

**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΣΩ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΚΑΙ  
ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΩΝ  
ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑ**

**Εργασία του Προπτυχιακού Μαθήματος  
Ενισχύσεις-Επισκευές Κατασκευών**

**Υπό την επίβλεψη του  
Αναπλ. Καθηγητή  
Σ.Η.Δρίτσου**

**Από την  
Παπαγεωργίου Β.Κωνσταντίνα  
ΑΜ.:4838  
Ιανουάριος 2006  
ΠΑΤΡΑ**

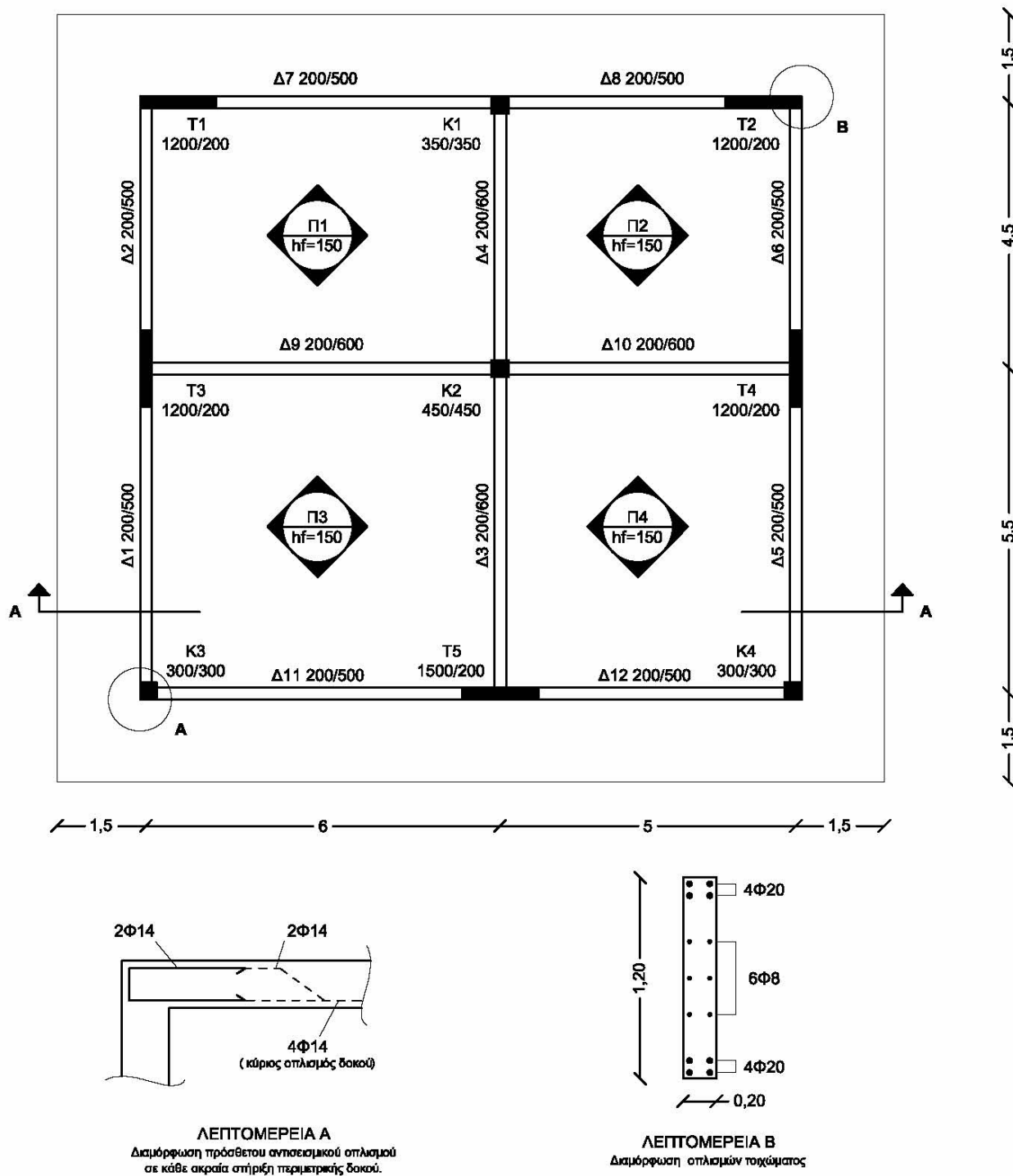
**ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

*Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η σεισμική αποτίμηση υφισταμένου διάωροφου δομήματος με βάση το σχέδιο του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Για την αποτίμηση της κατασκευής εφαρμόστηκε στατική ελαστική ανάλυση με σκοπό μια πρώτη εικόνα των αδυναμιών του κτιρίου. Έγιναν έλεγχοι καμπτικοί και διατμητικοί. Στη συνέχεια, κρίθηκε απαραίτητη η εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, με βάση τις μετακινήσεις για στάθμες επιτελεστικότητας όπως αυτές ορίζονται στο σχέδιο ΚΑΝ.ΕΠΕ και με την αντιστοιχία που αυτές έχουν με τις αμερικανικές οδηγίες. Η κατασκευή που αναλύεται είναι ένα θεωρητικό κτίριο. Έγινε χρήση των προκαθορισμένων τιμών του προγράμματος. Το αποτέλεσμα της ανάλυσης είναι ένα διάγραμμα δύναμης μετατόπισης για όλο το φέροντα οργανισμό το οποίο μπορεί άμεσα να συγκριθεί με το απαιτούμενο φάσμα απόκρισης. Η απόκριση του κτιρίου κρίθηκε γενικά ανεπαρκής.*

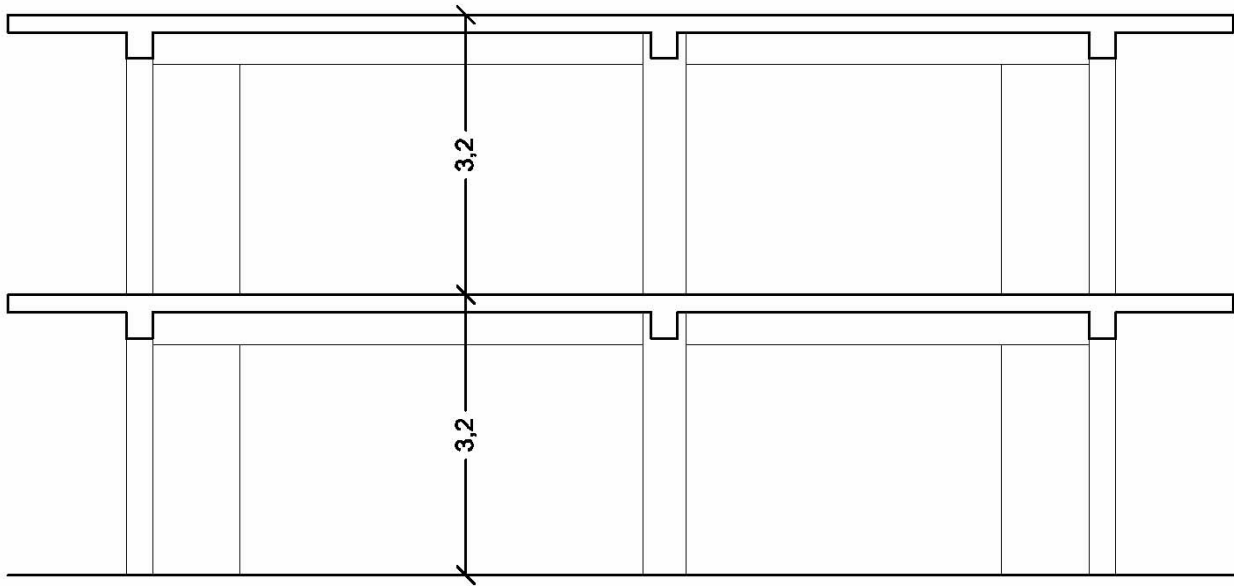
**1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Η παρούσα εργασία έχει ως θέμα την μελέτη σεισμικής αποτίμησης με δύο στατικές αναλύσεις. Πρώτον, βάσει των διατάξεων του ευρωκώδικα 8, με βάση τις δυνάμεις. Ο Ευρωκώδικας ζητάει την κατηγοριοποίηση του υπό μελέτη υπάρχοντος κτιρίου με βάση την πλαστιμότητα και υιοθετεί συγκεκριμένο δείκτη συμπεριφοράς  $q$  για το κτίριο. Με την τελική αποδοχή του δείκτη συμπεριφοράς  $q$  καθορίζεται και η απαίτηση σε σεισμική δράση για την αποτίμηση. Εν συνεχεία με εφαρμογή ισοδύναμης στατικής ή δυναμικής φασματικής ανάλυσης προσδιορίζεται η ένταση σχεδιασμού  $E_d$  σε κάθε μέλος της κατασκευής και συγκρίνεται με τη διαθέσιμη αντοχή  $R_d$ . Στο πλαίσιο αυτής της λογικής μεθοδεύεται και η ενίσχυση του κτιρίου δηλαδή τα μέλη ενισχύονται έτσι ώστε να ικανοποιείται η απαίτηση  $E_d \leq R_d$ . Δεύτερον, ανελαστικά, με επιβαλλόμενες μετακινήσεις με βάση την επιτελεστικότητα.[8]. Όπως είναι γνωστό η μη γραμμική στατική ανάλυση δύναται να προβλέψει μηχανισμούς αστοχίας οι οποίοι προέρχονται από ανακατανομή των δυνάμεων μετά την διαρροή του στοιχείου (ανομοιόμορφης πλαστικοποίησης).[5] Για την επίλυση του μαθηματικού προσομοιώματος της υπό μελέτη κατασκευής χρησιμοποιείται το πρόγραμμα SAP2000.

