



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

**ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

Βασιλειάνα - Μαρία Ζηκίδη

Επιβλέπων: Βλάσης Κουμούσης, Καθηγητής Τομέα Δομοστατικής, Εργαστήριο
Στατικής και Αντισεισμικών Ερευνών Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΝΙΟΣ 2012

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αποτίμηση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Πολυώροφου Κτηρίου από Οπλισμένο
Σκυρόδεμα

Βασιλειάνα - Μαρία Ζηκίδη

A.M. 11021010

Αθήνα, 27 Ιουνίου 2012

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τα άτομα τα οποία συνέβαλαν στην εκπόνηση αυτής της μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας.

Το πρώτο είναι φυσικά ο επιβλέπων καθηγητής μου, κύριος Βλάσης Κουμούσης, του οποίου η συνεχής καθοδήγηση και στήριξη, τόσο σε γνωστικό όσο και σε ηθικό επίπεδο, ήταν καθοριστική για την περαίωση της παρούσας εργασίας. Για όλα αυτά που μου προσφέρατε κατά τη διάρκεια της συνεργασίας μας, τις συμβουλές και την προσωπική σας εμπειρία, σας ευχαριστώ πολύ.

Ακόμη, θα ήθελα να αναφερθώ στο Διδάκτορα Ε.Μ.Π. Σάββα Τριανταφύλλου, ο οποίος παρά το φορτωμένο πρόγραμμά του ήταν πάντα διαθέσιμος για οποιαδήποτε απορία είχα, και αποτέλεσε μια αστείρευτη πηγή βοήθειας και γνώσεων.

Τέλος, θα ήθελα να απευθύνω τις ευχαριστίες μου στα υπόλοιπα μέλη της επιτροπής των καθηγητών που συμμετείχε στη διεξαγωγή της εξέτασης της παρούσας διπλωματικής εργασίας, και συγκεκριμένα στον κ. Ιωάννη Ψυχάρη, Αναπληρωτή Καθηγητή του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., και στον κ. Β. Παπαδόπουλο, Λέκτορα Καθηγητή Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία πραγματεύεται την αποτίμηση της συμπεριφοράς και επάρκειας ενός πολυώροφου κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, τόσο με ελαστικές όσο και με ανελαστικές κυρίως, μεθόδους. Το υφιστάμενο κτήριο είναι κατασκευής του 1991 και σχεδιάστηκε σύμφωνα με τον παλιό ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΚΩΣ 1954) και τον αναθεωρημένο Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985. Κατά την ανελαστική ανάλυση και αποτίμηση του φορέα εφαρμόστηκαν τόσο οι Ελληνικοί όσο και οι Ευρωπαϊκοί κανονισμοί: ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων, τελικό κείμενο 2011) και ο Ευρωκώδικας 8 (EC-8: EN1998-3_June2005, Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings). Η έκβαση της αποτίμησης καταδεικνύει κατά πόσο ο υφιστάμενος φορέας είναι επαρκής και καθορίζει την ενδεχόμενη απαίτηση επισκευής ή ενίσχυσής του. Ακόμη γίνεται σύγκριση και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των δύο κανονισμών.

Στο Κεφάλαιο 1 γίνεται μια σύντομη περιγραφή του αντικειμένου της εργασίας και αναφορά στο πρόγραμμα ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε (SAP2000, Version 14.2.2). Ακόμη δίνεται επιγραμματική αναφορά των ελαστικών και ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης και των κανονισμών που εφαρμόστηκαν: δυναμική φασματική ανάλυση, απλοποιημένη φασματική ανάλυση και γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας σύμφωνα με το νέο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ2000) και τέλος, μη γραμμική μέθοδος σταδιακής εξώθησης με επιβαλλόμενη μετατόπιση (ανελαστική στατική ανάλυση ή ανάλυση pushover), σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, τον Ευρωκώδικα 8 και τον Αμερικάνικο Κανονισμό ATC-40 (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings).

Στο Κεφάλαιο 2 δίνεται συνοπτική περιγραφή του υφιστάμενου φορέα: γεωμετρία, υλικά και φορτία κατασκευής και πληροφορίες προσομοίωσης του μοντέλου στο πρόγραμμα SAP2000.

Στο Κεφάλαιο 3 πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση του φορέα και δίνονται οι βασικές αρχές της δυναμικής και απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης, η μεθοδολογία εφαρμογής τους στο πρόγραμμα SAP2000 και καταγράφονται τα παραγόμενα εντατικά μεγέθη και παραμορφώσεις για επιλεγμένα δομικά στοιχεία. Γίνεται σύγκριση μεταξύ των μεγεθών της δυναμικής και απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης, με απώτερο στόχο την αξιολόγηση των δυο μεθόδων ελαστικής ανάλυσης και την εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης του φορέα.

Στο Κεφάλαιο 4 εκτελείται γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, με στόχο την εφαρμογή μια πραγματικής σεισμικής φόρτισης στο φορέα και την εξαγωγή πιο ρεαλιστικών ενδεχομένως εντατικών μεγεθών, προς σύγκριση με τα αντίστοιχα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης. Τα σεισμικά δεδομένα (τρία επιταχυνσιογραφήματα) που χρησιμοποιούνται, προέρχονται από τη βάση δεδομένων PEER του Πανεπιστημίου Μπέρκλεϋ της Καλιφόρνια. Ο δευτερεύων στόχος του τέταρτου κεφαλαίου είναι να λειτουργήσει ως εισαγωγικός οδηγός χρήσης της βάσης δεδομένων PEER, η οποία πέραν του γεγονότος ότι είναι μια πολύτιμη πηγή πραγματικών σεισμικών δεδομένων, προσφέρει τη δυνατότητα εύρεσης και

επικλιμάκωσης επιταχυνσιογραφημάτων που προσεγγίζουν σε υψηλό βαθμό το εκάστοτε φάσμα σχεδιασμού.

Το Κεφάλαιο 5 είναι περισσότερο θεωρητικής φύσεως: γίνεται συνοπτική περιγραφή και αντιπαράθεση των κύριων διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ και του Ευρωκώδικα 8, με επισήμανση στις διαφορές τους και στην πρακτική εφαρμογή τους στην περίπτωση του υπό μελέτη φορέα.

Τόσο για ΚΑΝ.ΕΠΕ όσο για Ευρωκώδικα 8 αναλύονται η φιλοσοφία του καθορισμού των σταθμών επιτελεστικότητας, που αποτελούν το εργαλείο αποτίμησης της ανελαστικής συμπεριφοράς των φορέων, η σημασία της διερεύνησης και τεκμηρίωσης του υφιστάμενου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος ώστε να καθοριστεί η ορθή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) και κατά συνέπεια οι ορθοί συντελεστές ασφαλείας υφιστάμενων και προστιθέμενων υλικών, οι βασικές αρχές εκτέλεσης της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (καθορισμός κατανομών οριζόντιων φορτίων και επιβαλλόμενης μετακίνησης) και τα κριτήρια επιτελεστικότητας και ανισώσεις ασφαλείας που χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση της παραμορφωσιακής συμπεριφοράς των φορέων. Τέλος, δίνονται συνοπτικά οι κύριες σχέσεις υπολογισμού των παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής (γωνία στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας).

Στο Κεφάλαιο 6 γίνεται ανελαστική στατική ανάλυση του υφιστάμενου φορέα. Προηγείται συνοπτική περιγραφή της διαδικασίας υλοποίησής της: υπολογισμός παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής και ορθή εισαγωγή τους στο πρόγραμμα SAP2000 όπως και η εισαγωγή στο πρόγραμμα των ανελαστικών αναλύσεων (κατανομές οριζόντιων φορτίων). Πραγματοποιούνται, πάντα για ΚΑΝ.ΕΠΕ και Ευρωκώδικα 8, οκτώ (8) ανελαστικές αναλύσεις κατά τις διευθύνσεις X, -X, Y και -Y, σύνολο δεκαέξι (16) αναλύσεις και για τις δυσμενέστερες παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματά τους: η καμπύλη αντίστασης της υφιστάμενης κατασκευής, το σημείο επιτελεστικότητας και η αντίστοιχη στοχευόμενη μετακίνηση, και τέλος το πλήθος, η θέση και η κατάσταση των σχηματιζόμενων πλαστικών αρθρώσεων. Με βάση αυτά τα αποτελέσματα γίνεται η αποτίμηση του φορέα και κρίνεται αν χρήζει επεμβάσεων.

Στο τελικό Κεφάλαιο 7 δίνονται τα κυριότερα αποτελέσματα και συμπεράσματα που εξάγονται για τον υπό μελέτη φορέα, μετά το πέρας όλων των ελαστικών και ανελαστικών αναλύσεων.

EXTENDED ABSTRACT

In the present master thesis the assessment of seismic behaviour and capacity of an existing multi-stored reinforced concrete building is performed, using linear and non-linear static methods. This concrete building was designed and constructed in 1991 in Athens, under the provisions of the significantly older national Codes, the Code of Reinforced Concrete Design, 1954 and the Code of Seismic Design, 1985. The non-linear static pushover analysis and thereby the assessment of the building is based on both national and European codes: the final edition of National Interventions Code (KAN.EPE, 2011) and the Eurocode 8 (EC-8: EN1998-3_June2005, Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings). The aim of the assessment is dual: firstly, the evaluation of the building's seismic capacity and secondly, the determination of the need for retrofitting. A further consideration is the comparison of the provisions and results of the two fundamental Codes, Greek and European.

In Chapter 1 the subject of the present thesis is presented briefly, alongside the static analysis program which is used (SAP2000, Version 14.2.2). A preliminary account of the various conducted analyses and implemented codes is given: the spectral analysis of the building, the equivalent static analysis and the linear time history analysis in accordance with the national Code of Seismic Design (EAK 2000), and finally the non-linear static pushover analysis as suggested by the provisions of KAN.EPE, Eurocode 8 and American Code ATC-40 (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings).

In Chapter 2, detailed information such as geometry, material properties, design of concrete members, distribution of dead and live loads etc, concerning the building and its modeling in SAP2000 are given. The building consists of four storeys (plan dimensions 11.6×11.5m), a loft and a basement with walls along the perimeter below the ground level, which is used as a car parking (Figure 1). The material properties, in SI units, are for concrete C16 ($f_{ck}=16\text{MPa}$), S400 ($f_{yk}=400\text{MPa}$) and S220 ($f_{yk}=220\text{MPa}$), for longitudinal and shear steel reinforcement respectively. During the modeling of the beam sections the effect of concrete cracking is taken into consideration, therefore the normally flanged cross-sections are designed as rectangular sections. Moreover, the foundation is considered as fixed and thus soil-structure interaction is not considered, nor the more specific approach of foundation on elastic Winkler type model is taken into account.

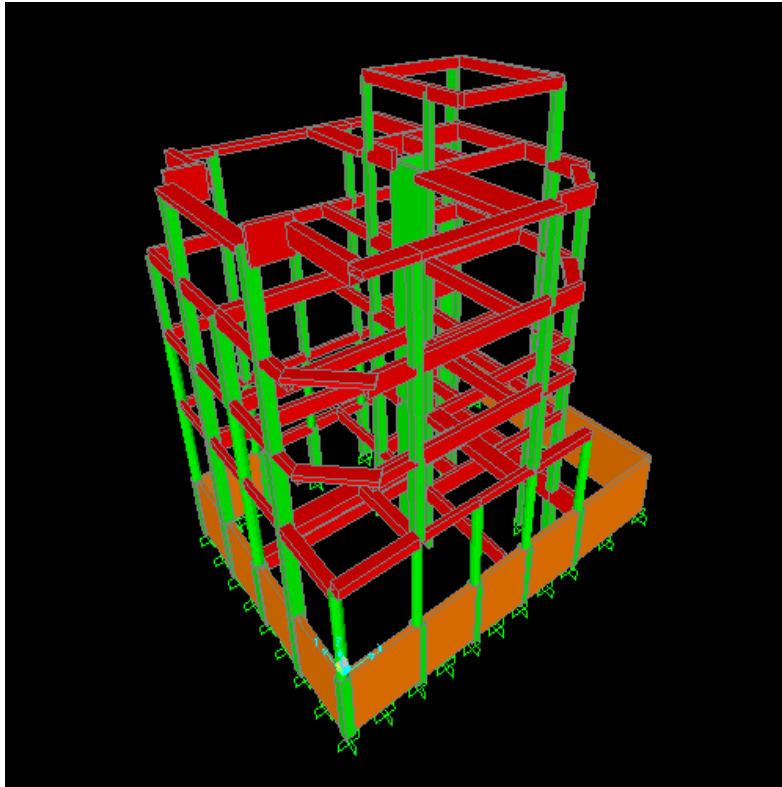


Figure 1: 3-D Model of Building in SAP2000

In Chapter 3 modal analysis, spectral analysis and equivalent static analysis and their results are presented. The first step for the conduction of the analyses is the definition of the design spectrum, in accordance with the provisions of Greek Seismic Design Code (EAK2000). The form of the design spectrum is depicted in Figure 2, along with its basic expressions and parameters.

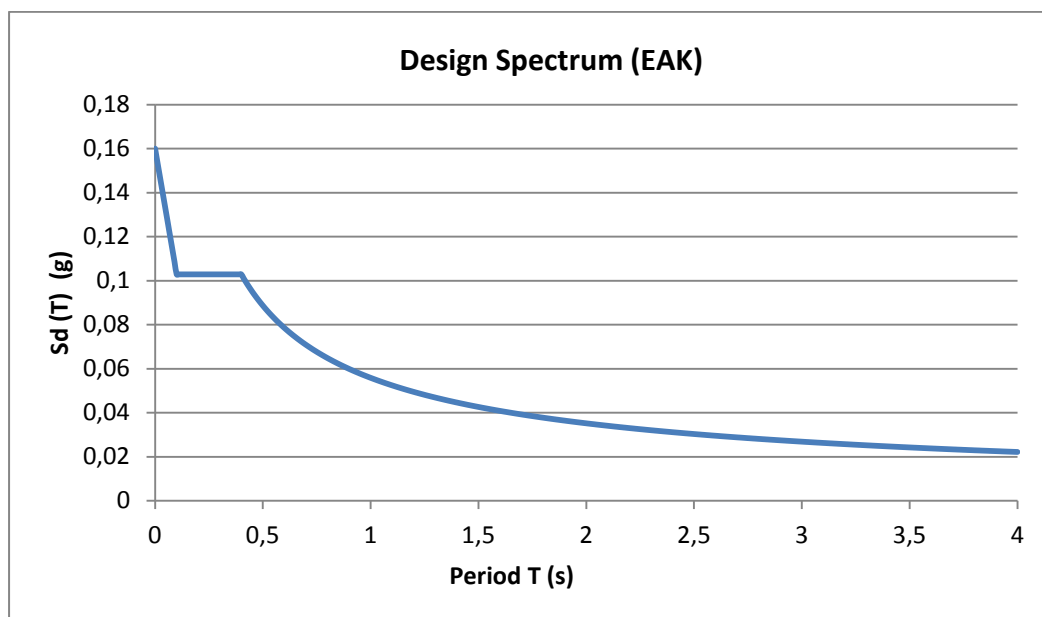


Figure 2: Design Spectrum of the Building According to Greek Seismic Code EAK

$$0 < T < T_1: \quad S_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left[1 + T/T_1 \cdot \left(\frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \quad (\text{Expression 2.1.a EAK})$$

$$T_1 < T < T_2: \quad S_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \quad (\text{Expression 2.1.b EAK})$$

$$T_2 < T: \quad S_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot (T_2/T)^{2/3} \quad (\text{Expression 2.1.c EAK})$$

- A = 0.16g design ground acceleration for Greek seismic zone II
- $\gamma_1 = 1.00$ importance factor of the building (due to its function as residences and/or offices)
- q = 3.5 behavior factor for concrete buildings
- n = 1.00 damping correction factor for 5% viscous dumping
- $\theta = 0.90$ foundation factor (due to the existence of the basement)
- $\beta_0 = 2.5$ spectral magnification factor
- T_1 και $T_2 = 0.10$ and 0.40 sec, the lower and upper limits of the period of the constant spectral acceleration branch, for type A ground.

The results of the modal analysis indicate that the first 67 modes have to be taken into consideration for the spectral analysis, accordingly to the total modal participating mass ratios (a 90% percent of total modal mass is required for the two horizontal seismic components X and Y in accordance with the § 3.4.2, [2], EAK, Table 2). The first twenty modes and periods are presented in Table 1.

| | Period | Frequency | CircFreq |
|------|---------------|------------------|-----------------|
| Mode | sec | cycles/sec | rad/sec |
| 1 | 0.818574 | 1.2216 | 7.6758 |
| 2 | 0.718644 | 1.3915 | 8.7431 |
| 3 | 0.660284 | 1.5145 | 9.5159 |
| 4 | 0.305065 | 3.278 | 20.596 |
| 5 | 0.244104 | 4.0966 | 25.74 |
| 6 | 0.225392 | 4.4367 | 27.877 |
| 7 | 0.193835 | 5.159 | 32.415 |
| 8 | 0.182213 | 5.4881 | 34.483 |
| 9 | 0.170013 | 5.8819 | 36.957 |
| 10 | 0.162389 | 6.1581 | 38.692 |
| 11 | 0.154873 | 6.4569 | 40.57 |
| 12 | 0.147935 | 6.7597 | 42.473 |
| 13 | 0.141801 | 7.0521 | 44.31 |
| 14 | 0.128825 | 7.7625 | 48.773 |
| 15 | 0.127597 | 7.8372 | 49.243 |
| 16 | 0.113091 | 8.8424 | 55.559 |
| 17 | 0.112037 | 8.9257 | 56.082 |
| 18 | 0.109912 | 9.0982 | 57.166 |
| 19 | 0.092967 | 10.757 | 67.585 |
| 20 | 0.090805 | 11.013 | 69.195 |

Table 1: Modes and Periods from Modal Analysis

| Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ |
|------|----------|---------|---------|-------------|---------|---------|------------|
| 1 | 0.818574 | 0.15711 | 0.04605 | 0.00001394 | 0.15711 | 0.04605 | 0.00001394 |
| 2 | 0.718644 | 0.41914 | 0.01357 | 0.000004384 | 0.57625 | 0.05961 | 0.00001833 |
| 3 | 0.660284 | 0.00036 | 0.52356 | 0.00004384 | 0.5766 | 0.58317 | 0.00006217 |
| 4 | 0.305065 | 0.00393 | 0.00957 | 0.00003685 | 0.58053 | 0.59274 | 0.00009901 |
| 5 | 0.244104 | 0.07301 | 0.00252 | 0.00011 | 0.65354 | 0.59526 | 0.00021 |
| | | | | | | | |
| 67 | 0.029701 | | | | 0.97696 | 0.99417 | 0.78901 |

Table 2: Modal Participating Mass Ratios for the First Five Modes and the Last Mode Considered into Spectral Analysis

The periods of the fundamental modes in X and Y directions are $T_{2,x} = 0.72s$ and $T_{3,y} = 0.66s$ respectively. The first mode ($T_1 = 0.82s$) is mixed in X direction with substantial torsional component.

Moreover, from the static load combinations $G+0.3Q$ and $1.35G+1.5Q$ is concluded that the building is not overly deformed in an asymmetrical manner nor excessively sensitive in torsion.

After the modal analysis, the spectral (S.A.) and equivalent static analyses (E.S.A.) are conducted and their results (element forces/moments and joint displacements) are presented and compared, for selected structural members. The main difference between the spectral and equivalent static method is the number of modes used, and therefore the complexity of the analysis, as in spectral analysis the total sum of required modes is used, while in equivalent static analysis a simplified reverse-triangular distribution of seismic loads is considered, based on the fundamental modes T_x and T_y . In Tables 3 and 4 the resulting maximum forces and moments for first floor wall element K1.2 (Γ -cross section, $1.8 \times 2.1 \times 0.2m$) are presented as well as the displacements for selected joints on the top and base of the building.

| | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|---------------------------|----------|---------|---------|----------|----------|----------|
| | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| Spectral A. | -3532.52 | 299.661 | 472.758 | -10.9364 | 1600.354 | 1422.003 |
| (Load Combination) | 5 | 1 | 5 | 1 | 5 | 1 |
| Equivalent S.A. | -2535.11 | 374.786 | 467.591 | -21.7321 | 1570.651 | 1654.687 |
| (Load Combination) | 1 | 1 | 5 | 5 | 5 | 1 |
| Difference | 997.409 | -75.125 | 5.167 | -10.7957 | 29.7034 | -232.683 |
| Percentage (%) | 28.24 | -25.07 | 1.1 | -98.71 | 1.86 | -16.36 |

Table 3: Forces and Moments for Wall Member K1.2 (Spectral and Equivalent Static Analyses)

| | U1 | U2 | U3 | R1 | R2 | R3 |
|---------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | m | m | m | Radians | Radians | Radians |
| S.A. (184) | 0.015028 | 0.018008 | 0.002623 | 0.001561 | 0.000847 | 0.001622 |
| E.S.A. (184) | 0.009263 | 0.00754 | 0.002311 | 0.00035 | 0.000249 | 0.002219 |
| S.A. (43) | 0.000146 | 0.000095 | 0.000846 | 0.000259 | 0.000361 | 6.82E-06 |
| E.S.A. (43) | 0.000147 | 0.000059 | 0.00082 | 0.000132 | 0.000297 | 9.16E-06 |

Table 4: Displacements of Joints 184 (Top) and 43 (Base) of the Building (Spectral and Equivalent Static Analyses)

The main conclusions which are drawn by the comparison of the two elastic analyses are: firstly the building is capable of carrying the applied dead, live and seismic loads, and secondly, that both of analyses are needed for the estimation of its seismic behavior. Usually, the spectral analysis results into larger values of forces and moments for the elements, and displacements for the joints, as compared to the equivalent static method. In the case of the existing building for almost every frame element (column or wall), the S.A. axial force is normally larger than the respective E.S.A. axial, and for the beam elements the same observation is drawn for the forces and moments. However, for the columns and wall elements, the one pair of E.S.A. force-moment (either V2-M3 or V3-M2) has values 10-35% larger than its respective S.A. values. In regard to the displacements, the values resulting from the spectral analysis are larger from the corresponding ones of the equivalent static analysis.

In Chapter 4, the building is subjected to linear time history analysis considering three records of the Chi-Chi earthquake (6.1 Richter) in Taiwan, in order to estimate the seismic behavior of the building under realistic seismic actions and compare the results (element forces and moments, joint displacements) with the respective results of spectral analysis. This chapter has a subordinate aim: to function as a brief introduction for the PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) Ground Motion Database, University of Berkeley, California, from which were downloaded the seismic accelerograms. The main benefits of PEER database are the large number of available real seismic records and the searching and scaling of accelerograms which are similar to the design/target spectrum. The PEER tool evaluates automatically the appropriate linear scale factor with which the selected accelerograms are multiplied. The scale factor does not alter the relative frequency content of the acceleration time series, and thus does not change the shape of the time series.

As previously mentioned, the building is subjected to three linear time history analyses. The results (forces, moments and displacements) of the three time history analyses are compared with the respective results of the spectral analysis, and finally is selected as more consistent to the spectral analysis results (larger time history values, without big variations from the S.A. values) the second seismic record, with scale factor 1.4. The comparative results of the two analyses for the wall K1.2 and the displacements for selected joints on the top and base of the building are shown in the Tables 5 and 6. The initial acceleration time series, as downloaded from PEER and its unscaled and scaled response spectrum in comparison with the target spectrum are presented in Figures 3 and 4.

Furthermore, the time history analysis depicts the element forces/moments and joint displacements as they change throughout the time history excitation.

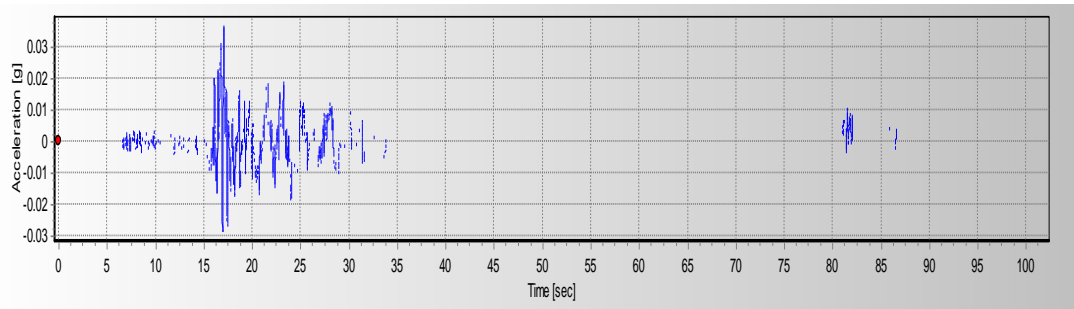


Figure 3: Acceleration Time Series Recorded in Chi-Chi Earthquake

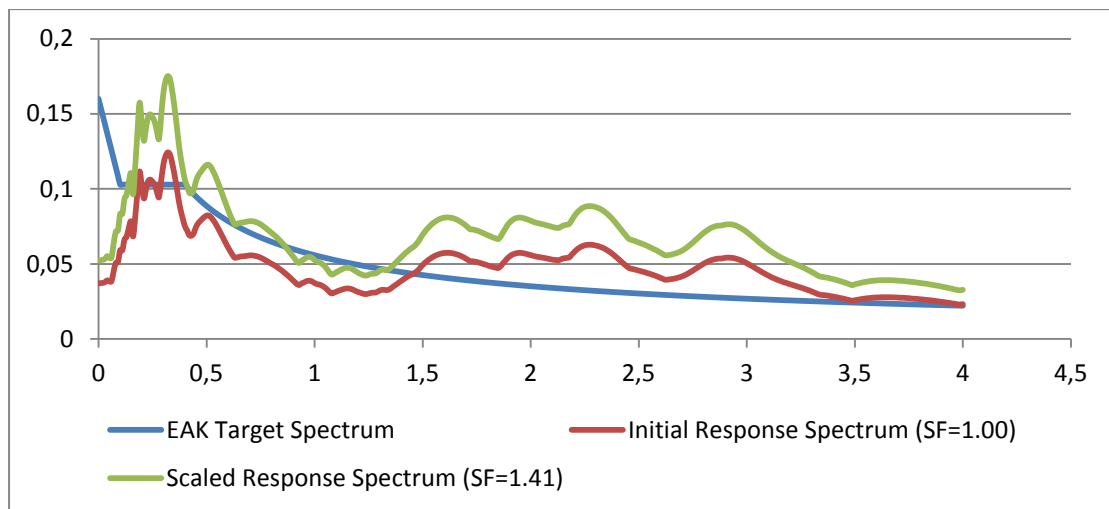


Figure 4: Design Spectrum (EAK) in Comparison with Unscaled and Scaled Response Spectrums of Chi-Chi Accelerogram

| | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|-----------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| S.A. | -3532.52 | 299.661 | 472.758 | -10.9364 | 1600.354 | 1422.003 |
| Time History 2 | -3858.06 | -415.095 | 607.015 | -10.4527 | -2715.94 | -1976.31 |
| Difference | -325.541 | -115.434 | -134.257 | 0.4837 | -1115.59 | -554.306 |
| Percentage (%) | -9.21555 | -38.5215 | -28.3987 | 4.422845 | -69.7087 | -38.9806 |

Table 5: Forces and Moments for Wall Member K1.2 (Spectral and Time History Analyses)

| | U1 | U2 | U3 | R1 | R2 | R3 |
|--------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | m | m | m | Radians | Radians | Radians |
| S.A. (184) | 0.015028 | 0.018008 | 0.002623 | 0.001561 | 0.000847 | 0.001622 |
| T.H.2 (184) | 0.02361 | 0.023282 | 0.003025 | 0.002005 | 0.00135 | 0.001548 |
| S.A. (43) | 0.000146 | 0.000095 | 0.000846 | 0.000259 | 0.000361 | 6.82E-06 |
| T.H.2 (43) | 0.000224 | 0.000134 | 0.000843 | 0.000294 | 0.000376 | 8.78E-06 |

Table 6: Displacements of Joints 184 (Top) and 43 (Base) of the Building (Spectral and Time History Analyses)

In Chapter 5, the basic principles of both assessment of carrying capacity and retrofitting Codes (KAN.EPE and EC-8) are presented and compared. The first step in the assessment of the capacity of a building to withstand a design earthquake is selection of the desired performance level according to KAN.EPE, or limit state of damage according to EC-8 (Table 7). The definition of the different performance levels or limit states of damage is similar in both codes, and the aim of the assessment for the existing building results the same level i.e. Life Safety or Significant Damage.

| PERFORMANCE CRITERIA | |
|------------------------------------|-------------------------------------|
| PERFORMANCE LEVEL (KAN.EPE) | LIMIT STATE OF DAMAGE (EC-8) |
| A: Immediate Occupancy | DL: Damage Limitation |
| B: Life Safety | SD: Significant Damage |
| Γ: Collapse Prevention | NC: Near Collapse |

Table 7: Performance Criteria of a Building According to KAN.EPE and Eurocode 8

In accordance with KAN.EPE and EC-8, the level of the prior knowledge of the structural data of the existing building (geometry, materials, reinforcement etc) defines its «Data Credibility Level» or «Knowledge Level». The D.C.L. or K.L. subsequently defines the appropriate resistance factor γ_m or CF for the existing or supplemented materials. The importance of determining the correct resistance factor lies in the fact that in the following computations (chord rotations) the mean values of the materials' strength, divided with the factor γ_m , are used. Table 8 summarizes the structural data knowledge levels, resistance factors and materials' mean strength for the existing building.

| KAN.EPE | | | EC-8 | | |
|-------------------------------|--|--|------------------------|-------------------------------|--|
| Data Credibility Level | Resistance Factor (γ_m) | Material Mean Strength | Knowledge Level | Resistance Factor (CF) | Material Mean Strength |
| «Satisfactory» | 1.10 | $f_{cm} = 21.8 \text{ MPa}$ $f_{ym} = 363.64 \text{ MPa}$ | «Normal» | 1.20 | $f_{cm} = 20 \text{ MPa}$ $f_{ym} = 333.33 \text{ MPa}$ |

Table 8: Data Knowledge Levels, Confidence factor and Materials' Mean Strength for both Codes

The first step of the pushover analysis is the determination of the M-1/r (M-φ) moment-curvature diagram for each element section (data computed by SAP2000). Secondly, the computation of the building's capacity curve takes place, after it is subjected to a pushover analysis under appropriate horizontal seismic loads with controlled displacement.

The National Interventions Code is more eloquent upon the subject than the Eurocode 8, and is determined that the building is to be subjected to two kinds of horizontal load distributions along the height of the building: modal, according to the reverse-triangular horizontal distribution of seismic loads as in the equivalent static analysis, and uniform load distribution according to the mass of each storey (G+0.3Q). The modal analysis has three subcategories of implementation and is the mainly required analysis. The uniform analysis is secondary and is implemented as a way of checking the results of the first type of analysis.

Also, the basic concept of the procedure concerning the evaluation of performance point (pushover target displacement and base shear force from the intersection point of the capacity curve and the elastic spectra) is presented, with regard to the American Code ATC-40.

The assessment of the deformation capacity of any building according to EC-8 is strictly defined in terms of the chord rotation θ . The provisions of the KAN.EPE are slightly different in this issue: with regard to the analysis type (elastic/ inelastic) and the nature of the failure, which can be force controlled or deformation controlled, the values of material strength and the control criteria are respectively defined. In the present thesis, the control criteria and the assessment of the building are defined in terms of deformation for both Codes, but checking of the failure type (brittle or ductile) is nonetheless conducted according to the provisions of KAN.EPE. In the Table 9 the control criteria for KAN.EPE and EC-8 are comparatively presented.

| CONTROL CRITERIA FOR KAN.EPE | | CONTROL CRITERIA FOR EUROCODE 8 | |
|------------------------------|--|---------------------------------|--------------------------------------|
| Performance Level | Control Criterion | Limit State of Damage | Control Criterion |
| Immediate Occupancy | $S_d \leq R_d = \theta_y$ | Damage Limitation | $S_d \leq R_d = \theta_y$ |
| Life Safety | $S_d \leq R_d = \frac{0.5 \cdot (\theta_y + \theta_u)}{\gamma_{Rd}}$ | Significant Damage | $S_d \leq R_d = 0.75 \cdot \theta_u$ |
| Collapse Prevention | $S_d \leq R_d = \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}} [1]$ | Near Collapse | $S_d \leq R_d = \theta_u$ |

[1] $\gamma_{Rd} = 1.80$

Table 9: Deformation Control Criteria for KAN.EPE and Eurocode 8

A typical capacity curve F-d of structural elements (force-displacement or moment-chord rotation) is shown in Figure 5. In order to achieve the desired performance level «Life Safety/Significant Damage», the majority of a building's structural members have to be deformed in such way as not surpass the target limit $R_d = \delta_d = \frac{0.5 \cdot (\theta_y + \theta_u)}{\gamma_{Rd}}$ for KAN.EPE or $0.75 \cdot \theta_u$ for EC-8.

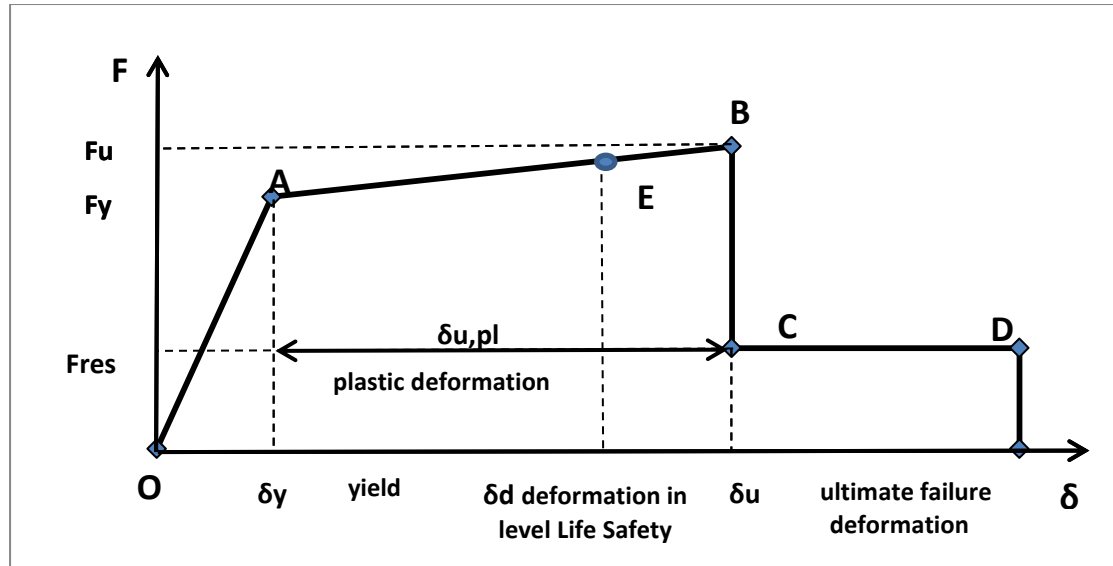


Figure 5: Ideal Capacity Curve of Structural Elements

The ductility criterion as given by KAN.EPE has two expressions:

- If $V_u = V_{RD} > V_{My} = M_y / (\alpha_s \cdot h) = M_y / L_s$, where V_{RD} is the member's shear strength ($V_{RD} = V_{Rd1} + V_{wd}$), and/or
- If $\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \geq 2$,

then the member's failure is deformation controlled, and its behavior ductile.

Eurocode 8 does not refer directly to any ductility criterion, but a verification of the nature of the failure is required, in order to define the value of the factor a_v :

- If $V_{Rd1} > M_y / (\alpha_s \cdot h)$, if flexural yielding is expected to precede shear cracking, then the factor $a_v = 0$, otherwise $a_v = 1$.

The last step is the computation of the chord rotations θ_y , θ_u and $\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y$, for the definition of the control criteria. Eurocode 8 provides two different expressions for the computation of chord rotation θ_u , from which the first is almost identical to the respective expression provided by KAN.EPE. So, in order to compare the two codes, the second EC-8 expression for θ_u is used. In Table 10 the aforementioned expressions are presented.

| | KAN.EPE | EUROCODE 8 |
|------------------------------|---|--|
| θ_y | $\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_s + av \cdot z}{3} + 0.0014 \cdot (1 + 1.5 \frac{h}{L_s}) + \varphi_y \cdot \frac{db \cdot fy}{8 \cdot \sqrt{fc}}$ <p style="text-align: center;">(for beams and columns)</p> $\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_s + av \cdot z}{3} + 0.0013 + \varphi_y \cdot \frac{db \cdot fy}{8 \cdot \sqrt{fc}}$ <p style="text-align: center;">(for walls)</p> | $\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{Lv + av \cdot z}{3} + 0.0013 \cdot (1 + 1.5 \frac{h}{Lv}) + 0.13 \cdot \varphi_y \cdot \frac{db \cdot fy}{\sqrt{fc}}$ <p style="text-align: center;">(for beams and columns)</p> $\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{Lv + av \cdot z}{3} + 0.002 \cdot (1 - 0.125 \frac{Lv}{h}) + 0.13 \cdot \varphi_y \cdot \frac{db \cdot fy}{\sqrt{fc}}$ <p style="text-align: center;">(for walls)</p> |
| θ_u | $\theta_{u,m} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot$ $(a_s)^{0.35} \cdot 25^{(a_p s \cdot fy_w / fc)} (1.25^{100 \cdot \rho_d})$ | $\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot [\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot (1 - \frac{0.5 \cdot L_{pl}}{Lv})]$ <p style="text-align: center;">($\gamma_{el} = 2.00$ and $L_{pl} = 0.1 \cdot L_v + 0.17 \cdot h + 0.24 \cdot \frac{db \cdot fy}{\sqrt{fc}}$)</p> |

Table 10: Expressions of Chord Rotations According to KAN.EPE and Eurocode 8

The L_s factor is similarly defined in both codes, and the expressions for chord rotation θ_y are similar, with the exception of the present KAN.EPE provision: when $V_{Rd} < V_{My} = M_y / L_s$ (brittle failure) then the value of θ_y is defined by the following expression:

$$\theta_{y, brittle} = \theta_{y, ductile} \cdot V_{Rd} \cdot L_s / M_y, \text{ where } V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd}$$

Also the expressions for chord rotation θ_u are different: under the provisions of KAN.EPE the computation is based on the material and reinforcement data, whereas for Eurocode 8 a simpler expression is given, which is based on the values φ_y , φ_u and L_{pl} .

To conclude the chapter 5, the effect of concrete cracking is succinctly presented. Both KAN.EPE and EC-8 acknowledge the reduction of the elements' stiffness due to the concrete cracking under tensile stresses. Therefore, the effective stiffness for beam elements is defined as the half of the geometrical stiffness (design of rectangular cross-sections for beams) and similar assumptions are made for the columns and walls, according to the provisions of the Codes.

In Chapter 6, more detailed aspects of the involved computing procedures of assessment are presented, alongside with some basic recommendations for the correct computation of the chord rotation deformations and use of SAP2000 software. Finally, the results of this assessment are presented and evaluated.

Firstly, the basic steps of defining a plastic hinge for beams and columns in SAP2000 are presented. The main consideration refers to the plastic chord rotation θ_{pl} control and thus the control criteria have to be expressed in terms of plastic rotations (Table 11), as opposed to the terms of yield and failure rotations, as it is shown in Table 9.

| Performance Level | SAP2000 Plastic Deformation- KAN.EPE | SAP2000 Plastic Deformation- EC8 |
|---|---|----------------------------------|
| Immediate Occupancy/ Damage Limitation | 0 | 0 |
| Life Safety/Significant Damage | $0.5 \theta_{pl}/\gamma_{Rd}$ | $0.75 \theta_{pl}$ |
| Collapse Prevention/Near Collapse | θ_{pl}/γ_{Rd} | θ_{pl} |

Table 11: SAP2000 Control Criteria for Each Performance Level for KAN.EPE and Eurocode 8

Two analytical examples of computing the plastic deformations (chord rotations θ_y , θ_u and θ_{pl}) for a beam and a column structural element, according to the aforementioned provisions of KAN.EPE and EC-8 are presented in order to compare the rotation results of the Codes.

The fundamental differences between the two codes, further than the different expressions for the computation of failure chord rotation θ_u , are the following:

- In the performance level «Life Safety» of KAN.EPE the deformation limit is the half sum of the yield and failure rotation ($\frac{0.5 \cdot (\theta_y + \theta_u)}{\gamma_{Rd}}$) as opposed to the $\frac{3}{4}$ of the failure chord rotation ($0.75 \theta_u$) for the limit state «Significant Damage» of EC-8.
- In both Codes a resistant factor is used. But in different places in the expressions which affects significantly the arithmetic results of the chord rotations and consequently, the control criteria. In KAN.EPE the factor $\gamma_{Rd} = 1.80$ is used explicitly into the final control criteria expressions, whereas in the EC-8, the factor is slightly different ($\gamma_{el}=2.00$) and is used into the expression for the failure rotation θ_u .

With regard to the aforementioned remarks, the resulting values for the yield rotations θ_y , due to the fact that the expressions are similar for both Codes are almost identical. The resulting values of the failure rotations θ_u and the plastic rotations θ_{pl} are larger for KAN.EPE rather than for EC-8, and especially for θ_u a variation of 25% increase is recorded for the values provided by KAN.EPE opposed to the respective values by EC-8 (a normal observation due to the γ_{el} confidence factor).

Generally the KAN.EPE code permits higher limits of deformation (control criteria) than EC-8, thus EC-8 usually leads to a more conservative assessment and intervention.

The second part of chapter 6 is devoted to the procedure of non linear pushover analysis with controlled displacement, as it is conducted by SAP2000, and its results. In accordance with the provisions of KAN.EPE, the building is subjected to eight (8) non-linear static analyses, four with uniform load distribution in the horizontal seismic components (X, -

X, Y and -Y) and the other four with modal load distribution, and especially with reverse-triangle horizontal distribution of seismic loads as in the equivalent static analysis. The analyses are conducted for both Codes, reaching a total sum of sixteen (16) pushover analyses. Usually the vertical loads that correspond to seismic combinations (G+0.3Q NONLINEAR), are initially imposed to the structure followed by the incremental lateral seismic push-over analysis. In Figure 6 the appropriate modifications in the SAP2000 parameters are shown for the correct conduction of the uniform and modal pushover analyses.

Furthermore, the maximum controlled displacement of the building is set to 0.5m and the appropriate nonlinear parameters are defined: as hinge unloading method is selected the 3rd option (Restart Using Secant Stiffness) due to the fact that is the more robust method (least likely to fail). The total number of steps per stage is defined as 1000, and the number of null steps as 200.

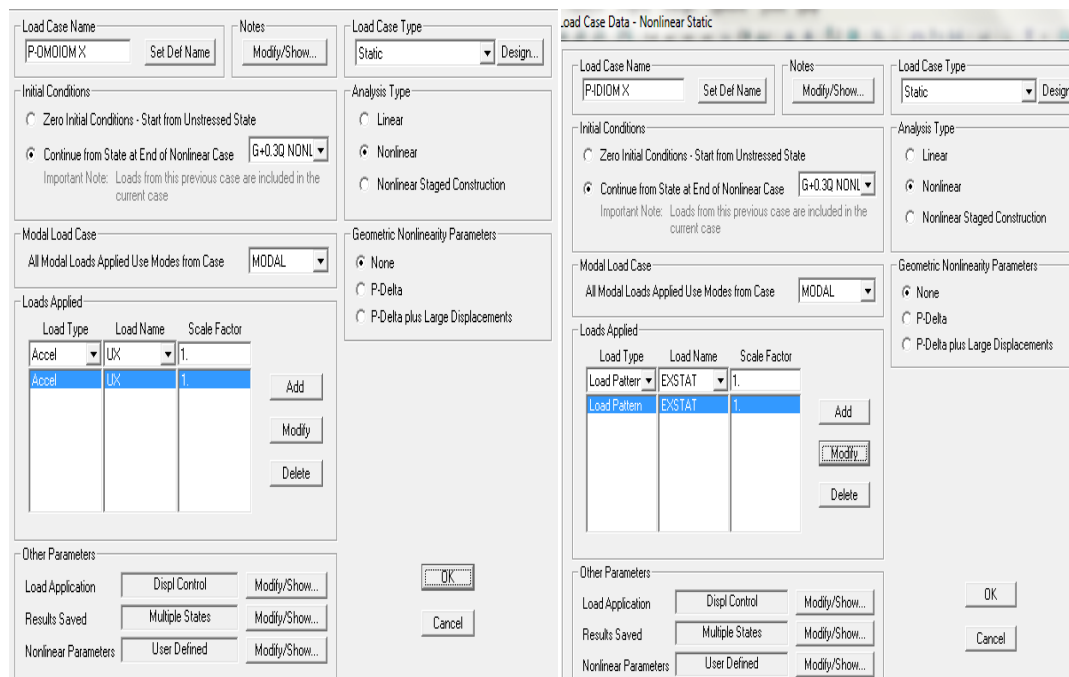


Figure 6: Definition of Uniform and Modal Pushover Analyses for Component X in SAP2000

Except from the main sixteen pushover analyses (modal and uniform load distribution), the building is subjected to other eight modal analyses, with distribution of the loads based on the fundamental modes in components X and Y. The results of the modal analyses show that the building is capable of carrying its loads: in every of the analyses a performance point emerges (the intersection between the capacity curve of the building and the appropriate elastic spectra) and the deformations of the formed plastic hinges are below the target limits for both KAN.EPE and Eurocode 8. But, for the two of the four (total sum for the two Codes is eight) uniform analyses a performance point does not emerge. After a series of checks, was indicated that the initial seismic load of the building (G+0.3Q) was overvalued, due to its function as offices (large live loads $q=5\text{KN/m}^2$ distributed to all the slabs). Thus, in the initial non-linear analysis G+0.3Q NONLINEAR a large number of

plastic hinges is formed (all below the target performance level, and mostly in beam elements).

Finally, for all analyses a performance point emerges and the assessment of the building is that satisfies the initial target performance level for both Codes: Life Safety/Significant Damage.

For the most unfavorable analysis (uniform in the X component) the performance point is drawn at 2.9cm (target displacement) for 1500KN shear base force (Figure 8). In Figure 7 the deformed shape of the building is depicted (plastic hinges) and in Table 12 the total sum and performance level of the formed plastic hinges are shown. The building is comprised from 309 frame elements (beams, columns and walls), and there are 596 possible plastic hinge positions. The number of the formed plastic hinges is 396, and only fifteen (15) belong to column or wall elements.

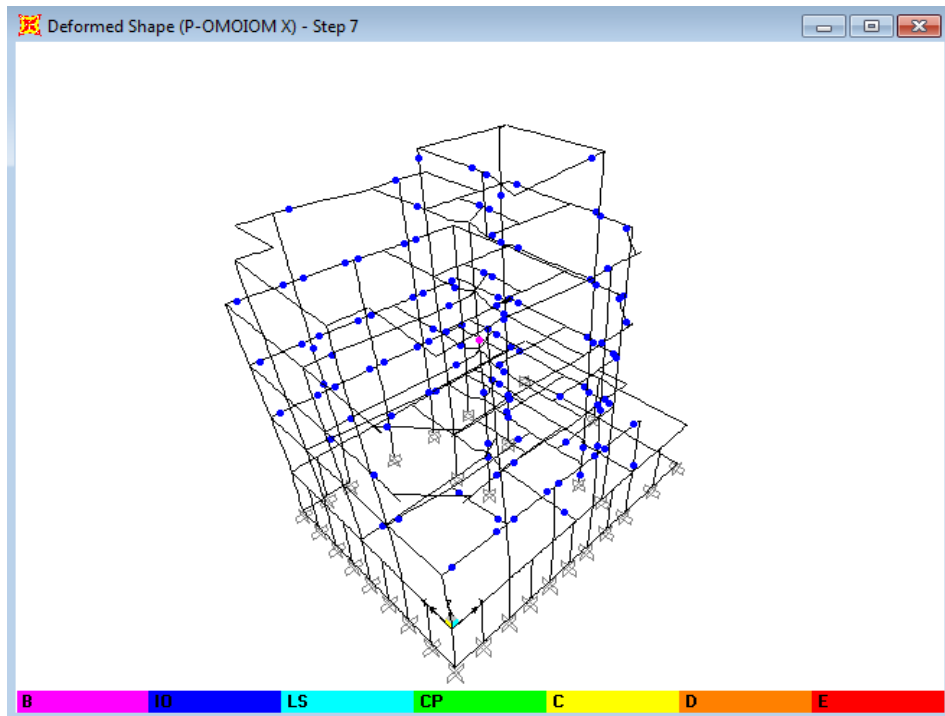


Figure 7: Deformed Shape of the Building in the Performance Point Step of Analysis

| | Step | AtoB | BtoIO | IOtoLS | LStoCP | CPtoC | CtoD | DtoE | BeyondE | Total |
|---------|------|------|-------|--------|--------|-------|------|------|---------|-------|
| KAN.EPE | 6 | 283 | 0 | 113 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 396 |
| | 7 | 269 | 1 | 126 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 396 |
| EC8 | 6 | 286 | 1 | 109 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 396 |
| | 7 | 276 | 1 | 119 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 396 |

Table 12: Total Sum and Performance Levels of Plastic Hinges

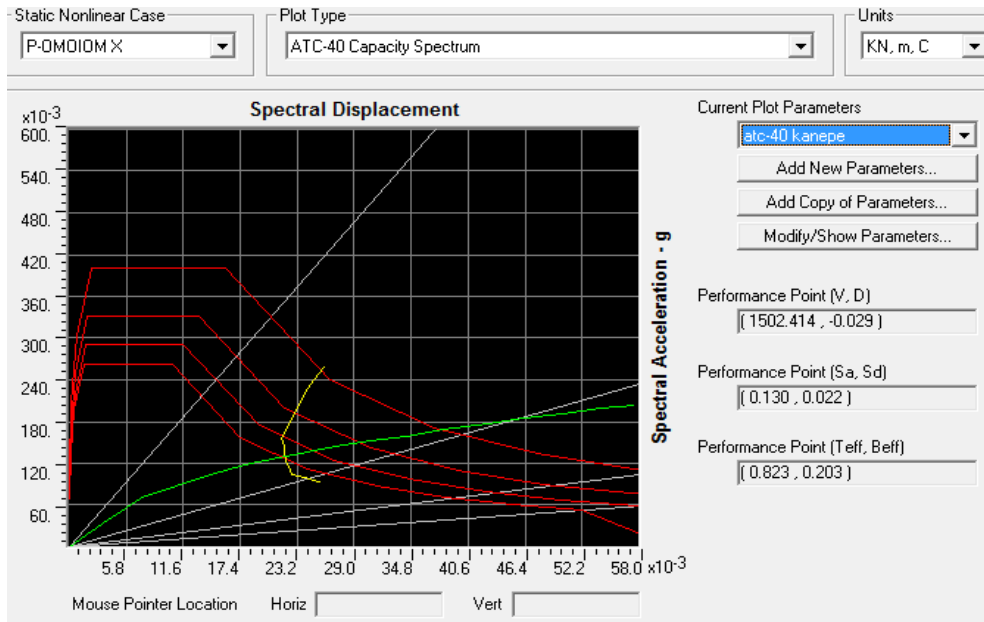


Figure 8: Performance Point of the Building for KAN.EPE (Uniform Pushover Analysis X)

Furthermore, the capacity curves of the building for each of the eight analyses for EC-8 are presented in Figure 9.

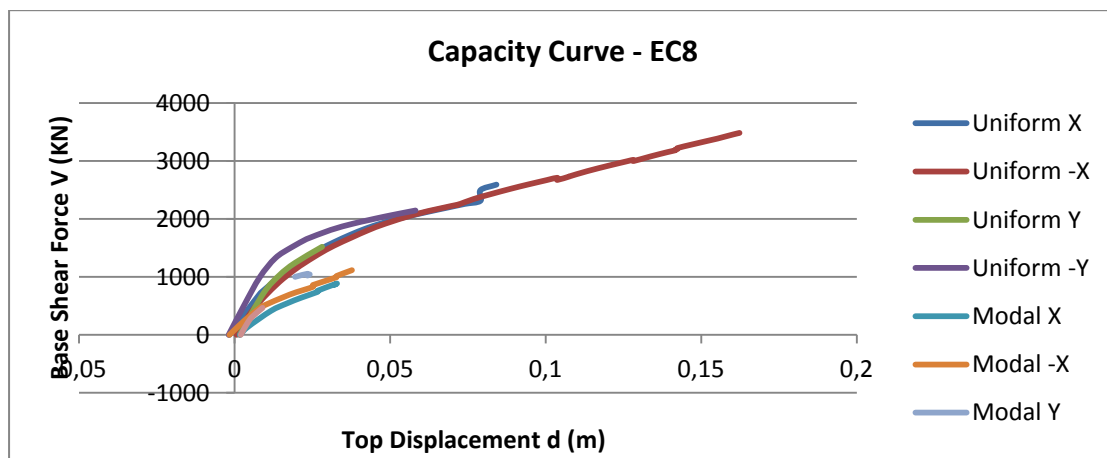


Figure 9: Capacity Curve of the Building for the Eight Pushover Analyses for Eurocode 8

To recapitulate, the main conclusions drawn from the pushover analyses conducted under the provisions of National Interventions Code (KAN.EPE) and Eurocode 8 are the following:

- Despite the variations between the control criteria (values of plastic chord rotations θ_{pl}) of KAN.EPE and Eurocode 8, the final deformed shape of the building (position and performance level of plastic hinges) is similar for both Codes and the target performance level Life Safety/Significant Damage is satisfied. It is normal, because the target performance level (plastic chord rotation) of EC8 generally presents lesser values rather than KAN.EPE. So, if the assessment of the building is positive for the more conservative Eurocode 8, then normally is positive and by the terms of KAN.EPE
- The majority of plastic hinges are formed in beam elements, and only a percentage of 4-6% is formed in column or wall elements. Each of the plastic hinges is between the stages of yielding and failure, and do not surpass the desired performance level. This fact is indicative of the importance of the capacity design.
- Due to the increased design loads and the increased number of perimetric columns in combination with the existence of beam elements with large dimensions (length and height), for some of the uniform distribution pushover analyses the initial seismic load of the building ($G+0.3Q$) is decreased.
- The building capacity is increased for the analyses according to KAN.EPE comparatively with the EC-8 analyses. The same observation is drawn for the uniform distribution pushover analyses in comparison with the modal analyses, due to the fact that the horizontal loads of uniform analysis are larger than the respective loads of the modal analysis (same as in the equivalent static method).

In Chapter 7 the whole content of the present thesis is summarized and the final conclusions, comparisons and remarks upon the elastic and inelastic analyses according to KAN.EPE and Eurocode 8, and their results are presented

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ
ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

| | |
|---|----|
| ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ | 1 |
| ΠΕΡΙΛΗΨΗ | 2 |
| EXTENDED ABSTRACT | 4 |
| 1 ⁰ ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΕΙΣΑΓΩΓΗ | 22 |
| 1.1 Αντικείμενο Εργασίας | 22 |
| 1.2 Μέθοδοι Ανάλυσης και Ισχύοντες Κανονισμοί | 23 |
| 2 ⁰ ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ | 24 |
| 2.1 Μορφή και Προσομοίωση Φορέα | 24 |
| 2.2 Υλικά και Φορτία Κατασκευής | 28 |
| 3 ⁰ ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΕΑΚ 2000..... | 29 |
| 3.1 Δυναμική Φασματική Ανάλυση | 29 |
| 3.1.1 Φάσμα Σχεδιασμού κατά ΕΑΚ..... | 29 |
| 3.1.2 Ιδιομορφική Ανάλυση | 31 |
| 3.1.3 Συνδυασμοί Φόρτισης | 34 |
| 3.2 Απλοποιημένη Φασματική Ανάλυση | 35 |
| 3.2.1 Θεωρητικό Υπόβαθρο | 35 |
| 3.2.2 Εφαρμογή Α.Φ.Μ. στο SAP2000..... | 36 |
| 3.3 Σύγκριση Μεθόδων και Αποτελεσμάτων | 40 |
| 3.3.1 Εντατικά Μεγέθη Επιλεγμένων Δομικών Μελών (Δ.Φ.Μ και Α.Φ.Μ.)..... | 40 |
| 3.3.2 Συμπεράσματα..... | 44 |
| 4 ⁰ ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ | 45 |
| 4.1 Θεωρητικό Υπόβαθρο | 45 |
| 4.2 Οδηγός Χρήσης Βάσης Δεδομένων PEER..... | 45 |
| 4.2.1 Δεδομένα Επιταχυνσιογραφημάτων (Unscaled Records) | 46 |
| 4.2.2 Επεξεργασία Επιταχυνσιογραφημάτων με Βάση το Φάσμα Σχεδιασμού (Scaled Records)..... | 49 |

| | | |
|----------------|---|----|
| 4.3 | Ανάλυση Χρονοϊστορίας και Αποτελέσματα..... | 56 |
| 4.3.1 | Επιλογή και Επεξεργασία Επιταχυνσιογραφημάτων | 56 |
| 4.3.2 | Αποτελέσματα Γραμμικής Ανάλυσης Χρονοϊστορίας (Γ.Α.Χ.) | 59 |
| 4.3.2.1 | Σύγκριση Εντατικών Μεγεθών Δ.Φ.Μ., Α.Φ.Μ. και Γ.Α.Χ. | 59 |
| 4.3.2.2 | Εντατικά και Παραμορφωσιακά Μεγέθη Γ.Α.Χ. | 60 |
| 5 ⁰ | ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΤΑΔΙΑΚΗΣ ΕΞΩΘΗΣΗΣ | 66 |
| 5.1 | Εισαγωγή..... | 66 |
| 5.2 | Διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ για Αποτίμηση και Ανασχεδιασμό σύμφωνα με την Ανελαστική Στατική Μέθοδο | 67 |
| 5.2.1 | Στάθμες Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ | 67 |
| 5.2.2 | Διερεύνηση και Τεκμηρίωση Φορέα πριν την Αποτίμηση – Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) | 68 |
| 5.2.3 | Ανελαστική Στατική Ανάλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ..... | 70 |
| 5.2.3.1 | Παραδοχές Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης | 71 |
| 5.2.3.2 | Κατανομές Οριζόντιων Φορτίων κατά την Ανελαστική Στατική Ανάλυση | 72 |
| 5.2.3.3 | Καμπύλη Αντίστασης V-D και Μέθοδος Υπολογισμού Στοχευόμενης Μετακίνησης ATC-40..... | 73 |
| 5.2.4 | Έλεγχος Ασφαλείας..... | 76 |
| 5.2.4.1 | Ανίσωση Ασφαλείας και Συντελεστές Ασφαλείας Υλικών | 76 |
| 5.2.4.2 | Έλεγχοι Κριτηρίων Επιτελεστικότητας..... | 78 |
| 5.2.5 | Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Δομικών Μελών Φορέα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ..... | 80 |
| 5.2.5.1 | Ιδεατή Καμπύλη Παραμόρφωσης Δομικού Μέλους «F-δ»..... | 80 |
| 5.2.5.2 | Πλάστιμη και Ψαθυρή Συμπεριφορά | 83 |
| 5.2.5.3 | Υπολογισμός Γωνίας Στροφής Διαρροής θ_y κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ..... | 84 |
| 5.2.5.4 | Υπολογισμός Γωνίας Στροφής Αστοχίας θ_u κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ..... | 86 |
| 5.2.5.5 | Ενεργός Δυσκαμψία Στοιχείων Ω.Σ. | 88 |
| 5.3 | Διατάξεις Ευρωκώδικα 8 για Αποτίμηση και Ανασχεδιασμό σύμφωνα με την Ανελαστική Στατική Μέθοδο | 89 |
| 5.3.1 | Στάθμες Επιτελεστικότητας κατά Ευρωκώδικα 8 | 89 |
| 5.3.2 | Διερεύνηση και Τεκμηρίωση Φορέα πριν την Αποτίμηση – Σ.Α.Δ. κατά EC8... .. | 90 |
| 5.3.3 | Ανελαστική Στατική Ανάλυση κατά Ευρωκώδικα 8..... | 91 |
| 5.3.4 | Έλεγχος Ασφαλείας και Κριτήρια Επιτελεστικότητας..... | 91 |
| 5.3.5 | Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Δομικών Μελών Φορέα κατά Ευρωκώδικα 8 | 93 |

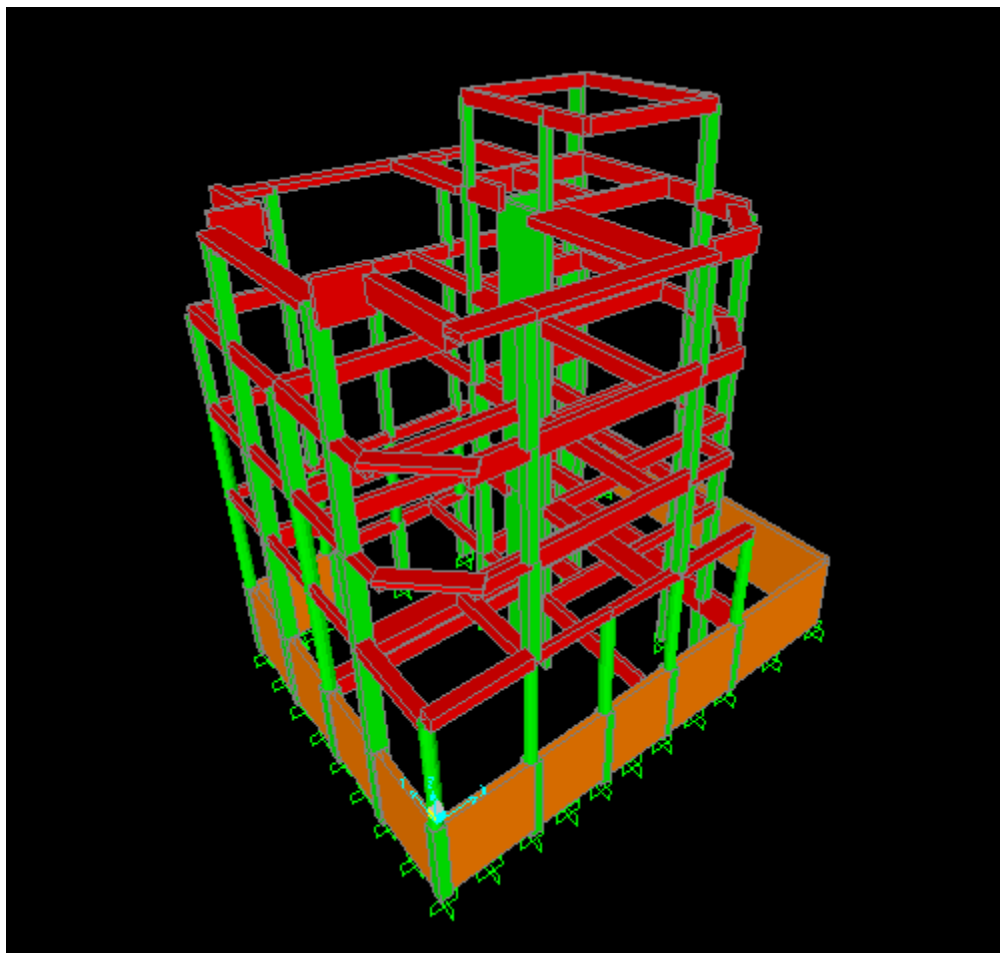
| | |
|---|-----|
| 5.3.5.1 Υπολογισμός Γωνίας Στροφής Διαρροής θ_y κατά EC8 | 93 |
| 5.3.5.2 Υπολογισμός Γωνίας Στροφής Αστοχίας θ_u κατά EC8 | 94 |
| 5.3.5.3 Ενεργός Δυσκαμψία Στοιχείων Ω.Σ. | 95 |
| 5.4 Υπολογισμός Διατμητικής Αντοχής κατά ΕΚΩΣ και EC8 | 95 |
| 6 ^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΕΦΑΡΜΟΓΗ PUSHOVER ΣΤΟ SAP2000 ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ ΚΑΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8..... | 97 |
| 6.1 Εισαγωγή Οπλισμών | 97 |
| 6.2 Ορισμός Πλαστικών Αρθρώσεων και Κριτήρια Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8..... | 99 |
| 6.3 Υπολογισμός Παραμορφωσιακών Μεγεθών..... | 106 |
| 6.3.1 Αναλυτικά Παραδείγματα Υπολογισμού Γωνιών Στροφής θ_y , θ_u , θ_{pl} κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 για Υποστόλωμα και Δοκό | 106 |
| 6.3.2 Συγκρίσεις και Συμπεράσματα επί ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8..... | 117 |
| 6.4 Ανελαστική Ανάλυση στο SAP..... | 118 |
| 6.4.1 Ορισμός Κατανομών Οριζόντιων Φορτίων Καθ' ύψος..... | 118 |
| 6.4.2 Αποτελέσματα Ανελαστικής Ανάλυσης..... | 122 |
| 6.4.2.1 Ανελαστική Ανάλυση με Ομοιόμορφη Κατανομή κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 | 124 |
| 6.4.2.2 Ανελαστική Ανάλυση με Ιδιομορφική Κατανομή κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 | 130 |
| 6.4.3 Συμπεράσματα..... | 133 |
| 7 ^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ | 135 |
| ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ..... | 139 |
| ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ..... | 139 |
| ΑΓΓΛΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ | 140 |
| ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΧΡΗΣΗ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΟΣ 7 ^Α ΚΑΝ.ΕΠΕ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΡΟΠΗΣ ΚΑΙ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ..... | 141 |

1⁰ ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Αντικείμενο Εργασίας

Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία πραγματεύεται την ανάλυση και αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός υπάρχοντος κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα μέσω ελαστικών και ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης και την ενδεχόμενη περαιτέρω επισκευή/ενίσχυσή του έναντι σεισμικών δράσεων. Το κτήριο αποτελείται από τέσσερις (4) ορόφους, υπόγειο και δώμα και έχει χρήση γραφείων και καταστημάτων. Βρίσκεται στη Μεταμόρφωση Αττικής, στη συμβολή των οδών Ελευθέριου Βενιζέλου και Δελφών και ο χρόνος μελέτης τοποθετείται τον Φεβρουάριο του 1991. Κατά συνέπεια ο σχεδιασμός έχει γίνει με βάση τον παλαιό ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΚΩΣ 1954) και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985.

