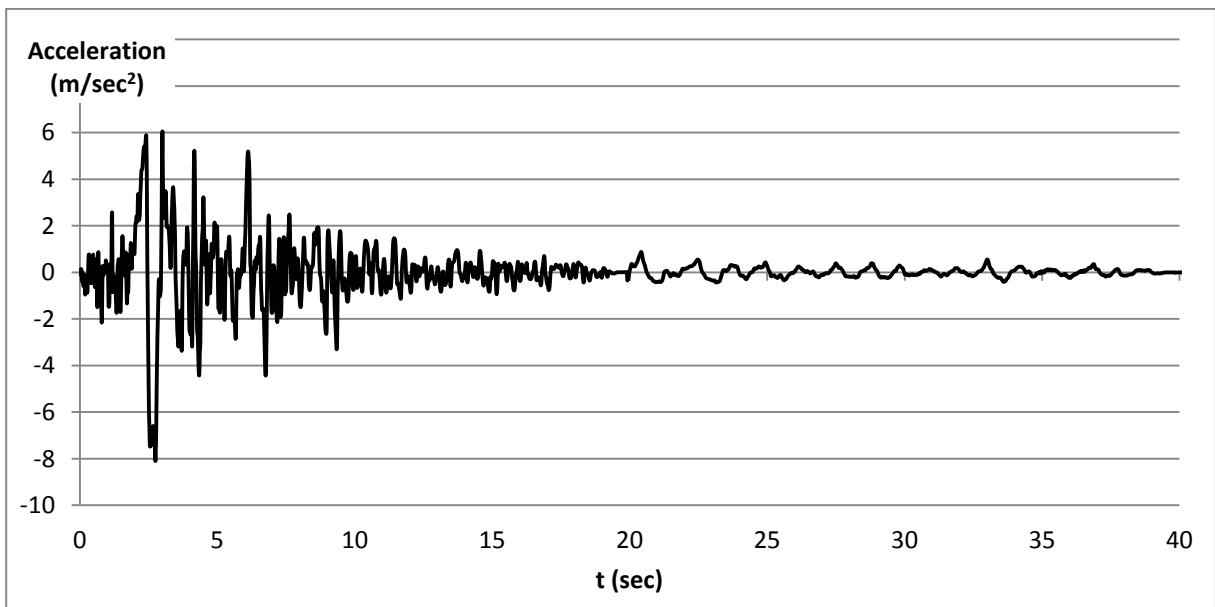


Σχήμα 3.14: Επιταχυνσιογράφημα Kobe, Takatori κάθετα στο ρήγμα (Fault Normal)

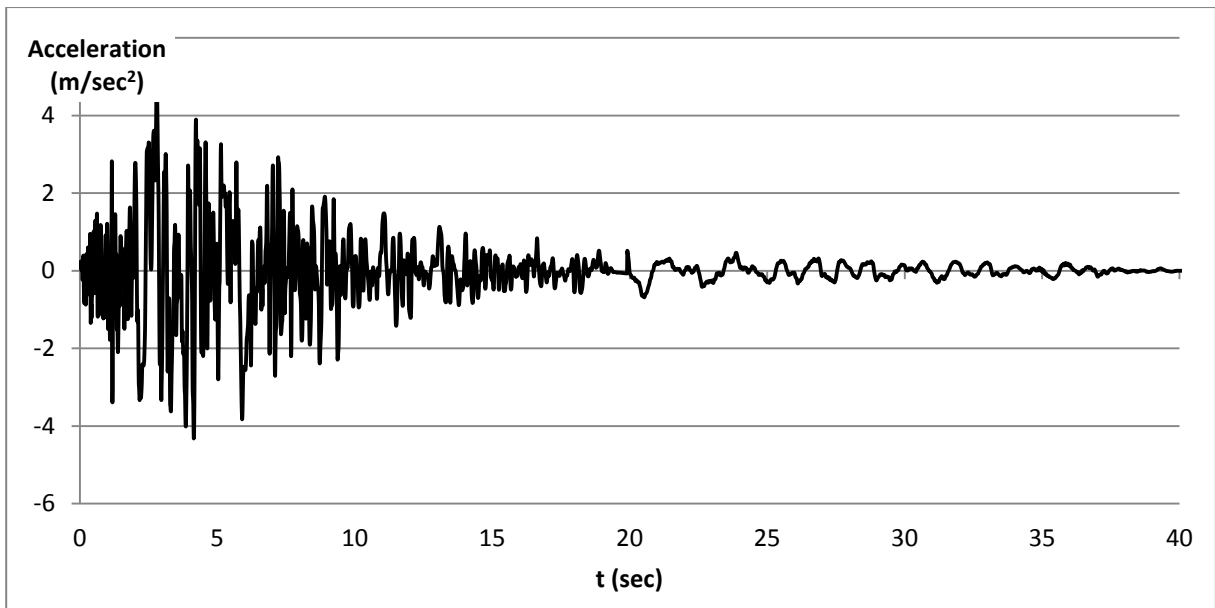


Σχήμα 3.15: Επιταχυνσιογράφημα Kobe, Takatori παράλληλα στο ρήγμα (Fault Parallel)

✓ Northridge, Καλιφόρνια (1994)

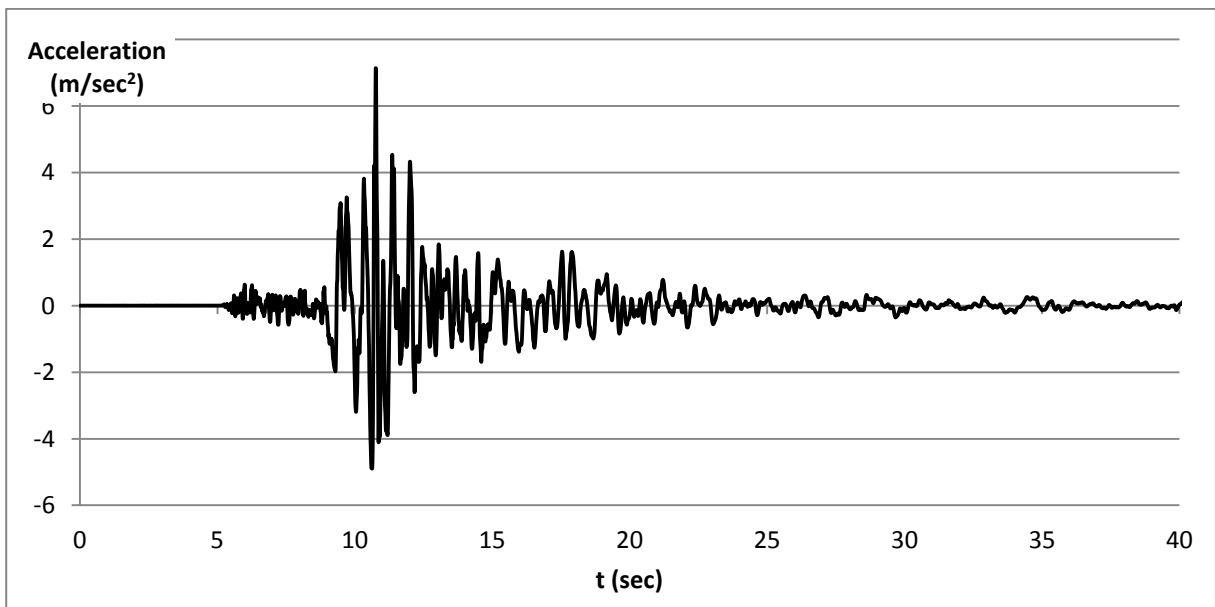


Σχήμα 3.16: Επιταχυνσιογράφημα Northridge, Rinaldi κάθετα στο ρήγμα (Fault Normal)

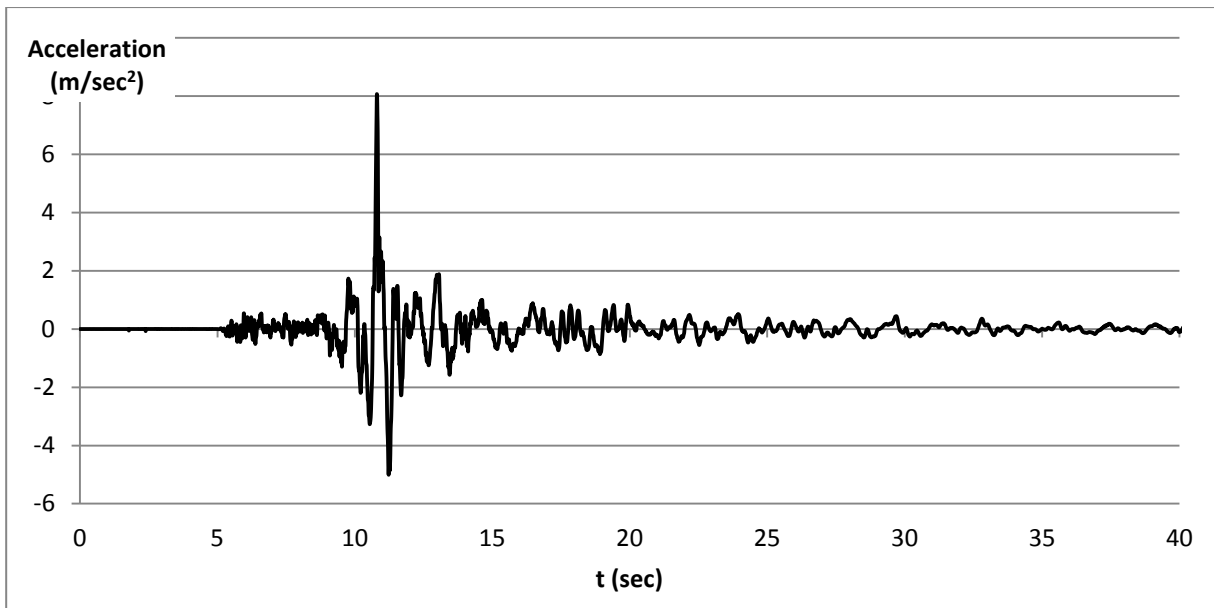


Σχήμα 3.17: Επιταχυνσιογράφημα Northridge, Rinaldi παράλληλα στο ρήγμα (Fault Parallel)

✓ Düzce, Τουρκία (1999)



Σχήμα 3.18: Επιταχυνσιογράφημα Düzce, Bolu κάθετα στο ρήγμα (Fault Normal)



Σχήμα 3.19: Επιταχυνσιογράφημα Düzce, Bolu παράλληλα στο ρήγμα (Fault Parallel)

Προκειμένου να πραγματοποιηθεί μία ρεαλιστική σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας με εκείνα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης που προηγήθηκε, θα πρέπει τα παραπάνω επιταχυνσιογραφήματα να προσαρμοστούν κατάλληλα στο φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 (EC8) έτσι ώστε τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη από την ανάλυση χρονοϊστορίας να μην ξεπερνούν τα αντίστοιχα της δυναμικής φασματικής μέσα σε κάποιο αντιπροσωπευτικό χρονικό διάστημα. Για τον σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε η αναβαθμισμένη έκδοση της βάσης δεδομένων εδαφικής κίνησης του PEER («Pacific Earthquake Engineering Research Center»), η οποία επιτρέπει την προσαρμογή των επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων στο φάσμα σχεδιασμού που δίνεται η δυνατότητα να φορτωθεί στη βάση από τον χρήστη. Το διάστημα τιμών χρόνου που ορίζεται από τους κανονισμούς και στο οποίο επιζητείται να συμπίπτουν όσο είναι δυνατόν τα μέγιστα επιταχύνσεων του φάσματος σχεδιασμού με τα μέγιστα επιταχύνσεων των επιταχυνσιογραφημάτων είναι το  $(0.5T_{\theta\epsilon\mu}, 1.5T_{\theta\epsilon\mu})$  όπου ως  $T_{\theta\epsilon\mu}$  ορίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου.

Μία περιγραφή της μεθόδου που ακολουθήθηκε για την κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού στην βάση δεδομένων του PEER παρουσιάζεται συνοπτικά ακολούθως με τη βοήθεια εικόνων που ελήφθησαν από την βάση.

Στην αρχική σελίδα της βάσης δεδομένων του PEER δίνεται η δυνατότητα επιλογής αναζήτησης ακατέργαστων επιταχυνσιογραφημάτων ή επιταχυνσιογραφημάτων που μπορούν να προσαρμοστούν στο εκάστοτε φάσμα επιλογής του χρήστη. Η επιλογή που έγινε ήταν τα επιταχυνσιογραφήματα με κλιμάκωση (scaled).



**PEER Ground Motion Database**  
Pacific Earthquake Engineering Research Center **BETA**

HOME DOCUMENTATION TUTORIALS HELP FEEDBACK PEER

Welcome to the PEER Ground Motion Database

**For Shallow Crustal Earthquakes in Active Tectonic Regimes**

**User Manual Updated Nov 8, 2011 [here](#)**

The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) ground motion database includes a very large set of ground motions recorded in worldwide shallow crustal earthquakes in active tectonic regimes. The database has one of the most comprehensive sets of meta-data, including different distance measure, various site characterizations, earthquake source data, etc. The current version of the database is similar to the NGA (Next Generation Attenuation) database, which was used to develop the 2008 NGA ground motion prediction equations.

The Beta version of the web-based PEER ground motion database provides tools for searching, selecting and [downloading](#) ground motion data. The database and web-site are periodically updated and expanded. Comments on the features of this web site are gratefully welcome; please send emails to: [peer\\_center@berkeley.edu](mailto:peer_center@berkeley.edu)

Click here to Search... Do you want to select and download the records without scaling? [learn more](#)

Do you want to select and scale Ground Motions? [learn more](#)

Unscaled Scaled

Σχήμα 3.20: Αρχική σελίδα ιστοσελίδας PEER

Εν συνεχεία επιλέγεται ως μοντέλο φάσματος εκείνο που ο χρήστης επιθυμεί να φορτωθεί στη βάση (User Defined Spectrum), εν προκειμένω το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 όπως έχει δημιουργηθεί σε αρχείο μορφής Comma Separated Values (.csv).

Spectra was successfully updated.

**Edit Spectra**

Select Spectrum Model

Select models to generate target spectrum : User Defined Spectrum

User Defined Spectrum

Filename: example\_spectra.csv Upload File

Download Example file(.csv)

User Defined Spectrum

Spectral Acceleration,  $S_a$  (g)

Period, T (sec)

Show notations

Show chart controls

Create Next | Save Target Spectra

Σχήμα 3.21: Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού στη βάση δεδομένων PEER

Στο επόμενο βήμα γίνεται η επιλογή των σεισμικών καταγραφών που θα προσαρμοστούν στο ήδη επιλεγμένο φάσμα. Ως κριτήριο επιλογής επιλέχθηκε η ονομασία της εκάστοτε σεισμικής καταγραφής και το εύρος ιδιοπεριόδων στο οποίο επιζητείται να συμπίπτουν όσο είναι δυνατόν τα μέγιστα επιταχύνσεων του φάσματος σχεδιασμού με τα μέγιστα επιταχύνσεων των επιταχυνσιογραφημάτων ορίστηκε το  $(0.5T_{\theta\epsilon\mu.}, 1.5T_{\theta\epsilon\mu.})$  δηλαδή (0.4,1.3). Η βάση παρέχει επίσης τη δυνατότητα εύρεσης του συντελεστή κλιμάκωσης (ScaleF) για καθεμία εκ των καταγραφών.

**New Search**

**PEER-NGA Spectrum**

Event Name: **Kobe, Japan**

Station Name: Takatori

▼ Pulse: Any Record

Scaling:  [learn more](#)

Single Period:

Factor Limit: (min,max)

T (sec):

[Additional Search Options](#)

**Weight Function**

Period: **0.4 1.3** (min max)

Weight: 1 1 (wt. wt.)

**PEER-NGA Spectrum**

Spectral Acceleration,  $g_a$  (g)

Period, T (sec)

Zoom In Time (min,max)

Scale Time Series

**Time Series**

Acceleration

Time (sec)

\*Time series record is highlighted in yellow below

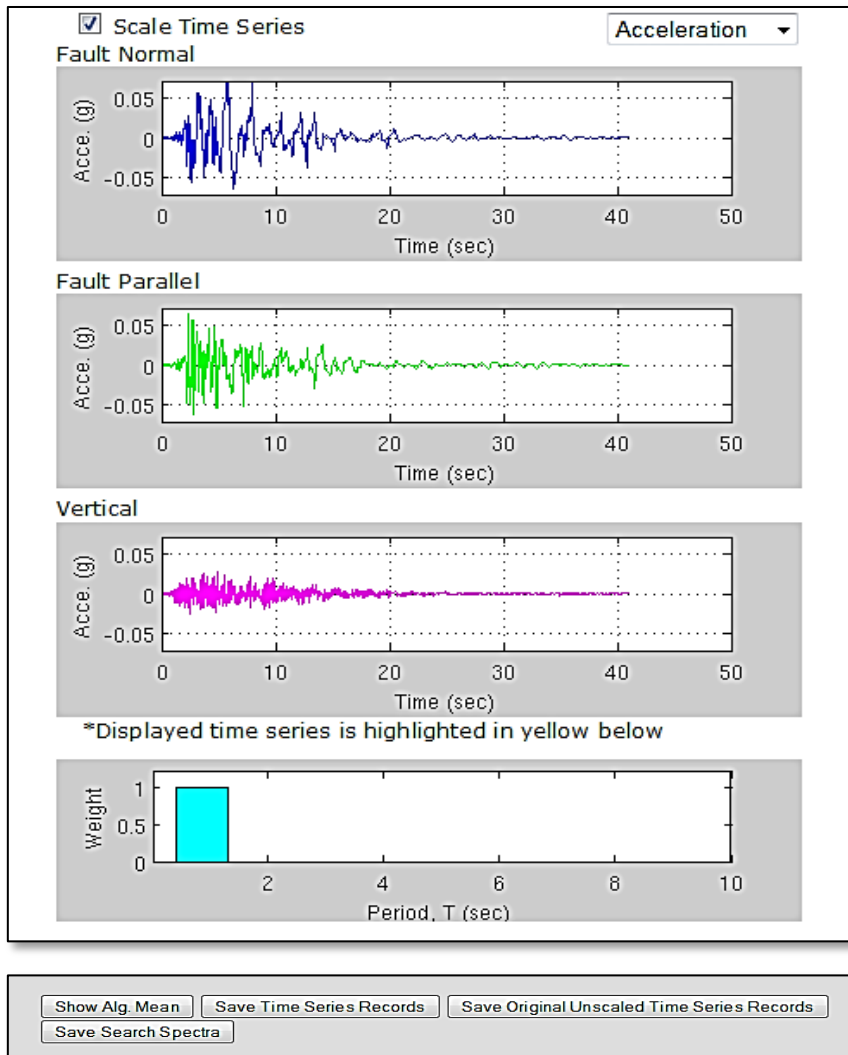
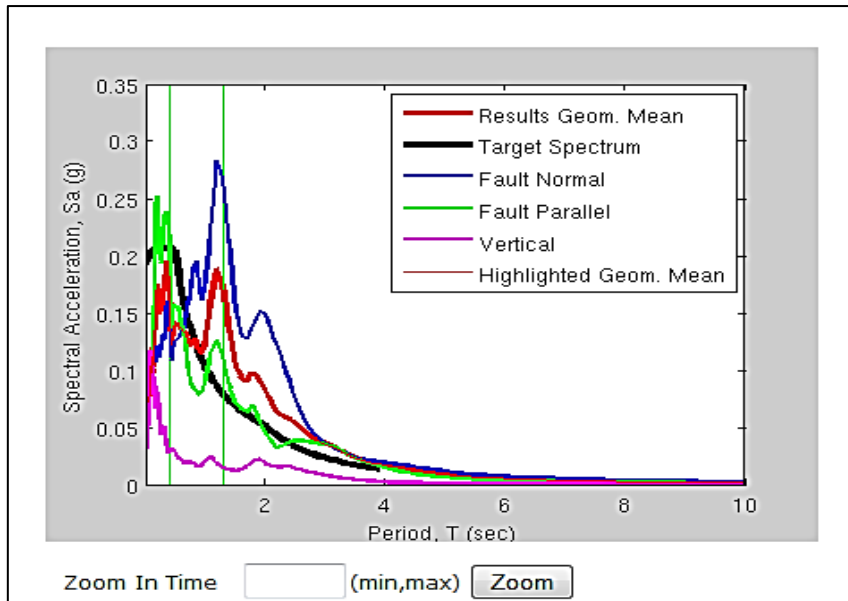
**Results**

\*Click on the record below to display Spectra and Time series  Plot Selected

Result#	Comp.	NGA#	MSE	Scaler	Pulse	Tp(s)	D5-95(s)	Event	Year	Station	Mag	Mechanism	Rjb(km)
<input checked="" type="checkbox"/> 1	GM	1120	0.1446	<b>0.1047</b>	1.0	1.6	--	10.8 11.9 Kobe, Japan	1995	Takatori	6.90	Strike-Slip	1.5

Σχήμα 3.22: Αναζήτηση σεισμικών καταγραφών στη βάση δεδομένων PEER

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

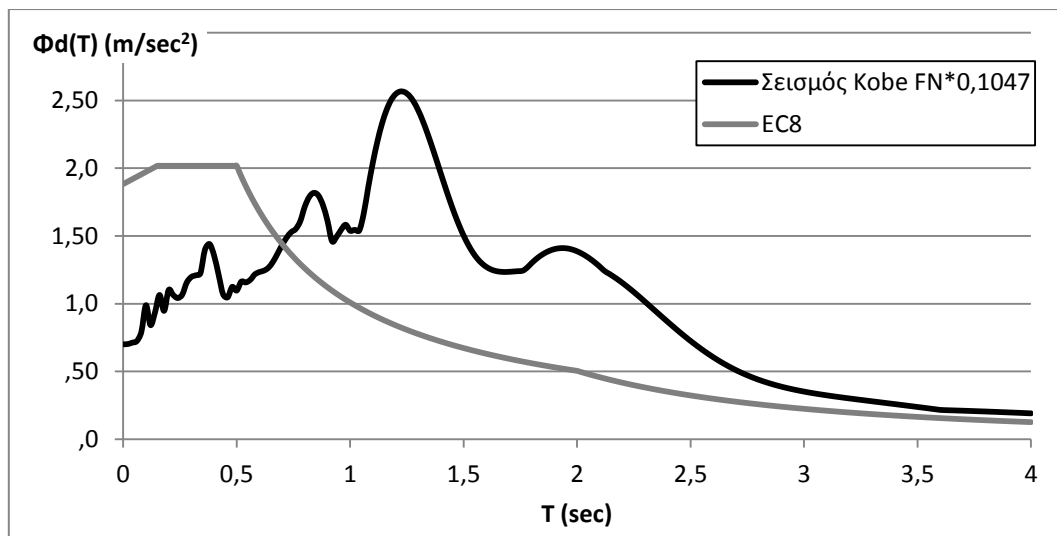


Σχήμα 3.23: Προσαρμοσμένα φάσματα απόκρισης και επιταχυνσιογραφήματα επιλεγμένου σταθμού καταγραφής στο φάσμα σχεδιασμού

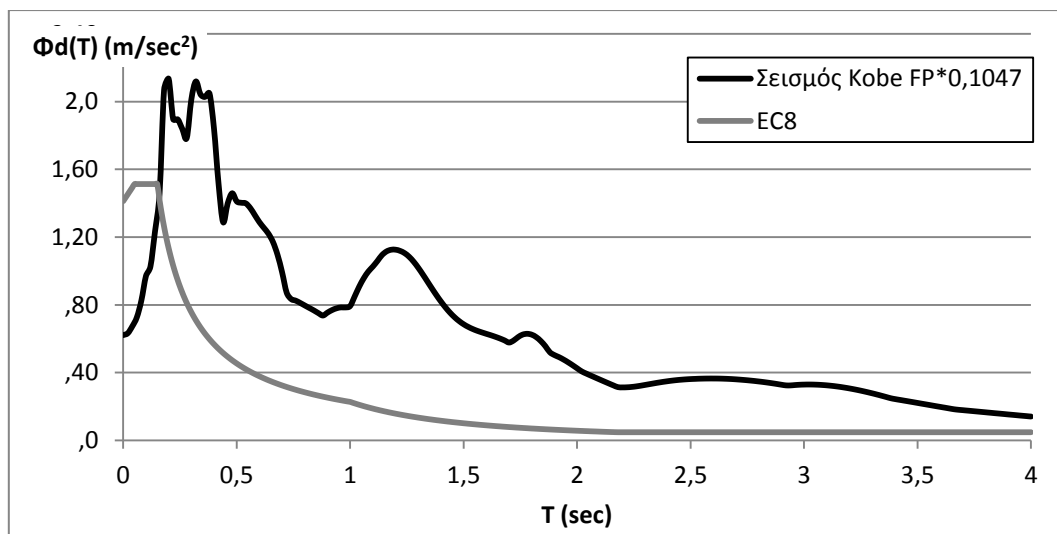
Εφόσον λοιπόν έγινε η κλιμάκωση και των τριών καταγραφών στο φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 τα δεδομένα που ελήφθησαν μετατράπηκαν με τη βοήθεια του λογισμικού SeismoSignal από αρχεία μορφής (.dat) σε αρχεία μορφής (.txt) ώστε να είναι συμβατά με αυτά που μπορεί να δεχτεί το λογισμικό SAP2000.

Τα προσαρμοσμένα φάσματα των τριών καταγραφών, τόσο της κάθετης στο ρήγμα συνιστώσας όσο και της παράλληλης, παρουσιάζονται ακολούθως.

✓ Kobe, Ιαπωνία (1995)

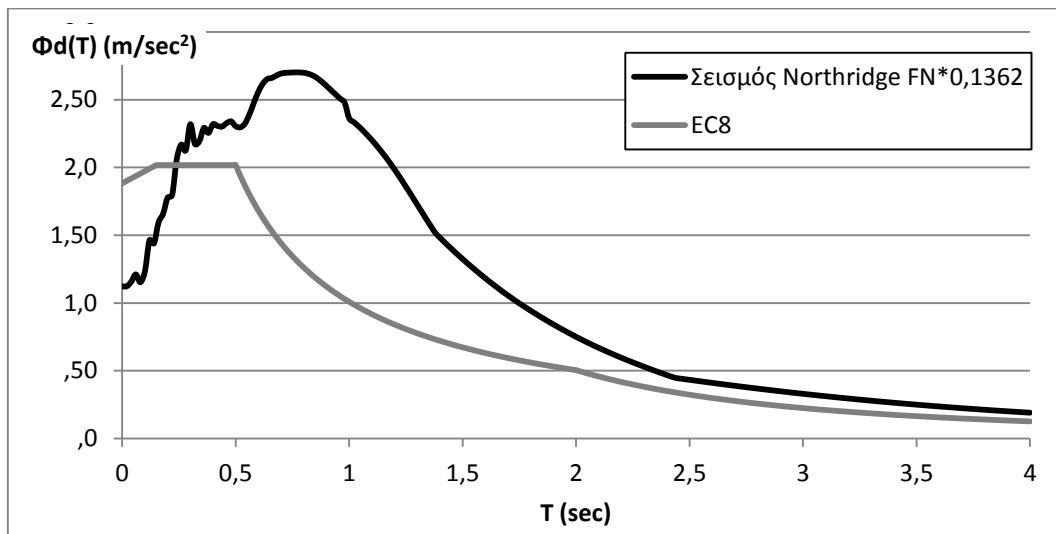


Σχήμα 3.24: Προσαρμοσμένο φάσμα απόκρισης της καταγραφής Kobe, Takatori κάθετα στο ρήγμα (Fault Normal) στο φάσμα σχεδιασμού

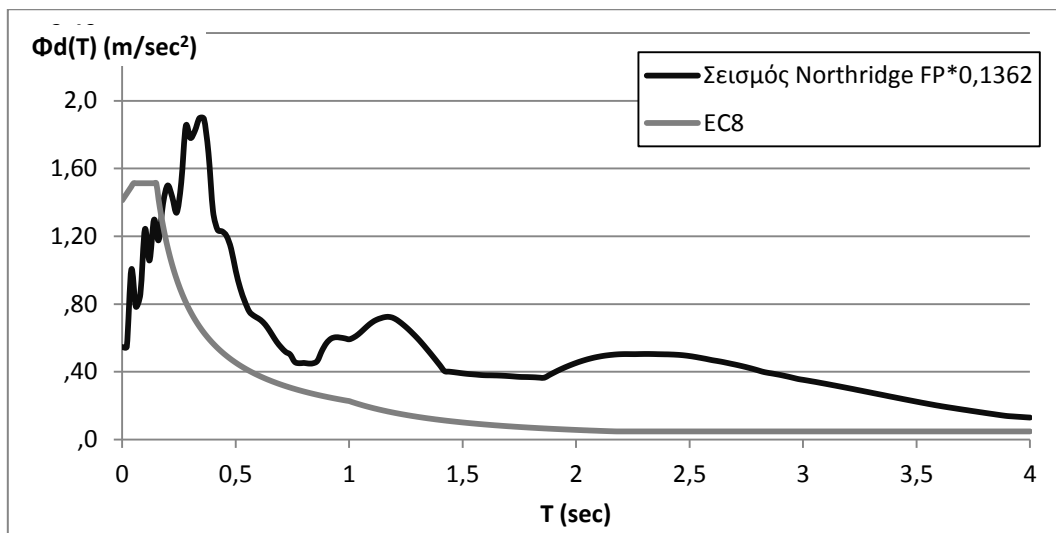


Σχήμα 3.25: Προσαρμοσμένο φάσμα απόκρισης της καταγραφής Kobe, Takatori παράλληλα στο ρήγμα (Fault Parallel) στο φάσμα σχεδιασμού

✓ Northridge, Καλιφόρνια (1994)

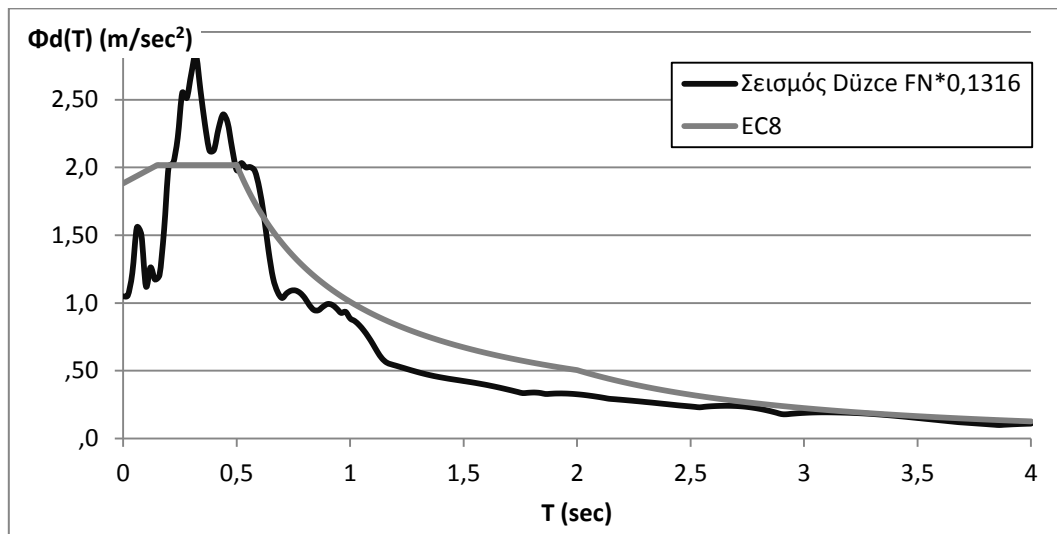


Σχήμα 3.26: Προσαρμοσμένο φάσμα απόκρισης της καταγραφής Northridge, Rinaldi κάθετα στο ρήγμα (Fault Normal) στο φάσμα σχεδιασμού

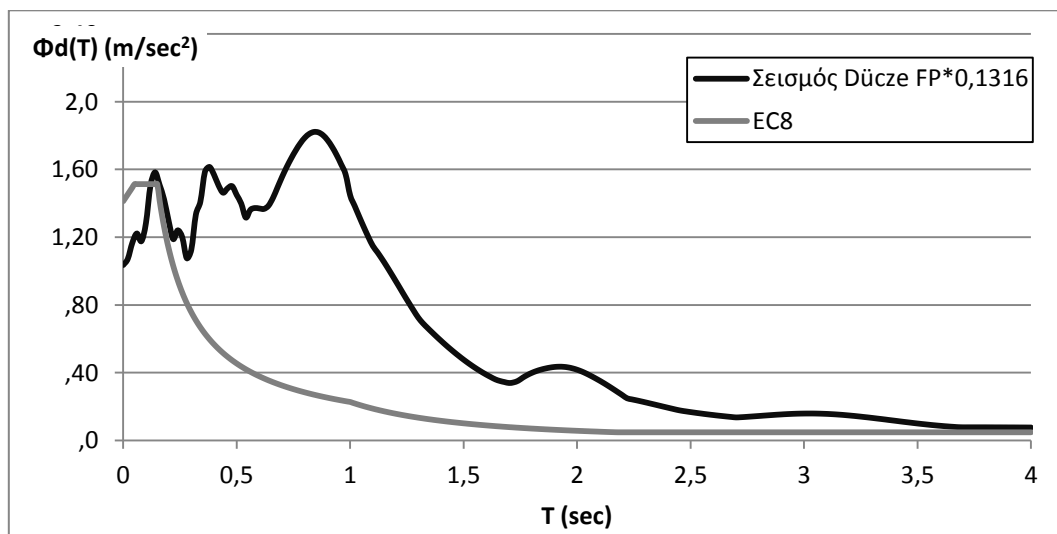


Σχήμα 3.27: Προσαρμοσμένο φάσμα απόκρισης της καταγραφής Northridge, Rinaldi παράλληλα στο ρήγμα (Fault Parallel) στο φάσμα σχεδιασμού

✓ Düzce, Τουρκία (1999)



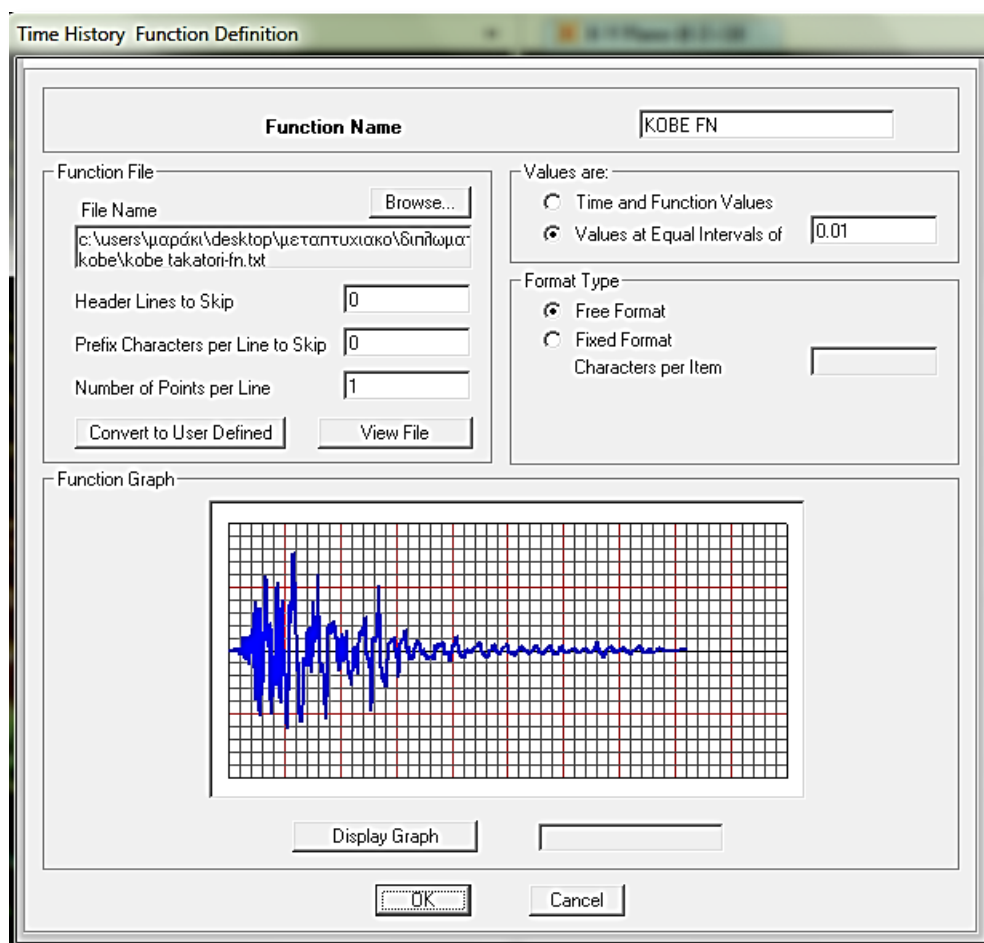
Σχήμα 3.28: Προσαρμοσμένο φάσμα απόκρισης της καταγραφής Düzce, Βολυ κάθετα στο ρήγμα (Fault Normal) στο φάσμα σχεδιασμού



Σχήμα 3.29: Προσαρμοσμένο φάσμα απόκρισης της καταγραφής Düzce, Βολυ παράλληλα στο ρήγμα (Fault Parallel) στο φάσμα σχεδιασμού

Η εισαγωγή των επιταχυνσιογραφημάτων στο λογισμικό SAP2000 μπορεί να γίνει ακολουθώντας τις εντολές που φαίνονται παρακάτω.

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



Σχήμα 3.30: Εισαγωγή επιταχυνσιογραφήματος στο SAP2000

Η δημιουργία των διαφόρων φορτιστικών περιπτώσεων, σε κάθε διεύθυνση, που αφορούν στα φορτία λόγω της σεισμικής διέγερσης γίνεται ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα. Ενδεικτικά παρουσιάζεται η δημιουργία της σεισμικής φόρτισης κατά την κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα του σεισμού του Kobe της Ιαπωνίας, καθορίζοντας τον συνολικό αριθμό των χρονικών βημάτων που επιθυμούμε να χρησιμοποιήσουμε από το επιλεγμένο αρχείο καθώς και το μέγεθος του χρονικού βήματος. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στην επιλογή του συντελεστή προσαρμογής. Ο εκάστοτε συντελεστής που έχει οριστεί εξ αρχής αυτόματα από τη βάση δεδομένων του PEER θα πρέπει επιπλέον να πολλαπλασιαστεί με  $9,81 \text{ m/s}^2$  στην περίπτωση που το αρχείο (.txt) που φορτώνεται στο SAP2000 περιέχει μονάδες επιταχύνσεων σε g.

Define → Load Cases → Add New Load Case

Load Case Data - Linear Modal History

Load Case Name: KOBE FN [Set Def Name] [Modify/Show...]

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

Analysis Type:
 

- Linear
- Nonlinear

Time History Type:
 

- Modal
- Direct Integration

Modal Load Case:
 

- Use Modes from Case: MODAL [ ]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	KOBE FN	1.027
Accel	U1	KOBE FN	1.027

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:
 

- Number of Output Time Steps: 4096
- Output Time Step Size: 0.01

Other Parameters:
 

- Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Σχήμα 3.31: Ορισμός σεισμικής φόρτισης κατά τη διεύθυνση x

### 3.3.3 Συνδυασμοί Δράσεων

Ο γραμμικός συνδυασμός των στατικών και σεισμικών δράσεων, που προκύπτουν από τις τρεις διαφορετικές εδαφικές διεγέρσεις, δημιουργεί τους παρακάτω οκτώ συνδυασμούς φορτίσεων για καθεμία εκ των σεισμικών καταγραφών. Ενδεικτικά παρατίθενται οι οκτώ συνδυασμοί δράσεων της σεισμικής καταγραφής του Kobe επαλληλιζόμενοι με τον στατικό συνδυασμό  $D+0.3L$  που έχει εισαχθεί προγενέστερα στο λογισμικό.