**2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ**



Σχήμα 1.Αρχιτεκτονική κάτοψη



TOMH A-A

Σχήμα 2. Αρχιτεκτονική τομή

Στο σχήμα δίνεται η διαμόρφωση των φερόντων στοιχείων ενός τυπικού ορόφου μιάς διάφορης οικοδομής κατασκευασμένης το 1975.

Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων είναι :

Στα γωνιακά : 300/300 με οπλισμό 4Φ20

Στα περιμετρικά (που δεν είναι γωνιακά) : 350/350 με οπλισμό 4Φ20

Στο κεντρικό : 450/450 με οπλισμό 8Φ18

Ο κατακόρυφος οπλισμός των τοιχωμάτων λαμβάνετε με βάση το σχήμα (λεπτομέρεια Β). Ο οριζόντιος είναι Φ8/200. Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/500 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2Φ14 ως πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός. Οι εσωτερικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία επίσης τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Ο πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός των στηρίξεων είναι 2Φ18.

Οι συνδετήρες είναι 8Φ200 σε όλα τα υποστυλώματα, καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα, και Φ8/300 στις δοκούς με επαρκή αγκύρωση.

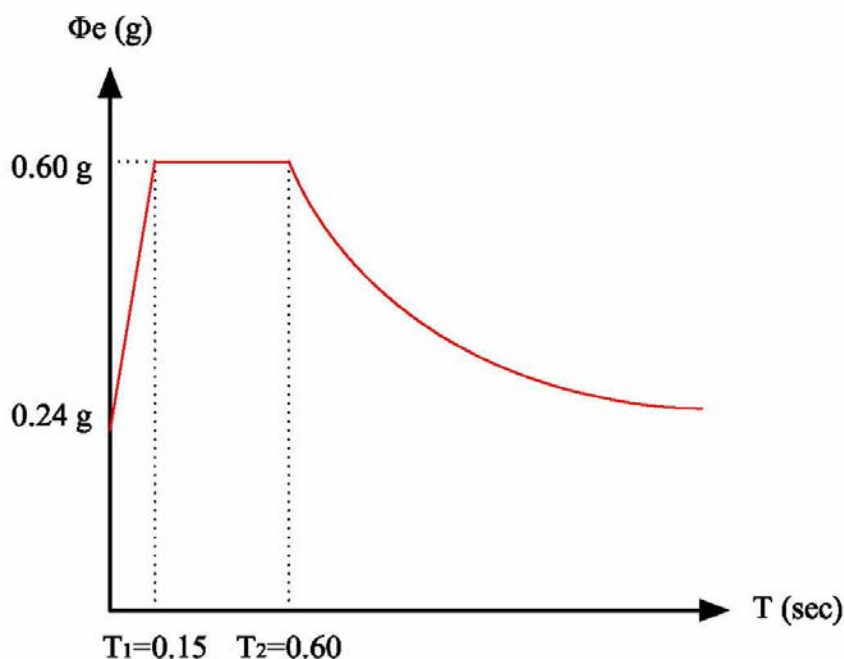
Οι πλάκες έχουν πάχος  $h_f = 150$  mm και είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με Φ8/150. Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με 1,5 kN/m<sup>2</sup>. Τα ωφέλιμα φορτία να ληφθούν με βάση τους ισχύοντες Κανονισμούς Φορτίσεων. Το δώμα θεωρείται μη βατό.

Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 3,6 kN/m<sup>2</sup> επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2,1 kN/m<sup>2</sup>. Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται

μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα. Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1,20 m.

Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II (ΕΑΚ 2003), με κατηγορία εδάφους Β και σπουδαιότητα συνήθη. Το ελαστικό φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων για τις παραπάνω συνθήκες φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα (ΕΑΚ 2003),

Ελαστικό Φάσμα Ψευδοεπιταχύνσεων  
Ζώνη II – εδάφους Β



Σχήμα 3.Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

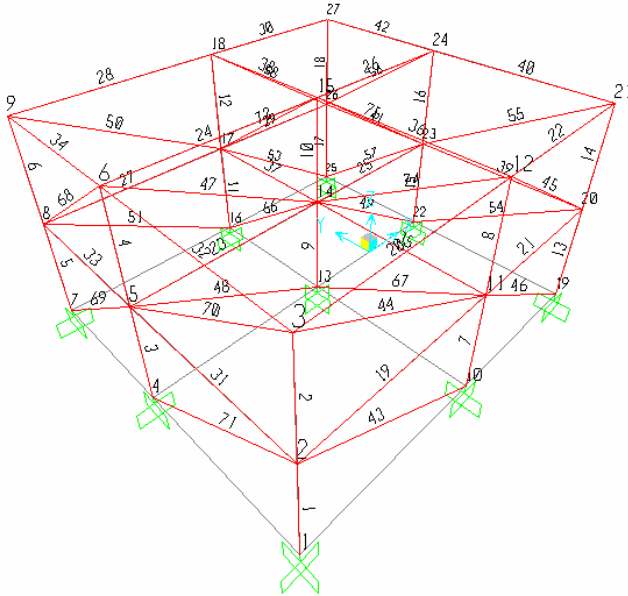
Τα υλικά να θεωρηθούν Σκυρόδεμα C16/20 και χάλυβας S220.

### 3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ

Προσομοίωση γεωμετρικών χαρακτηριστικών της κατασκευής:

Οι δοκοί, τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα της κατασκευής προσομοιώθηκαν με οριζόντια και κατακόρυφα γραμμικά στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας στα άκρα .

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η ονοματολογία των στοιχείων



Σχημα 4.Μοντέλο προσομοίωσης

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

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

### 3.1. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

#### Σκυρόδεμα

Ως μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος θεωρήθηκε η τιμή  $f_c=16$  Μρα όπως αυτή προκύπτει από την αναγωγή του τύπου σκυροδέματος C16/20. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος υπολογίστηκε από την σχέση που προτείνεται στον ΕΚΩΣ2000 σε  $E_c= 27,402$  Μρα. 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  $\epsilon_{cu}=0.35\%$ .

#### 3.2 Χάλυβας

Ο χάλυβας που έχει χρησιμοποιηθεί στην κατασκευή είναι τύπου S220 για τον εγκάρσιο οπλισμό και για τον διαμήκη οπλισμό. Έτσι θεωρήθηκε δόκιμο για μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα

να υιοθετηθούν οι εξής: τάση διαρροής  $f_{yw}=220\text{MPa}$  και  $f_y = 220 \text{ MPa}$ ,  $E_s=210\text{GPa}$ . Ομοιόμορφη μήκυνση διαρροής  $\epsilon_{sy}=0.2\%$ .

### 3.3. Τοιχοπληρώσεις

Η τοιχοποιία θεωρήθηκε ως μαπτική οπτοπλινθοδομή με πάχος  $t_w=0.20\text{m}$  χωρίς διαμήκη αρμό. Τα επιμέρους υλικά της τοιχοποιίας θεωρήθηκαν διάτρητοι οπτόπλινθοι  $12\times 14\times 25$ , τύπου EN771-1, κατηγορίας II ομάδας 2α, με θλιπτική αντοχή  $f_{bc}=5.00 \text{ MPa}$ , και τσιμεντοκονίαμα τύπου M5, γενικής εφαρμογής  $f_{mc}=1.7\text{MPa}$

#### 3.3.1 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 υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις υποδείξεις του σχεδίου ΚΑΝΕΠΕ και του EC6. Η μέση θλιπτική αντοχή κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου υπολογίζεται από τη σχέση.

$$f_{wc} = k f_{bc} 0.7 f_{mc} 0.3$$

όπου  $k$  εμπειρικός συντελεστής που για συνήθη κονιάματα παίρνει τιμές από 0,35 έως 0,55.