Η προσομοίωση και ανάλυση του φορέα θα γίνει με τη χρήση του προγράμματος SAP2000 (Version 14.2.2).



Σχήμα 1.1 Απεικόνιση Κτηρίου

Το κτήριο διαθέτει υπόγειο με περιμετρικά τοιχώματα, το οποίο λειτουργεί ως άκαμπτο «κουτί» όσον αφορά την παραλαβή των σεισμικών φορτίων, είναι δηλαδή πρακτικά

αμετακίνητο. Οι όποιοι υπολογισμοί και αναλύσεις θα γίνουν με την απλοποιημένη θεώρηση πάκτωσης του υπογείου στο έδαφος.

1.2 Μέθοδοι Ανάλυσης και Ισχύοντες Κανονισμοί

Η ανάλυση και αποτίμηση του φορέα θα γίνει με βάση τους εξής κανονισμούς: ΕΑΚ2000 για την ελαστική ανάλυση, και ΚΑΝ.ΕΠΕ σε συνδυασμό με τον Ευρωκώδικα 8 και τον Αμερικάνικο Κανονισμό ATC-40 (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings) για την ανελαστική ανάλυση.

Η ελαστική ανάλυση σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 (Κεφάλαιο 3, §3.1) βασίζεται στη λεγόμενη «ισοδύναμη» γραμμική ανάλυση, η οποία στοχεύει στη γραμμικοποίηση του προβλήματος της εκτίμησης της σεισμικής απόκρισης του κτηρίου με βάση μια σειρά παραδοχών. Γενικά είναι αποδεκτό από τους αντισεισμικούς κανονισμούς ότι όλες οι κατασκευές αναμένεται να συμπεριφερθούν ελαστικά-γραμμικά μέχρι ενός ορισμένου σημείου (διαρροή) κι έπειτα πλαστικά, δηλαδή αφού διαρρεύσουν τα μέλη της κατασκευής οι σεισμικές δράσεις θα παραληφθούν μέσω της πλαστικής παραμόρφωσης των μελών.

Ο ΕΑΚ2000 προβλέπει δύο βασικές μεθόδους υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης: την απλοποιημένη φασματική μέθοδο ή αλλιώς ισοδύναμη στατική ανάλυση και τη δυναμική φασματική μέθοδο. Σε ειδικές περιπτώσεις επιτρέπεται συμπληρωματικά ως προς τις ανωτέρω μεθόδους, η εφαρμογή άλλων μεθόδων όπως η γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων, ή αλλιώς γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, τα αποτελέσματα των οποίων δεν μπορούν να ληφθούν υπόψη όταν είναι μικρότερα αυτών της φασματικής ανάλυσης.

Αρχικά στην παρούσα εργασία στα πλαίσια της ελαστικής ανάλυσης θα εφαρμοστούν και οι τρεις μέθοδοι ελαστικής ανάλυσης με περαιτέρω στόχο τη σύγκριση των εξαγόμενων αποτελεσμάτων και την αξιολόγησή τους:

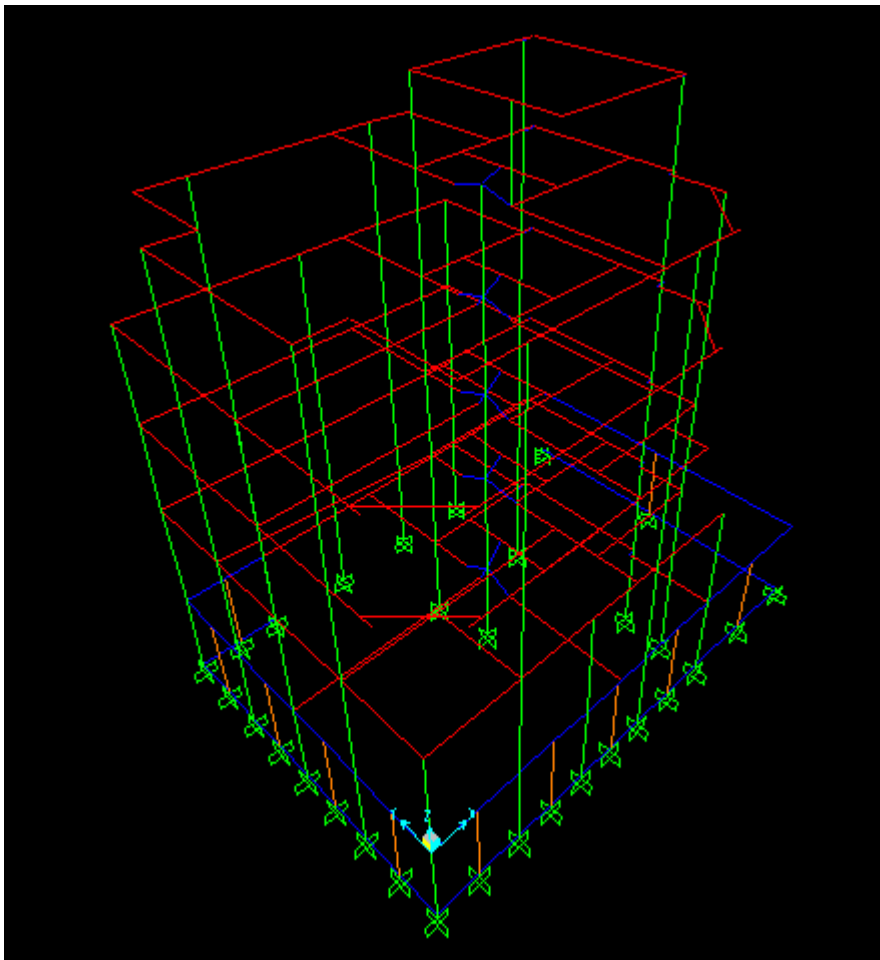
- 1) Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος
- 2) Δυναμική Φασματική Μέθοδος
- 3) Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

Οι ελαστικές μέθοδοι μας δίνουν μια ικανοποιητική εικόνα της ελαστικής-γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα και γίνεται αντιληπτό που αναμένεται να εμφανιστεί η πρώτη διαρροή, δεν μπορούν όμως να προσεγγίσουν την πραγματική συμπεριφορά του φορέα υπό σεισμική διέγερση (προοδευτική διαρροή των μελών έως την κατάρρευση). Η απεικόνιση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του φορέα υπό σεισμό και του μηχανισμού κατάρρευσής του γίνεται κυρίως με τη χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης, δηλαδή τη μη γραμμική μέθοδο σταδιακής εξώθησης (pushover analysis) και τη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, καθορίζοντας την στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής όπως θα αναλυθεί σε επόμενα κεφάλαια της εργασίας.

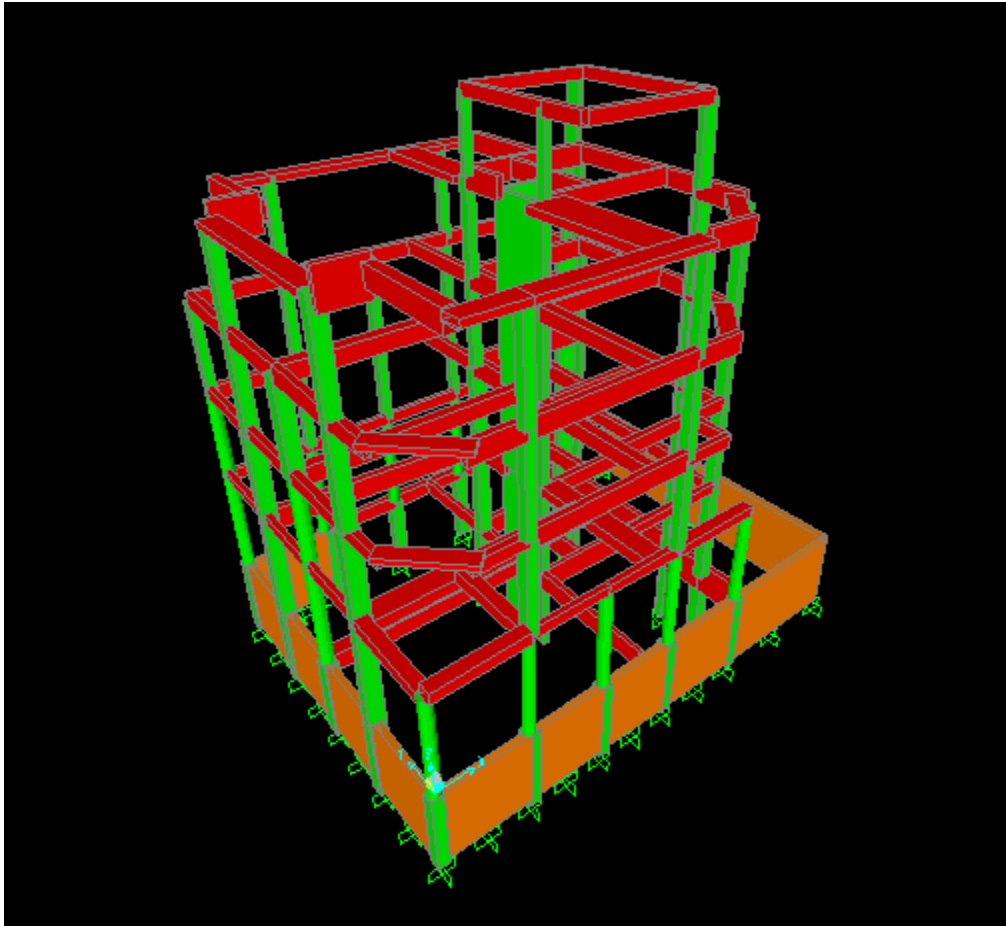
2⁰ ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ

2.1 Μορφή και Προσομοίωση Φορέα

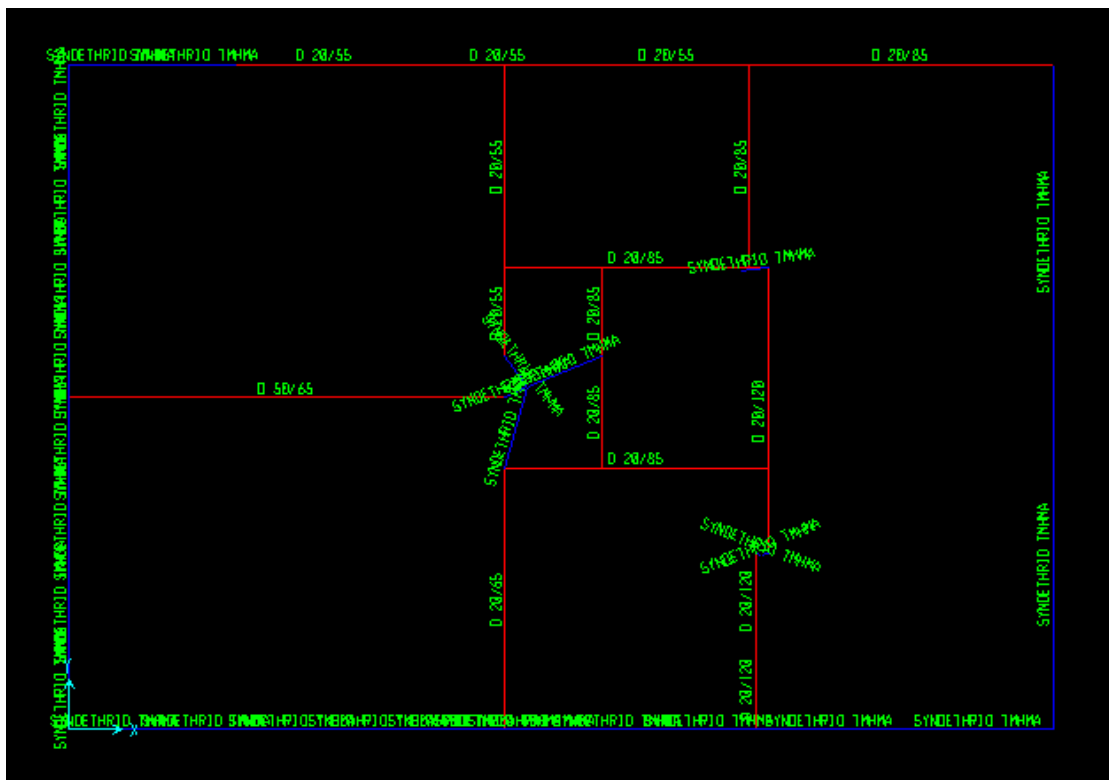
Ο φορέας είναι τετραώροφη κατασκευή του 1991 από οπλισμένο σκυρόδεμα και αποτελείται από το υπόγειο, το ισόγειο, τον 1^ο, 2^ο, 3^ο όροφο και το δώμα, συνολικά 6 στάθμες μελέτης. Οι κατόψεις των ορόφων και οι διαστάσεις και οπλισμοί των μελών της κατασκευής ποικίλλουν από όροφο σε όροφο, με τις πιο έντονες διαφοροποιήσεις να επισημαίνονται μεταξύ των κατόψεων οροφής υπογείου (Στάθμη 1), οροφής ισογείου (Στάθμη 2) και των κατόψεων των υπόλοιπων ορόφων. Ακολουθούν σχέδια του φορέα και των κατόψεων ενδεικτικών ορόφων του κτιρίου.



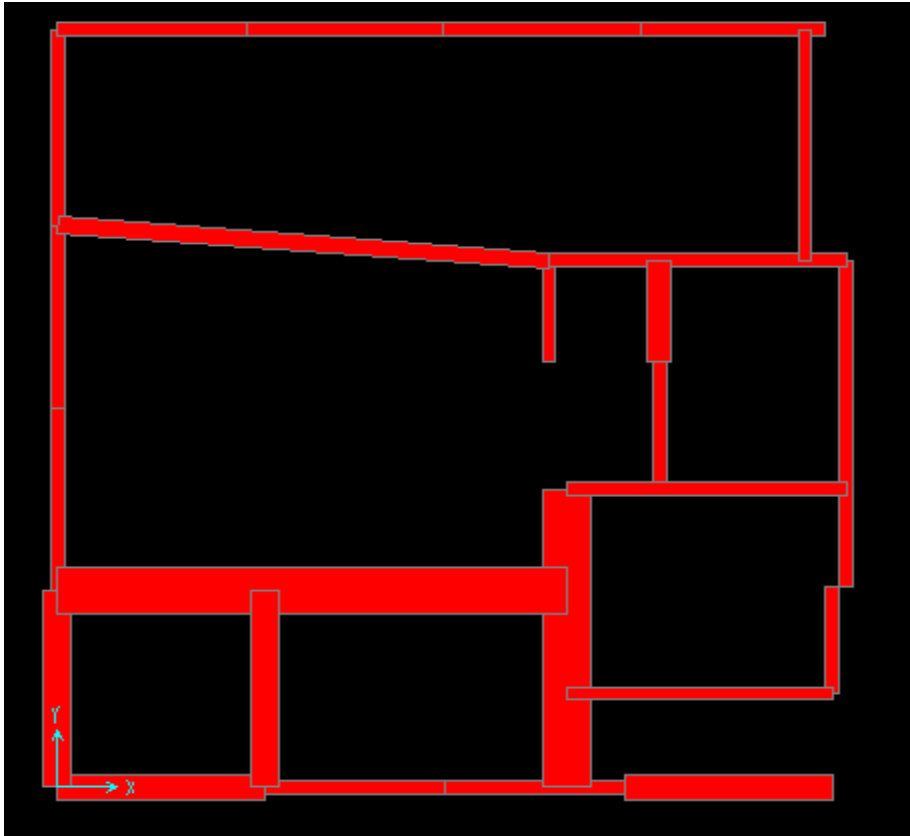
Σχήμα 2.1 Γραμμική Απεικόνιση Φορέα



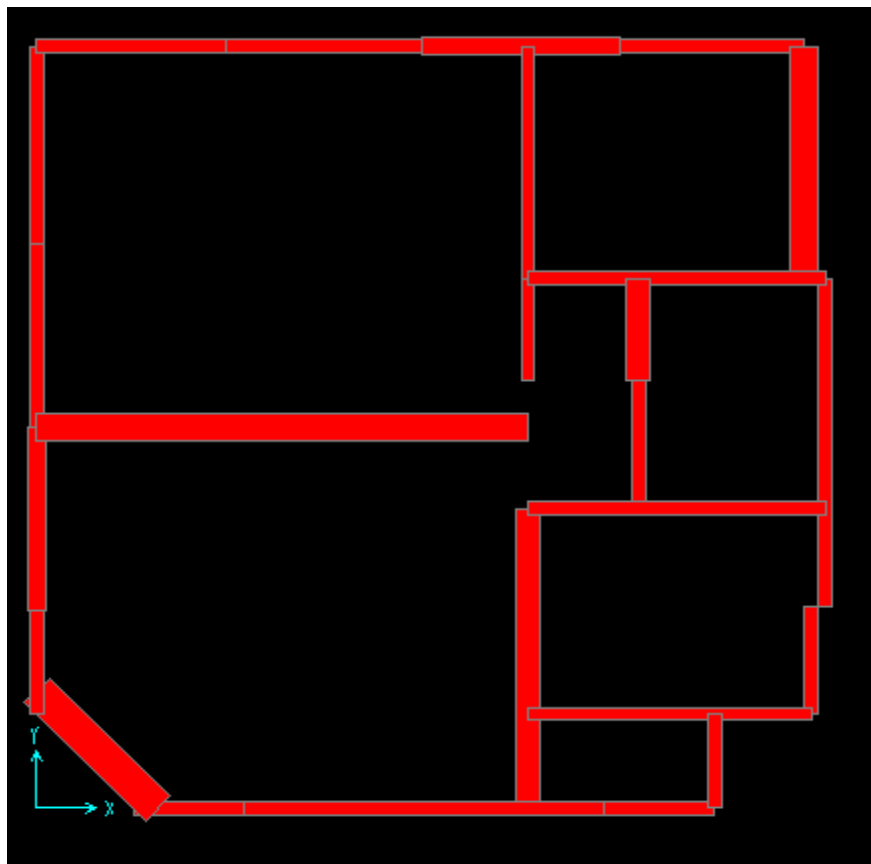
Σχήμα 2.2 Τρισδιάστατη Απεικόνιση Φορέα



Σχήμα 2.3 Κάτοψη Οροφής Υπογείου



Σχήμα 2.4 Κάτοψη Οροφής Ισογείου



Σχήμα 2.5 Κάτοψη Οροφής 1^{ου} Ορόφου

Η κάτοψη του κτιρίου είναι γενικά διαστάσεων 11.6×11.5m για όλες τις στάθμες, εκτός από την οροφή του υπογείου όπου η διάσταση κατά τον άξονα x επαυξάνεται κατά περίπου 5m (16.05×11.5m) και φυσικά το δώμα, που έχει διαστάσεις 4.6×5.2m. Καθ' ύψος επίσης ποικίλλουν οι διαστάσεις των ορόφων: συνολικά το ύψος του κτηρίου είναι 15.2m με ύψος υπογείου 2.9m, ύψος ισογείου 3.65m, ύψος ορόφων 3.05m και ύψος δώματος 2.4m. Το κτήριο διαθέτει κουβούκλιο ανελκυστήρα (κενό στο κέντρο των κατόψεων το οποίο αντιστοιχεί σε τοίχωμα μορφής γάμμα), κλιμακοστάσιο και σε ορισμένους ορόφους εξώστες, οι οποίοι δεν φαίνονται στις κατόψεις αλλά έχουν ληφθεί υπόψη στον υπολογισμό των φορτίων της κατασκευής, όπως και η στέγη από κεραμίδια.

Επιλέχθηκε να μην προσομοιωθούν οι πλάκες του φορέα με πεπερασμένα στοιχεία απευθείας, αλλά να μεταβιβαστούν τα φορτία τους στα αντίστοιχα δοκάρια σύμφωνα με τον κανόνα 45°-30°-60° και να εξασφαλιστεί η διαφραγματική λειτουργία τους με την αντίστοιχη εντολή του SAP2000 για κάθε στάθμη (Assign->Joints->Constraints->Diaphragm).

Ακόμη, όσον αφορά την προσομοίωση των στοιχείων δοκού, επιλέχθηκε να αμεληθεί η λειτουργία πλακοδοκού και να δοθεί απλοποιητικά ορθογωνική διατομή σε όλα τα δοκάρια, για λόγους που αναλύονται περαιτέρω στις παραγράφους 5.2.5.5 και 5.3.5.3 της παρούσας εργασίας (προκειμένου να ληφθεί υπόψη η ρηγμάτωση του σκυροδέματος και η επακόλουθη μείωση δυσκαμψίας των διατομών).

Στα σχήματα 2.1 και 2.2 έχουμε δύο απόψεις του φορέα, με και χωρίς «εξόγκωση» (extruding) των δομικών μελών του. Με πράσινο χρώμα επισημαίνονται τα υποστυλώματα, με κόκκινο οι δοκοί, με πορτοκαλί τα περιμετρικά τοιχώματα του υπογείου και με μπλε χρώμα επισημαίνονται τα συνδετήρια τμήματα των δομικών μελών. Ως συνδετήριο τμήμα εννοούμε το σύνδεσμο ο οποίος ενώνει τους κόμβους σύνδεσης μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων, ο οποίος είναι απαραίτητος προκειμένου ο κόμβος να κινείται στο χώρο ως απαραμόρφωτο στερεό και να μεταβιβάζονται τα φορτία των δοκών στο κέντρο βάρους των υποστυλωμάτων. Ορίζονται λοιπόν στο πρόγραμμα ως συνδετήρια τμήματα άκαμπτοι αβαρείς σύνδεσμοι ($\gamma=0.0001 \text{ KN/m}^3$) με μεγάλο μέτρο ελαστικότητας ($E= 10^8 \text{ KPa}$). Οι διαστάσεις του συνδετήριου τμήματος είναι αδιάφορες (Define→Materials→KENO, Define→ Sections→ συνδετήριο τμήμα με υλικό το KENO).

Το υπόγειο βρίσκεται 2.9m κάτω από τη στάθμη του εδάφους και όπως προαναφέρθηκε, περιβάλλεται από περιμετρικά τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος κατά το μεγαλύτερο μήκος της περιμέτρου του, με προβλεπόμενο άνοιγμα για την είσοδο και έξοδο οχημάτων (χρήση ως χώρος στάθμευσης). Η κατασκευή χρονολογείται από το 1991, όπου ακόμη επικρατούσε η πρακτική της θεώρησης των κτιρίων με υπόγειο ως πακτωμένα στον υποκείμενο φορέα θεμελιώσεως χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, η οποία σύμφωνα με τα σύγχρονα δεδομένα προσομοιώνεται με το εδαφικό προσομοίωμα Winkler. Στην παρούσα εργασία θα μελετηθεί ο φορέας υπό την απλοποιημένη θεώρηση του υπογείου με τα περιμετρικά τοιχώματα ως πακτωμένου στο έδαφος. Τα τοιχώματα υπογείου διαθέτουν τα τυπικά για την εποχή χαρακτηριστικά: πάχος 20cm και οπλισμό οριζόντιο και κατακόρυφο 2#Φ8/20 και η προσομοίωσή τους στο πρόγραμμα SAP2000 γίνεται ως ισοδύναμοι κατακόρυφοι στύλοι που συνδέονται μεταξύ τους και με τα υπόλοιπα δομικά μέλη του φορέα (δοκοί και υποστυλώματα) με άκαμπτους βραχίονες (συνδετήρια τμήματα). Αυτή η προσομοίωση δεν διαφέρει όσον αφορά τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών από την προσομοίωση των τοιχωμάτων ως υψίκορμων δοκών, και προτιμήθηκε ως ο πιο κατάλληλος τρόπος προσομοίωσης για το συγκεκριμένο στατικό πρόγραμμα (Τέγος Ι.Α., Τεχνικά Χρονικά, 1996).

2.2 Υλικά και Φορτία Κατασκευής

Για την κατασκευή του κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν σκυρόδεμα ποιότητας B225 και χάλυβας κύριου σπλισμού ποιότητας StIII και για τους συνδετήρες StI. Η αντιστοιχία με τα σύγχρονα πρότυπα είναι σκυρόδεμα C16 και χάλυβας S400 και S220 αντίστοιχα. Τα φορτία της κατασκευής δίδονται από τη μελέτη του κτηρίου, είναι σε συμφωνία με τις απαιτήσεις του ΚΩΣ 1954 και παρουσιάζονται στον πίνακα 2.1.

| ΦΟΡΤΙΑ | | |
|------------------------------------|---|------------------------|
| ΜΟΝΙΜΑ | ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ | 24 KN/m ³ |
| | ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΔΑΠΕΔΩΝ- ΕΞΩΣΤΩΝ | 2.0 KN/m ² |
| | ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΔΩΜΑΤΟΣ | 1.3 KN/m ² |
| | ΜΠΑΤΙΚΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ | 3.6 KN/m ² |
| | ΔΡΟΜΙΚΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ | 2.1 KN/ m ² |
| ΚΙΝΗΤΑ (Χρήση Γραφείων) | ΔΑΠΕΔΑ | 5.0 KN/m ² |
| | ΕΞΩΣΤΕΣ | 5.0 KN/m ² |
| | ΚΛΙΜΑΚΕΣ | 5.0 KN/m ² |

Πίνακας 2.1 Φορτία Κατασκευής

Να σημειωθεί εδώ ότι όπως ισχύει για τα φορτία πλακών, έτσι και τα επιπλέον φορτία από τους εξώστες, τις κλίμακες, τη στέγη και την μπατική και δρομική τοιχοποιία υπολογίστηκαν και αποδόθηκαν ως ομοιόμορφα κατανεμημένα στις αντίστοιχες δοκούς.

3⁰ ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΕΑΚ 2000

3.1 Δυναμική Φασματική Ανάλυση

Το κτήριο σχεδιάστηκε σύμφωνα με τον Αντισεισμικό κανονισμό του 1959 και την αναθεώρηση του 1985 για κατηγορία εδάφους Ι και σεισμικό συντελεστή $\varepsilon=0.06g$ (αντίστοιχη Ζώνη Ι). Σύμφωνα με τους παλαιούς αντισεισμικούς κανονισμούς προβλέπεται απλοποιημένη ισοδύναμη στατική ανάλυση και οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις λαμβάνονται στα κέντρα των αντίστοιχων μαζών και ίσες ως προς τα αντίστοιχα κατακόρυφα φορτία (σύνολο μόνιμων και κινητών) πολλαπλασιασμένα με την κατάλληλη τιμή του συντελεστή ε , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το κτήριο, και την κατηγορία επικινδυνότητας του εδάφους. Αναμένεται εύλογα τα παλαιά κτήρια να εμφανίζονται σεισμικά ανεπαρκή σύμφωνα με τα σύγχρονα πρότυπα του ΕΑΚ2000 και του Ευρωκώδικα 8. Πραγματοποιείται λοιπόν απευθείας ελαστική ανάλυση σύμφωνα με τον ΕΑΚ και στο στάδιο της αποτίμησης θα εξεταστεί κατά πόσο το παρόν κτήριο επαρκεί έναντι σεισμικών δράσεων.

3.1.1 Φάσμα Σχεδιασμού κατά ΕΑΚ

Το πρώτο βήμα για την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου (Δ.Φ.Μ.) είναι η κατασκευή του φάσματος σχεδιασμού κατά το νέο αντισεισμικό κανονισμό (§2.3 ΕΑΚ). Να σημειωθεί εδώ ότι σύμφωνα με τον κανονισμό η μάζα της κατασκευής υπολογίζεται από το συνδυασμό δράσεων $G+0.3Q$ και απαιτείται ο αντίστοιχος καθορισμός υπολογισμού στο SAP2000 (Define->Mass Source->From Elements and Loads and Additional Masses).

Παρατίθενται οι εξισώσεις σχεδιασμού του φάσματος ΕΑΚ και οι τιμές των συντελεστών για τη συγκεκριμένη περίπτωση.

$$0 < T < T_1: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot [1 + T / T_1 \cdot (\frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1)] \quad (\text{Σχέση 2.1.α ΕΑΚ})$$

$$T_1 < T < T_2: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \quad (\text{Σχέση 2.1.β ΕΑΚ})$$

$$T_2 < T: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot (T_2/T)^{2/3} \quad (\text{Σχέση 2.1.γ ΕΑΚ})$$

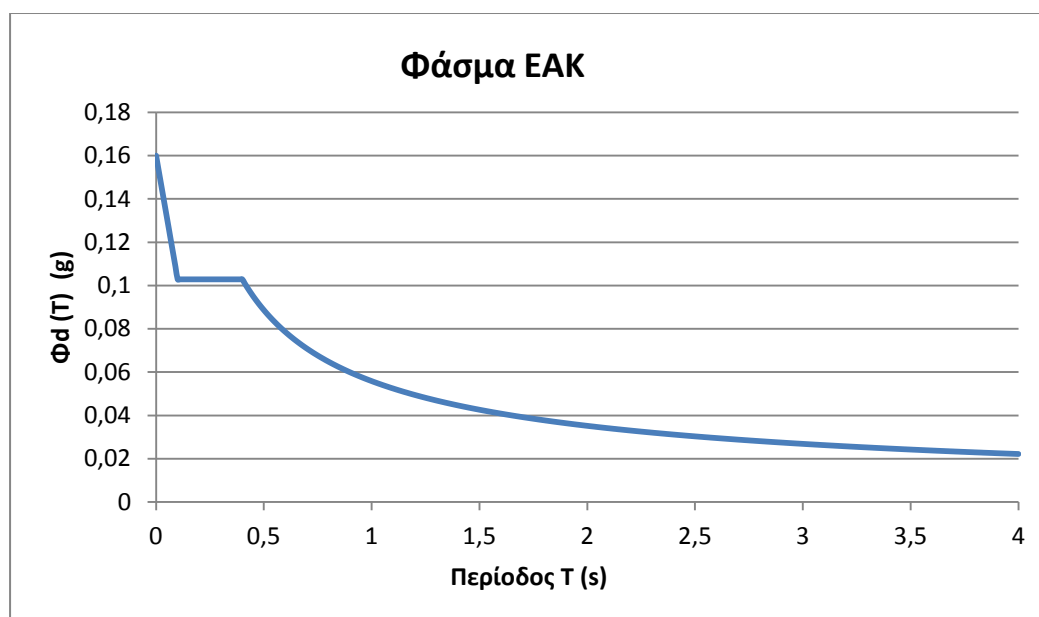
- $A = 0.16g$ για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ (Μεταμόρφωση Αθήνας)
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$
- $\gamma_1 = 1.00$ συντελεστής σπουδαιότητας κτηρίου (Συνήθη κτήρια κατοικιών και γραφείων)
- $q = 3.5$ συντελεστής συμπεριφοράς για κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα
- $n = 1.00$ διότι συντελεστής απόσβεσης $\zeta=5\%$ για κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα
- $\theta = 0.90$ συντελεστής θεμελίωσης (προϋπόθεση Ια: το κτήριο διαθέτει υπόγειο)
- $\beta_0 = 2.5$ συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

- T_1 και T_2 χαρακτηριστικές περιόδους 0.10 και 0.40 sec αντίστοιχα για έδαφος κατηγορίας Α.

Για την εκτίμηση της κατηγορίας του εδάφους γενικά συνιστάται η αναζήτηση στη βάση δεδομένων του ΙΓΜΕ (Ινστιτούτο Γεωλογικών και Μεταλλευτικών Ερευνών) και αν είναι δυνατόν σε υπάρχουσες εδαφοτεχνικές μελέτες που έχουν διενεργηθεί για κτήρια παραπλήσια στο υπό μελέτη. Ακόμη, στην περίπτωση που η αναζήτηση στο ΙΓΜΕ οδηγήσει σε γεωλογικούς χάρτες χαμηλής ποιότητας ανάγνωσης, υπάρχει η ιστοσελίδα του Κ. Μπεζέ: <http://geolokarta.blogspot.com/search/label/%CE%91%CE%B8%CE%AE%CE%BD%CE%B1>

Ειδικά για την περιοχή της Αττικής η σωστή εκτίμηση της κατηγορίας στην οποία υπάγεται το έδαφος θεμελίωσης του εκάστοτε κτηρίου είναι ακόμη πιο αυξημένης σημασίας, λόγω της μεγάλης εδαφικής ετερογένειας που παρατηρείται. Σύμφωνα με τις ανωτέρω πηγές το έδαφος της Μεταμόρφωσης ανήκει γεωλογικά στην Ανώτερο Μειόκαινο περίοδο και συνιστάται από μάργες, ψαμμίτες, κροκαλοπαγή και σχεδόν άστρωτα λατυποπαγή τεκτονικής προέλευσης περιέχοντα μεγάλα τεμάχια από μεσοζωικούς ασβεστόλιθους. Ουσιαστικά αποτελείται από μέσης αντοχής μη κερματισμένη βραχώμαζα και κατατάσσεται εύλογα στην κατηγορία Α εδάφους του ΕΑΚ: «βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση».

Παρατίθενται το διάγραμμα που απεικονίζει το φάσμα σχεδιασμού και το αντίστοιχο αρχείο Excel από το οποίο παράχθηκε βρίσκεται στο παράρτημα Β της παρούσας εργασίας.



Σχήμα 3.1 Φάσμα Σχεδιασμού κατά ΕΑΚ

Στο SAP2000 για την εισαγωγή των δεδομένων χρόνου-επιτάχυνσης υπάρχουν δύο δυνατότητες: είτε η επιτάχυνση να παραμείνει σε μονάδες g και να πολλαπλασιαστούν τα δεδομένα απευθείας στο πρόγραμμα με το συντελεστή 9.81, είτε να εισαχθούν κατευθείαν σε μονάδες m/s^2 . Στην προκειμένη περίπτωση επιλέχθηκε η πρώτη μέθοδος.

Κανονικά πρέπει να γίνει ανάλυση και για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού με μόνη διαφορά τον πολλαπλασιασμό της Α μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης με το συντελεστή 0.7, όμως γενικά αυτός ο έλεγχος δε θεωρείται τόσο απαραίτητος, και με βάση τη διπλωματική της Φειδάκη Ελίζας (Αποτίμηση Ελαστικής και Ανελαστικής Συμπεριφοράς Πολυώροφου Κτηρίου από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, ΕΜΠ Ιούλιος 2010) οι αποκλίσεις των παραγόμενων εντατικών μεγεθών είναι αμελητέες.

3.1.2 Ιδιομορφική Ανάλυση

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης του κτηρίου η οποία αποδίδει τις ιδιομορφές και ιδιοπεριόδους, τη συμπεριφορά του κτηρίου (μεταφορική ή/και στροφική) καθώς και τα ποσοστά συμμετοχής της μάζας έκαστης ιδιομορφής, πράγμα που επιτρέπει την εκτίμηση του αριθμού των σημαντικών ιδιομορφών οι οποίες θα ληφθούν τελικά υπόψη στη φασματική ανάλυση, καθώς σύμφωνα με την §3.4.2, [1] του ΕΑΚ «για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών ΣΜi φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος».

Πραγματοποιήθηκε αρχικά ανάλυση για αριθμό ιδιομορφών είκοσι (20), διότι η λογική επιτάσσει ότι βάσει της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών δεσμεύονται οι τρεις από τους έξι βαθμούς ελευθερίας κάθε ορόφου, οπότε για ένα τετραώροφο κτήριο με δώμα αναμένεται ο σημαντικός αριθμός ιδιομορφών να είναι περίπου $3 \cdot 5 = 15$ (βαθμοί ελευθερίας επί αριθμό ορόφων).

| Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ |
|------|----------|------------|-------------|-------------|---------|---------|------------|
| 1 | 0.818574 | 0.15711 | 0.04605 | 0.00001394 | 0.15711 | 0.04605 | 0.00001394 |
| 2 | 0.718644 | 0.41914 | 0.01357 | 0.000004384 | 0.57625 | 0.05961 | 0.00001833 |
| 3 | 0.660284 | 0.00036 | 0.52356 | 0.00004384 | 0.5766 | 0.58317 | 0.00006217 |
| 4 | 0.305065 | 0.00393 | 0.00957 | 0.00003685 | 0.58053 | 0.59274 | 0.00009901 |
| 5 | 0.244104 | 0.07301 | 0.00252 | 0.00011 | 0.65354 | 0.59526 | 0.00021 |
| 6 | 0.225392 | 0.00222 | 0.02292 | 0.00001289 | 0.65576 | 0.61818 | 0.00022 |
| 7 | 0.193835 | 0.00618 | 0.04927 | 0.0000032 | 0.66194 | 0.66745 | 0.00023 |
| 8 | 0.182213 | 0.05269 | 0.00675 | 0.00053 | 0.71463 | 0.6742 | 0.00076 |
| 9 | 0.170013 | 0.00391 | 0.00336 | 0.00034 | 0.71854 | 0.67756 | 0.00109 |
| 10 | 0.162389 | 0.0000818 | 0.00134 | 0.00743 | 0.71862 | 0.6789 | 0.00852 |
| 11 | 0.154873 | 0.0009 | 0.00003368 | 0.00004807 | 0.71951 | 0.67894 | 0.00857 |
| 12 | 0.147935 | 0.00034 | 0.03637 | 0.00508 | 0.71986 | 0.71531 | 0.01365 |
| 13 | 0.141801 | 0.0008 | 0.00732 | 0.02558 | 0.72066 | 0.72263 | 0.03923 |
| 14 | 0.128825 | 0.00019 | 0.00001303 | 0.01921 | 0.72085 | 0.72264 | 0.05844 |
| 15 | 0.127597 | 0.00139 | 0.00061 | 0.00906 | 0.72224 | 0.72325 | 0.0675 |
| 16 | 0.113091 | 0.00003765 | 0.000004438 | 0.00707 | 0.72227 | 0.72325 | 0.07457 |
| 17 | 0.112037 | 0.00081 | 0.00009782 | 0.00493 | 0.72308 | 0.72335 | 0.07949 |
| 18 | 0.109912 | 4.045E-07 | 2.702E-08 | 0.02036 | 0.72308 | 0.72335 | 0.09985 |
| 19 | 0.092967 | 0.02617 | 0.00016 | 0.0299 | 0.74925 | 0.72351 | 0.12975 |
| 20 | 0.090805 | 0.00063 | 9.456E-07 | 0.01736 | 0.74988 | 0.72351 | 0.14711 |

Πίνακας 3.1 Ποσοστά Συμμετοχής Μάζας Έκαστης Ιδιομορφής

| | Period | Frequency | CircFreq |
|------|---------------|------------------|-----------------|
| Mode | sec | cycles/sec | rad/sec |
| 1 | 0.818574 | 1.2216 | 7.6758 |
| 2 | 0.718644 | 1.3915 | 8.7431 |
| 3 | 0.660284 | 1.5145 | 9.5159 |
| 4 | 0.305065 | 3.278 | 20.596 |
| 5 | 0.244104 | 4.0966 | 25.74 |
| 6 | 0.225392 | 4.4367 | 27.877 |
| 7 | 0.193835 | 5.159 | 32.415 |
| 8 | 0.182213 | 5.4881 | 34.483 |
| 9 | 0.170013 | 5.8819 | 36.957 |
| 10 | 0.162389 | 6.1581 | 38.692 |
| 11 | 0.154873 | 6.4569 | 40.57 |
| 12 | 0.147935 | 6.7597 | 42.473 |
| 13 | 0.141801 | 7.0521 | 44.31 |
| 14 | 0.128825 | 7.7625 | 48.773 |
| 15 | 0.127597 | 7.8372 | 49.243 |
| 16 | 0.113091 | 8.8424 | 55.559 |
| 17 | 0.112037 | 8.9257 | 56.082 |
| 18 | 0.109912 | 9.0982 | 57.166 |
| 19 | 0.092967 | 10.757 | 67.585 |
| 20 | 0.090805 | 11.013 | 69.195 |

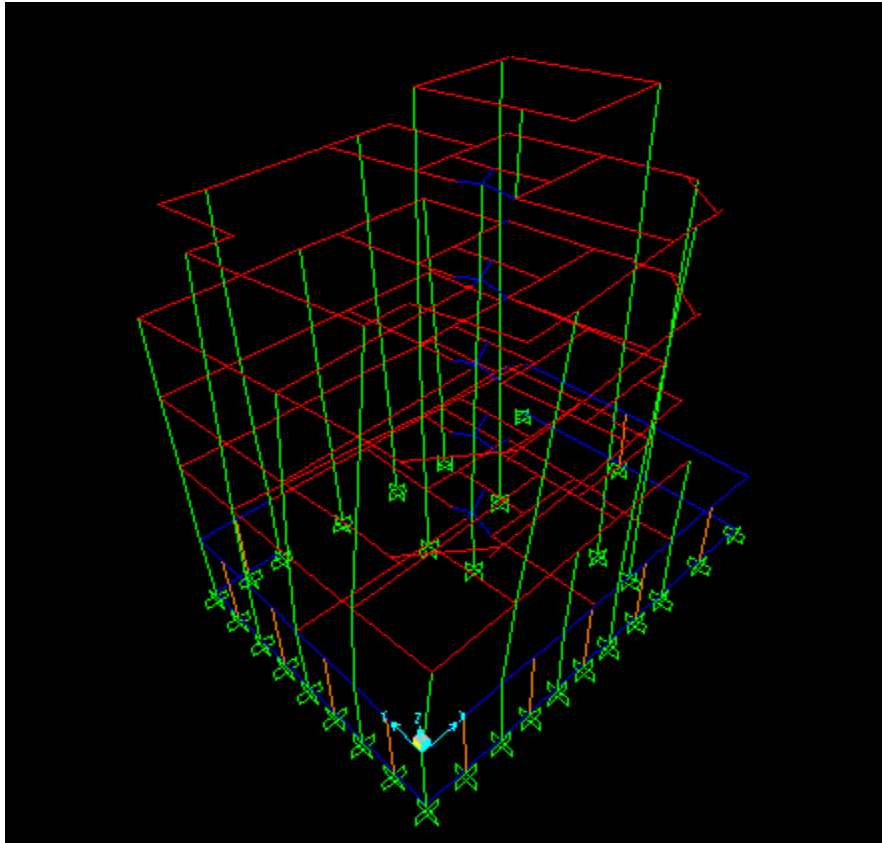
Πίνακας 3.2 Ιδιομορφές και Ιδιοπερίοδοι

Όπως φαίνεται και από τον πίνακα 3.1 το ποσοστό συμμετοχής δρυσών μαζών αθροιστικά για τις οριζόντιες συνιστώσες κατά x και y προσεγγίζει το 72% στην 15^η ιδιομορφή, αλλά δεν προσεγγίζεται το απαιτούμενο όριο του 90%. Σύμφωνα με την § 3.4.2, [2] του ΕΑΚ «αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T=0.03s$, τότε η προσφορά των υπόλοιπων ιδιομορφών λαμβάνεται προσεγγιστικά». Έτσι, πραγματοποιήθηκε ανάλυση και για αριθμό ιδιομορφών εβδομήντα (70) και για την 67η ιδιομορφή με $T=0.03s$ το όριο εκπληρώνεται. Άρα θα χρησιμοποιηθούν και οι 67 πρώτες ιδιομορφές για τη φασματική ανάλυση, δεν υπάρχει όμως σημαντική διαφοροποίηση των εντατικών μεγεθών είτε γίνει η ανάλυση με 15, είτε με 67 ιδιομορφές.

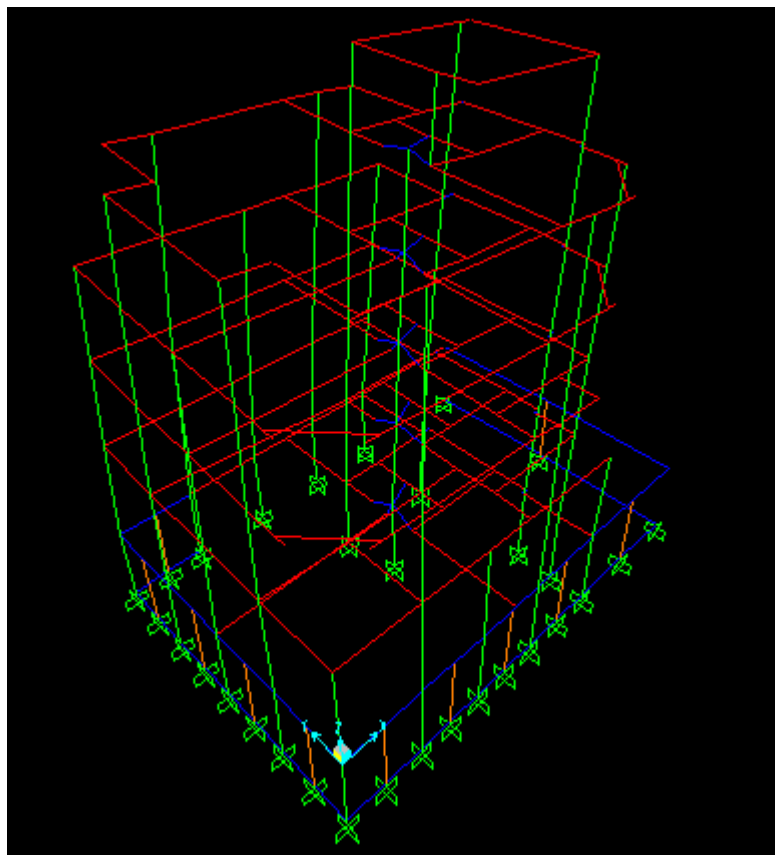
| Mode | Period | SumUX | SumUY | SumUZ |
|------|----------|---------|---------|---------|
| 67 | 0.029701 | 0.97696 | 0.99417 | 0.78901 |

Πίνακας 3.3 Ποσοστά Συμμετοχής Μάζας 67^{ης} Ιδιομορφής

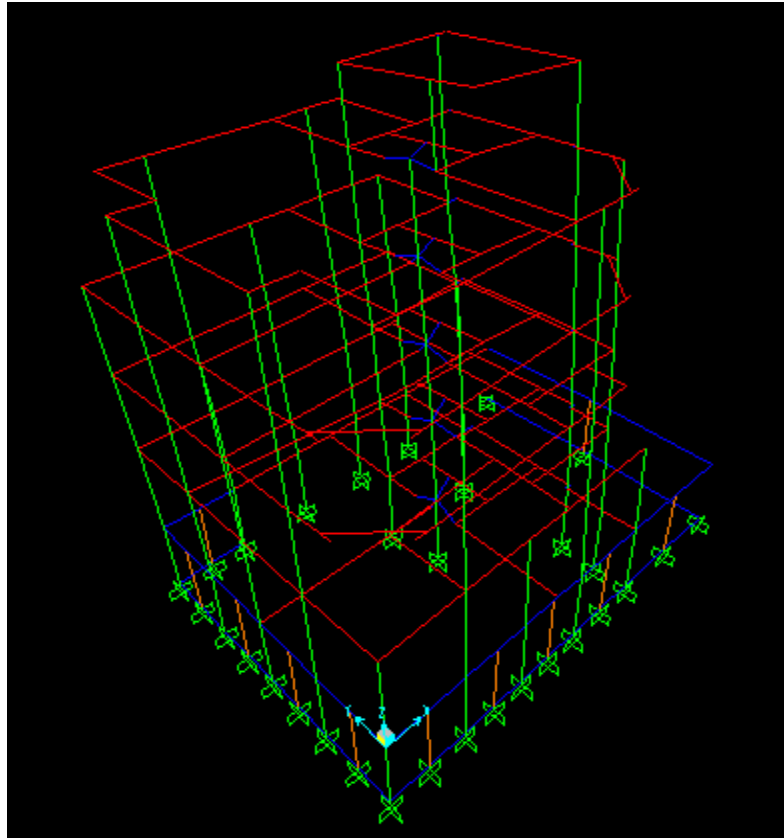
Παρουσιάζονται ακόμη τα σχήματα 3.2, 3.3 και 3.4 όπου φαίνεται η συμπεριφορά του φορέα κατά τις τρεις πρώτες κυρίαρχες ιδιομορφές (μεταφορική/στροφική κίνηση):



Σχήμα 3.2 Ιδιομορφή $T_1=0.82s$ (Μεταφορική κατά x και Στροφική)



Σχήμα 3.3 Ιδιομορφή $T_2=0.72s$ (Μεταφορική κατά X)



Σχήμα 3.4 Ιδιομορφή $T_3=0.66s$ (Μεταφορική κατά Y)

Όπως φαίνεται, η πρώτη ιδιομορφή $T_1=0.82s$ έχει πολύ μικρά ποσοστά συμμετοχής μάζας κατά x, y και z και είναι μεν μεταφορική κατά x, αλλά κυρίως είναι στροφική. Άρα οδηγούμαστε στο συμπέρασμα ότι κατά πάσα πιθανότητα το κτήριο είναι στρεπτικά ευαίσθητο, σύμφωνα με την § 3.3.3, [7] του ΕΑΚ. Περαιτέρω διερεύνηση δε θα γίνει στα πλαίσια αυτής της εργασίας.

Άρα οι θεμελιώδεις ιδιομορφές του κτηρίου είναι:

- κατά x: $T_2=0.72s$
- κατά y: $T_3=0.66s$

3.1.3 Συνδυασμοί Φόρτισης

Το κτήριο θα αναλυθεί για τους εξής συνδυασμούς φόρτισης:

- | | |
|---------------------------|---|
| ▪ $1.35G + 1.5Q$ | Οριακή Κατάσταση Αστοχίας |
| ▪ $G + 0.3Q$ | Ταλαντούμενη μάζα κατά τη σεισμική διέγερση |
| ▪ $G + 0.3Q + EX + 0.3EY$ | COMB1 |
| $G + 0.3Q + EX - 0.3EY$ | COMB2 |
| $G + 0.3Q - EX + 0.3EY$ | COMB3 |
| $G + 0.3Q - EX - 0.3EY$ | COMB4 |

- $G + 0.3Q + 0.3EX + EY$ COMB5
- $G + 0.3Q + 0.3EX - EY$ COMB6
- $G + 0.3Q - 0.3EX + EY$ COMB7
- $G + 0.3Q - 0.3EX - EY$ COMB8

(Οι οκτώ γραμμικοί συνδυασμοί σεισμικής φόρτισης)

- $G + 0.3Q + SRSS(EX,EY)$: Χωρική επαλληλία σεισμικών συνιστωσών

Τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων που δίνονται από τη δυναμική φασματική ανάλυση για επιλεγμένα μέλη του φορέα θα παρουσιαστούν στο κεφάλαιο 3.3 της παρούσας εργασίας σε άμεση σύγκριση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα της απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης.

3.2 Απλοποιημένη Φασματική Ανάλυση

3.2.1 Θεωρητικό Υπόβαθρο

Στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο (Α.Φ.Μ.) ή ισοδύναμη στατική ανάλυση, εφαρμόζουμε ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή οριζόντιων σεισμικών φορτίσεων που εφαρμόζονται στα κέντρα βάρους του έκαστου ορόφου-διαφράγματος. Προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με τη χρήση της θεμελιώδους ιδιομορφής για κάθε διεύθυνση σεισμικής διέγερσης T_x , T_y . Ακολουθεί μια συνοπτική περιγραφή της μεθόδου υπολογισμού των ισοδύναμων στατικών φορτίων με τα οποία προσομοιώνεται η σεισμική δράση σύμφωνα με την §3.5.2 του ΕΑΚ.

1. Αφού υπολογιστεί η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος μεταφορικής κίνησης κατά τις διευθύνσεις x και y (§ 3.1.2) προσδιορίζεται η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού και στις δύο διευθύνσεις με τη βοήθεια του φάσματος σχεδιασμού του ΕΑΚ. Προκύπτουν

| | | | |
|-----------|------|--------------------------|-------|
| T_x (s) | 0.72 | Φ_d (T) (m/s^2) | 0.682 |
| T_y (s) | 0.66 | Φ_d (T) (m/s^2) | 0.723 |

Πίνακας 3.4 Θεμελιώδεις Ιδιομορφές και Φασματικές Επιταχύνσεις

2. Υπολογίζεται το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάση) για τις δύο κύριες διευθύνσεις σεισμικής διέγερσης $V_{o,x}$ και $V_{o,y}$ όπου

$$V_o = M \cdot \Phi_d(T) \quad (\text{Σχέση 3.12 ΕΑΚ})$$

όπου M η συνολική ταλαντούμενη μάζα ($G+0.3Q$). Σύμφωνα με την §3.4.2 [1] του ΕΑΚ όμως, στα κτήρια με υπόγειο η μάζα του υπόγειου ορόφου αγνοείται, διότι «ως συνολική ταλαντούμενη μάζα λαμβάνεται η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής-εδάφους και στα κτήρια με υπόγειο η παραπάνω διεπιφάνεια λαμβάνεται στην οροφή του υπογείου».

3. Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων για κανονικά κτήρια όπως το παρόν σύμφωνα με τις §3.5.2, [3,4] του ΕΑΚ μπορεί να γίνει με τη χρήση της απλοποιητικής σχέσης

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum m_j \cdot z_j}, \quad i, j = 1, 2, \dots, N \quad (\text{Σχέση 3.15 ΕΑΚ})$$

m_i η συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη i

z_i η απόσταση της στάθμης i από τη βάση

$V_H = 0.07 \cdot T \cdot V_o (\leq 0.25 \cdot V_o)$ είναι μια πρόσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτηρίου όταν $T \geq 1.0 \text{ sec}$

N ο αριθμός των ορόφων

3.2.2 Εφαρμογή Α.Φ.Μ. στο SAP2000

Η διαστασιολόγηση γίνεται με το δυσμενέστερο από τους ακόλουθους συνδυασμούς ισοδύναμων στατικών φορτίσεων:

- $G + 0.3Q \pm EXSTAT \pm 0.3EYSTAT$ (COMB1-4)
- $G + 0.3Q \pm 0.3EXSTAT \pm EYSTAT$ (COMB5-8)

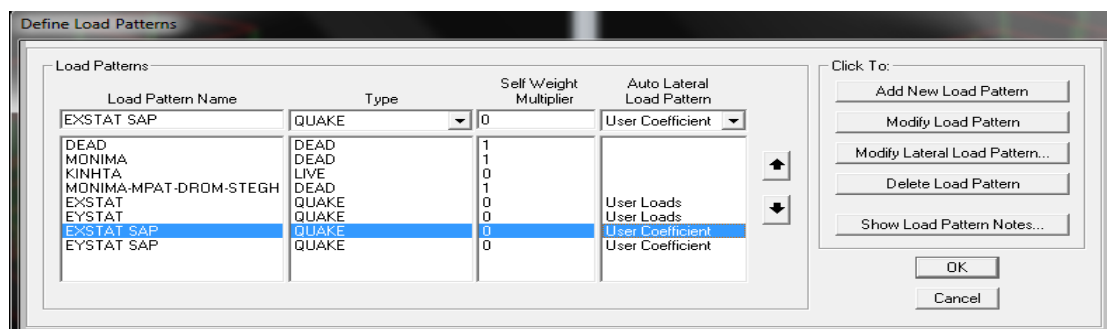
Ακόμη θα πραγματοποιηθεί χωρική επαλληλία και για την Α.Φ.Μ.:

- $G + 0.3Q + SRSS(EXSTAT, EYSTAT)$

Στο πρόγραμμα SAP2000 υπάρχουν δύο δυνατότητες για την εκτέλεση της απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης και θα παρουσιαστούν συνοπτικά και οι δυο μέθοδοι υπολογισμού και εισαγωγής των δεδομένων.

- **Α' ΜΕΘΟΔΟΣ:** Υπολογισμός των ισοδύναμων σεισμικών φορτίων «με το χέρι» και εισαγωγή τους στο SAP2000.

Η διαδικασία που ακολουθείται είναι Define → Load Patterns → EXSTAT → Επιλογή User Loads (Σχήμα 3.5).



Σχήμα 3.5 Δημιουργία Ισοδύναμων Στατικών Φορτίσεων στο SAP2000

Ακολουθεί η διαδικασία υπολογισμού των φορτίων τα οποία θα δοθούν προς επεξεργασία στο πρόγραμμα. Από τον πίνακα 3.4 δίνονται οι φασματικές επιταχύνσεις κατά τις διευθύνσεις x και y. Η συνολική ταλαντούμενη μάζα προκύπτει από το πρόγραμμα SAP2000 από την άθροιση των αξονικών φορτίων των υποστρωμάτων κάθε ορόφου τα οποία προκύπτουν από το συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q.

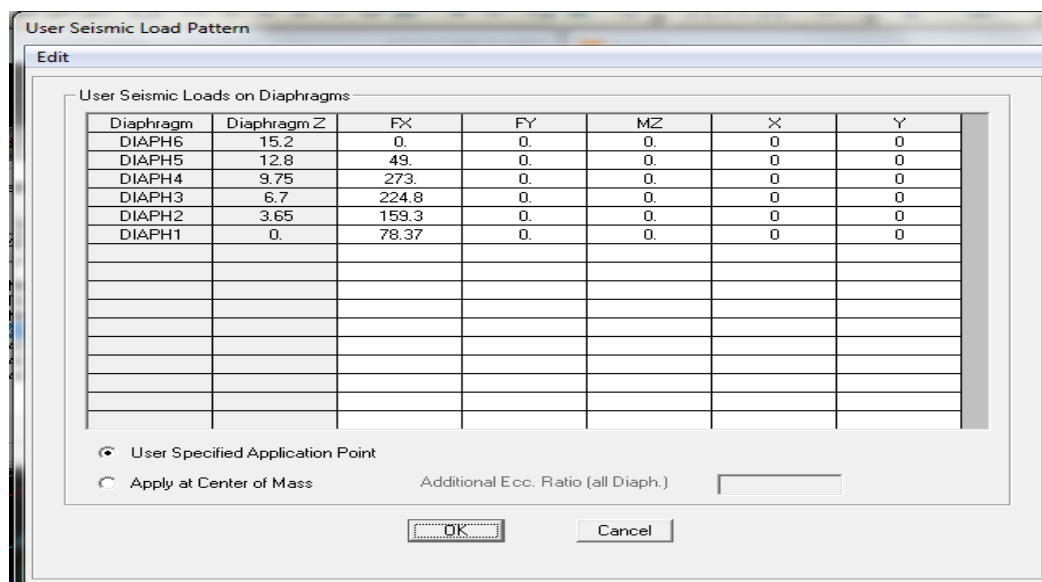
| | | | |
|----------------------------------|---------|-----------------------------|--------|
| M, ολική (Mgr) | 1150.35 | | |
| Φd (Tx) (m/s²) | 0.682 | V_{o,x} (KN) | 784.54 |
| Φd (Ty) (m/s²) | 0.723 | V_{o,y} (KN) | 831.7 |

Πίνακας 3.5 Ολική Ταλαντούμενη Μάζα και Τέμνουσες Βάσης κατά X και Y

| Υψος(m) | m _i | (Mgr) | z _i | (m) | | m _i *z _i | m _i *z _i /Σ{m _i *z _i } | F _{i,x} (KN) | F _{i,y} (KN) |
|---------|----------------|---------|----------------|-------|------------------------------------|--------------------------------|--|--------------------------|--------------------------|
| 12.8 | m ₅ | 36.1 | z ₅ | 15.7 | | 566.77 | 0.062474034 | 49.0133 | 51.95984 |
| 9.75 | m ₄ | 249.57 | z ₄ | 12.65 | | 3157.061 | 0.347997082 | 273.0172 | 289.4302 |
| 6.7 | m ₃ | 270.82 | z ₃ | 9.6 | | 2599.872 | 0.286579199 | 224.8325 | 238.3488 |
| 3.65 | m ₂ | 281.24 | z ₂ | 6.55 | | 1842.122 | 0.203053784 | 159.3036 | 168.8805 |
| 0 | m ₁ | 312.505 | z ₁ | 2.9 | | 906.2645 | 0.0998959 | 78.3722 | 83.08373 |
| -2.9 | | | | | Σ{m _i *z _i } | 9072.089 | | 784.5387 | 831.7031 |

Πίνακας 3.6 Υπολογισμός Οριζόντιων Σεισμικών Φορτίων Έκαστου Ορόφου κατά την Α.Φ.Μ.

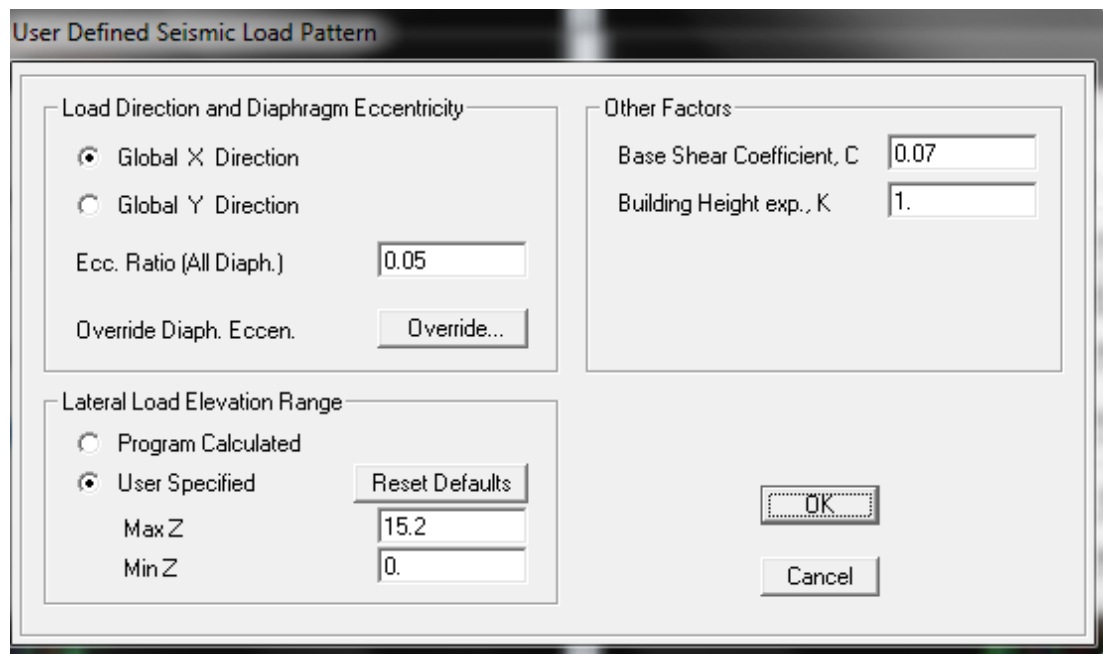
Τα παραγόμενα σεισμικά φορτία εισάγονται στο πρόγραμμα σύμφωνα με τη διαδικασία του σχήματος 3.6 με την εντολή Modify Lateral Load Pattern.



