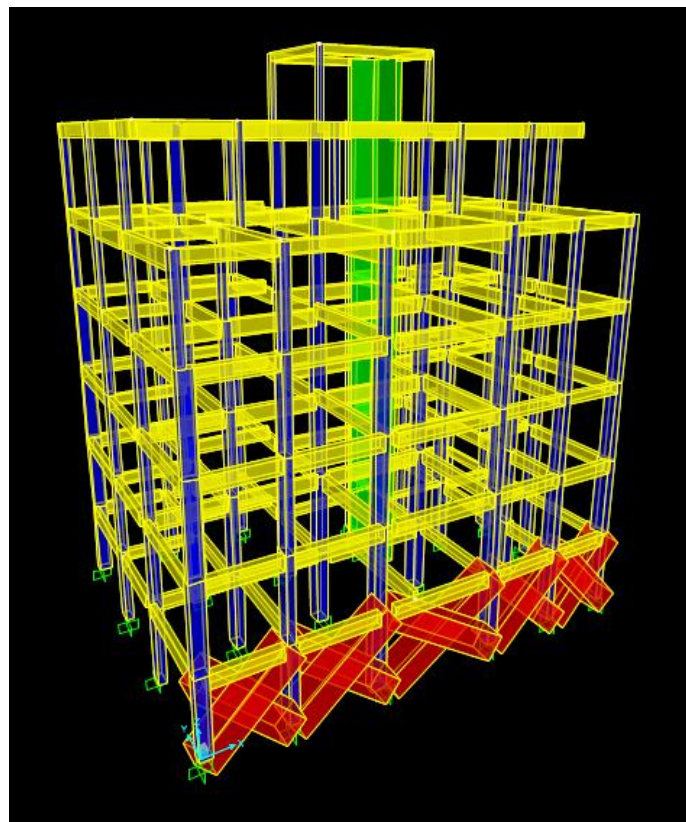




**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ  
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

## **Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Πολυώροφου Κτηρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα στο Πολύγωνο - Αθήνα**



**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**  
**Παπαϊωάννου Δημήτριος - Στυλιανός**

Επιβλέπων: Κουμούσης Βλάσης, Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Νοέμβριος 2015



## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

---

Οι γραμμές αυτές αφιερώνονται σε όλους εκείνους οι οποίοι βοήθησαν είτε σε μικρό είτε σε μεγάλο βαθμό ώστε το παρόν πόνημα να ολοκληρωθεί εγκαίρως και επαρκώς.

Με τη σκέψη αυτή, αποδίδω αμέτρητες, εγκάρδιες ευχαριστίες στον Καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου κ. Βλάση Κουμούση αρχικά για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα επίκαιρο θέμα που αφορά το αντικείμενο του σύγχρονου πολιτικού μηχανικού. Εν συνεχεία τον ευχαριστώ για την άψογη καθοδήγηση και τις πολύ χρήσιμες υποδείξεις που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας και τέλος εκτιμώ βαθύτατα το γεγονός πως αφιέρωσε πολύτιμο χρόνο με σκοπό να με εξελίξει τόσο ως μηχανικό όσο και ως Άνθρωπο.

Δεν μπορώ να ξεχάσω στο σημείο αυτό την οικογένεια μου, τους συμφοιτητές και φίλους μου οι οποίοι με τον τρόπο τους και τον κόπο τους με βοήθησαν στην προσπάθεια περάτωσης τόσο της προπτυχιακής όσο και της μεταπτυχιακής μου εκπαίδευσης.



|          |   |           |
|----------|---|-----------|
| <b>1</b> | <b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....</b>  | <b>1</b>  |
| 1.1      | ΓΕΝΙΚΑ .....  | 1         |
| 1.2      | ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ .....                     | 1         |
| <b>2</b> | <b>ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ .....</b>                                       | <b>4</b>  |
| 2.1      | ΓΕΝΙΚΑ .....  | 4         |
| 2.1.1    | Βασικές έννοιες σεισμολογίας.....                                     | 4         |
| 2.1.2    | Βασικές έννοιες αντισεισμικής τεχνολογίας.....                        | 5         |
| 2.2      | ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....                         | 8         |
| 2.2.1    | Πλαστιμότητα- πλαστικές αρθρώσεις .....                               | 8         |
| 2.3      | ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ- ΕΙΣΑΓΩΓΗ ..... | 11        |
| 2.4      | ΣΤΟΧΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ .....                                     | 12        |
| 2.4.1    | Γενικά.....   | 12        |
| 2.4.2    | Στάθμες επιτελεστικότητας .....                                       | 13        |
| 2.5      | ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ.....                             | 14        |
| 2.5.1    | Καμπύλη ικανότητας (capacity curve) .....                             | 14        |
| 2.5.2    | Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου ή διατομής.....                         | 15        |
| 2.5.3    | Γωνίες στροφής χορδής κατά τον Ευρωκώδικα 8 .....                     | 18        |
| 2.5.4    | Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής .....                            | 20        |
| 2.6      | ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.....                          | 20        |
| 2.6.1    | Γενικά.....   | 20        |
| 2.6.2    | Δυναμική φασματική ανάλυση.....                                       | 21        |
| 2.6.3    | Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης .....                        | 21        |
| 2.6.4    | Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover).....                            | 22        |
| <b>3</b> | <b>ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....</b>         | <b>24</b> |
| 3.1      | ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....                                 | 24        |
| 3.2      | ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....                       | 26        |
| 3.3      | ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΥΛΙΚΩΝ - ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ.....                         | 26        |
| 3.4      | ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ .....  | 29        |
| 3.5      | ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ .....                       | 32        |
| 3.6      | ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....   | 32        |
| 3.7      | ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ – ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ .....     | 36        |
| <b>4</b> | <b>ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....</b>                                | <b>38</b> |
| 4.1      | ΓΕΝΙΚΑ .....  | 38        |
| 4.2      | ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....                                      | 38        |

|          |  |            |
|----------|--|------------|
| 4.2.1    | Θεωρητικά στοιχεία μεθόδου .....   | 38         |
| 4.2.2    | Ιδιομορφική ανάλυση .....  | 38         |
| 4.2.3    | Προσομοίωση της σεισμικής δράσης .....                                     | 42         |
| 4.2.4    | Συνδυασμοί της σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις .....                     | 43         |
| 4.2.5    | Αποτελέσματα δυναμικής φασματικής μεθόδου .....                            | 46         |
| 4.3      | ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ.....  | 50         |
| 4.3.1    | Θεωρητικά στοιχεία μεθόδου .....   | 50         |
| 4.3.2    | Εισαγωγή επιταχυνσιογραφήματος στο πρόγραμμα SAP2000 .....                 | 50         |
| 4.3.3    | Συνδυασμοί δράσεων .....   | 53         |
| 4.3.4    | Αποτελέσματα γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας.....                         | 54         |
| 4.3.5    | Σύγκριση ελαστικών αναλύσεων.....  | 55         |
| <b>5</b> | <b>ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ .....</b>                                  | <b>62</b>  |
| 5.1      | ΓΕΝΙΚΑ .....   | 62         |
| 5.2      | ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ .....                      | 62         |
| 5.2.1    | Ορισμός και στόχος.....  | 62         |
| 5.2.2    | Βασικές Παραδοχές.....   | 62         |
| 5.2.3    | Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου.....                                    | 63         |
| 5.2.4    | Καθορισμός κόμβου ελέγχου .....  | 64         |
| 5.2.5    | Κατανομή οριζόντιων σεισμικών φορτίων.....                                 | 64         |
| 5.2.6    | Εξιδανικευμένη Καμπύλη Ικανότητας (Δύναμης – Μετακίνησης).....             | 65         |
| 5.2.7    | Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης.....                                  | 66         |
| 5.2.8    | Υπολογισμός σημείου επιτελεστικότητας.....                                 | 76         |
| 5.3      | ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ SAP2000 .....          | 77         |
| 5.3.1    | Ορισμός των Κριτηρίων Αστοχίας των Υλικών.....                             | 77         |
| 5.3.2    | Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στις διατομές.....                            | 78         |
| 5.3.3    | Επιβολή φόρτισης.....  | 82         |
| 5.3.4    | Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover).....                 | 86         |
| 5.4      | ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (NON - LINEAR TIME HISTORY ANALYSIS)..... | 111        |
| 5.4.1    | Θεωρητικό υπόβαθρο .....   | 111        |
| 5.4.2    | Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στις διατομές – Σεισμική Καταγραφή .....      | 112        |
| 5.4.3    | Επιβολή φόρτισης.....  | 112        |
| 5.4.4    | Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης .....                          | 115        |
| <b>6</b> | <b>ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ .....</b>  | <b>121</b> |
| 6.1      | ΓΕΝΙΚΑ .....   | 121        |
| 6.2      | ΠΡΩΤΟ ΣΕΝΑΡΙΟ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ.....                                   | 121        |
| 6.3      | ΔΕΥΤΕΡΟ ΣΕΝΑΡΙΟ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ .....                                | 128        |

**7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ..... 143**





Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία έχει ως αντικείμενο την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας πολυώροφης υφιστάμενης κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος και τη διερεύνηση της ανάγκης για πιθανή επέμβαση - ενίσχυση της. Το υπό μελέτη κτήριο αποτελεί μία πολυκατοικία τεσσάρων ορόφων στην περιοχή του Γκύζη – Πολύγωνο στην Αθήνα η οποία ανεγέρθηκε το 1977. Τα φέροντα δομικά στοιχεία του κτηρίου είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και κατασκευάστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος (1954) και του Αντισεισμικού Κανονισμού (1959), οι οποίες στερούνταν την επάρκεια των σύγχρονων μελετητικών και κατασκευαστικών διατάξεων. Η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής πραγματοποιήθηκε τόσο μέσω ελαστικών αναλύσεων όσο και ανελαστικών με σχετική σύγκριση αποτελεσμάτων. Ειδικότερα:

Στο *πρώτο κεφάλαιο* περιγράφεται με συντομία η ανάγκη για αποτίμηση στις αντισεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών, παλαιών ή νέων. Παρουσιάζεται επίσης το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής καθώς και το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε.

Στο *δεύτερο κεφάλαιο* παρατίθεται το απαραίτητο θεωρητικό υπόβαθρο στο οποίο βασίζεται η παρούσα διπλωματική. Γίνεται μία περιγραφή βασικών εννοιών της σεισμολογίας, της δυναμικής των κατασκευών και εννοιών του αντισεισμικού σχεδιασμού, όπως η πλαστιμότητα, οι στάθμες επιτελεστικότητας, κ.ά. Ακόμη παρουσιάζονται οι σύγχρονες μέθοδοι σεισμικής αποτίμησης των κατασκευών.

Στο *τρίτο κεφάλαιο* παρουσιάζεται η αποτιμώμενη, υφιστάμενη κατασκευή (ιδιότητες υλικών, σχέδια, φορτία μελέτης, κλπ) και περιγράφεται με λεπτομέρεια η πορεία δημιουργίας του προσομοιώματος στο λογισμικό SAP2000 V15.

Στο *τέταρτο κεφάλαιο* παρατίθενται οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν στο προσομοίωμα. Περιγράφεται η διαδικασία εισαγωγής αλλά και τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής μεθόδου για την οποία χρησιμοποιείται το φάσμα του Ευρωκώδικα 8. Στη συνέχεια εφαρμόζεται γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας για το επιταχυνσιογράφημα – χωρίς και με επικλιμάκωση- του σεισμού της Αθήνας 1999. Τέλος, παρουσιάζονται τα μέγιστα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη της κάθε ανάλυσης και γίνεται σύγκριση μεταξύ τους.

Στο *πέμπτο κεφάλαιο* εφαρμόζονται οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης. Αρχικά αναπτύσσεται το θεωρητικό υπόβαθρο και οι προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου ενώ στη συνέχεια περιγράφεται η μέθοδος εύρεσης του σημείου επιτελεστικότητας του προσομοιώματος και η εφαρμογή της μεθόδου στην κατασκευή. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τις δύο κατανομές της ομοιόμορφης και της τριγωνικής φόρτισης στο φορέα. Τέλος, περιγράφεται η μέθοδος της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης κάνοντας χρήση του επικλιμακούμενου επιταχυνσιογραφήματος της Αθήνας 1999 και η διαδικασία εισαγωγής της στο λογισμικό. Παρατίθενται και αξιολογούνται τα αποτελέσματα της για την αποτίμηση της κατασκευής.

Στο *έκτο κεφάλαιο* εξετάζονται ενδεικτικά τρία σενάρια επέμβασης – ενίσχυσης και διερευνάται η μεταβολή στην αντισεισμική συμπεριφορά της κατασκευής μέσω σύγκρισης των αποτελεσμάτων των ανελαστικών στατικών αναλύσεων.

Στο *τελευταίο κεφάλαιο* εξάγονται τα κυριότερα συμπεράσματα για την επάρκεια της υφιστάμενης κατασκευής αλλά και των ενισχυμένων έχοντας εποπτεία του συνόλου των αναλύσεων, ελαστικών και ανελαστικών.



The present master thesis deals with the analysis and assessment of the seismic behavior of an existing multi – storey reinforced concrete building. The possible need for retrofiting is being investigated. The existing structure is a four – storey building which was erected in 1977 and is set in the area of Poligono – Gizi, in the city of Athens. The bearing structural components were constructed from reinforced concrete, under the provisions of the existing National Codes for design of concrete structures (1954) and design of earthquake resistant structures (1959) lacking in adequacy when compared with more modern approaches. Both elastic and inelastic methods are carried out so as to evaluate the capacity of the structure. Three reinforcement methods are investigated in order to improve the seismic behavior of the building.

In the *first chapter* a brief reference to the importance of evaluation of buildings is presented, either existing or new ones. The main subject of the present thesis and the software used are also described.

In the *second chapter* the necessary theory -needed for the present thesis- is presented. The basic concepts of seismology, dynamics of structures and seismic design such as ductility, the performance level are described. Moreover, modern methods of seismic assessment of structures are given. The objective of Performance Based Design is the specification of a desired seismic performance of a structure. Seismic performance is described by designating the maximum allowable damage state (performance level) for an identified seismic hazard (earthquake ground motion). Performance level describes a limiting damage condition which may be considered satisfactory for a given building and 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 because of the sustained damage and the post – earthquake serviceability of the building. Target performance levels for structural and nonstructural systems are specified independently. The limit states for the structural system are the following:

*Limit State (LS) of Near Collapse (NC) or Collapse Prevention (CP).*

The structure is heavily damaged, with small residual and stiffness, although vertical elements are still capable of sustaining vertical loads. Most non – structural components have collapsed. Large permanent drifts are present. The structure is near collapse and would not survive another earthquake, even of moderate intensity.

*Limit State (LS) of Significant Damage (SD) or Life Safety (LS).*

The structure is significantly damaged, with some residual strength and stiffness, and vertical elements are capable of sustaining vertical loads. Non – structural components are damaged, although partitions and infills have not failed out of plane. Moderate permanent drifts are present. The structure is likely to be uneconomic to repair.

*Limit State (LS) of Damage Limitation (DL) or Immediate Occupancy (IO).*

The structure is only lightly damaged, with structural elements prevented from significant yielding and retaining their strength and stiffness properties. Non – structural components, such as partitions and infills, may show a diffused state of cracking that could however be economically repaired. No permanent drifts are present. The structure does not need any repair measures.

In the *third chapter* a detailed presentation of the existing structure is given along with the description of its simulation in the software SAP2000 V15. The material properties, the geometry, the design of the concrete members and the loads that were used in the studied

**ABSTRACT**

building are also defined. The construction is geometrically characterized by an almost rectangular plan (10.70x17.80m) with one basement, one ground floor and four storeys. The vertical structural system consists of columns and walls and the basement is surrounded at the facade by perimeter walls of reinforced concrete. The interstorey height of the building is 3.20m while the height of the basement and the loft is 3.00m and 2.10m respectively. The influence of infill masonry 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. The interaction between the soil and the structure was modeled considering zero displacements (fully restrained). The concrete’s class was B160 with compressive strength  $W_{28} = 160\text{kg/cm}^2$  which is considered equivalent to modern normal concrete’s class C12/16. Minimum yield stress of the rebar is  $2200\text{kg/cm}^2$  and its minimum tensile stress is  $3400\text{-}5000\text{kg/cm}^2$ .

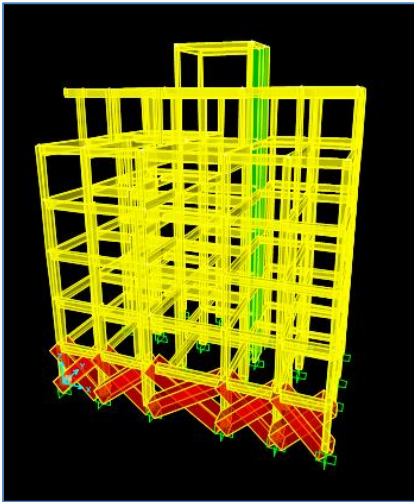


Figure 1 Model of structure in SAP2000 V15

In the *fourth chapter* the modal and the elastic analysis applied to the model are executed. The procedure of the dynamic spectral analysis and its results -as well as the design spectrum in accordance with the provisions of Eurocode 8, Part 3- are presented.

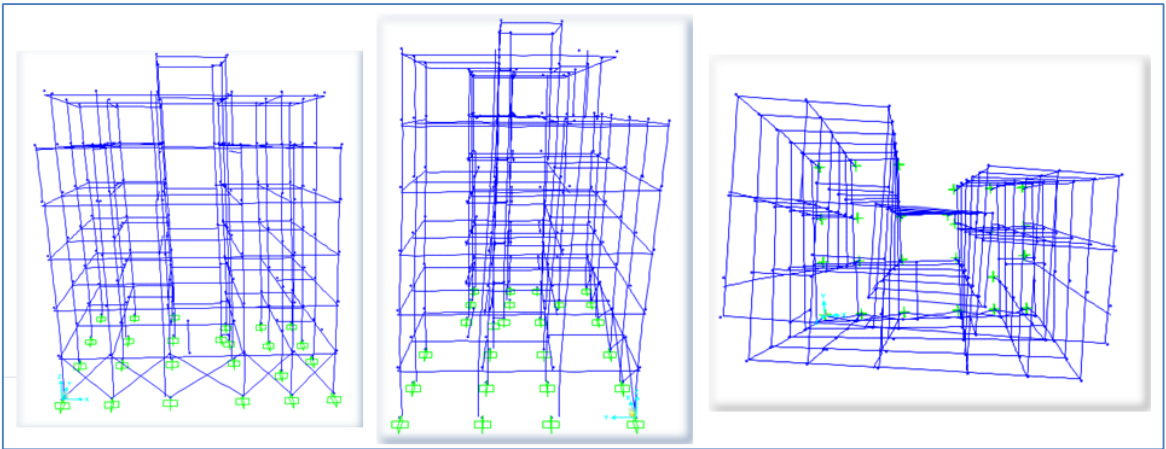


Figure 2 1<sup>st</sup> , 2<sup>nd</sup> and 3<sup>rd</sup> Mode Shapes

## ABSTRACT

More specifically, according to the results of modal analysis, the eigenperiods of fundamental modes in X and Y directions are  $T_1 = 0.869\text{sec}$  and  $T_2 = 0.772\text{sec}$  respectively. The third mode shape is a torsional one with an eigenperiod of  $T_3 = 0.640\text{sec}$  (Figure 2). Dynamic spectral analysis may be applied to all types of buildings without restrictions. 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 the analysis. The model is subjected to linear time history analysis considering the seismic excitation records of Athens (1999) -scaled according to the target, design spectrum and unscaled- in order to estimate the seismic behavior of the building under realistic seismic actions and compare the element forces/moments and the joint displacements with the respective results of spectral analysis. Figure 3 shows the original and the reduced response spectrum that was used along the two main horizontal directions and Tables 4, 5 present the comparison of the two methods.

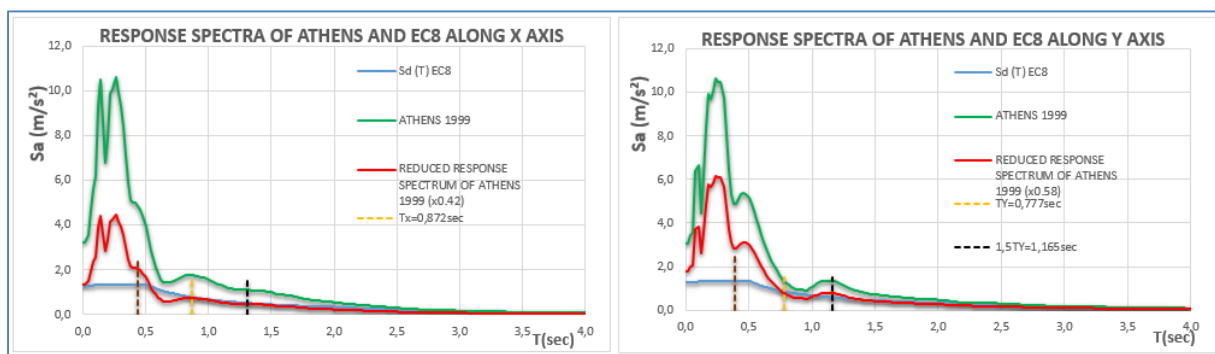


Figure 3 Response Spectra along X and Y axis

| Maximum Displacements - Comparison of the Linear Methods |                            |                     |                            |                     |                            |                     |
|--|----------------------------|---------------------|----------------------------|---------------------|----------------------------|---------------------|
| Storey   | U1 (m)                     |                     | U2 (m)                     |                     | U3 (m)                     |                     |
|  | Response Spectrum Analysis | Linear Time History | Response Spectrum Analysis | Linear Time History | Response Spectrum Analysis | Linear Time History |
| 4th  | 0,025                      | 0,025               | 0,025                      | 0,026               | -0,004                     | -0,006              |
| 3rd  | 0,022                      | 0,020               | 0,022                      | 0,021               | -0,003                     | -0,003              |
| 2nd  | 0,017                      | 0,014               | 0,018                      | 0,017               | -0,003                     | -0,003              |
| 1st  | 0,012                      | 0,009               | 0,012                      | 0,012               | -0,003                     | -0,003              |
| Ground   | 0,006                      | 0,005               | 0,006                      | 0,007               | -0,002                     | -0,002              |
| Basement   | 0,002                      | 0,002               | 0,002                      | 0,002               | -0,001                     | -0,001              |

Table 1 Comparison of Maximum Displacements

| Maximum Forces/Moments - Comparison of the Linear Methods |                            |                     |                            |                     |                            |                     |
|---|----------------------------|---------------------|----------------------------|---------------------|----------------------------|---------------------|
| Storey  | P (KN)                     |                     | V2 (KN)                    |                     | M3 (KNm)                   |                     |
|   | Response Spectrum Analysis | Linear Time History | Response Spectrum Analysis | Linear Time History | Response Spectrum Analysis | Linear Time History |
| Ground  | -1229,51                   | -1271,84            | -101,07                    | -97,08              | -174,60                    | -156,78             |
| 1st   | -994,22                    | -1047,31            | -79,86                     | -70,95              | -105,55                    | -105,45             |
| 2nd   | -762,00                    | -822,21             | -77,60                     | -93,33              | 113,43                     | 129,61              |
| 3rd   | -540,86                    | -592,41             | -67,82                     | -93,11              | -84,26                     | -124,36             |
| 4th   | -258,53                    | -300,89             | 54,64                      | 95,67               | -84,38                     | -138,81             |
| Roof  | -73,79                     | -89,22              | -19,84                     | -48,26              | 20,45                      | -51,99              |

Table 2 Comparison of Maximum Forces/ Moments

## ABSTRACT

In the *fifth chapter* the inelastic analysis applied to the model are executed. Initially, the theoretical background and the requirements for applying non – linear static method (Pushover) is developed. Subsequently, the methods for the estimation of the performance point of the structure -for two lateral load combinations, uniform and triangular- and the analysis results of the model are presented in detail. Non – linear material properties are imported in the software. Static 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. The analysis performed shows that for both distributions of lateral forces in direction X the structure reaches a performance point which is characterized as of «Life Safety» category. In direction Y and for a few distributions of lateral forces, some elements of the building are in the Collapse Prevention (CP) limit state which indicates that the structure requires retrofitting (Figure 4). It must be noted, as a conclusion for all distributions of forces, that the structure reaches marginally the performance point of «Life Safety» category.

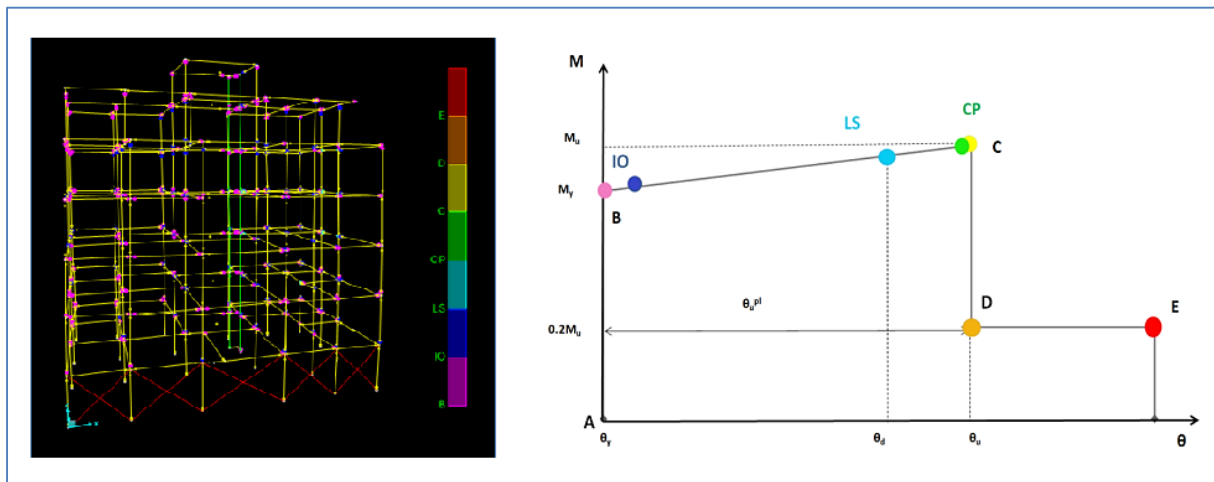


Figure 4 Deformed Shape at the Performance Point – Triangular Load Pattern Y axis

| TRIANGULAR (Y+0.3X) |                |              |            |            |            |           |          |          |          |          |            |
|---------------------|----------------|--------------|------------|------------|------------|-----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| 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      |
| 27                  | 1831,47        | 0,153        | 342        | 288        | 116        | 6         | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| 28                  | 1854,11        | 0,161        | 336        | 285        | 121        | 10        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| <b>29</b>           | <b>1866,41</b> | <b>0,166</b> | <b>330</b> | <b>286</b> | <b>124</b> | <b>11</b> | <b>0</b> | <b>1</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>752</b> |
| 30                  | 1833,09        | 0,166        | 328        | 286        | 126        | 11        | 0        | 0        | 1        | 0        | 752        |

Table 3 Number and Type of Plastic Hinges at the Performance Point - Triangular Load Pattern Y axis

Finally, the method of inelastic dynamic analysis using the accelerograms of Athens 1999 and its results is described. Non – linear material properties are predefined from the pushover analysis. The results of the inelastic dynamic analysis differ from those of the pushover analysis. 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.

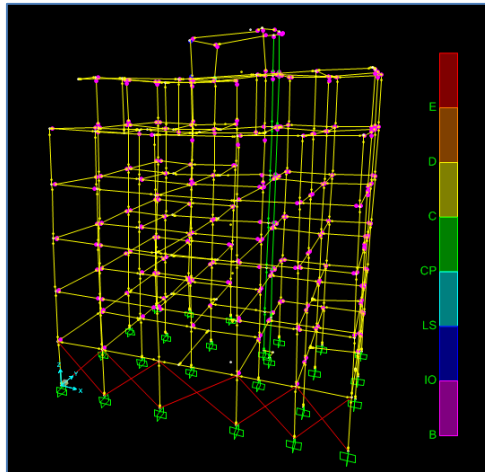


Figure 5 Plastic Hinges during the Inelastic Dynamic Analysis

In the *sixth chapter* three reinforcement methods (Figure 6) are investigated in order to achieve a better seismic behavior of the building. In the first two methods, an open core of the same dimensions with the existing one is placed at symmetrical and non – symmetrical location close to the staircase. In the third method, the core is placed at symmetrical location to the existing and its Y dimension is increased. As a conclusion, the first and the third method show significant advantages (Figures 7-8).

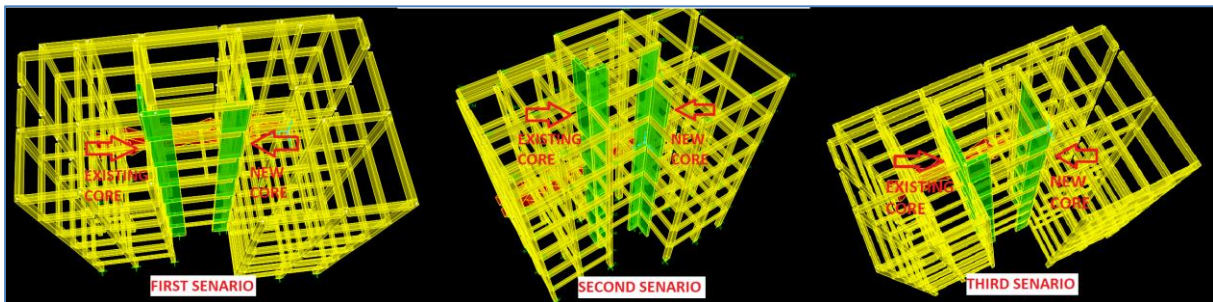


Figure 6 Reinforcement methods

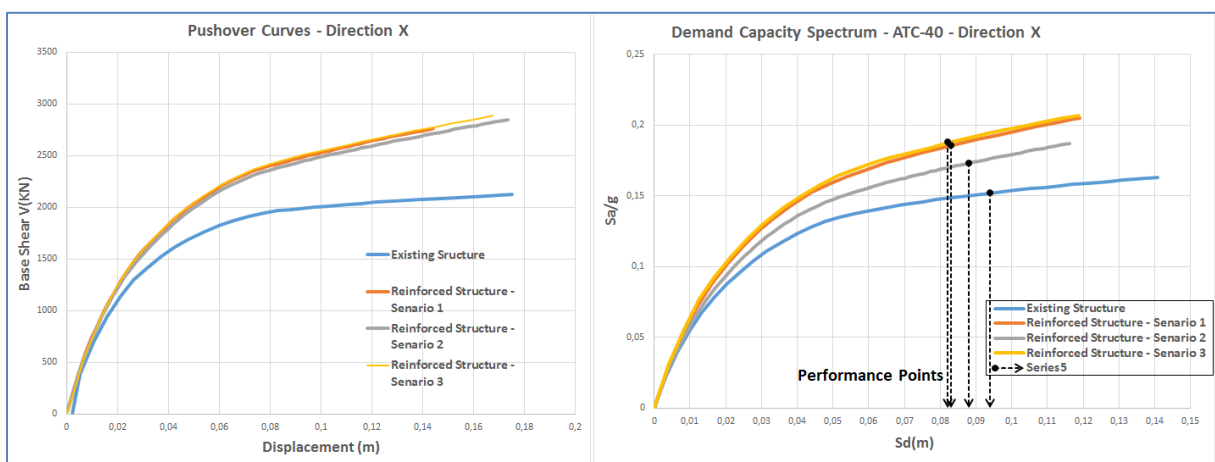


Figure 7 Pushover curves and Demand capacity spectrums – Direction X

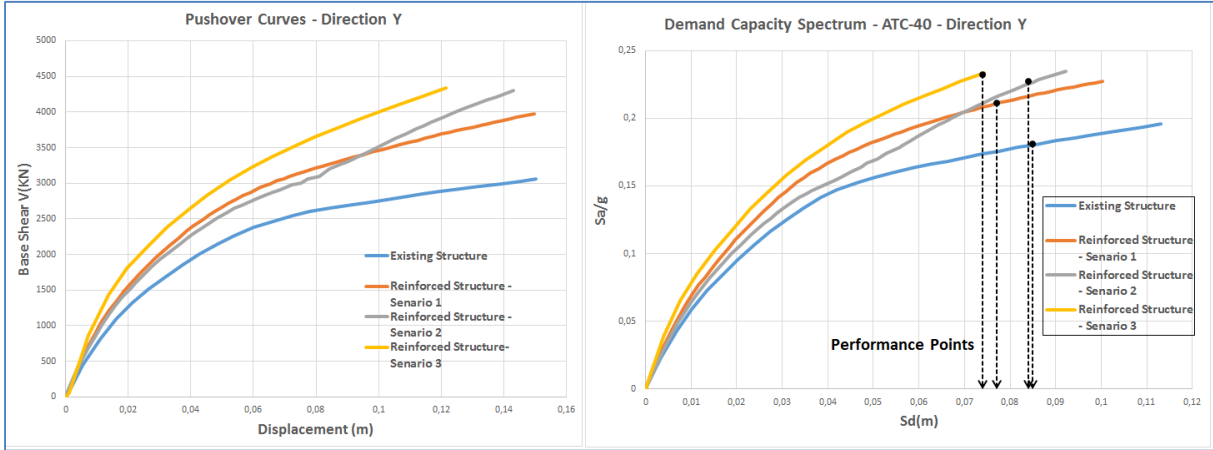


Figure 8 Pushover curves and Demand capacity spectrums – Direction Y

In the *last chapter* the main conclusions drawn for the studied, existing structure using both elastic and inelastic analysis and two reinforcement methods are provided.





## 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 Γενικά

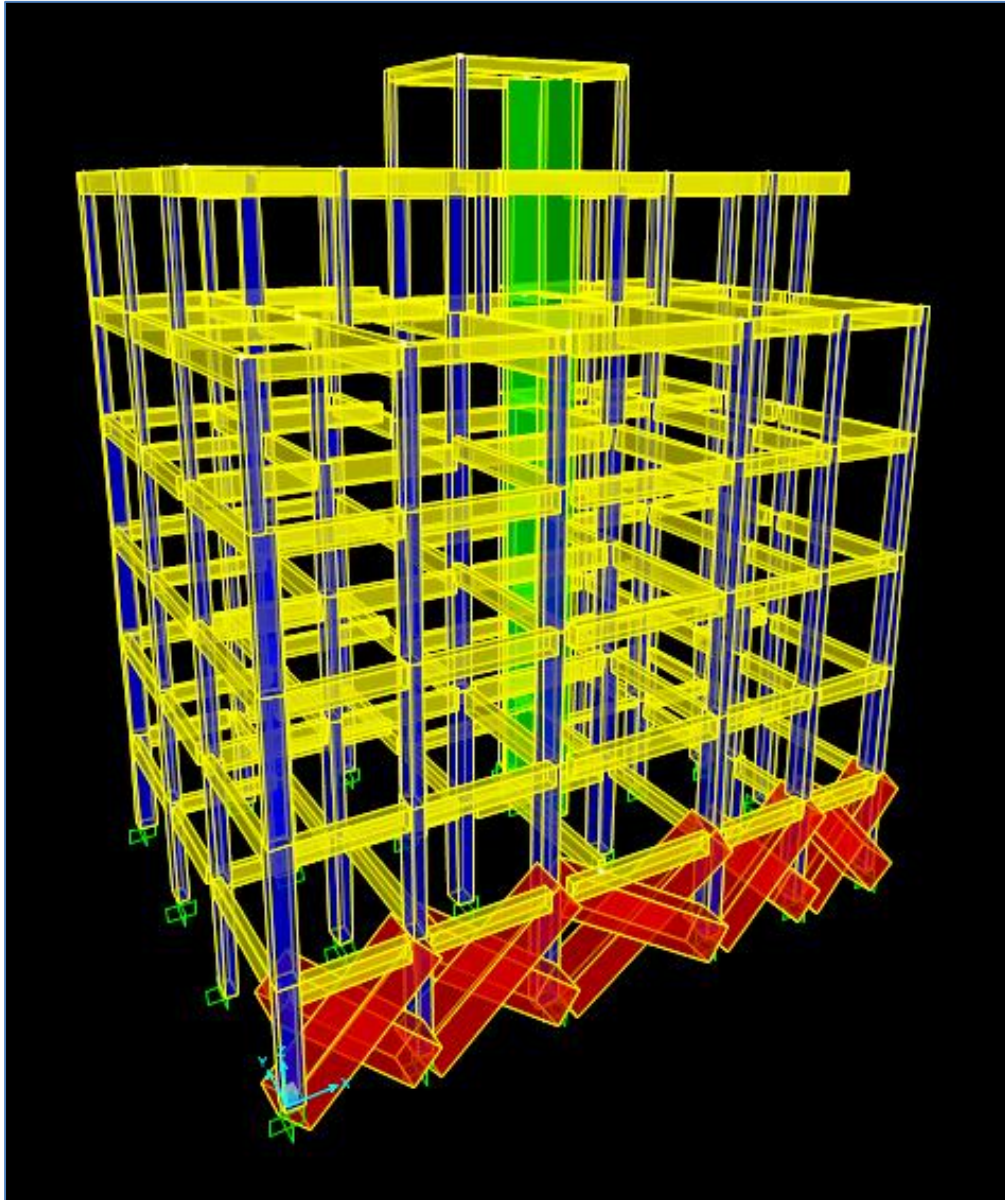
Σε ιδιαίτερα σεισμογενείς χώρες, όπως η Ελλάδα, η κατανόηση του σεισμικού γεγονότος και η επακόλουθη προσπάθεια ρεαλιστικής-υπολογιστικής προσομοίωσης του ως φορτίου επί των κατασκευών αποτελεί επιτακτική ανάγκη. Η προσπάθεια αυτή διαμορφώνει ύψιστης σημασίας χαρακτήρα αν αναλογιστούμε τις ανθρώπινες ζωές που έχουν χαθεί κατά την πάροδο των τελευταίων δεκαετιών αλλά και τις υπόλοιπες –διόλου αμελητέες– συνέπειες που έχουν προκαλέσει επανειλημμένως ισχυροί σεισμοί.

Η εξέλιξη της υπολογιστικής ισχύος και της έρευνας έχει οδηγήσει στην αναθεώρηση των παλαιών, αναξιόπιστων Κανονισμών με νέους, αρτιότερους με αποτέλεσμα τα νέα δομήματα να παρέχουν μεγαλύτερη ασφάλεια, λειτουργικότητα και αισθητική. Ο παλαιότερος Κανονισμός (1954) έδινε μεγαλύτερη έμφαση στην ανάληψη των οριζόντιων φορτίων από τον φέροντα οργανισμό ελαστικά, με αποτέλεσμα να μην είναι δυνατή η ορθή ανάληψη και μεταβίβαση των σεισμικών φορτίων στη θεμελίωση και το έδαφος. Αυτό οφείλεται σε μεγάλο βαθμό στο ότι οι έννοιες της πλαστιμότητας και της μετελαστικής συμπεριφοράς δεν είχαν διερευνηθεί εκείνη την εποχή, με συνέπεια τα δομικά στοιχεία που είχαν σχεδιαστεί με αυτό τον τρόπο να συμπεριφέρονται ψαθυρά και να μην μπορούν να απορροφήσουν επαρκώς την ενέργεια του σεισμού.

Το μεγαλύτερο ποσοστό των σημερινών κατασκευών είναι, δυστυχώς, μελετημένα και ανεγερμένα σύμφωνα με παλαιούς Κανονισμούς με αποτέλεσμα να καθίστανται ευάλωτα σε τυχόν πιθανό ισχυρό σεισμικό γεγονός, ιδιαιτέρως αν έχουν υποστεί ήδη βλάβες από ένα προηγούμενο. Διαφαίνεται λοιπόν πως οι υφιστάμενες κατασκευές χρήζουν αποτίμησης της συμπεριφοράς τους με απώτερο σκοπό την πιθανή επέμβαση, είτε με τη μορφή ενίσχυσης είτε επιδιόρθωσης, ώστε να μπορέσουν να παρουσιάσουν επαρκή αντίσταση σε μελλοντικές καταπονήσεις. Κατά την αποτίμηση ενός δομήματος, η παρουσία της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων και η έννοια της πλαστιμότητας που έλλειπαν από παλαιότερες κανονιστικές διατάξεις τώρα πλέον υπεισέρχονται με σχετικό παράδειγμα στο νέο Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για τον Ελλαδικό χώρο.

### 1.2 Αντικείμενο παρούσας διπλωματικής εργασίας

Η παρούσα εργασία διπλώματος ειδίκευσης έχει ως στόχο την ανάλυση και αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα μέσω ελαστικών και ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης, όπως υπαγορεύουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί Κανονισμοί. Για την προσομοίωση και την ανάλυση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε χρήση του λογισμικού SAP2000 V15.



Σχήμα 1.1 Προσομοίωμα της κατασκευής στο πρόγραμμα SAP2000 V15



## 2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

### 2.1 Γενικά

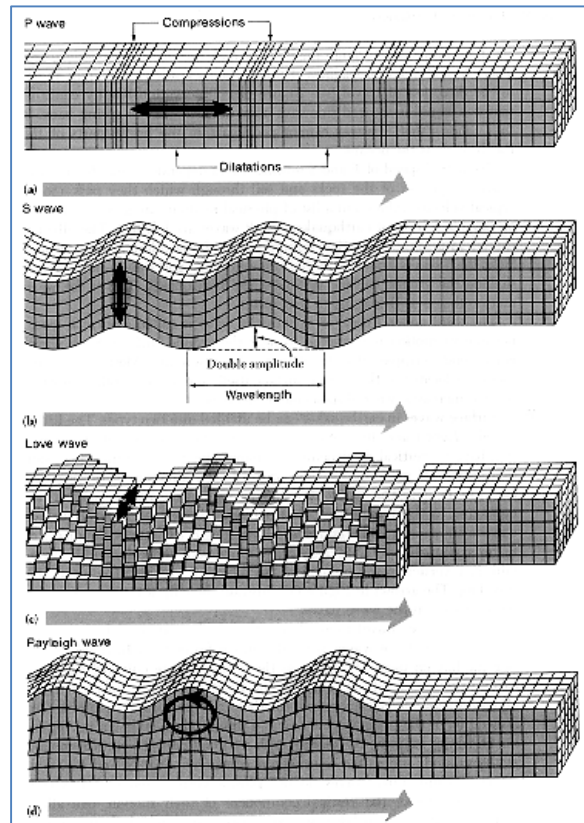
#### 2.1.1 Βασικές έννοιες σεισμολογίας

Ο σεισμός είναι αποτέλεσμα της ξαφνικής απελευθέρωσης ενέργειας στο φλοιό της Γης, η οποία οδηγεί στη δημιουργία σεισμικών κυμάτων. Οι σεισμοί προκαλούνται συνήθως από τη διάρρηξη του φλοιού (κίνηση λιθοσφαιρικών πλακών) αλλά υπάρχουν και άλλες αιτίες δημιουργίας τους, όπως για παράδειγμα η ηφαιστειακή δραστηριότητα. Η ενέργεια που απελευθερώνεται από τη θραύση των πετρωμάτων, θέτει σε κίνηση τη βραχώμαζα γύρω από τη διάρρηξη και διαδίδεται προς κάθε κατεύθυνση με τη μορφή χωρικών κυμάτων. Τα χωρικά αυτά κύματα διακρίνονται σε διαμήκη κύματα P (προκαλούν διαδοχικά θλίψη – εφελκυσμό του μέσου στο οποίο διαδίδονται κατά την κατεύθυνση διάδοσης) και εγκάρσια κύματα S (διατμητικά κύματα που παρουσιάζουν ταλαντώσεις κάθετα στο επίπεδο διάδοσης). Στη συνέχεια λόγω ασυνεχειών των εδαφικών στρωμάτων και τοπολογικών ατελειών της επιφάνειας, τα κύματα ανακλώνται και διαθλώνται και δημιουργούνται επιφανειακά κύματα που διακρίνονται σε Rayleigh και Love.



Σχήμα 2.1 Δημιουργία σεισμικού κύματος λόγω κίνησης τεκτονικών πλακών

Όλα τα παραπάνω κύματα συντίθενται και αποδίδουν σε ένα τυχαίο σημείο της επιφάνειας κίνηση η οποία μπορεί να καταγραφεί ποσοτικά (δύο οριζόντιες συνιστώσες και μία κατακόρυφη) μέσω σειсмоγράφων. Η καταγραφή αυτή της συνάρτησης της εδαφικής επιτάχυνσης του σημείου με το χρόνο αποτελεί το επιταχυνσιογράφημα.



Σχήμα 2.2 Σεισμικά κύματα χώρου

Από τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά δημιουργούνται τα φάσματα απόκρισης (για μονοβάθμιους ταλαντωτές) που δίνουν μια πρώτη εκτίμηση για τη συμπεριφορά των κατασκευών συναρτήσει των μηχανικών τους ιδιοτήτων. Στη συνέχεια πραγματοποιείται μια περιληπτική περιγραφή της κατασκευής φασμάτων απόκρισης ενώ παρατίθενται εισαγωγικά στοιχεία δυναμικής των κατασκευών.

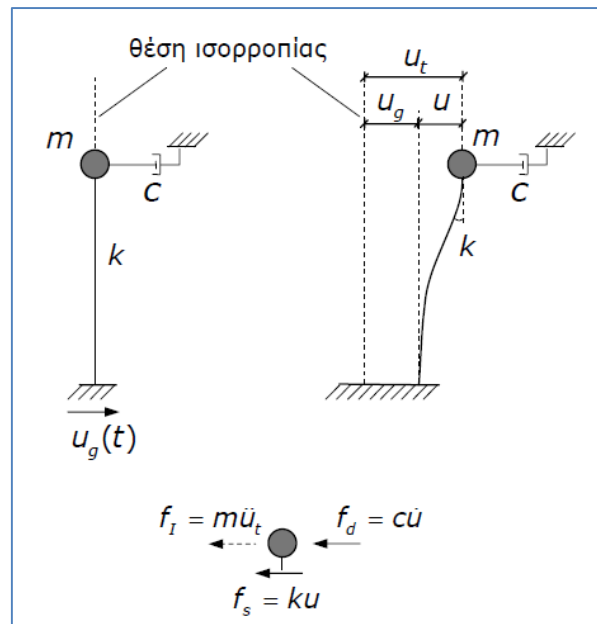
### 2.1.2 Βασικές έννοιες αντισεισμικής τεχνολογίας

Η σεισμική κίνηση του εδάφους προκαλεί κίνηση των στηρίξεων με συνέπεια τη δυναμική καταπόνηση των κατασκευών. Στο δυναμικό προσομοίωμα του παρακάτω σχήματος το έδαφος κινείται οριζόντια κατά  $u_g(t)$ . Η σχετική μετατόπιση της κεφαλής του στύλου δίνεται από τη σχέση:

$$u(t) = u_t(t) - u_g(t)$$

Από τη δυναμική ισορροπία του συστήματος προκύπτει η εξίσωση κίνησης του μονοβάθμιου συστήματος:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad \text{ή} \quad \ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g(t)$$



Σχήμα 2.3 Δυναμική καταπόνηση μονοβάθμιου ταλαντωτή

όπου η ιδιοσυχνότητα του συστήματος δίνεται από τη σχέση:

$$\omega_n = \sqrt{k/m}$$

και το ποσοστό αποσβέσεως:

$$\zeta = c/(2m\omega_n)$$

Η μετατόπιση ενός συστήματος λόγω τυχαίας φόρτισης  $p(t)$  δίνεται από το ολοκλήρωμα Duhamel. Για σεισμική διέγερση  $p(t) = -m\ddot{u}_g(t)$ , οπότε:

$$u(t) = \frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta\omega_n(t-\tau)} \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau$$

όπου:

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2}$$

η ιδιοσυχνότητα με απόσβεση η οποία για  $\zeta < 10\%$  ταυτίζεται πρακτικά με την  $\omega_n$ .

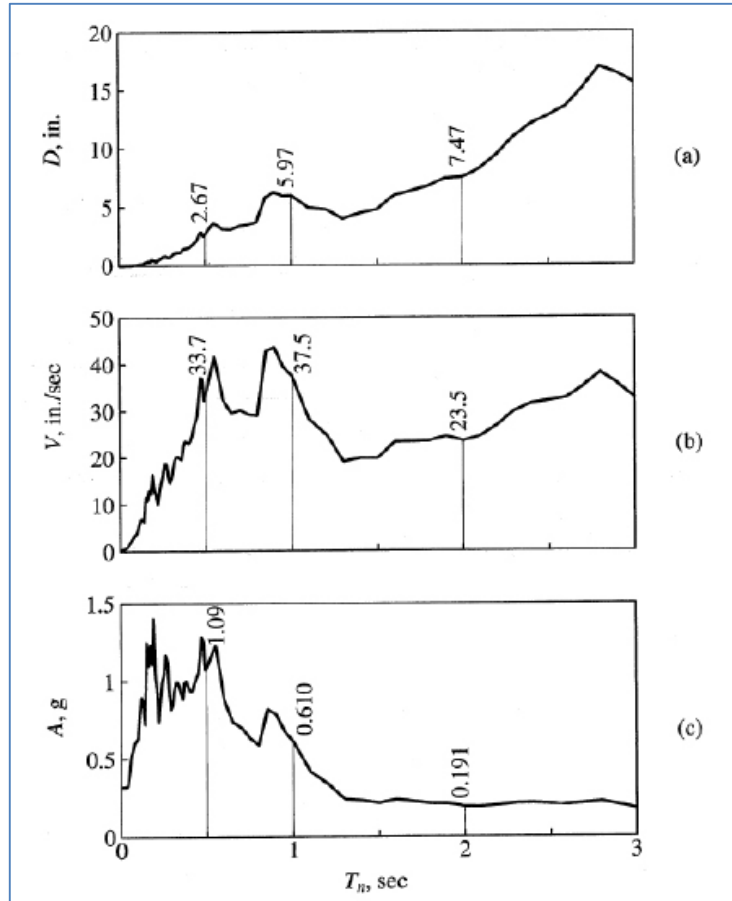
Συνήθως το ενδιαφέρον ενός μελετητή επικεντρώνεται στις μέγιστες τιμές της απόκρισης, οι οποίες θα χρησιμοποιηθούν για τον προσδιορισμό των ροπών και τεμνουσών σχεδιασμού.

Η γραφική παράσταση του μέγιστου της απόκρισης της κατασκευής υπό τη δράση συγκεκριμένης διέγερσης, για διάφορες τιμές της ιδιοπεριόδου,  $T_n$  και του λόγου απόσβεσης,  $\zeta$  του μονοβάθμιου ταλαντωτή, ονομάζεται φάσμα απόκρισης. Κάθε καμπύλη φάσματος αφορά μία μόνο τιμή του λόγου απόσβεσης  $\zeta$ . Φάσματα απόκρισης μπορούν να οριστούν για τη μετατόπιση, την ταχύτητα και την επιτάχυνση μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα φάσματα που κατασκευάζονται συνήθως είναι:

α) Φάσμα απόκρισης σχετικών μετακινήσεων, το οποίο δίνει τις τιμές  $\max|u(t)|$  και συμβολίζεται D, Σχήμα 2.4(α).

β) Φάσμα απόκρισης σχετικών ταχυτήτων, το οποίο δίνει τις τιμές  $\max|\dot{u}(t)|$  και συμβολίζεται με V, Σχήμα 2.4(β).

γ) Φάσμα απόκρισης απόλυτων επιταχύνσεων, το οποίο δίνει τις τιμές  $\max|\ddot{u}(t)|$  και συμβολίζεται με  $A$ , Σχήμα 2.4(c).



Σχήμα 2.4 φάσμα μετατόπισης  $D$ , ψευδοταχύτητας  $V$  και ψευδοεπιτάχυνσης  $A$

Για μικρές τιμές του συντελεστή απόσβεσης ισχύει προσεγγιστικά:

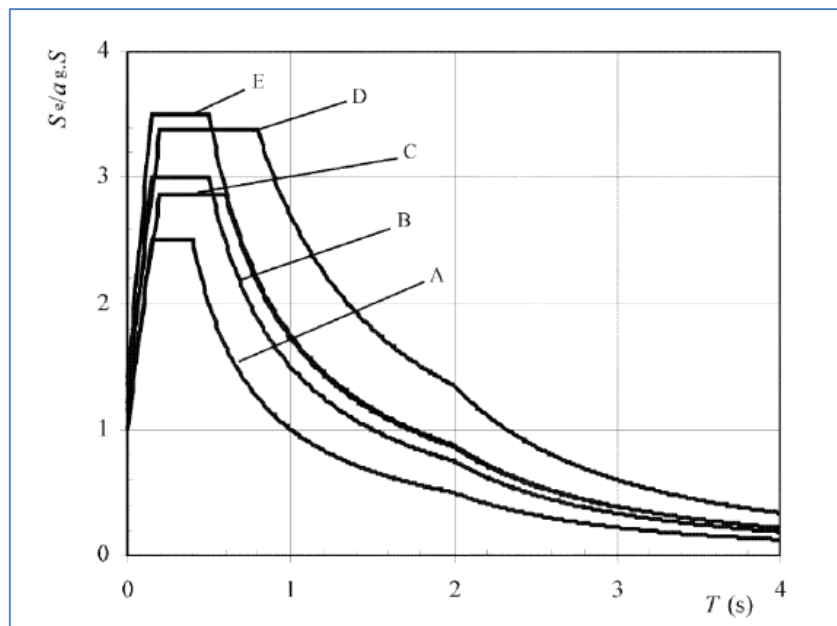
$$A \approx \omega_n^2 D = PSA$$

$$V \approx \omega_n D = PSV$$

όπου,  $PSA$  = ψευδοφασματική επιτάχυνση και  $PSV$  = ψευδοφασματική ταχύτητα.

Η παραπάνω αναφορά αντιπροσωπεύει φάσματα απόκρισης που περιγράφουν μία συγκεκριμένη εδαφική κίνηση. Το ομαλό φάσμα σχεδιασμού των κανονισμών, ωστόσο, αποτελεί καθορισμό του επιπέδου της σεισμικής δύναμης σχεδιασμού, ή της μετατόπισης, ως συνάρτησης της ιδιοπεριόδου ταλάντωσης και του λόγου απόσβεσης και μορφώνεται μέσω στατιστικής ανάλυσης πολλών συγκρίσιμων φασμάτων. Συνήθως κατασκευάζονται από απλές σχέσεις για διάφορες παραμέτρους που ορίζονται στους κανονισμούς (π.χ. βλ. ΕΑΚ2000, EC8 κα.).





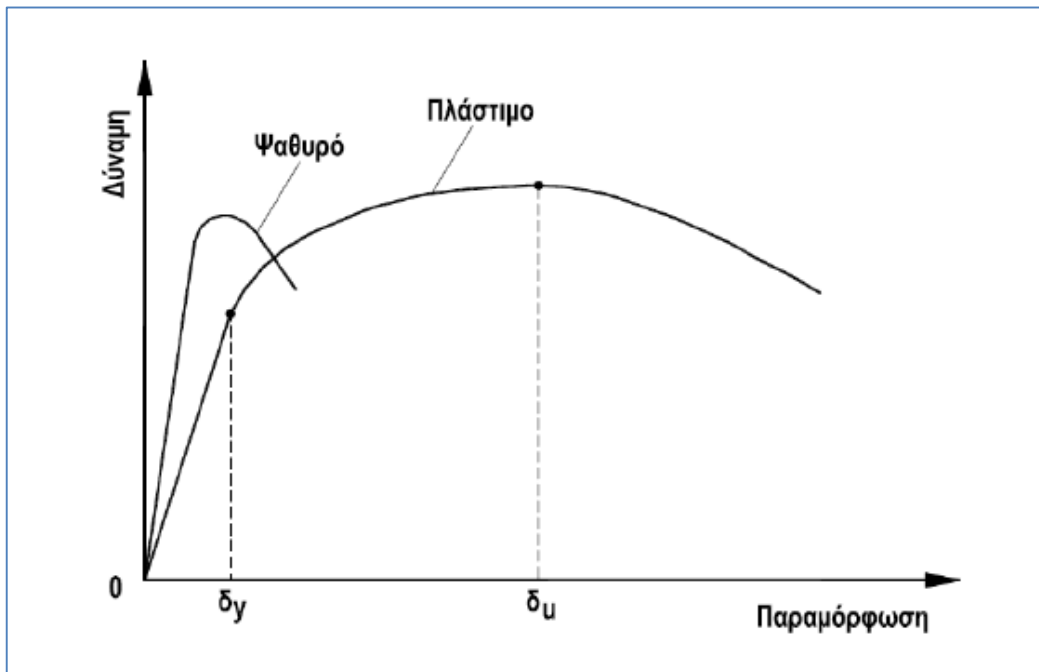
Σχήμα 2.5 Ελαστικά φάσματα για διάφορες κατηγορίες εδάφους του EC8

Επειδή όμως στην πραγματικότητα οι κατασκευές συμπεριφέρονται ανελαστικά, για να είναι τα φορτία σχεδιασμού πιο κοντά στα πραγματικά πρέπει να κατασκευαστούν «ανελαστικά» φάσματα τα οποία θα λαμβάνουν υπόψη τη μη γραμμική συμπεριφορά. Αυτά τα τελικά φάσματα σχεδιασμού του κανονισμού προκύπτουν από τα ελαστικά διαιρώντας τα με ένα συντελεστή  $q$  που ονομάζεται συντελεστής συμπεριφοράς. Ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι ένας εμπειρικός συντελεστής που ορίζεται κάθε φορά από τον αντίστοιχο αντισεισμικό κανονισμό που χρησιμοποιείται και εκφράζει την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας από την κατασκευή. Είναι συνάρτηση παραγόντων όπως η πλαστιμότητα, η απόσβεση, η υπερστατικότητα κ.ά.

## 2.2 Βασικές έννοιες αντισεισμικού σχεδιασμού

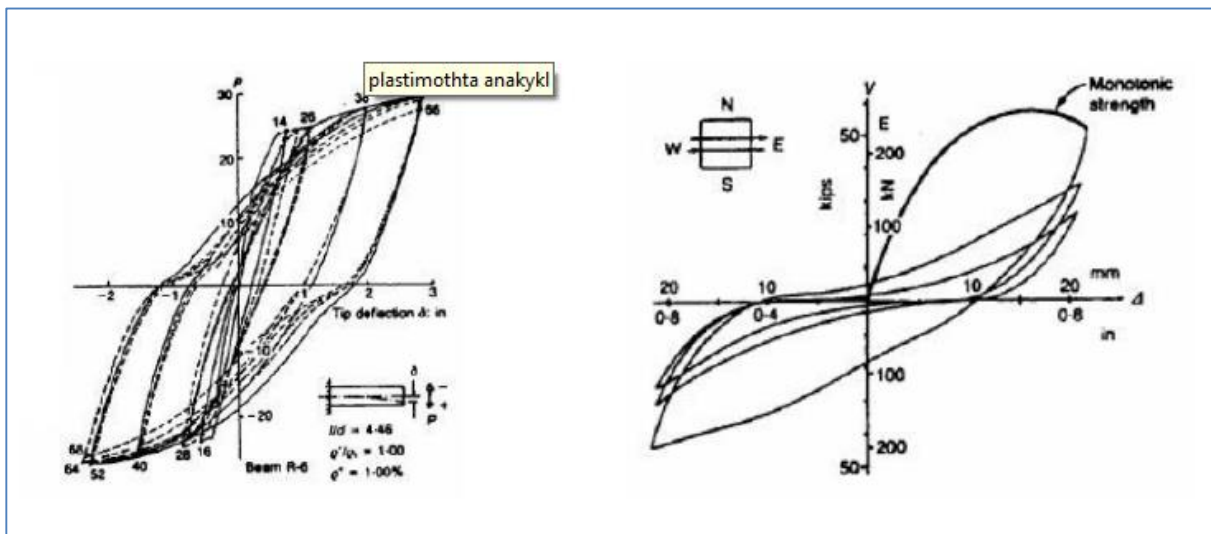
### 2.2.1 Πλαστιμότητα- πλαστικές αρθρώσεις

Ως πλαστιμότητα (είτε γενική, είτε τοπική) νοείται η ικανότητα απορρόφησης (κατανάλωσης) ενέργειας. Η πλαστιμότητα (και κατά συνέπεια, η ικανότητα και ανακατανομή της εντάσεως) είναι σημαντική ιδιότητα των κατασκευών, και έναντι τυχηματικών δράσεων (π.χ. πυρκαγιά) και μάλιστα δυναμικών (όπως ο σεισμός, η κρούση, η έκρηξη, κλπ) και έναντι συνήθων-βασικών δράσεων. Η ιδιότητα αυτή της πλαστιμότητας προσδίδει στο χάλυβα (και σε μικρότερο βαθμό στο οπλισμένο σκυρόδεμα) την ικανότητα, να καταστρέφονται μόνον αφού έχουν υποστεί σημαντικό βαθμό ανελαστικής και επαναλαμβανόμενης παραμόρφωσης. Μπορούν δηλαδή να απορροφούν ενέργεια ενώ υφίστανται ανελαστική παραμόρφωση χωρίς να καταστρέφονται. Ανελαστική παραμόρφωση είναι αυτή κατά την οποία το υλικό, αφού υποστεί παραμόρφωση δεν επανέρχεται στην αρχική του μορφή. Τα ψαθυρά υλικά, όπως οι οπτοπλινθοδομές και οι λιθοδομές αντίθετα, καταστρέφονται απότομα και με μικρή ακόμα ανελαστική παραμόρφωση.



Σχήμα 2.6 Συμπεριφορά πλάστιμου και ψαθυρού μέλους υπό μονοτονική φόρτιση

Στα σχήματα Σχήμα 2.6 και Σχήμα 2.7 παρουσιάζεται η συμπεριφορά μελών με ψαθυρή και πλάστιμη συμπεριφορά για μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση αντίστοιχα. Και στις δύο περιπτώσεις είναι φανερό πόσο γρήγορα χάνει αντοχή, σε σχέση με την παραμόρφωση, το ψαθυρό μέλος και ειδικότερα στην ανακυκλική φόρτιση που είναι και χαρακτηριστικό του σεισμού φαίνεται ότι μέσα σε λίγους κύκλους το μέλος έχει χάσει σε μεγάλο ποσοστό τη φέρουσα ικανότητά του.



Σχήμα 2.7 Συμπεριφορά πλάστιμου και ψαθυρού μέλους υπό ανακυκλική φόρτιση

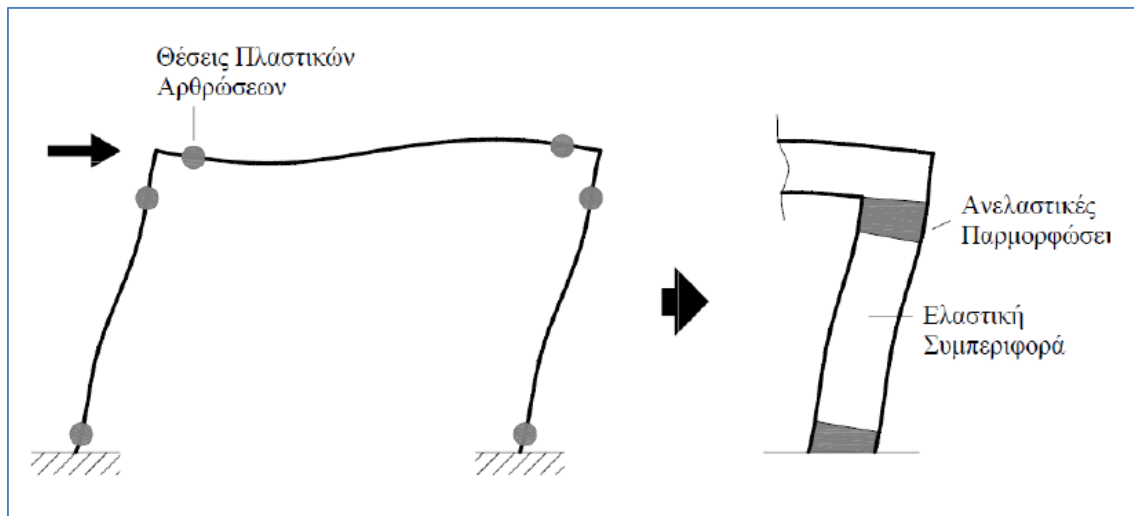
Η συνολική αύξηση της πλαστιμότητας ενός δομήματος επιτυγχάνεται, κατόπιν υποδείξεως σχετικών διατάξεων των κανονισμών, με αύξηση της πλαστιμότητας των επιμέρους στοιχείων του. Με τη σκέψη αυτή -και ως παράδειγμα- παρουσιάζονται για το σκυρόδεμα, που όπως αναφέρθηκε παραπάνω είναι ψαθυρό υλικό, οι ειδικές διατάξεις λεπτομερειών όπλισης σύμφωνα με τις οποίες υποδεικνύεται η αύξηση του εγκάρσιου οπλισμού (οπλισμός περίσφιξης) γενικότερα και ειδικότερα σε κρίσιμες περιοχές των μελών (Σχήμα 2.8).

Η ικανότητα αυτή των επιμέρους μελών μίας κατασκευής να παραμορφώνονται πέραν του ορίου διαρροής συνυπολογίζεται σε μία ελαστική ανάλυση, σύμφωνα με τους κανονισμούς, με την εισαγωγή ειδικών συντελεστών, όπως ο  $q$  και με τη μορφή ειδικών κατασκευαστικών λεπτομερειών. Για τις ανάγκες της αποτίμησης μίας κατασκευής και της εφαρμογής ανελαστικών αναλύσεων όμως, επιβάλλεται μία πιο ακριβής προσέγγιση της συμπεριφοράς των δομικών μελών.

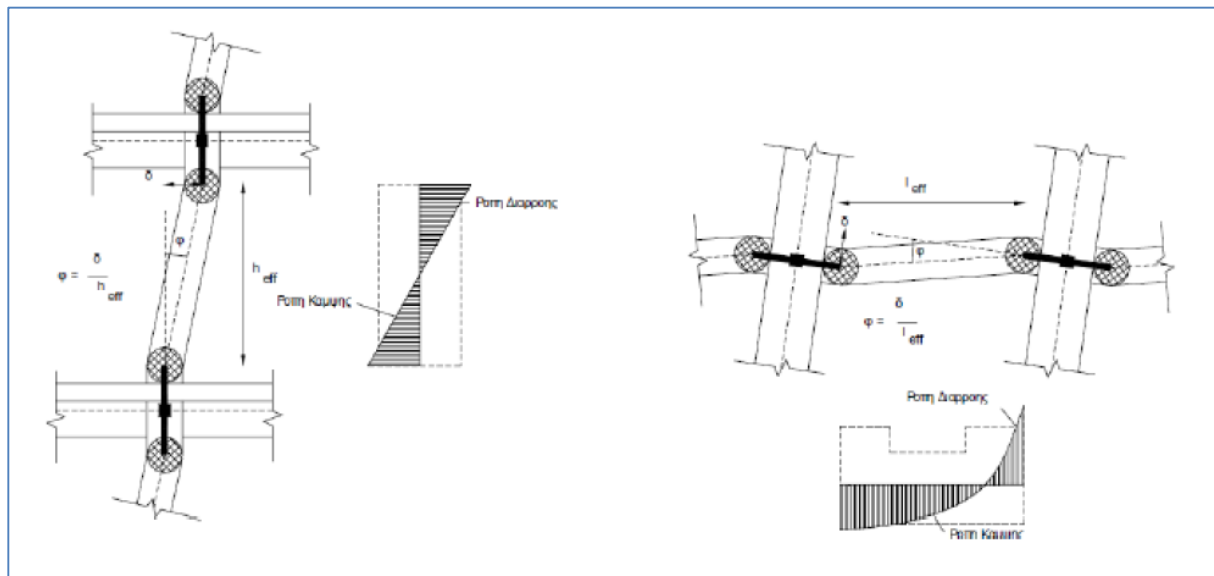


Σχήμα 2.8 Αύξηση πλαστιμότητας μέσω περισφίξεως σε υποστύλωμα

Οι ανελαστικές παραμορφώσεις ξεκινούν να αναπτύσσονται σε μια κατασκευή τη στιγμή που η διατομή ενός μέλους ξεπεράσει το όριο διαρροής της. Με τη σκέψη ότι η κατανομή των εντατικών μεγεθών στα μέλη, για ένα συνδυασμό φόρτισης όπως ο σεισμικός είναι γνωστή, είναι εφικτό να εντοπιστούν οι θέσεις που θα προκύψουν αυτές οι διαρροές. Οι θέσεις αυτές συνήθως εντοπίζονται στα άκρα των στοιχείων καθώς και σε περιοχές μεγάλου συγκεντρωμένου φορτίου, που ουσιαστικά είναι οι κρίσιμες περιοχές στις οποίες εφαρμόζεται ο οπλισμός περίσφιξης που αναφέρθηκε παραπάνω. Αναπτύσσονται επομένως στα μέλη πλαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους που αναφέρονται ως πλαστικές αρθρώσεις.