Το αρχικό επαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας μπορεί να εκφράζεται ως  $E_0 = KE f_{wc}$ . Ο συντελεστής  $KE$  λαμβάνει τιμές μεταξύ 500 και 1000. Εγιναν δυο αναλύσεις, στην πρώτη χρησιμοποιήθηκε  $E_0 = 500 f_{wc}$  και στη δεύτερη  $E_0 = 1000 f_{wc}$ . Το μοντέλο παραμένει το ίδιο και για τις δυο. Για την αποτίμηση της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στην συμπεριφορά του δομήματος τελικά επικρατεί η δυσμενέστερη. Παρατήρησα ότι η πρώτη ανάλυση έδωσε δυσμενέστερα αποτελέσματα για τα τοιχώματα και τα υποστυλώματα από τη δεύτερη. Ενώ αντίστοιχα η δεύτερη έδωσε δυσμενέστερα αποτελέσματα για δοκούς και τοιχοπληρώσεις. Η διαρροή και η αστοχία των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων μας ενδιαφέρει περισσότερο.

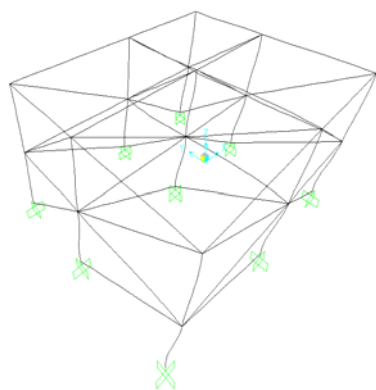
## 4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ

Η δυναμική φασματική ανάλυση έγινε για όλους τους προβλεπόμενους από τον ΕΑΚ 2000 συνδυασμούς δράσεων, δηλαδή για

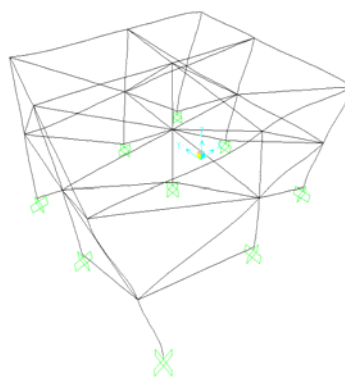
$$G \pm E_x \pm 0.3 E_y$$

$$G \pm 0.3 E_x \pm E_y$$

Οι σεισμικές δράσεις ελήφθησαν από το φάσμα σχεδιασμού που προβλέπεται από τον ΕΑΚ2000 δηλαδή με  $\alpha=0.24$ ,  $T_1=0.15 \text{ sec}$ ,  $T_2=0.60 \text{ sec}$ , συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1=1$ ,  $\theta=1$ ,  $\xi=5\%$ , για συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1.8$ . Η δυναμική ανάλυση αποτελεί ένα σημαντικό πρώτο βήμα κάθε προσπάθειας σεισμικής αποτίμησης μιας κατασκευής, καθώς ελέγχει και συμπληρώνει τα εξαγόμενα τις ελαστικής ανάλυσης[6].



1η Ιδιομορφή καμπτική κατά Y



3η Ιδιομορφή καμπτική κατά X

Σχήμα 5

### Ιδιομορφική Ανάλυση

ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ T(sec)	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΜΕΤΟΧΗΣ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΜΑΖΑΣ ΠΟΥ ΕΝΕΡΓΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
1 <sup>η</sup> ΚΑΜΠΤΙΚΗ Y	0.82545	37.366	93.094
3 <sup>η</sup> ΚΑΜΠΤΙΚΗ X	0.48837	34.082	77.447

Παρατηρούμε από την ιδιομορφική ανάλυση την σαφή ανεπάρκεια του υποστυλώματος 1 όπως θα αποδειχθεί και από του παρακάτω πίνακες. Τα μεγέθη αντοχής υπολογίστηκαν με το αμερικάνικο πρόγραμμα UCFyber και οι μονάδες των ροπών είναι KNm. Εισάγεται ο δείκτης διαθέσιμης αντοχής  $\lambda = S/R_m$  όπου S είναι η ροπή λόγω δράσεων σεισμικού συνδυασμού και  $R_m$  η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου. Οι λόγοι  $\lambda$  υπολογίστηκαν για τοιχώματα, υποστυλώματα και δοκούς χωρίς να περιλαμβάνονται στους δείκτες  $\lambda$  τα στοιχεία τοιχοπλήρωσης

### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

ΜΕΛΟΣ	ΡΟΠΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (M2) ΔΙΑΤΟΜΗ ΒΑΣΗΣ	ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (M2) ΔΙΑΤΟΜΗ ΒΑΣΗΣ	$\lambda = s/R_m$	ΡΟΠΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜ ΟΥ (M2) ΔΙΑΤΟΜΗ ΚΟΡΥΦΗΣ	ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (M2) ΔΙΑΤΟΜΗ ΚΟΡΥΦΗΣ	$\lambda = s/R_m$
1	212.8035	20.02	10.62	236.1571	20.02	11.796
2	43.7751	60.79	0.720	244.2482	60.79	4.0179
9	9.332	175.2	0.0532	2.727	175.2	0.0155
10	10.74889	144.3	0.061	0.575	144.3	0.0039
11	423.9271	54.81	7.734	258.0137	54.81	4.7074
12	31.24932	89.33	0.361	50.54435	89.33	0.565

13	203.2728	48	4.234	228.8995	48	4.768
14	49.3762	60.76	0.812	251.1448	60.76	4.133

ΜΕΛΟΣ	ΡΟΠΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (Μ3) ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΒΑΣΗΣ	ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (Μ3) ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΒΑΣΗΣ	$\lambda=s/Rm$	ΡΟΠΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (Μ3) ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΡΥΦΗΣ	ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (Μ3) ΔΙΑΤΟΜΗ ΚΟΡΥΦΗΣ	$\lambda=s/Rm$
1	25.4341	20.02	1.2714	107.3872	20.02	5.363
2	141.163	60.79	2.322	200.5076	60.79	3.29
9	168.754	175.2	0.963	11.561	175.2	0.065
10	209.242	144.3	1.454	235.814	144.3	1.634
11	78.95063	54.81	1.440	4.642961	54.81	0.084
12	275.3936	89.33	3.049	50.54435	89.33	0.565
13	52.27781	48	1.089	32.698	48	0.681
14	109.2819	60.76	1.798	52.1992	60.76	0.859

### ΔΟΚΟΙ

ΜΕΛΟΣ	ΡΟΠΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (Μ3) ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (Μ3) ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ	$\lambda=s/Rm$	ΡΟΠΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (Μ3) ΔΕΞΙΑΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (Μ3) ΔΕΞΙΑΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ	$\lambda=s/Rm$
19	184.063	55.04	3.344	161.751	55.04	2.2938
20	122.589	55.04	2.227	177.198	55.04	3.219
21	56.277	52.74	1.067	58.585	52.74	1.125
22	72.245	52.74	1.369	30.572	52.74	0.579
23	158.721	95.39	1.663	66.432	95.39	0.696
24	87.213	95.39	0.914	14.863	95.39	0.155
25	58.418	94.78	0.616	141.251	94.78	1.490
26	18.0558	94.78	0.190	121.067	94.78	1.277
27	0.932361	52.39	0.017	281.593	52.39	5.374
28	6.172849	52.39	0.1178	281.3	52.39	5.369
29	50.1595	52.83	0.9494	187.1792	52.83	3.543
30	118.597	52.83	2.244	192.337	52.83	3.640

ΜΕΛΟΣ	ΡΟΠΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (Μ3) ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (Μ3) ΑΡΙΣΤΕΡΗΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ	$\lambda=s/Rm$	ΡΟΠΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (Μ3) ΔΕΞΙΑΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (Μ3) ΔΕΞΙΑΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ	$\lambda=s/Rm$
31	60.842	52.39	1.161	99.110	52.39	1.891
32	51.999	52.39	0.992	136.348	52.39	2.602
33	47.154	54.94	0.858	218.576	54.94	3.978
34	116.072	54.94	2.112	16.65497	54.94	0.3031
35	140.454	95,85	1.465	161.645	95.85	1.686
36	100.487	95.85	1.048	66.013	95.85	0.688
37	128.877	97	1.328	418.684	97	1.316
38	119.401	97	1.230	184.319	97	1.900