Σχήμα 3.6 Εισαγωγή Ισοδύναμων Στατικών Φορτίων κατά την Α.Φ.Μ. στο SAP2000

- **Β' ΜΕΘΟΔΟΣ:** Υπολογισμός των ισοδύναμων σεισμικών φορτίων από SAP2000

Η διαδικασία που ακολουθείται είναι Define→Load Patterns→EXSTAT→Επιλογή User Coefficient→Modify Lateral Load Pattern (Σχήμα 3.7).



Σχήμα 3.7 Υπολογισμός Ισοδύναμων Στατικών Φορτίων κατά την Α.Φ.Μ. από το SAP2000

Όπου ως Base shear Coefficient, C τοποθετούνται για EXSTAT και EYSTAT αντίστοιχα οι αντίστοιχες φασματικές επιταχύνσεις σχεδιασμού σε μονάδες $\Phi d(T)(g) / g$ όμως.

Επειδή το κτήριο διαθέτει υπόγειο, μεγάλη σημασία έχει η επιλογή των ορόφων-διαφραγμάτων που θα οριστούν στο πρόγραμμα προς υπολογισμό των ισοδύναμων στατικών φορτίων τους.

Αφού γίνει η ανάλυση τα αποτελέσματα φαίνονται ως εξής: Display→Show Tables→ Load Pattern Definitions→Auto Seismic Loads→Table Auto Seismic Loads to Horizontal Diaphragms. Στον πίνακα 3.7 φαίνονται τα ισοδύναμα στατικά φορτία τόσο «με το χέρι» όσο και από το πρόγραμμα προς σύγκριση. Παρατηρούνται αυξημένες τιμές στο SAP2000: αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το πρόγραμμα συμπεριλαμβάνει και τη μάζα του υπόγειου ορόφου στον υπολογισμό των μαζών αντίθετα με τις διατάξεις του ΕΑΚ, οπότε στην προκειμένη περίπτωση θα προτιμηθεί ο πρώτος τρόπος υπολογισμού των εντατικών μεγεθών της απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης.

Εδώ σκόπιμο είναι να σημειωθεί ότι κατά τον δεύτερο τρόπο εκτέλεσης της Α.Φ.Μ. ταυτόχρονα γίνεται και ο υπολογισμός από το SAP2000 των κέντρων μάζας κάθε ορόφου στα οποία θα ασκηθούν τα υπολογισθέντα σεισμικά φορτία (Πίνακας 3.8).

| TABLE: Auto Seismic Loads To Horizontal Diaphragm | | | | | | |
|--|-------------------|------------------|--------------------|-----------|-----------|-----------|
| LoadPat | AutoLdType | Diaphragm | Diaphragm Z | FX | FY | FZ |
| Text | Text | Text | m | KN | KN | KN |
| EXSTAT | USER LOADS | DIAPH6 | 15.2 | 0 | 0 | 0 |
| EXSTAT | USER LOADS | DIAPH5 | 12.8 | 49 | 0 | 0 |
| EXSTAT | USER LOADS | DIAPH4 | 9.75 | 273 | 0 | 0 |
| EXSTAT | USER LOADS | DIAPH3 | 6.7 | 224.8 | 0 | 0 |
| EXSTAT | USER LOADS | DIAPH2 | 3.65 | 159.3 | 0 | 0 |
| EXSTAT | USER LOADS | DIAPH1 | 0 | 78.37 | 0 | 0 |
| EYSTAT | USER LOADS | DIAPH6 | 15.2 | 0 | 0 | 0 |
| EYSTAT | USER LOADS | DIAPH5 | 12.8 | 0 | 51.96 | 0 |
| EYSTAT | USER LOADS | DIAPH4 | 9.75 | 0 | 289.43 | 0 |
| EYSTAT | USER LOADS | DIAPH3 | 6.7 | 0 | 238.35 | 0 |
| EYSTAT | USER LOADS | DIAPH2 | 3.65 | 0 | 168.9 | 0 |
| EYSTAT | USER LOADS | DIAPH1 | 0 | 0 | 83.08 | 0 |
| EXSTAT SAP | USER COEFF | DIAPH6 | 15.2 | 59.107 | 0 | 0 |
| EXSTAT SAP | USER COEFF | DIAPH5 | 12.8 | 344.913 | 0 | 0 |
| EXSTAT SAP | USER COEFF | DIAPH4 | 9.75 | 301.021 | 0 | 0 |
| EXSTAT SAP | USER COEFF | DIAPH3 | 6.7 | 217.542 | 0 | 0 |
| EXSTAT SAP | USER COEFF | DIAPH2 | 3.65 | 127.133 | 0 | 0 |
| EXSTAT SAP | USER COEFF | DIAPH1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| EYSTAT SAP | USER COEFF | DIAPH6 | 15.2 | 0 | 62.485 | 0 |
| EYSTAT SAP | USER COEFF | DIAPH5 | 12.8 | 0 | 364.623 | 0 |
| EYSTAT SAP | USER COEFF | DIAPH4 | 9.75 | 0 | 318.223 | 0 |
| EYSTAT SAP | USER COEFF | DIAPH3 | 6.7 | 0 | 229.973 | 0 |
| EYSTAT SAP | USER COEFF | DIAPH2 | 3.65 | 0 | 134.398 | 0 |
| EYSTAT SAP | USER COEFF | DIAPH1 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Πίνακας 3.7 Ισοδύναμα Στατικά Φορτία Έκαστου Ορόφου

| X | Y | Z |
|----------|----------|----------|
| m | m | m |
| 9.47714 | 5.27143 | 15.2 |
| 7.27581 | 5.23419 | 12.8 |
| 6.82229 | 5.04886 | 9.75 |
| 6.71514 | 5.07886 | 6.7 |
| 7.16606 | 5.25485 | 3.65 |
| 6.98943 | 5.06045 | 0 |

Πίνακας 3.8 Κέντρα Μάζας Ορόφων

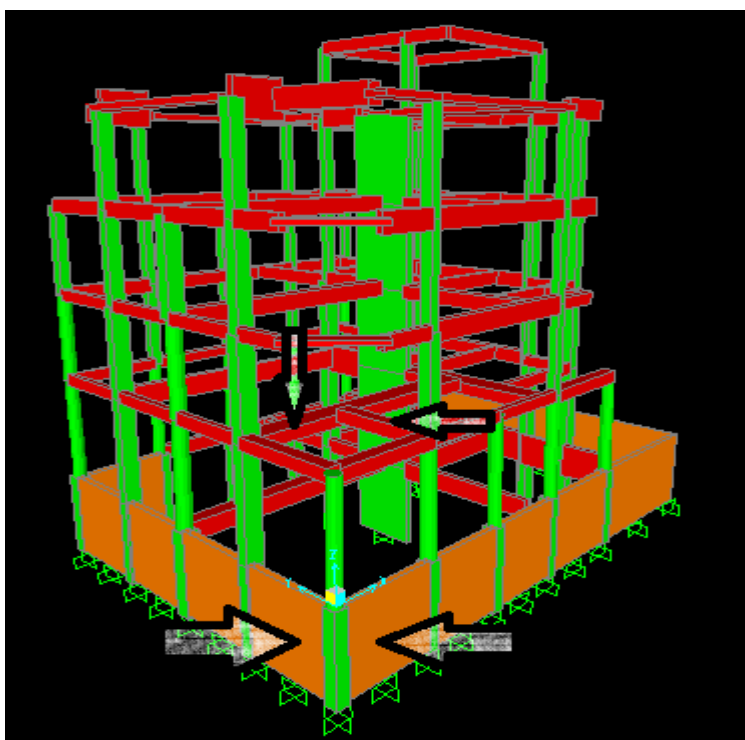
3.3 Σύγκριση Μεθόδων και Αποτελεσμάτων

Η δυναμική φασματική ανάλυση ως πιο σύνθετη και ακριβής μέθοδος που βασίζεται στις σύγχρονες αντιλήψεις και κανονισμούς, αναμένεται να δώσει δυσμενέστερα αποτελέσματα από ότι η απλοποιημένη φασματική. Αυτό όμως, όπως έχει παρατηρηθεί και σε άλλες εργασίες, δεν είναι πάντα απόλυτο. Γενικά σκόπιμη είναι, στα ερευνητικά πλαίσια της παρούσας εργασίας η ανάλυση του κτηρίου και με τις δύο μεθόδους και η σύγκριση και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων.

3.3.1 Εντατικά Μεγέθη Επιλεγμένων Δομικών Μελών (Δ.Φ.Μ και Α.Φ.Μ.)

Επιλέχθηκε ένας αριθμός πέντε (5) πρωτεύοντων δομικών μελών προς εμφάνιση και σύγκριση των εντατικών μεγεθών τους: ένα υποστύλωμα, μια δοκός και το τοίχωμα μορφής γάμμα του ισογείου και 2 τοιχώματα του περιμετρικού υπογείου και προς τις δυο διευθύνσεις της σεισμικής διέγερσης. Ακολουθεί η ονομασία τους σύμφωνα τόσο με τα κατασκευαστικά σχέδια της μελέτης όσο και με το πρόγραμμα SAP2000:

- Τοίχωμα K1.2 διατομής γάμμα (180×210×20) ανελκυστήρα ισογείου (59)
- Υποστύλωμα K18 κυκλικής διατομής (45) ισογείου (55)
- Δοκός Δ27 ορθογωνικής διατομής (70×40) ισογείου (90)
- Περιμετρικό τοίχωμα υπογείου κατά x (19)
- Περιμετρικό τοίχωμα υπογείου κατά y (261)



Σχήμα 3.8 Θέσεις Εξεταζόμενων Δομικών Μελών

Η παρουσίαση των αποτελεσμάτων θα γίνει ως εξής: θα αποδοθούν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταγράφονται για κάθε μέθοδο ανάλυσης τόσο με τους γραμμικούς σεισμικούς συνδυασμούς όσο και με τη χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων [G + 0.3Q ± EX ± 0.3EY (COMB1-4), G + 0.3Q ± 0.3EX ± EY (COMB5-8), G + 0.3Q + SRSS (EX,EY)]. Κάθε φορά θα καταγράφεται η μέγιστη τιμή του αντίστοιχου εντατικού μεγέθους, ανεξάρτητα από το συνδυασμό από τον οποίο προέρχεται (αυτή η επιλογή έγινε γιατί συνήθως οι μέγιστες τιμές των αξονικών δυνάμεων παρατηρούνται σε διαφορετικό σεισμικό συνδυασμό από ότι οι μέγιστες τιμές των ροπών).

Να σημειωθεί εδώ ότι οι δυνάμεις V2, V3 είναι οι τέμνουσες κατά τις διευθύνσεις x και y στα επίπεδα xz και yz αντίστοιχα, και οι ροπές M2, M3 είναι οι ροπές κάμψης που εμφανίζονται στα επίπεδα yz και xz αντίστοιχα. Άρα για τις δοκούς τα εξεταζόμενα εντατικά μεγέθη είναι πάντα τα V2-M3, ανεξαρτήτως διεύθυνσης του πλαισίου στο οποίο ανήκουν. Ενώ για τα υποστυλώματα, ανάλογα με το επίπεδο κάμψης (διαξονική κάμψη) τα εξεταζόμενα εντατικά μεγέθη είναι τα V2-M3 (κάμψη γύρω από τον άξονα Y εντός του επιπέδου xz) και V3-M2 (κάμψη γύρω από τον άξονα X εντός του επιπέδου yz).

| | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|---------------------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|
| | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| Δ.Φ.Μ. | -3532.52 | 299.661 | 472.758 | -10.9364 | 1600.354 | 1422.003 |
| (Συνδυασμός) | 5 | 1 | 5 | 1 | 5 | 1 |
| Α.Φ.Μ. | -2535.11 | 374.786 | 467.591 | -21.7321 | 1570.651 | 1654.687 |
| (Συνδυασμός) | 1 | 1 | 5 | 5 | 5 | 1 |
| Διαφορά | 997.409 | -75.125 | 5.167 | -10.7957 | 29.7034 | -232.683 |
| Ποσοστό(%) | 28.23506 | -25.07 | 1.092948 | -98.7135 | 1.856051 | -16.3631 |
| | | | | | | |
| Δ.Φ.Μ. SRSS | -3505.38 | 290.05 | 463.634 | -10.8244 | -1816.19 | 1375.307 |
| Α.Φ.Μ. SRSS | -3351.06 | 369.587 | 450.183 | -36.573 | -1522.79 | 1696.233 |

Πίνακας 3.9 Εντατικά Μεγέθη Τοιχώματος K1.2 Ισογείου (Στοιχείο 59)

| | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|---------------------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|
| | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| Δ.Φ.Μ. | -690.59 | 10.357 | -25.017 | -4.549 | -57.1886 | -23.7148 |
| (Συνδυασμός) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Α.Φ.Μ. | -641.368 | 12.342 | 62.056 | -9.0395 | 137.3877 | 40.2749 |
| (Συνδυασμός) | 5 | 1 | 5 | 5 | 5 | 1 |
| Διαφορά | 49.222 | -1.985 | -37.039 | -4.4905 | -80.1991 | -16.5601 |
| Ποσοστό(%) | 7.13 | -19.17 | -148.1 | -98.71 | -140.24 | -69.83 |
| | | | | | | |
| Δ.Φ.Μ. SRSS | -688.352 | 10.098 | -26.358 | -4.5024 | -60.2471 | 32.2543 |
| Α.Φ.Μ. SRSS | -702.613 | 12.338 | -86.391 | -15.2125 | 192.9516 | 41.3787 |

Πίνακας 3.10 Εντατικά Μεγέθη Υποστυλώματος K18 Ισογείου (Στοιχείο 55)

| | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|---------------------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|
| | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| Δ.Φ.Μ. | 0 | -174.193 | 0 | -40.5511 | 0 | -234.974 |
| (Συνδυασμός) | | 1 | | 1 | | 1 |
| Α.Φ.Μ. | 0 | -182.897 | 0 | -41.7041 | 0 | -229.38 |
| (Συνδυασμός) | | 1 | | 5 | | 1 |
| Διαφορά | | -8.704 | | -1.153 | | 5.5945 |
| Ποσοστό(%) | | -4.99676 | | -2.84333 | | 2.380902 |
| | | | | | | |
| Δ.Φ.Μ. SRSS | 0 | -173.786 | 0 | -41.7168 | 0 | -233.007 |
| Α.Φ.Μ. SRSS | 0 | -214.96 | 0 | -81.7867 | 0 | -332.507 |

Πίνακας 3.11 Εντατικά Μεγέθη Δοκού Δ27 Ισογείου (Στοιχείο 90)

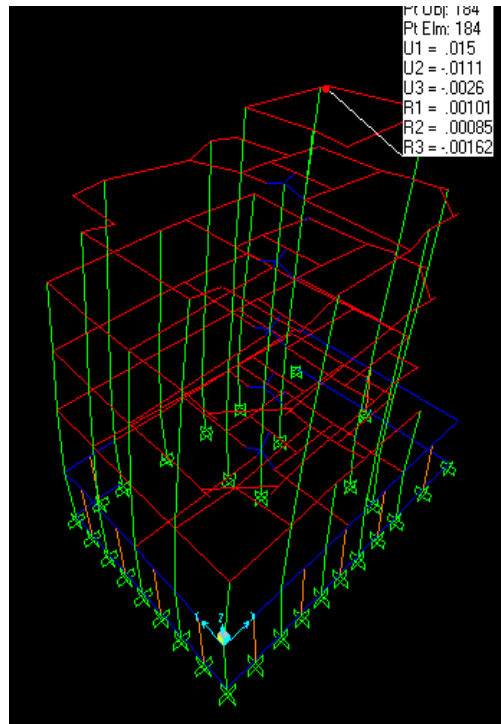
| | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|---------------------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|
| | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| Δ.Φ.Μ. | -685.574 | 150.157 | -3.232 | -0.2011 | -4.7353 | 204.1232 |
| (Συνδυασμός) | 5 | 1 | 5 | 1 | 5 | 1 |
| Α.Φ.Μ. | -560.035 | 183.431 | 4.006 | -0.2703 | 5.9093 | -280.349 |
| (Συνδυασμός) | 1 | 1 | 5 | 5 | 5 | 1 |
| Διαφορά | 125.539 | -33.274 | -0.774 | -0.0692 | -1.174 | -76.2253 |
| Ποσοστό(%) | 18.31152 | -22.1595 | -23.948 | -34.4107 | -24.7925 | -37.3428 |
| | | | | | | |
| Δ.Φ.Μ. SRSS | -687.293 | 144.898 | -3.141 | -0.1935 | -4.5983 | -223.922 |
| Α.Φ.Μ. SRSS | -703.272 | 192.974 | -4.169 | -0.2664 | -6.136 | -296.125 |

Πίνακας 3.12 Εντατικά Μεγέθη Περιμετρικού Τοιχώματος Υπογείου κατά Χ (Στοιχείο 19)

| | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|---------------------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|
| | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| Δ.Φ.Μ. | -695.091 | 2.643 | -169.136 | -0.1959 | -258.128 | 3.9575 |
| (Συνδυασμός) | 5 | 1 | 5 | 1 | 5 | 1 |
| Α.Φ.Μ. | -562.048 | 3.131 | 229.58 | -0.2632 | 339.9708 | 4.6782 |
| (Συνδυασμός) | 1 | 1 | 5 | 5 | 5 | 1 |
| Διαφορά | 133.043 | -0.488 | -60.444 | -0.0673 | -81.8426 | -0.7207 |
| Ποσοστό(%) | 19.14037 | -18.4639 | -35.7369 | -34.3543 | -31.7062 | -18.211 |
| | | | | | | |
| Δ.Φ.Μ. SRSS | -697.127 | 2.546 | -165.907 | -0.1884 | -252.447 | 3.8137 |
| Α.Φ.Μ. SRSS | -703.639 | 3.165 | -229.509 | -0.2595 | -350.053 | 4.7259 |

Πίνακας 3.13 Εντατικά Μεγέθη Περιμετρικού Τοιχώματος Υπογείου κατά Υ (Στοιχείο 261)

Ακόμη για το δυσμενέστερο κόμβο του δώματος (184 θα δοθούν οι μέγιστες μετατοπίσεις της κορυφής του κτηρίου σε σύγκριση με τις αντίστοιχες μετατοπίσεις της βάσης (αντίστοιχος κόμβος 43 της οροφής υπογείου) όπως προκύπτουν από τη δυναμική και την απλοποιημένη φασματική μέθοδο για τους γραμμικούς σεισμικούς συνδυασμούς.



Σχήμα 3.9 Θέση Κόμβου 184 Κορυφής Φορέα

| | U1 | U2 | U3 | R1 | R2 | R3 |
|--------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | m | m | m | Radians | Radians | Radians |
| Δ.Φ.Α. (184) | 0.015028 | 0.018008 | 0.002623 | 0.001561 | 0.000847 | 0.001622 |
| Α.Φ.Α. (184) | 0.009263 | 0.00754 | 0.002311 | 0.00035 | 0.000249 | 0.002219 |
| Δ.Φ.Α. (43) | 0.000146 | 0.000095 | 0.000846 | 0.000259 | 0.000361 | 6.82E-06 |
| Α.Φ.Α. (43) | 0.000147 | 0.000059 | 0.00082 | 0.000132 | 0.000297 | 9.16E-06 |

Πίνακας 3.14 Μέγιστες Μετατοπίσεις Κόμβων Κορυφής και Βάσης Φορέα

3.3.2 Συμπεράσματα

Παρατηρείται ότι η Δ.Φ.Μ. γενικά δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα από την Α.Φ.Μ. για τις αξονικές δυνάμεις σε οποιοδήποτε δομικό στοιχείο (υποστυλώμα, τοίχωμα). Όμως για τις τέμνουσες και ροπές παρατηρείται ότι για το ένα από τα ζεύγη εντατικών μεγεθών (της τέμνουσας V2 και ροπής M3 ή της τέμνουσας V3 και ροπής M2) καταγράφονται μεγαλύτερες τιμές κατά την Α.Φ.Μ. με αποκλίσεις της τάξεως του 15-35% για τα τοιχώματα, υποστυλώματα και περιμετρικά τοιχώματα υπογείου. Για τις δοκούς οι αποκλίσεις μεταξύ των δυο μεθόδων ανάλυσης είναι της τάξεως του 5%, αμελητέες δηλαδή.

Ενώ κανονικά αναμένεται η δυναμική φασματική μέθοδος ως πιο σύνθετη να αποδίδει δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη, ο κανόνας δεν είναι απόλυτος. Άρα για το παρόν κτήριο θεωρείται απαραίτητη η εφαρμογή και των δυο μεθόδων ελαστικής ανάλυσης με στόχο την πιο εποπτική εικόνα των εντατικών μεγεθών.

Τα περιμετρικά τοιχώματα του υπογείου «δουλεύουν» όπως είναι αναμενόμενο προς τη διεύθυνση στην οποία είναι τοποθετημένα: το τοίχωμα κατά x παρουσιάζει αμελητέα εντατικά μεγέθη V3, M2 (επίπεδο yz) και αντίστοιχα το τοίχωμα y παρουσιάζει αμελητέα εντατικά μεγέθη V2, M3 (επίπεδο xz).

Ακόμη, όσον αφορά τα παραμορφωσιακά μεγέθη του φορέα, η απλοποιημένη φασματική μέθοδος αποδίδει γενικά μικρότερες μετακινήσεις από ότι η δυναμική φασματική, όπως είναι αναμενόμενο. Οι μέγιστες μετακινήσεις της κορυφής του φορέα κατά την Δ.Φ.Μ. είναι 1.5cm κατά τη διεύθυνση x και 1.8cm κατά τη y.

4^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

4.1 Θεωρητικό Υπόβαθρο

Η γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων, ή αλλιώς γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι μια ελαστική μέθοδος που προβλέπεται από τον ΕΑΚ ως επιπρόσθετη των βασικών μεθόδων ανάλυσης, της Δ.Φ.Μ και της Α.Φ.Μ. Κατά την ανάλυση χρονοϊστορίας εφαρμόζεται στο φορέα σεισμική φόρτιση, η οποία εκφράζεται με επιταχυνσιογραφήματα εδαφικών δονήσεων και πραγματοποιείται επίλυση του δυναμικού προβλήματος για κάθε χρονική στιγμή. Η απόκριση της κατασκευής υπολογίζεται με επαναληπτικές βηματικές μεθόδους και έτσι ανά χρονικό διάστημα Δt υπολογίζονται οι αποκρίσεις του φορέα. Προκειμένου να εφαρμοστεί η μέθοδος πρέπει να γίνει προσεκτική επιλογή των σεισμών και των επιταχυνσιογραφημάτων που θα χρησιμοποιηθούν, διότι η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στις μεταβολές των βασικών παραμέτρων (σεισμική διέγερση-επιταχυνσιογράφημα, μάζα, δυσκαμψία και απόσβεση συστήματος). Ακόμη προκειμένου να γίνει ρεαλιστική σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας με τη δυναμική και απλοποιημένη φασματική μέθοδο, πρέπει τα επιλεγμένα επιταχυνσιογραφήματα να υποστούν μια πρότερη επεξεργασία (επικλιμάκωση), ώστε τα προκύπτοντα από την ανάλυση χρονοϊστορίας εντατικά μεγέθη να μην ξεπερνούν τα αντίστοιχα της Δ.Φ.Μ και της Α.Φ.Μ σε κάποιο εύλογο και αντιπροσωπευτικό χρονικό διάστημα που είναι εφικτό να μελετηθεί. Οι κανονισμοί συγκεκριμένα επιζητούν να συμπίπτουν όσο είναι δυνατόν τα μέγιστα επιταχύνσεων του φάσματος σχεδιασμού με τα μέγιστα του επιταχυνσιογραφήματος στο διάστημα τιμών χρόνου $0.5T_{\theta\epsilon\mu} < T < T_{\theta\epsilon\mu}$, όπου $T_{\theta\epsilon\mu}$ η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα χρησιμοποιηθεί η βάση δεδομένων εδαφικής κίνησης PEER, τόσο σαν πηγή επιταχυνσιογραφημάτων όσο και σαν μέσο επεξεργασίας αυτών προκειμένου να χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση με ορθό τρόπο.

4.2 Οδηγός Χρήσης Βάσης Δεδομένων PEER

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

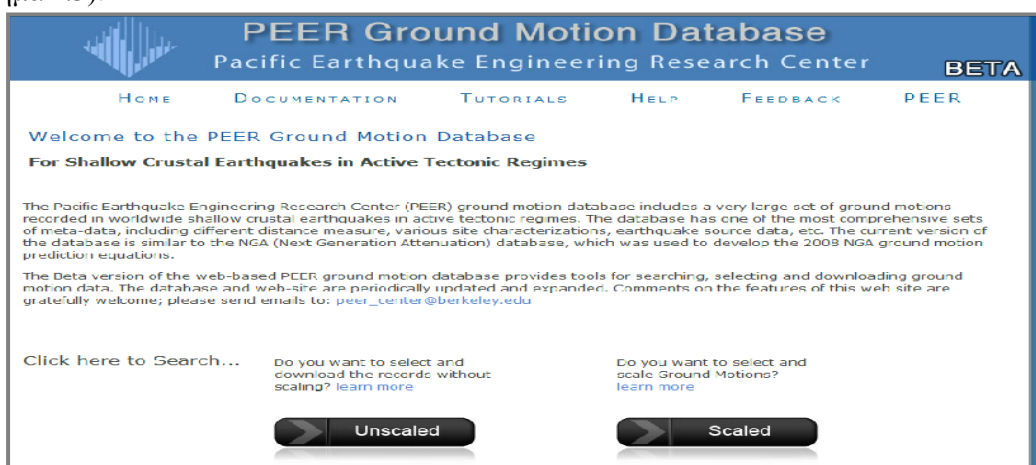
επεξεργασίας (επικλιμάκωση) των σεισμικών δεδομένων (Scaled Records). Η ηλεκτρονική διεύθυνση της βάσης δεδομένων δίνεται στη βιβλιογραφία.

Η τελευταία αναβάθμιση της βάσης δεδομένων έγινε κατά τη διάρκεια του έτους 2011, οπότε κρίνεται σκόπιμη η συνοπτική αναφορά στις νέες δυνατότητες που προσφέρονται. Συστήνεται παράλληλα με την ανάγνωση του παρόντος κεφαλαίου να γίνει και μελέτη του οδηγού χρήσης της βάσης δεδομένων και της τεχνικής έκθεσης που βρίσκονται στην κατηγορία Documentation, καθώς και των εκπαιδευτικών βίντεο υπό την κατηγορία Tutorials. Ακόμη, αναμένεται κι άλλη αναβάθμιση του εργαλείου επεξεργασίας των επιταχυνσιογραφημάτων Scaled Records μέσα στο έτος 2012.

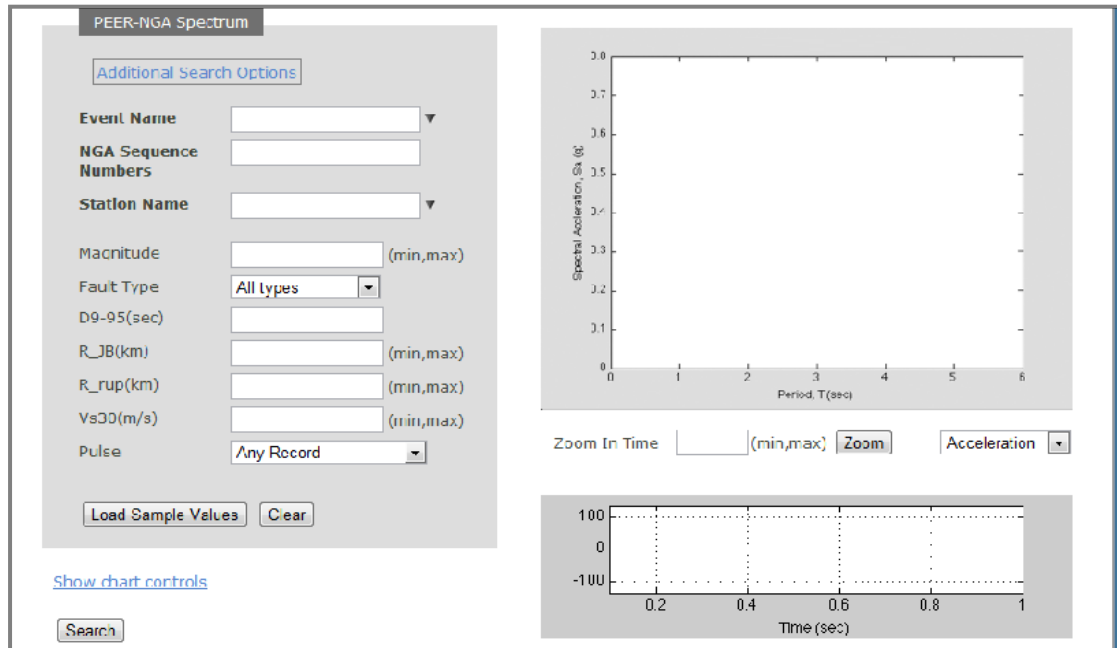
4.2.1 Δεδομένα Επιταχυνσιογραφημάτων (Unscaled Records)

Κατά τη μετάβαση στην ιστοσελίδα οδηγούμαστε στην αρχική σελίδα που φαίνεται στο σχήμα 4.1. Εφόσον το ζητούμενο είναι η αναζήτηση ακατέργαστων επιταχυνσιογραφημάτων με στόχο την περαιτέρω τροποποίηση και χρήση τους σε αναλύσεις χρονοϊστορίας, το επόμενο βήμα είναι η χρήση της μηχανής αναζήτησης «Unscaled Records».

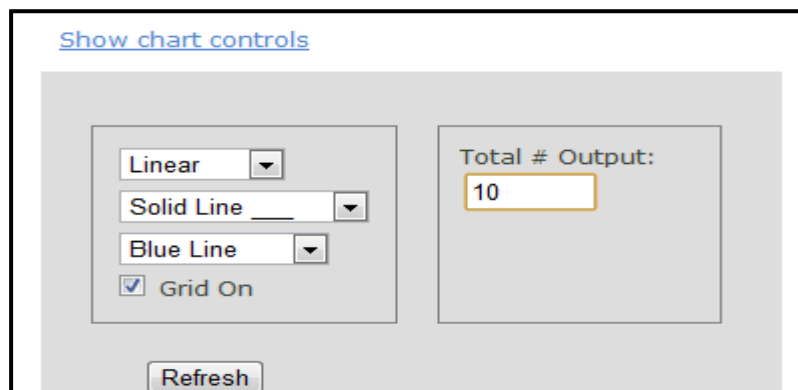
Στο σχήμα 4.2 φαίνονται οι παράμετροι αναζήτησης: όνομα σεισμού, σταθμός καταγραφής, εύρος έντασης. Δίνονται και άλλες παράμετροι, περισσότερο σεισμολογικής φύσεως, οι οποίες δεν θα μας απασχολήσουν εδώ. Ακόμη, στο σχήμα 4.3 φαίνονται οι δυνατότητες εμφάνισης των αποτελεσμάτων, είτε σε λογαριθμική είτε σε γραμμική κλίμακα. Επιλέγεται γραμμική κλίμακα (Linear) προκειμένου τα παραγόμενα φάσματα απόκρισης να είναι συγκρίσιμα με τα φάσματα σχεδιασμού του ΕΑΚ και του Ευρωκώδικα 8. Επίσης, άλλη μια σημαντική επιλογή είναι ο αριθμός των σταθμών καταγραφής, άρα και των επιταχυνσιογραφημάτων και των φασμάτων απόκρισης που θα εμφανιστούν. Ο προκαθορισμένος αριθμός από το πρόγραμμα (Total Output) των «καλύτερων» (δηλαδή των πιο κοντινών στα δεδομένα αναζήτησης που έχουν προκαθοριστεί από το χρήστη) αποτελεσμάτων είναι 30. Εδώ επιλέγεται η εμφάνιση των 10 καλύτερων αποτελεσμάτων (σχήμα 4.3).



Σχήμα 4.1 Μορφή Ιστοσελίδας PEER



Σχήμα 4.2 Παράμετροι Αναζήτησης Επιταχυνσιογραφημάτων



Σχήμα 4.3 Κλίμακα Εμφάνισης Φασμάτων Απόκρισης

Αφού καθοριστούν από το χρήστη οι επιθυμητές παράμετροι αναζήτησης, γίνεται αναζήτηση (Search) και εμφανίζονται τα φάσματα απόκρισης για κάθε επιλεγμένο σταθμό καταγραφής. Ακόμη, με την επιλογή στα αποτελέσματα ενός συγκεκριμένου σταθμού (σχήμα 4.4), εμφανίζονται τα 3 φάσματα απόκρισης και επιταχυνσιογραφήματα, που απεικονίζουν τις επιταχύνσεις για διεύθυνση παράλληλη (FP) ή κάθετη (FN), στο ρήγμα και κατακόρυφη: Fault Normal/Parallel/Vertical (σχήματα 4.5, 4.6). Να επισημανθεί εδώ μια σημαντική λεπτομέρεια: το τελικό φάσμα απόκρισης που εμφανίζεται για κάθε σταθμό προκύπτει από το γεωμετρικό μέσο των τιμών των επιταχύνσεων για διεύθυνση παράλληλη και κάθετη στο ρήγμα.

Τελικώς, η χρησιμότητα της συγκεκριμένης εφαρμογής έγκειται στο γεγονός ότι τα δεδομένα των επιταχυνσιογραφημάτων μπορούν να αποθηκευτούν στον υπολογιστή με την εντολή Save Original Unscaled Time Series Records σε μορφή (.dat) και έπειτα είτε να ανοιχθούν απευθείας με την εφαρμογή Notepad είτε προτιμότερα να υποστούν επεξεργασία με κάποιο πρόγραμμα ανάλυσης χρονοϊστορίας και εξαγωγής φασμάτων απόκρισης, όπως το Seismosignal, με απώτερο στόχο την εύκολη εισαγωγή τους στο πρόγραμμα SAP2000 και τη σύγκρισή τους με τα φάσματα σχεδιασμού του EAK ή του EC8. Όμως πρέπει να προηγηθεί η κατάλληλη επικλιμάκωσή τους ώστε οι τιμές απόκρισης του επιταχυνσιογραφήματος και του

αντίστοιχου φάσματος απόκρισης να συμβαδίζουν σχετικά με τα φάσματα σχεδιασμού. Γενικά ο επιδιωκόμενος στόχος είναι να μην υπάρχουν πολύ μεγάλες αποκλίσεις μεταξύ τους, γιατί αλλιώς τα επιταχυνσιογραφήματα και τα αντίστοιχα φάσματα απόκρισης είναι ακατάλληλα προς χρήση για γραμμικές και μη γραμμικές αναλύσεις ιστορίας. Για αυτό το λόγο είναι και πολύ χρήσιμο το δεύτερο εργαλείο αναζήτησης που διαθέτει η βάση δεδομένων PEER, Scaled Records.

*Time series record is highlighted in yellow below

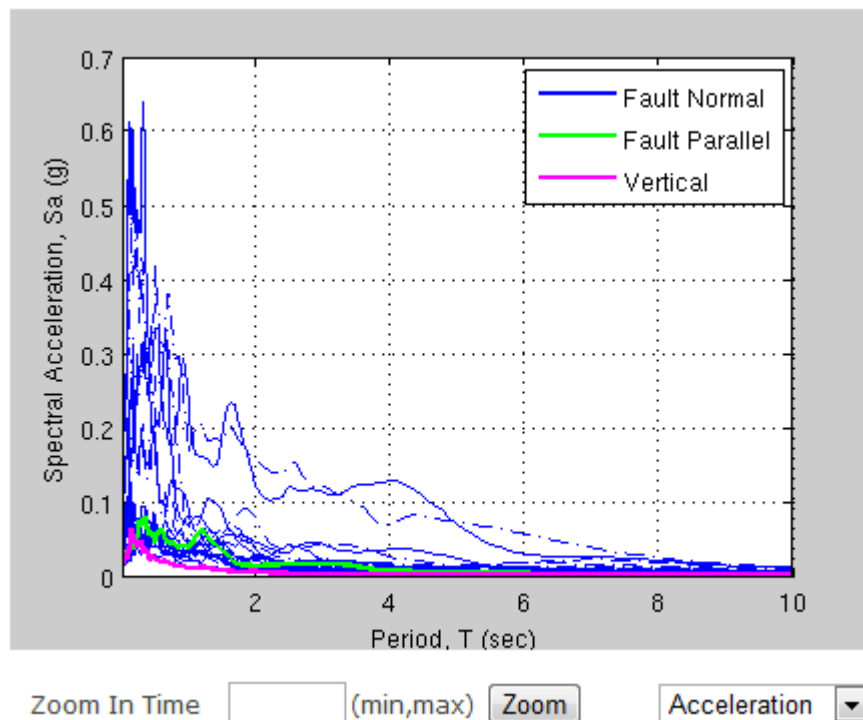
Results

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

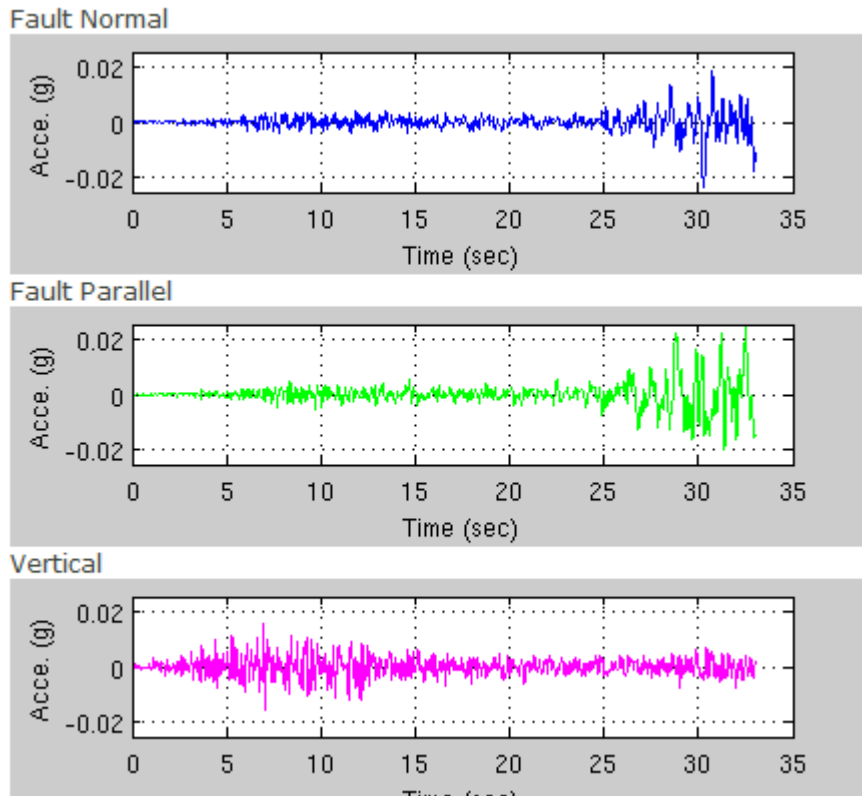
| <input type="checkbox"/> | Result# | Comp. | NGA# | Pulse | Trp(s) | D5-95(s) | Event | Year | Station |
|-------------------------------------|---------|-------|------|-------|--------|-----------|-------------|------|-----------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | GM | 1759 | 0 0 | -- -- | 22.2 15.1 | Hector Mine | 1999 | 12440 Imperial Hwy, North |
| <input type="checkbox"/> | 2 | GM | 1761 | 0 0 | -- -- | 38.5 32.5 | Hector Mine | 1999 | Altadena - Eaton Canyon |
| <input type="checkbox"/> | 3 | GM | 1762 | 0 0 | -- -- | 24.0 27.9 | Hector Mine | 1999 | Amboy |
| <input type="checkbox"/> | 4 | GM | 1763 | 0 0 | -- -- | 22.5 22.5 | Hector Mine | 1999 | Anza - Pinyon Flat |
| <input type="checkbox"/> | 5 | GM | 1764 | 0 0 | -- -- | 27.2 26.7 | Hector Mine | 1999 | Anza - Tripp Flats Training |
| <input type="checkbox"/> | 6 | GM | 1765 | 0 0 | -- -- | 59.7 55.9 | Hector Mine | 1999 | Arleta - Nordhoff Fire Sta |
| <input type="checkbox"/> | 7 | GM | 1766 | 0 0 | -- -- | 20.3 21.6 | Hector Mine | 1999 | Baker Fire Station |
| <input type="checkbox"/> | 8 | GM | 1767 | 0 0 | -- -- | 27.2 26.3 | Hector Mine | 1999 | Banning - Twin Pines Road |
| <input type="checkbox"/> | 9 | GM | 1768 | 0 0 | -- -- | 20.6 20.6 | Hector Mine | 1999 | Barstow |
| <input type="checkbox"/> | 10 | GM | 1769 | 0 0 | -- -- | 38.7 41.8 | Hector Mine | 1999 | Beverly Hills Pac Bell Bsmt |

|||

Σχήμα 4.4 Επιλεγμένος Σταθμός Καταγραφής



Σχήμα 4.5 Φάσματα Απόκρισης για Επιλεγμένο Σταθμό Καταγραφής



Σχήμα 4.6 Επιταχυνσιογραφήματα Επιλεγμένων Φασμάτων Απόκρισης

4.2.2 Επεξεργασία Επιταχυνσιογραφημάτων με Βάση το Φάσμα Σχεδιασμού (Scaled Records)

Επιλέγεται το εργαλείο αναζήτησης «Scaled Records». Το πρώτο βήμα είναι να καθοριστεί από το χρήστη το φάσμα σχεδιασμού (Target Spectrum) και βάσει αυτού να αναζητηθούν παραπλήσια επιταχυνσιογραφήματα και τα αντίστοιχά τους φάσματα απόκρισης. Η καινοτομία που προσφέρει το συγκεκριμένο εργαλείο, είναι ότι αντίθετα με την απλούστερη μηχανή αναζήτησης «Unscaled Records» όπου απλά γίνεται εμφάνιση των φασμάτων απόκρισης και αποθήκευση των επιταχυνσιογραφημάτων (Save Original Unscaled Time Series Records) για περαιτέρω χρήση, εδώ προσφέρεται η δυνατότητα της αυτόματης επικλιμάκωσης (δίνεται από το εργαλείο ο συντελεστής κλίμακας) των επιταχυνσιογραφημάτων και των αντίστοιχων φασμάτων απόκρισης ώστε να προσεγγίζουν το φάσμα σχεδιασμού, χωρίς όμως να αλλάζει το σχετικό περιεχόμενο συχνοτήτων του επιταχυνσιογραφήματος ή το σχήμα του φάσματος απόκρισης. Έτσι, γίνεται η σύγκριση των κλιμακοποιημένων φασμάτων απόκρισης (Scaled Response Spectrums) με το φάσμα σχεδιασμού, τα οποία απεικονίζονται σε κοινό διάγραμμα επιτάχυνσης-χρόνου, και επιπλέον γίνεται υπολογισμός του αριθμητικού και γεωμετρικού μέσου όρου των φασμάτων απόκρισης.

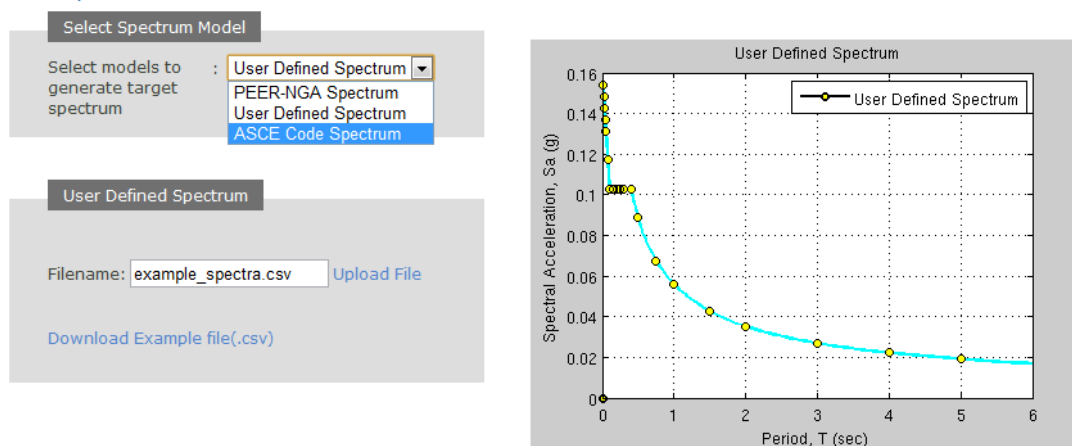
Η έλλειψη που εντοπίζεται στο εργαλείο Scaled Records, το οποίο όμως όπως προαναφέρθηκε αναμένεται να αναβαθμιστεί μέσα στο 2012, είναι ότι παρέχει τη δυνατότητα αποθήκευσης επιλεγμένων κλιμακοποιημένων τιμών επιταχύνσεων των φασμάτων απόκρισης που δημιουργεί το εργαλείο, όχι όμως και των κλιμακοποιημένων επιταχυνσιογραφημάτων (Save Scaled Time Series Records) για τα οποία παρέχει μόνον τον πολλαπλασιαστή. Με

βάση αυτόν και με τη βοήθεια όμως των προγραμμάτων SAP2000 και Seisмосignal προσδιορίζονται τα επικλιμακούμενα επιταχυνσιογραφήματα.

Στο σχήμα 4.7 φαίνονται οι 3 διαφορετικές επιλογές σχεδιασμού του φάσματος σχεδιασμού. Η πρώτη επιλογή (PEER_NGA Spectrum) αναφέρεται στα φάσματα σχεδιασμού που προκύπτουν βασισμένα σε εμπειρικά μοντέλα που έχουν κατασκευαστεί από επιστήμονες του ινστιτούτου PEER (Peer User Manual, Earthquake Spectra, February 2008). Σύμφωνα με την επιλογή ASCE Code Spectrum, γίνεται εισαγωγή των αντίστοιχων χαρακτηριστικών τιμών επιταχύνσεων και περιόδων των αμερικάνικων κανονισμών (ASCE 7-05 Reference: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures). Η επιλογή που ταιριάζει στα ελληνικά δεδομένα είναι η User Defined, όπου εισάγεται το φάσμα σχεδιασμού του EAK/EC8 όπως έχει δημιουργηθεί σε αρχείο Excel και ακολούθως τροποποιηθεί σε αρχείο μορφής Comma Separated Values (.csv).

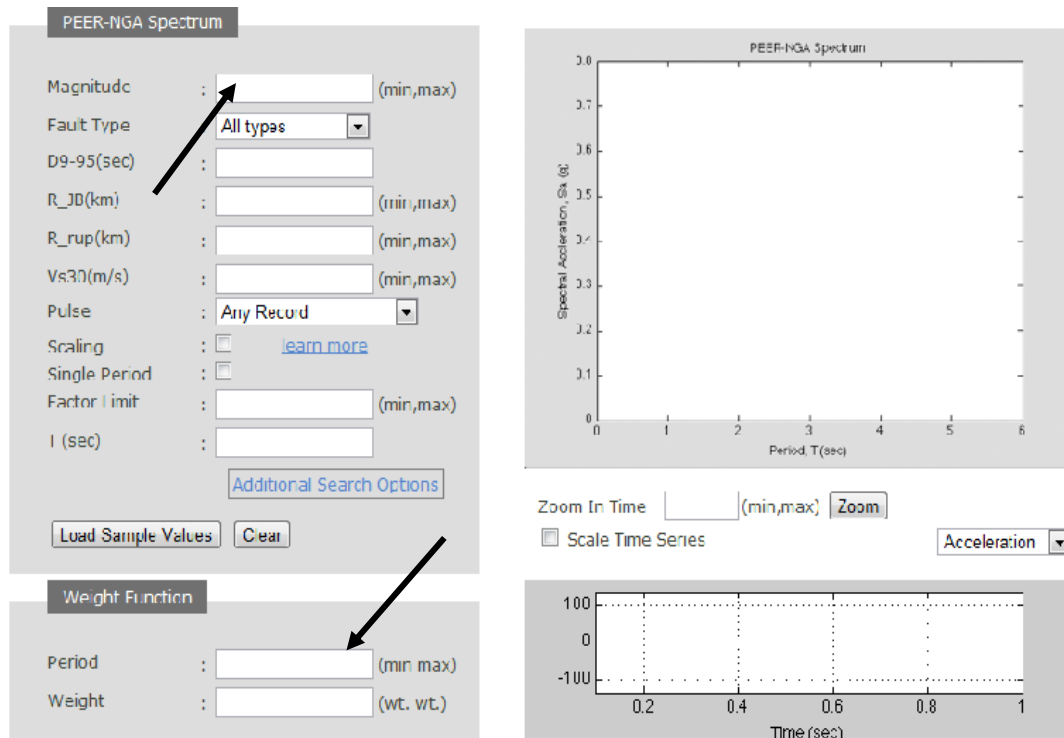
Για αποφυγή τεχνικών προβλημάτων με την ιστοσελίδα, συστήνεται η αποθήκευση του πρότυπου αρχείου (.csv) που διαθέτει η ιστοσελίδα κι έπειτα η αντιγραφή των τιμών επιτάχυνσης δίπλα στις ενδεικτικές περιόδους που δίνονται (22 ζεύγη τιμών). Το φάσμα σχεδιασμού δημιουργείται με την εντολή Create.

Edit Spectra



Σχήμα 4.7 Δημιουργία Φάσματος Σχεδιασμού κατά ΕΑΚ

Το επόμενο βήμα (εντολή Next) είναι η αναζήτηση των επιταχυνσιογραφημάτων για τα οποία θα γίνει τροποποίηση με συντελεστή κλίμακας. Ως παράμετρο αναζήτησης, αγνοώντας τις πιο σύνθετες παραμέτρους τίθεται το μέγεθος του σεισμού. Επιλέγεται εύρος [6, 7.5] Ρίχτερ ως ρεαλιστικό για τον ελλαδικό χώρο (σχήματα 4.8, 4.11).



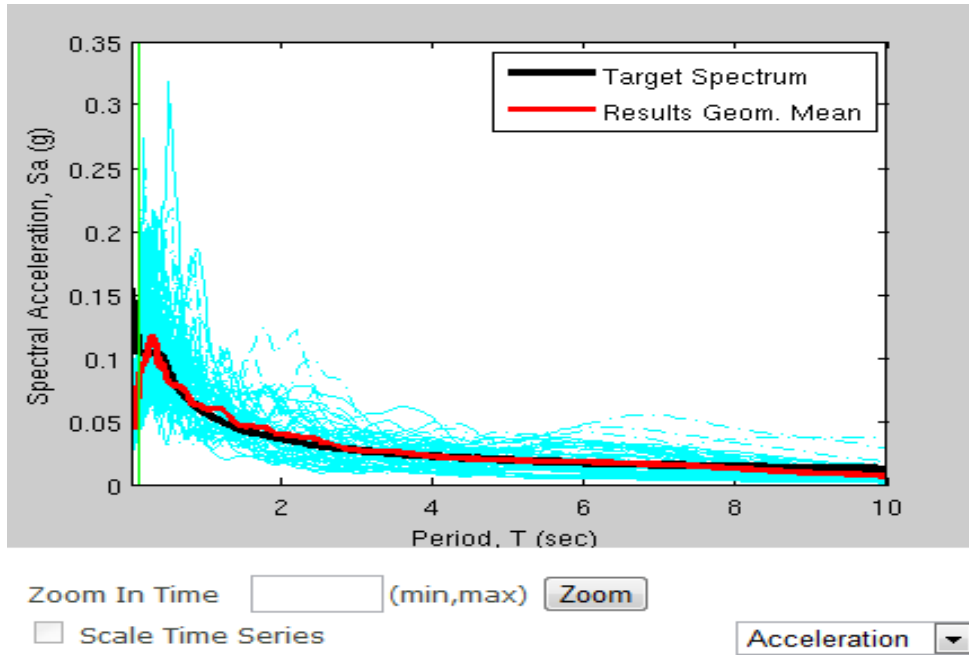
Σχήμα 4.8 Παράμετροι Αναζήτησης στη Βάση Δεδομένων PEER

Από το εργαλείο αποδίδονται προς εμφάνιση από όλα τα επιταχυνσιογραφήματα, για όλους τους σεισμούς και υπάρχοντες σταθμούς καταγραφής που υπάρχουν στη βάση PEER τα τριάντα (30) πιο κοντινά στο φάσμα σχεδιασμού (Total Output), και χρησιμοποιούνται τα επτά (7) «καλύτερα» (Total Average) για τον υπολογισμό του μέσου φάσματος απόκρισης. Επιλέγεται ξανά η γραμμική απεικόνιση των φασμάτων απόκρισης (Show Chart Controls→Linear).

Σύμφωνα με τον οδηγό χρήσης του εργαλείου, υπάρχουν δύο βασικές μέθοδοι επεξεργασίας των επιταχυνσιογραφημάτων, και φυσικά η επιλογή να μην γίνει καμία κλιμακοποίηση. Το αρχικό βήμα επεξεργασίας λοιπόν είναι να γίνει αναζήτηση παρόμοιων με το φάσμα σχεδιασμού ακατέργαστων επιταχυνσιογραφημάτων.

- **1^ο Βήμα Επεξεργασίας (Unscaled Search):**

Δεν γίνεται καμία αλλαγή στις παραμέτρους που φαίνονται στο σχήμα 4.11 και προκύπτουν τα φάσματα απόκρισης σε σύγκριση με το σχεδιασμού (σχήμα 4.9), καθώς και ο γεωμετρικός μέσος όρος των φασμάτων απόκρισης των επτά (7) «καλύτερων» επιταχυνσιογραφημάτων. Η ονομασία του σταθμού στον οποίο έγινε η καταγραφή του εκάστοτε επιταχυνσιογραφήματος μαζί με άλλα βασικά δεδομένα όπως το όνομα, η ένταση του σεισμού και ο συντελεστής κλίμακας (εδώ 1.00) φαίνεται στο σχήμα 4.10.



Σχήμα 4.9 Εμφάνιση Φασμάτων Απόκρισης Συγκριτικά με Φάσμα Σχεδιασμού

Results

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

| <input checked="" type="checkbox"/> | Result# | Comp. | NGA# | MSE | ScaleF | Pulse | Tp(s) | D5-95(s) | Event | Year | Station | Mag | Mechanism | Rj |
|-------------------------------------|---------|-------|------|--------|--------|-------|-------|----------|--------------------|------|-------------------------------|------|-------------|----|
| <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | GM | 2695 | 0.0392 | 1.0000 | 0 0 | -- -- | 59.0 | Chi-Chi, Taiwan-04 | 1999 | CHY016 | 6.20 | Strike-Slip | 79 |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2 | GM | 1773 | 0.0564 | 1.0000 | 0 0 | -- -- | 27.9 | Hector Mine | 1999 | Cabazon | 7.13 | Strike-Slip | 76 |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3 | GM | 2900 | 0.0597 | 1.0000 | 0 0 | -- -- | 48.6 | Chi-Chi, Taiwan-04 | 1999 | TCU145 | 6.20 | Strike-Slip | 56 |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 4 | GM | 1823 | 0.0693 | 1.0000 | 0 0 | -- -- | 49.2 | Hector Mine | 1999 | Salton City | 7.13 | Strike-Slip | 12 |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 5 | GM | 1839 | 0.0754 | 1.0000 | 0 0 | -- -- | 37.4 | Hector Mine | 1999 | Whittier - Scott & Whittier | 7.13 | Strike-Slip | 16 |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 6 | GM | 1613 | 0.0780 | 1.0000 | 0 0 | -- -- | 18.9 | Duzce, Turkey | 1999 | Lamont 1060 | 7.14 | Strike-Slip | 25 |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 7 | GM | 1828 | 0.0879 | 1.0000 | 0 0 | -- -- | 28.1 | Hector Mine | 1999 | San Bernardino - Fire Sta. #9 | 7.13 | Strike-Slip | 10 |
| <input type="checkbox"/> | 8 | GM | 1799 | 0.0926 | 1.0000 | 0 0 | -- -- | 45.0 | Hector Mine | 1999 | LA - Obregon Park | 7.13 | Strike-Slip | 17 |

Σχήμα 4.10 Στοιχεία Σταθμών Καταγραφής

| | | | |
|---------------|---|---|----------------------------|
| Magnitude | : | <input type="text" value="6, 7.5"/> | (min,max) |
| Fault Type | : | <input type="text" value="All types"/> | |
| D9-95(sec) | : | <input type="text"/> | |
| R_JB(km) | : | <input type="text"/> | (min,max) |
| R_rup(km) | : | <input type="text"/> | (min,max) |
| Vs30(m/s) | : | <input type="text"/> | (min,max) |
| Pulse | : | <input type="text" value="Any Record"/> | |
| Scaling | : | <input type="checkbox"/> | learn more |
| Single Period | : | <input type="checkbox"/> | |
| Factor Limit | : | <input type="text"/> | (min,max) |
| T (sec) | : | <input type="text"/> | |

[Additional Search Options](#)

Weight Function

| | | | |
|--------|---|-------------------------------------|-----------|
| Period | : | <input type="text" value="0.1 10"/> | (min max) |
| Weight | : | <input type="text" value="1 1"/> | (wt. wt.) |

Σχήμα 4.11 Αρχικές Παράμετροι Αναζήτησης Φασμάτων Απόκρισης

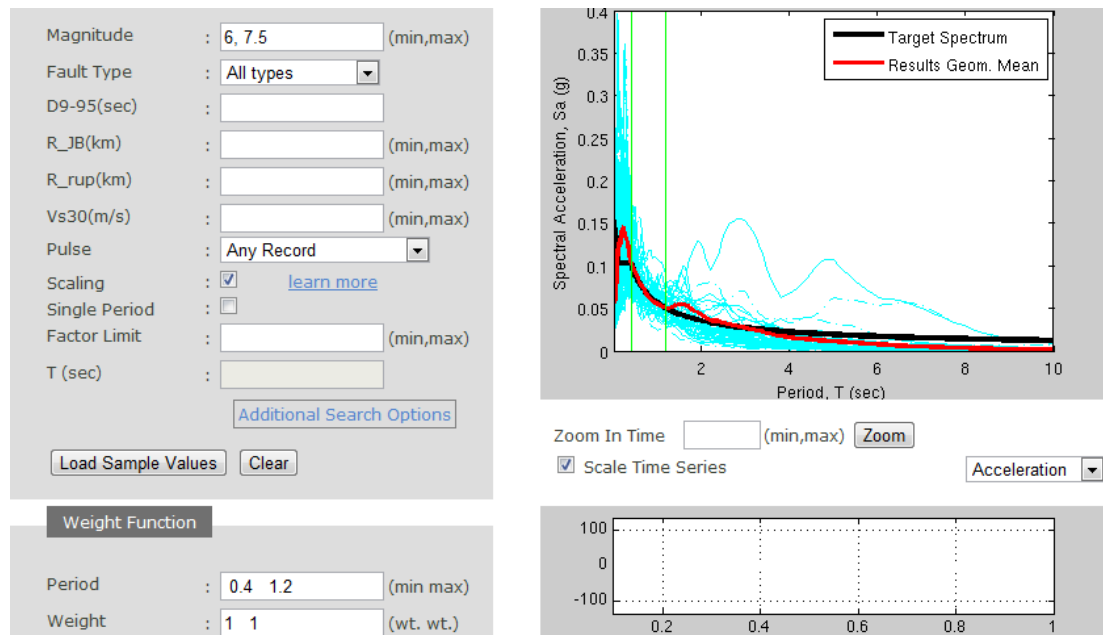
▪ **2^ο Βήμα Επεξεργασίας & 1^η Μέθοδος Κλιμάκωσης Επιταχυνσιογραφημάτων:**

Όπως φαίνεται στο σχήμα 4.12 με την επιλογή *Scaling* αυτομάτως δίνεται η εντολή να βρεθεί και να εφαρμοστεί ο κατάλληλος συντελεστής κλίμακας από το πρόγραμμα. Μπορεί να τεθεί και όριο τιμών του συντελεστή κλίμακας, αλλά αν εφαρμοστεί το όριο και δεν υπάρχουν αρκετά επιταχυνσιογραφήματα που να ταιριάζουν στο φάσμα σχεδιασμού που έχει εισαχθεί, τότε το πρόγραμμα θα αποδώσει κλιμακοποιημένα επιταχυνσιογραφήματα όπου ενδεχομένως να απαιτείται μεγαλύτερος ή μικρότερος συντελεστής κλίμακας, όμως τελικώς θα τεθεί το προκαθορισμένο όριο (min, max) στη θέση του ορθού συντελεστή. Οπότε αυτή η επιλογή καλό είναι να αποφεύγεται.

Η σημαντική επιλογή εδώ είναι ότι δίνεται η δυνατότητα να οριστεί ως κριτήριο αναζήτησης και κλιμάκωσης η αντιστοιχία της χρονοϊστορίας με το φάσμα σχεδιασμού σε ένα ορισμένο εύρος ιδιοπεριόδων. Αυτό ουσιαστικά επιζητείται, η σύμπτωση των μέγιστων επιταχύνσεων του φάσματος σχεδιασμού με τα μέγιστα του επιταχυνσιογραφήματος στο διάστημα τιμών χρόνου $0.5T_{\theta\epsilon\mu} < T < T_{\theta\epsilon\mu}$. Οπότε για $T_{\theta\epsilon\mu} = 0.82\text{sec}$ ορίζεται το εύρος περιόδων [0.4, 1.2] στο οποίο θα δοθεί ομοιόμορφο βάρος (Weight Function [1, 1], σχήμα 4.12, 4.13). Ο περιορισμός αυτός βέβαια δεν είναι απαραίτητος.

Με διπλό κλικ επάνω σε οποιαδήποτε σειρά αποτελεσμάτων εμφανίζονται τα κλιμακοποιημένα φάσματα απόκρισης και οι χρονοϊστορίες της συγκεκριμένης καταγραφής (σχήματα 4.13, 4.14). Βλέπουμε ότι για την καταγραφή 2939 με συντελεστή κλίμακας

0.9942≈1.00 τα φάσματα απόκρισης για τα επιταχυνσιογραφήματα FN, FP συμπίπτουν αρκετά με το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ.