Στη διεύθυνση X:

- $D+0.3L+KOBE_{FN}+0.3KOBE_{FP}$
- $D+0.3L+KOBE_{FN}-0.3KOBE_{FP}$
- $D+0.3L-KOBE_{FN}+0.3KOBE_{FP}$
- $D+0.3L-KOBE_{FN}-0.3KOBE_{FP}$



- Στη διεύθυνση Y:
- $D + 0.3L + 0.3KOBE_{FN} + KOBE_{FP}$
  - $D + 0.3L - 0.3KOBE_{FN} + KOBE_{FP}$
  - $D + 0.3L + 0.3KOBE_{FN} - KOBE_{FP}$
  - $D + 0.3L - 0.3KOBE_{FN} - KOBE_{FP}$

Εν συνεχεία παρουσιάζεται η εισαγωγή του πρώτου εκ των παραπάνω συνδυασμών στο λογισμικό.

Define → Load Combinations → Add New Combo

**Load Combination Data**

**Load Combination Name** (User-Generated)

Notes

**Load Combination Type**

**Options**

**Define Combination of Load Case Results**

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
D+0.3L	Combination	1.
D+0.3L	Combination	1.
KOBE FN	Linear Modal History	1.
KOBE FP	Linear Modal History	0.3

Σχήμα 3.32: Ορισμός χωρικής επαλληλίας σεισμικών φορτίσεων κατά τις δύο διευθύνσεις

### 3.3.3 Αποτελέσματα Γραμμικής Ανάλυσης Χρονοϊστοριών

Τα μέγιστα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη που παρουσιάστηκαν σε κάθε όροφο ανά διεύθυνση, για καθεμία εκ των χρονοϊστοριών παρατίθενται στους ακόλουθους πίνακες.

<b>ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑ ΚΟΒΕ ΤΑΚΑΤΟΡΙ - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ</b>			
<b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ</b>			
<b>ΣΤΑΘΜΗ</b>	<b>U<sub>1</sub> (m)</b>	<b>U<sub>2</sub> (m)</b>	<b>U<sub>3</sub> (m)</b>
ΟΡ. Ε' ΟΡΟΦΟΥ	0,0494	0,0209	-0,0032
ΟΡ. Δ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0422	0,0180	-0,0031
ΟΡ. Γ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0339	0,0145	-0,0029
ΟΡ. Β' ΟΡΟΦΟΥ	0,0247	0,0103	-0,0026
ΟΡ. Α' ΟΡΟΦΟΥ	0,0151	0,0059	-0,0024
ΟΡ. ΙΣΟΓΕΙΟΥ	0,0062	0,0019	-0,0022
ΟΡ. ΥΠΟΓΕΙΟΥ	0,0014	0,0001	-0,0018

Πίνακας 3.8: Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη χρονοϊστορίας Kobe, Takatori κατά τη διεύθυνση x

<b>ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑ ΚΟΒΕ ΤΑΚΑΤΟΡΙ - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ</b>			
<b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ</b>			
<b>ΣΤΑΘΜΗ</b>	<b>U<sub>1</sub> (m)</b>	<b>U<sub>2</sub> (m)</b>	<b>U<sub>3</sub> (m)</b>
ΟΡ. Ε' ΟΡΟΦΟΥ	0,0286	0,0277	-0,0033
ΟΡ. Δ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0242	0,0243	-0,0032
ΟΡ. Γ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0195	0,0200	-0,0029
ΟΡ. Β' ΟΡΟΦΟΥ	0,0142	0,0148	-0,0026
ΟΡ. Α' ΟΡΟΦΟΥ	0,0086	0,009	-0,0024
ΟΡ. ΙΣΟΓΕΙΟΥ	0,0035	0,0034	-0,0022
ΟΡ. ΥΠΟΓΕΙΟΥ	0,0010	0,0002	-0,0019

Πίνακας 3.9: Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη χρονοϊστορίας Kobe, Takatori κατά τη διεύθυνση y

<b>ΧΡΟΝΟΪΟΣΤΟΡΙΑ NORTHRIDGE RINALDI - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ</b>			
<b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ</b>			
<b>ΣΤΑΘΜΗ</b>	<b>U<sub>1</sub> (m)</b>	<b>U<sub>2</sub> (m)</b>	<b>U<sub>3</sub> (m)</b>
ΟΡ. Ε' ΟΡΟΦΟΥ	0,0844	0,0350	0,0037
ΟΡ. Δ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0725	0,0301	0,0043
ΟΡ. Γ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0585	0,0242	0,0048
ΟΡ. Β' ΟΡΟΦΟΥ	0,0426	0,0174	0,0052
ΟΡ. Α' ΟΡΟΦΟΥ	0,0261	0,0103	0,0053
ΟΡ. ΙΣΟΓΕΙΟΥ	0,0108	0,0038	0,0048
ΟΡ. ΥΠΟΓΕΙΟΥ	0,0024	0,0003	-0,0015

Πίνακας 3.10: Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη χρονιόστορίας Northridge, Rinaldi κατά τη διεύθυνση x

<b>ΧΡΟΝΟΪΟΣΤΟΡΙΑ NORTHRIDGE RINALDI - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ</b>			
<b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ</b>			
<b>ΣΤΑΘΜΗ</b>	<b>U<sub>1</sub> (m)</b>	<b>U<sub>2</sub> (m)</b>	<b>U<sub>3</sub> (m)</b>
ΟΡ. Ε' ΟΡΟΦΟΥ	0,0381	0,0333	-0,0032
ΟΡ. Δ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0325	0,0289	-0,0030
ΟΡ. Γ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0260	0,0234	-0,0028
ΟΡ. Β' ΟΡΟΦΟΥ	0,0188	0,0170	-0,0026
ΟΡ. Α' ΟΡΟΦΟΥ	0,0115	0,0103	-0,0023
ΟΡ. ΙΣΟΓΕΙΟΥ	0,0048	0,0040	-0,0022
ΟΡ. ΥΠΟΓΕΙΟΥ	0,0013	0,0003	-0,0018

Πίνακας 3.11: Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη χρονιόστορίας Northridge, Rinaldi κατά τη διεύθυνση y

<b>ΧΡΟΝΟΪΟΣΤΟΡΙΑ DUZCE BOLU - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ</b>			
<b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ</b>			
<b>ΣΤΑΘΜΗ</b>	<b>U<sub>1</sub> (m)</b>	<b>U<sub>2</sub> (m)</b>	<b>U<sub>3</sub> (m)</b>
ΟΡ. Ε' ΟΡΟΦΟΥ	0,0385	0,0233	-0,0031
ΟΡ. Δ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0328	0,0203	-0,0030
ΟΡ. Γ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0264	0,0166	-0,0028
ΟΡ. Β' ΟΡΟΦΟΥ	0,0189	0,0121	-0,0026
ΟΡ. Α' ΟΡΟΦΟΥ	0,0115	0,0072	-0,0023
ΟΡ. ΙΣΟΓΕΙΟΥ	0,0048	0,0027	-0,0022
ΟΡ. ΥΠΟΓΕΙΟΥ	0,0012	0,0001	-0,0018

Πίνακας 3.12: Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη χρονιόστορίας Düzce, Bolu κατά τη διεύθυνση x

ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑ DUZCE BOLU - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ			
ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ			
ΣΤΑΘΜΗ	U <sub>1</sub> (m)	U <sub>2</sub> (m)	U <sub>3</sub> (m)
ΟΡ. Ε' ΟΡΟΦΟΥ	0,0306	0,0418	-0,0031
ΟΡ. Δ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0263	0,0366	-0,0030
ΟΡ. Γ' ΟΡΟΦΟΥ	0,0211	0,0300	-0,0028
ΟΡ. Β' ΟΡΟΦΟΥ	0,0153	0,0220	-0,0025
ΟΡ. Α' ΟΡΟΦΟΥ	0,0092	0,0134	-0,0022
ΟΡ. ΙΣΟΓΕΙΟΥ	0,0042	0,0053	-0,0021
ΟΡ. ΥΠΟΓΕΙΟΥ	0,0012	0,0005	-0,0018

Πίνακας 3.13: Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη χρονιόστορίας Düzce, Bolu κατά τη διεύθυνση y

ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΩΝ- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ					
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ					
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	M <sub>2</sub> (kNm)	M <sub>3</sub> (kNm)
ΙΣΟΓΕΙΟ	-1475,359	224,845	94,717	81,800	140,932
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-1207,977	236,174	100,824	135,062	285,688
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-969,065	245,254	99,503	149,983	353,815
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-733,320	234,882	88,114	143,182	380,019
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-489,002	197,244	61,904	104,208	325,186
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-228,805	258,463	59,754	110,646	482,955
ΔΩΜΑ	-62,083	15,912	-6,184	-12,565	17,272

Πίνακας 3.14: Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων Ε.Α.Χρονιόστορίας στη διεύθυνση x

ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΩΝ- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ					
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ					
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	M <sub>2</sub> (kNm)	M <sub>3</sub> (kNm)
ΙΣΟΓΕΙΟ	-1537,261	185,593	121,878	98,004	136,318
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-1278,579	203,565	123,404	170,469	261,946
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-1036,874	201,116	119,941	183,619	302,618
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-790,301	196,424	101,603	168,825	317,072
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-528,972	167,532	75,713	131,917	270,493
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-248,903	224,338	70,491	132,288	419,047
ΔΩΜΑ	-62,219	14,558	-8,663	-13,070	16,142

Πίνακας 3.15: Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων Ε.Α.Χρονιόστορίας στη διεύθυνση y

Το υποστύλωμα που εμφανίζει τη μεγαλύτερη αξονική ένταση και στις δύο διευθύνσεις, ομοίως με τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής μεθόδου, είναι το υποστύλωμα K12 του ισογείου. Από τα υποστυλώματα του δώματος εκείνο που εμφανίζει τη μεγαλύτερη ένταση αντίστοιχα, είναι το K8 (βλ. Σχήμα 3.12). Τα εντατικά μεγέθη που δίνονται στους παραπάνω πίνακες αφορούν τα αποτελέσματα

του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού στην κάθε διεύθυνση. Έτσι, ο δυσμενέστερος σεισμικός συνδυασμός για τη διεύθυνση x, ήταν αυτός του σεισμού Düzce, Bolu ενώ για τη διεύθυνση y ήταν εκείνος του Kobe, Takatori.

ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΩΝ- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X					
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ					
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	M <sub>2</sub> (kNm)	M <sub>3</sub> (kNm)
ΙΣΟΓΕΙΟ	-1141,914	33,345	160,739	102,561	47,100
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-994,284	53,336	262,721	324,780	77,673
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-880,348	52,378	236,761	361,619	77,761
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-724,829	44,861	207,681	351,088	67,061
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-511,905	37,575	159,642	293,961	56,283
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-271,242	26,839	136,966	273,310	40,463

Πίνακας 3.16: Μέγιστα εντατικά μεγέθη τοιχωμάτων Ε.Α.Χρονοϊστορίας στη διεύθυνση x

ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΩΝ- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y					
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ					
ΣΤΑΘΜΗ	P (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	M <sub>2</sub> (kNm)	M <sub>3</sub> (kNm)
ΙΣΟΓΕΙΟ	-856,946	18,449	320,810	118,067	24,278
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-752,506	30,063	538,203	659,360	42,738
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-711,198	28,361	480,026	753,451	42,042
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-637,521	22,806	413,968	734,089	34,249
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-487,310	15,888	246,607	485,092	24,270
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-274,002	7,151	217,855	474,963	11,173

Πίνακας 3.17: Μέγιστα εντατικά μεγέθη τοιχωμάτων Ε.Α.Χρονοϊστορίας στη διεύθυνση y

Αντίστοιχα, το τοίχωμα που εμφανίζει τη μεγαλύτερη αξονική ένταση και στις δύο διευθύνσεις είναι το τοίχωμα T5 εσωτερικά του ισογείου (βλ. Σχήμα 3.13). Ο δυσμενέστερος σεισμικός συνδυασμός για τη διεύθυνση x, ήταν αυτός του σεισμού Kobe, Takatori ενώ για τη διεύθυνση y ήταν εκείνος του Düzce, Bolu.

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που εμφανίστηκαν στα υποστυλώματα και τα τοιχώματα για τις παραπάνω μεθόδους ανάλυσης. Παρατηρείται, ότι η Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας, αν και με μειωτικούς συντελεστές στο φάσμα απόκρισης δίνει ελαφρώς δυσμενέστερα αποτελέσματα για την αξονική ένταση P των υποστυλωμάτων, ενώ στους ανώτερους ορόφους η Δυναμική Φασματική Μέθοδος, δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα για την τέμνουσα V<sub>2</sub> και τη ροπή M<sub>3</sub> και στις δύο κατευθύνσεις. Αντίστοιχες παρατηρήσεις ισχύουν και για τα εντατικά μεγέθη των τοιχωμάτων.

ΣΥΓΚΡΙΣΗ Δ.Φ.Μ. – Γ.Α.ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΩΝ						
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ						
ΣΤΑΘΜΗ	Ρ (kN)		V <sub>2</sub> (kN)		M <sub>3</sub> (kNm)	
	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.
ΙΣΟΓΕΙΟ	-1420,536	-1475,359	257,665	224,845	140,897	140,932
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-1162,662	-1207,977	255,918	236,174	320,349	285,688
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-934,885	-969,065	261,195	245,254	385,141	353,815
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-708,694	-733,320	247,839	234,882	402,896	380,019
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-472,817	-489,002	209,379	197,244	347,713	325,186
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-221,295	-228,805	263,547	258,463	501,127	482,955
ΔΩΜΑ	-55,573	-62,083	21,978	15,912	22,686	17,272

Πίνακας 3.18: Σύγκριση μέγιστων εντατικών μεγεθών υποστυλωμάτων Δ.Φ.Μ. και Ε.Α.Χ. στη διεύθυνση χ

ΣΥΓΚΡΙΣΗ Δ.Φ.Μ. – Γ.Α.ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΩΝ						
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ						
ΣΤΑΘΜΗ	Ρ (kN)		V <sub>3</sub> (kN)		M <sub>2</sub> (kNm)	
	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.
ΙΣΟΓΕΙΟ	-1420,22	-1537,261	131,916	121,878	106,501	98,004
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-1172,365	-1278,579	136,808	123,404	188,449	170,469
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-950,002	-1036,874	135,353	119,941	205,415	183,619
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-725,440	-790,301	119,919	101,603	194,539	168,825
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-487,172	-528,972	94,329	75,713	158,800	131,917
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-229,842	-248,903	90,318	70,491	166,980	132,288
ΔΩΜΑ	-57,664	-62,219	-1,110	-8,663	-8,397	-13,070

Πίνακας 3.19: Σύγκριση μέγιστων εντατικών μεγεθών υποστυλωμάτων Δ.Φ.Μ. και Ε.Α.Χ. στη διεύθυνση y

ΣΥΓΚΡΙΣΗ Δ.Φ.Μ. – Γ.Α.ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΩΝ						
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ						
ΣΤΑΘΜΗ	Ρ (kN)		V <sub>2</sub> (kN)		M <sub>3</sub> (kNm)	
	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.
ΙΣΟΓΕΙΟ	-1064,615	-1141,914	30,050	33,345	42,593	47,100
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-922,984	-994,284	49,476	53,336	72,037	77,673
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-821,469	-880,348	49,846	52,378	73,920	77,761
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-677,624	-724,829	44,261	44,861	66,029	67,061
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-482,596	-511,905	34,712	37,575	52,050	56,283
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-255,085	-271,242	23,961	26,839	36,167	40,463

Πίνακας 3.20: Σύγκριση μέγιστων εντατικών μεγεθών τοιχωμάτων Δ.Φ.Μ. και Ε.Α.Χ. στη διεύθυνση χ

ΣΥΓΚΡΙΣΗ Δ.Φ.Μ. – Γ.Α.ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΩΝ						
ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ						
ΣΤΑΘΜΗ	Ρ (kN)		V <sub>3</sub> (kN)		M <sub>2</sub> (kNm)	
	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.	Δ.Φ.Μ.	Γ.Α.Χ.
ΙΣΟΓΕΙΟ	-880,852	-856,946	243,800	320,810	132,691	118,067
Α' ΟΡΟΦΟΣ	-777,486	-752,506	389,548	538,203	492,608	659,360
Β' ΟΡΟΦΟΣ	-731,556	-711,198	343,070	480,026	545,826	753,451
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	-634,687	-637,521	295,960	413,968	524,197	734,089
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	-469,824	-487,310	228,162	246,607	440,491	485,092
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	-254,804	-274,002	178,990	217,855	372,741	474,963

Πίνακας 3.21: Σύγκριση μέγιστων εντατικών μεγεθών τοιχωμάτων Δ.Φ.Μ. και Ε.Α.Χ. στη διεύθυνση y





### ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

#### 4.1 Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας – Γενικά

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance - Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Αντίθετα, η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (μέθοδος των δυνάμεων) εξετάζει μόνο τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι βλάβες (ελαστική απόκριση) και δεν ασχολείται με την μετέπειτα συμπεριφορά της κατασκευής, προάγοντας λιγότερο με τον τρόπο αυτό την οικονομικότητα του σχεδιασμού. Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Οι συντελεστές συμπεριφοράς έχουν καθοριστεί από τη γνώση που έχει αποκτηθεί από προηγούμενους σεισμούς και την πειραματική και αναλυτική έρευνα που έχει διεξαχθεί, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η προστασία της ανθρώπινης ζωής και η αποφυγή κατάρρευσης. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτήρια.

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

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των βλαβών έως την οιονεί κατάρρευση. Για το λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη - γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

#### 4.2 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας

##### 4.2.1 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας - Γενικά

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου ενός επιπέδου σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής της κατασκευής» (σεισμός σχεδιασμού) ή την ισοδύναμη περίοδο επανάλληψης αυτού. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο

επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής.

#### 4.2.2 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

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

Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων 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 υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται συγκεντρωτικά υπό μορφή πινάκων ο στόχος της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού ενός κτηρίου για τον φέροντα οργανισμό. Σύμφωνα με αυτόν τον πίνακα λαμβάνεται υπόψη η επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας και ταυτόχρονα η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιοει κατάρρευσης
1. 10%	A1	B1	Γ1
2. 50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 4.1: Στόχοι σεισμικής ικανότητας φέροντος οργανισμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

#### 4.2.3 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3

Στον πίνακα που ακολουθεί φαίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάληψης του Ευρωκώδικα 8. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι 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 4.2: 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. Σχηματικά, η φιλοσοφία σχεδιασμού φαίνεται στον πίνακα που ακολουθεί (Πίνακας 4.3), όπου κάθε τετράγωνο αντιπροσωπεύει ένα στόχο σχεδιασμού, ενώ οι διαγώνιες γραμμές αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα κριτήρια σχεδιασμού. Έτσι, η γραμμή 1-3 καθορίζει τον βασικό σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η γραμμή 2-3 αντιστοιχεί σε ένα σχεδιασμό με μικρότερο σεισμικό κίνδυνο και θα μπορούσε να αντιστοιχεί σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας. Ο σχεδιασμός σύμφωνα με τη γραμμή 3-3 είναι αρκετά συντηρητικός και θα μπορούσε να εφαρμοστεί σε κατασκευές εξαιρετικά μεγάλης σπουδαιότητας που επιβάλλεται να παραμένουν λειτουργικές και μετά από κάποιο σεισμικό γεγονός. 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	Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικρή (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί)	3	3	3

Πίνακας 4.3: Καθορισμός στόχων σχεδιασμού

### 4.3 Φέροντα και Μη – Φέροντα Στοιχεία

Όλα εκείνα τα στοιχεία της κατασκευής τα οποία συμβάλουν στην δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτήριο ή παραλαμβάνουν τις οριζόντιες φορτίσεις οι οποίες οφείλονται κυρίως στις σεισμικές διεγέρσεις μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε φέροντα ή μη - φέροντα.

Ως φέροντα, χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που συμβάλουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων (π.χ. υποστυλώματα, δοκάρια, τοιχία κλπ.), ενώ ως μη - φέροντα χαρακτηρίζονται όλα τα υπόλοιπα επιμέρους στοιχεία ή φορείς τα οποία δεν χαρακτηρίζονται από αυτή την ιδιότητα, δηλαδή δεν συμμετέχουν σε σημαντικό βαθμό στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων της κατασκευής.

Αυτή η διάκριση γίνεται με στόχο να διαφοροποιηθούν οι έλεγχοι για την κάθε κατηγορία στοιχείου έτσι ώστε να μην καταλήξει ο μελετητής στο συμπέρασμα ότι ένα κτήριο δεν είναι επαρκές λόγω της αστοχίας κάποιων μεμονωμένων στοιχείων, τα οποία δεν είναι καθοριστικά για την ευστάθεια του.

### 4.4 Στάθμες Επιτελεστικότητας Φέροντος και Μη – Φέροντος Οργανισμού

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη - φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας (π.χ. ATC-40).

#### A. Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό (Immediate Occupancy)

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

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

Στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, ως πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας χρησιμοποιείται η *Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (Limit State of Damage Limitation)*, η οποία δεν ταυτίζεται ακριβώς με τη στάθμη *Άμεση Χρήση*, αλλά αναφέρεται σε λίγο μεγαλύτερες βλάβες. Για το σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η στάθμη *Άμεση Χρήση* συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάλληψης 72 χρόνια (50% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια) ενώ η στάθμη *Περιορισμού βλαβών* με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάλληψης 225 χρόνια (20% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).

## **B. Προστασία Ζωής (Life Safety)**

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (Στάθμη Β), αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων (μικροί τραυματισμοί, οι οποίοι όμως δεν αποτελούν κίνδυνο απώλειας ζωής, μπορεί να συμβούν) ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή.

Όσον αφορά στα μη - φέροντα στοιχεία (Στάθμη Β), αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής, είτε λόγω πτώσης αντικειμένων είτε λόγω δευτερογενών αιτιών, όπως διαφυγή τοξικών ουσιών, αστοχία συστημάτων υψηλής πίεσης, κίνδυνος πρόκλησης πυρκαϊάς, κλπ.

Η στάθμη αυτή στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 αναφέρεται ως *Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (Limit State of Significant Damage)*. Σύμφωνα με αυτήν, 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. Ο φορέας μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης, ωστόσο η επισκευή του φορέα πιθανόν να είναι αντιοικονομική.

## **Γ. Οιοική Κατάρρευση (Structural Stability)**

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (Στάθμη Γ), αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη - επισκευάσιμες κατά πλειονότητα βλάβες. Ο φέρον οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η πλευρική δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Γι' αυτό υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης σε μετασεισμικούς. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων εντός και εκτός αυτής. Για τη επανάχρηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

Όσον αφορά στα μη - φέροντα στοιχεία (Στάθμη Γ), αναμένονται σημαντικές βλάβες, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ακόμη και την πτώση τους.

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

### **4.5 Συνδυασμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής**

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

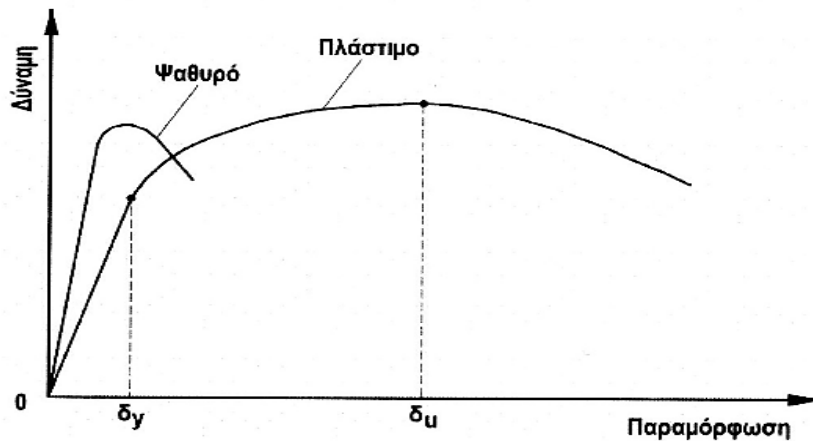
		Στάθμη επιτελεσματικότητας φέροντος οργανισμού		
		Περιορισμός βλαβών (Α)	Σημαντικές βλάβες (Β)	Οιονεί κατάρρευση (Γ)
Στάθμη επιτελεσματικότητας μη-φερόντων στοιχείων	Περιορισμός βλαβών (α)	Ai – αι Συνιστάται για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας σε συνδυασμό με Bi-βι	Bi - αι	Δεν συνιστάται
	Σημαντικές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

Πίνακας 4.4: Συνδυασμένοι στόχοι σεισμικής ικανότητας

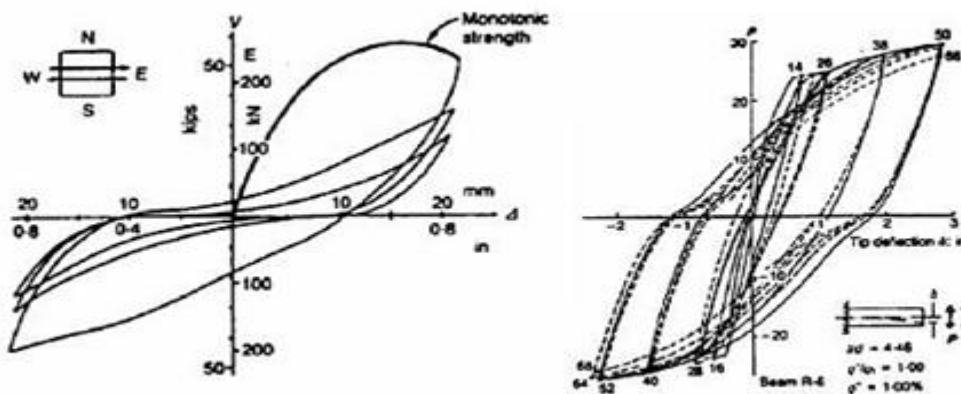
## 4.6 Καθορισμός Σταθμών Επιτελεσματικότητας

### 4.6.1 Η Έννοια της Πλαστιμότητας και της Πλαστικής Άρθρωσης

Ο όρος πλαστιμότητα αναφέρεται στην ικανότητα μιας κατασκευής, μέλους ή υλικού να υποστεί πλαστικές παραμορφώσεις σε μικρό ή μεγάλο βαθμό, χωρίς απώλεια ή μείωση της φέρουσας ικανότητας. Τα υλικά τα οποία δεν έχουν αυτή την ικανότητα χαρακτηρίζονται ως ψαθυρά υλικά (π.χ. το άοπλο σκυρόδεμα), ενώ αντιθέτως υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως όλκιμα (π.χ. ο χάλυβας). Η πλαστιμότητα αποτελεί απαραίτητο χαρακτηριστικό για τις σύγχρονες αντισεισμικές κατασκευές καθώς καθορίζει την ικανότητα απορρόφησης και έκλυσης ενέργειας από την κατασκευή σε έναν ισχυρό σεισμό με τη μορφή πλαστικών παραμορφώσεων και συνεπώς την κατάρρευση ή όχι αυτής. Αυτό γίνεται φανερό από το γεγονός πως οι περισσότεροι συντελεστές που χρησιμοποιούνται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς προϋποθέτουν ότι ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα εξουδετερωθεί ως έργο πλαστικής παραμόρφωσης, δηλαδή ότι η κατασκευή θα μπει στην ανελαστική περιοχή. Στα ακόλουθα σχήματα (Σχήμα 4.1 και 4.2) παρουσιάζεται η συμπεριφορά μελών με ψαθυρή και πλάστιμη συμπεριφορά τόσο σε μονοτονική φόρτιση όσο και σε ανακυκλιζόμενη.



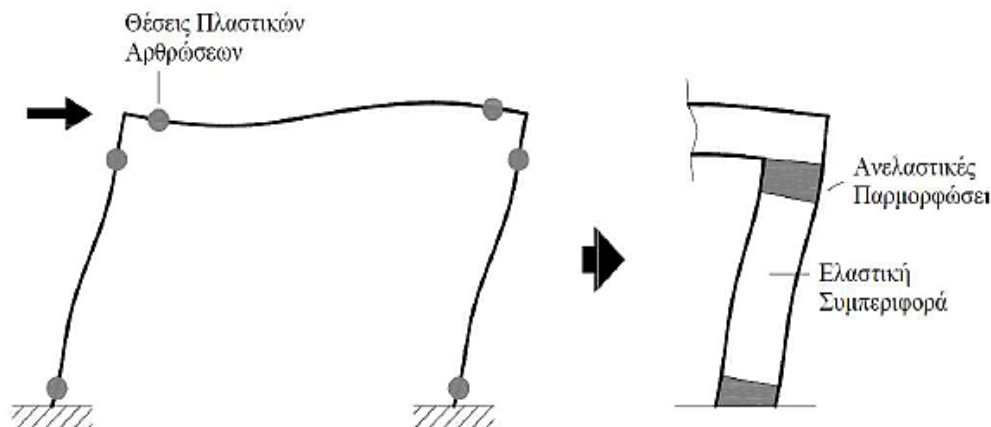
Σχήμα 4.1: Συμπεριφορά ψαθυρού και πλάστιμου μέλους υπό μονοτονική φόρτιση



Σχήμα 4.2: Συμπεριφορά ψαθυρού και πλάστιμου μέλους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Από τα παραπάνω σχήματα είναι πολύ εύκολο να διακρίνουμε πως η πλάστιμη συμπεριφορά επιτρέπει μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις, χωρίς την ταυτόχρονη πτώση της αντοχής, και παράλληλα ικανότητα απορρόφησης και έκλυσης της σεισμικής ενέργειας μέσα από σταθερού πλάτους βρόχους υστέρησης. Αντιθέτως η ψαθυρή συμπεριφορά χαρακτηρίζεται έντονα από γρήγορη πτώση της αντοχής σε σχέση με την παραμόρφωση και κυρίως στην ανακυκλιζόμενη φόρτιση (σεισμική φόρτιση) μέσα σε λίγες ανακυκλήσεις το ψαθυρό μέλος έχει χάσει μεγάλο ποσοστό της φέρουσας ικανότητάς του.

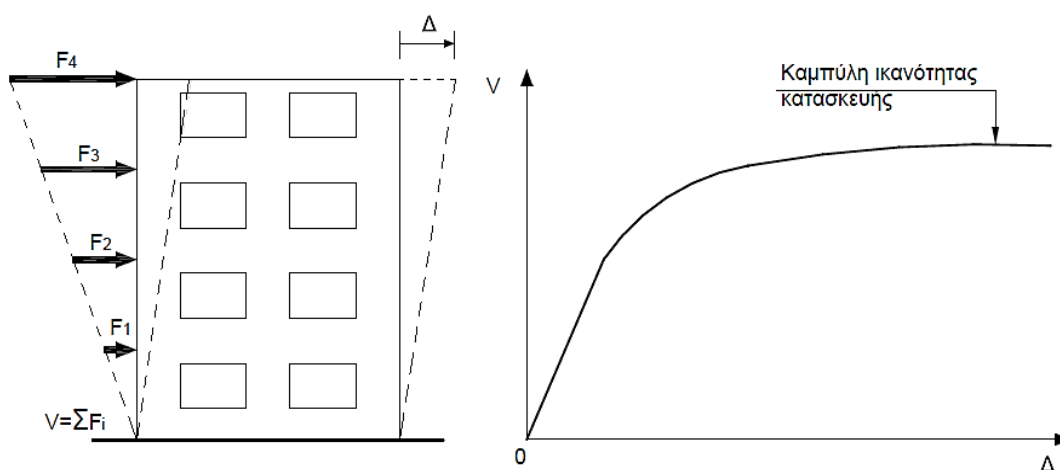
Το φορτίο στο οποίο μπορεί να αντισταθεί μια πλάστιμη κατασκευή αυξάνεται λόγω της ανακατανομής της έντασης που λαμβάνει χώρα κατά το σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων. Ως πλαστικές αρθρώσεις ορίζονται τα συγκεκριμένου μήκους τμήματα στα άκρα κάθε μέλους, στα οποία αναπτύσσονται ανελαστικές παραμορφώσεις. Όσο αυξάνεται η τιμή των επιβαλλόμενων οριζόντιων φορτίων που επιβάλλονται κατά τη μη γραμμική στατική ανάλυση υπό αυξανόμενη ένταση, τα μέλη της κατασκευής διαρρέουν σταδιακά, δηλαδή μεγαλώνουν τα ακραία τμήματα στα άκρα του μέλους που επιτρέπουν την ανελαστική συμπεριφορά. Το υπόλοιπο τμήμα κάθε μέλους συμπεριφέρεται όμοια με πριν, δηλαδή ελαστικά.



Σχήμα 4.3: Θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στο σώμα της κατασκευής

#### 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 επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. 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, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.



Σχήμα 4.4: Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής



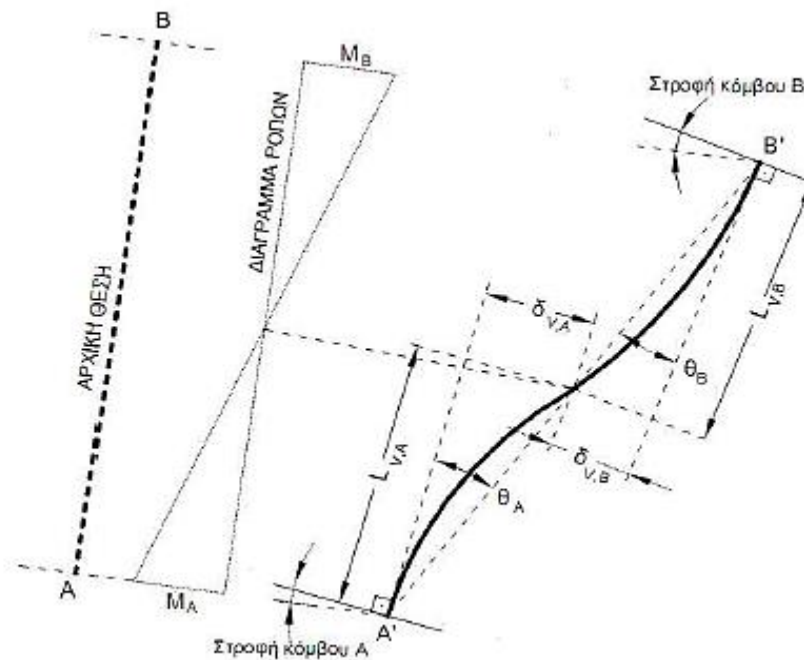
### 4.6.3 Καμπύλη «F-δ» Δομικού Στοιχείου ή Διατομής

Το πρώτο βήμα της παραπάνω διαδικασίας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων «F-δ» που σχετίζουν εντατικά μεγέθη του εκάστοτε μέλους (F), με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις αυτού (δ). Τα εντατικά μεγέθη F που μπορούν να χρησιμοποιηθούν είναι δυνάμεις και ροπές, ενώ οι σχετικές μετακινήσεις δ είναι παραμορφώσεις, καμπυλότητες και στροφές. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η καμπυλότητα,  $1/r$ , αντίστοιχα. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η τέμνουσα δύναμη, V και η γωνιακή παραμόρφωση,  $\gamma$ , αντίστοιχα.

Γενικά, ως μέγεθος έντασης F επιλέγεται εκείνο που εκφράζει την κύρια μορφή έντασης που δημιουργείται στα στοιχεία μίας κατασκευής λόγω της σεισμικής δράσης. Έχει επικρατήσει η συμπεριφορά ενός στοιχείου να εκφράζεται σε όρους ροπής κάμψης, M και γωνίας στροφής χορδής,  $\theta$  στα άκρα του στοιχείου γιατί 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.

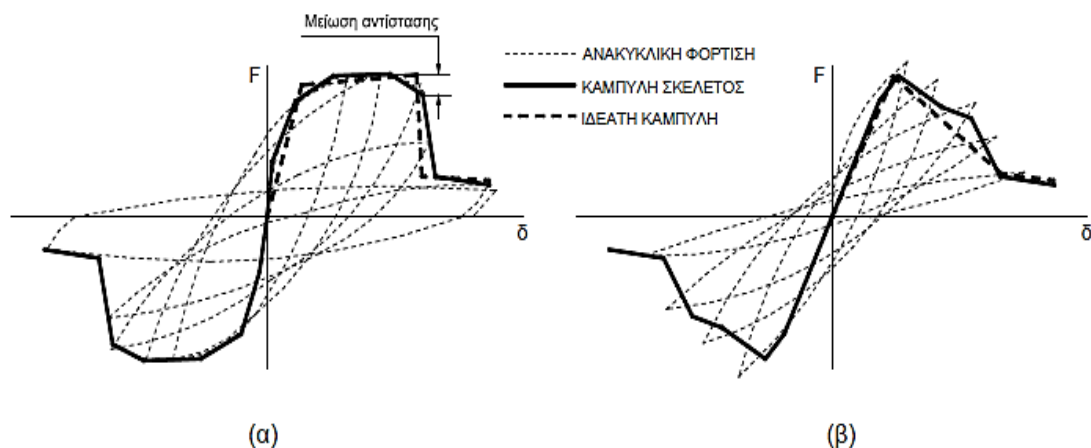
Η γωνία  $\theta$  ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρον υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρον του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. Με άλλα λόγια, η γωνία  $\theta$  ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που 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  $\delta_v$  είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.



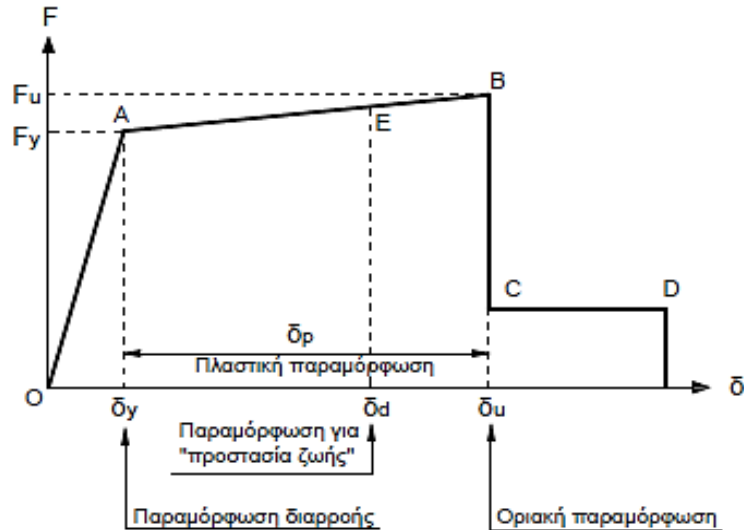
Σχήμα 4.5: Γωνία στροφής χορδής στοιχείου

Η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου θεωρείται ότι μπορεί να εκφραστεί από την καμπύλη – σκελετό της συμπεριφοράς (περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης) κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Το αντιπροσωπευτικό συνεπώς γράφημα της συμπεριφοράς ενός δομικού στοιχείου προσεγγίζει την περιβάλλουσα των τριών πρώτων πλήρων ανακυκλήσεων για κάθε επιβαλλόμενη παραμόρφωση. Από την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης διακρίνεται η μετάβαση από την ελαστική στην ανελαστική συμπεριφορά καθώς και η μείωση της αντίστασης μετά την θεωρητική αστοχία.



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

Η συνηθέστερη μορφή ιδεατού διαγράμματος «F-δ» που αντικαθιστά την περιβάλλουσα των βρόχων είναι ένα πολυγραμμικό διάγραμμα στο οποίο οι δύο πρώτοι γραμμικοί κλάδοι αντιπροσωπεύουν την ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά του στοιχείου αντίστοιχα. Ο ελαστικός κλάδος φτάνει μέχρι τη διαρροή της κρίσιμης διατομής και στη συνέχεια, ο ανελαστικός κλάδος μέχρι την θεωρητική αστοχία του στοιχείου. Ακολουθεί ο κλάδος που αντιστοιχεί στην εναπομένουσα αντοχή μετά την αστοχία στον οποίο η φέρουσα ικανότητα μειώνεται εξαιρετικά και φτάνει περίπου σε ποσοστό 20% της οριακής αντοχής.



Σχήμα 4.7: Ιδεατή καμπύλη «F-δ» δομικών στοιχείων

Στους διάφορους κανονισμούς δίνονται οδηγίες υπολογισμού των χαρακτηριστικών σημείων. Γενικώς, οι κλάδοι αυτού του διαγράμματος ορίζονται ως εξής:

**A. Οιονεί Ελαστικός Κλάδος και Διαρροή (Τμήμα OA)**

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας OA ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση. Η ρηγμάτωση αγνοείται γιατί οι περισσότερες μέθοδοι αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς απαιτούν διγραμμικό διάγραμμα «F-δ» για το σύνολο της κατασκευής. Το σημείο A αντιστοιχεί στην παραμόρφωση διαρροής  $\delta_y$  ή στην καμπυλότητα διαρροής  $(1/r)_y$  ή εναλλακτικά στη γωνία στροφής χορδής  $\theta_y$ . Η τιμή των  $F_y$ ,  $\delta_y$  κατά τη διαρροή επιτρέπεται να καθορίζεται αγνοώντας την επιρροή της σεισμικής δράσης στην τιμή της αξονικής δύναμης του δομικού στοιχείου, δηλαδή με βάση την τιμή της αξονικής δύναμης λόγω των κατακόρυφων δράσεων.