39	60.964	53.72	1.134	83.184	53.72	1.548
40	55.505	53.72	1.033	120.945	53.72	2.251
41	41.715	54.04	0.771	212.608	54.04	3.934
42	109.646	54.04	2.028	10.68875	54.04	0.197

### ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

ΜΕΛΟΣ	ΡΟΠΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (Μ2) ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΒΑΣΗΣ	ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (Μ2) ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΒΑΣΗΣ	$\lambda=s/Rm$	ΡΟΠΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (Μ2) ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΡΥΦΗΣ	ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (Μ2) ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΡΥΦΗΣ	$\lambda=s/Rm$
3	156.544	89.29	1.753	64.92816	89.29	0.727
4	155.9573	81.65	1.910	21.59448	89.29	0.241
5	139.703	92.67	1.507	36.897	92.67	0.398
6	115.9958	72.85	1.592	0.506633	72.85	0.0069
7	60.933	90.99	0.669	157.454	90.99	1.730
8	101.006	100.4	1.006	187.298	100.4	1.865
15	153.5737	87.45	1.756	69.65815	87.45	079
16	141.720	85.70	1.653	30.024	85.70	0.350
17	136.600	82.26	1.660	41.611	82.26	0.505
18	102.6971	68.24	1.504	611.9567	68.24	8.967

ΜΕΛΟΣ	ΡΟΠΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (Μ3) ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΒΑΣΗΣ	ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (Μ3) ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΒΑΣΗΣ	$\lambda=s/Rm$	ΡΟΠΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (Μ3) ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΡΥΦΗΣ	ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (Μ3) ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΡΥΦΗΣ	$\lambda=s/Rm$
3	1776.674	596.9	2.976	412.2929	596.9	0.723
4	297,493	547.5	0.543	274.661	574.5	0.478
5	2098.977	605	3.469	566.442	605	0.936
6	208.2992	495.4	0.420	553.8723	495.5	1.117
7	3176.437	774	4.107	519.819	774	0.671
8	782.789	733.5	1.067	110.106	733.5	0.150
15	1853.303	588.6	3.148	226.3626	588.6	0.384
16	585.046	571.2	1.024	59.808	571.2	0.104
17	2196.550	551.2	3.985	328.474	551.2	0.595
18	8.172657	466.7	0.017	9.934453	466.7	0.021

Οι πίνακες που προηγήθηκαν δίνουν μια αρκετά σαφή εικόνα των αδυναμιών του φορέα και των αναμενόμενων βλαβών για την περίπτωση του σεισμού σχεδιασμού. Από τα υποστυλώματα, όπως φαίνεται στην πλειοψηφία τους έχουν πρόβλημα κατά τις δύο διευθύνσεις δράσης του σεισμού με εντονότερο πρόβλημα στο μέλος 1 και 11. Φαίνεται ότι υπάρχει μεγάλος κίνδυνος κατάρρευσης. Οι δοκοί από την άλλη δείχνουν αδύναμοι και στους δυο ορόφους κατά τις δυο διευθύνσεις του σεισμού. Τα τοιχώματα παρόλο που έχουν αυξημένη δυσκαμψία εξ' αιτίας της όπλισης και των διαστάσεων τους φαίνεται ότι καταπονούνται πολύ κατά τη μια διεύθυνση, κυρίως το μέλος 7. Συμπερασματικά, οι παραπάνω πίνακες μας πληροφορούν για το αν τα μέλη του κτιρίου έχουν διαρρεύσει για πρώτη φορά, χωρίς να ξέρουμε αν αστοχούν τελικά.

Η εφαρμογή της δυναμικής ανάλυσης για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπό μελέτη κτιρίου ανέδειξε και τα μειονεκτήματα της μεθόδου ,που επηρεάζουν άμεσα τα αποτελέσματα της. Πιο συγκεκριμένα, για το φάσμα σχεδιασμού έγινε υπόθεση της τιμής του δείκτη συμπεριφοράς q, γεγονός που εισάγει αβεβαιότητα στα αποτελέσματα. Άλλο ένα μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι δεν λαμβάνεται υπόψη ο προοδευτικός σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, που έχει ως αποτέλεσμα την αναδιανομή της έντασης στο φορέα, καθώς ουσιαστικά αλλάζουν οι συνθήκες στήριξης. Το φαινόμενο αυτό επηρεάζει τα εξαγόμενα και ο μη υπολογισμός του εισάγει μια επιπλέον αβεβαιότητα. Τέλος ο χαρακτηρισμός των ζημιών δεν είναι καθορισμένος, `αλλά βασίζεται στην διαίσθηση του μελετητή και δεν κρίνεται επαρκής. Επομένως όλα συνηγορούν στην ανάγκη της αποτίμησης της κατασκευής και με την στατική ανελαστική (pushover) ανάλυση.[6]

## 5. ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

ΜΕΛΟΣ	VSDMAX	ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΟΞΗΣ ΘΛΙΨΗΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	
			Κρίσιμη περιοχή	Μη Κρίσιμη περιοχή
		VRD2	VRD3	VRD3
1	98.745	232.128	194.921	185.492
2	92.862	232.128	194.921	185.492
9	98.449	549.072	272.056	255.936
10	168.627	549.072	180.456	192.660
11	111.444	322.896	228.518	216.845
12	205.549	322.896	132.063	143.772
13	94.767	232.128	161.519	148.379
14	79.627	232.128	123.982	106.671

### ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

ΜΕΛΟΣ	VSDMAX	ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΟΞΗΣ ΘΛΙΨΗΣ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	
			Κρίσιμη περιοχή	Μη Κρίσιμη περιοχή
		VRD2		
3	482.750	634.880	Asw/s=1696. 15	Asw/s=1296.052
4	132.191	634.880	Asv=785	Asv=524
5	544.602	634.880	Asw/s=2265. 61	Asw/s=1965
6	92.760	634.880	Asv=328.98	Asv=524
7	937.831	793.600		
8	462.522	793.600	Asv=Asw=16 94.232	Asv=Asw=1384.15 9
15	572.948	634.880	Asw/s=2165	Asw/s=1757
16	390.424	634.880	Asv=Asw=14 72	Asv=Asw=1228
17	659.152	634.880		

18	378.535	634.880	Asv=785	Asv=524
----	---------	---------	---------	---------

### ΔΟΚΟΙ

ΜΕΛΟΣ	VSD(i->j)	ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΟΞΗΣ ΘΛΙΨΗΣ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	
			Κρίσιμη περιοχή	Μη Κρίσιμη περιοχή
		VRD2	VRD3	VRD3
19	421.735	232.128		
20	427.981	232.128		
21	297.702	232.128		
22	276.667	232.128		
23	206.044		107.921	
	170.761		107.921	
	135.480		107.921	
	100.198			71.185
	64.916			71.185
	29.634			71.185
	5.648			71.185
	40.930			71.185
	76.212			71.185
	111.493			71.185
	146.775		107.921	
	182.057		107.921	
	217.339	333.312	107.921	
24	134.302		107.921	
	110.949		107.921	
	87.596		107.921	
	64.244			71.185
	40.891			71.185
	17.538			71.185
	5.814			71.185
	29.167			71.185
	52.520			71.185
	75.872			71.185
	99.225		107.921	
	122.578		107.921	
	145.930	333.312	107.921	
25	181.985		99.339	
	132.993		99.339	
	84.001		99.339	
	35.009			96.447
	13.983			96.447
	62.975			96.447
	111.967			96.447
	160.959			96.447
	209.951		99.339	
	258.943		99.339	
	307.935	333.312	99.339	
26	135.315		99.339	