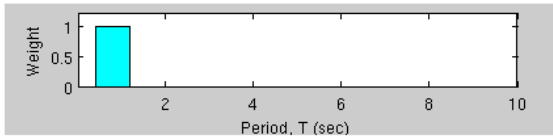


Σχήμα 4.12 Ορισμός Συντελεστή Κλίμακας και Εύρους Περιόδων

[Show chart controls](#)

Search

time series record is highlighted in yellow below

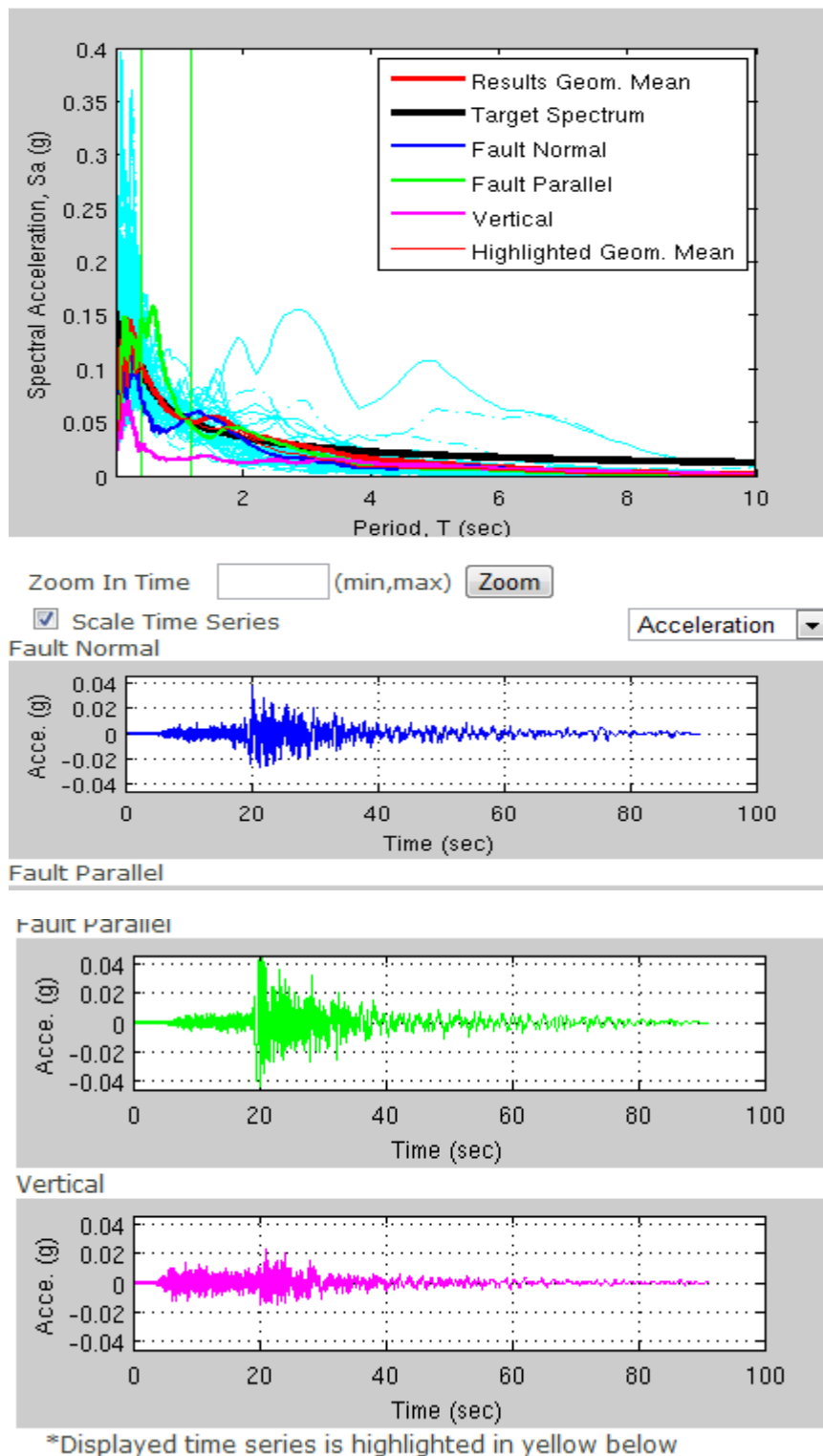


Results

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

| Result# | Comp. | NGA# | MSE | ScaleF | Pulse | Tp(s) | D5-95(s) | Event | Year | Station | Mag | Mechanism | Rjb |
|---------------------------------------|-------|------|--------|--------|-------|-------|--------------|--------------------|------|---------|------|-----------|-----|
| <input checked="" type="checkbox"/> 1 | GM | 2939 | 0.0020 | 0.9942 | 0 0 | --- | 40.1 37.6 | Chi-Chi, Taiwan-05 | 1999 | CHY017 | 6.20 | Reverse | 98. |
| <input checked="" type="checkbox"/> 2 | GM | 2492 | 0.0021 | 1.4077 | 0 0 | --- | 59.6 69.3 | Chi-Chi, Taiwan-03 | 1999 | CHY076 | 6.20 | Reverse | 59. |
| <input checked="" type="checkbox"/> 3 | GM | 2958 | 0.0023 | 0.8551 | 0 0 | --- | 30.7 36.3 | Chi-Chi, Taiwan-05 | 1999 | CHY054 | 6.20 | Reverse | 88. |
| <input checked="" type="checkbox"/> 4 | GM | 2619 | 0.0028 | 0.4892 | 0 0 | --- | 61.4 61.5 | Chi-Chi, Taiwan-03 | 1999 | TCU067 | 6.20 | Reverse | 27. |
| <input checked="" type="checkbox"/> 5 | GM | 2990 | 0.0029 | 0.8786 | 0 0 | --- | 34.9 40.7 | Chi-Chi, Taiwan-05 | 1999 | CHY107 | 6.20 | Reverse | 90. |
| <input checked="" type="checkbox"/> 6 | GM | 292 | 0.0032 | 0.1738 | 1 1 | 3.1 | 16.6 | Irpinia, Italy- | 1980 | Sturmo | 6.90 | Normal | 6.8 |

Σχήμα 4.13 Εμφάνιση Στοιχείων Σταθμών Καταγραφής και Υπολογιζόμενου Συντελεστή Κλίμακας



Σχήμα 4.14 Κλιμακοποιημένα Φάσματα Απόκρισης και Επιταχυνσιογραφήματα για Επιλεγμένο Σταθμό Καταγραφής Συγκριτικά με Φάσμα ΕΑΚ

Η ανωτέρω μέθοδος επεξεργασίας είναι και αυτή που θα εφαρμοστεί τελικώς στην παρούσα εργασία, σκόπιμο όμως είναι να γίνει συνοπτική αναφορά και στη 2^η μέθοδο κλιμάκωσης των επιταχυνσιογραφημάτων.

▪ **2^η Μέθοδος Κλιμάκωσης Επιταχυνσιογραφημάτων:**

Πάλι γίνεται επιλογή του συντελεστή κλίμακας, και στην κρίση του ερευνητή είναι αν θα θέσει όρια στις τιμές του. Εδώ όμως αντί να δοθεί βάρος σε ένα εύρος περιόδων, θα δοθεί σε μια συγκεκριμένη περίοδο (επιλογή Single period). Ακολουθείται η ίδια διαδικασία εξαγωγής αποτελεσμάτων.

Οπότε για τα επιταχυνσιογραφήματα που επιλέγονται από το μελετητή τελικώς καταγράφονται οι συντελεστές κλίμακας και σώζονται τα επιταχυνσιογραφήματα (Save Original Unscaled Time Series Records → FN, FP, Vertical) για την περαιτέρω επεξεργασία τους στο Seismosignal (Σχήμα 4.16), ή την απευθείας εισαγωγή τους στο SAP2000 με τον αντίστοιχο συντελεστή κλίμακας.



[Show/Hide Map](#)

Σχήμα 4.15 Αποθήκευση Δεδομένων Επιταχυνσιογραφημάτων

4.3 Ανάλυση Χρονοϊστορίας και Αποτελέσματα

4.3.1 Επιλογή και Επεξεργασία Επιταχυνσιογραφημάτων

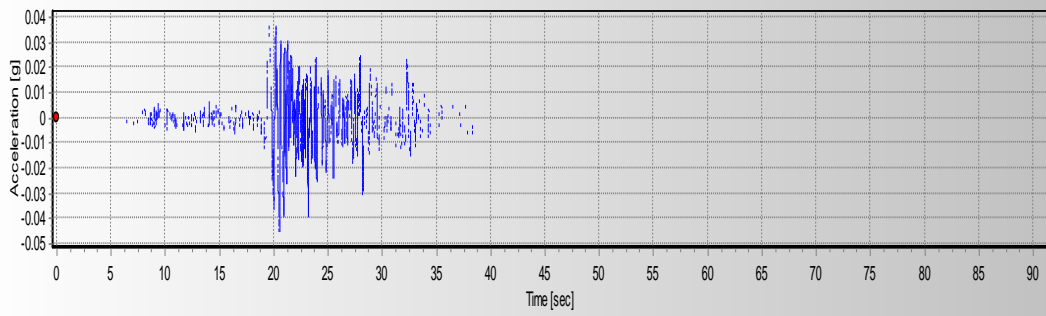
Σύμφωνα με τα βήματα (1) και (2) που περιγράφονται στην §4.2.2 επιλέγονται τα τρία (3) πρώτα επιταχυνσιογραφήματα (FN) που αποδίδονται από τη βάση δεδομένων PEER, εισάγονται στο Seismosignal προκειμένου να γίνει η μετατροπή τους από αρχείο μορφής (.dat) σε αρχείο μορφής (.txt) και κατόπιν εισάγονται στο SAP2000, όπου και τοποθετείται ο συντελεστής κλίμακας του PEER, πολλαπλασιασμένος με την επιτάχυνση βαρύτητας $g=9.81m/s^2$ (Define Load Cases → Time History-X/Y → Scale Factor*9.81), καθότι το PEER αποδίδει τα δεδομένα της σεισμικής επιτάχυνσης σε μονάδες g.

Και τα τρία επιταχυνσιογραφήματα αποτελούν καταγραφές του σεισμού Chi-Chi στην Ταϊβάν με ένταση 6.2 Ρίχτερ.

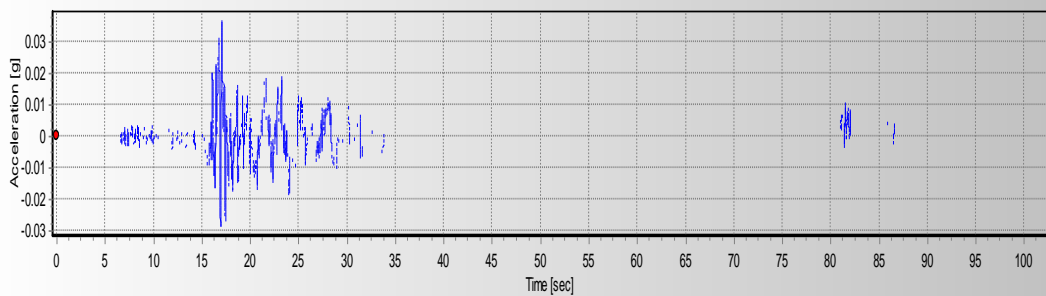
| Επιταχυνσιογράφημα | Σταθμός Καταγραφής (NGA) | Συντελεστής Κλίμακας |
|--------------------|--------------------------|----------------------|
| 1 | 2939 | SF=1.00 |
| 2 | 2492 | SF=1.41 |
| 3 | 2958 | SF=0.855 |

Πίνακας 4.1: Σήμανση Σταθμού Καταγραφής και Αντίστοιχος Συντελεστής Κλίμακας

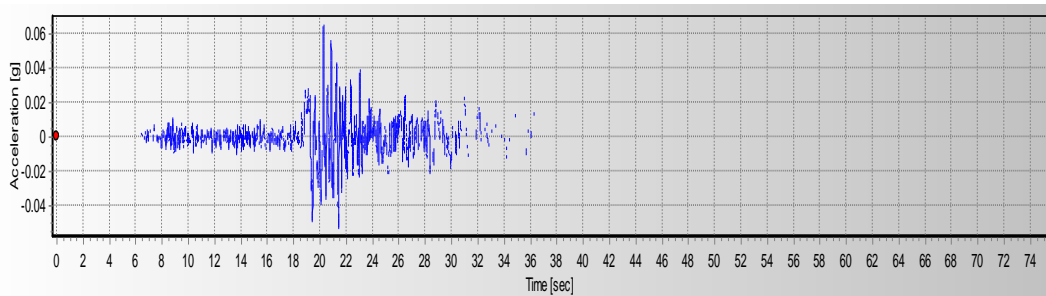
Παρουσιάζονται τα τρία επιταχυνσιογραφήματα καθώς και τα αντίστοιχα φάσματα απόκρισής τους, τόσο επικλιμακούμενα όσο και στην αρχική ακατέργαστη μορφή τους σε σύγκριση με το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ (Σχήματα 4.16 έως 4.21).



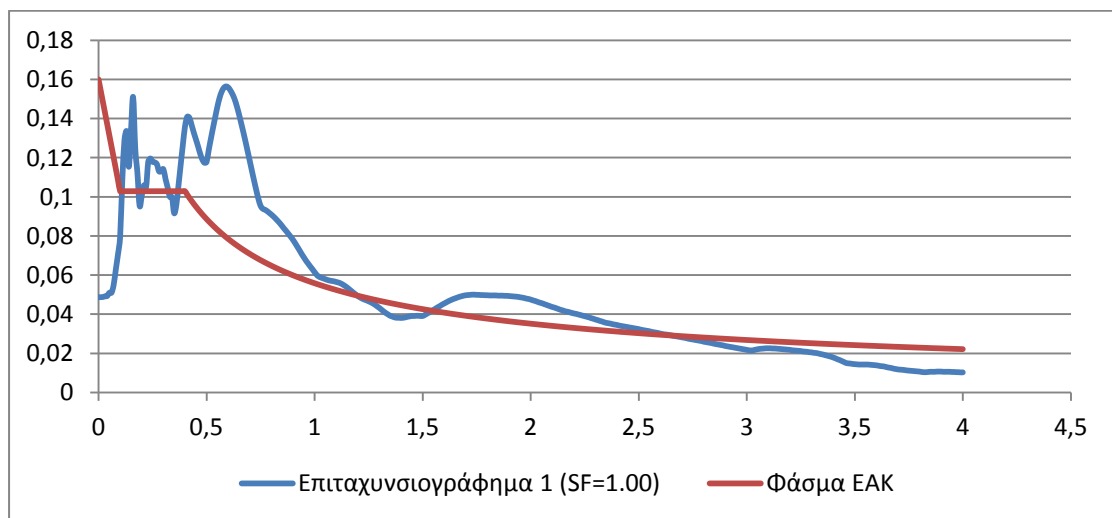
Σχήμα 4.16 Επιταχυνσιογράφημα 1



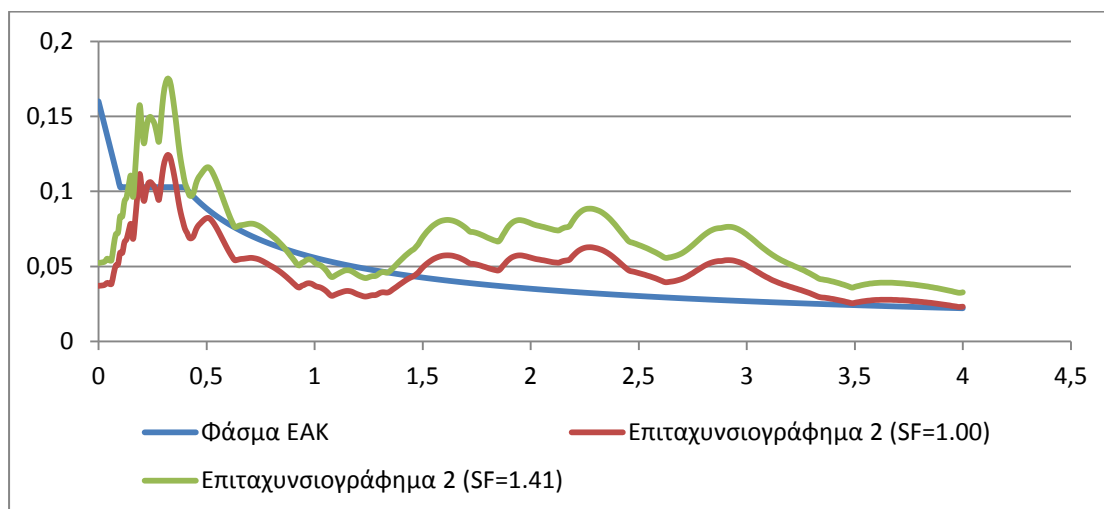
Σχήμα 4.17 Επιταχυνσιογράφημα 2



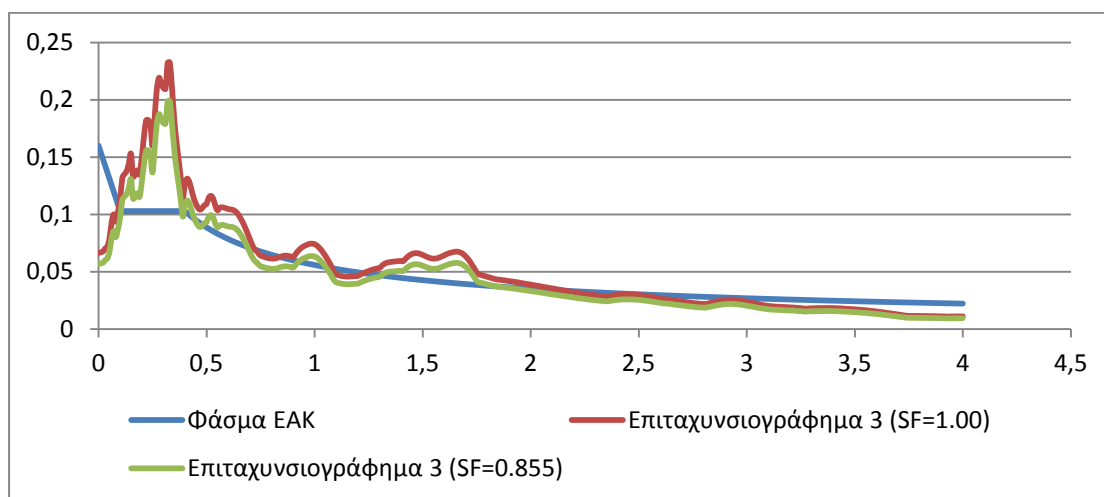
Σχήμα 4.18 Επιταχυνσιογράφημα 3



Σχήμα 4.19 Φάσμα Απόκρισης Επιταχυνσιογραφήματος 1 συγκριτικά με Φάσμα Σχεδιασμού ΕΑΚ



Σχήμα 4.20 Φάσμα Απόκρισης Επιταχυνσιογραφήματος 2 με και χωρίς Συντελεστή Κλίμακας συγκριτικά με Φάσμα Σχεδιασμού ΕΑΚ



Σχήμα 4.21 Φάσμα απόκρισης επιταχυνσιογραφήματος 3 με και χωρίς Συντελεστή Κλίμακας συγκριτικά με Φάσμα Σχεδιασμού ΕΑΚ

Εισάγονται τα δεδομένα των τριών διαφορετικών χρονοϊστοριών στο SAP2000 κατά τα γνωστά, με επαναληπτική διαδικασία 1000 βημάτων όπου το χρονικό διάστημα μεταξύ των βημάτων είναι $\Delta t=0.05s$, άρα το συνολικό χρονικό διάστημα μελέτης είναι $1000 \times 0.05=50s$. Επιλέγεται το συγκεκριμένο χρονικό διάστημα διότι όπως φαίνεται και από τα σχήματα 4.16 έως 4.18, και στα τρία επιταχυνσιογραφήματα η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση παρατηρείται στο 15^ο ή στο 20^ο δευτερόλεπτο της καταγραφής.

4.3.2 Αποτελέσματα Γραμμικής Ανάλυσης Χρονοϊστορίας (Γ.Α.Χ.)

Οι συνδυασμοί φόρτισης ορίζονται αντίστοιχα με τη δυναμική και απλοποιημένη φασματική ανάλυση, ως γραμμικοί και χωρικής επαλληλίας

- $G + 0.3Q \pm TH-X \pm 0.3TH-Y$ (COMB1-4)
- $G + 0.3Q \pm 0.3TH-X \pm TH-Y$ (COMB5-8)
- $G + 0.3Q + SRSS(TH-X, TH-Y)$

και θα γίνει σύγκριση των μέγιστων εντατικών μεγεθών της Δ.Φ.Μ και Α.Φ.Μ. με τα αντίστοιχα μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση χρονοϊστορίας με βάση τα 3 επιταχυνσιογραφήματα, όπου το πρώτο προτείνεται να χρησιμοποιηθεί στην πρωτότυπη μορφή του, και τα άλλα δύο έχουν επικλιμακωθεί κατάλληλα.

Ακόμη θα παρουσιαστεί και η χρονική εξέλιξη των εντατικών μεγεθών του τοιχώματος του ισογείου K1.2 (P, V2, M3) με βάση το επιταχυνσιογράφημα που αποδίδει τα πιο κατάλληλα αποτελέσματα κατά την ανάλυση χρονοϊστορίας. Επίσης θα απεικονιστούν και οι μέγιστες μετατοπίσεις της κορυφής του κτηρίου (κόμβος 184 του δώματος) σε σύγκριση με τις αντίστοιχες μετατοπίσεις της βάσης (κόμβος 43 της οροφής υπογείου) όπως προκύπτουν από τη δυναμική φασματική μέθοδο και την ανάλυση χρονοϊστορίας.

4.3.2.1 Σύγκριση Εντατικών Μεγεθών Δ.Φ.Μ., Α.Φ.Μ. και Γ.Α.Χ.

Παρουσιάζεται ο πίνακας 4.2 με τα συγκριτικά αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών για το τοίχωμα K1.2 ισογείου (59). Η πρώτη συνθήκη που πρέπει να πληρείται σε μια ανάλυση χρονοϊστορίας είναι τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη να μην είναι μικρότερα της φασματικής ανάλυσης. Οπότε από αυτήν την άποψη η περαιτέρω χρήση του επιταχυνσιογραφήματος 3 απορρίπτεται. Από τα επιταχυνσιογραφήματα 1 και 2 θα προτιμήσουμε το επιταχυνσιογράφημα 2 διότι μας δίνει εντατικά μεγέθη πιο κοντά σε αυτά της δυναμικής και απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης, αλλά και πάλι η διαφορά είναι μεγάλη, με αποκλίσεις της τάξεως του 40% και στην περίπτωση της M2 η απόκλιση προσεγγίζει το 70% (Πίνακας 4.3).

| | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|-------------------------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|
| | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| Δ.Φ.Μ. | -3532.52 | 299.661 | 472.758 | -10.9364 | 1600.354 | 1422.003 |
| | | | | | | |
| Α.Φ.Μ. | -2535.11 | 374.786 | 467.591 | -21.7321 | 1570.651 | 1654.687 |
| | | | | | | |
| Γ.Α.Χ -Επιταχ. 1 | -3868.1 | 475.177 | 775.274 | -14.7975 | 2918.703 | 2131.545 |
| | | | | | | |
| Γ.Α.Χ -Επιταχ. 2 | -3858.06 | -415.095 | 607.015 | -10.4527 | -2715.94 | -1976.31 |
| | | | | | | |
| Γ.Α.Χ -Επιταχ. 3 | -3597.33 | 242.478 | 422.266 | -8.8578 | 1388.051 | 1245.893 |
| | | | | | | |
| Δ.Φ.Μ. SRSS | -3505.38 | 290.05 | 463.634 | -10.8244 | -1816.19 | 1375.307 |
| Α.Φ.Μ. SRSS | -3351.06 | 369.587 | 450.183 | -36.573 | -1522.79 | 1696.233 |
| Γ.Α.Χ.1 SRSS | -4017.21 | 461.815 | 763.304 | -15.1441 | -3122.59 | 2065.428 |
| Γ.Α.Χ.2 SRSS | -3817.94 | 476.425 | 663.422 | -10.8005 | -2672.81 | 2278.252 |
| Γ.Α.Χ.3 SRSS | -3568.58 | 298.325 | 463.087 | -9.3621 | 1689.278 | 1282.897 |

Πίνακας 4.2 Εντατικά Μεγέθη Δ.Φ.Μ., Α.Φ.Μ. και Γ.Α.Χ. για Τοίχωμα Κ1.2

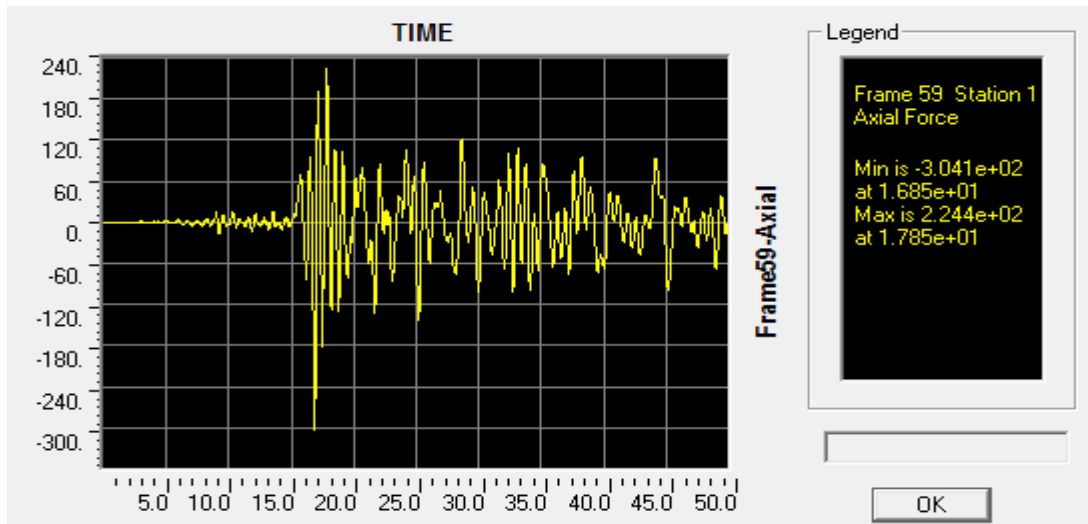
| | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|-------------------------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|
| | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| Δ.Φ.Μ. | -3532.52 | 299.661 | 472.758 | -10.9364 | 1600.354 | 1422.003 |
| Γ.Α.Χ -Επιταχ. 2 | -3858.06 | -415.095 | 607.015 | -10.4527 | -2715.94 | -1976.31 |
| Διαφορά | -325.541 | -115.434 | -134.257 | 0.4837 | -1115.59 | -554.306 |
| Ποσοστό(%) | -9.21555 | -38.5215 | -28.3987 | 4.422845 | -69.7087 | -38.9806 |

Πίνακας 4.3 Σύγκριση Εντατικών Μεγεθών Δ.Φ.Μ. και Γ.Α.Χ. τοιχώματος Κ1.2 (Επιταχυνσιογράφημα 2)

4.3.2.2 Εντατικά και Παραμορφωσιακά Μεγέθη Γ.Α.Χ.

Για την περαιτέρω μελέτη της εντατικής και παραμορφωσιακής συμπεριφοράς του φορέα θα χρησιμοποιηθεί η ανάλυση χρονοϊστορίας με τη χρήση του επιταχυνσιογραφήματος 2, όπως αποφασίστηκε στην ανωτέρω παράγραφο.

Για το τοίχωμα Κ1.2 (59) παρουσιάζεται η μεταβολή των εντατικών μεγεθών P, V2, M3 με το χρόνο. Δίνονται τα διαγράμματα για την οριζόντια συνιστώσα x (ΤΗ-Χ) της χρονοϊστορίας μόνο, και παράλληλα δίνονται τα εντατικά μεγέθη και για τη συνιστώσα y (ΤΗ-Υ).

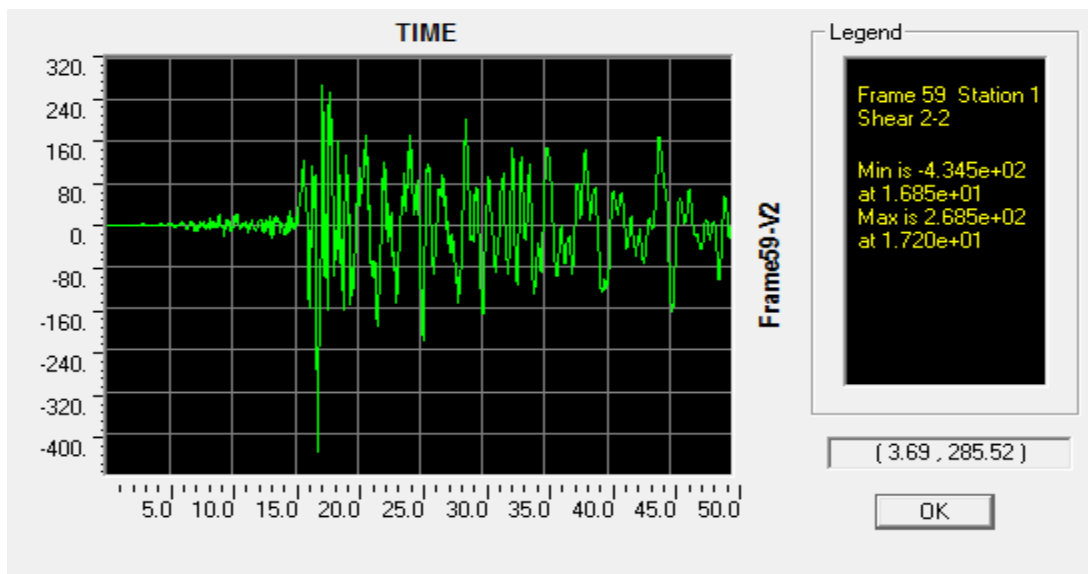


Σχήμα 4.22 Διάγραμμα Μεταβολής Αξονικής Τοιχώματος K1.2 κατά την ΤΗ-Χ

Μέγιστη αξονική δύναμη (κατ' απόλυτη τιμή) που αναπτύσσεται:

ΤΗ-Χ: 304 kN στα 16.85 sec

ΤΗ-Υ: 880 kN στα 16.85 sec

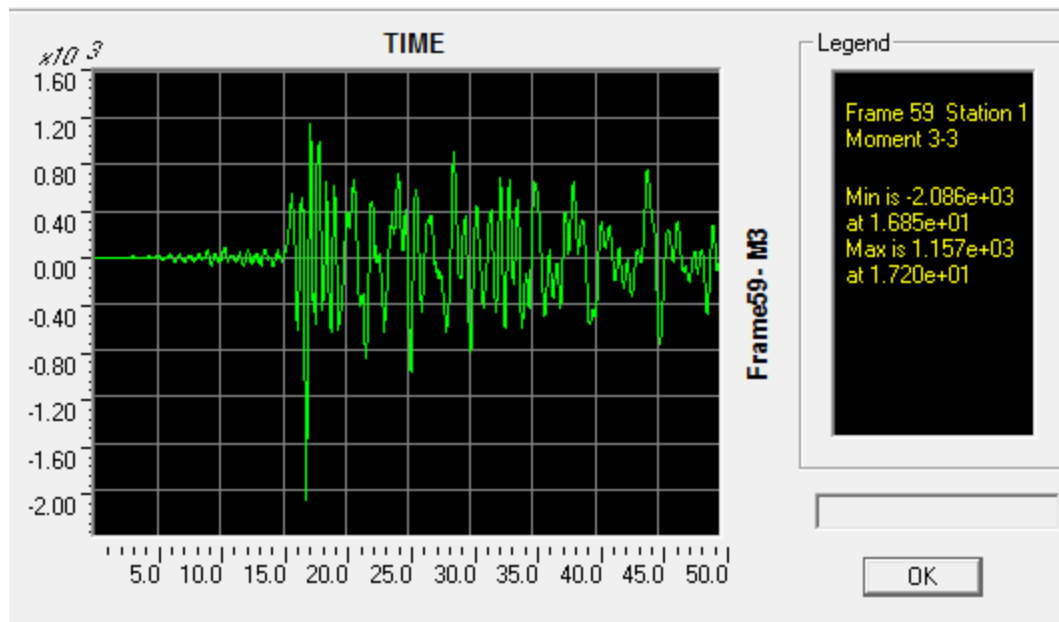


Σχήμα 4.23 Διάγραμμα Μεταβολής Τέμνουσας V2 τα]Τοιχώματος K1.2 κατά την ΤΗ-Χ

Μέγιστη τέμνουσα V2 (κατ' απόλυτη τιμή) που αναπτύσσεται:

ΤΗ-Χ: 434.5 kN/m στα 16.85 sec

ΤΗ-Υ: 61.54 kN/m στα 17.1 sec



Σχήμα 4.24 Διάγραμμα Μεταβολής Ροπής M3 Τοιχώματος K1.2 κατά την ΤΗ-Χ

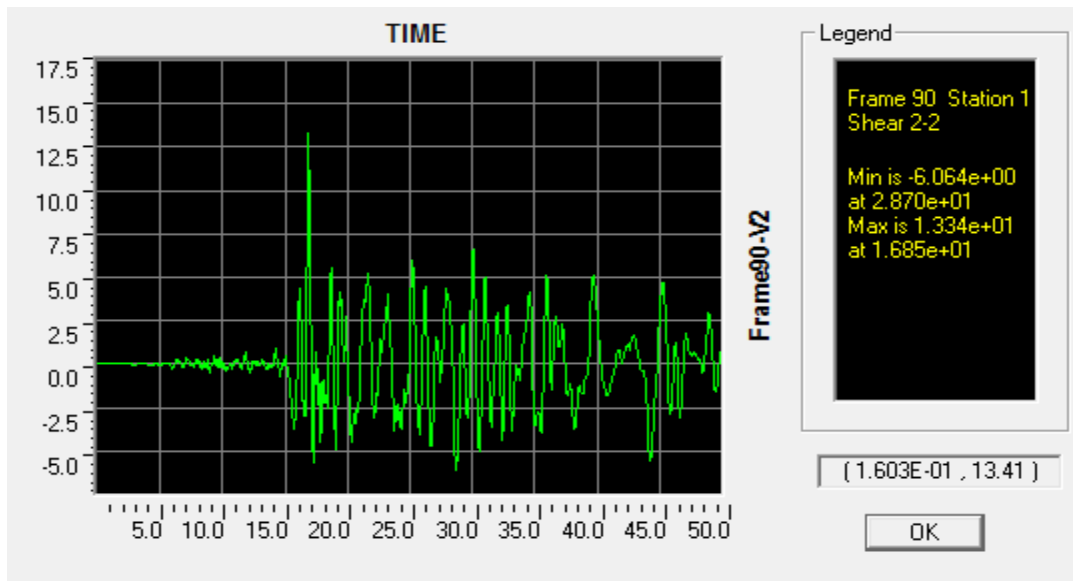
Μέγιστη ροπή M3 (κατ' απόλυτη τιμή) που αναπτύσσεται:

ΤΗ-Χ: 2086 kNm στα 16.85 sec

ΤΗ-Υ: 234 kNm στα 17.4 sec

Παρατηρείται ότι η συνιστώσα κατά τη διεύθυνση x του σεισμού αποδίδει πολύ μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη τέμνουσας και ροπής απ' ότι η συνιστώσα y και αντίστροφα στη συνιστώσα y καταγράφονται μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη αξονικής.

Ομοίως και για τη δοκό Δ27 (90) δίνονται η τέμνουσα V2 και η ροπή M3 (τα διαγράμματα δίνονται για τη συνιστώσα y της χρονοϊστορίας) .

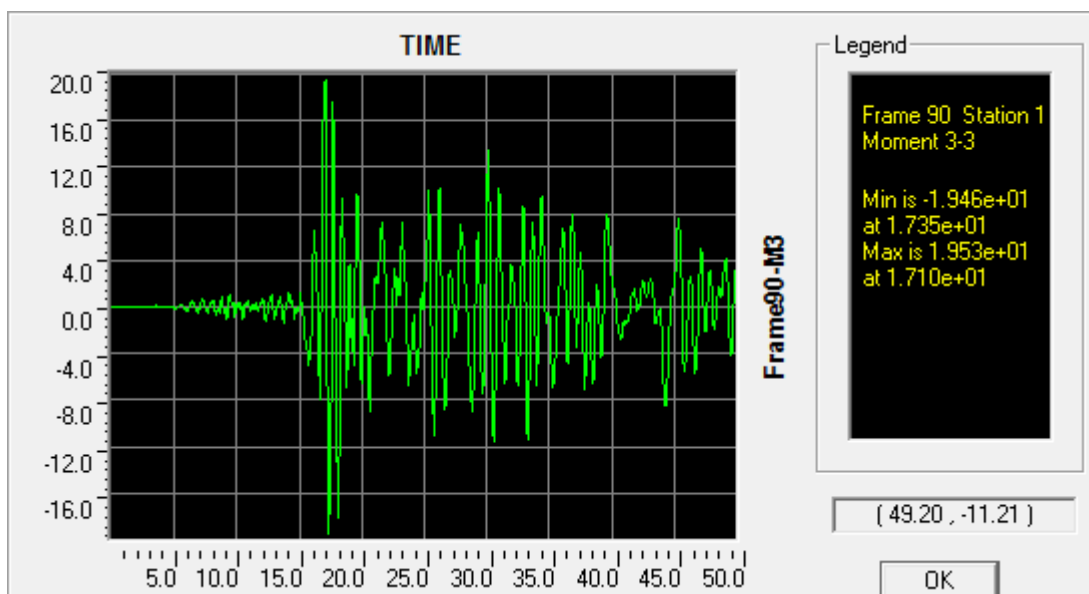


Σχήμα 4.25 Διάγραμμα Μεταβολής Τέμνουσας V2 Δοκού Δ27 κατά την ΤΗ-Y

Μέγιστη τέμνουσα V2 (κατ' απόλυτη τιμή) που αναπτύσσεται:

ΤΗ-X: 23.85 kN/m στα 16.85 sec

ΤΗ-Y: 13.34 kN/m στα 16.85 sec



Σχήμα 4.26 Διάγραμμα Μεταβολής Ροπής M3 Δοκού Δ27 κατά την ΤΗ-X

Μέγιστη ροπή M3 (κατ' απόλυτη τιμή) που αναπτύσσεται:

ΤΗ-X: 38.58 kNm στα 17.25 sec

ΤΗ-Y: 19.53 kNm στα 17.1 sec

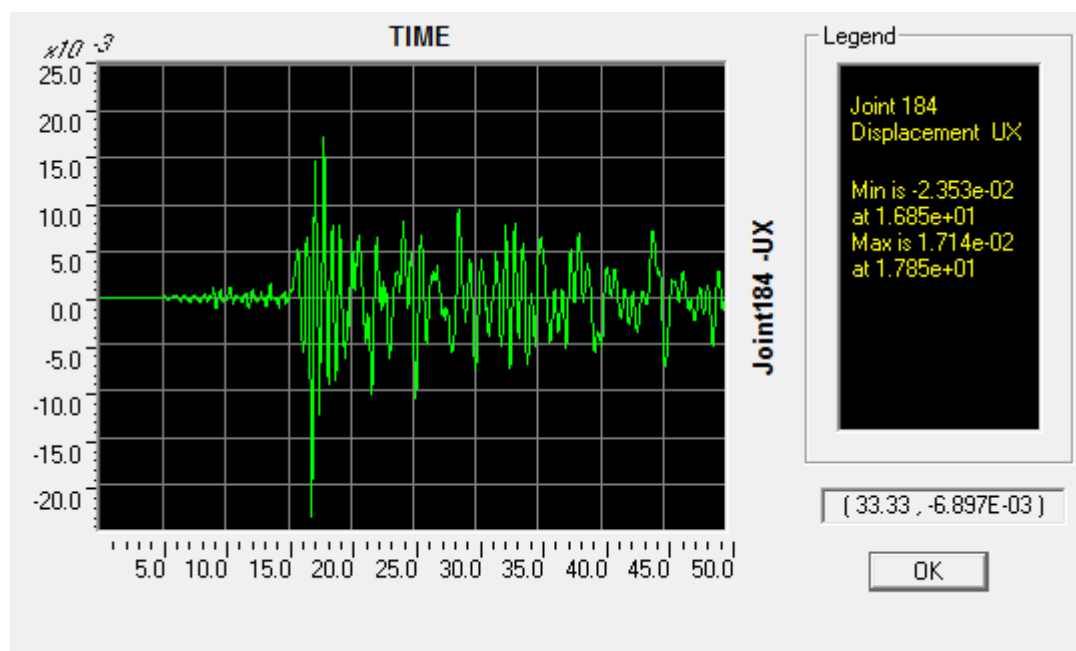
Δίνονται οι μέγιστες μετακινήσεις των κόμβων 184 και 43 (κορυφή και βάση κτηρίου) όπως έχουν προκύψει από την Δ.Φ.Α και την ανάλυση χρονοϊστορίας για τους γραμμικούς σεισμικούς συνδυασμούς.

| | U1 | U2 | U3 | R1 | R2 | R3 |
|---------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | m | m | m | Radians | Radians | Radians |
| Δ.Φ.Α. (184) | 0.015028 | 0.018008 | 0.002623 | 0.001561 | 0.000847 | 0.001622 |
| Γ.Α.Χ. (184) | 0.02361 | 0.023282 | 0.003025 | 0.002005 | 0.00135 | 0.001548 |
| Δ.Φ.Α. (43) | 0.000146 | 0.000095 | 0.000846 | 0.000259 | 0.000361 | 6.82E-06 |
| Γ.Α.Χ. (43) | 0.000224 | 0.000134 | 0.000843 | 0.000294 | 0.000376 | 8.78E-06 |

Πίνακας 4.4 Μετακινήσεις Κόμβων Κορυφής και Βάσης κατά Δ.Φ.Α. και Γ.Α.Χ.

Όπως είναι αναμενόμενο, η γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας αποδίδει μεγαλύτερες μετακινήσεις κορυφής, με αυξήσεις 8.6cm και 5.3cm στις διευθύνσεις x και y.

Παρουσιάζεται ακόμη η χρονική εξέλιξη των μετακινήσεων του δυσμενέστερου κόμβου της οροφής (184) κατά τις διευθύνσεις x και y:

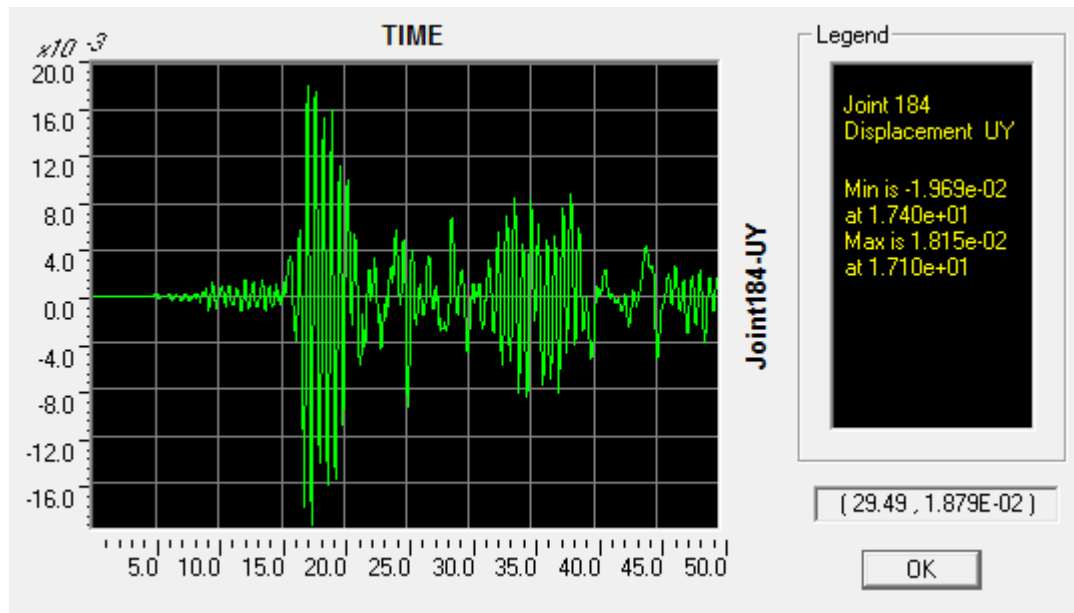


Σχήμα 4.27 Διάγραμμα Μεταβολής Μετατόπισης UX Κόμβου 184 κατά την ΤΗ-Χ

Μέγιστη μετατόπιση που αναπτύσσεται:

ΤΗ-Χ: 2.35 cm στα 16.85 sec

ΤΗ-Υ: 0.27 cm στα 17.15 sec



Σχήμα 4.28 Διάγραμμα Μεταβολής Μετατόπισης UY Κόμβου 184 κατά την ΤΗ-Υ

Μέγιστη μετατόπιση που αναπτύσσεται:

ΤΗ-Χ: 0.38 cm στα 17.4 sec

ΤΗ-Υ: 2 cm στα 17.4 sec

5^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΤΑΔΙΑΚΗΣ ΕΞΩΘΗΣΗΣ

5.1 Εισαγωγή

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης όπως έχει αναφερθεί και σε προηγούμενο κεφάλαιο, επικεντρώνονται στην περιγραφή της γραμμικής-ελαστικής συμπεριφοράς των μελών του φορέα μέχρι τη διαρροή αυτών. Όμως ο φορέας ακόμη και αν ένας κάποιος αριθμός των μελών του έχει διαρρεύσει βρίσκεται σε θέση να αναλάβει επιπλέον σεισμικά φορτία μέσω των παραμορφώσεων των μελών, μέχρι βέβαια αυτά να αστοχήσουν. Δηλαδή η πλαστιμότητα (ικανότητα μη γραμμικής-ελαστικής παραμόρφωσης του φορέα) είναι καθοριστικός παράγοντας του σχεδιασμού και αποτίμησης νέων φορέων και της αποτίμησης ή/και ανασχεδιασμού των υφιστάμενων, με ή χωρίς βλάβες. Με τις σύγχρονες αντισεισμικές αντιλήψεις και κανονισμούς είναι δυνατόν να υπολογιστεί η πλαστιμότητα του κάθε μέλους του φορέα (τοπικοί δείκτες συμπεριφοράς m) καθώς και του φορέα ως σύνολο (καθολικός δείκτης συμπεριφοράς q), εκφρασμένη είτε με όρους δυνάμεων-μετακινήσεων είτε ροπών-παραμορφώσεων (γωνίες στροφής χορδής). Ειδικότερα επιδιωκόμενο είναι όταν ο φορέας διαρρεύσει και τελικώς αστοχήσει, η ανελαστική συμπεριφορά των μελών του να χαρακτηρίζεται πρώτα από τη διαρροή υπό κάμψη (πλαστική συμπεριφορά) και κατόπιν υπό τέμνουσα (ψαθυρή συμπεριφορά).

Σκόπιμη είναι η επεξήγηση των όρων «αποτίμηση» και «ανασχεδιασμός». Ο στόχος της αποτίμησης νέας ή υφιστάμενης κατασκευής είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς (Φ.Ι.) της μέσω των προκαθορισμένων από τους κανονισμούς κριτηρίων (στάθμες επιτελεστικότητας), καθώς και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων φέρουσας ικανότητας που επιβάλλονται από τους κανονισμούς. Με τον όρο «ανασχεδιασμός» νοείται η δομητική επέμβαση που πρέπει να γίνει στον υφιστάμενο φορέα για την αποκατάσταση (επισκευή) της φέρουσας ικανότητάς του, εφόσον με την αποτίμηση εκτιμηθεί ως ανεπαρκής (βλάβες, απώλεια Φ.Ι.) ή για την αύξηση (ενίσχυση) της φέρουσας ικανότητάς του.

Η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός των φορέων γίνονται με στόχο την επίτευξη των επονομαζόμενων σταθμών επιτελεστικότητας σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Δηλαδή καθορίζεται εξ αρχής η επιθυμητή συμπεριφορά του φορέα, το όριο δηλαδή των επιτρεπόμενων ανελαστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στα δομικά στοιχεία όταν το κτήριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο σχεδιασμός ή η αποτίμηση/ανασχεδιασμός.

Στα ακόλουθα κεφάλαια ακολουθεί αναλυτική περιγραφή των διατάξεων και απαιτήσεων των δυο βασικών κανονισμών που χρησιμοποιούνται στην Ελλάδα για την αποτίμηση και ανασχεδιασμό των υφιστάμενων φορέων, του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) και του Ευρωκώδικα 8. Κατόπιν γίνεται πρακτική εφαρμογή των δύο κανονισμών στον υπό μελέτη φορέα, με απώτερο διττό στόχο:

- την αποτίμησή του και τον ενδεχόμενο ανασχεδιασμό του
- τη σύγκριση των αποτελεσμάτων που εξάγονται από την εφαρμογή των δυο κανονισμών, ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC-8 και την αξιολόγηση αυτών.

Η αποτίμηση των φορέων μπορεί να γίνει με μια πληθώρα αναλύσεων, ελαστικών και ανελαστικών (περαιτέρω αναφορά θα γίνει στις ακόλουθες παραγράφους), όμως στα πλαίσια της παρούσας μεταπτυχιακής διπλωματικής η μέθοδος ανάλυσης που θα εφαρμοστεί είναι η ανελαστική μη-γραμμική μέθοδος σταδιακής εξώθησης ή ανελαστική στατική μέθοδος ή εν συντομία ανάλυση pushover.

5.2 Διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ για Αποτίμηση και Ανασχεδιασμό σύμφωνα με την Ανελαστική Στατική Μέθοδο

5.2.1 Στάθμες Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής από την παράγραφο 2.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

α. «Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό» - Immediate Occupancy

είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτηρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές πολύ αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στον φέροντα οργανισμό.

β. «Προστασία Ζωής» - Life Safety

είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτηρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις φθορές στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτήριο υλικά.

γ. «Οιονεί Κατάρρευση» - Collapse Prevention

είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες σοβαρές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Ακολουθεί η συνοπτική παρουσίαση σε πίνακα των σταθμών επιτελεστικότητας συναρτήσει της πιθανότητας υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών.

| | Στάθμη Επιτελεσματικότητας Φέροντος Οργανισμού | | |
|--|--|----------------|----------------------------|
| Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών | Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό | Προστασία Ζωής | Αποφυγή Οιονεί Κατάρρευσης |
| 10% | A1 | B1 | Γ1 |
| 50% | A2 | B2 | Γ2 |

Πίνακας 5.1 Στόχοι Αποτίμησης ή Ανασχεδιασμού Φέροντος Οργανισμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%, οπότε δεν προτιμάται. Σημειώνεται άλλωστε ότι ο ΕΑΚ2000 προτείνει στόχο σχεδιασμού B1 «Προστασία Ζωής», για πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 10% εντός 50 ετών.

Η ίδια στάθμη επιτελεσματικότητας B1, «Προστασία Ζωής» επιλέγεται τελικώς ως στόχος της αποτίμησης του υπό μελέτη φορέα.

5.2.2 Διερεύνηση και Τεκμηρίωση Φορέα πριν την Αποτίμηση – Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

Αναφέρεται στο Κεφάλαιο 3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ ότι «Πριν από οποιαδήποτε μελέτη ή κατασκευή επέμβασης, απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφιστάμενου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστήσουν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Προς τούτο απαιτείται η αποτύπωση του δομήματος και της κατάστασής του, η σύνταξη ιστορικού της κατασκευής και της συντήρησής του, η καταγραφή των τυχόν βλαβών, καθώς και η εκτέλεση επιτόπου διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων». Ανάλογα με την πληθώρα και 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 γ_f για τις δράσεις και γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων ή/και προστιθέμενων υλικών σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{RD} . Στις παραγράφους 3.6 και 3.7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ γίνεται αναλυτική αναφορά στα ανωτέρω, εδώ θα παρατεθεί μια συνοπτική περιγραφή των σταθμών αξιοπιστίας και η εύρεση της αντίστοιχης Σ.Α.Δ. του υπό μελέτη φορέα.

Σύμφωνα με την §3.6 ΚΑΝ.ΕΠΕ διακρίνονται τέσσερις (4) στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων

- Υψηλή
- Ικανοποιητική
- Ανεκτή
- Ανεπαρκής

και «η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφισταμένου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό».

Ακολουθεί η συμπλήρωση του Πίνακα 3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ για το υφιστάμενο κτήριο:

| ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ (Υπάρχουν/Όχι) | | ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ | ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ/ΑΝΩΔΟΜΗΣ/ΤΟ ΙΧΟ-ΠΑΗΡΩΣΕΩΝ | | | | ΙΔΙΑ ΒΑΡΗ ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ, ΤΟΙ-ΧΟΠΑΗΡΩΣΕΩΝ | | | | ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕ Σ ΟΠΙΣΘΗΣ | | | |
|--|---|---------------------|--|--------|---------------|-------|--|--------|---------------|-------|-----------------------------------|--------|---------------|-------|
| | | | Ανεπαρκής | Ανεκτή | Ικανοποιητική | Υψηλή | Ανεπαρκής | Ανεκτή | Ικανοποιητική | Υψηλή | Ανεπαρκής | Ανεκτή | Ικανοποιητική | Υψηλή |
| * | | 1 | | | | * | | | | | * | | | * |
| * | | 2 | | | | * | | | | | * | | | * |
| * | | 3 | | * | | | | * | | | | | * | |
| | * | 4 | | | | | | | | | | | | |
| | * | 5 | | | | | | | | | | | | |
| | * | 6 | | * | * | | | * | * | | * | * | | * |
| | | 7 | | | | | | | | | | | | |

Πίνακας 5.2 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων για το υπό Μελέτη Κτήριο

Σύμφωνα με τα ανωτέρω, και λαμβάνοντας υπόψη ότι δεν υπήρξε η δυνατότητα πραγματοποίησης επιτόπου αποτίμησης βλαβών και μετρήσεων για τη διαπίστωση της αντοχής των υλικών στο υφιστάμενο κτήριο (λόγω της όχλησης των εργαζόμενων στο κτήριο και του εκπαιδευτικού χαρακτήρα της παρούσας εργασίας) η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων χαρακτηρίζεται ως «Ικανοποιητική». Κατόπιν για Σ.Α.Δ. «Ικανοποιητική» επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_m των υφιστάμενων υλικών,

σκυροδέματος και χάλυβα, όπως ορίζουν οι διατάξεις του Κεφαλαίου 4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ανάλογος χαρακτηρισμός και επιλογή συντελεστών γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων ή/και προστιθέμενων υλικών γίνεται σύμφωνα με τις αντίστοιχες διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 (§5.3.2 παρόντος).

5.2.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Στα Κεφάλαια 2 και 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ αναλύονται οι επιτρεπόμενες μέθοδοι ανάλυσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν κατά την αποτίμηση ενός υφιστάμενου φορέα. Μέσω των μεθόδων αυτών προσδιορίζονται τα δρώντα εντατικά μεγέθη ή/και οι απαιτούμενες πλαστικές γωνίες στροφής όλων των δομικών στοιχείων του κτιρίου υπό τον σεισμό σχεδιασμού και τους προβλεπόμενους άλλους συνδυασμούς δράσεων. Παρατίθενται ενδεικτικά όλες οι μέθοδοι ανάλυσης. Να σημειωθεί ότι το πεδίο εφαρμογής κάθε μεθόδου ανάλυσης εξαρτάται από την εκπλήρωση μιας σειράς προϋποθέσεων, κανονικότητας κυρίως (Κεφάλαιο 5 ΚΑΝ.ΕΠΕ).

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς, υπό τις προϋποθέσεις του κεφ. 5.5, ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς, υπό τις προϋποθέσεις του κεφαλαίου 5.6, ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- Ανελαστική στατική ανάλυση, υπό τις προϋποθέσεις του κεφαλαίου 5.7. Στην περίπτωση αυτή συνιστάται η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας), υπό τις προϋποθέσεις του κεφαλαίου 5.8. Στην περίπτωση αυτή συνιστάται και πάλι η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- Σε ειδικές περιπτώσεις, μόνον για την αποτίμηση υφισταμένων κτιρίων, επιτρέπεται να γίνεται προσεγγιστική αναλυτική εκτίμηση της έντασης, χωρίς λεπτομερή ανάλυση προσομοιώματος του συνόλου του κτιρίου (Κεφάλαιο 5.3).

Εκτός από τις παραπάνω αναλυτικές μεθόδους, μόνον για την αποτίμηση υφισταμένων κτιρίων, σε ειδικές περιπτώσεις και για συγκεκριμένους σκοπούς, είναι δυνατόν να χρησιμοποιούνται εμπειρικές μέθοδοι (Κεφάλαιο 5.1.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ).

Για την πραγματοποίηση των ελαστικών αναλύσεων απαιτείται η εύρεση των δεικτών ανεπάρκειας $\lambda = S_E/R_m$ όπου S_E είναι το εντατικό μέγεθος λόγω της σεισμικής δράσης (χωρίς μείωση, με $q=1$) και R_m η διαθέσιμη αντίσταση έκαστου πρωτεύοντος στοιχείου. Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής δεν θα γίνει εφαρμογή ελαστικών αναλύσεων, συστήνεται όμως η μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία της Κουτάντου Ελένης «Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός Κτιρίου με Ελαστικές και Ανελαστικές Μεθόδους», Α.Π.Θ, 2009, όπου γίνεται χρήση του προγράμματος Etabs σε συνδυασμό με το Etools και πλήρης εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ μόνο.

5.2.3.1 Παραδοχές Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

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. Δηλαδή γίνεται ο υπολογισμός των γωνιών στροφής θ και η συσχέτιση με τη ροπή M των δομικών μελών, έναντι του υπολογισμού των εντατικών μεγεθών (δύναμη-μετακίνηση) που εφαρμόζεται σε άλλες μεθόδους ανάλυσης.

Οι τιμές των παραμορφώσεων αυτών υπολογίζονται από τα προγράμματα του εμπορίου (στην προκειμένη περίπτωση το SAP2000) και συγκρίνονται απευθείας με τις αντίστοιχες επιτρεπόμενες τιμές που δίνονται στο Κεφάλαιο 9 (ανισώσεις ασφαλείας για κάθε μέθοδο ανάλυσης και κάθε στάθμη επιτελεστικότητας), οι οποίες υπολογίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις και τις σχέσεις του Κεφαλαίου 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Παρουσιάζονται οι βασικές παραδοχές της ανελαστικής στατικής ανάλυσης όπως προσδιορίζονται στην §5.7 ΚΑΝ.ΕΠΕ:

α. Το προσομοίωμα του κτηρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Δηλαδή γίνεται για κάθε δομικό μέλος ο υπολογισμός του νόμου $M-1/\gamma$ (σχέση ροπών-καμπυλοτήτων \rightarrow εύρεση γωνιών στροφής χορδής και αστοχίας).

β. Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης (V-D) χαρακτηριστικού σημείου του προσομοιώματος (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στην κορυφή του (βλ. και §5.7.3.2, 5.7.4.2). Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

γ. 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 δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.

δ. Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση δ_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 κτιρίου.

ε. Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως περιγράφονται αυτές από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και από τον Ευρωκώδικα 8. Στην παρούσα διπλωματική εργασία ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα SAP2000 (§5.2.3.3).

Ακόμη, να σημειωθεί ότι ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή

μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία (§5.7.3.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ).

Εφαρμόζεται λοιπόν η ανελαστική στατική ανάλυση στον υπό μελέτη φορέα, αφού η Σ.Α.Δ. του κτηρίου έχει εκτιμηθεί ως «Ικανοποιητική» και πληρούνται οι προϋποθέσεις του κεφαλαίου 5.7 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

5.2.3.2 Κατανομές Οριζόντιων Φορτίων κατά την Ανελαστική Στατική Ανάλυση

Όσον αφορά την κατανομή των οριζόντιων φορτίων καθ' ύψος υπάρχουν διάφορες δυνατότητες, όπως δίνονται και στην §5.7.3.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ. Καλό είναι να γίνεται σύγκριση μεταξύ δύο τουλάχιστον κατανομών φορτίων, οι οποίες μπορούν να επιλεγούν από τις ακόλουθες δύο ομάδες κατανομής:

- Πρώτη ομάδα κατανομών φορτίων: «Ιδιομορφική»

α. Κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με τη σχέση 3.15 του ΕΑΚ. Η χρήση της κατανομής αυτής επιτρέπεται μόνον εφόσον η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα του φορέα ξεπερνά το 75% (στη θεωρούμενη διεύθυνση) και εφόσον χρησιμοποιείται επιπροσθέτως και η «ομοιόμορφη» κατανομή (βλέπε κατωτέρω).

β. Κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση. Η χρήση της κατανομής αυτής επιτρέπεται μόνον εφόσον η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα του φορέα ξεπερνά το 75%.

γ. Κατανομή καθ' ύψος συμβατή με την κατανομή των τεμνουσών ορόφων που υπολογίζονται με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων από τη φασματική ανάλυση του κτιρίου, χρησιμοποιώντας τον απαιτούμενο αριθμό ιδιομορφών (§ 3.4.2 ΕΑΚ). Η χρήση της κατανομής αυτής επιβάλλεται όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου ξεπερνά το 1.0 sec. Εναλλακτικώς μπορεί να εφαρμοσθεί στην περίπτωση αυτή η § 3.5.2[2] του ΕΑΚ.

- Δεύτερη ομάδα κατανομών φορτίων:

α. Ομοιόμορφη κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης (ορόφου).

β. Αναπροσαρμοζόμενη κατανομή που μεταβάλλεται σύμφωνα με τον τρόπο παραμόρφωσης του φορέα. Η αναπροσαρμοζόμενη κατανομή φορτίων θα προκύπτει συνεκτιμώντας τις μεταβολές στις ιδιότητες του φορέα (δυσκαμψία, ιδιομορφές) κατά τη μετελαστική φάση της απόκρισης.

Για τον υπό μελέτη φορέα εφαρμόζεται από την πρώτη ομάδα κατανομών η ιδιομορφική κατανομή φόρτισης, κατά την περίπτωση (γ), όπως ορίζεται από τα ανωτέρω. Δηλαδή ορίζεται ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή οριζόντιων φορτίων καθ' ύψος σύμφωνα με τη § 3.5.2[2] του ΕΑΚ (φορτία ισοδύναμης στατικής ανάλυσης).

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum m_j \cdot z_j} \quad (\text{Σχέση 3.15 ΕΑΚ})$$

Ακόμη, έστω και αν δεν απαιτείται, θα εφαρμοστεί και η περίπτωση (β) ιδιομορφικής κατανομής, δηλαδή κατανομή οριζόντιων φορτίων ανάλογα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στις διευθύνσεις X και Y, καθότι είναι ο πιο διαδεδομένος τρόπος ιδιομορφικής ανάλυσης.

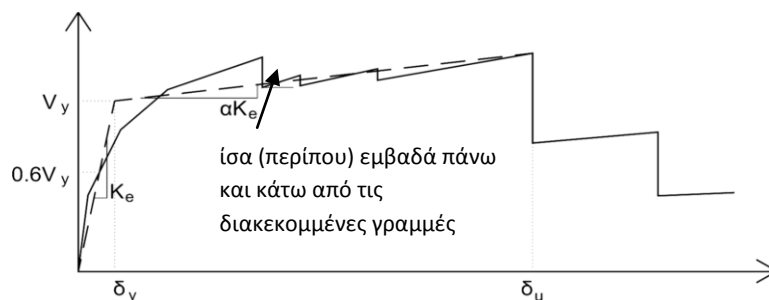
Από τη δεύτερη ομάδα κατανομών φορτίων εφαρμόζεται η ομοιόμορφη κατανομή κανονικά, προς σύγκριση με την ιδιομορφική.