Σχήμα 2.9 Πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων



Σχήμα 2.10 Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων- Διαγράμματα ροπών

### 2.3 Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας- Εισαγωγή

Οι στάθμες επιτελεστικότητας παρατίθενται με ικανοποιητική πληρότητα στις σημειώσεις του Γ. Ν. Ψυχάρη στο πλαίσιο του μαθήματος Αντισεισμική Τεχνολογία 2 της σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ. Παρακάτω περιγράφονται περιληπτικά τα κυριότερα σημεία.

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών, ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού, δηλαδή τον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού όλων των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών εξετάζει την συμπεριφορά της κατασκευής έως την έναρξη των παραμενουσών παραμορφώσεων-ζημιών (ελαστική απόκριση). Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφαλείας εξασφαλίζεται

μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Ωστόσο σε ορισμένες περιπτώσεις ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

Η μέθοδος των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως στον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί το βασικό κορμό όλων των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων. Σε νέες κατασκευές η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιοποιημένης κατασκευής. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου αποτελεί η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν την ελαστικής περιοχής (ανελαστική απόκριση). Για αυτό το σκοπό η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη γραμμικές αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση Pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

## 2.4 Στόχοι σεισμικής ικανότητας

### 2.4.1 Γενικά

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης. Οι συνδυασμοί αυτοί όπως ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8- μέρος 3 φαίνονται στον παρακάτω Πίνακα 2.1.

Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται τόσο στο φέροντα οργανισμό, όσο και στο μη-φέροντα οργανισμό (στον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων ΚΑΝΕΠΕ 2009 ορίζονται μόνο στάθμες επιτελεστικότητας για τον φέροντα οργανισμό). Ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή προκύπτει από συνδυασμό των στόχων για το φέροντα και το μη-φέροντα οργανισμό.

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

Πίνακας 2.1 Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3

### 2.4.2 Στάθμες επιτελεστικότητας

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν με μικρές διαφορές τις εξής τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας.

#### A) Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate Occupancy)

Φέρων Οργανισμός: Καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Υπάρχει πιθανότητα να εμφανιστούν μικρές τριχοειδής ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα.

Μη – Φέρων Οργανισμός: 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.

#### B) Προστασία Ζωής (Life Safety)

Φέρων Οργανισμός: Κατά τον σεισμό σχεδιασμού επιτρέπεται να συμβούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου χωρίς όμως να σημειωθεί κάποια απώλεια ζωής ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών. Επίσης δεν επιτρέπεται να συμβούν ουσιώδεις βλάβες και στα υλικά που είναι αποθηκευμένα στο κτίριο.

Μη – Φέρων Οργανισμός: Αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής.

#### Γ) Οιονεί κατάρρευση (Collapse Prevention/ Structural Stability)

Φέρων Οργανισμός: Κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να συμβούν εκτεταμένες σοβαρές μη επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, ο οποίος όμως έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει με ασφάλεια τα κατακόρυφα φορτία για ένα χρονικό διάστημα μετά τον σεισμό. Τέλος δεν αποκλείεται ο τραυματισμός ορισμένων ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του δευτερεύοντος οργανισμού.

Μη – Φέρων Οργανισμός: Αναμένονται σημαντικές βλάβες, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ακόμη και την πτώση τους. Εξαιρέση αποτελούν τα υψηλού κινδύνου μη-φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα, τα οποία πρέπει να είναι καλά στερεωμένα, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους σε χώρους συνάθροισης κοινού.

Παρακάτω δίνεται ο Πίνακας 2.2 των συνδυασμένων στόχων για τα φέροντα και μη στοιχεία. Ο δείκτης  $i$  αναφέρεται στη συχνότητα εμφάνισης του σεισμικού συνδυασμού.

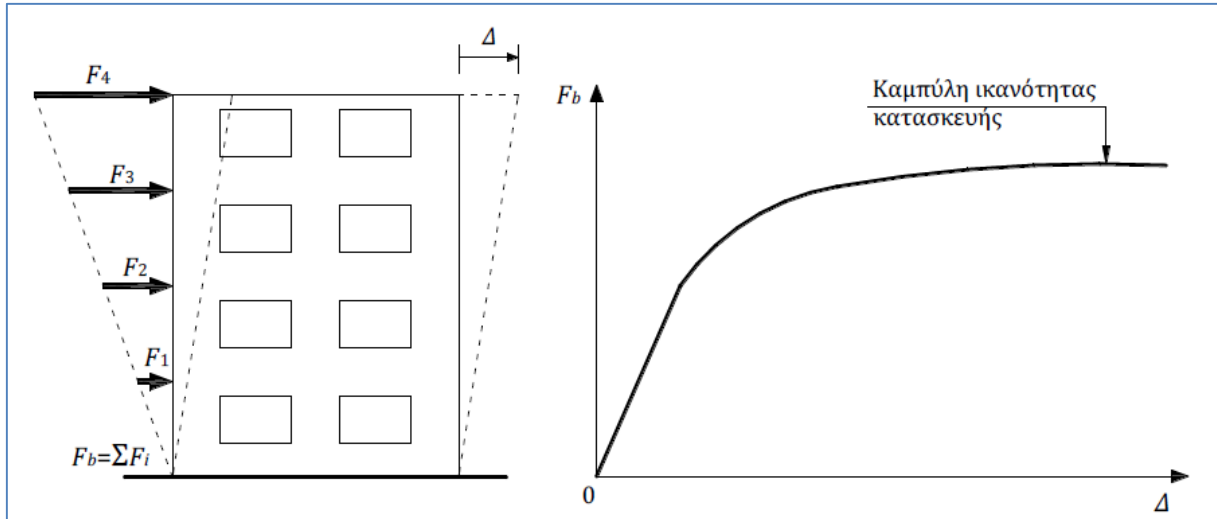
|  |                        | Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού                                     |   |                       |
|--|------------------------|--|---|-----------------------|
|  |                        | Περιορισμός βλαβών (Α)   | Σημαντικές βλάβες (Β)                    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

Πίνακας 2.2 Συνδυασμένοι στόχοι σεισμικής ικανότητας

## 2.5 Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας

### 2.5.1 Καμπύλη ικανότητας (capacity curve)

Ο καθορισμός των διαφόρων σταθμών επιτελεστικότητας πραγματοποιείται πάνω στην καμπύλη αντίστασης (capacity curve) της κατασκευής (βλ. Σχήμα 2.11), η οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης στην κορυφή. Κατασκευάζουμε την καμπύλη αντίστασης υπολογίζοντας την ανελαστική μετακίνηση της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου και έχοντας ορίσει μια κατανομή φορτίων στους ορόφους της κατασκευής όπως η τριγωνική κατανομή η 1η ιδιομορφή ή η συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών, κ.ά. Η καμπύλη αντίστασης προκύπτει μετά από πληθώρα στατικών επιλύσεων με σταδιακή αύξηση της πλευρικής φόρτισης και άρα της αντίστοιχης τέμνουσας βάσης και διαδοχικό υπολογισμό της μετακίνησης κορυφής. Σε κάθε βήμα, θα έχουμε μια νέα μειωμένη δυσκαμψία σε εκείνα τα μέλη που έφτασαν σε διαρροή.



Σχήμα 2.11 Μόρφωση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής

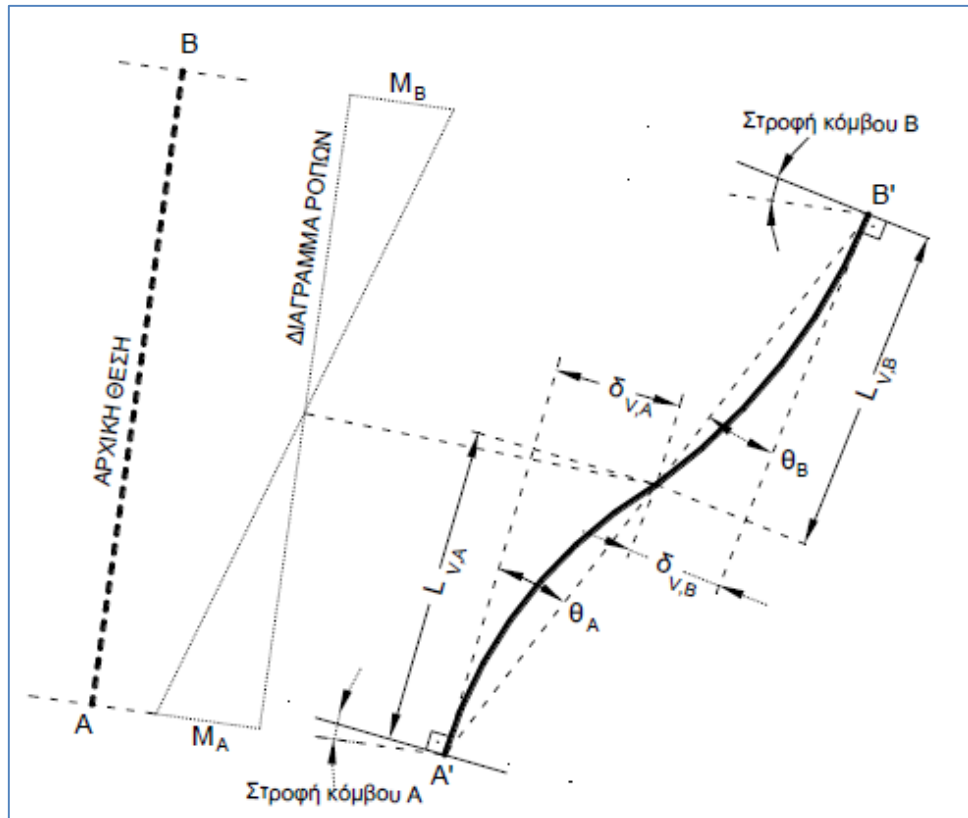
### 2.5.2 Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου ή διατομής

Οι νόμοι που περιγράφουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών μίας κατασκευής, περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, «F», με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, «δ». Οι σχετικές αυτές μετακινήσεις, «δ», μπορεί να είναι στροφές, παραμορφώσεις, καμπυλότητες κλπ. Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η γωνία στροφής χορδής, θ, στα άκρα του στοιχείου.

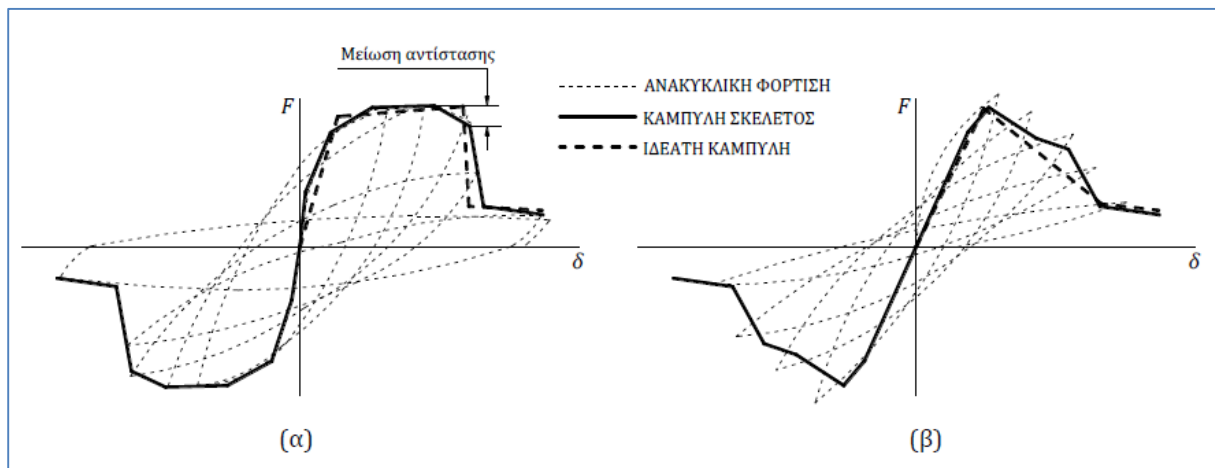
Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρον υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρον του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή του σημείου μηδενισμού των ροπών. Με άλλα λόγια, η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσου με το διατμητικό μήκος  $L_V$ , δηλαδή  $\theta = \delta_V / L_V$ , όπου  $L_V = M/V$  ( $M =$  ροπή στη βάση,  $V =$  τέμνουσα) και  $\delta_V$  είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου (βλ. Σχήμα Σχήμα 2.12).

Η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου θεωρείται ότι μπορεί να εκφρασθεί 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 ανακυκλίσεων για κάθε επιβαλλόμενη παραμόρφωση. Από την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης, Σχήμα 2.13, διακρίνεται η μετάβαση από την ελαστική στην ανελαστική συμπεριφορά καθώς και η μείωση της αντίστασης μετά τη θεωρητική αστοχία.



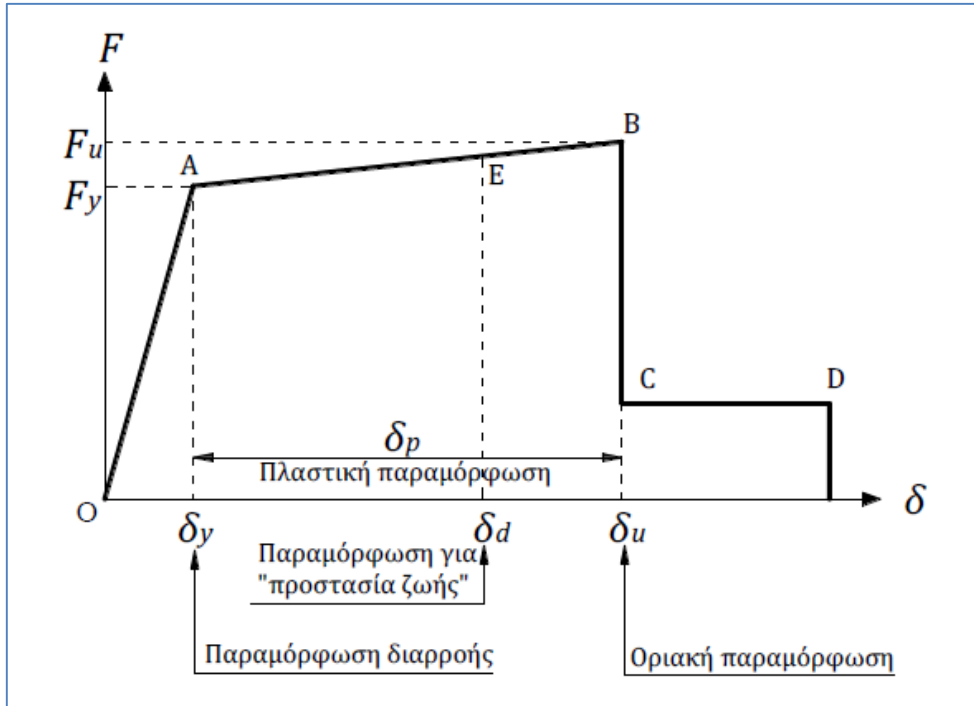


Σχήμα 2.12 Γεωμετρική απεικόνιση γωνίας στροφής χορδής,  $\theta$



Σχήμα 2.13 Μόρφωση περιβάλλουσας υστέρησης: (α) καμπτική συμπεριφορά, (β) διατμητική συμπεριφορά

Στη συνέχεια παρατίθεται το Σχήμα 2.14 όπου φαίνεται η συνηθέστερη μορφή των διαγραμμάτων F- $\delta$ .



Σχήμα 2.14 Ιδεατή καμπύλη F-δ δομικών στοιχείων

Οι κλάδοι του διαγράμματος ορίζονται ως εξής:

A) Τμήμα OA

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας OA αντιστοιχεί στην τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση.

Σημειώνεται ότι εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής, η τιμή της  $\delta_y = \theta_y$  πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμπυλότητα διαρροής,  $(1/r)_y$ , αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και της πιθανής ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της  $\theta_y$  για συνήθεις διατομές από Ω.Σ., λαμβάνοντας υπόψη αυτά τα φαινόμενα.

B) Τμήμα AB

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία. Το σημείο B ορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας,  $\delta_u$ , που συνήθως αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης κατά 20% σε σχέση με τη μέγιστη τιμή της. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της οριακής γωνίας στροφής χορδής,  $\theta_u$ , για συνήθεις διατομές από Ω.Σ. Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου AB θεωρείται οριζόντια. Τότε, η αντίσταση διαρροής,  $F_y$ , μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση. Η παραμόρφωση  $\delta_u$  ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή:  $\delta_p = \delta_u - \delta_y$ .

Γ) Τμήμα CD

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως μετά την παραμόρφωση αστοχίας ενός μέλους, η ικανότητα του να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να παραλάβει κατακόρυφα φορτία. Στο

σημείο D το στοιχείο χάνει και την ικανότητα του να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Συνήθως, η τιμή αυτής της απομένουσας αντίστασης λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

#### Δ) Στάθμες επιτελεστικότητας, E

Στην καμπύλη  $F - \delta$ , ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις παραμορφώσεις  $\delta_d$ . Το πώς ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας αναφέρθηκε προηγουμένως. Σε περιπτώσεις πλαστικών στοιχείων, κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις και έτσι, ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων, ο ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων.

### 2.5.3 Γωνίες στροφής χορδής κατά τον Ευρωκώδικα 8

Ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 (Παράρτημα A.3.2.4, (6)) ορίζει την ικανότητα παραμόρφωσης των δοκών, των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων 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 σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$\theta_{um} = \left(\frac{1}{\gamma_{el}}\right)\{\theta_y + [(1/r)_u - (1/r)_y]L_{pl}[1 - (0,5L_{pl})/L_s]\}$$

όπου:

|               |   |
|---------------|---|
| $\theta_y$    | η γωνία στροφής της χορδής στη διαρροή  |
| $(1/r)_u$     | η καμπυλότητα της ακραίας διατομής κατά την αστοχία   |
| $(1/r)_y$     | η καμπυλότητα της ακραίας διατομής κατά τη διαρροή  |
| $\gamma_{el}$ | συντελεστής ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 2,0 για τα πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία και ίσος με 1,0 για τα δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία           |
| $L_s$         | η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών και λαμβάνεται ως ο λόγος ροπής – διάτμησης στην ακραία διατομή, $L_s = M/V$ |

Εναλλακτικά, το μήκος  $L_s$  εκτιμάται ως εξής:

- ✓ Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το μήκος  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού,  $L_s = L/2$ .
- ✓ Σε δοκούς που συνδέονται με κατακόρυφο στοιχείο μόνο στο ένα άκρο, το μήκος  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα της δοκού,  $L_s = L$ .
- ✓ Σε υποστυλώματα, το μήκος  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό της καθαρής απόστασης δοκών με τις οποίες το υποστυλώμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο κάμψης,  $L_s = L/2$ .
- ✓ Στα τοιχώματα, το μήκος  $L_s$  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,  $L_s = L/2$ .

$L_{pl}$  το μήκος της πλαστικής άρθρωσης το οποίο μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$L_{pl} = 0.1L_s + 0.17h + 0.24 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

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

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

✓ Δοκοί και υποστρώματα:

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y (L_s + a_v z)/3 + 0,0013[1 + 1,5h/L_s] + 0,13 \left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y / (\sqrt{f_c})$$

✓ Τοιχώματα:

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y (L_s + a_v z)/3 + 0,002[1 - 0,125L_s/h] + 0,13 \left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y / (\sqrt{f_c})$$

όπου:

|           |   |
|-----------|---|
| $a_v z$   | το μήκος μετατόπισης του διαγράμματος των ροπών κάμψης με   |
| $z$       | το μήκος του εσωτερικού μοχλοβραχίονα, που λαμβάνεται ίσο με $d - d'$ σε δοκούς, υποστρώματα 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 $a_v = 0$  |
| $f_y$     | η τάση διαρροής του χάλυβα που προκύπτει απευθείας ως η μέση τιμή από επιτόπου δοκιμές  |
| $f_c$     | η τάση διαρροής του σκυροδέματος που προκύπτει απευθείας ως η μέση τιμή από επί τόπου δοκιμές   |

Η διαθέσιμη γωνία πλαστικής στροφής  $\theta_{um}^{pl}$  μιας κρίσιμης περιοχής δίνεται από τη σχέση:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y$$

Όσον αφορά τις στάθμες επιτελεστικότητας για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων:

#### Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL)

Η ικανότητα δίδεται από τη γωνία στροφής χορδής σε διαρροή  $\theta_y$ .

#### Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)

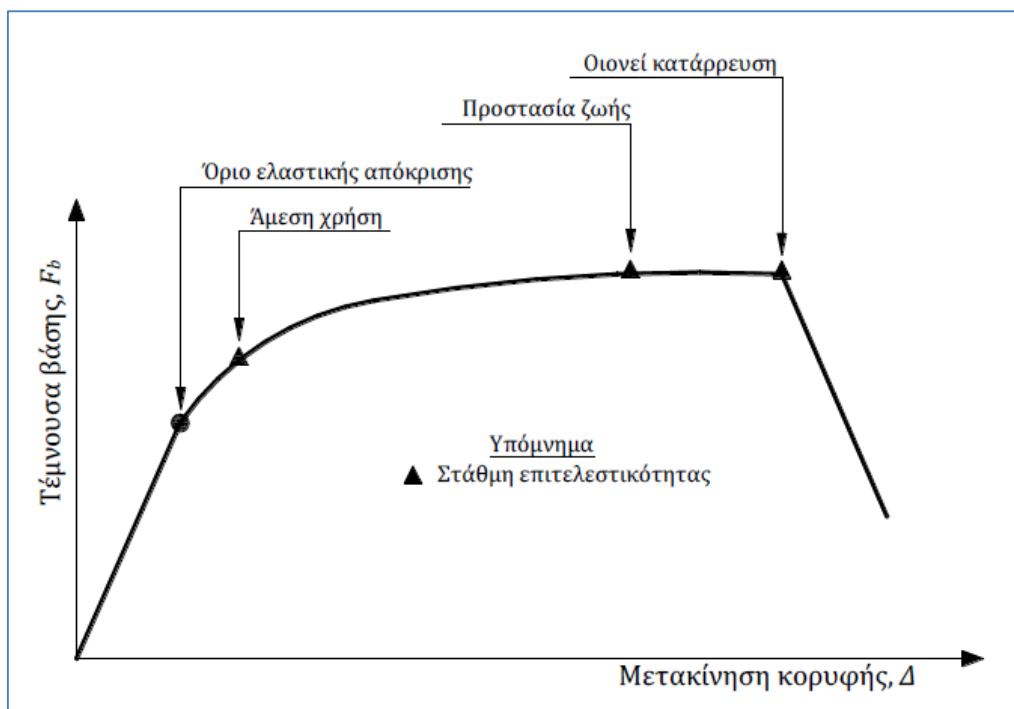
Η ικανότητα γωνίας στροφής χορδής η οποία αντιστοιχεί σε σημαντική βλάβη  $\theta_{SD}$  μπορεί να θεωρείται ότι είναι το 0.75 της οριακής στροφής χορδής  $\theta_{um}$  που δίδεται στην παραπάνω σχέση.

#### Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC)

Η ικανότητα δίδεται από τη συνολική γωνία στροφής χορδής  $\theta_{um}$ .

### 2.5.4 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Μετά την ολοκλήρωση των διαγραμμάτων  $F - \delta$  και τον ορισμό των σταθμών επιτελεστικότητας πάνω σε αυτά, μπορούμε να προχωρήσουμε στην κατασκευή της καμπύλης αντίστασης όλης της κατασκευής και στην τοποθέτηση των σημείων που αντιστοιχούν στις στάθμες επιτελεστικότητας, όπως απεικονίζεται στο παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 2.15). Η στάθμη επιτελεστικότητας όλης της κατασκευής, δηλαδή η μετακίνηση κορυφής που αντιστοιχεί σε κάποιο επίπεδο βλαβών, δεν ταυτίζεται πάντα με εκείνο το σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία ενδέχεται κάποιο ποσοστό αυτών να έχει φτάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, ενώ η κατασκευή στο σύνολό της να βρίσκεται ακόμα κάτω από αυτή τη στάθμη.



Σχήμα 2.15 Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής

## 2.6 Μέθοδοι σεισμικής αποτίμησης κατασκευών

### 2.6.1 Γενικά

Σκοπός της αποτίμησης υφιστάμενου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Η αποτίμηση κατασκευών ακολουθεί τα εξής βήματα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.1):

- Συλλογή στοιχείων (έρευνα του ιστορικού του δομήματος)
- Ανάλυση, και
- Έλεγχος οριακών καταστάσεων

Παλαιότερα επικρατούσε η τακτική, να αποτιμώνται οι κατασκευές ανάλογα με το κατά πόσον έχουν εφαρμοσθεί οι διατάξεις των αντισεισμικών κανονισμών για τις νέες κατασκευές. Η πλειοψηφία όμως των κατασκευών έχει μελετηθεί με παλαιότερους κανονισμούς, με αποτέλεσμα να μην πληροί τις διατάξεις των νέων σε θέματα που αφορούν την διαμόρφωση του οπλισμού των στοιχείων και κατ' επέκταση την τοπική και συνολική πλαστιμότητα κ.ά. Έτσι με αυτό τον τρόπο οι παραπάνω κατασκευές κρίνονται σεισμικά ανεπαρκείς και χρήζουν ενίσχυσης, απαγορευτικού όμως κόστους.

Οι μέθοδοι αποτίμησης που χρησιμοποιούνται σήμερα διακρίνονται σε ελαστικές, οι οποίες είναι οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται και για την ανάλυση νέων κτιρίων, με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να ληφθούν υπόψη οι ιδιαιτερότητες των υφιστάμενων κατασκευών και σε ανελαστικές, οι οποίες αν και είναι πιο απαιτητικές όσον αφορά τους υπολογισμούς, οδηγούν σε ακριβέστερα αποτελέσματα μέσω της λεπτομερούς προσομοίωσης της συμπεριφοράς των δομικών μελών και της ορθολογικότερης αντιμετώπισης της σεισμικής απειλής. Στη συνέχεια, περιγράφονται εν συντομία οι μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν στο πόνημα αυτό.

### 2.6.2 Δυναμική φασματική ανάλυση

Η δυναμική φασματική ανάλυση ή δυναμική φασματική μέθοδος, όπως είθισται να ονομάζεται, αποτελεί τη δυναμική ανάλυση ενός δομήματος το οποίο υφίσταται σεισμική δόνηση. Αν και δυναμική ανάλυση, η μέθοδος καταλήγει σε μία σειρά στατικών αναλύσεων, αποφεύγοντας τη δυναμική ανάλυση μονοβάθμιων συστημάτων που είναι απαραίτητη για την ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης. Παραμένει ωστόσο μια δυναμική μέθοδος καθώς χρησιμοποιεί τις ιδιότητες ταλάντωσης (ιδιοσυχνότητες, ιδιομορφές και ιδιομορφική απόσβεση) της κατασκευής αλλά και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης μέσω του φάσματος απόκρισης. Τα βήματα της μεθόδου είναι:

- A) Ιδιομορφική ανάλυση δηλαδή υπολογισμός ιδιομορφών ταλάντωσης και αντίστοιχων ιδοπεριόδων και ιδιοσυχνοτήτων.
- B) Ιδιομορφική απόκριση δηλαδή υπολογισμός ακραίας μετακίνησης ή έντασης που, αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή για κάθε συνιστώσα του σεισμού με τη χρήση του φάσματος απόκρισης.
- Γ) Ιδιομορφική επαλληλία δηλαδή υπολογισμός πιθανής ακραίας τιμής τυχόντος μεγέθους απόκρισης για κάθε συνιστώσα του σεισμού.
- Δ) Χωρική επαλληλία δηλαδή υπολογισμός πιθανής ακραίας τιμής τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού.

Οι δύο πιο συνήθεις μέθοδοι επαλληλίας των ιδιομορφών είναι η μέθοδος της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (Square Root of Sum of Squares-SRSS) και η μέθοδος της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (Complete Quadratic Combination-CQC). Η μέθοδος SRSS παρέχει άριστες εκτιμήσεις για την απόκριση κατασκευών με μεγάλη διαφορά ανάμεσα στις ιδιοσυχνότητες τους, ενώ η μέθοδος CQC είναι εφαρμόσιμη σε μια ευρύτερη τάξη κατασκευών.

### 2.6.3 Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης

Στη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας για ελαστική ανάλυση της κατασκευής εφαρμόζεται σεισμική διέγερση, η οποία εκφράζεται μέσω ενός επιταχυνσιογραφήματος εδαφικών

δονήσεων και πραγματοποιείται επίλυση του δυναμικού προβλήματος για κάθε χρονική στιγμή. Μέσω αυτής της μεθόδου, αποτυπώνεται η συμπεριφορά της κατασκευής για μία πραγματική σεισμική διέγερση γεγονός που οδηγεί στην ανάγκη εισαγωγής και άλλων πραγματικών διεγέρσεων με σκοπό την ασφαλέστερη αποτίμηση.

### 2.6.4 Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover)

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.1). Κατασκευάζεται για το λόγο αυτό, η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής η οποία εκφράζει τη σχέση μεταξύ της τέμνουσας βάσης,  $V_b$ , του κτιρίου και της μετατόπισης κορυφής,  $\delta$ , και στη συνέχεια υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση (θεωρία ισοδύναμου μονοβάθμιου), με κάποια από τις μεθόδους (ATC-40, N2 κλπ) ενώ ορίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας. Στη συνέχεια συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση.

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου πρέπει να συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης- παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Το προσομοίωμα φορτίζεται με οριζόντια φορτία αμετάβλητης κατανομής καθ' ύψος τα οποία αυξάνουν μονοτονικά και αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που εμφανίζονται στα επίπεδα των ορόφων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η ανάλυση Pushover διενεργείται μέχρι να σημειωθεί αστοχία του φορέα. Η συνήθης μορφή αστοχίας είναι η αστοχία σε κάμψη μίας κρίσιμης διατομής (ο ικανοτικός σχεδιασμός που επιβάλλουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί εξασφαλίζει η καμπτική αστοχία να προηγείται πάντοτε της διατμητικής) ή η μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό, τοπικά ή συνολικά. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση φορτίου - παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονοτονικής φόρτισης μέχρι την αστοχία.

Η μεθοδολογία ATC-40 και η μέθοδος συντελεστών παρουσιάζονται στον ATC-40 (Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings 1996). Επίσης περιγράφονται μαζί με τη μέθοδο N2 στις σημειώσεις Γ. Ν. Ψυχάρη του μαθήματος Αντισεισμική Τεχνολογία 2 της σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ.





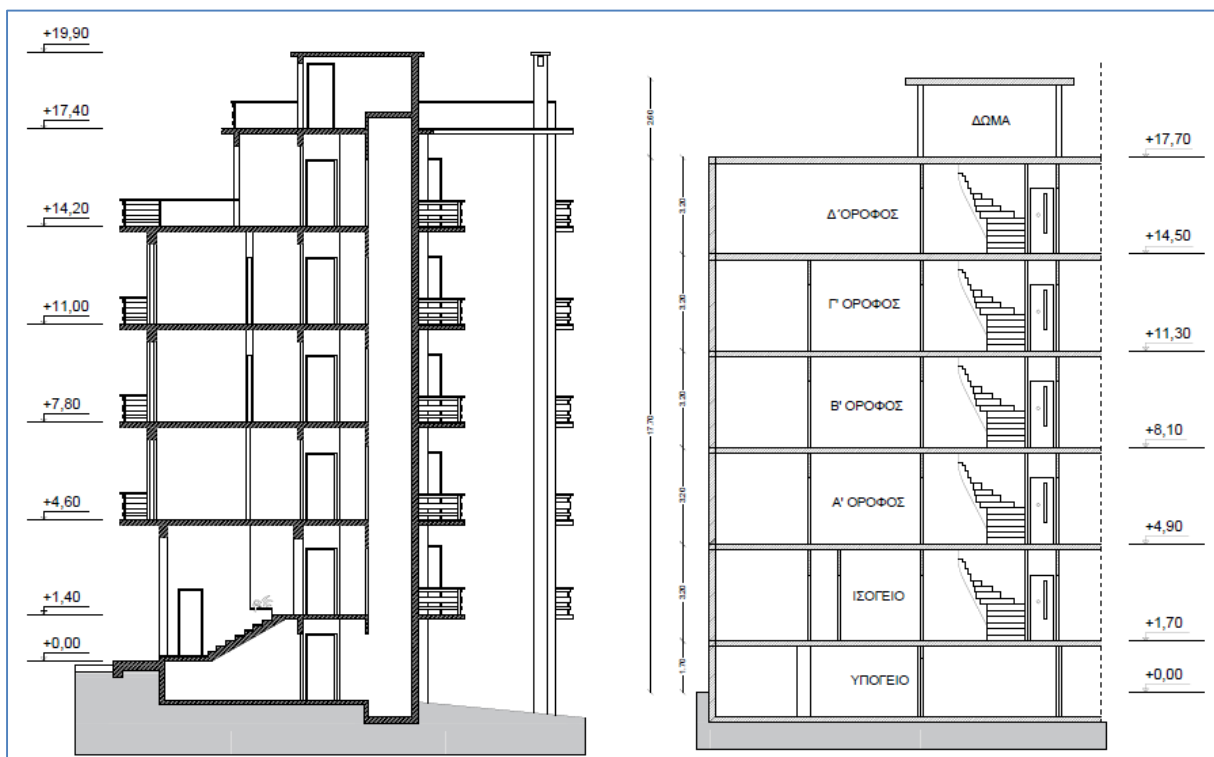
### **3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

#### **3.1 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής**

Η υπό μελέτη κατασκευή ανεγέρθηκε στην περιοχή του Πολυγώνου στην Αθήνα κατά το έτος 1977 και αποτελεί μία συνηθισμένη πολυκατοικία της δεκαετίας του 1970 με υπόγειο, ισόγειο, τρεις τυπικούς ορόφους, μία εσοχή και ένα δώμα. Ο σχεδιασμός του κτιρίου είναι σύμφωνος με τις διατάξεις του αντισεισμικού κανονισμού του 1959 και του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 1954) με συνέπεια να έχει γίνει προσδιορισμός των σεισμικών φορτίων για παραδοχή εδάφους κατηγορίας Α με συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης  $\varepsilon=0.04$ .

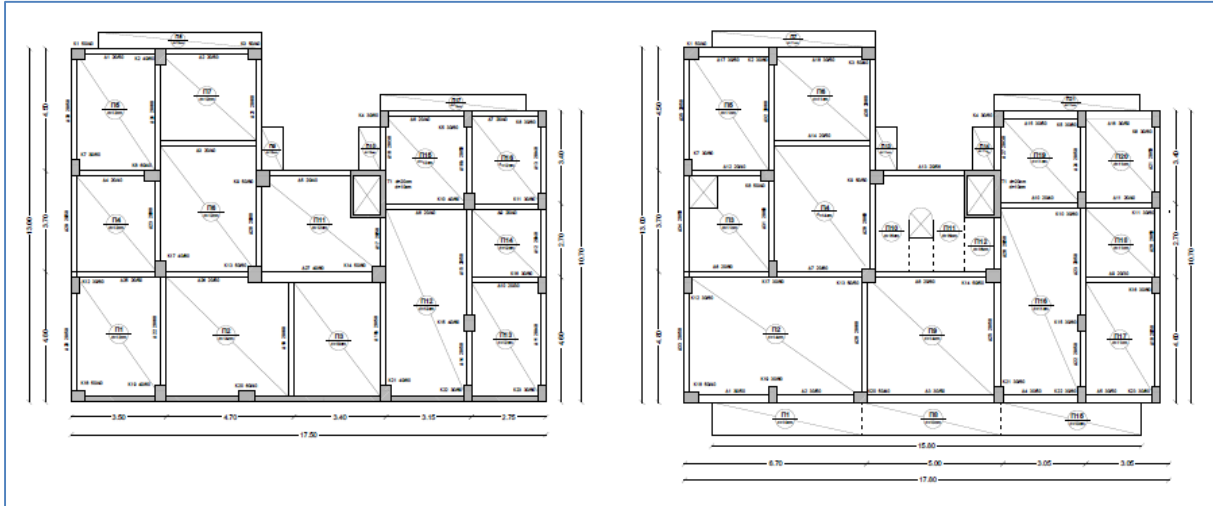
Το κατακόρυφο σύστημα ανάληψης δράσεων αποτελείται από υποστυλώματα και δύο τοιχώματα στην περιοχή του ανελκυστήρα. Το υπόγειο περιβάλλεται στην πλευρά της προσόψεως του κτιρίου από τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος το δε ύψος του κάθε τυπικού ορόφου είναι 3.20m με εξαίρεση το ύψος των υποστυλωμάτων του υπογείου και του δώματος το οποίο προσδιορίζεται στα 3.00m και 2.10m αντίστοιχα.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι ξυλότυποι και οι τομές του δομήματος.

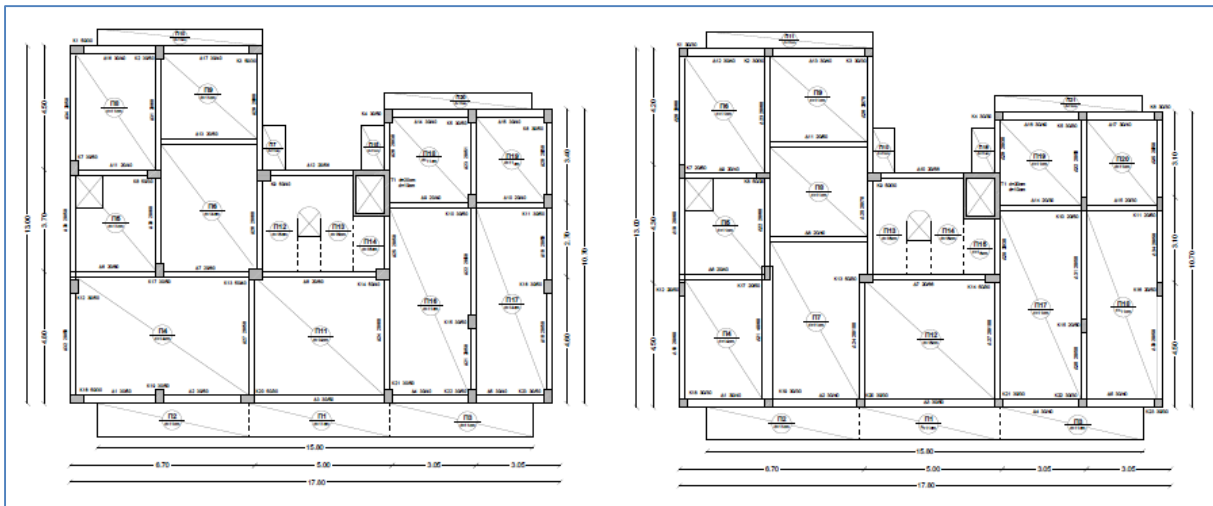


Σχήμα 3.1 Τομή κατά τη διεύθυνση Y και X αντίστοιχα

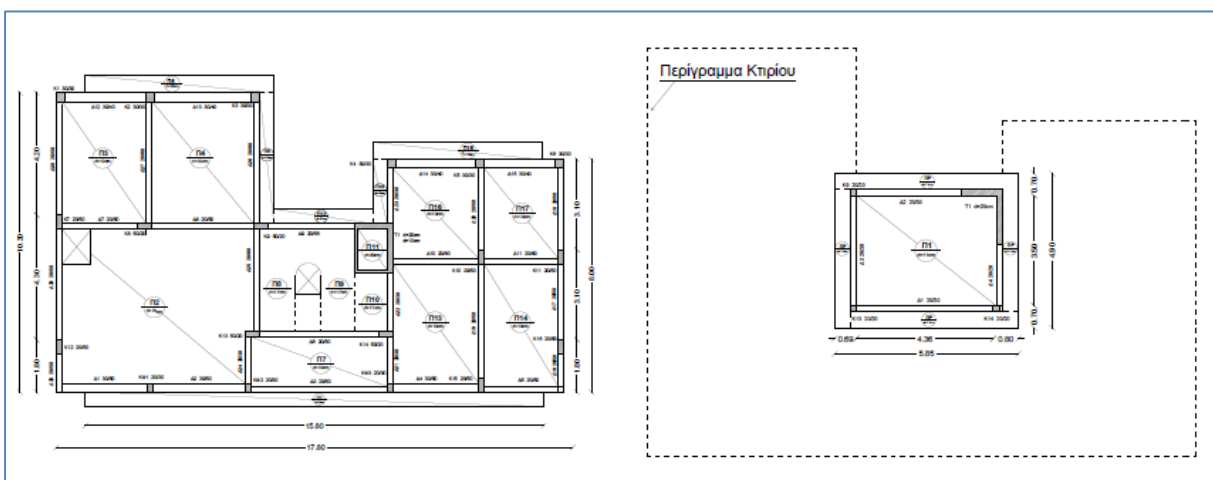
# ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ



Σχήμα 3.2 Ευλότυπος υπογείου και ισογείου αντίστοιχα



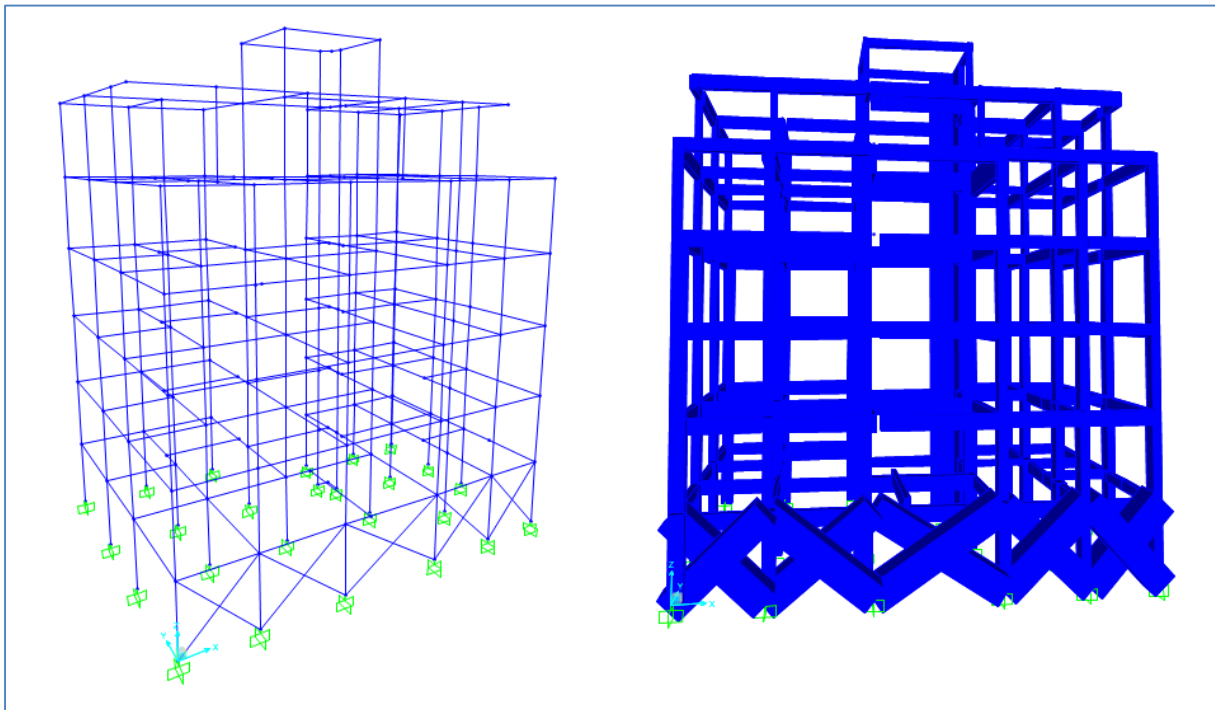
Σχήμα 3.3 Ευλότυπος Α', Β' και Γ' ορόφου αντίστοιχα



Σχήμα 3.4 Ευλότυπος Δ' ορόφου (εσοχής) και δώματος αντίστοιχα

### **3.2 Προσομοίωση και μορφολογία της κατασκευής**

Το δόμημα προσομοιώνεται στο πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης SAP2000 V15 ως ένα χωρικό πλαίσιο το οποίο αποτελείται από ραβδωτά στοιχεία έξι βαθμών ελευθερίας έκαστο. Μορφώνονται στο πρόγραμμα τα υποστυλώματα, οι δοκοί και τα τοιχώματα -ως ορθογωνικές διατομές- του ανελκυστήρα ενώ οι πλάκες και τα τοιχώματα (δρομική- μπατική οπτοπλινθοδομή) εισάγονται στο προσομοίωμα ως γραμμικά κατανεμημένα φορτία στις δοκούς με τη μέθοδο των εμβαδών. Τα τοιχώματα του υπογείου στην πλευρά της προσόψεως της υφιστάμενης κατασκευής εισάγονται με τη μορφή χιαστί συνδέσμων μεγάλης δυσκαμψίας. Η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής προσομοιώθηκε μέσω πακτώσεων στη στάθμη των θεμελίων.



Σχήμα 3.5 Τρισδιάστατη απεικόνιση του προσομοιώματος στο SAP2000 V15

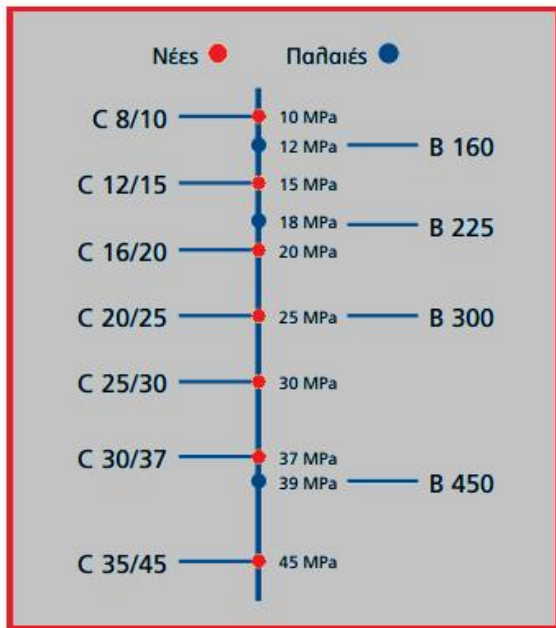
Η διατομή των υποστυλωμάτων μειώνεται βαθμιαία καθ' ύψος με συνεπακόλουθη μείωση της μεταφορικής δυσκαμψίας και μάζας από τη στάθμη θεμελίωσης έως την κορυφή της κατασκευής. Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών εξασφαλίζεται και για το λόγο αυτό εισάγεται στο προσομοίωμα κοινή μετατόπιση των κόμβων για κάθε όροφο. Το κτίριο δεν παρουσιάζει απόλυτη συμμετρία σε κάτοψη, βεβαίως η λυγηρότητα έχει τιμή μικρότερη του τέσσερα ( $L_{max}/L_{min}=17.80/10.70=1.66<4.00$ ). Η εσοχή στον τέταρτο όροφο είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης ( $2.70/13.00=21\%>10\%$ , EC8- Part1).

### **3.3 Καθορισμός υλικών - μηχανικές παράμετροι**

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου κατασκευάστηκε με σκυρόδεμα ποιότητας B160 με θλιπτική αντοχή εικοσιοκτώ ημερών  $W_{28} = 160 \text{ kg/cm}^2$ . Το σκυρόδεμα αυτό αντιστοιχεί σε σημερινή

## ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

ποιότητα C12/16 με χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη  $f_{ck} = 12\text{MPa}$ . Για της ανάγκες τις αποτίμησης και της ανάλυσης της υφιστάμενης κατασκευής εισάγεται η μέση τιμή  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 12+8= 20\text{MPa}$  όπως ορίζουν οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του EC8- Part1. Όσον αφορά το χάλυβα, χρησιμοποιήθηκε ποιότητα STAHL I με ελάχιστο όριο διαρροής ίσο με  $2200\text{ kg/cm}^2$ , αντοχή σε εφελκυσμό εντός των ορίων  $3400\text{-}5000\text{ kg/cm}^2$  και μέτρο ελαστικότητας  $E_s=200\text{GPa}$  σύμφωνα με τα όσα ορίζει ο Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 1954.



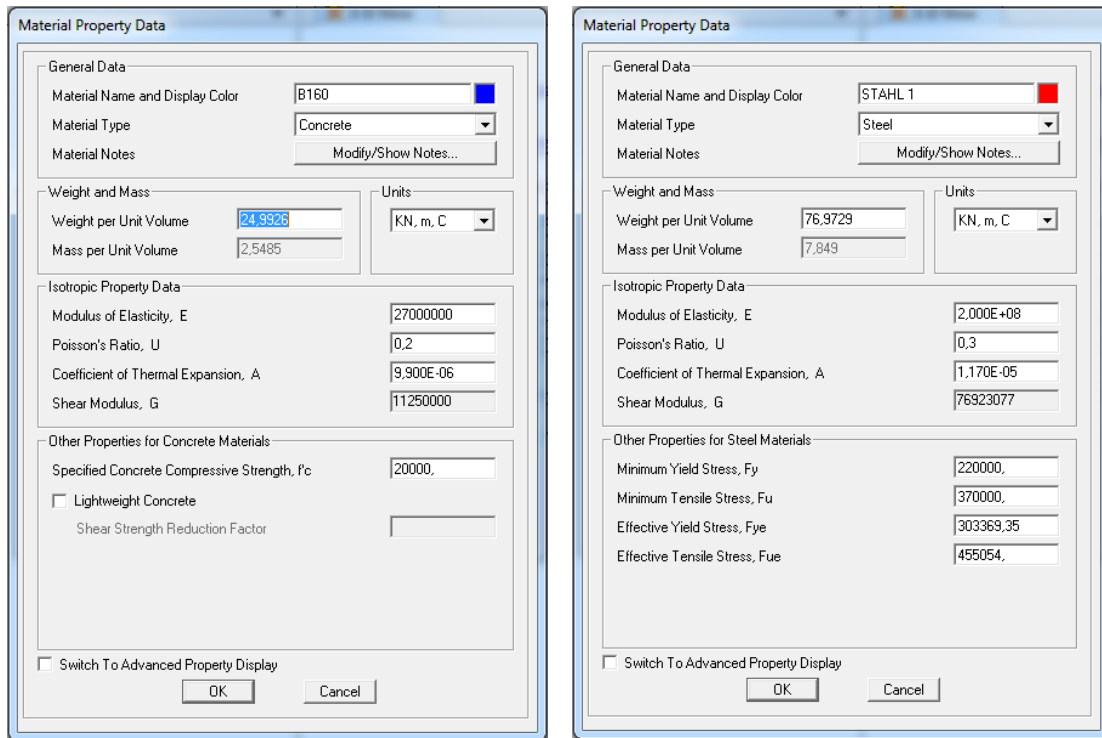
| ΠΙΝΑΚΑΣ 1 |  |                                    |  |   |   |
|-----------|--|------------------------------------|--|---|---|
| Κατηγορία | ΕΝΔΕΙΞΕΙΣ  | Διάμετρος (mm)                     | Ελάχιστο όριο διαρροής (kg/cm <sup>2</sup> ) | Αντοχή σε εφελκυσμό (kg/cm <sup>2</sup> ) | Ελαστικότητα σε εφελκυσμό (συστοιχία) (συστοιχία) (%) |
| I         | 2  | 3                                  | 4  | 5   | 6   |
| I         | Χάλυβας Στάλης I   |                                    | 2200   | 3400-5000                                 | 18  |
| II*       | Χάλυβας II<br>(προσπίδες σπιδερής μέγιστο μήκος 100mm ή μήκος 150mm)<br>Είδη: Χάλυβας II                                 | $\sqrt{A} < 18$<br>$\sqrt{A} > 18$ | 3000<br>3400                                 | 5000-6200<br>5000-6400                    | 20<br>18  |
| II*       | (κατασκευασμένος εν φερέ)  | $\sqrt{A} < 18$<br>$\sqrt{A} > 18$ | 3000<br>3400                                 | $> 5000$                                  | 14  |
| III*      | Χάλυβας III<br>(προσπίδες σπιδερής)  | $\sqrt{A} < 18$<br>$\sqrt{A} > 18$ | 4200<br>4000                                 | $> 5000$                                  | 18  |
| III*      | Είδη: Χάλυβας III<br>(κατασκευασμένος εν φερέ)<br>Μόνον επί ειδικών μορφών   | $\sqrt{A} < 18$<br>$\sqrt{A} > 18$ | 4200<br>4000                                 | $> 5000$                                  | 8   |
| IV*       | Χάλυβας IV<br>(προσπίδες σπιδερής)   |                                    | 5000   | -   | 30  |
| IV*       | Είδη: Χάλυβας IV<br>(κατασκευασμένος εν φερέ διασκευασμένος εν φερέ μετ' αμειψιότητας κόβεται ως π.χ. διατυπία λάμπρας). |                                    | 5000   | -   | 8   |

Σχήμα 3.6 Αντιστοιχία παλαιών και νέων σκυροδεμάτων – Μηχανικά χαρακτηριστικά χάλυβα ΚΩΣ 1954

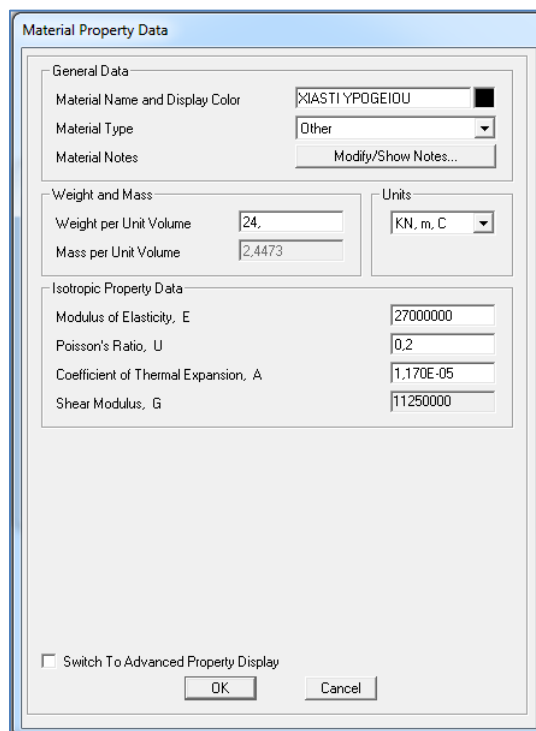
Ο καθορισμός των υλικών στο SAP2000 πραγματοποιείται ως εξής:

Define → Materials → Add New Material

Για τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας υιοθετείται εμβαδόν διατομής της τάξης του  $1\text{m}^2$  με σκοπό να προσδώσουν μεγάλη δυσκαμψία και απαραμόρφωτο στην πλευρά που τοποθετούνται.



Σχήμα 3.7 Καθορισμός σκυροδέματος και χάλυβα στο πρόγραμμα SAP2000



Σχήμα 3.8 Καθορισμός χιαστί ράβδων στο πρόγραμμα SAP2000

**3.4 Περιγραφή των διατομών**

Πραγματοποιείται κατηγοριοποίηση των διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων με γνώμονα τις διαστάσεις και τον οπλισμό που περιέχουν. Με τον τρόπο αυτό ορίζονται 24 διαφορετικές ομάδες υποστυλωμάτων και 67 ομάδες δοκών. Παρατίθενται κάτωθι οι εν λόγω πίνακες.

| ΟΜΑΔΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ |              |    |               |    |               |
|-------------------------------|--------------|----|---------------|----|---------------|
| 1                             | Κ 20/20 4Φ12 | 9  | Κ 30/30 4Φ20  | 17 | Κ 40/60 8Φ20  |
| 2                             | Κ 20/30 6Φ12 | 10 | Κ 30/50 8Φ16  | 18 | Κ 40/60 10Φ20 |
| 3                             | Κ 20/50 6Φ14 | 11 | Κ 30/50 8Φ18  | 19 | Κ 50/20 6Φ18  |
| 4                             | Κ 20/50 6Φ16 | 12 | Κ 30/50 6Φ20  | 20 | Κ 50/30 6Φ18  |
| 5                             | Κ 20/50 8Φ16 | 13 | Κ 30/50 8Φ20  | 21 | Κ 50/40 8Φ18  |
| 6                             | Κ 20/60 6Φ16 | 14 | Κ 30/60 8Φ18  | 22 | Κ 50/40 8Φ20  |
| 7                             | Κ 30/30 4Φ16 | 15 | Κ 30/60 8Φ20  | 23 | Κ 50/50 8Φ18  |
| 8                             | Κ 30/30 8Φ16 | 16 | Κ 30/60 10Φ20 | 24 | Κ 50/60 8Φ20  |

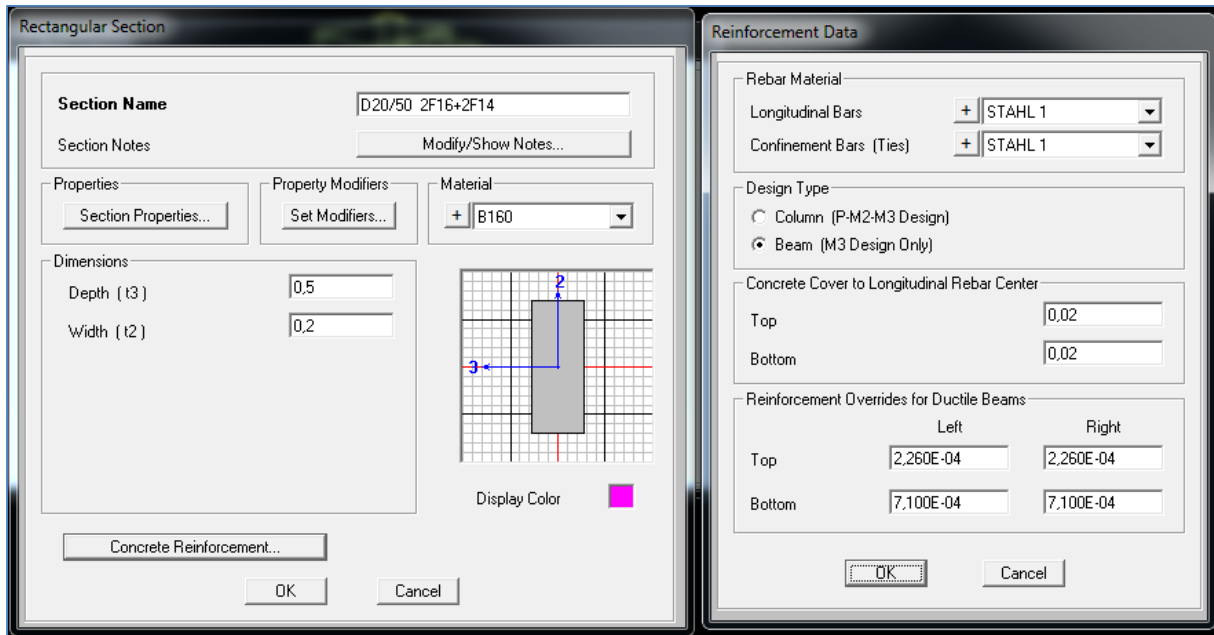
Πίνακας 3.1 Διατομές υποστυλωμάτων

| ΟΜΑΔΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΔΟΚΩΝ |                    |    |                    |    |                     |
|-----------------------|--------------------|----|--------------------|----|---------------------|
| 1                     | Δ 20/20 4Φ10       | 24 | Δ 20/50 6Φ12       | 47 | Δ 20/60 2Φ14+ 3Φ12  |
| 2                     | Δ 20/30 4Φ10       | 25 | Δ 20/50 2Φ14+ 2Φ12 | 48 | Δ 20/60 2Φ18+ 2Φ20  |
| 3                     | Δ 20/30 4Φ12       | 26 | Δ 20/50 5Φ14       | 49 | Δ 20/66 2Φ18+ 2Φ16  |
| 4                     | Δ 20/30 2Φ12+ 2Φ10 | 27 | Δ 20/50 2Φ16+ 2Φ14 | 50 | Δ 20/70 4Φ12        |
| 5                     | Δ 20/30 5Φ14       | 28 | Δ 20/50 3Φ16       | 51 | Δ 20/70 2Φ14+ 2Φ12  |
| 6                     | Δ 20/30 5Φ16       | 29 | Δ 20/50 3Φ16+ 2Φ14 | 52 | Δ 20/100 4Φ18+ 5Φ20 |
| 7                     | Δ 20/30 4Φ14       | 30 | Δ 20/50 3Φ12+ 2Φ12 | 53 | Δ 20/100 9Φ20       |
| 8                     | Δ 20/40 5Φ12       | 31 | Δ 20/50 4Φ16+ 3Φ12 | 54 | Δ 30/40 4Φ12        |
| 9                     | Δ 20/40 4Φ14       | 32 | Δ 20/50 3Φ14+ 2Φ18 | 55 | Δ 30/40 2Φ14+ 2Φ12  |
| 10                    | Δ 20/40 3Φ10+ 2Φ10 | 33 | Δ 20/56 5Φ14       | 56 | Δ 30/40 2Φ14+ 2Φ16  |
| 11                    | Δ 20/40 4Φ10       | 34 | Δ 20/56 4Φ14       | 57 | Δ 30/40 2Φ12+ 2Φ12  |
| 12                    | Δ 20/40 4Φ16       | 35 | Δ 20/56 6Φ12       | 58 | Δ 30/40 2Φ12+ 2Φ10  |
| 13                    | Δ 20/40 3Φ14+ 2Φ14 | 36 | Δ 20/60 4Φ10       | 59 | Δ 30/40 4Φ14        |
| 14                    | Δ 20/40 2Φ12+ 2Φ10 | 37 | Δ 20/60 4Φ16       | 60 | Δ 30/50 4Φ12        |
| 15                    | Δ 20/50 4Φ10       | 38 | Δ 20/60 2Φ12+ 2Φ10 | 61 | Δ 30/50 5Φ12        |
| 16                    | Δ 20/50 4Φ12       | 39 | Δ 20/60 2Φ16+ 2Φ12 | 62 | Δ 30/50 7Φ16        |
| 17                    | Δ 20/50 4Φ14       | 40 | Δ 20/60 4Φ12       | 63 | Δ 30/50 6Φ18        |
| 18                    | Δ 20/50 6Φ16       | 41 | Δ 20/60 2Φ12+ 2Φ14 | 64 | Δ 30/50 3Φ14+ 2Φ16  |
| 19                    | Δ 20/50 7Φ12       | 42 | Δ 20/60 3Φ12+ 2Φ12 | 65 | Δ 40/60 16Φ20       |
| 20                    | Δ 20/50 2Φ20+ 3Φ18 | 43 | Δ 20/60 3Φ14+ 2Φ16 | 66 | Δ 40/60 4Φ20+ 3Φ20  |
| 21                    | Δ 20/50 2Φ10+ 5Φ12 | 44 | Δ 20/60 3Φ16+ 2Φ14 | 67 | Δ 50/50 4Φ10        |
| 22                    | Δ 20/50 2Φ12+ 2Φ10 | 45 | Δ 20/60 3Φ12+ 2Φ14 |    |                     |
| 23                    | Δ 20/50 3Φ14+ 2Φ14 | 46 | Δ 20/60 2Φ16+ 2Φ18 |    |                     |

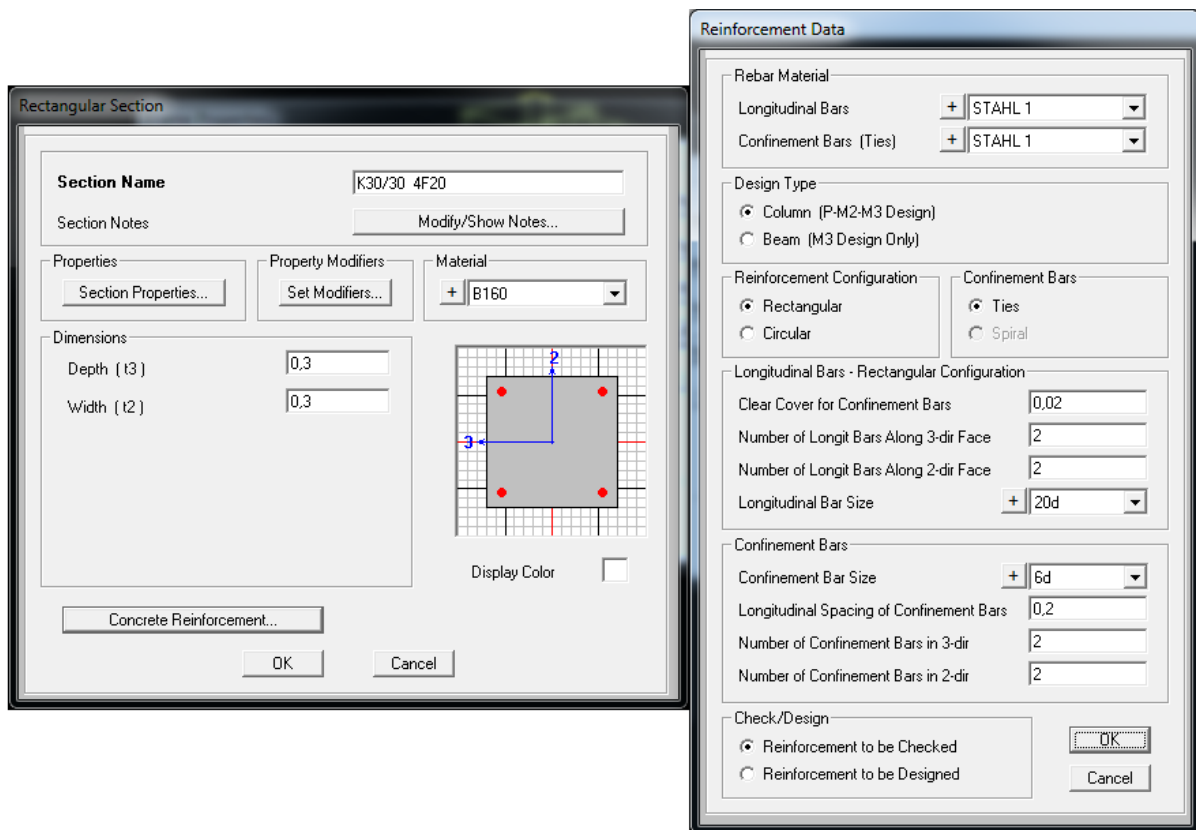
Πίνακας 3.2 Διατομές δοκών

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων (ορθογωνικές) καθορίζονται στο πρόγραμμα με την ακόλουθη εντολή.