**B. Μετελαστικός Κλάδος (Τμήμα AB)**

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (Σημείο B) όπου και παρατηρείται αισθητή απομείωση της αντίστασης. Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας,  $\delta_u$ , που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων. Συνήθως, στην καμπύλη – σκελετό (περιβάλλουσα βρόχων υστέρησης) το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης (δηλαδή του μεγέθους F) κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της. Η αντίσταση F αναφέρεται σε ένταση λόγω εγκάρσιας φόρτισης, όπως αυτή που προκαλείται από τη σεισμική δράση και επομένως αστοχία λόγω σημαντικής πτώσης της αντίστασης δε μειώνει απαραίτητα την ικανότητα ανάληψης φορτίων βαρύτητας. Ένα ακόμα μέγεθος του διαγράμματος συμπεριφοράς είναι η πλαστική παραμόρφωση  $\delta_p$  που 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 μετελαστικός κλάδος της καμπύλης «F-δ» ως οριζόντιος μέχρι την παραμόρφωση αστοχίας του στοιχείου. Δε λαμβάνεται δηλαδή υπόψη πιθανή αύξηση της αντοχής μετά τη διαρροή και πρακτικά για την απεικόνιση της σχέσης έντασης παραμόρφωσης αρκεί ο προσδιορισμός της θεωρητικής διαρροής και της αστοχίας, δηλαδή της εξάντλησης της φέρουσας ικανότητας.

#### Γ. Κλάδος Απομένουσας Αντίστασης (Τμήμα CD)

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας,  $\delta_u$ , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει περαιτέρω σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρείται ότι το στοιχείο χάνει ολοκληρωτικά τη φέρουσα ικανότητά του. Η τιμή της απομένουσας αντίστασης είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής στις περιπτώσεις του μελετάται η συμπεριφορά του συνόλου ενός δομήματος και μόνο.

#### Δ. Στάθμες Επιτελεστικότητας (Σημείο E)

Στην καμπύλη «F-δ» του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις,  $\delta_d$ . Στο παραπάνω σχήμα (Σχήμα 4.7), το σημείο E αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία Ζωής*. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας, E, δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστυλώματα, δοκοί κλπ.), τον τρόπο αστοχίας (δηλαδή εάν η συμπεριφορά είναι πλάστιμη ή ψαθυρή) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον. Σε περιπτώσεις πλάστιμων στοιχείων (όταν το στοιχείο διαρρέει σε κάμψη πριν να διαρρεύσει σε διάτμηση), κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό και ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων (όταν η διαρροή σε διάτμηση προηγείται αυτής σε κάμψη) 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.3.2.4, (6)), η ικανότητα παραμόρφωσης των δοκών, των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων, ορίζεται σε όρους στροφής χορδής  $\theta$ . Η οριακή τιμή της συνολικής ικανότητας στροφής χορδής (ελαστικό και ανελαστικό μέρος)  $\theta_{um}$ , μελών από σκυρόδεμα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση μπορεί να υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right) \quad (4.1)$$

όπου:

$\theta_y$  είναι η στροφή της χορδής στη διαρροή όπως ορίζεται από τη σχέση ()

$\varphi_u$  είναι η οριακή καμπυλότητα στην ακραία διατομή

- $\varphi_y$  είναι η καμπυλότητα διαρροής στην ακραία διατομή
- $\gamma_{el}$  ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με 2,0 για τα πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία και ίσος με 1,0 για τα δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία
- $L_v$  είναι η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών και λαμβάνεται ως ο λόγος ροπής / διάτμησης στην ακραία διατομή,  $L_v = M / V$

Εναλλακτικά το μήκος  $L_v$  εκτιμάται ως εξής:

- ✓ Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το  $L_v$  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, το  $L_v$  μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα της δοκού,  $L_v = L$ .
- ✓ Σε υποστυλώματα, το  $L_v$  μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό της καθαρής απόστασης δοκών με τις οποίες το υποστυλόμετρο συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο κάμψης,  $L_v = L / 2$ .
- ✓ Στα τοιχώματα, το  $L_v$  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 το οποίο μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$L_{pl} = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_b f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}} \quad (4.2)$$

όπου  $h$  είναι το ύψος της διατομής και  $d_b$  είναι η (μέση) διάμετρος του εφελκόμενου οπλισμού.

Η στροφή της χορδής στη διαρροή για πλάστιμα στοιχεία υπολογίζεται από τη σχέση:

- ✓ 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:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{a_v z}{3} + 0.002 \left( 1 - 0.125 \frac{L_v}{h} \right) + 0.13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (4.4)$$

όπου:

- $a_v z$  είναι το μήκος μετατόπισης του διαγράμματος των ροπών κάμψης με
- $z$  το 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, και
- $a_v = 1$  εάν η διατμητική ρηγμάτωση αναμένεται να προηγηθεί της καμπτικής διαρροής στην ακραία διατομή, διαφορετικά  $a_v = 0$

- $f_y$  είναι η τάση διαρροής του χάλυβα που προκύπτει απευθείας ως μέση τιμή από επί τόπου δοκιμές
- $f_c$  είναι η τάση διαρροής του σκυροδέματος που προκύπτει απευθείας ως μέση τιμή από επί τόπου δοκιμές

Η διαθέσιμη γωνία πλαστικής στροφής  $\theta_{um}^{pl}$  μιας κρίσιμης περιοχής δίνεται από τη 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 στροφή χορδής σε διαρροή  $\theta_y$ .

#### Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)

Η ικανότητα στροφής της χορδής η οποία αντιστοιχεί σε σημαντική βλάβη  $\theta_{SD}$  μπορεί να θεωρείται ότι είναι τα 3/4 της οριακής στροφής χορδής  $\theta_{um}$  που δίνεται στην (4.1).

#### Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC)

Η ικανότητα δίνεται από τη συνολική στροφή χορδής  $\theta_{um}$ .

### **4.6.5 Ενεργός Δυσκαμψία Στοιχείων Ω.Σ.**

είναι γνωστό ότι όταν μία διατομή σκυροδέματος βρίσκεται υπό τη δράση εφελκυστικών τάσεων ρηγματώνεται. Συνεπώς υπάρχει ένα τμήμα της το οποίο δε συμμετέχει στην ανάληψη των τάσεων και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση της δυσκαμψίας, αφού η ενεργός διατομή του μειώνεται.

Το λογισμικό δεν λαμβάνει αυτόματα υπόψη τη μείωση της δυσκαμψίας, οπότε πρέπει να εισαχθεί από το χρήστη η πληροφορία αυτή για κάθε διατομή στοιχείου. Υπολογίζεται το ποσοστό της διατομής που είναι ενεργό στην ανάληψη τάσεων 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 κάθε διατομής. Η ακριβής σχέση υπολογισμού της ενεργούς δυσκαμψίας γίνεται από τον παρακάτω τύπο:

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

όπου,

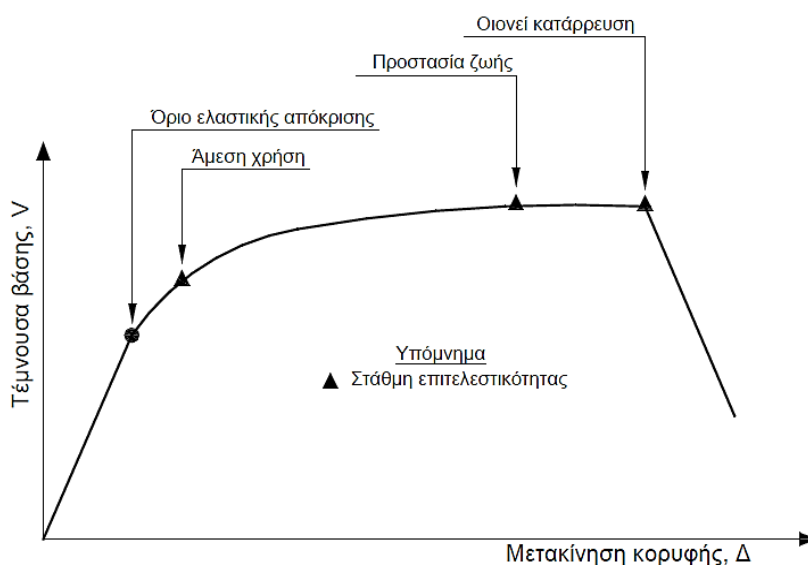
$M_y, \theta_y$ : η ροπή και η γωνία στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου

$L_v$ : η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών όπως ορίστηκε διεξοδικά στην § 4.6.4.

Εν συνεχεία, ο λόγος αυτός τίθεται στα *modifiers* κάθε διατομής, στη θέση του *moment of inertia around 3* για τις δοκούς, αφού ο άξονας 3 είναι ο κύριος άξονας αυτών και στη θέση του *moment of inertia around 3 and around 2* για τα υποστύλωματα, αφού αυτά υπόκεινται σε διαξονική κάμψη υπό αξονική δύναμη.

#### 4.6.6 Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες «F-δ» 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 για όλη την κατασκευή, όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα (Σχήμα 4.8).



Σχήμα 4.8: Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Στην προσπάθεια βοήθειας του μηχανικού σε τέτοιου είδους κρίσεις – αξιολογήσεις ο Ευρωκώδικας 8 παρέχει μία σαφή διαφοροποίηση των στοιχείων μιας κατασκευής σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα.

Ως κύρια μέλη θεωρούνται μόνο εκείνα που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια του υπό σεισμικά φορτία. Η διάκριση των μελών αποσκοπεί στο να διαφοροποιούνται οι έλεγχοι σε κάθε κατηγορία στοιχείων. Τα δευτερεύοντα μέλη επιτρέπεται να αναπτύσσουν μεγαλύτερες μετακινήσεις και ως ένα βαθμό μεγαλύτερο ποσοστό βλαβών το οποίο να μπορεί να θεωρηθεί ανεκτό. Ως επακόλουθο,

μεμονωμένες αστοχίες πρακτικά ασήμαντων ως προς την ευστάθεια υπό σεισμικά φορτία μελών, δεν θα επηρεάζουν κατ' αυτόν τον τρόπο την αξιολόγηση της κατασκευής. Τα επιτρεπτά επίπεδα παραμόρφωσης μπορούν δηλαδή να αυξηθούν αν για παράδειγμα μια τέτοια ομάδα μεμονωμένων μελών που υπερβαίνει τη στοχευόμενη κατά τη μελέτη επιτελεστικότητα θεωρηθούν ως δευτερεύοντα. Μετά τον διαχωρισμό των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, μπορούν να οριστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής, π.χ. ως τα σημεία πάνω στην καμπύλη ικανότητας που το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φθάνει στην αντίστοιχη στάθμη.



### ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

#### 5.1 Ανελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης – Γενικά

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται στη διαδικασία αποτίμησης ενός υφιστάμενου δομήματος στοχεύουν στο ρεαλιστικότερο προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, λαμβάνοντας υπόψη τις ανακατανομές των εσωτερικών εντάσεων λόγω των προκαλούμενων βλαβών στα επιμέρους στοιχεία (πλαστικοποιήσεων των ακραίων διατομών τους), δηλαδή λόγω της εισόδου της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή.

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που θα εφαρμοστούν στη συνέχεια για την αποτίμηση της επιλεγμένης κατασκευής είναι:

1. Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Static Pushover Analysis)
2. Ανελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας (Non – Linear Time History Analysis)

#### 5.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Static Pushover Analysis)

##### 5.2.1 Γενικά

##### 5.2.1.1 Ορισμός και Στόχος

Η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Static Pushover Analysis) θα μπορούσε να οριστεί ως εξής: «Ένα προσομοίωμα που άμεσα ενσωματώνει μη - γραμμικότητες υλικού μετατοπίζεται μέχρι κάποιας στοχευόμενης μετακίνησης, ενώ υπολογίζονται οι εσωτερικές παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη. Τα μη - γραμμικά χαρακτηριστικά των επιμέρους στοιχείων της κατασκευής προσομοιώνονται άμεσα. Το προσομοίωμα της κατασκευής υπόκειται σε 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 μετακίνηση που αναμένεται κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού».

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

### 5.2.1.2 Βασικές Παραδοχές

Σύμφωνα με την παράγραφο §5.7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι βασικές παραδοχές της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι οι εξής:

1. Το προσομοίωμα του κτηρίου πρέπει να συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη - γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.
2. Το προσομοίωμα αυτό 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 ικανότητας της κατασκευής (Σχήμα 4.4), η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης ( $V - Sd$ ) χαρακτηριστικού σημείου της κατασκευής (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στην κορυφή του (§ 5.2.1.4). Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
3. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτηρίου (§ 4.2).
4. Όταν δεν πραγματοποιείται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση,  $\delta_i$ ) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτηρίου. Προϋπόθεση για να ισχύει η παραδοχή αυτή είναι η δυναμική απόκριση του κτηρίου να κυριαρχείται από την πρώτη ιδιομορφή.
5. Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως περιγράφονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8.

Στις επόμενες παραγράφους (§ 5.2.1.7) θα γίνει μία σύντομη αναφορά των μεθόδων αυτών στην παρούσα εργασία όμως ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης θα γίνει αυτόματα από το λογισμικό SAP2000.

### 5.2.1.3 Προϋποθέσεις Εφαρμογής της Μεθόδου

Όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, συνιστάται να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.). Αναφέρεται άλλωστε ρητά στο Κεφάλαιο 3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ότι «Πριν από οποιαδήποτε μελέτη ή κατασκευή επέμβασης, απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφιστάμενου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστήσουν 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 ιστορικού της κατασκευής και της συντήρησής του, η καταγραφή των τυχόν βλαβών, καθώς και η εκτέλεση επιτόπου διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων». Ανάλογα με την πληθώρα και την ποιότητα των

πληροφοριών που διατίθενται για τον υφιστάμενο φορέα καθορίζεται η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) και ακολούθως ανάλογα με τη Σ.Α.Δ. που έχει αποδοθεί επιλέγονται και οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας τόσο για τις δράσεις όσο και για τα δεδομένα των υφιστάμενων και/ή προστιθέμενων υλικών. Κατά τον Ευρωκώδικα 8 οι απαιτήσεις είναι σχεδόν οι ίδιες με μικρές διαφοροποιήσεις στον καθορισμό της Σ.Α.Δ. (ή κατά τον EC8 του Επιπέδου Γνώσης – Knowledge Level).

Σύμφωνα με τα ανωτέρω και λαμβάνοντας υπόψη πως δεν υπήρξε η δυνατότητα πραγματοποίησης επιτόπου αποτίμησης βλαβών και μετρήσεων για τη διαπίστωση της αντοχής των υλικών στην υφιστάμενη κατασκευή, η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων χαρακτηρίζεται ως «Ικανοποιητική».

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  $S_e(T)$  του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1 ( $q = 1$ ).

Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση ανεξαρτήτως δε των λοιπών προϋποθέσεων εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων. Δηλαδή, εφόσον εφαρμόζεται η μέθοδος του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς ( $q$ ), αυτός μπορεί να λαμβάνεται αυξημένος κατά 25%, ενώ αν εφαρμόζεται η μέθοδος των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας ( $m$ ) η αύξηση του 25% αφορά στις τιμές που καθορίζονται στα Κεφάλαια 4 και 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

#### **5.2.1.4 Καθορισμός Κόμβου Ελέγχου**

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

#### **5.2.1.5 Κατανομή Οριζόντιων Σεισμικών Φορτίων**

Όσον αφορά στα οριζόντια στατικά φορτία θα πρέπει να εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατόν)

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

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

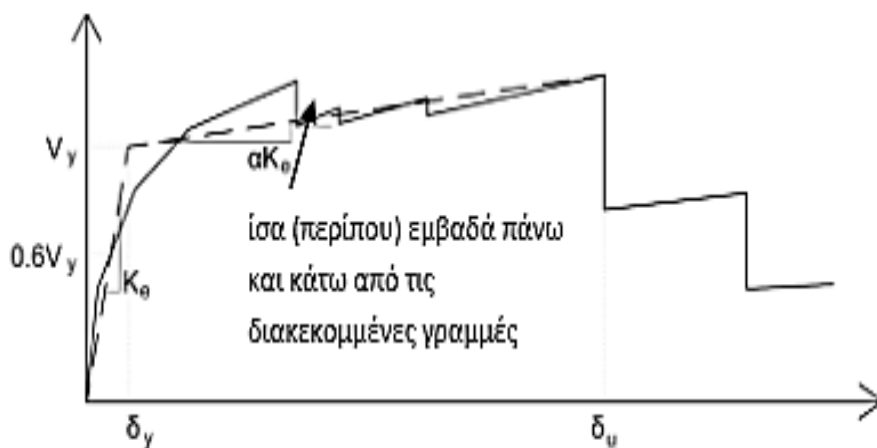
- i. *Ομοιόμορφη*, αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
- ii. *Ιδιομορφική*, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική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

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

#### **5.2.1.6 Εξιδανικευμένη Καμπύλη Ικανότητας (Δύναμης – Μετακίνησης)**

Όπως προαναφέρθηκε σκοπός της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι ο καθορισμός της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων με τη δημιουργία της ιδεατής καμπύλης ικανότητας «F - δ» έκαστου δομικού μέλους και ακολούθως της καμπύλης ικανότητας της συνολικής κατασκευής. Η καμπύλη ικανότητας εκφράζει τη μη – γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου φορτίου και της μετακίνησης της κορυφής του φορέα. Ο καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται επί της καμπύλης ικανότητας, καθώς επιβάλλονται σταδιακά αυξανόμενα οριζόντια φορτία στην κατασκευή, σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο, και τα δομικά μέλη σταδιακά διαρρέουν και σχηματίζουν πλαστικές αρθρώσεις μέχρι και την ενδεχόμενη οριστική απώλεια των αντοχών τους.

Η εξιδανικευμένη καμπύλη ικανότητας (σχέση δύναμης – μετακίνησης) συνιστάται να είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου  $K_e$  και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με  $K_s = a \cdot K_e$ . Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορούν να προσδιορίζονται γραφικά, με οδηγό 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: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία,  $K_s$ , 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,  $\alpha$ , του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της μη – γραμμικής καμπύλης ικανότητας που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας,  $\delta_u$ , πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της ανηγμένης κλίσης πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν), αλλά να μην ξεπερνά την τιμή 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). Απλοποιητικά, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστικότητας του κτηρίου, η μεν κλίση  $K_s$  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 μέσω των οποίων εκτιμάται η σεισμική απαίτηση προσδιορίζουν τη μέγιστη αναμενόμενη μετελαστική μετακίνηση για ένα σύστημα μέσω του υπολογισμού της μετακίνησης ενός ισοδύναμου γραμμικού ελαστικού συστήματος. Η στοχευόμενη μετακίνηση του μονοβάθμιου συστήματος όπως προκύπτει, ανάγεται σε μετακίνηση του αντίστοιχου πολυβάθμιου και ελέγχεται η επιτελεσματικότητα 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 λόγω της χρήσης ανελαστικών φασμάτων για την εύρεση της σεισμικής απαίτησης.

#### ✓ Δημιουργία Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος

Στον καθορισμό του ισοδύναμου γραμμικού συστήματος είναι πολύ σημαντική η επιλογή της καθ' ύψους κατανομής της φόρτισης των οριζόντιων προσαυξητικών φορτίων στους ορόφους του κτηρίου κατά τη μεθοδολογία διεξαγωγής της καμπύλης

ικανότητας. Με την επιλογή του μελετητή μπορεί να χρησιμοποιηθεί ομοιόμορφη ή τριγωνική κατανομή φορτίων, κατανομή σύμφωνα με την πρώτη μόνο ιδιομορφή ή και με επιρροή ανώτερων ιδιομορφών. Επιπλέον, στη στατική προσαυξητική ανάλυση η οριζόντια κατανομή της πλευρικής φόρτισης δύναται να μεταβάλλεται συνεχώς με το χρόνο, όπως επίσης θα γίνεται και με τη δυσκαμψία των μελών του υπό μελέτη κτηρίου καθώς αυτά διαρρέουν σταδιακά.

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

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

όπου,  $V = \sum F_i$  είναι η τέμνουσα βάση. Οι συντελεστές  $\varphi_i$  δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής. Σημειώνεται, όμως, ότι αντί της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και οποιαδήποτε άλλη κατανομή μετακινήσεων, αντιπροσωπευτική της αναμενόμενης παραμόρφωσης της κατασκευής. Συνήθως, οι τιμές των  $\varphi_i$  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:

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

όπου

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

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

$\Gamma$ : 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,

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

Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού (Σχέση 5.2), η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβαθμίου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν ισούται με την 1<sup>η</sup> ιδιοπερίοδο του πολυβαθμίου, ακόμη και εάν οι συντελεστές  $\varphi_i$  ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1<sup>ου</sup> ιδιοδιανύσματος.

Η σχέση (5.2) χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του κτηρίου σε φάσμα ικανότητας (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβαθμίου σε ADRS (Acceleration - Displacement Response Spectrum) μορφή. Η μετατροπή αυτή γίνεται χρησιμοποιώντας τις παρακάτω σχέσεις:

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

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

όπου:

$V$  : τέμνουσα βάσης πολυβαθμίου

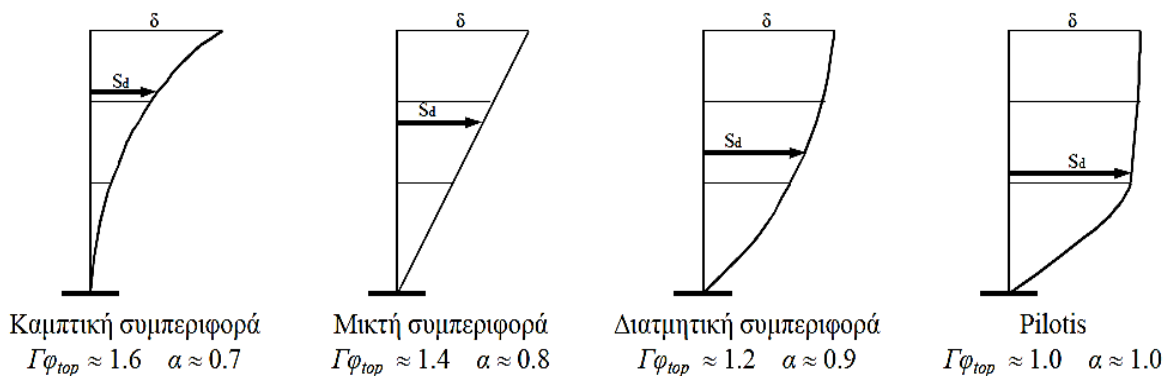
$m_{ολ}$  : συνολική μάζα πολυβαθμίου

$\alpha$  : ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης, που δίνεται από τη σχέση:

$$\alpha = \frac{[\sum m_i \varphi_i]^2}{m_{ολ} \cdot \sum m_i \varphi_{i2}} = \frac{\Gamma \cdot \sum m_i \varphi_i}{m_{ολ}} = \Gamma \frac{m^*}{m_{ολ}} \quad (5.7)$$

$\Delta$  : μετακίνηση κορυφής

Ενδεικτικές τιμές των συντελεστών  $\alpha$  για διάφορους τρόπους συμπεριφοράς κτηρίων παρουσιάζονται στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 5.2: Τιμές συντελεστή  $\alpha$  για χαρακτηριστικούς τρόπους συμπεριφοράς

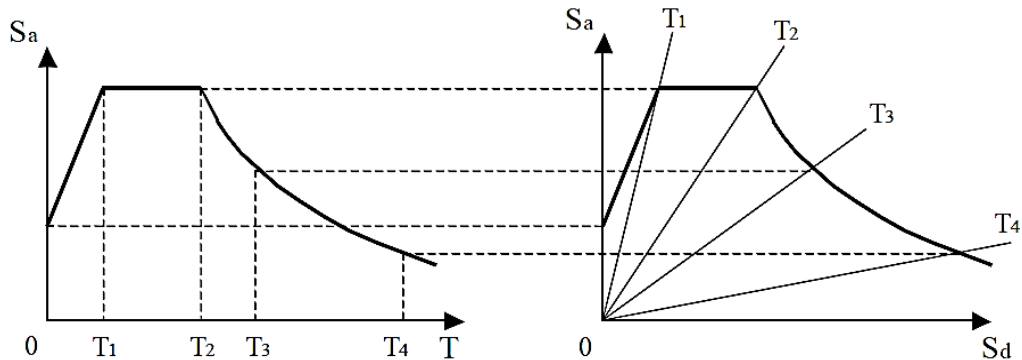
### ✓ Μέθοδος του Φάσματος Ικανότητας του ATC-40

Στη μέθοδο αυτή, η οποία αποτελεί τη πιο διαδεδομένη από αυτές που αναφέρονται στις κανονιστικές διατάξεις του ATC-40, συγκρίνονται γραφικά η καμπύλη ικανότητας 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

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

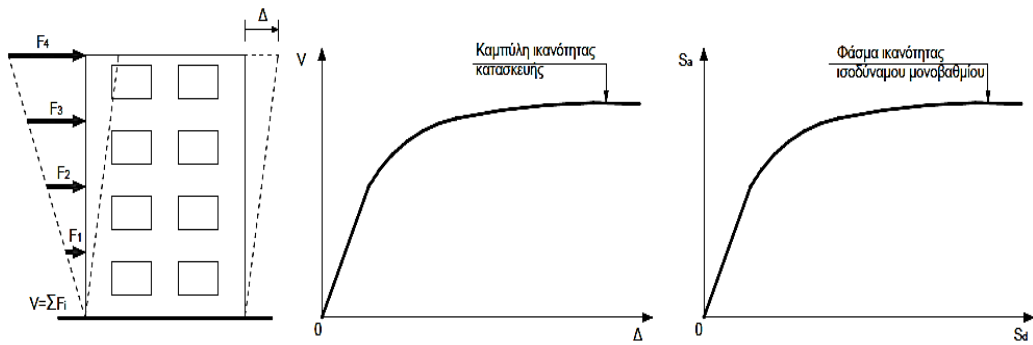
Ακτινικές γραμμές από το (0,0) έχουν σταθερή περίοδο

Σχήμα 5.3: Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε ADRS μορφή

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 μονοβαθμίου συστήματος.

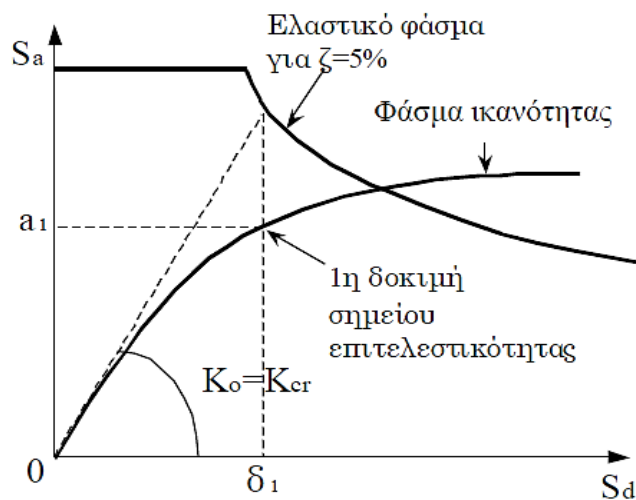




Σχήμα 5.4: Δημιουργία της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής και του φάσματος ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε ADRS μορφή

Βήμα 3: Εύρεση 1<sup>ο</sup> σημείου δοκιμών.

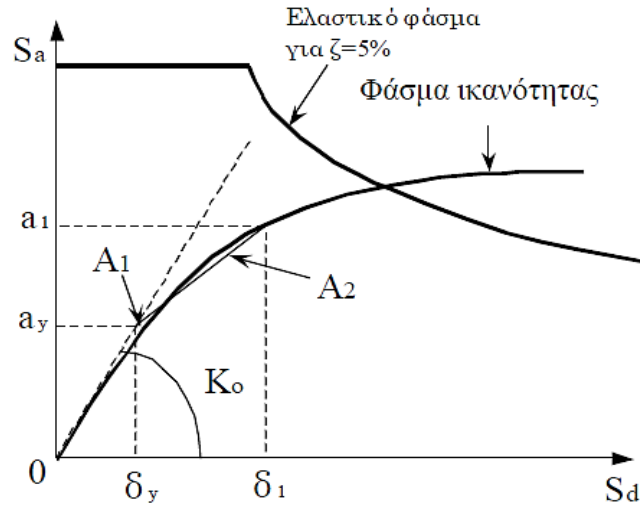
Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση  $\zeta=5\%$  υπολογίζεται η μετακίνηση  $\delta_1$  για τη δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση  $\delta_1$  υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα ικανότητας και η αντίστοιχη επιτάχυνση  $a_1$ . Η μετακίνηση  $\delta_1$  είναι η τιμή που θα προέκυπτε από τη θεώρηση ίσης μετακίνησης μεταξύ του ελαστικού και ανελαστικού συστήματος.



Σχήμα 5.5: Εύρεση 1<sup>ο</sup> σημείου δοκιμών

Βήμα 4: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας.

Από το 1<sup>ο</sup> 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,  $\delta_y$  αντίστοιχα.



Σχήμα 5.6: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας

Βήμα 5: Υπολογισμός ενεργούς απόσβεσης

Η ενεργός απόσβεση μπορεί να γραφτεί ως:

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

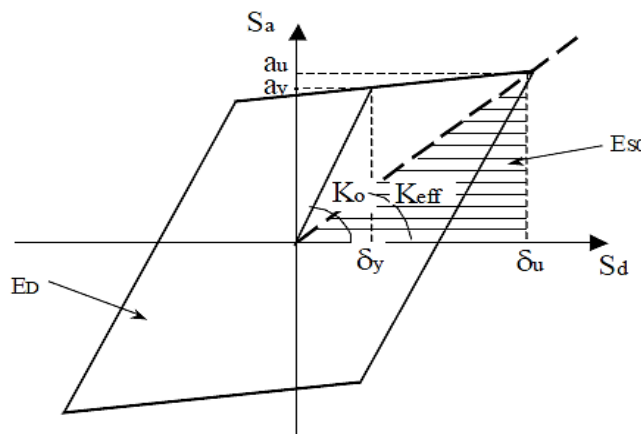
όπου:

$\zeta_{ελ}$  : απόσβεση κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά (= 0.05 για Ω.Σ.)

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

Για τον υπολογισμό της υστερητικής απόσβεσης προτείνεται η σχέση του Chorga (1995), η οποία βασίζεται στη σχέση των ενεργειών του ελαστοπλαστικού και του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος:

$$\zeta_{υστ} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}} \Rightarrow \zeta_{υστ} = \frac{0.637 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u} \quad (5.9)$$



Σχήμα 5.7: Υπολογισμός υστερητικής απόσβεσης κατά Chorga

Η σχέση του Chorga υπερεκτιμά την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας και κατασκευές χωρίς καλή πλάσιμη συμπεριφορά. Γι' αυτό, στο ATC-40 προτείνεται η χρήση ενός διορθωτικού συντελεστή  $\kappa$ , ανάλογα με την ποιότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την αναμενόμενη σεισμική διέγερση. Οι τύποι συμπεριφοράς της κατασκευής καθώς και οι συντελεστές  $\kappa$  δίνονται 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 κτηρίων

Τύπος συμπεριφοράς	$\zeta_{\text{ιστ}}$ (%)	$\kappa$
A	$\leq 16.25$	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  $\kappa$

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

$$\zeta_{\text{eff}} (\%) = 5 + \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (a_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot \delta_1} \quad (5.10)$$

#### Βήμα 6: Απομείωση ελαστικού φάσματος απόκρισης

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

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln \zeta_{\text{eff}}}{2.12} \geq SR_{A,\text{min}} \quad (5.11)$$

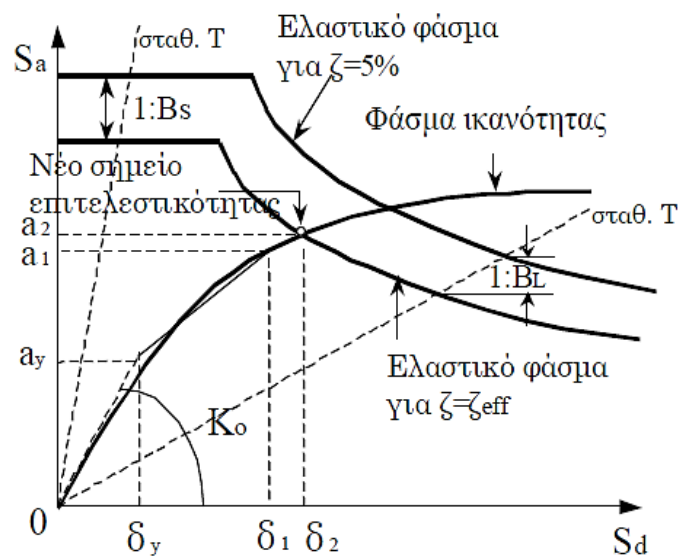
$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln \zeta_{eff}}{1.65} \geq SR_{V,min} \quad (5.12)$$

στα τμήματα που αντιστοιχούν σε σταθερή επιτάχυνση και σταθερή ταχύτητα, αντίστοιχα. Οι ελάχιστες τιμές των συντελεστών δίνονται στον ακόλουθο πίνακα

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 επιτελεσματικότητας. Η προβολή αυτού του σημείου στους άξονες  $S_a$  και  $S_d$  ορίζει την νέα επιτάχυνση,  $a_2$  και τη νέα μετακίνηση,  $\delta_2$  αντίστοιχα.



Σχήμα 5.8: Κατασκευή ελαστικού φάσματος απόκρισης για  $\zeta = \zeta_{eff}$  και εύρεση νέου σημείου επιτελεσματικότητας

### Βήμα 7: Έλεγχος σύγκλισης

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

$$0.95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1.05 \cdot \delta_1 \quad (5.13)$$

Εάν το κριτήριο δεν ικανοποιείται, τίθενται  $a_1 = a_2$  και  $\delta_1 = \delta_2$  και επαναλαμβάνεται η διαδικασία από το 5<sup>ο</sup> βήμα. Εάν το κριτήριο ικανοποιείται, η μετακίνηση  $\delta_2$

αντιστοιχεί στη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση  $\delta^*$  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 μέσω της σχέσης (5.6) και εξετάζεται η ένταση γι' αυτήν τη μετακίνηση σε όλα τα μέλη της κατασκευής καθώς και η ικανοποίηση των ελέγχων ασφαλείας. Ελέγχεται επιπλέον η ένταση (ή παραμόρφωση) των μελών συγκριτικά με αυτήν που ορίζεται από την καθορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας.

#### ✓ **Μέθοδος των Συντελεστών**

Και η μέθοδος των συντελεστών αποτελεί μία μέθοδο που στοχεύει στον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής, της μέγιστης δηλαδή αναμενόμενης ανελαστικής μετακίνησης αυτής. Η μέθοδος αυτή που περιγράφεται στη FEMA 356 και τον ATC-40 αποτελεί την πιο εύχρηστη από της μεθόδους καθώς δεν απαιτεί επαναληπτική διαδικασία για την εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης όπως επίσης και μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε όρους φασματικών μεγεθών. Όπως και στη μέθοδο του φάσματος ικανότητας του ATC-40 και εδώ απαιτείται μετατροπή του πολυβάθμιου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, το οποίο όμως χρησιμοποιείται χωρίς να αναφέρεται ρητά. Η μέθοδος περιγράφεται με τη βοήθεια των ακόλουθων βημάτων.

#### Βήμα 1: Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας

#### Βήμα 2: Διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας (§ 5.2.1.6)

#### Βήμα 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 τιμής της χρησιμοποιείται η σχέση:

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

όπου,

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

$K_i$ : αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία

$K_e$ : ισοδύναμη ενεργός πλευρική δυσκαμψία, η οποία υπολογίζεται κατά την κατασκευή της εξιδανικευμένης καμπύλης «F - δ».

#### Βήμα 4: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης, $\delta_i$ .

Η στοχευόμενη μετακίνηση,  $\delta_i$ , απλοποιητικά μπορεί να λαμβάνεται ως η μετακίνηση ενός ισοδύναμου ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτηρίου υποβαλλόμενη στην ίδια σεισμική

διέγερση. Για να είναι αποδεκτή όμως η αντιστοίχιση αυτή πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μέσω κατάλληλων δεικτών συμπεριφοράς οι διαφοροποιήσεις που συναντώνται κατά τη μετάβαση, όπως είναι 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 καθώς και η επιρροή των φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξεως στη μετακίνηση. Όλα τα παραπάνω λαμβάνονται υπόψη με τους συντελεστές  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  και  $C_3$ . Η στοχευόμενη μετακίνηση κορυφής μιας κατασκευής υπολογίζεται μέσω της σχέσης:

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

όπου

$S_a$ : η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του EC8–1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ενεργό ιδιοπερίοδο της κατασκευής  $T_e$  (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμψής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα) και,

σύμφωνα με FEMA 356 οι τιμές των παραμέτρων ορίζονται ως ακολούθως:

$C_0$ : συντελεστής που συνδέει την πραγματική μετακίνηση,  $\delta_t$ , της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα με τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα,  $S_d$ , με δυσκαμψία  $K_e$  ( $S_d = (T_e^2/4\pi^2) \cdot \Phi_e$ ). Για τον υπολογισμό του συντελεστή μπορούν να χρησιμοποιούνται οι τιμές  $\phi_i$  που αντιστοιχούν στην 1<sup>η</sup> ιδιομορφή ή οι τιμές που αντιστοιχούν στην παραμόρφωση του κτηρίου όταν συμβαίνει η στοχευόμενη μετακίνηση. Εναλλακτικά μπορούν να λαμβάνονται απευθείας από τον παρακάτω πίνακα.

Αριθμός ορόφων	Διαμητικά κτήρια		Λοιπά κτήρια
	Τριγωνική κατανομή φορτίων	Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων	Οποιαδήποτε κατανομή φορτίων
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Πίνακας 5.4: Τιμές του συντελεστή  $C_0$

$C_1$ : συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού ( $C_1 = \delta_{inel} / \delta_{el}$ ), σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$C_1 = 1.0 \quad \text{για} \quad T_e \geq T_s$$

$$C_1 = \frac{1+(R-1) \cdot T_s / T_e}{R} \quad \text{για} \quad T_e < T_s \quad (5.16)$$

Επίσης ισχύει:  $C_1 \leq 1.5$  για  $T_e \leq 1.0 \text{sec}$  και  $C_1 \geq 1.0$ .

Στις παραπάνω σχέσεις ισχύει:

$T_s$ : η περίοδος που ορίζεται από το σημείο τομής του τμήματος του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση (οριζόντιο τμήμα) με αυτό που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα (φθίνων κλάδος), δηλαδή  $T_s = T_c$  κατά EC8

$R$ : ο συντελεστής συμπεριφοράς που εκφράζει το λόγο της ελαστικής απαίτησης προς τη δύναμη διαρροής, ο οποίος υπολογίζεται από τη σχέση:

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

όπου,

$S_a$ : φασματική επιτάχυνση σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο,  $T_e$

$V_y$ : τέμνουσα διαρροής σύμφωνα με τη διγραμμική απεικόνιση της καμπύλης ικανότητας

$W$ : συνολικό βάρος της κατασκευής

$C_m$ : συντελεστής που δηλώνει την ενεργό μάζα και μπορεί να λαμβάνεται ίσος με το λόγο της  $1^{ης}$  ιδιομορφικής μάζας προς τη συνολική μάζα ή σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα.