Η εφαρμογή της τρίτης περίπτωσης ιδιομορφικής κατανομής επιλέγεται διότι ο φορέας παρουσιάζει τα εξής ποσοστά συμμετοχής ιδιομορφικής μάζας (βλέπε § 3.1.2 παρόντος): η πρώτη ιδιομορφή είναι στρεπτική με αμελητέο ποσοστό συμμετοχής, και η 2^η μεταφορική κατά x και η 3^η μεταφορική κατά y, με συμμετοχή στη μάζα του φορέα περίπου 58%. Άρα το κριτήριο της 75% συμμετοχής δεν πληρείται, και ως εκ τούτου επιλέγεται μεν ως βασική ιδιομορφική κατανομή η ανεστραμμένη τριγωνική, όμως θα γίνει σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων τόσο των δυο ιδιομορφικών κατανομών όσο και της ομοιόμορφης κατανομής.

5.2.3.3 Καμπύλη Αντίστασης V-D και Μέθοδος Υπολογισμού Στοχευόμενης Μετακίνησης ATC-40

Όπως περιγράφεται αναλυτικά στην §5.2.5.1 του παρόντος, το πρώτο βήμα για την εφαρμογή της ανάλυσης pushover είναι ο καθορισμός της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων με τη δημιουργία της ιδεατής καμπύλης αντίστασης F-d έκαστου δομικού μέλους και ακολούθως της καμπύλης αντίστασης (capacity curve) του συνολικού φορέα. Η καμπύλη αντίστασης εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής του φορέα. Ο καθορισμός των σταθμών επιτελεσματικότητας γίνεται επί της καμπύλης αντίστασης, καθώς επιβάλλονται σταδιακά αυξανόμενα οριζόντια φορτία στην κατασκευή κατά τα ανωτέρω και τα δομικά μέλη σταδιακά διαρρέουν και σχηματίζουν πλαστικές αρθρώσεις μέχρι και την ενδεχόμενη οριστική απώλεια των αντοχών τους.

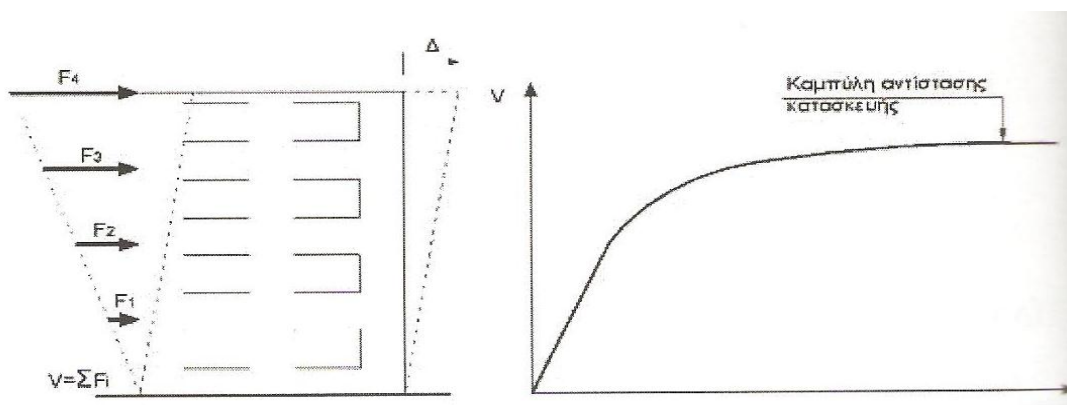
Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης-μετακίνησης) συνιστάται να είναι διγραμμική (βλ. και §7.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ και §5.2.5.1 παρόντος), με αρχική κλίση K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με αK_e . Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με οδηγό την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις διακεκομμένες γραμμές



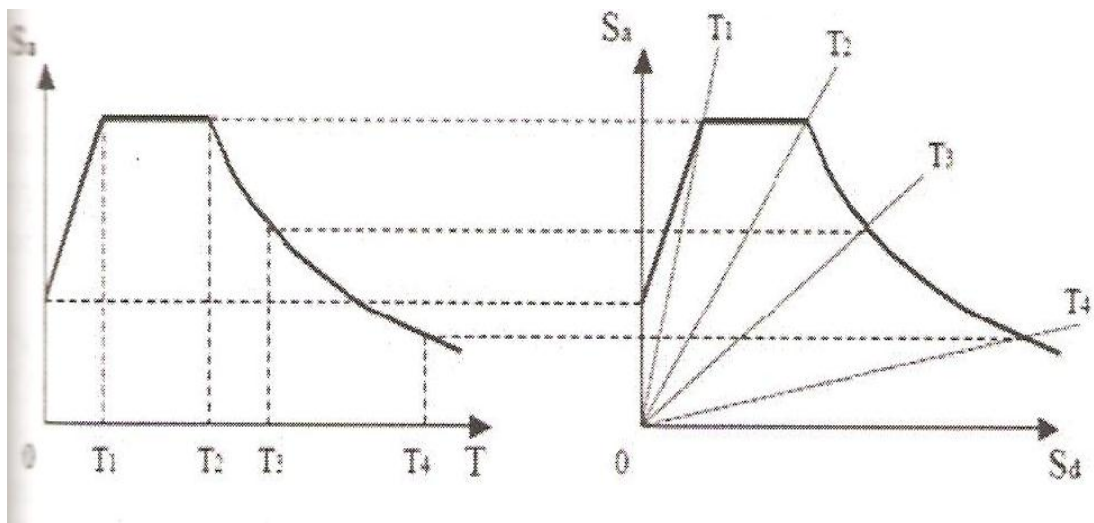
Σχήμα 5.1 Εξιδανικευση Καμπύλης Αντίστασης Κατασκευής με Διγραμμική Καμπύλη

Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα SAP2000 το οποίο υπολογίζει την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής και δίνει το διάγραμμα ADRS (Sa-Sd: Acceleration-Displacement Response Spectrum) σύμφωνα με τη μέθοδο ATC-40 του αντίστοιχου αμερικάνικου κανονισμού. Στο διάγραμμα ADRS ορίζεται μέσω μιας διαδικασίας επαναληπτικών δοκιμών το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής (Performance Point) ως το σημείο στο οποίο γίνεται εξισορρόπηση της απαίτησης (Demand) σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της αντοχής (Capacity) της κατασκευής.

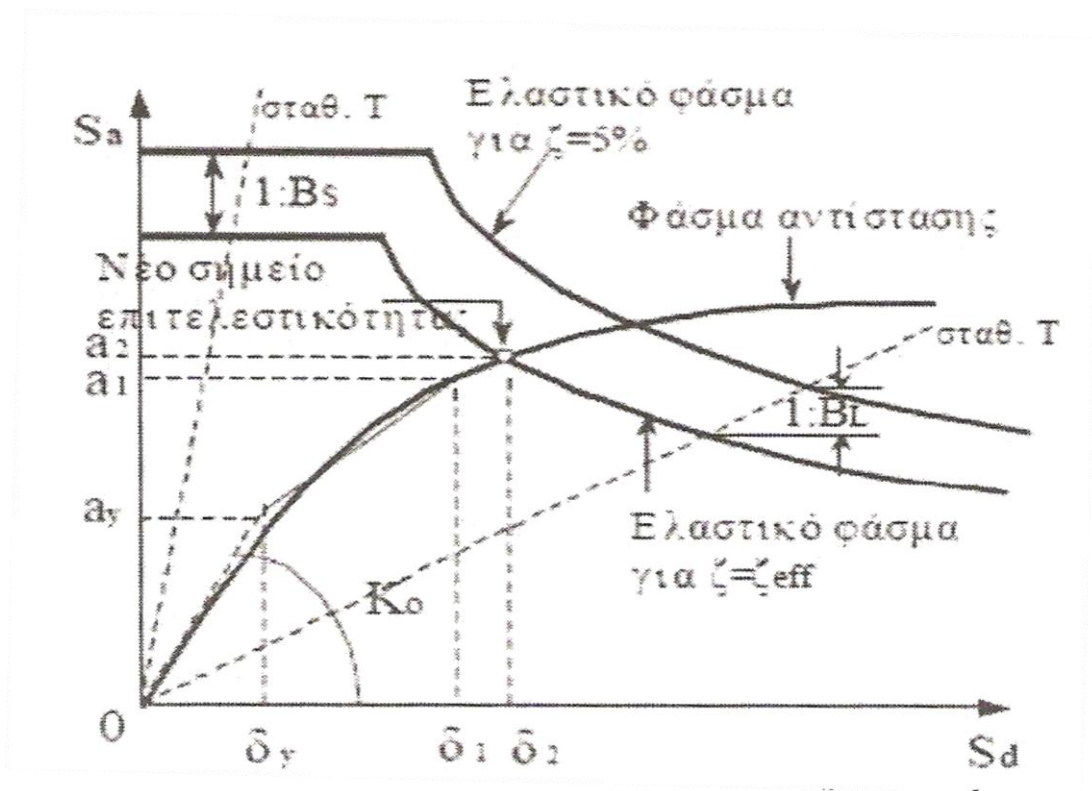
Δίνονται συνοπτικά τα βήματα της διαδικασίας καθορισμού του σημείου επιτελεστικότητας. Το πρώτο βήμα είναι η μετατροπή του πολυβάθμιου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο, σύμφωνα με την κατανομή των οριζόντιων επιβαλλόμενων φορτίων. Έπειτα σύμφωνα με τη μέθοδο ATC-40 γίνεται η μετατροπή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού (κατά ΕΑΚ ή Ευρωκώδικα) σε φάσμα επιτάχυνσης-μετατόπισης ADRS (Σχήμα 5.3). Δημιουργείται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (Σχήμα 5.2) και μέσω μιας σειράς δοκιμών που περιλαμβάνουν τον υπολογισμό της ενεργού απόσβεσης με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση και τη σταδιακή απομείωση του αρχικού ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, τελικώς εντοπίζεται το σημείο επιτελεστικότητας (Σχήμα 5.4). Δηλαδή το σημείο τομής της καμπύλης αντίστασης και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση.



Σχήμα 5.2 Κατασκευή Καμπύλης Αντίστασης Φορέα V-d



Σχήμα 5.3 Μετατροπή Ελαστικού Φάσματος Σχεδιασμού σε Μορφή ADRS



Σχήμα 5.4 Εντοπισμός Σημείου Επιτελεστικότητας

5.2.4 Έλεγχος Ασφαλείας

5.2.4.1 Ανίσωση Ασφαλείας και Συντελεστές Ασφαλείας Υλικών

Στο Κεφάλαιο 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ παρατίθενται τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας, κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό, σε όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών ανάλογα

- με την μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε
- με τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας (πλάστιμο ή ψαθυρό)

και τα κριτήρια αυτά ποικίλλουν και δίνονται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ξεχωριστά.

Η βασική μορφή της ανίσωσης ασφαλείας είναι η εξής

$$S_d < R_d, \text{ όπου} \quad (\text{Σχέση 1, Κεφάλαιο 4 ΚΑΝ.ΕΠΕ})$$

- $S_d = \gamma_{sd} \cdot S (S_k \cdot \gamma_f)$
- $R_d = (1 / \gamma_{Rd}) \cdot R (R_k / \gamma_m)$

όπου S_d , R_d οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών/παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις και των αντίστοιχων διαθέσιμων αντιστάσεων, και S_k , R_k οι αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων και ιδιοτήτων των υλικών αντίστοιχα.

Ανάλογα με το αν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων, διαμορφώνεται και ο ορισμός της «αντιπροσωπευτικής τιμής». Γίνεται παραπομπή στο Κεφάλαιο 4 ΚΑΝ.ΕΠΕ και ειδικότερα στο παράρτημα 4.1, Πίνακας 4.1 όπου παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι τιμές ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για υφιστάμενα και προστιθέμενα υλικά.

| | ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΛΕΓΧΟΥ | | | | | |
|--|--|--|-----------|----------------------------|--|--------------------------|
| | ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ | | | ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ | | |
| | ΥΦΙΣΤΑΜΕ ΝΑ ΥΛΙΚΑ | ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ | | ΥΦΙΣΤΑΜΕ ΝΑ ΥΛΙΚΑ | ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ | |
| | | ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ | | | ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ | |
| | Ναι | Όχι | | Ναι | Όχι | |
| Αντιπροσω- πευτικές Τιμές | $\bar{X} - s$ ^[1] | X_k ^[2] | X_k | \bar{X} ^[3] | \bar{X} | \bar{X} |
| Επιμέρους Συντελεστές Ασφαλείας Υλικών γ_m | Αναλόγως Σ.Α.Δ | Αναλόγως διατομής ή/και προσπελασιμότητας | | Αναλόγως Σ.Α.Δ | Αναλόγως διατομής ή/και προσπελασιμότητας | |
| | $\gamma_c = 1.50 \pm 0.15$ $\gamma_s = 1.15 \pm 0.10$ | $\gamma_m \cdot$ (1.05 ή 1.20) | Αυξημένοι | $\gamma_m = 1.10 \pm 0.10$ | $\gamma_m = 1.15$ ή 1.25 | $\gamma_m = 1.15$ ή 1.25 |
| Σ.Α.Δ Ικανοποιητική | $\gamma_c = 1.50$ $\gamma_s = 1.15$ ^[4] | | | $\gamma_m = 1.10$ | | |
| Σ.Α.Δ Ανεκτή | $\gamma_c = 1.65$ $\gamma_s = 1.25$ | | | $\gamma_m = 1.20$ | | |
| Σ.Α.Δ Υψηλή | $\gamma_c = 1.35$ $\gamma_s = 1.05$ | | | $\gamma_m = 1.00$ | | |

Πίνακας 5.3 Τιμές Ιδιοτήτων Υλικών (Υφιστάμενων/Προστιθέμενων) και Συντελεστές Ασφαλείας γ_m

[1]-[2]-[3] : Για έλεγχο σε όρους δυνάμεων ως αντιπροσωπευτική τιμή για τα υφιστάμενα υλικά ορίζεται η μέση τιμή αντοχής μείον μια χαρακτηριστική απόκλιση (Παράρτημα 4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ) και για τα προστιθέμενα η χαρακτηριστική τιμή αντοχής (f_{ck} , f_{yk}). Για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων ως αντιπροσωπευτική τιμή για υφιστάμενα και προστιθέμενα ορίζεται η μέση.

Η μέση τιμή αντοχής υλικού ορίζεται ως η διαπιστωμένη «ονομαστική» (μετρημένη) κατά τα προβλεπόμενα στο Κεφάλαιο 3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ (επιτόπου διερεύνηση και δειγματοληπτικές μετρήσεις δομικών υλικών). Στην περίπτωση που δεν υπάρχει αυτή η δυνατότητα είθισται για σκυρόδεμα και χάλυβα αντίστοιχα να λαμβάνεται μέση τιμή αντοχής

- $f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa}$ (f_{ck} = χαρακτηριστική τιμή αντοχής, π.χ. C20)
- $f_{ym} = f_{yk}$ (f_{yk} = χαρακτηριστική τιμή αντοχής, π.χ. S400)

Να σημειωθεί εδώ ότι στη βιβλιογραφία έχει βρεθεί και εκτίμηση μέσης τιμής αντοχής χάλυβα $f_{ym} = f_{yk} \cdot 1.15$, όμως έτσι και αλλιώς οι ράβδοι χάλυβα έχουν εκ φύσεως αντοχή λίγο μικρότερη από την αναφερόμενη χαρακτηριστική, οπότε θεωρείται πιο σωστή η πρώτη εκτίμηση.

[4] : Στην Σ.Α.Δ. «Ικανοποιητική» χρησιμοποιούνται οι συντελεστές ασφαλείας όπως ορίζονται από τον ΕΚΩΣ για σχεδιασμό (αναγωγή στην αρχική μελέτη), ενώ στις «Ανεκτή» και «Υψηλή» γίνεται πρόσθεση και αφαίρεση των αποκλίσεων αντίστοιχα.

Για τον υπό μελέτη φορέα γνωρίζουμε ότι η ποιότητα σκυροδέματος και χάλυβα είναι αντίστοιχα C16 και S400 με στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων «Ικανοποιητική» χωρίς να έχει προηγηθεί περαιτέρω διερεύνηση του κτηρίου και επιτόπιες μετρήσεις. Άρα σύμφωνα με τις ανωτέρω διατάξεις, για ανελαστική στατική ανάλυση, με έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων, λαμβάνονται ως αντιπροσωπευτικές τιμές σκυροδέματος και χάλυβα οι μέσες, με συντελεστή ασφαλείας $\gamma_m = 1.10$.

- $f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa} = 16 + 8 = 24 \text{ MPa} \rightarrow f_{cm}/\gamma_m = 24/1.10 = 21.818 \text{ MPa}$
- $f_{ym} = f_{yk} = 400 \text{ MPa} \rightarrow f_{ym}/\gamma_m = 400/1.10 = 363.64 \text{ MPa}$

5.2.4.2 Έλεγχοι Κριτηρίων Επιτελεστικότητας

Οπότε για την ανελαστική στατική ανάλυση η ανίσωση ασφαλείας $S_d < R_d$ για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας (§ 9.2, 9.3.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ) είναι η εξής:

A. «Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό»

Για πλάστιμους τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς και πρωτεύοντα/ δευτερεύοντα στοιχεία ισχύει

- S_d η τιμή του παραμορφωσιακού μεγέθους δ από την ανελαστική ανάλυση (γωνία στροφής θ , καμπυλότητα $1/r$) με γ_{sd} κατά την §4.5.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ ($\gamma_{sd} = 1.00$ κτήρια χωρίς βλάβες ή επεμβάσεις)
- R_d η τιμή του παραμορφωσιακού αυτού μεγέθους κατά την διαρροή δ_y (τιμή διαρροής της γωνίας στροφής χορδής θ_y).

B. «Προστασία Ζωής»

Για πλάστιμους τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς και για τοιχοπληρώσεις, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών με:

- S_d το παραμορφωσιακό μέγεθος δ (θ , $1/r$) από την ανάλυση με γ_{sd} κατά την §4.5.1
- R_d η τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, όχι μεγαλύτερη της αναμενόμενης οριακής παραμόρφωσης, δ_u , δ_y (τιμή αστοχίας της γωνίας στροφής χορδής, θ_u , της γωνιακής παραμόρφωσης φαντώματος τοιχοπλήρωσης γ_u κ.α.)

Η R_d θα υπολογίζεται με βάση τις μέσες (συχνότερες) τιμές ιδιοτήτων των υλικών όπως προαναφέρθηκε, και με κατάλληλο συντελεστή $\gamma_{Rd} = 1.80$ σύμφωνα με την §9.3.1 και το Κεφάλαιο 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ. Δίνεται από ΚΑΝ.ΕΠΕ ότι ο συντελεστής γ_{Rd} εξαρτάται από την αναλυτική σχέση που θα χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό των γωνιών στροφής χορδής αστοχίας: «Αν ως δ δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής θ , η δε τιμή της θ_u κατά την αστοχία υπολογίζεται από τη σχέση Σ.8α του Κεφαλαίου 7, μπορεί να χρησιμοποιηθεί τιμή του γ_{Rd} ίση με $\gamma_{Rd} = 1.80$. Αν ως δ δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η πλαστική γωνία στροφής, ενώ η τιμή της κατά την αστοχία, θ_u^{pl} , υπολογίζεται με τη σχέση Σ.8β, μπορεί να ληφθεί $\gamma_{Rd} = 1.25$ ».

Σε πρωτεύοντα στοιχεία, (πλην τοιχοπληρώσεων) η τιμή της R_d μπορεί να υπολογισθεί ως:

$$R_d = \delta_d = 0.5 \cdot (\delta_y + \delta_u) / \gamma_{Rd} \quad (\text{Σχέση 1.α, Κεφάλαιο 9 ΚΑΝ.ΕΠΕ})$$

Στο υπό μελέτη κτήριο όλα τα υποστυλώματα, τοιχία και δοκοί θεωρούνται ως πρωτεύοντα στοιχεία.

Γ. «Οιονεί Κατάρρευση»

Για πλαστικούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς και για τοιχοπληρώσεις, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών με R_d ίση με

$$R_d = \delta_d = \delta_u / \gamma_{Rd} \quad (\text{Σχέση 2, Κεφάλαιο 9 ΚΑΝ.ΕΠΕ})$$

όπου η παραμόρφωση δ_u κατά την αστοχία υπολογίζεται με βάση μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών. Για τα πρωτεύοντα στοιχεία η τιμή του γ_{Rd} πρέπει να είναι τέτοια ώστε η τιμή της R_d να αντιστοιχεί σε μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση.

Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, για τις στάθμες επιτελεστικότητας «B» και «Γ» η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών, με:

- S_d το εντατικό μέγεθος από την (ανελαστική) ανάλυση, με γ_{sd} κατά την §4.5.1
- R_d η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους δυνάμεων, υπολογισμένη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών και συντελεστές ασφαλείας υλικού γ_m κατά την §4.5.3 και το Κεφ. 8 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ακολουθεί η γενίκευση των προαναφερθέντων στον Πίνακα 5.4.

| ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ | |
|--|--|
| ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ | ΑΝΙΣΩΣΗ ΕΛΕΓΧΟΥ σε όρους παραμορφώσεων (ΠΛΑΣΤΙΜΗ ΑΣΤΟΧΙΑ) |
| A: «Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό» | $S_d \leq R_d = \theta_y$ |
| B: «Προστασία Ζωής» | $S_d \leq R_d = \frac{0.5 \cdot (\theta_y + \theta_u)}{\gamma_{Rd}}$ |
| Γ: «Οιονεί Κατάρρευση» | $S_d \leq R_d = \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}}$ |

Πίνακας 5.4 Σχέσεις Ελέγχου Παραμορφώσεων ανά Στάθμη Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

5.2.5 Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Δομικών Μελών Φορέα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

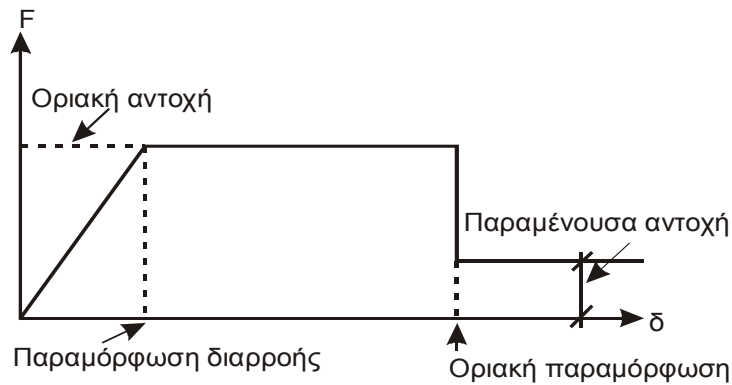
Τα προγράμματα του εμπορίου προσφέρουν τη δυνατότητα πραγματοποίησης της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover) με διάφορους τρόπους. Το πιο σύνηθες προσομοίωμα της ανελαστικής συμπεριφοράς δομικών στοιχείων, το οποίο χρησιμοποιείται και από το SAP2000 είναι το προσομοίωμα συγκεντρωμένης πλαστικότητας ή σημειακών πλαστικών αρθρώσεων. Το προσομοίωμα ενός δομικού μέλους θεωρείται ότι συντίθεται από ελαστικά στοιχεία που στα άκρα τους ορίζονται σημειακά στροφικά ελατήρια (ορισμός θέσεων πιθανών πλαστικών αρθρώσεων-hinges), τα οποία ακολουθούν έναν ανελαστικό νόμο M-θ που καθορίζεται από το χρήστη. Τα ελατήρια αυτά θεωρείται ότι ενεργοποιούνται μετά τη διαρροή του στοιχείου, μετά δηλαδή το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης. Βάσει της παραμόρφωσης των πλαστικών αρθρώσεων έκαστου στοιχείου και της σύγκρισης αυτής με την παραμόρφωση αντοχής, σύμφωνα με τα κριτήρια επιτελεστικότητας που θέτουν οι κανονισμοί, γίνεται η αποτίμηση του φορέα και κρίνεται αν είναι απαραίτητος ο ανασχεδιασμός του ή όχι.

Απαραίτητο είναι λοιπόν να διαμορφωθεί ο νόμος M-θ για κάθε δομικό στοιχείο και απαιτείται ο υπολογισμός της στροφής διαρροής, της στροφής αστοχίας, της ροπής διαρροής και της ροπής αστοχίας έκαστης διατομής στοιχείου.

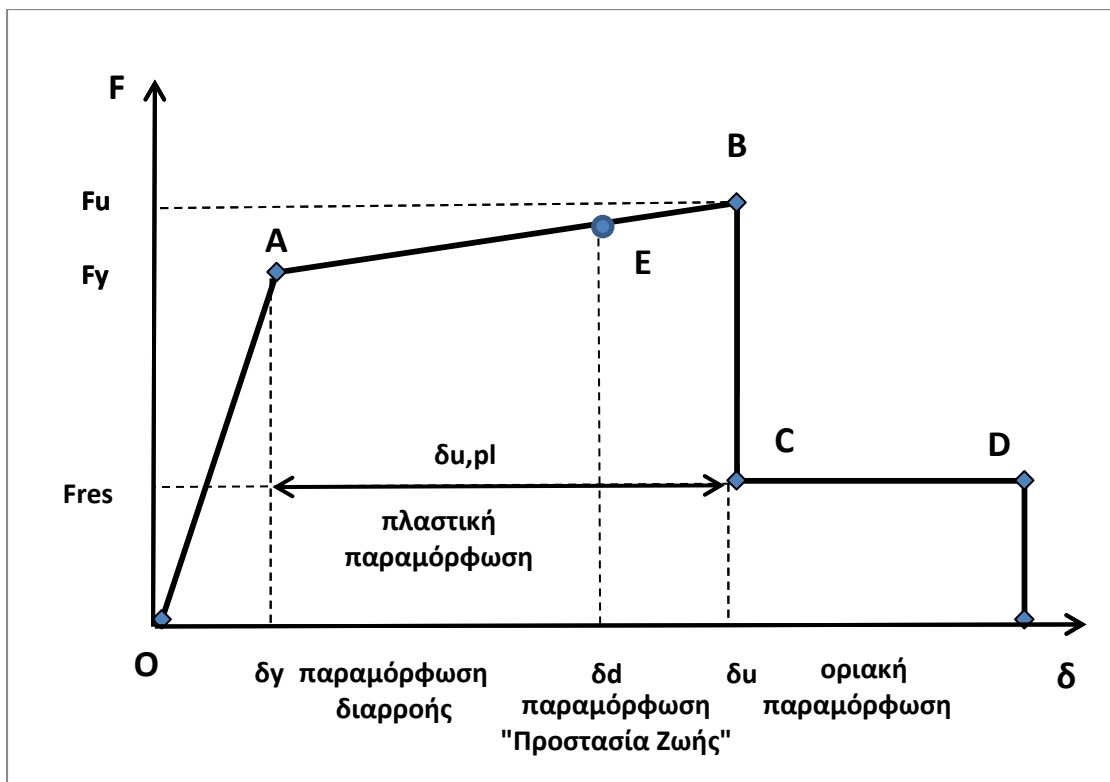
Από το SAP2000 υπολογίζεται απευθείας ο νόμος ροπών-καμπυλοτήτων (M_y , M_u , φ_y , φ_u) έκαστης διατομής δομικού στοιχείου, καθώς και οι παραμορφώσεις που προκαλούνται από τις σεισμικές δράσεις. Όμως ο υπολογισμός των παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής από το μηχανικό πρέπει να προηγηθεί, ώστε τα αντίστοιχα μεγέθη R_d (θ_y , θ_u γωνίες στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας) να δοθούν στο πρόγραμμα ώστε να πραγματοποιηθεί η αποτίμηση του φορέα. Το παρόν κεφάλαιο βασίζεται εκτενώς στο Κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ και δίνονται αναλυτικά όλες οι απαραίτητες σχέσεις για τον υπολογισμό των παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής κάθε διατομής δοκού και υποστυλώματος ή τοιχώματος, οι οποίες με τη σειρά τους θα περαστούν σε κατάλληλο αρχείο Excel.

5.2.5.1 Ιδεατή Καμπύλη Παραμόρφωσης Δομικού Μέλους «F-δ»

Η μηχανική συμπεριφορά της κρίσιμης περιοχής ενός δομικού στοιχείου περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους “F” συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης “δ”. Το είδος, η διεύθυνση, κ.τ.λ. του μεγέθους F επιλέγονται έτσι ώστε να χαρακτηρίζουν το κύριο μέρος της έντασης την οποία προκαλεί η σεισμική δράση στην κρίσιμη περιοχή. Η παραμόρφωση δ επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F, να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης της κρίσιμης περιοχής του στοιχείου. Στα σχήματα 5.5.α, 5.5.β απεικονίζεται η γενική μορφή της ιδεατής καμπύλης F-δ του νόμου ανελαστικής συμπεριφοράς ενός στοιχείου.



Σχήμα 5.5.α Ιδεατή Καμπύλη F-δ Δομικών Στοιχείων (Απλοποιημένη)



Σχήμα 5.5.β Ιδεατή Καμπύλη F-δ Δομικών Στοιχείων (Σύνθετη)

Όταν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα $1/r$ (φ). Αν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η γωνιακή (διατμητική) παραμόρφωση γ .

Επειδή στα στοιχεία ΟΣ οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης οπλισμών.

Ακολουθεί μια συνοπτική περιγραφή των κλάδων του διαγράμματος F-δ (δηλαδή M-θ) και των παραμέτρων που απαιτούνται για τον πλήρη καθορισμό του.

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

Ο κλάδος αυτός περιγράφει την ελαστική-γραμμική συμπεριφορά του δομικού μέλους μέχρι το σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας OA ορίζει την K_e οιονεί ελαστική δυσκαμψία του στοιχείου (§ 7.1.2.2.γ ΚΑΝ.ΕΠΕ).

- **Μετελαστικός Κλάδος (AB)**

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου, όπως αυτό συνεχίζει να παραμορφώνεται μετά τη διαρροή μέχρι της αστοχίας του, στο σημείο B. Το σημείο B ορίζεται από την παραμόρφωση αστοχίας δ_u , που ορίζεται ως η οριακή παραμόρφωση στην οποία επιτελείται ουσιαστική μείωση της αντοχής του στοιχείου. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ μπορεί να θεωρηθεί ως “αστοχία” μία μείωση της αντίστασης ίση περίπου με 20% της μέγιστης τιμής της. Ως παραμόρφωση αστοχίας δ_u , επομένως, ορίζεται εκείνη η τιμή που αντιστοιχεί σε απόκριση F μειωμένη κατά 20% έναντι της μέγιστης (F_{res}).

Να επισημανθεί εδώ ότι η κλίση του κλάδου AB της δεύτερης καμπύλης (Σχήμα 5.2.β) λαμβάνεται απλοποιητικά ως οριζόντια στο σχήμα 5.5.α. Δηλαδή σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ η αντίσταση διαρροής $F_y (M_y)$ λαμβάνεται ίση με την οριακή αντίσταση αστοχίας $F_u (M_u)$ για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ θέτει την απλοποιητική παραδοχή $F_y = F_u$ υπό προϋποθέσεις και βάσει αυτής είναι δυνατός ο πλήρης υπολογισμός όλων των παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής μιας διατομής βάσει των τύπων που παρατίθενται στο Κεφάλαιο 7 και Παράρτημα 7^A, με γνώση των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών της. Όμως, όπως προαναφέρθηκε, το πρόγραμμα SAP2000 μας δίνει τη δυνατότητα υπολογισμού των ροπών-καμπυλοτήτων ($M_y, M_u, \varphi_y, \varphi_u$) κάθε διατομής, οπότε από τη στιγμή που είναι γνωστές οι αντοχές (ροπές) διαρροής και αστοχίας, θα χρησιμοποιηθούν απευθείας αυτά τα δεδομένα και κατά συνέπεια η δεύτερη μορφή της ιδεατής καμπύλης του νόμου ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων είναι πιο ακριβής, στα πλαίσια της παρούσας εργασίας.

- **Απομένουσα Αντίσταση (BC)**

Μετά την παραμόρφωση αστοχίας δ_u , μειώνεται σημαντικά η απόκριση του στοιχείου σε ένταση λόγω σεισμικής δράσης υπό αυξανόμενη παραμόρφωση δ , αλλά συνήθως δεν μηδενίζεται. Η απόκριση αυτή μπορεί να θεωρηθεί περίπου σταθερή μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας, ονομάζεται δε απομένουσα αντίσταση F_{res} . Όπως αναφέρθηκε και ανωτέρω, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ ορίζει την F_{res} απομένουσα αντοχή ως το 20% της μέγιστης αντοχής (αντοχή διαρροής ή αντοχή αστοχίας, ανάλογα με το αν λαμβάνεται η απλοποιητική παραδοχή $F_y = F_u$). Σε άλλη παράγραφο του ΚΑΝ.ΕΠΕ η F_{res} ορίζεται ως το 25% της μέγιστης αντοχής. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας θα ληφθεί $F_{res} = 0.2 \cdot F_u$.

- **Τελική Παραμόρφωση (CD)**

Ως τελική παραμόρφωση δ_{res} ορίζεται η παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι των φορτίων βαρύτητας. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ δεν προσφέρει κάποιες ενδεικτικές

τιμές δ_{res} (θ_{res} για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων) ούτε καθορίζει κάποια διαδικασία για τον υπολογισμό της. Στη βιβλιογραφία οι επικρατέστερες παραδοχές για τη θ_{res} είναι δύο, συναρτήσει της διαθέσιμης πλαστικής γωνίας στροφής $\theta_{u,pl}$:

α. $\theta_{res} = 3 \cdot \theta_{u,pl}$ για δοκούς και υποστυλώματα

β. $\theta_{res} = 5 \cdot \theta_{u,pl}$ για δοκούς και $2 \cdot \theta_{u,pl}$ για υποστυλώματα

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιείται η πρώτη παραδοχή $\theta_{res} = 3 \cdot \theta_{u,pl}$.

▪ Σημείο Επιτελεστικότητας (E)

Μια θετική αποτίμηση ενός φορέα συνεπάγεται ότι όλα τα δομικά μέλη του (υποστυλώματα, δοκοί και τοιχώματα) κατά την ανελαστική ανάλυση παρουσιάζουν παραμορφώσεις μικρότερες από αυτές που ορίζονται για την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας. Στο σχήμα 5.2.β σημειώνεται ενδεικτικά πάνω στην ιδεατή καμπύλη F-δ η επιθυμητή παραμόρφωση-στόχος σχεδιασμού για στάθμη επιτελεστικότητας B «Προστασία Ζωής».

5.2.5.2 Πλάστικη και Ψαθυρή Συμπεριφορά

Πολύ σημαντικό σκέλος της σωστής εφαρμογής της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι ο ορθός προσδιορισμός της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων και η ορθή απόδοση της ιδεατής καμπύλης F-δ και ο υπολογισμός των παραμορφωσιακών μεγεθών (F_y , F_u , δ_y , δ_u) έκαστου δομικού μέλους σύμφωνα με τις διατάξεις των κανονισμών και με το αν συμπεριφέρεται πλάστιμα ή ψαθυρά.

Πλάστιμα ορίζονται τα μέλη τα οποία διαρρέουν πρωτίστως σε κάμψη, και η διαρροή σε διάτμηση είναι επακόλουθη αυτής σε κάμψη. Στα πλάστιμα μέλη ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας και ο καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων δ (υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας θ_y , θ_u). Γενικά, σε ένα μέλος που διαρρέει από κάμψη με ροπή στο άκρο ίση με M_y , θα λαμβάνεται αντοχή διαρροής και αστοχίας αντίστοιχα

▪ $F_y = M_y$ και $F_u = M_u$, εφόσον οι F εκφράζονται σε όρους ροπών.

▪ $F_y = V_{My}$ και $F_u = V_{Mu}$ (οι τέμνουσες κατά τη στιγμή της καμπτικής διαρροής και αστοχίας αντίστοιχα) εφόσον οι F εκφράζονται σε όρους δυνάμεων.

Αντίστοιχα ως ψαθυρά ορίζονται τα στοιχεία στα οποία προηγείται η διαρροή σε διάτμηση έναντι της διαρροής σε κάμψη. Στα ψαθυρά μέλη ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας και ο καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους δυνάμεων.

Ένα μέλος αστοχεί από τέμνουσα, όταν ισχύει $V_u < V_{My}$ με

▪ $V_u = V_{RD} = V_{Rd1} + V_{wd}$ διατμητική αντοχή μέλους σύμφωνα με τις αντίστοιχες σχέσεις του ΕΚΩΣ

▪ $V_{My} = M_y / (\alpha_s \cdot h)$, η τέμνουσα κατά τη στιγμή της καμπτικής διαρροής, όπου $\alpha_s = M / (V \cdot h)$ ο «λόγος διατμήσεως» του μέλους και M_y η ροπή τη στιγμή της καμπτικής διαρροής.

και θα λαμβάνονται αντίστοιχα αντοχή διαρροής και αστοχίας

- $F_y=M_{Vy}$ και $F_y=M_{Vu}$ (οι ροπές τη στιγμή της διατμητικής διαρροής και αστοχίας), εφόσον οι F εκφράζονται σε όρους ροπών.
- $F_y=F_u=V_u$ (η τέμνουσα αντοχή του μέλους), εφόσον οι F εκφράζονται σε όρους τεμνουσών.

Ακόμη, σύμφωνα με την §7.1.2.6 ΚΑΝ.ΕΠΕ, το όριο μεταξύ πλάστιμης και ψαθυρής συμπεριφοράς λαμβάνεται συμβατικά ίσο με 2.0, όταν αναφέρεται σε διαθέσιμη τιμή δείκτη πλαστιμότητας σχετικών μετακινήσεων, μ_δ ή $\mu_\theta = \frac{\delta u}{\delta y} = \frac{\theta u}{\theta y}$. Όταν αναφέρεται σε διαθέσιμη τιμή δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων, $\mu_{1/r}$, το συμβατικό όριο λαμβάνεται ίσο με 3.0.

Άρα ο πρώτος έλεγχος που επιτάσσει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ να πραγματοποιείται σε όλα τα στοιχεία ενός φορέα είναι το αν παρουσιάζουν πλάστιμη ή ψαθυρή συμπεριφορά και αυτός γίνεται με διπλή επαλήθευση των δυο προαναφερθέντων κριτηρίων.

Γενικά ένα δομικό μέλος παρουσιάζει πλάστιμη συμπεριφορά αν ισχύει

- $\mu_\theta = \frac{\theta u}{\theta y} \geq 2$ ή/και
- $V_u=V_{RD} > V_{My} = M_y/(\alpha_s \cdot h)$

Είθισται να πραγματοποιείται πρώτα ο έλεγχος $V_{Rd1} > V_{My} = M_y/(\alpha_s \cdot h)$ και αν ικανοποιείται, τότε δε χρειάζεται να βρεθεί η συνολική τέμνουσα μέλους $V_{RD} = V_{Rd1} + V_{wd}$ και να επαναληφθεί ο έλεγχος.

Ο δεύτερος έλεγχος που επιτάσσει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ αφορά τα στοιχεία με αποδεδειγμένα πλάστιμη συμπεριφορά, τα οποία πέραν από τον κανονικό έλεγχο τους σε όρους ροπών-παραμορφώσεων, χρειάζεται να ελέγχονται σε όρους δυνάμεων έναντι του ενδεχομένου μετελαστικής αστοχίας από διάτμηση λόγω εξασθένησης της διατμητικής αντοχής κατά την ανακύκλιση των παραμορφώσεων κατά την §7.2.3.1.

5.2.5.3 Υπολογισμός Γωνίας Στροφής Διαρροής θ_y κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Στο Κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ εντοπίζονται οι ορισμοί και η αναλυτική περιγραφή των σχέσεων που ακολουθούν. Εδώ γίνεται συνοπτική παρουσίασή τους και επεξήγηση των παραμέτρων υπολογισμού τους.

Στο Παράρτημα 7^A δίνεται ο αναλυτικός τρόπος υπολογισμού της καμπυλότητας διαρροής $(1/r)_y$ ή ϕ_y μιας διατομής Ο.Σ. και της ροπής διαρροής M_y , οπότε εφόσον τεθεί η παραδοχή ότι η ροπή διαρροής λαμβάνεται ίση με τη ροπή αστοχίας $M_y=M_u$ (βλέπε §5.2.5.1 παρόντος) είναι εφικτό να υπολογιστούν τα απαραίτητα μεγέθη ϕ_y , M_y και θ_y σε υπολογιστικό φύλλο Excel. Όπως προαναφέρθηκε όμως, θα χρησιμοποιηθεί το πρόγραμμα SAP2000 για την αποτίμηση του φορέα, και κατά συνέπεια θα χρησιμοποιηθούν τα μεγέθη του νόμου ροπών-καμπυλοτήτων (M_y , M_u , ϕ_y , ϕ_u) έκαστης διατομής δομικού στοιχείου. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας δημιουργήθηκε το κατάλληλο φύλλο Excel βασισμένο στο Παράρτημα 7^A ΚΑΝ.ΕΠΕ προκειμένου να γίνει σύγκριση των μεγεθών ϕ_y και M_y , όπως προκύπτουν από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και το SAP2000. Δεν προέκυψαν μεγάλες αποκλίσεις μεταξύ των ροπών και καμπυλοτήτων διαρροής που προκύπτουν από το παράρτημα του ΚΑΝ.ΕΠΕ και το πρόγραμμα SAP2000, οπότε επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν τα αποτελέσματα του προγράμματος. Στο παράρτημα Α της παρούσας εργασίας παρατίθεται ένα ενδεικτικό

παράδειγμα υπολογισμού των παραμορφωσιακών μεγεθών θ_y , θ_u και θ_{pl} μιας διατομής στοιχείου βάσει των φ_y , M_y του ΚΑΝ.ΕΠΕ και των φ_y , M_y του SAP2000.

Οι σχέσεις που δίνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για τον υπολογισμό της παραμόρφωσης διαρροής είναι οι ακόλουθες:

- Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_s + a_v \cdot z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s}\right) + \varphi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (\text{Σχέση } \Sigma.2, \text{ Κεφάλαιο 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ})$$

- Για τοιχώματα:

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_s + a_v \cdot z}{3} + 0.0013 + \varphi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (\text{Σχέση } \Sigma.3, \text{ Κεφάλαιο 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ})$$

Στις ανωτέρω εξισώσεις (Σ.2 και Σ.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ) ο 1^{ος} όρος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων. Ο 2^{ος} όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s , ενώ ο 3^{ος} όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, εάν οι παραμορφώσεις “δ” αναφέρονται στο σύνολο του μήκους $L_s = \alpha_s \cdot h = \left(\frac{M}{V \cdot h}\right) \cdot h = M/V$ στο άκρο δομικού στοιχείου (π.χ. όταν ως δ χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής θ), τότε στη φάση της καμπτικής διαρροής το τμήμα της θ_y που οφείλεται στην κάμψη, μπορεί να ληφθεί ίσο με $(1/r)_y \cdot (L_s + a_v z)/3$, όπου ο όρος $a_v z$ εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης σ’ αυτές, z είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων, ο δε συντελεστής a_v ισούται με 1 εάν η τέμνουσα, V_{Rd1} , που προκαλεί λοξή ρηγματώση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{My} = M_y/L_s$, και με 0 αν είναι μεγαλύτερη.

Άρα οι παράμετροι των ανωτέρω σχέσεων ορίζονται ως εξής:

- h (m) : το ύψος της διατομής
- $(1/r)_y$ ή φ_y : η καμπυλότητα διαρροής του δομικού στοιχείου
- f_y και f_c (MPa): μέσες τιμές αντοχών σκυροδέματος και χάλυβα αντίστοιχα, όπως εξάγονται σύμφωνα με τις §5.2.2 και 5.2.4.1 του παρόντος ($\gamma_m = 1.10$)
- d_b (m) : η μέση διάμετρος του οπλισμού διατομής
- z (m) : εσωτερικός μοχλοβραχίονας δυνάμεων, λαμβάνεται ως $h - 2 \cdot d_1 = d - d_1$ για δοκούς ή υποστυλώματα, και $0.8h$ για τοιχώματα
- a_v : συντελεστής που ισούται με 1 αν $V_{Rd1} < M_y/L_s$, αλλιώς ισούται με 0.
- L_s (m) : το μήκος που ισούται με το λόγο M/V στην ακραία διατομή του στοιχείου. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ ορίζει ακόλουθα σταθερές τιμές L_s ανάλογα με το είδος και τη στήριξη του δομικού στοιχείου και αυτές θα χρησιμοποιηθούν στη παρούσα διπλωματική εργασία.

Σύμφωνα με την §7.2.2.ε ΚΑΝ.ΕΠΕ ισχύει:

- Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το 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 L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα της δοκού, $L_s = L$.
- Σε υποστύλωματα, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ως το μισό της καθαρής απόστασης δοκών με τις οποίες το υποστύλωμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο της κάμψης, $L_s = L/2$.
- Στα τοιχώματα, το 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 κτίριο, $L_s = L/2$.

Να επισημανθεί εδώ ότι οι ανωτέρω σχέσεις (Σ.2, Σ.3) ισχύουν για πλαστική συμπεριφορά στοιχείου. Αντίθετα όταν προκύψει ψαθυρή συμπεριφορά στοιχείου, δηλαδή όταν έχει πραγματοποιηθεί ο έλεγχος συμπεριφοράς και η όχι μόνο η τέμνουσα λοξής ρηγμάτωσης στοιχείου V_{Rd1} , αλλά και η τέμνουσα αντοχής του στοιχείου, $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd}$, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, $V_{Rd} < V_{My} = M_y/L_s$, τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση, οπότε η παραμόρφωση διαρροής υπολογίζεται ως το γινόμενο της $(1/r)_y$ ή της θ_y επί $V_{Rd} \cdot L_s/M_y$, (§7.2.2.στ ΚΑΝ.ΕΠΕ) ανάλογα με το νόημα της δ (ως $1/r$ ή ως θ). Δηλαδή ισχύει

$$\theta_{y,\psiαθυρο} = \theta_{y,πλαστικο} \cdot V_{Rd} \cdot L_s / M_y \quad \text{όπου } V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd}$$

5.2.5.4 Υπολογισμός Γωνίας Στροφής Αστοχίας θ_u κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Είναι δυνατή η εμπειρική εκτίμηση της διαθέσιμης τιμής της πλαστικής γωνίας στροφής $\theta_{u,pl}$ ή της συνολικής γωνίας στροφής χορδής θ_u στοιχείων Ω.Σ. συναρτήσεως των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους, με τη βοήθεια εμπειρικών σχέσεων ή πινάκων (Πίνακες Φαρδή, Παράρτημα 7^B ΚΑΝ.ΕΠΕ).

Στην παρούσα εργασία θα γίνει χρήση της ακόλουθης σχέσης Σ.8α ΚΑΝ.ΕΠΕ για την εύρεση της μέσης τιμής της γωνίας στροφής χορδής θ_u κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 αντιλήψεις για αντισεισμικότητα:

$$\theta_{u,m} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot (\alpha_s)^{0.35} \cdot 25^{(aps \cdot f_{yw}/f_c)} (1.25^{100 \cdot \rho_d})$$

(Σ.8α, Κεφάλαιο 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Όπου:

- $\alpha_s = M/V \cdot h = L_s/h$ ο λόγος διάτμησης.
- ω, ω' : μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος) με $\omega = \frac{A_s \cdot f_{ym}}{A_c \cdot f_{cm}}$.

- $v = N/b \cdot h \cdot f_c$: (b = πλάτος θλιβόμενης ζώνης, h ύψος διατομής, f_c μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος).
- $\rho_s = A_{sx}/b_w s_h$: γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης.
- ρ_d : γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού

Στα στοιχεία του υπό μελέτη φορέα ισχύουν 2 τροποποιήσεις του αρχικού τύπου: πρώτον, λόγω απουσίας αντίστοιχου οπλισμού λαμβάνεται γενικά $\rho_s, \rho_d=0$, και για τοιχώματα «που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί σύμφωνα με τις μετά το 1985 διατάξεις αντισεισμικότητας» η αρχική σχέση υπολογισμού της θ_u πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή 0.58 κατά την §7.2.4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η διαθέσιμη πλαστική γωνία στροφής $\theta_{u,pl}$ μπορεί να υπολογιστεί με δύο τρόπους, είτε με την ακόλουθη σχέση Σ.8β ΚΑΝ.ΕΠΕ είτε ως η διαφορά της συνολικής γωνίας στροφής θ_u και της γωνίας διαρροής θ_y :

$$\theta_{u,m}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0.0145 \cdot (0.25^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \right]^{0.3} \cdot (f_c)^{0.2} \cdot (a_s)^{0.35} \cdot 25^{(a_{ps} \cdot f_{yw}/f_c)} \cdot (1.275)^{100 \cdot \rho_d}$$

(Σ.8β, Κεφάλαιο 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Ο τρόπος που επιλέγεται στην παρούσα εργασία είναι ο δεύτερος, με υπολογισμό των θ_y, θ_u και εύρεση της $\theta_{u,pl} = \theta_u - \theta_y$.

5.2.5.5 Ενεργός Δυσκαμψία Στοιχείων Ω.Σ.

Ακόμη, σύμφωνα με τις §4.4.1.4 (Πίνακας Σ.4.1) και §7.2.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ, επιβάλλεται να ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς η ενεργός δυσκαμψία των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος, K_{eff} έναντι της K_{el} ($=E_c \cdot I$) γεωμετρικής δυσκαμψίας, λόγω της ρηγματώσης που υφίσταται το σκυρόδεμα υπό την επίδραση εφελκυστικών τάσεων (απομείωση ενεργού διατομής).

Κατά τον Πίνακα Σ.4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ η ενεργός δυσκαμψία λαμβάνεται ως μέρος της γεωμετρικής, ανάλογα με το είδος και τη θέση του δομικού στοιχείου. Έτσι, για δοκούς ορίζεται $K_{eff} = 0.4 \cdot K_{el}$, για υποστυλώματα (εσωτερικά/ περιμετρικά) $K_{eff} = 0.8/0.6 \cdot K_{el}$ και για τοιχώματα (ρηγματωμένα/ μη ρηγματωμένα) $K_{eff} = 0.7/0.5 \cdot K_{el}$.

Η ακριβής σχέση υπολογισμού της ενεργού δυσκαμψίας του μήκους L_s στοιχείου Ω.Σ. (όπως αυτό ορίζεται από την §7.2.2.ε ΚΑΝ.ΕΠΕ) δίδεται από τον ακόλουθο τύπο της §7.2.3

$$K_{eff} = \frac{M_y \cdot L_s}{3 \cdot \theta_y}$$

Το λογισμικό SAP2000 δεν λαμβάνει αυτόματα υπόψη τη μείωση της δυσκαμψίας, οπότε πρέπει να εισαχθεί από το χρήστη η πληροφορία αυτή για έκαστη διατομή στοιχείου. Υπολογίζεται το ποσοστό της διατομής που είναι ενεργό στην ανάληψη τάσεων με το λόγο K_{eff}/K_{el} , και τίθεται στα modifiers έκαστης διατομής στη θέση moment of inertia around 3.

Επιλέγεται να γίνει απομείωση της δυσκαμψίας σύμφωνα με τον πίνακα Σ.4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ, οπότε για τα υποστυλώματα και τοιχώματα εισάγεται κανονικά ο αντίστοιχος συντελεστής, ενώ για τις πλακοδοκούς λαμβάνεται απλοποιητική θεώρηση ορθογωνικής διατομής κατά το σχεδιασμό, σύμφωνα με την παραδοχή ότι η ροπή αδράνειας του ορθογωνικού τμήματος πλακοδοκού ισούται περίπου με το μισό της συνολικής ροπής αδράνειας ($I_{ορθ.} = 0.5 \cdot I_{πλακ.}$, άρα $K_{el, ορθ} = 0.5 \cdot K_{el, πλακ.}$).

5.3 Διατάξεις Ευρωκώδικα 8 για Αποτίμηση και Ανασχεδιασμό σύμφωνα με την Ανελαστική Στατική Μέθοδο

Ο Ευρωκώδικας 8 (EC8: EN1998-3_June2005) αποτελεί μέρος του ομώνυμου συνόλου κανονισμών (Eurocodes 0-9) που φιλοδοξούν να καθιερωθούν σταδιακά σε όλες τις χώρες τις Ε.Ε με στόχο την υιοθέτηση μιας διεθνούς, κοινής αντίληψης όσον αφορά την οικοδόμηση των έργων πολιτικού μηχανικού. Στη συγγραφική τους ομάδα συμμετείχαν αρκετοί Έλληνες καθηγητές Πολυτεχνείων και ορισμένοι από αυτούς συμμετείχαν και στη συγγραφή του Κανονισμού Επεμβάσεων ο οποίος αναμένεται να γίνει νόμος του κράτους με προεδρικό διάταγμα. Αυτό συνεπάγεται ότι αρκετές από τις διατάξεις του Ευρωκώδικα συμπίπτουν με τις αντίστοιχες του ΚΑΝ.ΕΠΕ και μάλιστα συστήνεται πρώτα η αναλυτική εμβάθυνση στον ΚΑΝ.ΕΠΕ κι έπειτα στον Ευρωκώδικα για κάποιον μη εξοικειωμένο με το αντικείμενο της αποτίμησης και επεμβάσεων κτηρίων, καθότι κάποια σημεία της θεωρίας παρουσιάζονται πολύ πιο αναλυτικά στον ΚΑΝ.ΕΠΕ, ενώ ο EC8 ακολουθεί περισσότερο τη φιλοσοφία ενός συνοπτικού εγχειριδίου. Απαραίτητη είναι επίσης η μελέτη του παλαιότερου Αμερικάνικου Κανονισμού ATC-40 (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings), ειδικότερα για το τμήμα που αναφέρεται στην μεθοδολογία του υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης (καμπύλη αντίστασης κατασκευής, εύρεση διαγράμματος ADRS και υπολογισμός σημείου επιτελεστικότητας, βλέπε §5.2.3.3).

5.3.1 Στάθμες Επιτελεστικότητας κατά Ευρωκώδικα 8

Οι στάθμες επιτελεστικότητας ή κατά EC8 οριακές καταστάσεις βλαβών (Limit States of Damage, LS) του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής από την παράγραφο 2.1 του Ευρωκώδικα 8:

α. «Περιορισμός Βλαβών» - Damage Limitation (DL)

Ο φέρον οργανισμός του κτηρίου παρουσιάζει ελαφριές βλάβες μόνον, και τα δομικά στοιχεία δεν έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό ενώ διατηρούν την αντοχή και ακαμψία τους. Τα μη φέροντα στοιχεία του οργανισμού, όπως οι τοιχοπληρώσεις, πόρτες, ανελκυστήρες κ.τ.λ. ενδεχομένως να εμφανίσουν διανεμημένες ρωγμές, η ζημιά όμως δύναται να επισκευαστεί οικονομικώς. Οι μόνιμες παραμορφώσεις είναι ασήμαντες, και ο φορέας δεν απαιτεί μέτρα επέμβασης (επισκευή).

β. «Σημαντικές Βλάβες» - Significant Damage (SD)

Ο φέρον οργανισμός του κτηρίου παρουσιάζει σημαντικές βλάβες, με κάποια απομένουσα αντοχή τέμνουσας βάσης και ακαμψία και παραμένει η ικανότητα παραλαβής φορτίων από τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία. Τα μη φέροντα στοιχεία του οργανισμού, όπως οι τοιχοπληρώσεις, εμφανίζουν βλάβες, αν και δεν παρουσιάζουν εκτός επιπέδου αστοχία. Παρουσιάζονται μεν μόνιμες παραμορφώσεις μετρίου μεγέθους, αλλά το δόμημα μπορεί να αντέξει σε μετασεισμικές δονήσεις μέτριας έντασης. Πιθανώς το κόστος επισκευής του φορέα να είναι αντικοινωνικό.

γ. «Οιονεί Κατάρρευση» - Near Collapse (ND)

Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου παρουσιάζει βαριές και εκτεταμένες βλάβες, με χαμηλή απομένουσα αντοχή τέμνουσας βάσης και ακαμψία, αν και η ικανότητα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων παραμένει. Η πλειονότητα των μη φερόντων στοιχείων του οργανισμού έχουν καταρρεύσει και παρουσιάζονται πλέον μόνιμες παραμορφώσεις μεγάλου μεγέθους. Το δόμημα βρίσκεται πλησίον της κατάρρευσης και πιθανώς δε δύναται να αντέξει σε άλλο σεισμό, ακόμη και αν αυτός είναι μέτριας εντάσεως.

| ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ ΚΑΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 | |
|---|--------------------------------|
| ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ | ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΒΛΑΒΩΝ |
| A: «Άμεση χρήση μετά Σεισμό» | DL: «Περιορισμός Βλαβών» |
| B: «Προστασία Ζωής» | SD: «Σημαντικές Βλάβες» |
| Γ: «Οιονεί Κατάρρευση» | NC: «Οιονεί Κατάρρευση» |

Πίνακας 5.5 Κριτήρια Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8

Ο Ευρωκώδικας 8 δίνει με τη σειρά του κάποιες πρότυπες στάθμες επιτελεστικότητας συναρτήσει της πιθανότητας υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών, όμως γενικά παραπέμπει στο Εθνικό Προσάρτημα κάθε χώρας για τον καθορισμό των οριακών καταστάσεων συναρτήσει της πιθανότητας υπέρβασης ενός φορέα. Αντίστοιχα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ λοιπόν, επιλέγεται για τον υπό μελέτη φορέα σύμφωνα με EC8 η στάθμη επιτελεστικότητας SD: «Σημαντικές Βλάβες» για πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 10% εντός 50 ετών, η οποία αντιστοιχεί στην επιλεγμένη σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ στάθμη B1 «Προστασία Ζωής».

5.3.2 Διερεύνηση και Τεκμηρίωση Φορέα πριν την Αποτίμηση – Σ.Α.Δ. κατά EC8

Οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 για την απαίτηση πρότερης γνώσης και τεκμηρίωσης των χαρακτηριστικών του φορέα πριν την αποτίμηση λίγο πολύ είναι ίδιες με τις αντίστοιχες του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ελαφρές διαφορές εντοπίζονται στον καθορισμό της Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων της κατασκευής ή κατά τον EC8, το Επίπεδο Γνώσης (Knowledge Level). Γίνεται παραπομπή στην αντίστοιχη παράγραφο 3.3.1 του EC8 και τον Πίνακα 3.1.

Σύμφωνα με τον EC8 καθορίζονται διακρίνονται τρεις (3) στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων - επίπεδα γνώσης (KL) με τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας γ_m αντοχής των υλικών, ανεξαρτήτως μεθόδου ανάλυσης και με το αν αυτή γίνεται σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων, αντίθετα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ο Ευρωκώδικας 8 επιβάλλει γενική χρήση των μέσων τιμών αντοχής υφιστάμενων και προστιθέμενων υλικών με τους ακόλουθους γενικούς συντελεστές ασφαλείας:

- KL1: Περιορισμένη (Limited) $CF1 = \gamma_{m1} = 1.35$
- KL2: Κανονική (Normal) $CF2 = \gamma_{m2} = 1.20$
- KL3: Πλήρης (Full) $CF3 = \gamma_{m3} = 1.00$

Σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 του EC8 ο υπό μελέτη φορέας από τη στιγμή που δεν έχει επιτελεστεί κάποια επιτόπου διερεύνηση και τεκμηρίωση, αλλά διατίθενται λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια με την πεποίθηση ότι έχουν εφαρμοστεί αξιόπιστα, εμπίπτει μεταξύ των επιπέδων KL1: Περιορισμένη και KL2: Κανονική Γνώση.

Για να υπάρχει κάποια συμβατότητα με την αντίστοιχη εκτίμηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ όπου θεωρείται Ικανοποιητική Σ.Α.Δ. με $\gamma_m = 1.10$ επιλέγεται Κανονικό Επίπεδο Γνώσης (KL2) με $\gamma_m = 1.20$ και

- $f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa} = 16 + 8 = 24 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f_{cm}/\gamma_c = 24/1.20 = 20 \text{ MPa}$
- $f_{ym} = f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f_{ym}/\gamma_s = 400/1.20 = 333.33 \text{ MPa}$

5.3.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση κατά Ευρωκώδικα 8

Σε αυτήν την παράγραφο είναι εμφανής η χρησιμότητα της πρότερης εξοικείωσης με τον ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων, καθότι ουσιαστικά οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 όσον αφορά τις ενδεδειγμένες μεθόδους ανάλυσης για την αποτίμηση και ανασχεδιασμό φορέων συνάδουν με αυτές του ΚΑΝ.ΕΠΕ, και μάλιστα ορισμένα τμήματα αυτών (π.χ. λεπτομέρειες εφαρμογής μεθόδων ανάλυσης, τρόποι κατανομής επιβαλλόμενης οριζόντιας φόρτισης, καμπύλη αντίστασης κατασκευής και υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης) είτε αναφέρονται συνοπτικά είτε γίνεται παραπομπή στα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα κάθε χώρας. Οπότε δεν κρίνεται σκόπιμη η περαιτέρω ανάλυση των διατάξεων του EC8 περί ανελαστικής ανάλυσης, και θα γίνει εφαρμογή των αντίστοιχων διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ όπως δόθηκαν στην §5.2.3 του παρόντος.

5.3.4 Έλεγχος Ασφαλείας και Κριτήρια Επιτελεστικότητας

Ισχύει η γνωστή σχέση της ανίσωσης ασφαλείας

$$S_d = \gamma_{Sd} \cdot S \quad (S_k \cdot \gamma_f) \leq R_d = (1/\gamma_{Rd}) \cdot R \quad (R_k \cdot \gamma_m) \quad (\text{Σχέση 1, Κεφάλαιο 4 ΚΑΝ.ΕΠΕ})$$

με τη θεμελιώδη διαφορά ότι ο Ευρωκώδικας 8 κάνει χρήση αποκλειστικά των παραμορφωσιακών μεγεθών (γωνία στροφής χορδής θ) για την πραγματοποίηση των ελέγχων σε πλάστιμα μέλη. Ο έλεγχος πλάστιμης και ψαθυρής συμπεριφοράς πραγματοποιείται, χωρίς όμως να γίνεται κάποια τροποποίηση στα παραμορφωσιακά μεγέθη όπως στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Οπότε παρουσιάζονται υπό μορφή πίνακα τα κριτήρια επιτελεστικότητας και η αντίστοιχη ανίσωση ασφαλείας κατά Ευρωκώδικα 8 και παρατίθενται και οι αντίστοιχες σχέσεις ΚΑΝ.ΕΠΕ προς σύγκριση.

| ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 | |
|---|---|
| ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ | ΑΝΙΣΩΣΗ ΕΛΕΓΧΟΥ σε όρους παραμορφώσεων |
| DL: «Περιορισμός Βλαβών» | $S_d \leq R_d = \theta_y$ |
| SD: «Σημαντικές Βλάβες» | $S_d \leq R_d = 0.75 \cdot \theta_u$ |
| NC: «Οιονεί Κατάρρευση» | $S_d \leq R_d = \theta_u$ |

Πίνακας 5.6 Σχέσεις Ελέγχου Παραμορφώσεων ανά Στάθμη Επιτελεστικότητας κατά Ευρωκώδικα 8

| ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ | |
|--|--|
| ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ | ΑΝΙΣΩΣΗ ΕΛΕΓΧΟΥ σε όρους παραμορφώσεων (ΠΛΑΣΤΙΜΗ ΑΣΤΟΧΙΑ) |
| A: «Άμεση Χρήση μετά Σεισμό» | $S_d \leq R_d = \theta_y$ |
| B: «Προστασία Ζωής» | $S_d \leq R_d = \frac{0.5 \cdot (\theta_y + \theta_u)}{\gamma_{Rd}}$ |
| Γ: «Οιονεί Κατάρρευση» | $S_d \leq R_d = \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}}$ |

Πίνακας 5.7 Σχέσεις Ελέγχου Παραμορφώσεων ανά Στάθμη Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Οι δύο σημαντικές διαφοροποιήσεις μεταξύ των κριτηρίων επιτελεστικότητας των δύο κανονισμών, είναι οι εξής:

- α.** Στη στάθμη «Προστασία Ζωής» χρησιμοποιείται ο μέσος όρος των γωνιών διαρροής και αστοχίας, έναντι των $\frac{3}{4}$ της γωνίας αστοχίας της στάθμης «Σημαντικές Βλάβες».
- β.** Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ υπεισέρχεται ο συντελεστής $\gamma_{Rd} = 1.80$ στην ανίσωση ελέγχου, ενώ στον EC8 είναι απλούστερες οι σχέσεις. Βέβαια, όπως φαίνεται και στην επόμενη παράγραφο, στον EC8 για τον υπολογισμό της θ_u υπεισέρχεται ξανά ένας συντελεστής $\gamma_{el} = 2.00$.

