



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΑΤΡΩΝ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ, ΧΡΗΣΗ
ΙΞΩΔΟΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΩΝ, ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ
ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ ΣΕ PILLOTIS ΜΕΣΩ ΜΗ
ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΩΝ
ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ, ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑ**

Εργασία του Μεταπτυχιακού Μαθήματος

Ανασχεδιασμός Κατασκευών

Υπό την επίβλεψη του

Αναπλ. Καθηγητή

Σ.Η.Δρίτσου

Από τον

Βουσβούκη Μ. Ιωάννη

AM175

Ιανουάριος 2005

ΠΑΤΡΑ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ, ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΙΞΩΔΟΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑ, ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ ΣΕ PILLOTIS ΜΕΣΩ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ, ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑ

ΒΟΥΣΒΟΥΚΗΣ Μ. ΙΩΑΝΝΗΣ
Μεταπτυχιακός Φοιτητής
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών
Πανεπιστήμιο Πατρών
AM 175

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η σεισμική αποτίμηση υφισταμένου διώροφου δομήματος με βάση το σχέδιο του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) και προμελέτη ενίσχυσης του κτιρίου με ιξωδοελαστικό αποσβεστήρα. Για την αποτίμηση της κατασκευής πριν και μετά την ενίσχυση εφαρμόστηκε στατική ανελαστική ανάλυση με βάση τις μετακινήσεις για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασίας ζωής και περιουσίας των ενοίκων» όπως αυτή ορίζεται στο σχέδιο ΚΑΝ.ΕΠΕ και αντιστοιχεί σε σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια με περίοδο επαναφοράς 475 έτη. Η απόκριση του κτιρίου κρίθηκε γενικά ανεπαρκής κυρίως λόγω της επιρροής της έντονης ακανονικότητας καθ' ύψος λόγω υπάρξης τοιχοπληρώσεων στις ανώτερες στάθμες του κτιρίου (ύπαρξη Pillotis). Η στρατηγική ενίσχυσης που επιλέχθηκε προτείνει την επέμβαση μόνο στη στάθμη της Pillotis με χρήση στοιχείων απορρόφησης ενέργειας με στόχο την μείωση της απαίτησης που θέτει το φάσμα σχεδιασμού και έτσι την μείωση των απαιτούμενων επιβαλλομένων μετακινήσεων. Η αποτίμηση εν συνεχεία της ενισχυμένης κατασκευής κρίνεται επιτυχής καθώς επιτυγχάνεται η επιθυμητή μεταβολή της δυναμικής συμπεριφοράς του δομήματος..

1. Εισαγωγή

Η παρούσα εργασία έχει ως θέμα την μελέτη σεισμικής αποτίμησης και εφαρμογής ενίσχυσης με ιξωδοελαστικούς αποσβεστήρες του δομήματος χρησιμοποιώντας μη γραμμική στατική ανάλυση επιβαλλομένων μετακινήσεων με βάση την επιτελεστικότητα. Όπως είναι γνωστό η μη γραμμική στατική ανάλυση δύναται να προβλέψει μηχανισμούς αστοχίας (ανομοιόμορφης πλαστικοποίησης). Στη υπό μελέτη κατασκευή γίνεται προσπάθεια να προβλεφθεί ο μηχανισμός αστοχίας που προκύπτει λόγω της ύπαρξης pillotis της κατασκευής.

Για την επίλυση του μαθηματικού προσομοιώματος της υπό μελέτη κατασκευής χρησιμοποιείται το πρόγραμμα ETABS v8.1.5. Το πρόγραμμα χρησιμοποιείται μόνο ως μη γραμμικός επιλυτής. Εισάγονται σε αυτό με βάση την μεθοδολογία που προτείνεται από τις συστάσεις του σχεδίου ΚΑΝΕΠΕ οι τοπικές διαθέσιμες πλαστιμότητες ^{[19],[14]}.

Τα όρια στις στάθμες επιτελεστικότητας (Σ.Ε) με βάση το σχέδιο ΚΑΝ.ΕΠΕ.(Α.Χ – Αμεσης Χρήσης , Α.Ζ-Ασφάλεια ζωής,και Π.Κ-Πρόληψης κατάρρευσης) υπολογίζονται σε όρους στρωφής πλαστικών αρθρώσεων.

2. Περιγραφή δομήματος

Το υπο μελέτη κτίριο είχε κατασκευασθεί το 1984. Είχε σχεδιασθεί με σεισμικό συντελεστή $\varepsilon=0.08$ όπως αυτός ορίζεται στον κανονισμό του 1959. Αναφέρεται ότι το κτίριο δεν έχει παρουσιάσει καμμία μορφή αστοχίας σε παρελθόντες σεισμικές δονήσεις.

Έχει τρεις στάθμες pillotis, α και β ορόφου, σε ύψη 2.44, 5.46, και 8.42m αντίστοιχα. Το βάρος της κατασκευής εκτιμάται 2900 KN περίπου ενώ η κατασκευαστική λεπτομέρεια των μελών είναι χαρακτηριστική εκείνης της περιόδου. Έτσι το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε

είναι τύπου B160 ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε για τον εγκάρσιο οπλισμό είναι S220 ενώ για τον διαμήκη οπλισμό χρησιμοποιήθηκε χάλυβας τύπου StIII.

Στις στάθμες οροφής pillotis και α ορόφου υπάρχουν: 3 περιμετρικά υποστυλώματα διαστάσεων 60/25 με 8Φ16, 1 περιμετρικό υποστυλώμα διαστάσεων 50/25 με οπλισμό 4Φ20, 2 κεντρικά υποστυλώματα διαστάσεων 40/40 με οπλισμούς 8Φ18 και 8Φ16 αντίστοιχα, 4 περιμετρικά υποστυλώματα 35/35 με οπλισμό 4Φ20 και ένα περιμετρικό υποστυλώμα 30/30 με οπλισμό 4Φ20, σύνολο 11 υποστυλώματα. Στην στάθμη οροφής του β ορόφου υπάρχουν 4 περιμετρικά υποστυλώματα 30/30 με οπλισμό 4Φ20, 2 περιμετρικά υποστυλώματα 50/25 με οπλισμό 6Φ20, 1 περιμετρικό υποστυλώμα 50/20 με οπλισμό 4Φ20+2Φ14 και 2 κεντρικά υποστυλώματα 35/35 με οπλισμό 4Φ20 σύνολο 9 υποστυλώματα.

Στις στάθμες οροφής pillotis και α ορόφου οι περιμετρικές δοκοί είναι διαστάσεων 25/50 ενώ οι κεντρικές 20/50 με τρεις έμμεσες στηρίξεις, ενώ στην στάθμη οροφής β ορόφου όλες οι περιμετρικές δοκοί είναι διαστάσεων 20/50, οι 2 κεντρικές κατά τον διαμήκη άξονα του κτιρίου είναι 25/60 και οι 2 εγκάρσιες κεντρικές δοκοί είναι διαστάσεων 20/40

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα διαθέτουν συνδετήρες Φ8/200 χωρίς πύκνωση στις κρίσιμες περιοχές (κοντά στους κόμβους). Δηλαδή δεν έχουν εφαρμοσθεί οι πρόσθετες διατάξεις του 1984.

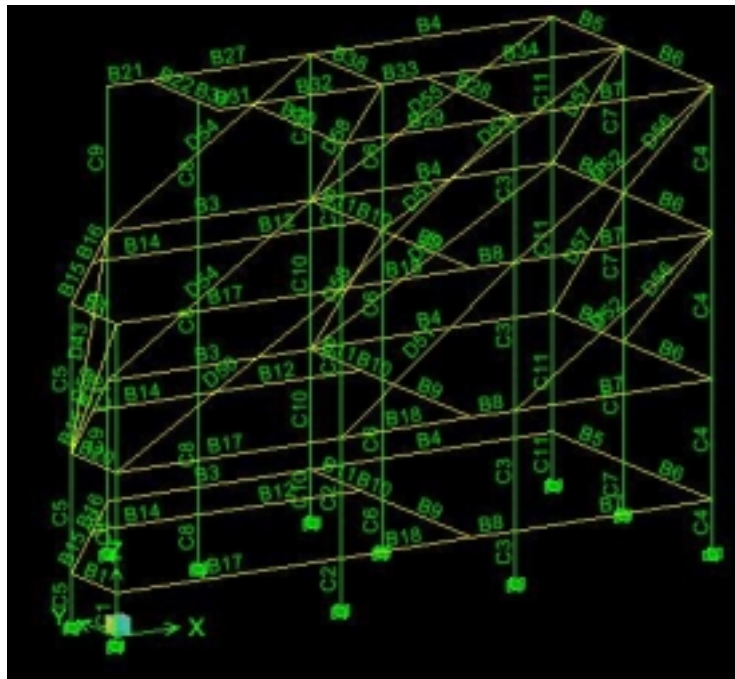
Περαιτέρω η κατασκευή χαρακτηρίζεται από γεωμετρική ασυμμετρία προς όλες τις διευθύνσεις.

3. Προσομοίωση δομήματος

3.1. Προσομοίωση γεωμετρικών χαρακτηριστικών της κατασκευής

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα της κατασκευής προσομοιώθηκαν με οριζόντια και κατακόρυφα γραμμικά στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας στα άκρα. Για τα στοιχεία αυτά εισήχθησαν ανελαστικά διαγράμματα ροπών – πλαστικών γωνιών στροφής χορδής (θ_{pl}).

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η ονοματολογία των στοιχείων



Σχήμα 3.1 – Ονοματολογία μελών

Ως ενεργός δυσκαμψία των στοιχείων αυτών λήφθηκε το 25% της αρηγμάτωσης διατομής σαν μια ρεαλιστική εκτίμηση της τέμνουσας ελαστικής δυσκαμψίας στη διαρροή για την εκτίμηση των μετακινήσεων και των παραμορφώσεων^[14], δηλαδή :

$$(EI)_{eff}=0.25EI$$

Το συνεργαζόμενο πλάτος των δοκών θεωρήθηκε ίσο με L/4 όπου L το άνοιγμα της δοκού ή ίσο με το μισό της απόστασης μέχρι την επόμενη παράλληλη δοκό, όποιο προκύπτει μικρότερο.

$$b_{eff} = \min(l_{av}/4, l_{παρ}/2)$$

Οι εκκεντρότητες που προκύπτουν από την μαθηματική προσομοίωση του φορέα αμελήθηκαν όπου θεωρήθηκαν παράγοντες αμελητέας ποσότητας δηλαδή όπου το σημείο τομής των κεντροβαρικών γραμμών των στοιχείων (δοκών –υποστυλωμάτων) ήταν μικρότερο του 1/3 της απόστασης μερούμενης κάθετα στην διεύθυνση του μέλους.

Τα φορτία των πλακών προσομοιώθηκαν με τραπεζοειδή κατανομή στις δοκούς, δηλαδή κάθε στήριξη θεωρείται ότι παραλαμβάνει συνολικό φορτίο μιας επιφάνειας φόρτισης με μορφή τριγωνική ή τραπεζοειδή όπου οι ευθείες μερισμού διχοτομούν την γωνία μεταξύ πλευρών με ομοειδή στήριξη ή την χωρίζουν σε αναλογία 2:1 για γωνία πάκτωσης και έδρασης.

Οι μάζες του κτιρίου θεωρήθηκαν συγκεντρωμένες στους κόμβους της κατασκευής και προκύπτουν από τη φόρτιση $g+0.3q$ ως ίδιο βάρος του δομήματος κατά την σεισμική φόρτιση^[17].

3.2. Προσομοίωση Μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών

3.2.1. Σκυρόδεμα

Ως μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος θεωρήθηκε η τιμή $f_c=12.8\text{Mpa}$ όπως αυτή προκύπτει από την αναγωγή του τύπου σκυροδέματος B160 σε αντοχή συμβατικού κυλινδρικού δοκιμίου. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος υπολογίστηκε από την σχέση που προτείνεται στον ΕΚΩΣ2000 σε $E_c=26126\text{ Mpa}$.

Τα παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά για το απερίσφιγτο σκυρόδεμα θεωρήθηκαν όπως αυτά ορίζονται από τον ΕΚΩΣ 2000, δηλαδή ως ομοιόμορφη βράχυνση διαρροής του σκυροδέματος $\epsilon_{co}=0.2\%$ και ως ομοιόμορφη βράχυνση αστοχίας $\epsilon_{cu}=0.35\%$.