	94.874		99.339	
	54.433		99.339	
	13.992			96.447
	26.448			96.447
	66.889			96.447
	107.330			96.447
	147.771			96.447
	188.212		99.339	
	228.653		99.339	
	269.093	333.312	99.339	
27	430.323	232.128		
28	421.076	232.128		
29	264.775	232.128		
30	245.426	232.128		
31	397.550	232.128		
32	383.306	232.128		
33	357.757	232.128		
34	225.496		83.348	
	168.387		83.348	
	11.278			91.188
	54.169			91.188
	2.939			91.188
	60.048			91.188
	117.157			91.188
	174.266		83.348	
	231.375	333.312	83.348	
35	361.678	333.312		
36	274.973		99.339	
	224.990		99.339	
	175.006		99.339	
	125.023			96.447
	75.039			96.447
	25.056			96.447
	24.927			96.447
	74.910			96.447
	124.894			96.447
	174.877		99.339	
	224.861		99.339	
	274.844	333.312	99.339	
37	52.377	333.312	99.339	
	52.377		99.339	
	52.377		99.339	
	52.377			71.185
	52.377			71.185
	52.377			71.185
	52.377			71.185
	52.377		99.339	
	52.377		99.339	
	52.377		99.339	
38	5.801	333.312		
39	374.58	232.128		
40	359.581	232.128		

41	267.947	232.128		
42	213.066		90.235	
	158.500		90.235	
	103.934			91.027
	49.369			91.027
	5.196			91.027
	59.762			91.027
	114.328			91.027
	168.894		90.235	
	223.460	232.128	90.235	

Ο διατμητικός έλεγχος στα υποστυλώματα έδειξε ότι ικανοποιείται πρώτα ο έλεγχος λοξής θλίψης και μόνο στο μέλος 12 υπάρχει ανεπάρκεια εγκάρσιου οπλισμού στην κρίσιμη και μη κρίσιμη περιοχή. Για τα υποστυλώματα και τοιχώματα έλεγχος λοξής θλίψης πραγματοποιείται συγκρίνοντας την μέγιστη τέμνουσα παρειάς με την VRD2. Όσον αφορά τα τοιχώματα παρουσιάζεται επίσης πρόβλημα σε όλα, λόγω έλλειψης του απαιτούμενου οπλισμού εγκάρσιου και οριζόντιου για τον κορμό όπως αναφέρεται στους πίνακες. Στα μέλη 7 και 17 μόνο δεν ικανοποιείται ο έλεγχος λοξής θλίψης. Ο ι δοκοί στην πλειοψηφία τους υποφέρουν στη διάτμηση στην κρίσιμη και μη κρίσιμη περιοχή, καθώς συγκρίνουμε τις τέμνουσες σχεδιασμού κατά μήκος του μέλους με την VRD3.

## **6.ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΤΩΝ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ-ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ .**

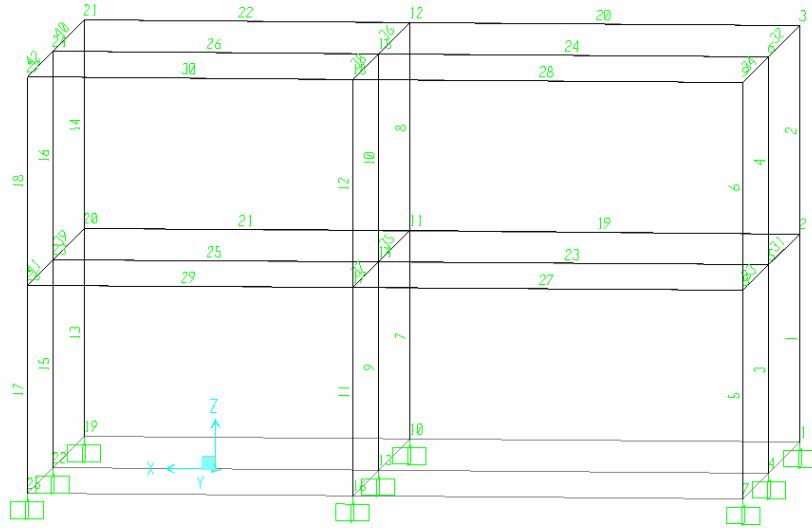
Η επιλογή αυτή γίνεται γιατί σε αντίθεση με την κλασσική ελαστική ανάλυση ,η οποία δίνει μια καλή ένδειξη της ελαστικής ικανότητας των κατασκευών και μπορεί να επιδείξει το σημείο σχηματισμού της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, αλλά δεν μπορεί να προβλέψει μηχανισμούς αστοχίας οι οποίοι προέρχονται από ανακατανομή των δυνάμεων μετά τη διαρροή του στοιχείου. Ειδικότερα, εφαρμόζοντας μη γραμμική στατική ανάλυση μπορεί ο μελετητής να έχει στη διάθεση του πραγματικές τιμές της τέμνουσας δυνάμεις και όχι τις υπερεκτιμμένες τιμές που παρέχει η συνήθης ελαστική ανάλυση με φασματική επαλληλία.. Επιπλέον, σημαντικό ρόλο στον προσδιορισμό της ανελαστικής συμπεριφοράς του κάθε μέλους, είτε με την υιοθετημένη μέθοδο των γωνιών στροφής χορδής ,είτε με την μέθοδο που χρησιμοποιούν οι αμερικανικές οδηγίες, διαδραματίζει η γνώση της ακριβούς τιμής της αξονικής δύναμης η οποία εκτιμάται με καλύτερη ακρίβεια με μια μη γραμμική ανάλυση απ' ότι με γραμμική ελαστική[8].

Το αποτέλεσμα της ανάλυσης αυτής θα είναι ένα διάγραμμα δύναμης μετατόπισης για όλο το φέροντα οργανισμό το οποίο μπορεί να συγκριθεί με το απαιτούμενο φάσμα απόκρισης.

Τελικά, καταλήγουμε να συγκρίνουμε την ικανότητα του κτιρίου να ανταποκρίνεται στην σεισμική διέγερση και την απαίτηση στην σεισμική διέγερση που είναι πιθανό το κτίριο να υποβληθεί, και που καθορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού που εισάγεται για κάθε περιοχή. Έτσι ,η επιτελεσματικότητα του κτιρίου είναι εξαρτώμενη από τον τρόπο με τον οποίο το κτίριο είναι ικανό να αντεπεξέλθει στην απαίτηση του σεισμού[8]

Η απαίτηση σε σεισμική διέγερση της κατασκευής είναι μια εκτίμηση της μετακίνησης κατά την μέγιστη αναμενόμενη απόκριση της κατασκευής στην διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Οι εδαφικές κινήσεις κατά την διάρκεια ενός σεισμού είναι οριζόντιες μετακινήσεις που μεταβάλλονται με τον χρόνο. Οι συνηθισμένες μέθοδοι ελαστικής ανάλυσης προσομοιώνουν τις μετακινήσεις αυτές με εγκάρσιες φορτίσεις ώστε να προκύψει μια φόρτιση σχεδιασμού της κατασκευής .Στις μη γραμμικές μεθόδους χρησιμοποιούνται κυρίως εγκάρσιες μετατοπίσεις που επιβάλλονται στο κτίριο με κατανομή που βασίζεται στην θεμελιώδη ιδιόμορφη που προκύπτει από ιδιομορφική ανάλυση του δομήματος.[8]

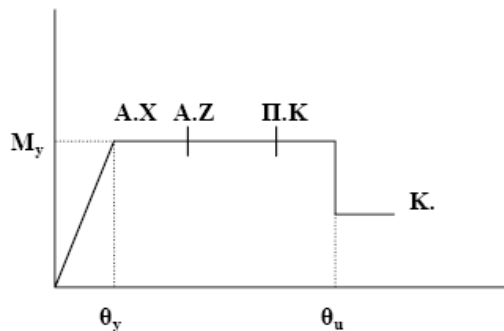
Το μοντέλο που χρησιμοποίησα είναι το παρακάτω. Έχω αφαιρέσει τις διαγώνιους που προσομοιώνουν τις τοιχοπληρώσεις..