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



Σχήμα 3.9 Δημιουργία δοκών και εισαγωγή οπλισμού στο πρόγραμμα SAP2000



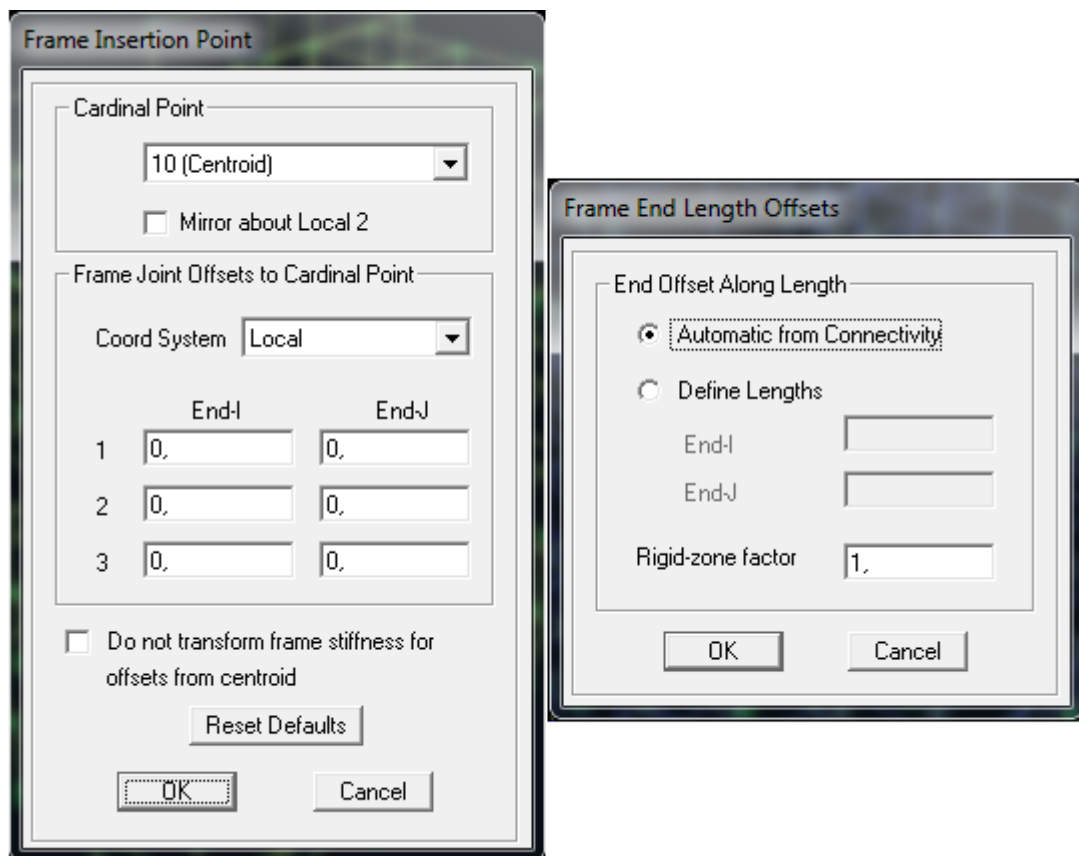
Σχήμα 3.10 Δημιουργία υποστυλωμάτων και εισαγωγή οπλισμού στο πρόγραμμα SAP2000

Αφού καθοριστούν όλες οι διατομές του προσομοιώματος, σχεδιάζονται στο πρόγραμμα τα ραβδωτά στοιχεία (δοκοί, υποστυλώματα) τα οποία τοποθετούνται στις ακριβείς θέσεις που υποδεικνύουν τα κατασκευαστικά σχέδια. Σε κάποιες περιπτώσεις απαιτείται διόρθωση της θέσης κάποιου στοιχείου με συνέπεια να εισάγεται η ακόλουθη εντολή:

Assign → Frame → Insertion Point

Μετά την ολοκλήρωση της εισαγωγής των στοιχείων του προσομοιώματος, οι κοινές περιοχές μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων είναι ανάγκη να εισαχθούν ως άκαμπτα στοιχεία με στόχο να εξασφαλίζονται ενιαίες μετακινήσεις των σημείων που περιέχονται σε αυτές. Με τη σκέψη αυτή εισάγεται στο πρόγραμμα η εντολή:

Assign → Frame → End Length Offsets



Σχήμα 3.11 Διόρθωση θέσης στοιχείου και ενιαίες μετακινήσεις σημείων στο SAP2000

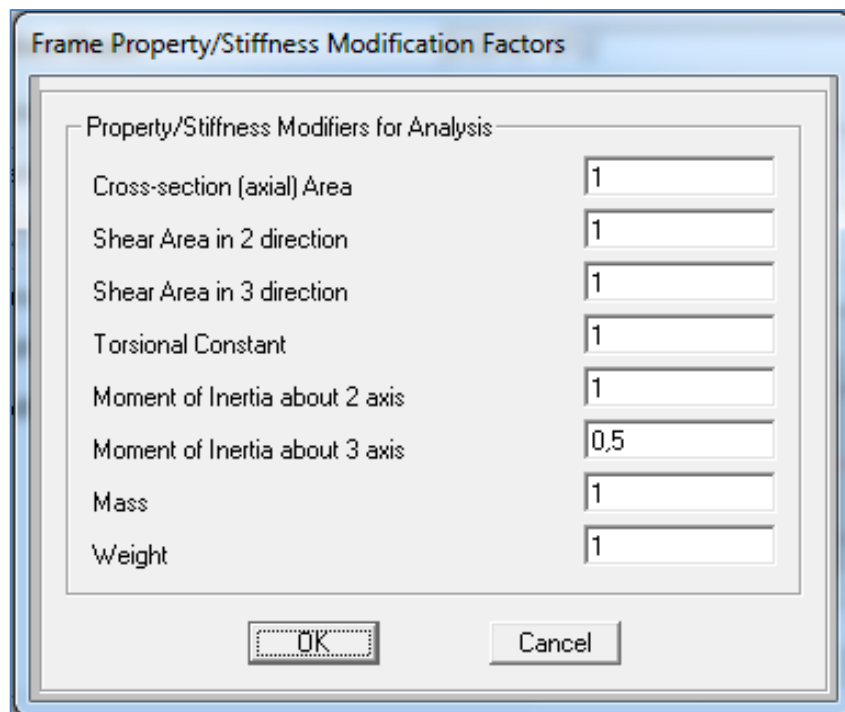


### 3.5 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

Λαμβάνονται υπόψιν οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§4.4.1.4) και ΕΑΚ2000 (§ 3.2.3[2]). Για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα οι δυσκαμψίες των στοιχείων πρέπει να εκτιμώνται με παραδοχή ρηγματώσης (στάδιο II). Για μη ακριβή εκτίμηση συνίσταται η δυσκαμψία για τα υποστυλώματα να εκτιμάται ίση με τη δυσκαμψία σταδίου I, για τις δοκούς ίση με το 0.5 της άνωθι τιμής και για τα τοιχώματα ίση με τα 2/3.

Κατά την προσομοίωση στο πρόγραμμα SAP2000 εισάγονται οι συντελεστές δυσκαμψίας για τα στοιχεία. Οι μειωτικοί συντελεστές εισάγονται στο λογισμικό στα modifiers κάθε διατομής (*moment of inertia around 3* για τις δοκούς και *moment of inertia around 2 and 3* για τα υποστυλώματα) ως εξής:

Define →Section Properties →Frame Sections →Modify/Show Property →Set Modifiers



Σχήμα 3.12 Συντελεστές δυσκαμψίας δοκού στο πρόγραμμα SAP2000

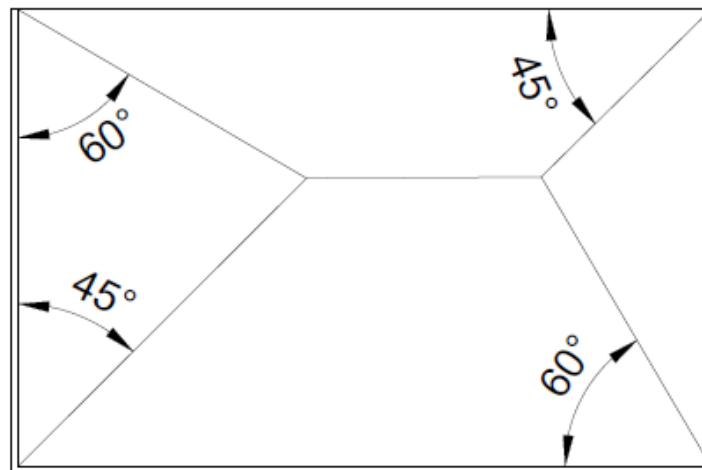
### 3.6 Καθορισμός φορτίσεων

Σύμφωνα με τις παραδοχές της μελέτης του κτιρίου τα φορτία που λήφθηκαν υπόψιν παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα.

| ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΜΕΛΕΤΗΣ |                            |                         |
|---------------------------|----------------------------|-------------------------|
| <b>ΜΟΝΙΜΑ</b>             | ΙΒ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ | 24,00 KN/m <sup>3</sup> |
|                           | ΔΡΟΜΙΚΗ ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗ     | 2,00 KN/m <sup>2</sup>  |
|                           | ΜΠΑΤΙΚΗ ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗ     | 3,50 KN/m <sup>2</sup>  |
|                           | ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΔΩΜΑΤΙΩΝ         | 1,00 KN/m <sup>2</sup>  |
|                           | ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΔΩΜΑΤΟΣ          | 1,50 KN/m <sup>2</sup>  |
| <b>ΩΦΕΛΙΜΑ</b>            | ΚΥΡΙΟΙ ΧΩΡΟΙ               | 2,00 KN/m <sup>2</sup>  |
|                           | ΕΞΩΣΤΕΣ                    | 5,00 KN/m <sup>2</sup>  |
|                           | ΔΙΑΔΡΟΜΟΙ- ΚΛΙΜΑΚΕΣ        | 3,50 KN/m <sup>2</sup>  |
|                           | ΒΑΤΟ ΔΩΜΑ                  | 1,50 KN/m <sup>2</sup>  |

Πίνακας 3.3 Παραδοχές φορτίων μελέτης

Στο προσομοίωμα δεν εισάγονται οι πλάκες, αντ' αυτού γίνεται καταμερισμός τους σε επιφάνειες φόρτισης των δοκών σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚΩΣ (§9.1.5). Συνεπώς, όταν σε μία γωνία συναντώνται δύο πλευρές ομοειδούς στήριξης, η γωνία μερισμού είναι 45°. Όταν συναντώνται πλήρως πακτωμένη με ελεύθερη εδραζόμενη πλευρά, η γωνία μερισμού προς την πλευρά της πάκτωσης είναι 60°.



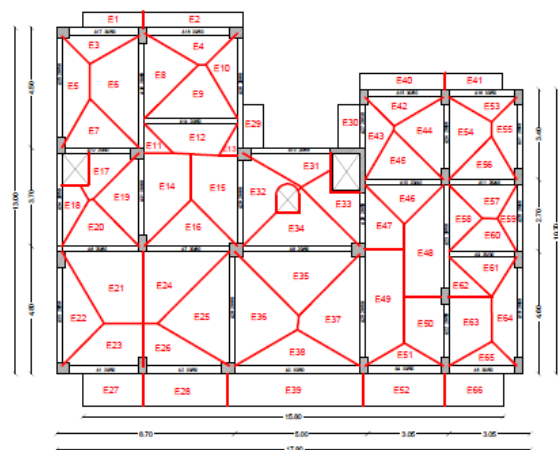
Σχήμα 3.13 Καταμερισμός πλακών σε επιφάνειες φόρτισης ΕΚΩΣ (§9.1.5)

Υπολογίζονται με τον τρόπο αυτό οι επιφάνειες φόρτισης για όλες τις στάθμες των ορόφων του κτιρίου και παρακάτω παρατίθενται τα εν λόγω σχέδια καθώς και ενδεικτικά ένας πίνακας με τους υπολογισμούς φορτίων δοκών στο ισόγειο.

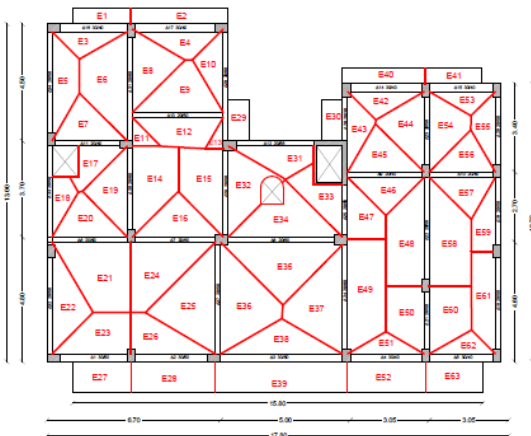
# ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ



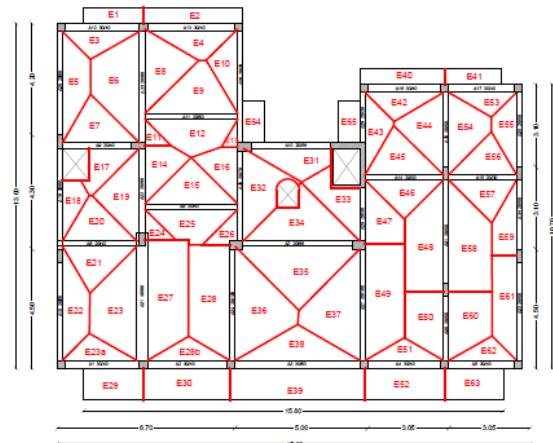
ΕΠΙΦΑΝΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΔΟΚΩΝ ΥΠΟΓΕΙΟΥ



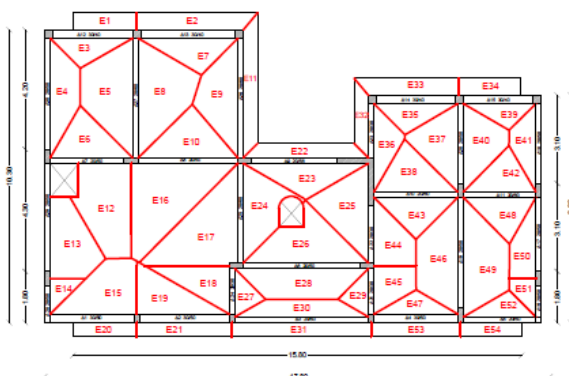
ΕΠΙΦΑΝΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΔΟΚΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ



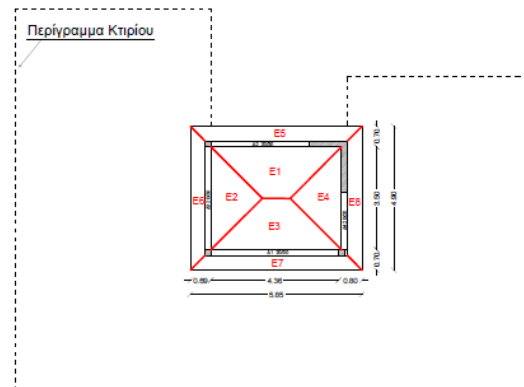
ΕΠΙΦΑΝΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΔΟΚΩΝ Α' ΟΡΟΦΟΥ



ΕΠΙΦΑΝΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΔΟΚΩΝ Β' ΟΡΟΦΟΥ



ΕΠΙΦΑΝΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΔΟΚΩΝ Γ' ΟΡΟΦΟΥ



ΕΠΙΦΑΝΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΔΟΚΩΝ ΔΩΜΑΤΟΣ

Σχήμα 3.14 Επιφάνειες φόρτισης δοκών

## ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

| ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ |               |                        |                              |                             |           |                     |                     |  |                                 |                  |                   |
|-----------------------|---------------|------------------------|------------------------------|-----------------------------|-----------|---------------------|---------------------|--|---------------------------------|------------------|-------------------|
| ΔΟΚΟΣ                 | ΜΗΚΟΣ<br>(m)  | ΦΟΡΤΙΚΕΣ<br>ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ | ΕΜΒΑΔΟΝ<br>(m <sup>2</sup> ) | ΜΟΝΙΜΑ (KN/m <sup>2</sup> ) |           |                     |                     | ΜΟΝΙΜΑ<br>ΣΥΝΟΛΟ<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | ΩΦΕΛΙΜΑ<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | ΜΟΝΙΜΑ<br>(KN/m) | ΩΦΕΛΙΜΑ<br>(KN/m) |
|                       |               |                        |                              | ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ                   | ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ | ΔΡΟΜΙΚΗ<br>ΟΠΤ/ΔΟΜΗ | ΜΠΑΤΙΚΗ<br>ΟΠΤ/ΔΟΜΗ |  |                                 |                  |                   |
| Δ1 30/50              | 2,25          | E27                    | 2,70                         | 3,60                        | 1,00      | -                   | 3,50                | 8,10                                     | 5,00                            | 9,72             | 6,00              |
|                       | 3,25          | E23                    | 3,61                         | 4,08                        | 1,00      | -                   | 3,50                | 8,58                                     | 2,00                            | 9,53             | 2,22              |
|                       | <b>ΣΥΝΟΛΟ</b> |                        |                              |                             |           |                     |                     |  |                                 | 19,25            | 8,22              |
| Δ2 30/50              | 3,20          | E28                    | 3,84                         | 3,60                        | 1,00      | -                   | 3,50                | 8,10                                     | 5,00                            | 9,72             | 6,00              |
|                       | 3,45          | E26                    | 3,02                         | 4,08                        | 1,00      | -                   | 3,50                | 8,58                                     | 2,00                            | 7,51             | 1,75              |
|                       | <b>ΣΥΝΟΛΟ</b> |                        |                              |                             |           |                     |                     |  |                                 | 17,23            | 7,75              |
| Δ3 30/50              | 5,10          | E39                    | 6,12                         | 3,60                        | 1,00      | -                   | 3,50                | 8,10                                     | 5,00                            | 9,72             | 6,00              |
|                       | 5,10          | E38                    | 3,20                         | 4,08                        | 1,00      | -                   | 3,50                | 8,58                                     | 2,00                            | 5,38             | 1,25              |
|                       | <b>ΣΥΝΟΛΟ</b> |                        |                              |                             |           |                     |                     |  |                                 | 15,10            | 7,25              |
| Δ4 30/50              | 3,20          | E52                    | 3,66                         | 3,60                        | 1,00      | -                   | 3,50                | 8,10                                     | 5,00                            | 9,26             | 5,72              |
|                       | 3,20          | E51                    | 1,26                         | 3,60                        | 1,00      | -                   | 3,50                | 8,10                                     | 2,00                            | 3,19             | 0,79              |
|                       | <b>ΣΥΝΟΛΟ</b> |                        |                              |                             |           |                     |                     |  |                                 | 12,45            | 6,51              |
| Δ5 30/50              | 2,20          | E66                    | 2,64                         | 3,60                        | 1,00      | -                   | 3,50                | 8,10                                     | 5,00                            | 9,72             | 6,00              |
|                       | 2,90          | E65                    | 1,17                         | 3,60                        | 1,00      | -                   | 3,50                | 8,10                                     | 2,00                            | 3,27             | 0,81              |
|                       | <b>ΣΥΝΟΛΟ</b> |                        |                              |                             |           |                     |                     |  |                                 | 12,99            | 6,81              |
| Δ6 20/60              | 3,25          | E20                    | 2,67                         | 3,60                        | 1,00      | 2,00                | -                   | 6,60                                     | 2,00                            | 5,42             | 1,64              |
|                       | 3,25          | E21                    | 6,11                         | 4,08                        | 1,00      | 2,00                | -                   | 7,08                                     | 2,00                            | 13,31            | 3,76              |
|                       | <b>ΣΥΝΟΛΟ</b> |                        |                              |                             |           |                     |                     |  |                                 | 18,73            | 5,40              |

Πίνακας 3.4 Ενδεικτικός υπολογισμός μόνιμων και ωφέλιμων φορτίων δοκών

Σημειώνεται πως στον υπολογισμό των μόνιμων και ωφέλιμων φορτίων των δοκών εκείνων που αναλαμβάνουν την επιφάνεια στην οποία βρίσκεται η σκάλα, γίνεται μια προσαύξηση της τάξης του 10%. Τα φορτία εισάγονται στο κάθε οριζόντιο στοιχείο του προσομοιώματος -αφού επιλεγθεί- με τον ακόλουθο τρόπο.

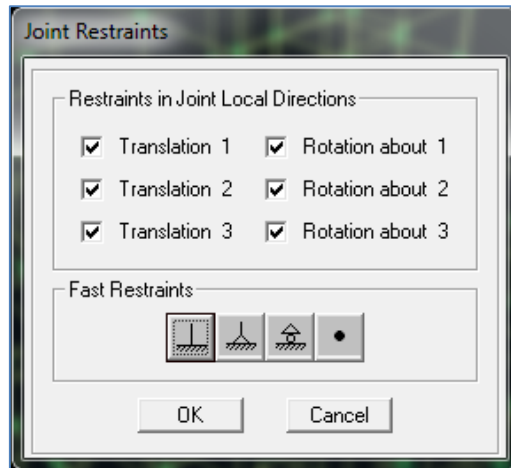
Assign → Frame Loads → Distributed

Σχήμα 3.15 Εισαγωγή γραμμικού κατανεμημένου φορτίου

**3.7 Αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής – Διαφραγματική λειτουργία**

Οι στηρίξεις επί του εδάφους προσομοιώνονται με πλήρεις πακτώσεις και αυτό επιτυγχάνεται στο πρόγραμμα με την εντολή:

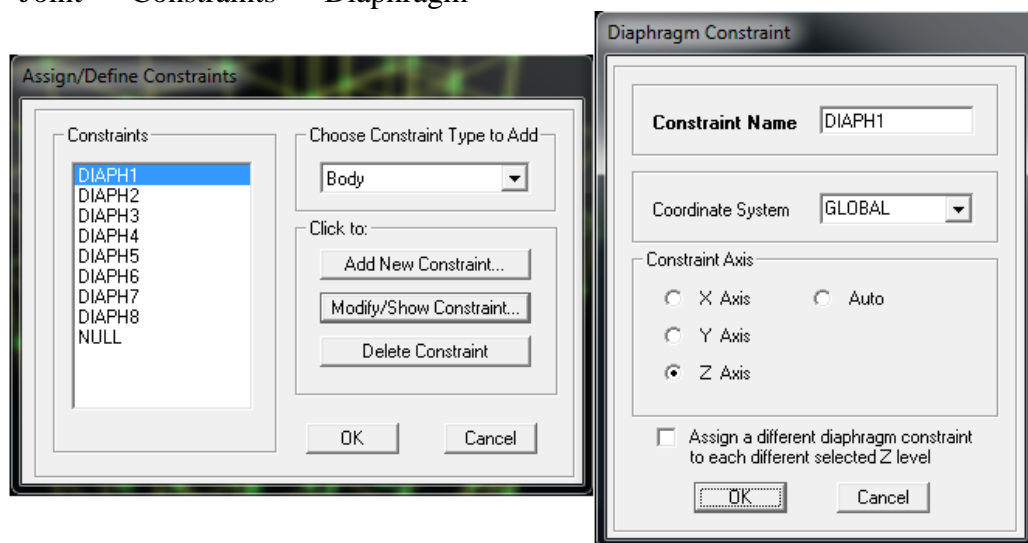
Assign → Joint → Restraints



Σχήμα 3.16 Εισαγωγή στηρίξεων στο SAP2000

Η βασική παραδοχή που υιοθετείται για το υφιστάμενο πολύροφο κτίριο είναι η ύπαρξη οριζόντιων δαπέδων με μεγάλη δυσκαμψία εντός του επιπέδου τους. Με τη σκέψη αυτή κάθε διάφραγμα διαθέτει τρεις βαθμούς ελευθερίας κινήσεως, δύο μετακινήσεις κατά τους άξονες του επιπέδου και μία στροφή περί άξονα κάθετο προς το επίπεδο του διαφράγματος. Η διανομή της αδρανειακής δύναμης στα επιμέρους στοιχεία πραγματοποιείται ανάλογα με τη δυσκαμψία τους και εξασφαλίζεται η δυνατότητα ανακατανομής της έντασης των κατακόρυφων μελών, άρα και η υπερστατικότητα της κατασκευής. Αφού επιλεγθούν όλοι οι κόμβοι κάθε ορόφου εισάγεται στο πρόγραμμα η εντολή

Assign → Joint → Constraints → Diaphragm



Σχήμα 3.17 Εισαγωγή διαφραγματικής λειτουργίας στο SAP2000



### 4 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

#### 4.1 Γενικά

Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός φορέα χρησιμοποιούνται ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης οι οποίες υιοθετούν γραμμική - ελαστική σχέση έντασης παραμόρφωσης για τα στοιχεία της κατασκευής, με κατάλληλες τροποποιήσεις των κριτηρίων επιτελεστικότητας και των μετακινήσεων με σκοπό να συνυπολογίζεται η πιθανότητα εκδήλωσης μη γραμμικής συμπεριφοράς για το σεισμό σχεδιασμού. Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης αποτυπώνουν την ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, δεν δίνουν εικόνα όμως της ανακατανομής των εντάσεων κατά τη διάρκεια της προοδευτικής διαρροής των δομικών στοιχείων του δομήματος.

Παρακάτω εφαρμόζονται η δυναμική φασματική ανάλυση και η γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας στην υφιστάμενη κατασκευή και στο τέλος του κεφαλαίου πραγματοποιείται σύγκριση των εξαγόμενων αποτελεσμάτων.

#### 4.2 Δυναμική φασματική ανάλυση

##### 4.2.1 Θεωρητικά στοιχεία μεθόδου

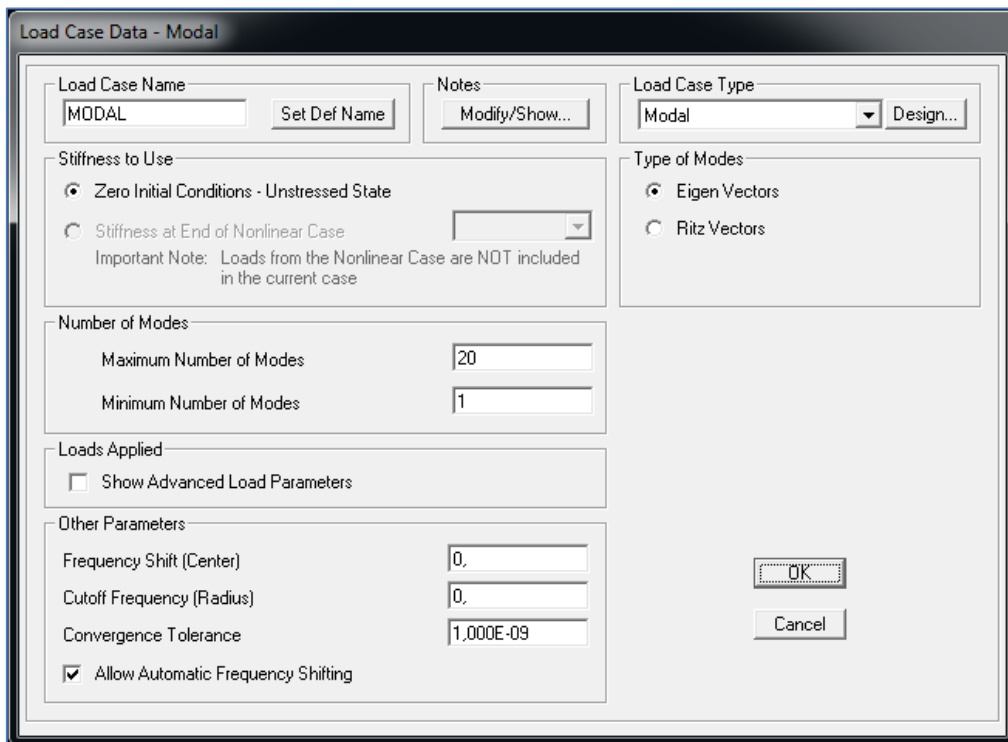
Η δυναμική φασματική μέθοδος συνιστά πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και, τέλος, τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων. Μπορεί να εφαρμοσθεί σε όλες τις περιπτώσεις δομημάτων που καλύπτει ο κανονισμός, θεωρώντας ότι η σεισμική απόκριση του συστήματος είναι γραμμική ελαστική. Προϋποθέτει τη θεώρηση ενός προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού.

##### 4.2.2 Ιδιομορφική ανάλυση

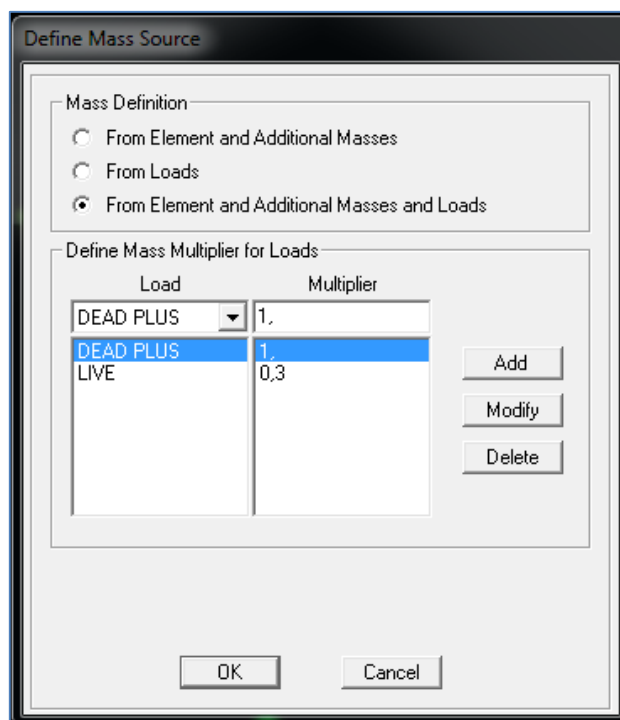
Μέσω προγράμματος SAP2000 υπολογίζονται οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι. Ορίζεται το είδος της φόρτισης με μηδενικές αρχικές συνθήκες και μέγιστο αριθμό ιδιομορφών ίσο με είκοσι.

Define → Load Cases → Modal

Η ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής προκύπτει μέσω του συνδυασμού των κατακόρυφων φορτίων  $G_k + \psi_2 Q_k$  όπου  $G_k$  και  $Q_k$  είναι οι αντιπροσωπευτικές τιμές των μόνιμων και κινητών φορτίων αντίστοιχα και  $\psi_2$  μειωτικός συντελεστής ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 0.3 για την περίπτωση κατοικιών (EC1- Part1). Ο υπολογισμός της μάζας προκύπτει από το ίδιο βάρος των στοιχείων της κατασκευής, τυχούσες επιπρόσθετες συγκεντρωμένες μάζες και από τον παραπάνω συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων.



Σχήμα 4.1 Καθορισμός συνθηκών ιδιομορφικής ανάλυσης στο πρόγραμμα SAP2000



Σχήμα 4.2 Προσδιορισμός της ταλαντούμενης μάζας στο SAP2000

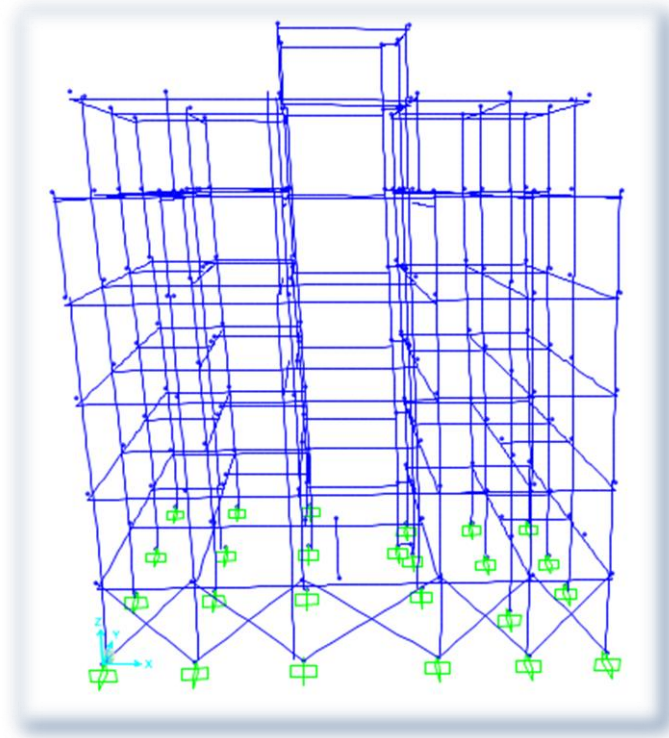
Στον παρακάτω Πίνακα 4.1 παρατίθενται οι ιδιοπερίοδοι και τα αντίστοιχα ποσοστά ιδιομορφικών μαζών για κάθε ιδιομορφή και διεύθυνση.



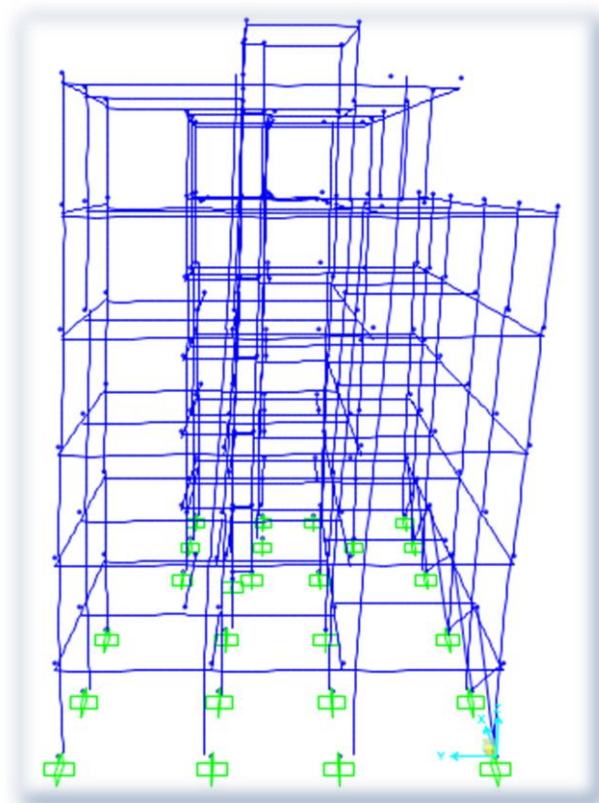
| TABLE: Modal Participating Mass Ratios |              |              |              |          |
|--|--------------|--------------|--------------|----------|
| StepNum                                | Period       | UX           | UY           | UZ       |
| Unitless                               | Sec          | Unitless     | Unitless     | Unitless |
| 1                                      | <b>0,869</b> | <b>0,548</b> | 0,029        | 2,08E-06 |
| 2                                      | <b>0,772</b> | 0,051        | <b>0,533</b> | 2,10E-06 |
| 3                                      | <b>0,640</b> | 0,017        | 0,091        | 9,20E-07 |
| 4                                      | 0,311        | 0,094        | 0,000        | 7,55E-06 |
| 5                                      | 0,282        | 0,003        | 0,074        | 4,88E-05 |
| 6                                      | 0,233        | 0,011        | 0,038        | 6,55E-06 |
| 7                                      | 0,230        | 0,000        | 0,013        | 1,14E-05 |
| 8                                      | 0,167        | 0,032        | 0,026        | 1,10E-04 |
| 9                                      | 0,155        | 0,009        | 0,022        | 1,90E-06 |
| 10                                     | 0,132        | 0,009        | 0,017        | 4,18E-09 |
| 11                                     | 0,110        | 0,006        | 0,038        | 4,80E-04 |
| 12                                     | 0,104        | 0,012        | 0,001        | 9,47E-05 |
| 13                                     | 0,089        | 0,008        | 0,013        | 4,57E-07 |
| 14                                     | 0,087        | 1,11E-05     | 2,70E-04     | 0,255    |
| 15                                     | 0,081        | 2,10E-04     | 1,10E-03     | 0,039    |
| 16                                     | 0,080        | 0,002        | 0,021        | 0,012    |
| 17                                     | 0,077        | 9,85E-05     | 5,10E-04     | 0,010    |
| 18                                     | 0,075        | 2,72E-05     | 2,20E-04     | 0,003    |
| 19                                     | 0,073        | 1,59E-05     | 4,10E-04     | 0,087    |
| 20                                     | 0,072        | 1,20E-04     | 4,59E-03     | 0,009    |

Πίνακας 4.1 Ιδιοπερίοδοι - ποσοστά ιδιομορφικών μαζών για κάθε ιδιομορφή και διεύθυνση στο πρόγραμμα SAP2000

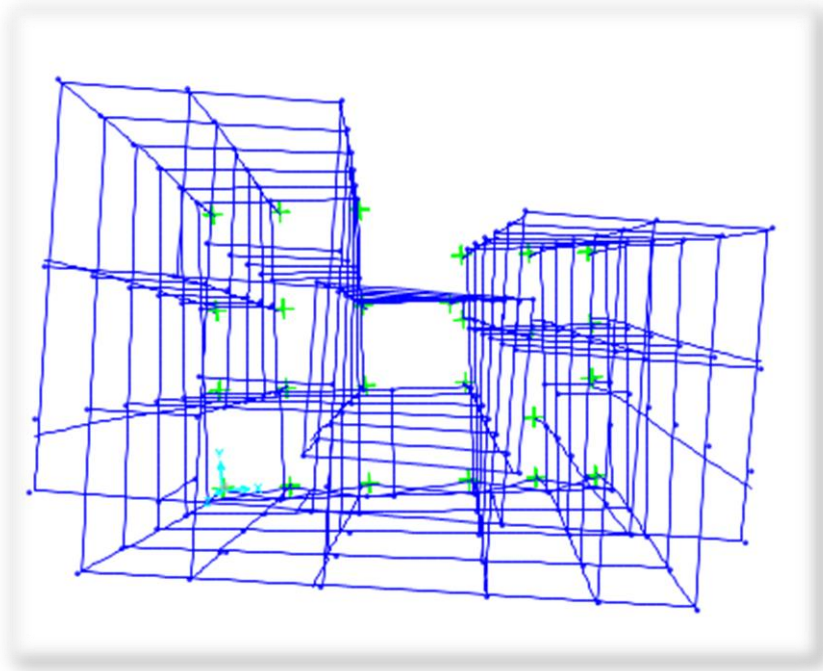
Παρουσιάζονται παρακάτω σχηματικά, οι τρεις πρώτες ιδιομορφές της κατασκευής όπως προκύπτουν στο πρόγραμμα SAP2000.



Σχήμα 4.3 Πρώτη ιδιομορφή (Μεταφορική κατά X) με  $T_1 = 0.869\text{sec}$



Σχήμα 4.4 Δεύτερη ιδιομορφή (Μεταφορική κατά Y) με  $T_2 = 0.772\text{sec}$



Σχήμα 4.5 Τρίτη ιδιομορφή (Στροφική κατά Z) με  $T_3 = 0.640\text{sec}$

#### 4.2.3 Προσομοίωση της σεισμικής δράσης

Για την προσομοίωση των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης υιοθετείται το φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8 (Part 1) σύμφωνα με το οποίο η φασματική επιτάχυνση είναι συνάρτηση της περιόδου.

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

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

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot \alpha_g \quad \text{με } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot \alpha_g \quad \text{με } T_D \leq T \leq 4\text{sec}$$

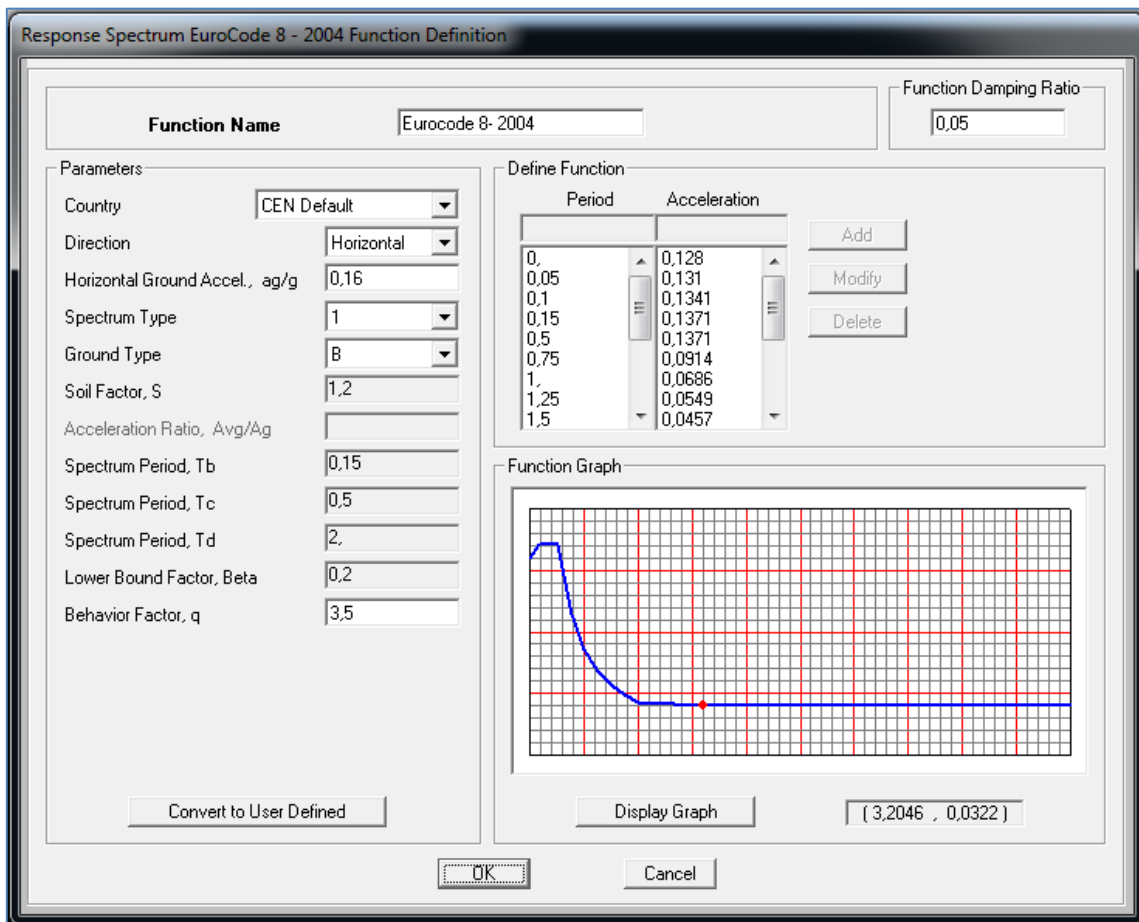
Οι επιμέρους παράμετροι καθορίζονται από τη μελέτη της υφιστάμενης κατασκευής και είναι οι ακόλουθες:

- Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II, άρα  $a_{gR} = 0.16g$
- Κατηγορία Εδάφους B, άρα  $T_B = 0.15\text{sec}$ ,  $T_C = 0.5\text{sec}$ ,  $T_D = 2.0\text{sec}$ ,  $S = 1.2$

- Συντελεστής Συμπεριφοράς,  $q = 3.5$
- Συντελεστής Σπυδαιότητας,  $\gamma_I = 1.0$
- Συντελεστής Κατώτατου Ορίου,  $\beta = 0.2$
- Εδαφική Επιτάχυνση,  $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0.16g$

Η εισαγωγή του οριζόντιου φάσματος σχεδιασμού στο πρόγραμμα SAP2000 για ελαστική ανάλυση πραγματοποιείται ως εξής:

Define → Functions → Response Spectrum → Choose Function Type to Add → Eurocode 8 2004



Σχήμα 4.6 Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού στο πρόγραμμα SAP2000

#### 4.2.4 Συνδυασμοί της σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις

Καθορίζονται οι συνδυασμοί δράσεων με τη συμβολή των μόνιμων δράσεων, ενός ποσοστού των ωφέλιμων φορτίων και της ταυτόχρονης δράσης του σεισμικού γεγονότος κατά τις δύο διευθύνσεις x και y. Αμελείται η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Υπολογίζονται οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές της απόκρισης για κάθε διεύθυνση και πραγματοποιείται ιδιομορφική επαλληλία σύμφωνα με τον κανόνα CQC (Complete Quadratic Combination-Κανόνας Πλήρους Τετραγωνικής Επαλληλίας) καθώς και χωρική επαλληλία σύμφωνα με τον

κανόνα SRSS (Square Root of the Sum of the Squares- Κανόνας Απλής Τετραγωνικής Επαλληλίας). Οι τιμές που προκύπτουν επαλληλίζονται με το στατικό συνδυασμό δράσεων  $G + 0.3Q$ .

Η παραπάνω διαδικασία πραγματοποιείται στο πρόγραμμα SAP2000 ως εξής:  
Αρχικά, ορίζονται στο λογισμικό οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού,  $E_x$  και  $E_y$ . Παρουσιάζεται παρακάτω ο τρόπος εισαγωγής της οριζόντιας συνιστώσας  $E_x$ .

Define → Load Cases → Add New Load Case

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Ex    Set Def Name    Notes: Modify/Show...    Load Case Type: Response Spectrum    Design...

Modal Combination:

- CQC    GMC f1: 1.    GMC f2: 0.
- SRSS
- Absolute
- GMC    Periodic + Rigid Type: SRSS
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute    Scale Factor: [ ]

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

Loads Applied:

| Load Type | Load Name | Function       | Scale Factor |
|-----------|-----------|----------------|--------------|
| Accel     | U1        | Eurocode 8-    | 9.81         |
| Accel     | U1        | Eurocode 8-200 | 9.81         |

Buttons: Add, Modify, Delete

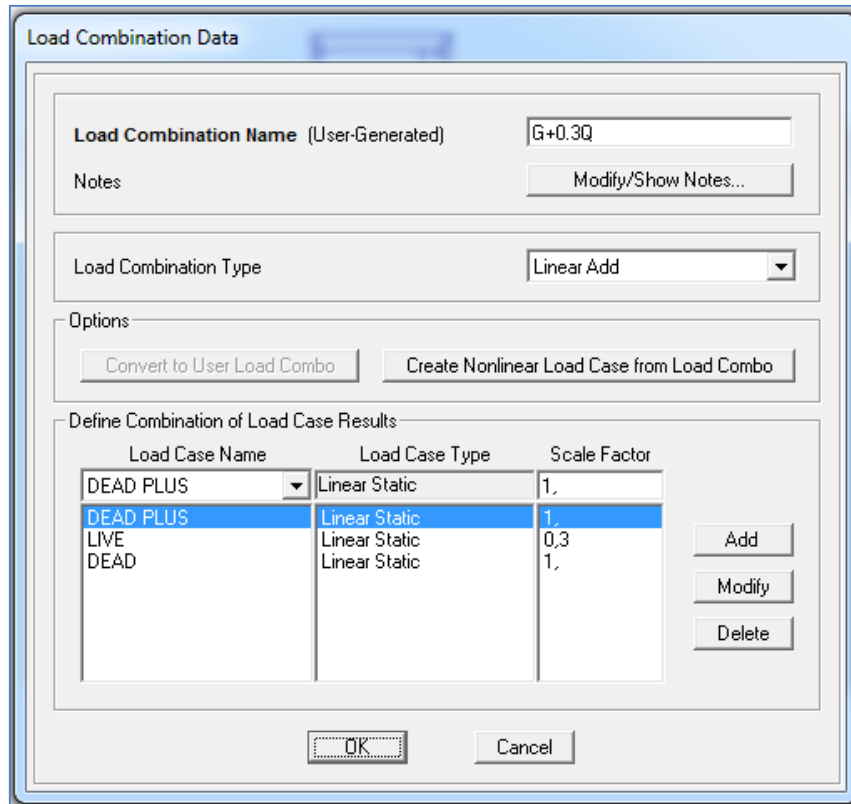
Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0,05    Modify/Show...    OK    Cancel

Σχήμα 4.7 Ορισμός σεισμικής φόρτισης κατά τη διεύθυνση X στο πρόγραμμα SAP2000

Στη συνέχεια εισάγεται στο πρόγραμμα ο συνδυασμός των στατικών κατακόρυφων φορτίων  $G + 0.3Q$ .

Define → Load Combinations → Add New Combo



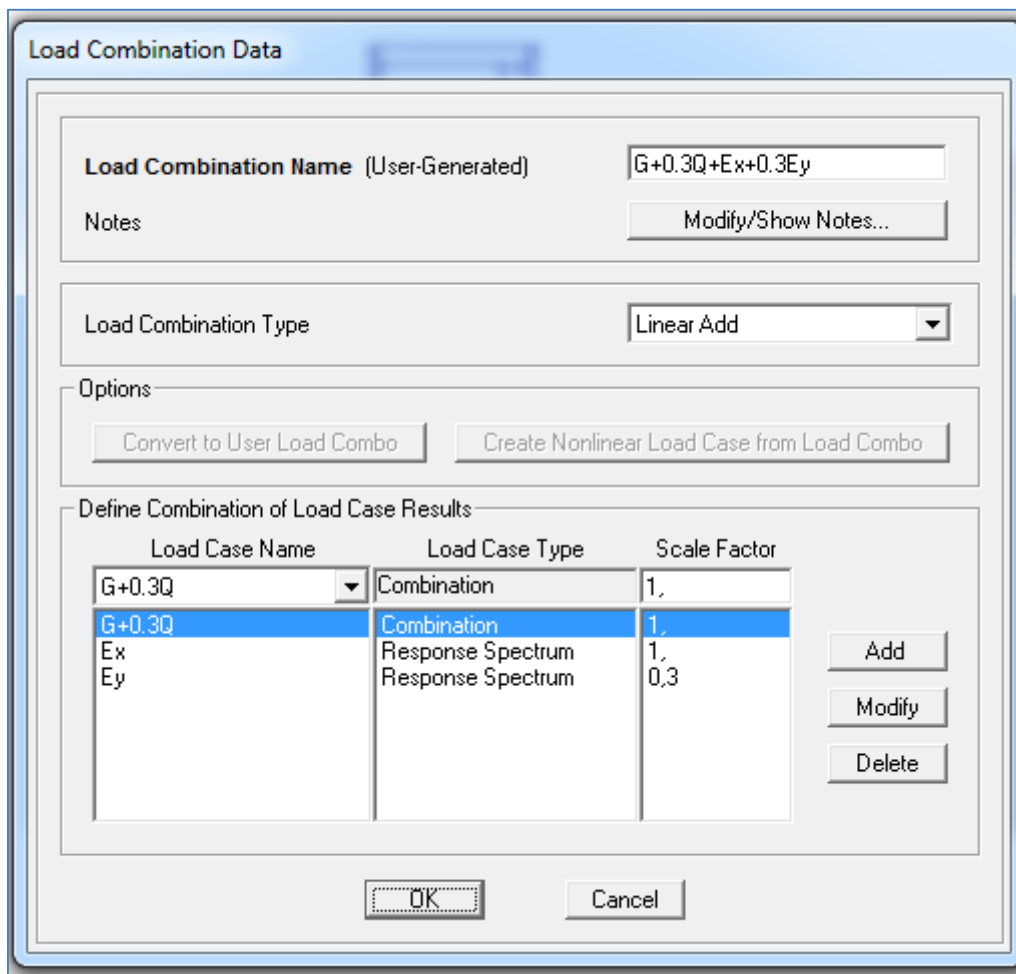
Σχήμα 4.8 Εισαγωγή συνδυασμού φόρτισης κατακόρυφων δράσεων στο πρόγραμμα SAP2000

Τέλος, δημιουργείται στο λογισμικό ο γραμμικός συνδυασμός των στατικών και σεισμικών δράσεων κατά τον οποίο προκύπτουν οκτώ συνδυασμοί φόρτισης.

- | <u>Κατά τη διεύθυνση X</u>  | <u>Κατά τη διεύθυνση Y</u> |
|-----------------------------|----------------------------|
| • $G + 0.3Q + E_x + 0.3E_y$ | $G + 0.3Q + 0.3E_x + E_y$  |
| • $G + 0.3Q + E_x - 0.3E_y$ | $G + 0.3Q + 0.3E_x - E_y$  |
| • $G + 0.3Q - E_x + 0.3E_y$ | $G + 0.3Q - 0.3E_x + E_y$  |
| • $G + 0.3Q - E_x - 0.3E_y$ | $G + 0.3Q - 0.3E_x - E_y$  |

Ενδεικτικά παρατίθεται η εισαγωγή του πρώτου συνδυασμού δράσεων  $G + 0.3Q + E_x + 0.3E_y$  στο λογισμικό.

Define → Load Combinations → Add New Combo

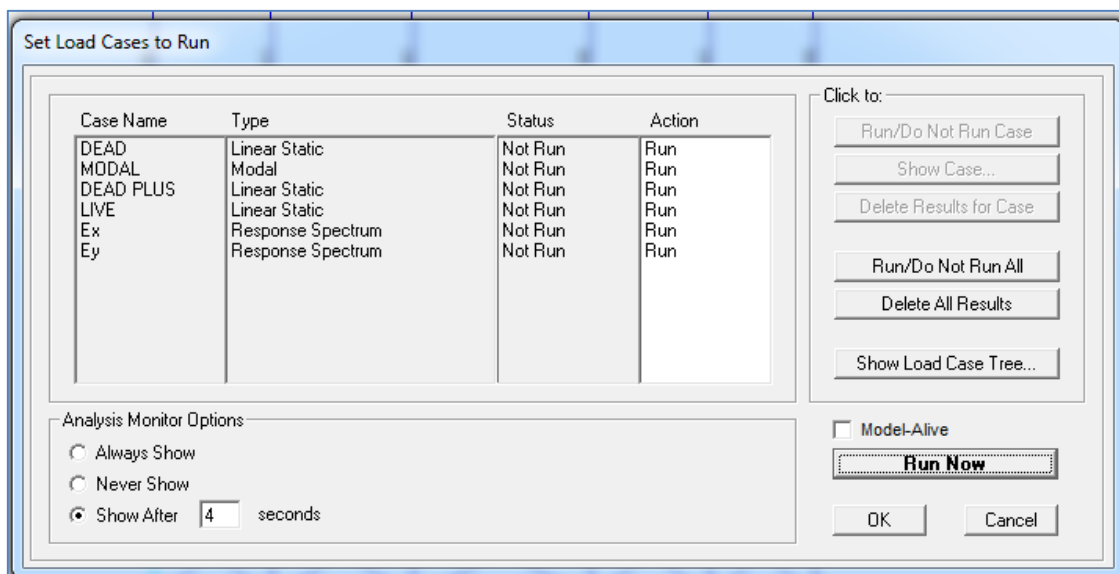


Σχήμα 4.9 Εισαγωγή σεισμικού συνδυασμού κατά τη διεύθυνση X στο πρόγραμμα SAP2000

#### 4.2.5 Αποτελέσματα δυναμικής φασματικής μεθόδου

Παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες τα μέγιστα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη ανά διεύθυνση σε κάθε όροφο όπως προκύπτουν από την ανάλυση στο λογισμικό SAP2000.

Analyze → Run Analysis



Σχήμα 4.10 Εισαγωγή περιπτώσεων φόρτισης για ανάλυση προσομοιώματος στο πρόγραμμα SAP2000

| <b>Δ.Φ.Μ. - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ</b>          |               |               |               |
|--------------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| <b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ</b> |               |               |               |
| <b>ΣΤΑΘΜΗ</b>                        | <b>U1 (m)</b> | <b>U2 (m)</b> | <b>U3 (m)</b> |
| ΟΡΟΦΗ Δ' ΟΡΟΦΟΥ                      | 0,0247        | 0,0162        | -0,0034       |
| ΟΡΟΦΗ Γ' ΟΡΟΦΟΥ                      | 0,0216        | 0,0149        | -0,0028       |
| ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ                      | 0,0169        | 0,0120        | -0,0027       |
| ΟΡΟΦΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ                      | 0,0116        | 0,0083        | -0,0024       |
| ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ                       | 0,0060        | 0,0044        | -0,0019       |
| ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ                       | 0,0016        | 0,0015        | -0,0012       |

Πίνακας 4.2 Μέγιστα Παραμορφωσιακά Μεγέθη Δ.Φ.Α.- Διεύθυνση Χ

| <b>Δ.Φ.Μ. - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ</b>          |               |               |               |
|--------------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| <b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ</b> |               |               |               |
| <b>ΣΤΑΘΜΗ</b>                        | <b>U1 (m)</b> | <b>U2 (m)</b> | <b>U3 (m)</b> |
| ΟΡΟΦΗ Δ' ΟΡΟΦΟΥ                      | 0,0132        | 0,0249        | -0,0037       |
| ΟΡΟΦΗ Γ' ΟΡΟΦΟΥ                      | 0,0123        | 0,0220        | -0,0029       |
| ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ                      | 0,0094        | 0,0176        | -0,0028       |
| ΟΡΟΦΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ                      | 0,0066        | 0,0118        | -0,0026       |
| ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ                       | 0,0035        | 0,0057        | -0,0021       |
| ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ                       | 0,0010        | 0,0014        | -0,0013       |

Πίνακας 4.3 Μέγιστα Παραμορφωσιακά Μεγέθη Δ.Φ.Α.- Διεύθυνση Υ



| <b>Δ.Φ.Μ. - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ</b>                  |               |                |                |                 |                 |
|--|---------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| <b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ</b> |               |                |                |                 |                 |
| <b>ΣΤΑΘΜΗ</b>                                | <b>P (KN)</b> | <b>V2 (KN)</b> | <b>V3 (KN)</b> | <b>M2 (KNm)</b> | <b>M3 (KNm)</b> |
| ΙΣΟΓΕΙΟ                                      | -1229,51      | -101,07        | -67,37         | -97,26          | -174,60         |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -994,22       | -79,86         | 51,80          | 76,56           | -105,55         |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -762,00       | -77,60         | -49,42         | 67,60           | 113,43          |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -540,86       | -67,82         | -38,08         | -59,81          | -84,26          |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -258,53       | 54,64          | -27,72         | 38,21           | -84,38          |
| ΔΩΜΑ   | -73,79        | -19,84         | -16,65         | -17,89          | 20,45           |

Πίνακας 4.4 Μέγιστα Εντατικά Μεγέθη Υποστυλωμάτων- Διεύθυνση Χ

| <b>Δ.Φ.Μ. - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ</b>                  |               |                |                |                 |                 |
|--|---------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| <b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ</b> |               |                |                |                 |                 |
| <b>ΣΤΑΘΜΗ</b>                                | <b>P (KN)</b> | <b>V2 (KN)</b> | <b>V3 (KN)</b> | <b>M2 (KNm)</b> | <b>M3 (KNm)</b> |
| ΙΣΟΓΕΙΟ                                      | -1229,67      | -67,86         | -100,36        | -148,83         | -117,03         |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -982,52       | -63,22         | 81,22          | 120,29          | -86,28          |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -731,33       | -66,12         | -74,89         | 102,31          | 97,31           |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -509,20       | -42,51         | -58,77         | -98,33          | -51,83          |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -252,81       | 34,77          | -47,18         | -65,37          | -53,34          |
| ΔΩΜΑ   | -75,43        | -19,69         | -20,92         | -22,53          | -20,25          |

Πίνακας 4.5 Μέγιστα Εντατικά Μεγέθη Υποστυλωμάτων- Διεύθυνση Υ

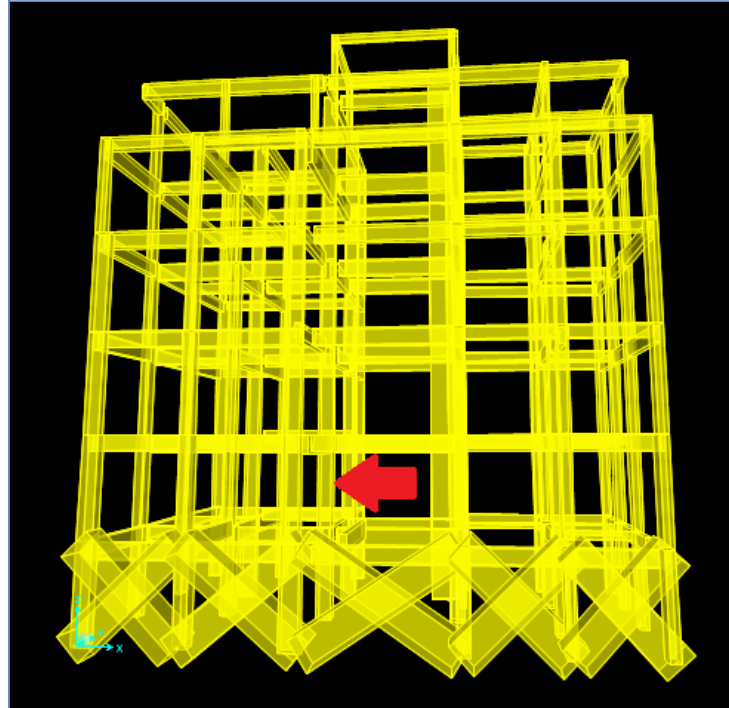
| <b>Δ.Φ.Μ. - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ</b>               |               |                |                |                 |                 |
|---|---------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| <b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ</b> |               |                |                |                 |                 |
| <b>ΣΤΑΘΜΗ</b>                             | <b>P (KN)</b> | <b>V2 (KN)</b> | <b>V3 (KN)</b> | <b>M2 (KNm)</b> | <b>M3 (KNm)</b> |
| ΙΣΟΓΕΙΟ                                   | -896,60       | 94,60          | 50,87          | 165,69          | 264,85          |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ                                 | -736,35       | 113,76         | 72,30          | 139,78          | 170,92          |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ                                 | -576,54       | 82,97          | 52,72          | -118,96         | -149,37         |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ                                 | -424,30       | 109,99         | 53,53          | -140,13         | -195,84         |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ                                 | -279,32       | 75,92          | 27,76          | -112,47         | -175,42         |
| ΔΩΜΑ                                      | -148,73       | 52,78          | 30,31          | -87,97          | -86,87          |

Πίνακας 4.6 Μέγιστα Εντατικά Μεγέθη Τοιχωμάτων- Διεύθυνση Χ

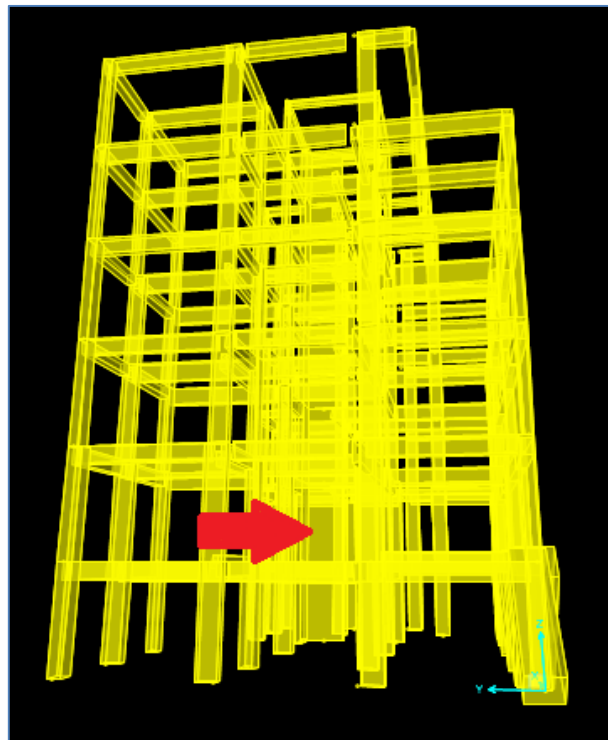
| <b>Δ.Φ.Μ. - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ</b>               |               |                |                |                 |                 |
|---|---------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| <b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ</b> |               |                |                |                 |                 |
| <b>ΣΤΑΘΜΗ</b>                             | <b>P (KN)</b> | <b>V2 (KN)</b> | <b>V3 (KN)</b> | <b>M2 (KNm)</b> | <b>M3 (KNm)</b> |
| ΙΣΟΓΕΙΟ                                   | -799,12       | 56,69          | 84,98          | 306,36          | 148,74          |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ                                 | -668,32       | 65,20          | 128,86         | 255,48          | 99,98           |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ                                 | -534,95       | 54,53          | 83,70          | -198,20         | -92,68          |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ                                 | -411,77       | 68,32          | 75,06          | -203,65         | -120,78         |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ                                 | -272,48       | 62,53          | 33,12          | -134,56         | -146,84         |
| ΔΩΜΑ                                      | -144,14       | 43,47          | 40,23          | -74,98          | -94,07          |

Πίνακας 4.7 Μέγιστα Εντατικά Μεγέθη Τοιχωμάτων- Διεύθυνση Υ

Το πλέον καταπονούμενο υποστύλωμα καθώς και το πλέον καταπονούμενο τοίχωμα κατά τις δύο διευθύνσεις της σεισμικής έντασης βρίσκονται στη στάθμη του ισογείου και απεικονίζονται στα παρακάτω σχήματα.



Σχήμα 4.11 Πλέον καταπονούμενο υποστύλωμα – Δ.Φ.Μ.



Σχήμα 4.12 Πλέον καταπονούμενο τοίχωμα – Δ.Φ.Μ.

### 4.3 Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

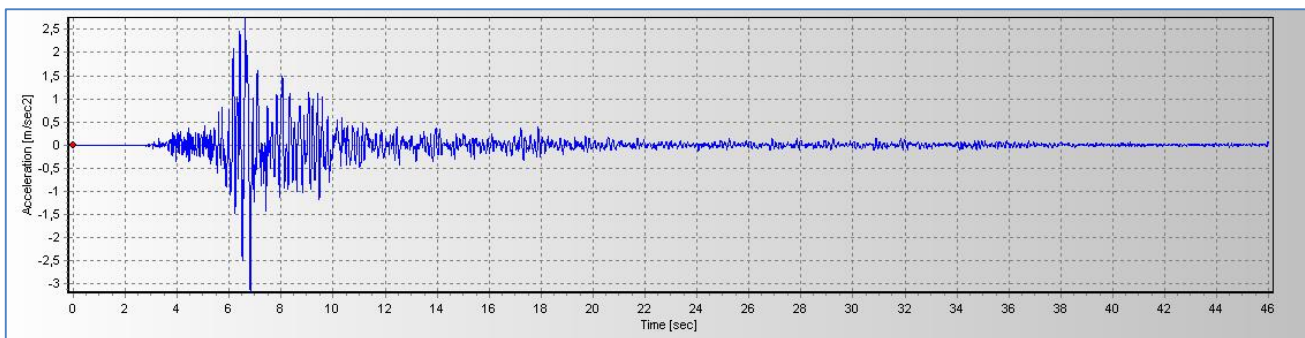
#### 4.3.1 Θεωρητικά στοιχεία μεθόδου

Κατά τη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας για ελαστική ανάλυση του δομήματος υιοθετείται σεισμική φόρτιση, η οποία εκφράζεται μέσω ενός ή περισσότερων επιταχυνσιογραφήματων εδαφικών δονήσεων και επιλύεται το δυναμικό πρόβλημα για κάθε χρονική στιγμή. Για τη διαδικασία αυτή, χρησιμοποιούνται κατάλληλοι συντελεστές κλίμακας με στόχο να εξαχθούν αποτελέσματα συγκρίσιμα με εκείνα που προκύπτουν από την προαναφερθείσα ελαστική ανάλυση (βλ. §4.2).

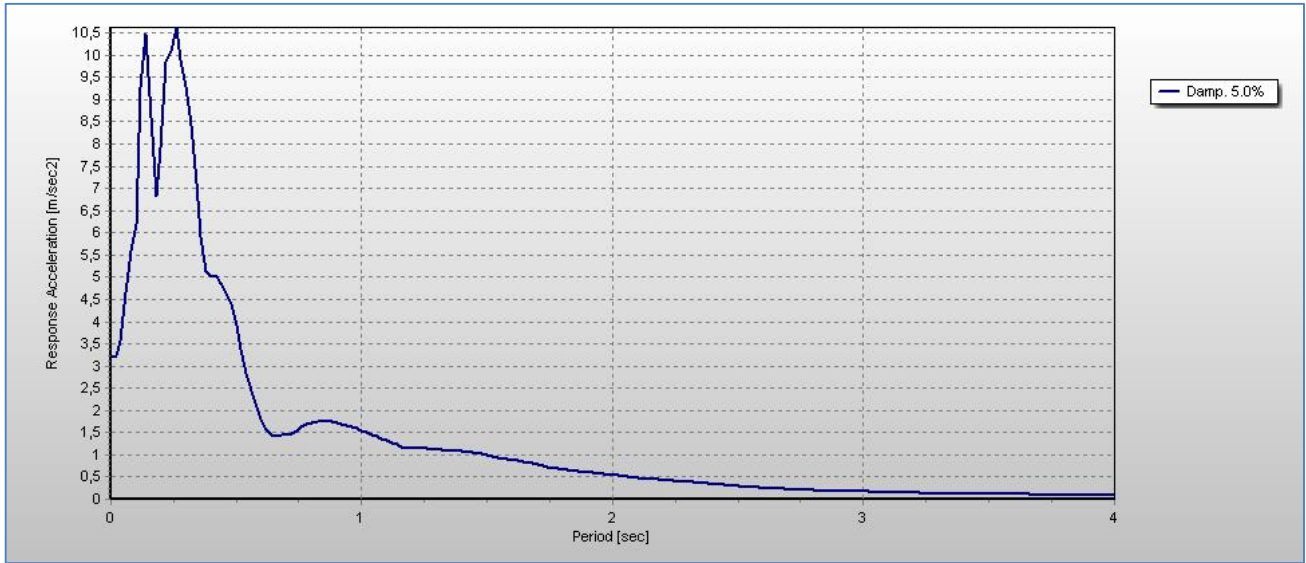
#### 4.3.2 Εισαγωγή επιταχυνσιογραφήματος στο πρόγραμμα SAP2000

Η ελαστική ανάλυση με χρήση χρονοϊστορίας οδηγεί στον υπολογισμό της απόκρισης της κατασκευής. Η επιβαλλόμενη φόρτιση κατά τις τρεις διευθύνσεις  $x$ ,  $y$ ,  $z$  εισάγεται με τη μορφή επιταχυνσιογραφήματος. Στην παρούσα διπλωματική εργασία, εισάγεται το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού της Αθήνας του 1999 κατά τις διευθύνσεις  $X$ ,  $Y$ . Το επιταχυνσιογράφημα αυτό καταγράφηκε στο σταθμό του μετρώ «Σεπόλια» στην επιφάνεια του εδάφους.

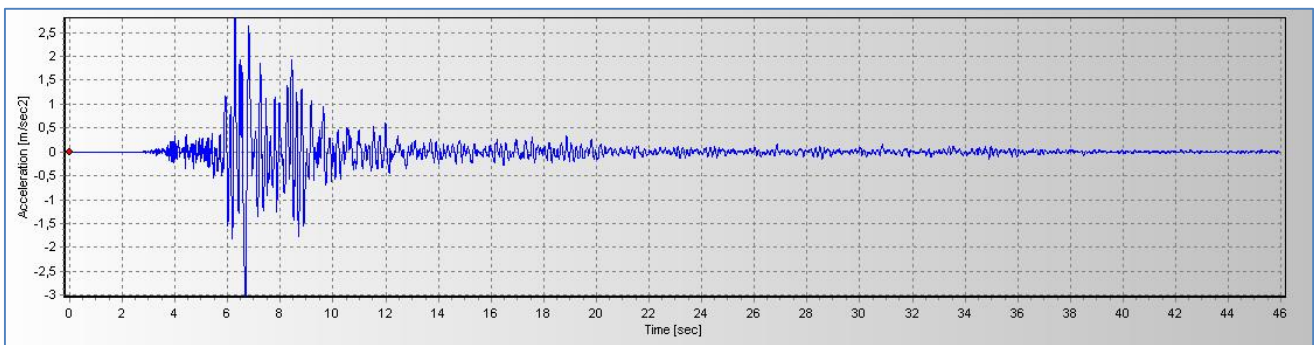
Για το σκοπό αυτό, εισάγεται το επιταχυνσιογράφημα στο πρόγραμμα Seismosignal. Ο σεισμός της Αθήνας του έτους 1999 χαρακτηρίζεται από περίοδο 0.01sec, συνολική διάρκεια 45.990sec, και 4600 χρονικά βήματα. Η μέγιστη επιτάχυνση που κατεγράφη ήταν 0.32g. Στη συνέχεια παρατίθενται τα επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιήθηκαν για τις δύο διευθύνσεις  $X$ ,  $Y$  όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα Seismosignal.