Στην πορεία θα φανεί πως αυτές οι διαφοροποιήσεις στους τύπους (καθώς και το γεγονός ότι τελικώς στο πρόγραμμα SAP2000 αναγκαστικά δίνεται ως κριτήριο ελέγχου η θ_{pl} έναντι των θ_y και θ_u) επηρεάζουν τα αποτελέσματα της αποτίμησης.

5.3.5 Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Δομικών Μελών Φορέα κατά Ευρωκώδικα 8

Και πάλι για εφαρμογή Ευρωκώδικα ισχύουν τα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ όσον αφορά την ανελαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων του φορέα και τη διαμόρφωση της καμπύλης F-δ.

Να σημειωθεί εδώ ότι ο EC8 αναφέρεται επίσης στον έλεγχο που επιβάλλει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για την εκτίμηση της ενδεχόμενης ψαθυρής αστοχίας φορέα, αλλά απαιτείται πραγματοποίηση τμήματος μόνο του ελέγχου συμπεριφοράς ψαθυρής συμπεριφοράς με στόχο την εύρεση του a_v : αν $V_{Rd1} < V_{My} = M_y / (\alpha_s \cdot h) = M_y / L_s$ τότε $a_v = 1$. Επίσης δεν απαιτείται επιπρόσθετος έλεγχος των μελών σε όρους δυνάμεων, ούτε απομείωση της γωνίας διαρροής. Επιβάλλεται ακόμη και ο έλεγχος που αφορά το ενδεχόμενο μετελαστικής αστοχίας των πλαστικών μελών από διάτμηση λόγω εξασθένησης της διατμητικής αντοχής κατά την ανακύκλιση των παραμορφώσεων (ίδιος με τον αντίστοιχο του ΚΑΝ.ΕΠΕ).

Στην παρούσα εργασία, στα πλαίσια της σύγκρισης και αξιολόγησης των δύο κανονισμών, θα γίνει εφαρμογή του ελέγχου πλαστικής/ψαθυρής συμπεριφοράς τόσο κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ όσο και κατά EC8 (ορίζονται ελαφρώς διαφορετικές σχέσεις υπολογισμού διατμητικής αντοχής V_{Rd1} δομικών μελών), και κατόπιν ο υπολογισμός των παραμορφωσιακών μεγεθών θ_y , θ_u και ο καθορισμός των κριτηρίων επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8. Ο έλεγχος μετελαστικής αστοχίας των πλαστικών μελών υπό διάτμηση θα παραλειφθεί.

Περαιτέρω θα παρουσιαστούν συνοπτικά οι σχέσεις υπολογισμού της παραμόρφωσης διαρροής και αστοχίας κατά EC8 (EC8: EN1998-3_June2005, Παράρτημα Α).

5.3.5.1 Υπολογισμός Γωνίας Στροφής Διαρροής θ_y κατά EC8

Για τη γωνία στροφής διαρροής θ_y ορίζονται στο Παράρτημα Α.3.2.4, EC8 για δοκούς/υποστυλώματα και για τοιχώματα δύο διαφορετικές σχέσεις, συνολικά τέσσερις σχέσεις υπολογισμού. Τελικώς χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες σχέσεις, οι οποίες είναι σχεδόν πανομοιότυπες με τις αντίστοιχες που ορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{Lv + av \cdot z}{3} + 0.0013 \cdot \left(1 + 1.5 \frac{h}{Lv} \right) + 0.13 \cdot \varphi_y \cdot \frac{db \cdot fy}{\sqrt{fc}} \quad (\text{Σχέση Α.10b, Παρ. Α EC8})$$

- Για τοιχώματα:

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{Lv + av \cdot z}{3} + 0.002 \cdot \left(1 - 0.125 \frac{Lv}{h} \right) + 0.13 \cdot \varphi_y \cdot \frac{db \cdot fy}{\sqrt{fc}} \quad (\text{Σχέση Α.11b, Παρ. Α EC8})$$

Όπου οι παράμετροι των ανωτέρω σχέσεων ορίζονται ως εξής:

- h (m) : το ύψος της διατομής
- $(1/r)_y$ ή φ_y : η καμπυλότητα διαρροής του δομικού στοιχείου
- f_y και f_c (MPa): μέσες τιμές αντοχών σκυροδέματος και χάλυβα αντίστοιχα, όπως εξάγονται σύμφωνα με την §5.3.2 του παρόντος ($\gamma_m = 1.20$)
- d_b (m) : η (μέση) διάμετρος του εφελκόμενου οπλισμού διατομής
- z (m) : εσωτερικός μοχλοβραχίονας δυνάμεων, λαμβάνεται ως $h - 2 \cdot d_1 = d - d_1$ για δοκούς ή υποστρώματα, και $0.8h$ για τοιχώματα
- a_v : συντελεστής που ισούται με 1 αν αναμένεται ψαθυρή αστοχία ($V_{RD1} < V_{My} = M_y/L_v$), αλλιώς ισούται με 0 (πλάστιμη αστοχία).
- L_v (m) : το μήκος που ισούται με το λόγο M/V στην ακραία διατομή του στοιχείου. Θα χρησιμοποιηθούν οι σταθερές τιμές $L_v = L_s$ που ορίζονται στην §§7.2.2.ε ΚΑΝ.ΕΠΕ.

5.3.5.2 Υπολογισμός Γωνίας Στροφής Αστοχίας θ_u κατά EC8

Για τη γωνία στροφής αστοχίας θ_u και τη διαθέσιμη πλαστική γωνία στροφής $\theta_{u,pl}$ ορίζονται στο Παράρτημα Α.3.2.2, EC8 σχέσεις παρόμοιες με τις αντίστοιχες (Σ.8α, Σ.8β) ΚΑΝ.ΕΠΕ. Όμως στην ίδια παράγραφο ορίζεται και ένας απλούστερος τρόπος για τον υπολογισμό της γωνίας στροφής αστοχίας χωρίς να απαιτείται λεπτομερής υπολογισμός των ποσοστών οπλισμού, και οι ακόλουθες σχέσεις επιλέγονται για τον υπολογισμό της γωνίας στροφής αστοχίας θ_u κατά EC8. Έπειτα υπολογίζεται κατά τα γνωστά η πλαστική γωνία στροφής $\theta_{u,pl} = \theta_u - \theta_y$.

Πρώτα απαιτείται η εύρεση του μήκους L_{pl} κι έπειτα ακολουθεί η σχέση για τον υπολογισμό της θ_u :

$$\bullet \quad L_{pl} = 0.1 \cdot L_v + 0.17 \cdot h + 0.24 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (\text{Σχέση Α.5, Παρ. Α EC8})$$

$$\bullet \quad \theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot [\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot (1 - \frac{0.5 \cdot L_{pl}}{L_v})] \quad (\text{Σχέση Α.4, Παρ. Α EC8})$$

Όπου οι νέες παράμετροι που υπεισέρχονται στον υπολογισμό των ανωτέρω σχέσεων ορίζονται ως εξής:

- φ_y και φ_u : οι καμπυλότητες διαρροής και αστοχίας του δομικού στοιχείου
- γ_{el} = συντελεστής που για τη χρήση της σχέσης Α.5 για τον υπολογισμό του L_{pl} για τα πρωτεύοντα δομικά στοιχεία ισούται με 2.00.

5.3.5.3 Ενεργός Δυσκαμψία Στοιχείων Ω.Σ.

Ομοίως και με ΚΑΝ.ΕΠΕ, ο EC8 λαμβάνει υπόψη τη ρηγμάτωση και απομείωση της δυσκαμψίας των διατομών στοιχείων Ω.Σ. Σύμφωνα με τον EC8 – 3, Παράρτημα Α, §Α.3.2.4 (5) ορίζεται η ίδια σχέση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ για τον υπολογισμό της ενεργού δυσκαμψίας

$$K_{\text{eff}} = \frac{My \cdot Lv}{3 \cdot \theta y}$$

όπου το μήκος L_v για τον προκείμενο υπολογισμό λαμβάνεται ίσο με το μισό του μήκους του στοιχείου. Επιλέγεται να γίνει καθορισμός των μειωμένων δυσκαμψιών διατομών κατά τα γνωστά του ΚΑΝ.ΕΠΕ και της §5.2.5.5 του παρόντος.

5.4 Υπολογισμός Διατμητικής Αντοχής κατά ΕΚΩΣ και EC8

Σκόπιμο ακόμη σε αυτό το στάδιο, όπου ολοκληρώνεται το Κεφάλαιο 5 που αφορά τη θεωρία της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και των διατάξεων των υφιστάμενων κανονισμών, είναι να δοθούν και οι σχέσεις υπολογισμού της διατμητικής αντοχής V_{Rd1} δομικού στοιχείου κατά ΕΚΩΣ και EC2. Είναι ένα από τα σημεία όπου παρουσιάζεται διαφοροποίηση μεταξύ των τύπων των δύο κανονισμών, τόσο στις παραμέτρους όσο και στις μονάδες υπολογισμού και ενδεχομένως να επηρεαστούν τα αποτελέσματα του ελέγχου πλάστιμης/ψαθυρής συμπεριφοράς που πρέπει να διενεργηθεί για κάθε στοιχείο προτού υπολογιστούν τα παραμορφωσιακά μεγέθη του.

Κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ χρησιμοποιείται η αντίστοιχη σχέση του ΕΚΩΣ (§11.1.2) για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής στοιχείου από Ω.Σ.:

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Σχέση 11.2 ΕΚΩΣ})$$

Όπου οι παράμετροι της ανωτέρω σχέσης ορίζονται ως εξής (Μονάδες σε ΚΡα, m) :

- T_{Rd} (ΚΡα) = 274 ΚΡα (για ποιότητα σκυροδέματος C16 - $f_{cm} = 21.818$ ΜΡα)
- $k = 1.6 - d \geq 1.0$, d σε μέτρα (m)
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$ ποσοστό διαμήκους εφελκυσμένου οπλισμού διατομής με
$$A_{sl} = n \cdot \pi \cdot \frac{db^2}{4}$$
- σ_{cp} (ΚΡα) = $\frac{NEd}{Ac}$, με N_{Ed} (ΚΝ) θλιπτική δύναμη (θετική) και Ac (m²) ολικό εμβαδό διατομής
- b_w (m) = ελάχιστο πλάτος διατομής
- d (m) = h-d₁ στατικό ύψος διατομής

Όπου λαμβάνεται υπόψη η απομείωση που επιβάλλει ο ΕΚΩΣ (§ 11.2.3.2β) για την V_{Rd1} στις κρίσιμες περιοχές δοκών και υποστυλωμάτων:

Για στοιχεία με μικρή αξονική δύναμη ($v = N_{sd}/A_c \cdot f_c > -0.1$) έχουμε

- για γραμμικά στοιχεία: $V_{cd}=0.3V_{Rd1}$
- για τοιχώματα: $V_{cd}=0.25V_{Rd1}$

Για στοιχεία με μεγάλη αξονική δύναμη ($v=N_{sd}/A_c \cdot f_c < -0.1$) έχουμε

- για γραμμικά στοιχεία: $V_{cd}=0.9V_{Rd1}$
- για τοιχώματα: $V_{cd}=0.7V_{Rd1}$

Ακόμη στην περίπτωση που προκύπτει $V_{Rd1} < M_y/L_s$ (και $a_v=1$), για την πραγματοποίηση του ελέγχου ψαθυρής αστοχίας (αν $V_{Rd}=V_{Rd1}+V_{wd} < M_y/L_s$ τότε το στοιχείο αστοχεί ψαθυρά και γίνεται απομείωση της γωνίας διαρροής $\theta_{y,\psiαθυρ\acute{o}} = \theta_{y,\pi\acute{\lambda}\acute{\alpha}\sigma\tau\iota\mu\omicron} \cdot V_{Rd} \cdot L_s / M_y$) γίνεται χρήση της σχέσης του ΕΚΩΣ για την εύρεση της τέμνουσας των συνδετήρων

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9d \cdot f_{ywm} \quad (\text{Σχέση 11.11 ΕΚΩΣ})$$

Όπου οι παράμετροι της ανωτέρω σχέσης ορίζονται ως εξής (Μονάδες σε ΚΡα, m) :

- $A_{sw} = n \cdot (\pi \cdot d_{bw}^2)/4$ που,
(για δίτητους συνδετήρες $\emptyset 8/s$ ισούται με $2 \cdot 3.14 \cdot 0.008^2/4 = 1 \text{ cm}^2 = 10^{-4} \text{ m}^2$
Δοκοί $\emptyset 8/20$ και υποστρώματα-τοιχώματα $\emptyset 8/10$)
- $f_{ywm} = f_{ywk}/1.1 = 220/1.1 = 200 \text{ MPa}$

Κατά Ευρωκώδικα 8 χρησιμοποιείται η αντίστοιχη σχέση του Ευρωκώδικα 2 (EN1992-1-1:2004, §6.2.2(1)) για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής στοιχείου από Ω.Σ:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Σχέση 6.2a EC2})$$

$$\text{με ελάχιστη τιμή } V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Σχέση 6.2b EC2})$$

Όπου οι παράμετροι των ανωτέρω σχέσεων ορίζονται ως εξής (Μονάδες σε ΜΡα, mm):

- $C_{Rd} \text{ (MPa)} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.2 = 0.15$
- $f_{cm} \text{ (MPa)} = 20 \text{ MPa}$
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$, d (mm)
- ρ_l ως ανωτέρω
- $\sigma_{cp} \text{ (MPa)} = \frac{NEd}{Ac} < 0.2f_{cd}$, με N_{Ed} (N) θλιπτική δύναμη (θετική) και Ac (mm²) ολικό εμβαδό διατομής
- b_w (mm) = ελάχιστο πλάτος διατομής
- d (mm) = h-d₁ στατικό ύψος διατομής
- $k_1 = 0.15$
- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{cm}^{1/2}$
-

Και τα υπόλοιπα κατά τα γνωστά του ΕΚΩΣ που συμπίπτουν με τα αντίστοιχα του EC2.

6^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΕΦΑΡΜΟΓΗ PUSHOVER ΣΤΟ SAP2000 ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ ΚΑΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8

Στόχος αυτού του κεφαλαίου είναι όχι μόνο η παρουσίαση, σύγκριση και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της ανελαστικής ανάλυσης όπως θα πραγματοποιηθεί με το πρόγραμμα SAP2000 με βάση τις διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ και Ευρωκώδικα 8, αλλά και η συνοπτική παρουσίαση τόσο των κυριότερων βημάτων της προεργασίας που απαιτείται για μια ανάλυση pushover (σωστή χρήση δεδομένων κατασκευαστικών σχεδίων και αποτελεσμάτων του προγράμματος, εισαγωγή τους σε κατάλληλο φύλλο Excel και υπολογισμός παραμορφωσιακών μεγεθών) όσο και των βημάτων της διαδικασίας που υλοποιείται στο πρόγραμμα (ορθή εισαγωγή των δεδομένων, πραγματοποίηση και ερμηνεία της ανάλυσης).

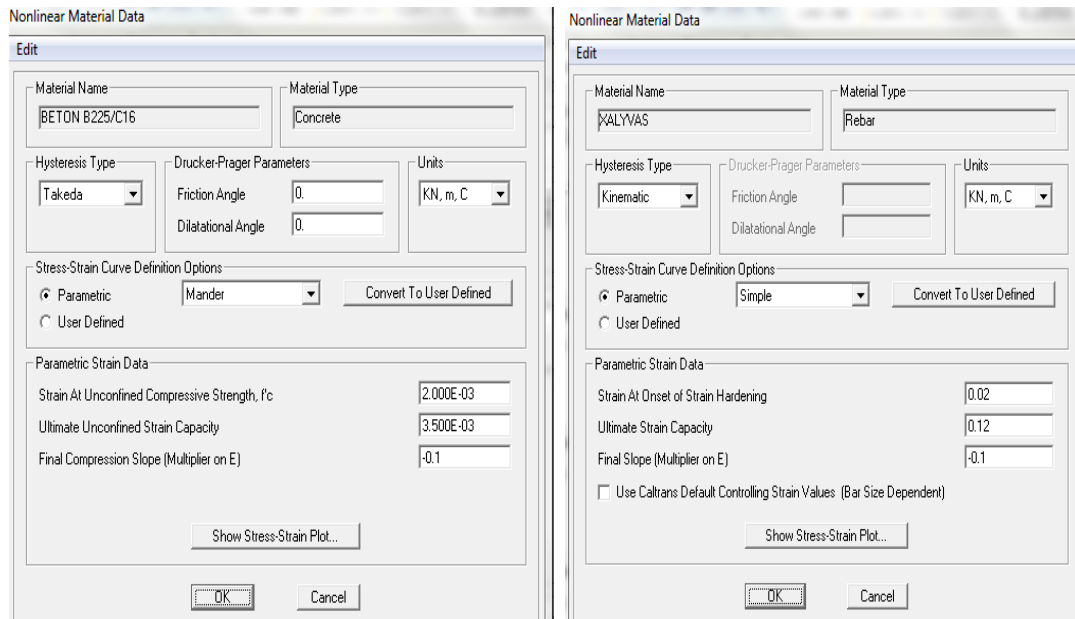
6.1 Εισαγωγή Οπλισμών

Σκόπιμο είναι να δοθούν κάποια στοιχεία για την εισαγωγή των οπλισμών σε έκαστη διατομή του φορέα. Στο στάδιο των ελαστικών αναλύσεων (ισοδύναμη στατική, φασματική και γραμμική ανάλυση χρονϊστορίας) η εισαγωγή των οπλισμών στο πρόγραμμα δεν είναι απαραίτητη, καθώς δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Για την ανελαστική στατική ανάλυση όμως είναι αυτονόητη η εισαγωγή τους, προκειμένου το πρόγραμμα SAP να αποδώσει τα απαραίτητα παραμορφωσιακά μεγέθη του νόμου ροπών-καμπυλοτήτων (M_y , M_u , ϕ_y , ϕ_u) έκαστης διατομής δομικού στοιχείου, τα οποία λαμβάνονται μετά την εκτέλεση της ελαστικής ανάλυσης με τη διαδικασία Define Frame Sections→Modify/Show Section→Section Designer→Show Moment - Curvature Curve.

Προτού γίνει ο σχεδιασμός των οπλισμών, πρέπει να γίνει εισαγωγή των μη γραμμικών χαρακτηριστικών των υλικών (σκυρόδεμα και χάλυβας) στο πρόγραμμα με τη διαδικασία Define Materials→ Modify/Show (Switch to Advanced Property Display) → Nonlinear Material Data και να δοθούν οι παραμορφώσεις διαρροής και αστοχίας σκυροδέματος και χάλυβα, όπως φαίνονται στα σχήματα 6.1α και 6.1β. Ισχύει για το σκυρόδεμα $\epsilon_c = 2\%$ και $\epsilon_{cu} = 3.5\%$ και για χάλυβα $\epsilon_{su} = 0.02$, κατά τον ΕΚΩΣ. Να σημειωθεί εδώ ότι το SAP αναφέρεται για χάλυβα σε

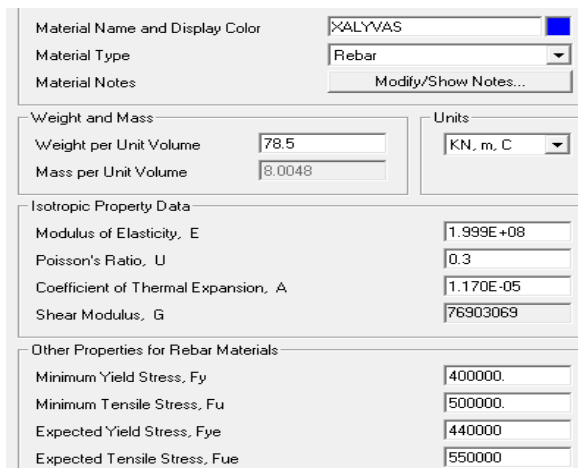
- Minimum yield strength $f_y = 400$ MPa
- Minimum tensile strength $f_t = 500$ MPa (Κατά ΕΚΩΣ) αλλά και σε
- Expected yield strength $f_{ye} = 440$ MPa
- Expected tensile strength $f_{te} = 550$ MPa
(Κατά AISC 341-05, Πίνακας I-6-1: $f_{ye} = f_y \cdot R_y$, με $R_y = 1.1$)

Τα ανωτέρω μεγέθη φαίνονται στο σχήμα 6.1γ.



Σχήμα 6.1α Μη Γραμμικές Ιδιότητες Σκυροδέματος

Σχήμα 6.1β Μη Γραμμικές Ιδιότητες Χάλυβα

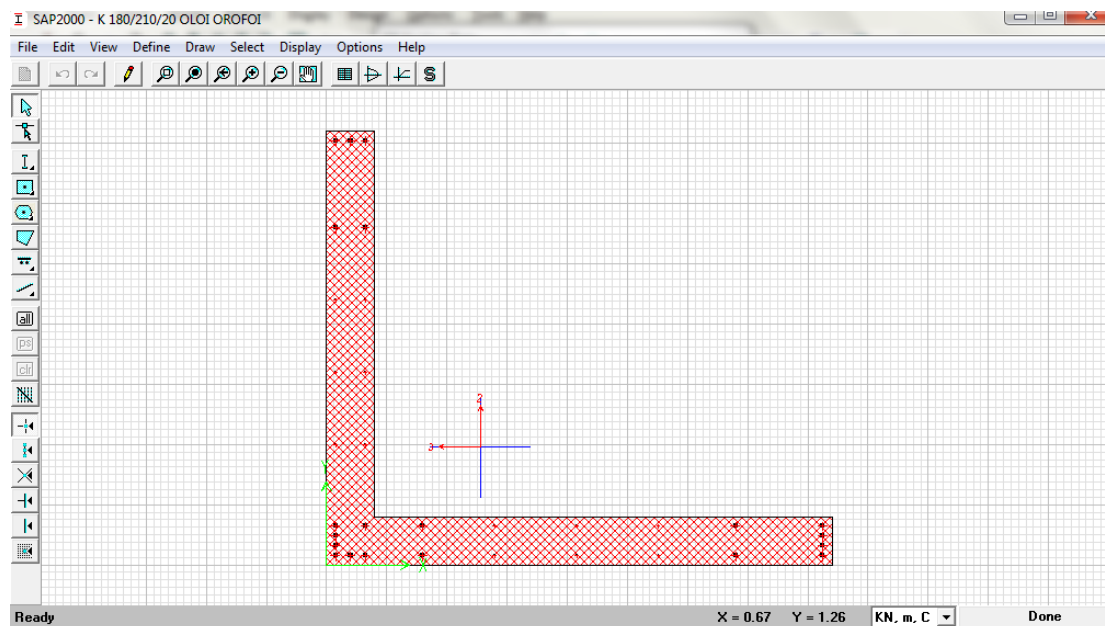


Σχήμα 6.1γ Ιδιότητες Χάλυβα

Επιλέγεται να γίνει στο SAP2000 η εισαγωγή και σχεδιασμός των κύριων οπλισμών, με τη διαδικασία Define Frame Sections→Section Designer→Draw Reinforcing Shape→Single Bar (Βλέπε Σχήμα 6.2). Ο διατμητικός οπλισμός (συνδετήρες) είναι δευτερεύουσας σημασίας για τη φάση της αποτίμησης του κτηρίου, οπότε παραλείπεται ο σχεδιασμός τους. Η τοποθέτηση των κύριων οπλισμών σε κάθε διατομή δοκού και υποστυλώματος γίνεται με ακρίβεια, λαμβάνοντας υπόψη την επικάλυψη των οπλισμών ($c=0.02m$) και τις διατομές των συνδετήρων (ϕ_w ίση γενικά με $\Phi 8=0.008 m$) και του ϕ_L κύριου (διαμήκη) οπλισμού. Χρησιμοποιείται η σχέση του ΕΚΩΣ για την εύρεση της επικάλυψης διατομής $d_1 = c + \phi_L/2 + \phi_w$, και με βάση αυτήν υπολογίζεται το στατικό ύψος διατομής (d) και ο εσωτερικός μοχλοβραχίονας δυνάμεων (z): $d = h - d_1$ και $z = d - d_1 = h - 2 \cdot d_1$.

Τα περιμετρικά τοιχώματα του υπογείου καθότι πρακτικά αμετακίνητα κατά το σεισμό (λειτουργία «κουτιού») οπλίζονται μεν κατασκευαστικά με τον τυπικό οπλισμό, όμως η τοποθέτησή των αντίστοιχων οπλισμών στο πρόγραμμα SAP2000 είναι περισσότερο

τυπικής φύσεως, οπότε και αυτό το στάδιο όπλισης παραλείπεται και εύλογα δεν ορίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε αυτά.



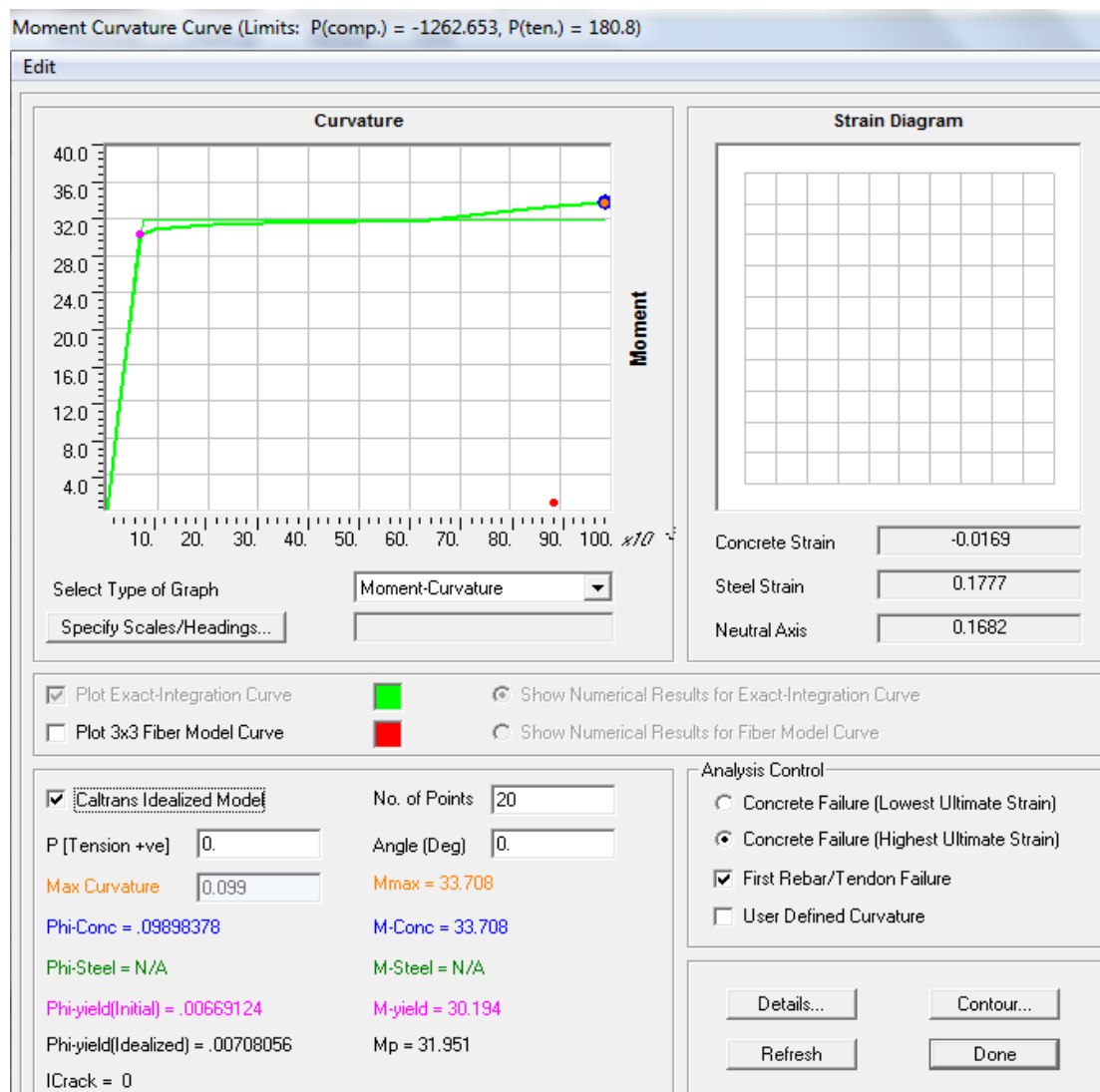
Σχήμα 6.2 Σχεδιασμός Οπλισμών Διατομής Τοιχώματος Μορφής Γάμμα στο SAP

6.2 Ορισμός Πλαστικών Αρθρώσεων και Κριτήρια Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8

Αφού εκτελεστεί η ανάλυση, καταγράφονται σε κατάλληλο φύλλο Excel οι τιμές των ροπών διαρροής και αστοχίας και οι αντίστοιχες καμπυλότητες M_y , M_u , φ_y , φ_u όλων των διατομών, καθώς και οι τιμές της αξονικής δύναμης στο συνδυασμό φόρτισης $G+0.3Q$ για τα υποστυλώματα και τοιχώματα, με την προαναφερθείσα διαδικασία Define Frame Sections→Modify/Show Section→Section Designer→Show Moment-Curvature Curve (Σχήμα 6.3).

Από τα δεδομένα που φαίνονται στο σχήμα 6.3 χρησιμοποιούνται οι αντίστοιχες τιμές:

- Phi-yield (Initial) → φ_y
- Phi-Conc. → φ_u
- M-yield → M_y
- M-Conc. → M_u



Σχήμα 6.3 Διάγραμμα Ροπών-Καμπυλοτήτων Ενδεικτικής Διατομής στο SAP

Κατόπιν παρουσιάζονται με τη μορφή συγκριτικού πίνακα όλα τα δεδομένα, έλεγχοι και τύποι που επιβάλλονται από ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 και αναλύονται στο Κεφάλαιο 5 της παρούσας εργασίας, τα οποία θα εισαχθούν σε κατάλληλο φύλλο Excel προκειμένου να υπολογιστούν τα παραμορφωσιακά μεγέθη θ_y , θ_u , θ_{pl} που απαιτούνται για την εκτέλεση της ανελαστικής ανάλυσης.

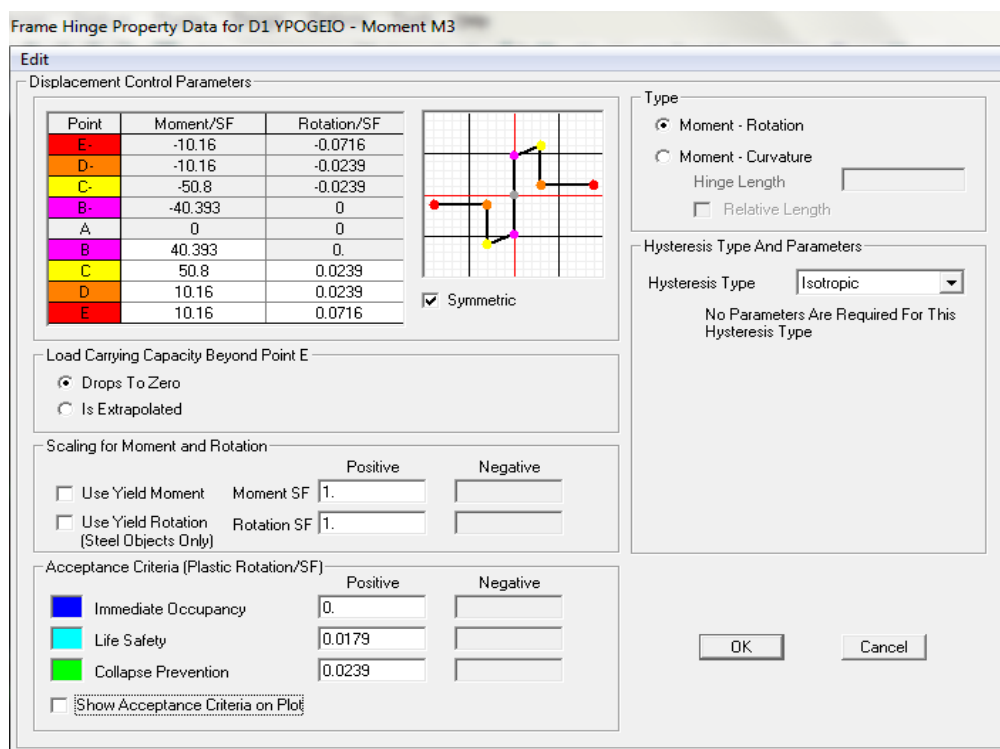
| | ΚΑΝ.ΕΠΕ | EC-8 |
|---|---|---|
| Στάθμη Επιτελεστικότητας Αποτίμησης | B1-Προστασία Ζωής | SD-Σημαντικές βλάβες |
| Σ.Α.Δ. (γ_m) | Ικανοποιητική $\gamma_m=1.10$ | Κανονική $\gamma_m=1.20$ |
| Κριτήρια Επιτελεστικότητας | A: $R_d \leq \theta_y$ B: $R_d \leq \frac{0.5 \cdot (\theta_y + \theta_u)}{\gamma_{Rd}}$ Γ: $R_d \leq \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}}$ | A: $R_d \leq \theta_y$ B: $R_d \leq 0.75\theta_{pl}$ Γ: $R_d \leq \theta_{pl}$ |
| Έλεγχος Ψαθυρής Συμπεριφοράς | Αν $V_{Rd1} > M_y/L_s \rightarrow$ $a_v=0$, αλλιώς $a_v=1$ και έλεγχος ψαθυρής αστοχίας: αν $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd} < M_y/L_s \rightarrow$ Ψαθυρή αστοχία και απομείωση γωνίας διαρροής θ_y | Αν $V_{Rd1} > M_y/L_v \rightarrow$ $a_v=0$, αλλιώς $a_v=1$ |
| Εύρεση Διατμητικής Αντοχής V_{Rd1} Διατομής | Σύμφωνα με Σχέση 11.2 ΕΚΩΣ $V_{Rd1} = [T_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_1 + 0.15 \cdot \sigma_{cp})] \cdot bw \cdot d$ | Σύμφωνα με Σχέση 6.2a EC2 $V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{cm})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d$ |
| Υπολογισμός θ_y | Σχέσεις Σ.2, Σ.3, Κεφ.7 ΚΑΝ.ΕΠΕ *Αν ψαθυρή συμπεριφορά: $\theta_y' = \theta_y \cdot V_{RD} \cdot L_s/M_y$ | Σχέσεις A.10b, A.11b EC8 Δε γίνεται απομείωση της γωνίας διαρροής |
| Υπολογισμός θ_u | Σχέση Σ.8α, Κεφ. 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ $\theta_{u,m} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega)}{\max(0.01, \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot (a_s)^{0.35} \cdot 25^{(a_{ps} \cdot f_{yw}/f_c)} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d})$ | Σχέση A.4 EC8 ($\gamma_{el}=2.00$) $\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot [\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot (1 - \frac{0.5 \cdot L_{pl}}{L_v})]$ |

Πίνακας 6.1 Συγκριτική Παρουσίαση Ελέγχων και Σχέσεων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και Ευρωκώδικα 8

Κατόπιν ακολουθεί η διαδικασία εισαγωγής στο πρόγραμμα SAP2000 των κατάλληλων πλαστικών αρθρώσεων (Π.Α) για κάθε διατομή δοκού και υποστυλώματος/τοιχώματος: Define→Section Properties→Hinge Properties.

Για τις δοκούς επιλέγονται αρθρώσεις τύπου M_3 ενώ για τα υποστυλώματα και τοιχία τύπου P- M_2 - M_3 , καθότι για τις δοκούς κρίσιμη είναι η αστοχία από κάμψη (ροπή κατά τον τοπικό άξονα SAP 3) ενώ για τα υποστυλώματα κρίσιμη είναι η αστοχία από αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και ροπών κατά τους δύο άξονες x και y.

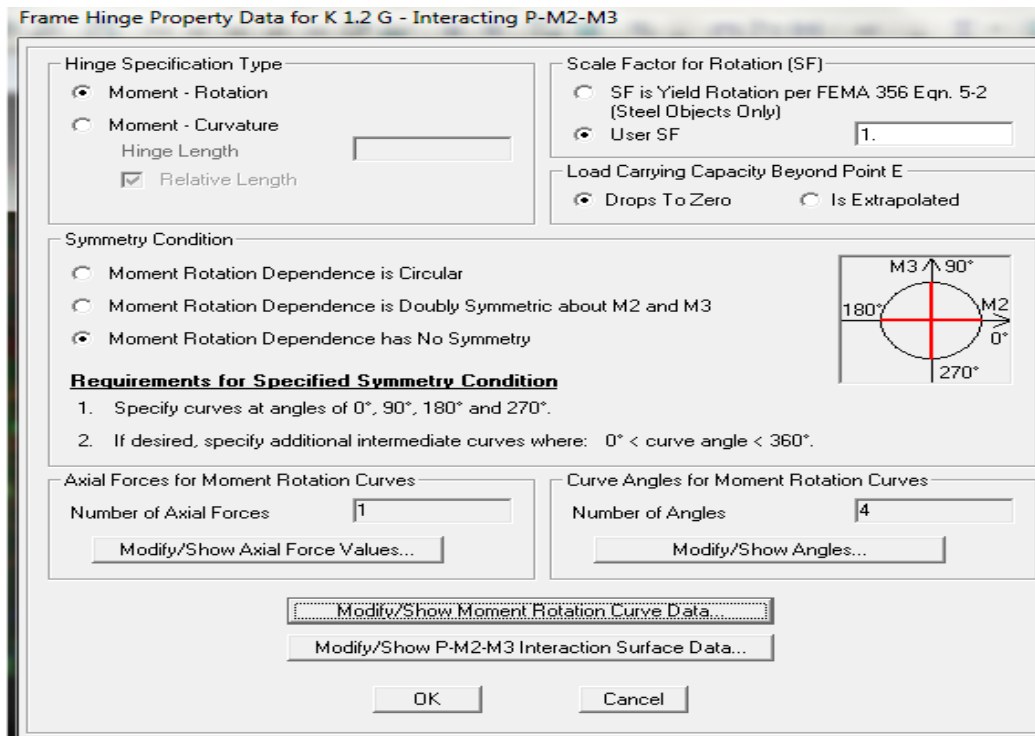
Αφού δημιουργηθούν όλες οι πλαστικές αρθρώσεις για όλες τις διατομές του φορέα, θα οριστούν οι Π.Α στις πιθανές θέσεις σχηματισμού τους, δηλαδή στα άκρα κάθε στοιχείου, είτε δοκού είτε υποστυλώματος ($i=0.001$, $j=0.999$), αφού επιλεγθεί έκαστο στοιχείο, με τη διαδικασία Assign→Frame→Hinges.



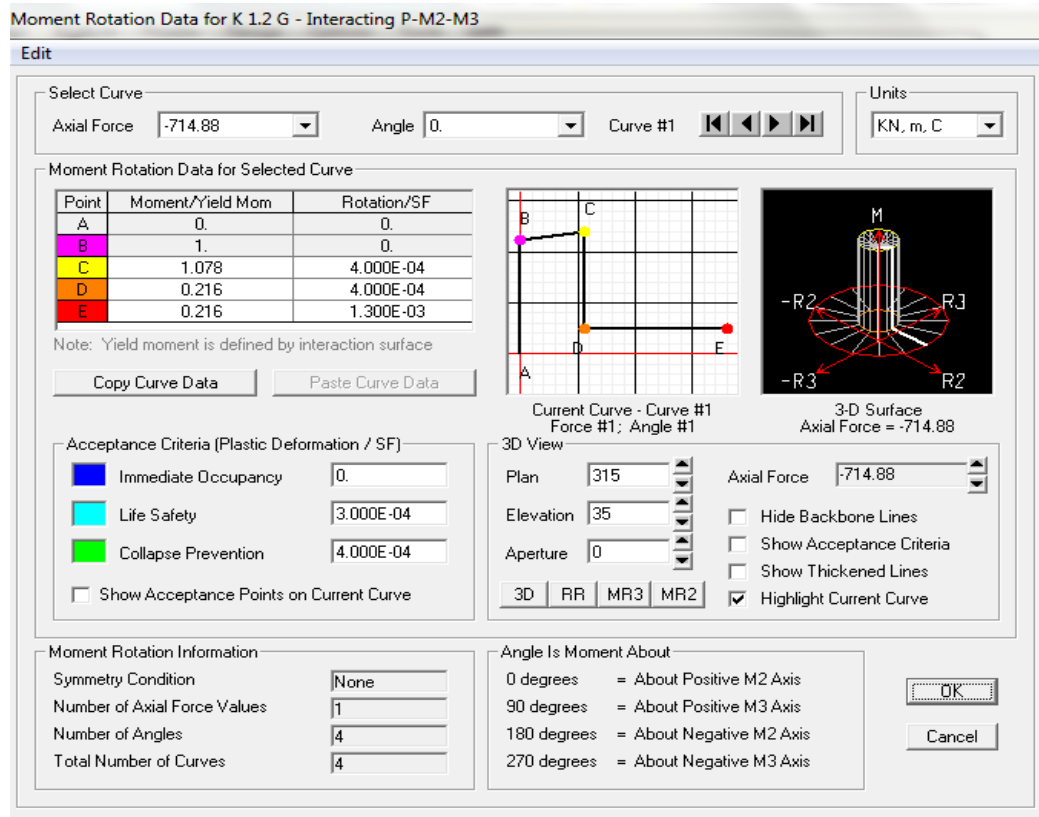
Σχήμα 6.4 Εισαγωγή Παραμορφωσιακών Μεγεθών και Κριτηρίων Επιτελεστικότητας σε Διατομή Δοκού

Για τα υποστυλώματα, πρέπει επιπρόσθετα σε σχέση με τις δοκούς να προσδιοριστούν ανάλογα με το αν η διατομή τους είναι τετραγωνική/κυκλική ή ορθογωνική ή τύπου γάμμα/ταυ, οι συνθήκες συμμετρίας, καθώς και να δοθεί το αξονικό φορτίο τους από το συνδυασμό φόρτισης $G+0.3Q$ (Σχήμα 6.5).

Θα δοθεί με λεπτομέρεια επίσης ο ορθός τρόπος συμπλήρωσης των στοιχείων πλαστικοποίησης των διατομών στο πρόγραμμα, τόσο για Ευρωκώδικα 8 όσο και για ΚΑΝ.ΕΠΕ.

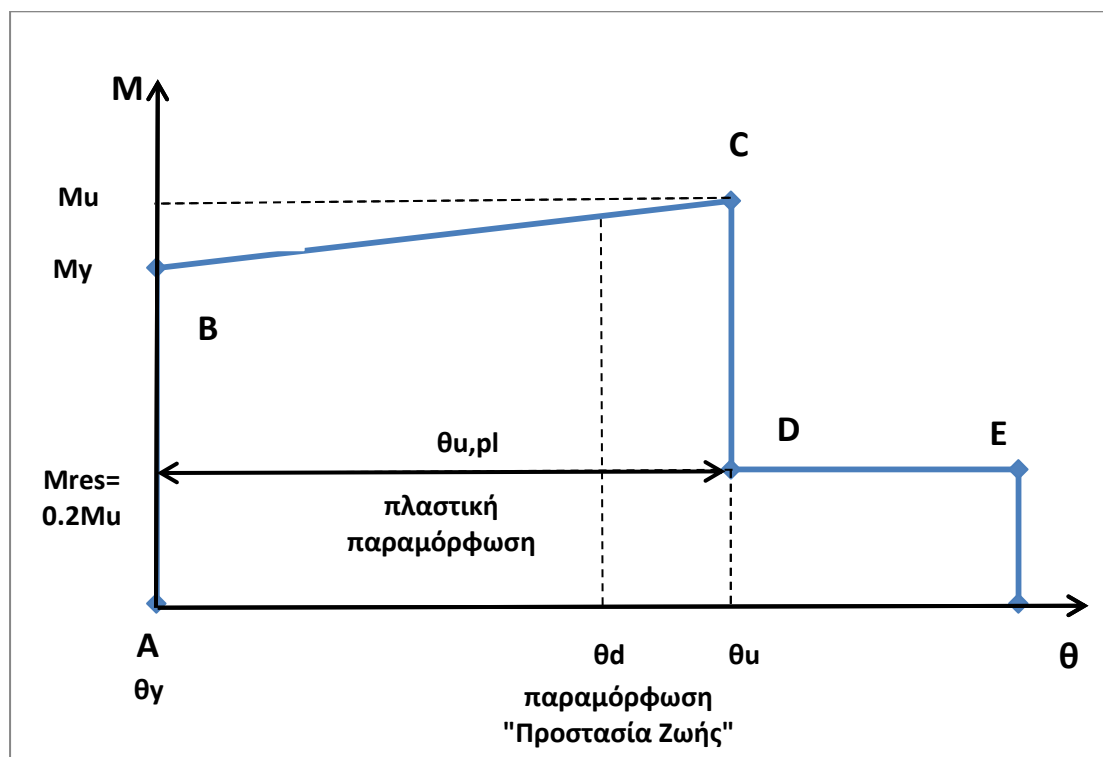


Σχήμα 6.5 Προσδιορισμός Συμμετρίας και Αξονικού Φορτίου για Διατομή Τοιχώματος



Σχήμα 6.6 Εισαγωγή Παραμορφωσιακών Μεγεθών και Κριτηρίων Επιτελεστικότητας σε Διατομή Τοιχώματος

Στο SAP2000 η ιδεατή καμπύλη F-δ δηλαδή η M-θ σχεδιάζεται αναγκαστικά (δεν υπάρχει δυνατότητα τροποποίησης των πινάκων εισαγόμενων δεδομένων) ως εξής για δοκούς και υποστυλώματα, και ανάλογα γίνεται και η συμπλήρωση των δεδομένων:



Σχήμα 6.7 Ιδεατή Καμπύλη Παραμόρφωσης M-θ για Δοκούς και Υποστυλώματα

Δηλαδή γίνεται χρήση των πλαστικών μεγεθών παραμόρφωσης: για το σημείο A (Στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό») η γωνία διαρροής λαμβάνεται μηδενική και απλοποιητικά αντί για γωνία διαρροής και αστοχίας χρησιμοποιείται μόνο το μέγεθος της πλαστικής στροφής $\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y$. Για τα κριτήρια επιτελεστικότητας του EC8, δεν υπάρχει ιδιαίτερο πρόβλημα στη μετατροπή των μεγεθών ($\theta_y=0 \rightarrow \theta_{pl} = \theta_u$), για τον ΚΑΝ.ΕΠΕ όμως είναι πιο σύνθετη η διαδικασία, λόγω της ύπαρξης του μέσου όρου και του συντελεστή ασφαλείας στους τύπους. Οπότε ισχύει για

- Στάθμη Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»:

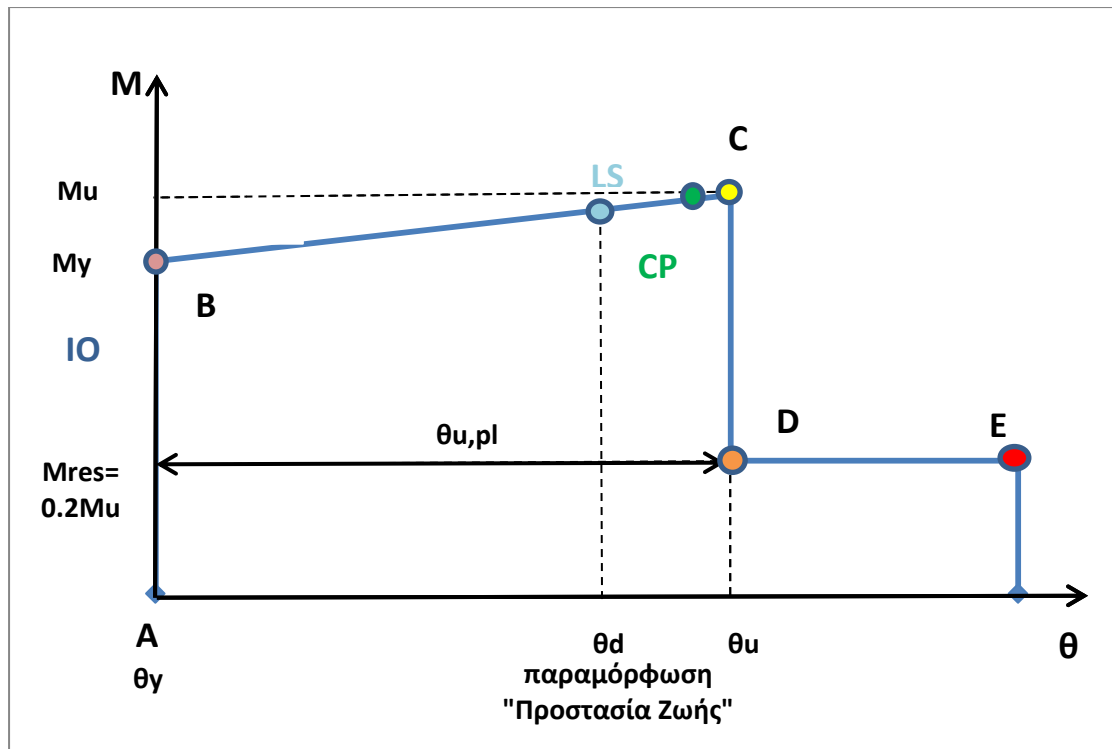
$$R_d = [(\theta_u + \theta_y)/2] / \gamma_{Rd} - \theta_y = [(2 \cdot \theta_y + \theta_{pl})/2 - \theta_y] / \gamma_{Rd} = (\theta_{pl}/2) / \gamma_{Rd}$$

- Στάθμη Επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση»:

$$R_d = (\theta_u) / \gamma_{Rd} - \theta_y = [(\theta_y + \theta_{pl}) - \theta_y] / \gamma_{Rd} = \theta_{pl} / \gamma_{Rd}$$

$$\text{με } \gamma_{Rd} = 1.80$$

Ακολουθεί αναλυτική περιγραφή της τοποθέτησης των δεδομένων των σταθμών επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα (Σχήμα 6.8 και Πίνακες 6.2, 6.3).



Σχήμα 6.8 Ερμηνεία Σταθμών Επιτελεστικότητας και Εμφάνισης Πλαστικών Αρθρώσεων κατά SAP2000

| | Moment | Rotation – KAN.ΕΠΕ | Rotation – EC8 |
|---|-----------------------------|----------------------------|-------------------|
| A | 0 | 0 | 0 |
| B | M_y (ή 1) | 0 | 0 |
| C | M_u (ή M_u/M_y) | θ_{pl}/γ_{Rd} | θ_{pl} |
| D | $0.2M_u$ (ή $0.2 M_u/M_y$) | θ_{pl}/γ_{Rd} | θ_{pl} |
| E | $0.2M_u$ (ή $0.2 M_u/M_y$) | $3\theta_{pl}/\gamma_{Rd}$ | $3\theta_{pl}$ |

Πίνακας 6.2 Εισαγωγή Δεδομένων Ροπής-Στροφής στο SAP κατά KAN.ΕΠΕ και EC8

| Στάθμες Επιτελεστικότητας | Plastic Deformation- KAN.ΕΠΕ | Plastic Deformation- EC8 |
|------------------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| Άμεση Χρήση μετά Σεισμό | 0 | 0 |
| Προστασία Ζωής | $0.5 \theta_{pl}/\gamma_{Rd}$ | $0.75 \theta_{pl}$ |
| Οιονεί Κατάρρευση | θ_{pl}/γ_{Rd} | θ_{pl} |

Πίνακας 6.3 Εισαγωγή Δεδομένων Κριτηρίων Επιτελεστικότητας στο SAP κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8

6.3 Υπολογισμός Παραμορφωσιακών Μεγεθών

Στο παρόν κεφάλαιο θα παρουσιαστεί αναλυτικά η διαδικασία εφαρμογής των σχέσεων και ελέγχων του ΚΑΝ.ΕΠΕ και του Ευρωκώδικα 8 που αναλύθηκαν στο Κεφάλαιο 5 για μια ενδεικτική δοκό και υποστύλωμα του φορέα. Στο συνοδευτικό ηλεκτρονικό αρχείο της παρούσας εργασίας παρατίθενται τα αρχεία Excel που δημιουργήθηκαν για τον υπολογισμό των παραμορφωσιακών μεγεθών για το σύνολο των μελών του φορέα. Βάσει των αποτελεσμάτων θα γίνει και μια προκαταρκτική σύγκριση μεταξύ ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8.

6.3.1 Αναλυτικά Παραδείγματα Υπολογισμού Γωνιών Στροφής θ_y , θ_u , θ_{pl} κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 για Υποστύλωμα και Δοκό

- Υποστύλωμα Ισογείου K15

Γεωμετρικά στοιχεία: $L=3.65\text{m}$, $h=0.4\text{m}$, $b_w=0.4\text{m}$ ($L_s = L/2=1.825\text{m}$)

Υλικά: Σκυρόδεμα $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$, $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$

Οπλισμός: -Κύριος 6Φ18+2Φ14 (4Φ18+1Φ14 Εφελκυσόμενος)
 -Συνδετήρες Φ8/10
 -Συνοχή οπλισμών $c=0.02\text{m}$
 $-d_{bl} = 0.016\text{m}$ μέση διάμετρος εφελκυσόμενου οπλισμού

Ισχύει $d = h - d_1$ όπου $d_1 = c + \phi_l/2 + \phi_w$, και μοχλοβραχίονας $z = d - d_1 = h - 2 \cdot d_1$. Άρα για το υποστύλωμα K18

$$d_1 = 0.02 + 0.016/2 + 0.008 = 0.036\text{m}$$

$$d = 0.4 - 0.036 = 0.364\text{m}$$

$$z = 0.4 - 2 \cdot 0.036 = 0.328\text{m}$$

Από SAP2000:

- $\varphi_y = 0.00815$
- $\varphi_u = 0.033$
- $M_y = 76.275 \text{ KNm}$
- $M_u = 108.269 \text{ KNm}$
- $N = -287.3 \text{ KN}$

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ

Ισχύει

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 16 + 8 = 24 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f_{cm}/\gamma_c = 24/1.10 = 21.8 \text{ MPa}$$

$$f_{ym} = f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f_{ym}/\gamma_s = 400/1.10 = 363.64 \text{ MPa}$$

▪ Έλεγχος Ψαθυρής Συμπεριφοράς:

Αν $V_{Rd1} > M_y/L_s$ τότε $a_v=0$, αλλιώς $a_v=1$ και γίνεται έλεγχος ψαθυρής συμπεριφοράς:

Αν $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd} < M_y/L_s$ τότε παρουσιάζει ψαθυρή συμπεριφορά, αλλιώς πλάστιμη.

Εύρεση Διατμητικής Αστοχίας (ΕΚΩΣ):

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Μονάδες KPa-KN-m}), \text{ όπου}$$

$$T_{Rd} = 274 \text{ KPa} \quad (\text{για } f_{cm} = 21.8 \text{ MPa})$$

$$k = 1.6 - d \text{ (m)} \geq 1.00 = 1.6 - 0.364 = 1.236$$

$$\sigma_{cp} \text{ (KPa)} = \frac{NEd}{Ac} = 287.3 / (0.4 \cdot 0.4) = 1795.625$$

$$\rho_l = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 = ((4 \cdot 3.14 \cdot 0.018^2 + 1 \cdot 3.14 \cdot 0.014^2) / 4) / (0.4 \cdot 0.364) = 0.008$$

$$\text{Άρα προκύπτει } V_{Rd1} = [274 \cdot 1.236 \cdot (1.20 + 40 \cdot 0.008) + 0.15 \cdot 1795.625] \cdot 0.4 \cdot 0.364 = 114.254 \text{ KN}$$

$$\text{Έλεγχος απομείωσης } V_{Rd1} : v = N_{sd} / A_c \cdot f_c = -287.3 / (0.4 \cdot 0.4 \cdot 21800) = -0.082 > -0.1$$

$$\text{Άρα } V_{cd} = 0.3 V_{Rd1} = 34.276 \text{ KN} \text{ και } V_{My} = M_y / L_s = 76.275 / 1.825 = 41.78 \text{ KN}$$

Άρα ισχύει $V_{Rd1} < M_y / L_s$ και $a_v=1$.

Εύρεση $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd}$:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9d \cdot f_{yw} \quad (\text{Μονάδες σε KPa, m})$$

Όπου ισχύει

$$A_{sw} = n \cdot (\pi \cdot d_{bw}^2) / 4 = 2 \cdot 3.14 \cdot 0.008^2 / 4 = 1 \text{ cm}^2 = 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$f_{yw} = f_{ywk} / 1.1 = 220 / 1.1 = 200 \text{ MPa}$$

$$s = 10\text{cm} = 0.1\text{m}$$

$$\text{Προκύπτει } V_{wd} = \frac{Asw}{s} \cdot 0.9d \cdot f_{yw} = \frac{0.0001}{0.1} \cdot 0.9 \cdot 0.364 \cdot 200000 = 65.52 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd} = 34.276 + 65.52 = 100 \text{ KN} > 37.6 \text{ KN}$$

Άρα ισχύει $V_{Rd} > M_y / L_s \rightarrow$ ΠΛΑΣΤΙΜΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ (Δε χρειάζεται απομείωση της γωνίας διαρροής θ_y)

▪ Υπολογισμός γωνίας διαρροής θ_y

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{Ls + av \cdot z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \frac{h}{Ls}\right) + \varphi_y \cdot \frac{db \cdot fy}{8 \cdot \sqrt{fc}}$$

$$\theta_y = 0.00815 \cdot ((1.825 + 1 \cdot 0.328)/3) + 0.0014 \cdot (1 + 1.5 \cdot 0.4/1.825) + 0.00815 \cdot 0.016 \cdot 363.64 / (8 \cdot 21.8^{0.5})$$

=

$$= \mathbf{0.009}$$

▪ Υπολογισμός γωνίας αστοχίας θ_u

$$\theta_{u,m} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega)}{\max(0.01, \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot (\alpha_s)^{0.35} \cdot 25^{(aps \cdot fyw/fc)} (1.25^{100 \cdot \rho_d})$$

$$v = N/b \cdot h \cdot f_c = 0.082$$

$$\alpha_s = M/V \cdot h = L_s/h = 1.825/0.4 = 4.563$$

$$\omega = \frac{As \cdot fy_m}{Ac \cdot f_{cm}} \text{ για εφελκόμενο και θλιβόμενο οπλισμό αντίστοιχα είναι}$$

$$\omega_{\text{εφελκ}} = [(4 \cdot 3.14 \cdot 0.018^2 + 1 \cdot 3.14 \cdot 0.014^2)/4] \cdot 363.64 / [(0.4 \cdot 0.4) \cdot 21.8] = 0.122$$

$$\omega_{\text{θλιβ}} = [(2 \cdot 3.14 \cdot 0.018^2 + 1 \cdot 3.14 \cdot 0.014^2)/4] \cdot 363.64 / [(0.4 \cdot 0.4) \cdot 1.8] = 0.069$$

$$\rho_s = 0 \text{ (γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης)}$$

$$\rho_d = 0 \text{ (γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού)}$$

Άρα έχουμε

$$\theta_{u,m} = 0.016 \cdot (0.3^{0.082}) \cdot \left[\frac{0.069}{0.122} \cdot 21.8 \right]^{0.225} \cdot (4.563)^{0.35} = \mathbf{0.0434}$$

Σύγκριση με τιμή που προκύπτει από τους πίνακες υπολογισμού Φαρδή (Παράρτημα 7B ΚΑΝ.ΕΠΕ): $\theta_{u,m} = \mathbf{0.047}$ (Συγκλίνει)

▪ **Κριτήρια Επιτελεστικότητας - SAP**

$$\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y = 0.0434 - 0.009 = 0.0344 \text{ και } \gamma_{Rd} = 1.80 \text{ άρα } \theta_{pl} / (\gamma_{Rd}) = \mathbf{0.0191}$$

Άρα έχουμε τα εξής όρια παραμορφώσεων

- Στάθμη «Προστασία Ζωής» : $\mathbf{0.5 \theta_{pl} / \gamma_{Rd} = 0.0096}$
- Στάθμη «Οιονεί κατάρρευση» : $\mathbf{\theta_{pl} / \gamma_{Rd} = 0.0191}$

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8

Ισχύει

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 16 + 8 = 24 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f_{cm} / \gamma_c = 24 / 1.20 = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{ym} = f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f_{ym} / \gamma_s = 400 / 1.20 = 333.333 \text{ MPa}$$

▪ **Έλεγχος Ψαθυρής Συμπεριφοράς:**

Αν $V_{Rd1} > M_y / L_s$ τότε $a_v = 0$, αλλιώς $a_v = 1$ και γίνεται έλεγχος ψαθυρής συμπεριφοράς:
 Αν $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd} < M_y / L_s$ τότε παρουσιάζει ψαθυρή συμπεριφορά, αλλιώς πλάστιμη.

Εύρεση Διατμητικής Αστοχίας (EC-8):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{cm})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \text{ (Μονάδες MPa-N-mm)}$$

με ελάχιστη τιμή $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$, όπου

$$C_{Rd} \text{ (MPa)} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.2 = 0.15$$

$$f_{cm} \text{ (MPa)} = 20 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{364}} = 1.741$$

ρ_l ως ανωτέρω ($\rho_l = 0.008$)

$$\sigma_{cp} \text{ (MPa)} = \frac{NEd}{A_c} = 1.7956 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0.15$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{cm}^{1/2} = 0.36$$

$$\text{Άρα προκύπτει } V_{Rd1} = [0.15 \cdot 1.741 \cdot (100 \cdot 0.008 \cdot 20)^{1/3} + 0.15 \cdot 1.7956] \cdot 400 \cdot 364 = 135.22 \text{ KN}$$

$$\text{Ικανοποιείται επίσης ο έλεγχος } V_{Rd1} \geq V_{Rd,c,min} = (0.36 + 0.15 \cdot 1.7956) \cdot 400 \cdot 364 = 91.581 \text{ KN}$$

$$\text{Έλεγχος απομείωσης } V_{Rd1} : v = N_{sd} / A_c \cdot f_c = -287.3 / (0.4 \cdot 0.4 \cdot 20000) = -0.09 > -0.1$$

$$\text{Άρα } V_{cd} = 0.3 V_{Rd1} = 40.566 \text{ KN και } V_{My} = M_y / L_s = 76.275 / 1.825 = 41.78 \text{ KN}$$

Άρα ισχύει $V_{Rd1} < M_y / L_s$ και $a_v=1$.