Για να ληφθεί υπόψη η επιρροή της περίσφιγξης στην θλιπτική συμπεριφορά του σκυροδέματος δηλαδή η επιρροή της εγκάρσιας θλίψης από τον υπάρχοντα εγκάρσιο οπλισμό, υιοθετήθηκε το προσομοίωμα των Mander et al (1988a)¹ σύμφωνα με το οποίο τα αντίστοιχα παραμορφωσιακά μεγέθη τις συμπεριφοράς του σκυροδέματος καθώς και η αντοχή του προκύπτουν από τις σχέσεις^[19]:

$$\begin{aligned}\epsilon_{co}^* &= \epsilon_{co}(1+5K) \\ \epsilon_{cu}^* &= \epsilon_{cu} + (\omega_w \epsilon_{su}) / (1+K) \\ f_c^* &= f_c (1+K)\end{aligned}$$

όπου

$$\begin{aligned}K &= 2.254 \left[\sqrt{1 + 7.94 \frac{p}{f_c}} - 1 \right] - \frac{2p}{f_c} \\ p/f_c &= 0.5a\omega_w\end{aligned}$$

όπου α είναι ο συντελεστής περίσφιγξης και ω_w το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό των συνδετήρων.

3.2.2. Χάλυβας

Ο χάλυβας που έχει χρησιμοποιηθεί στην κατασκευή είναι τύπου StI για τον εγκάρσιο οπλισμό και τύπου StIII για τον διαμήκη οπλισμό. Έτσι θεωρήθηκε δόκιμο για μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα να υιοθετηθούν οι εξής: τάση διαρροής $f_{yw}=220\text{Mpa}$ και $f_y = 420 \text{ MPa}$, μέγιστη εφελκυστική αντοχή $f_t=546\text{Mpa}$ ($f_t/f_y=1.3$), $E_s=210\text{Gpa}$. Ομοιόμορφη μήκυνση διαρροής $\epsilon_{sy}=0.2\%$ και ομοιόμορφη μήκυνση θράυσης $\epsilon_{su}=9.7\%$ [18].

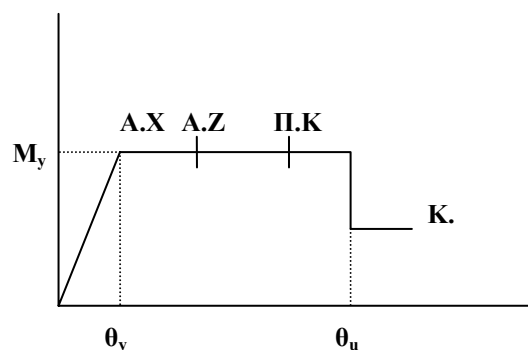
3.2.3. Τοιχοπληρώσεις

Η τοιχοποιία θεωρήθηκε ως υπερμπατική οπτοπλινθοδομή με πάχος $t_w=0.25\text{m}$ χωρίς διαμήκη αρμό. Τα επιμέρους υλικά της τοιχοποιίας θεωρήθηκαν διάτρητοι οπτόπλινθοι 12x14x25, τύπου EN771-1, κατηγορίας II ομάδας 2α, με θλιπτική αντοχή $f_b=5.00 \text{ Mpa}$, με ειδικό βάρος 15.00KN/m^3 , και τσιμεντοκονίαμα τύπου M5, γενικής εφαρμογής. Τελικώς οι μηχανικές ιδιότητες της τοιχοποιίας υπολογίστηκαν (EC6) $f_k=2.34 \text{ Mpa}$, διατμητική αντοχή $f_{vko}=0.10\text{Mpa}$, μέγιστη διατμητική αντοχή $\max f_{vko}=1.00\text{Mpa}$ και μέτρο ελαστικότητας $E= 2.34\text{Gpa}$

3.3. Προσομοίωση των ανελαστικών ιδιοτήτων των στοιχείων της κατασκευής [19],[14]

3.3.1. Καμπτική ανελαστική συμπεριφορά δοκών και υποστυλωμάτων

Το προσομοίωμα που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της ικανότητας των υπάρχοντων δομικών στοιχείων είναι σε όρους ροπής –γωνίας πλαστικής άρθρωσης. Όπως φαίνεται από το σχήμα 3.2. Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται ως την διαρροή του στοιχείου όπου και ορίζεται η γωνία στροφής χορδής στην διαρροή θ_y . Το διάγραμμα M- θ θεωρείται ως ελαστικό-τελείως πλαστικό της παραμόρφωσης στη διαρροή θ_y λαμβάνει υπόψιν όλες τις παραμορφώσεις κατά τη διαρροή του στοιχείου, ήτοι καμπτικές, διατμητικές και παραμορφώσεις λόγω ολίσθησης. Σύμφωνα επίσης με τα σχόλια σχέδιο ΚΑΝΕΠΕ καθώς τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος είναι κατά κανόνα ρηγματωμένα από προγενέστερες δράσεις, η εκτίμηση της μη γραμμικής σεισμικής απόκρισης δεν επηρεάζεται από τον αν ο πρό της διαρροής κλάδος είναι τεθλασμένος ή ευθύγραμμος.



Σχήμα 3.2

Για τον υπολογισμό των διαθέσιμων τιμών γωνίας στροφής πλαστικής άρθρωσης θ_u και διαρροής θ_y υιοθετήθηκαν οι συστάσεις του σχεδίου ΚΑΝΕΠΕ [14]

Επομένως αναλυτικά :

η γωνία στροφής χορδής της πλαστικής άρθρωσης, από την στιγμή της διαρροής στην ακραία διατομή έως την καμπτική αστοχία υπολογίστηκε από την σχέση

$$\theta_{pl} = [(1/r)_u - (1/r)_y] L_p$$

όπου $(1/r)_u$ είναι η καμπυλότητα στην αστοχία της διατομής και δίνεται από τις σχέσεις

$$(1/r)_{su} = \frac{\varepsilon_{su}}{(1 - \xi_{su})d}$$

για αστοχία λόγω θράυσης του εφελκόμενου χάλυβα και

$$(1/r)_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_{cu}d}$$

για αστοχία λόγω αστοχίας του θλιβόμενου σκυροδέματος και $(1/r)_y$ είναι η καμπυλότητα στην διαρροή της διατομής. Αναλυτικοί τύποι που χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό των παραπάνω χαρακτηριστικών των διατομών δίνονται στο παράρτημα Α.

Το «μήκος πλαστικής άρθρωσης» L_{pl} υπολογίστηκε από την σχέση (Fardis and Biskinis,2003) ^[19], ώστε να είναι συμβατό με το προσομοίωμα περίσφιγξης που υιοθετήθηκε,

$$L_{pl} = 0.025L_s + 0.115h + a_{sl}(f_y/50)d_b$$

όπου L_s είναι το μήκος διάτμησης, h είναι το ύψος της διατομής, ο παράγοντας a_{sl} παίρνει την τιμή 0 αν δεν λαμβάνεται υπόψιν η ολίσθηση των ράβδων και 1 για την αντίθετη περίπτωση, d_b είναι η διάμετρος του διαμήκους οπλισμού.

Η πλήρης τιμή της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή υπολογίζεται από τον τύπο (Fardis and Biskinis,2003) ^[19]

$$\theta_y = (1.035\phi_y) \frac{L_s + a_v d}{3} + 0.0011 + 0.002 \frac{h}{L_s} + a_s \frac{0.13(1/r)_y f_y}{\sqrt{f_c}}$$

τέλος η τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία προσδιορίζεται από την σχέση

$$\mu_\theta = 1 + (\mu_{(1/r)} - 1) \frac{3L_{pl}}{L_s} \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_s} \right)$$

Τα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας των μελών ορίστηκαν με βάση την τιμή R_D («τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης όχι μεγαλύτερη της μέγιστης παραμόρφωσης θ_u ») που προτείνεται στο σχέδιο ΚΑΝΕΠΕ και είναι για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασίας ζωής και περιουσίας των ενοίκων» $R_D = 0.5(\theta_u + \theta_y)/\gamma_{RD}$ και για στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγής κατάρρευσης» $R_D = (\theta_u)/\gamma_{RD}$ με $\gamma_{RD} = 1.8$.

Στον υπολογισμό των παραπάνω μεγεθών που προσδιορίζουν την τοπική ικανότητα παραμόρφωσης των μελών δεν συνυπολογίστηκε η επιρροή τυχόν ένωσης διαμήκων οπλισμών με υπερκάλυψη των ραβδών. Μετά την παραμόρφωση αστοχίας θ_u , θεωρήθηκε σημαντική μείωση της απόκρισης του στοιχείου σε σεισμική ένταση αλλά όχι ο μηδενισμός της, η απόκριση θεωρήθηκε σταθερή έως την απώλεια αντίστασης λόγω των φορτίων βαρύτητας.

Από τους υπολογισμούς που πραγματοποιήθηκαν διαπιστώθηκε ότι κανένα μέλος δεν εμφάνισε δείκτη πλαστιμότητας σχετικών μετακινήσεων σε όρους γωνιών στροφής χορδής

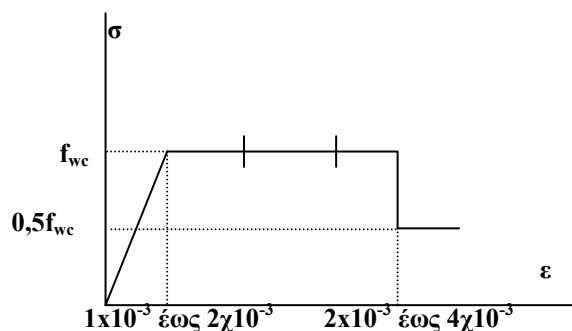
μικρότερο του 2.5. Η τιμή αυτή προτείνεται από το σχέδιο ΚΑΝΕΠΕ ως το όριο μεταξύ πλαστικής και ψαθυρής συμπεριφοράς για δείκτη πλαστιμότητας μ_0 .

Όλοι οι παραπάνω υπολογισμοί για τα μέλη της κατασκευής πραγματοποιήθηκαν με την χρήση προγράμματος που αναπτύχθηκε για τον σκοπό αυτό. Το πρόγραμμα ενσωματώνει το αναλυτικό μαθηματικό μοντέλο που αναπτύχθηκε παραπάνω, και παρατίθεται στην βιβλιογραφία [19],[14] για τον υπολογισμό όλων των παραμορφωσιακών μεγεθών, καθώς και τις αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού των καμπυλοτήτων στην διαρροή και στην αστοχία της διατομής. Το πρόγραμμα αναπτύχθηκε σε κώδικα Visual Basic και παρέχει φορμα διασύνδεσης χρήστη για την εισαγωγή των δεδομένων της διατομής, και την σύνδεση αυτών με ανάλογη βάση δεδομένων μορφής Microsoft Access.

3.3.2. Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων με θλιπτήρα

Για την προσομοίωση της συμβολής των τοιχοπληρώσεων εφαρμόζεται η μέθοδος της θλιβόμενης διαγωνίου. Το πλάτος της θλιβόμενης διαγωνίου λήφθηκε ίσο με $w=0.1L$, όπου L το μήκος της διαγωνίου του αντίστοιχου φανώματος, το πάχος του προσομοιώματος λήφθηκε ίσο με το πάχος της τοιχοποιίας, τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας υπολογίστικαν σύμφωνα με τις υποδείξεις του σχεδίου ΚΑΝΕΠΕ και του EC6.

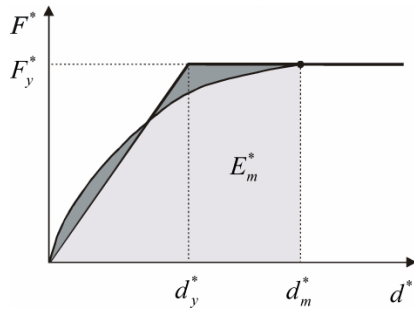
Η συμπεριφορά της θλιβόμενης διαγωνίου κατα την επιβαλλομένων μετακινήσεων μη γραμμική στατική ανάλυση λήφθηκε υπόψη σύμφωνα με το ακόλουθο διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων.