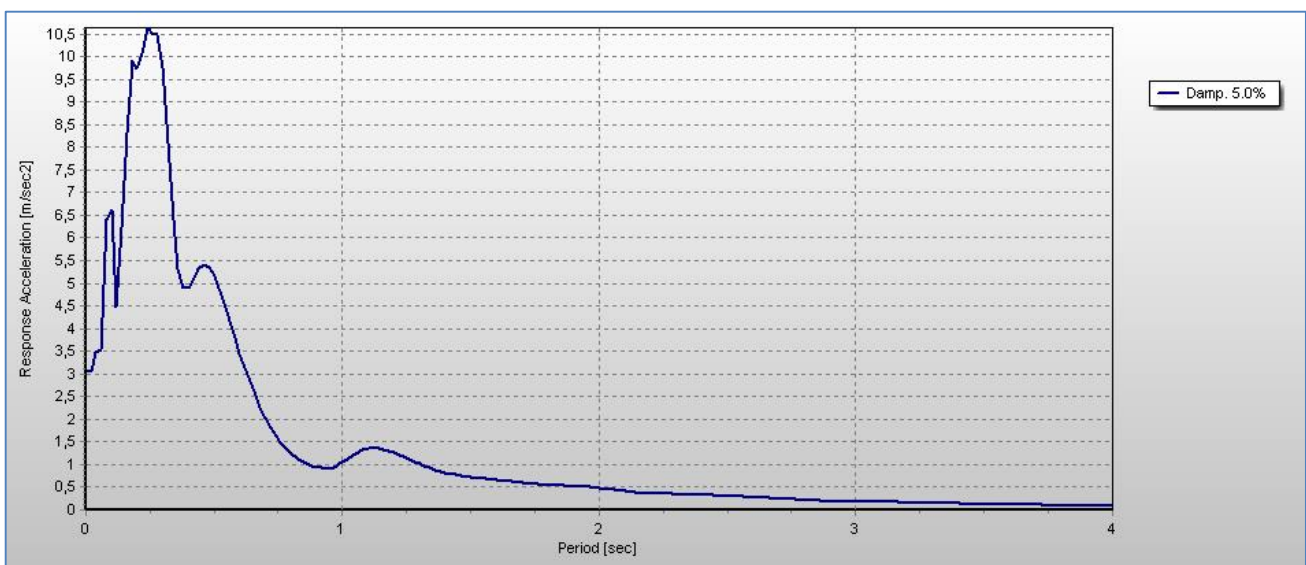
Σχήμα 4.13 Σεισμική καταγραφή Αθήνας- Επιταχυνσιογράφημα κατά τη διεύθυνση X



Σχήμα 4.14 Σεισμική καταγραφή Αθήνας- Φάσμα απόκρισης κατά τη διεύθυνση X



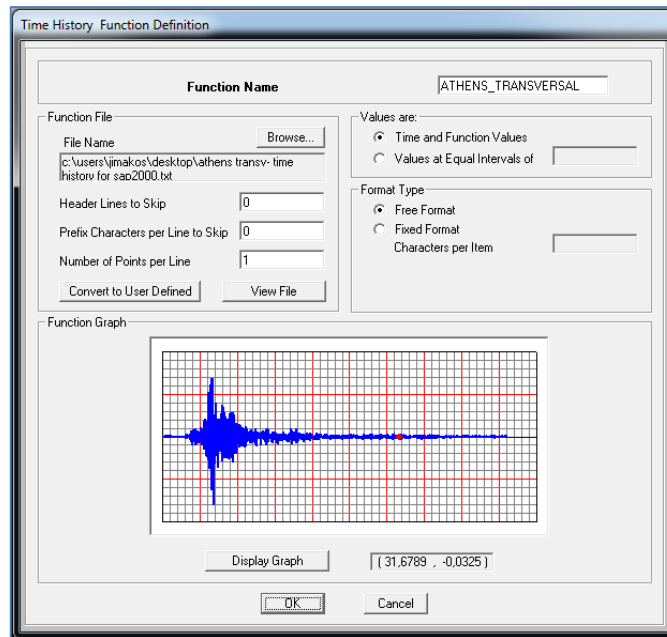
Σχήμα 4.15 Σεισμική καταγραφή Αθήνας- Επιταχυνσιογράφημα κατά τη διεύθυνση Y



Σχήμα 4.16 Σεισμική καταγραφή Αθήνας- Φάσμα απόκρισης κατά τη διεύθυνση Y

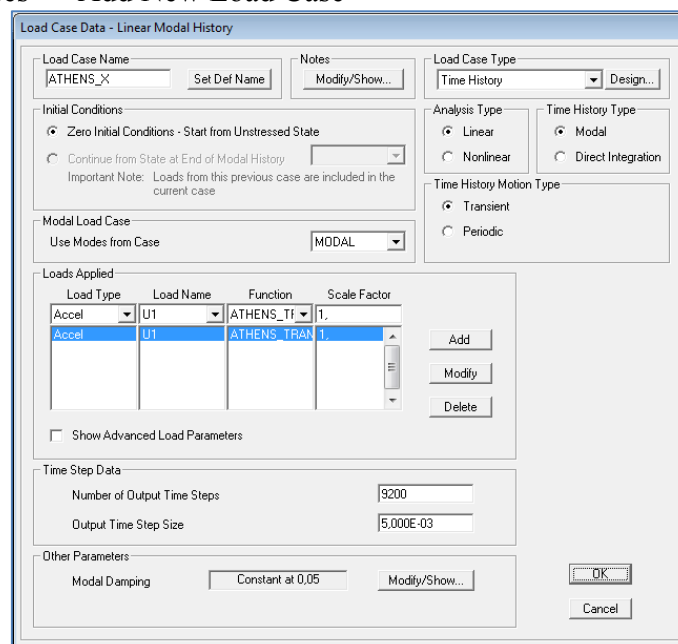
Στο παρακάτω Σχήμα 4.17 παρουσιάζεται η εισαγωγή του επιταχυνσιογραφήματος στο πρόγραμμα SAP2000 ενώ στο φαίνεται ο καθορισμός των περιπτώσεων φόρτισης για τις δύο διευθύνσεις X, Y. Η ιδιομορφική απόσβεση είναι σταθερή και ίση με 5%, ενώ το χρονικό βήμα υιοθετείται στο μισό της περιόδου (0,005sec) με σύνολο βημάτων 9200.

Define → Functions → Time History → From File



Σχήμα 4.17 Εισαγωγή επιταχυνσιογραφήματος στο πρόγραμμα SAP2000

Define → Load Cases → Add New Load Case



Σχήμα 4.18 Ορισμός σεισμικής φόρτισης κατά τη διεύθυνση X στο πρόγραμμα SAP2000

4.3.3 Συνδυασμοί δράσεων

Οι στατικές και οι σεισμικές δράσεις συνδυάζονται γραμμικά με αποτέλεσμα τη δημιουργία των οκτώ παρακάτω συνδυασμών φόρτισης.

Κατά τη διεύθυνση X

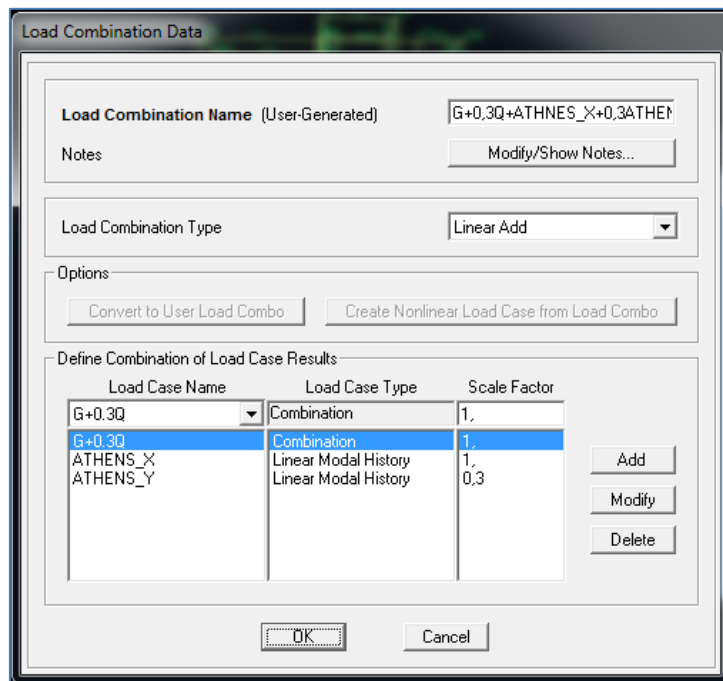
- $G + 0.3Q + ATHENS\_X + 0.3ATHENS\_Y$
- $G + 0.3Q + ATHENS\_X - 0.3ATHENS\_Y$
- $G + 0.3Q - ATHENS\_X + 0.3ATHENS\_Y$
- $G + 0.3Q - ATHENS\_X - 0.3ATHENS\_Y$

Κατά τη διεύθυνση Y

- $G + 0.3Q + 0.3 ATHENS\_X + ATHENS\_Y$
- $G + 0.3Q + 0.3 ATHENS\_X - ATHENS\_Y$
- $G + 0.3Q - 0.3 ATHENS\_X + ATHENS\_Y$
- $G + 0.3Q - 0.3 ATHENS\_X - ATHENS\_Y$

Η εισαγωγή του πρώτου εκ των συνδυασμών στο λογισμικό πραγματοποιείται ως εξής:

Define → Load Combinations → Add New Combo



Σχήμα 4.19 Χωρική επαλληλία σεισμικών δράσεων στο πρόγραμμα SAP2000

4.3.4 Αποτελέσματα γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας

Παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες τα μέγιστα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη ανά διεύθυνση σε κάθε όροφο όπως προκύπτουν από την ανάλυση στο λογισμικό SAP2000.

| <b>ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X</b> |               |               |               |
|---|---------------|---------------|---------------|
| <b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ</b>                |               |               |               |
| <b>ΣΤΑΘΜΗ</b>                                       | <b>U1 (m)</b> | <b>U2 (m)</b> | <b>U3 (m)</b> |
| ΟΡΟΦΗ Δ' ΟΡΟΦΟΥ                                     | 0,0578        | 0,0256        | -0,0056       |
| ΟΡΟΦΗ Γ' ΟΡΟΦΟΥ                                     | 0,0452        | 0,0232        | -0,0036       |
| ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ                                     | 0,0324        | 0,0189        | -0,0033       |
| ΟΡΟΦΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ                                     | 0,0206        | 0,0141        | -0,0028       |
| ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ                                      | 0,0118        | 0,0084        | -0,0024       |
| ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ                                      | 0,0034        | 0,0032        | -0,0017       |

Πίνακας 4.8 Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη χρονοϊστορίας – Διεύθυνση X

| <b>ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y</b> |               |               |               |
|---|---------------|---------------|---------------|
| <b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ</b>                |               |               |               |
| <b>ΣΤΑΘΜΗ</b>                                       | <b>U1 (m)</b> | <b>U2 (m)</b> | <b>U3 (m)</b> |
| ΟΡΟΦΗ Δ' ΟΡΟΦΟΥ                                     | 0,0292        | 0,0461        | -0,0083       |
| ΟΡΟΦΗ Γ' ΟΡΟΦΟΥ                                     | 0,0243        | 0,0368        | -0,0039       |
| ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ                                     | 0,0180        | 0,0300        | -0,0043       |
| ΟΡΟΦΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ                                     | 0,0140        | 0,0217        | -0,0035       |
| ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ                                      | 0,0091        | 0,0115        | -0,0030       |
| ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ                                      | 0,0029        | 0,0032        | -0,0019       |

Πίνακας 4.9 Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη χρονοϊστορίας – Διεύθυνση Y

| <b>ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X</b> |               |                |                |                 |                 |
|---|---------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| <b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ</b>        |               |                |                |                 |                 |
| <b>ΣΤΑΘΜΗ</b>                                       | <b>P (KN)</b> | <b>V2 (KN)</b> | <b>V3 (KN)</b> | <b>M2 (KNm)</b> | <b>M3 (KNm)</b> |
| ΙΣΟΓΕΙΟ   | -1437,75      | -197,59        | -117,12        | -166,77         | -320,45         |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ   | -1218,48      | -154,91        | 91,08          | 132,14          | -234,18         |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ   | -994,10       | -197,79        | -90,06         | -121,67         | -270,91         |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ   | -753,92       | -206,97        | -107,37        | -162,93         | -276,89         |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ   | -384,76       | 204,58         | -124,21        | -172,31         | -295,78         |
| ΔΩΜΑ  | -127,94       | -96,07         | -92,21         | -105,44         | -105,16         |

Πίνακας 4.10 Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων – Διεύθυνση X

| <b>ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y</b> |               |                |                |                 |                 |
|---|---------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| <b>ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ</b>        |               |                |                |                 |                 |
| <b>ΣΤΑΘΜΗ</b>                                       | <b>P (KN)</b> | <b>V2 (KN)</b> | <b>V3 (KN)</b> | <b>M2 (KNm)</b> | <b>M3 (KNm)</b> |
| ΙΣΟΓΕΙΟ   | -1392,03      | -138,57        | -188,95        | -277,31         | -236,60         |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ   | -1161,00      | -108,00        | 147,73         | 213,50          | -151,05         |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ   | -899,62       | -133,19        | -174,61        | -236,84         | 189,05          |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ   | -621,95       | -106,76        | -218,78        | -330,11         | -135,86         |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ   | -340,07       | 102,94         | -236,45        | -319,16         | 148,56          |
| ΔΩΜΑ  | -121,54       | -95,29         | -117,37        | 133,29          | -107,98         |

Πίνακας 4.11 Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων – Διεύθυνση Y

| ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X |          |         |         |          |          |
|--|----------|---------|---------|----------|----------|
| ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ           |          |         |         |          |          |
| ΣΤΑΘΜΗ                                       | P (KN)   | V2 (KN) | V3 (KN) | M2 (KNm) | M3 (KNm) |
| ΙΣΟΓΕΙΟ                                      | -1378,61 | 260,31  | 165,52  | 383,95   | 506,34   |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -1220,77 | 238,41  | 161,73  | -396,51  | -545,00  |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -1052,18 | 226,61  | 158,25  | 410,98   | -514,76  |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -859,53  | 333,51  | 170,45  | -426,06  | 598,21   |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -614,19  | 274,07  | 119,08  | -477,09  | 513,08   |
| ΔΩΜΑ   | -438,99  | 287,72  | 173,78  | -509,62  | -409,60  |

Πίνακας 4.12 Μέγιστα εντατικά μεγέθη τοιχωμάτων – Διεύθυνση X

| ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y |          |         |         |          |          |
|--|----------|---------|---------|----------|----------|
| ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ           |          |         |         |          |          |
| ΣΤΑΘΜΗ                                       | P (KN)   | V2 (KN) | V3 (KN) | M2 (KNm) | M3 (KNm) |
| ΙΣΟΓΕΙΟ                                      | -1123,42 | 169,54  | 282,18  | 768,83   | 272,03   |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -1035,22 | 117,81  | 340,58  | 863,29   | -348,71  |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -944,00  | 145,18  | 264,43  | 799,42   | 358,56   |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -856,25  | 249,27  | 291,24  | 706,43   | -402,10  |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ                                    | -607,92  | 207,63  | 151,75  | -512,14  | -407,78  |
| ΔΩΜΑ   | -434,18  | 209,56  | 232,41  | -380,45  | -400,51  |

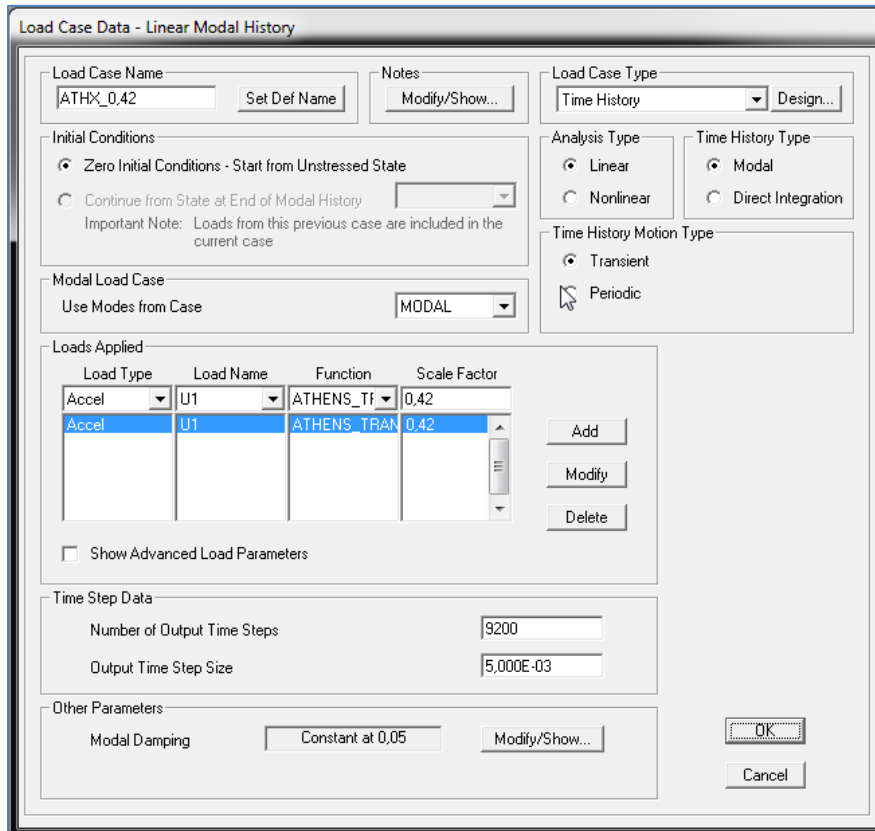
Πίνακας 4.13 Μέγιστα εντατικά μεγέθη τοιχωμάτων – Διεύθυνση Y

Ομοίως με τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης, το πλέον καταπονούμενο υποστύλωμα και το πλέον καταπονούμενο τοίχωμα βρίσκονται στο ισόγειο και απεικονίζονται στα Σχήματα 4.11 – 4.12.

#### 4.3.5 Σύγκριση ελαστικών αναλύσεων

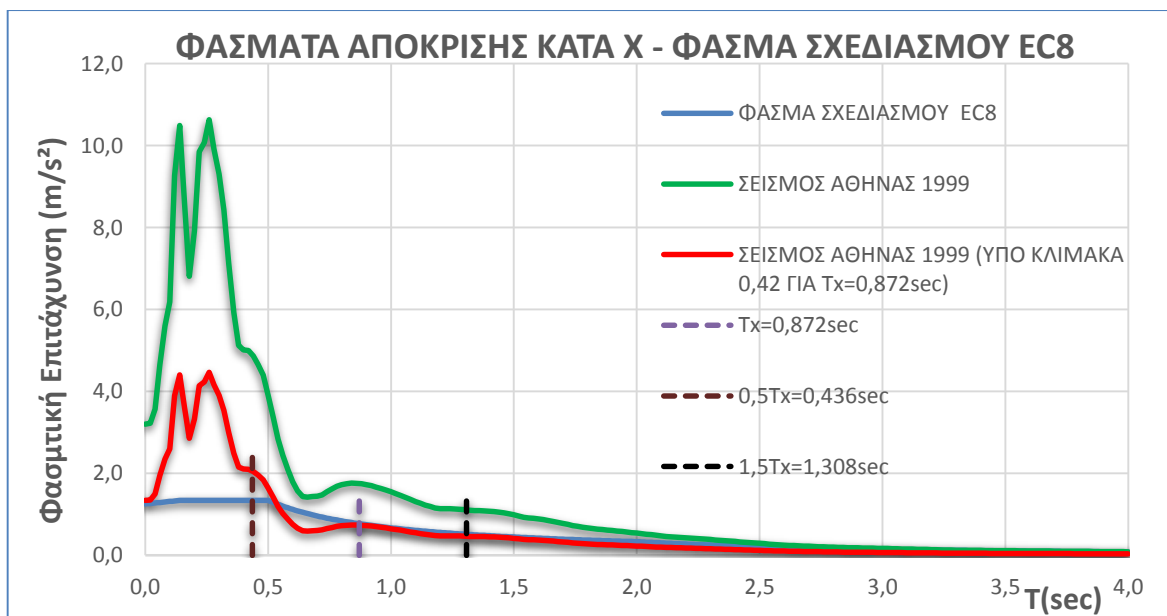
Με σκοπό τη σύγκριση των εντατικών και των παραμορφωσιακών μεγεθών της Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου και της Γραμμικής Ανάλυσης Χρονοϊστορίας υιοθετούνται κατάλληλοι μειωτικοί συντελεστές. Αυτοί προκύπτουν συγκρίνοντας την τιμή της επιτάχυνσης για τη δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο της κατασκευής στο φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ-8 με την τιμή της επιτάχυνσης στο φάσμα απόκρισης του υπό μελέτη σεισμού. Για τη διεύθυνση X εισάγεται το επιταχυνσιογράφημα στο πρόγραμμα με συντελεστή επικλιμάκωσης 0,42 (βλ. Σχήμα 4.20). Για τη διεύθυνση Y υιοθετείται συντελεστής επικλιμάκωσης 0,58.



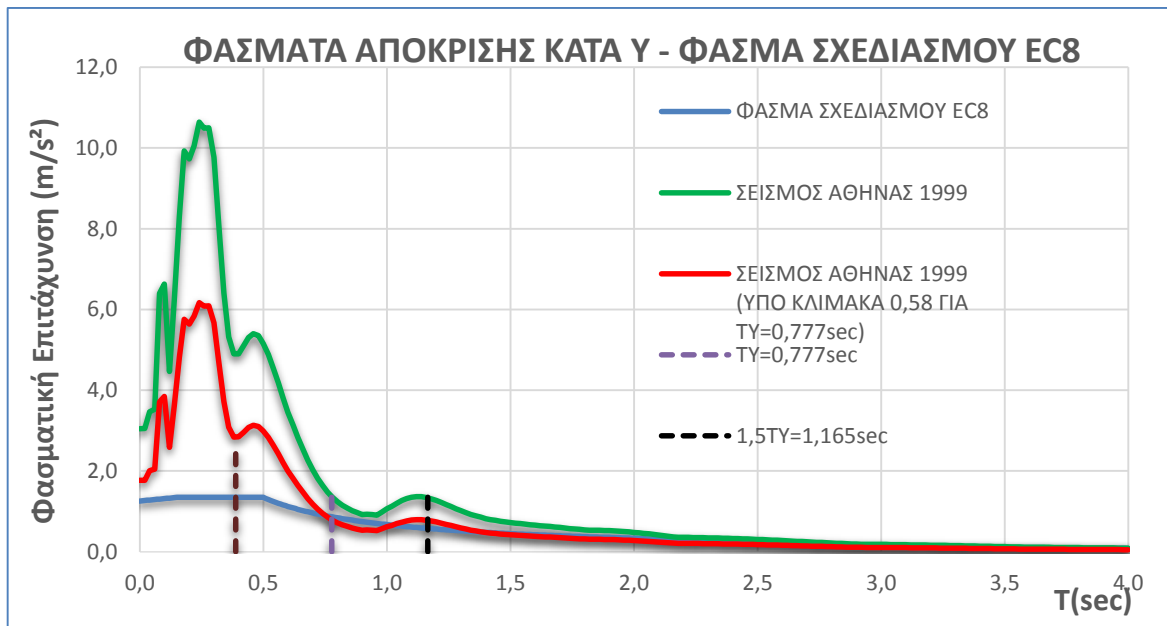


Σχήμα 4.20 Εισαγωγή συντελεστή επικλιμάκωσης κατά τη διεύθυνση X στο πρόγραμμα SAP2000

Παρακάτω παρουσιάζονται τα φάσματα απόκρισης για κάθε διεύθυνση, με και χωρίς συντελεστές επικλιμάκωσης, συγκριτικά με το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ-8.



Σχήμα 4.21 Φάσματα απόκρισης κατά τη διεύθυνση X- Φάσμα σχεδιασμού ΕΚ-8



Σχήμα 4.22 Φάσματα απόκρισης κατά τη διεύθυνση Y - Φάσμα σχεδιασμού ΕΚ-8

Στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται τα μέγιστα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη ανά διεύθυνση σε κάθε όροφο όπως προκύπτουν από την ανάλυση στο λογισμικό SAP2000.

| ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (ΜΕ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΕΠΙΚΛΙΜΑΚΩΣΗΣ) - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X |        |        |         |
|--|--------|--------|---------|
| ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ  |        |        |         |
| ΣΤΑΘΜΗ   | U1 (m) | U2 (m) | U3 (m)  |
| ΟΡΟΦΗ Δ' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0248 | 0,0126 | -0,0040 |
| ΟΡΟΦΗ Γ' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0196 | 0,0116 | -0,0029 |
| ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0141 | 0,0094 | -0,0027 |
| ΟΡΟΦΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0092 | 0,0070 | -0,0023 |
| ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ   | 0,0053 | 0,0041 | -0,0018 |
| ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ   | 0,0015 | 0,0015 | -0,0012 |

Πίνακας 4.14 Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη χρονοϊστορίας – Διεύθυνση X

| ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (ΜΕ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΕΠΙΚΛΙΜΑΚΩΣΗΣ) - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y |        |        |         |
|--|--------|--------|---------|
| ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ  |        |        |         |
| ΣΤΑΘΜΗ   | U1 (m) | U2 (m) | U3 (m)  |
| ΟΡΟΦΗ Δ' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0142 | 0,0264 | -0,0057 |
| ΟΡΟΦΗ Γ' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0125 | 0,0209 | -0,0032 |
| ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0091 | 0,0171 | -0,0032 |
| ΟΡΟΦΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0073 | 0,0123 | -0,0027 |
| ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ   | 0,0048 | 0,0065 | -0,0022 |
| ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ   | 0,0016 | 0,0018 | -0,0014 |

Πίνακας 4.15 Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη χρονοϊστορίας – Διεύθυνση Y

Στη συνέχεια παρουσιάζονται συγκριτικά τα μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη καθώς και τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων για τις δύο ελαστικές μεθόδους ανάλυσης που προηγήθηκαν.

| ΣΥΓΚΡΙΣΗ Δ.Φ.Μ. - ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ) |        |        |        |        |         |         |
|--|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ                                    |        |        |        |        |         |         |
| ΣΤΑΘΜΗ   | U1 (m) |        | U2 (m) |        | U3 (m)  |         |
|  | Δ.Φ.Μ. | Γ.Α.Χ. | Δ.Φ.Μ. | Γ.Α.Χ. | Δ.Φ.Μ.  | Γ.Α.Χ.  |
| ΟΡΟΦΗ Δ' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0247 | 0,0248 | 0,0162 | 0,0126 | -0,0034 | -0,0040 |
| ΟΡΟΦΗ Γ' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0216 | 0,0196 | 0,0149 | 0,0116 | -0,0028 | -0,0029 |
| ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0169 | 0,0141 | 0,0120 | 0,0094 | -0,0027 | -0,0027 |
| ΟΡΟΦΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0116 | 0,0092 | 0,0083 | 0,0070 | -0,0024 | -0,0023 |
| ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ   | 0,0060 | 0,0053 | 0,0044 | 0,0041 | -0,0019 | -0,0018 |
| ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ   | 0,0016 | 0,0015 | 0,0015 | 0,0015 | -0,0012 | -0,0012 |

Πίνακας 4.16 Σύγκριση μέγιστων παραμορφωσιακών μεγεθών Δ.Φ.Μ. – Γ.Α.Χ. κατά τη διεύθυνση Χ

| ΣΥΓΚΡΙΣΗ Δ.Φ.Μ. - ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ) |        |        |        |        |         |         |
|--|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ                                    |        |        |        |        |         |         |
| ΣΤΑΘΜΗ   | U1 (m) |        | U2 (m) |        | U3 (m)  |         |
|  | Δ.Φ.Μ. | Γ.Α.Χ. | Δ.Φ.Μ. | Γ.Α.Χ. | Δ.Φ.Μ.  | Γ.Α.Χ.  |
| ΟΡΟΦΗ Δ' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0132 | 0,0142 | 0,0249 | 0,0264 | -0,0037 | -0,0057 |
| ΟΡΟΦΗ Γ' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0123 | 0,0125 | 0,0220 | 0,0209 | -0,0029 | -0,0032 |
| ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0094 | 0,0091 | 0,0176 | 0,0171 | -0,0028 | -0,0032 |
| ΟΡΟΦΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ  | 0,0066 | 0,0073 | 0,0118 | 0,0123 | -0,0026 | -0,0027 |
| ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ   | 0,0035 | 0,0048 | 0,0057 | 0,0065 | -0,0021 | -0,0022 |
| ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ   | 0,0010 | 0,0016 | 0,0014 | 0,0018 | -0,0013 | -0,0014 |

Πίνακας 4.17 Σύγκριση μέγιστων παραμορφωσιακών μεγεθών Δ.Φ.Μ. – Γ.Α.Χ. κατά τη διεύθυνση Υ

| ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (ΜΕ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΕΠΙΚΛΙΜΑΚΩΣΗΣ) - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ |          |         |         |          |          |
|--|----------|---------|---------|----------|----------|
| ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ                                      |          |         |         |          |          |
| ΣΤΑΘΜΗ   | P (KN)   | V2 (KN) | V3 (KN) | M2 (KNm) | M3 (KNm) |
| ΙΣΟΓΕΙΟ  | -1271,84 | -97,08  | -72,46  | -101,91  | -156,78  |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ  | -1047,31 | -70,95  | 47,35   | 69,06    | -105,45  |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ  | -822,21  | -93,33  | -50,58  | -67,25   | 129,61   |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ  | -592,41  | -93,11  | -55,17  | -84,94   | -124,36  |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ  | -300,89  | 95,67   | -62,80  | -88,29   | -138,81  |
| ΔΩΜΑ   | -89,22   | -48,26  | -45,89  | -51,79   | -51,99   |

Πίνακας 4.18 Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων – Διεύθυνση Χ

| ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (ΜΕ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΕΠΙΚΛΙΜΑΚΩΣΗΣ) - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ |          |         |         |          |          |
|--|----------|---------|---------|----------|----------|
| ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ                                      |          |         |         |          |          |
| ΣΤΑΘΜΗ   | P (KN)   | V2 (KN) | V3 (KN) | M2 (KNm) | M3 (KNm) |
| ΙΣΟΓΕΙΟ  | -1272,95 | -77,51  | -119,16 | -173,16  | -128,03  |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ  | -1042,76 | -63,21  | -87,17  | 123,93   | -88,93   |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ  | -797,38  | -76,72  | -103,47 | -139,52  | 110,23   |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ  | -545,26  | -55,91  | -125,00 | -189,50  | -73,03   |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ  | -289,55  | 56,95   | -134,44 | -182,59  | 82,96    |
| ΔΩΜΑ   | -91,83   | -55,41  | -67,14  | -75,63   | -61,98   |

Πίνακας 4.19 Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων – Διεύθυνση Υ

| ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (ΜΕ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΕΠΙΚΛΙΜΑΚΩΣΗΣ) - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ |         |         |         |          |          |
|--|---------|---------|---------|----------|----------|
| ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ   |         |         |         |          |          |
| ΣΤΑΘΜΗ   | P (KN)  | V2 (KN) | V3 (KN) | M2 (KNm) | M3 (KNm) |
| ΙΣΟΓΕΙΟ  | -966,43 | 118,52  | 86,53   | 203,76   | 225,34   |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ  | -839,46 | 108,24  | 89,45   | 211,68   | -246,53  |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ  | -704,84 | 109,27  | 85,15   | 216,62   | -238,67  |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ  | -559,75 | 154,84  | 93,79   | -228,42  | 264,95   |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ  | -388,42 | 137,60  | 58,40   | -230,80  | -240,95  |
| ΔΩΜΑ   | -242,87 | 130,93  | 84,55   | -230,59  | -199,66  |

Πίνακας 4.20 Μέγιστα εντατικά μεγέθη τοιχωμάτων – Διεύθυνση Χ

| ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (ΜΕ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΕΠΙΚΛΙΜΑΚΩΣΗΣ) - ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ |         |         |         |          |          |
|--|---------|---------|---------|----------|----------|
| ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ   |         |         |         |          |          |
| ΣΤΑΘΜΗ   | P (KN)  | V2 (KN) | V3 (KN) | M2 (KNm) | M3 (KNm) |
| ΙΣΟΓΕΙΟ  | -891,09 | 90,96   | 163,39  | 444,58   | 140,71   |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ  | -797,63 | 62,38   | 199,54  | 500,27   | -185,64  |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ  | -700,29 | 82,98   | 155,30  | 461,66   | 195,95   |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ  | -605,49 | 136,75  | 172,55  | 407,80   | -221,69  |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ  | -420,78 | 122,61  | 86,05   | -296,94  | -248,04  |
| ΔΩΜΑ   | -271,33 | 112,70  | 131,04  | -203,62  | -227,95  |

Πίνακας 4.21 Μέγιστα εντατικά μεγέθη τοιχωμάτων – Διεύθυνση Υ

| ΣΥΓΚΡΙΣΗ Δ.Φ.Μ. - ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ) |          |          |         |        |          |         |
|--|----------|----------|---------|--------|----------|---------|
| ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ                            |          |          |         |        |          |         |
| ΣΤΑΘΜΗ   | P (KN)   |          | V2 (KN) |        | M3 (KNm) |         |
|  | Δ.Φ.Μ.   | Γ.Α.Χ.   | Δ.Φ.Μ.  | Γ.Α.Χ. | Δ.Φ.Μ.   | Γ.Α.Χ.  |
| ΙΣΟΓΕΙΟ  | -1229,51 | -1271,84 | -101,07 | -97,08 | -174,60  | -156,78 |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ  | -994,22  | -1047,31 | -79,86  | -70,95 | -105,55  | -105,45 |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ  | -762,00  | -822,21  | -77,60  | -93,33 | 113,43   | 129,61  |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ  | -540,86  | -592,41  | -67,82  | -93,11 | -84,26   | -124,36 |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ  | -258,53  | -300,89  | 54,64   | 95,67  | -84,38   | -138,81 |
| ΔΩΜΑ   | -73,79   | -89,22   | -19,84  | -48,26 | 20,45    | -51,99  |

Πίνακας 4.22 Σύγκριση μέγιστων εντατικών μεγεθών υποστυλωμάτων κατά τη διεύθυνση Χ

| ΣΥΓΚΡΙΣΗ Δ.Φ.Μ. - ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ) |          |          |         |         |          |         |
|--|----------|----------|---------|---------|----------|---------|
| ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ                            |          |          |         |         |          |         |
| ΣΤΑΘΜΗ   | Ρ (KN)   |          | V3 (KN) |         | M2 (KNm) |         |
|  | Δ.Φ.Μ.   | Γ.Α.Χ.   | Δ.Φ.Μ.  | Γ.Α.Χ.  | Δ.Φ.Μ.   | Γ.Α.Χ.  |
| ΙΣΟΓΕΙΟ  | -1229,67 | -1272,95 | -100,36 | -119,16 | -148,83  | -173,16 |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ  | -982,52  | -1042,76 | 81,22   | -87,17  | 120,29   | 123,93  |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ  | -731,33  | -797,38  | -74,89  | -103,47 | 102,31   | -139,52 |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ  | -509,20  | -545,26  | -58,77  | -125,00 | -98,33   | -189,50 |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ  | -252,81  | -289,55  | -47,18  | -134,44 | -65,37   | -182,59 |
| ΔΩΜΑ   | -75,43   | -91,83   | -20,92  | -67,14  | -22,53   | -75,63  |

Πίνακας 4.23 Σύγκριση μέγιστων εντατικών μεγεθών υποστυλωμάτων κατά τη διεύθυνση Υ

| ΣΥΓΚΡΙΣΗ Δ.Φ.Μ. - ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ) |         |         |         |        |          |         |
|--|---------|---------|---------|--------|----------|---------|
| ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ                               |         |         |         |        |          |         |
| ΣΤΑΘΜΗ   | Ρ (KN)  |         | V2 (KN) |        | M3 (KNm) |         |
|  | Δ.Φ.Μ.  | Γ.Α.Χ.  | Δ.Φ.Μ.  | Γ.Α.Χ. | Δ.Φ.Μ.   | Γ.Α.Χ.  |
| ΙΣΟΓΕΙΟ  | -896,60 | -966,43 | 94,60   | 118,52 | 264,85   | 225,34  |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ  | -736,35 | -839,46 | 113,76  | 108,24 | 170,92   | -246,53 |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ  | -576,54 | -704,84 | 82,97   | 109,27 | -149,37  | -238,67 |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ  | -424,30 | -559,75 | 109,99  | 154,84 | -195,84  | 264,95  |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ  | -279,32 | -388,42 | 75,92   | 137,60 | -175,42  | -240,95 |
| ΔΩΜΑ   | -148,73 | -242,87 | 52,78   | 130,93 | -86,87   | -199,66 |

Πίνακας 4.24 Σύγκριση μέγιστων εντατικών μεγεθών τοιχωμάτων κατά τη διεύθυνση Χ

| ΣΥΓΚΡΙΣΗ Δ.Φ.Μ. - ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ) |         |         |         |        |          |         |
|--|---------|---------|---------|--------|----------|---------|
| ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ                               |         |         |         |        |          |         |
| ΣΤΑΘΜΗ   | Ρ (KN)  |         | V3 (KN) |        | M2 (KNm) |         |
|  | Δ.Φ.Μ.  | Γ.Α.Χ.  | Δ.Φ.Μ.  | Γ.Α.Χ. | Δ.Φ.Μ.   | Γ.Α.Χ.  |
| ΙΣΟΓΕΙΟ  | -799,12 | -891,09 | 84,98   | 163,39 | 306,36   | 444,58  |
| Α' ΟΡΟΦΟΣ  | -668,32 | -797,63 | 128,86  | 199,54 | 255,48   | 500,27  |
| Β' ΟΡΟΦΟΣ  | -534,95 | -700,29 | 83,70   | 155,30 | -198,20  | 461,66  |
| Γ' ΟΡΟΦΟΣ  | -411,77 | -605,49 | 75,06   | 172,55 | -203,65  | 407,80  |
| Δ' ΟΡΟΦΟΣ  | -272,48 | -420,78 | 33,12   | 86,05  | -134,56  | -296,94 |
| ΔΩΜΑ   | -144,14 | -271,33 | 40,23   | 131,04 | -74,98   | -203,62 |

Πίνακας 4.25 Σύγκριση μέγιστων εντατικών μεγεθών τοιχωμάτων κατά τη διεύθυνση Υ

Συμπερασματικά, παρατηρείται πως η Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας –αν και με μειωτικούς συντελεστές- παρουσιάζει ελαφρώς δυσμενέστερα αποτελέσματα όσον αφορά την αξονική δύναμη Ρ, τις τέμνουσες V<sub>2</sub>, V<sub>3</sub> και τις ροπές M<sub>2</sub>, M<sub>3</sub> τόσο στα υποστυλώματα όσο και στα τοιχώματα.



### 5 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

#### 5.1 Γενικά

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης προσεγγίζουν με έναν ρεαλιστικότερο τρόπο τη σεισμική απόκριση των δομημάτων, αποτιμούν δηλαδή πιο αξιόπιστα μία υφιστάμενη κατασκευή καθώς λαμβάνουν υπόψη τις ανακατανομές των εσωτερικών εντάσεων λόγω των προκαλούμενων βλαβών των επιμέρους στοιχείων (πλαστικοποιήσεις στις ακραίες διατομές). Με άλλα λόγια προσμετρούν το γεγονός πως το δόμημα εισέρχεται στην ανελαστική περιοχή.

Οι ανελαστικές αναλύσεις που εφαρμόζονται στο παρόν πόνημα με στόχο το ρεαλιστικό προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης της υπό μελέτη κατασκευής είναι η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Static Pushover Analysis) και η Ανελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας (Non-Linear Time History Analysis).

#### 5.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση – Θεωρητικά Στοιχεία

##### 5.2.1 Ορισμός και στόχος

Η Ανελαστική Στατική Ανάλυση ορίζεται ως εξής: «Ένα προσομοίωμα που άμεσα ενσωματώνει μη γραμμικότητες υλικού μετατοπίζεται μέχρι κάποιας στοχευόμενης μετακίνησης, ενώ υπολογίζονται οι εσωτερικές παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη. Τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά των επιμέρους στοιχείων 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 εντατικών μεγεθών στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στη 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).

##### 5.2.2 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 με 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, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης ( $V - S_d$ ) χαρακτηριστικού σημείου της κατασκευής (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στην κορυφή του. 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. 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 θα γίνει μία σύντομη αναφορά των μεθόδων αυτών στην παρούσα εργασία όμως ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης θα γίνει αυτόματα από το λογισμικό SAP2000.

### 5.2.3 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 κατάστασης του, η σύνταξη ιστορικού της κατασκευής και της συντήρησής του, η καταγραφή 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 ή/και των προστιθέμενων υλικών. Κατά τον Ευρωκώδικα 8 οι απαιτήσεις είναι σχεδόν οι ίδιες με μικρές διαφοροποιήσεις στον καθορισμό της Σ.Α.Δ. (ή κατά τον ΕΚ8 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 μία 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.

### 5.2.4 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 πλήρως υποκειμένου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

### 5.2.5 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 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 μεταελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

Σύμφωνα με τα προβλεπόμενα από τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1, είναι δυνατό να εφαρμοσθούν οι εξής κατανομές:

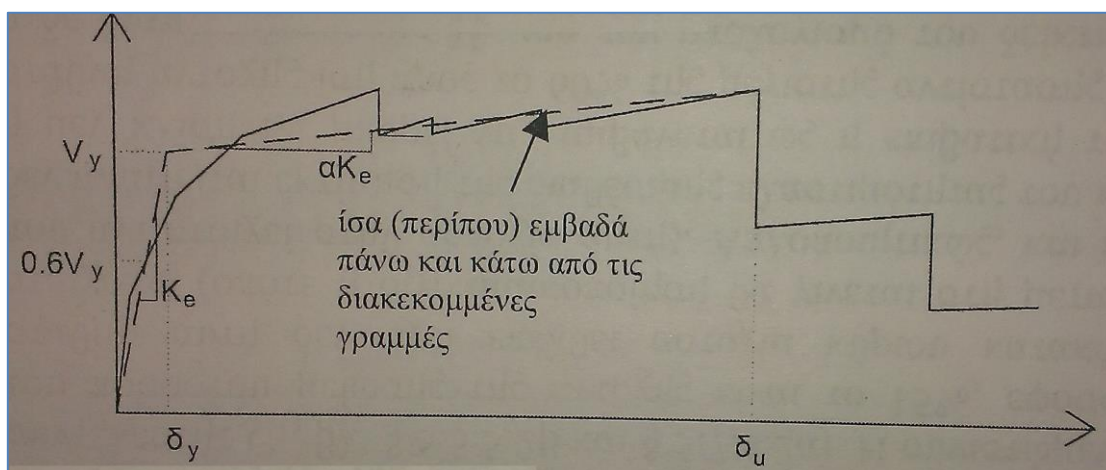
- i. *Ομοιόμορφη*, αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
- ii. *Ιδιομορφική*, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική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

### 5.2.6 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 επιτελεσματικότητας 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) συνίσταται να είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου  $K_e$  και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με  $K_s = \alpha K_e$ . 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 διακεκομμένες γραμμές.



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  $V_{max}$ .

### 5.2.7 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 επιτελεστικότητα των μελών. Οι συνηθέστερες μέθοδοι υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης είναι αυτές του φάσματος ικανότητας του ATC-40, η μέθοδος των συντελεστών, καθώς και βελτιωμένες μέθοδοι που διαφοροποιούνται 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.

Γενικά, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η κατανομή των φορτίων στους ορόφους γίνεται σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

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

όπου,  $V = \sum F_i$  είναι η τέμνουσα βάσης. Οι συντελεστές  $\varphi_i$  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 (Εξ. 5.2), η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβάθμιου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν ισούται με την 1<sup>η</sup> ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου, ακόμη και εάν οι συντελεστές  $\varphi_i$  ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1<sup>ου</sup> ιδιοδιανύσματος.

Η εξίσωση (5.2) χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του κτηρίου σε φάσμα ικανότητας (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβάθμιου 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

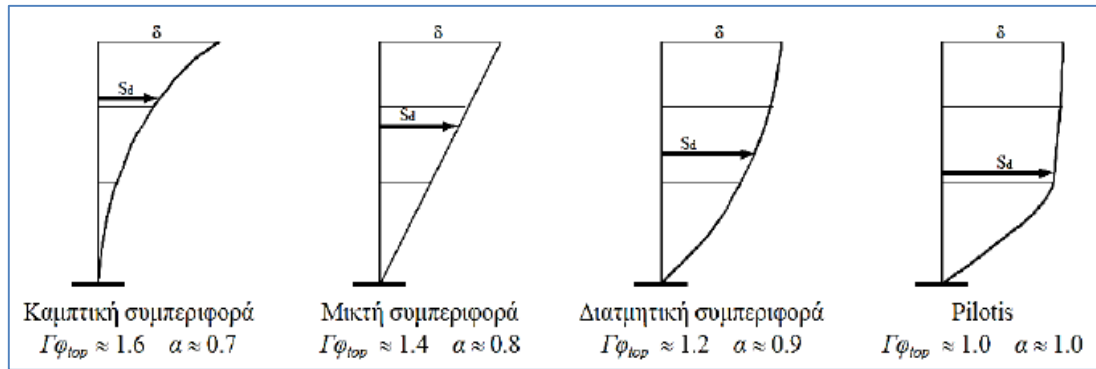
$m_{ολ}$ : συνολική μάζα πολυβαθμίου

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

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

$\Delta$  : μετακίνηση οροφής

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



Σχήμα 5.2 Τιμές συντελεστή α για χαρακτηριστικούς τρόπους συμπεριφοράς

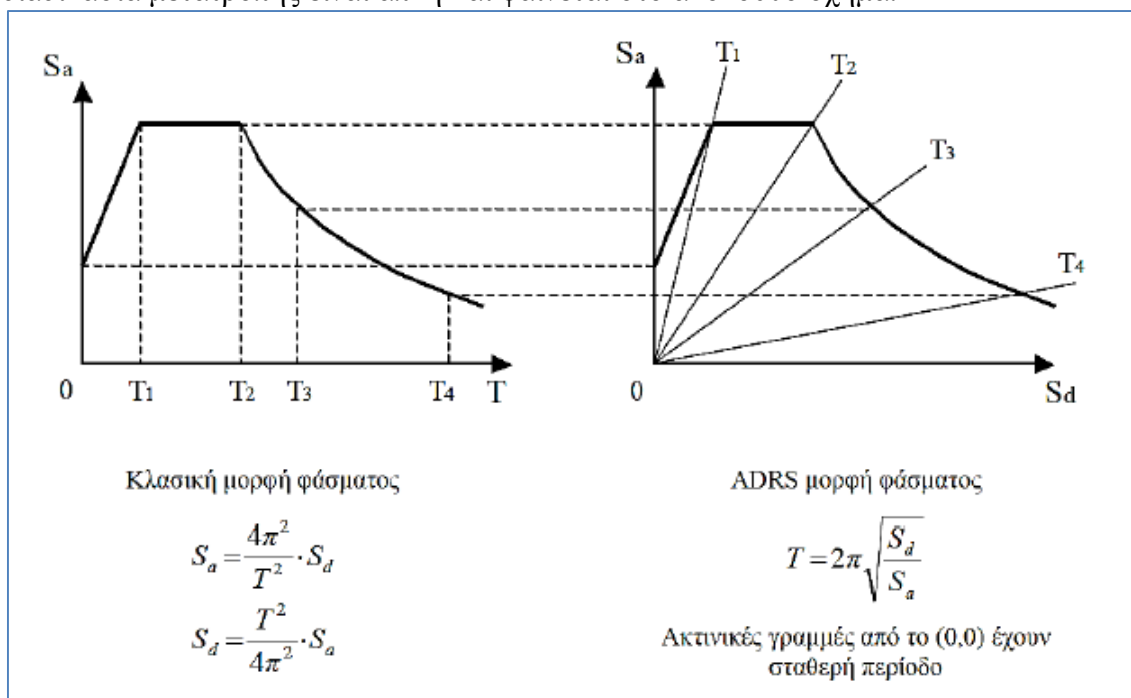
• Μέθοδος του Φάσματος Ικανότητας του ATC-40

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 επιτελεσματικότητας, αντιστοιχεί στην στοχευόμενη μετακίνηση υπό 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 ζ=5% στο πεδίο επιτάχυνση-μετακίνηση (μορφή ADRS)

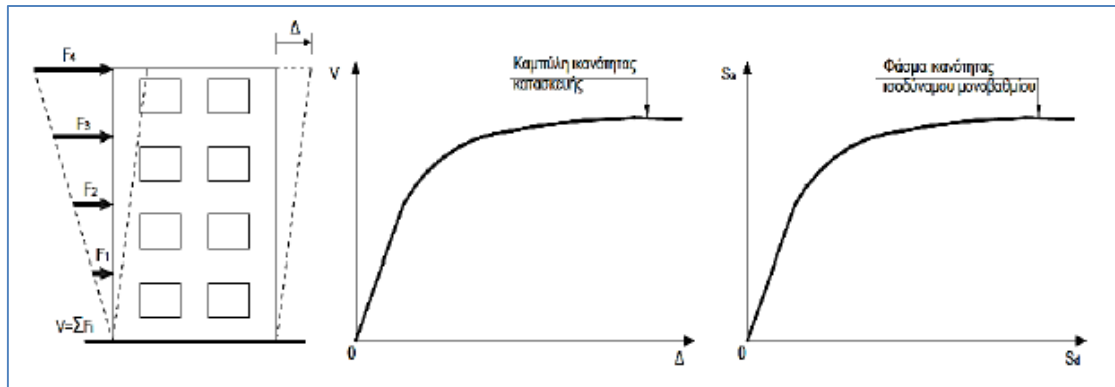
Η διαδικασία μετατροπής είναι απλή και φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 5.3 Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε μορφή ADRS

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

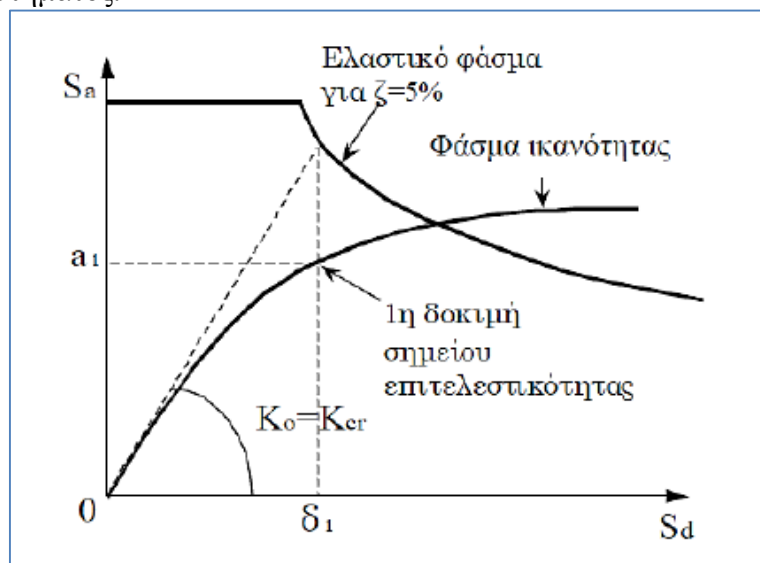
Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές της τέμνουσας βάσης θεωρώντας κατανομή των φορτίων καθ' ύψος συμβατή με την αναμενόμενη μορφή μετακινήσεων, όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Στη συνέχεια, η καμπύλη αυτή μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας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



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

**Βήμα 3:** Εύρεση 1<sup>ου</sup> σημείου δοκιμών

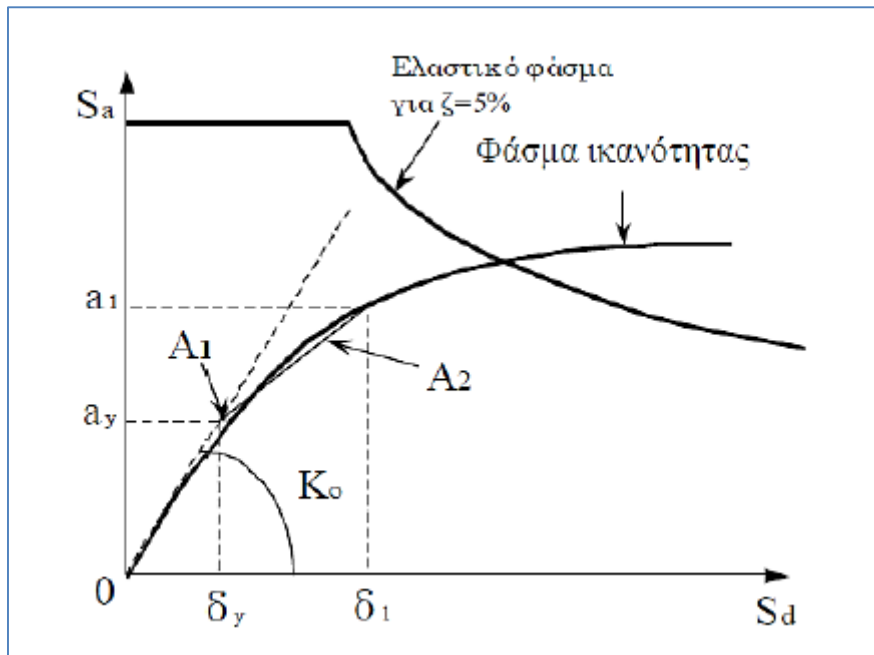
Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση 5% υπολογίζεται η μετακίνηση  $\delta_1$  για τη δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση  $\delta_1$  υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα ικανότητας 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>ου</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:

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

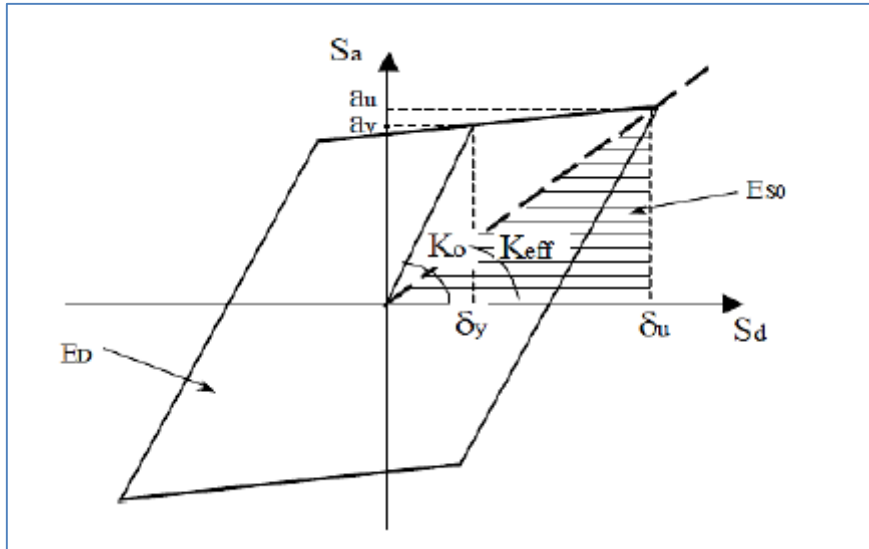
όπου:

$\zeta_{ελ}$  : 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 Chopra (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 Chopra

Η σχέση του Chopra υπερεκτιμά την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας και κατασκευές χωρίς καλή πλαστική συμπεριφορά. Γι' αυτό, στον 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<br>αντισεισμικές<br>κατασκευές | Μέτριες αντισεισμικά<br>κατασκευές | Φτωχές αντισεισμικά<br>κατασκευές |
|---|--|------------------------------------|-----------------------------------|
| Μικρή<br>(κοντά στο επίκεντρο)                                  | A  | B                                  | C                                 |
| Μεγάλη<br>(μακριά από επίκεντρο,<br>γενικώς για ζώνες III & IV) | B  | C                                  | C                                 |

Πίνακας 5.1 Τύποι συμπεριφοράς κτηρίων

Θεωρώντας στην Εξίσωση (5.9)  $a_u = a_1$  και  $\delta_u = \delta_1$  προκύπτει η εξίσωση:

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



| Τύπος συμπεριφοράς | $\zeta_{\text{ιστ}} (\%)$ | $\kappa$   |
|--------------------|---------------------------|--|
| A                  | $\leq 16.25$              | 1.00   |
|                    | $> 16.25$                 | $1.13 - \frac{0.51 \cdot (a_y \cdot \bar{\delta}_u - \bar{\delta}_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \bar{\delta}_u}$   |
| B                  | $< 25$                    | 0.67   |
|                    | $> 25$                    | $0.845 - \frac{0.446 \cdot (a_y \cdot \bar{\delta}_u - \bar{\delta}_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \bar{\delta}_u}$ |
| C                  | Όλες οι τιμές             | 0.33   |

Πίνακας 5.2 Τιμές διορθωτικού συντελεστή  $\kappa$

Βήμα 6: Απομοίωση 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  $SR_V$ ,

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

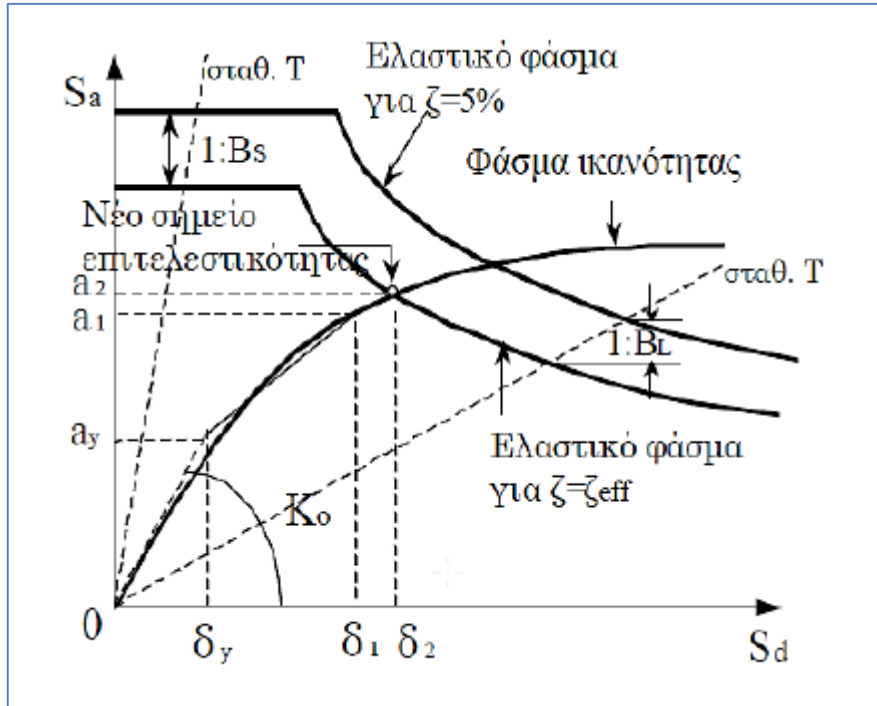
$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln \zeta_{\text{eff}}}{1.65} \geq SR_{V,\text{min}} \quad (5.12)$$

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

| Τύπος συμπεριφοράς | $SR_{A,\text{min}}$ | $SR_{V,\text{min}}$ |
|--------------------|---------------------|---------------------|
| 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  $\zeta = \zeta_{\text{eff}}$  και του φάσματος ικανότητας ορίζει το νέο σημείο επιτελεστικότητας. Η προβολή αυτού του σημείου στους άξονες  $S_a$  και  $S_d$  ορίζει τη 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 επιτελεστικότητας

Βήμα 7: Έλεγχος σύγκλισης

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

$$0.95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1.05 \cdot \delta_1 \tag{5.13}$$

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 εξίσωσης (5.6) και εξετάζεται 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 στον FEMA 356 και τον ATC- 40 αποτελεί την πιο εύχρηστη από τις 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 έτσι 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 (βλ. §5.2.6)

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

$K_i$ : η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία

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

Βήμα 4: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης,  $\delta_t$ .

Η στοχευόμενη μετακίνηση,  $\delta_t$ , 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 του ανωτέρου 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>ης</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 εξίσωσης:

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

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 καμπής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα) και σύμφωνα με τον 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  $\varphi_i$  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 | Διατημητικά 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:

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

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

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  $T_s = T_e$  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:

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

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

$W$ : το συνολικό βάρος της κατασκευής

$C_m$ : συντελεστής που δηλώνει την ενεργό μάζα και μπορεί να λαμβάνεται ίσος με το λόγο της 1<sup>ης</sup> 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. εκαρεμούς | 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  $C_m$

$C_2$ : ο διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη 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 την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξεως (P – Δ). Λαμβάνεται ίσος με:

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

$$C_3 = 1 + \frac{|a| \cdot (R - 1)^{3/2}}{T_e} \quad \text{για } (K_S < 0)$$

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)

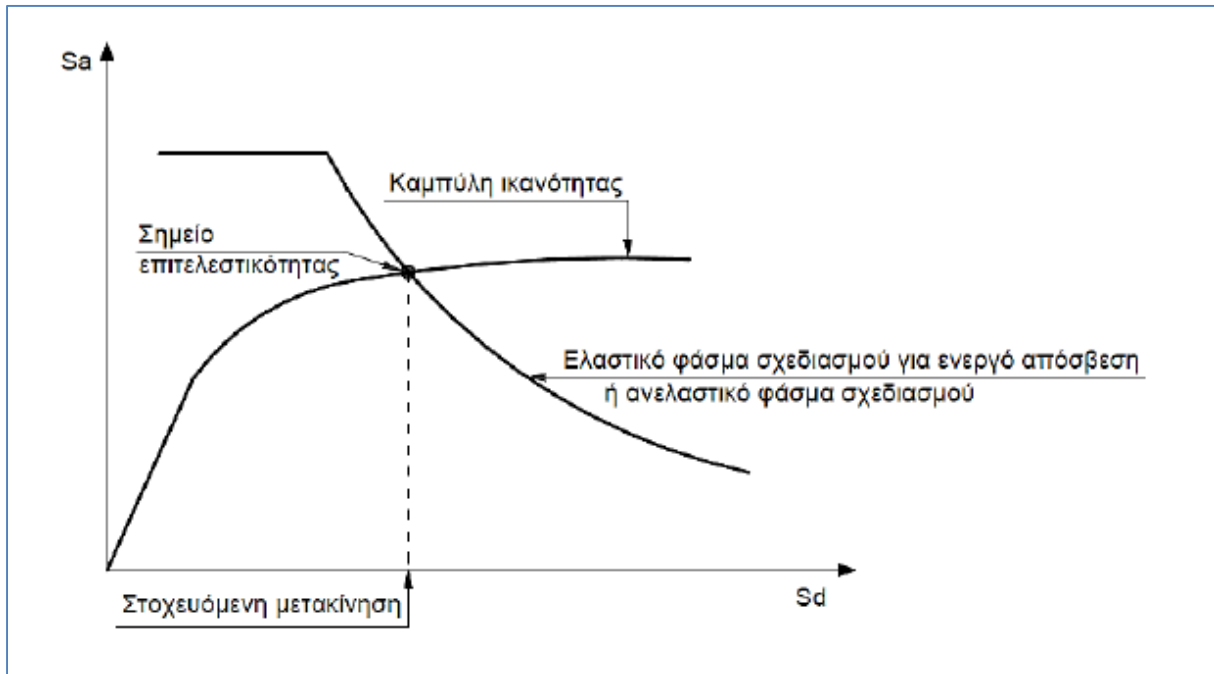
Στη συνήθη περίπτωση (για κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα και από τοιχοποιία), όπου  $\theta < 0.1$ , λαμβάνεται  $C_3 = 1.0$ .

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.

### 5.2.8 Υπολογισμός σημείου επιτελεστικότητας

Στη γενική της διατύπωση η διαδικασία προσδιορισμού του σημείου επιτελεστικότητας με τις περισσότερες εκ των παραπάνω μεθόδων (§ 5.2.7) είναι η ακόλουθη. Αρχικά σχεδιάζεται 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 επιτελεστικότητας (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

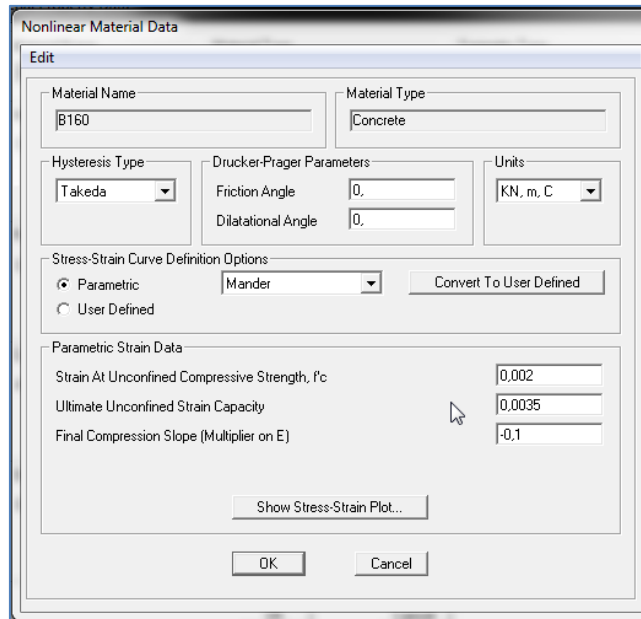
Η διαδικασία είναι επαναληπτική μέχρι να προσδιορισθεί με βάση το παραπάνω κριτήριο η μέγιστη απαιτούμενη μετελαστική μετακίνηση. Αφού βρεθεί το τελικό σημείο τομής σε όρους φασματικών μεγεθών (δηλαδή στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα) υπολογίζονται με τις σχέσεις μετατροπής η μέγιστη μετακίνηση οροφής του κτηρίου και η τέμνουσα βάση. Εναλλακτικά αν αναφερθούμε σε όρους πλαστιμότητας  $\mu$ , 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.

### 5.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση – Εφαρμογή στο πρόγραμμα SAP2000

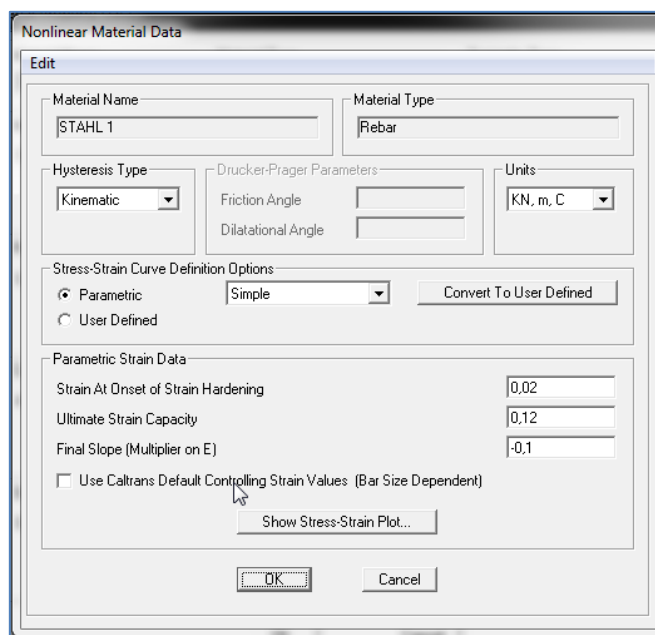
#### 5.3.1 Ορισμός των Κριτηρίων Αστοχίας των Υλικών

Αρχικά, εισάγεται στο πρόγραμμα ο μη – γραμμικός χαρακτήρας των υλικών, του σκυροδέματος και του χάλυβα. Ως τιμή για την παραμόρφωση διαρροής του σκυροδέματος υιοθετείται η  $\epsilon_{cy} = 2\%$  ενώ ως παραμόρφωση αστοχίας της θλιβόμενης ζώνης υιοθετείται η τιμή  $\epsilon_{cu} = 3.5\%$ . Ως παραμόρφωση διαρροής για το χάλυβα υιοθετείται η τιμή  $\epsilon_{sy} = 2.0\%$ . Η εισαγωγή τους στο πρόγραμμα SAP2000 πραγματοποιείται ως εξής:

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



Σχήμα 5.10 Εισαγωγή κριτηρίων αστοχίας σκυροδέματος στο πρόγραμμα SAP2000



Σχήμα 5.11 Εισαγωγή κριτηρίων αστοχίας χάλυβα στο πρόγραμμα SAP2000

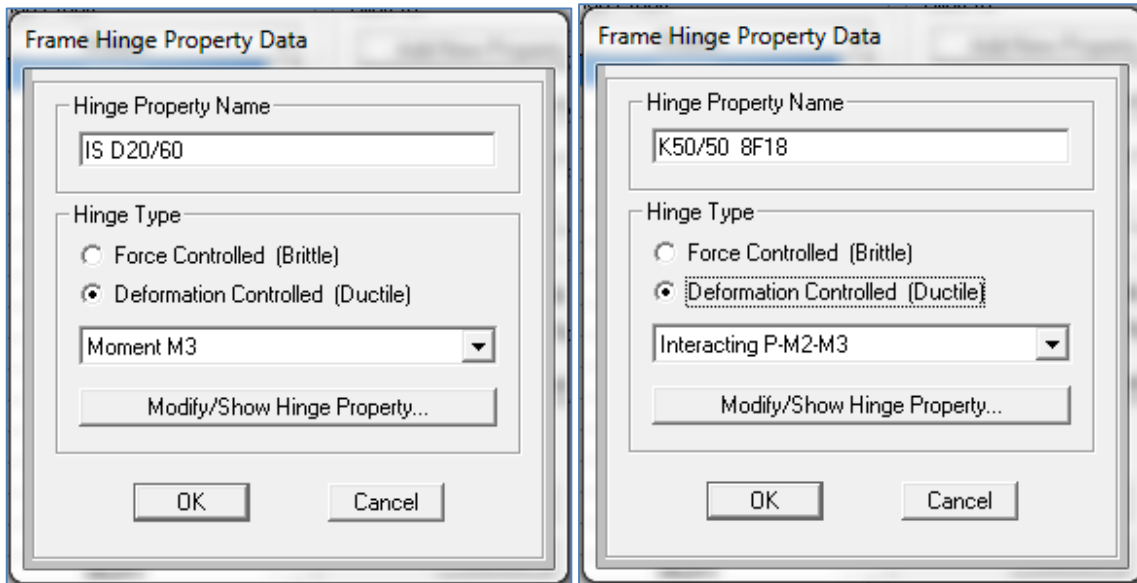
### 5.3.2 Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στις διατομές

Στο στάδιο αυτό εισάγονται τα χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης των διατομών. Τελικός στόχος της ανάλυσης είναι να προβλεφθούν τα σημεία εκδήλωσης ανελαστικών παραμορφώσεων της κατασκευής καθώς και ο τρόπος εκδήλωσής τους. Η εισαγωγή των χαρακτηριστικών πλαστικοποίησης των διατομών στο πρόγραμμα SAP2000 πραγματοποιείται ακολουθώντας τις παρακάτω εντολές.