Αριθμός ορόφων	Πλαισιακά κτήρια από Ω.Σ.	Τοιχωματικά κτήρια από Ω.Σ.	Κτήρια από Ω.Σ. τύπου ανεστρ. εκκρεμούς	Πλαίσια παραλαβής ροπών από χάλυβα	Πλαίσια από χάλυβα με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	Πλαίσια από χάλυβα με έκκεντρους συνδέσμους	Άλλος τύπος
1 - 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3+	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Πίνακας 5.5: Τιμές του συντελεστή  $C_m$

$C_2$ : διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του τη μορφή των βρόχων υστέρησης της ανελαστικής συμπεριφοράς. Οι τιμές του  $C_2$  για διάφορους τύπους συστημάτων και διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας δίνονται στον Πίνακα 5.6. Εναλλακτικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τιμή  $C_2=1.0$ .

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 5.6: Τιμές του συντελεστή  $C_2$

Τύπου 1 θεωρούνται οι κατασκευές στις οποίες περισσότερο από το 30% της τέμνουσας σε κάθε όροφο αναλαμβάνεται από οποιονδήποτε συνδυασμό των εξής στοιχείων: Τυπικά πλαίσια παραλαβής ροπών, πλαίσια με μεταλλικούς συνδέσμους, πλαίσια με ημιάκαμπτες συνδέσεις, πλαίσια με μεταλλικούς συνδέσμους που παραλαμβάνουν μόνο εφελκυστικές δυνάμεις, άοπλη τοιχοποιία ενώ Τύπου 2 θεωρούνται όλες οι υπόλοιπες κατασκευές.

Για ενδιάμεσες τιμές ιδιοπεριόδων γίνεται γραμμική παρεμβολή.

$C_3$ : διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξεως ( $P-\Delta$ ). Λαμβάνεται ίσος με:

$C_3 = 1.0$  για θετική κλίση του μετελαστικού κλάδου ( $K_s > 0$ )

$C_3 = 1 + \frac{|a| \cdot (R-1)^{3/2}}{T_e}$  για αρνητική κλίση του μετελαστικού κλάδου ( $K_s < 0$ )

όπου  $a = K_s / K_e$

Η τιμή του συντελεστή  $C_3$  δεν χρειάζεται να υπερβαίνει την τιμή  $C_3 \leq 1 + 5 \frac{(\theta-1)}{T_e}$

όπου  $\theta$  ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (βλ. EC8-1).

Στη συνήθη περίπτωση (για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα και από τοιχοποιία), όπου  $\theta < 0.1$ , λαμβάνεται  $C_3 = 1.0$ .

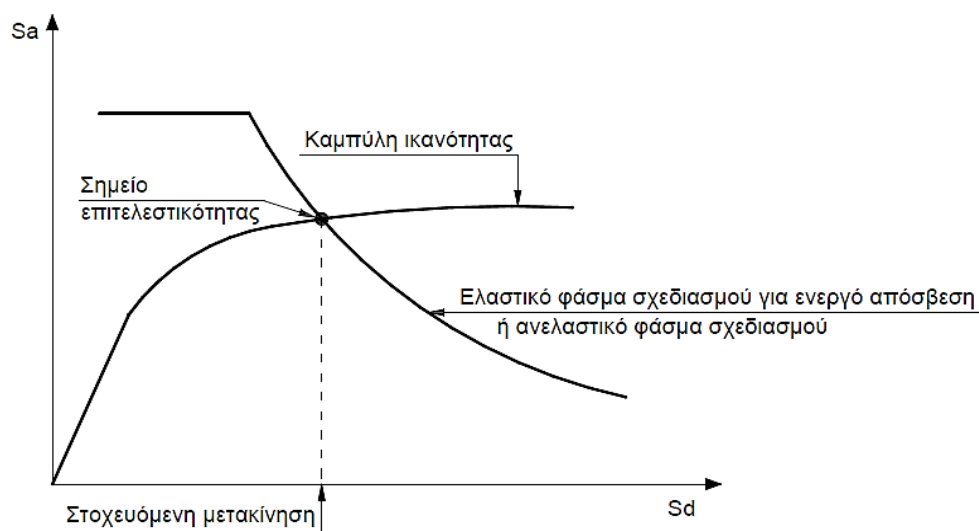
Πρέπει να σημειωθεί στο σημείο αυτό ότι ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα SAP2000 το οποίο υπολογίζει την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής και δίνει το διάγραμμα ADRS σύμφωνα με τη μέθοδο ATC-40 όπως παρουσιάστηκε παραπάνω.

### 5.2.1.8 Υπολογισμός Σημείου Επιτελεστικότητας

Στη γενική της διατύπωση, η διαδικασία προσδιορισμού του σημείου επιτελεστικότητας με τις περισσότερες εκ των παραπάνω μεθόδων (§ 5.2.1.7) είναι η ακόλουθη. Αρχικά σχεδιάζεται το διάγραμμα ικανότητας (Capacity Curve) και το διάγραμμα απαίτησης (ή διάγραμμα φασματικής απόκρισης ADRS), (Demand Curve). Στη συνέχεια τα παραπάνω διαγράμματα μετατρέπονται σε όρους φασματικών επιταχύνσεων και φασματικών μετακινήσεων. Το σημείο



επιτελεστικότητα (Performance Point) αντιστοιχεί στην τομή της καμπύλης φασματικής πλέον ικανότητας της κατασκευής, με την απομειωμένη εκείνη καμπύλη φασματικής απόκρισης που αντιστοιχεί ωστόσο στο ίδιο ποσοστό δρώσας απόσβεσης και για τα δύο διαγράμματα.



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 κτηρίου και η τέμνουσα βάσης. Εναλλακτικά αν αναφερθούμε σε όρους πλαστιμοτήτων  $\mu$ , η στοχευόμενη μετακίνηση ορίζεται από το σημείο τομής των διαγραμμάτων για το οποίο ο δείκτης πλαστιμότητας που προκύπτει από το διάγραμμα ικανότητας ισούται με τον αντίστοιχο δείκτη για το διάγραμμα απαίτησης. Η βασική παραδοχή των παραπάνω ανελαστικών μεθόδων είναι η αντιμετώπιση του μη - γραμμικού συστήματος με ένα ισοδύναμο γραμμικό. Συνδεδετικό στοιχείο κατά την αντιστοίχιση αυτή αποτελεί η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση του μονοβάθμιου συστήματος.

## 5.2.2 Εφαρμογή της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

### 5.2.2.1 Ορισμός των Κριτηρίων Αστοχίας των Υλικών

Αρχικά γίνεται στο λογισμικό ο ορισμός των μη - γραμμικών χαρακτηριστικών των υλικών, του σκυροδέματος και του χάλυβα. Ως κριτήριο αστοχίας της ζώνης διαρροής σκυροδέματος ορίστηκε η τιμή  $\varepsilon_c = 2\%$  ενώ για την αστοχία της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος ορίστηκε η τιμή  $\varepsilon_{cu} = 3.5\%$ . Για τον χάλυβα ως κριτήριο αστοχίας ορίστηκε η τιμή  $\varepsilon_{su} = 2.0\%$ .

Η εισαγωγή τους στο λογισμικό SAP2000 επιτυγχάνεται ακολουθώντας τις παρακάτω εντολές.

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

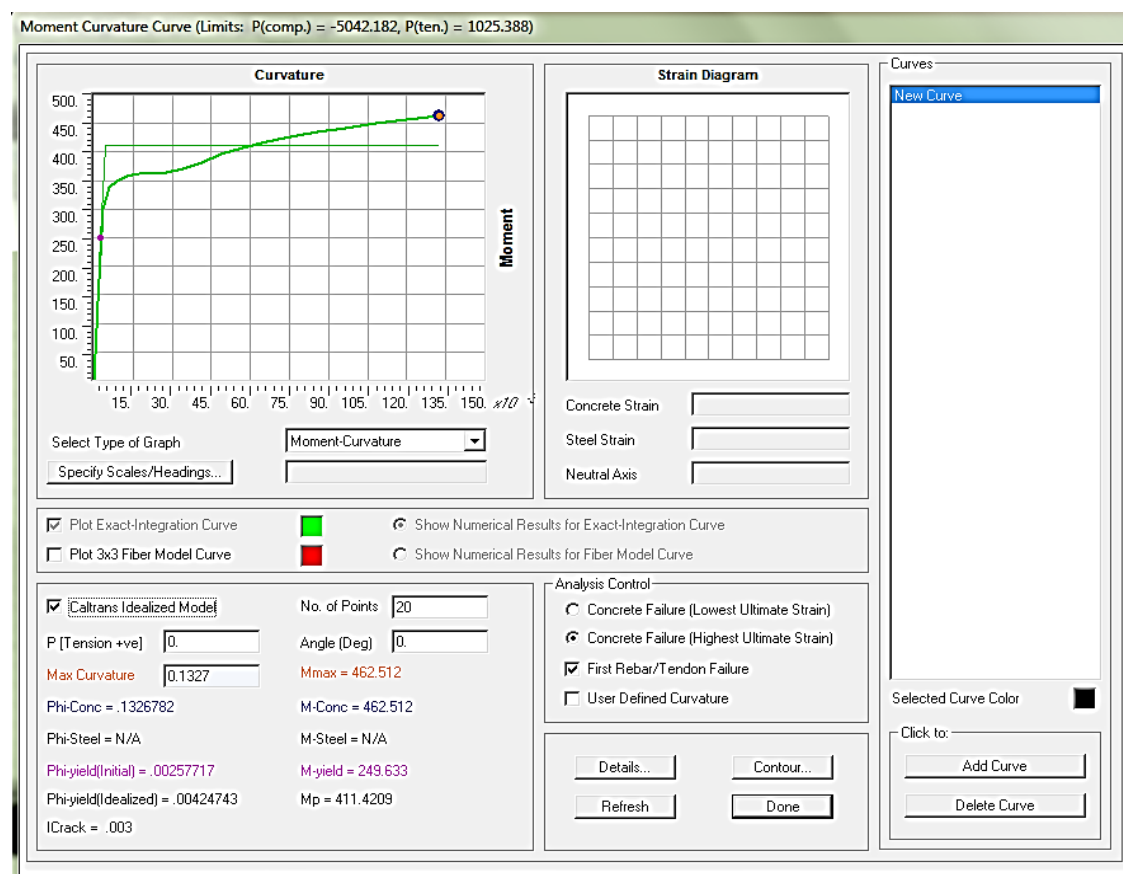
Σχήμα 5.10: Εισαγωγή κριτηρίων αστοχίας σκυροδέματος

Σχήμα 5.11: Εισαγωγή κριτηρίων αστοχίας χάλυβα

### 5.2.2.2 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,  $\varphi_y$  και  $\varphi_u$  αντίστοιχα, καθώς και οι ροπές διαρροής και αστοχίας,  $M_y$  και  $M_u$  αντίστοιχα, καθεμιάς εξ αυτών.

Ενδεικτικά παρουσιάζεται το διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων μίας τυχαίας διατομής υποστυλώματος.



Σχήμα 5.12: Προσδιορισμός των  $\varphi_y$ ,  $\varphi_u$ ,  $M_y$ ,  $M_u$  από το Section Designer

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

$$Phi - yield (initial) \rightarrow \varphi_y$$

$$Phi - Conc \rightarrow \varphi_u$$

$$M - yield \rightarrow M_y$$

$$M - Conc \rightarrow M_u$$

Εν συνεχεία με βάση τις σχέσεις (4.1) – (4.5) του Ευρωκώδικα 8, τις παρατηρήσεις της παραγράφου § 4.6.4 και τις τιμές των καμπυλοτήτων που προέκυψαν, υπολογίζονται οι γωνίες στροφής χορδής διαρροής,  $\theta_y$ , και αστοχίας,  $\theta_u$ , για όλα τα στοιχεία της κατασκευής.

Τονίζεται επίσης πως στις σχέσεις (4.2) - (4.4) οι τιμές της τάσης διαρροής του σκυροδέματος και του χάλυβα αντίστοιχα δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8MPa \Rightarrow f_{cm} = 20 + 8 \Rightarrow f_{cm} = 28MPa$$

$$f_{ym} = f_{yk} = 500MPa$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 απαιτείται η χρήση συντελεστού ασφαλείας ο οποίος λαμβάνεται ίσος με  $\gamma_c = \gamma_s = 1.20$ .

ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΔΙΑΤΟΜΗ	b	h	L	$\varphi_y$	$\varphi_u$	$d_b$	$L_v$	$L_{pl}$	$\theta_y$	$\theta_{um}$	$\theta_{um}^{pl}$
Δ1	IS 30×60	0,3	0,6	4,55	0,0029	0,2161	0,014	2,275	0,619	0,0045	0,0593	0,0548
	30×60	0,3	0,6	3,41	0,0029	0,2212	0,016	1,705	0,604	0,0042	0,0563	0,0522
	30×65	0,3	0,65	3,41	0,0026	0,2025	0,016	1,705	0,612	0,0040	0,0522	0,0482
	DW 30×40	0,3	0,4	3,00	0,0046	0,3474	0,014	1,500	0,508	0,0048	0,0747	0,0699
Δ2	IS 30×60	0,3	0,6	2,95	0,0030	0,2021	0,020	1,475	0,664	0,0042	0,0533	0,0491
	30×60	0,3	0,6	2,81	0,0030	0,2209	0,016	1,405	0,574	0,0041	0,0518	0,0477
	30×65	0,3	0,65	2,81	0,0027	0,2040	0,016	1,405	0,582	0,0040	0,0484	0,0445
	DW 25×40	0,25	0,4	3,00	0,0076	0,3423	0,014	1,500	0,508	0,0068	0,0740	0,0672
Δ3	IS 30×60	0,3	0,6	4,55	0,0029	0,2161	0,014	2,275	0,619	0,0045	0,0593	0,0548
	30×60	0,3	0,6	2,00	0,0028	0,2013	0,020	2,000	0,716	0,0044	0,0605	0,0562
	30×65	0,3	0,65	2,00	0,0026	0,1843	0,020	2,000	0,725	0,0043	0,0560	0,0518
	DW 25×40	0,25	0,4	4,45	0,0045	0,3485	0,014	2,225	0,580	0,0057	0,0896	0,0840
Δ4	IS 25×60	0,25	0,6	2,50	0,0031	0,2245	0,020	1,250	0,641	0,0042	0,0549	0,0507
	30×60	0,3	0,6	4,55	0,0029	0,2055	0,016	2,275	0,661	0,0045	0,0595	0,0549
	25×60	0,25	0,6	4,55	0,0029	0,2253	0,014	2,275	0,619	0,0045	0,0617	0,0573
	DW 25×40	0,25	0,4	4,45	0,0045	0,3485	0,014	2,225	0,580	0,0057	0,0896	0,0840
Δ5	IS 30×60	0,3	0,6	4,15	0,0030	0,2190	0,016	2,075	0,641	0,0045	0,0608	0,0563
	30×60	0,3	0,6	3,00	0,0030	0,2021	0,020	1,500	0,666	0,0043	0,0537	0,0495
	30×65	0,3	0,65	3,00	0,0027	0,2043	0,018	1,500	0,633	0,0040	0,0524	0,0483
Δ6	30×60	0,3	0,6	4,55	0,0029	0,2055	0,016	2,275	0,661	0,0045	0,0595	0,0549
	25×60	0,25	0,6	4,55	0,0029	0,2253	0,014	2,275	0,619	0,0045	0,0617	0,0573
Δ7	30×60	0,3	0,6	2,50	0,0032	0,2274	0,020	1,250	0,641	0,0043	0,0556	0,0513
	25×65	0,25	0,65	2,50	0,0029	0,1859	0,020	1,250	0,650	0,0042	0,0461	0,0419
Δ8	30×60	0,3	0,6	7,40	0,0029	0,2226	0,020	3,700	0,886	0,0058	0,0886	0,0828
	30×65	0,3	0,65	7,40	0,0027	0,2022	0,018	3,700	0,853	0,0055	0,0780	0,0725
Δ9	30×60	0,3	0,6	2,60	0,0030	0,2227	0,018	1,300	0,605	0,0041	0,0530	0,0489
	25×65	0,25	0,65	2,60	0,0027	0,2032	0,016	1,300	0,572	0,0039	0,0467	0,0427

ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΔΙΑΤΟΜΗ	b	h	L	$\phi_y$	$\phi_u$	$d_b$	$L_V$	$L_{pl}$	$\theta_y$	$\theta_{um}$	$\theta_{um}^{pl}$
Δ10	30×60	0,3	0,6	4,15	0,0029	0,2206	0,018	2,075	0,682	0,0045	0,0643	0,0598
	25×65	0,25	0,65	4,15	0,0026	0,2038	0,016	2,075	0,649	0,0042	0,0572	0,0530
Δ11	30×60	0,3	0,6	2,40	0,0030	0,2231	0,018	1,200	0,595	0,0041	0,0513	0,0472
	25×65	0,25	0,65	2,40	0,0027	0,1834	0,016	1,200	0,562	0,0039	0,0408	0,0369
Δ12	30×60	0,3	0,6	3,95	0,0029	0,1989	0,018	1,975	0,672	0,0044	0,0569	0,0525
	25×65	0,25	0,65	3,95	0,0026	0,2028	0,016	1,975	0,639	0,0041	0,0557	0,0516
Δ13	30×60	0,3	0,6	4,15	0,0030	0,2190	0,016	2,075	0,641	0,0045	0,0608	0,0563
	30×65	0,3	0,65	4,15	0,0027	0,2010	0,016	2,075	0,649	0,0043	0,0564	0,0522
Δ14	30×60	0,3	0,6	3,95	0,0028	0,2177	0,016	1,975	0,631	0,0042	0,0591	0,0548
	25×65	0,25	0,65	3,95	0,0026	0,1987	0,014	1,975	0,598	0,0041	0,0518	0,0477
Δ15	30×60	0,3	0,6	4,85	0,0029	0,2194	0,018	2,425	0,717	0,0047	0,0685	0,0638
	25×65	0,25	0,65	4,85	0,0026	0,2030	0,016	2,425	0,684	0,0044	0,0611	0,0567
Δ16	25×60	0,25	0,6	2,50	0,0030	0,2224	0,020	1,250	0,641	0,0042	0,0544	0,0502
	25×65	0,25	0,65	2,50	0,0027	0,2034	0,018	1,250	0,608	0,0040	0,0482	0,0442
Δ17	25×60	0,25	0,6	3,95	0,0032	0,2297	0,014	3,950	0,787	0,0063	0,0834	0,0771
	25×65	0,25	0,65	3,95	0,0029	0,2100	0,014	3,950	0,795	0,0059	0,0770	0,0711

Πίνακας 5.7: Υπολογισμός των γωνιών στροφής  $\theta_y$ ,  $\theta_{um}$ ,  $\theta_{um}^{pl}$  δοκών

Για τον υπολογισμό των γωνιών στροφής στην περίπτωση των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων είναι απαραίτητο να προσδιορισθούν οι αξονικές δυνάμεις τους για τον συνδυασμό  $D+0.3L$ .

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0	D+0.3L	-248,736	142,722	-4,357	1,2345	-7,0537	266,1734
2	0	D+0.3L	-552,272	88,525	-3,36	1,1918	-4,8481	125,6967
3	0	D+0.3L	-856,374	95,348	-3,567	1,176	-5,2345	143,7025
4	0	D+0.3L	-1163,129	89,335	-3,698	1,129	-5,3007	137,5188
5	0	D+0.3L	-1468,857	96,105	-4,252	0,9244	-5,8528	149,313
6	0	D+0.3L	-1774,563	26,483	-2,319	0,2893	-4,0235	146,1615
7	0	D+0.3L	-109,949	5,408	-14,818	0,5027	-23,7951	9,8197
8	0	D+0.3L	-245,62	3,128	-11,74	0,4854	-17,1951	4,2999
9	0	D+0.3L	-379,615	2,949	-11,083	0,4789	-16,7932	4,8536
10	0	D+0.3L	-508,407	2,503	-10,59	0,4598	-15,0863	3,518
11	0	D+0.3L	-635,534	3,898	-10,685	0,3764	-15,2177	5,6657
12	0	D+0.3L	-762,217	1,572	-5,789	0,1178	-9,061	5,2435
13	0	D+0.3L	27,177	-0,214	0,631	-0,1422	0,7655	-0,1445
15	0	D+0.3L	-172,51	41,825	-0,799	0,7462	-1,1797	74,1028
16	0	D+0.3L	-381,921	27,643	-0,581	0,7204	-0,8175	39,6005
17	0	D+0.3L	-592,07	29,11	-0,662	0,7108	-0,8022	43,9828

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
18	0	D+0.3L	-799,21	27,409	-0,549	0,6824	-0,7752	41,0503
19	0	D+0.3L	-1012,96	31,751	0,144	0,5587	0,3129	46,0041
20	0	D+0.3L	-1239,26	15,223	-0,062	0,1749	0,9195	42,7764
21	0	D+0.3L	-93,192	2,885	-0,808	-0,2111	-1,1315	6,9406
22	0	D+0.3L	-151,541	36,264	-0,115	0,7462	-0,1301	64,0438
23	0	D+0.3L	-340,996	24,028	-0,165	0,7204	-0,0802	34,4931
24	0	D+0.3L	-530,785	25,586	-0,566	0,7108	-0,6064	38,2415
25	0	D+0.3L	-723,136	24,116	-1,062	0,6824	-1,2822	36,1739
26	0	D+0.3L	-917,543	26,713	-1,692	0,5587	-2,0226	38,3318
27	0	D+0.3L	-1123,25	11,397	-1,005	0,1749	-1,3734	32,9981
28	0	D+0.3L	50,828	-6,61	0,455	-0,2111	0,762	-5,7441
29	0	D+0.3L	-123,032	11,042	7,831	1,2345	15,9397	17,2901
30	0	D+0.3L	-303,968	9,596	5,063	1,1918	9,9292	14,4517
31	0	D+0.3L	-481,872	8,96	3,83	1,176	9,204	13,5804
32	0	D+0.3L	-655,491	7,856	1,682	1,129	7,8699	12,0038
33	0	D+0.3L	-823,219	7,041	-0,779	0,9244	7,7245	10,4776
34	0	D+0.3L	-983,446	2,715	-5,018	0,2893	11,9776	6,262
35	0	D+0.3L	-179,628	-0,533	-9,188	-0,3492	-10,5296	-0,628
36	0	D+0.3L	-100,252	0,716	-4,94	0,5635	-8,2783	1,1318
37	0	D+0.3L	-228,349	0,627	-3,38	0,544	-4,5431	0,9618
38	0	D+0.3L	-359,682	0,341	-3,712	0,5368	-5,1925	0,5323
39	0	D+0.3L	-495,335	-0,067	-3,505	0,5153	-4,7892	-0,0837
40	0	D+0.3L	-637,349	-0,763	-3,942	0,4219	-4,9813	-1,064
41	0	D+0.3L	-787,603	-0,958	-1,574	0,1321	-3,1798	-1,5985
42	0	D+0.3L	118,335	0,04	-0,987	-0,1594	-0,4579	0,2585
43	0	D+0.3L	-164,498	0,525	4,167	1,2345	6,7117	1,3806
44	0	D+0.3L	-379,213	1,477	3,253	1,1918	4,9899	1,8451
45	0	D+0.3L	-590,207	0,301	2,99	1,176	4,6826	-1,417
46	0	D+0.3L	-796,217	-0,105	2,531	1,129	4,0431	-3,1417
47	0	D+0.3L	-995,085	-1,145	2,054	0,9244	3,1982	-5,9348
48	0	D+0.3L	-1182,45	-7,967	1,049	0,2893	1,7882	-8,9606
49	0	D+0.3L	-332,947	-19,653	-1,189	-0,3492	-1,476	-15,5146
50	0	D+0.3L	-224,684	-53,487	-5,954	0,7462	-9,36	-87,4678
51	0	D+0.3L	-399,157	-42,135	-4,534	0,7204	-7,0198	-62,1399
52	0	D+0.3L	-582,51	-44,81	-3,151	0,7108	-5,0539	-67,4388
53	0	D+0.3L	-781,3	-46,436	-1,284	0,6824	-2,373	-69,5443
54	0	D+0.3L	-1000	-48,7	0,845	0,5587	0,6368	-72,2688
55	0	D+0.3L	-1227,94	-36,404	0,883	0,1749	1,4339	-58,782
56	0	D+0.3L	-331,617	-7,795	-0,137	-0,2111	-0,3853	-14,6944
57	0	D+0.3L	-295,182	-15,25	49,382	1,2345	80,9844	-23,015
58	0	D+0.3L	-553,015	-14,87	42,131	1,1918	64,5366	-22,2586
59	0	D+0.3L	-810,771	-15,308	41,896	1,176	65,9933	-22,8913

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
60	0	D+0.3L	-1063,35	-15,986	41,497	1,129	64,9148	-23,8507
61	0	D+0.3L	-1309,91	-16,277	40,322	0,9244	63,6653	-24,4332
62	0	D+0.3L	-1557,3	-13,896	41,188	0,2893	60,1497	-21,3855
63	0	D+0.3L	-1806,5	-3,852	19,823	-0,3492	46,3089	-8,6919
64	0	D+0.3L	-1000,79	20,438	-24,208	0,1748	-33,9287	29,8057
65	0	D+0.3L	-1311,95	17,916	10,421	-0,211	0,8131	34,2545
66	0	D+0.3L	-574,576	0,977	-16,599	0,5044	-24,9715	0,9269
67	0	D+0.3L	-767,779	6,183	-16,674	0,413	-24,4718	7,338
68	0	D+0.3L	-67,334	4,858	-25,068	0,7124	-23,6095	8,0258
69	0	D+0.3L	-172,856	-5,51	-13,604	0,3823	-19,8935	-8,7389
70	0	D+0.3L	-66,576	-0,949	6,17	0,712	15,1793	5,168
71	0	D+0.3L	-286,454	-3,721	-14,525	0,369	-21,5882	-5,9306
72	0	D+0.3L	-296,424	141,632	9,882	1,1923	16,455	251,0532
73	0	D+0.3L	-420,041	-1,54	-14,686	0,3641	-21,83	-3,1361
74	0	D+0.3L	-646,01	87,951	7,792	1,1511	10,8371	124,1908
75	0	D+0.3L	-996,082	99,259	9,574	1,1358	13,4597	150,2507
76	0	D+0.3L	-1348,6	97,282	11,203	1,0905	15,9472	145,883
77	0	D+0.3L	-1704,34	107,899	15,903	0,8928	22,0762	149,9286
78	0	D+0.3L	-2055,87	62,709	8,02	0,2794	20,6683	109,4565
79	0	D+0.3L	-524,975	-17,246	-6,888	-0,3373	-9,3665	-28,7721
82	0	D+0.3L	-53,248	1,157	17,603	0,7124	27,7425	3,3482
83	0	D+0.3L	-78,468	-6,397	13,696	1,3907	26,7603	-13,6587

Πίνακας 5.8: Τιμές αξονικών δυνάμεων μελών

ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΔΙΑΤΟΜΗ	b	h	L	$\varphi_y$	$\varphi_u$	$d_b$	$L_v$	$L_{pl}$	$\theta_y$	$\theta_{um}$	$\theta_{um}^{pl}$
K2	30×65	0,3	0,65	3	0,0083	0,3535	0,02	1,5	0,6745	0,0082	0,0943	0,0862
K4,6,7	30×80	0,3	0,8	3	0,0026	0,1327	0,02	1,5	0,7000	0,0042	0,0370	0,0328
	DW 30×80	0,3	0,8	2,2	0,0026	0,1327	0,02	1,1	0,6600	0,0043	0,0322	0,0279
K5	DW 30×50	0,3	0,65	2,2	0,0078	0,3704	0,02	1,1	0,6345	0,0071	0,0854	0,0783
K8	IS 40×50	0,4	0,5	3	0,0061	0,2829	0,02	1,5	0,6490	0,0064	0,0736	0,0672
	35×50	0,35	0,5	3	0,0069	0,3455	0,02	1,5	0,6490	0,0069	0,0896	0,0826
	DW 30×50	0,3	0,5	2,2	0,0078	0,3721	0,02	1,1	0,6090	0,0068	0,0836	0,0768
K10	30×60	0,3	0,6	3	0,0082	0,2847	0,02	1,5	0,6660	0,0080	0,0756	0,0676
K9	45/25/25/45	0,45	0,45	2,2	0,005	0,1936	0,02	1,1	0,6005	0,0051	0,0437	0,0386
K12	80/30/30/60	0,6	0,8	3	0,0029	0,0802	0,02	1,5	0,7000	0,0044	0,0230	0,0185
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΔΙΑΤΟΜΗ	b	h	L	$\varphi_y$	$\varphi_u$	$d_b$	$L_v$	$L_{pl}$	$\theta_y$	$\theta_{um}$	$\theta_{um}^{pl}$
T1,5	30×120	0,3	1,2	3	0,0076	0,365	0,02	1,5	0,7680	0,0035	0,1039	0,1004
T3,11	30×120	0,3	1,2	3	0,0016	0,1251	0,02	1,5	0,7680	0,0022	0,0364	0,0342

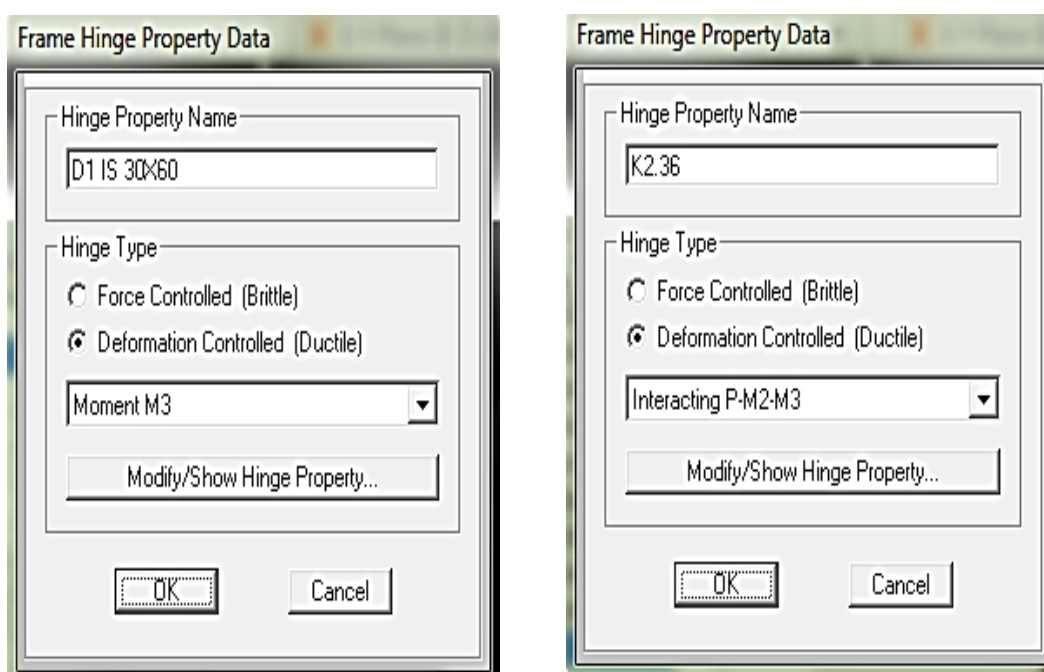
Πίνακας 5.9: Υπολογισμός των γωνιών στροφής  $\theta_y$ ,  $\theta_{um}$ ,  $\theta_{um}^{pl}$  υποστλωμάτων και τοιχιών

### 5.2.2.3 Ορισμός των Πλαστικών Αρθρώσεων των Διατομών

Στο επόμενο στάδιο καθορίζονται τα χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης των διατομών. Τελικός στόχος της ανάλυσης είναι να προβλεφθούν τα σημεία εκδήλωσης ανελαστικών παραμορφώσεων στην κατασκευή καθώς και ο τρόπος εκδήλωσής τους. Η εισαγωγή των χαρακτηριστικών πλαστικοποίησης των διατομών στο λογισμικό SAP2000 μπορεί να γίνει ακολουθώντας τις εντολές που φαίνονται παρακάτω.

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

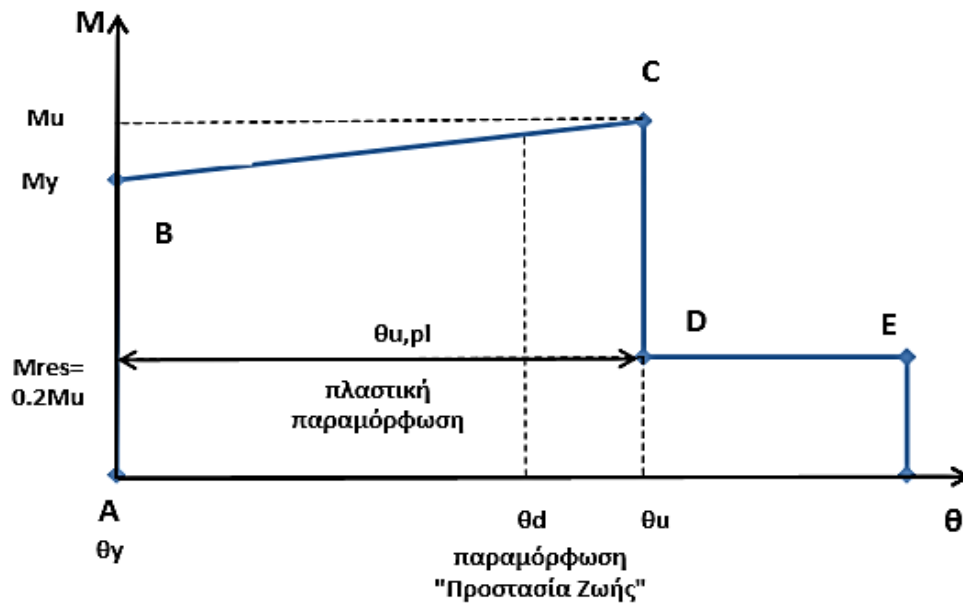
Αρχικά επιλέγεται πλάστιμος τρόπος αστοχίας (Ductile), καθώς και έλεγχος μετακινήσεων (Deformation Control). Έπειτα για τις δοκούς κρίσιμη ορίζεται η αστοχία λόγω καμπτικής ροπής περί τον τοπικό άξονα 3-3 (Moment M3), ενώ για τα υποστυλώματα κρίσιμη θεωρείται η αλληλεπίδραση της αξονικής δύναμης και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



Σχήμα 5.13: Εισαγωγή ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων σε δοκούς και υποστυλώματα αντίστοιχα

Τα πλαστικά μεγέθη παραμόρφωσης εισάγονται στο λογισμικό ακολουθώντας την ιδεατή καμπύλη παραμόρφωσης (M-θ) όπως αυτή υπαγορεύεται από τον εκάστοτε Κανονισμό. Στην παρούσα εργασία συγκεκριμένα θα γίνει χρήση των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8. Έτσι





Σχήμα 5.14: Ιδεατή καμπύλη παραμόρφωσης  $M-\theta$  δομικών μελών

Στάθμη επιτελεσματικότητας «Άμεση Χρήση»

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

Στάθμη επιτελεσματικότητας «Προστασία Ζωής»

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

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

Στάθμη επιτελεσματικότητας «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  $\gamma_{Rd} = 1.00$ .

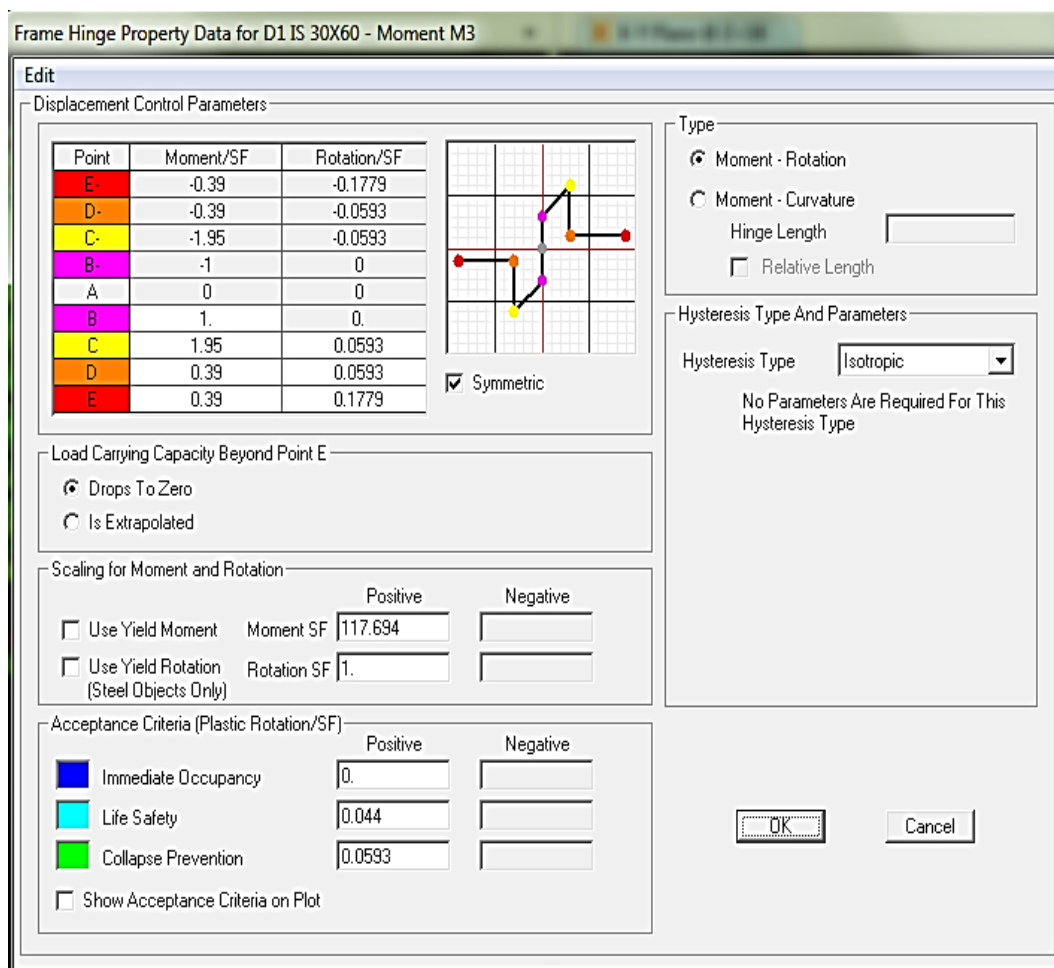
Συνοψίζοντας η τοποθέτηση των δεδομένων των σταθμών επιτελεσματικότητας στο λογισμικό ακολουθεί τα παρακάτω βήματα.