Σχημα 6 .Μοντέλο προσομοίωσης

### 6.1 Καμπτική ανελαστική συμπεριφορά δοκών και υποστυλωμάτων

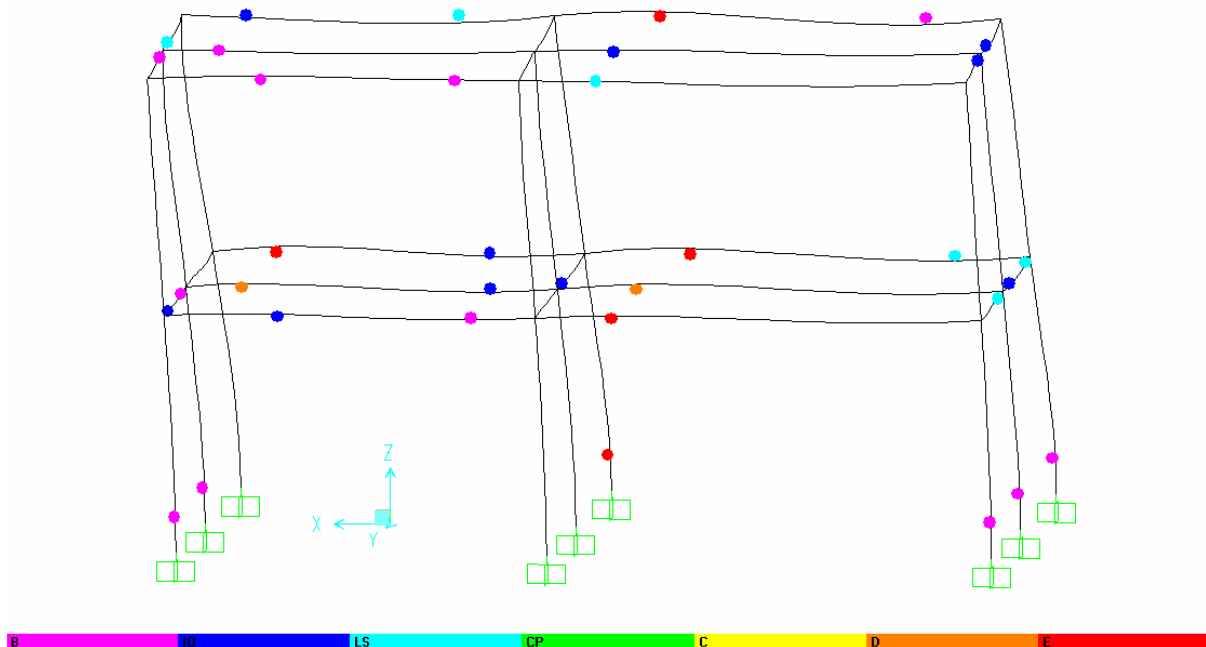
Το προσομοίωμα που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της ικανότητας των υπαρχόντων δομικών στοιχείων είναι σε όρους ροπής –γωνίας πλαστικής άρθρωσης. Όπως φαίνεται από το. Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται ως την διαρροή του στοιχείου όπου και ορίζεται η γωνία στρωφής χορδής στην διαρροή  $\theta_y$ . Το διάγραμμα  $M-\theta$  θεωρείται ως ελαστικό-τελείως πλαστικό της παραμόρφωσης στη διαρροή  $\theta_y$  λαμβάνει υπόψιν όλες τις παραμορφώσεις κατά τη διαρροή του στοιχείου, ήτοι καμπτικές, διατμητικές και παραμορφώσεις λόγω ολίσθησης. Εεπίσης , η στάθμη A.X. κατά το σχέδιο ΚΑΝΕΠΕ, αντιστοιχεί στο σημείο που αρχίζει η περιοχή κράτυνσης, η στάθμη A.Z. αντιστοιχεί στο επίπεδο IO(Immediate Occrpancy), και η στάθμη Π.Κ. αντιστοιχεί στο σημείο C.P(Collrpse Prevention).[5][7]



Σχήμα 7

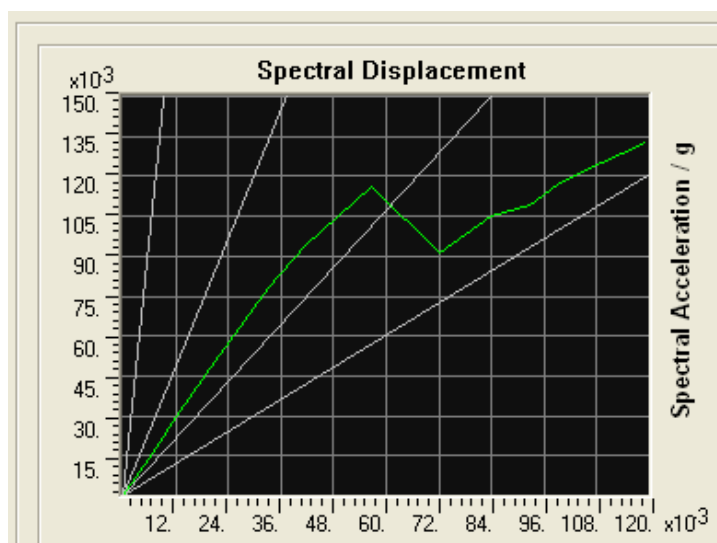
Οι περιπτώσεις ανάλυσης είναι κατά τις διευθύνσεις. +X,-X,+Y,-Y. Ακολουθούν τα σχήματα αστοχίας για τις δυο διευθύνσεις και τα διαγράμματα (ΦΕΜ). Σε όλες τις διευθύνσεις. υπάρχει ανεπάρκεια ικανότητας της κατασκευής να ανταποκρίνεται στην

απαίτηση για σεισμική διέγερση. Φαίνεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

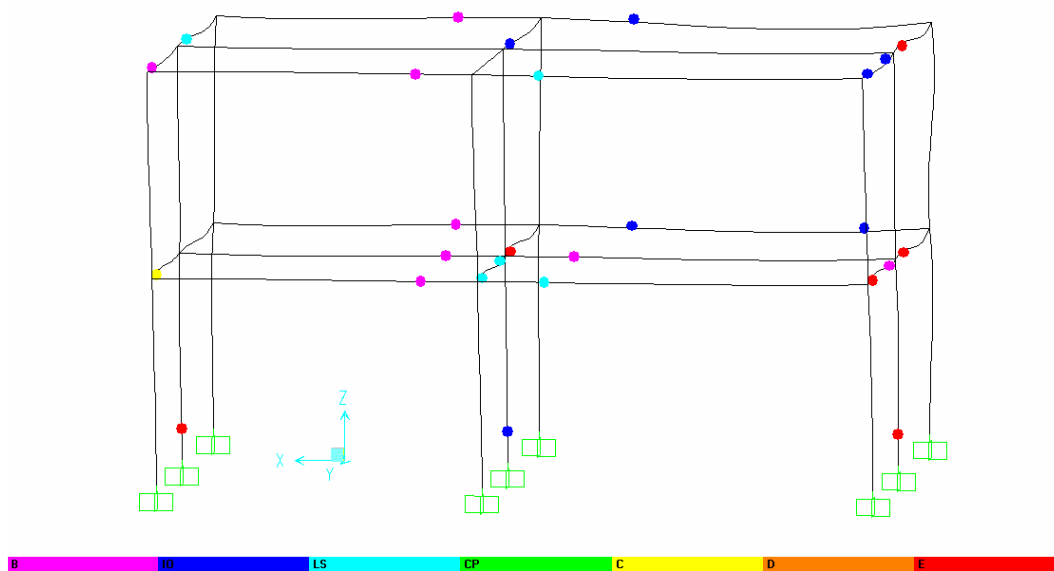
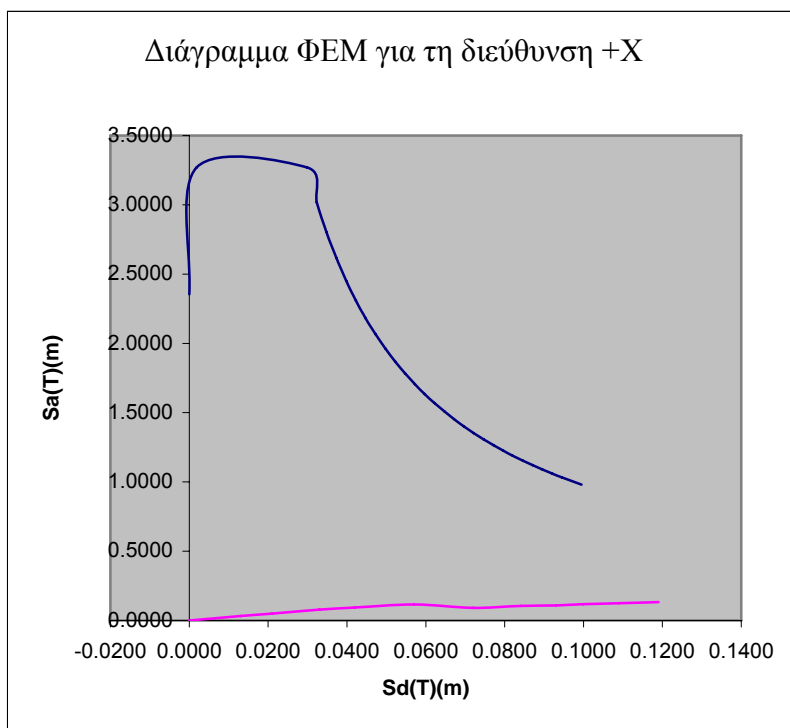