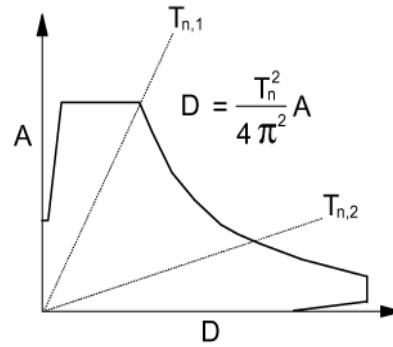
σχήμα 3.3 προσομοίωση απόκρισης θλιπτήρα

4. Μεθοδολογία αποτίμησης [21],[8],[9]

Η μεθοδολογία που ακολουθείται για την σεισμική αποτίμηση της κατασκευής είναι η τυπική για σεισμική αποτίμηση δομήματος με εφαρμογή μη-γραμμικής-στατικής ανάλυσης επιβαλλομένων μετακινήσεων. Γίνεται επομένως η καταγραφή της καμπύλης δύναμης μετατόπισης ($V-\delta$) που προκύπτει από την εφαρμογή διαδοχικών εγκάρσιων μετατοπίσεων μέχρι κάποιο να εξαντληθεί η διαθέσιμη πλαστικής γωνίας στροφής που ορίζεται από την στάθμη επιτελεστικότητας. Εν συνεχεία γίνεται διγραμμικοποίηση της καμπύλης ώστε να προσδιοριστεί η τιμή μετατόπισης καθολικής «διαρροής» (ή ενεργό σημείο διαρροής) της κατασκευής. Η διγραμμικοποίηση γίνεται με βάση την παραδοχή της διατήρησης της εισαγωγής ισοδύναμης ποσότητας ενέργειας στο δόμημα. όπως φαίνεται στο σχήμα 4.1.



σχήμα 4.1

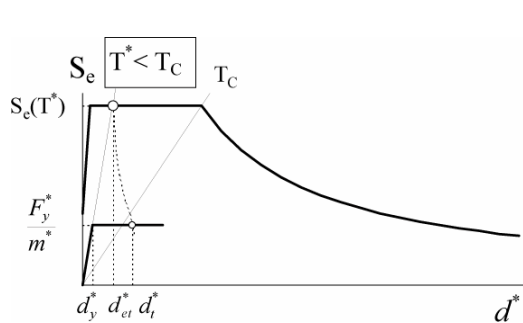


σχήμα 4.2

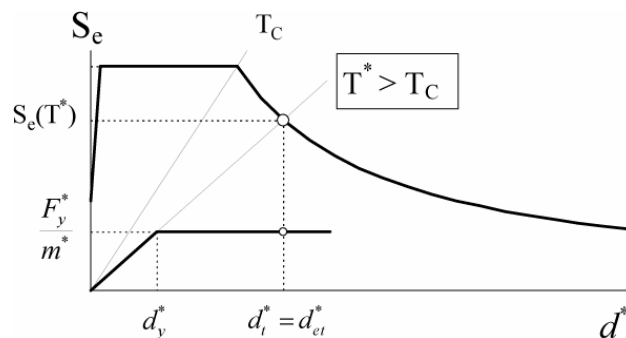
Το διάγραμμα απόκρισης V-δ της κατασκευής μετατρέπεται σε διάγραμμα φασματικής επιτάχυνσης φασματικής μετατόπισης (ΦΕΦΜ) του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή της κατασκευής.σχήμα 4.2 Στην προκειμένη περίπτωση ως ελαστικό φάσμα απαίτησης υιοθετείται το διάγραμμα που ορίζεται από τον ΕΑΚ2000 για την επιλεχθείσα στάθμη επιτελεστικότητας . Η απαιτούμενη μετατόπιση (σημείο επιτελεστικότητας) της κατασκευής μπορεί να προσδιορισθεί είτε με κατάλληλη μείωση του ελαστικού φάσματος με ισοδύναμη ξώδη απόσβεση > 5% [1], είτε με απευθείας διαίρεση του ελαστικού φάσματος με τον συντελεστή συμπεριφοράς της κατασκευής [3] είτε με εφαρμογή της παραδοχής των ίσων μετακινήσεων (απόκριση στον φθιτό κλάδο του φάσματος) ή των ίσων ενεργειών (απόκριση στην περιοχή ίσων επιταχύνσεων-«πλατώ» φάσματος), μέθοδος που προτείνεται από τον EC8 και υιοθετείται στην παρούσα εργασία [5]. Η μέθοδος αναφέρεται συνοπτικά παρακάτω στα σχήματα 4.3 και 4.4

Εάν $T_n < T_c$ τότε $\delta_{απαίτ} = \frac{\delta_{ελ}}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T_n} \right) \geq \delta_{ελ}$

Εάν $T_n > T_c$ τότε $\delta_{απαίτ} = \delta_{ελ}$



σχήμα 4.3



σχήμα 4.4

5. Αποτίμηση του δομήματος

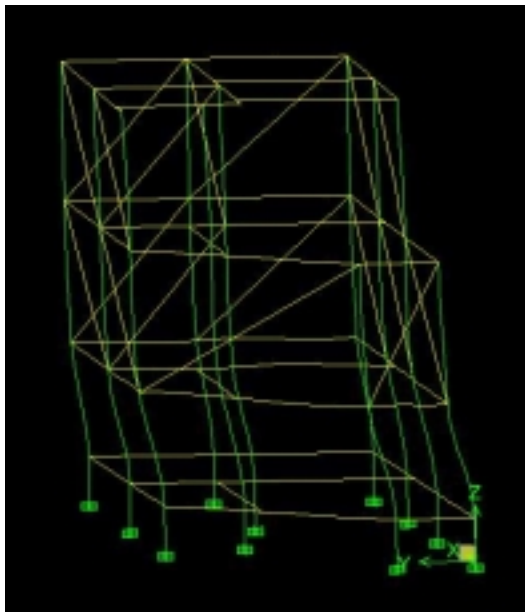
5.1. Δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής

Η συνολική ανάλυση της κατασκευής έγινε ουσιαστικά για δύο δομήματα για τις δύο βασικές ιδιομορφές όπως αυτές προκύπτουν μετά την ιδιομορφική ανάλυση στις διευθύνσεις +X, -X, +Y, -Y. Η επιβολή των μετακινήσεων για τις μη γραμμικές αναλύσεις βασίζονται σε αυτές τις ιδιομορφικές κατανομές των δύο δομημάτων που προκύπτουν για την ορθολογική απόκριση των θλιπτήρων σε όλες τις διευθύνσεις όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα 5.1, 5.2, 5.3, και 5.4

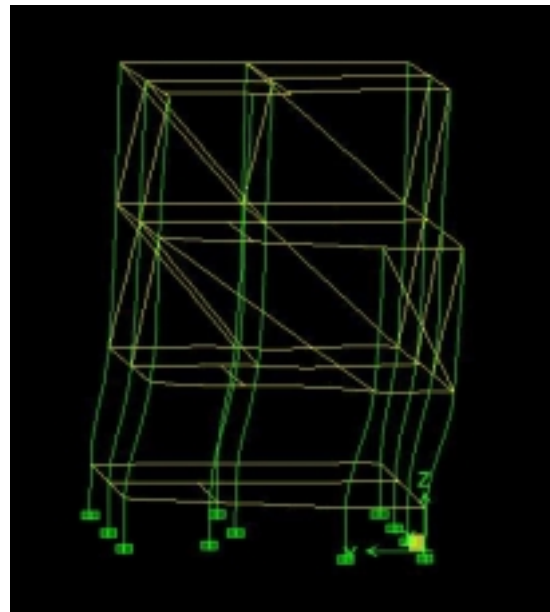
Στους παρακάτω πίνακες φαίνονται, οι συντεταγμένες του κέντρου μάζας και δυσκαμψίας, τα ποσοστά συμμετοχής μαζών στις 2 πρώτες βασικές ιδιομορφές που χρησιμοποιούνται για την μη γραμμική ανάλυση σε όλες τις διευθύνσεις του δομήματος,

Στάθμη-Διάφραγμα	Μάζα X	Μάζα Y	XCM	YCM	XCR	YCR
1	64.65	64.65	7.11	2.97	8.06	2.99
2	87.83	87.83	7.26	2.97	8.31	3.13
3	87.83	87.83	7.26	2.97	8.30	3.10
4	57.91	57.91	8.88	3.14	9.58	3.16

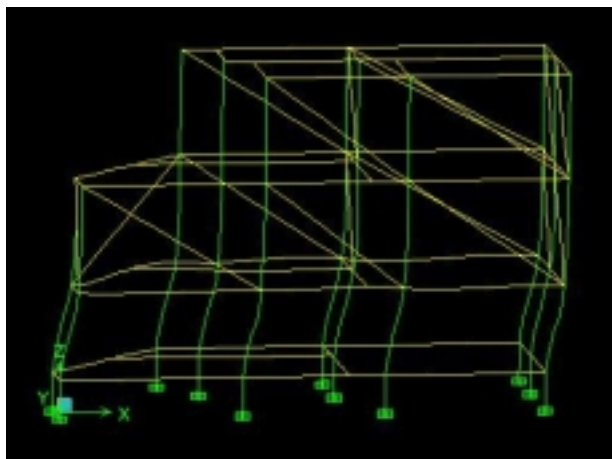
Πίνακας 5.1 – Συντεταγμένες κέντρου μάζας και κέντρου δυσκαμψίας



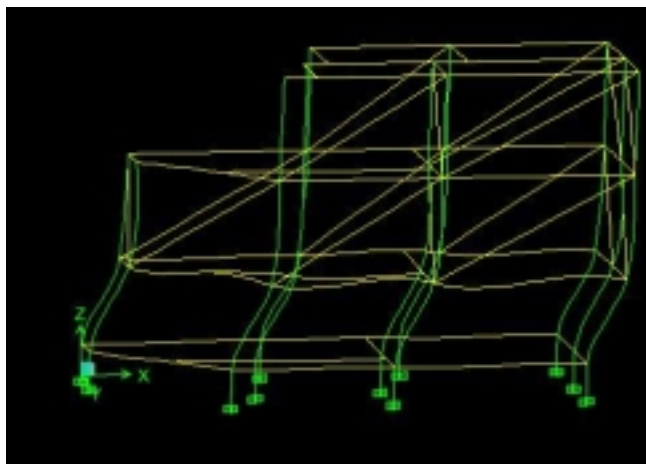
Ι Σχήμα 5.1
Β φορέας 1^η Καμπτική Ιδιομορφή +Y



Σχήμα 5.2
Α φορέας 1^η Καμπτική Ιδιομορφή -Y



Σχήμα 5.3
Α φορέας 2^η Καμπτική Ιδιομορφή +X



Σχήμα 5.4
Β φορέας 2^η Καμπτική Ιδιομορφή -X

Ενεργός μάζα-Y													
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.481	2.630	72.613	0.000	2.630	72.613	0.000	90.306	3.163	0.656	90.306	3.163	0.656
2	0.407	75.751	2.606	0.000	78.381	75.219	0.000	3.214	89.518	0.006	93.520	92.680	0.662
Ενεργός μάζα+Y													
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.481	2.532	72.636	0.000	2.532	72.636	0.000	90.340	3.045	0.698	90.340	3.045	0.698
2	0.408	75.856	2.472	0.000	78.388	75.108	0.000	3.057	89.647	0.021	93.397	92.691	0.719
Ενεργός μάζα -X													
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.481	2.550	72.625	0.000	2.550	72.625	0.000	90.322	3.069	0.695	90.322	3.069	0.695
2	0.407	75.841	2.493	0.000	78.391	75.118	0.000	3.082	89.613	0.020	93.404	92.681	0.715
Ενεργός μάζα +X													
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.481	2.630	72.613	0.000	2.630	72.613	0.000	90.306	3.163	0.656	90.306	3.163	0.656
2	0.407	75.751	2.606	0.000	78.381	75.219	0.000	3.214	89.518	0.006	93.520	92.680	0.662

Πίνακας 5.2 – Ενεργές μάζες

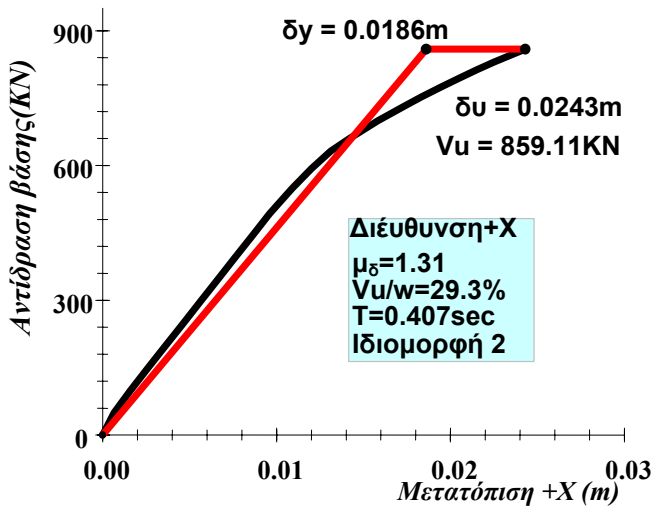
Συντελεστές συμμετοχής -Y								
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Ιδιομορφική δυσκαμψία
1	0.481	-2.800	14.716	0.000	93.184	17.438	6.509	170.514
2	0.407	15.030	-2.788	0.000	17.580	92.776	0.638	237.845
Συντελεστές συμμετοχής +Y								
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Ιδιομορφική δυσκαμψία
1	0.481	2.748	14.718	0.000	93.201	17.110	6.713	170.423
2	0.408	15.041	-2.715	0.000	17.145	92.843	1.164	237.726