Για τις δοκούς:

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

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

Πίνακας 5.10: Εισαγωγή δεδομένων ροπής – στροφής για δοκούς στο SAP2000 κατά EC8



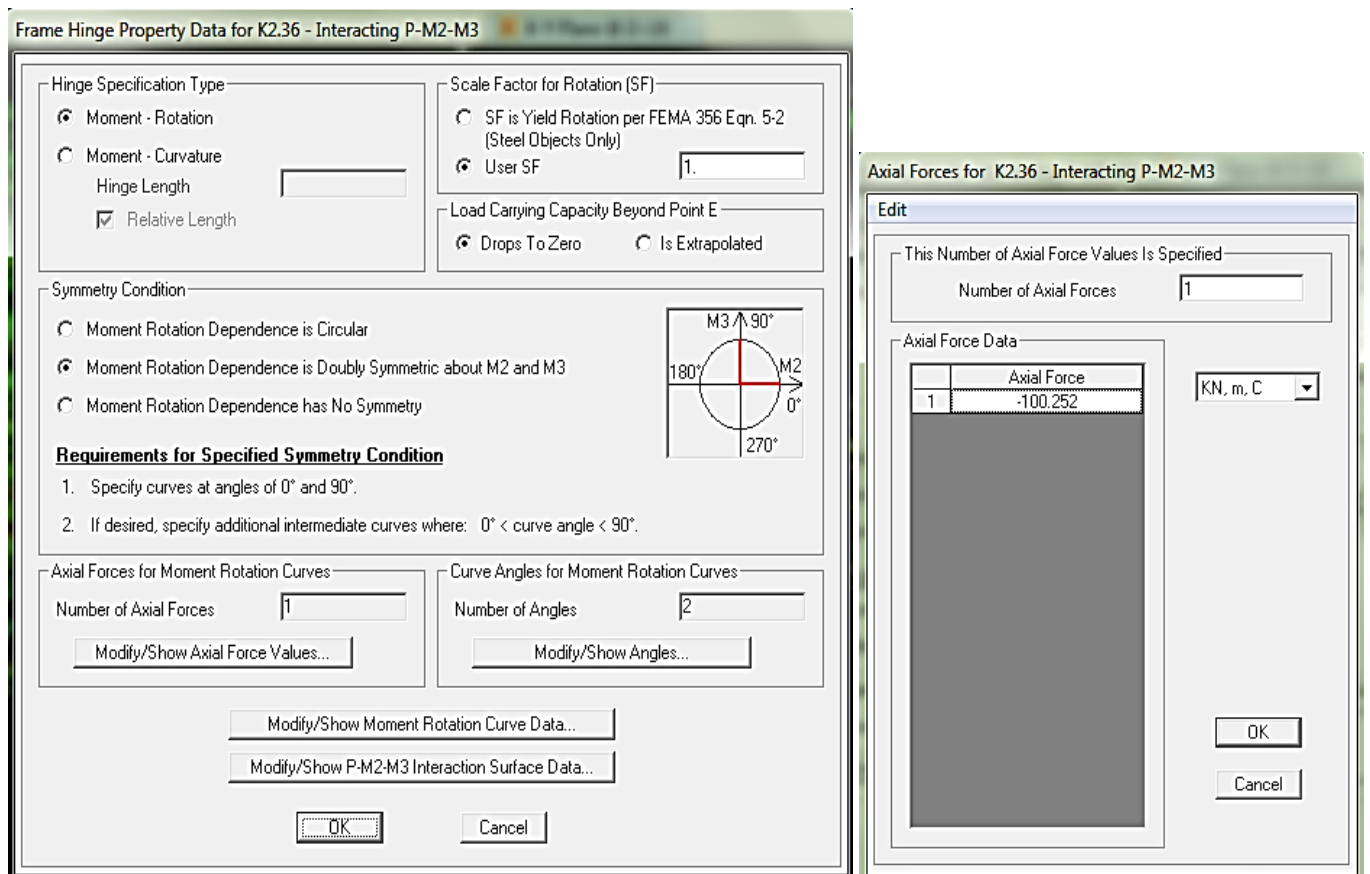
Σχήμα 5.15: Εισαγωγή παραμορφωσιακών μεγεθών και κριτηρίων επιτελεστικότητας σε διατομή δοκού

Για τα υποστυλώματα και τα τοιχία:

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

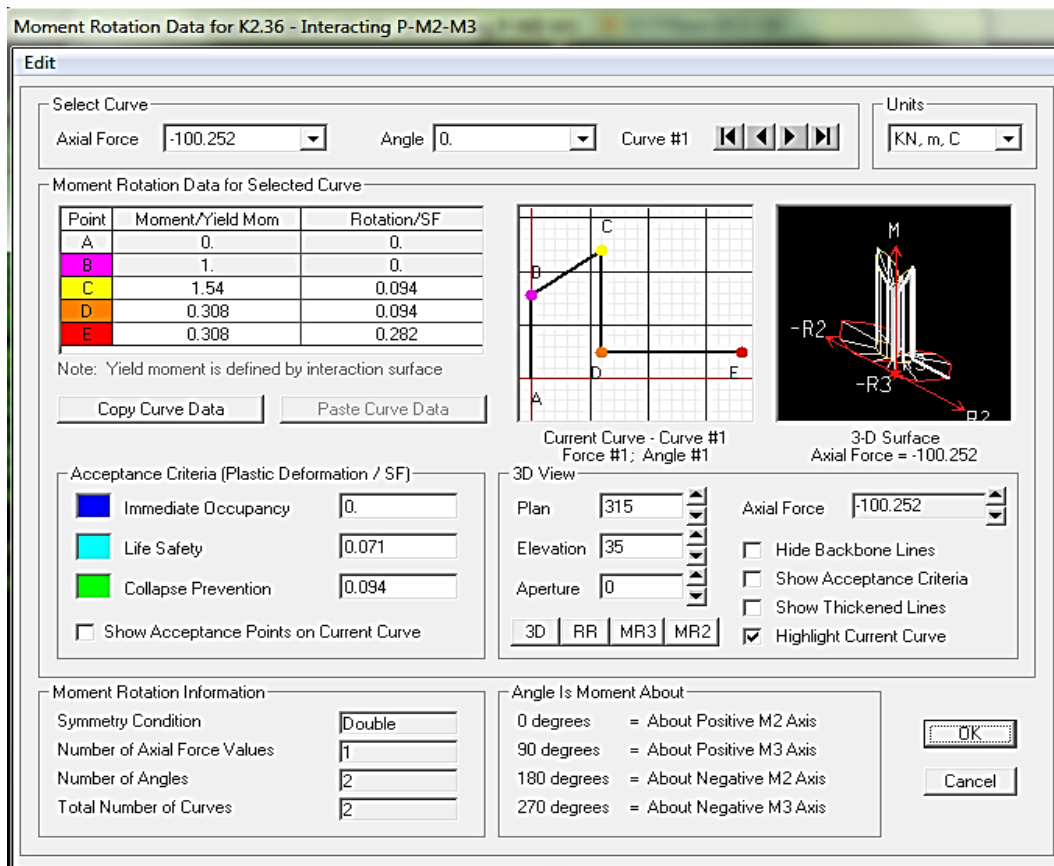
ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ
«Άμεση Χρήση»	0
«Προστασία Ζωής»	$0,75\theta_{um}^{pl}$
«Οιονεί Κατάρρευση»	$\theta_{um}^{pl}$

Πίνακας 5.11: Εισαγωγή δεδομένων ροπής – στροφής για υποστυλώματα και τοιχία στο SAP2000 κατά EC8



Σχήμα 5.16: Προσδιορισμός συμμετρίας και αξονικού φορτίου για διατομές υποστυλωμάτων και τοιχίων

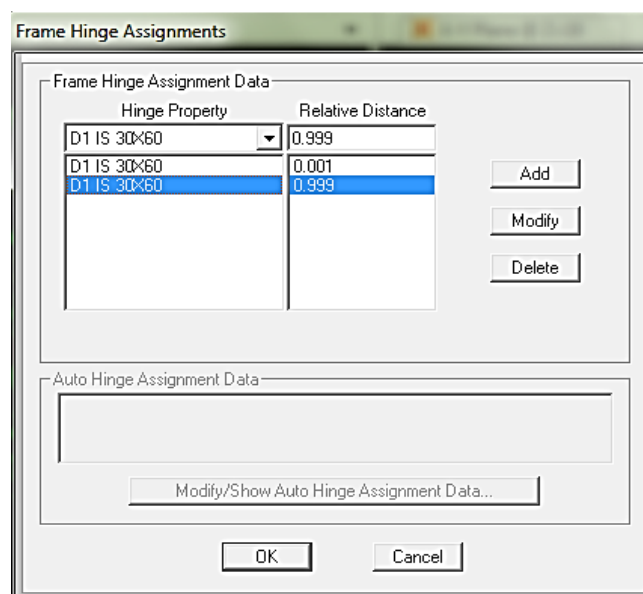
Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στην περίπτωση που η διατομή ενός υποστυλώματος ή τοιχίου δεν παρουσιάζει συμμετρία. Η επιλογή στο σύστημα για την συγκεκριμένη περίπτωση θα πρέπει να είναι η *Moment Rotation Dependence has No Symmetry*.



Σχήμα 5.17: Εισαγωγή παραμορφωσιακών μεγεθών και κριτηρίων επιτελεστικότητας σε διατομή υποστλώματος

Τέλος η εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων στις πιθανές θέσεις σχηματισμού τους, δηλαδή στα άκρα κάθε στοιχείου ( $i=0.001$ ,  $j=0.999$ ), σε όλα τα δομικά μέλη ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία. Αφού επιλεγεί το εκάστοτε μέλος:

Assign → Frame → Hinges



Σχήμα 5.18: Εφαρμογή των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων

### 5.2.2.4 Ανελαστική Ανάλυση

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

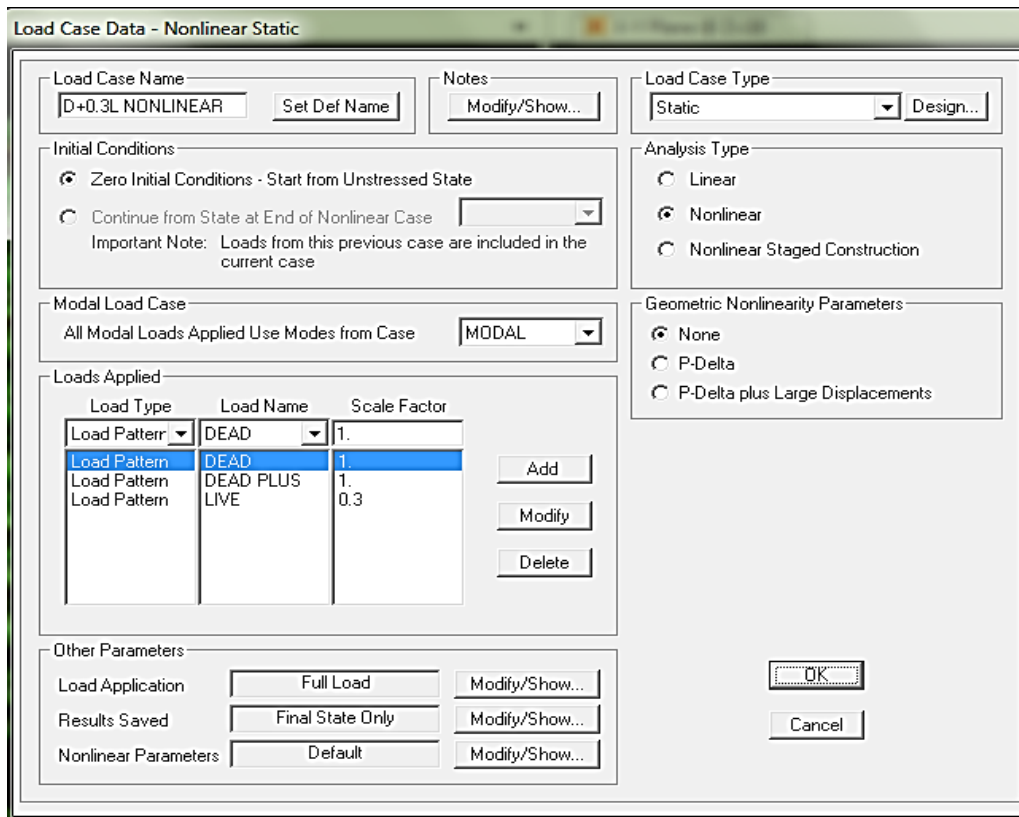
Όπως αναφέρθηκε και στη παράγραφο (§ 5.2.1.5) του παρόντος οι συνδυασμοί οριζόντιας φόρτισης ορίζονται με δύο τουλάχιστον διαφορετικές κατανομές, στην παρούσα εργασία ορίστηκαν σύμφωνα με την ομοιόμορφη και την ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή. Οι προκύπτοντες συνδυασμοί που ορίζονται κατά τις διευθύνσεις  $x$ ,  $-x$ ,  $y$  και  $-y$  του σεισμού λαμβάνουν υπόψη και το 30% της συνεισφοράς της άλλης διεύθυνσης. Έτσι προκύπτουν οκτώ συνδυασμοί για κάθε κατανομή όπως φαίνονται 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

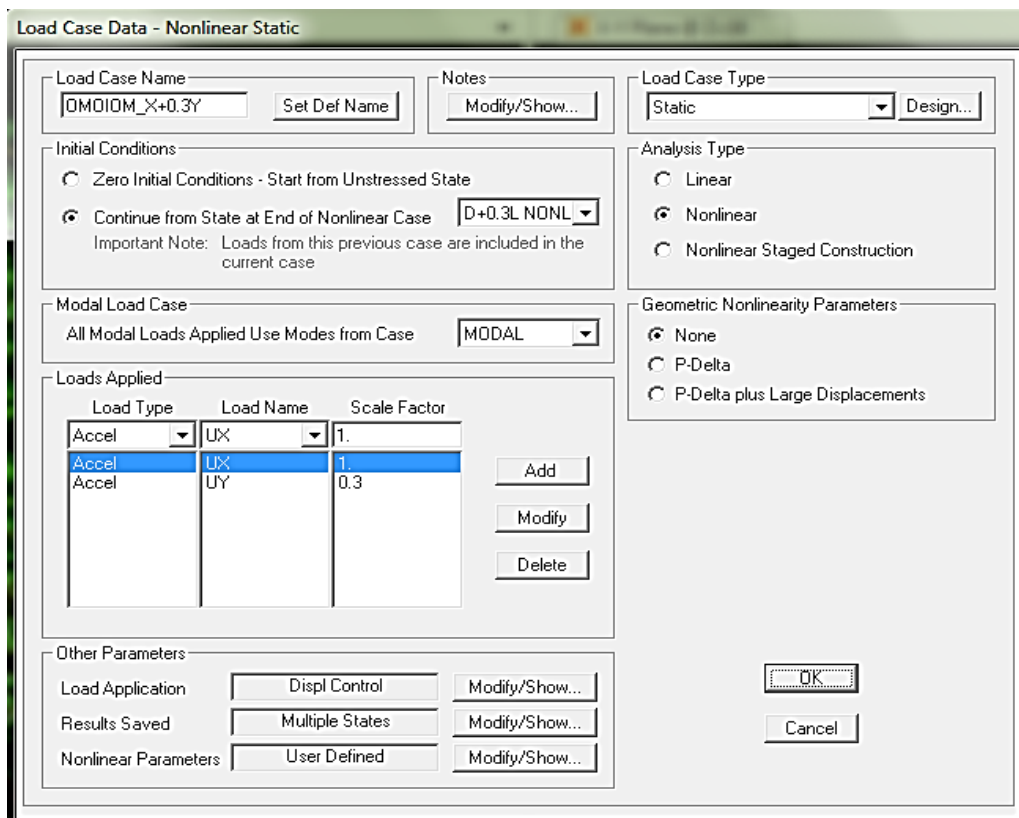
Πίνακας 5.12: Συνδυασμοί κατανομών οριζόντιων φορτίσεων

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. Σημειώνεται ότι οι αρχικές συνθήκες θεωρούνται μηδενικές και αποθηκεύεται το τελευταίο στάδιο της ανάλυσης. Έπειτα εισάγονται οι ανελαστικές αναλύσεις του παραπάνω πίνακα, έχοντας ως σημείο εκκίνησης την ολοκλήρωση της μη - γραμμικής στατικής ανάλυσης  $D+0.3L$ . Η διαδικασία φαίνεται στα ακόλουθα σχήματα.

Define → Load Cases → Add New Load Case



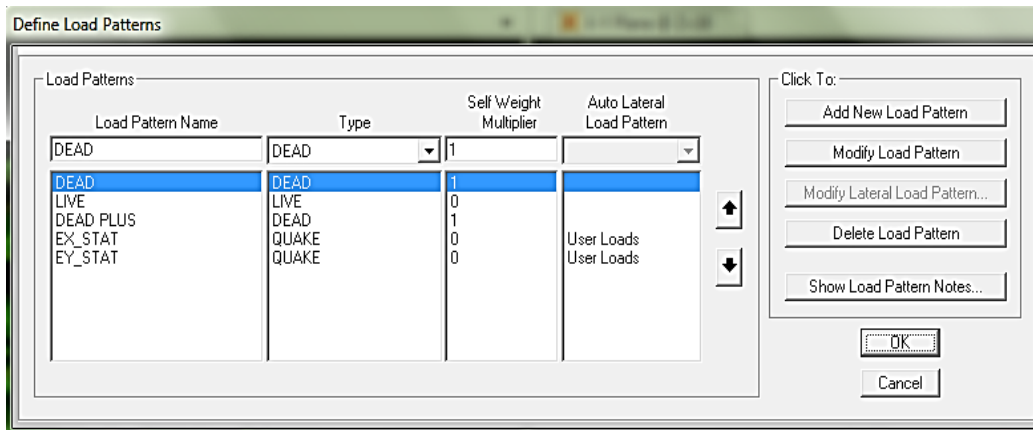
Σχήμα 5.19: Ορισμός αρχικών συνθηκών φόρτισης μη – γραμμικής ανάλυσης  $D+0.3L$



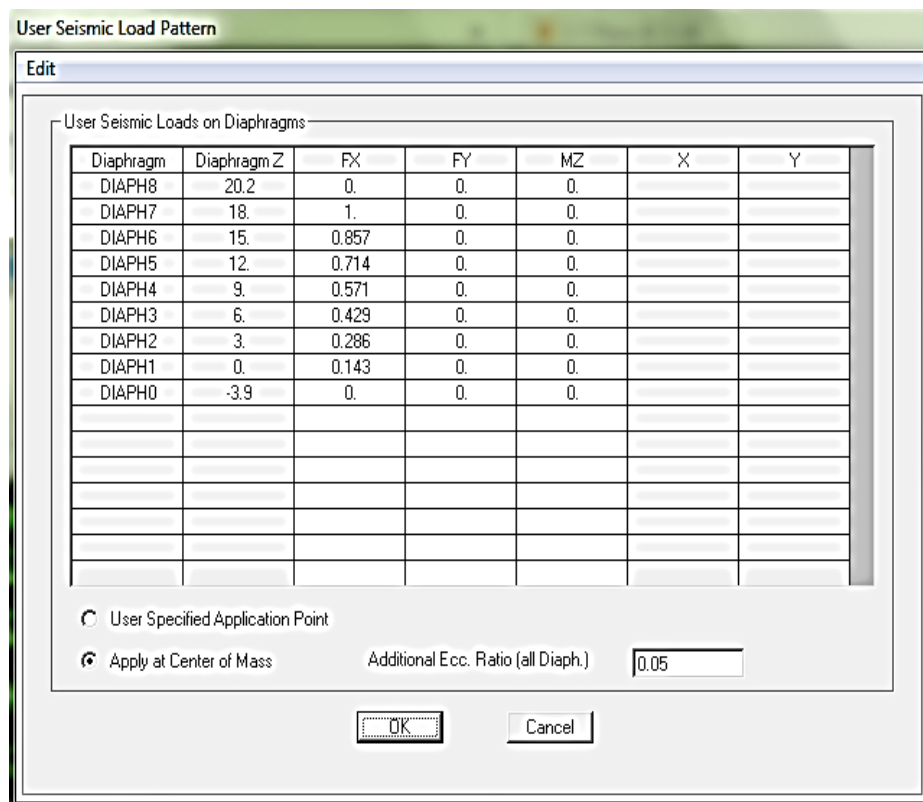
Σχήμα 5.20: Ορισμός ομοιόμορφης κατανομής κατά τον συνδυασμό  $X+0.3Y$

Για τον ορισμό της τριγωνικής κατανομής λαμβάνεται υπόψη η πρώτη ιδιομορφή. Η μέγιστη τιμή αντιστοιχεί στον τελευταίο όροφο και ισούται με μονάδα (1), μειώνεται σταδιακά στους υπόλοιπους ορόφους μέχρι που μηδενίζεται στο ισόγειο. Η παραπάνω φόρτιση εφαρμόζεται στα κέντρα μάζας του κάθε ορόφου για τις διευθύνσεις  $x$ ,  $y$ .

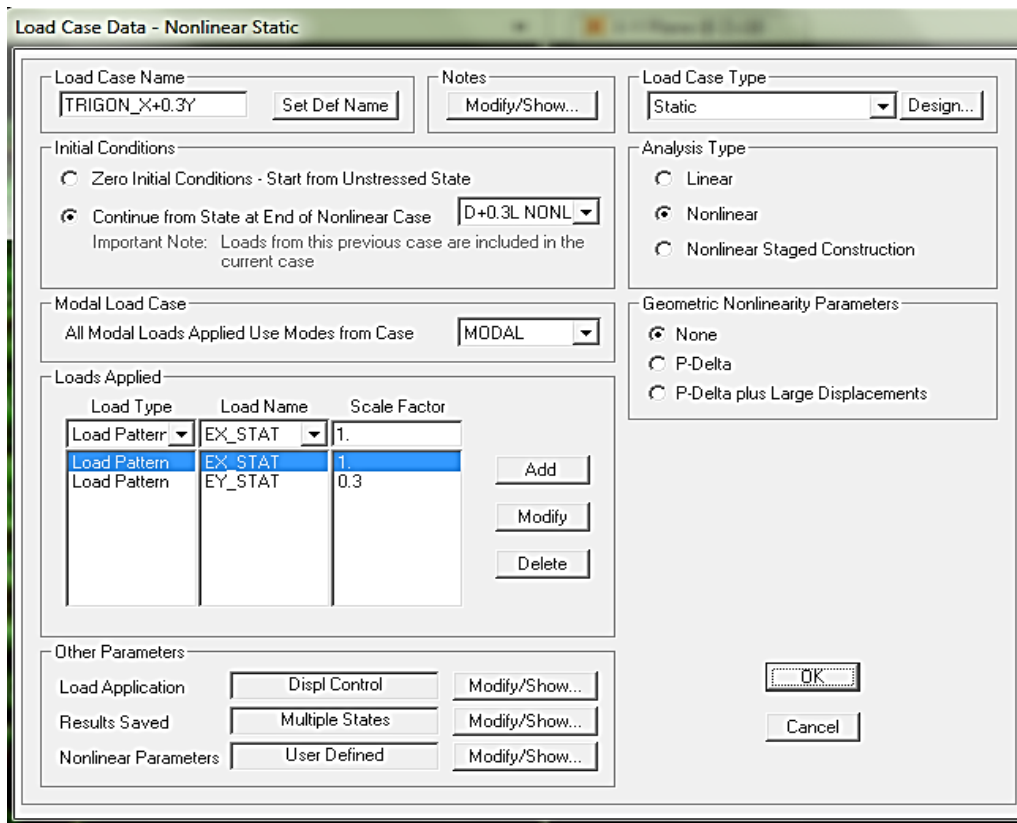
Define → Load Pattern → Ονομασία (QUAKE, User Loads) → Add New Load Pattern → Modify Lateral Load Pattern



Σχήμα 5.21: Ορισμός προτύπου φόρτισης τριγωνικής κατανομής κατά τη διεύθυνση  $x$  και  $y$

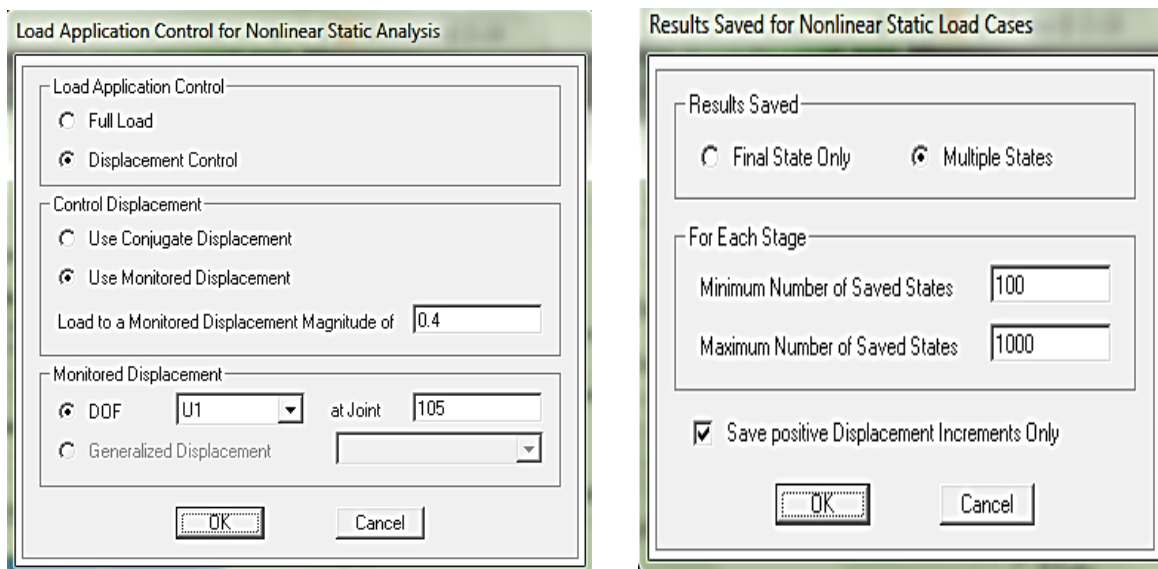


Σχήμα 5.22: Ορισμός τριγωνικής κατανομής κατά τη διεύθυνση  $x$



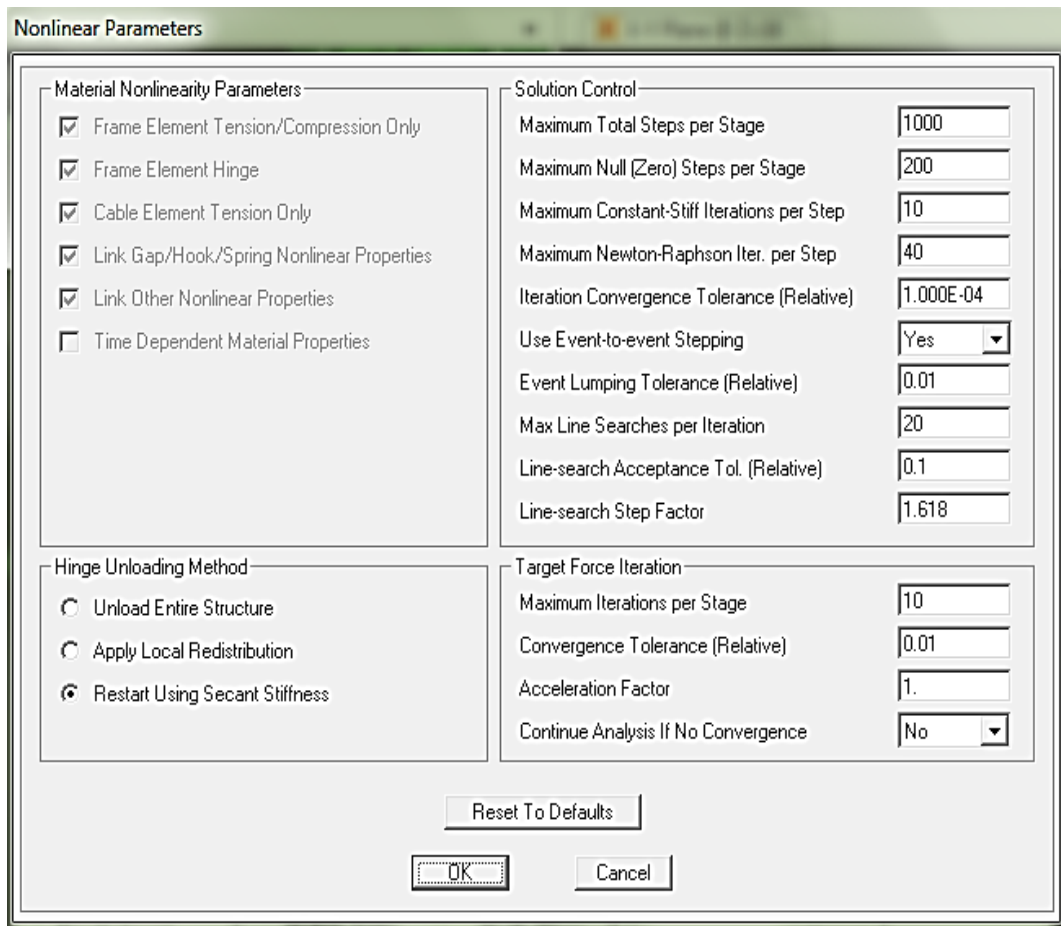
Σχήμα 5.23: Ορισμός τριγωνικής κατανομής κατά το συνδυασμό  $X + 0.3Y$

Η επιλογή της μεθόδου ελεγχόμενης μετακίνησης ορίζεται στο μενού προσδιορισμού των παραμέτρων του εκάστοτε συνδυασμού φόρτισης. Η ελεγχόμενη μετακίνηση ελήφθη ίση με 0,4m και ως κόμβος ελέγχου ο κόμβος 105 που βρίσκεται στον Ε' όροφο της κατασκευής και είναι ο πλησιέστερος κόμβος στο κέντρο βάρους του ορόφου αυτού. Οι οριζόντιες φορτίσεις επιβάλλονται επαυξητικά και σταδιακά από βήμα σε βήμα μέχρι η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου να φτάσει την ελεγχόμενη μετακίνηση.



Σχήμα 5.24α: Ορισμός παραμέτρων συνδυασμών φόρτισης



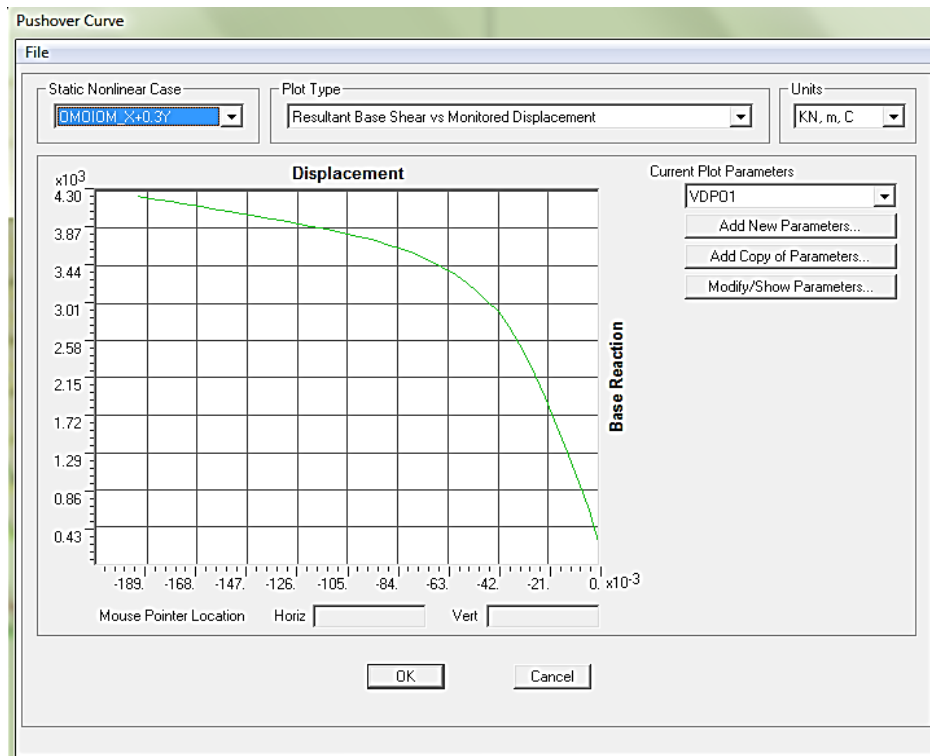


Σχήμα 5.24β: Ορισμός παραμέτρων συνδυασμών φόρτισης

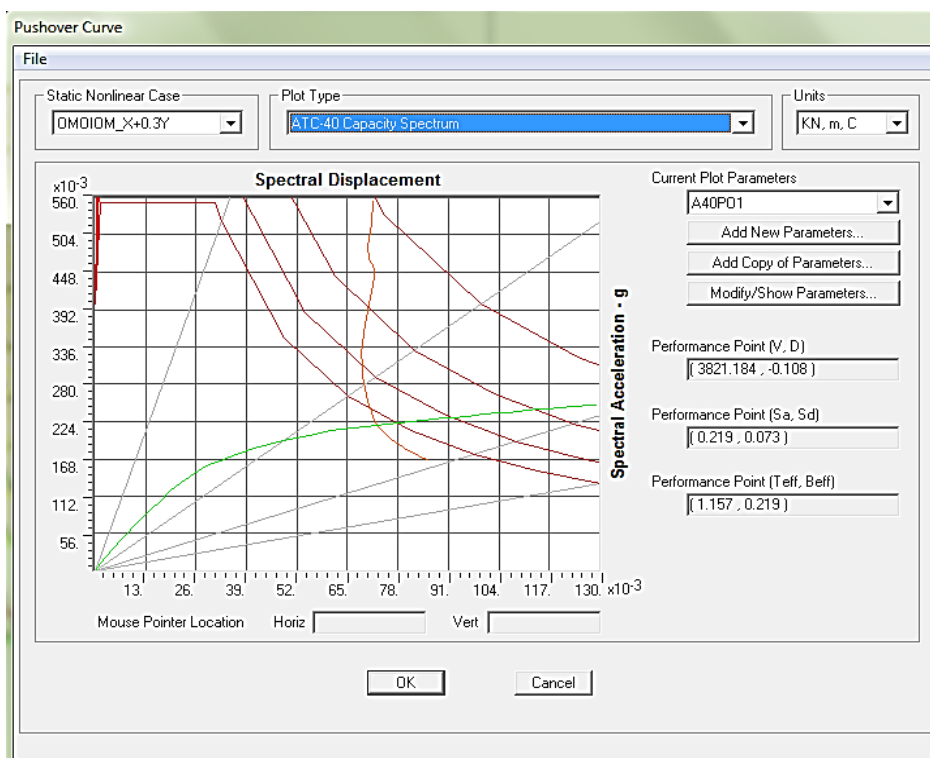
### 5.2.2.5 Αποτελέσματα Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

Εν συνεχεία 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 με βάση τον Ευρωκώδικα 8 και μια σειρά μειωμένων αποκρίσεων. Η πράσινη καμπύλη αποτελεί την καμπύλη ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Τέλος, η τομή της πορτοκαλί γραμμής (απαίτησης) και της πράσινης (ικανότητας) αποτελεί το σημείο που αντιστοιχεί στη συγκεκριμένη περίπτωση στη στάθμη «Προστασία Ζωής».

- ✓ Ομοιόμορφη Κατανομή – Διεύθυνση  $x$   
(Δυσμενέστερος Συνδυασμός  $X + 0.3Y$ )



Σχήμα 5.25: Καμπύλη ικανότητας

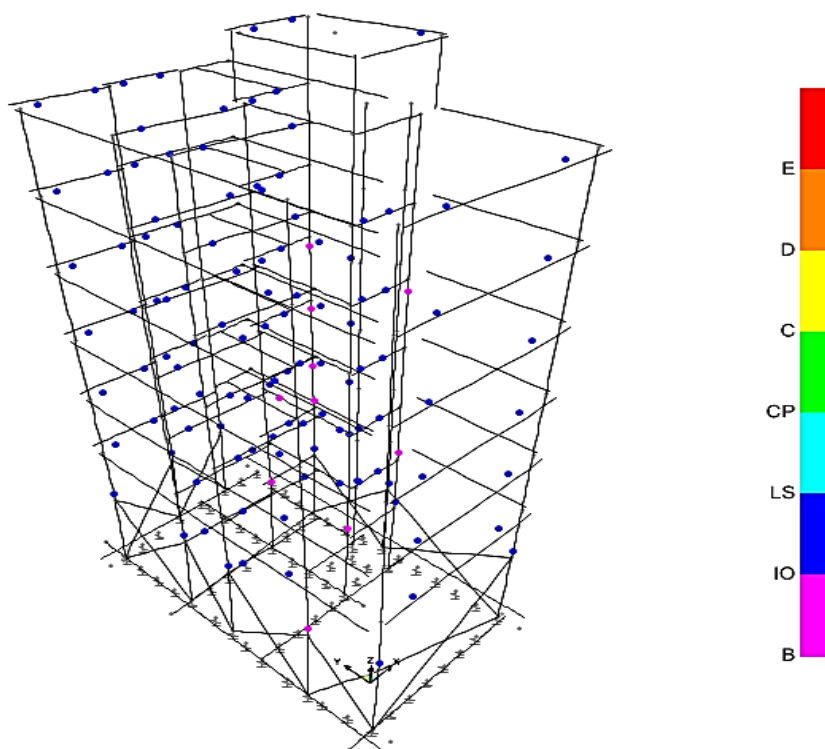


Σχήμα 5.26: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά  $X + 0.3Y$  πραγματοποιήθηκε σε 42 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας ( $V, D$ ) = (3821.184, -0.108) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 24 και 25.

ΟΜΟΙΟΜ_X+0.3Y		
ΒΗΜΑ	V (kN)	D (m)
23	3796,432	-0,103329
<b>24</b>	<b>3818,817</b>	<b>-0,107329</b>
<b>Σ.Ε.</b>	<b>3821,184</b>	<b>-0,108</b>
<b>25</b>	<b>3843,273</b>	<b>-0,111329</b>
26	3872,891	-0,116424

Πίνακας 5.13: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης

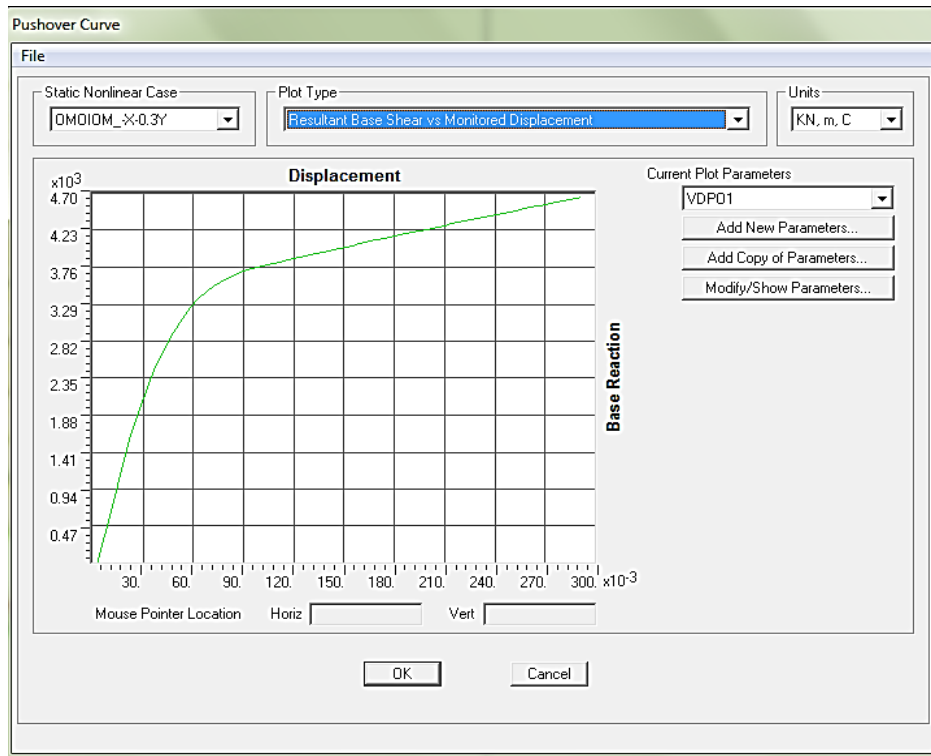


Σχήμα 5.27: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

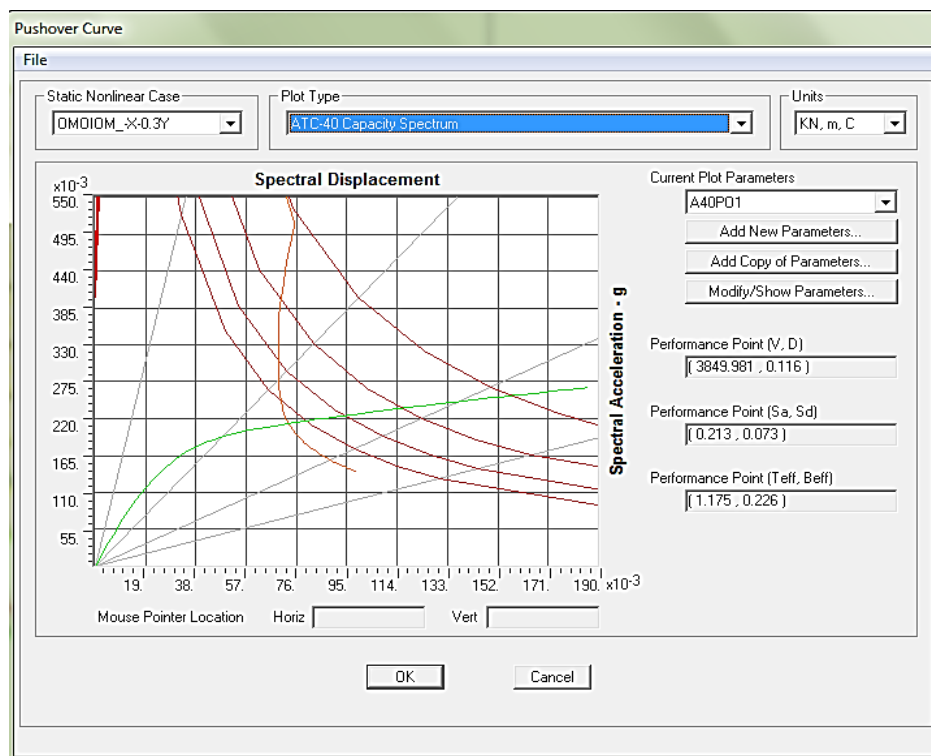
ΟΜΟΙΟΜ_X+0.3Y											
ΒΗΜΑ	V (kN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	ΣΥΝΟΛΟ
23	3796,432	-0,103	305	11	108	0	0	0	0	0	424
24	3818,817	-0,107	302	12	110	0	0	0	0	0	424
<b>25</b>	<b>3843,273</b>	<b>-0,111</b>	<b>300</b>	<b>10</b>	<b>114</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>424</b>
26	3872,891	-0,116	297	10	117	0	0	0	0	0	424

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

- ✓ Ομοιόμορφη Κατανομή – Διεύθυνση  $-x$   
(Δυσμενέστερος Συνδυασμός  $-X - 0.3Y$ )



Σχήμα 5.28: Καμπύλη ικανότητας

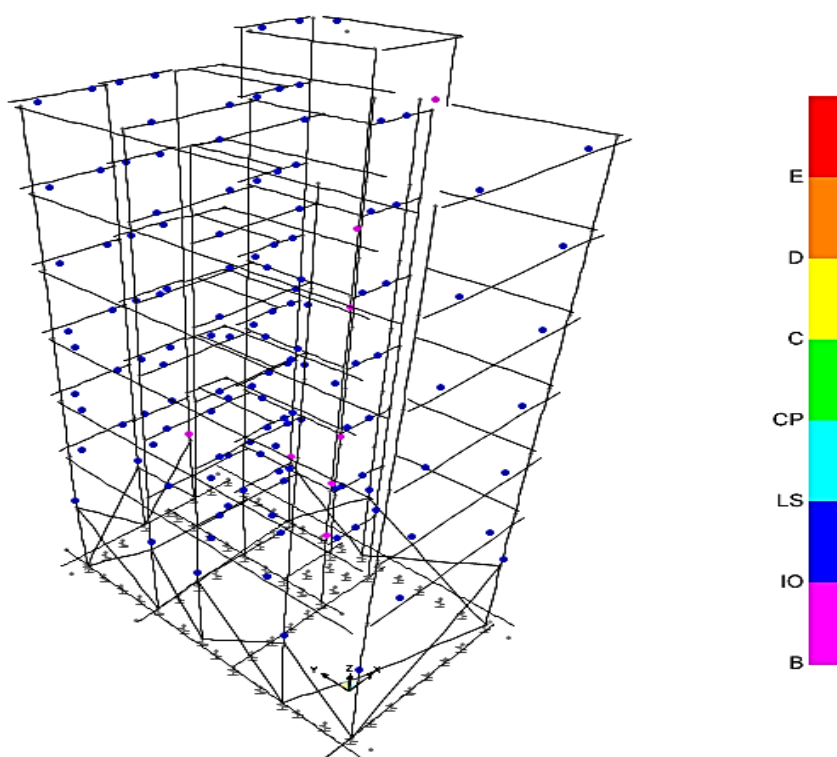


Σχήμα 5.29: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά  $-X-0.3Y$  πραγματοποιήθηκε σε 58 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V, D) = (3849.981, 0.116) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 23 και 24.