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

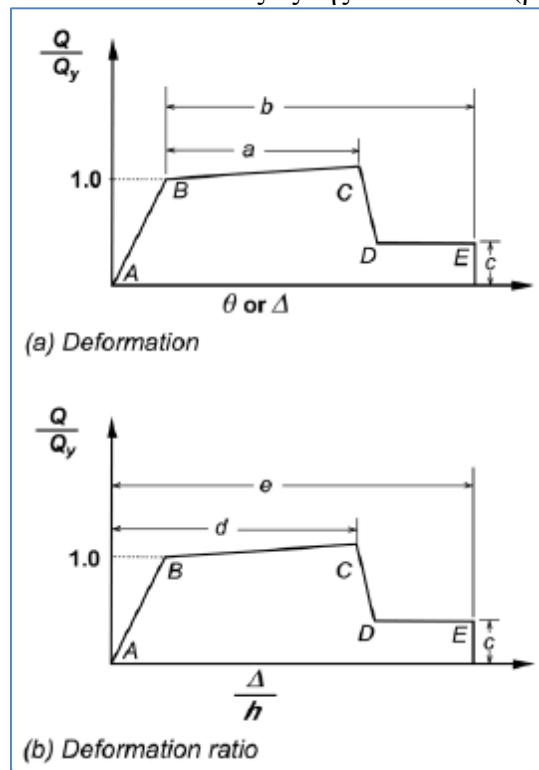
Επιλέγεται πλάστιμος τρόπος αστοχίας (Ductile), καθώς και έλεγχος μετακινήσεων (Deformation Control). Για τις δοκούς κρίσιμη ορίζεται η αστοχία λόγω καμπτικής ροπής περί

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).



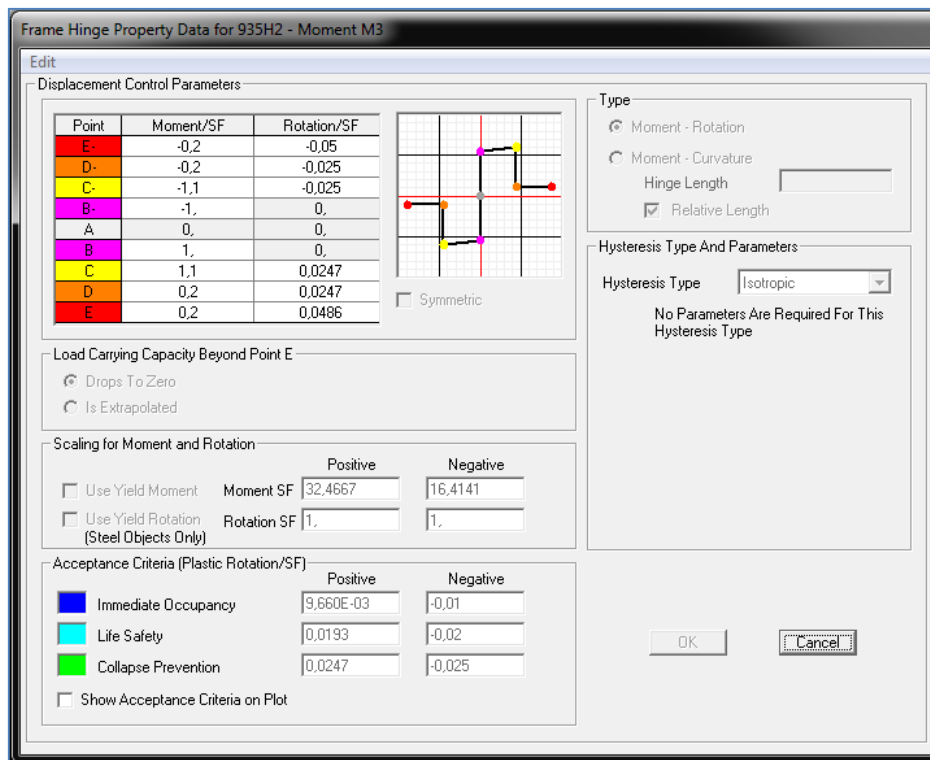
Σχήμα 5.12 Εισαγωγή ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων σε δοκούς και υποστυλώματα αντίστοιχα στο πρόγραμμα SAP2000

Τα πλαστικά μεγέθη παραμόρφωσης εισάγονται στο λογισμικό λαμβάνοντας υπόψη την ιδεατή καμπύλη παραμόρφωσης (M-θ) όπως αυτή υπαγορεύεται από τον εκάστοτε Κανονισμό. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιούνται οι διατάξεις της FEMA 356 (βλ. σχετικά κεφάλαιο 6).

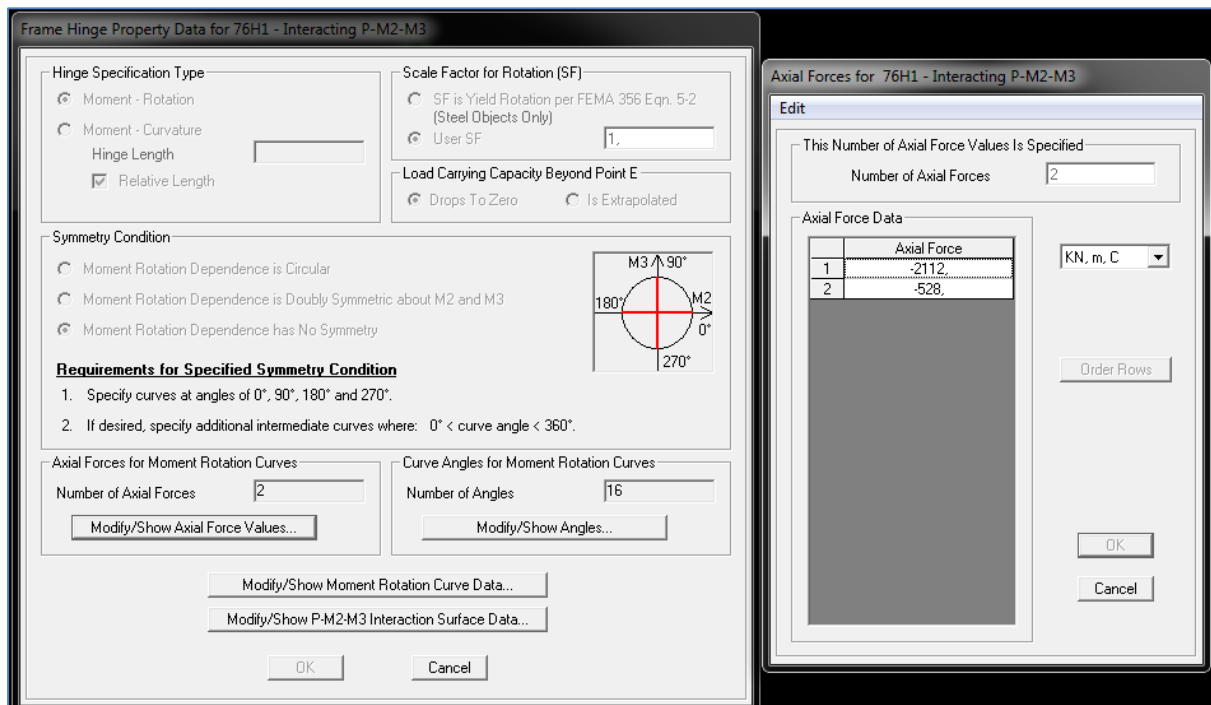


Σχήμα 5.13 Γενικευμένες σχέσεις δύναμης – μετατόπισης για στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα (FEMA 356)

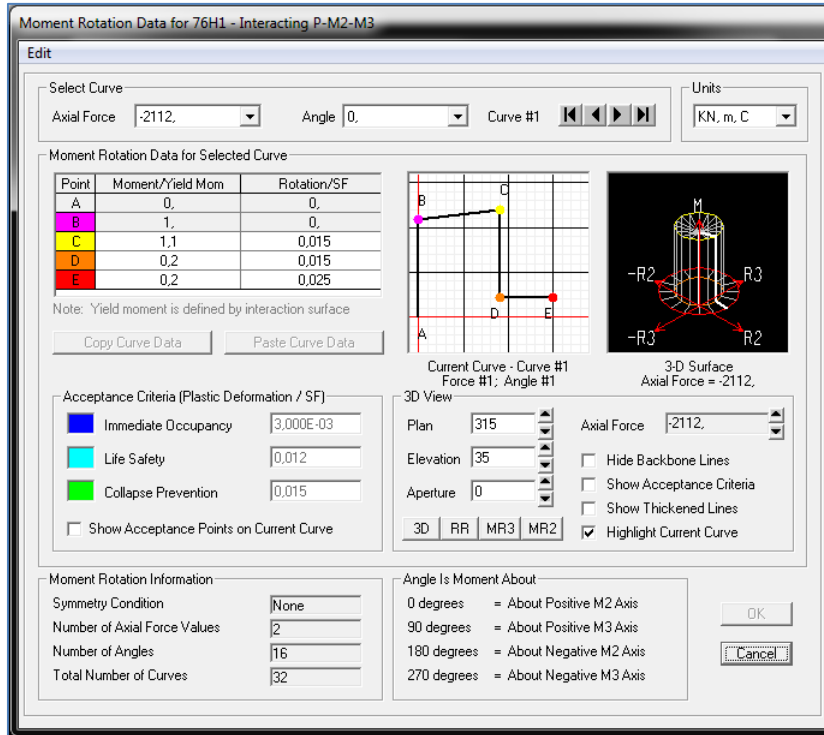




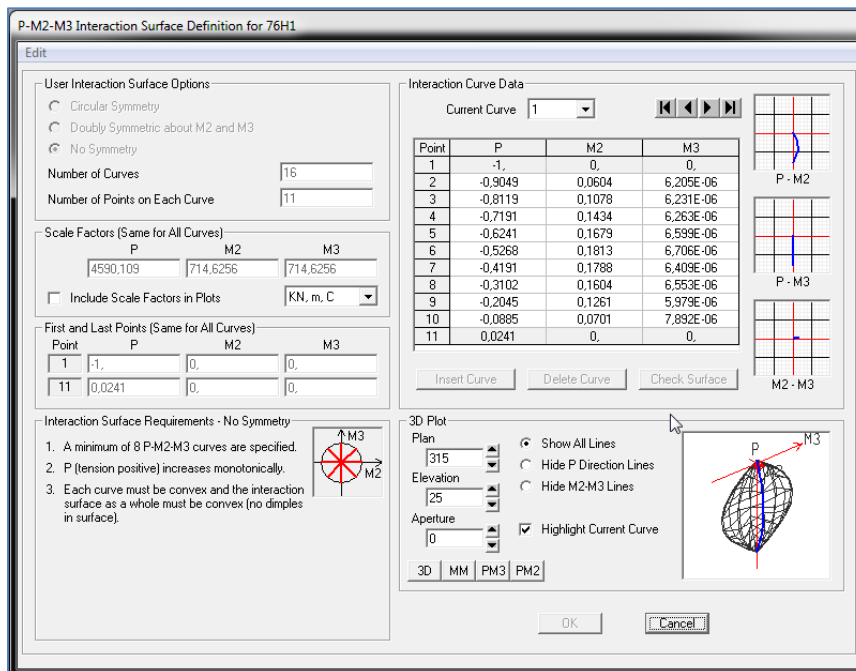
Σχήμα 5.14 Παραμορφωσιακά μεγέθη για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας σε διατομή δοκού σύμφωνα με τη FEMA 356 στο πρόγραμμα SAP2000



Σχήμα 5.15 Συμμετρία και τιμές αξονικών φορτίων διατομής υποστύλωματος στο πρόγραμμα SAP2000



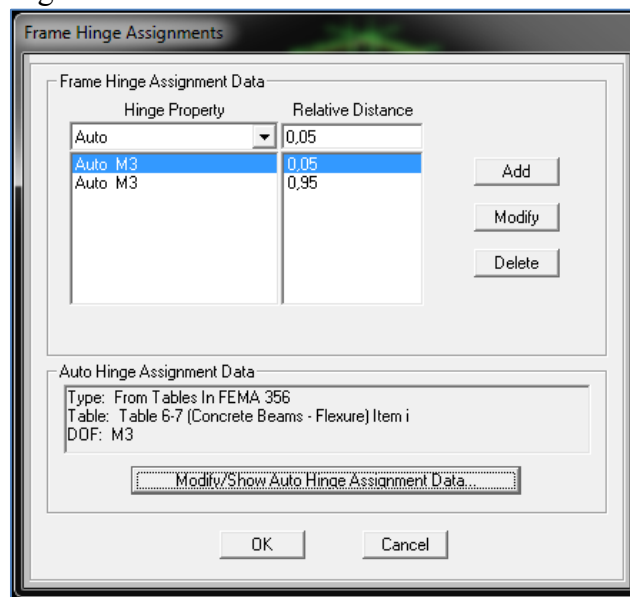
Σχήμα 5.16 Παραμορφωσιακά μεγέθη για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας σε διατομή υποστυλώματος σύμφωνα με τη FEMA 356 στο πρόγραμμα SAP2000



Σχήμα 5.17 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης σε διατομή υποστυλώματος στο πρόγραμμα SAP2000

Η εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων στις πιθανές θέσεις σχηματισμού τους (στα άκρα κάθε στοιχείου  $i=0.05$ ,  $j=0.95$ ) σε όλα τα δομικά μέλη πραγματοποιείται όπως φαίνεται παρακάτω, αφού επιλεγεί το εκάστοτε μέλος.

Assign → Frame → Hinges



Σχήμα 5.18 Προσδιορισμός της θέσης των πλαστικών αρθρώσεων σε κάθε δομικό στοιχείο στο πρόγραμμα SAP2000

### 5.3.3 Επιβολή φόρτισης

Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζεται η επιβολή φόρτισης της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover). Όπως αναφέρθηκε ανωτέρω στην παράγραφο §5.2.5 οι συνδυασμοί οριζόντιας φόρτισης ορίζονται με δύο τουλάχιστον διαφορετικές κατανομές, στην παρούσα εργασία ορίστηκαν σύμφωνα με την ομοιόμορφη και την ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή. Οι συνδυασμοί που ορίζονται κατά τις διευθύνσεις X, -X, Y και -Y της σεισμικής διέγερσης λαμβάνουν υπόψη και το 30% της συνεισφοράς της άλλης διεύθυνσης. Έτσι προκύπτουν οκτώ συνδυασμοί για κάθε κατανομή όπως παρατίθενται παρακάτω.

#### ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ

##### Κατά τη διεύθυνση X

- ΟΜΟΙΟΜ\_X +0.3Y
- ΟΜΟΙΟΜ\_X -0.3Y
- ΟΜΟΙΟΜ\_-X +0.3Y
- ΟΜΟΙΟΜ\_-X -0.3Y

##### Κατά τη διεύθυνση Y

- ΟΜΟΙΟΜ\_Y +0.3X
- ΟΜΟΙΟΜ\_Y -0.3X
- ΟΜΟΙΟΜ\_-Y +0.3X
- ΟΜΟΙΟΜ\_-Y -0.3X

#### ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ

##### Κατά τη διεύθυνση X

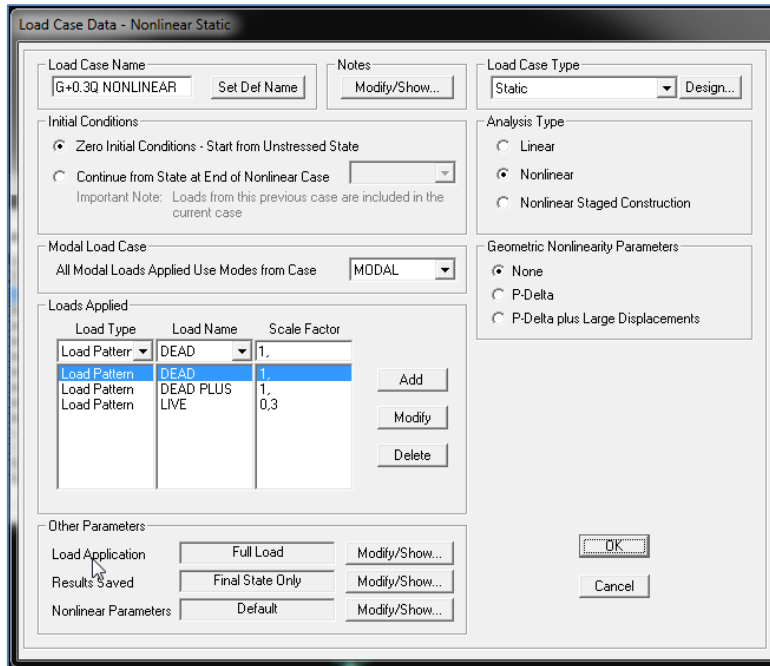
- TRIGON\_X +0.3Y
- TRIGON\_X -0.3Y
- TRIGON\_-X +0.3Y
- TRIGON\_-X -0.3Y

##### Κατά τη διεύθυνση Y

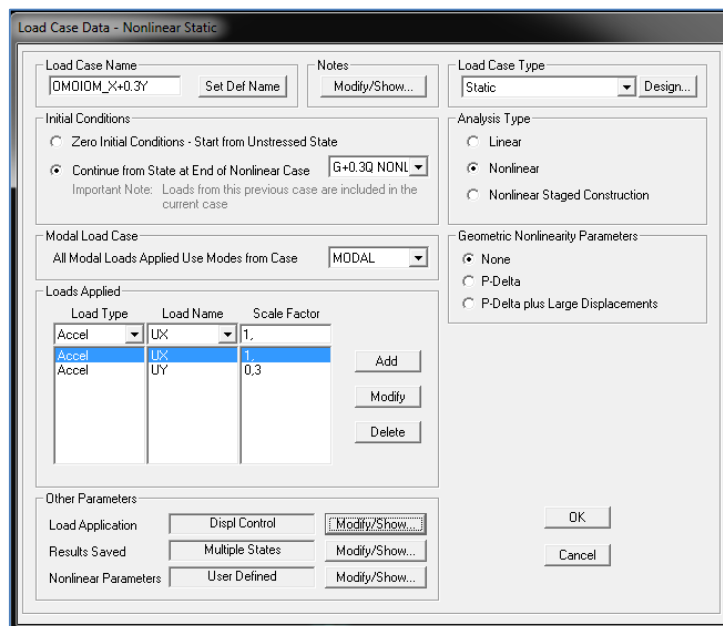
- TRIGON\_Y +0.3X
- TRIGON\_Y -0.3X
- TRIGON\_-Y +0.3X
- TRIGON\_-Y -0.3X

Η επιβολή των φορτίσεων πραγματοποιείται σε δύο στάδια. Σε πρώτη φάση επιβάλλονται τα μόνιμα και τα κινητά φορτία σύμφωνα με το συνδυασμό  $G+0.3Q$ , ώστε να προκληθούν οι αντίστοιχες εντάσεις και παραμορφώσεις. Οι αρχικές συνθήκες θεωρούνται μηδενικές και αποθηκεύεται το τελευταίο στάδιο της ανάλυσης. Στη συνέχεια εισάγονται οι παραπάνω οκτώ συνδυασμοί της ομοιόμορφης κατανομής και οι οκτώ της τριγωνικής κατανομής της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, λαμβάνοντας ως σημείο εκκίνησης την ολοκλήρωση της μη – γραμμικής στατικής ανάλυσης  $G+0.3Q$ . Η διαδικασία παρατίθεται στα ακόλουθα σχήματα.

Define → Load Cases → Add New Load Case



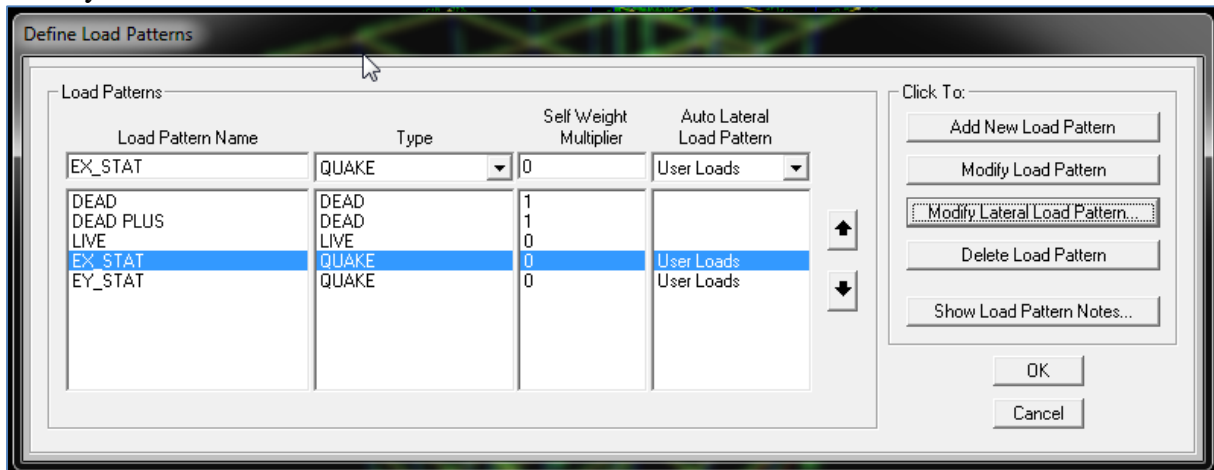
Σχήμα 5.19 Εισαγωγή αρχικών συνθηκών φόρτισης μη – γραμμικής ανάλυσης  $G + 0.3Q$  στο πρόγραμμα SAP2000



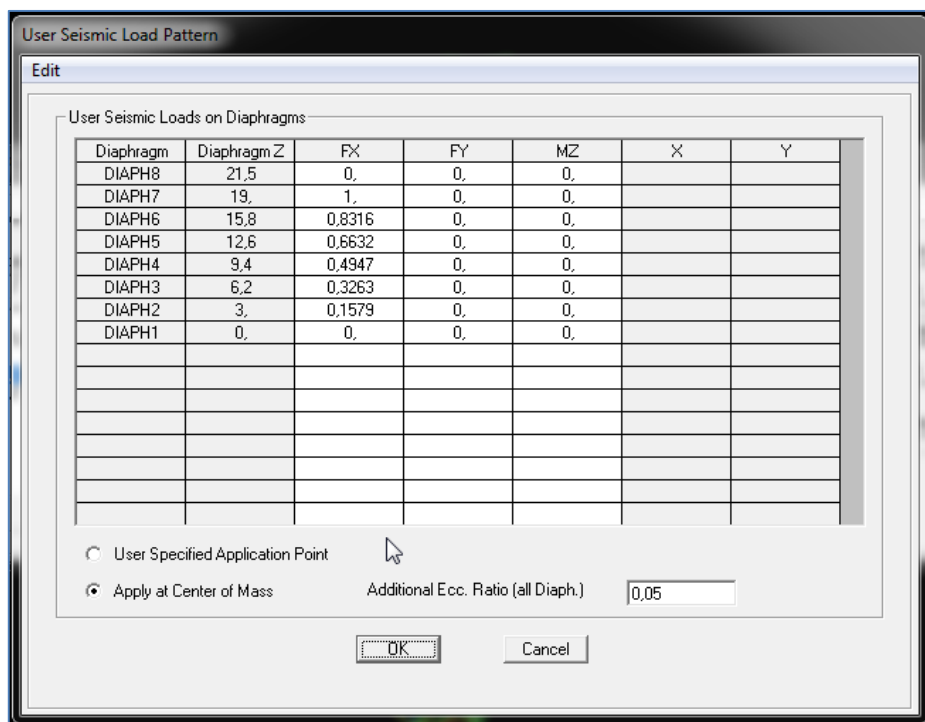
Σχήμα 5.20 Εισαγωγή ομοιόμορφης κατανομής – Συνδυασμός  $X + 0.3Y$  στο πρόγραμμα SAP2000

Στην τριγωνική κατανομή λαμβάνεται υπόψη η πρώτη ιδιομορφή. Η μέγιστη τιμή αντιστοιχεί στον τελευταίο όροφο (εσοχή) και ισούται με μονάδα, μειώνεται σταδιακά στους υποκείμενους ορόφους μέχρι που μηδενίζεται στο ισόγειο. Η παραπάνω φόρτιση εφαρμόζεται στα κέντρα μάζας του κάθε ορόφου για τις διευθύνσεις X και Y. Η εντολή που εισάγεται στο λογισμικό για τη δημιουργία της τριγωνικής κατανομής έχει ως εξής:

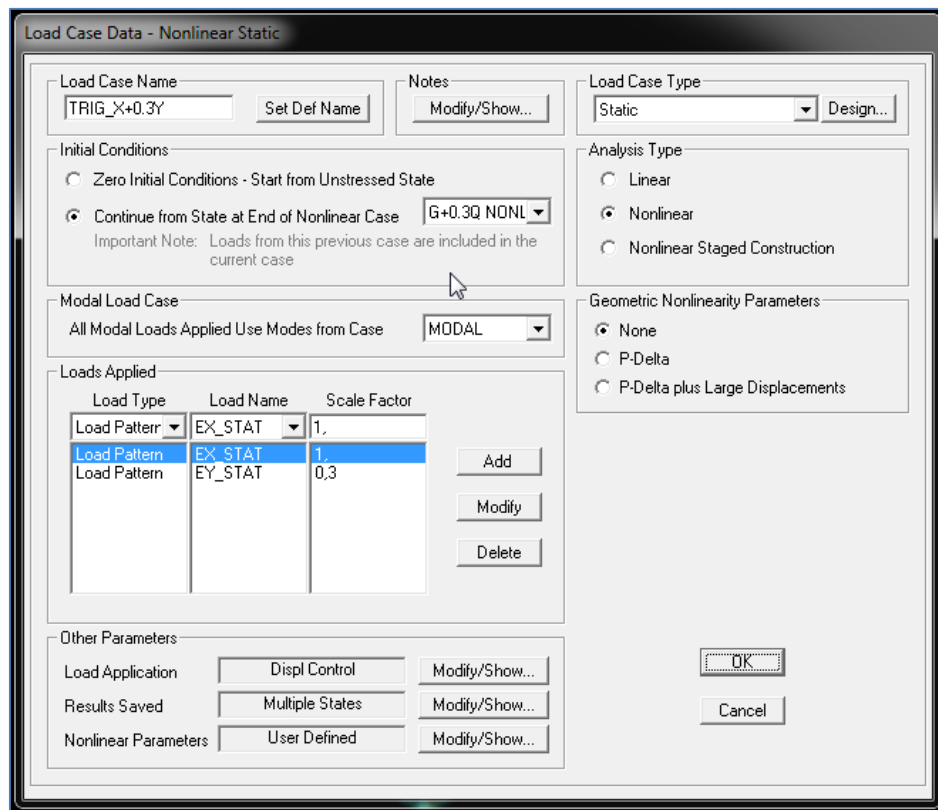
Define → Load Pattern → Ονομασία (QUAKE, User Loads) → Add New Load Pattern → Modify Lateral Load Pattern



Σχήμα 5.21 Εισαγωγή προτύπου φόρτισης τριγωνικής κατανομής κατά τη διεύθυνση X και Y στο πρόγραμμα SAP2000

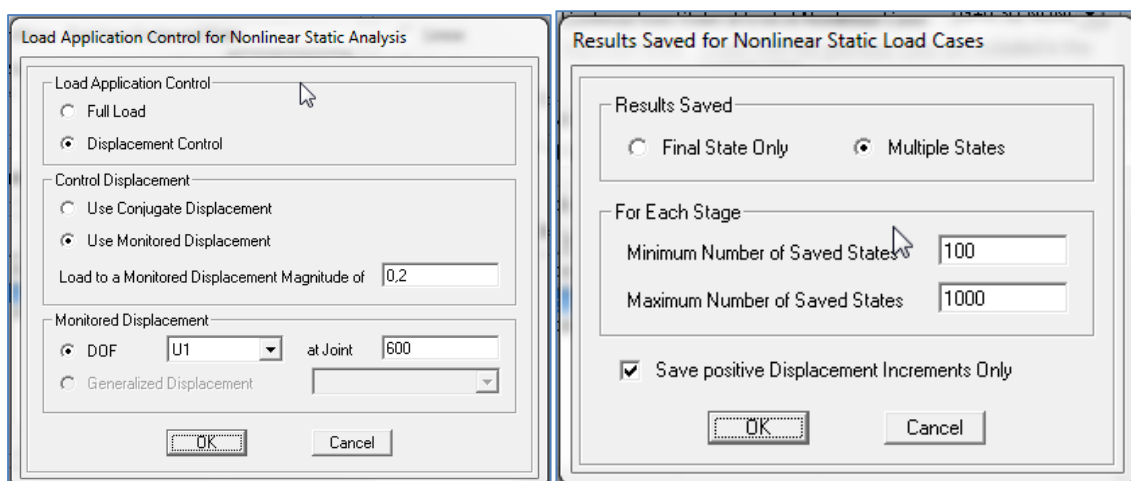


Σχήμα 5.22 Εισαγωγή τιμών φορτίων τριγωνικής κατανομής κατά τη διεύθυνση X στο πρόγραμμα SAP2000

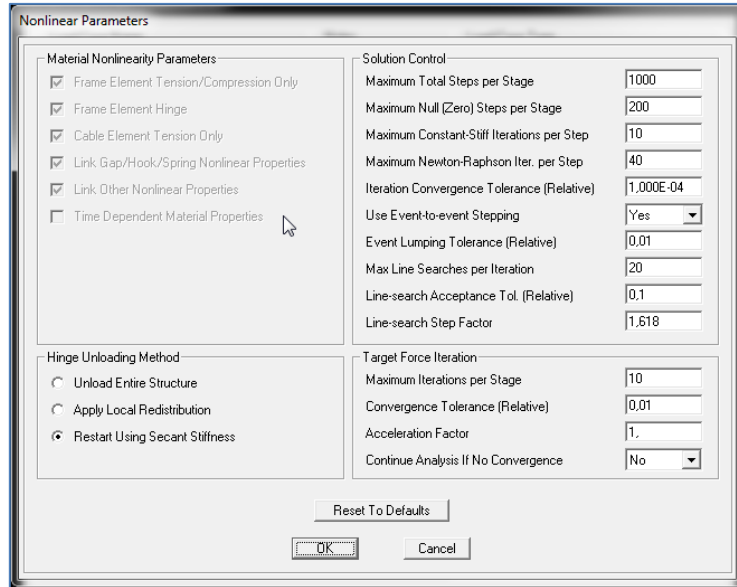


Σχήμα 5.23 Εισαγωγή τριγωνικής κατανομής κατά το συνδυασμό X + 0.3Y στο πρόγραμμα SAP2000

Για την κάθε φόρτιση επιλέγεται η μέθοδος ελεγχόμενης μετακίνησης από το μενού προσδιορισμού των παραμέτρων. Η ελεγχόμενη μετακίνηση εισάγεται ίση με 0.4m και ως κόμβος ελέγχου επιλέγεται ο κόμβος 600 που βρίσκεται πλησιέστερα στο κέντρο βάρους της εσοχής του τέταρτου ορόφου της κατασκευής. Οι οριζόντιες φορτίσεις επιβάλλονται επαυξητικά και σταδιακά από βήμα σε βήμα μέχρι η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου να φτάσει την ελεγχόμενη μετακίνηση.



Σχήμα 5.24 Εισαγωγή παραμέτρων συνδυασμών φόρτισης στο πρόγραμμα SAP2000

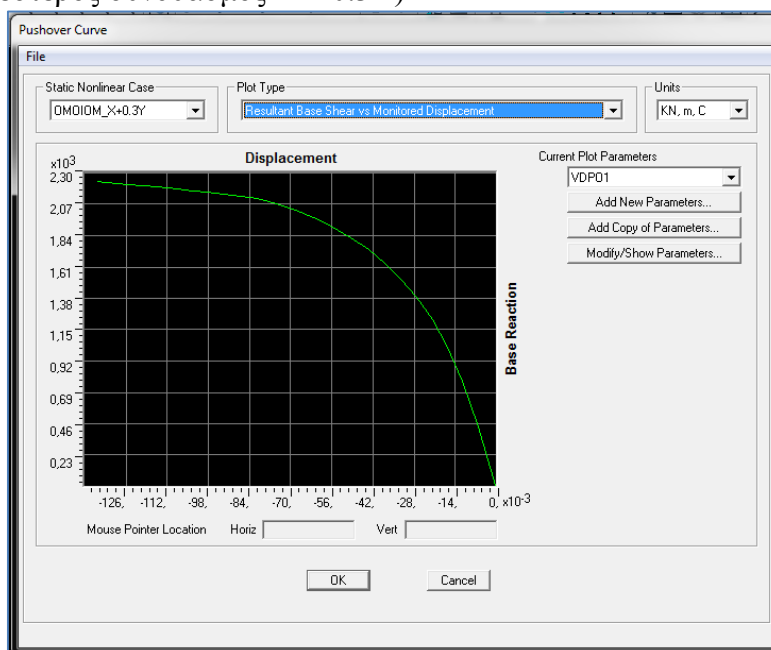


Σχήμα 5.25 Εισαγωγή παραμέτρων συνδυασμών φόρτισης στο πρόγραμμα SAP2000

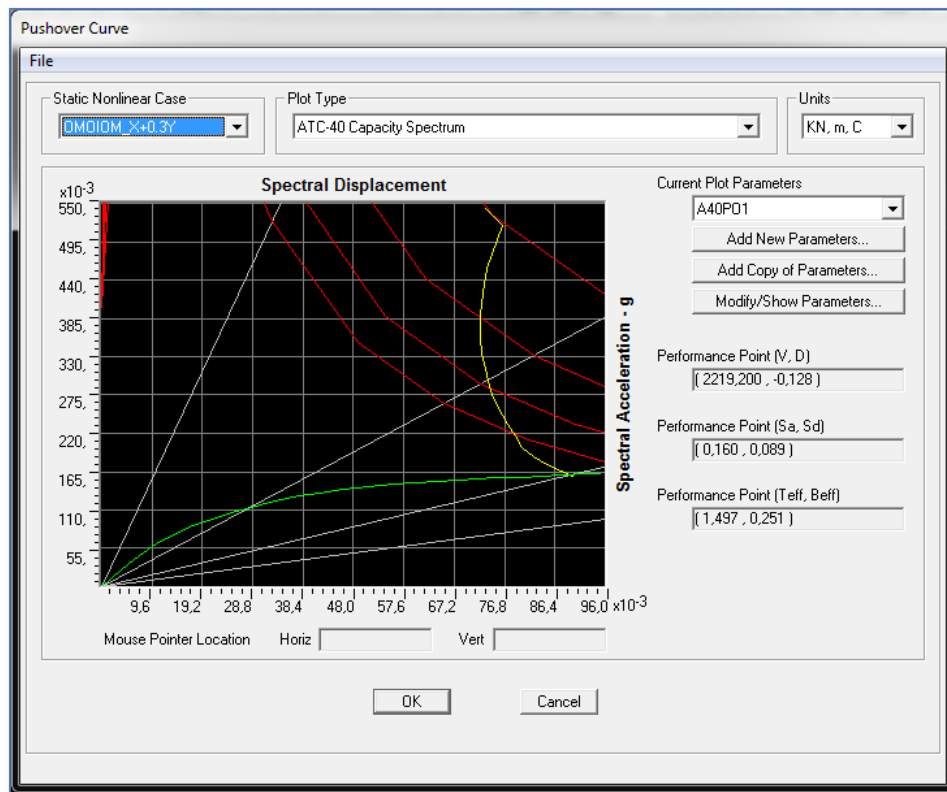
### 5.3.4 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover)

Παρακάτω παρατίθενται αναλυτικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης, οι καμπύλες ικανότητας  $V - S_d$  και τα φάσματα ικανότητας σε μορφή ADRS και αποτιμάται η κατασκευή σε κάθε περίπτωση φόρτισης. Στα σχήματα μορφής ADRS με κόκκινο χρώμα παρουσιάζεται 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 5.26 Καμπύλη ικανότητας – Διεύθυνση X στο πρόγραμμα SAP2000



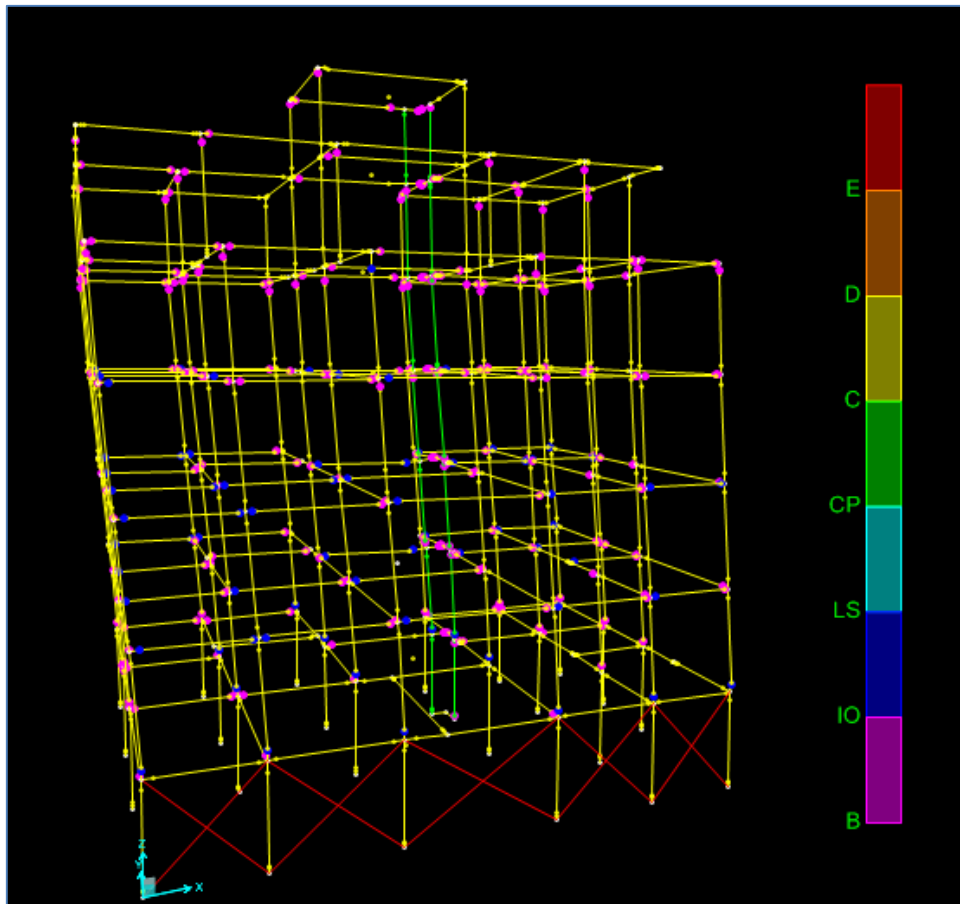
Σχήμα 5.27 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση X κατά ATC-40 στο πρόγραμμα SAP2000

Η ομοιόμορφη ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε 25 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, S_d) = (2219.2, -0.089)$  παρατηρήθηκε μεταξύ των βημάτων 23 και 24.

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (X+0.3Y) |               |                |
|---------------------|---------------|----------------|
| ΒΗΜΑ                | Sd(m)         | V(KN)          |
| 22                  | -0,084        | 2205,72        |
| 23                  | -0,088        | 2215,14        |
| <b>Σ.Ε.</b>         | <b>-0,089</b> | <b>2219,20</b> |
| 24                  | -0,093        | 2228,69        |
| 25                  | -0,095        | 2234,25        |

Πίνακας 5.7 Βήματα ανάλυσης – Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση X





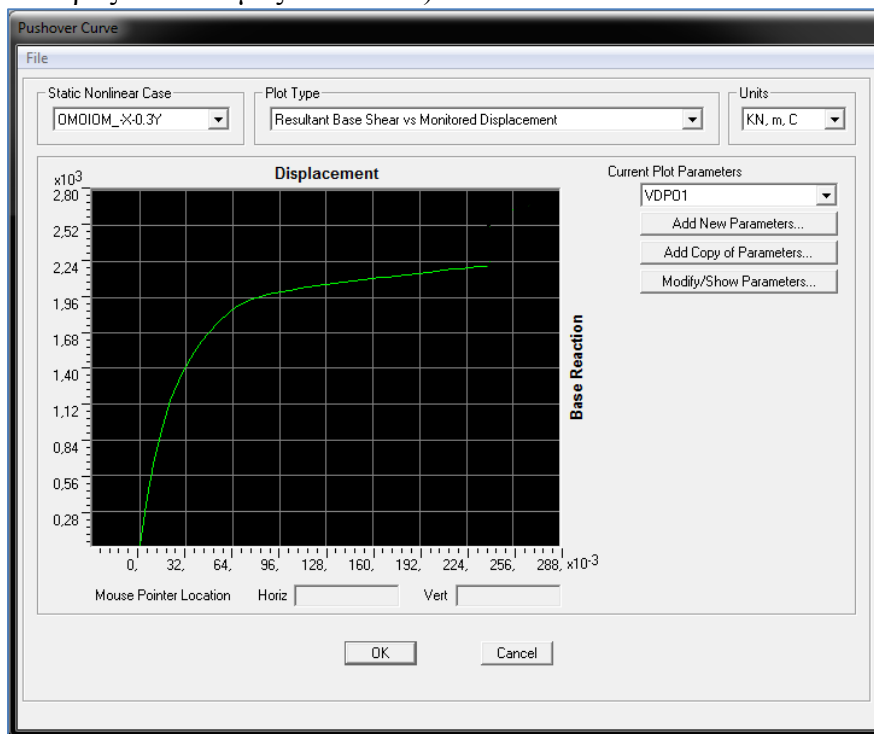
Σχήμα 5.28 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας κατά τη διεύθυνση X στο πρόγραμμα SAP2000

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (X+0.3Y) |                |               |            |            |           |          |          |          |          |          |            |
|---------------------|----------------|---------------|------------|------------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| ΒΗΜΑ                | V(KN)          | Sd(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                  | 2205,72        | -0,084        | 424        | 290        | 38        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| 23                  | 2215,14        | -0,088        | 420        | 278        | 54        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| <b>24</b>           | <b>2228,69</b> | <b>-0,093</b> | <b>416</b> | <b>264</b> | <b>72</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>752</b> |
| 25                  | 2234,25        | -0,095        | 414        | 256        | 82        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |

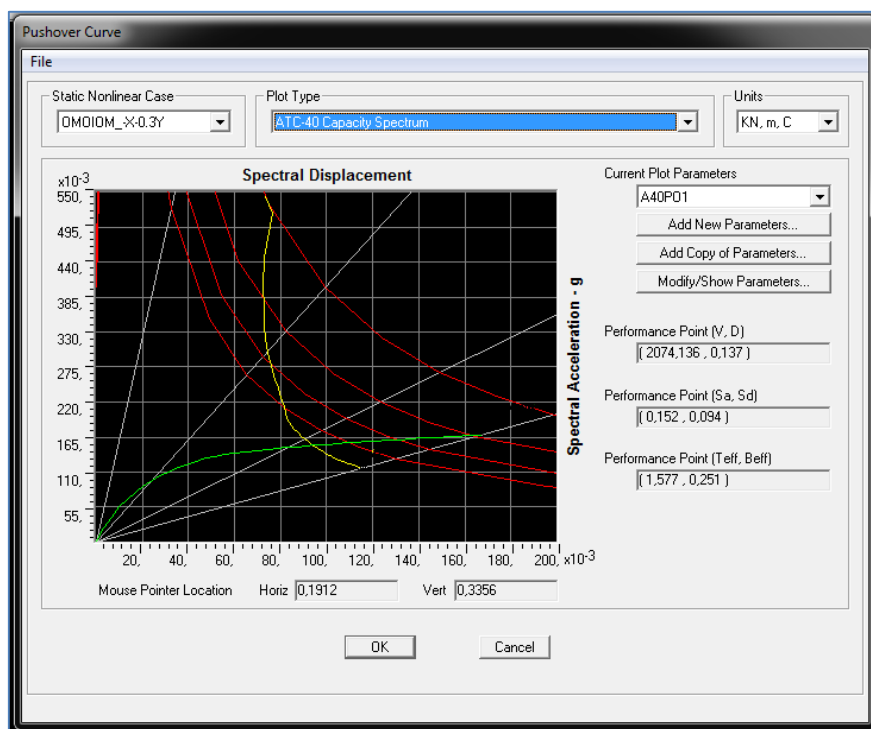
Πίνακας 5.8 Αριθμός και είδος πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση X στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

Όπως αποδεικνύεται στον παραπάνω πίνακα, αρκετά στοιχεία έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (χρώματα ροζ – σκούρο μπλε) όμως κανένα από αυτά δεν έχει ξεπεράσει το 75% της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία. Το γεγονός αυτό σημαίνει πως, αν ως στάθμη επιτελεστικότητας επιλεγθεί η «Προστασία Ζωής» τότε η κατασκευή επαρκεί και δεν απαιτείται κάποια ενίσχυσή της.

- Ομοιόμορφη κατανομή – Διεύθυνση -X  
(Δυσμενέστερος συνδυασμός -X - 0.3Y)



Σχήμα 5.29 Καμπύλη ικανότητας – Διεύθυνση -X στο πρόγραμμα SAP2000

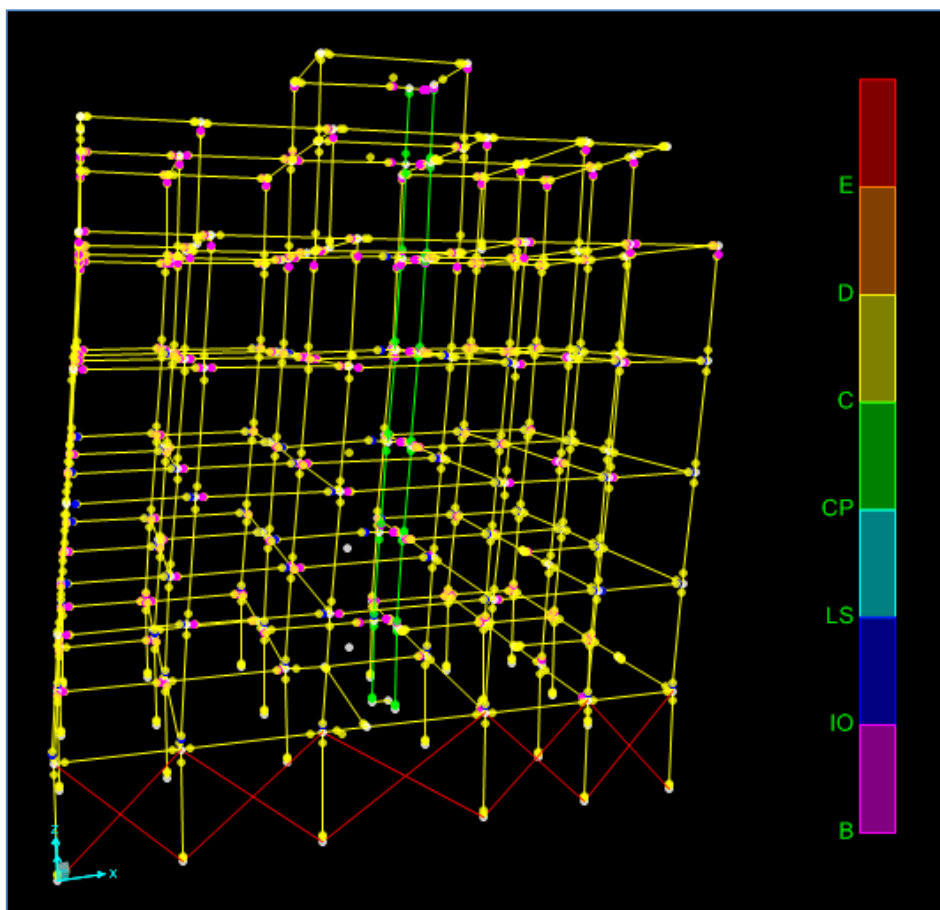


Σχήμα 5.30 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -X κατά ATC-40 στο πρόγραμμα SAP2000

Η ομοιόμορφη ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε 56 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, S_d) = (2074.14, 0.095)$  παρατηρήθηκε μεταξύ των βημάτων 24 και 25.

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-X-0.3Y) |              |                |
|----------------------|--------------|----------------|
| ΒΗΜΑ                 | Sd(m)        | V(KN)          |
| 23                   | 0,087        | 2059,86        |
| 24                   | 0,091        | 2068,46        |
| <b>Σ.Ε.</b>          | <b>0,095</b> | <b>2074,14</b> |
| 25                   | 0,095        | 2076,92        |
| 26                   | 0,100        | 2088,48        |

Πίνακας 5.9 Βήματα ανάλυσης – Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -X



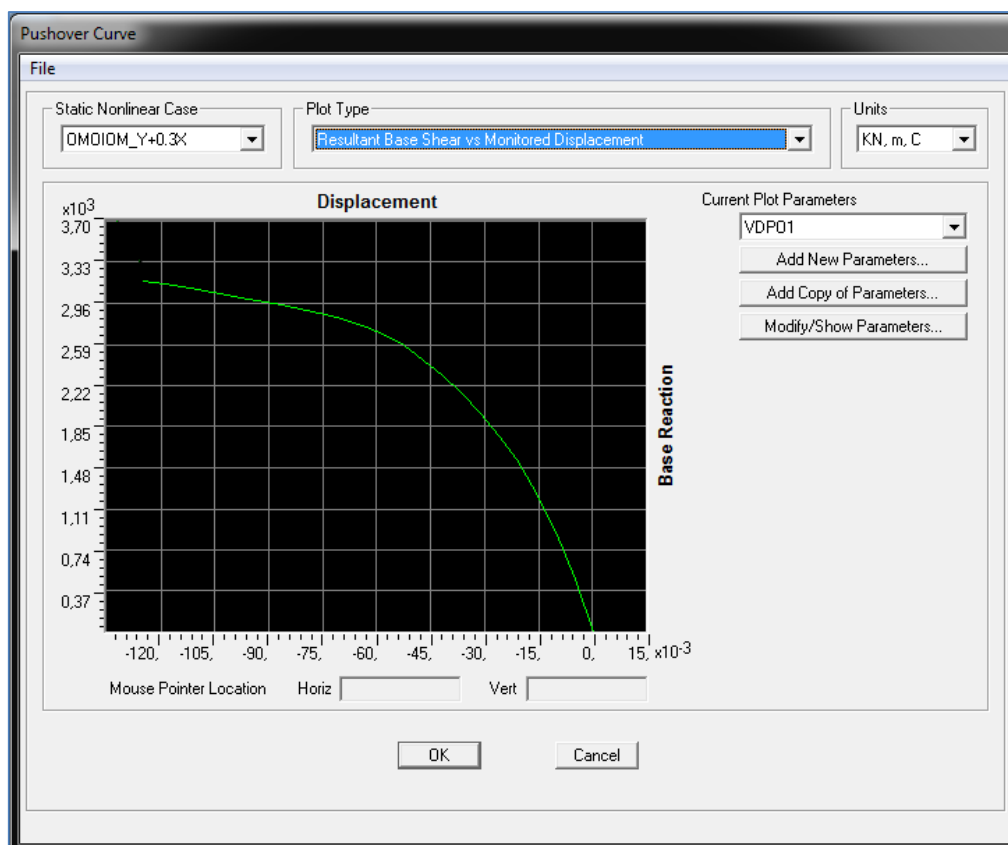
Σχήμα 5.31 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας κατά τη διεύθυνση -X στο πρόγραμμα SAP2000

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-X-0.3Y) |                |              |            |            |           |          |          |          |          |          |            |
|----------------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| ΒΗΜΑ                 | V(KN)          | Sd(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                   | 2059,86        | 0,087        | 431        | 279        | 42        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| 24                   | 2068,46        | 0,091        | 426        | 267        | 59        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| <b>25</b>            | <b>2076,92</b> | <b>0,095</b> | <b>424</b> | <b>255</b> | <b>73</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>752</b> |
| 26                   | 2088,48        | 0,100        | 420        | 242        | 90        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |

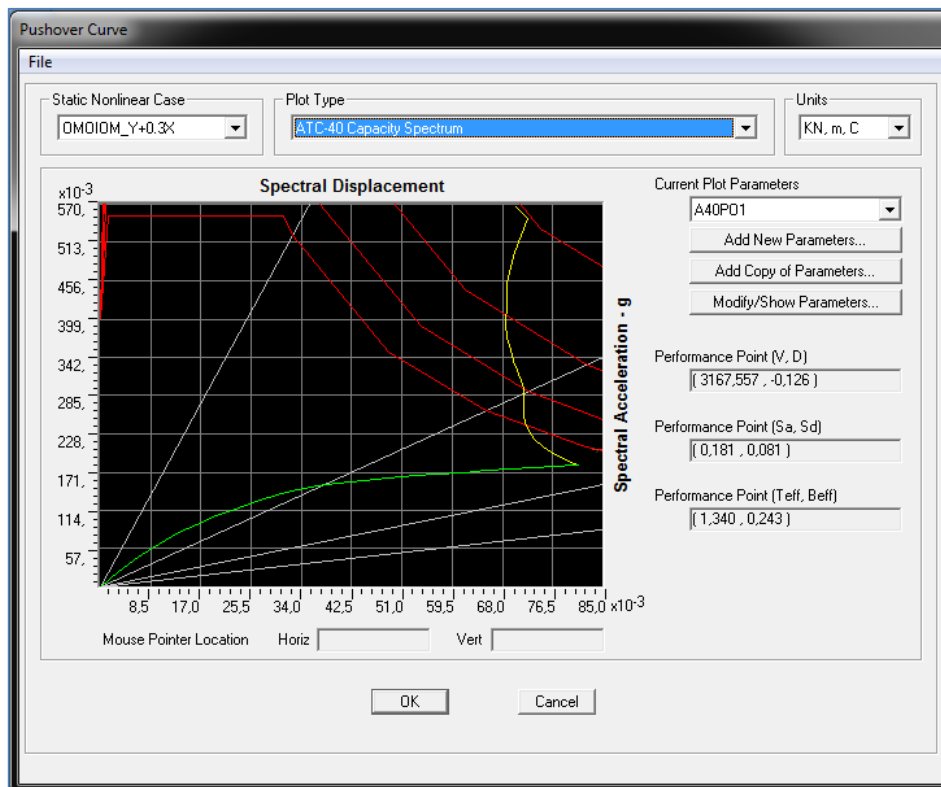
Πίνακας 5.10 Αριθμός και είδος πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση -X στο σημείο επιτελεσματικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

Ομοίως με την προηγούμενη κατανομή φορτίου, πολλά δομικά στοιχεία του φορέα έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή αλλά κανένα από αυτά δεν έχει ξεπεράσει το όριο στάθμης «Προστασία Ζωής» (Life Safety).

- **Ομοιόμορφη κατανομή – Διεύθυνση Y**  
(Δυσμενέστερος συνδυασμός Y + 0.3X)



Σχήμα 5.32 Καμπύλη ικανότητας – Διεύθυνση Y στο πρόγραμμα SAP2000

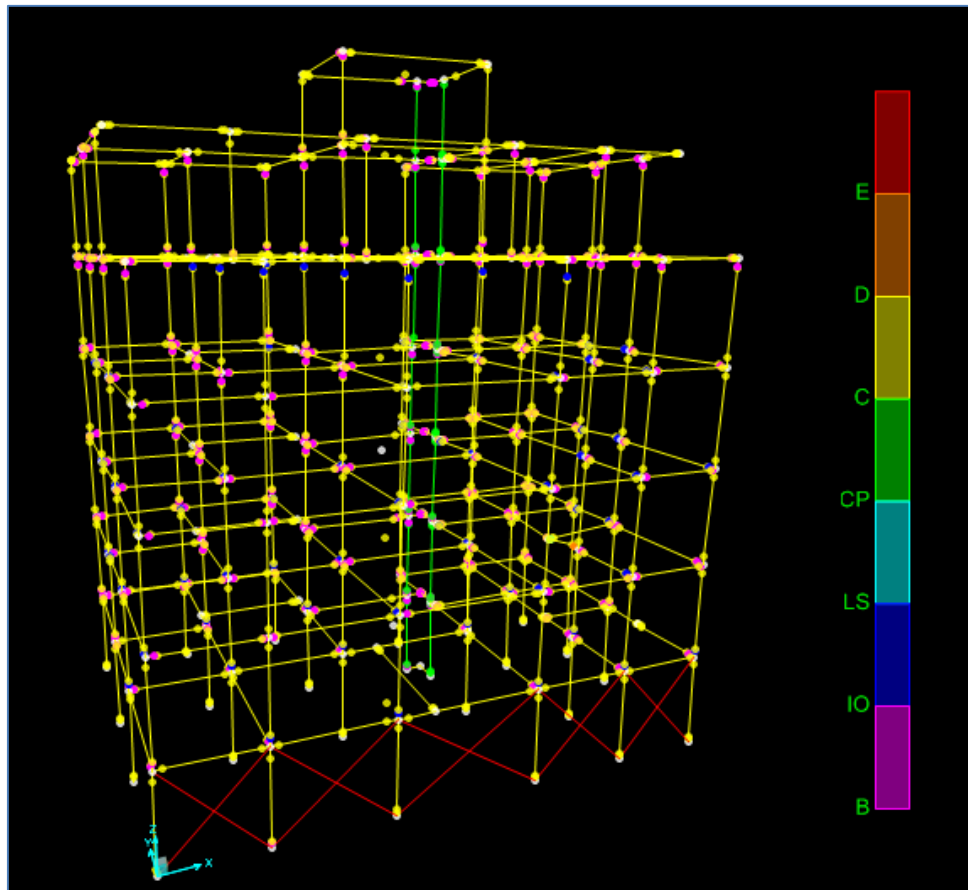


Σχήμα 5.33 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση Y κατά ATC-40 στο πρόγραμμα SAP2000

Η ομοιόμορφη ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε 28 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, S_d) = (3167.56, -0.081)$  παρατηρήθηκε μεταξύ των βημάτων 23 και 24.

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (Y+0.3X) |               |                |
|---------------------|---------------|----------------|
| ΒΗΜΑ                | Sd(m)         | V(KN)          |
| 22                  | -0,077        | 3131,77        |
| 23                  | -0,081        | 3165,71        |
| <b>Σ.Ε.</b>         | <b>-0,081</b> | <b>3167,56</b> |
| 24                  | -0,081        | 3168,89        |
| 25                  | -0,084        | 3582,17        |

Πίνακας 5.11 Βήματα ανάλυσης – Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση Y

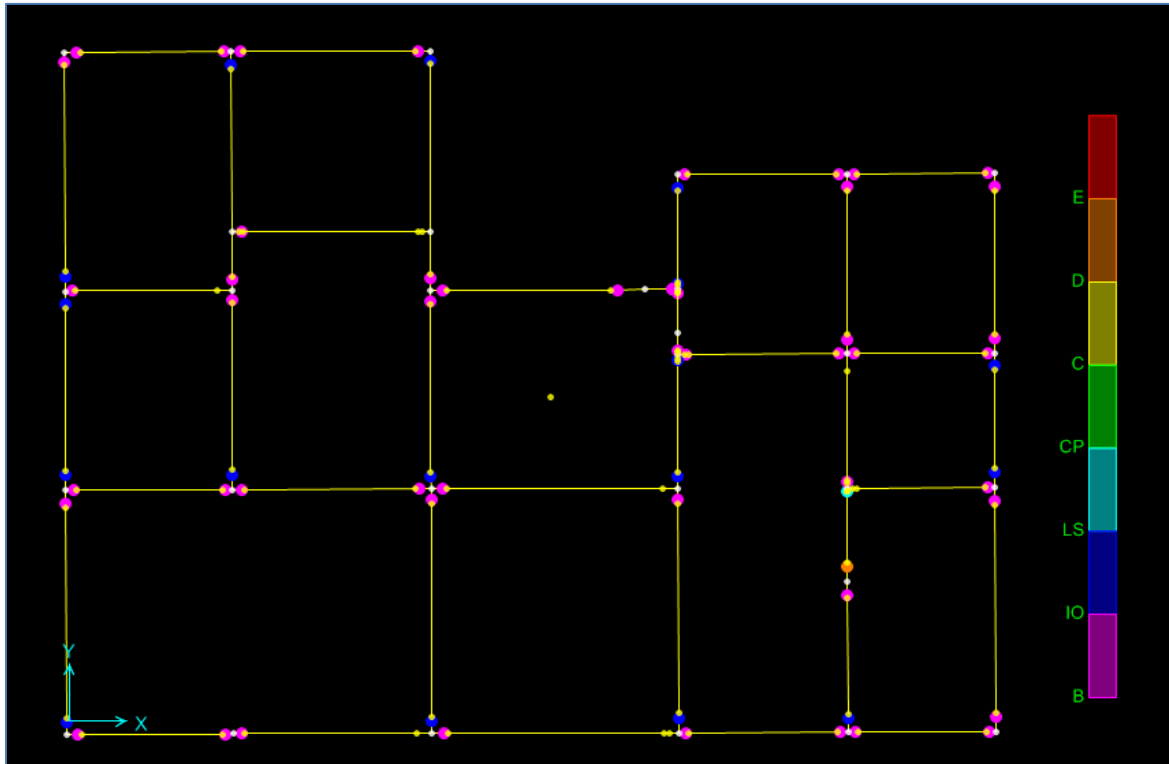


Σχήμα 5.34 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας κατά τη διεύθυνση Y στο πρόγραμμα SAP2000

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (Y+0.3X) |                |               |            |            |           |          |          |          |          |          |            |
|---------------------|----------------|---------------|------------|------------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| ΒΗΜΑ                | V(KN)          | Sd(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                  | 3131,77        | -0,077        | 349        | 345        | 56        | 2        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| 23                  | 3165,71        | -0,081        | 343        | 334        | 73        | 2        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| <b>24</b>           | <b>3168,89</b> | <b>-0,081</b> | <b>343</b> | <b>334</b> | <b>73</b> | <b>1</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>1</b> | <b>0</b> | <b>752</b> |
| 25                  | 3582,17        | -0,084        | 310        | 360        | 79        | 2        | 0        | 0        | 1        | 0        | 752        |

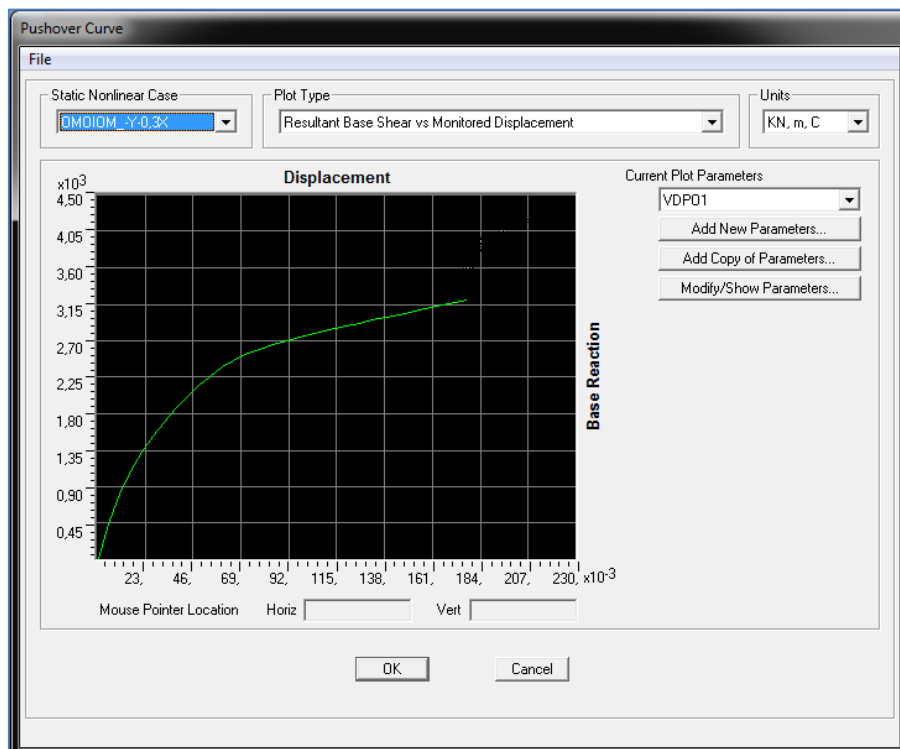
Πίνακας 5.12 Αριθμός και είδος πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση Y στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

Για τη συγκεκριμένη κατανομή φορτίου, παρατηρείται πως ένα σημείο έχει ξεπεράσει το σημείο επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και έχει εισέλθει στη στάθμη «Οιονεί Κατάρρευσης» (Collapse Prevention). Το στοιχείο αυτό είναι μία δοκός στη στάθμη του ισογείου (βλ. το παρακάτω σχήμα). Καταδεικνύεται λοιπόν στο σημείο αυτό πως απαιτείται κάποια επέμβαση – ενίσχυση στο φορέα.