Συντελεστές συμμετοχής -X								
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Ιδιομορφική δυσκαμψία
1	0.481	2.757	14.717	0.000	93.192	17.178	6.701	170.426
2	0.407	15.039	-2.726	0.000	17.213	92.825	1.129	237.788
Συντελεστές συμμετοχής +X								
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Ιδιομορφική δυσκαμψία
1	0.481	-2.800	14.716	0.000	93.184	17.438	6.509	170.514
2	0.407	15.030	-2.788	0.000	17.580	92.776	0.638	237.845

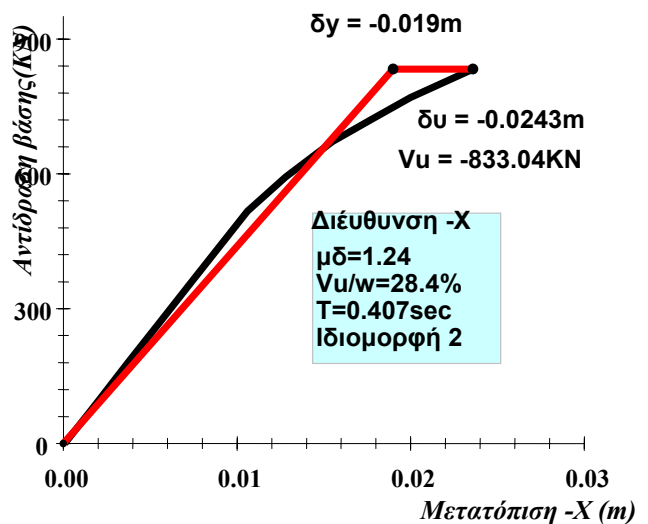
Πίνακας 5.3 – Συντελεστές συμμετοχής ιδιομορφών

5.2.Διαγράμματα δύναμης- επιβαλλόμενης μετακίνησης για το δόμημα στην αρχική κατάσταση

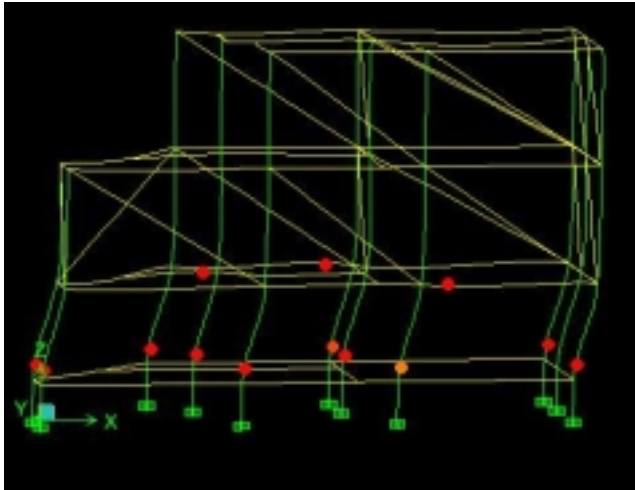
Όπως ήδη διαπιστώνουμε από την ιδιομορφική ανάλυση λόγω της ανομοιόμορφης κατανομής της δυσκαμψίας καθ' ύψος του κτιρίου το σύνολο των πλαστικών μετακινήσεων συγκεντρώνεται στην στάθμη 2 που είναι η στάθμη της pillotis. Αυτό διαπιστώνεται και από την βηματική εξέλιξη της μη γραμμικής ανάλυσης επιβαλλομένων μετακινήσεων . Παρακάτω φαίνονται τα διαγράμματα καθολικής απόκρισης της κατασκευής σε όρους δύναμης μετατόπισης (V-δ) και στιγμιότυπα από το πρόγραμμα ETABS στα σημεία ενεργού διαρροής και καταρρευσης της κατασκευής.



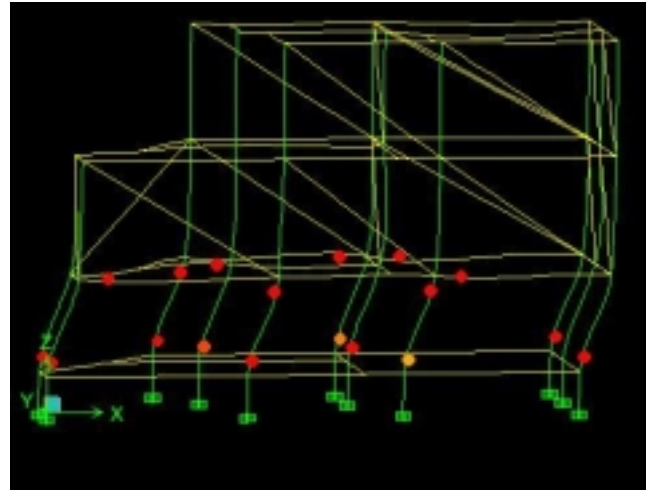
Σχήμα 5.5-Διάγραμμα V-δ, +X



Σχήμα 5.6-Διάγραμμα V-δ, -X

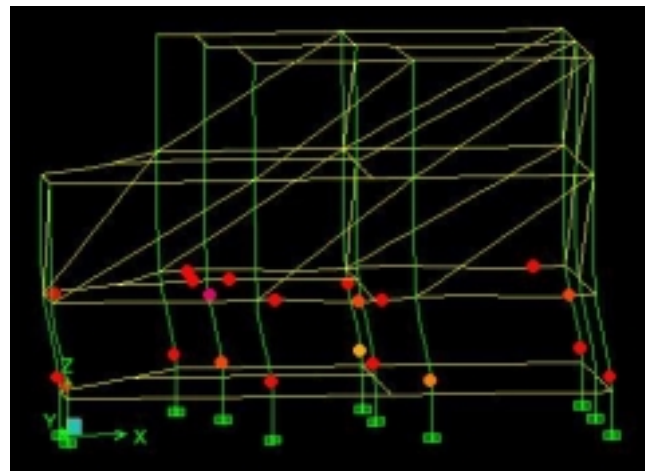
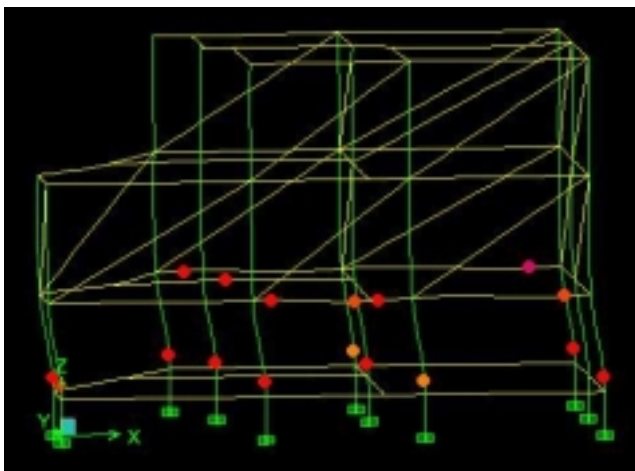


Σχήμα 5.7-Διαρροή, βήμα 18, +X



Σχήμα 5.8-Κατάρρευση, βήμα 23 +X

Από τα διαγράμματα και την διγραμμοποίηση της καμπύλης προκύπτουν τα σημεία ενεργού «διαρροής» και κατάρρευσης της κατασκευής. Για την διεύθυνση +X η διαρροή εμφανίζεται σε μετατόπιση $\delta^{+X}_y = 0.0186$ και η μετατόπιση αστοχίας $\delta^{+X}_v = 0.0243$ για τέμνουσα βάσης $V_u^{+X} = 859.11\text{KN}$, παρατηρούμε ότι όλη η πλαστική παραμόρφωση συγκεντρώνεται στην στάθμη της pillotis. Στην φάση της διαρροής το στοιχείο C3 είναι σε Σ.Ε. αποφυγής κατάρρευσης. Η αναλογία της μετατόπισης κατάρρευσης προς το ύψος του πρώτου ορόφου (interstory drift) είναι $\delta^{C6}_1/H_1 = 0.64\%$. Όπως φαίνεται και από την τελική φάση της κατάρρευσης ο μηχανισμός αστοχίας είναι δυσμενής για την κατασκευή καθώς επέρχεται από εξάντληση της διαθέσιμης πλαστικής γωνίας στροφής στην βάση κατακόρυφου στοιχείου συμβεί μηχανισμός αστοχίας από δοκό. Είναι εμφανές ότι στο πλαίσιο με συντεταγμένη $y=0$ δημιουργείται «μαλακός όροφος». Το φαινόμενο αυτό φυσικά είναι αναμενόμενο καθώς ο φορέας δεν έχει σχεδιασθεί όπως προαναφέρθηκε με τις πρόσθετες διατάξεις του 1984 που προέβλεπαν πύκνωση των συνδετήρων στις κρίσιμες περιοχές. Όπως φαίνεται βέβαια και από τα διαγράμματα ΦΕΦΜ παρακάτω για αυτή την διεύθυνση δεν ικανοποιείται η απαιτούμενη φασματική μετατόπιση που προκύπτει .

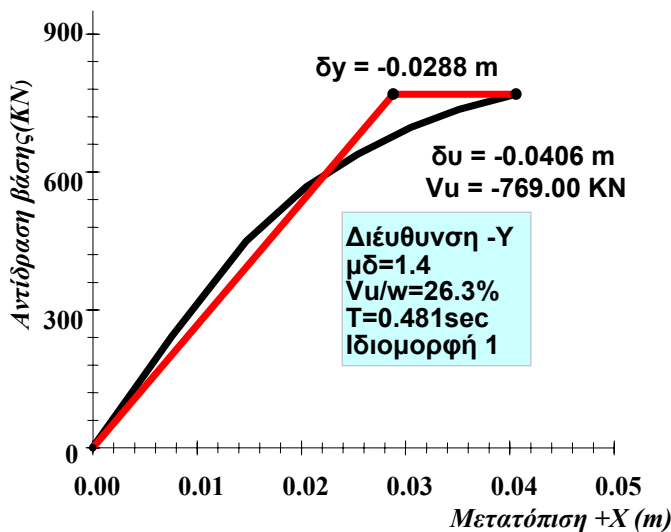
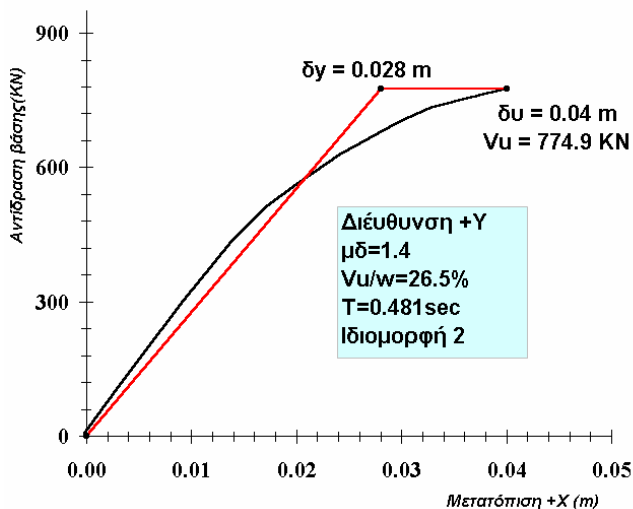


Σχήμα 5.9-Διαρροή, βήμα10, -X

Σχήμα 5.10-Κατάρρευση, βήμα12, -X

Για την διεύθυνση -X η διαρροή εμφανίζεται σε μετατόπιση $\delta^{-X}_y = -0.019$ και η μετατόπιση αστοχίας $\delta^{-X}_v = -0.0236$ για τέμνουσα βάσης $V_u^{-X} = -833\text{KN}$. Παρατηρούμε ότι όλη η παραμόρφωση συγκεντρώνεται στην στάθμη της pillotis. $\delta^{C6}_i/H_I = 0.52\%$. Στην φάση της διαρροής τα στοιχεία C3 και C10 έχουν το όριο της Σ.Ε. αποφυγής κατάρρευσης. Και σε αυτή τη διεύθυνση όπως φαίνεται και από την τελική φάση της κατάρρευσης ο μηχανισμός αστοχίας είναι δυσμενής για την κατασκευή καθώς επέρχεται από εξάντληση της διαθέσιμης πλαστικής γωνίας στροφής στην βάση κατακόρυφου στοιχείου C10.