ΟΜΟΙΟΜ_-X-0.3Y		
ΒΗΜΑ	V (kN)	D (m)
22	3807,932	0,107628
<b>23</b>	<b>3827,936</b>	<b>0,111628</b>
<b>Σ.Ε.</b>	<b>3849,981</b>	<b>0,116</b>
<b>24</b>	<b>3867,104</b>	<b>0,119501</b>
25	3904,51	0,127032

Πίνακας 5.15: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης

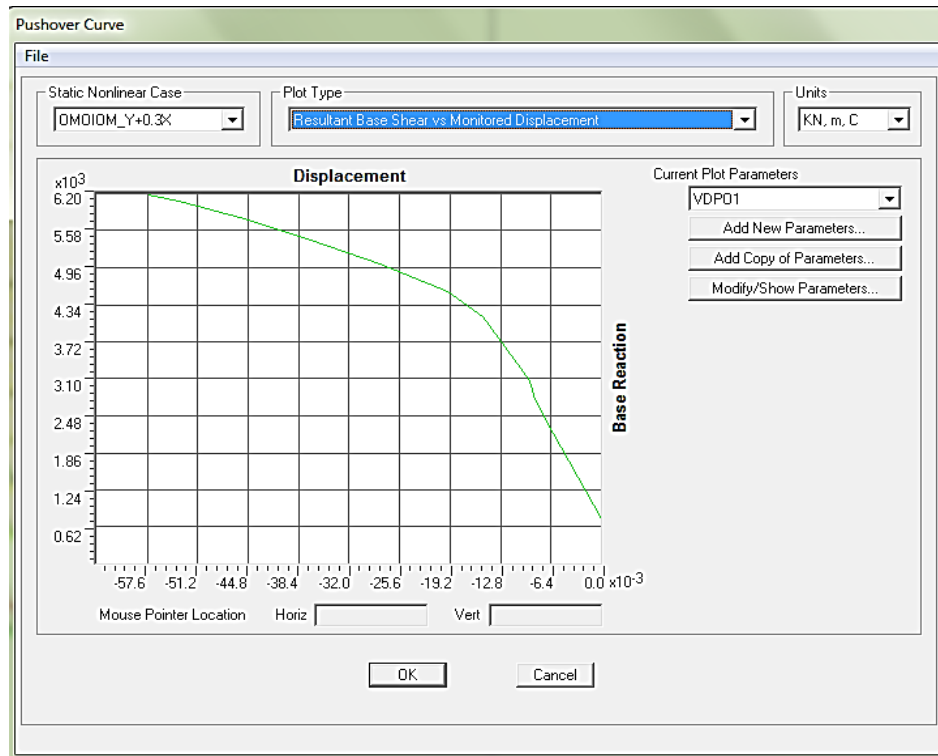


Σχήμα 5.30: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

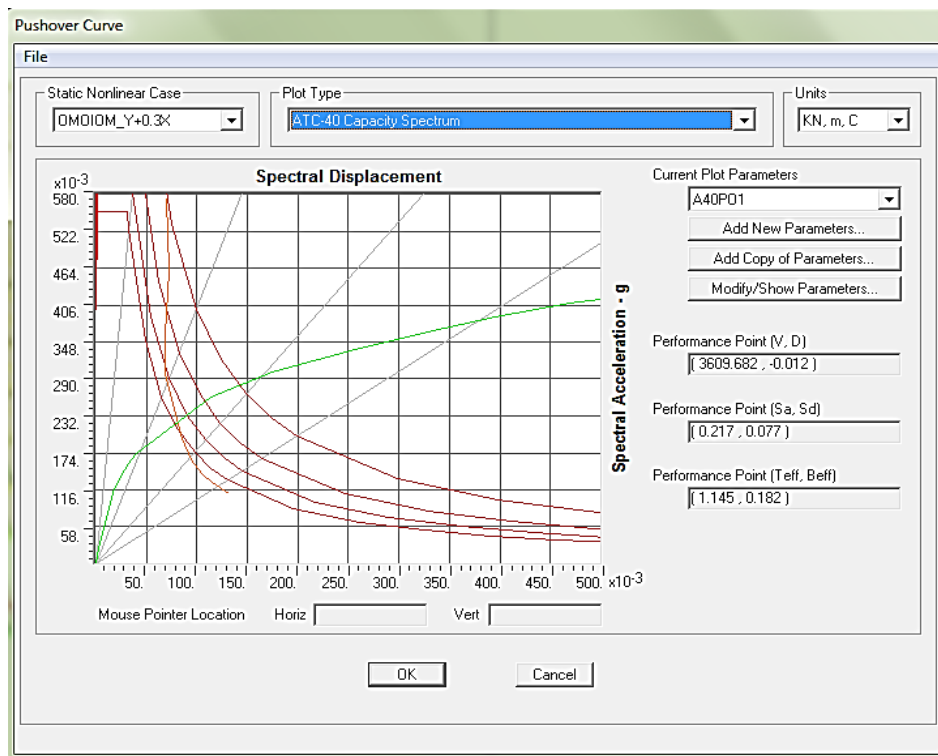
ΟΜΟΙΟΜ_-X-0.3Y											
ΒΗΜΑ	V (kN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	ΣΥΝΟΛΟ
22	3807,932	0,108	287	11	126	0	0	0	0	0	424
23	3827,936	0,112	287	11	126	0	0	0	0	0	424
<b>24</b>	<b>3867,104</b>	<b>0,120</b>	<b>285</b>	<b>8</b>	<b>131</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>424</b>
25	3904,51	0,127	280	8	136	0	0	0	0	0	424

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

- ✓ Ομοιόμορφη Κατανομή – Διεύθυνση  $y$   
(Δυσμενέστερος Συνδυασμός  $Y + 0.3X$ )



Σχήμα 5.31: Καμπύλη ικανότητας

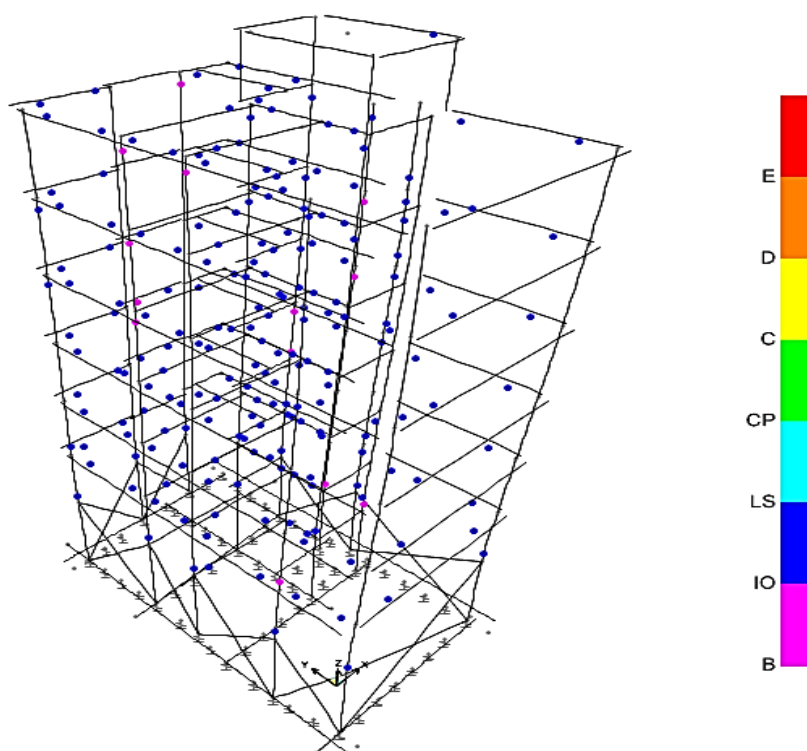


Σχήμα 5.32: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά  $Y+0.3X$  πραγματοποιήθηκε σε 13 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας ( $V, D$ ) = (3609.682, -0.012) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 6 και 7.

ΟΜΟΙΟΜ_Y+0.3X		
ΒΗΜΑ	V (kN)	D (m)
5	2984,711	-0,008860
<b>6</b>	<b>3073,100</b>	<b>-0,009053</b>
<b>Σ.Ε.</b>	<b>3609,682</b>	<b>-0,012</b>
<b>7</b>	<b>4134,449</b>	<b>-0,015053</b>
8	4567,713	-0,019553

Πίνακας 5.17: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης

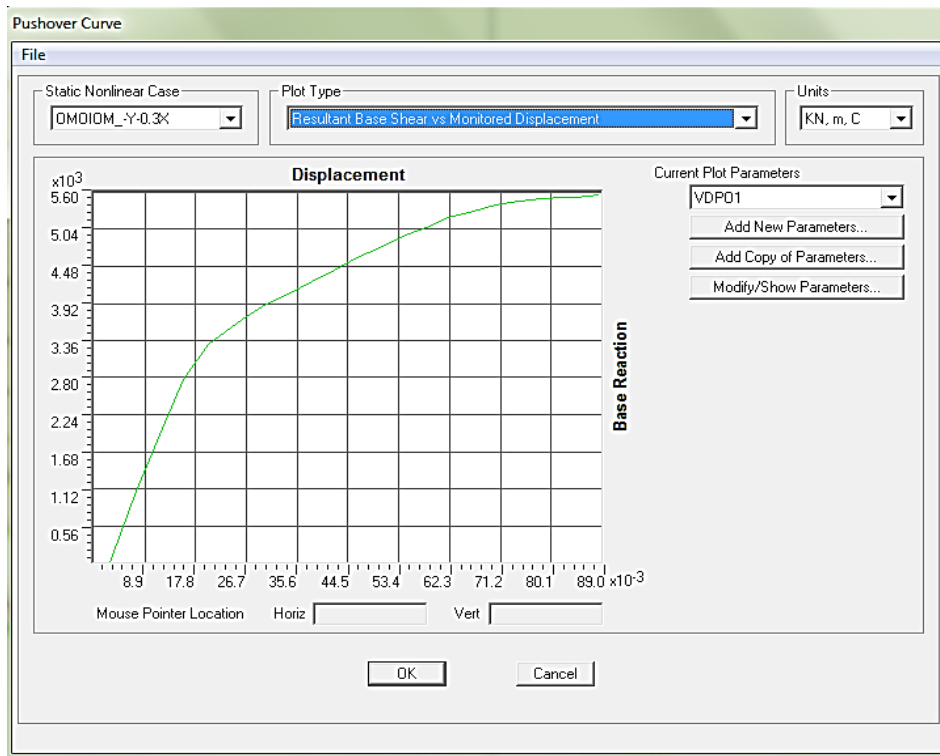


Σχήμα 5.33: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

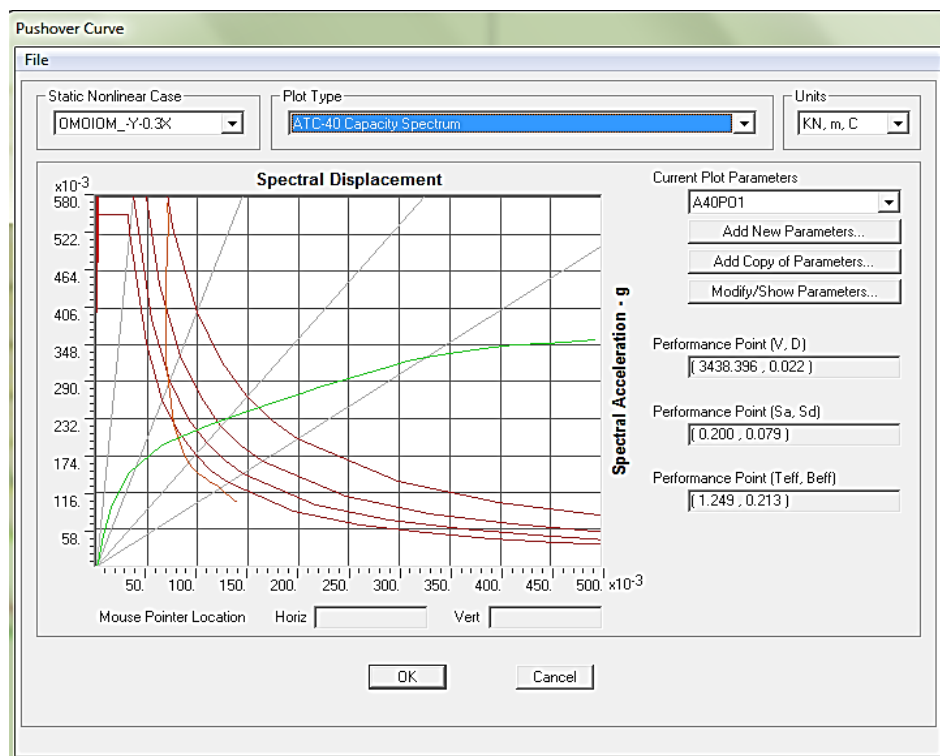
ΟΜΟΙΟΜ_Y+0.3X											
ΒΗΜΑ	V (kN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	ΣΥΝΟΛΟ
5	2984,711	-0,009	296	2	126	0	0	0	0	0	424
6	3073,100	-0,009	290	2	132	0	0	0	0	0	424
<b>7</b>	<b>4134,449</b>	<b>-0,015</b>	<b>208</b>	<b>13</b>	<b>203</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>424</b>
8	4567,713	-0,020	182	15	227	0	0	0	0	0	424

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

- ✓ Ομοιόμορφη Κατανομή – Διεύθυνση  $-y$   
(Δυσμενέστερος Συνδυασμός  $-Y - 0.3X$ )



Σχήμα 5.34: Καμπύλη ικανότητας



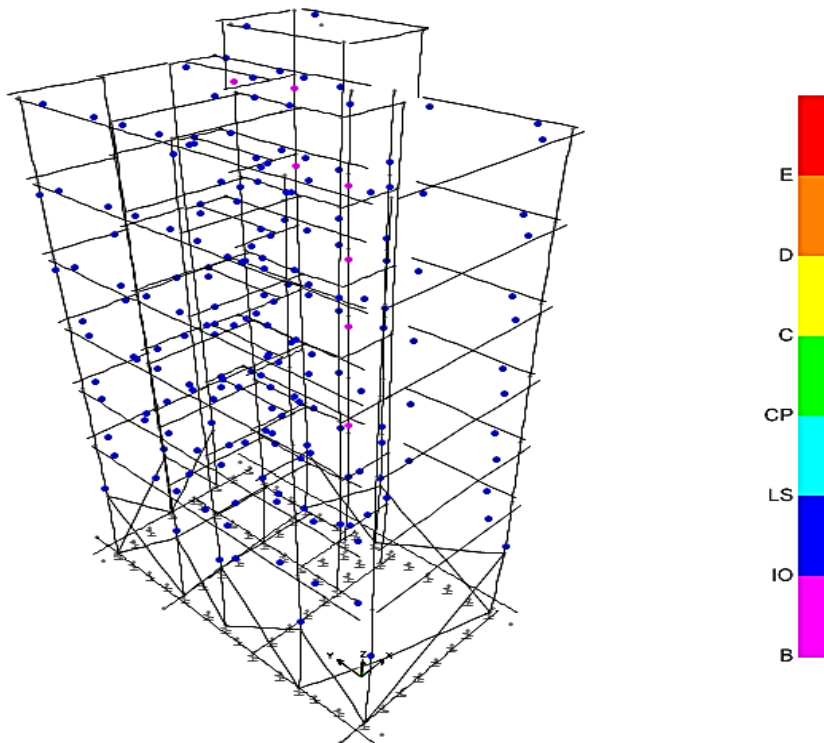
Σχήμα 5.35: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40



Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά  $-Y-0.3X$  πραγματοποιήθηκε σε 22 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V, D) = (3438.396, 0.022) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 5 και 6.

ΟΜΟΙΟΜ_-Y-0.3X		
ΒΗΜΑ	V (kN)	D (m)
4	2766,589	0,015623
<b>5</b>	<b>3312,100</b>	<b>0,020083</b>
<b>Σ.Ε.</b>	<b>3438,396</b>	<b>0,022</b>
<b>6</b>	<b>3691,616</b>	<b>0,026083</b>
7	3908,458	0,030083

Πίνακας 5.19: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης

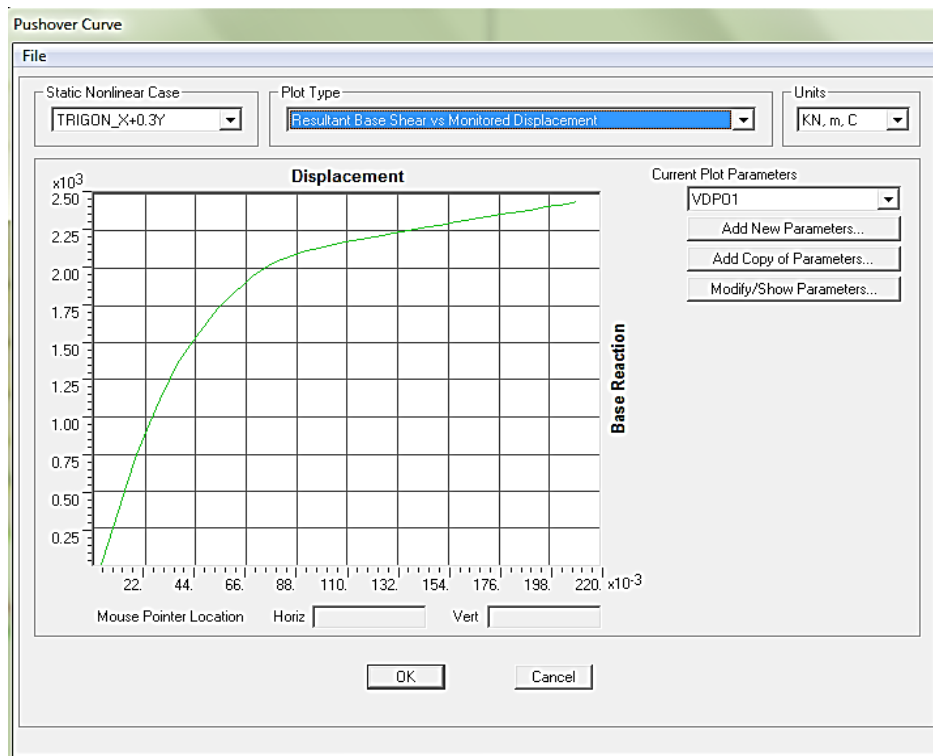


Σχήμα 5.36: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

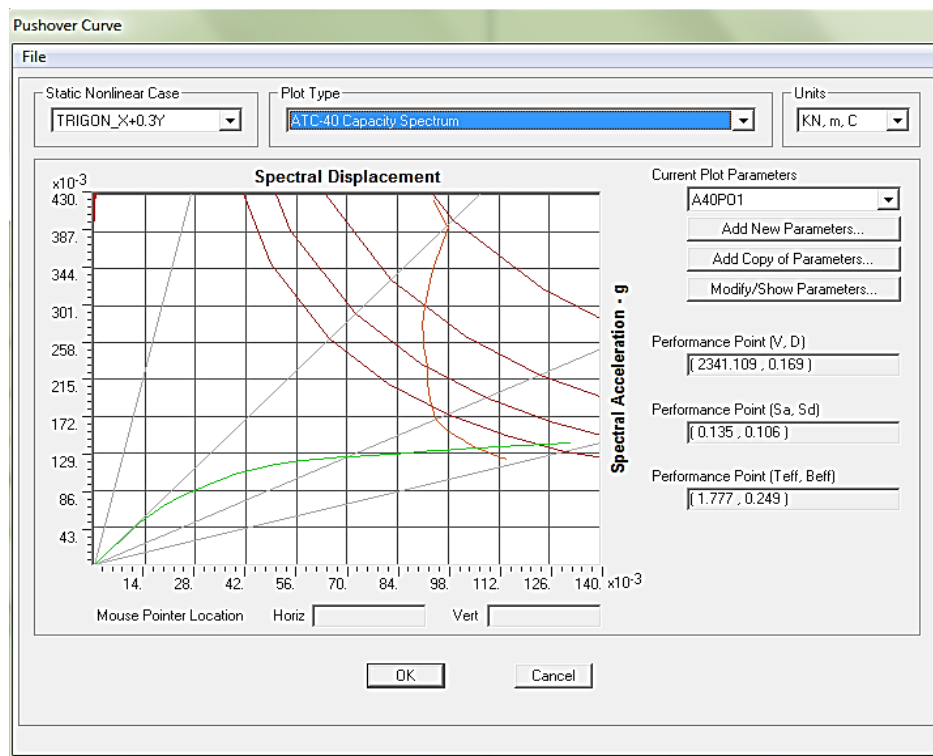
ΟΜΟΙΟΜ_-Y-0.3X											
ΒΗΜΑ	V (kN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	ΣΥΝΟΛΟ
4	2766,589	0,016	310	6	108	0	0	0	0	0	424
5	3312,100	0,020	261	6	157	0	0	0	0	0	424
<b>6</b>	<b>3691,616</b>	<b>0,026</b>	<b>228</b>	<b>7</b>	<b>189</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>424</b>
7	3908,458	0,030	216	12	196	0	0	0	0	0	424

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

- ✓ *Τριγωνική Κατανομή – Διεύθυνση x  
(Δυσμενέστερος Συνδυασμός X + 0.3Y )*



*Σχήμα 5.37: Καμπύλη ικανότητας*

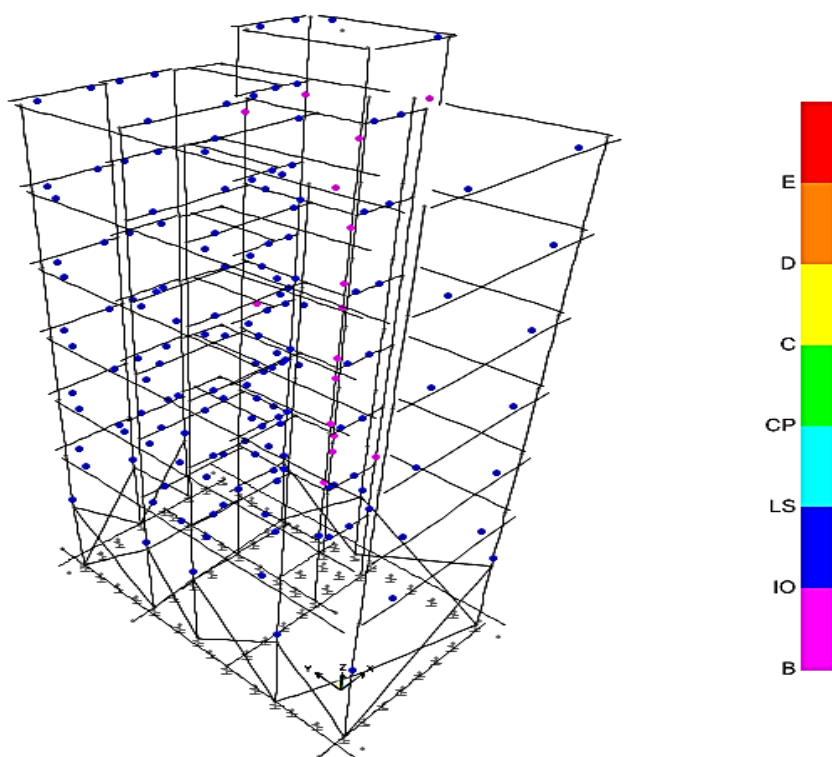


*Σχήμα 5.38: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40*

Η τριγωνική ανάλυση κατά  $X+0.3Y$  πραγματοποιήθηκε σε 42 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας ( $V, D$ ) = (2341.109, 0.169) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 33 και 34.

TRIGON_X+0.3Y		
ΒΗΜΑ	V (kN)	D (m)
32	2320,587	0,161601
<b>33</b>	<b>2335,787</b>	<b>0,167355</b>
<b>Σ.Ε.</b>	<b>2341,109</b>	<b>0,169</b>
<b>34</b>	<b>2346,069</b>	<b>0,171355</b>
35	2360,359	0,177010

Πίνακας 5.21: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης

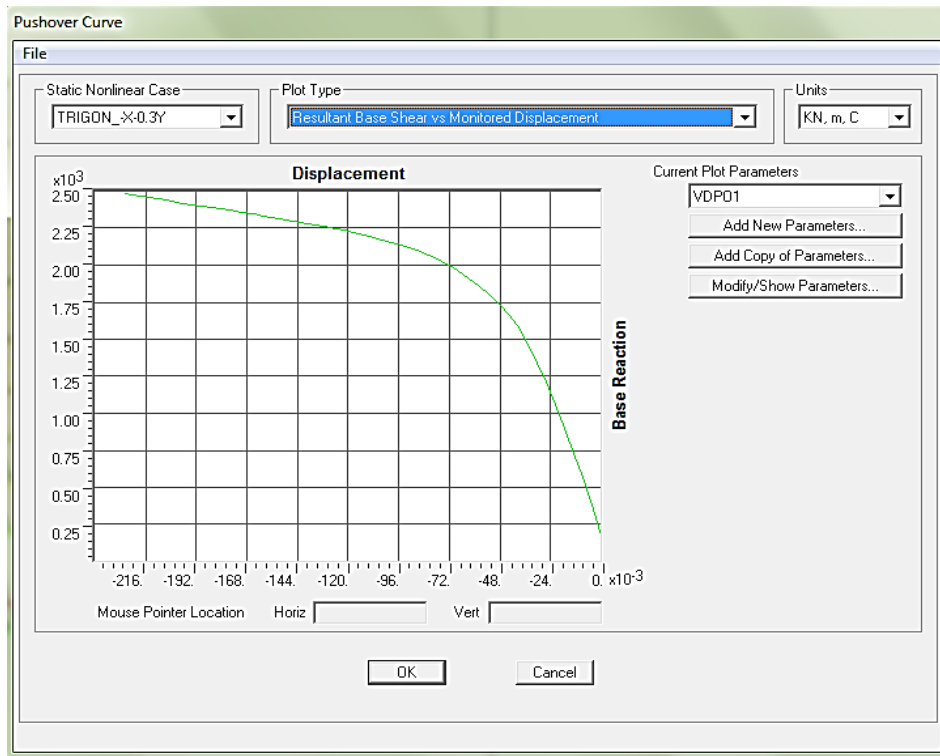


Σχήμα 5.39: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

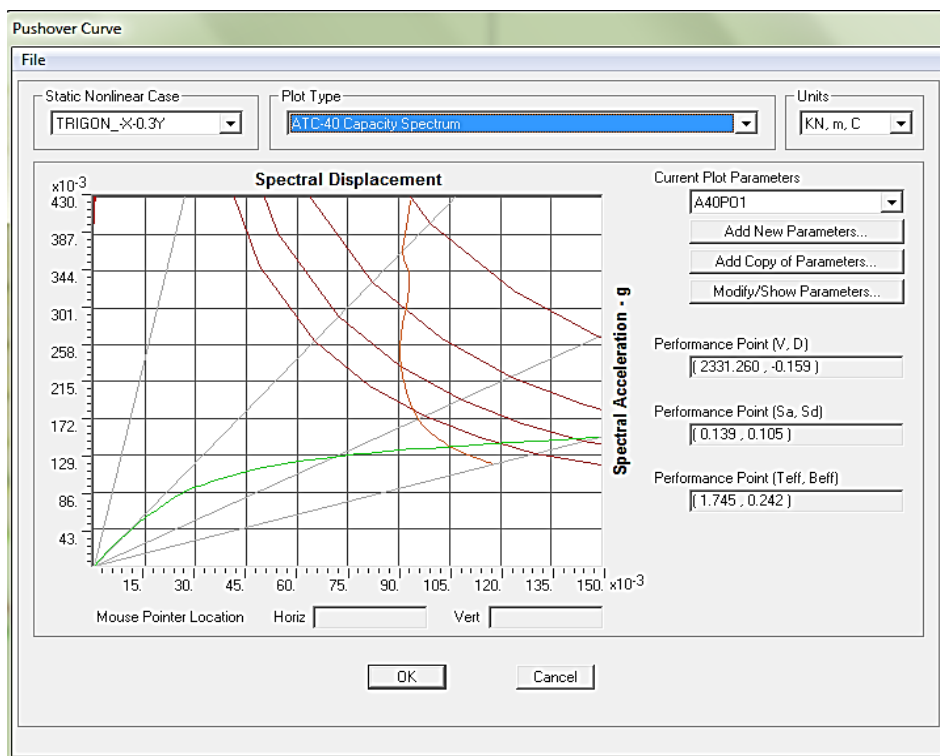
TRIGON_X+0.3Y											
ΒΗΜΑ	V (kN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	ΣΥΝΟΛΟ
32	2320,587	0,162	256	14	154	0	0	0	0	0	424
33	2335,787	0,167	254	14	156	0	0	0	0	0	424
<b>34</b>	<b>2346,069</b>	<b>0,171</b>	<b>252</b>	<b>16</b>	<b>156</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>424</b>
35	2360,359	0,177	249	15	160	0	0	0	0	0	424

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

- ✓ Τριγωνική Κατανομή – Διεύθυνση  $-x$   
(Δυσμενέστερος Συνδυασμός  $-X - 0.3Y$ )



Σχήμα 5.40: Καμπύλη ικανότητας

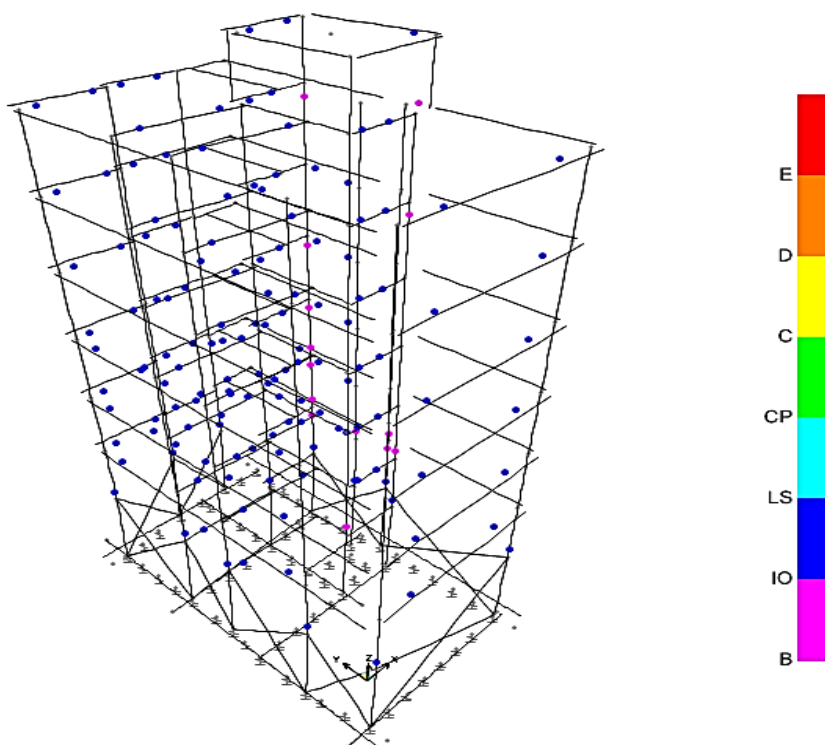


Σχήμα 5.41: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η τριγωνική ανάλυση κατά  $-X - 0.3Y$  πραγματοποιήθηκε σε 59 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V, D) = (2331.260, -0.159) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 31 και 32.

TRIGON_-X-0.3Y		
ΒΗΜΑ	V (kN)	D (m)
30	2307,103	-0,149318
<b>31</b>	<b>2324,115</b>	<b>-0,156523</b>
<b>Σ.Ε.</b>	<b>2331,260</b>	<b>-0,159</b>
<b>32</b>	<b>2333,895</b>	<b>-0,160523</b>
33	2344,423	-0,164523

Πίνακας 5.23: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης

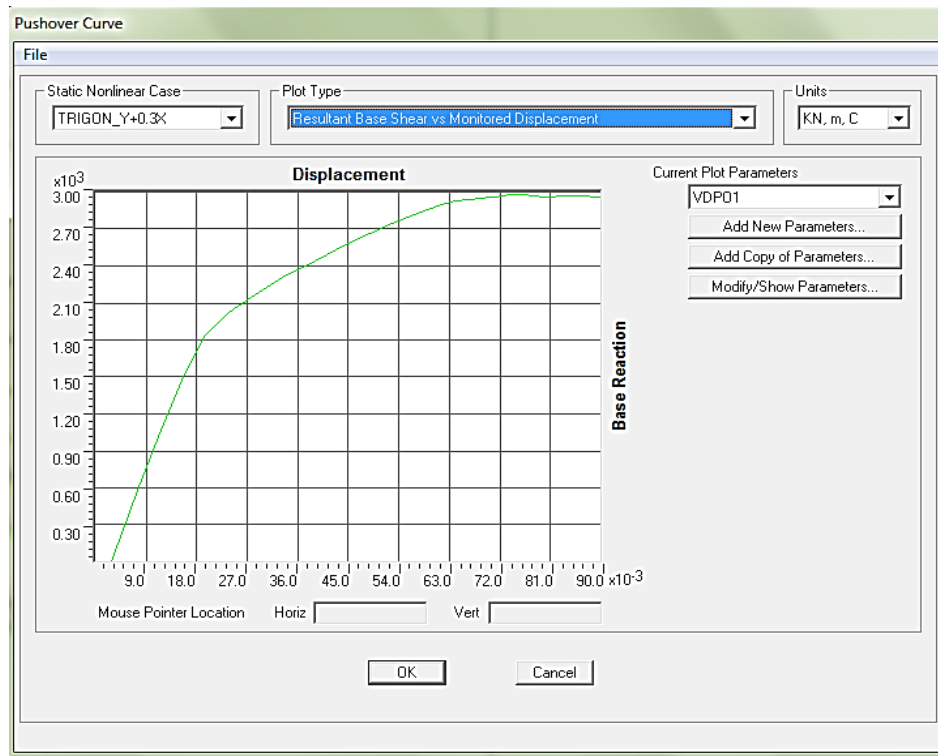


Σχήμα 5.42: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

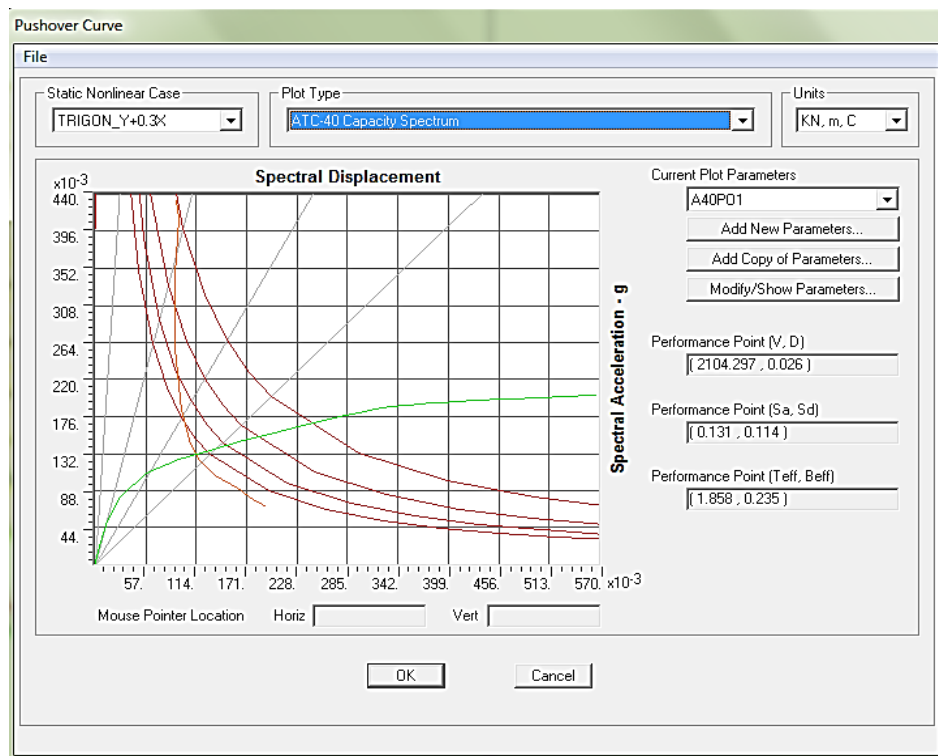
TRIGON_-X-0.3Y											
ΒΗΜΑ	V (kN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	ΣΥΝΟΛΟ
30	2307,103	-0,149	273	12	139	0	0	0	0	0	424
31	2324,115	-0,157	272	12	140	0	0	0	0	0	424
<b>32</b>	<b>2333,895</b>	<b>-0,161</b>	<b>270</b>	<b>14</b>	<b>140</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>424</b>
33	2344,423	-0,165	269	15	140	0	0	0	0	0	424

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

- ✓ Τριγωνική Κατανομή – Διεύθυνση  $y$   
(Δυσμενέστερος Συνδυασμός  $Y + 0.3X$ )



Σχήμα 5.43: Καμπύλη ικανότητας

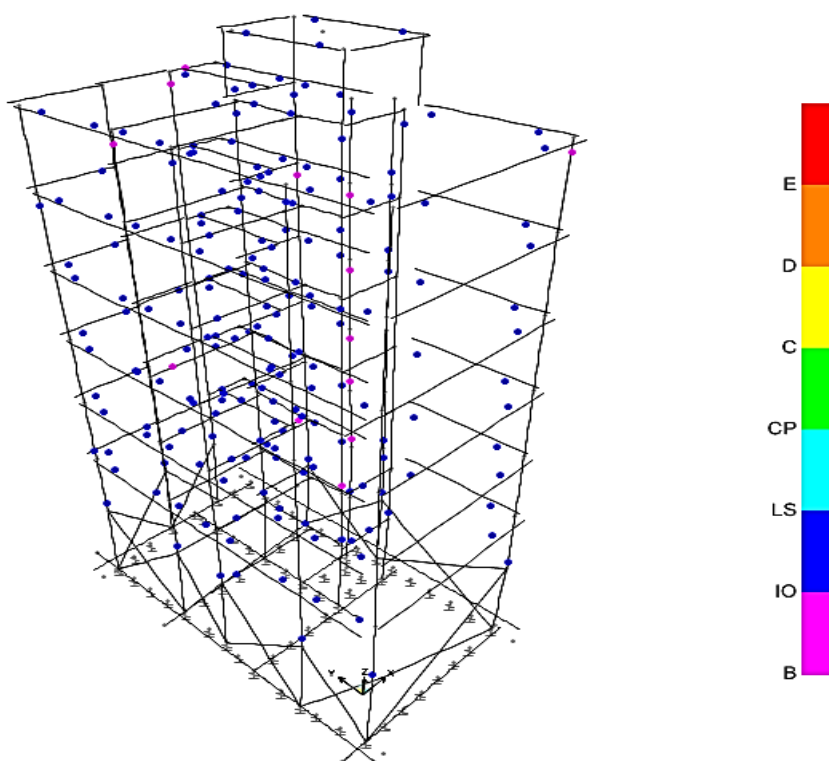


Σχήμα 5.44: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η τριγωνική ανάλυση κατά  $Y+0.3X$  πραγματοποιήθηκε σε 24 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας ( $V, D$ ) = (2104.297, 0.026) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 6 και 7.