Εύρεση $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd}$:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9d \cdot f_{yw} \quad (\text{Μονάδες σε ΚΡα, m})$$

Όπου ισχύει

$$A_{sw} = n \cdot (\pi \cdot d_{bw}^2) / 4 = 2 \cdot 3.14 \cdot 0.008^2 / 4 = 1 \text{ cm}^2 = 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$f_{yw} = f_{yk} / 1.2 = 220 / 1.2 = 183333 \text{ MPa}$$

$$s = 10 \text{ cm} = 0.1 \text{ m}$$

$$\text{Προκύπτει } V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9d \cdot f_{yw} = \frac{0.0001}{0.1} \cdot 0.9 \cdot 0.364 \cdot 183333 = 60.1 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd} = 40.556 + 60.1 = 100.66 \text{ KN} > 41.78 \text{ KN}$$

Άρα ισχύει $V_{Rd} > M_y / L_s \rightarrow$ ΠΛΑΣΤΙΜΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ (Δε χρειάζεται απομείωση της γωνίας διαρροής θ_y)

- Υπολογισμός γωνίας διαρροής θ_y

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{Lv + av \cdot z}{3} + 0.0013 \cdot \left(1 + 1.5 \frac{h}{Lv} \right) + 0.13 \cdot \varphi_y \cdot \frac{db \cdot fy}{\sqrt{fc}}$$

$$\theta_y = 0.0037 \cdot ((3.56 + 0 \cdot 0.628) / 3) + 0.0013 \cdot (1 + 1.5 \cdot 0.7 / 3.56) + 0.13 \cdot 0.0037 \cdot 0.016 \cdot 363.64 / (\cdot 21.8^{0.5}) =$$
$$= \mathbf{0.0088}$$

- Υπολογισμός γωνίας αστοχίας θ_u

$$L_{pl} = 0.1 \cdot L_v + 0.17 \cdot h + 0.24 \cdot \frac{db \cdot fy}{\sqrt{fc}} = 0.1 \cdot 1.825 + 0.17 \cdot 0.4 + 0.24 \cdot \frac{0.016 \cdot 333.333}{\sqrt{20}} = 0.537 \text{ m}$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0.5 \cdot L_{pl}}{Lv} \right) \right] = \frac{1}{2.00} \cdot \left[0.0088 + (0.033 - 0.00815) \cdot 0.537 \cdot \left(1 - \frac{0.5 \cdot 0.537}{1.825} \right) \right] = \mathbf{0.0101}$$

▪ **Κριτήρια Επιτελεστικότητας - SAP**

$$\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y = 0.0101 - 0.0088 = 0.0013$$

Να σημειωθεί εδώ ότι τα καθαρά μεγέθη θ_u , θ_{pl} των ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 είναι μη συγκρίσιμα: πρέπει πρώτα να υπεισέλθει στον ΚΑΝ.ΕΠΕ ο συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{Rd} = 1.80$ στον υπολογισμό των θ_{pl} , ο οποίος στον EC8 υπεισέρχεται κατευθείαν στον υπολογισμό της θ_u ($\gamma_{el} = 2.00$).

Άρα έχουμε τα εξής όρια παραμορφώσεων

- Στάθμη «Προστασία Ζωής» : **$0.75 \theta_{pl} = 0.001$**
- Στάθμη «Οιονεί κατάρρευση» : **$\theta_{pl} = 0.0013$**

Συγκριτικά για το υποστύλωμα K15 ισογείου προκύπτουν λοιπόν σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8

| | Γωνία διαρροής θ_y | Γωνία αστοχίας θ_u | «Προστασία Ζωής» $0.5 \theta_{pl} / \gamma_{Rd} / 0.75 \theta_{pl}$ | «Οιονεί Κατάρρευση» $\theta_{pl} / \gamma_{Rd} / \theta_{pl}$ |
|----------------|------------------------------|------------------------------|--|--|
| ΚΑΝ.ΕΠΕ | 0.009 | 0.0434 | 0.096 | 0.0191 |
| EC-8 | 0.0088 | 0.0101 | 0.001 | 0.0013 |

Πίνακας 6.4 Παραμορφωσιακά Μεγέθη Υποστυλώματος K15 Ισογείου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8

Ακόμη και στην περίπτωση που γίνει υπολογισμός των παραμορφωσιακών μεγεθών βάσει του παραρτήματος 7^A ΚΑΝ.ΕΠΕ δε διαφοροποιούνται ιδιαίτερα (αντίστοιχο παράδειγμα για το υποστύλωμα K15 ισογείου παρατίθεται στο Παράρτημα Α της παρούσας εργασίας).

▪ **Δοκός Γ' ορόφου Δ1**

Γεωμετρικά στοιχεία: $L=2.88m$, $h=0.6m$, $b_w=0.2m$ (Αμφιέριστη δοκός άρα $L_s = L/2=1.44m$)

Υλικά: Σκυρόδεμα $f_{ck} = 16 MPa$, $f_{yk} = 400 MPa$

Οπλισμός: -Κύριος 5Φ18 (3Φ18 Κάτω, 2Φ18 Άνω)

-Συνδετήρες Φ8/20

-Συνοχή οπλισμών $c=0.02m$

- $d_{bl} = 0.018m$ μέση διάμετρος εφελκόμενου οπλισμού

Ισχύει $d = h - d_1$ όπου $d_1 = c + \phi_1/2 + \phi_w$, και μοχλοβραχίονας $z = d - d_1 = h - 2 \cdot d_1$. Άρα για τη δοκό Δ5

$$d_1 = 0.02 + 0.018/2 + 0.008 = 0.037\text{m}$$

$$d = 0.6 - 0.037 = 0.563\text{m}$$

$$z = 0.6 - 2 \cdot 0.037 = 0.526\text{m}$$

Από SAP2000:

- $\varphi_y = 0.0047$
- $\varphi_u = 0.053$
- $M_y = 149.527 \text{ KNm}$
- $M_u = 167.896 \text{ KNm}$
- $N = 0 \text{ KN}$

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ

Ισχύει

$$f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa} = 16 + 8 = 24 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f_{cm}/\gamma_c = 24/1.10 = 21.8 \text{ MPa}$$

$$f_{ym} = f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f_{ym}/\gamma_s = 400/1.10 = 363.64 \text{ MPa}$$

▪ Έλεγχος Ψαθυρής Συμπεριφοράς:

Αν $V_{Rd1} > M_y/L_s$ τότε $a_v=0$, αλλιώς $a_v=1$ και γίνεται έλεγχος ψαθυρής συμπεριφοράς:
 Αν $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd} < M_y/L_s$ τότε παρουσιάζει ψαθυρή συμπεριφορά, αλλιώς πλάστιμη.

Εύρεση Διατμητικής Αστοχίας (ΕΚΩΣ):

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Μονάδες KPa-KN-m}), \text{ όπου}$$

$$T_{Rd} = 274 \text{ KPa} \quad (\text{για } f_{cm} = 21.8 \text{ MPa})$$

$$k = 1.6 - d \text{ (m)} \geq 1.00 = 1.6 - 0.563 = 1.037$$

$$\sigma_{cp} \text{ (KPa)} = \frac{NEd}{Ac} = 0$$

$$\rho_{l, \text{κάτω}} = \frac{Asw}{bw \cdot d} \leq 0.02 = (3 \cdot 3.14 \cdot 0.018^2 / 4) / (0.2 \cdot 0.563) = 0.0068$$

$$\rho_{l, \text{άνω}} = \frac{Asw}{bw \cdot d} \leq 0.02 = (2 \cdot 3.14 \cdot 0.018^2 / 4) / (0.2 \cdot 0.563) = 0.0045$$

Να σημειωθεί εδώ ότι στις διατομές δοκών όπου υπάρχει διαφοροποίηση μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού, όπως στο παράδειγμα, κανονικά πρέπει να γίνει έλεγχος και για τα δυο ποσοστά οπλισμού (εφελκυσμός άνω και κάτω ίνας). Τελικώς ο έλεγχος ψαθυρής αστοχίας και ο υπολογισμός των γωνιών στροφής επιλέγεται να γίνει βάσει της δυσμενέστερης τέμνουσας που προκύπτει (της μικρότερης, η οποία προκύπτει από το μικρότερο ποσοστό οπλισμού).

$$\text{Άρα προκύπτει } V_{Rd1} = 274 \cdot 1.037 \cdot (1.20 + 40 \cdot 0.0045 + 0.15 \cdot 0) \cdot 0.2 \cdot 0.563 = 44.15 \text{ KN}$$

$$\text{Έλεγχος απομείωσης } V_{Rd1} : v = N_{sd}/A_c \cdot f_c = 0 > -0.1$$

Άρα $V_{cd}=0.3V_{Rd1} = 13.245 \text{ KN}$ και $V_{My} = M_y/L_s = 149.527/1.44 = 103.84 \text{ KN}$

Άρα ισχύει $V_{Rd1} < M_y/L_s$ και $a_v=1$.

Εύρεση $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd}$:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9d \cdot f_{yw} \quad (\text{Μονάδες σε KPa, m})$$

Όπου ισχύει

$$A_{sw} = n \cdot (\pi \cdot d_{bw}^2)/4 = 2 \cdot 3.14 \cdot 0.008^2/4 = 1 \text{ cm}^2 = 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$f_{yw} = f_{ywk}/1.1 = 220/1.1 = 200 \text{ MPa}$$

$$s = 20 \text{ cm} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Προκύπτει } V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9d \cdot f_{yw} = \frac{0.0001}{0.2} \cdot 0.9 \cdot 0.563 \cdot 200000 = 50.67 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd} = 13.245 + 50.67 = 64 \text{ KN} < V_{My} = M_y/L_s = 103.84 \text{ KN}$$

Άρα ισχύει $V_{Rd} < M_y/L_s \rightarrow$ **ΨΑΘΥΡΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ** (Απαιτείται απομείωση της γωνίας διαρροής θ_y)

- **Υπολογισμός γωνίας διαρροής θ_y**

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

$$\theta_y = 0.0047 \cdot ((1.44 + 1 \cdot 0.526)/3) + 0.0014 \cdot (1 + 1.5 \cdot 0.6/1.44) + 0.0047 \cdot 0.018 \cdot 363.64 / (8 \cdot 21.8^{0.5}) = 0.0062$$

$$\theta_y' = \theta_y \cdot V_R \cdot L_s / M_y = (0.0062 \cdot 64 \cdot 1.44) / 149.527 = \mathbf{0.0038}$$

- **Υπολογισμός γωνίας αστοχίας θ_u**

$$\theta_{u,m} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega)}{\max(0.01, \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot (a_s)^{0.35} \cdot 25^{(a_{ps} \cdot f_{yw}/f_c)} (1.25^{100 \cdot \rho_d})$$

$$v = N/b \cdot h \cdot f_c = 0$$

$$\alpha_s = M/V \cdot h = L_s/h = 1.44/0.6 = 2.4$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{ym}}{A_c \cdot f_{cm}} \quad \text{για εφελκυσμένο και θλιβόμενο σπλισμό αντίστοιχα είναι}$$

$$\omega_{\text{εφελκ}} = [(3 \cdot 3.14 \cdot 0.018^2 / 4) \cdot 363.64] / [(0.2 \cdot 0.6) \cdot 21.8] = 0.106$$

$$\omega_{\text{θλιβ}} = [(2 \cdot 3.14 \cdot 0.018^2 / 4) \cdot 363.64] / [(0.2 \cdot 0.6) \cdot 21.8] = 0.0707$$

$\rho_s = 0$ (γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης)

$\rho_d = 0$ (γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού)

Άρα έχουμε

$$\theta_{u,m} = 0.016 \cdot (0.3^0) \cdot \left[\frac{0.0707}{0.106} \cdot 21.8 \right]^{0.225} \cdot (2.4)^{0.35} = \mathbf{0.0397}$$

▪ Κριτήρια Επιτελεστικότητας - SAP

$$\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y = 0.0397 - 0.0038 = 0.0359 \text{ και } \gamma_{Rd} = 1.80 \text{ άρα } \theta_{pl} / \gamma_{Rd} = \mathbf{0.02}$$

Άρα έχουμε τα εξής όρια παραμορφώσεων

- Στάθμη «Προστασία Ζωής»: $\mathbf{0.5 \theta_{pl} / \gamma_{Rd} = 0.01}$
- Στάθμη «Οιονεί κατάρρευση»: $\mathbf{\theta_{pl} / \gamma_{Rd} = 0.02}$

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8

Ισχύει

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 16 + 8 = 24 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f_{cm} / \gamma_c = 24 / 1.20 = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{ym} = f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f_{ym} / \gamma_s = 400 / 1.20 = 333.333 \text{ MPa}$$

▪ Έλεγχος Ψαθυρής Συμπεριφοράς:

Αν $V_{Rd1} < M_y / L_s$ τότε το μέλος παρουσιάζει ψαθυρή συμπεριφορά με $a_v = 1$, αλλιώς πλάσטיμη με $a_v = 0$.

Εύρεση Διατμητικής Αστοχίας (EC-8):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{cm})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \text{ (Μονάδες MPa-N-mm)}$$

με ελάχιστη τιμή $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$, όπου

$$C_{Rd} \text{ (MPa)} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.2 = 0.15$$

$$f_{cm} \text{ (MPa)} = 20 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{563}} = 1.596$$

ρ_1 ως ανωτέρω ($\rho_1 = 0.0045$)

$$\sigma_{cp} \text{ (MPa)} = \frac{NEd}{Ac} = 0$$

$$k_1 = 0.15$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{cm}^{1/2} = 0.3156$$

Άρα προκύπτει $V_{Rd1} = [0.15 \cdot 1.596 \cdot (100 \cdot 0.0045 \cdot 20)^{1/3} + 0.15 \cdot 0] \cdot 200 \cdot 563 = 56.145 \text{ KN}$

Ικανοποιείται επίσης ο έλεγχος $V_{Rd1} \geq V_{Rd,c,\min} = (0.3156 + 0.15 \cdot 0) \cdot 200 \cdot 563 = 35.6 \text{ KN}$

Έλεγχος απομείωσης $V_{Rd1} : v = N_{sd}/A_c \cdot f_c = 0 > -0.1$

Άρα $V_{cd} = 0.3V_{Rd1} = 16.844 \text{ KN}$ και $V_{My} = M_y/L_s = 149.527/1.44 = 103.84 \text{ KN}$

Άρα ισχύει $V_{Rd1} < M_y/L_s$ και $a_v = 1$.

Εύρεση $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd}$:

$$V_{wd} = \frac{Asw}{s} \cdot 0.9d \cdot f_{yw,m} \quad (\text{Μονάδες σε KPa, m})$$

Όπου ισχύει

$$A_{sw} = n \cdot (\pi \cdot d_{bw}^2)/4 = 2 \cdot 3.14 \cdot 0.008^2/4 = 1 \text{ cm}^2 = 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$f_{yw,m} = f_{ywk}/1.2 = 220/1.2 = 183333 \text{ MPa}$$

$$s = 20 \text{ cm} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Προκύπτει } V_{wd} = \frac{Asw}{s} \cdot 0.9d \cdot f_{yw,m} = \frac{0.0001}{0.2} \cdot 0.9 \cdot 0.563 \cdot 183333 = 46.67 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd} = 16.844 + 46.67 = 63.514 \text{ KN} < 103.84 \text{ KN}$$

Άρα ισχύει $V_{Rd} < M_y/L_s \rightarrow$ **ΨΑΘΥΡΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ** (Αντίθετα με ΚΑΝ.ΕΠΕ ο EC8 δεν απαιτεί απομείωση της γωνίας διαρροής θ_y)

- **Υπολογισμός γωνίας διαρροής θ_y**

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{Lv + av \cdot z}{3} + 0.0013 \cdot \left(1 + 1.5 \frac{h}{Lv}\right) + 0.13 \cdot \varphi_y \cdot \frac{db \cdot fy}{\sqrt{f_c}}$$

$$\theta_y = 0.0047 \cdot ((1.44 + 1 \cdot 0.526)/3) + 0.0013 \cdot (1 + 1.5 \cdot 0.6/1.44) + 0.13 \cdot 0.018 \cdot 363.64/(21.8^{0.5}) = \mathbf{0.006}$$

▪ Υπολογισμός γωνίας αστοχίας θ_u

$$L_{pl} = 0.1 \cdot L_v + 0.17 \cdot h + 0.24 \cdot \frac{db \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} = 0.1 \cdot 1.44 + 0.17 \cdot 0.6 + 0.24 \cdot \frac{0.018 \cdot 333.333}{\sqrt{20}} = 0.568 \text{m}$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0.5 \cdot L_{pl}}{L_v} \right) \right] = \frac{1}{2.00} \cdot \left[0.006 + (0.053 - 0.0047) \cdot 0.568 \cdot \left(1 - \frac{0.5 \cdot 0.568}{1.44} \right) \right] = \mathbf{0.014}$$

▪ Κριτήρια Επιτελεσματικότητας - SAP

$$\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y = 0.014 - 0.006 = \mathbf{0.008}$$

Να σημειωθεί εδώ ότι τα μεγέθη θ_u , θ_{pl} των ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 είναι μη συγκρίσιμα: πρέπει πρώτα να υπεισέλθει στον ΚΑΝ.ΕΠΕ ο συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{Rd} = 1.80$ στον υπολογισμό των θ_{pl} , ο οποίος στον EC8 υπεισέρχεται κατευθείαν στον υπολογισμό της θ_u ($\gamma_{el} = 2.00$).

Άρα έχουμε τα εξής όρια παραμορφώσεων

- Στάθμη «Προστασία Ζωής»: $\mathbf{0.75 \theta_{pl} = 0.006}$
- Στάθμη «Οιονεί κατάρρευση»: $\mathbf{\theta_{pl} = 0.008}$

Συγκριτικά για τη δοκό Δ1 Γ' ορόφου προκύπτουν σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC-8

| | Γωνία διαρροής θ_y | Γωνία αστοχίας θ_u | «Προστασία Ζωής» $0.5 \theta_{pl} / \gamma_{Rd} / 0.75 \theta_{pl}$ | «Οιονεί Κατάρρευση» $\theta_{pl} / \gamma_{Rd} / \theta_{pl}$ |
|----------------|---------------------------|---------------------------|--|--|
| ΚΑΝ.ΕΠΕ | 0.0062 → 0.0038 | 0.0397 | 0.01 | 0.02 |
| EC-8 | 0.006 | 0.014 | 0.006 | 0.008 |

Πίνακας 6.5 Παραμορφωσιακά Μεγέθη Δοκού Δ1 Γ' Ορόφου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8

6.3.2 Συγκρίσεις και Συμπεράσματα επί ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8

Η πρώτη παρατήρηση που γίνεται είναι ότι ο τύπος του Ευρωκώδικα 2 για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής διατομής, παρά τις διαφορές με τον αντίστοιχο τύπο του ΕΚΩΣ δίνει περίπου ίδιες τιμές, με αποκλίσεις γύρω στο 0-3%. Ως αποτέλεσμα, παρατηρείται ταύτιση των στοιχείων που παρουσιάζουν συντελεστή $a_v=1$ και/ή ψαθυρή συμπεριφορά κατά τον έλεγχο πλάστιμης/ψαθυρής συμπεριφοράς κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και Ευρωκώδικα 8 για δοκούς, υποστυλώματα και τοιχώματα.

Ακόμη, η απομείωση της γωνίας στροφής διαρροής χορδής ($\theta_y' = \theta_y \cdot V_{RD} \cdot L_s/M_y$) που επιβάλλει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ στη περίπτωση διατμητικής αστοχίας δεν οδηγεί σε ιδιαίτερες αποκλίσεις, ούτε αλλάζει ουσιαστικά τα τελικά παραμορφωσιακά μεγέθη και κριτήρια επιτελεστικότητας που προκύπτουν.

Μια πολύ βασική παρατήρηση που προκύπτει από τη σύγκριση των μεγεθών γωνίας στροφής διαρροής και αστοχίας είναι ότι οι γωνίες διαρροής θ_y γενικά συμπίπτουν (αποκλίσεις στο 3°-4° δεκαδικό ψηφίο) κάτι το οποίο αναμένεται από την ομοιότητα των αντίστοιχων σχέσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8. Εντούτοις όμως, για τις τιμές της γωνίας αστοχίας θ_u παρατηρείται ότι η απλούστερη σχέση του EC8 (Α.4) που χρησιμοποιείται έναντι της πιο σύνθετης του ΚΑΝ.ΕΠΕ (Σχέση Σ.8α) υποεκτιμά τη γωνία αστοχίας σε σχέση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, εν μέρει λόγω της απευθείας εισαγωγής του συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{ei}=2.00$ στην εξίσωση. Βέβαια, και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ επιβάλλει χρήση συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{Rd}=1.80$ για τον υπολογισμό των τελικών παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής. Τελικώς, οι προκύπτουσες τιμές της γωνίας αστοχίας και κατά συνέπεια και οι τιμές της πλαστικής γωνίας στροφής και τα κριτήρια επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ προκύπτουν μεγαλύτερα σε σχέση με τον EC8. Γενικά ο Ευρωκώδικας αποδίδει για τα υποστυλώματα πλαστικές γωνίες (θ_{pl}) τάξης μεγέθους 10^{-3} ενώ ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (θ_{pl}/γ_{Rd}) αποδίδει τάξη μεγέθους 10^{-2} . Για τις δοκούς η τάξη μεγέθους είναι γενικά κοινή (10^{-2}), με τις τιμές του ΚΑΝ.ΕΠΕ να προκύπτουν πάλι μεγαλύτερες.

Ακόμη, το δεύτερο κριτήριο ψαθυρής/πλάστιμης συμπεριφοράς (πλάστιμη συμπεριφορά αν $\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \geq 2$) του ΚΑΝ.ΕΠΕ δε συμπίπτει πάντα με το βασικό κριτήριο (αν $V_{Rd} < M_y/L_s$ τότε ψαθυρή συμπεριφορά). Συγκεκριμένα, εκτιμώνται ως πλάστιμα ($\mu_\theta \geq 2$) όλα τα δομικά μέλη του φορέα, ενώ με το βασικό κριτήριο συμπεριφοράς προκύπτει να παρουσιάζουν ψαθυρή συμπεριφορά συνολικά (2) υποστυλώματα (K18 σε δυο ορόφους), πέντε (5) τοιχώματα (τοιχώμα γάμμα K1.2 σε κάθε όροφο) και (19) δοκοί. Για αυτό το λόγο θεωρείται ως «επαληθευτικό» και όχι βασικό κριτήριο ελέγχου.

Τέλος, όπως προκύπτει και από το παράδειγμα που επισυνάπτεται στο Παράρτημα Α της εργασίας, η κατά γράμμα τήρηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ όσον αφορά τον υπολογισμό της ροπής και καμπυλότητας διαρροής (Παράρτημα 7^Α ΚΑΝ.ΕΠΕ) δεν κρίνεται απαραίτητη: τα δεδομένα M_y , M_u , ϕ_y , ϕ_u που προκύπτουν από το πρόγραμμα SAP2000 είναι αξιόπιστα.

Συμπερασματικά, προκύπτει πως ο ΚΑΝ.ΕΠΕ δίνει μεγαλύτερα περιθώρια πλαστιμότητας έναντι του πιο συντηρητικού Ευρωκώδικα. Η παρατήρηση αυτή μένει να επιβεβαιωθεί και από τα αποτελέσματα της ανάλυσης και αποτίμησης του φορέα.

6.4 Ανελαστική Ανάλυση στο SAP

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία εκτέλεσης της ανελαστικής ανάλυσης στο πρόγραμμα SAP2000, βήμα προς βήμα, καθώς και τα αποτελέσματα αυτής και τελικώς πραγματοποιείται η αποτίμηση του φορέα.

6.4.1 Ορισμός Κατανομών Οριζόντιων Φορτίων Καθ' ύψος

Σύμφωνα με την §5.2.3.2 του παρόντος, ορίζονται οκτώ (8) συνδυασμοί οριζόντιων φορτίσεων (Πίνακας 6.6), σύμφωνα με την ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή, και για τους δυο κανονισμούς στις διευθύνσεις X,-X, Y και -Y του σεισμού.

| ΚΑΤΑΝΟΜΗ/ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ | ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ |
|------------------------|--------------------|---------------------|
| X | Ομοιόμορφη κατά X | Ιδιομορφική κατά X |
| -X | Ομοιόμορφη κατά -X | Ιδιομορφική κατά -X |
| Y | Ομοιόμορφη κατά Y | Ιδιομορφική κατά Y |
| -Y | Ομοιόμορφη κατά -Y | Ιδιομορφική κατά -Y |

Πίνακας 6.6 Συνδυασμοί Κατανομών Οριζόντιων Φορτίων

Η εισαγωγή τους στο πρόγραμμα φαίνεται στα σχήματα 6.10, 6.11 και γίνεται με την ακολουθία εντολών Define Load Cases→Nonlinear Load Case→Pushover Case και αναλόγως με το είδος της κατανομής προσδιορίζονται και τα φορτία (Loads Applied): για την ομοιόμορφη κατανομή Acceleration (UX, -UX, UY, -UY) και για την ιδιομορφική ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή οριζόντιων φορτίων απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης (EXSTAT, -EXSTAT, EYSTAT, - EYSTAT) ή χρήση των κύριων ιδιομορφών κατά διεύθυνση X και Y αντίστοιχα (Mode 2 και Mode 3) .

Να σημειωθεί ότι και οι οκτώ ανελαστικές αναλύσεις έχουν ως σημείο εκκίνησης την ολοκλήρωση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης G+0.3Q NONLINEAR (Σχήμα 6.9), προκειμένου ο φορέας να βρίσκεται σε μια κατάσταση έντασης και παραμόρφωσης από το ίδιο βάρος του και τα κινητά φορτία του. Στα σχήματα 6.12α, 6.12β και 6.12γ ακολουθεί η αναλυτική παρουσίαση των επιμέρους παραμέτρων που ορίστηκαν για την εκτέλεση των αναλύσεων (Load Application-Results Saved-Nonlinear Parameters).

Load Case Name:

Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case

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

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied

| Load Type | Load Name | Scale Factor |
|--------------|-------------|--------------|
| Load Pattern | DEAD | 1. |
| Load Pattern | KINHTA | 0.3 |
| Load Pattern | MONIMA | 1. |
| Load Pattern | MONIMA-MPAT | 1. |

Other Parameters:

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

Σχήμα 6.9 Δημιουργία Αρχικών Συνθηκών Φόρτισης G+0.3Q NONLINEAR

Load Case Name:

Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case

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

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied

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

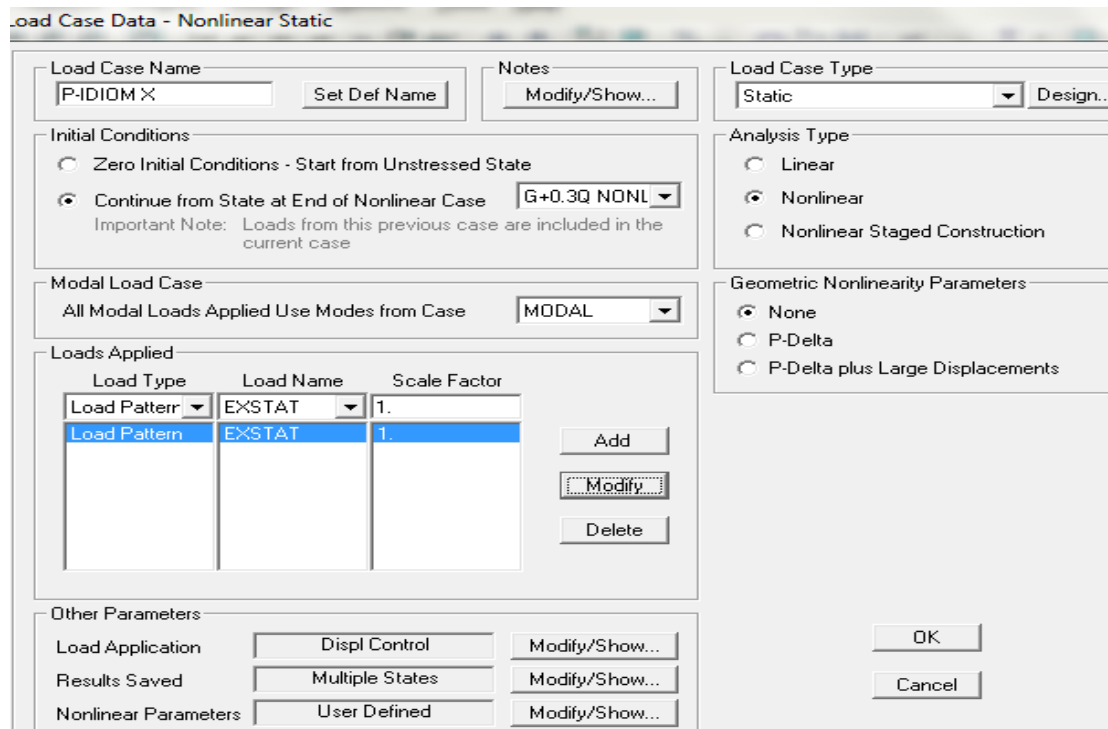
Other Parameters:

Load Application:

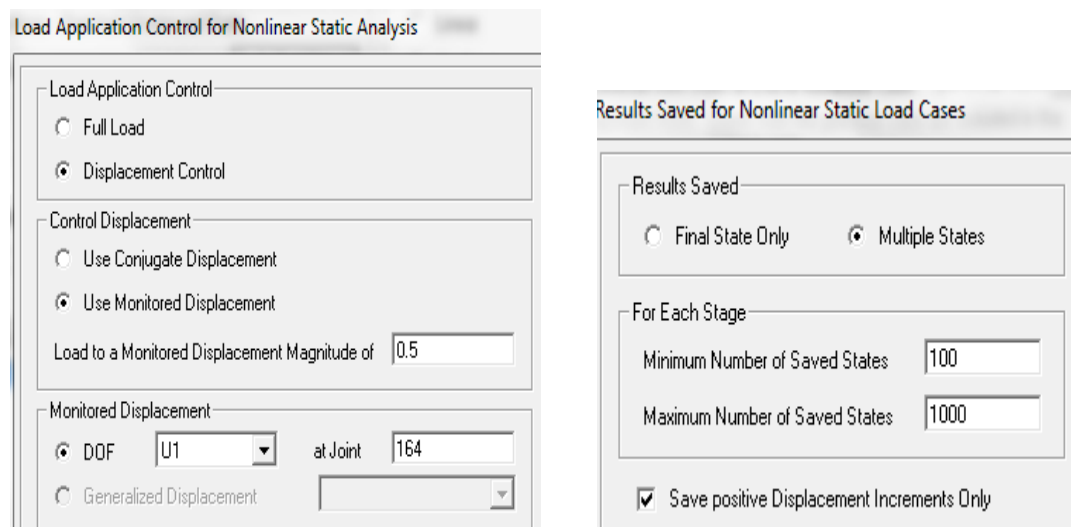
Results Saved:

Nonlinear Parameters:

Σχήμα 6.10 Δημιουργία Ομοιόμορφης Φόρτισης κατά X



Σχήμα 6.11 Δημιουργία Ιδιομορφικής Φόρτισης κατά X (Ανεστραμμένη Τριγωνική Κατανομή)



Σχήματα 6.12α, 6.12β Παράμετροι Συνδυασμών Φόρτισης

Στο σχήμα 6.12α φαίνεται η εφαρμογή της μεθόδου ελεγχόμενης μετακίνησης. Ορίστηκε ελεγχόμενη μετακίνηση 0.5m (τυχαία οριζόμενη, γενικώς κατά πολύ μεγαλύτερη από την μετακίνηση που προκύπτει βάσει της συνολικής αντοχής της κατασκευής) με σημείο ελέγχου τον κόμβο 164 (τοιχώμα K 1.2) ο οποίος είναι και ο πλησιέστερος στο κέντρο βάρους του Γ' ορόφου, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι οριζόντιες φορτίσεις επιβάλλονται επαυξητικά και σταδιακά από βήμα σε βήμα μέχρι η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου να φτάσει την ελεγχόμενη μετακίνηση.

Στο σχήμα 6.12γ φαίνονται οι παράμετροι της ανελαστικής μη γραμμικής ανάλυσης: από τις τρεις μεθόδους αποφόρτισης των πλαστικών αρθρώσεων επιλέγεται ο τρίτος (Restart Using Secant Stiffness) ο οποίος είναι και ο λιγότερο πιθανός να «αποτύχει», και επιπλέον προσομοιώνει καλύτερα τις ανακυκλιζόμενες συνθήκες φόρτισης και αποφόρτισης των πλαστικών αρθρώσεων λόγω σεισμικών δράσεων (εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος SAP2000). Όμως απαιτείται μεγάλος αριθμός βημάτων ανάλυσης, τόσο των total όσο και των null steps. Μετά από δοκιμές αποδείχθηκε ότι επαρκούν 1000 συνολικά βήματα και 200 null.

| Material Nonlinearity Parameters | |
|-------------------------------------|---|
| <input checked="" type="checkbox"/> | Frame Element Tension/Compression Only |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Frame Element Hinge |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Cable Element Tension Only |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Link Gap/Hook/Spring Nonlinear Properties |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Link Other Nonlinear Properties |
| <input type="checkbox"/> | Time Dependent Material Properties |

| Solution Control | |
|--|-----------|
| Maximum Total Steps per Stage | 1000 |
| Maximum Null (Zero) Steps per Stage | 200 |
| Maximum Constant-Stiff Iterations per Step | 100 |
| Maximum Newton-Raphson Iter. per Step | 50 |
| Iteration Convergence Tolerance (Relative) | 1.000E-06 |
| Use Event-to-event Stepping | Yes |
| Event Lumping Tolerance (Relative) | 1.000E-05 |
| Max Line Searches per Iteration | 20 |
| Line-search Acceptance Tol. (Relative) | 0.1 |
| Line-search Step Factor | 1.618 |

| Hinge Unloading Method | |
|----------------------------------|--------------------------------|
| <input type="radio"/> | Unload Entire Structure |
| <input type="radio"/> | Apply Local Redistribution |
| <input checked="" type="radio"/> | Restart Using Secant Stiffness |

| Target Force Iteration | |
|-------------------------------------|------|
| Maximum Iterations per Stage | 10 |
| Convergence Tolerance (Relative) | 0.01 |
| Acceleration Factor | 1. |
| Continue Analysis If No Convergence | No |

Reset To Defaults

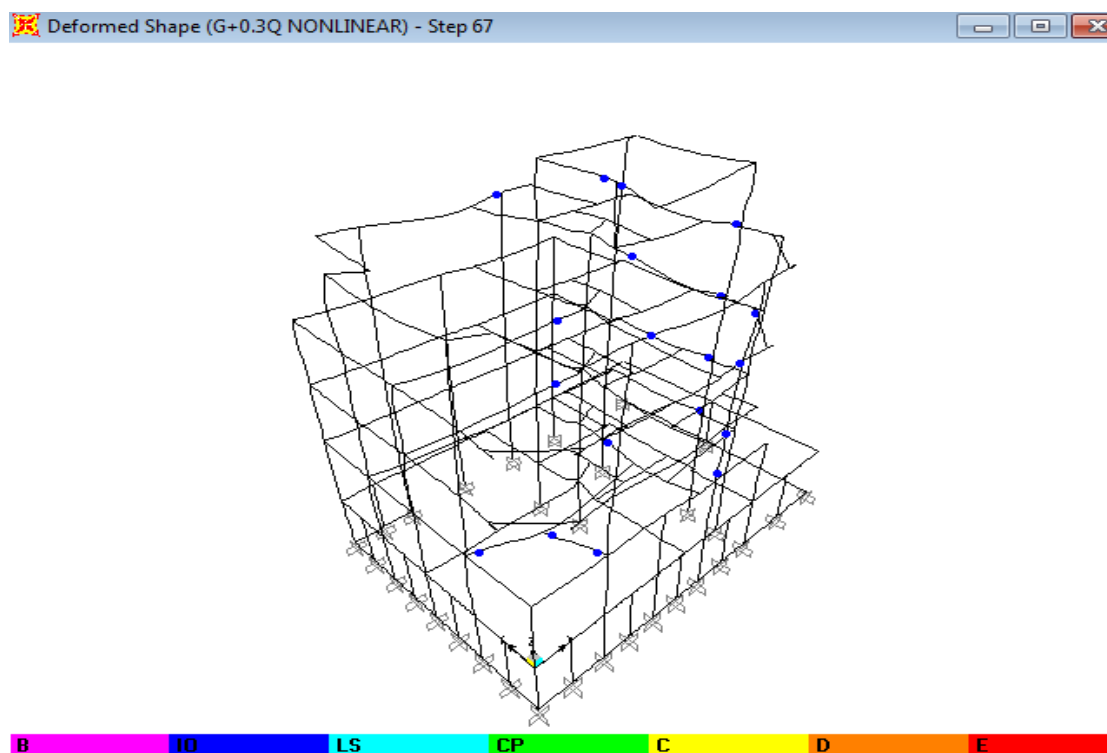
Σχήμα 6.12γ Παράμετροι Συνδυασμών Φόρτισης

6.4.2 Αποτελέσματα Ανελαστικής Ανάλυσης

Στην αρχική φάση της ανελαστικής ανάλυσης εκτελέστηκαν δώδεκα (12) διαφορετικές ανελαστικές αναλύσεις του φορέα σύμφωνα με τους ανωτέρω συνδυασμούς οριζόντιων φορτίσεων (ομοιόμορφη και ιδιομορφικές κατά X, -X, Y και -Y), τόσο για ΚΑΝ.ΕΠΕ και Ευρωκώδικα 8, σύνολο δηλαδή είκοσι τέσσερις (24) αναλύσεις σύμφωνα με την § 5.2.3.2 του παρόντος .

Ο φορέας κατά την εκτέλεση των ανελαστικών αναλύσεων με ιδιομορφική κατανομή, τόσο αυτής με βάση την ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή, όσο και αυτής με βάση την πρώτη ιδιομορφή κατά τις διευθύνσεις x και y, παρουσιάζει σημείο επιτελεστικότητας και η στάθμη επιτελεστικότητας όλων των πλαστικών αρθρώσεων στο βήμα της ανάλυσης που αντιστοιχεί στο σημείο επιτελεστικότητας δεν έχει ξεπεράσει την προκαθορισμένη απαιτούμενη «Προστασία Ζωής». Άρα με βάση την ιδιομορφική ανελαστική ανάλυση ο φορέας κρίνεται επαρκής.

Όμως, κατά την ανελαστική ανάλυση με εφαρμογή ομοιόμορφης κατανομής φορτίων, παρουσιάζεται σημείο επιτελεστικότητας στις αναλύσεις κατά τις διευθύνσεις X και -Y. Κατά τις διευθύνσεις -X και Y δεν εντοπίζεται σημείο επιτελεστικότητας. Αυτό είναι μεν ένδειξη ανεπάρκειας του φορέα, όμως παρατηρήθηκε ότι κατά την αρχική ανελαστική στατική ανάλυση G+0.3Q NONLINEAR, η οποία χρησιμοποιείται ως σημείο εκκίνησης των υπόλοιπων, εμφανίζεται ασυνήθιστα αυξημένο πλήθος πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες βρίσκονται όλες στη φάση διαρροής-Προστασία Ζωής (Σχήμα 6.13). Να σημειωθεί ότι στο σύνολό τους οι Π.Α. εμφανίζονται σε στοιχεία δοκού, και μόνο τέσσερις (4) σε στοιχεία υποστυλώματος.



Σχήμα 6.13 Κατάσταση Πλαστικών Αρθρώσεων κατά την Αρχική Ανάλυση G+0.3Q NONLINEAR

Κανονικά αναμένεται στην αρχική ανάλυση να εμφανιστούν είτε μικρός αριθμός πλαστικών αρθρώσεων, είτε και καθόλου. Γίνεται η εικασία λοιπόν ότι το ίδιο βάρος του φορέα είναι δυσανάλογα μεγάλο για την ορθή εκτέλεση της ομοιόμορφης ανελαστικής ανάλυσης. Αυτό το συμπέρασμα προέκυψε αφού αποκλείστηκε πρώτα μια σειρά πιθανών αιτίων/σφαλμάτων:

- Πραγματοποιήθηκε επανέλεγχος των φορτίων που αποδόθηκαν στο φορέα, ο οποίος επαλήθευσε τους αρχικούς υπολογισμούς.
- Ελέγχθηκε ο φορέας κατά την εντατική κατάσταση σχεδιασμού 1.35G+1.5Q και δεν παρουσιάζει αξιόλογες παραμορφώσεις.
- Πραγματοποιήθηκε έλεγχος επάρκειας των οπλισμών σε στοιχεία που παρουσιάζουν Π.Α. κατά την αρχική ανελαστική ανάλυση (δύο δοκούς και ένα υποστύλωμα), και αποκλείστηκε σαν αίτιο ο εσφαλμένος αρχικός σχεδιασμός και μελέτη του φορέα. Τα υποστυλώματα ειδικότερα είναι πλήρως οπλισμένα τόσο με κύριο οπλισμό όσο και με συνδετήρες ανά 10cm.

Επιλέχθηκε για τις συγκεκριμένες περιπτώσεις ομοιόμορφης κατανομής να ληφθούν μετά από δοκιμές, για τη μεν ομοιόμορφη κατά -X συντελεστής ίδιου βάρους 0.6, για τη δε ομοιόμορφη κατά Y συντελεστής ίδιου βάρους 0.8 για ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC-8. Εντοπίστηκε κανονικά σημείο επιτελεστικότητας, και πάλι κανένα στοιχείο δεν παρουσιάζει παραμορφώσεις θ που να υπερβαίνουν την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».

Το τελικό πόρισμα είναι ότι λόγω της χρήσης του φορέα ως κτήριο γραφείων, που προϋποθέτει αυξημένο κινητό φορτίο σχεδιασμού δαπέδων $q=5\text{KN/m}^2$, και ενδεχομένως λόγω του μεγάλου αριθμού περιμετρικών υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων έναντι των αντίστοιχων εσωτερικών (16 έναντι 2) σε συνδυασμό με το μεγάλο πλάτος των εσωτερικών δοκών, το ίδιο βάρος του φορέα έχει αρχικά υπερτιμηθεί και ως εκ τούτου θα πρέπει να περιοριστεί κατά την αρχική ανελαστική ανάλυση G+0.3Q NONLINEAR, ώστε η ομοιόμορφη ανάλυση να εμφανίσει αποτελέσματα συγκρίσιμα με αυτά της ιδιομορφικής.

Οπότε, με βάση τα ανωτέρω, επιλέχθηκε να παρουσιαστούν, για τις δυσμενέστερες αναλύσεις συγκριτικά για τους δύο κανονισμούς

α. η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα (κατάσταση πλαστικών αρθρώσεων) στο βήμα της ανάλυσης όπου εντοπίζεται το σημείο επιτελεστικότητας από το SAP με βάση τη μέθοδο ATC-40.

β. το σημείο επιτελεστικότητας, δηλαδή η τομή της καμπύλης αντοχής της κατασκευής με την αντίστοιχη καμπύλη ικανότητας, καθώς και η προκύπτουσα στοχευόμενη μετακίνηση κατά τη μέθοδο των αμερικάνικων κανονισμών ATC-40.

γ. τα διαγράμματα V-d τέμνουσας βάσης και μετακίνησης για τον κόμβο ελέγχου (164) στο κέντρο μάζας της οροφής του Γ' ορόφου.

δ. τα δεδομένα επιλεγμένων σχηματιζόμενων πλαστικών αρθρώσεων δομικών μελών.

Να τονιστεί ότι οι επιλεγμένες αναλύσεις αποδίδουν τη μέγιστη τιμή στοχευόμενης μετακίνησης (σημείο επιτελεστικότητας) που προκύπτει από το σύνολο των αναλύσεων.

Ακόμη θα δοθεί η καμπύλη αντοχής (τέμνουσα βάσης - μετακίνηση κορυφής) για όλες τις ανελαστικές αναλύσεις σε κοινό διάγραμμα προς σύγκριση τόσο των δυο κανονισμών (KAN.ΕΠΕ και Ευρωκώδικας 8) όσο και των δυο κατανομών (ομοιόμορφη και ιδιομορφική).

6.4.2.1 Ανελαστική Ανάλυση με Ομοιόμορφη Κατανομή κατά KAN.ΕΠΕ και EC8

Από τις τέσσερις ομοιόμορφες κατανομές κατά X, -X, Y και -Y επιλέχθηκε προς παρουσίαση η ανελαστική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή κατά X.

Τόσο κατά KAN.ΕΠΕ όσο και κατά EC8 το σημείο επιτελεστικότητας εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 6 και 7 της ανάλυσης (συνολικά 15 και 23 βήματα αντίστοιχα) και καμία πλαστική άρθρωση δεν έχει ξεπεράσει τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», όπως φαίνεται στα σχήματα 6.14α και 6.14β. Ο φορέας αποτιμάται ως επαρκής έναντι του αρχικού στόχου αποτίμησης «Προστασία Ζωής».

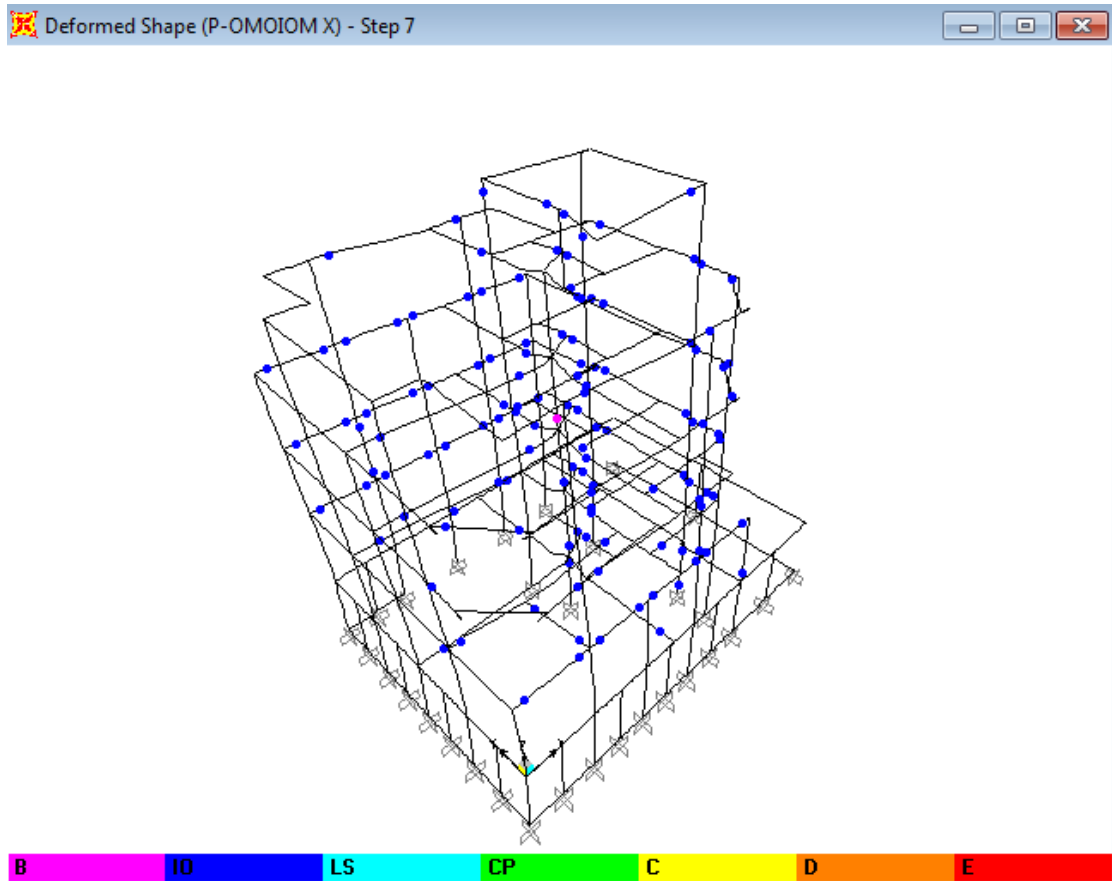
Παρουσιάζεται συγκριτικά ο συνολικός αριθμός των σχηματιζόμενων πλαστικών αρθρώσεων και η στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία εμπίπτουν. Ο φορέας αποτελείται από συνολικά 309 στοιχεία, εκ των οποίων σε 298 έχουν οριστεί πλαστικές αρθρώσεις στην αρχή και τέλος τους: σύνολο 596 πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων.

| | Βήμα | AtoB | BtoIO | IOtoLS | LStoCP | CPtoC | CtoD | DtoE | BeyondE | Total |
|---------|------|------|-------|--------|--------|-------|------|------|---------|-------|
| KAN.ΕΠΕ | 6 | 283 | 0 | 113 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 396 |
| | 7 | 269 | 1 | 126 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 396 |
| EC8 | 6 | 286 | 1 | 109 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 396 |
| | 7 | 276 | 1 | 119 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 396 |

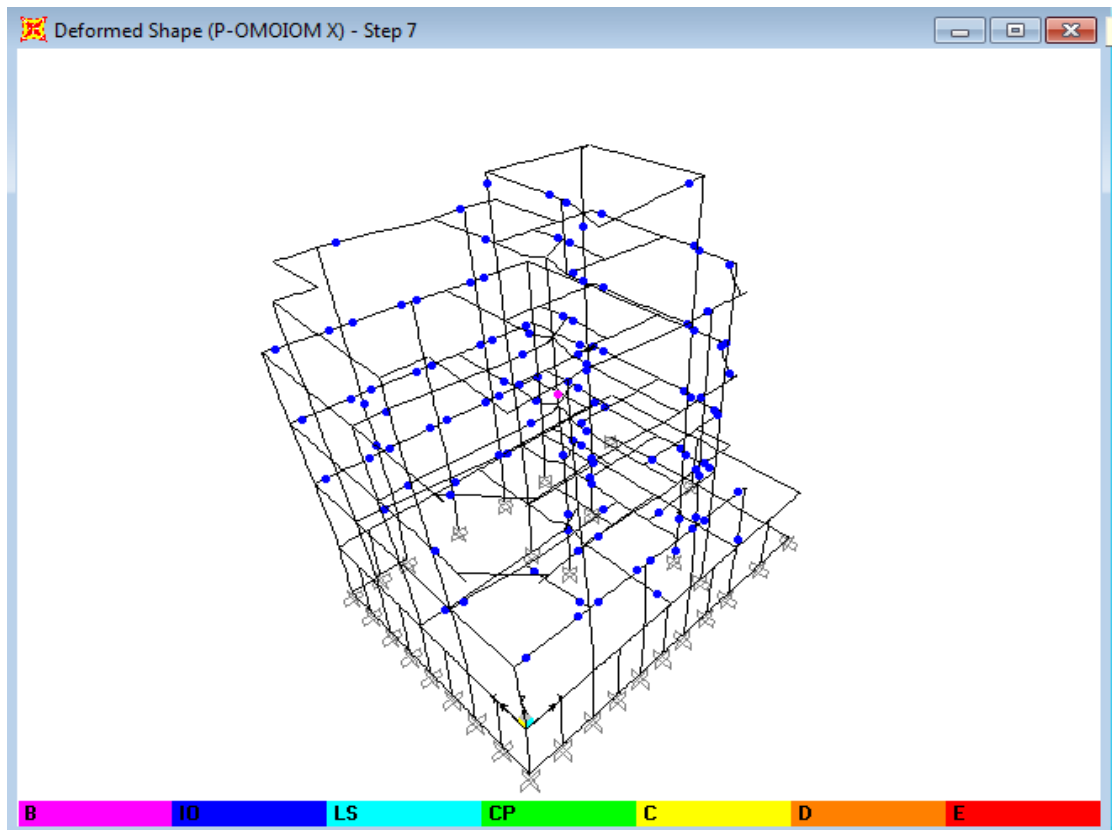
Πίνακας 6.7 Πλήθος και Κατάσταση Πλαστικών Αρθρώσεων Δομικών Στοιχείων

Από τις 396 πλαστικές αρθρώσεις, μόνο οι 15 σχηματίζονται σε δομικά μέλη τύπου υποστύλωματος ή τοιχώματος. Αυτό παρατηρείται σε όλες τις αναλύσεις και οφείλεται σε ένα μεγάλο βαθμό στη θεώρηση ορθογωνικής διατομής των δοκών και κατά συνέπεια στη μειωμένη δυσκαμψία που τους έχει αποδοθεί.

Παρά τις διαφορές μεταξύ των τελικών παραμορφωσιακών μεγεθών θ_{pl} που προκύπτουν κατά KAN.ΕΠΕ και Ευρωκώδικας 8, η τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα δε διαφέρει σημαντικά (είδος και θέση πλαστικών αρθρώσεων). Είναι αναμενόμενο, διότι ο EC8 δίνει μικρότερα μεγέθη παραμορφωσιακής αντοχής από ότι ο KAN.ΕΠΕ, οπότε αν ο φορέας επαρκεί για τον Ευρωκώδικα, τότε εύλογα επαρκεί και για KAN.ΕΠΕ.



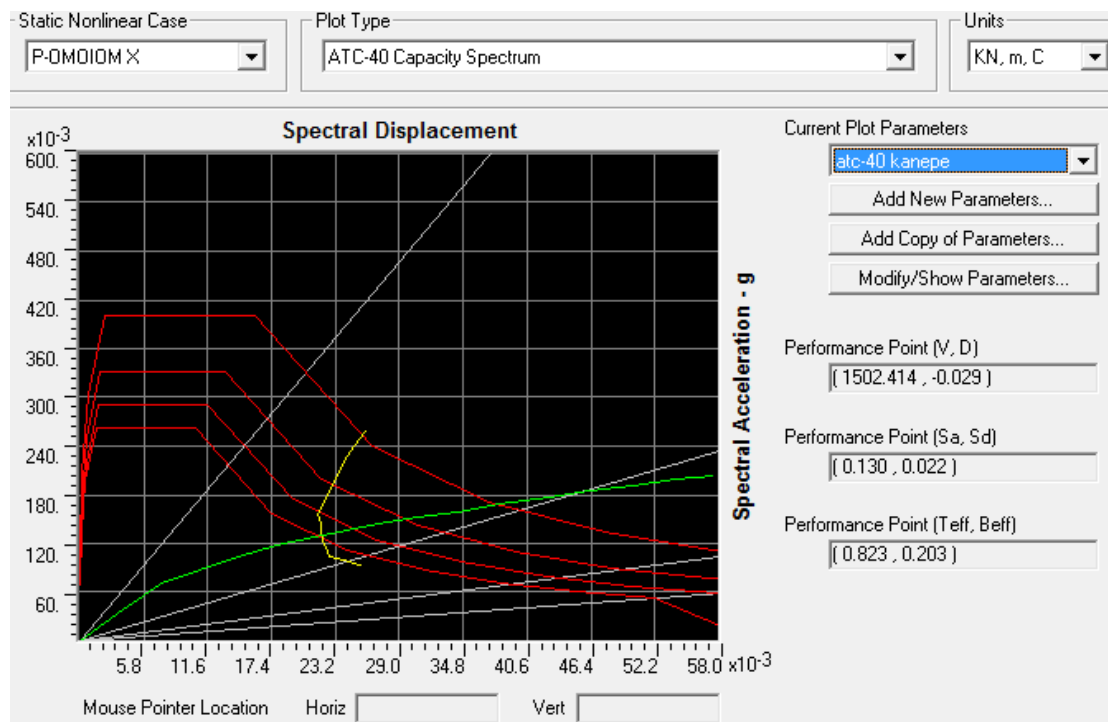
Σχήμα 6.14α Παραμορφωσιακή Κατάσταση Φορέα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ



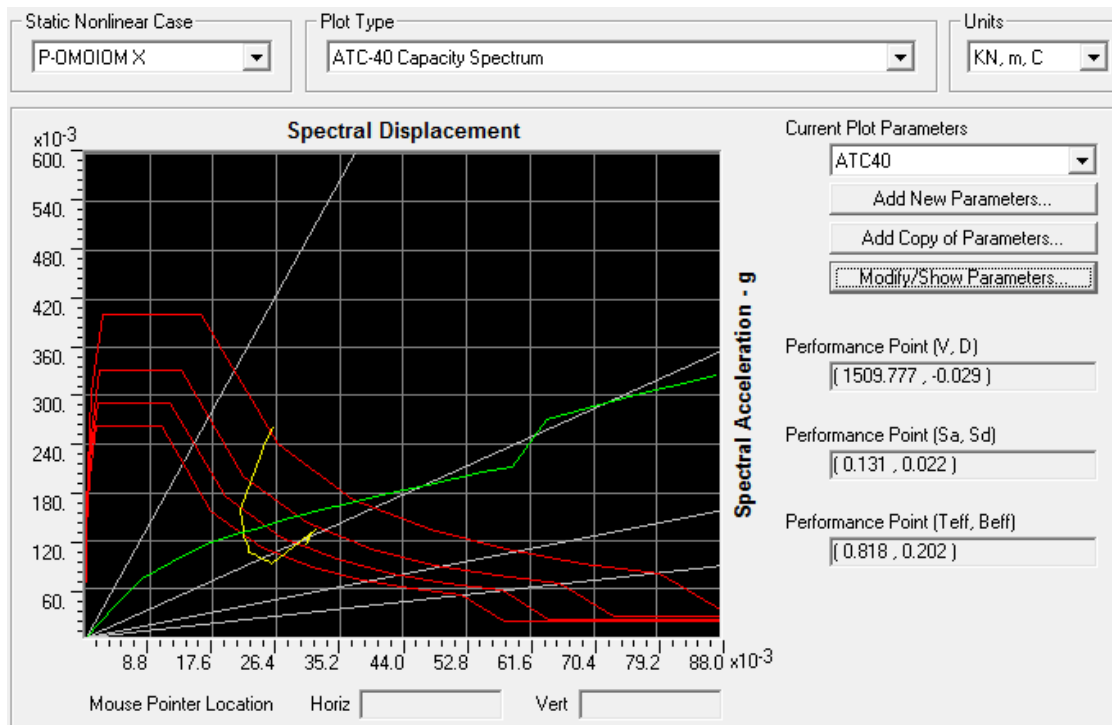
Σχήμα 6.14β Παραμορφωσιακή Κατάσταση Φορέα κατά Ευρωκώδικα 8

Στα σχήματα 6.15α και 6.15β παρουσιάζονται τα δεδομένα του σημείου επιτελεστικότητας: οι διαφορές είναι αμελητέες για ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 με τη στοχευόμενη μετακίνηση να προκύπτει από κοινού $\delta t=2.9\text{cm}$.

Ακολουθεί η επεξήγηση των καμπύλων γραμμών που εμφανίζονται: η πράσινη καμπύλη αντιστοιχεί στην ικανότητα αντίστασης (Capacity) του ισοβάθμιου μονοβάθμιου συστήματος του φορέα, όπως προκύπτει από την καμπύλη αντίστασης V-d. Με κόκκινο χρώμα δίνεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης και μια σειρά μειωμένων φασμάτων απόκρισης σε μορφή ADRS. Με κίτρινο χρώμα δίνεται η νέα καμπύλη απαίτησης (Demand) του φορέα όπως σχεδιάζεται από το SAP βάσει της μεθόδου ATC-40, και το σημείο τομής μεταξύ της καμπύλης απαίτησης και της καμπύλης ικανότητας αποτελεί το σημείο επιτελεστικότητας.

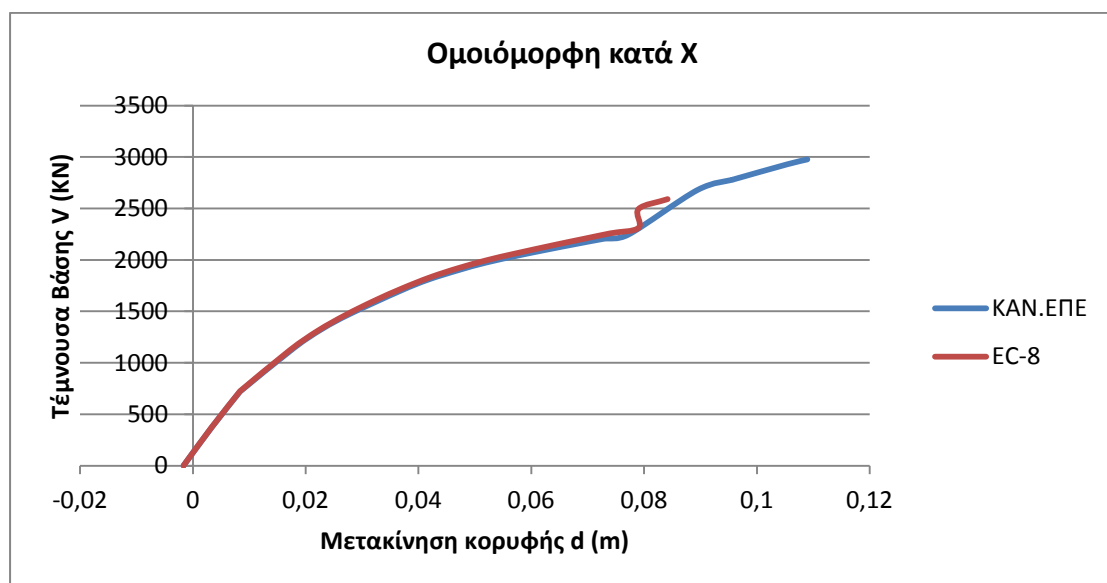


Σχήμα 6.15α Σημείο Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ για Ομοιόμορφη Κατανομή κατά Χ



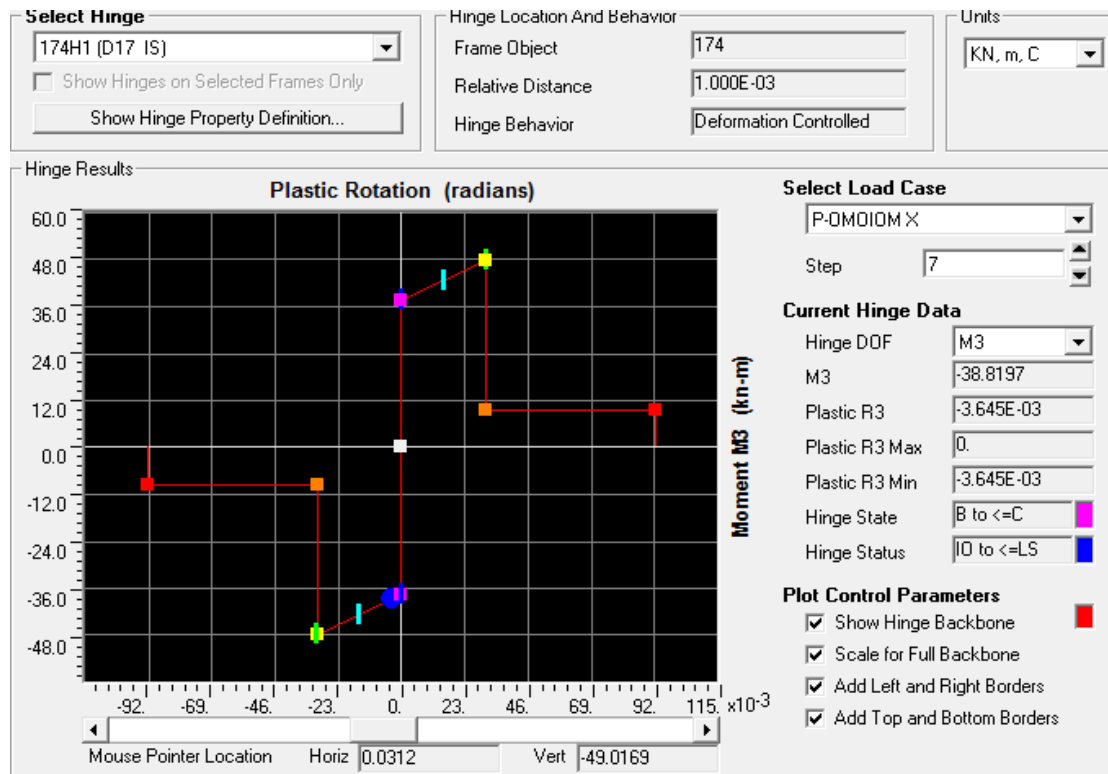
Σχήμα 6.15β Σημείο Επιτελεσματικότητας κατά EC8 για Ομοιόμορφη Κατανομή κατά X

Τέλος, με βάση τα δεδομένα της καμπύλης αντίστασης V-d που εξάγονται από το SAP (File στο άνω αριστερά μέρος του πινακιδίου αποτελεσμάτων) δίνονται σε κοινό διάγραμμα (σχήμα 6.16) οι καμπύλες αντίστασης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8. Η συνολική αντίσταση του φορέα προκύπτει μεγαλύτερη κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ σε σχέση με τον Ευρωκώδικα 8, αποτέλεσμα το οποίο είναι κοινό σε όλες τις αναλύσεις, ενώ τα διαγράμματα μετά τα 0.08m δεν θεωρούνται αριθμητικά ως αξιόπιστα και δεν θα πρέπει να αξιολογούνται.