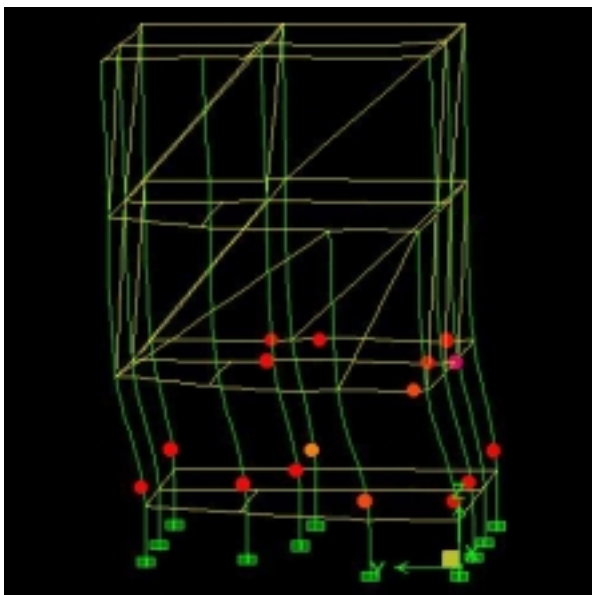
Στην διεύθυνση +Y όπως απεικονίζεται στα παρακάτω διαγράμματα η διαρροή εμφανίζεται σε μετατόπιση $\delta^{+Y}_y = -0.028$ και η μετατόπιση αστοχίας $\delta^{+Y}_v = -0.04$ για τέμνουσα βάσης $V_u^{+Y} = -774.9\text{KN}$.



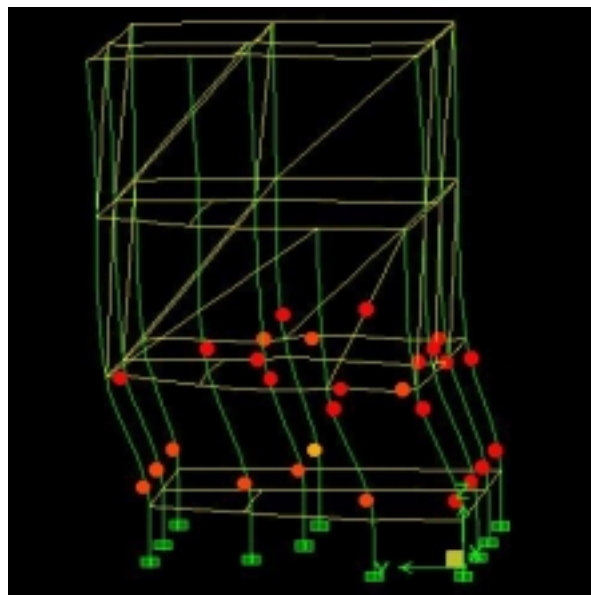
Σχήμα 5.11-Διάγραμμα V-δ, +Y

Σχήμα 5.12-Διάγραμμα V-δ, -Y

Παρατηρούμε ότι σε αυτή τη διεύθυνση όλη η πλαστική παραμόρφωση συγκεντρώνεται στην στάθμη της pillotis. Στην φάση της διαρροής το κατακόρυφο στοιχείο C7 έχει μπει σε Σ.Ε. αποφυγής κατάρρευσης. Και σε αυτή τη διεύθυνση όπως φαίνεται και από την τελική φάση της κατάρρευσης ο μηχανισμός αστοχίας είναι δυσμενής για την κατασκευή καθώς επέρχεται από εξάντληση της διαθέσιμης πλαστικής γωνίας στροφής στην βάση κατακόρυφου στοιχείου C7. Για το ίδιο στοιχείο επίσης παρατηρούμε ότι στην στάθμη του πρώτου ορόφου στον κόμβο ακριβώς πάνω από την pillotis έχει αναπτυχθεί παραμόρφωση σε Σ.Ε. Α.Ζ. Παρατηρούμε ότι γενικά στη διεύθυνση αυτή το κτίριο παρουσιάζει καλύτερη απόκριση-γεγονός που φαίνεται και από το διάγραμμα ΦΕΦΜ σε αυτή την διεύθυνση όπου διαφαίνεται ότι το κτίριο οριακά ικανοποιεί την απαίτηση που προκύπτει σε φασματική μετατόπιση S_d

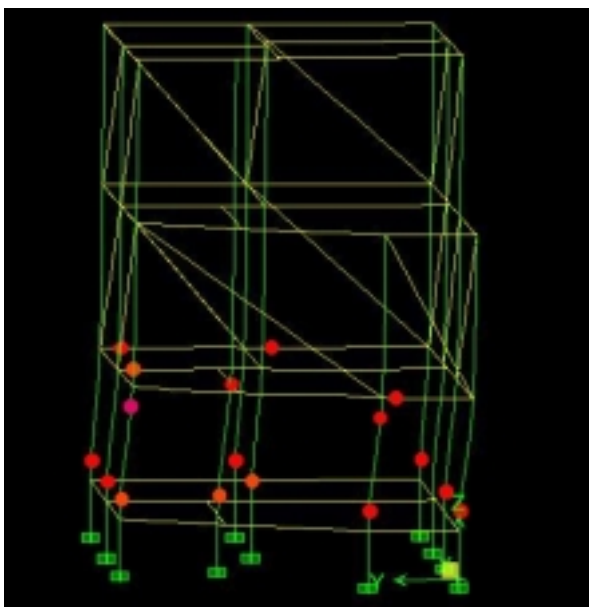


Σχήμα 5.13-Διαρροή, βήμα7,+Y

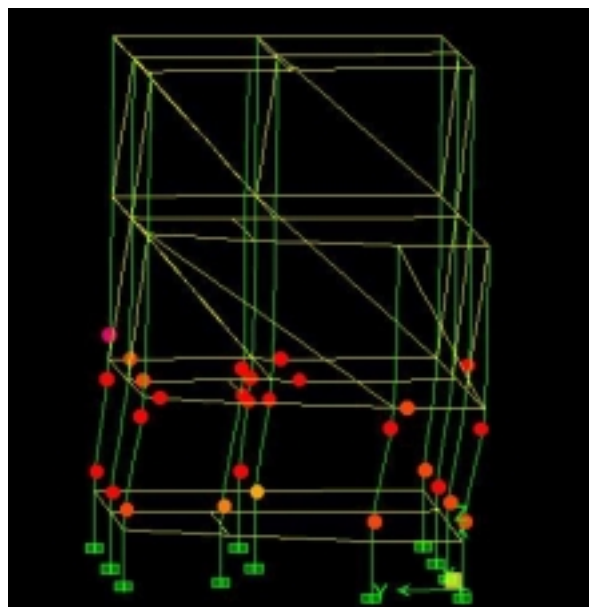


Σχήμα 5.14-Κατάρευση, βήμα11,+Y

Τέλος από την απεικόνιση της απόκρισης κατά τη διεύθυνση -Y προκύπτει μετατόπιση διαρροής $\delta^Y_y = -0.0288$ και μετατόπιση αστοχίας $\delta^Y_v = -0.0406$ για τέμνουσα βάση $V_u^Y = 769\text{KN}$. Παρατηρούμε ότι η αστοχία επέρχεται από την αστοχία του στοιχείου C6 το οποίο είναι το κεντρικό υποστύλωμα κατα την διεύθυνση αυτή. Δημιουργείται έντονο φαινόμενο «μαλακού ορόφου», ενώ το κτίριο φαίνεται οριακά να ικανοποιεί την απαιτούμενη από το φάσμα απαίτηση όπως φαίνεται στο παρακάτω εδάφιο.



Σχήμα 5.15-Διαρροή, βήμα5, -Y

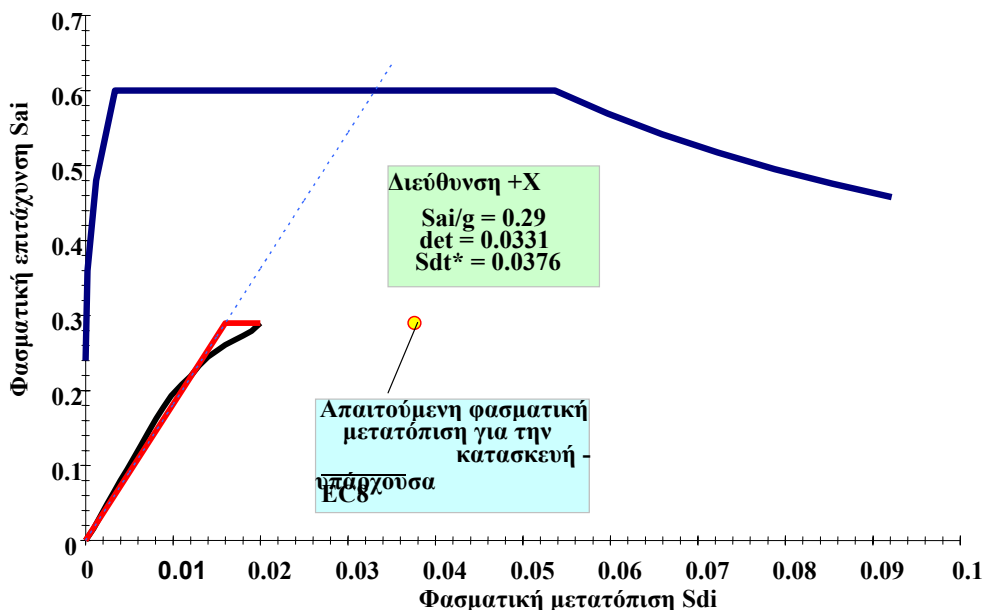


Σχήμα 5.16-Κατάρευση, βήμα6, -Y

Από την αποτίμηση της κατασκευής γενικά μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι η αστοχία επέρχεται από στοιχεία που λόγω του μεγάλου αξονικού φορτίου εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές θ_u^p (1-1.3%). Όμως όπως αναμενόταν οι παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στην κατώτερη στάθμη που σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις δημιουργείται φαινόμενο μαλακού ορόφου.

5.3. Διαγράμματα φασματικής επιτάχυνσης – φασματικής μετατόπισης για το δόμημα στην αρχική κατάσταση

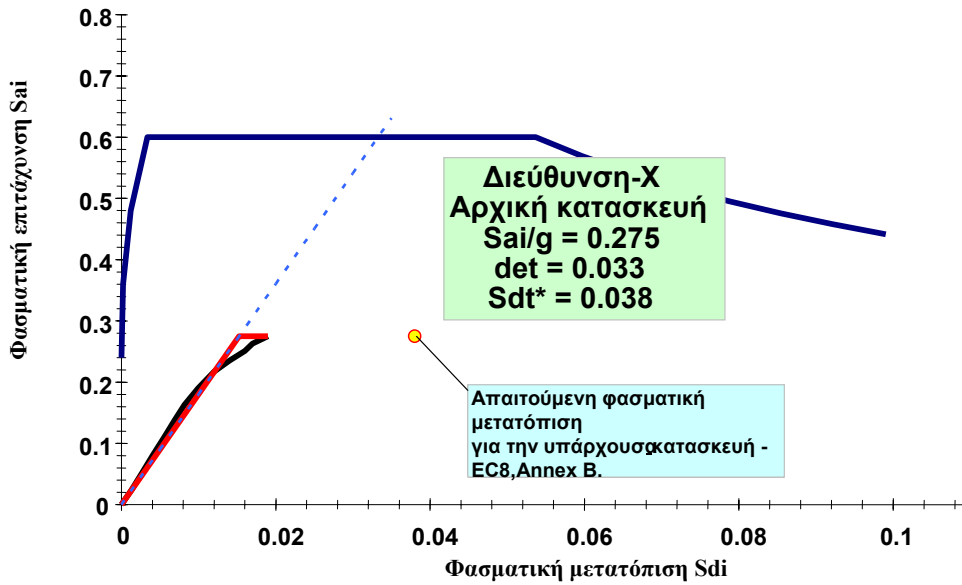
Στο εδάφιο αυτό παρατίθενται τα διαγράμματα φασματικής επιτάχυνσης φασματικής μετατόπισης που προκύπτουν για την καταγραφή της ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής.