Σχήμα 8.Φορέας αστοχίας κατά την δ/νση +X

Σχήμα 9.Διάγραμμα F-δ για τη δ/νση +X(σε όρους Sa-Sd)

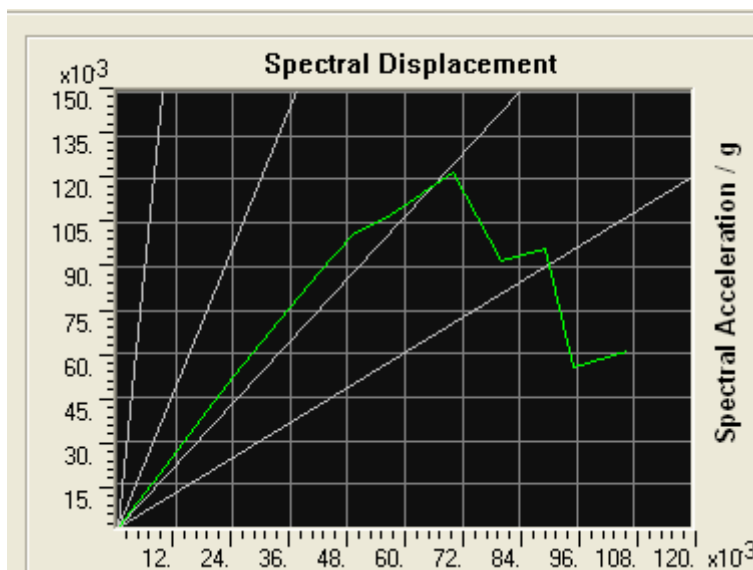


Σχήμα 10



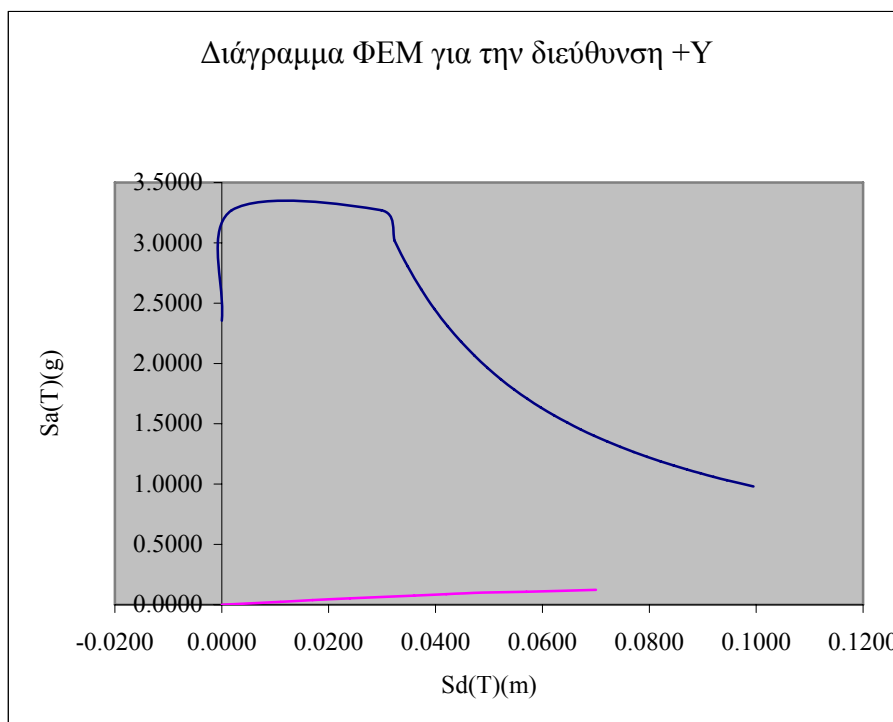
Σχήμα 11  
Φορέας αστοχίας κατά την δ/νση +Y

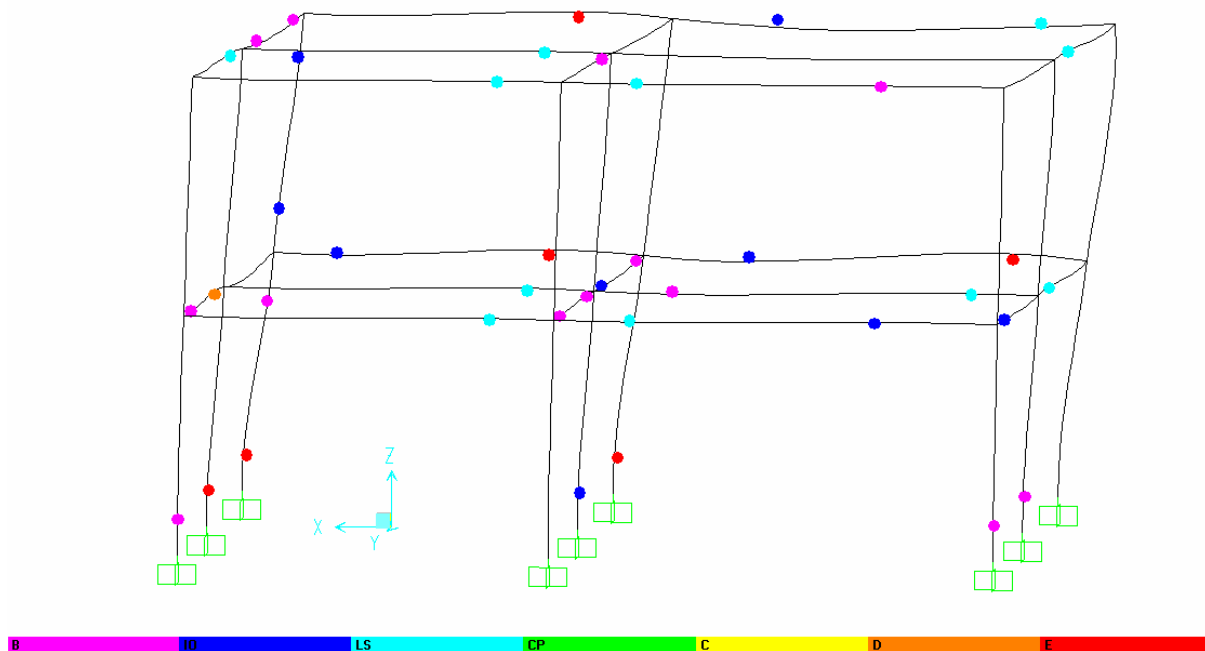




Σχήμα 12. Διάγραμμα F-δ για τη δ/νση +Y (σε όρους Sa-Sd)