TRIGON_Y+0.3X		
BHMA	V (kN)	D (m)
5	1837,451	0,019452
<b>6</b>	<b>2027,398</b>	<b>0,023744</b>
<b>Σ.Ε.</b>	<b>2104,297</b>	<b>0,026</b>
<b>7</b>	<b>2169,211</b>	<b>0,028426</b>
8	2309,579	0,033257

Πίνακας 5.25: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης

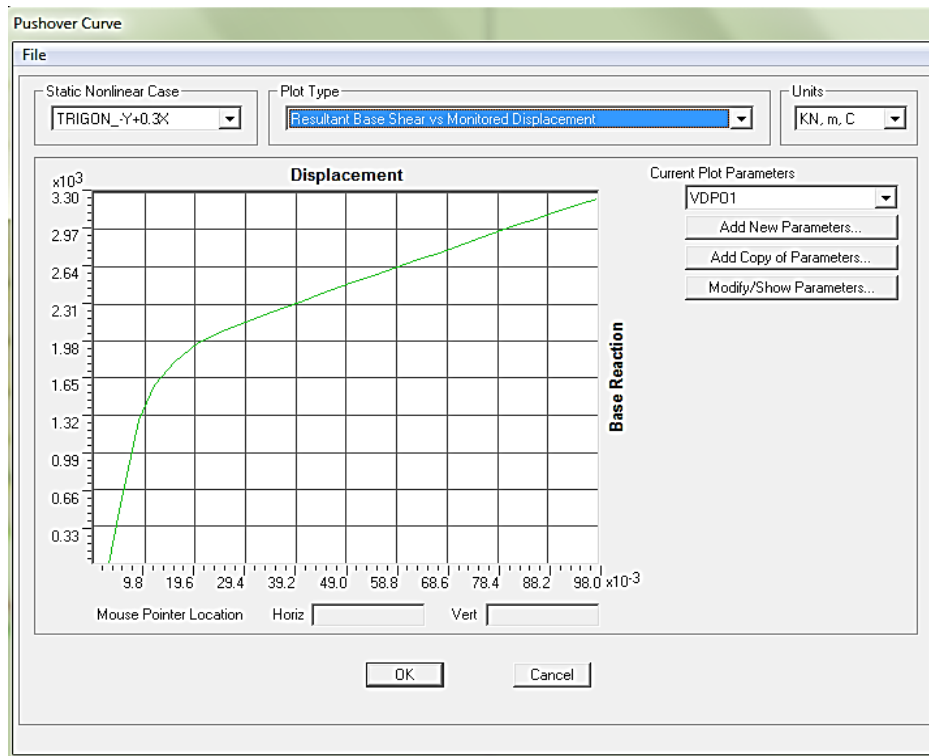


Σχήμα 5.45: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

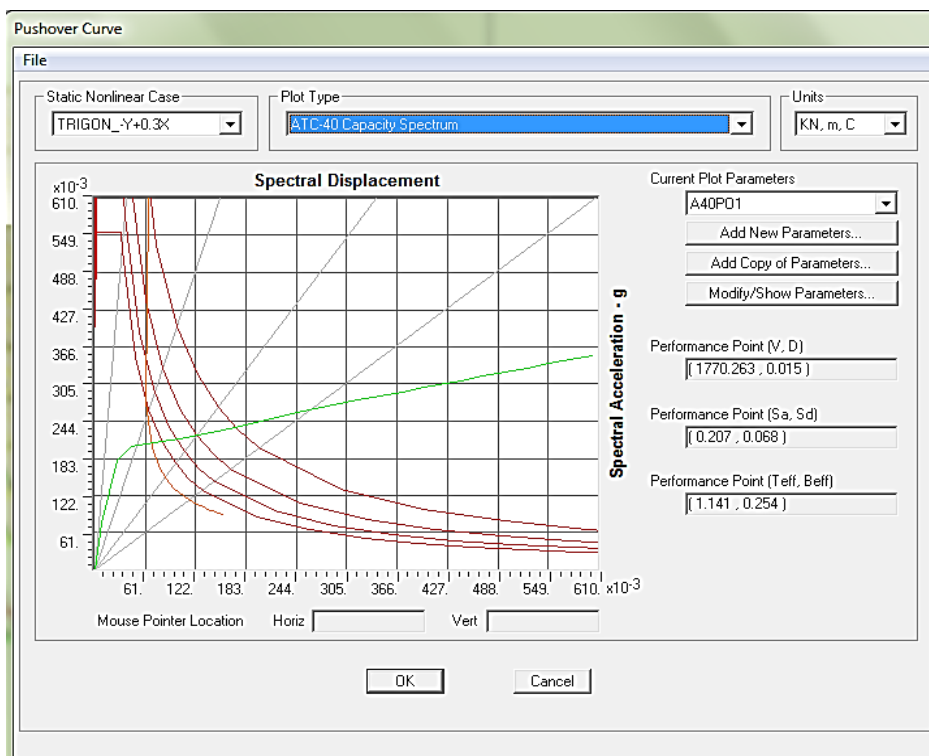
TRIGON_Y+0.3X											
BHMA	V (kN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	ΣΥΝΟΛΟ
5	1837,451	0,019	266	11	147	0	0	0	0	0	424
6	2027,398	0,024	227	12	185	0	0	0	0	0	424
<b>7</b>	<b>2169,211</b>	<b>0,028</b>	<b>215</b>	<b>13</b>	<b>196</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>424</b>
8	2309,579	0,033	197	13	214	0	0	0	0	0	424

Πίνακας 5.26: Προσδιορισμός αριθμού και είδους πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

- ✓ Τριγωνική Κατανομή – Διεύθυνση  $-y$   
(Δυσμενέστερος Συνδυασμός  $-Y + 0.3X$ )



Σχήμα 5.46: Καμπύλη ικανότητας



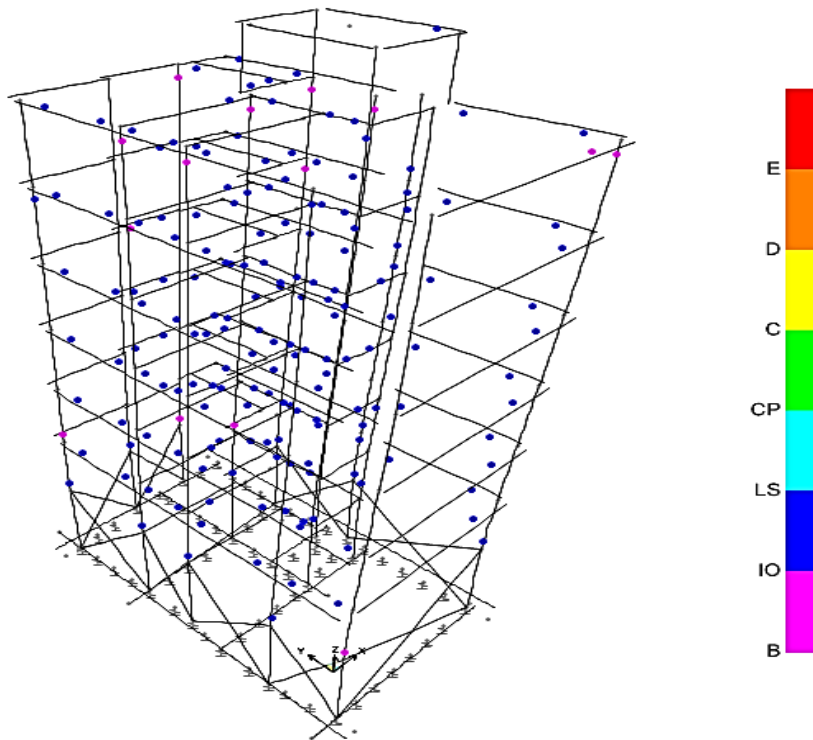
Σχήμα 5.47: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40



Η τριγωνική ανάλυση κατά  $-Y+0.3X$  πραγματοποιήθηκε σε 22 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V, D) = (1770.263, 0.015) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 4 και 5.

TRIGON_-Y+0.3X		
BHMA	V (kN)	D (m)
3	1588,947	0,011732
<b>4</b>	<b>1802,555</b>	<b>0,015735</b>
<b>Σ.Ε.</b>	<b>1770,263</b>	<b>0,015</b>
<b>5</b>	<b>1954,794</b>	<b>0,020071</b>
6	2079,166	0,025567

Πίνακας 5.27: Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στα βήματα ανάλυσης



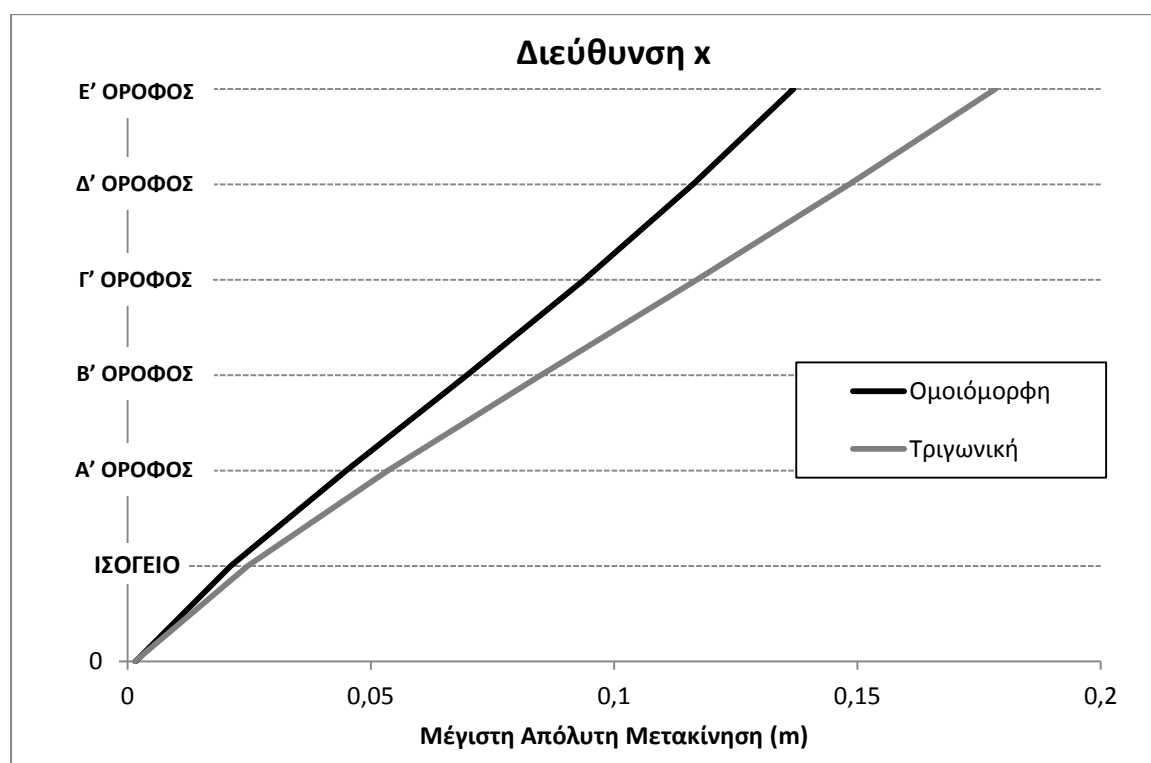
Σχήμα 5.48: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

TRIGON_-Y+0.3X											
BHMA	V (kN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	ΣΥΝΟΛΟ
3	1588,947	0,012	303	4	117	0	0	0	0	0	424
4	1802,555	0,016	273	4	147	0	0	0	0	0	424
<b>5</b>	<b>1954,794</b>	<b>0,020</b>	<b>242</b>	<b>14</b>	<b>168</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>424</b>
6	2079,166	0,026	224	12	188	0	0	0	0	0	424

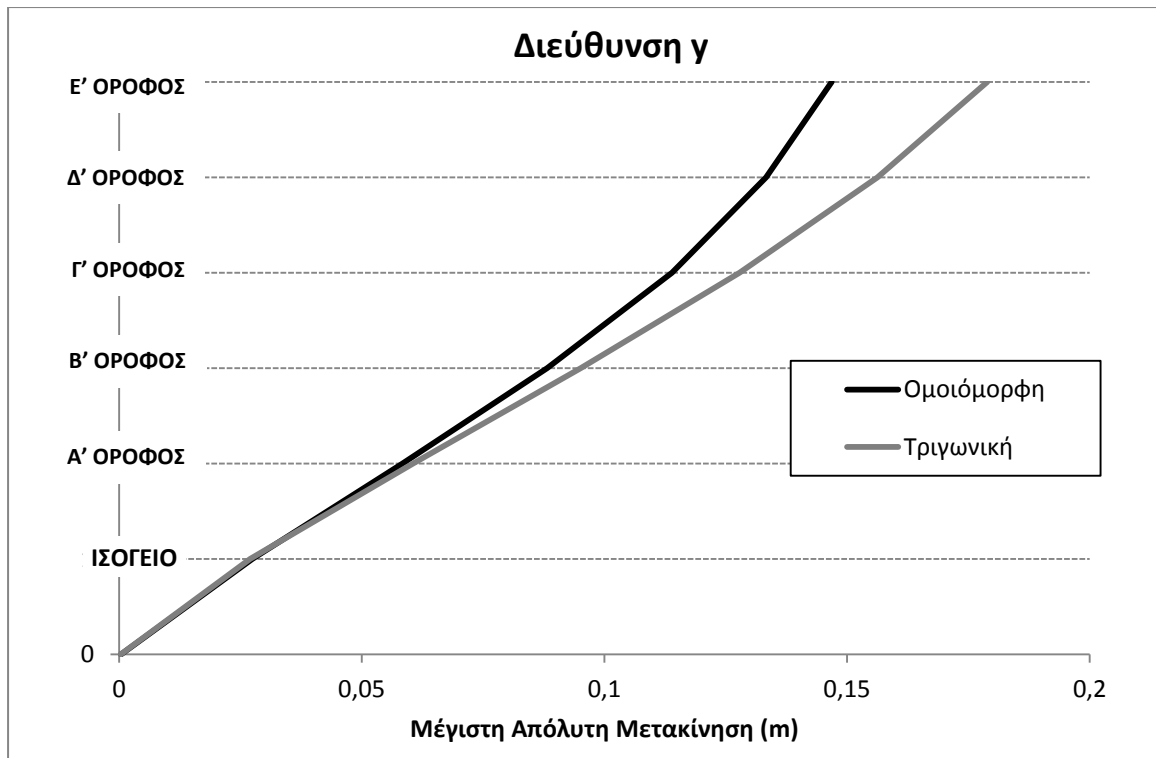
Πίνακας 5.28: Προσδιορισμός αριθμού και είδους πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τους παραπάνω πίνακες (Πίνακας 5.14-5.28) μπορεί να γίνει εύκολα αντιληπτό πως για όλες τις κατανομές, τόσο της ομοιόμορφης όσο και της τριγωνικής, αρκετά στοιχεία έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή, ωστόσο κανένα δεν έχει ξεπεράσει το 75% της οριακής γωνίας στροφής χορδής. Γεγονός που αποδεικνύει πως 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 επιτελεσματικότητας χαμηλότερα από τη στάθμη «Προστασία Ζωής».

Επειδή η βλάβη που υφίσταται ένα κτήριο σχετίζεται κυρίως με την παραμόρφωση παρά με τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στα μέλη του, οι μέγιστες απόλυτες αλλά και σχετικές μετακινήσεις αποτελούν τη βασική παράμετρο σύγκρισης των διαφόρων αναλύσεων. Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε να παρασταθούν οι μέγιστες απόλυτες και σχετικές μετακινήσεις κάθε ορόφου για κάθε κατεύθυνση ώστε να μπορεί στη συνέχεια να γίνει και σύγκριση με την ανελαστική δυναμική ανάλυση.



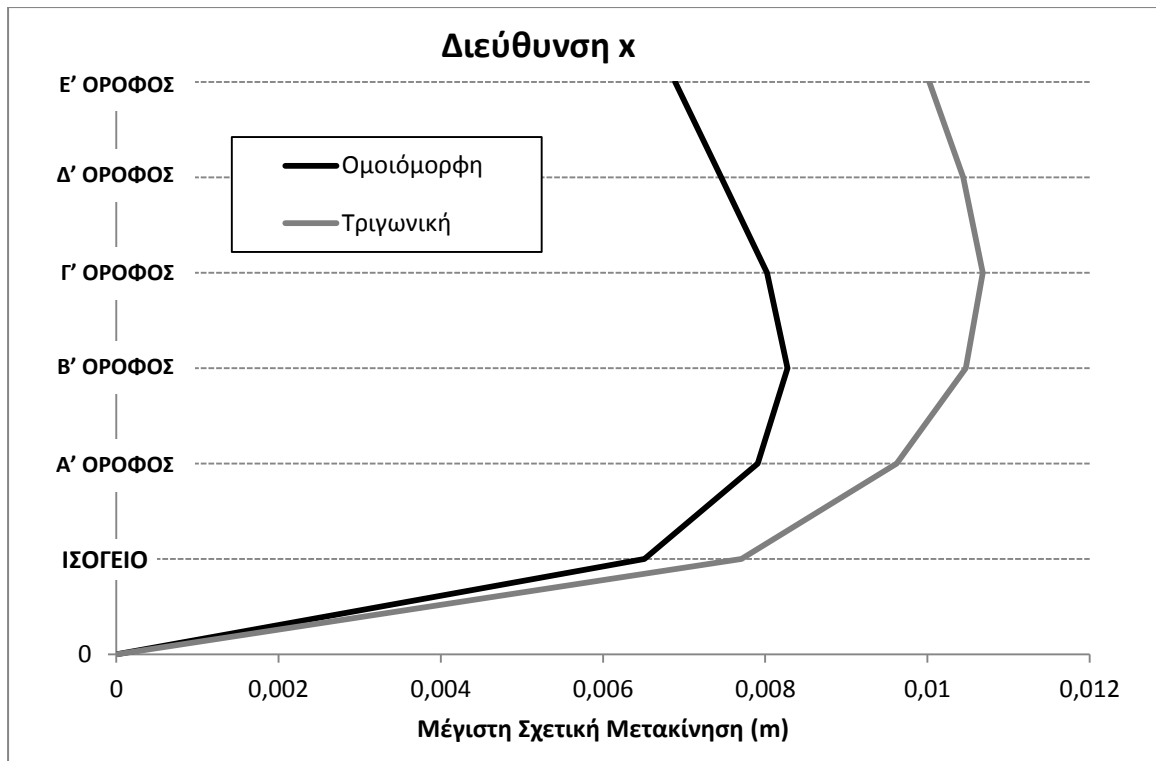
Σχήμα 5.49: Διάγραμμα μέγιστης απόλυτης μετακίνησης στη διεύθυνση x καθ' ύψος της κατασκευής για την Ανελαστική Στατική Ανάλυση



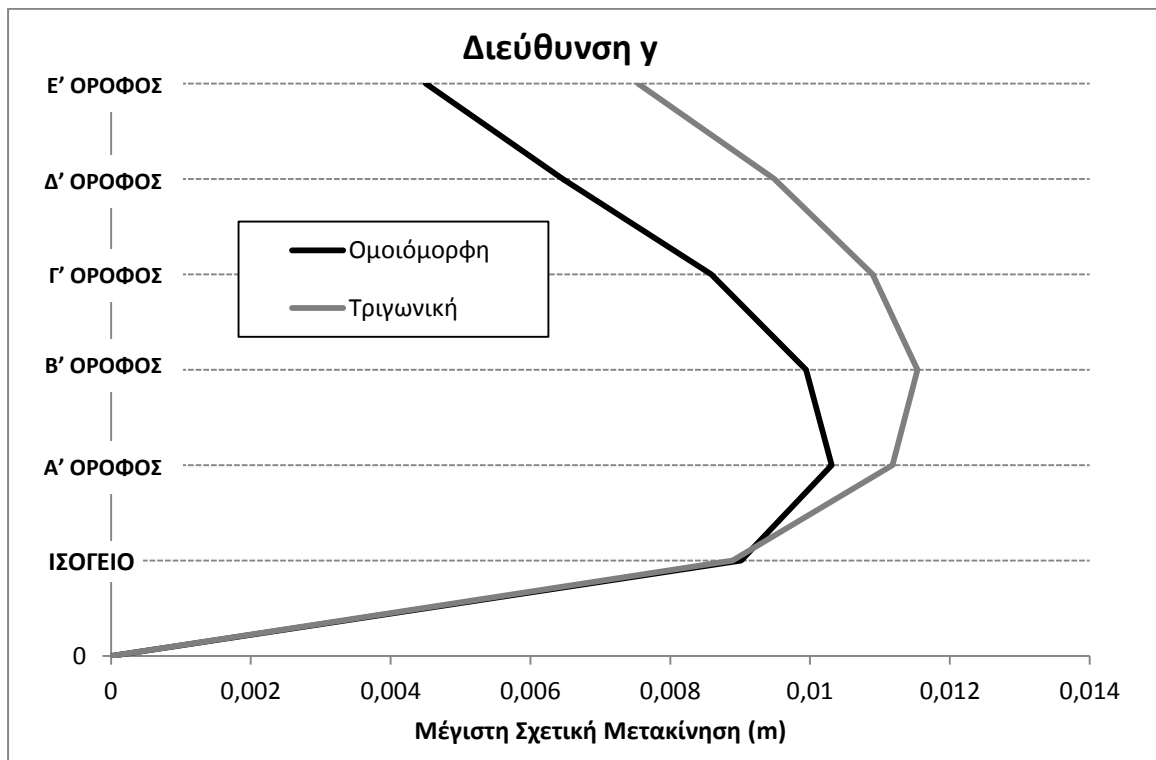
Σχήμα 5.50: Διάγραμμα μέγιστης απόλυτης μετακίνησης στη διεύθυνση y καθ' ύψος της κατασκευής για την Ανελαστική Στατική Ανάλυση

Παρατηρώντας τα παραπάνω διαγράμματα διαπιστώνεται πως η εξέλιξη ανά όροφο των παραμορφωσιακών μεγεθών της κατασκευής (μετακινήσεις στη διεύθυνση x και y) είναι η αναμενόμενη. Όσο αυξάνεται η στάθμη του ορόφου τόσο αυξάνεται και η αναπτυσσόμενη μετακίνηση της κατασκευής. Ταυτόχρονα γίνεται φανερό πως και για τις δύο διευθύνσεις, η κατασκευή αναπτύσσει μεγαλύτερες μετακινήσεις υπό την εφαρμογή του ιδιομορφικού – τριγωνικού οριζόντιου συνδυασμού φόρτισης.

Εν συνεχεία παρουσιάζονται τα διαγράμματα των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων της κατασκευής («interstory drifts») ανά διεύθυνση. Υπενθυμίζεται πως οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων ορίζονται ως η διαφορά των μετακινήσεων δύο αντίστοιχων κόμβων γειτονικών ορόφων διαιρεμένη με την υψομετρική διαφορά των ορόφων.



Σχήμα 5.51: Διάγραμμα μέγιστης σχετικής μετακίνησης στη διεύθυνση x καθ' ύψος της κατασκευής για την Ανελαστική Στατική Ανάλυση



Σχήμα 5.52: Διάγραμμα μέγιστης σχετικής μετακίνησης στη διεύθυνση y καθ' ύψος της κατασκευής για την Ανελαστική Στατική Ανάλυση

### 5.2.2.6 Έλεγχος Αντοχής Τοιχωμάτων σε Διάτμηση

Ένας ακόμη έλεγχος που δεν θα πρέπει να παραλειφθεί αφορά στα στοιχεία με αποδεδειγμένα πλαστική 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. Επιλέχθηκε λοιπόν να γίνει ένας έλεγχος της διατμητικής αντοχής των τοιχωμάτων κατά τη δράση της δυσμενέστερης φόρτισης της κατασκευής.

Οι σχέσεις υπολογισμού της διατμητικής αντοχής δομικού στοιχείου σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ παρατίθενται στη συνέχεια.

Ο έλεγχος απαιτεί η αντοχή έναντι τέμνουσας να είναι μεγαλύτερη ή ίση από την εκάστοτε δράση

$$V_{Rd3} \geq V_{sd}$$

όπου,

$$V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}$$

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

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

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

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

όπου η  $V_{Rd1}$  υπολογίζεται ως εξής:

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

με παραμέτρους τις ακόλουθες

- $\tau_{Rd} (KPa) = 260KPa$  για σκυρόδεμα C20/25
- $k = 1.6 - d \geq 1.00$  ( $d$  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 των συνδετήρων λαμβάνεται ως εξής:

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

όπου,

- $A_{sw}$  διατομή του οπλισμού διάτμησης
- $f_{ywd} = f_{ywk} / 1.1 = 500 / 1.1 \approx 455 \text{MPa}$

Παρουσιάζεται ενδεικτικά ο υπολογισμός της αντοχής του τοιχώματος T11 και εν συνεχεία σύμφωνα με τις παραπάνω σχέσεις διαμορφώνεται ο ακόλουθος πίνακας στον οποίο φαίνονται οι αντοχές όλων των τοιχωμάτων της κατασκευής.

### Τοίχωμα T11

Γεωμετρικά στοιχεία:  $l_w = 1.20\text{m}$ ,  $b_w = 0.3\text{m}$

Οπλισμός: - Κύριος άκρων:  $5\varnothing 20 + 2\varnothing 14 + 2\varnothing 10$

- Συνδετήρες:  $\varnothing 10/100$

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

όπου,

- $\tau_{Rd} \text{ (KPa)} = 260 \text{KPa}$  για σκυρόδεμα C20/25 (Πίνακας 11.1 ΕΚΩΣ)
- $d = l_w - d_1$  όπου  $d_1 = c + \varphi_L / 2 + \varphi_w = 0.02 + 0.01 + 0.01 = 0.04\text{m}$   
άρα  $d = 1.2 - 0.04 = 1.16\text{m}$
- $k = 1.6 - d = 0.44 < 1.00$  οπότε λαμβάνεται  $k = 1.00$
- $A_{sl} = \frac{5 \cdot \pi \cdot 0.02^2 + 2 \cdot \pi \cdot 0.014^2 + 2 \cdot \pi \cdot 0.01^2}{4} = 0.002\text{m}^2$
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{0.002}{0.3 \cdot 1.16} = 0.0058$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{1759.95}{0.3 \cdot 1.20} = 4888.75 \text{KPa}$

Επομένως  $V_{Rd1} = 384.76 \text{kN}$

Έλεγχος απομείωσης:  $v = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_c} = \frac{-1759.95}{0.3 \cdot 1.20 \cdot 20000} = -0.24 < -0.10$  επομένως

$V_{cd} = 0.7V_{Rd1} \Rightarrow V_{cd} = 269.33 \text{kN}$

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

όπου,

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

$$- f_{ywd} = 455 MPa$$

$$- s = 0.1 m$$

Επομένως  $V_{wd} = 745.78 kN$

Η συνολική επομένως αντοχή του τοιχώματος T11 είναι  $V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} = 1015.11 kN$ . Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών των τοιχωμάτων που ελήφθησαν από την ανελαστική στατική ανάλυση, για τις διάφορες φορτιστικές κατανομές, προέκυψε πως για το τοίχωμα T11 η μέγιστη διατμητική δύναμη αναπτύχθηκε κατά την ομοιόμορφη κατανομή  $-X - 0.3Y$ , στη στάθμη του ισογείου και είναι ίση με 307,231kN. Επομένως γίνεται άμεσα αντιληπτό πως η αντοχή του τοιχώματος επαρκεί σε σχέση με τη διατμητική δύναμη που δέχεται κατά την ανάλυση.

Οι αντοχές καθώς και οι μέγιστες διατμητικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα υπόλοιπα τοιχώματα τις κατασκευής ανά διεύθυνση παρουσιάζονται στους ακόλουθους πίνακες.

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X				
ΤΟΙΧΩΜΑ	$V_{cd}$ (kN)	$V_{wd}$ (kN)	$V_{Rd3}$ (kN)	$V_{sd}$ (kN)
T3	210,46	745,78	956,24	> 326,873
T11	269,33	745,78	1015,11	> 307,231
T <sub>ΠΥΡΗΝΑ,Α</sub>	221,43	910,37	1131,8	> 442,186
T <sub>ΠΥΡΗΝΑ,Γ</sub>	161,67	910,37	1072,04	> 112,980

Πίνακας 5.29: Αντοχές και μέγιστες διατμητικές δυνάμεις τοιχωμάτων της κατασκευής κατά την Ανελαστική Στατική Ανάλυση στη διεύθυνση x

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y				
ΤΟΙΧΩΜΑ	$V_{cd}$ (kN)	$V_{wd}$ (kN)	$V_{Rd3}$ (kN)	$V_{sd}$ (kN)
T1	190,71	745,78	936,49	> 255,517
T5	251,9	745,78	997,68	> 342,380
T <sub>ΠΥΡΗΝΑ,Β</sub>	124,67	858,93	983,6	> 398,601

Πίνακας 5.30: Αντοχές και μέγιστες διατμητικές δυνάμεις τοιχωμάτων της κατασκευής κατά την Ανελαστική Στατική Ανάλυση στη διεύθυνση y

Από τα δεδομένα των παραπάνω πινάκων προκύπτει πως τα τοιχώματα της κατασκευής συμπεριφέρονται ικανοποιητικά έναντι της τέμνουσας και στις δύο διευθύνσεις της ανάλυσης και ως εκ τούτου δεν παρουσιάζεται σφάλμα από την απόφαση της μη προσομοίωσης των διατμητικών τους παραμορφώσεων. Παράλληλα, δεν παρατηρείται ανάγκη βελτίωσης ή ενίσχυσής τους λόγω διάτμησης.



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

#### 5.3.1 Γενικά

Η μη - γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας αποτελεί τη δεύτερη από τις κατηγορίες μη - γραμμικών αναλύσεων των κατασκευών. Με την πάροδο των χρόνων και με την εξέλιξη σε διάφορους τομείς της τεχνολογίας, όπως η βελτίωση των αλγορίθμων επίλυσης μη - γραμμικών προβλημάτων, η ανάπτυξη πληθώρας λογισμικών που καλύπτουν τέτοιου είδους αναλύσεις και κυρίως η ραγδαία εξέλιξη της υπολογιστικής ισχύος των σύγχρονων ηλεκτρονικών υπολογιστών, οι αναλύσεις αυτές έχουν κερδίσει σημαντικό έδαφος τόσο σε ερευνητικό επίπεδο, όσο και σε επίπεδο σχεδιασμού νέων κατασκευών.

Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου - παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτηρίου. Στον φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση με την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων εδαφικών κινήσεων, από όπου υπολογίζεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας η απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα της μεθόδου θα πρέπει να ελέγχονται σε κάθε περίπτωση και αν κρίνεται απαραίτητο να μειώνεται το χρονικό βήμα της ολοκλήρωσης. Με αυτό τον τρόπο είναι δυνατό να μειωθούν κάποιοι παράγοντες, όπως για παράδειγμα η απότομη μείωση της δυσκαμψίας από ένα βήμα στο επόμενο, που επηρεάζουν την ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Η διόρθωση της λύσης σε κάθε χρονικό βήμα γίνεται μέσω της επαναληπτικής διαδικασίας σύγκλισης Newton – Raphson.

Η μη - γραμμική ανάλυση Pushover, όπως προαναφέρθηκε, προϋποθέτει καθορισμό ενός πλευρικού προφίλ φορτίσεων και προσδιορισμό της στοχευόμενης μετατόπισης για τον έλεγχο του φορέα. Αντίθετα, η δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας εξαρτάται από δύο παράγοντες. Πρώτον την εξιδανίκευση του φορέα, δηλαδή των προσομοιωμάτων για την αναπαράσταση της μη - γραμμικής συμπεριφοράς του, και δεύτερον την επιλογή του επιταχυνσιογραφήματος που θα χρησιμοποιηθεί. Το τελευταίο απαιτεί την καλή γνώση της αναμενόμενης σεισμικής κίνησης στο σημείο στο οποίο εδράζεται η κατασκευή, κάτι το οποίο δεν είναι εύκολο να προσδιοριστεί παρά μόνο πιθανοτικά.

Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του φορέα αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων κατά τη διάρκεια του σεισμού, επειδή το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία προσεγγίζουν με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκριση του φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου. Για τους παραπάνω λόγους, η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα ή έδαφος θεμελίωσης. Παρόλα' αυτά η απόκριση της κατασκευής ενδέχεται να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά των συγκεκριμένων επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιούνται, συνεπώς η ανάλυση χρονοϊστορίας πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες από μία εδαφικές διεγέρσεις και από ένα πλήθος σεισμών και άνω (>7 ή 10) να υπολογίζονται οι μέσες αποκρίσεις.

Για τους παραπάνω λόγους τα χρησιμοποιούμενα επιταχυνσιογραφήματα είναι κατάλληλα επιλεγμένες φυσικές καταγραφές ή τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα συμβατά με κάποιο φάσμα σχεδιασμού, για την κατασκευή των οποίων ελήφθησαν

όλες οι πιθανές αβεβαιότητες όσον αφορά στη σεισμική κίνηση. Τα τεχνητά αυτά επιταχυνσιογραφήματα διακρίνονται σε πλήρως τεχνητά και σε ημι - τεχνητά τα οποία θυμίζουν περισσότερο τις φυσικές καταγραφές.

Ενώ η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης, χρησιμοποιείται σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών, λόγω του μεγάλου υπολογιστικού κόστους, της ανάγκης προσεκτικής επιλογής επιταχυνσιογραφημάτων και της δυσκολίας στην επεξεργασία του μεγάλου όγκου των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς ως σημείο αναφοράς και εργαλείο αξιολόγησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων των υπόλοιπων μεθόδων ανάλυσης και κυρίως της ανελαστικής στατικής μεθόδου. Σε ειδικές περιπτώσεις παρόλα αυτά χρησιμοποιείται μόνο επιβαρυντικά έναντι της αντίστοιχης φασματικής μεθόδου.

### **5.3.2 Ορισμός Μη – Γραμμικών Ιδιοτήτων των Διατομών**

Οι μη - γραμμικές ιδιότητες των διατομών των στοιχείων της κατασκευής παρέμειναν οι ίδιες, όπως και στην περίπτωση της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης, στα άκρα των δοκών, υποστυλωμάτων και τοιχιών (βλ. § 5.2.2.3 του παρόντος).

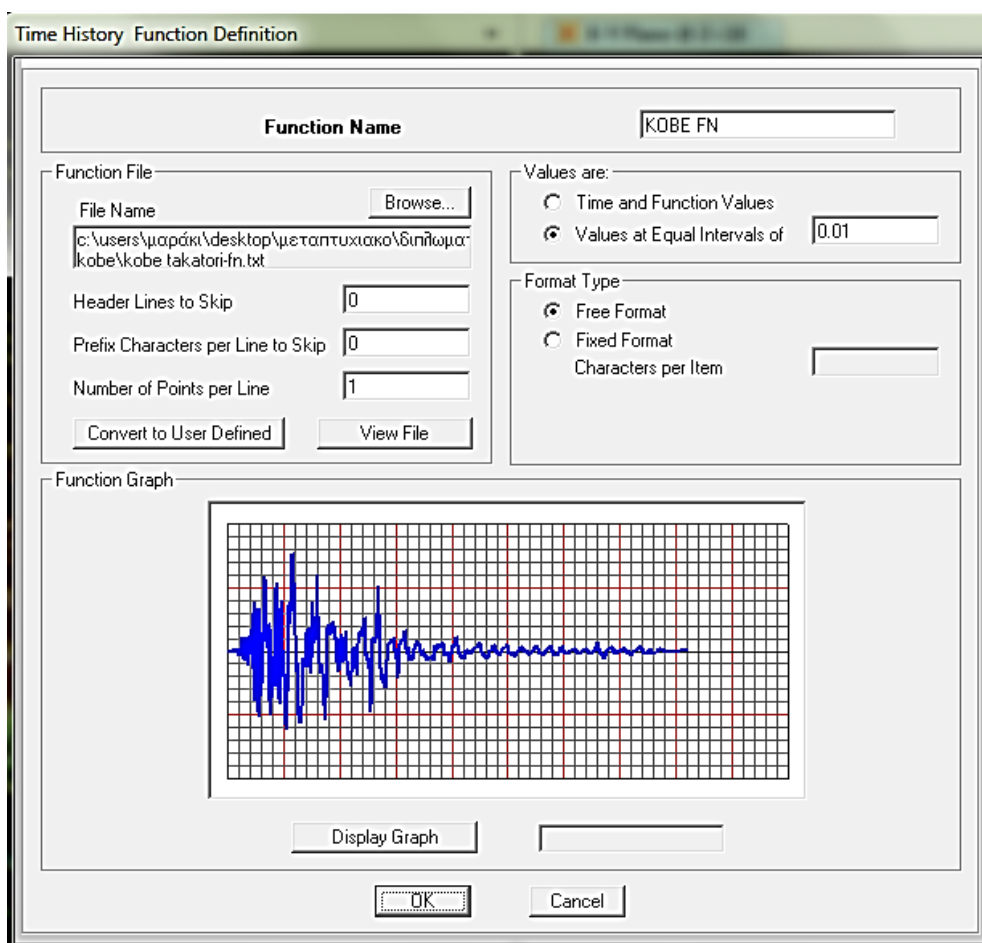
### **5.3.3 Σεισμικές Καταγραφές**

Για την εφαρμογή της μεθόδου επιλέχθηκαν τα επιταχυνσιογραφήματα των τριών διαφορετικών σεισμικών καταγραφών που χρησιμοποιήθηκαν και κατά την ελαστική δυναμική ανάλυση, του σεισμού του Kobe στην Ιαπωνία (1995, Takatori station), του σεισμού του Northridge του Los Angeles της California (1994, Rinaldi station) και του σεισμού του Düzce στην Τουρκία (1999, Bolu station). Τα επιταχυνσιογραφήματα και των τριών σεισμικών καταγραφών κατά τις διευθύνσεις  $x$  και  $y$  παρουσιάζονται στα σχήματα της § 3.3.2 του παρόντος (Σχήμα 3.14 – 3.19).