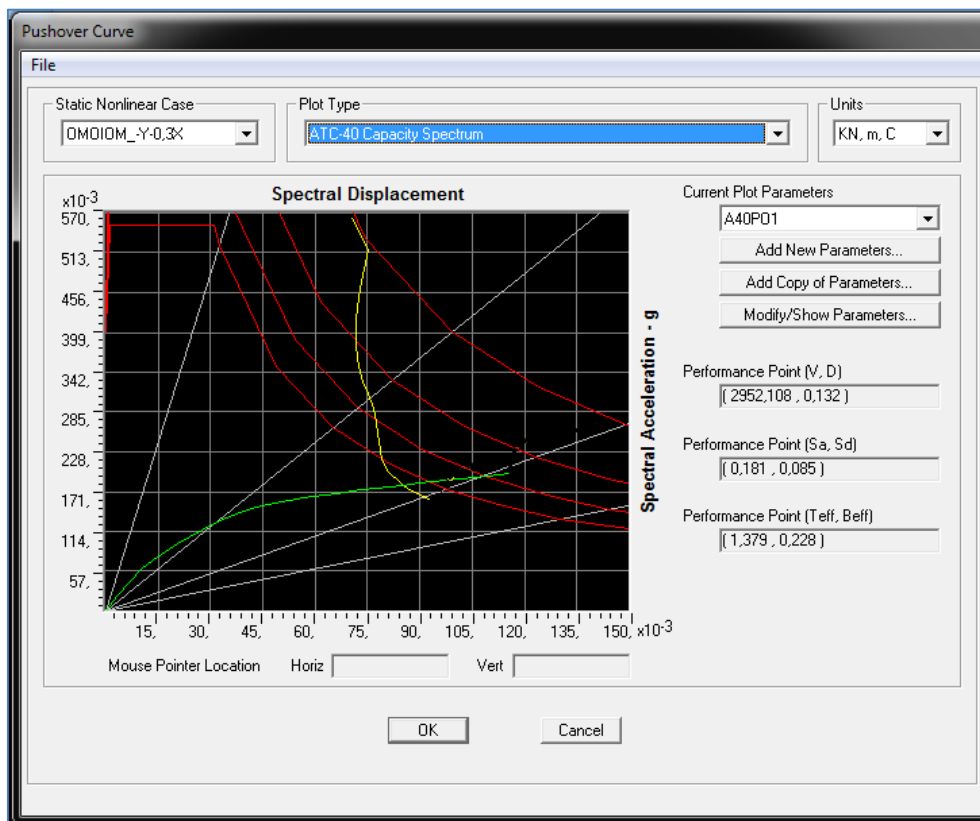


Σχήμα 5.35 Διαρροή της στάθμης του ισογείου στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

- **Ομοιόμορφη κατανομή – Διεύθυνση -Y**  
(Δυσμενέστερος συνδυασμός  $-Y - 0.3X$ )



Σχήμα 5.36 Καμπύλη ικανότητας – Διεύθυνση -Y στο πρόγραμμα SAP2000



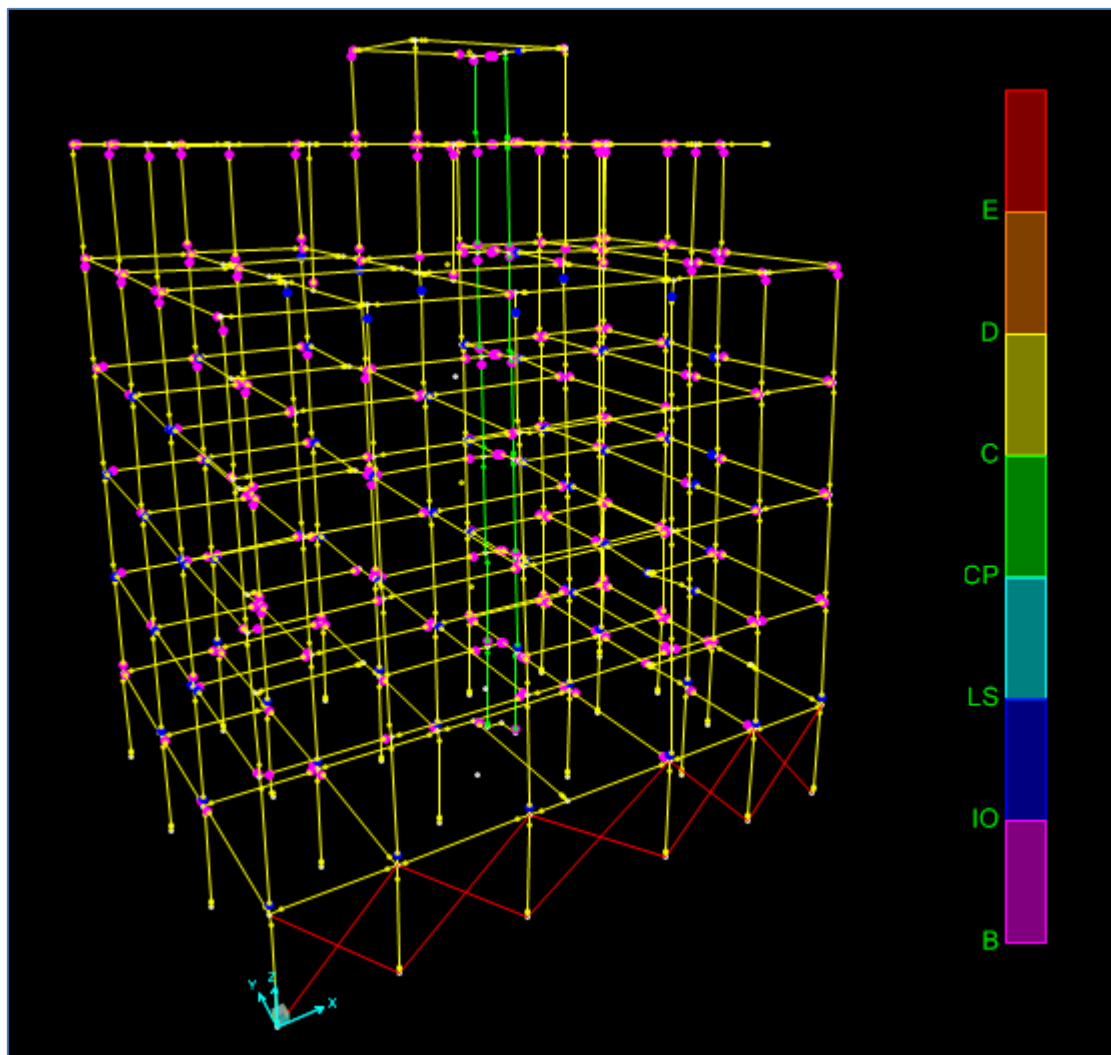
Σχήμα 5.37 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -Y κατά ATC-40 στο πρόγραμμα SAP2000

Η ομοιόμορφη ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε 53 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, S_d) = (2952.11, 0.085)$  παρατηρήθηκε μεταξύ των βημάτων 23 και 24.

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-Y-0.3X) |              |                |
|----------------------|--------------|----------------|
| ΒΗΜΑ                 | Sd(m)        | V(KN)          |
| 22                   | 0,077        | 2879,54        |
| 23                   | 0,082        | 2918,30        |
| <b>Σ.Ε.</b>          | <b>0,085</b> | <b>2952,11</b> |
| 24                   | 0,085        | 2953,39        |
| 25                   | 0,090        | 2994,00        |

Πίνακας 5.13 Βήματα ανάλυσης – Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -Y





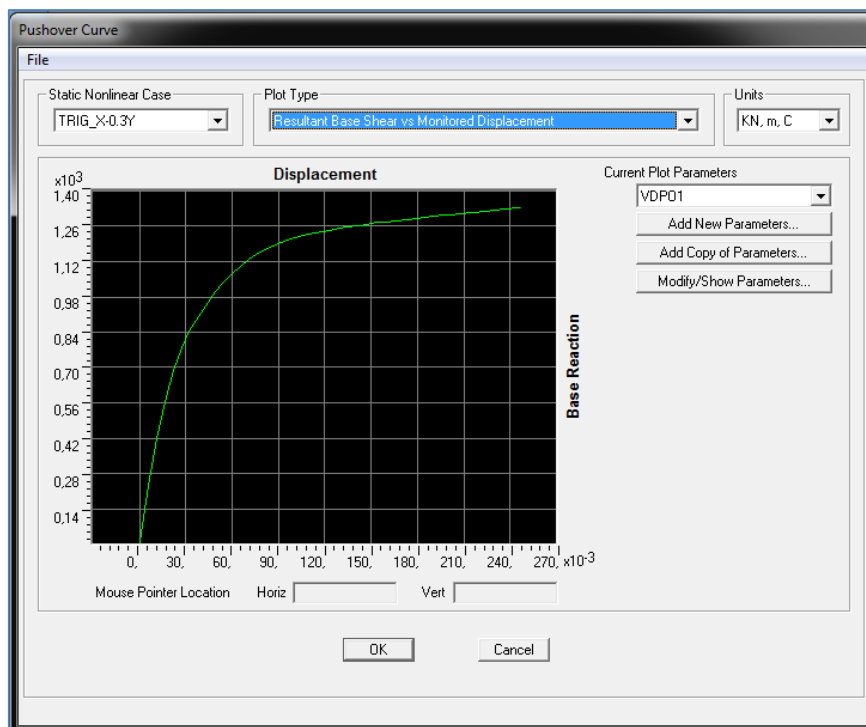
Σχήμα 5.38 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας κατά τη διεύθυνση -Y στο πρόγραμμα SAP2000

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-Y-0.3X) |                |              |            |            |           |          |          |          |          |          |            |
|----------------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| ΒΗΜΑ                 | V(KN)          | Sd(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                   | 2879,54        | 0,077        | 380        | 323        | 49        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| 23                   | 2918,30        | 0,082        | 377        | 314        | 61        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| <b>24</b>            | <b>2953,39</b> | <b>0,085</b> | <b>371</b> | <b>305</b> | <b>76</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>752</b> |
| 25                   | 2994,00        | 0,090        | 361        | 301        | 90        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |

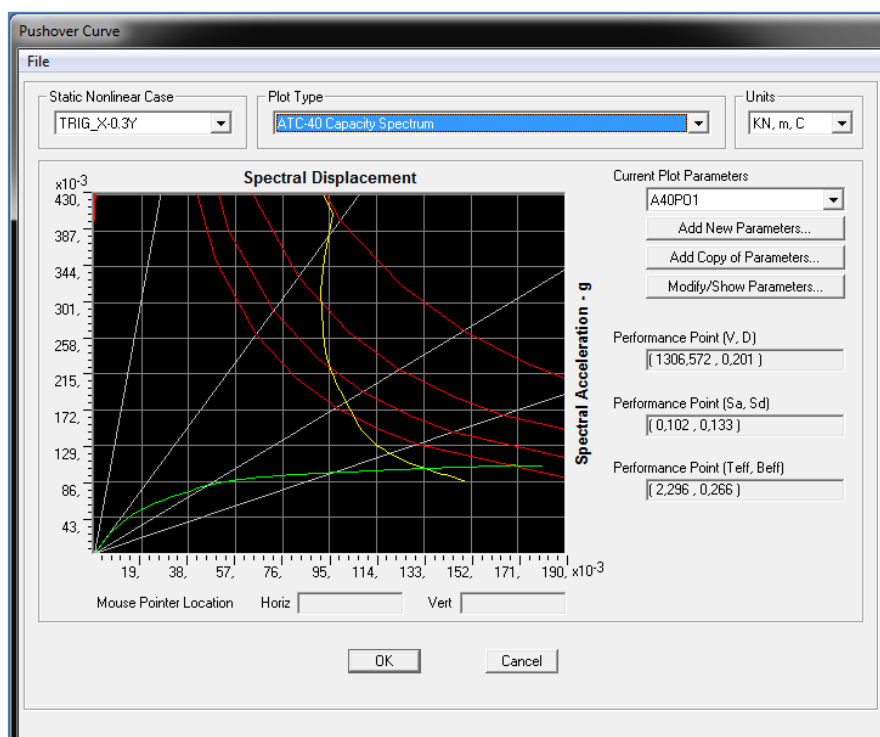
Πίνακας 5.14 Αριθμός και είδος πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση -Y στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

Ομοίως με προηγούμενη κατανομή φορτίου, πολλά δομικά στοιχεία του φορέα έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή αλλά κανένα από αυτά δεν έχει ξεπεράσει το όριο στάθμης «Προστασία Ζωής» (Life Safety). Δεν απαιτείται λοιπόν κάποια ενισχυτική παρέμβαση στο κτήριο.

- Τριγωνική κατανομή – Διεύθυνση X  
(Δυσμενέστερος συνδυασμός  $X - 0.3Y$ )



Σχήμα 5.39 Καμπύλη ικανότητας – Διεύθυνση X στο πρόγραμμα SAP2000

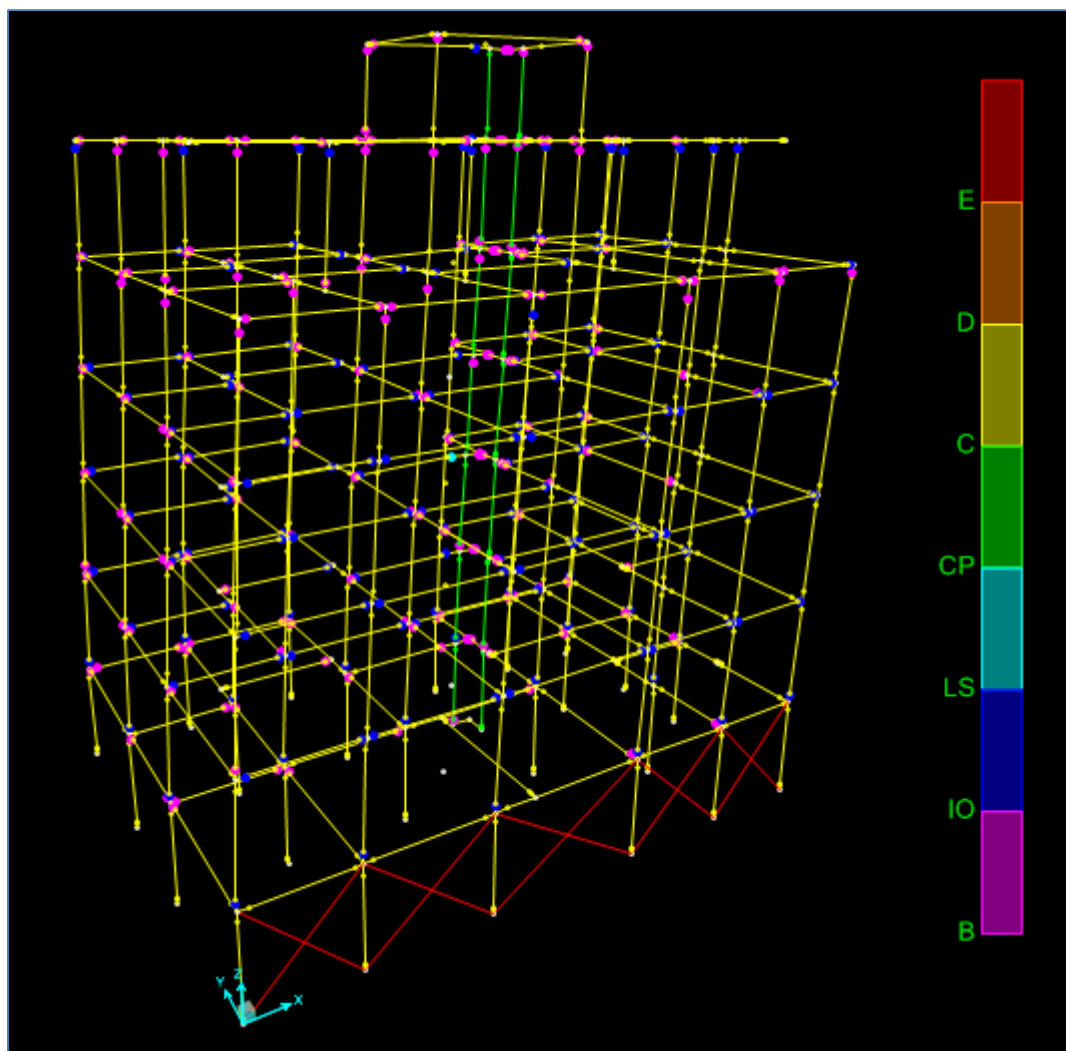


Σχήμα 5.40 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση X κατά ATC-40 στο πρόγραμμα SAP2000

Η τριγωνική ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε 52 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, S_d) = (1306.57, 0.133)$  παρατηρήθηκε μεταξύ των βημάτων 34 και 35.

| ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (X-0.3Y) |              |                |
|--------------------|--------------|----------------|
| ΒΗΜΑ               | Sd(m)        | V(KN)          |
| 33                 | 0,126        | 1300,20        |
| 34                 | 0,130        | 1303,52        |
| <b>Σ.Ε.</b>        | <b>0,133</b> | <b>1306,57</b> |
| 35                 | 0,134        | 1306,98        |
| 36                 | 0,137        | 1310,27        |

Πίνακας 5.15 Βήματα ανάλυσης – Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση X

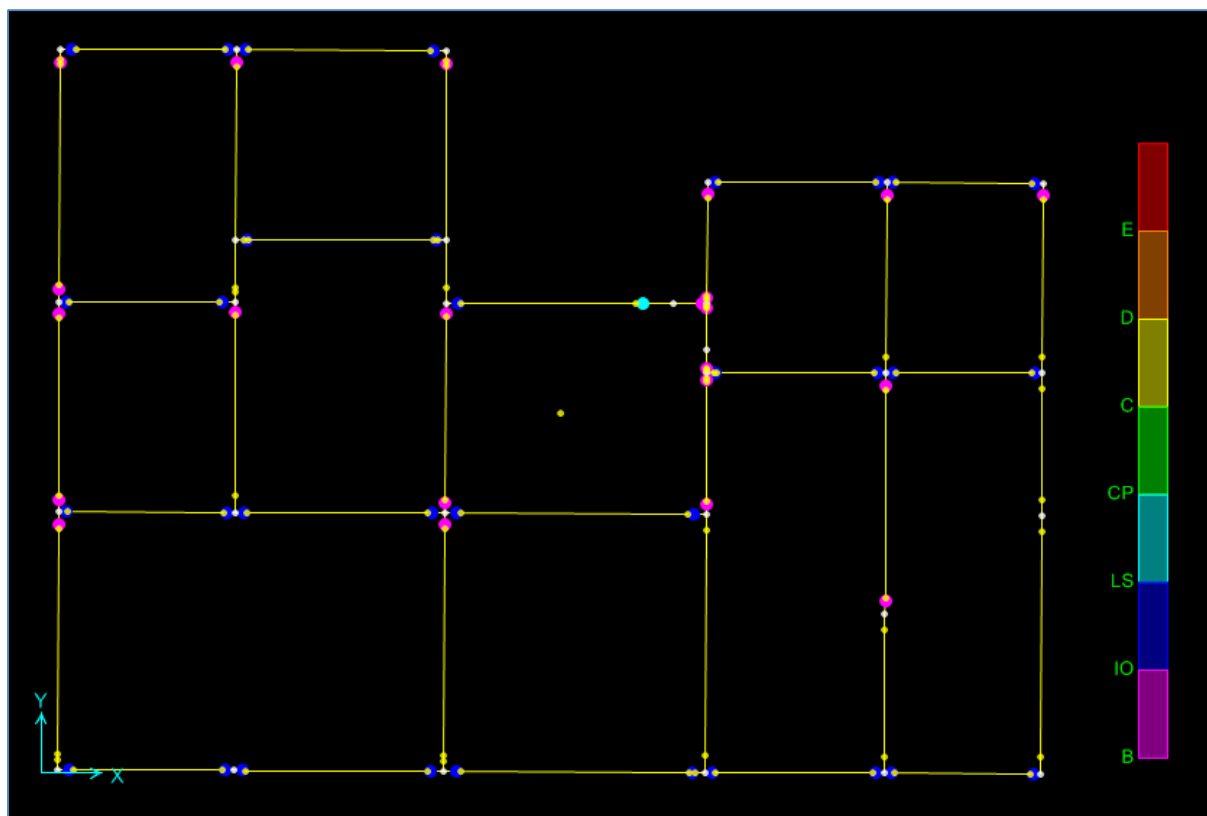


Σχήμα 5.41 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας κατά τη διεύθυνση X στο πρόγραμμα SAP2000

| ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (X+0.3Y) |                |              |            |            |            |          |          |          |          |          |            |
|--------------------|----------------|--------------|------------|------------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| ΒΗΜΑ               | V(KN)          | Sd(m)        | A to B     | B to IO    | IO to LS   | LS to CP | CP to C  | C to D   | D to E   | >E       | ΣΥΝΟΛΟ     |
| 33                 | 1300,20        | 0,126        | 404        | 199        | 149        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| 34                 | 1303,52        | 0,130        | 400        | 195        | 157        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| <b>35</b>          | <b>1306,98</b> | <b>0,134</b> | <b>400</b> | <b>193</b> | <b>158</b> | <b>1</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>752</b> |
| 36                 | 1310,27        | 0,137        | 400        | 190        | 160        | 2        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |

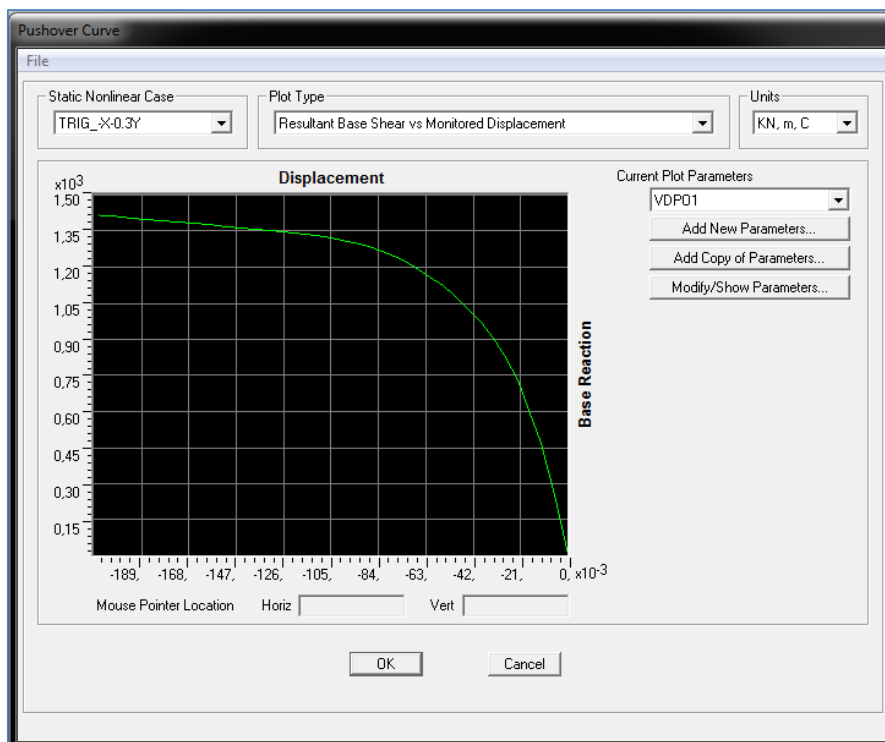
Πίνακας 5.16 Αριθμός και είδος πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση X στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

Για τη συγκεκριμένη κατανομή φορτίου, παρατηρείται πως ένα σημείο έχει ξεπεράσει το σημείο επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και έχει εισέλθει στη στάθμη «Οιονεί Κατάρρευσης» (Collapse Prevention). Το στοιχείο αυτό είναι μία δοκός στη στάθμη του Α' ορόφου (βλ. το παρακάτω σχήμα). Καταδεικνύεται λοιπόν στο σημείο αυτό πως απαιτείται κάποια επέμβαση – ενίσχυση στο φορέα.

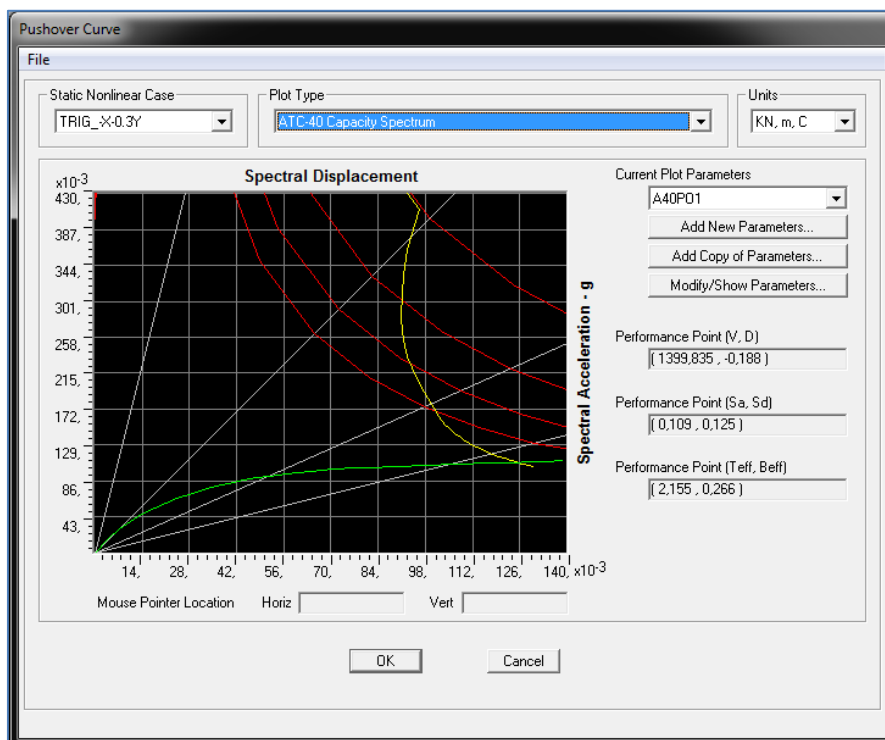


Σχήμα 5.42 Διαρροή της στάθμης του Α' ορόφου στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

- Τριγωνική κατανομή – Διεύθυνση -X  
(Δυσμενέστερος συνδυασμός -X - 0.3Y)



Σχήμα 5.43 Καμπύλη ικανότητας – Διεύθυνση -X στο πρόγραμμα SAP2000

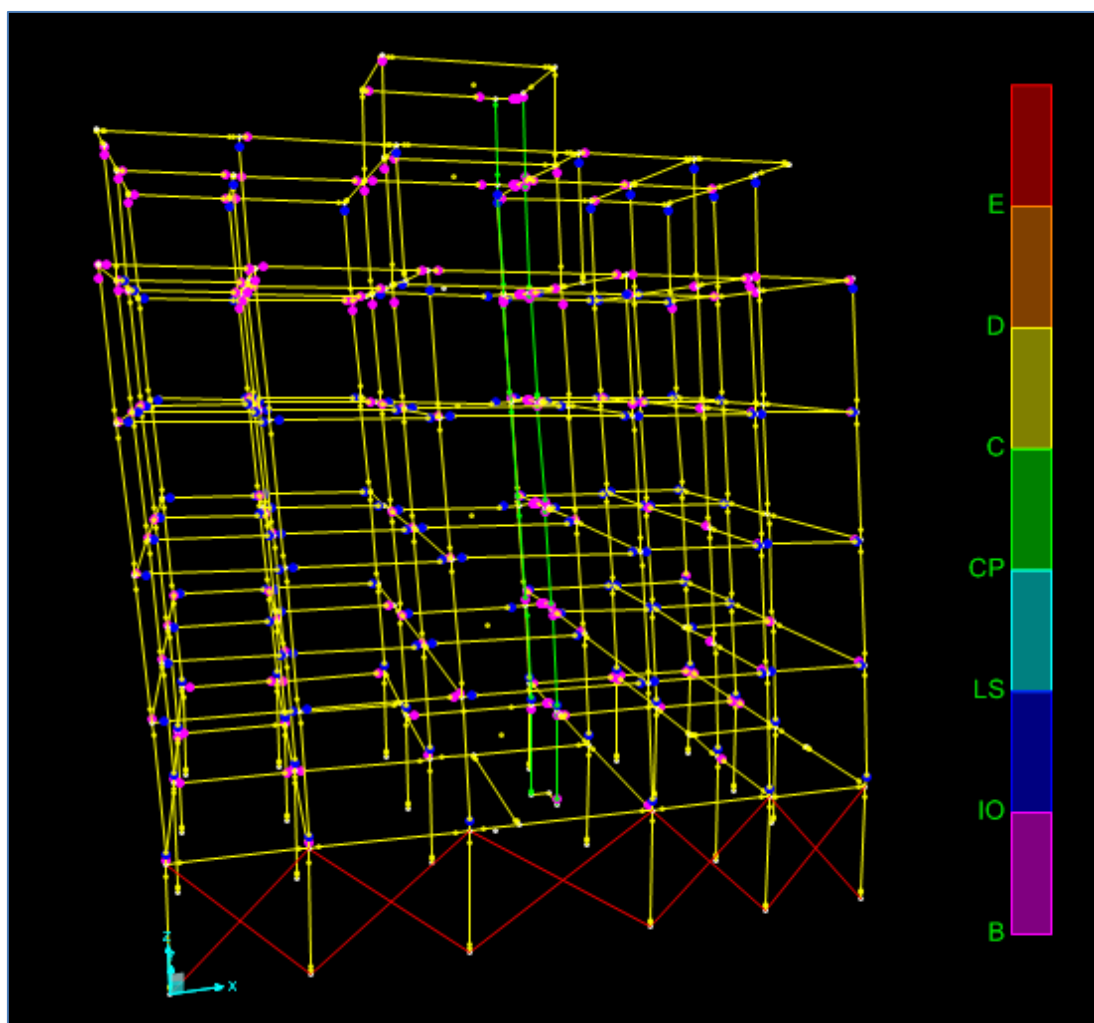


Σχήμα 5.44 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -X κατά ATC-40 στο πρόγραμμα SAP2000

Η τριγωνική ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε 36 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, Sd) = (1399.84, -0.125)$  παρατηρήθηκε μεταξύ των βημάτων 32 και 33.

| ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (-X-0.3Y) |               |                |
|---------------------|---------------|----------------|
| ΒΗΜΑ                | Sd(m)         | V(KN)          |
| 31                  | -0,120        | 1394,05        |
| 32                  | -0,124        | 1398,39        |
| <b>Σ.Ε.</b>         | <b>-0,125</b> | <b>1399,84</b> |
| 33                  | -0,129        | 1403,68        |
| 34                  | -0,135        | 1411,54        |

Πίνακας 5.17 Βήματα ανάλυσης – Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -X



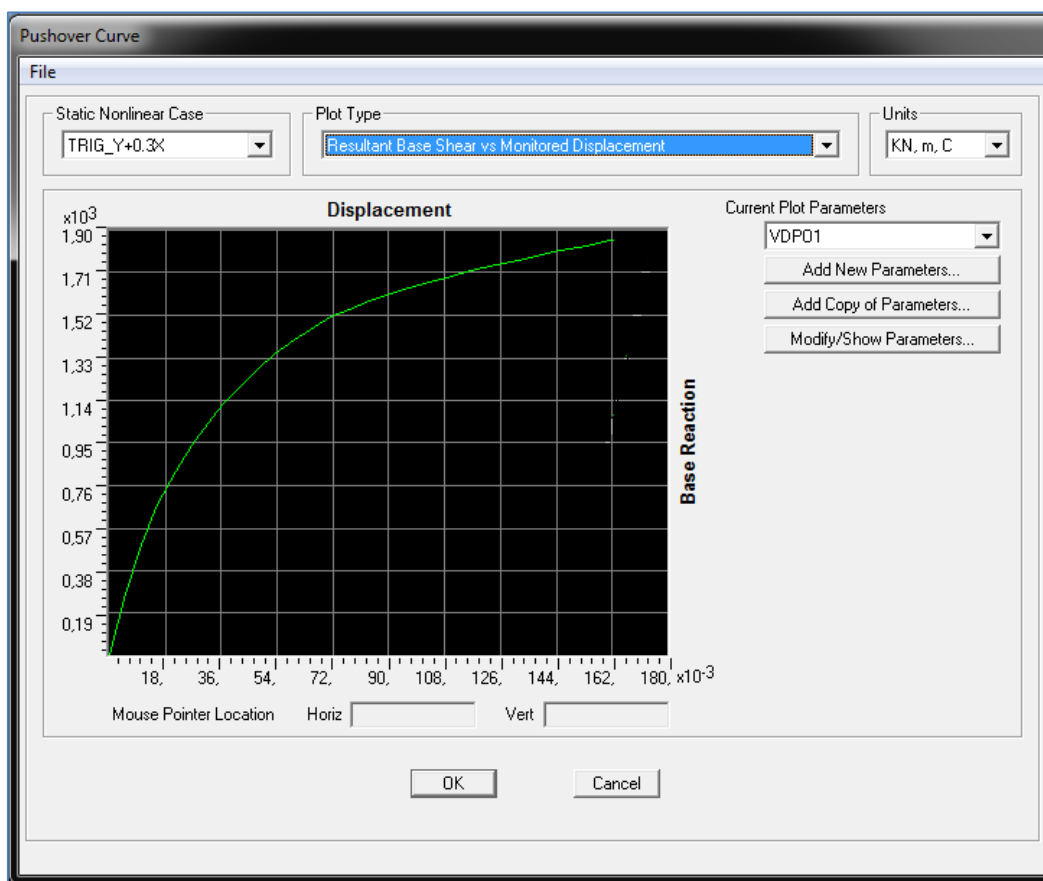
Σχήμα 5.45 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας κατά τη διεύθυνση -X στο πρόγραμμα SAP2000

| ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (-X-0.3Y) |                |               |            |            |            |          |          |          |          |          |            |
|---------------------|----------------|---------------|------------|------------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| ΒΗΜΑ                | V(KN)          | Sd(m)         | A to B     | B to IO    | IO to LS   | LS to CP | CP to C  | C to D   | D to E   | >E       | ΣΥΝΟΛΟ     |
| 31                  | 1394,05        | -0,120        | 398        | 218        | 136        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| 32                  | 1398,39        | -0,124        | 396        | 208        | 148        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| <b>33</b>           | <b>1403,68</b> | <b>-0,129</b> | <b>395</b> | <b>200</b> | <b>157</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>752</b> |
| 34                  | 1411,54        | -0,135        | 391        | 199        | 162        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |

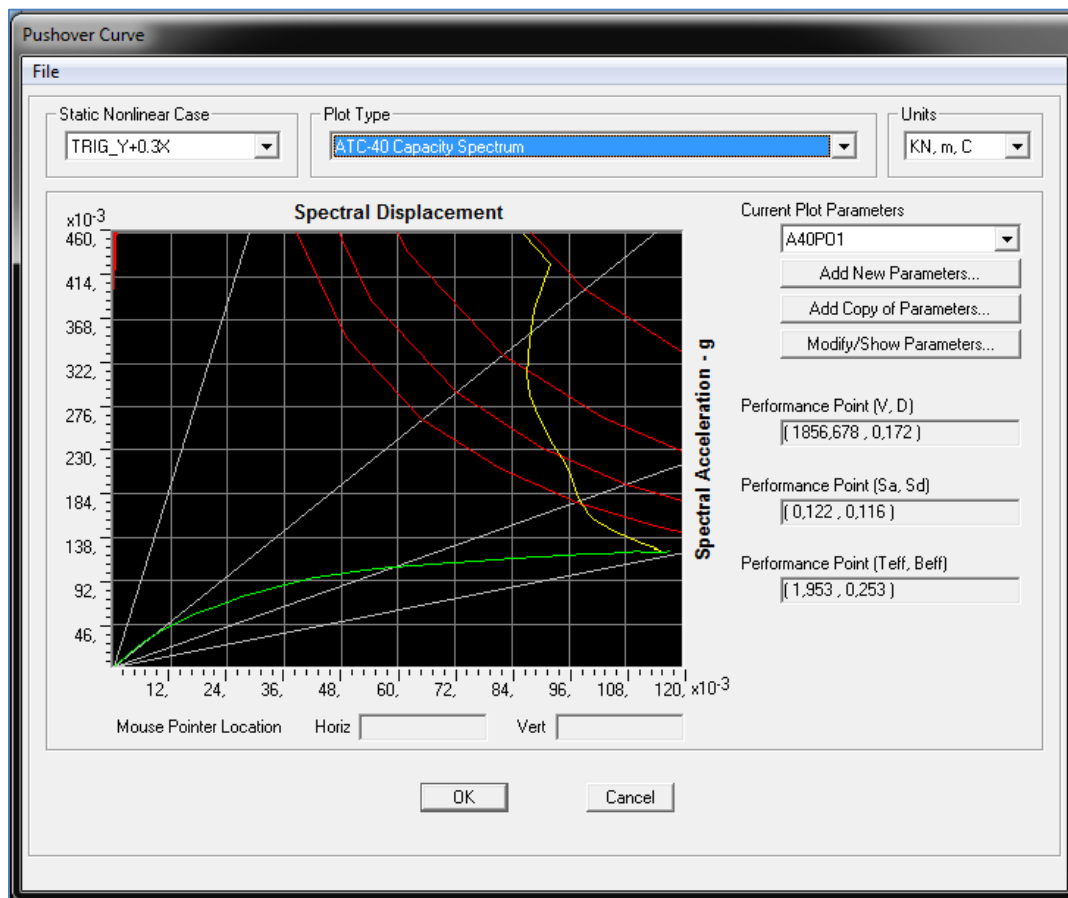
Πίνακας 5.18 Αριθμός και είδος πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση -X στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

Ομοίως με προηγούμενη κατανομή φορτίου, πολλά δομικά στοιχεία του φορέα έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή αλλά κανένα από αυτά δεν έχει ξεπεράσει το όριο στάθμης «Προστασία Ζωής» (Life Safety). Δεν απαιτείται λοιπόν κάποια ενισχυτική παρέμβαση στο κτήριο.

- **Τριγωνική κατανομή – Διεύθυνση Y**  
(Δυσμενέστερος συνδυασμός Y + 0.3X)



Σχήμα 5.46 Καμπύλη ικανότητας – Διεύθυνση Y στο πρόγραμμα SAP2000



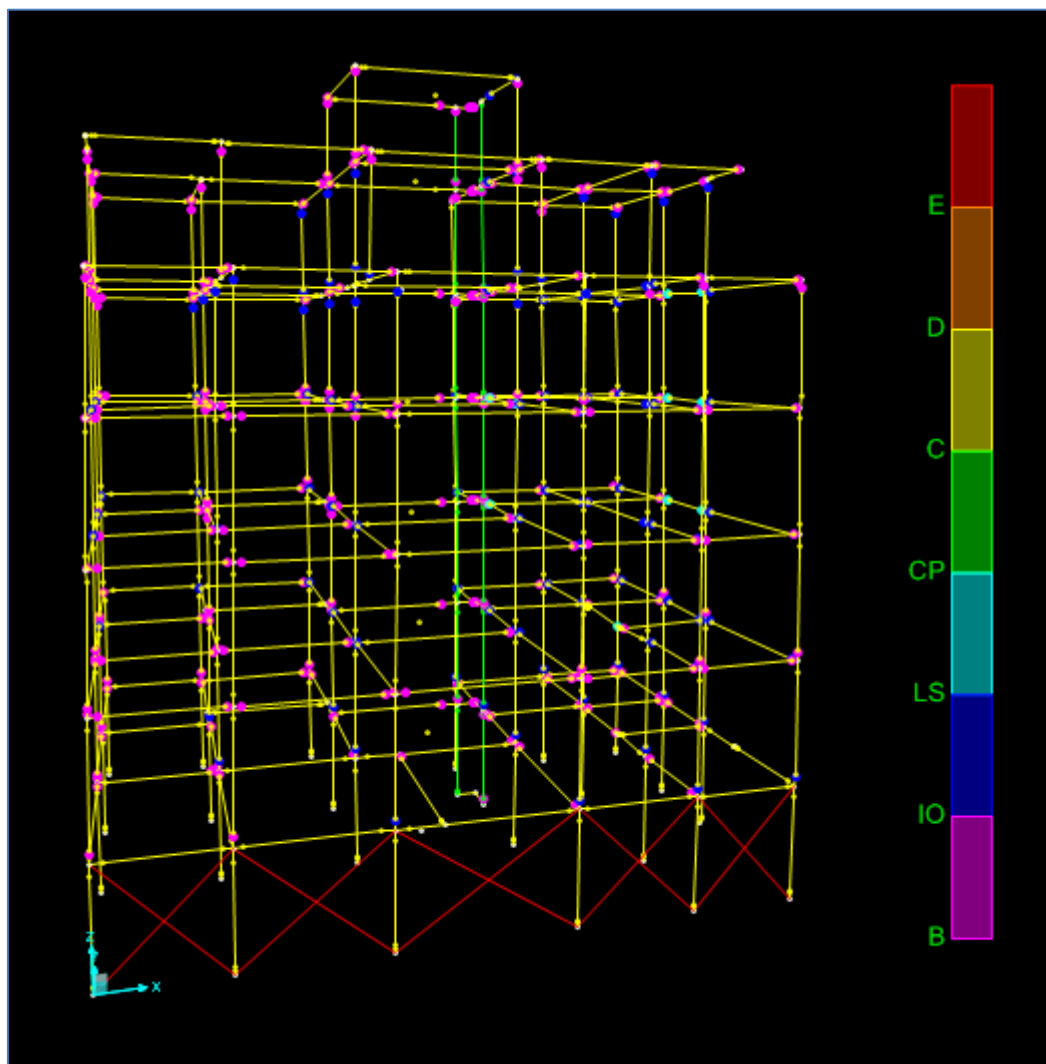
Σχήμα 5.47 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση Y κατά ATC-40 στο πρόγραμμα SAP2000

Η τριγωνική ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε 35 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, S_d) = (1856.68, 0.116)$  παρατηρήθηκε μεταξύ των βημάτων 28 και 29.

| ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (Y+0.3X) |              |                |
|--------------------|--------------|----------------|
| ΒΗΜΑ               | Sd(m)        | V(KN)          |
| 27                 | 0,111        | 1831,47        |
| 28                 | 0,112        | 1854,11        |
| <b>Σ.Ε.</b>        | <b>0,116</b> | <b>1856,68</b> |
| 29                 | 0,116        | 1866,41        |
| 30                 | 0,118        | 1833,09        |

Πίνακας 5.19 Βήματα ανάλυσης – Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση Y



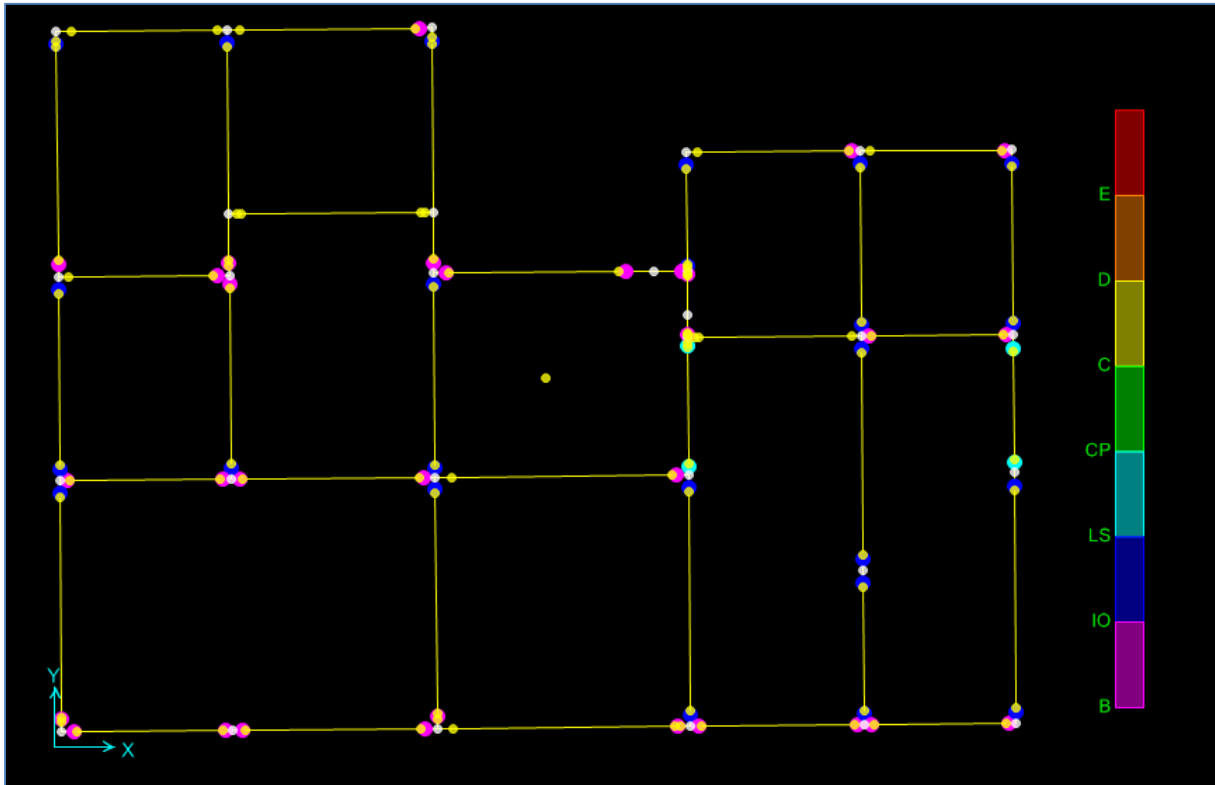


Σχήμα 5.48 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας κατά τη διεύθυνση Y στο πρόγραμμα SAP2000

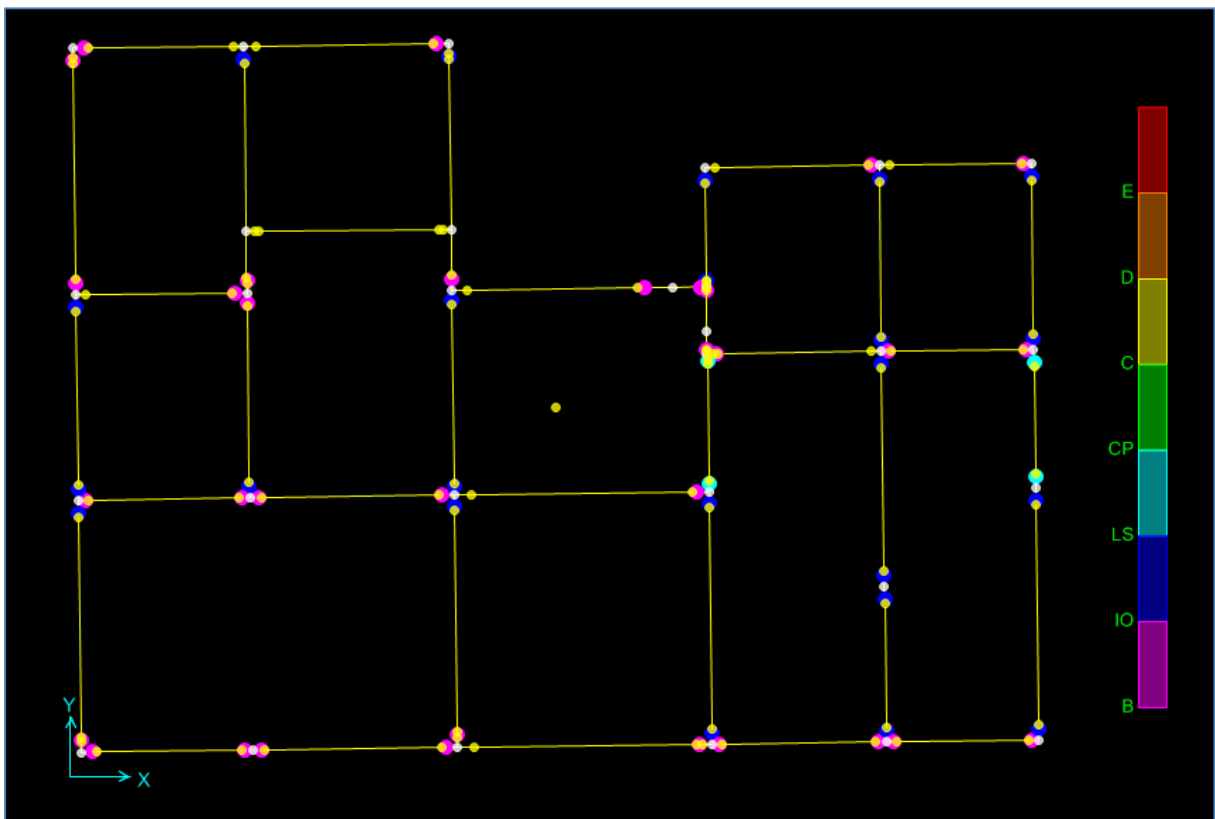
| ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (Y+0.3X) |                |              |            |            |            |           |          |          |          |          |            |
|--------------------|----------------|--------------|------------|------------|------------|-----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| ΒΗΜΑ               | V(KN)          | Sd(m)        | A to B     | B to IO    | IO to LS   | LS to CP  | CP to C  | C to D   | D to E   | >E       | ΣΥΝΟΛΟ     |
| 27                 | 1831,47        | 0,111        | 342        | 288        | 116        | 6         | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| 28                 | 1854,11        | 0,112        | 336        | 285        | 121        | 10        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| <b>29</b>          | <b>1866,41</b> | <b>0,116</b> | <b>330</b> | <b>286</b> | <b>124</b> | <b>11</b> | <b>0</b> | <b>1</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>752</b> |
| 30                 | 1833,09        | 0,118        | 328        | 286        | 126        | 11        | 0        | 0        | 1        | 0        | 752        |

Πίνακας 5.20 Αριθμός και είδος πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση Y στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

Παρατηρείται ότι έχει δημιουργηθεί ένας μεγάλος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων οι οποίες έχουν ξεπεράσει τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» (Life Safety), έτσι κρίνεται επιβεβλημένη η επέμβαση στο φορέα με σκοπό την καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά.

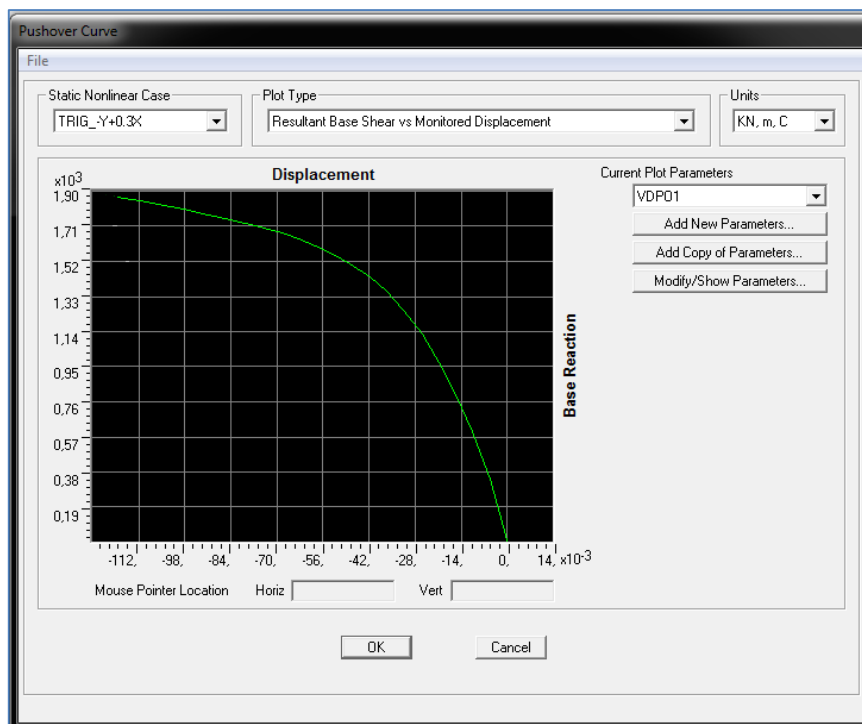


Σχήμα 5.49 Διαρροή της στάθμης του Α' ορόφου στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

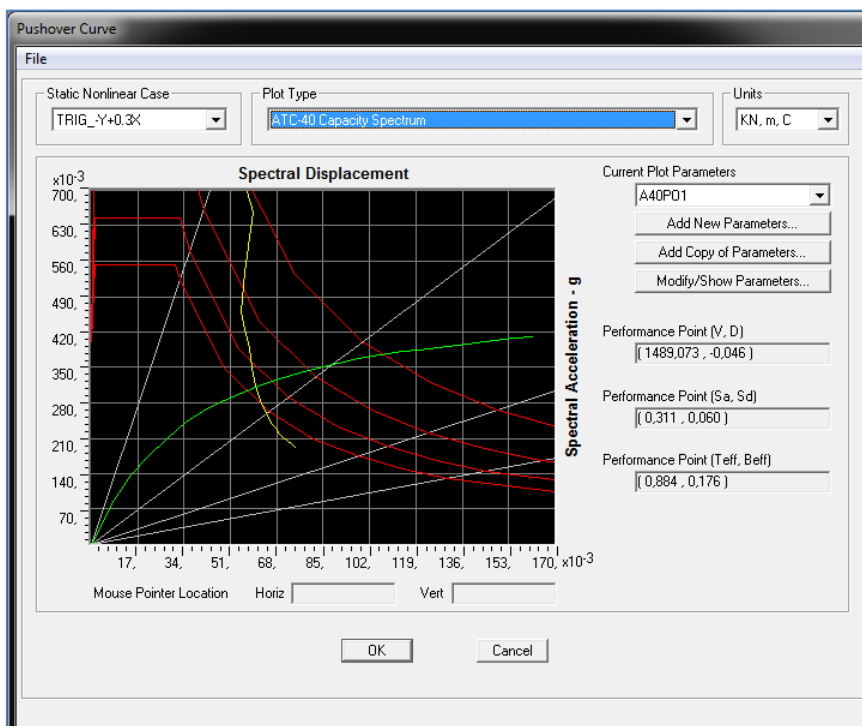


Σχήμα 5.50 Διαρροή της στάθμης του Β' ορόφου στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

- Τριγωνική κατανομή – Διεύθυνση -Y  
(Δυσμενέστερος συνδυασμός -Y + 0.3X)



Σχήμα 5.51 Καμπύλη ικανότητας – Διεύθυνση -Y στο πρόγραμμα SAP2000

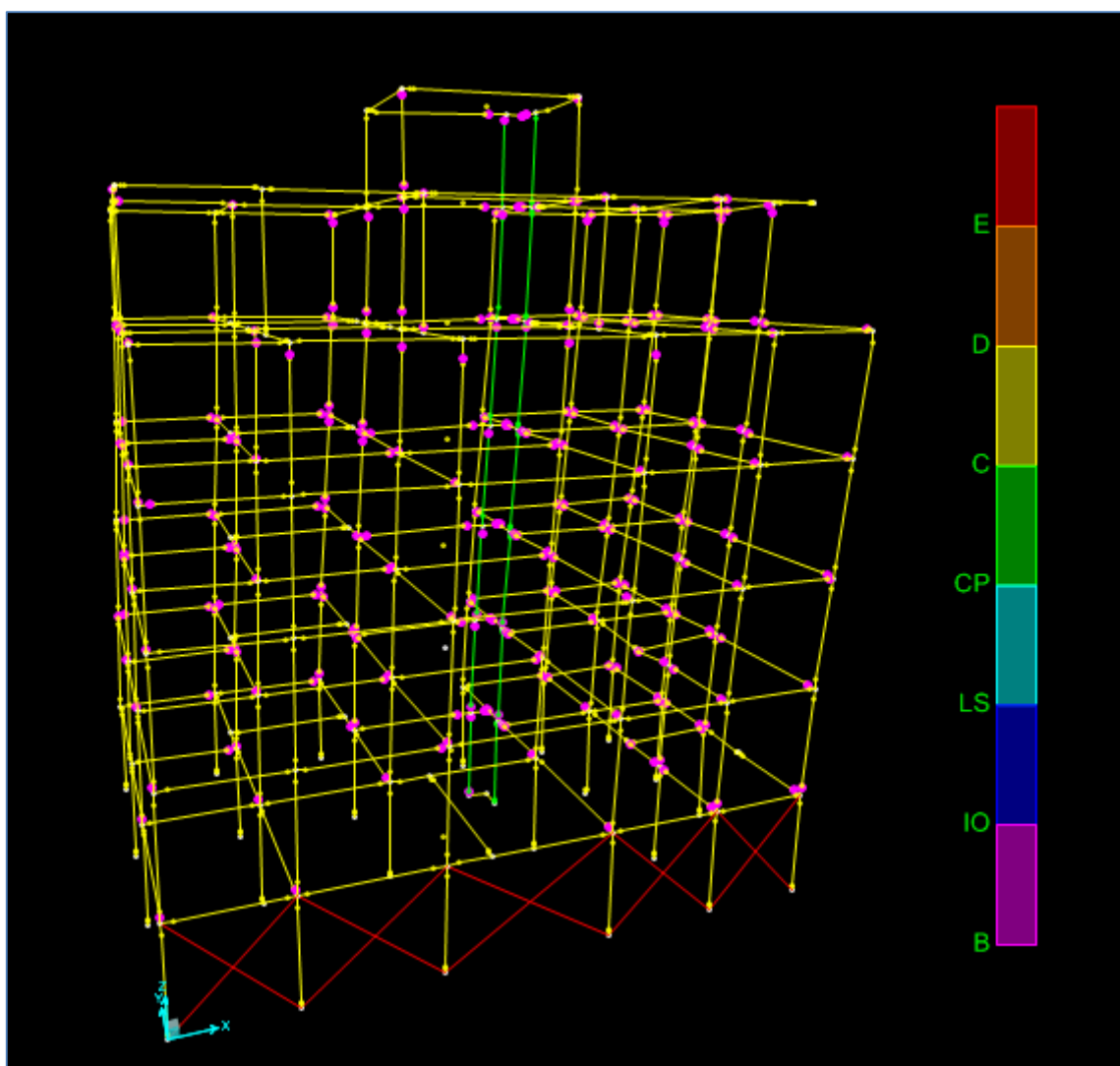


Σχήμα 5.52 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -Y κατά ATC-40 στο πρόγραμμα SAP2000

Η τριγωνική ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε 24 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, Sd) = (1489.07, -0.060)$  παρατηρήθηκε μεταξύ των βημάτων 9 και 10.

| ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (-Y+0.3X) |               |                |
|---------------------|---------------|----------------|
| ΒΗΜΑ                | Sd(m)         | V(KN)          |
| 8                   | -0,049        | 1359,54        |
| 9                   | -0,055        | 1437,05        |
| <b>Σ.Ε.</b>         | <b>-0,060</b> | <b>1489,07</b> |
| 10                  | -0,063        | 1509,64        |
| 11                  | -0,069        | 1560,62        |

Πίνακας 5.21 Βήματα ανάλυσης – Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -Y



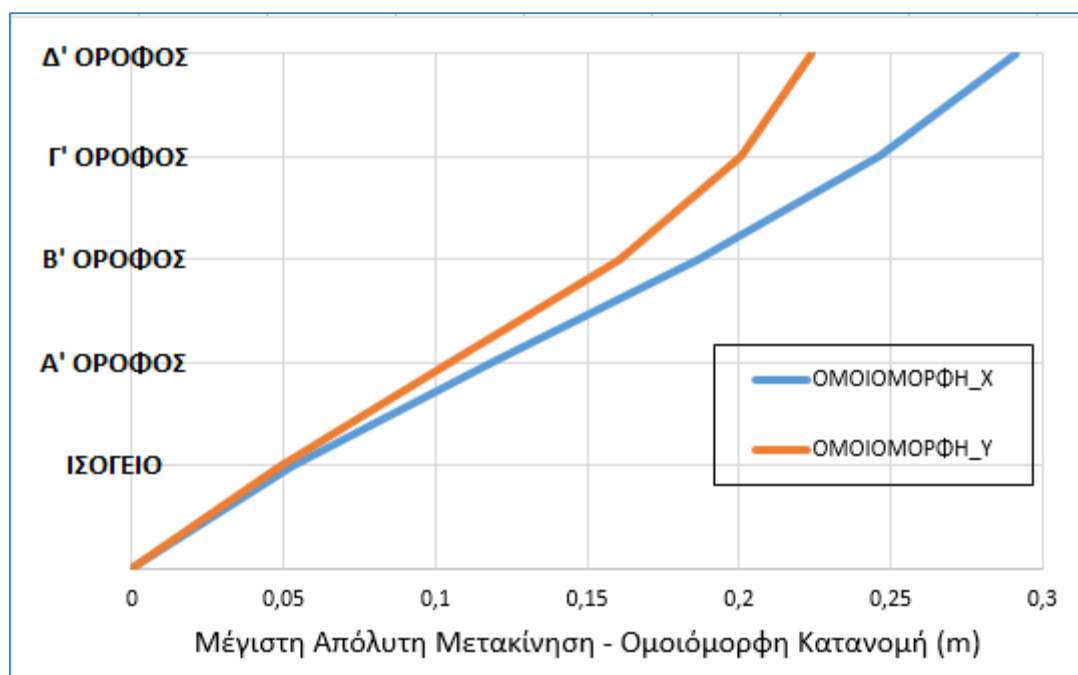
Σχήμα 5.53 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας κατά τη διεύθυνση -Y στο πρόγραμμα SAP2000

| ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ (-Y+0.3X) |                |               |            |            |          |          |          |          |          |          |            |
|---------------------|----------------|---------------|------------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| ΒΗΜΑ                | V(KN)          | Sd(m)         | A to B     | B to IO    | IO to LS | LS to CP | CP to C  | C to D   | D to E   | >E       | ΣΥΝΟΛΟ     |
| 8                   | 1359,54        | -0,049        | 515        | 237        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| 9                   | 1437,05        | -0,055        | 487        | 265        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |
| <b>10</b>           | <b>1509,64</b> | <b>-0,063</b> | <b>459</b> | <b>293</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>752</b> |
| 11                  | 1560,62        | -0,069        | 438        | 313        | 1        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 752        |

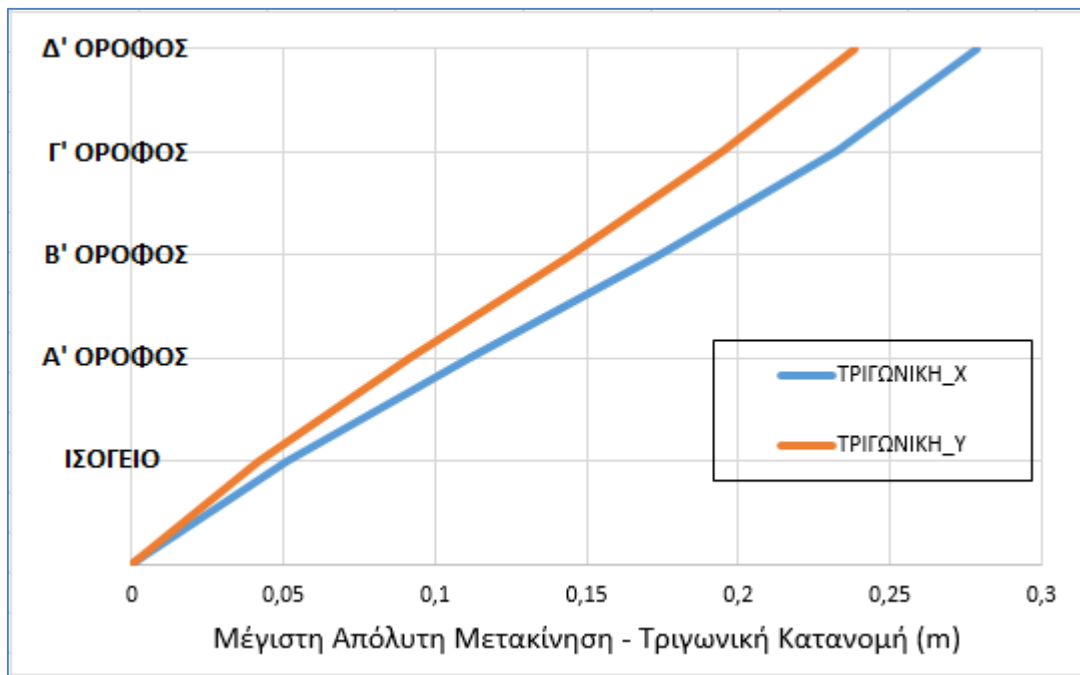
Πίνακας 5.22 Αριθμός και είδος πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση -Y στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

Ομοίως με προηγούμενη κατανομή φορτίου, πολλά δομικά στοιχεία του φορέα έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή αλλά κανένα από αυτά δεν έχει ξεπεράσει το όριο στάθμης «Προστασία Ζωής» (Life Safety). Δεν απαιτείται λοιπόν κάποια ενισχυτική παρέμβαση στο κτήριο.

Με τη σκέψη πως οι βλάβες που υφίσταται ένα κτήριο σχετίζονται κυρίως με τις παραμορφώσεις παρά με τις εντάσεις που αναπτύσσουν τα δομικά του στοιχεία, οι μέγιστες απόλυτες αλλά και σχετικές μετακινήσεις αποτελούν τη βασική παράμετρο σύγκρισης των διαφόρων αναλύσεων. Στα παρακάτω σχήματα παρατίθενται τα διαγράμματα των μέγιστων απόλυτων και σχετικών μετακινήσεων κάθε ορόφου για τις δύο διευθύνσεις X, Y.

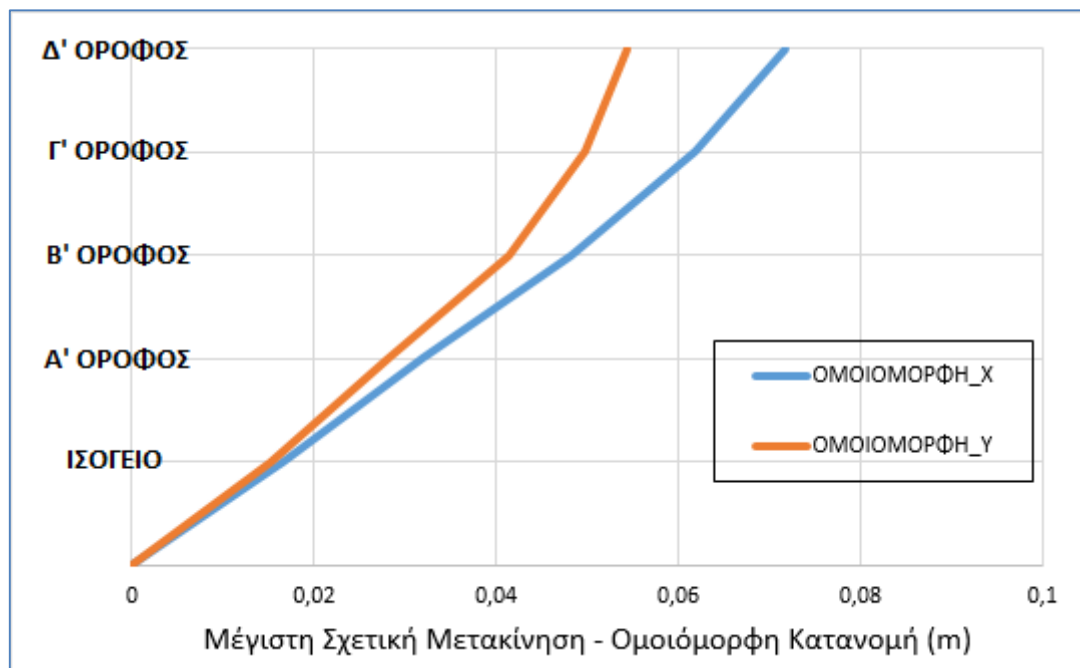


Σχήμα 5.54 Διάγραμμα μέγιστης απόλυτης μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής για την ομοιόμορφη κατανομή – Ανελαστική Στατική Ανάλυση

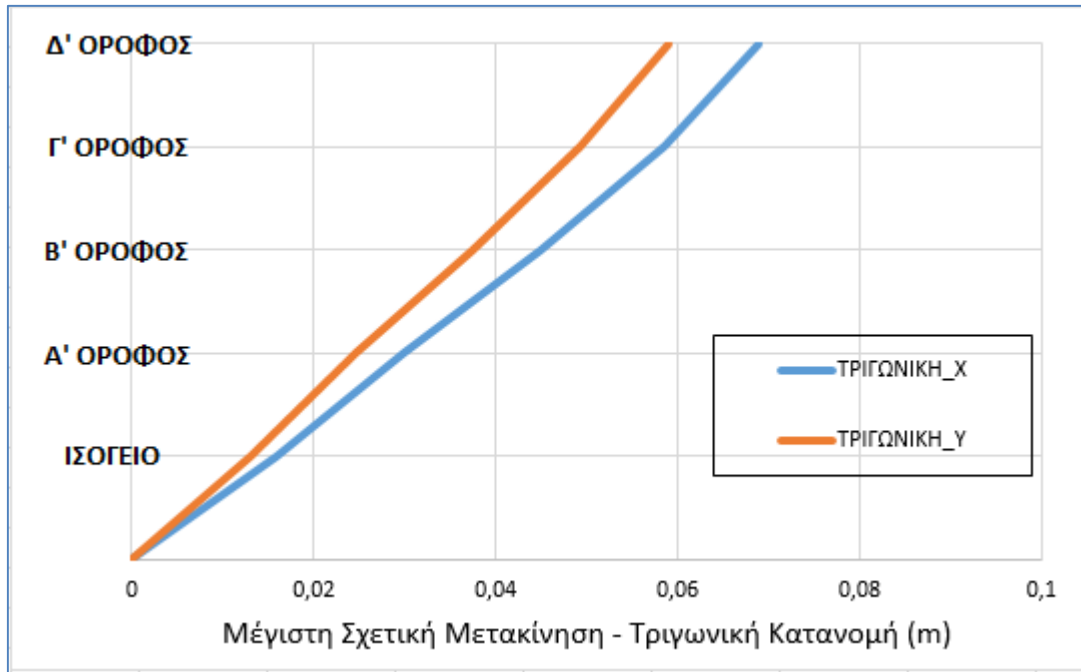


Σχήμα 5.55 Διάγραμμα μέγιστης απόλυτης μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής για την τριγωνική κατανομή – Ανελαστική Στατική Ανάλυση

Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων της κατασκευής («interstory drifts») των παρακάτω διαγραμμάτων ορίζονται ως η διαφορά των μετακινήσεων δύο αντίστοιχων κόμβων γειτονικών ορόφων διαιρεμένη με την υψομετρική διαφορά των ορόφων.



Σχήμα 5.56 Διάγραμμα μέγιστης σχετικής μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής για την ομοιόμορφη κατανομή – Ανελαστική Στατική Ανάλυση



Σχήμα 5.57 Διάγραμμα μέγιστης σχετικής μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής για την τριγωνική κατανομή – Ανελαστική Στατική Ανάλυση

## **5.4 Ανελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας (Non - Linear Time History Analysis)**

### 5.4.1 Θεωρητικό υπόβαθρο

Οι δυναμικές εν χρόνω αναλύσεις αποτελούν ένα ισχυρό εργαλείο για την μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων. Η σεισμική φόρτιση εκφράζεται με την μορφή πραγματικού ή τεχνητού επιταχυνσιογραφήματος σεισμικής διέγερσης. Η δυναμική ανελαστική ανάλυση προσεγγίζει με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκριση της κατασκευής κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, οπότε τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων κατά την διάρκεια του σεισμού. Έτσι, η δυναμική ανελαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί σε οποιονδήποτε φορέα, χωρίς τους περιορισμούς της στατικής ανελαστικής ανάλυσης και μπορεί να θεωρηθεί η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης. Ωστόσο, η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά των επιβαλλόμενων επιταχυνσιογραφημάτων με συνέπεια η δυναμική ανελαστική ανάλυση να πρέπει να επαναλαμβάνεται για αρκετές εδαφικές διεγέρσεις. Μία καλή εκτίμηση της αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης μίας κατασκευής μπορεί να επιτευχθεί αν επιλεγεί προσεκτικά ένα σύνολο κατάλληλων καταγραφών εδαφικών διεγέρσεων (για παράδειγμα ο Ευρωκώδικας 8 συστήνει επτά διεγέρσεις). Η εφαρμογή της ανελαστικής εν χρόνω ανάλυσης απαιτεί την αξιόπιστη προσομοίωση της ανακυκλιζόμενης συμπεριφοράς των μελών. Έτσι, αν και η ακρίβεια και η ισχύς των υπολογιστικών εργαλείων έχει αυξηθεί σημαντικά, υπάρχουν ακόμα αρκετές επιφυλάξεις για τις δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις, ως προς την πολυπλοκότητα και την καταλληλότητα τους σε πρακτικές εφαρμογές σχεδιασμού.