Σχήμα 5.17-Διάγραμμα ΦΕΦΜ, +X

Από τα διαγράμματα φασματικής επιτάχυνσης φασματικής μετατόπισης για την διεύθυνση X και στις δύο κατευθύνσεις προκύπτει ότι δεν ικανοποιείται η απαιτούμενη μετακίνηση που εισάγει στη κατασκευή το ελαστικό φάσμα της επιλεγθείσας στάθμης επιτελεστικότητας. Συγκεκριμένα η απαιτούμενη τιμή $Sdi^{+X}_{απαιτ}$ προκύπτει 0.0376 ενώ η διαθέσιμη είναι 0.02 , για την άλλη κατεύθυνση είναι $Sdi^{-X}_{απαιτ} = 0.0381 > Sdi^{-X}_{διαθ} = 0.019$.

Η κατασκευή παρουσιάζει σχετικά υψηλή φασματική επιτάχυνση $Sai/g = 0.29$ έχει όμως πάρα πολύ μικρή πλαστιμότητα όπως φάνηκε και από τις καμπύλες αποκρισης δύναμης μετατόπισης -γεγονός αναμενόμενο- αν αναλογιστούμε τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες της εποχής.



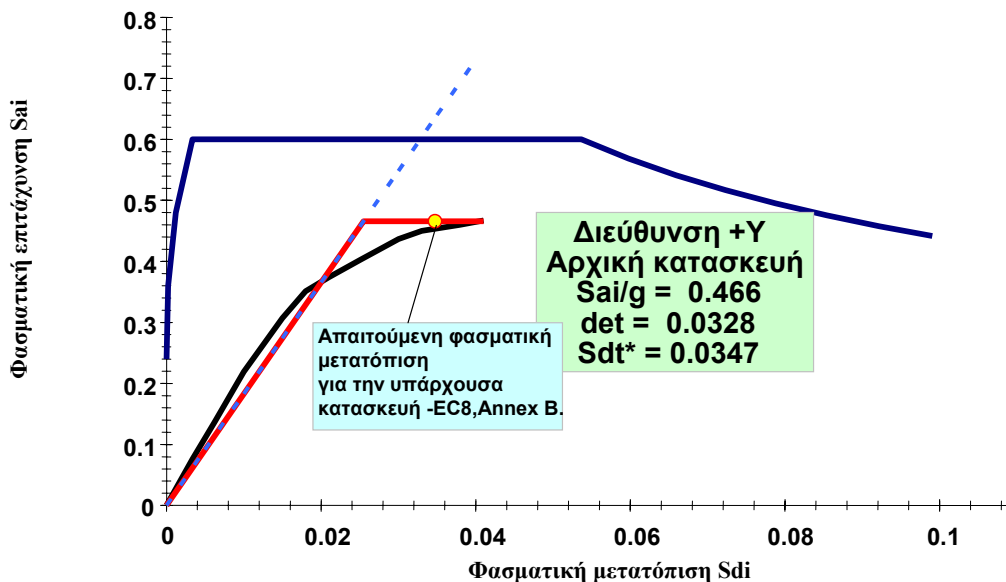
Σχήμα 5.19-Διάγραμμα ΦΕΦΜ, -X

Από τα διαγράμματα φασματικής επιτάχυνσης φασματικής μετατόπισης για την διεύθυνση Y και στις δύο κατευθύνσεις προκύπτει ότι ικανοποιείται η απαιτούμενη Σ.Ε. . Συγκεκριμένα είναι

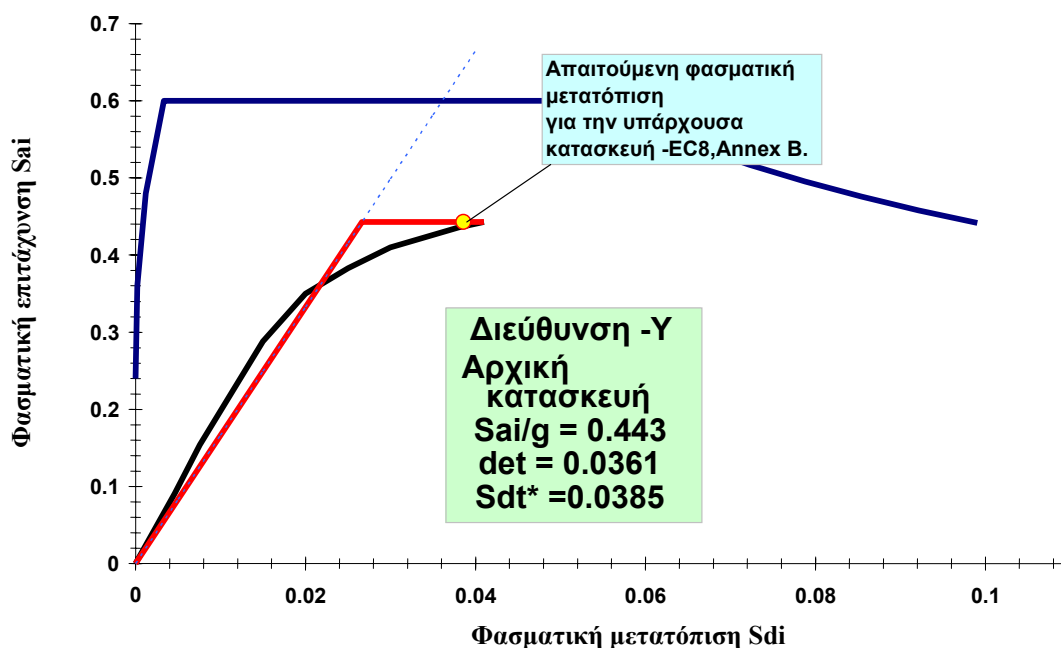
$$Sdi^{+Y}_{απαιτ} = 0.0347 < Sdi^{+Y}_{διαθ} = 0.0466, \text{ και}$$

$$Sdi^{-Y}_{απαιτ} = 0.0386 < Sdi^{-Y}_{διαθ} = 0.041$$

Η κατασκευή παρουσιάζει υψηλή φασματική επιτάχυνση $Sai/g = 0.466$ και $Sai/g = 0.443$ παρουσιάζει όμως και προς αυτή την διεύθυνση μικρή πλαστιμότητα .



Σχήμα 5.20 - Διάγραμμα ΦΕΦΜ, +Y



00

Σχήμα 5.20 - Διάγραμμα ΦΕΦΜ, -Υ

6. Προμελέτη ενίσχυσης

6.1.Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης

Η μεθοδολογία της ενίσχυσης που επιλέχθηκε διαφέρει από τις συνηθισμένες πρακτικές ενίσχυσης οι οποίες έχουν ως κύριο στόχο την ικανοποίηση της ανίσωσης

Ικανότητα δομήματος > Απαίτηση για την ικανότητα δομήματος

μέσω της «αύξησης» της ικανότητας του δομήματος. Ο συγκεκριμένος τρόπος ενίσχυσης έχει ως στόχο την μείωση της απαίτησης της απόκρισης της κατασκευής. Η μελέτη τέτοιου είδους επέμβασης μπορεί να γίνει σε όρους δυνάμεων και μετακινήσεων ανάλογα με το εργαλείο ανάλυσης που έχει επιλεγεί. Έτσι στην παρούσα εργασία επιλέγεται η μελέτη σε όρους μετακινήσεων καθώς χρησιμοποιείται η μέθοδος της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης.

Υπάρχουν 4 κύρια είδη συσκευών απορρόφησης ενέργειας (Passive energy dissipation devices) ,συσκευές που απορροφούν ενέργεια μέσω διαρροής των μεταλλικών στοιχείων που αποτελούνται, συσκευές τριβής, ιξώδης αποσβεστήρες που λειτουργούν με παροχή υγρού μέσω κοιλότητας και η δύναμη αντίδρασης είναι ανάλογη της ταχύτητας και τέλος ιξωδοελαστικοί αποσβεστήρες που συνήθως αποτελείται από πολυμερές που εφαρμόζεται μεταξύ μεταλλικών πλακών. Η απόκριση τέτοιων συσκευών είναι συνάρτηση των μετακινήσεων στα άκρα της συσκευής αλλά και συνάρτηση της ταχύτητας λόγω των χαρακτηριστικών του πολυμερούς. Τέτοια είναι η συσκευή που θα χρησιμοποιηθεί για την παρούσα κατασκευή.

Η βασική λειτουργία όλων αυτών των συσκευών είναι σχεδόν παρόμοια, στην ουσία γίνεται μετατροπή της κινητικής ενέργειας σε θερμική ενέργεια. Κύρια πλεονεκτήματα αυτού του τύπου της επέμβασης στην κατασκευή είναι η άυξηση της δυσκαμψίας του κτηρίου με ταυτόχρονη μείωση της ελαστικής ιδιοπεριόδου αλλά και η μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης μέσω της εισαγωγής πρόσθετης απόσβεσης στην κατασκευή^[8].

6.2. Μέθοδος σχεδιασμού^[2]

Η μέθοδος που εφαρμόστηκε για τον σχεδιασμό ενός τέτοιου συστήματος στην παρούσα κατασκευή υποδεικνύεται από το κανονιστικό κείμενο FEMA 356.

Γίνεται επαναυπολογισμός της στοχευόμενης μετατόπισης για την απόκριση του δομήματος με βάση το νέο φάσμα που προκύπτει από την εισαγωγή της πρόσθετης απόσβεσης στην κατασκευή. Ο υπολογισμός της απόσβεσης που εισάγεται στην κατασκευή γίνεται από την εξίσωση

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_k}$$

όπου β είναι η υπάρχουσα απόσβεση της κατασκευής και συνήθως ισούται με 5%, W_k είναι η μέγιστη ενέργεια παρμόρφωσης που καταναλώνεται στο περιβάλλον της συσκευής πλαίσιο, W_j είναι το έργο που παράγεται από την αντίστοιχη συσκευή j για ένα πλήρη κύκλο δ_j μετακινήσεων της ανάλογης στάθμης της κατασκευής και είναι ίσο με

$$W_j = \frac{2\pi^2}{T_{ss}} C_j \delta_j^2 r_j$$

όπου T_{ss} είναι η ιδιοπερίοδος που προκύπτει για την κατασκευή από την καμπύλη της απόκρισης με βάση την τέμνουσα δυσκαμψία της κατασκευής, C_j είναι η σταθερά αποσβεσης της συσκευής και δ_j είναι η αξονική μετακίνηση των άκρων της συσκευής για την νέα τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης.

6.3. Περιγραφή των μηχανικών και δυναμικών χαρακτηριστικών της συσκευής.^[8]

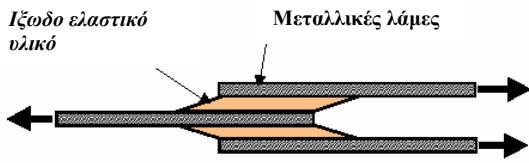
Η απόκριση ενός ιξωδοελαστικού αποσβεστήρα συνδυάζει τις ιδιότητες ενός ελατηρίου και ενός ιξώδους αποσβεστήρα και εκφράζεται μέσω της εξίσωσης :

$$F_D = K_{eff} \Delta + C u$$

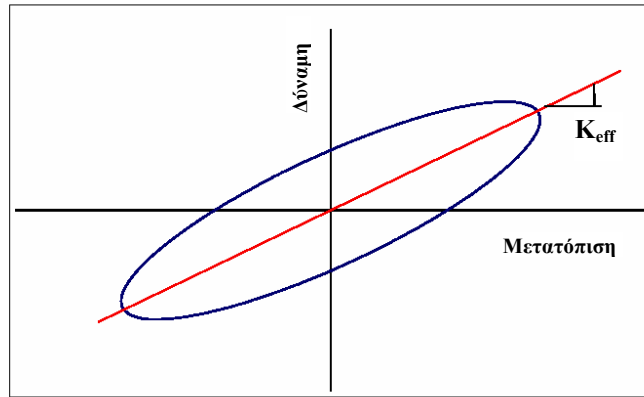
όπου K_{eff} είναι η ενεργός δυσκαμψία της συσκευής, Δ είναι η μετατόπιση και C είναι ο συντελεστής απόσβεσης της κατασκευής. Η ενεργός δυσκαμψία και η σταθερά απόσβεσης της συσκευής δίνονται από τις σχέσεις

$$k_{eff} = \frac{G' A_b}{t} \quad C = \frac{G'' A_b}{\omega t}$$

όπου G' και G'' είναι το μέτρο διάτμησης και το μέτρο απώλειας διάτμησης αντίστοιχα, t είναι το συνολικό πάχος του ιξωδοελαστικού υλικού στην συσκευή A_b είναι το εμβαδόν εφαρμογής της συσκευής, και ω είναι η συχνότητα. Η σχηματική διάταξη της συσκευής και η συνάρτηση δύναμης μετατόπισης της κατασκευής φαίνονται στα παρακάτω σχήματα 6.1 και 6.2. Οι σταθερές G' και G'' εξαρτώνται από την συχνότητα, την παραμόρφωση και την θερμοκρασία κατά την λειτουργία της συσκευής και συνήθως δίνονται από τον κατασκευαστή.