Οι σεισμικές καταγραφές και σε αυτήν την ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν έπειτα από κλιμάκωσή τους (*scaling*) προκειμένου τα φάσματα των σεισμών που εισάγονται στην κατασκευή να είναι συμβατά με το φάσμα σχεδιασμού έτσι ώστε όλες οι συχνότητες του δομικού έργου να διεγείρονται ακριβώς όπως και το φάσμα σχεδιασμού (βλ. § 3.3.2, Σχήμα 3.23 -3.29).

Η εισαγωγή των επιταχυνσιογραφημάτων στο λογισμικό SAP2000 μπορεί να γίνει ακολουθώντας τις εντολές που φαίνονται παρακάτω.

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



Σχήμα 5.53: Εισαγωγή επιταχυνσιογραφήματος στο SAP2000

### 5.3.4 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση

Η επιβολή των φορτίων γίνεται σε δύο φάσεις όπως ακριβώς και στην ανελαστική στατική ανάλυση. Αρχικά επιβάλλονται τα μόνιμα και τα κινητά φορτία με το συνδυασμό  $D+0.3L$ , 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 φαίνεται στα ακόλουθα σχήματα.

Define → Load Cases → Add New Load Case

**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name:   Notes:

Load Case Type:

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:

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

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	DEAD PLUS	1.
Load Pattern	LIVE	0.3

Other Parameters:  
 Load Application:    
 Results Saved:    
 Nonlinear Parameters:

Σχήμα 5.54: Ορισμός αρχικών συνθηκών φόρτισης μη – γραμμικής ανάλυσης  $D+0.3L$

Η δημιουργία των διαφόρων φορτιστικών περιπτώσεων, σε κάθε διεύθυνση, που αφορούν στα φορτία λόγω της σεισμικής διέγερσης γίνεται ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα. Ενδεικτικά παρουσιάζεται η δημιουργία της σεισμικής φόρτισης κατά την κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα του σεισμού του Kobe της Ιαπωνίας, συνυπολογίζοντας ένα 30% της παράλληλης στο ρήγμα συνιστώσας. Καθορίζονται ο συνολικός αριθμός των χρονικών βημάτων που επιθυμούμε να χρησιμοποιήσουμε από το επιλεγμένο αρχείο καθώς και το μέγεθος του χρονικού βήματος. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στην επιλογή του συντελεστή προσαρμογής. Ο εκάστοτε συντελεστής που έχει οριστεί εξ αρχής αυτόματα από τη βάση δεδομένων του PEER θα πρέπει επιπλέον να πολλαπλασιαστεί με  $9,81 \text{ m/s}^2$  στην περίπτωση που το αρχείο (.txt) που φορτώνεται στο SAP2000 περιέχει μονάδες επιταχύνσεων σε g.

Define → Load Cases → Add New Load Case

**Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History**

Load Case Name: KOBE FN    Notes:    Load Case Type: Time History

Initial Conditions:  Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case (D+0.3L NONL)

Modal Load Case: Use Modes from Case: MODAL

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	KOBE FN	1.027
Accel	U1	KOBE FN	1.027
Accel	U2	KOBE FP	0.3081

Time Step Data: Number of Output Time Steps: 4096, Output Time Step Size: 0.01

Other Parameters: Damping: Proportional Damping, Time Integration: Newmark, Nonlinear Parameters: Default

Analysis Type:  Linear,  Nonlinear  
 Time History Type:  Modal,  Direct Integration

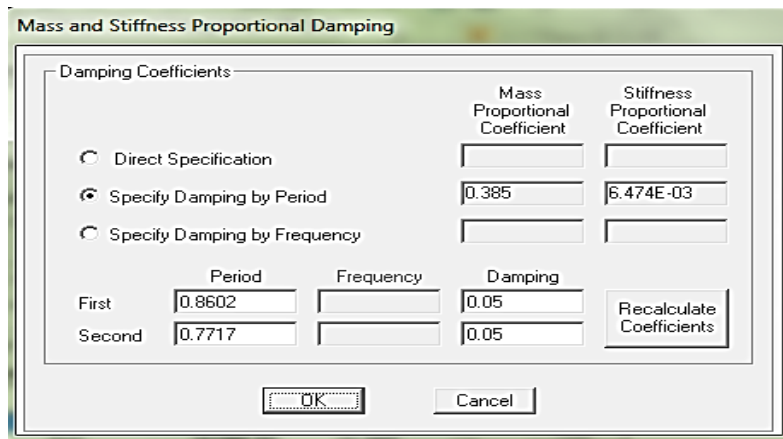
Geometric Nonlinearity Parameters:  None,  P-Delta,  P-Delta plus Large Displacements

Buttons: Add, Modify, Delete, Show Advanced Load Parameters, OK, Cancel

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

Η ανάλυση θα πρέπει να είναι μη - γραμμική, ενώ στη θέση time history type επιλέγεται η άμεση ολοκλήρωση (direct integration). Ακόμα, αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθεί σαν μέθοδος χρονικής ολοκλήρωσης η μέθοδος Newmark. Οι υπόλοιπες μη – γραμμικές παράμετροι ελήφθησαν ακριβώς όπως ήταν ορισμένες εξ αρχής από το λογισμικό.

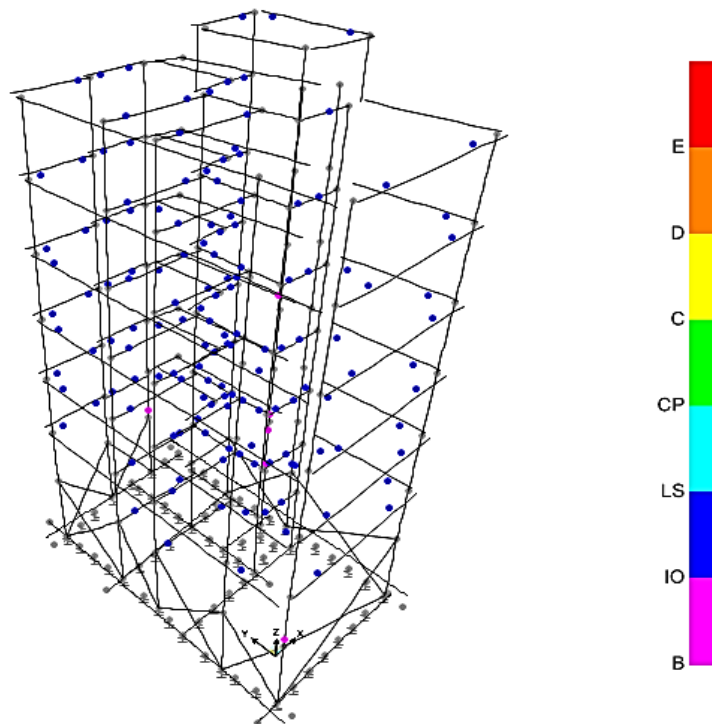
Η απόσβεση στην άμεσης ολοκλήρωσης ανάλυση ιστορίας καθορίζεται κάνοντας χρήση ενός πίνακα απόσβεσης στον οποίο συμπεριλαμβάνονται όροι, οι οποίοι επιλέγεται να προκύπτουν από τον προσδιορισμό των δύο πρώτων ιδιοπεριόδων. Έτσι οι τιμές του συντελεστή αναλογικής μάζας και απόσβεσης προκύπτουν όπως παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 5.56: Ορισμός Παραμέτρων Απόσβεσης

### 5.3.5 Αποτελέσματα Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης

Με την ολοκλήρωση της ανάλυσης ο παραμορφωμένος φορέας που παρουσιάζει την δυσμενέστερη παραμόρφωση στη διεύθυνση x εμφανίζεται για τον σεισμό Northridge, Rinaldi και φαίνεται ακολούθως.

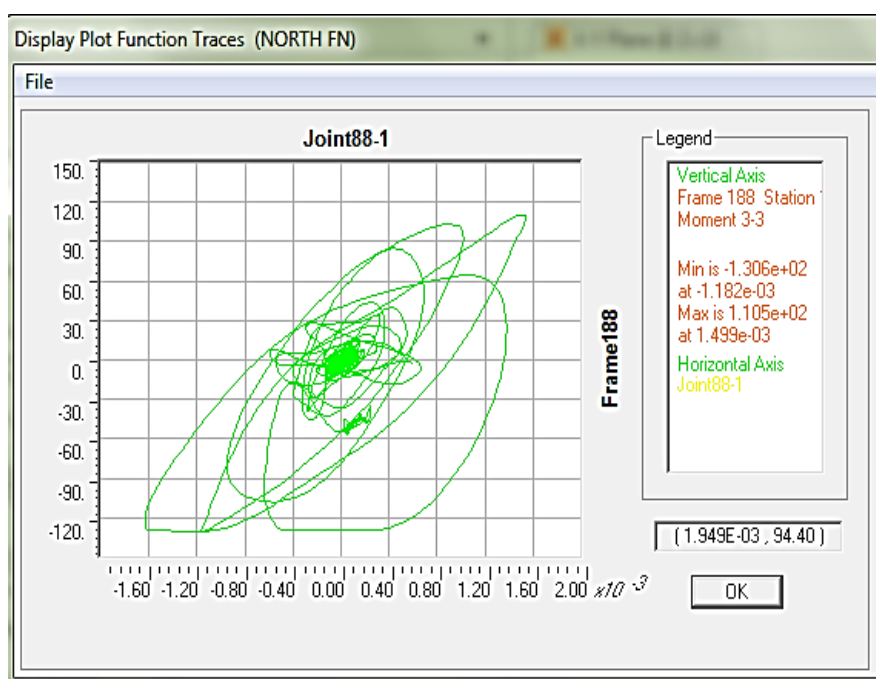


Σχήμα 5.57: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων κατά τη σεισμική διέγερση Northridge, Rinaldi στη διεύθυνση x

Σύμφωνα με το παραπάνω σχήμα μπορεί να γίνει εύκολα αντιληπτό πως η πλειονότητα των στοιχείων της κατασκευής έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή,

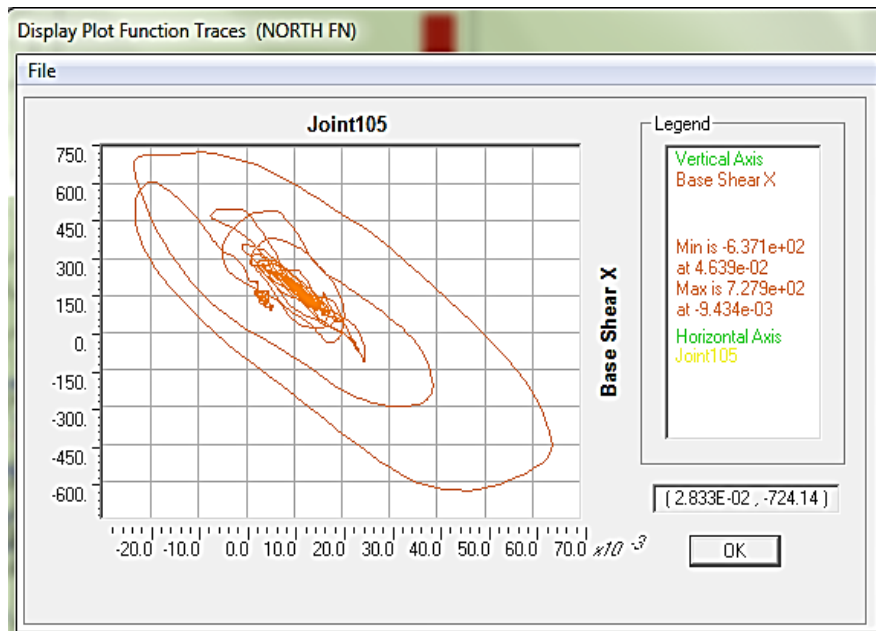
ωστόσο κανένα δεν έχει ξεπεράσει το 75% της οριακής γωνίας στροφής χορδής. Γεγονός που αποδεικνύει πως κανένα από τα στοιχεία δεν έχει ξεπεράσει το όριο της στάθμης «Προστασία Ζωής» (LS).

Χαρακτηριστικό της ανακυκλιζόμενης φόρτισης είναι η δημιουργία βρόχων υστέρησης, φόρτισης – αποφόρτισης για την εκάστοτε διατομή της κατασκευής. Κατά τη διαδικασία αυτή, η διατομή υποβάλλεται σε συνεχείς εναλλαγές των τιμών των εντατικών και παραμορφωσιακών της μεγεθών, υπό τις οποίες διέρχεται από διάφορες στάθμες επιτελεσματικότητας έως την ολοκλήρωση της φόρτισης. Ένας τέτοιος βρόχος παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα για τη δοκό Δ15 του Ε' ορόφου.



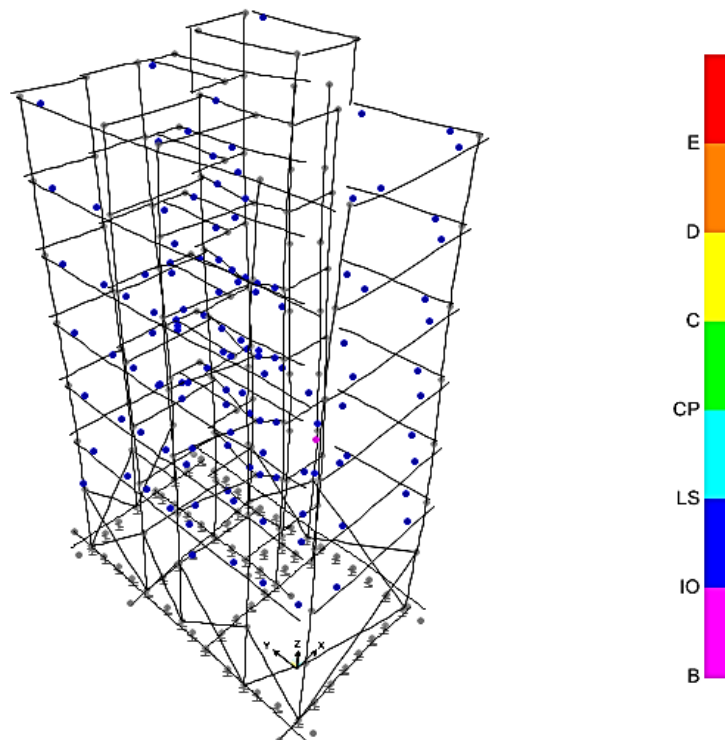
Σχήμα 5.58: Διάγραμμα βρόχων υστέρησης, ροπής – πλαστικής στροφής δοκού Δ15

Παράλληλα παρουσιάζεται ο βρόχος υστέρησης σε όρους τέμνουσας βάσης - μετατόπισης του κόμβου ελέγχου της κατασκευής (κόμβος 105). Σύμφωνα με το διάγραμμα αυτό γίνεται εύκολα αντιληπτό πως η κατασκευή διαθέτει πλαστιμότητα και δεν παρατηρείται πτώση της αντοχής και της δυσκαμψίας ύστερα από τους κύκλους φόρτισης.



Σχήμα 5.59: Βρόχοι υστέρησης, τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κόμβου ελέγχου στη διεύθυνση x

Αντίστοιχα με την ολοκλήρωση της ανάλυσης ο παραμορφωμένος φορέας που παρουσιάζει την δυσμενέστερη παραμόρφωση στη διεύθυνση y εμφανίζεται για τον σεισμό Düzce, Bolu και φαίνεται ακολούθως.

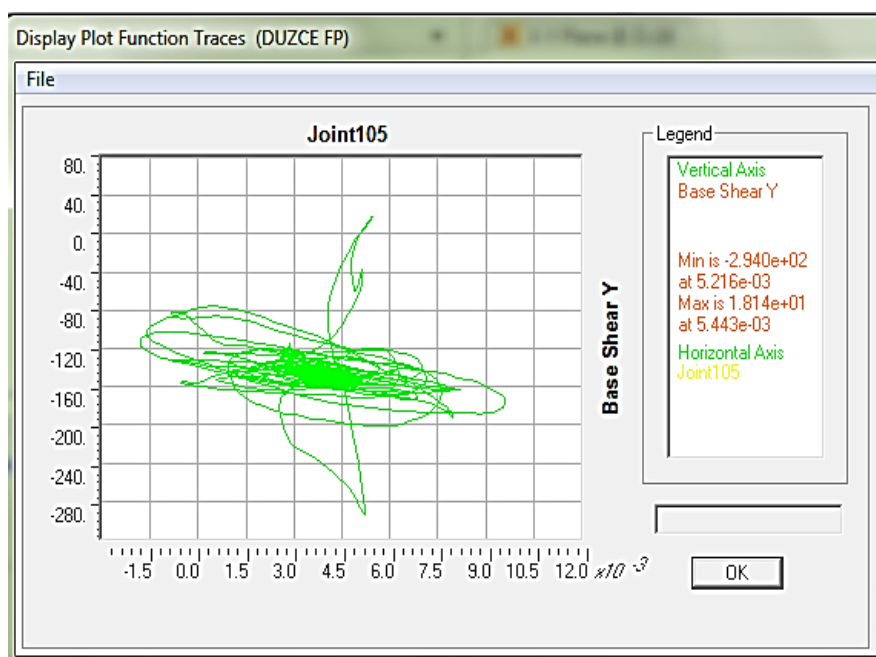


Σχήμα 5.60: Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων κατά τη σεισμική διέγερση Düzce, Bolu στη διεύθυνση y



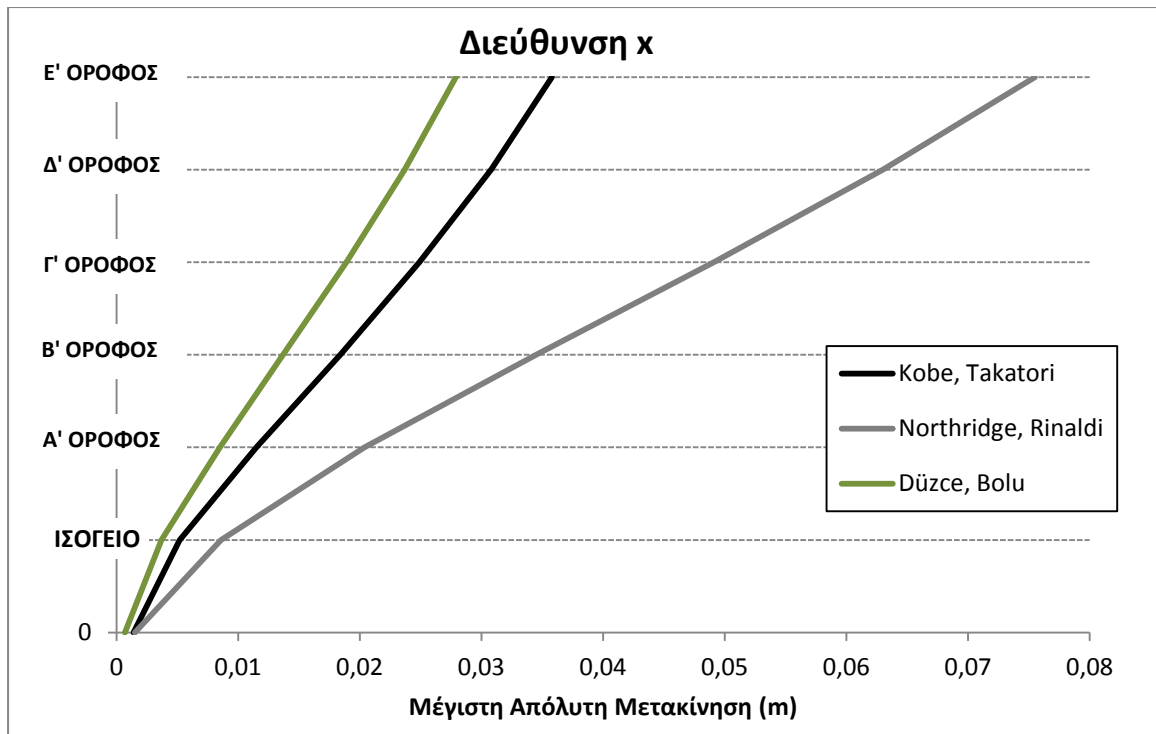
Ομοίως με τη διεύθυνση x και στη διεύθυνση y παρατηρείται πως κανένα από τα στοιχεία της κατασκευής δεν έχει ξεπεράσει το 75% της οριακής γωνίας στροφής χορδής. Γεγονός που αποδεικνύει πως κανένα δεν έχει ξεπεράσει το όριο της στάθμης «Προστασία Ζωής» (LS).

Ο βρόχος υστέρησης σε όρους τέμνουσας βάσης - μετατόπισης του κόμβου ελέγχου της κατασκευής (κόμβος 105) φαίνεται ακολούθως.

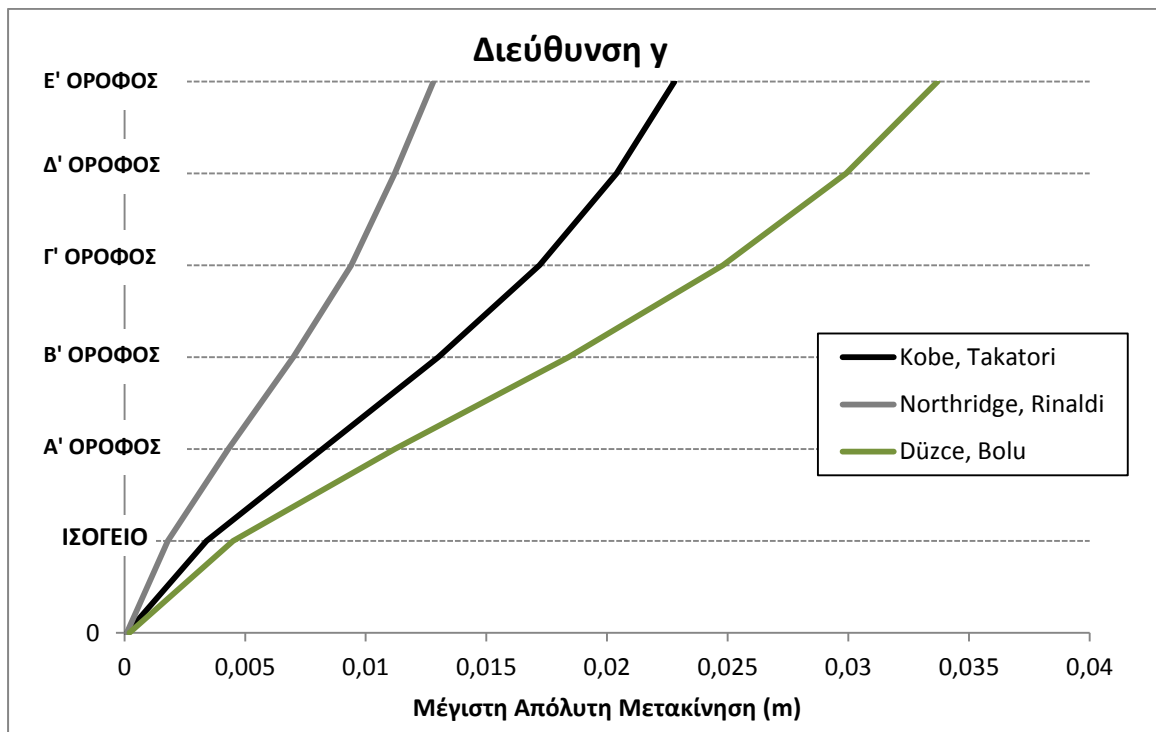


Σχήμα 5.61: Βρόχοι υστέρησης, τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κόμβου ελέγχου στη διεύθυνση y

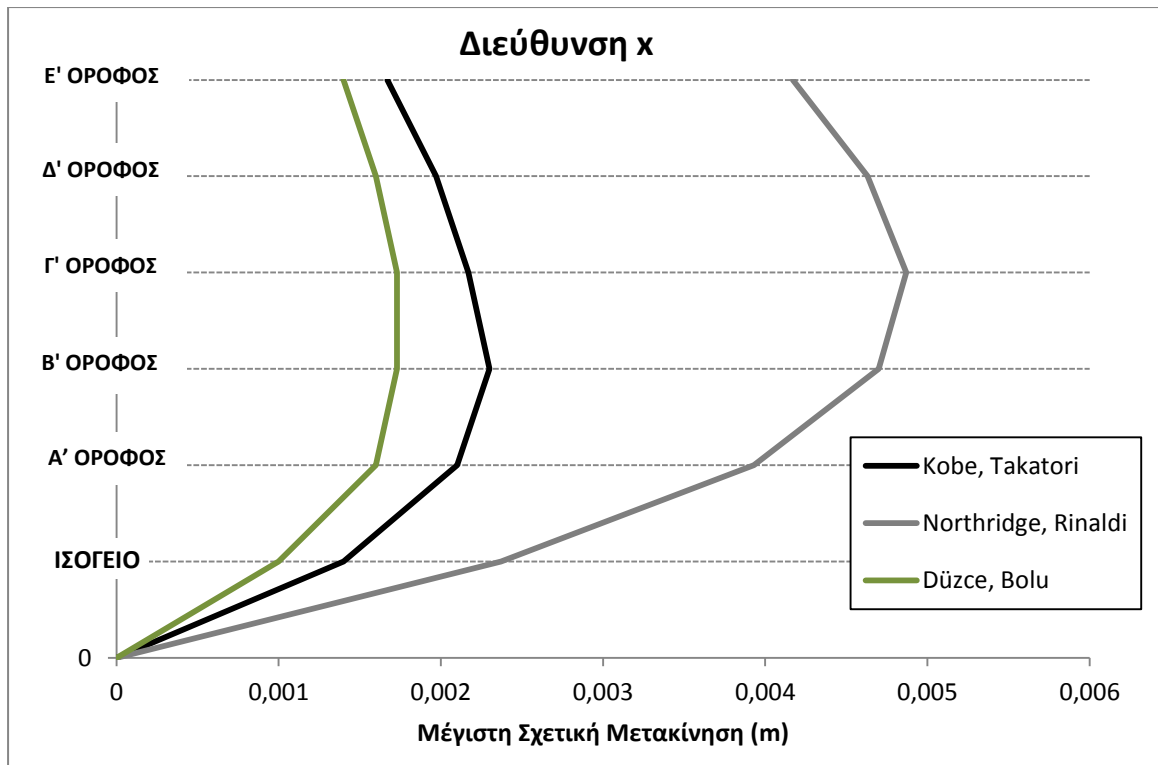
Στη συνέχεια αντίστοιχα με την ανελαστική στατική ανάλυση και εδώ επιλέχθηκε να υπολογιστούν και να παρουσιαστούν διαγραμματικά οι απόλυτες και σχετικές μετακινήσεις ορόφων που δημιουργούνται ανά διεύθυνση για κάθε σεισμική δράση. Η επιλογή αυτή έγινε ώστε να μπορούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων να είναι συγκρίσιμα.



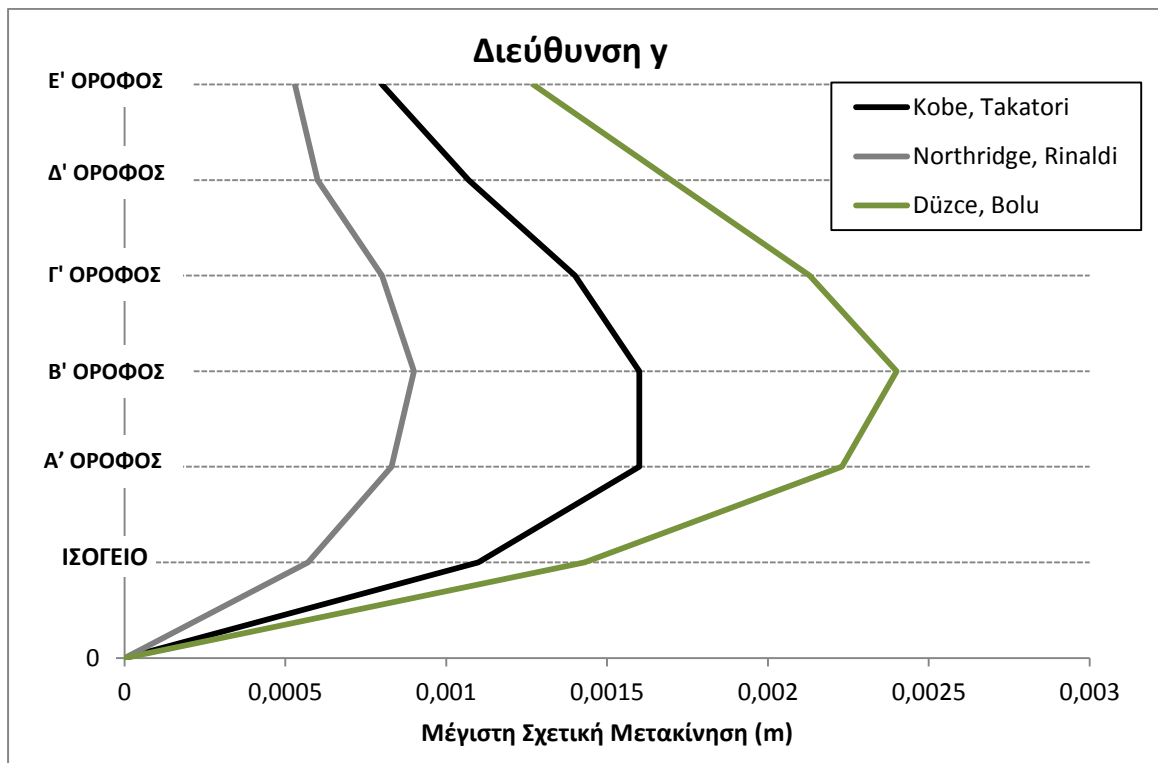
Σχήμα 5.62: Διάγραμμα μέγιστης απόλυτης μετακίνησης στη διεύθυνση x καθ' ύψος της κατασκευής για την Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση



Σχήμα 5.63: Διάγραμμα μέγιστης απόλυτης μετακίνησης στη διεύθυνση y καθ' ύψος της κατασκευής για την Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση



Σχήμα 5.64: Διάγραμμα μέγιστης σχετικής μετακίνησης στη διεύθυνση x καθ' ύψος της κατασκευής για την Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση



Σχήμα 5.65: Διάγραμμα μέγιστης σχετικής μετακίνησης στη διεύθυνση y καθ' ύψος της κατασκευής για την Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση

### 5.3.6 Έλεγχος Αντοχής Τοιχωμάτων σε Διάτμηση

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στην παράγραφο § 5.2.2.6 του παρόντος δεν θα πρέπει και σε αυτό το στάδιο να γίνει ένας έλεγχος της διατμητικής αντοχής των τοιχωμάτων. Τα αποτελέσματα των αντοχών των τοιχίων καθώς και οι αντίστοιχες δράσεις του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού συνοψίστηκαν στους ακόλουθους πίνακες.

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X				
ΤΟΙΧΩΜΑ	V <sub>cd</sub> (kN)	V <sub>wd</sub> (kN)	V <sub>Rd3</sub> (kN)	V <sub>sd</sub> (kN)
T3	210,46	745,78	956,24	> 13,834
T11	269,33	745,78	1015,11	> 35,136
T <sub>ΠΥΡΗΝΑ,Α</sub>	221,43	910,37	1131,8	> 44,714
T <sub>ΠΥΡΗΝΑ,Γ</sub>	161,67	910,37	1072,04	> 109,131

Πίνακας 5.30: Αντοχές και μέγιστες διατμητικές δυνάμεις τοιχωμάτων της κατασκευής κατά την Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση στη διεύθυνση x

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y				
ΤΟΙΧΩΜΑ	V <sub>cd</sub> (kN)	V <sub>wd</sub> (kN)	V <sub>Rd3</sub> (kN)	V <sub>sd</sub> (kN)
T1	190,71	745,78	936,49	> 16,117
T5	251,9	745,78	997,68	> 37,795
T <sub>ΠΥΡΗΝΑ,Β</sub>	124,67	858,93	983,6	> 84,903

Πίνακας 5.31: Αντοχές και μέγιστες διατμητικές δυνάμεις τοιχωμάτων της κατασκευής κατά την Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση στη διεύθυνση y

Όπως λοιπόν και στην ανελαστική στατική ανάλυση έτσι και στην ανελαστική δυναμική είναι ευδιάκριτο πως τα τοιχώματα της κατασκευής συμπεριφέρονται ικανοποιητικά έναντι της τέμνουσας και στις δύο διευθύνσεις της ανάλυσης και ως εκ τούτου δεν παρουσιάζεται σφάλμα από την απόφαση της μη προσομοίωσης των διατμητικών τους παραμορφώσεων. Παράλληλα, δεν παρατηρείται ανάγκη βελτίωσης ή ενίσχυσης τους λόγω διάτμησης.

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να σημειωθεί πως παρατηρώντας τόσο τις σχετικές μετακινήσεις που προέκυψαν κατά την ανελαστική δυναμική ανάλυση όσο και τα εντατικά μεγέθη των τοιχωμάτων, η απόκριση των δομικών στοιχείων της κατασκευής παρουσιάζεται μειωμένη σε σχέση με την απόκρισή τους κατά την στατική ανάλυση. Αναλογιζόμενοι μάλιστα το γεγονός πως η ανάλυση χρονοϊστοριών δίνει σχεδόν πάντοτε μεγαλύτερα και πιο ακριβή αποτελέσματα οδηγεί στο συμπέρασμα πως η απόφαση της χρήσης των κλιμακούμενων σεισμικών φασμάτων στο φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής δεν οδηγεί σε σαφή συμπεράσματα σχετικά με την απόκριση της κατασκευής αλλά ταυτόχρονα καθιστά και δύσκολη την σύγκρισή της με την αντίστοιχη απόκριση της κατασκευής κατά την ανελαστική στατική ανάλυση.

Μία ίσως αποτελεσματικότερη προσέγγιση της δυναμικής ανάλυσης θα ήταν η χρήση των καταγραφών υπό κλίμακα η οποία όμως θα προέκυπτε για την απόσβεση που αντιστοιχεί στη μετακίνηση στόχο της επιτελεστικότητας, στο φάσμα δηλαδή που αντιστοιχεί στο σημείο επιτελεστικότητας όπως αυτό προέκυψε κατά την στατική ανελαστική ανάλυση. Με τον τρόπο αυτό τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης δε θα ήταν υποτιμημένα και θα μπορούσαν να συγκριθούν με τα αντίστοιχα της στατικής ανάλυσης.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

---

### ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η κατασκευή της οποίας η σεισμική συμπεριφορά αποτέλεσε αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, φάνηκε πως ανταποκρίνεται ικανοποιητικά και σύμφωνα με τα κριτήρια με τα οποία μελετήθηκε και σχεδιάστηκε, έναντι κάποιας ισχυρής σεισμικής φόρτισης. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων προκύπτει πως η υφιστάμενη κατασκευή διαθέτει αρκετή πλαστιμότητα, η οποία κατά τις διάφορες σεισμικές φορτίσεις εκφράζεται με παραμορφώσεις των δομικών της στοιχείων. Στην προκειμένη, οι παραμορφώσεις αυτές όπως προέκυψε παραμένουν στα όρια της στάθμης «Προστασία Ζωής», καθιστώντας την κατασκευή ασφαλή και λειτουργική ύστερα από κάποιο ισχυρό σεισμικό γεγονός. Συμπερασματικά, η κατασκευή δεν χρήζει επεμβατικών ή άλλων ενισχυτικών δράσεων.

Το πρώτο στάδιο της εργασίας περιελάμβανε την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της υφιστάμενης κατασκευής κάνοντας χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover) με επιβαλλόμενη μετακίνηση. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσίασαν, όπως προαναφέρθηκε, μία ικανοποιητική απόκριση της κατασκευής τόσο όσον αφορά στις μετακινήσεις των κόμβων που ορίστηκαν στην κατασκευή, όσο και στις εντάσεις που αναπτύχθηκαν στα διάφορα μέλη αυτής. Συγκεκριμένα, όσον αφορά στις διατμητικές δυνάμεις που αναπτύχθηκαν στα τοιχώματα της κατασκευής, στοιχεία τα οποία καταπονούνται αρκετά από τέμνουσα, διαπιστώθηκε πως ο οπλισμός τους έναντι τέμνουσας επαρκεί ώστε να παραλάβει τις εντάσεις που μπορεί να δημιουργηθούν από κάποια σεισμική φόρτιση. Το γεγονός αυτό καθιστά σαφές πως δεν ήταν απαραίτητη η προσομοίωση των διατμητικών παραμορφώσεων των τοιχίων με κάποιο μέσο προσομοίωσης, όπως π.χ. με διατμητικά ελατήρια, όπως και αποφασίστηκε. Ταυτόχρονα ούτε η διατμητική καταπόνηση των μελών της κατασκευής απαιτεί την ενίσχυσή τους έναντι τέμνουσας.

Στο δεύτερο στάδιο της εργασίας πραγματοποιήθηκε η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής με τη χρήση της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης – ανάλυσης χρονοϊστοριών. Για να θεωρηθεί αξιόπιστη η συγκεκριμένη μέθοδος ανάλυσης πρέπει να χρησιμοποιούνται περισσότερα του ενός επιταχυνσιογραφήματα. Στην περίπτωση μάλιστα που χρησιμοποιούνται λιγότερα από επτά, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη, διαδικασία που ακολουθήθηκε και στην παρούσα εργασία, κατά την εκπόνηση της οποίας χρησιμοποιήθηκαν τρεις διαφορετικές σεισμικές καταγραφές. Αντίστοιχα με τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης (Pushover) και τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστοριών υπέδειξαν μία ικανοποιητική συμπεριφορά της υπό εξέταση κατασκευής.

Ένα ζήτημα το οποίο θα πρέπει να τονιστεί και να κατανοηθεί είναι πως τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τη δυναμική ανάλυση χρονοϊστοριών παρουσιάζονται υποτιμημένα. Αυτό δηλώνει πως για να καθίστανται συγκρίσιμα τα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη της ανάλυσης αυτής με εκείνα της στατικής (Pushover) 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 υπέδειξε η ανάλυση Pushover. Θα πρέπει δηλαδή οι σεισμικές

καταγραφές να υποστούν κλιμάκωση σύμφωνα με την απόσβεση που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση της επιτελεστικότητας. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στο γεγονός πως η διαδικασία που ακολουθήθηκε για τη διεξαγωγή της δυναμικής ανάλυσης είναι καθόλα σωστή. Το προαναφερθέν σχόλιο γίνεται απλά ως ερμηνεία του γεγονότος πως τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης προκύπτουν υποτιμημένα σε σχέση με αυτά της Pushover.

Τέλος, είναι σκόπιμο να αναφερθεί πως η υφιστάμενη κατασκευή έχει μελετηθεί και σχεδιαστεί με βάση τους νέους κανονισμούς. Το γεγονός αυτό μπορεί να εξηγήσει την ικανοποιητική συμπεριφορά της έναντι των διαφόρων φορτιστικών σεναρίων που εφαρμόστηκαν, η οποία μάλιστα ήταν και η αναμενόμενη.



## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

---

- Ζηκίδη, Β. – Μ., 2012. *Αποτίμηση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Πολυώροφου Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα*. Ε.Μ.Π., Αθήνα
- Ηλιάς, Π., 2010. *Αποτίμηση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα*. 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
- Σκουληκάρη, Ε., 2012. *Βέλτιστος Σχεδιασμός Επεμβάσεων Ενίσχυσης σε Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα*. Ε.Μ.Π., Αθήνα
- Τάσιος, Θ. Π., 2011. *Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων*. Ε.Μ.Π., Αθήνα
- Τσάμπρας, Γ., 2010. *SAP2000 Ανάλυση και Σχεδιασμός Κατασκευών με Πεπερασμένα Στοιχεία*. Π.Π., Πάτρα
- Ψυχάρης, Ν. Γ., 2010. Σημειώσεις για το μάθημα του 9<sup>ου</sup> εξαμήνου Αντισεισμική Τεχνολογία 2, *Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας*. Ε.Μ.Π., Αθήνα
- ATC-40, 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1*. California
- 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
- PEER, 2011. *PEER Ground Motion Database User Manual*. Pacific Earthquake Engineering Research Center  
[http://peer.berkeley.edu/peer\\_ground\\_motion\\_database/peer\\_ground\\_motion\\_database\\_users\\_manual.pdf](http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/peer_ground_motion_database_users_manual.pdf)