Κατά την εφαρμογή της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης ενσωματώνονται ανελαστικοί νόμοι φορτίου – παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία της κατασκευής. Μέσω επαναληπτικής διαδικασίας υπολογίζεται η απόκριση της κατασκευής για τη δεδομένη σεισμική διέγερση –επιταχυνσιογράφημα εδαφικών κινήσεων- που εφαρμόζεται. Απαιτείται έλεγχος των αποτελεσμάτων της μεθόδου και επακόλουθη μείωση του χρονικού βήματος ολοκλήρωσης αν διαπιστωθεί απότομη μείωση της δυσκαμψίας από το ένα βήμα στο επόμενο. Η διόρθωση της λύσης σε κάθε χρονικό βήμα μπορεί να πραγματοποιηθεί μέσω της επαναληπτικής διαδικασίας Newton – Raphson.

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, τα επιταχυνσιογραφήματα που επιλέγονται πρέπει να συνιστούν φυσικές καταγραφές ή τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα (συμβατά με κάποιο φάσμα σχεδιασμού) για τη δημιουργία των οποίων συνυπολογίζονται όλες οι πιθανές αβεβαιότητες όσον αφορά τη σεισμική κίνηση. Τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα αποτελούνται από τα πλήρως τεχνητά και τα ημι – τεχνητά τα οποία μοιάζουν περισσότερο στις φυσικές καταγραφές.

Σημειώνεται τέλος, πως αν και η ανελαστική δυναμική ανάλυση αποτελεί την ακριβέστερη μέθοδο ανάλυσης, εντούτοις χρησιμοποιείται σε περιορισμένο αριθμό κατασκευών λόγω του μεγάλου υπολογιστικού κόστους, της δυσκολίας επιλογής κατάλληλων επιταχυνσιογραφημάτων και της μεγάλης δυσχέρειας στην επεξεργασία μεγάλου όγκου εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Για όλους τους παραπάνω λόγους η συγκεκριμένη μέθοδος αποτελεί προς το παρόν εργαλείο κυρίως ερευνητικού ενδιαφέροντος και αξιολόγησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων των υπόλοιπων μεθόδων ανάλυσης και κυρίως της ανελαστικής στατικής μεθόδου.



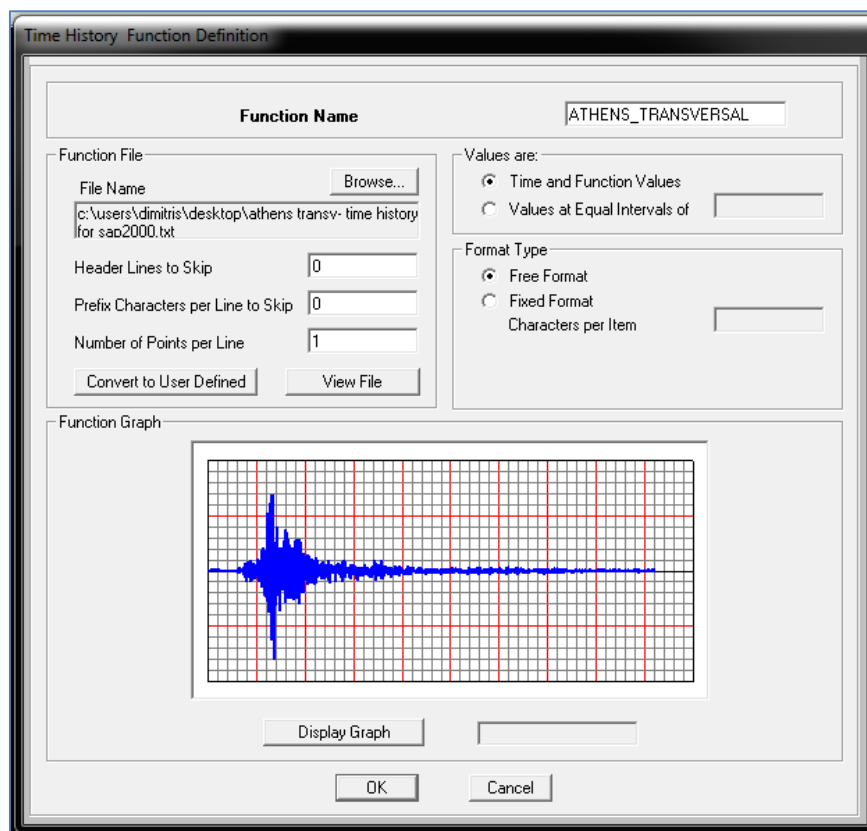
### 5.4.2 Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στις διατομές – Σεισμική Καταγραφή

Οι μη γραμμικές ιδιότητες των διατομών των στοιχείων του δομήματος (δοκοί, υποστυλώματα, τοιχία) περιγράφονται λεπτομερώς στο κεφάλαιο § 5.3.2 της παρούσης διπλωματικής εργασίας για την περίπτωση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.

Για την εφαρμογή της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης επιλέγεται το επιταχυνσιογράφημα της Αθήνας (1999) με συντελεστή επικλιμάκωσης (scaling) –ομοίως με την ελαστική δυναμική ανάλυση- με σκοπό το φάσμα του σεισμού που εισάγεται στην κατασκευή να είναι συμβατό και επομένως συγκρίσιμο με το φάσμα σχεδιασμού. Έτσι, όλες οι συχνότητες του δομικού έργου διεγείρονται με παρόμοιο τρόπο με το φάσμα σχεδιασμού.

Η εισαγωγή του επιταχυνσιογραφήματος στο πρόγραμμα SAP2000 πραγματοποιείται σύμφωνα με τις κάτωθι εντολές.

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



Σχήμα 5.58 Εισαγωγή επιταχυνσιογραφήματος στο πρόγραμμα SAP2000

### 5.4.3 Επιβολή φόρτισης

Η επιβολή της φόρτισης στην ανελαστική δυναμική ανάλυση πραγματοποιείται όμοια με την ανελαστική στατική ανάλυση. Σε πρώτο στάδιο, επιβάλλονται τα μόνιμα και τα κινητά φορτία σύμφωνα με το συνδυασμό  $G + 0.3Q$ , ώστε να προκληθούν οι αντίστοιχες εντάσεις και παραμορφώσεις στην κατασκευή. Κατόπιν, εισάγεται η ανελαστική ανάλυση με σημείο εκκίνησης την ολοκλήρωση της μη – γραμμικής στατικής ανάλυσης  $G + 0.3Q$ .

Για τον ορισμό των διάφορων φορτιστικών περιπτώσεων σύμφωνα με τον ΕΚ-8, σε κάθε διεύθυνση, που αφορούν στα φορτία λόγω της σεισμικής διέγερσης, εισάγεται το επιταχυνσιογράφημα κατά τη μία διεύθυνση (έστω η X) με συντελεστή επικλιμάκωσης που υπολογίζεται στην § 4.3.5 και στην άλλη διεύθυνση (εδώ η Y) ο συντελεστής επικλιμάκωσης πολλαπλασιάζεται με 0.3 όπως επιβάλλει ο Αντισεισμικός Κανονισμός. Έτσι δημιουργούνται δύο συνδυασμοί φόρτισης. Ενδεικτικά παρατίθεται παρακάτω ο πρώτος συνδυασμός.

Define → Load Cases → Add New Load Case

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: G+0.3Q NONLINEAR [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

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

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

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:

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

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          |

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:

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

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

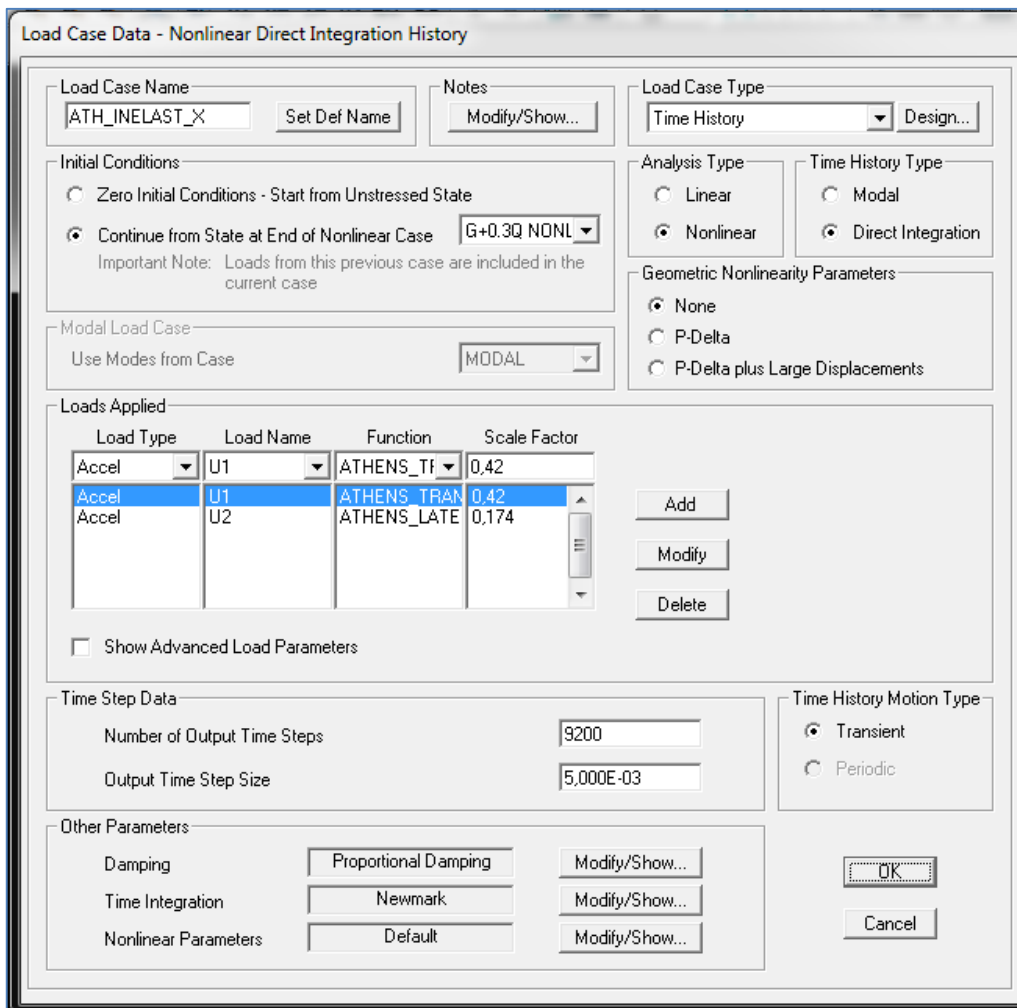
Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

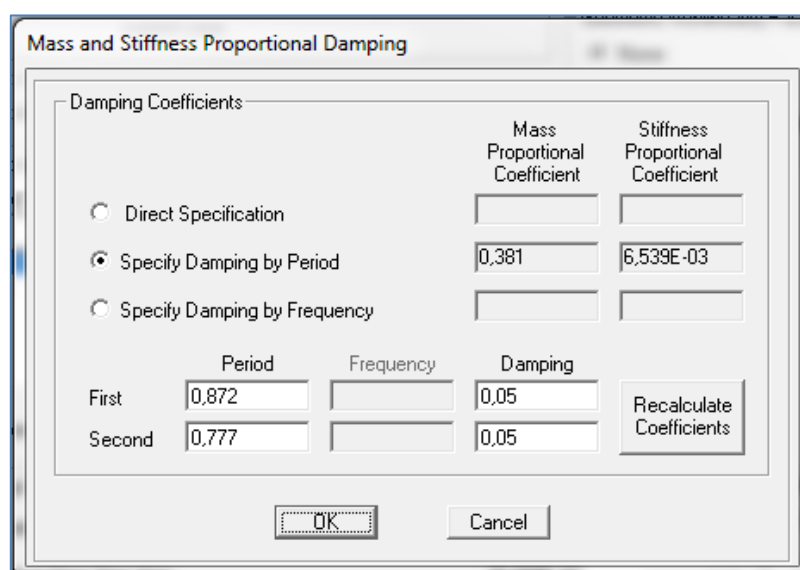
Σχήμα 5.59 Εισαγωγή αρχικών συνθηκών φόρτισης μη – γραμμικής ανάλυσης G + 0.3Q στο πρόγραμμα SAP2000

Επιλέγεται *Nonlinear Analysis Type* και άμεση ολοκλήρωση, *Direct Integration*. Επίσης, χρησιμοποιείται η μέθοδος ολοκλήρωσης Newmark. Οι υπόλοιπες μη – γραμμικές παράμετροι λαμβάνονται *by default* πρόγραμμα SAP2000. Η απόσβεση ορίζεται βάση ενός πίνακα του λογισμικού στον οποίο εμπεριέχονται όροι οι οποίοι επιλέγεται να υπολογίζονται μέσω του προσδιορισμού των δύο πρώτων ιδιοπεριόδων της κατασκευής. Οι τιμές του συντελεστή αναλογικής μάζας και απόσβεσης προκύπτουν όπως παρουσιάζεται σε ακόλουθο σχήμα.

Define → Load Cases → Add New Load Case



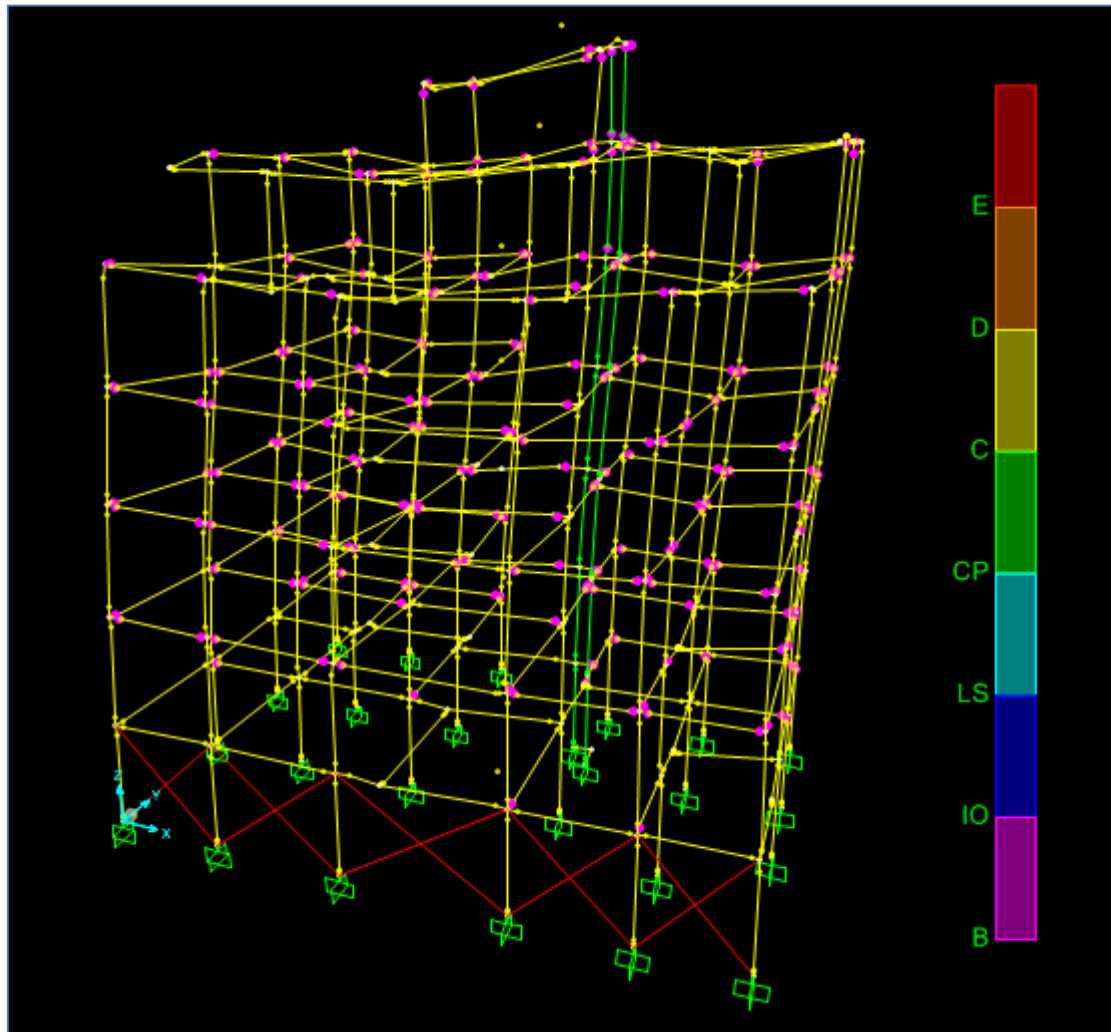
Σχήμα 5.60 Εισαγωγή μη – γραμμικής δυναμικής ανάλυσης κατά τη διεύθυνση X στο πρόγραμμα SAP2000



Σχήμα 5.61 Ορισμός παραμέτρων απόσβεσης στο πρόγραμμα SAP2000

5.4.4 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

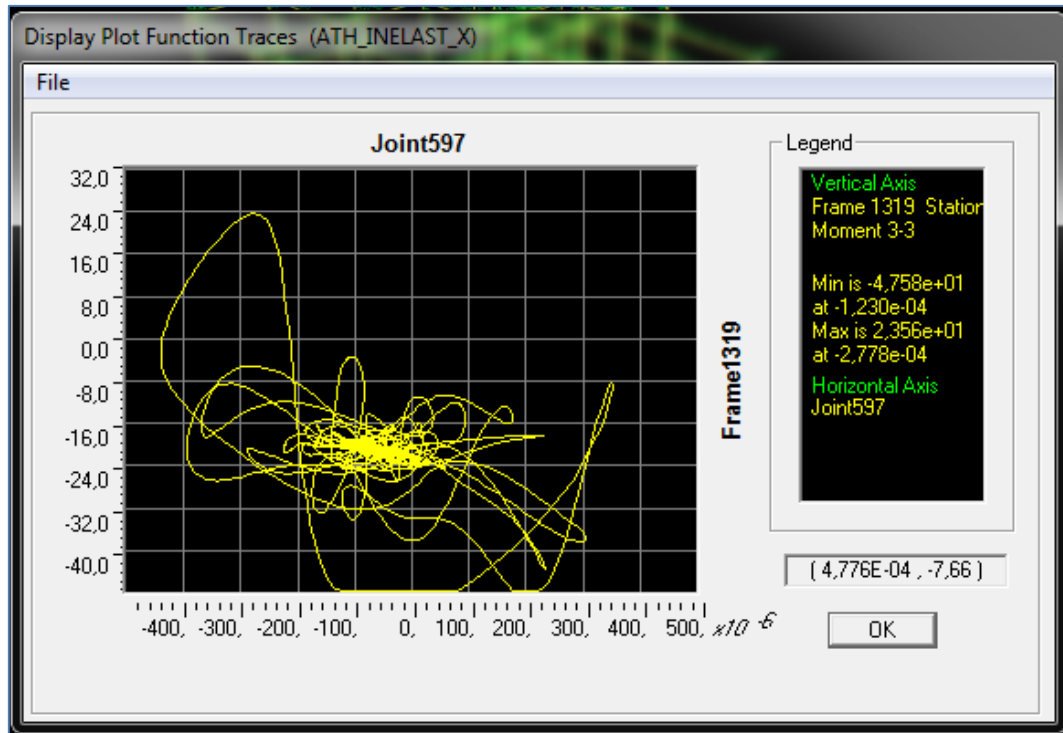
Με την ολοκλήρωση της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης ο παραμορφωμένος φορέας με τις πλαστικές αρθρώσεις για τη δυσμενέστερη παραμόρφωση κατά τη διεύθυνση X για το σεισμό της Αθήνας (1999) –λαμβάνοντας υπόψη τους συντελεστές επικλιμάκωσης- παρατίθεται παρακάτω.



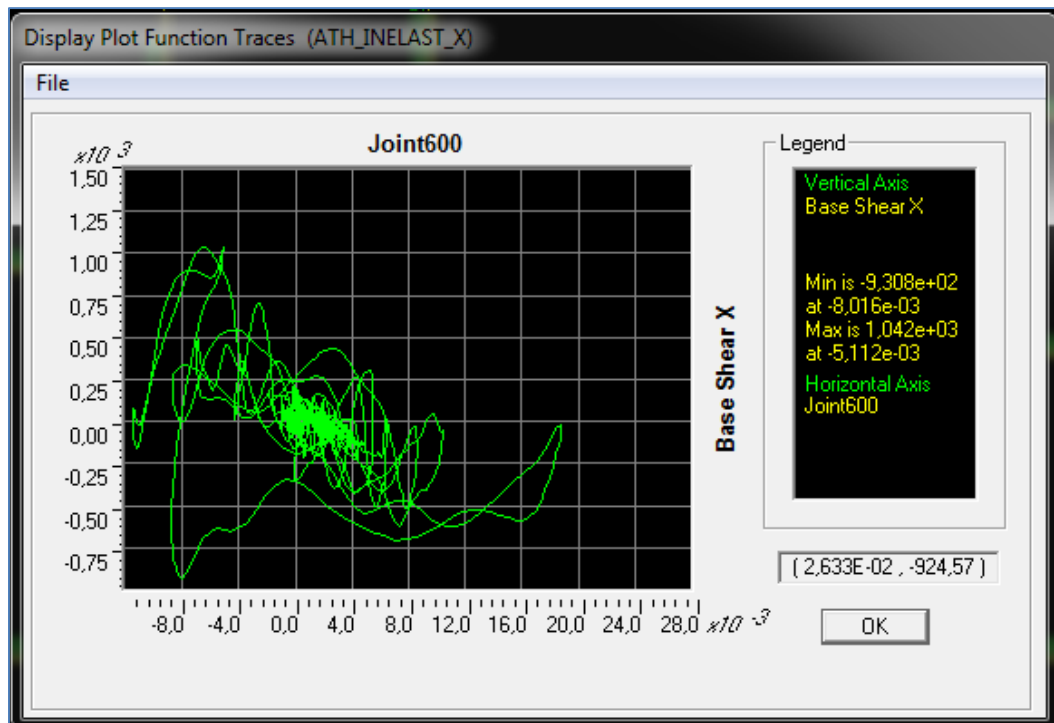
Σχήμα 5.62 Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την επικλιμακούμενη σεισμική διέγερση της Αθήνας (1999) κατά τη διεύθυνση X στο πρόγραμμα SAP2000

Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, η πλειονότητα των δομικών στοιχείων της κατασκευής έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή, ωστόσο κανένα στοιχείο δεν έχει ξεπεράσει το 75% της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία πράγμα που αποδεικνύει πως κανένα από τα στοιχεία δεν έχει ξεπεράσει το όριο της στάθμης «Προστασία Ζωής» (LS).

Χαρακτηριστικό της ανακυκλικής φόρτισης είναι η δημιουργία βρόχων υστέρησης, φόρτισης – αποφόρτισης για την εκάστοτε διατομή της κατασκευής. Κατά τη διαδικασία αυτή, οι διατομές υποβάλλονται σε συνεχείς εναλλαγές των τιμών των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών τους. Ένα παράδειγμα βρόχου υστέρησης παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα για τη δοκό Δ8 του Δ' ορόφου.



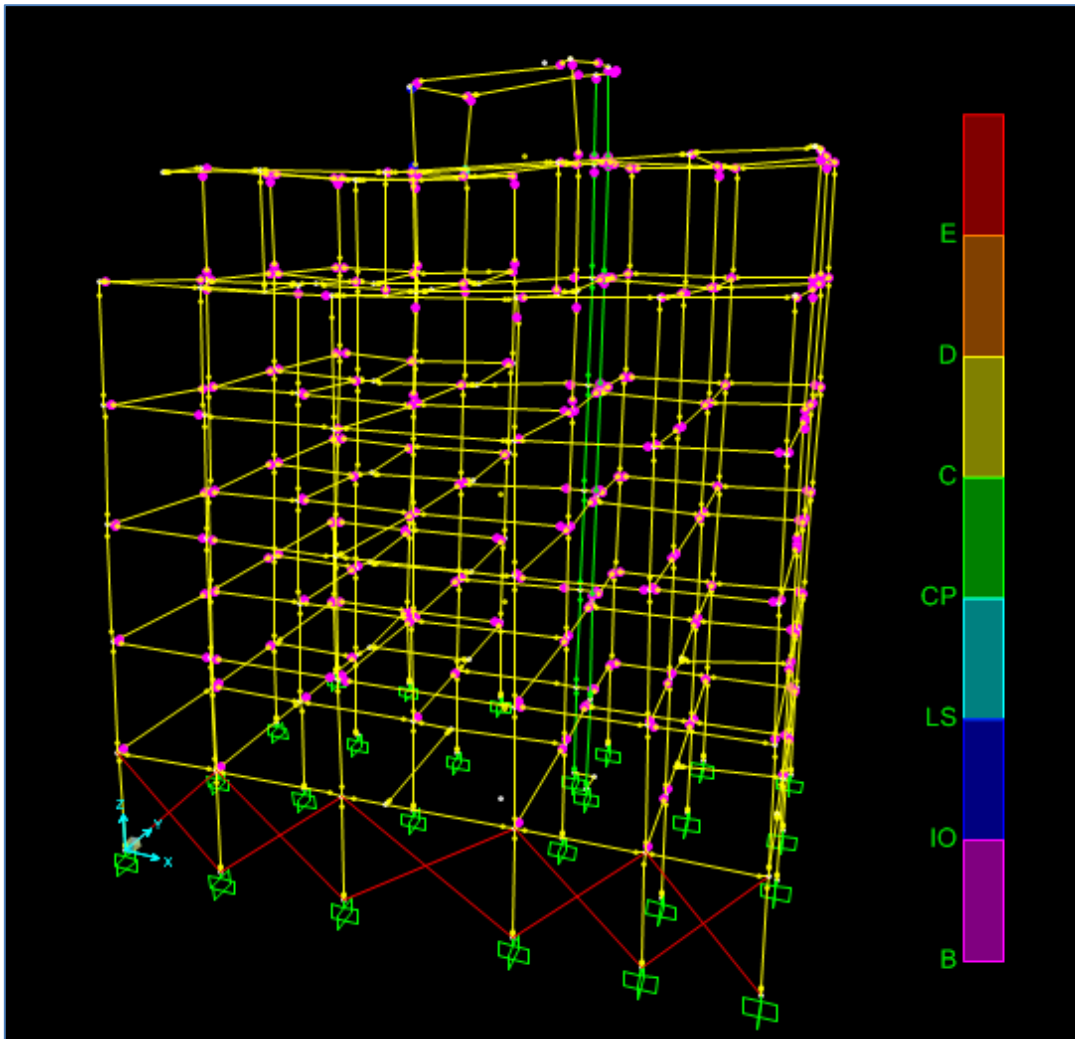
Σχήμα 5.63 Διάγραμμα βρόχου υστέρησης, ροπής – πλαστικής στροφής δοκού Δ8 του Δ' ορόφου στο πρόγραμμα SAP2000



Σχήμα 5.64 Διάγραμμα βρόχου υστέρησης, τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κόμβου ελέγχου κατά τη διεύθυνση X στο πρόγραμμα SAP2000

Παρουσιάζεται επίσης ο βρόχος υστέρησης (στο παραπάνω σχήμα) σε όρους τέμνουσας βάσης – μετατόπισης του κόμβου ελέγχου του δομήματος (κόμβος 600). Σύμφωνα με το διάγραμμα αυτό παρατηρείται ότι η κατασκευή διαθέτει πλαστιμότητα και δεν παρατηρείται πτώση της αντοχής και της δυσκαμψίας κατά τη διαδοχή των κύκλων φόρτισης.

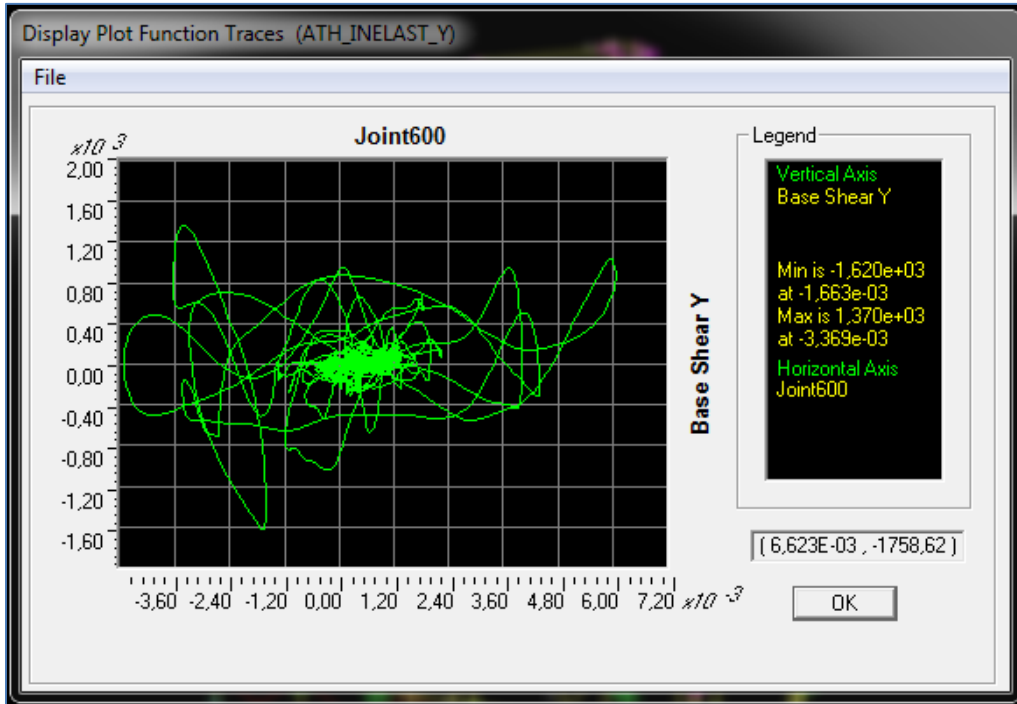
Παρακάτω παρατίθεται επίσης ο παραμορφωμένος φορέας με τη δημιουργία των πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση Y για το σεισμό της Αθήνας (1999).



Σχήμα 5.65 Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την επικλιμακούμενη σεισμική διέγερση της Αθήνας (1999) κατά τη διεύθυνση Y στο πρόγραμμα SAP2000

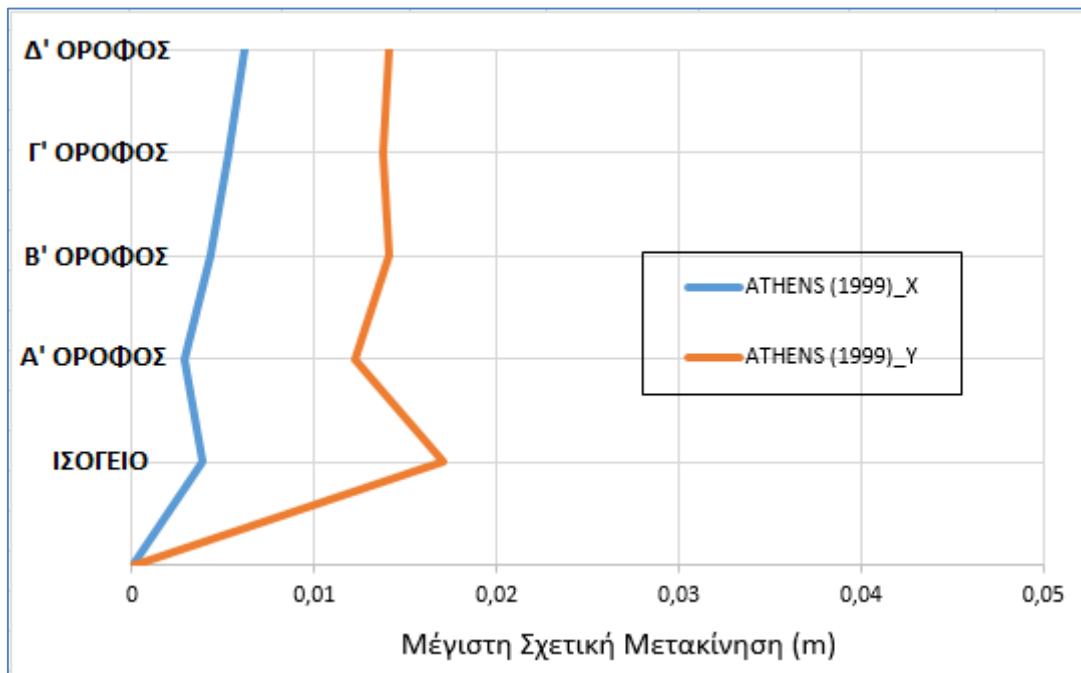
Όμοια με τη διεύθυνση X έτσι και κατά τη διεύθυνση Y η πλειονότητα των δομικών στοιχείων της κατασκευής έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή, ωστόσο κανένα στοιχείο δεν έχει ξεπεράσει το 75% της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία πράγμα που αποδεικνύει πως κανένα από τα στοιχεία δεν έχει ξεπεράσει το όριο της στάθμης «Προστασία Ζωής» (LS).

Παρουσιάζεται ο βρόχος υστέρησης (στο παρακάτω σχήμα) σε όρους τέμνουσας βάσης – μετατόπισης του κόμβου ελέγχου του δομήματος (κόμβος 600).

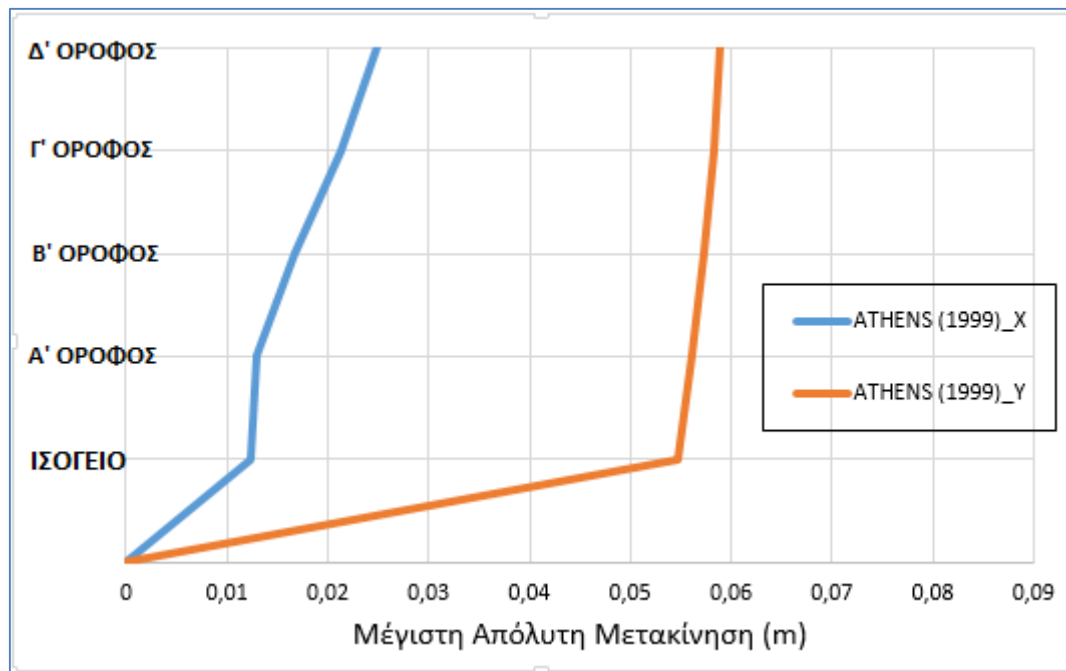


Σχήμα 5.66 Διάγραμμα βρόχου υστέρησης, τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κόμβου ελέγχου κατά τη διεύθυνση Y στο πρόγραμμα SAP2000

Αντίστοιχα με την ανελαστική στατική ανάλυση, υπολογίζονται και παρουσιάζονται διαγραμματικά οι απόλυτες και σχετικές μετακινήσεις ορόφων που δημιουργούνται ανά διεύθυνση για κάθε σεισμική δράση.



Σχήμα 5.67 Διάγραμμα μέγιστων σχετικών μετακινήσεων καθ' ύψος της κατασκευής - Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση



Σχήμα 5.68 Διάγραμμα μέγιστων απόλυτων μετακινήσεων καθ' ύψος της κατασκευής - Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση

Αξίζει να παρατηρηθεί, ως σύνοψη, πως οι τιμές των σχετικών και απόλυτων μετακινήσεων της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης προκύπτουν αρκετά μειωμένες σε σχέση με τις αντίστοιχες της ανελαστικής στατικής μεθόδου. Διαπιστώνεται ότι η χρήση των επικλιμακούμενων σεισμικών φασμάτων στο φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής δεν οδηγεί σε σαφή συμπεράσματα σχετικά με την απόκριση της κατασκευής και πως η σύγκρισή της με την απόκριση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης καθίσταται μη συστηματική. Μια ίσως αποτελεσματικότερη προσέγγιση της δυναμικής ανάλυσης θα προέκυπτε για την απόσβεση που αντιστοιχεί στη μετακίνηση στόχο της επιτελεστικότητας, όπως πραγματοποιείται κατά την ανελαστική στατική ανάλυση. Τότε, τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης θα ήταν άμεσα συγκρίσιμα με εκείνα της στατικής ανάλυσης και όχι υποτιμημένα όπως εν προκειμένω.





### 6 ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ

#### 6.1 Γενικά

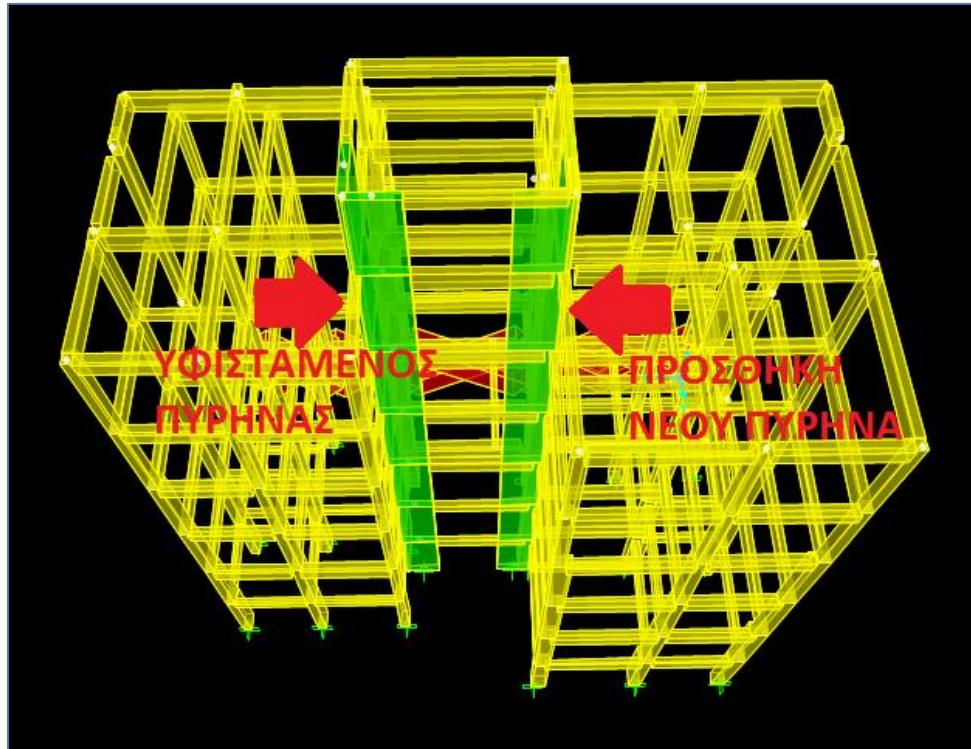
Στο προηγούμενο κεφάλαιο, μέσω της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover Analysis), αποδείχθηκε πως ορισμένα δομικά στοιχεία της κατασκευής υπερβαίνουν το όριο της επιδιωκόμενης στάθμης επιτελεστικότητας, δηλαδή της «Προστασίας Ζωής» (Life Safety). Είναι βεβαίως γνωστό το γεγονός ότι μία στάθμη επιτελεστικότητας για το δόμημα ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής βρίσκεται σε αυτή τη στάθμη. Με άλλα λόγια, πιο πρακτικά, αυτό σημαίνει πως υπάρχει η σοβαρή πιθανότητα ένα μικρό ποσοστό δομικών στοιχείων να έχει υπερβεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας εντούτοις η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται κάτω από αυτή τη στάθμη. Με την έννοια αυτή, τίθεται υπό την κρίση του μηχανικού η αξιολόγηση του μεγέθους, της έκτασης των εμφανιζόμενων βλαβών και ο αντίκτυπος που αυτές έχουν στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

Για την υπό μελέτη κατασκευή, θα ήταν μία λύση η επέμβαση σε συγκεκριμένες δοκούς οι οποίες υπερβαίνουν την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας. Παρατηρώντας όμως τη συνολική συμπεριφορά του δομήματος, την έλλειψη τοιχωμάτων που παρουσιάζει και την εμφανή «αδυναμία» της κυρίως κατά την Y διεύθυνση (μεγαλύτερες μετακινήσεις συγκριτικά με τη διεύθυνση X), κρίνεται επιθυμητό να επιτευχθεί ένας υποβιβασμός του σημείου επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο σε στάθμη που προσεγγίζει καλύτερα τον επιδιωκόμενο στόχο της «Προστασίας Ζωής». Με τη σκέψη αυτή, διερευνώνται ενδεικτικά τρία σενάρια επέμβασης – ενίσχυσης για την κατασκευή. Και στα τρία σενάρια υιοθετείται ένας ακόμα ανοικτός πυρήνας τοιχωμάτων, σχήματος γάμμα, όμοιος με τον ήδη υφιστάμενο. Πρόκειται για μία οικονομική, στοχευμένη επέμβαση η οποία περιορίζεται σε τοπικό επίπεδο με συνέπεια να μη δημιουργείται μεγάλη όχληση των κατοίκων και για τους λόγους αυτούς προκρίνεται ως μία πρώτη διερευνητική προσπάθεια που στόχο έχει τη βελτίωση της αντισεισμικής συμπεριφοράς του δομήματος.

#### 6.2 Πρώτο σενάριο επέμβασης – ενίσχυσης

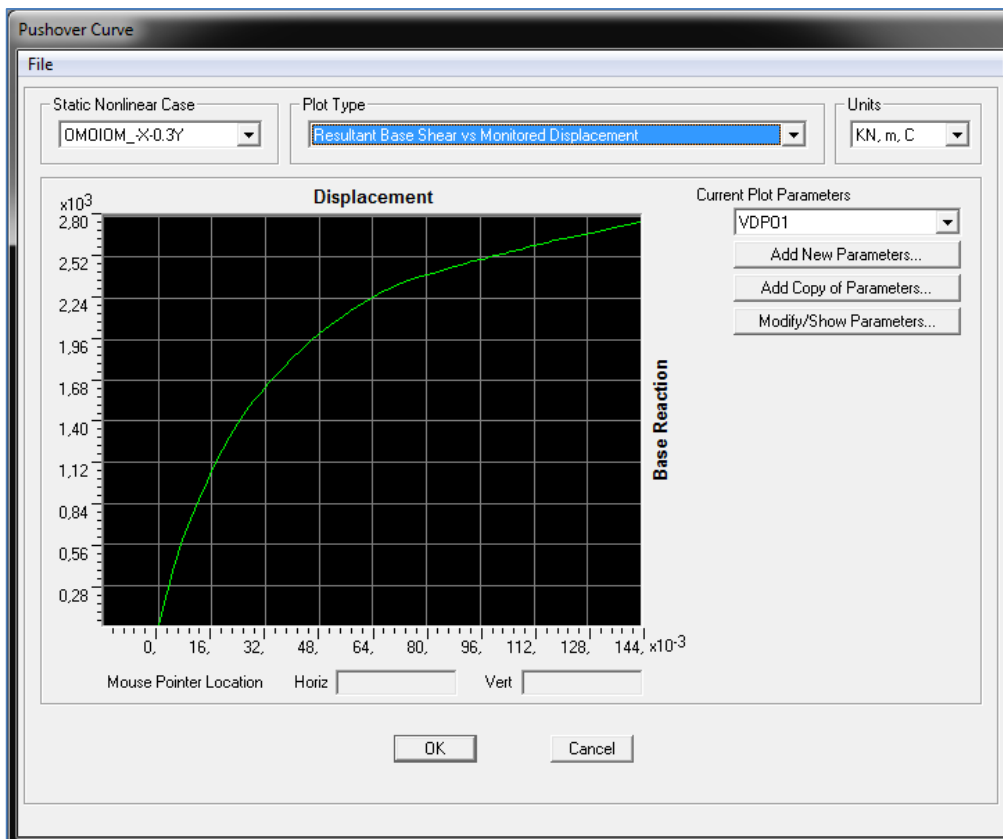
Το πρώτο σενάριο ενίσχυσης – επέμβασης αφορά την προσθήκη ενός ανοικτού πυρήνα ίδιων διαστάσεων (1.20 x 1.60m) με τον υφιστάμενο σε σημείο του φορέα κοντά στο κλιμακοστάσιο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.1.

Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για τις δύο δυσμενέστερες περιπτώσεις φόρτισης της ομοιόμορφης κατανομής, δηλαδή κατά τις διευθύνεις -X, -Y όπου και παρουσιάστηκε μεγαλύτερη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου.

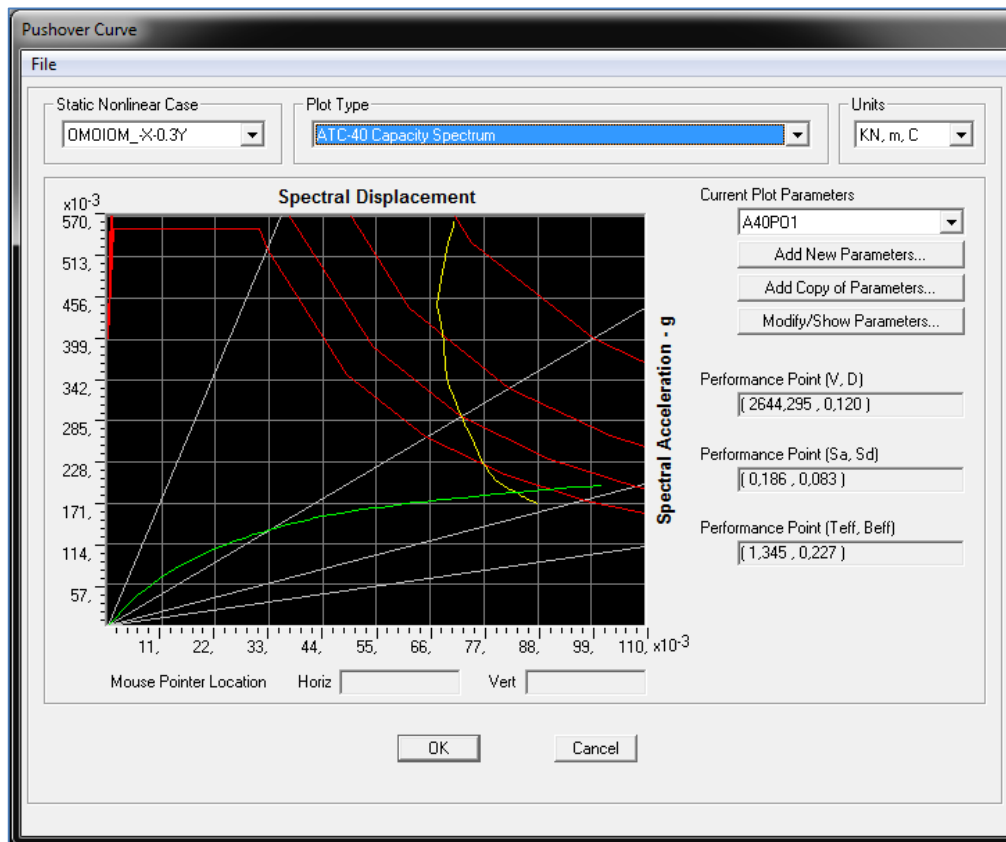


Σχήμα 6.1 Πρώτο σενάριο ενίσχυσης – επέμβασης

- Ομοιόμορφη κατανομή – Διεύθυνση -X



Σχήμα 6.2 Καμπύλη ικανότητας – Διεύθυνση -X στο πρόγραμμα SAP2000

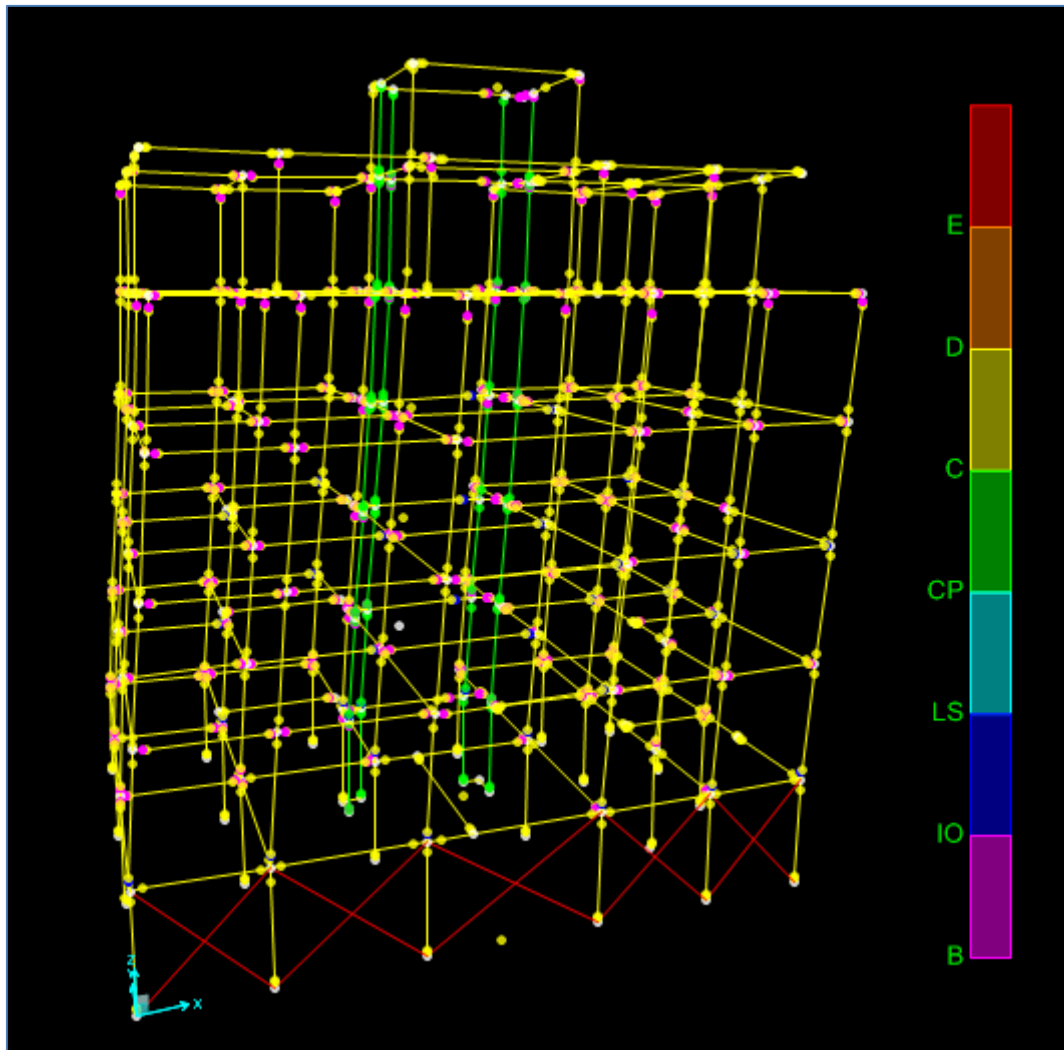


Σχήμα 6.3 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -X κατά ATC-40 στο πρόγραμμα SAP2000

Η ομοιόμορφη ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε 62 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, S_d) = (2644.30, 0.083)$  παρατηρήθηκε μεταξύ των βημάτων 51 και 52.

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-X-0.3Y) |              |                |
|----------------------|--------------|----------------|
| ΒΗΜΑ                 | Sd(m)        | V(KN)          |
| 50                   | 0,081        | 2621,99        |
| 51                   | 0,082        | 2634,83        |
| <b>Σ.Ε.</b>          | <b>0,083</b> | <b>2644,30</b> |
| 52                   | 0,084        | 2650,88        |
| 53                   | 0,086        | 2660,78        |

Πίνακας 6.1 Βήματα ανάλυσης – Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -X



Σχήμα 6.4 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας κατά τη διεύθυνση -X στο πρόγραμμα SAP2000

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-X-0.3Y) |                |              |            |            |           |          |          |          |          |          |            |
|----------------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| ΒΗΜΑ                 | V(KN)          | Sd(m)        | A to B     | B to IO    | IO to LS  | LS to CP | CP to C  | C to D   | D to E   | >E       | ΣΥΝΟΛΟ     |
| 50                   | 2621,99        | 0,081        | 449        | 308        | 23        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 780        |
| 51                   | 2634,83        | 0,082        | 444        | 310        | 26        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 780        |
| <b>52</b>            | <b>2650,88</b> | <b>0,084</b> | <b>442</b> | <b>303</b> | <b>35</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>780</b> |
| 53                   | 2660,78        | 0,086        | 440        | 301        | 39        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 780        |

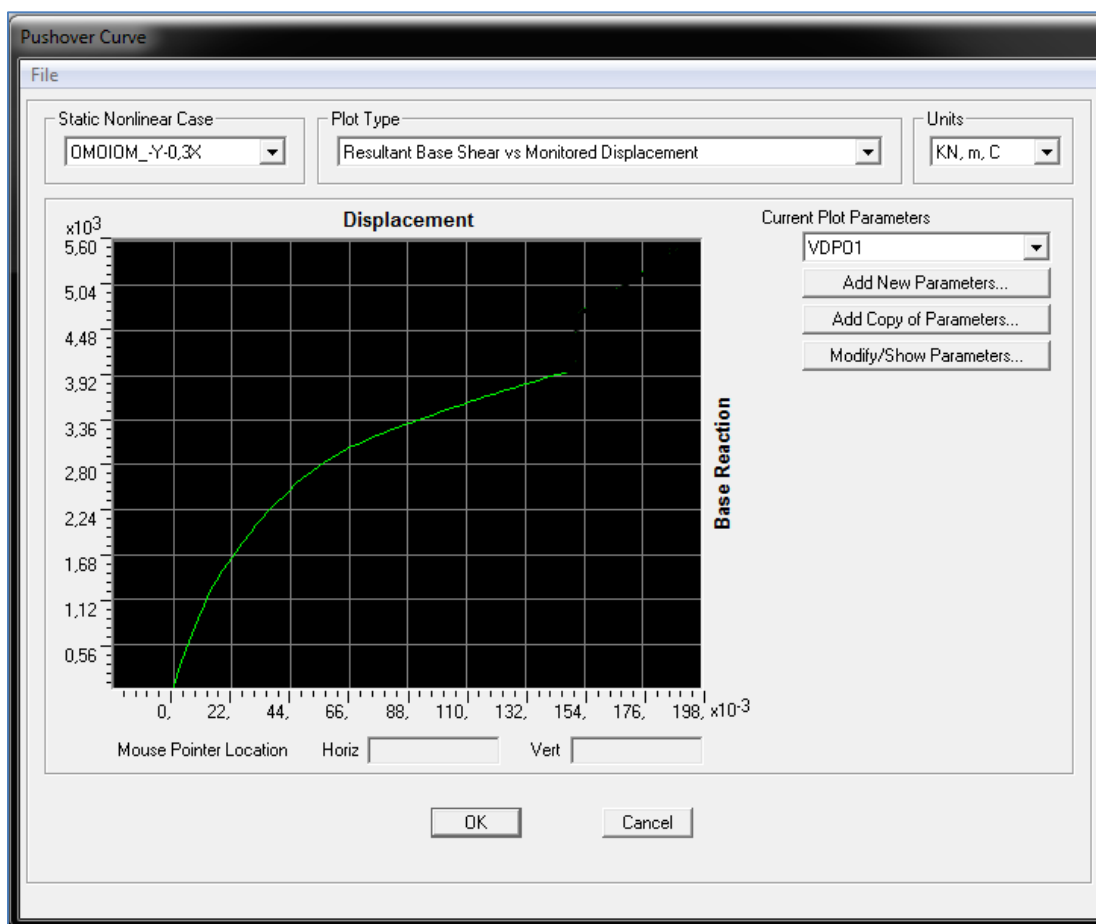
Πίνακας 6.2 Αριθμός και είδος πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση -X στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται η σύγκριση του υφιστάμενου φορέα με τον ενισχυμένο. Συγκρίνοντας το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, Sd) = (2644.30, 0.083)$  με το αντίστοιχο του αρχικού φορέα  $(V, Sd) = (2074.14, 0.095)$  παρατηρούμε μικρή μείωση κατά 1,2cm στη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου και αύξηση της τέμνουσας βάσης.

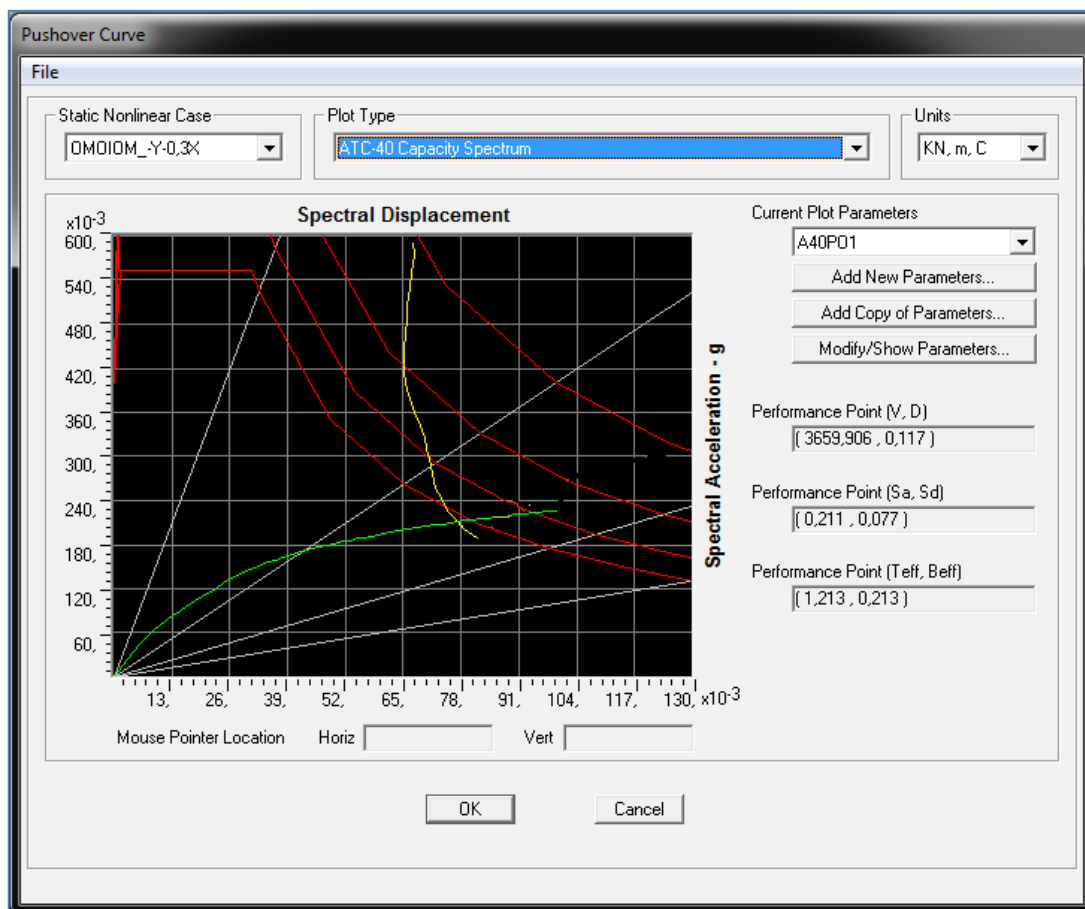
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-X-0.3Y)   |         |       |        |         |          |          |         |        |        |    |        |
|------------------------|---------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|--------|--------|----|--------|
| ΒΗΜΑ                   | V(KN)   | Sd(m) | A to B | B to IO | IO to LS | LS to CP | CP to C | C to D | D to E | >E | ΣΥΝΟΛΟ |
| Σ.Ε. ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ | 2074,14 | 0,095 | 424    | 255     | 73       | 0        | 0       | 0      | 0      | 0  | 752    |
| Σ.Ε. ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ | 2644,30 | 0,083 | 442    | 303     | 35       | 0        | 0       | 0      | 0      | 0  | 780    |

Πίνακας 6.3 Σύγκριση υφιστάμενου – ενισχυμένου φορέα κατά τη διεύθυνση -X στο πρόγραμμα SAP2000

- Ομοιόμορφη κατανομή – Διεύθυνση -Y



Σχήμα 6.5 Καμπύλη ικανότητας – Διεύθυνση -Y στο πρόγραμμα SAP2000

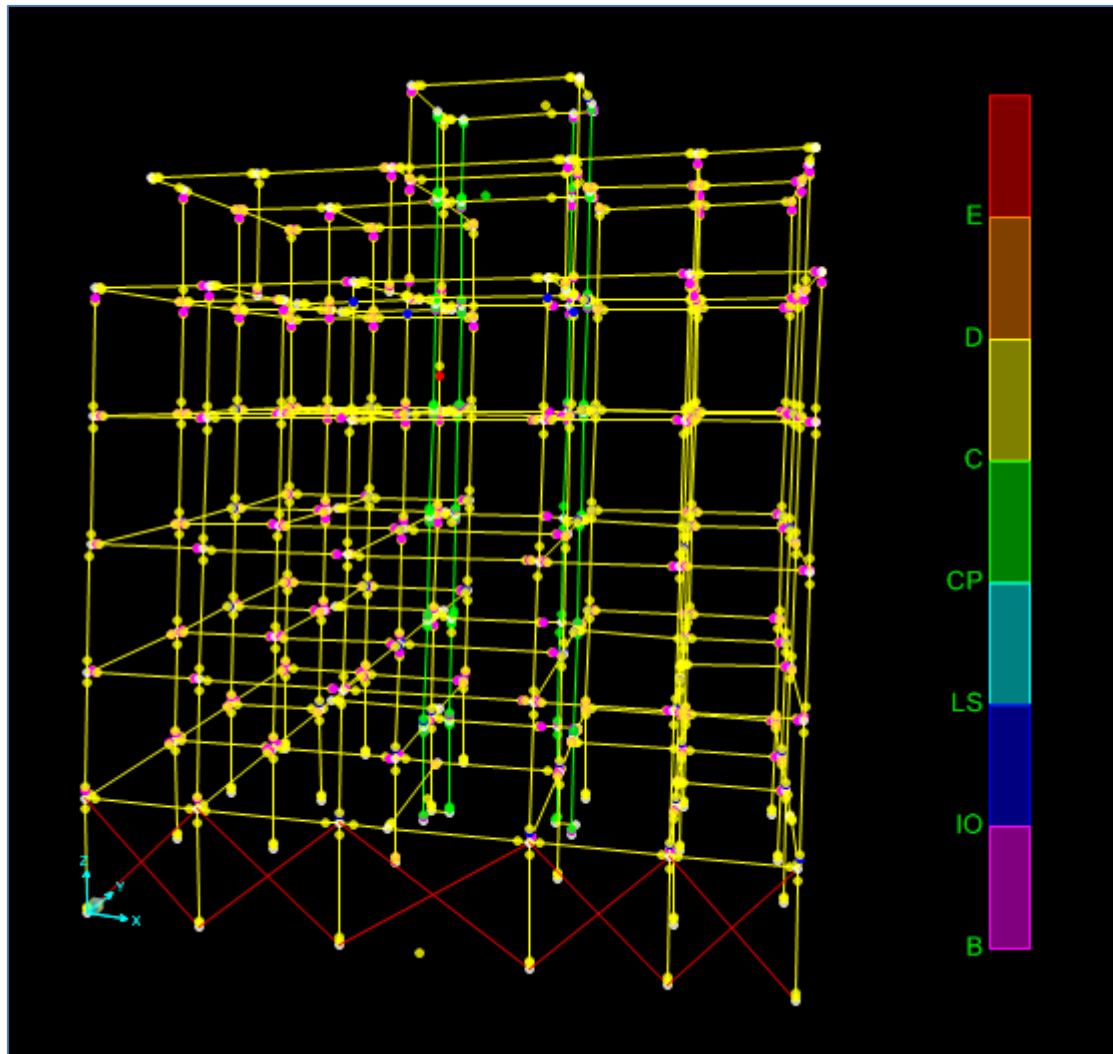


Σχήμα 6.6 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -Y κατά ATC-40 στο πρόγραμμα SAP2000

Η ομοιόμορφη ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε 82 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V, Sd) = (3659.91, 0.077) παρατηρήθηκε μεταξύ των βημάτων 48 και 49.

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-Y-0.3X) |              |                |
|----------------------|--------------|----------------|
| ΒΗΜΑ                 | Sd(m)        | V(KN)          |
| 47                   | 0,076        | 3632,78        |
| 48                   | 0,077        | 3658,91        |
| <b>Σ.Ε.</b>          | <b>0,077</b> | <b>3659,91</b> |
| 49                   | 0,079        | 3687,84        |
| 50                   | 0,080        | 3715,55        |

Πίνακας 6.4 Βήματα ανάλυσης – Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -Y



Σχήμα 6.7 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας κατά τη διεύθυνση -Y στο πρόγραμμα SAP2000

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-Y-0.3X) |                |              |            |            |           |          |          |          |          |          |            |
|----------------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| ΒΗΜΑ                 | V(KN)          | Sd(m)        | A to B     | B to IO    | IO to LS  | LS to CP | CP to C  | C to D   | D to E   | >E       | ΣΥΝΟΛΟ     |
| 47                   | 3632,78        | 0,076        | 388        | 342        | 49        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 780        |
| 48                   | 3658,91        | 0,077        | 383        | 339        | 57        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 780        |
| <b>49</b>            | <b>3687,84</b> | <b>0,079</b> | <b>377</b> | <b>341</b> | <b>61</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>780</b> |
| 50                   | 3715,55        | 0,080        | 374        | 336        | 69        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 780        |

Πίνακας 6.5 Αριθμός και είδος πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση -Y στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται η σύγκριση του υφιστάμενου φορέα με τον ενισχυμένο. Συγκρίνοντας το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, Sd) = (3659.91, 0.077)$  με το αντίστοιχο του αρχικού φορέα  $(V, Sd) = (2952.11, 0.085)$  παρατηρούμε μικρή μείωση κατά 0,8cm στη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου και αξιόλογη αύξηση της τέμνουσας βάσης.