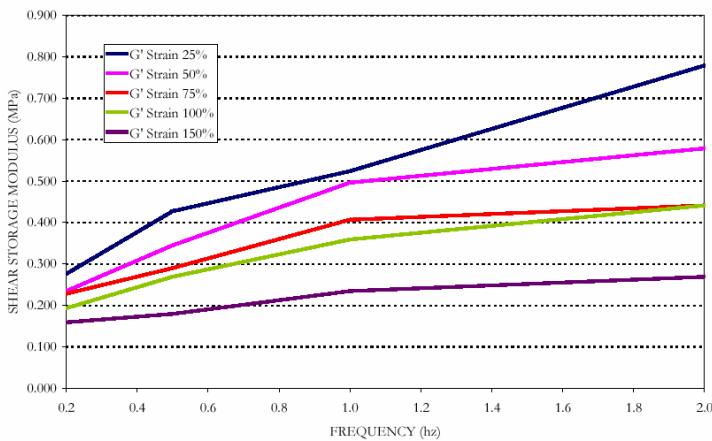


Σχήμα 6.1

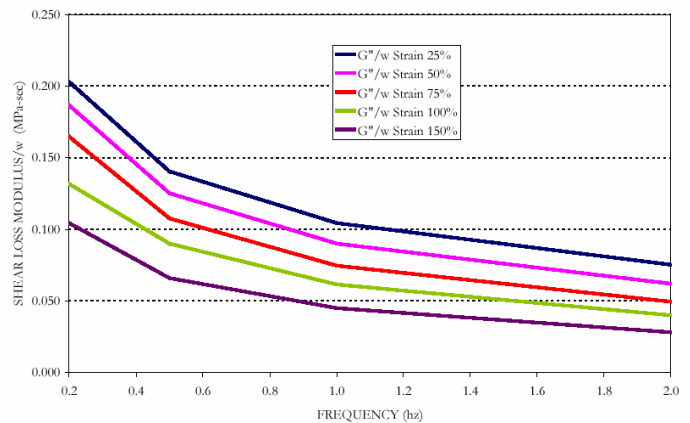


Σχήμα 6.2

Σε μια ολοκληρωμένη μελέτη σχεδιασμού ενός τέτοιου συστήματος τα παραπάνω χαρακτηριστικά της συσκευής προσδιορίζονται με βάση πειραματικές διαδικασίες που εξάγονται για αυτόν ακριβώς τον σκοπό. Για την εφαρμογή στην παρούσα εργασία λήφθηκαν τυπικές τιμές από διαγράμματα για τις ιδιότητες αυτές που βρέθηκαν στην βιβλιογραφία [8] και φαίνονται στα σχήματα 6.3 και 6.4



Σχήμα 6.3 Διάγραμμα G' -συχρότητας για θερμοκρασία 21-26°C



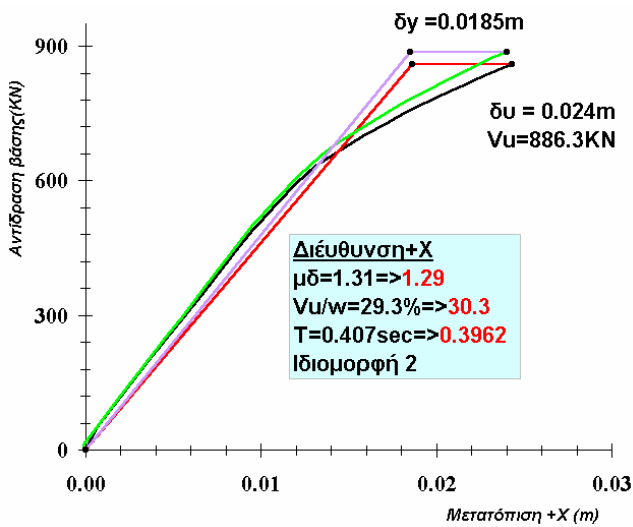
Σχήμα 6.3 Διάγραμμα G'' -συχρότητας για θερμοκρασία 21-26°C

Από τους υπολογισμούς με βάση την παραπάνω διαδικασία έγινε προσχεδιασμός ενός τέτοιου συστήματος για εισαγωγή πρόσθετης απόσβεσης 17% στην κατασκευή. Οι τιμές των μηχανικών και δυναμικών χαρακτηριστικών της συσκευής με βάση τα παραπάνω προέκυψαν για $t = 100 \text{ mm}$ και $A_b = 500 \text{ mm}^2$, $C = 600 \text{ KNsec/m}$, $K_{eff} = 1500 \text{ Mpa}$. Με βάση τα παραπάνω διαγράμματα λήφθηκε $G'/\omega = 0.1 \text{ Mpa-sec}$.

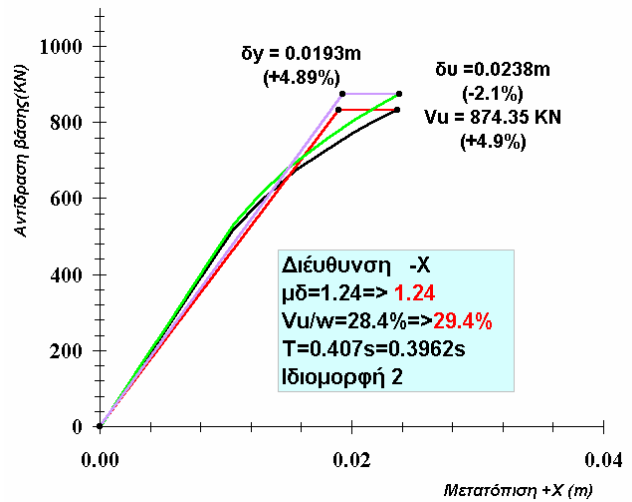
Η εφαρμογή του συστήματος γίνεται μόνο στην στάθμη της pillotis και για τις μετακινήσεις που προέκυψαν από την αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής.

7. Αποτίμηση της ενισχυμένης κατασκευής.

7.1. Διαγράμματα δύναμης επιβαλλόμενης μετακίνησης για την ενισχυμένη κατασκευή

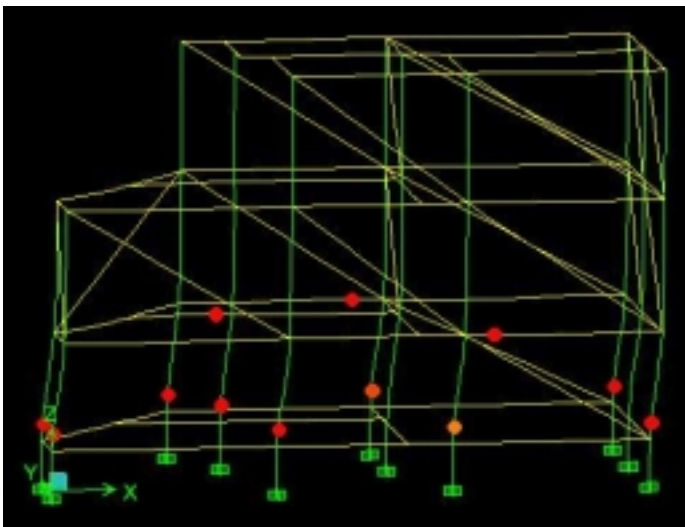


Σχήμα 7.1 Διάγραμμα V-δ, +X

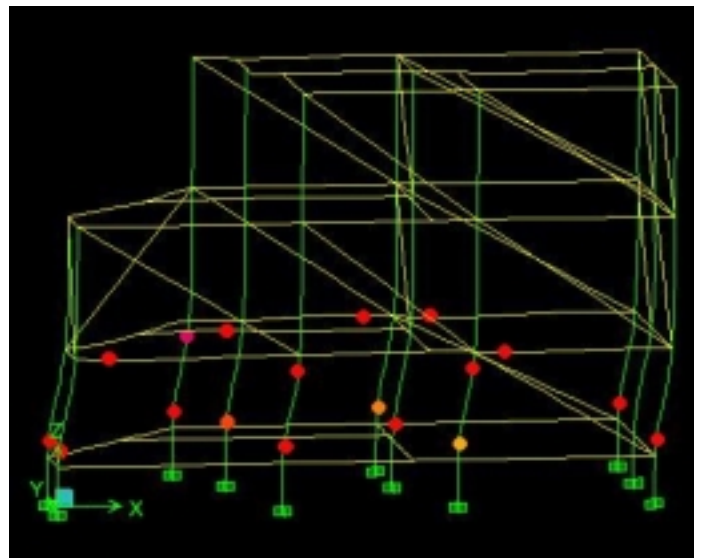


Σχήμα 7.2 Διάγραμμα V-δ -X

Η επέμβαση πραγματοποιείται κατα διεύθυνση X . Παρατηρούμε ότι ο μηχανισμός αστοχίας παραμένει ο ίδιος και οι διαφορές στις μετατοπίσεις διαρροής και αστοχίας είναι περίπου ίδιες. Η καταρρευση επέρχεται από την δημιουργία μηχανισμού μαλακού ορόφου στα κεντρικά υποστυλώματα C2,C3 και C10.



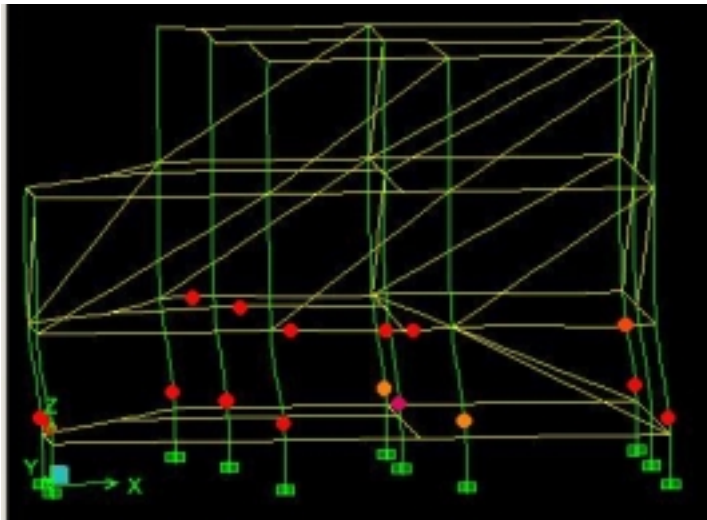
Σχήμα 7.3-Διαρροή, βήμα 18, +X



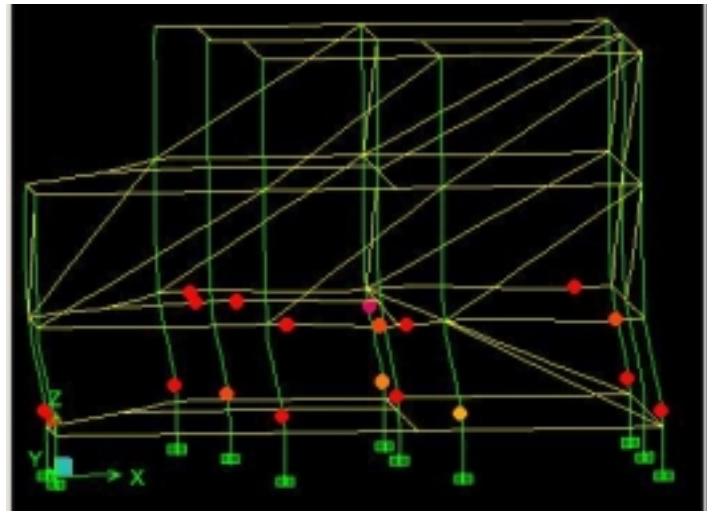
Σχήμα 7.4-Κατάρρευση, βήμα 23, +X

Η σχετική μετατόπιση της οροφής Pillotis προς το ύψος μειώνεται σε $\delta^{C6} / H_1 = 0.58\%$ για την κατεύθυνση +X ενώ παραμένει η ίδια για την κατεύθυνση -X . Υπάρχει μείωση της ιδιοπερίοδου

της κατασκευής όπως αναμέναμε από την εισαγωγή των προσομοιωμάτων των συσκευών στο μοντέλο, παράλληλα υπάρχει και μικρή αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις.