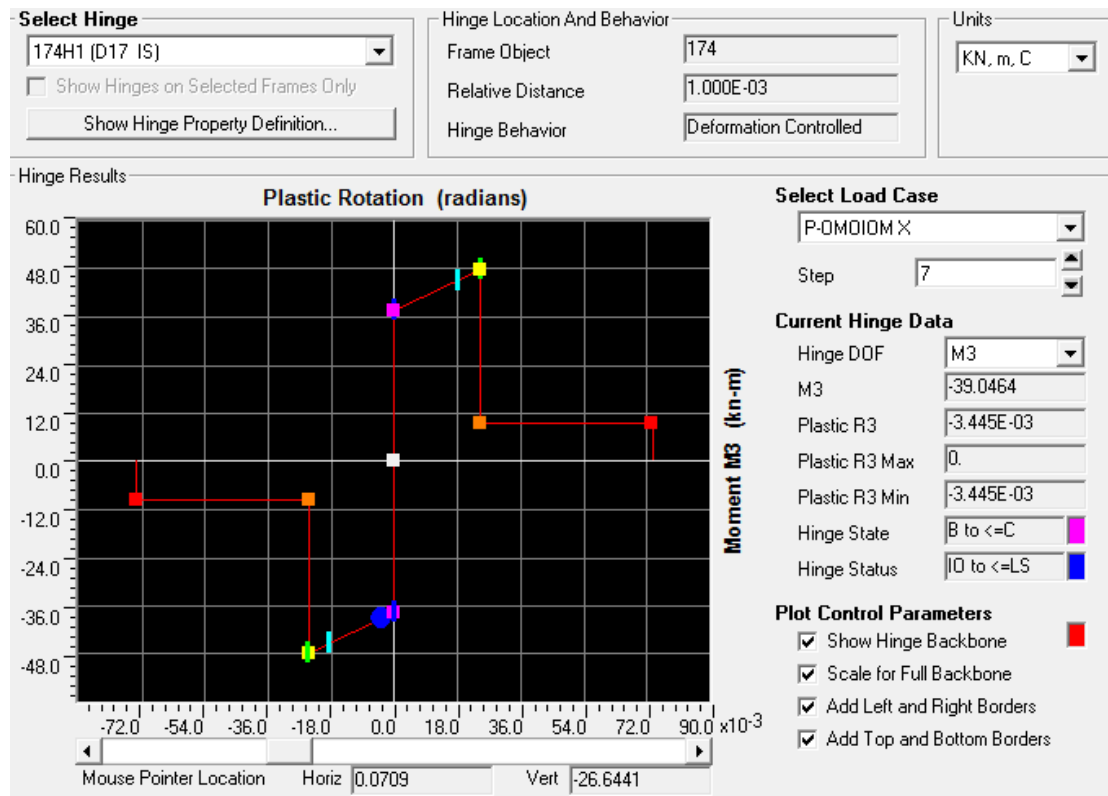


Σχήμα 6.16 Καμπύλη Αντίστασης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 για Ομοιόμορφη Κατανομή X

Ακολουθούν τα διαγράμματα πλαστικοποίησης των πλαστικών αρθρώσεων σε μια ενδεικτική δοκό και υποστύλωμα.

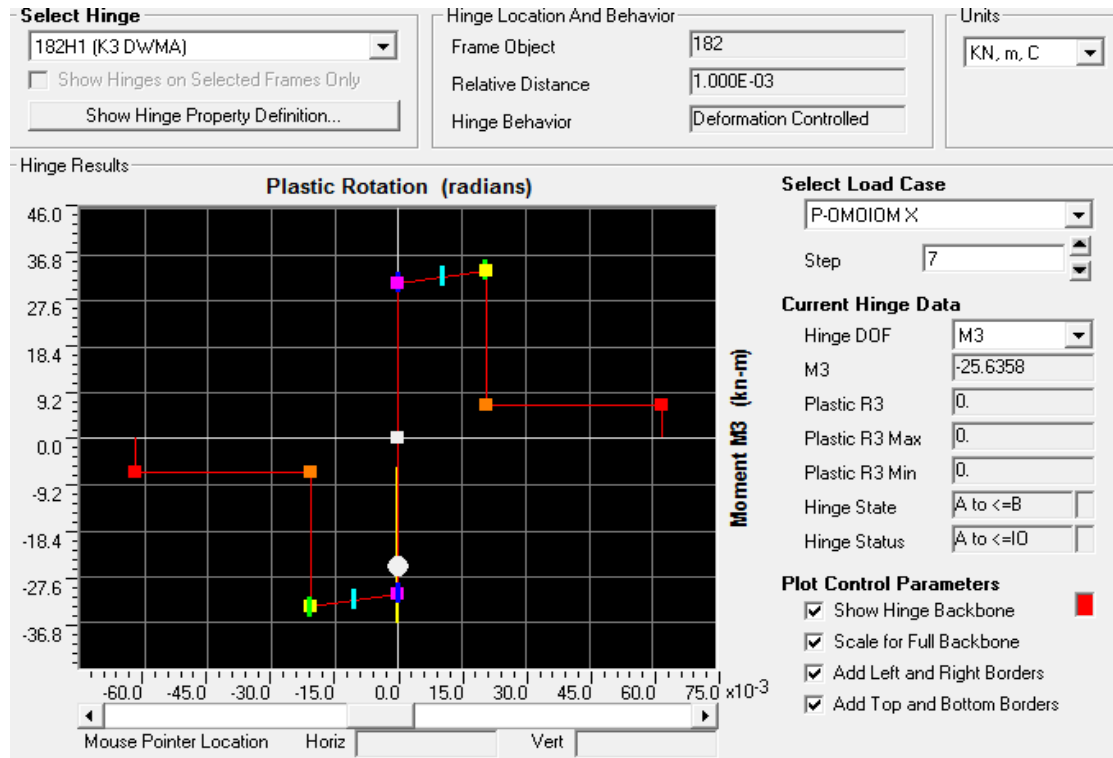


Σχήμα 6.17α Στάθμη Επιτελεστικότητας Πλαστικής Αρθρώσης Δοκού 17 Ισογείου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

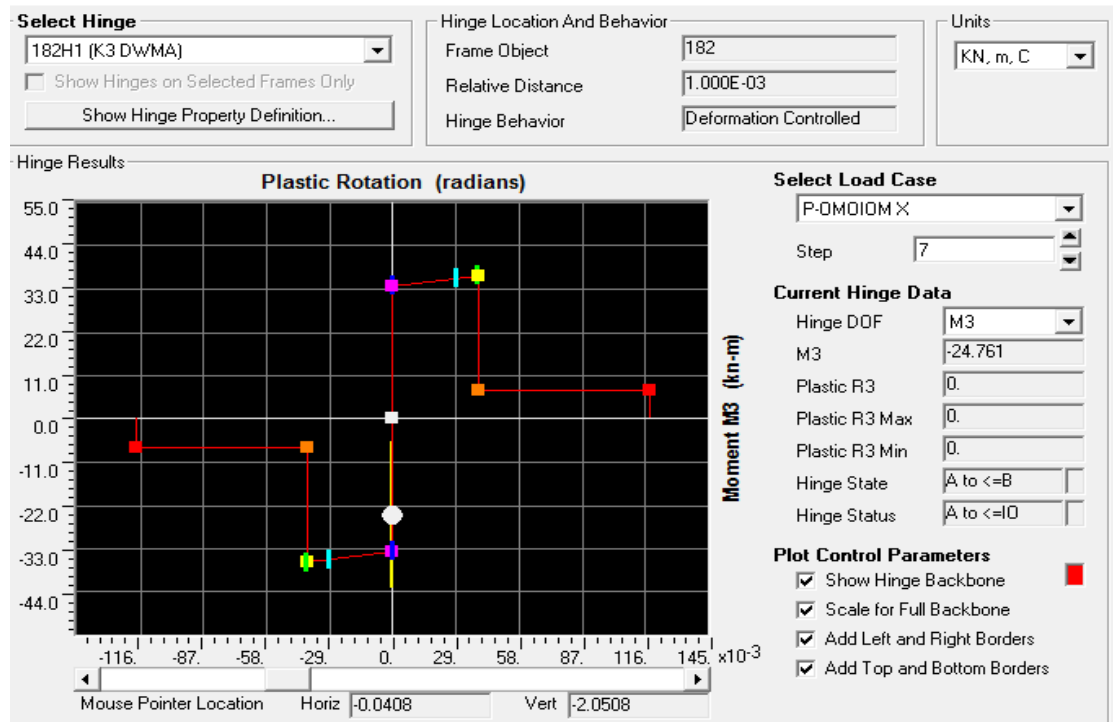


Σχήμα 6.17β Στάθμη Επιτελεστικότητας Πλαστικής Αρθρώσης Δοκού 17 Ισογείου κατά EC-8

Φαίνεται ότι η παραμόρφωση της δοκού 17 ισογείου είναι τέτοια ώστε να είναι μικρότερη του επιθυμητού ορίου «Προστασία Ζωής», τόσο για ΚΑΝ.ΕΠΕ όσο και για EC-8. Το ίδιο ισχύει και για το υποστύλωμα Κ3 δώματος και γενικά για όλα τα μέλη του φορέα που πλαστικοποιούνται.



Σχήμα 6.18α Στάθμη Επιτελεστικότητας Πλαστικής Άρθρωσης Υποστυλώματος Κ3 Δώματος κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ



Σχήμα 6.18β Στάθμη Επιτελεστικότητας Πλαστικής Άρθρωσης Υποστυλώματος Κ3 Δώματος κατά EC-8

6.4.2.2 Ανελαστική Ανάλυση με Ιδιομορφική Κατανομή κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8

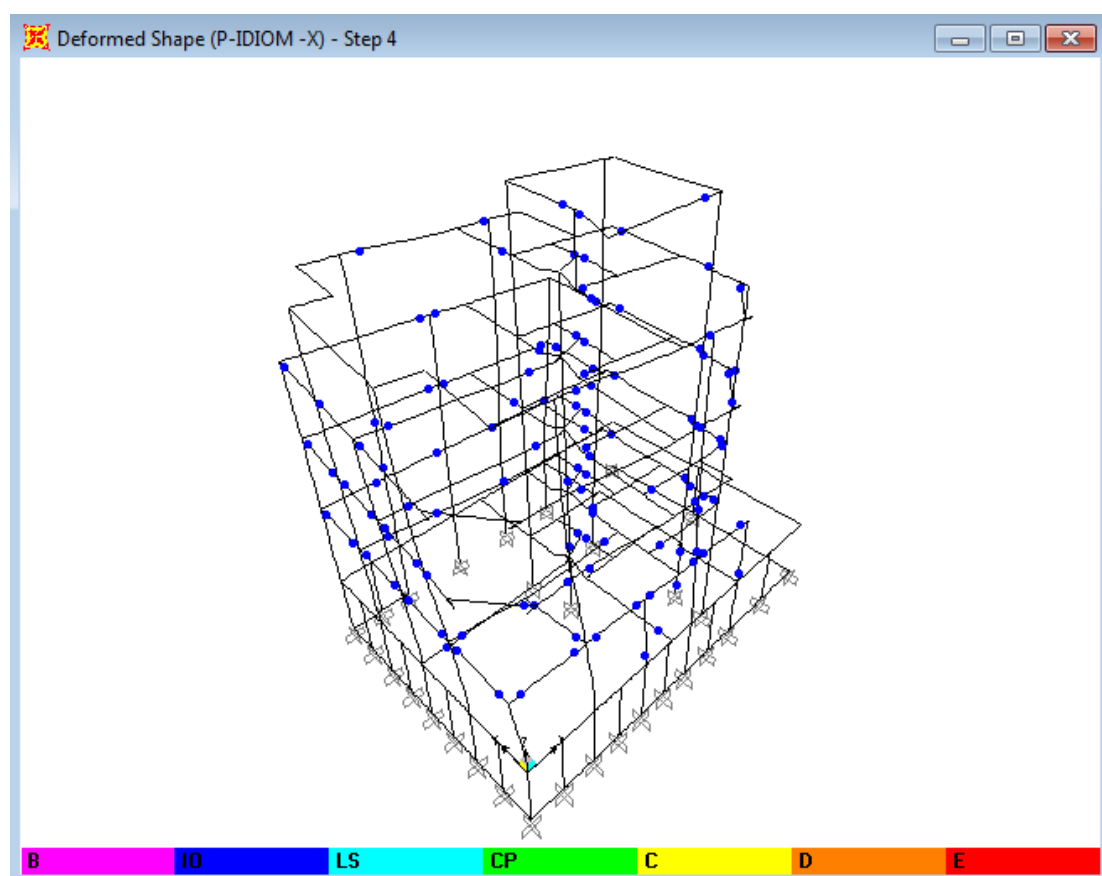
Από τις τέσσερις ιδιομορφικές κατανομές κατά X, -X, Y και -Y επιλέχθηκε προς παρουσίαση η ανελαστική ανάλυση με ιδιομορφική κατανομή κατά -X.

Τόσο κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ όσο και κατά EC8 το σημείο επιτελεστικότητας εντοπίζεται μεταξύ των βημάτων 3 και 4 της ανάλυσης (συνολικά 20 και 9 βήματα αντίστοιχα) και καμία πλαστική άρθρωση δεν έχει ξεπεράσει τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», όπως φαίνεται στα σχήματα 6.19α και 6.19β.

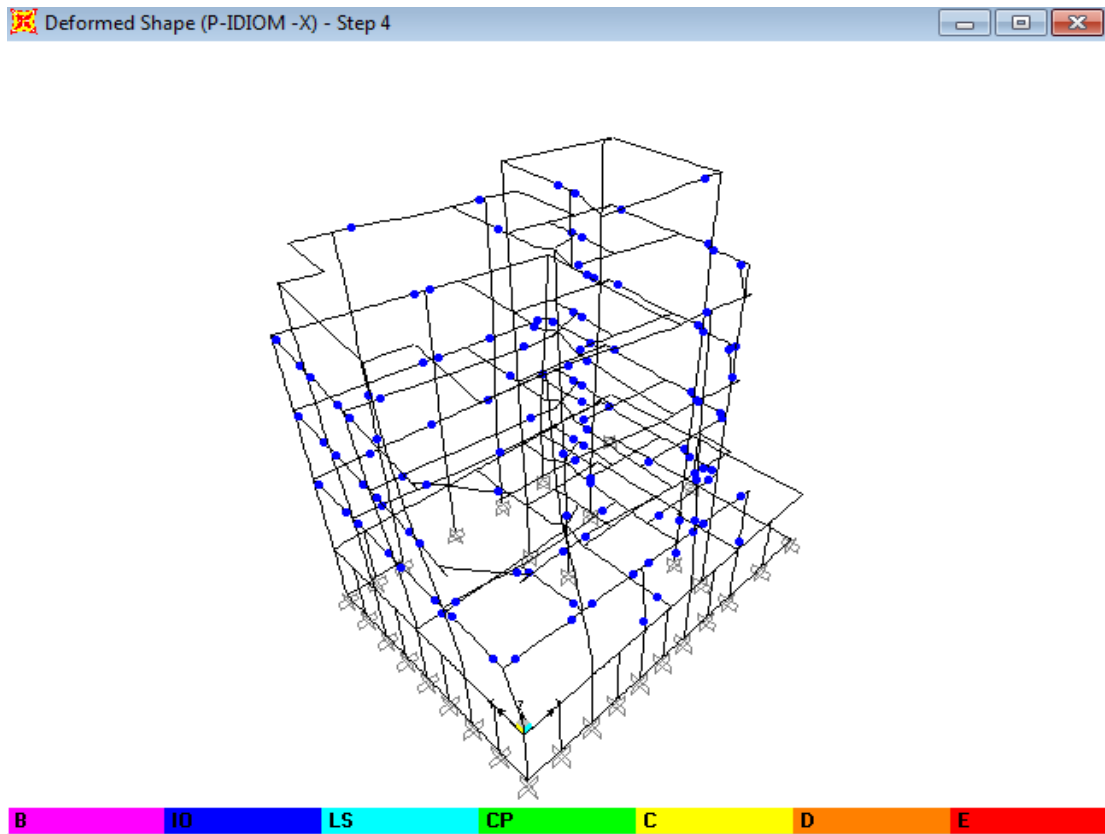
Παρουσιάζεται στον πίνακα 6.8 συγκριτικά ο συνολικός αριθμός των σχηματιζόμενων πλαστικών αρθρώσεων και η στάθμη επιτελεστικότητας στην οποία εμπίπτουν.

| | Βήμα | AtoB | BtoIO | IOtoLS | LStoCP | CPtoC | CtoD | DtoE | BeyondE | Total |
|---------|------|------|-------|--------|--------|-------|------|------|---------|-------|
| ΚΑΝ.ΕΠΕ | 3 | 288 | 0 | 108 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 396 |
| | 4 | 278 | 0 | 118 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 396 |
| EC8 | 3 | 294 | 0 | 102 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 396 |
| | 4 | 274 | 0 | 122 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 396 |

Πίνακας 6.8 Πλήθος και Κατάσταση Πλαστικών Αρθρώσεων Δομικών Στοιχείων

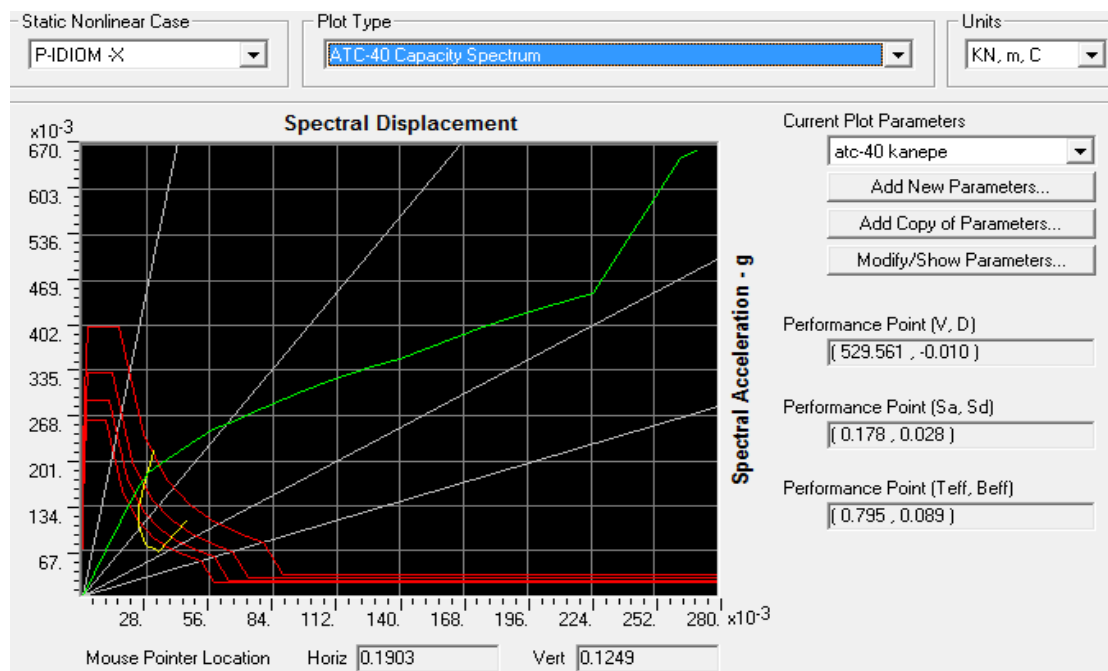


Σχήμα 6.19α Παραμορφωσιακή Κατάσταση Φορέα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

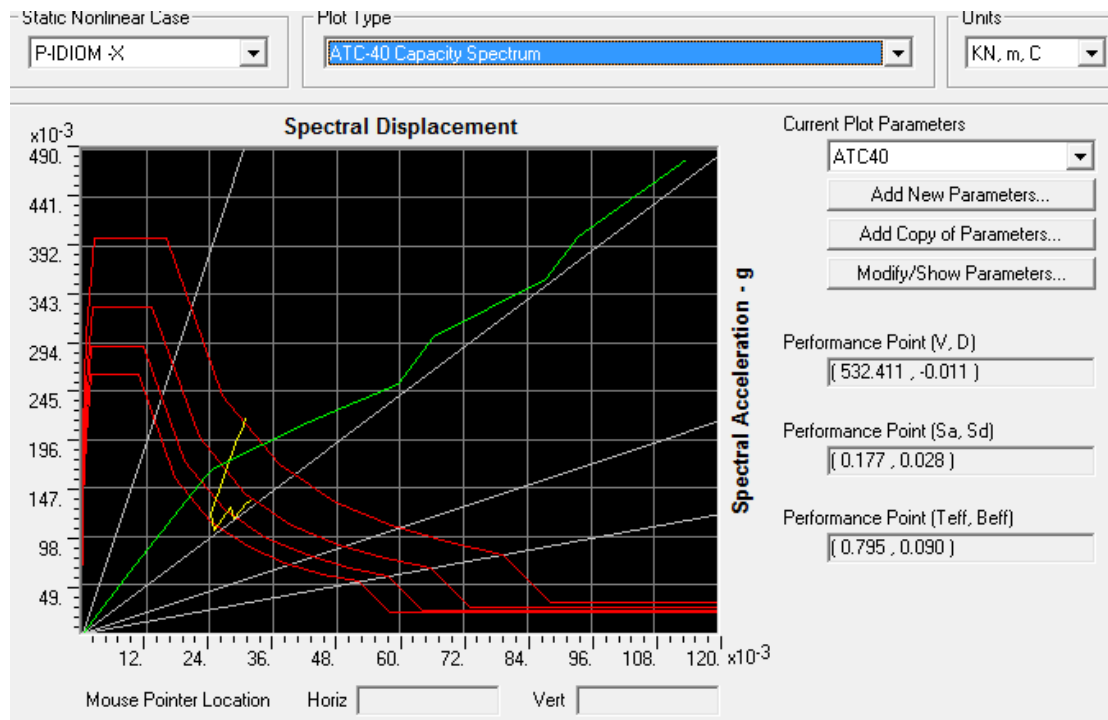


Σχήμα 6.19β Παραμορφωσιακή Κατάσταση Φορέα κατά Ευρωκώδικα 8

Στα σχήματα 6.20α και 6.20β παρουσιάζονται τα δεδομένα του σημείου επιτελεστικότητας: οι διαφορές είναι αμελητέες για ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 με τη στοχευόμενη μετακίνηση να προκύπτει από κοινού $\delta t=1\text{cm}$.

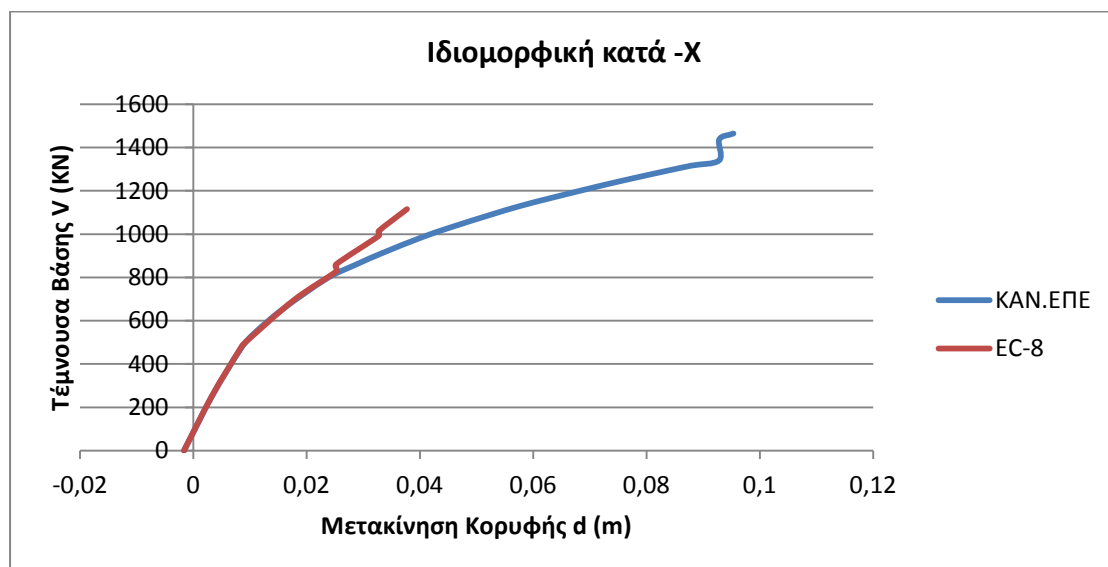


Σχήμα 6.20α Σημείο Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ για Ιδιομορφική Κατανομή κατά -X



Σχήμα 6.20β Σημείο Επιτελεσματικότητας κατά EC8 για Ιδιομορφική Κατανομή κατά -X

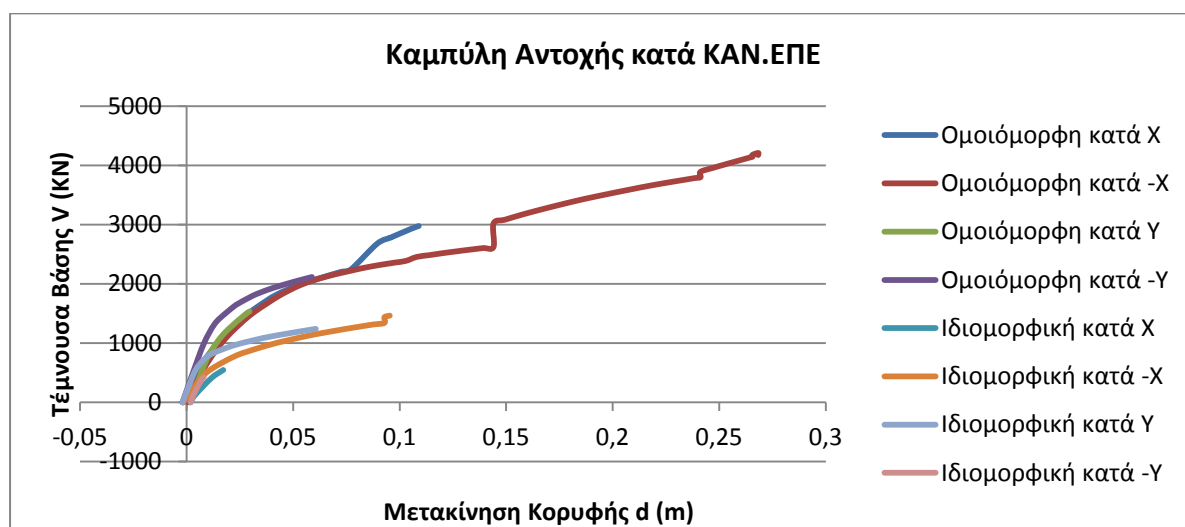
Δίνονται στο σχήμα 6.21 οι καμπύλες αντίστασης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8. Όπως φαίνεται, αναμενόμενα η συνολική αντίσταση του φορέα κατά Ευρωκώδικα 8 είναι μικρότερη σε σχέση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.



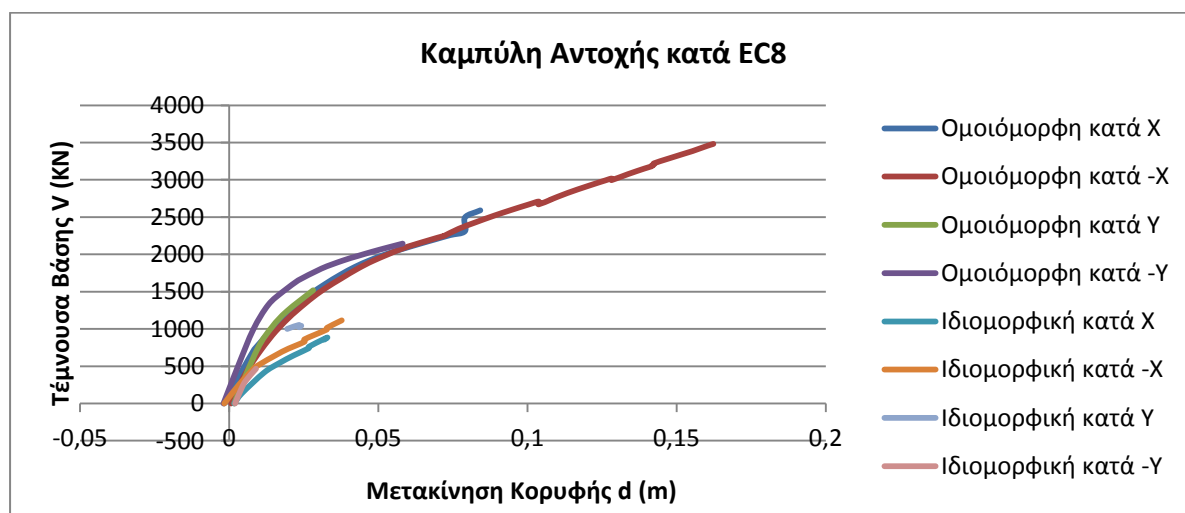
Σχήμα 6.21 Καμπύλη Αντίστασης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 για Ιδιομορφική Κατανομή -X

6.4.3 Συμπεράσματα

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, δεν θα δοθούν αναλυτικά αποτελέσματα για κάθε μια από τις οκτώ (σύνολο δεκαέξι για τους δυο κανονισμούς) αναλύσεις, σκόπιμο όμως είναι να παρουσιαστούν οι συγκριτικές καμπύλες αντίστασης του φορέα (σχήματα 6.22 και 6.23) ώστε όχι μόνο να γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ ΚΑΝ.ΕΠΕ και Ευρωκώδικα 8, αλλά και μεταξύ των καθαυτό κατανομών οριζόντιων φορτίων που χρησιμοποιούνται για την εκτέλεση των ανελαστικών αναλύσεων.



Σχήμα 6.22 Συγκριτική Καμπύλη Αντίστασης Φορέα για τις Οκτώ (8) Ανελαστικές Αναλύσεις κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ



Σχήμα 6.23 Συγκριτική Καμπύλη Αντίστασης Φορέα για τις Οκτώ (8) Ανελαστικές Αναλύσεις κατά EC8

Επιγραμματικά από την ανελαστική ανάλυση του φορέα προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Τα παραμορφωσιακά μεγέθη αντοχής (πλαστική γωνία στροφής) προκύπτουν μεγαλύτερα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ από ότι για Ευρωκώδικα 8.
- Το μεγαλύτερο ποσοστό των πλαστικών αρθρώσεων εμφανίζεται στις δοκούς (μόνο ένα ποσοστό 4-6% στα υποστυλώματα και τοιχώματα) και όλες βρίσκονται στη φάση της διαρροής προς την αστοχία, χωρίς να ξεπερνούν την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», γεγονός που πιστοποιεί τη σημασία των αρχών του ικανοτικού σχεδιασμού.
- Ο υπό μελέτη φορέας ικανοποιεί τα κριτήρια επιτελεστικότητας που επιβάλλονται από τον EC8, άρα κατά συνέπεια και τα αντίστοιχα του ΚΑΝ.ΕΠΕ, και κρίνεται επαρκής για την ομοιόμορφη και ιδιομορφική ανελαστική ανάλυση.
- Λόγω αυξημένων φορτίων σχεδιασμού και της ύπαρξης μεγάλου ποσοστού περιμετρικών υποστυλωμάτων σε συνδυασμό με τις μεγάλους μήκους και πλάτους εσωτερικές δοκούς, επιλέγεται για ορισμένες περιπτώσεις της ομοιόμορφης κατανομής να απομειωθούν τα ίδια βάρη και φορτία του φορέα.
- Η αντοχή του φορέα (καμπύλη αντίστασης) τελικώς προκύπτει μεγαλύτερη για ΚΑΝ.ΕΠΕ έναντι του Ευρωκώδικα 8, καθώς και για την ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιων φορτίων έναντι της ιδιομορφικής (διότι τα φορτία ίδιου βάρους $G+0.3Q$ είναι κατά πολύ μεγαλύτερα από τα φορτία της απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης).

7^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία μελετάται ένα τετραώροφο κτήριο συμμετρικής κάτοψης από οπλισμένο σκυρόδεμα, με περιμετρικά τοιχώματα υπογείου και δώμα, κατασκευής του 1991. Έχει σχεδιαστεί σύμφωνα με τον ΚΩΣ 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985 για χρήση γραφείων, που συνεπάγεται αυξημένα κινητά φορτία σχεδιασμού σε όλες τις πλάκες. Παρά τη σχετική παλαιότητά του, είναι επαρκώς οπλισμένο σύμφωνα με τα κατασκευαστικά σχέδια (κύριοι οπλισμοί, επαρκείς αγκυρώσεις, περίσφιγξη και κλειστοί, πυκνοί συνδετήρες σε αποστάσεις 10-20cm για υποστυλώματα και δοκούς αντίστοιχα). Πραγματοποιήθηκαν μια σειρά από ελαστικές αναλύσεις (ιδιομορφική ανάλυση, δυναμική φασματική, απλοποιημένη φασματική και γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας) για να ληφθεί μια αρχική εικόνα της επάρκειας και της σεισμικής απόκρισής του, προτού πραγματοποιηθεί η ανελαστική στατική ανάλυση και αποτίμησή του κατά τους δύο βασικούς κανονισμούς της χώρας, τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και τον Ευρωκώδικα 8.

Κατά την ιδιομορφική ανάλυση προέκυψαν οι βασικές ιδιομορφές της κατασκευής $T_1=0.82s$ στροφική κυρίως αλλά και μεταφορική κατά τη διεύθυνση x, $T_2=0.72s$ μεταφορική κατά τη διεύθυνση x και $T_3=0.66s$ μεταφορική κατά τη διεύθυνση y. Από τους συνδυασμούς στατικών φορτίων $G+0.3Q$ και $1.35G+1.5Q$ δεν παρατηρήθηκαν έντονες παραμορφώσεις ούτε αξιόλογη στρεπτική ευαισθησία, παρά το γεγονός ότι η πρώτη ιδιομορφή είναι κυρίως στροφικής φύσεως.

Πραγματοποιήθηκε πρώτα η δυναμική φασματική ανάλυση του φορέα σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ2000) και προέκυψε ότι για την ικανοποίηση του κριτηρίου του 90% ποσοστού συμμετοχής συνολικής δρώσας ιδιομορφικής μάζας, απαιτείται να ληφθούν υπόψη οι πρώτες εξήντα επτά (67) ιδιομορφές. Καταγράφηκαν τα εντατικά μεγέθη επιλεγμένων δομικών στοιχείων και οι μετακινήσεις των δυσμενέστερων κόμβων κορυφής και βάσης προς σύγκριση με τις άλλες δυο ελαστικές μεθόδους ανάλυσης, την απλοποιημένη φασματική και τη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας.

Κατόπιν εφαρμόστηκε η απλοποιημένη φασματική μέθοδος, που προκύπτει από τη δυναμική φασματική με θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου ταλάντωσης ανά διεύθυνση υπολογισμού. Η σύγκριση μεταξύ των παραγόμενων εντατικών μεγεθών και μετακινήσεων δε συμβαδίζει απόλυτα με τα αναμενόμενα αποτελέσματα (αυξημένα εντατικά μεγέθη δυναμικής σε σχέση με απλοποιημένη φασματική ανάλυση). Για όλα τα δομικά στοιχεία οι προκύπτουσες αξονικές δυνάμεις από τη Δ.Φ.Μ. είναι πολύ μεγαλύτερες από ότι τις αντίστοιχες της Α.Φ.Μ. (ποσοστό 20-45%). Για τις δοκούς οι διαφορές μεταξύ Α.Φ.Μ και Δ.Φ.Μ είναι αμελητέες, με ελαφρώς αυξημένα τα μεγέθη (ροπές και τέμνουσες) της Δ.Φ.Μ. Για τα υποστυλώματα και τοιχώματα, χωρίς να είναι γενικός κανόνας, παρατηρείται ότι το ένα ζεύγος τεμνουσών και ροπών (V2-M3 και V3-M2, διαξονική κάμψη) κατά την Δ.Φ.Μ. είναι μεγαλύτερο από ότι κατά την Α.Φ.Μ. και αντίστροφα με διαφορές που κυμαίνονται σε ποσοστά 20-35%. Οι μετακινήσεις των κόμβων κορυφής και βάσης προκύπτουν αναμενόμενα μεγαλύτερες κατά τη Δ.Φ.Μ. (μετακίνηση κόμβου κορυφής κατά Δ.Φ.Μ. $u_x = 1.5$ cm και $u_y = 1.8$ cm ενώ κατά Α.Φ.Μ. $u_x = 1$ cm $u_y = 0.75$ cm). Πρέπει λοιπόν στο συγκεκριμένο φορέα να ληφθούν υπόψη και τα αποτελέσματα της απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης σε συνδυασμό με αυτά της δυναμικής.

Τελικώς πραγματοποιήθηκε γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας με τη χρήση δυο προγραμματιστικών εργαλείων, της βάσης δεδομένων επιταχυνσιογραφημάτων PEER του πανεπιστημίου Μπέρκλεϋ και του προγράμματος επεξεργασίας σεισμικών δεδομένων Seismosignal. Ο σκοπός του κεφαλαίου που αναφέρεται στη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι διττός: γίνεται τόσο ανάλυση του φορέα και σύγκριση των εντατικών μεγεθών και μετακινήσεων με τις αντίστοιχες της δυναμικής φασματικής ανάλυσης, όσο και μια συνοπτική περιγραφή της σωστής χρήσης του εργαλείου PEER. Η δυνατότητα που προσφέρει το PEER είναι όχι μόνο η αναζήτηση επιταχυνσιογραφημάτων που αποτελούν καταγραφές πραγματικών σεισμών, αλλά η διαλογή τους και εύρεση τόσο των επιταχυνσιογραφημάτων που προσεγγίζουν το απαιτούμενο φάσμα σχεδιασμού, όσο και του κατάλληλου συντελεστή κλίμακας με τον οποίο πρέπει να πολλαπλασιαστούν ώστε η μορφή τους να αντιστοιχεί όσο το δυνατόν περισσότερο στο φάσμα σχεδιασμού.

Από τη βάση δεδομένων PEER λήφθηκαν τρία (3) επιταχυνσιογραφήματα (καταγραφές από το σεισμό Chi-Chi της Ταιβάν, έντασης 6.2 Ρίχτερ) με προτεινόμενους συντελεστές κλίμακας 1.00, 1.4 και 0.855. Από αυτά χρησιμοποιήθηκε τελικώς το δεύτερο επιταχυνσιογράφημα, το οποίο αποδίδει εντατικά μεγέθη μεγαλύτερα όπως είναι επιθυμητό από τη δυναμική φασματική ανάλυση, με αποκλίσεις, της τάξεως του 30-40% και μετακινήσεις δυσμενέστερου κόμβου κορυφής $u_x = 2.34$ cm και $u_y = 2.3$ cm.

Η επόμενη φάση αποτελείται από την αποτίμηση της επάρκειας του φορέα με την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης ή μη γραμμικής ανάλυσης σταδιακής εξώθησης με ελεγχόμενη μετατόπιση (pushover).

Παράλληλα με την αποτίμηση του φορέα, τέθηκε ως στόχος η εφαρμογή, σύγκριση και αξιολόγηση των δυο κανονισμών, του ΚΑΝ.ΕΠΕ και του Ευρωκώδικα 8. Παρουσιάστηκαν συνοπτικά οι βασικές διατάξεις τους, αντιπαρατέθηκαν οι στάθμες επιτελεστικότητας, οι στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων και οι συντελεστές και ανισώσεις ασφαλείας (κριτήρια επιτελεστικότητας) που επιβάλλει ο κάθε κανονισμός, καθώς και οι σχέσεις υπολογισμού των παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής (γωνίες στροφής διαρροής-αστοχίας και πλαστική γωνία στροφής) και εντοπίστηκαν οι ομοιότητες και διαφορές μεταξύ των κανονισμών.

Τόσο κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ όσο και κατά EC-8 καθορίζεται στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής «Προστασία Ζωής». Λαμβάνεται και στους δύο κανονισμούς υπόψη η απαίτηση πρότερης γνώσης και τεκμηρίωσης των χαρακτηριστικών του φορέα πριν την αποτίμηση, και η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) αποτιμάται από κοινού ως Ικανοποιητική/Κανονική και καθορίζονται με βάση αυτήν οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας των υφιστάμενων υλικών (σκυρόδεμα και χάλυβας) ως $\gamma_m = 1.10$ και $\gamma_m = 1.20$ αντίστοιχα. Προσδιορίζονται τα κριτήρια επιτελεστικότητας (αντίστοιχη ανίσωση ασφαλείας για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας) και εντοπίζονται δύο βασικές διαφοροποιήσεις μεταξύ των κανονισμών:

- Στη στάθμη «Προστασία Ζωής» του ΚΑΝ.ΕΠΕ χρησιμοποιείται ο μέσος όρος των γωνιών διαρροής και αστοχίας ως παραμορφωσιακό μέγεθος αντοχής ($\frac{0.5 \cdot (\theta_y + \theta_u)}{\gamma_{Rd}}$), έναντι των $\frac{3}{4}$ της γωνίας αστοχίας ($0.75 \theta_u$) της στάθμης «Σημαντικές Βλάβες».
- Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ υπεισέρχεται ο συντελεστής $\gamma_{Rd} = 1.80$ στην ανίσωση ελέγχου, ενώ στον EC8 δεν υπεισέρχεται συντελεστής ασφαλείας στις ανισώσεις ασφαλείας, αλλά στη σχέση υπολογισμού της γωνίας θ_u ($\gamma_{ei} = 2.00$).

Παρατίθενται τόσο κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ όσο και κατά EC-8 οι βασικές σχέσεις υπολογισμού των παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής (θ_y γωνία στροφής χορδής διαρροής, θ_u μέση γωνία

στροφής αστοχίας και θ_{pl} πλαστική γωνία στροφής που ισούται με $\theta_u - \theta_y$). Ο EC-8 παραθέτει δύο μεθόδους υπολογισμού των παραμορφωσιακών μεγεθών: η πρώτη περιέχει σχέσεις σχεδόν ταυτόσημες με του ΚΑΝ.ΕΠΕ, οπότε επιλέχθηκε η δεύτερη μέθοδος, η οποία υπολογίζει τη γωνία διαρροής όπως ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, αλλά δίνει μια πιο συντηρητική σχέση υπολογισμού της γωνίας αστοχίας (στην οποία εκτός της ροπής και καμπυλότητας διαρροής υπεισέρχονται και τα μεγέθη της ροπής και καμπυλότητας αστοχίας), με αποτέλεσμα τα τελικά παραμορφωσιακά μεγέθη αντοχής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ να προκύπτουν μεγαλύτερα από ό,τι κατά Ευρωκώδικα 8. Συγκριτικά δίνονται οι τάξεις μεγέθους των γωνιών παραμόρφωσης: οι θ_y παρουσιάζουν διαφορά στο 3^ο ή 4^ο δεκαδικό ψηφίο, οι θ_u έχουν τάξη μεγέθους 10^{-2} με αποκλίσεις της τάξεως του 25% υπέρ ΚΑΝ.ΕΠΕ και για τις θ_{pl} ο Ευρωκώδικας αποδίδει για τα υποστυλώματα γωνίες τάξης μεγέθους 10^{-3} ενώ ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (θ_{pl}/γ_{Rd}) αποδίδει τάξη μεγέθους 10^{-2} . Για τις δοκούς η τάξη μεγέθους είναι κοινή (10^{-2}), με τις τιμές του ΚΑΝ.ΕΠΕ να προκύπτουν πάλι μεγαλύτερες.

Ακόμη εξετάστηκε η μέθοδος υπολογισμού των ροπών και καμπυλοτήτων διαρροής που παρατίθεται στο Παράρτημα 7^A ΚΑΝ.ΕΠΕ και συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα με τα αντίστοιχα του προγράμματος SAP2000[†]. Δεν εντοπίστηκαν αξιόλογες αποκλίσεις και τελικώς επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν ως πιο αξιόπιστα τα μεγέθη ροπής και καμπυλότητας διαρροής και αστοχίας του προγράμματος.

Συμπερασματικά, προκύπτει πως ο ΚΑΝ.ΕΠΕ δίνει μεγαλύτερα περιθώρια πλαστιμότητας έναντι του πιο συντηρητικού Ευρωκώδικα.

Εφαρμόστηκε η ανελαστική στατική ανάλυση με επιβαλλόμενη μετατόπιση (ανάλυση Pushover) στον υφιστάμενο φορέα: επιβλήθηκαν δεδομένες κατανομές οριζόντιων φορτίων στους ορόφους του φορέα σύμφωνα με τα μοντέλα της ιδιομορφικής (περίπτωση ανεστραμμένης τριγωνικής κατανομής) και ομοιόμορφης κατανομής που συστήνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ και δόθηκε ελεγχόμενη επιβαλλόμενη μετατόπιση κορυφής κτηρίου 0.5m.

Εκτελέστηκαν συνολικά δεκαέξι αναλύσεις: ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατά τις διευθύνσεις X, -X, Y και -Y (σύνολο οκτώ αναλύσεις) τόσο για ΚΑΝ.ΕΠΕ όσο και για EC-8. Επιπροσθέτως εκτελέστηκαν άλλες οκτώ ιδιομορφικές αναλύσεις (περίπτωση χρήσης πρώτης ιδιομορφής ανά διεύθυνση) και προέκυψε ότι για τις δεκαέξι ιδιομορφικές αναλύσεις ο φορέας εμφανίζει σημείο επιτελεστικότητας και όλες οι πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται εμπίπτουν στη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Για τις δύο από τις τέσσερις ομοιόμορφες αναλύσεις (οκτώ σύνολο) δεν προέκυψε σημείο επιτελεστικότητας: μετά από ελέγχους έγινε η παραδοχή υπερτίμησης του ίδιου βάρους του φορέα. Τελικώς και για τις οκτώ ομοιόμορφες προκύπτει σημείο επιτελεστικότητας και οι σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις εμπίπτουν στη στάθμη «Προστασία Ζωής». Το σημείο επιτελεστικότητας της δυσμενέστερης ανάλυσης ορίστηκε στα 2.9 cm για τέμνουσα βάσης 1500 KN.

Γενικά προκύπτουν τα εξής βασικά συμπεράσματα:

- Το μεγαλύτερο ποσοστό των πλαστικών αρθρώσεων εμφανίζεται στις δοκούς (μόνο ένα ποσοστό 4-6% στα υποστυλώματα και τοιχώματα) και όλες βρίσκονται στη φάση της διαρροής προς την αστοχία, χωρίς να ξεπερνούν την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», γεγονός που πιστοποιεί τη σημασία των αρμών του ικανοτικού σχεδιασμού.

- Ο υπό μελέτη φορέας ικανοποιεί τα κριτήρια επιτελεσματικότητας που επιβάλλονται από τον EC8, άρα κατά συνέπεια και τα αντίστοιχα του ΚΑΝ.ΕΠΕ, και κρίνεται επαρκής για την ομοιόμορφη και ιδιομορφική ανελαστική ανάλυση.
- Η αντοχή του φορέα (καμπύλη αντίστασης) τελικώς προκύπτει μεγαλύτερη για ΚΑΝ.ΕΠΕ έναντι του Ευρωκώδικα 8, καθώς και για την ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιων φορτίων έναντι της ιδιομορφικής.

Ο φορέας αποτιμάται ως επαρκής τόσο σύμφωνα με τις ελαστικές αναλύσεις όσο και με την ανελαστική στατική ανάλυση για στοχευόμενη στάθμη επιτελεσματικότητας «Προστασία Ζωής» και δε χρήζει επισκευής.

Ενδεχομένως μια ενίσχυση των δοκών και υποστρωμάτων στα οποία σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις με παραμορφώσεις μεταξύ των σταθμών επιτελεσματικότητας A και B, δηλαδή «Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό» και «Προστασία Ζωής» να βελτιώσει ακόμη περισσότερο τη συνολική συμπεριφορά του φορέα.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Βασιλικό Διάταγμα, 1945. Κανονισμός Φορτίσεων Δομικών Έργων, Β.Δ. 10-12-1945, Αθήνα
- Βασιλικό Διάταγμα, 1954. Κανονισμός δια τη Μελέτη και Εκτέλεση Οικοδομικών Έργων εξ Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΚΩΣ), Β.Δ. 18-2-1954, Αθήνα
- Βασιλικό Διάταγμα, 1959. Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων, Β.Δ. 19/26- 2-1959, Αθήνα
- Ι.Γ.Μ.Ε., Γεωλογικοί Χάρτες Αθήνας, Ινστιτούτο Γεωλογικών και Μεταλλευτικών Ερευνών, Αθήνα
- Κουτάντου Ε., 2009. Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός Κτηρίου με Ελαστικές και Ανελαστικές Μεθόδους», Α.Π. Θ., Νοέμβριος 2009, Θεσσαλονίκη
- Μορφίδης Κ., Μπαμπούκας Ε.Ν., Αβραμίδης Ι.Ε., 2008. Αντιμετώπιση Προβλημάτων Προσομοίωσης Θεμελιώσεων σε Ενδόσιμο Έδαφος με το Πρόγραμμα Στατικής Κτηριακών Κατασκευών ΡΑΦ του ΤΟΛ, 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, Νοέμβριος 2008
- Μπεζές Κ., 2011. Γεωλογικός Χάρτης Αθήνας, Αύγουστος 2011, Αθήνα
<http://geolokarta.blogspot.gr/search/label/%CE%91%CE%B8%CE%AE%CE%BD%CE%B1>
- Μπροκαλάκη Ε., 2011. Αποτίμηση Υφιστάμενης Κατάστασης και Ανασχεδιασμός Σχολικού Κτηρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα στη Νέα Σμύρνη, Ε.Μ.Π., Οκτώβριος 2011, Αθήνα
- Ο.Α.Σ.Π., 2005. Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ2000), Αθήνα
- Ο.Α.Σ.Π., 2006. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ2000), Αθήνα
- Ο.Α.Σ.Π., 2011. Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), Αθήνα
- Τάσιος Θ.Π., 2010. Θεωρία Επισκευών και Ενισχύσεων, Ε.Μ.Π., 2010, Αθήνα
- Τέγος Ι. Α., 1996. Αναλυτική Έρευνα για την Αξιοποίηση των Περιμετρικών Τοιχωμάτων των Υπογείων των Οικοδομών ως Υψίκορμων Πεδύλοδοκόν και Πρόταση Κατασκευαστικής Οπλίσεώς τους, Τεχνικά Χρονικά, Ιούλιος-Αύγουστος 1996.
- ΥΠΕΧΩΔΕ, 1985. Αντισεισμικός Κανονισμός 1985, Απόφαση ΕΔ2γ/01/94/ΦΝ275/30-9-1985, ΦΕΚ 587/Β/85, Αθήνα

Φειδάκη Ε., 2010. Αποτίμηση Ελαστικής και Ανελαστικής Συμπεριφοράς Πολυώροφου Κτηρίου από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, Ε.Μ.Π., Ιούλιος 2010, Αθήνα

ΑΓΓΛΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ATC-40, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1, Applied Technology Council, November 1996, California.

Computers and Structures INC., 2005. CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, October 2005, Berkeley, California.

Eurocode 2, 2004. EC-2: Design of Concrete Buildings – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, EN1992-1-1_2004

Eurocode 8, 2005. EC-8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings, EN1998-3_June2005

PEER, 2011. PEER Ground Motion Database User Manual, Pacific Earthquake Engineering Research Center, November 2011

http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/peer_ground_motion_database_users_manual.pdf

http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΧΡΗΣΗ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΟΣ 7^Α ΚΑΝ.ΕΠΕ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΡΟΠΗΣ ΚΑΙ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ

Παρατίθεται το περιεχόμενο του παραρτήματος 7^Α ΚΑΝ.ΕΠΕ όπου εκτίθενται οι τύποι που χρησιμοποιούνται για του υπολογισμό της ροπής διαρροής και καμπυλότητας διαρροής (M_y και φ_y) διατομής από ωπλισμένο σκυρόδεμα.

Το παράρτημα 7^Α ισχύει για ορθογωνικές διατομές. Ισχύει επίσης και για διατομές Γ, Τ, Π, κ.τ.λ. στις οποίες η θλιβόμενη ζώνη έχει σταθερό πλάτος b . Η συνθήκη αυτή ελέγχεται με βάση το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή $\xi_y d$, με ξ_y που υπολογίζεται από την Εξ. (Α.3).

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

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

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

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d} \quad (\text{Α.2})$$

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

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

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A \quad (\text{Α.3})$$

όπου $\alpha = E_s/E_c$ και τα A, B προσδιορίζονται από τις κατωτέρω εξ. (Α.4) ή (Α.5), εάν η διαρροή ελέγχεται από τον εφελκόμενο οπλισμό ή από το θλιβόμενο σκυρόδεμα αντίστοιχα:

1. Διαρροή λόγω χάλυβα:

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

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y} \quad (\text{Α.4})$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \alpha b d f_c}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta')$$

(A.5)

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

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

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y) \rho + (\xi_y - \delta') \rho' + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\}$$

(A.6)

Αντί των Εξ. (A.1)-(A.5) μπορούν να χρησιμοποιηθούν προσεγγιστικά οι ημι-εμπειρικές σχέσεις:

Για υποστυλώματα ή δοκούς:

$$(1/r)_y = 1,77 f_y / E_s h \quad (A.7\alpha)$$

ή

$$(1/r)_y = 1,55 f_y / E_s d \quad (A.7\beta)$$

Για τοιχώματα:

$$(1/r)_y = 1,44 f_y / E_s h \quad (A.8\alpha)$$

ή

$$(1/r)_y = 1,36 f_y / E_s d \quad (A.8\beta)$$

Παρατίθενται για το υποστύλωμα ισογείου Κ15 τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά της διατομής, καθώς και οι τιμές M_y , M_u , φ_y , φ_u που υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα SAP2000.

Γεωμετρικά στοιχεία: $L=3.65\text{m}$, $h=0.4\text{m}$, $b_w=0.4\text{m}$ ($L_s = L/2=1.825\text{m}$)

Υλικά: Σκυρόδεμα $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$, $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$

Οπλισμός: -Κύριος 6Φ18+2Φ14 (4Φ18+1Φ14 Εφελκούμενος)
-Συνδετήρες Φ8/10
-Συνοχή οπλισμών $c=0.02\text{m}$
- $d_{bl} = 0.016\text{m}$ μέση διάμετρος εφελκούμενου οπλισμού

Ισχύει $d = h - d_1$ όπου $d_1 = c + \varphi_l/2 + \varphi_w$, και μοχλοβραχίονας $z = d - d_1 = h - 2 \cdot d_1$. Άρα για το υποστύλωμα Κ18

$$d_1 = 0.02 + 0.016/2 + 0.008 = 0.036\text{m}$$

$$d = 0.4 - 0.036 = 0.364\text{m}$$

$$z = 0.4 - 2 \cdot 0.036 = 0.328\text{m}$$

Από SAP2000:

- $\varphi_y = 0.00815$
- $\varphi_u = 0.033$
- $M_y = 76.275 \text{ KNm}$
- $M_u = 108.269 \text{ KNm}$
- $N = -287.3 \text{ KN}$

Ακολουθεί στο σχήμα Α.1 το τμήμα του αρχείου Excel που δημιουργήθηκε για τον υπολογισμό των μεγεθών φ_y και M_y .

Προκύπτει από ΚΑΝ.ΕΠΕ

- $\varphi_y = 0.0075$
- $M_y = 184.178 \text{ KNm}$

Στο σχήμα Α.2 παρουσιάζεται το τμήμα του αρχείου Excel που δημιουργήθηκε για τον υπολογισμό των μεγεθών θ_y , θ_u και θ_{pl} συγκριτικά, βάσει τόσο των τιμών φ_y και M_y του SAP2000 όσο και του παραρτήματος 7^Α ΚΑΝ.ΕΠΕ. Να τονιστεί εδώ ότι ο υπολογισμός των παραμορφωσιακών μεγεθών γίνεται σύμφωνα με τους τύπους του ΚΑΝ.ΕΠΕ, καθότι στους τύπους του Ευρωκώδικα 8 υπεισέρχονται τα μεγέθη φ_u και M_u , για τα οποία δε γίνεται αναφορά στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

| ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ Ω.Σ. ΜΕ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ | | | | | | |
|---|--|---------|----------------|----|-------|----------------------|
| ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ | | | | | | |
| | f _{c,m} (MPa) | 21.818 | | | | |
| | f _{y,m} (MPa) | 363.636 | | | | |
| | E _s (MPa) | 200000 | | | | |
| | E _c (MPa) | 29000 | | | | |
| | α = E _s /E _c | 6.897 | | | | |
| | L (m) | 3.65 | | | | |
| | b (m) | 0.4 | | | | |
| | h (m) | 0.4 | | | | |
| | d ₁ =d' (m) | 0.036 | | | | |
| | d (m)=h-d ₁ | 0.364 | | | | |
| | δ' = d'/d | 0.0989 | | | | |
| | N (kN) | 287.3 | | | | |
| ΟΠΛΙΣΜΟΣ (cm²) | | | | | | |
| | | n1 | Φ1 | n2 | Φ2 | As (m ²) |
| Εφελκυσμένος | 4Φ18+1Φ14 | 4 | 0.018 | 1 | 0.014 | 0.001171 |
| Θλιβόμενος | 2Φ18+1Φ14 | 2 | 0.018 | 1 | 0.014 | 0.000663 |
| Μεταξύ κατανεμημένος οπλισμός | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Ποσοστό εφέλκ. | ρ = As/bd | 0.0080 | | | | |
| Ποσοστό θλιβ. | ρ' = As'/bd | 0.0046 | | | | |
| Ποσοστό καταν. | ρν | 0.0000 | | | | |
| Ύψος θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή ξγ | | | | | | |
| | $\xi\gamma = ((\alpha^2) * (A^2) + 2 * \alpha * B) ^{0.5} - \alpha * A$ | | | | | |
| I) Διαρροή λόγω εφελκυσμένου χάλυβα: | | | | | | |
| | A = ρ + ρ' + ρ _v + N/b*d*f _y | A = | 0.0180 | | | |
| | B = ρ + ρ'δ' + 0.5ρ _v (1+δ') + N/b*d*f _y | B = | 0.0139 | | | |
| | | ξγ = | 0.3312 | | | |
| | φγ = f _y / (E _s * (1 - ξγ) * d) | φγ = | 0.0075 | | | |
| II) Διαρροή λόγω παραμόρφωσης σκυροδέματος: | | | | | | |
| | A = ρ + ρ' + ρ _v - N/b*d*ε _c *E _s | A = | 0.0053 | | | |
| | A ≈ ρ + ρ' + ρ _v - N/b*d*1.8αf _c | | | | | |
| | B = ρ + ρ'δ' + 0.5ρ _v (1+δ') | B = | 0.0085 | | | |
| | | ξγ = | 0.3076 | | | |
| | φγ = ε _c / ξγ * d = 1.8f _c / E _c * ξγ * d | φγ = | 0.0121 | | | |
| | φγ = MIN (φγ, χάλυβα ; φγ, σκυροδέματος) | | 0.0075 | | | |
| | ξγ = H αντίστοιχη της φγ | | 0.3312 | | | |
| | M_y = ΤΥΠΟΣ (Α.6) ΚΑΝ.ΕΠΕ (kNm) | | 184.178 | | | |

Σχήμα Α.1: Υπολογισμός φ_γ και M_y κατά Παράρτημα 7^Α ΚΑΝ.ΕΠΕ

| | ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ-ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ | | | ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΟΣ | | | | ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΣ | | | |
|----------------|------------------------|---------|-----------|--------------|-------|----|-------|------------|-------|-----|-------|
| | ΣΤΟΙΧΕΙΟ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΟΠΛΙΣΜΟΣ | n1 | Φ1 | n2 | Φ2 | n'1 | Φ'1 | n'2 | Φ'2 |
| ΙΣΟΓΕΙΟ | | | | | | | | | | | |
| SAP2000 | K15 | K 40 ® | 6Φ18+2Φ14 | 4 | 0.018 | 1 | 0.014 | 2 | 0.018 | 1 | 0.014 |
| 7Α ΚΑΝ.ΕΠΕ | K15 | K 40 ® | 6Φ18+2Φ14 | 4 | 0.018 | 1 | 0.014 | 2 | 0.018 | 1 | 0.014 |

| As | As' | φγ | φu | bw (m) | h (m) | d(m) | Ac=b*h | dbf μέση (m) | fym (Μpa) | fcu (Μpa) |
|----------|----------|---------|-------|--------|-------|-------|--------|--------------|-----------|-----------|
| 0.001171 | 0.000663 | 0.00815 | 0.033 | 0.4 | 0.4 | 0.364 | 0.16 | 0.016 | 363.636 | 21.818 |
| 0.001171 | 0.000663 | 0.0075 | 0 | 0.4 | 0.4 | 0.364 | 0.16 | 0.016 | 363.636 | 21.818 |

| Ls = l/2 | z(m) | av | as=Ls/h | N (kN) | v | ω | ω' | max... |
|----------|-------|----|---------|--------|-------|--------|--------|--------|
| 1.825 | 0.328 | 1 | 4.563 | 287.3 | 0.082 | 0.1220 | 0.0690 | 0.5657 |
| 1.825 | 0.328 | 1 | 4.563 | 287.3 | 0.082 | 0.1220 | 0.0690 | 0.5657 |

| θγ | θum | ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ | My | VRd (kN) | θγ* | θpl |
|--------|--------|----------------|---------|----------|--------|--------|
| 0.0090 | 0.0434 | ΠΛΑΣΤΙΜΗ | 76.275 | 100.111 | 0.0090 | 0.0344 |
| 0.0084 | 0.0434 | ΨΑΘΥΡΗ | 184.178 | 100.111 | 0.0083 | 0.0350 |

| My | Mu | Mu/My | 0.2*Mu/My | θpl/γRd | 3*θpl/γRd | 0.5*θpl/γRd |
|---------|---------|-------|-----------|---------|-----------|-------------|
| 76.275 | 108.269 | 1.419 | 0.284 | 0.0191 | 0.0573 | 0.0096 |
| 184.178 | 0 | 0.000 | 36.836 | 0.0195 | 0.0584 | 0.0097 |

Σχήμα Α.2 Τμήμα Excel Υπολογισμού Παραμορφωσιακών Μεγεθών για Υποστύλωμα K15

| | φv | Mv | θv | θu | θpl |
|---------------------------|---------|--------------------|--------|--------|--------|
| SAP2000 | 0.00815 | 76.275 (Mu=108.27) | 0.009 | 0.0434 | 0.0344 |
| 7 ^Α ΚΑΝ.ΕΠΕ | 0.0075 | 184.178 | 0.0083 | 0.0434 | 0.035 |

Πίνακας Α.1 Συγκριτικά Μεγέθη Καμπυλότητας, Ροπής Διαρροής και Παραμορφώσεων Αντοχής κατά SAP2000 και Παράρτημα 7^Α ΚΑΝ.ΕΠΕ

Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό, οι διαφορές είναι αμελητέες. Βέβαια, ενδεχομένως να υπάρξουν διαφοροποιήσεις αν η σύγκριση επεκταθεί στο σύνολο των μελών του φορέα, στα πλαίσια της παρούσας εργασίας όμως αποφασίστηκε η χρήση των δεδομένων ροπής και καμπυλότητας που προκύπτουν από το πρόγραμμα SAP2000.