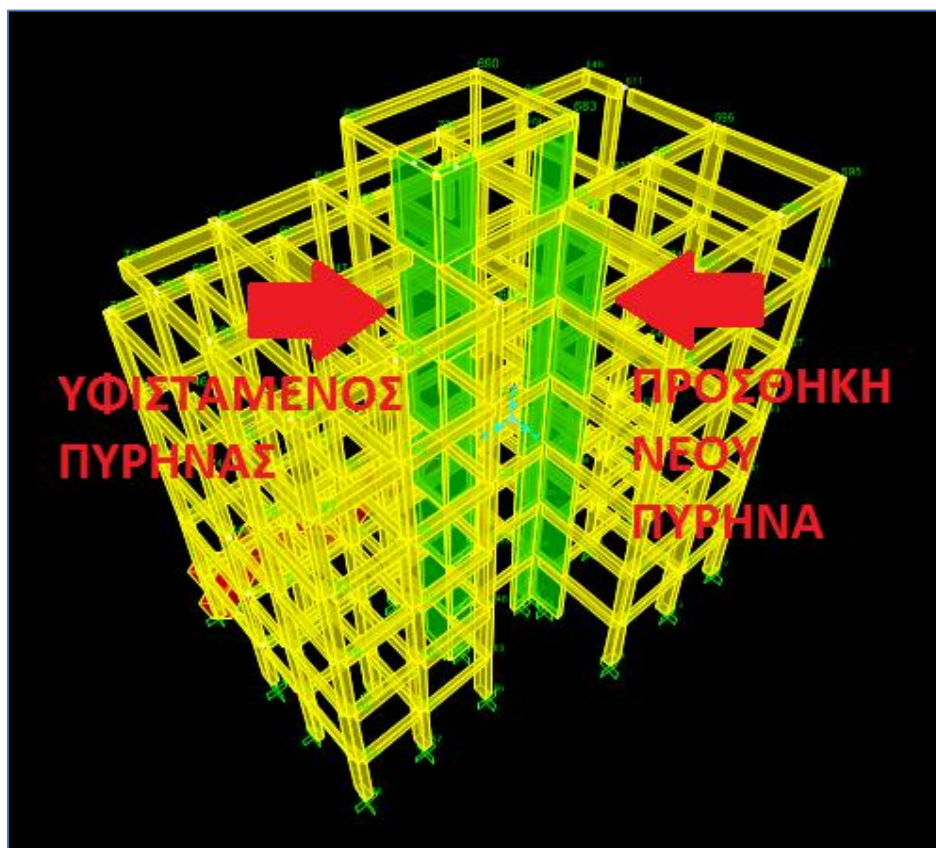
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-Y-0.3X)   |         |       |        |         |          |          |         |        |        |    |        |
|------------------------|---------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|--------|--------|----|--------|
| ΒΗΜΑ                   | V(KN)   | Sd(m) | A to B | B to IO | IO to LS | LS to CP | CP to C | C to D | D to E | >E | ΣΥΝΟΛΟ |
| Σ.Ε. ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ | 2952,11 | 0,085 | 371    | 305     | 76       | 0        | 0       | 0      | 0      | 0  | 752    |
| Σ.Ε. ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ | 3659,91 | 0,077 | 377    | 341     | 61       | 0        | 0       | 0      | 0      | 0  | 780    |

Πίνακας 6.6 Σύγκριση υφιστάμενου – ενισχυμένου φορέα κατά τη διεύθυνση -Y στο πρόγραμμα SAP2000

### 6.3 Δεύτερο σενάριο επέμβασης – ενίσχυσης

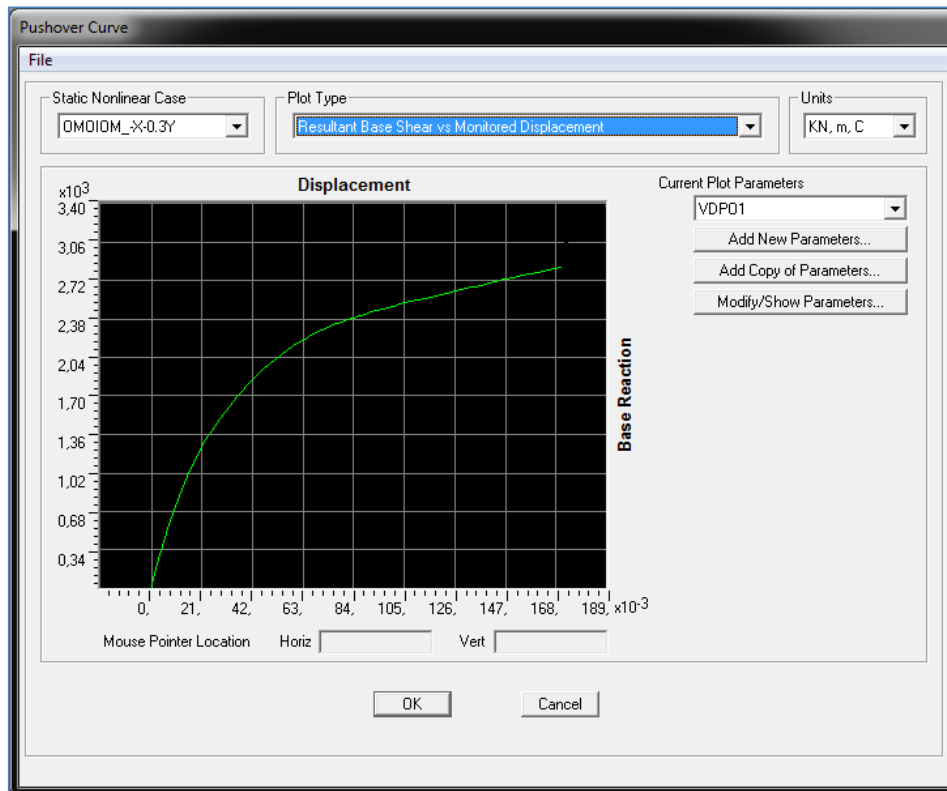
Το δεύτερο σενάριο ενίσχυσης – επέμβασης είναι παρόμοιο με το πρώτο με τη διαφορά ότι εισάγεται στο προσομοίωμα ένας ανοικτός πυρήνας ίδιων διαστάσεων (1.20 x 1.60m) με τον υφιστάμενο σε σημείο όμως διαφορετικό με το πρώτο σενάριο, πλησίον πάντως του κλιμακοστασίου, όπως φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 6.8.

Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για τις δύο δυσμενέστερες περιπτώσεις φόρτισης της ομοιόμορφης κατανομής, δηλαδή κατά τις διευθύνεις X, Y όπου και παρουσιάστηκε μεγαλύτερη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου.

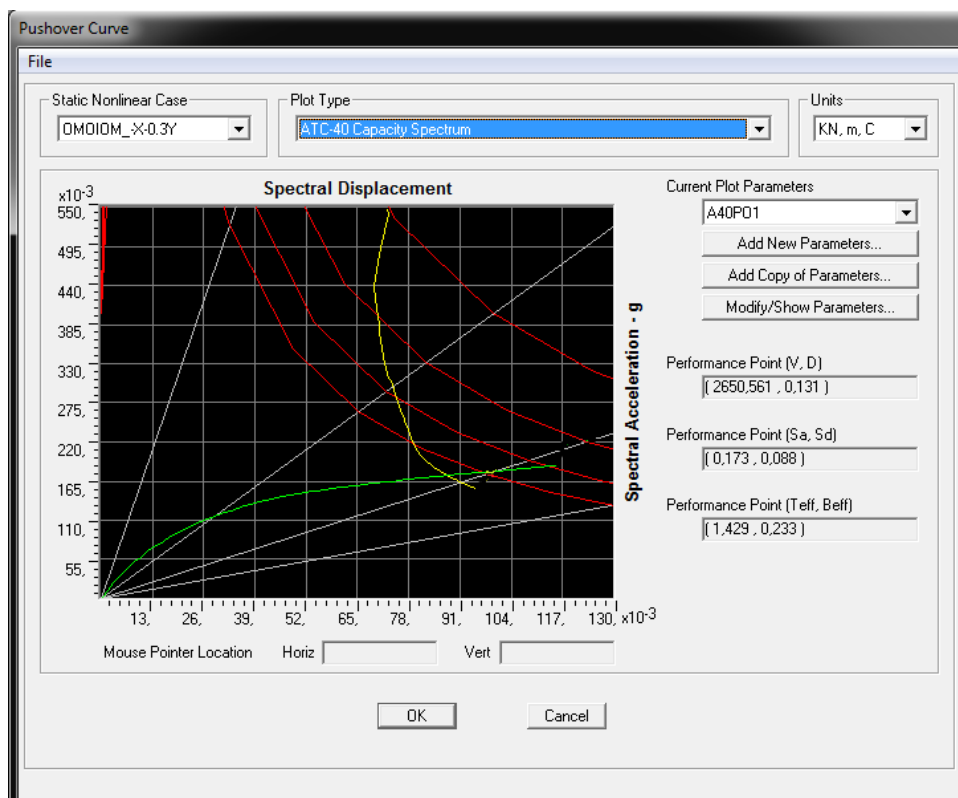


Σχήμα 6.8 Δεύτερο σενάριο ενίσχυσης – επέμβασης

- Ομοιόμορφη κατανομή – Διεύθυνση –X



Σχήμα 6.9 Καμπύλη ικανότητας – Διεύθυνση -X στο πρόγραμμα SAP2000

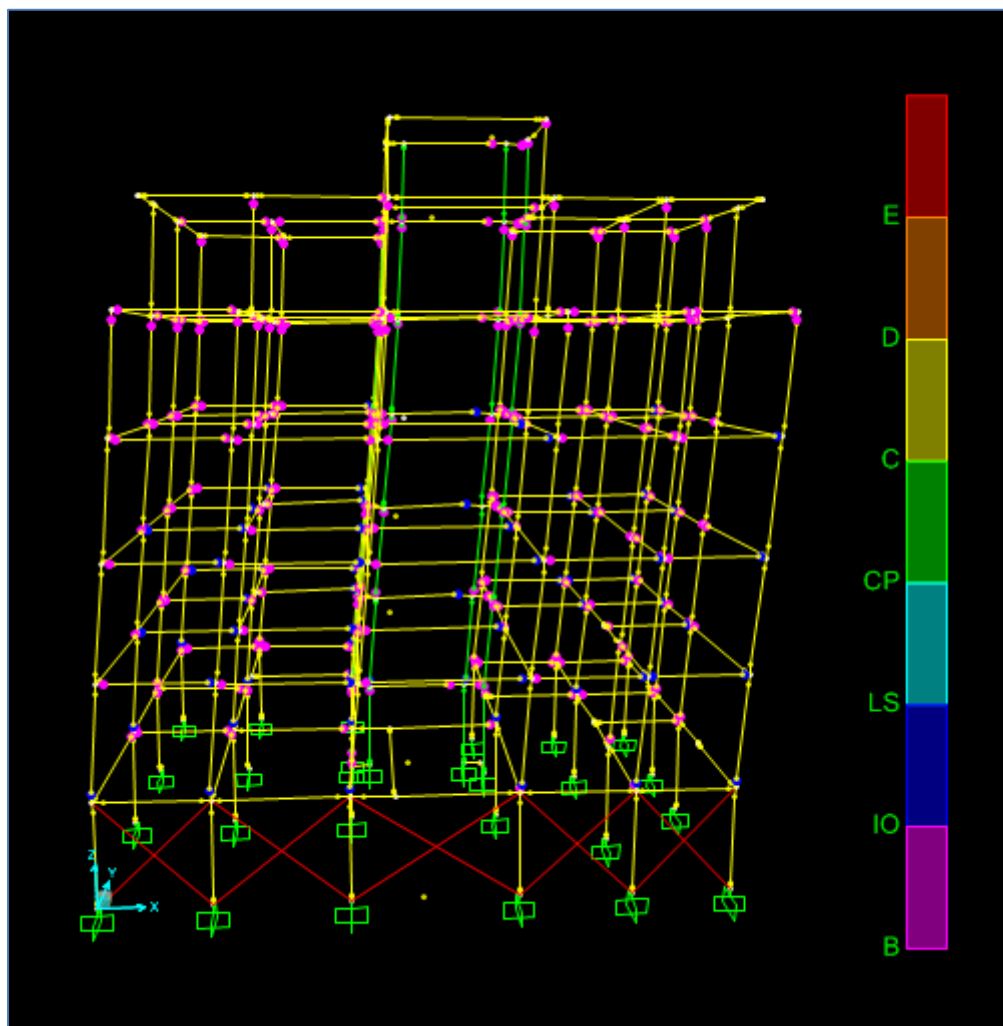


Σχήμα 6.10 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -X κατά ATC-40 στο πρόγραμμα SAP2000

Η ομοιόμορφη ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε 78 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, Sd) = (2650.56, 0.088)$  παρατηρήθηκε μεταξύ των βημάτων 54 και 55.

| <b>ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-X-0.3Y)</b> |              |                |
|-----------------------------|--------------|----------------|
| <b>ΒΗΜΑ</b>                 | <b>Sd(m)</b> | <b>V(KN)</b>   |
| 53                          | 0,086        | 2639,06        |
| 54                          | 0,088        | 2649,00        |
| <b>Σ.Ε.</b>                 | <b>0,088</b> | <b>2650,56</b> |
| 55                          | 0,089        | 2658,31        |
| 56                          | 0,091        | 2667,29        |

Πίνακας 6.7 Βήματα ανάλυσης – Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -X



Σχήμα 6.11 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας κατά τη διεύθυνση -X στο πρόγραμμα SAP2000

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-X-0.3Y) |                |              |            |            |           |          |          |          |          |          |            |
|----------------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| ΒΗΜΑ                 | V(KN)          | Sd(m)        | A to B     | B to IO    | IO to LS  | LS to CP | CP to C  | C to D   | D to E   | >E       | ΣΥΝΟΛΟ     |
| 53                   | 2639,06        | 0,086        | 416        | 308        | 54        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 778        |
| 54                   | 2649,00        | 0,088        | 413        | 306        | 59        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 778        |
| <b>55</b>            | <b>2658,31</b> | <b>0,089</b> | <b>411</b> | <b>303</b> | <b>64</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>778</b> |
| 56                   | 2667,29        | 0,091        | 409        | 302        | 67        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 778        |

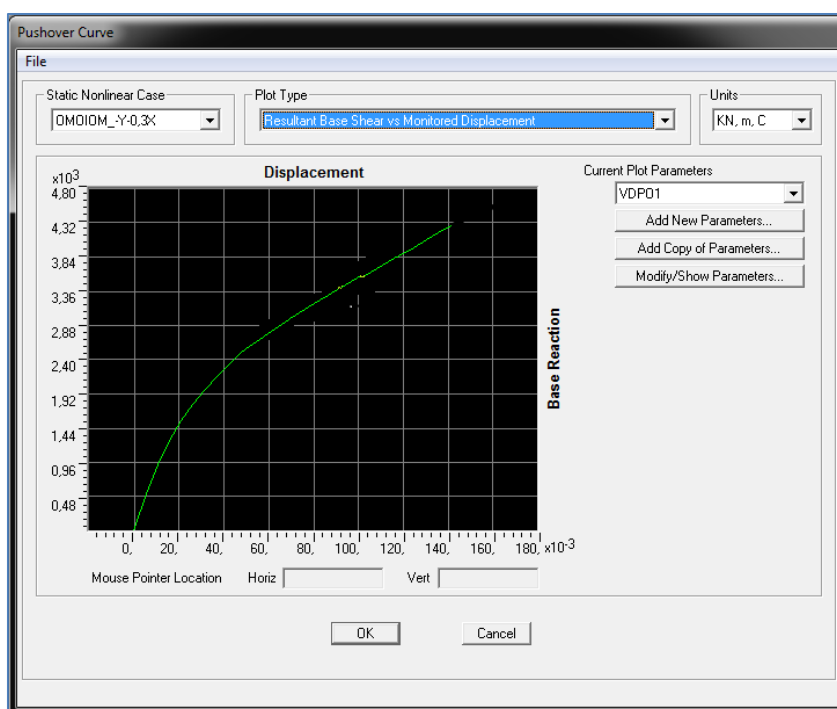
Πίνακας 6.8 Αριθμός και είδος πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση -X στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται η σύγκριση του υφιστάμενου φορέα με τον ενισχυμένο. Συγκρίνοντας το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, Sd) = (2650.56, 0.088)$  με το αντίστοιχο του αρχικού φορέα  $(V, Sd) = (2074.14, 0.095)$  παρατηρούμε μικρή μείωση κατά 0,7cm στη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου και αξιόλογη αύξηση της τέμνουσας βάσης.

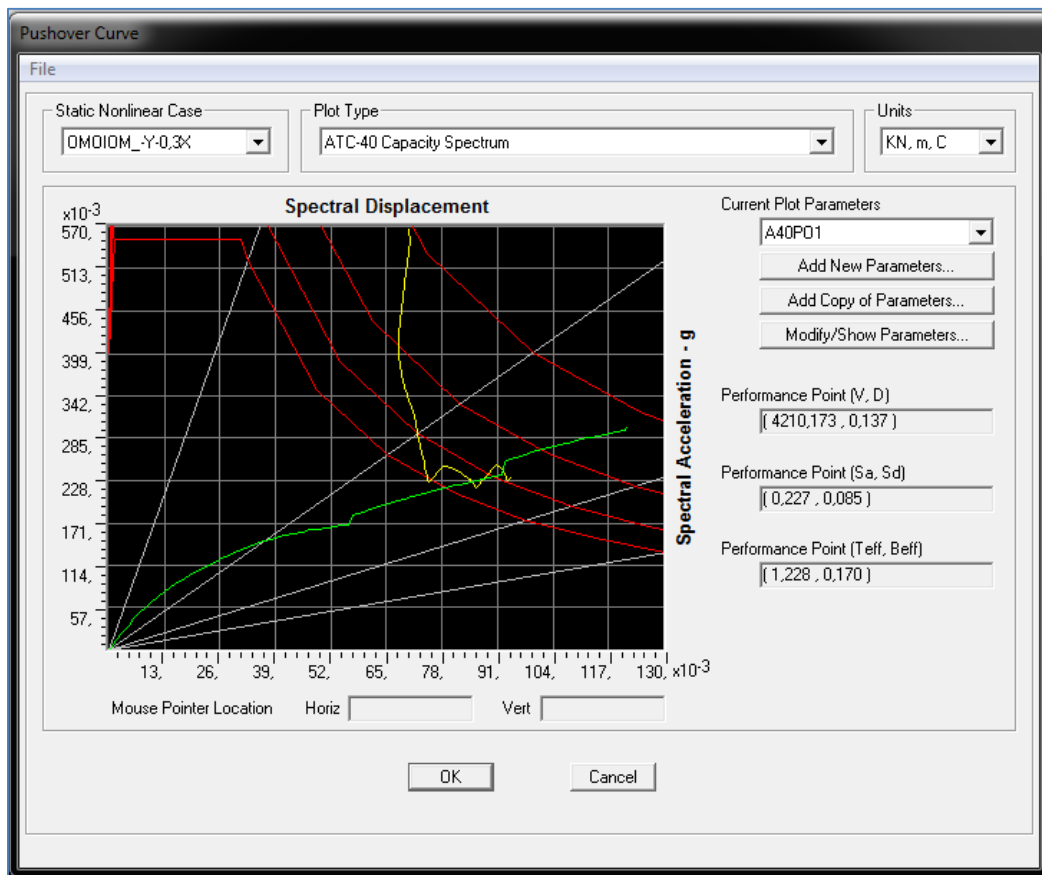
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-X-0.3Y)   |         |       |        |         |          |          |         |        |        |    |        |
|------------------------|---------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|--------|--------|----|--------|
| ΒΗΜΑ                   | V(KN)   | Sd(m) | A to B | B to IO | IO to LS | LS to CP | CP to C | C to D | D to E | >E | ΣΥΝΟΛΟ |
| Σ.Ε. ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ | 2074,14 | 0,095 | 424    | 255     | 73       | 0        | 0       | 0      | 0      | 0  | 752    |
| Σ.Ε. ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ | 2650,56 | 0,088 | 411    | 303     | 64       | 0        | 0       | 0      | 0      | 0  | 778    |

Πίνακας 6.9 Σύγκριση υφιστάμενου – ενισχυμένου φορέα κατά τη διεύθυνση -X στο πρόγραμμα SAP2000

- Ομοιόμορφη κατανομή – Διεύθυνση -Y



Σχήμα 6.12 Καμπύλη ικανότητας – Διεύθυνση -Y στο πρόγραμμα SAP2000

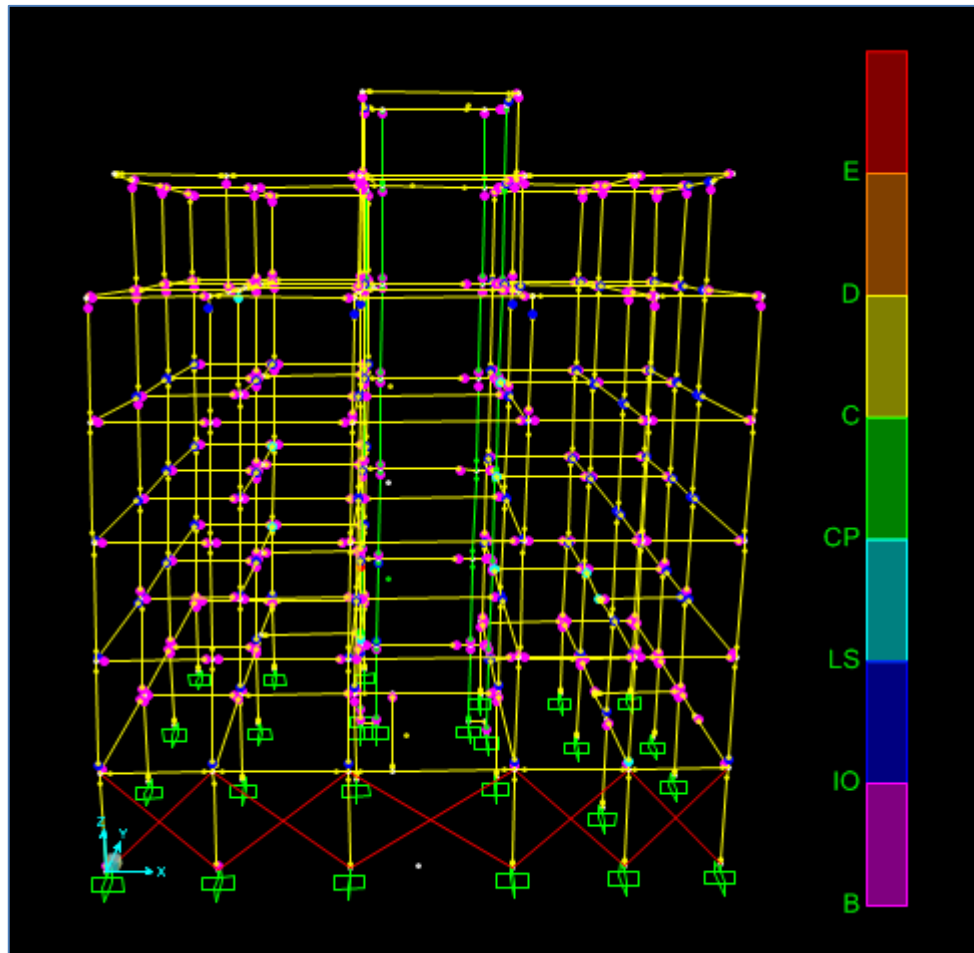


Σχήμα 6.13 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -Y κατά ATC-40 στο πρόγραμμα SAP2000

Η ομοιόμορφη ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε 83 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V, Sd) = (4210.17, 0.085) παρατηρήθηκε μεταξύ των βημάτων 56 και 57.

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-Y-0.3X) |              |                |
|----------------------|--------------|----------------|
| ΒΗΜΑ                 | Sd(m)        | V(KN)          |
| 55                   | 0,082        | 4138,50        |
| 56                   | 0,083        | 4169,63        |
| <b>Σ.Ε.</b>          | <b>0,085</b> | <b>4210,17</b> |
| 57                   | 0,085        | 4213,46        |
| 58                   | 0,086        | 4246,04        |

Πίνακας 6.10 Βήματα ανάλυσης – Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -Y



Σχήμα 6.14 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεσματικότητας κατά τη διεύθυνση -Y στο πρόγραμμα SAP2000

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-Y-0.3X) |                |              |            |            |           |          |          |          |          |          |            |
|----------------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| ΒΗΜΑ                 | V(KN)          | Sd(m)        | A to B     | B to IO    | IO to LS  | LS to CP | CP to C  | C to D   | D to E   | >E       | ΣΥΝΟΛΟ     |
| 55                   | 4138,50        | 0,082        | 318        | 391        | 67        | 1        | 0        | 0        | 0        | 0        | 778        |
| 56                   | 4169,63        | 0,083        | 314        | 390        | 72        | 1        | 0        | 0        | 0        | 0        | 778        |
| <b>57</b>            | <b>4213,46</b> | <b>0,085</b> | <b>312</b> | <b>389</b> | <b>75</b> | <b>1</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>778</b> |
| 58                   | 4246,04        | 0,086        | 303        | 390        | 82        | 1        | 1        | 0        | 0        | 0        | 778        |

Πίνακας 6.11 Αριθμός και είδος πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση -Y στο σημείο επιτελεσματικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

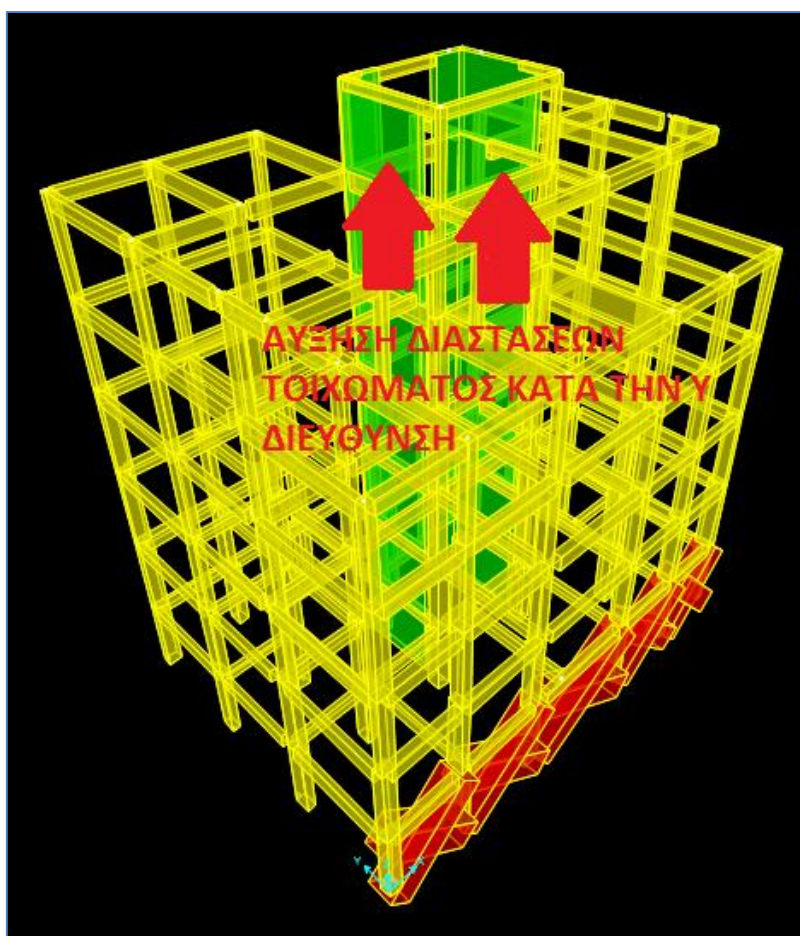
Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται η σύγκριση του υφιστάμενου φορέα με τον ενισχυμένο. Συγκρίνοντας το σημείο επιτελεσματικότητας  $(V, Sd) = (4210.17, 0.085)$  με το αντίστοιχο του αρχικού φορέα  $(V, Sd) = (2953.39, 0.085)$  παρατηρούμε πως δεν έχει μεταβληθεί η τιμή της μετακίνησης κόμβου ελέγχου και μεγάλη αύξηση της τέμνουσας βάσης. Επίσης παρατηρείται ένα δομικό στοιχείο το οποίο έχει υπερβεί τη στάθμη «Προστασίας Ζωής» σε αντίθεση(!) με τον αρχικό φορέα στον οποίο όλα τα στοιχεία βρίσκονται εντός επιθυμητού στόχου.

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-Y-0.3X)   |         |       |              |               |                |                |               |              |              |    |        |
|------------------------|---------|-------|--------------|---------------|----------------|----------------|---------------|--------------|--------------|----|--------|
| ΒΗΜΑ                   | V(KN)   | Sd(m) | A<br>to<br>B | B<br>to<br>IO | IO<br>to<br>LS | LS<br>to<br>CP | CP<br>to<br>C | C<br>to<br>D | D<br>to<br>E | >E | ΣΥΝΟΛΟ |
| Σ.Ε. ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ | 2953,39 | 0,085 | 371          | 305           | 76             | 0              | 0             | 0            | 0            | 0  | 752    |
| Σ.Ε. ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ | 4210,17 | 0,085 | 312          | 389           | 75             | 0              | 0             | 0            | 0            | 0  | 778    |

Πίνακας 6.12 Σύγκριση υφιστάμενου – ενισχυμένου φορέα κατά τη διεύθυνση –Y στο πρόγραμμα SAP2000

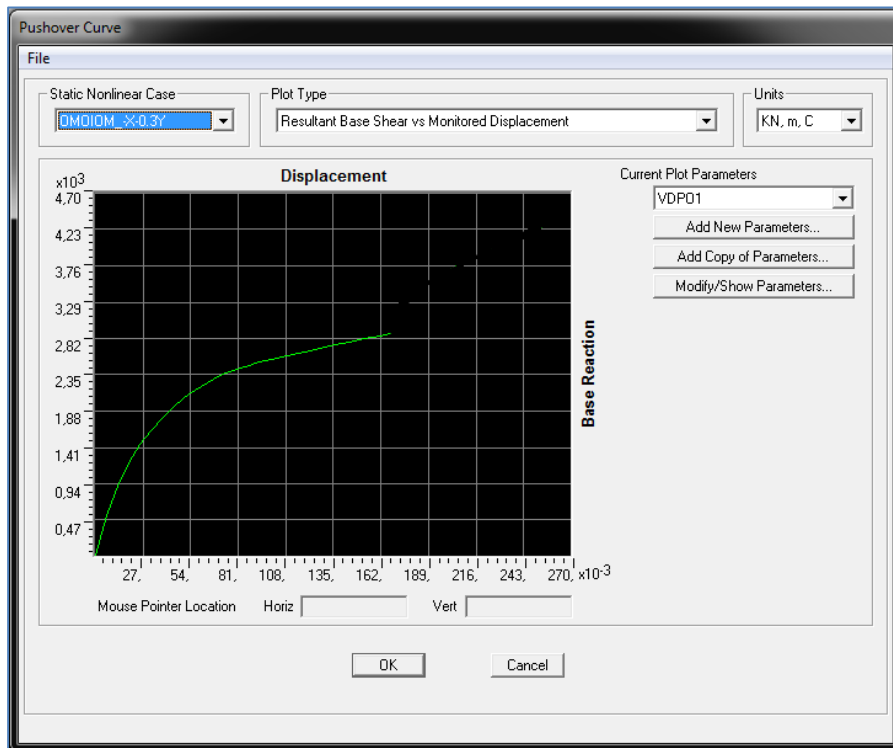
#### 6.4 Τρίτο σενάριο επέμβασης – ενίσχυσης

Το τρίτο σενάριο ενίσχυσης – επέμβασης είναι παρόμοιο με το πρώτο με τη διαφορά ότι εισάγεται στο προσομοίωμα ένας ανοικτός πυρήνας διαφορετικών διαστάσεων (1.20 x 3.00m) με τον υφιστάμενο όπως φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 6.15. Αυξάνεται η διάσταση κατά την Y διεύθυνση από 1.60m σε 3.00m με στόχο να βελτιωθεί η αντισεισμική απόκριση του φορέα. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για τις δύο δυσμενέστερες περιπτώσεις φόρτισης της ομοιόμορφης κατανομής, δηλαδή κατά τις διευθύνεις X, Y όπου και παρουσιάστηκε μεγαλύτερη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου.

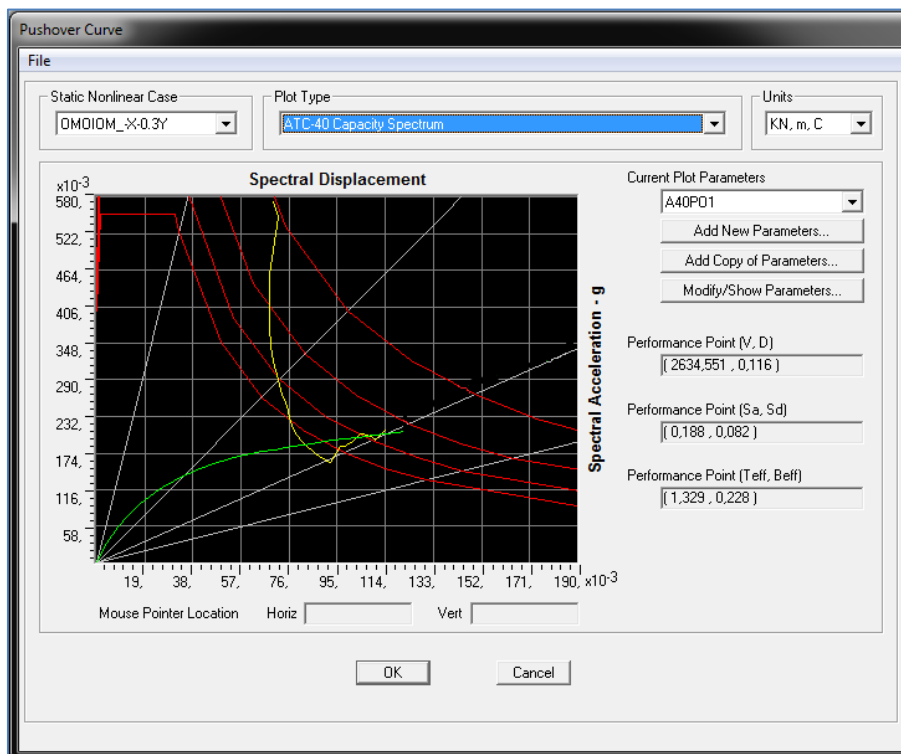


Σχήμα 6.15 Τρίτο σενάριο ενίσχυσης – επέμβασης

- Ομοιόμορφη κατανομή – Διεύθυνση –X



Σχήμα 6.16 Καμπύλη ικανότητας – Διεύθυνση -X στο πρόγραμμα SAP2000



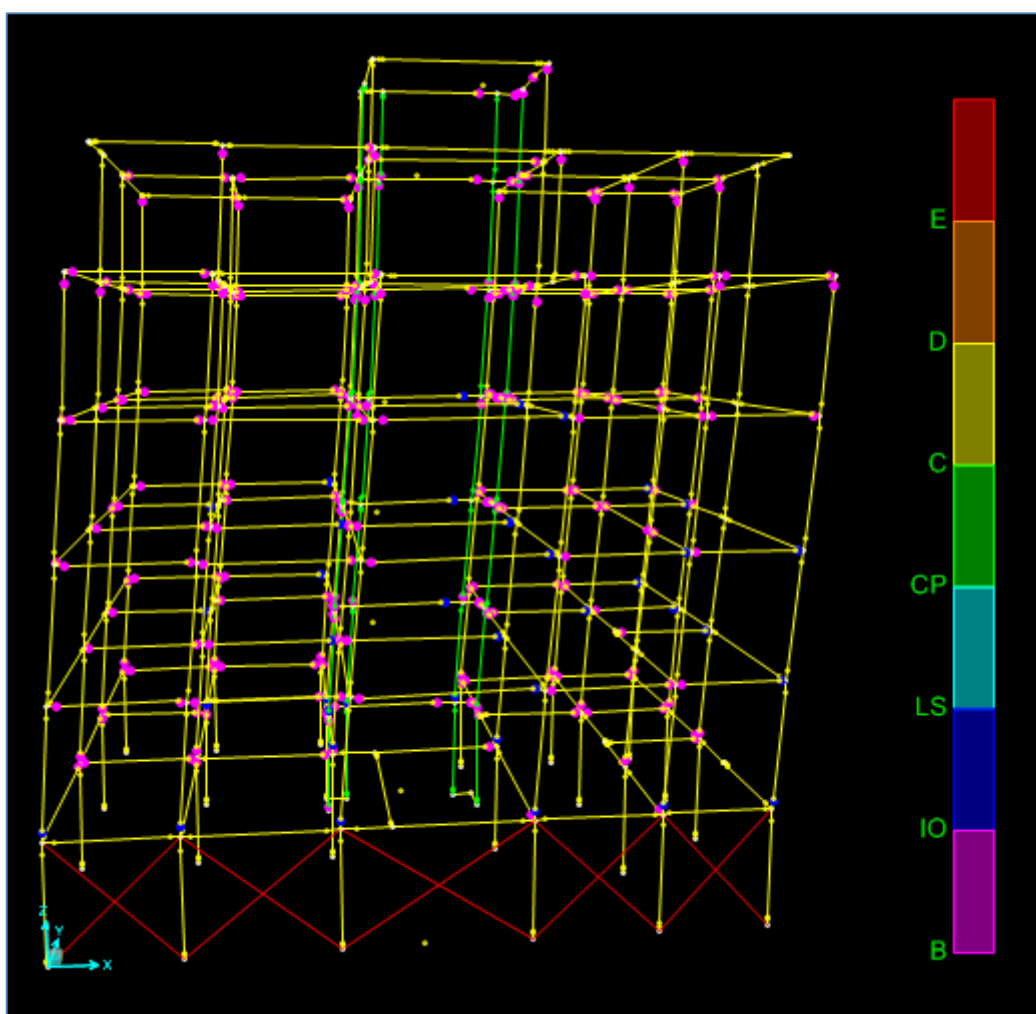
Σχήμα 6.17 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -X κατά ATC-40 στο πρόγραμμα SAP2000



Η ομοιόμορφη ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε 46 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, Sd) = (2634.55, 0.082)$  παρατηρήθηκε μεταξύ των βημάτων 18 και 19.

| <b>ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-X-0.3Y)</b> |              |                |
|-----------------------------|--------------|----------------|
| <b>ΒΗΜΑ</b>                 | <b>Sd(m)</b> | <b>V(KN)</b>   |
| 17                          | 0,077        | 2595,26        |
| 18                          | 0,082        | 2633,15        |
| <b>Σ.Ε.</b>                 | <b>0,082</b> | <b>2634,55</b> |
| 19                          | 0,087        | 2668,41        |
| 20                          | 0,093        | 2708,57        |

Πίνακας 6.13 Βήματα ανάλυσης – Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -X



Σχήμα 6.18 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας κατά τη διεύθυνση -X στο πρόγραμμα SAP2000

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-X-0.3Y) |                |              |              |               |                |                |               |              |              |          |            |
|----------------------|----------------|--------------|--------------|---------------|----------------|----------------|---------------|--------------|--------------|----------|------------|
| ΒΗΜΑ                 | V(KN)          | Sd(m)        | A<br>to<br>B | B<br>to<br>IO | IO<br>to<br>LS | LS<br>to<br>CP | CP<br>to<br>C | C<br>to<br>D | D<br>to<br>E | >E       | ΣΥΝΟΛΟ     |
| 17                   | 2595,26        | 0,077        | 456          | 314           | 10             | 0              | 0             | 0            | 0            | 0        | 780        |
| 18                   | 2633,15        | 0,082        | 451          | 308           | 21             | 0              | 0             | 0            | 0            | 0        | 780        |
| <b>19</b>            | <b>2668,41</b> | <b>0,087</b> | <b>447</b>   | <b>296</b>    | <b>37</b>      | <b>0</b>       | <b>0</b>      | <b>0</b>     | <b>0</b>     | <b>0</b> | <b>780</b> |
| 20                   | 2708,57        | 0,093        | 443          | 280           | 57             | 0              | 0             | 0            | 0            | 0        | 780        |

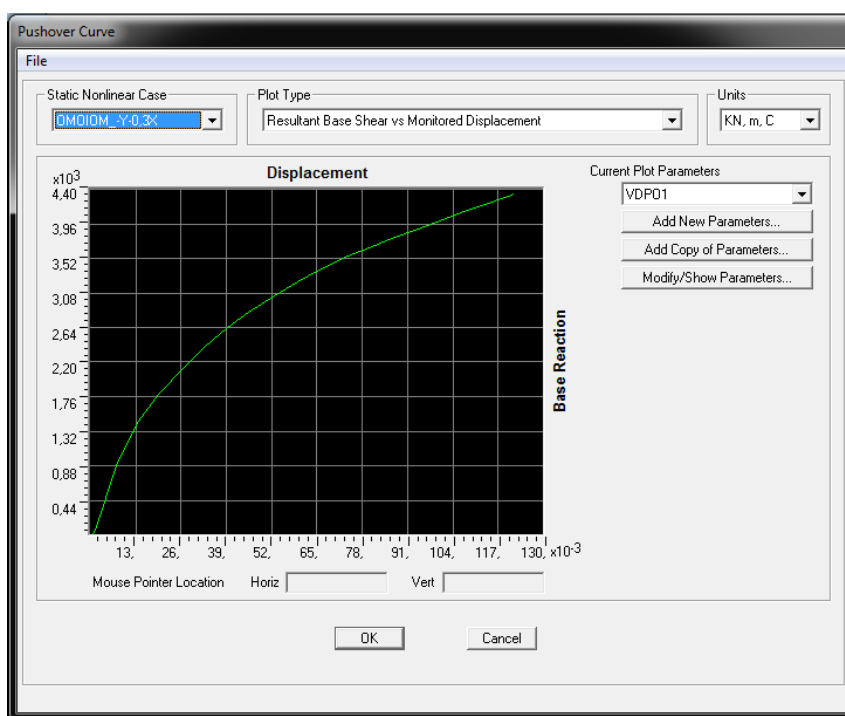
Πίνακας 6.14 Αριθμός και είδος πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση -X στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται η σύγκριση του υφιστάμενου φορέα με τον ενισχυμένο. Συγκρίνοντας το σημείο επιτελεστικότητας (V, Sd) = (2634.55, 0.082) με το αντίστοιχο του αρχικού φορέα (V, Sd) = (2074.14, 0.095) παρατηρούμε μείωση κατά 1,3cm στη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου και αξιόλογη αύξηση της τέμνουσας βάσης.

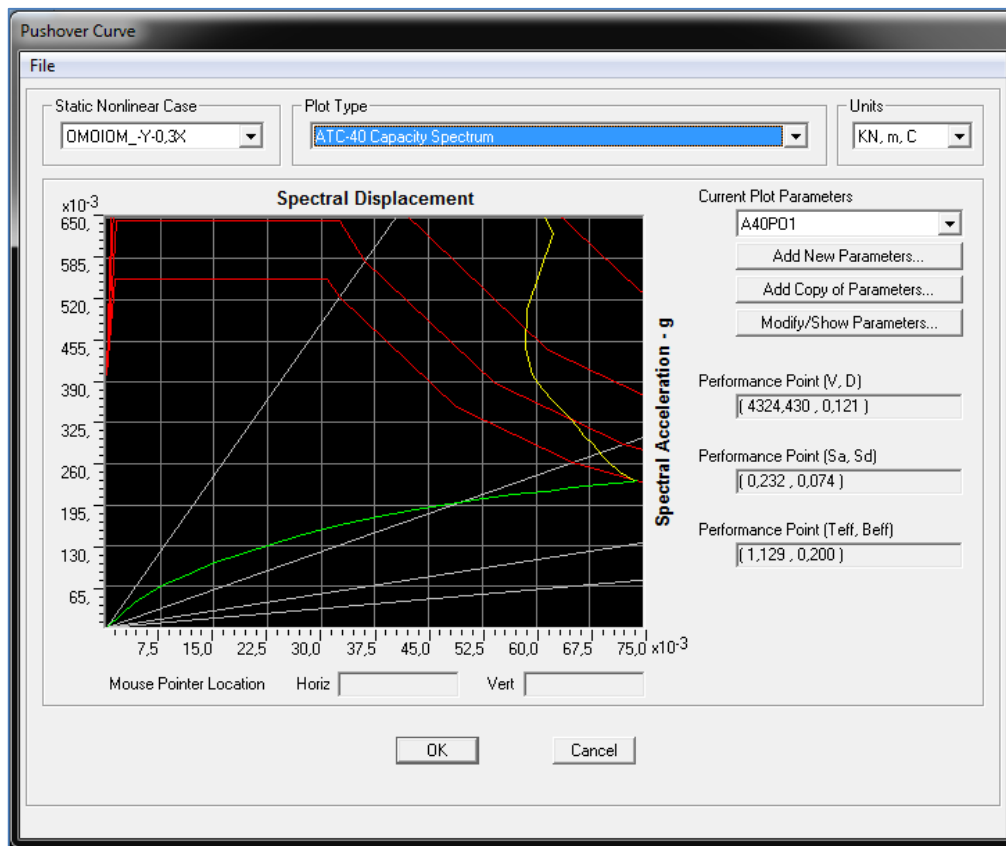
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-X-0.3Y)   |         |       |              |               |                |                |               |              |              |    |        |
|------------------------|---------|-------|--------------|---------------|----------------|----------------|---------------|--------------|--------------|----|--------|
| ΒΗΜΑ                   | V(KN)   | Sd(m) | A<br>to<br>B | B<br>to<br>IO | IO<br>to<br>LS | LS<br>to<br>CP | CP<br>to<br>C | C<br>to<br>D | D<br>to<br>E | >E | ΣΥΝΟΛΟ |
| Σ.Ε. ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ | 2074,14 | 0,095 | 424          | 255           | 73             | 0              | 0             | 0            | 0            | 0  | 752    |
| Σ.Ε. ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ | 2634,55 | 0,082 | 447          | 296           | 37             | 0              | 0             | 0            | 0            | 0  | 780    |

Πίνακας 6.15 Σύγκριση υφιστάμενου – ενισχυμένου φορέα κατά τη διεύθυνση -X στο πρόγραμμα SAP2000

• Ομοιόμορφη κατανομή – Διεύθυνση -Y



Σχήμα 6.19 Καμπύλη ικανότητας – Διεύθυνση -Y στο πρόγραμμα SAP2000

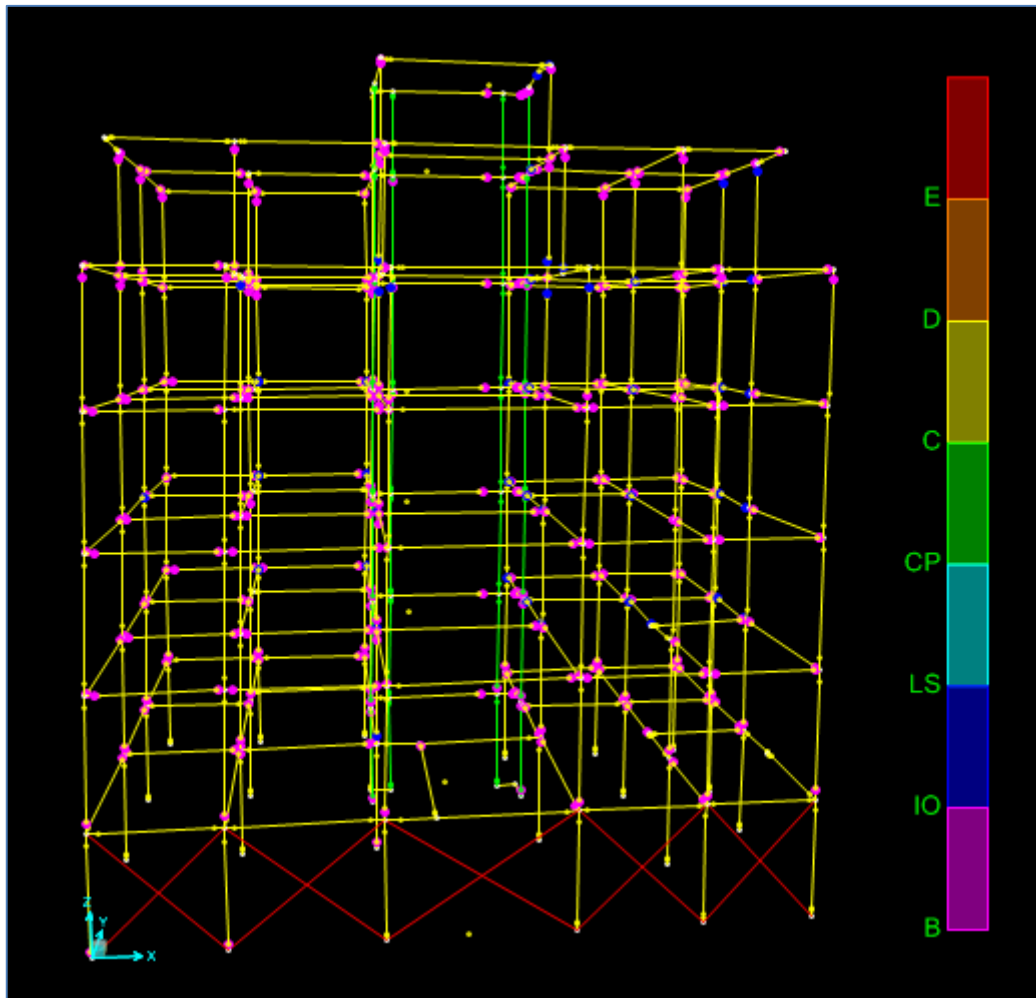


Σχήμα 6.20 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -Y κατά ATC-40 στο πρόγραμμα SAP2000

Η ομοιόμορφη ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε 20 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, S_d) = (4324.43, 0.074)$  παρατηρήθηκε μεταξύ των βημάτων 19 και 20.

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-Y-0.3X) |              |                |
|----------------------|--------------|----------------|
| ΒΗΜΑ                 | Sd(m)        | V(KN)          |
| 17                   | 0,065        | 4114,99        |
| 18                   | 0,069        | 4212,12        |
| 19                   | 0,073        | 4316,12        |
| <b>Σ.Ε.</b>          | <b>0,074</b> | <b>4324,43</b> |
| 20                   | 0,074        | 4340,85        |

Πίνακας 6.16 Βήματα ανάλυσης – Προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας στη διεύθυνση -Y



Σχήμα 6.21 Πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο επιτελεστικότητας κατά τη διεύθυνση -Y στο πρόγραμμα SAP2000

| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-Y-0.3X) |                |              |            |            |           |          |          |          |          |          |            |
|----------------------|----------------|--------------|------------|------------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| ΒΗΜΑ                 | V(KN)          | Sd(m)        | A to B     | B to IO    | IO to LS  | LS to CP | CP to C  | C to D   | D to E   | >E       | ΣΥΝΟΛΟ     |
| 17                   | 4114,99        | 0,065        | 389        | 356        | 35        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 780        |
| 18                   | 4212,12        | 0,069        | 378        | 360        | 42        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 780        |
| 19                   | 4316,12        | 0,073        | 373        | 360        | 47        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 780        |
| <b>20</b>            | <b>4340,85</b> | <b>0,074</b> | <b>369</b> | <b>363</b> | <b>48</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>780</b> |

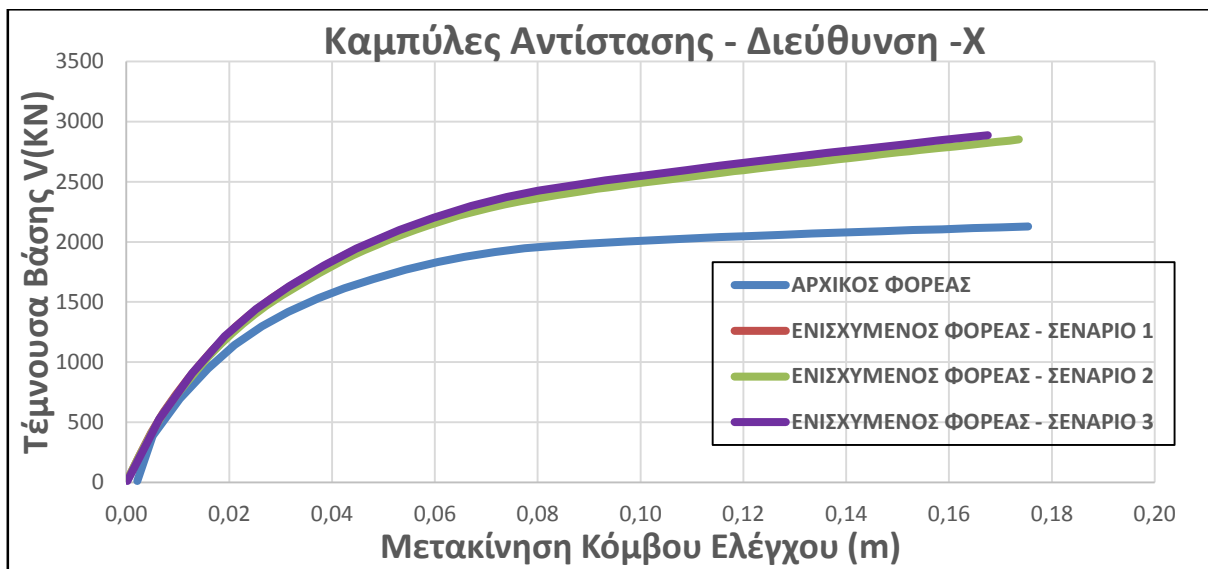
Πίνακας 6.17 Αριθμός και είδος πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση -Y στο σημείο επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα SAP2000

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται η σύγκριση του υφιστάμενου φορέα με τον ενισχυμένο. Συγκρίνοντας το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, Sd) = (4324.43, 0.074)$  με το αντίστοιχο του αρχικού φορέα  $(V, Sd) = (2953.39, 0.085)$  παρατηρούμε μείωση κατά 1,1cm στη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου και αξιόλογη αύξηση της τέμνουσας βάσης.

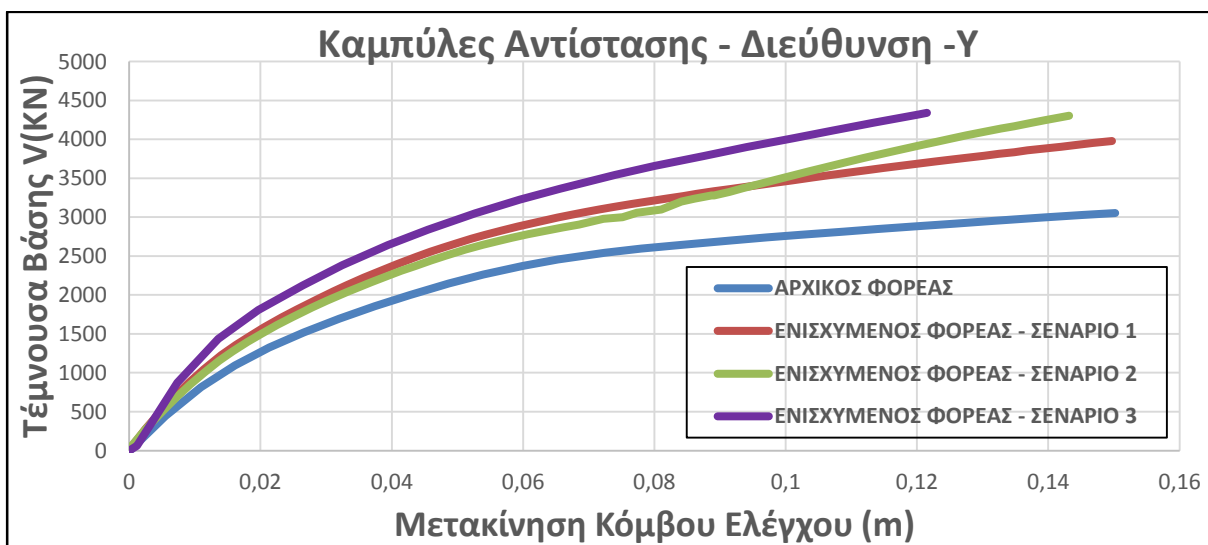
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ (-Y-0.3X)   |         |       |        |         |          |          |         |        |        |    |        |
|------------------------|---------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|--------|--------|----|--------|
| ΒΗΜΑ                   | V(KN)   | Sd(m) | A to B | B to IO | IO to LS | LS to CP | CP to C | C to D | D to E | >E | ΣΥΝΟΛΟ |
| Σ.Ε. ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ | 2953,39 | 0,085 | 371    | 305     | 76       | 0        | 0       | 0      | 0      | 0  | 752    |
| Σ.Ε. ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ | 4324,43 | 0,074 | 369    | 363     | 48       | 0        | 0       | 0      | 0      | 0  | 780    |

Πίνακας 6.18 Σύγκριση υφιστάμενου – ενισχυμένου φορέα κατά τη διεύθυνση -Y στο πρόγραμμα SAP2000

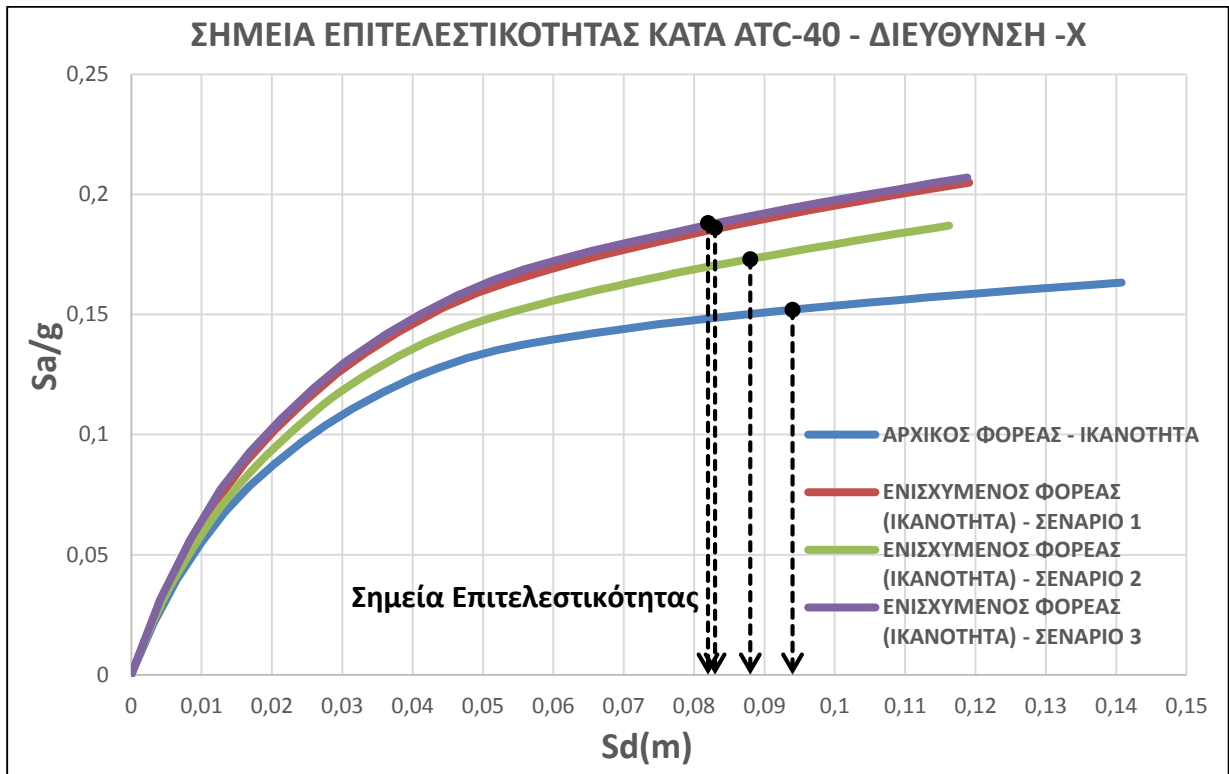
Στα παρακάτω Σχήματα 6.22 – 6.25 παρατίθενται συγκριτικά οι καμπύλες αντίστασης του αρχικού και των ενισχυμένων φορέων για τις τρεις μεθόδους επέμβασης καθώς και ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας.



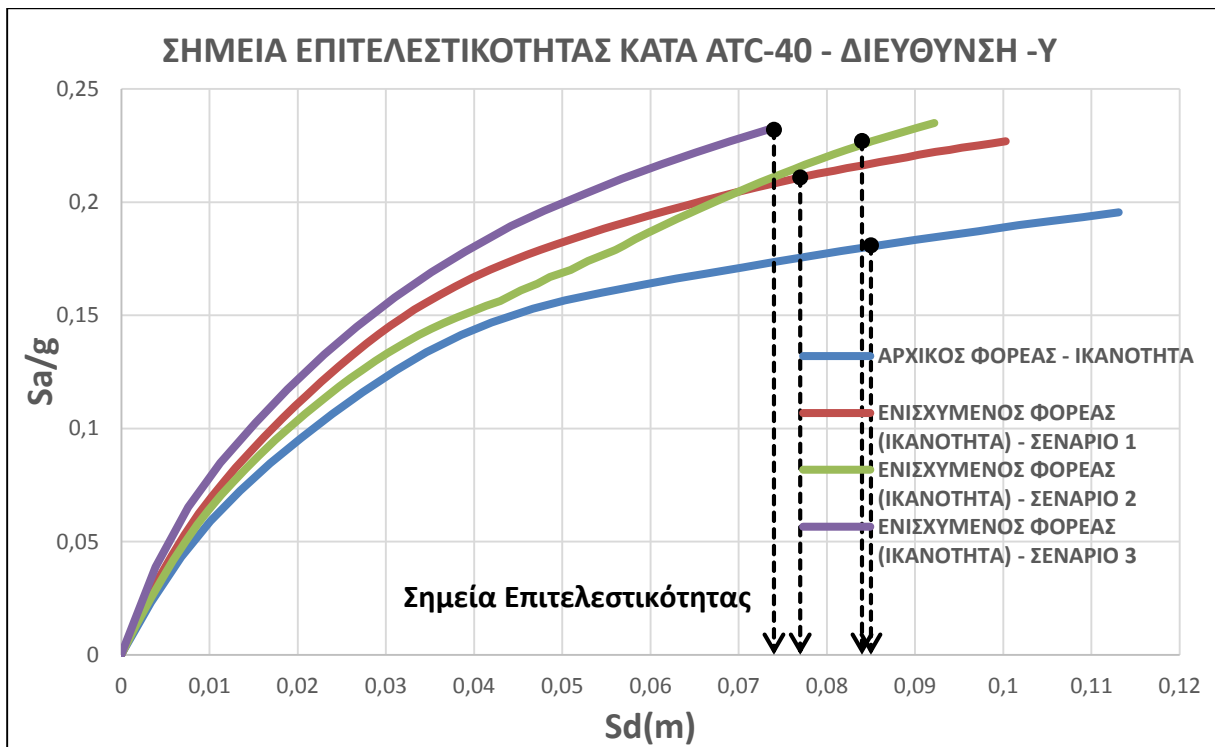
Σχήμα 6.22 Καμπύλες αντίστασης αρχικού και ενισχυμένων φορέων – Διεύθυνση -X



Σχήμα 6.23 Καμπύλες αντίστασης αρχικού και ενισχυμένων φορέων - Διεύθυνση -Y



Σχήμα 6.24 Σημεία Επιτελεστικότητας αρχικού και ενισχυμένων φορέων – Διεύθυνση -X



Σχήμα 6.25 Σημεία Επιτελεστικότητας αρχικού και ενισχυμένων φορέων – Διεύθυνση -Y



### 7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας υφιστάμενης κατασκευής τεσσάρων ορόφων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Παράλληλα διερευνήθηκαν τρία σενάρια ενίσχυσης – επέμβασης σε μια προσπάθεια να βελτιωθεί η συνολική απόκριση του δομήματος. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρώντας τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων διαπιστώνεται πως ο φορέας επιτυγχάνει τον επιδιωκόμενο στόχο, δηλαδή την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Τούτο επιτυγχάνεται σχετικώς οριακά γεγονός το οποίο παραπέμπει στη διερεύνηση επεμβάσεων προς την ενίσχυση της κατασκευής.

Ο σχεδιασμός και η ανοικοδόμηση της υφιστάμενης κατασκευής πραγματοποιήθηκε το 1977 σύμφωνα με τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Σκυροδέματος (1954) και του Αντισεισμικού Κανονισμού (1959) με συνέπεια τόσο οι κατασκευαστικές μέθοδοι όσο και η ποιότητα των υλικών ανοικοδόμησης να είναι κατώτερες των τωρινών, πιο σύγχρονων. Όλα τα παραπάνω σε συνδυασμό με τον ανεπαρκή σχεδιασμό των κρίσιμων περιοχών (περίσφιγξη, αγκυρώσεις οπλισμών, κλειστοί και πυκνοί συνδετήρες, κ.ά.) δεν βοηθούν στην επίτευξη ικανοποιητικής επιτελεστικότητας. Επιπλέον, παρατηρείται έλλειψη διατμητικών τοιχωμάτων για την ανάληψη των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων, η ύπαρξη μικρών σχετικά διατομών υποστυλωμάτων (απομειούμενων καθ' ύψος), οι έμμεσες στηρίξεις, η παρουσία ανοικτού πυρήνα (τύπου γάμμα) και φυτευτών υποστυλωμάτων. Από την άλλη μεριά, αξίζει να αναφερθεί πως σε κρίσιμα σημεία της κατασκευής (κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων) έχει τοποθετηθεί περίσσεια οπλισμού με συνέπεια ο φορέας να επιδεικνύει σχετικά ικανοποιητική συμπεριφορά.

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover) με επιβαλλόμενη μετακίνηση αλλά και της ανελαστικής δυναμικής μεθόδου καταλήγουμε στο συμπέρασμα πως η κατασκευή ως σύνολο συμπεριφέρεται ικανοποιητικά έναντι των σεισμικών φορτίσεων κατά τη διεύθυνση X σε αντίθεση με τη διεύθυνση Y η οποία παρουσιάζεται ασθενέστερη (μεγαλύτερες αναπτυσσόμενες μετακινήσεις). Παράλληλα, παρατηρούνται έντονες μετακινήσεις στη στάθμη του ισογείου γεγονός το οποίο δικαιολογείται αν σκεφτούμε πως το κτήριο αποκρίνεται με τη λογική ενός προβόλου, συσσωρεύοντας μεγάλες εντάσεις στη βάση του.

Αξίζει να σημειωθεί πως οι τιμές των σχετικών και απόλυτων μετακινήσεων της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης προκύπτουν αρκετά μειωμένες σε σχέση με τις αντίστοιχες της ανελαστικής στατικής μεθόδου. Διαπιστώνεται ότι η χρήση των επικλιμακούμενων σεισμικών φασμάτων στο φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής δεν οδηγεί σε σαφή συμπεράσματα σχετικά με την απόκριση της κατασκευής και πως η σύγκρισή της με την απόκριση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης καθίσταται μη συστηματική.

Προς την κατεύθυνση της βελτίωσης της κατασκευής και της επιτελεστικότητάς της διερευνάται η εισαγωγή ενός επιπλέον ανοιχτού πυρήνα ίδιων διαστάσεων σε σημείο του φορέα κοντά στο κλιμακοστάσιο σε συμμετρική και μη συμμετρική θέση ως προς την υφιστάμενη. Η επέμβαση αυτή επιλέχθηκε και προκρίθηκε ως κατάλληλη με τη σκέψη ότι είναι εντοπισμένη σε συγκεκριμένη θέση καθ' όλο το ύψος της κατασκευής και ουχί διάσπαρτη και ως εκ τούτου είναι οικονομική προκαλώντας την ελάχιστη δυνατή όχληση στους κατοίκους. Ο ανοικτός πυρήνας εισάγεται σε δύο διαφορετικές θέσεις, δημιουργούνται έτσι δύο σενάρια ενίσχυσης. Στο πρώτο σενάριο η κατασκευή αποδεικνύεται πως παρουσιάζει



## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

---

καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά και στις δύο διευθύνσεις X, Y καθώς αυξάνει την τέμνουσα βάση και τη δυσκαμψία της ενώ η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου μειώνεται. Κατά την εφαρμογή του δεύτερου σεναρίου, παρατηρείται πως αυξάνεται η τέμνουσα βάση και η δυσκαμψία αλλά η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου παραμένει σταθερή εν γένει, στοιχείο το οποίο δεν συντελεί στην ενδυνάμωση της σεισμικής αντίστασης του κτηρίου. Τέλος, διερευνάται ένα τρίτο σενάριο προς την κατεύθυνση της συμμετρικής λύσης με τοιχώματα αυξημένων διαστάσεων στην Y διεύθυνση η οποία συγκεντρώνει σημαντικά πλεονεκτήματα.



## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

---

- 1.ATC-40 (1996).** Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings – Volume 1: California
- 2.CEN Eurocode 2. 2004.** Design of concrete structures-Part 1-1:General rules for buildings.E.N 1992-1-1:2004. Brussels : European Committee for Standardization, 2004.
- 3.CEN Eurocode 8. 2004.** Design of structures for earthquake resistance-Part 1:General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1:2004. Brussels : European Committee for Standardization, 2004.
- 4.CEN Eurocode 8. 2004. 2005.** Design of structures for earthquake resistance-Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, EN 1998-3:2005. Brussels : European Committee for Standardization, 2005.
- 5.Charalampakis, A.E., Koumousis V.K.** Ultimate strength analysis of composite sections under biaxial and axial load, ScienceDirect, March 2008
- 6.Ζηκίδης, Β. – Μ.,2012.** Αποτίμηση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Πολυώροφου Κτηρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Ε.Μ.Π., Αθήνα
- 7.Ο.Α.Σ.Π., 2005.** Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000), Αθήνα
- 8.Ο.Α.Σ.Π., 2006.** Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000), Αθήνα
- 9.Ο.Α.Σ.Π., 2012.** Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Αθήνα
- 10.Παυλάκη, Χ., 2012.** Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας και Κατευθύνσεις Ενίσχυσης Υφιστάμενου Κτηρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος. Ε.Μ.Π., Αθήνα
- 11.Ταγκούλη, Σ.Μ.,2013.** Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Πενταώροφου Κτηρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Ε.Μ.Π., Αθήνα
- 12.Τάσιος, Θ.Π., 2011.** Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων. Ε.Μ.Π., Αθήνα
- 13.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