0 10 LS CP C D E
 Σχήμα 7.5-Διαρροή, βήμα9,-X

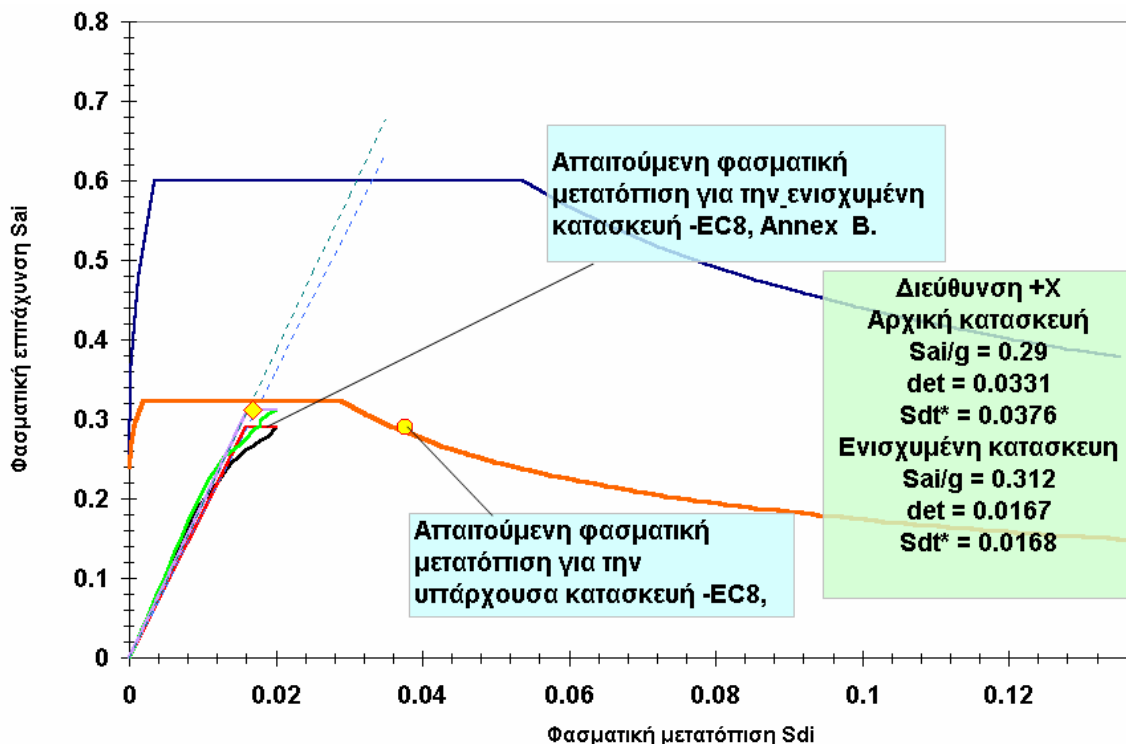


Σχήμα 7.6-Κατάρρευση, βήμα12,-X

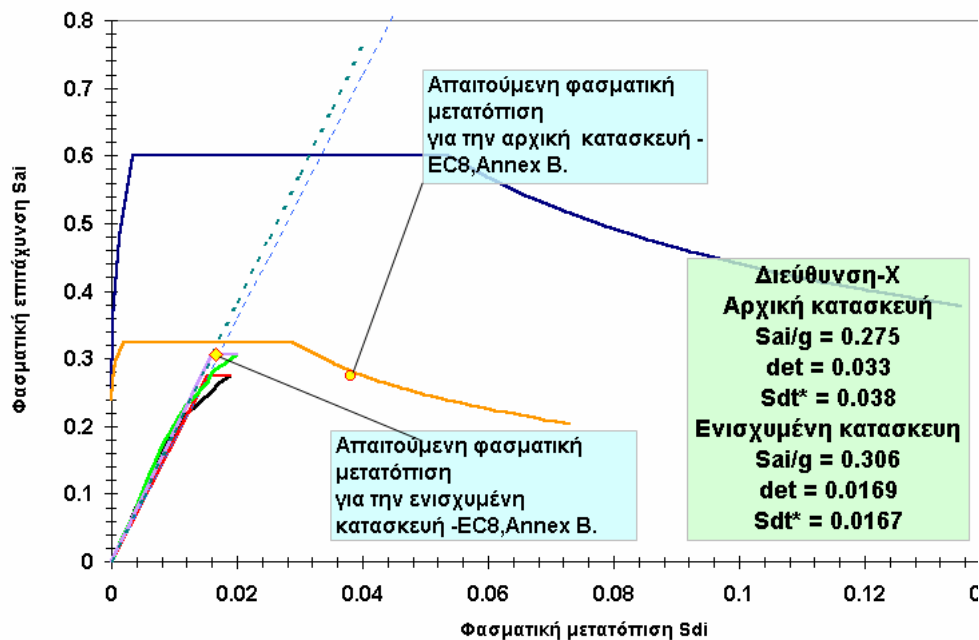
7.2. Διαγράμματα φασματικής επιτάχυνσης φασματικής μετατόπισης για την ενισχυμένη κατασκευή

Όπως είχε αναφερθεί παραπάνω η εισαγωγή των συσκευών ιξωδοελαστικής απόκρισης θα είχε ως αποτέλεσμα την μείωση της απαιτούμενης μετατόπισης που θα εισάγει στην κατασκευή η σεισμική διέγερση. Έτσι όπως φαίνεται και από τα σχήματα 7.7 και 7.8 με την μείωση του ελαστικού φάσματος η απαιτούμενη μετατόπιση που προκύπτει μειώνεται κατά 123% και 127% αντίστοιχα για τις δύο κατευθύνσεις στην διεύθυνση X. Η μετατόπιση της οινεί ελαστικής κατασκευής μειώνεται ανάλογα κατά 98% και 95% .Από τα διαγράμματα επίσης φαίνεται η μείωση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής και η μικρή αύξηση της δυσκαμψίας.

Η ικανότητα επομένως απόκρισης της κατασκευής επιτελεί την μειωμένη απαίτηση που εισάγει το φάσμα. Στην κατεύθυνση +X στην απαιτούμενη μετατόπιση δύο στοιχεία βρίσκονται στην Σ.Ε. ΠΚ , το ίδιο συμβαίνει και στην αντίθετη κατεύθυνση.



Σχήμα 7.7-Διάγραμμα ΦΕΦΜ,ενισχ.κατασκευή +X



Σχήμα 7.8-Διάγραμμα ΦΕΦΜ,ενισχ.κατασκευή -X

8. Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία έγινε σεισμική αποτίμηση και προμελέτη ενίσχυσης με εισαγωγή στοιχείων ιξωδοελαστικής απόσβεσης στην στάθμη της Pillotis.

Κατά την αποτίμηση η κατασκευή κρίθηκε ανεπαρκής κυρίως για την απόκριση στην διεύθυνση Χ όπου και επέρχεται αστοχία του δομήματος από τις ανελαστικά παραμορφώσεις που περιορίζονται στα στοιχεία της Pillotis. Στην διεύθυνση Υ η κατασκευή αποκρίνεται οριακά ικανοποιητικά για τον επιδιωκόμενο στόχο.

Η μελέτη της ενίσχυσης γίνεται με σκοπό την μείωση της εισαγόμενης, στο δόμημα, ενέργεια με την προσθήκη πρόσθετης απόσβεσης. Τελικά εισάγονται στο σύστημα ιξωδοελαστικοί αποσβεστήρες στην στάθμη της Pillotis που επιτυγχάνουν πρόσθετη απόσβεση 17%. Το ελαστικό φάσμα απόκρισης και η απαιτούμενη μετατόπιση που προκύπτει μειώνεται κατά 123% και 127% αντίστοιχα για τις δύο κατευθύνσεις στην διεύθυνση Χ. Η μετατόπιση της οινεί ελαστικής κατασκευής μειώνεται ανάλογα κατά 98% και 95%. Η κατασκευή φαίνεται να επιτελεί τον στόχο ανασχεδιασμού που τέθηκε χωρίς όμως να βελτιώνεται ο μηχανισμός αστοχίας.

9. Βιβλιογραφικές αναφορές

- [1]. *Applied Technology Council, CSSC.1996 ATC -40, Seismic Evaluation and Retrofit of concrete Buildings Volume 1.*
- [2]. *ATC, 1997a. NEHRP "Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings". Applied Technology Council, for the Building Seismic Safety Council and the Federal Emergency Management Agency (FEMA Report 273), Washington, D.C.*
- [3]. *Chopra Anil K., Goel Rakesh K. "Capacity-Demand-Diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structure". Report No. PEER -1999/02.*
- [4]. *Chopra Anil K, "Dynamics of structures", 2001, Second Edition, Prentice Hall.*
- [5]. *CEN, 2003. European (draft) standard ENV 1998-1-4:1998: Eurocode 8: "Design provisions for earthquake resistance of structures Part-1: General rules, Seismic actions and rules for Buildings". Comite Europeen de Normalisation, Bruxelles Nov 2003.*
- [6]. *CEN, 2003. European (draft) standard ENV 1998-1-4:1998: Eurocode 8: "Design provisions for earthquake resistance of structures Part-3: Assessment and retrofitting of buildings". Comite Europeen de Normalisation, Bruxelles May 2004.*
- [7]. *Computers and Structures Inc. "ETABS, Non Linear Version 8.1.5 Extended 3D Analysis of Building systems", California USA 1983-2003.*
- [8]. *Holmes Consulting Group, Trevor Kelly, S.E. "In-structure Damping and Energy Dissipation" July 2001.*
- [9]. *Jinkoo K., Hyunhoon C., Hyung-Won M., "Performance-Based Design of Added Viscous Dampers Using Capacity Spectrum Method" Journal of Earthquake Engineering, Vol, No 1 (2003) 1-24.*
- [10]. *Βουσβούκης Μ.Ιωάννης «Σεισμική αποτίμηση υφισταμένου κτιρίου με μη γραμμική ανάλυση με βάση τις γωνίες στροφής χορδής και προτεινόμενες στρατηγικές ενίσχυσης» Διπλωματική Εργασία, Επίβλεψη Ευστάθιος Ν. Μπούσιας Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα 2003.*

- [11]. **Δρίτσος Σ.Η.** “Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα” Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα 2002.
- [12]. **Μπαρδάκης Γ.Βασίλης** “Σύνθεση 4-ορόφου ασύμμετρης οικοδομής εξ Ο/Σ και εύρεση του σημείου απόδοσής της μέσω μη-γραμμικής ανάλυσης”, Διπλωματική Εργασία, επίβλεψη: **Μ. Ν. Φαρδής**, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστημίου Πατρών, (2001).
- [13]. **Μπαρδάκης Γ.Βασίλης** «Αποτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς υφισταμένων κατασκευών ωπλισμένου σκυροδέματος (με μη-γραμμική ανάλυση επιβαλλομένων μετακινήσεων) και βαθμονόμηση πινάκων για ψευδοποσοτική εκτίμηση του (σε τρεις στάθμες επιτελεστικότητας)» Μεταπτυχιακή εργασία **Επίβλεψη Θ.Π.Τάσιος**, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, (2003).
- [14]. **Ο.Α.Σ.Π.** «Σχέδιο κειμένου ΚΑΝονισμού ΕΠΕμβάσεων» Φεβρουάριος 2004.
- [15]. **Πανταζοπούλου Σ.** “ Αποτίμηση της αντισεισμικής επάρκειας υφισταμένων κατασκευών” Περιοδικό, Ύλη και κτίριο, τεύχος 57, 2002, σελ 129-136.
- [16]. **Υ.ΠΕ.Χ.Ω.Δ.Ε., ΟΑΣΠ** Φ.Ε.Κ. 1329B’ /6-11-2000 “**Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000**” .
- [17]. **Υ.ΠΕ.Χ.Ω.Δ.Ε., ΟΑΣΠ**, Φ.Ε.Κ. 2184 Β’/20-12-1999 “**Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000**”
- [18]. **Φαρδής Μ.Ν.**, “Μαθηματα οπλισμένου σκυροδέματος”, Μερη 1-3, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα 2001.
- [19]. **Φαρδής Μ.Ν.**, “Αντισεισμικός σχεδιασμός κτηρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα”, Σημειώσεις Μεταπτυχιακού μαθήματος Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα 2003.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Π.1 Απεικόνιση της διασυνδεσης χρήστη του προγράμματος που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό της διαθέσιμης πλαστικής γωνίας στρώσης.