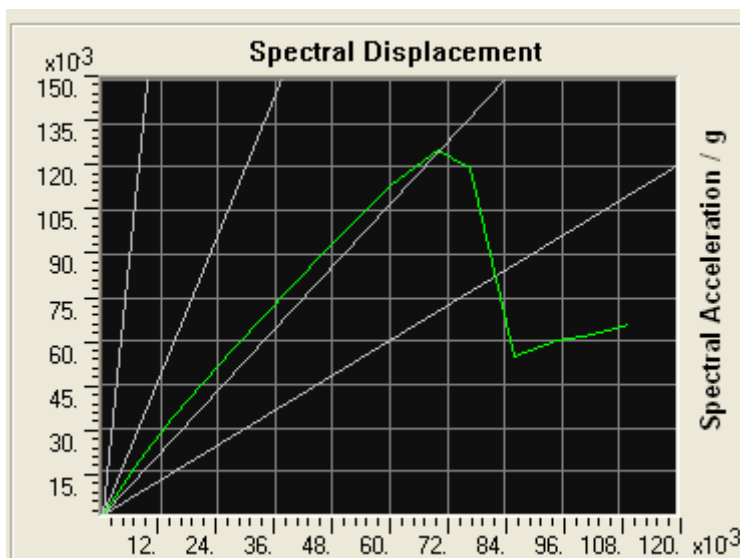
Σχήμα 13



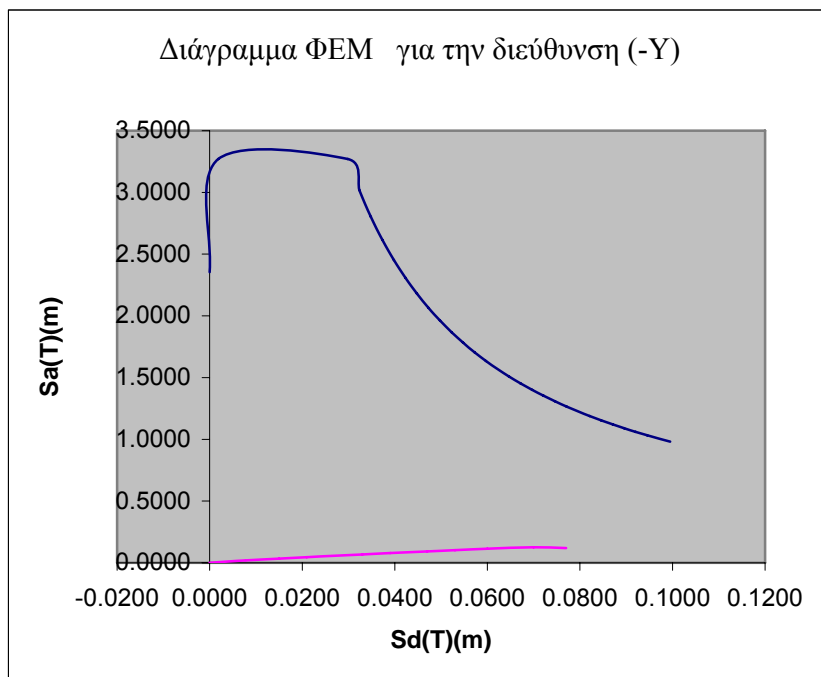


Σχήμα 14  
Φορέας αστοχίας κατά την δ/νση -Y

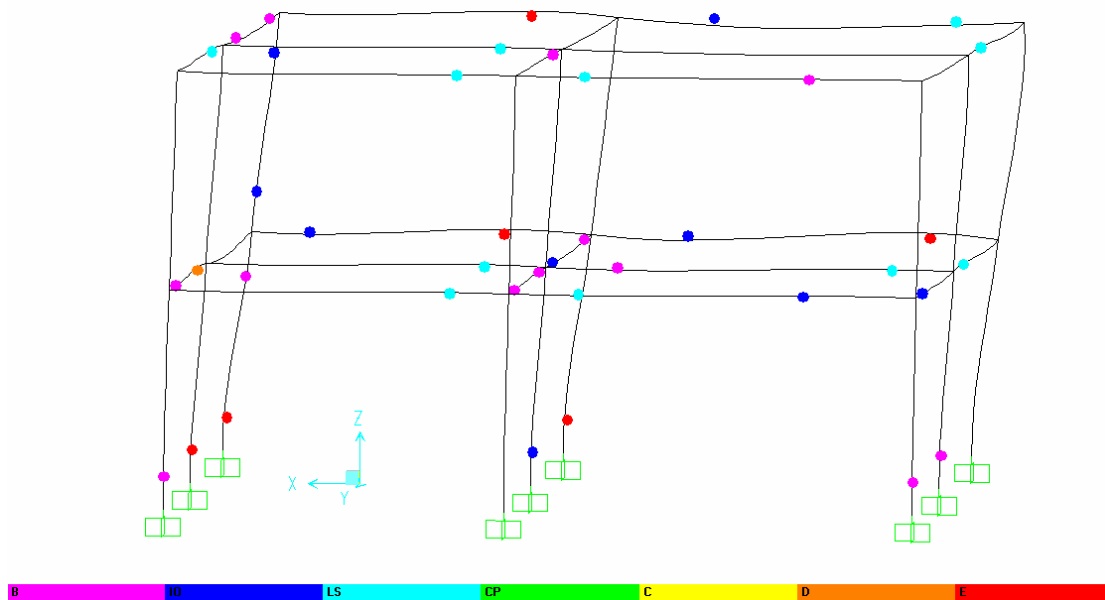
Σχήμα 15. Διάγραμμα F-δ για τη δ/νση -Y (σε όρους Sa-Sd)



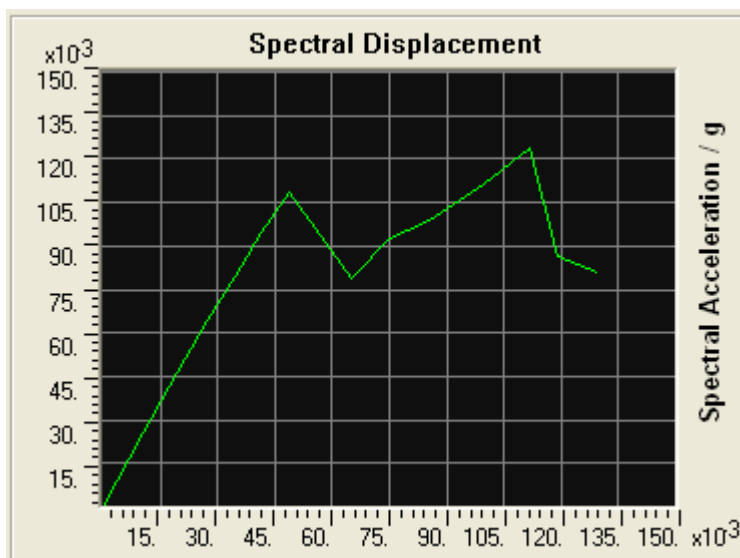
Σχήμα 16



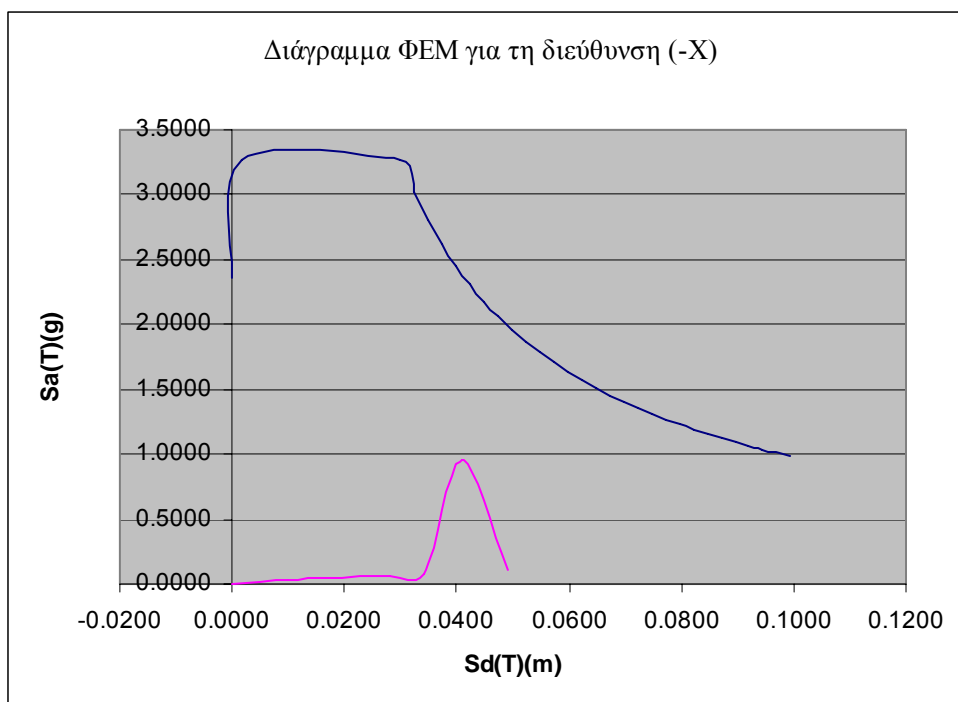
Σχήμα 17  
Φορέας αστοχίας κατά την δ/νση -X



Σχήμα 18. Διάγραμμα F-δ για τη δ/νση -X (σε όρους Sa-Sd)



Σχήμα 19



## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Σ. Η. Δρίτσος (2002), «Επισκευές και Ενισχύσεις κατασκευών από Οπλισμένο σκυρόδεμα», Πάτρα.
2. Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ. (2001), «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός», Αθήνα.
3. Μ. Ν. Φαρδής (2001), «Μάθημα οπλισμένου σκυροδέματος, Μέρος 1-3», Πάτρα.
4. ΕΚΩΣ 2000
5. Εργασία του Μεταπτυχιακού Μαθήματος «Ανασχεδιασμός Κατασκευών» Βουσβούκης Μ. Ιωάννης.
6. Διπλωματική Εργασία του φοιτητή Δημήτρη Μπάρου , Μάρτιος 2004.
7. Ο.Α.Σ.Π.<<Σχέδιο κειμένου ΚΑΝονισμού ΕΠΕμβάσεων>> Φεβρουάριος 2004.
8. Διπλωματική Εργασία του φοιτητή Βουσβούκη Ιωάννη, Ιούνιος 2003.
9. Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία, Κων/νος Σπυράκος
10. ATC-40