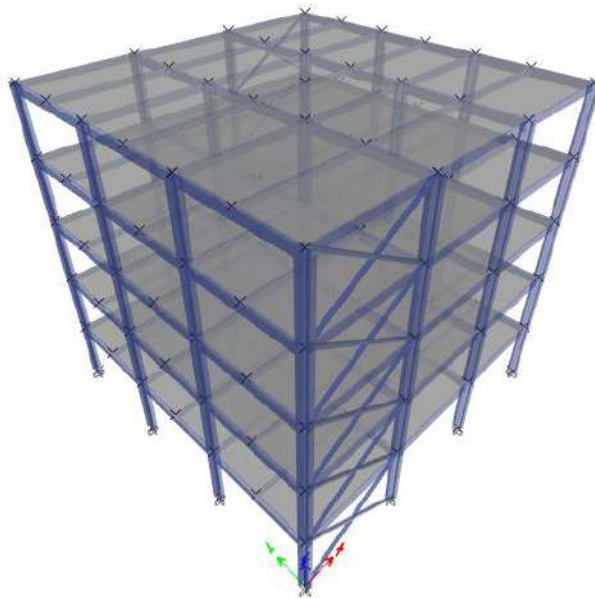




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας

## Φάσμα απόκρισης ορόφου σύμμικτου από χάλυβα και σκυρόδεμα πενταώροφου κτιρίου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μαράια Σπανούδη

Επιβλέπων: Χαράλαμπος Μουζάκης

Αθήνα, Νοέμβρης 2022

# Περιεχόμενα

Περίληψη .....	1
Abstract .....	2
Ευχαριστίες .....	3
1. Εισαγωγή.....	4
1.1 Στόχος.....	4
1.2 Αντικείμενο Διπλωματικής Εργασίας.....	4
1.3 Δομή Της Εργασίας .....	4
2. Υλικά.....	5
2.1 Σκυρόδεμα .....	5
2.2 Δομικός Χάλυβας .....	5
2.3 Χάλυβας Οπλισμού .....	5
2.4 Χαλυβδόφυλλο .....	5
2.5 Διατμητικοί Ήλοι .....	6
3. Φορτία Κατασκευής.....	6
3.1 Μόνιμες Δράσεις .....	6
3.2 Μεταβλητές Δράσεις .....	6
3.3 Σεισμική Δράση.....	6
3.4 Συνδυασμοί φορτίσεων .....	10
4. Διαστασιολόγηση Φορέα.....	11
4.1 Σύμμικτη Πλάκα .....	11
4.1.1 Γεωμετρία .....	11
4.1.2 Υπολογισμός Φορτίων Σύμμικτης Πλάκας.....	13
4.1.3 Υπολογισμός Ροπών Αντοχής.....	15
4.1.4 Υπολογισμός Ροπών Σχεδιασμού – Έλεγχος σε Κάμψη (ΟΚΑ) .....	16
4.1.5 Έλεγχος Τεμνουσών (ΟΚΑ) .....	16
4.1.6 Έλεγχος σε Διαμήκη Διάτμηση(ΟΚΑ) .....	17
4.1.7 Έλεγχος σε ΟΚΛ .....	17
4.2 Δευτερεύουσες Δοκοί.....	19
4.2.1 Γεωμετρία .....	19
4.2.2 Συνεργαζόμενο Πλάτος .....	19
4.2.3 Υπολογισμός Πλαστικής Ροπής Αντοχής.....	20
4.2.4 Υπολογισμός Αντοχής έναντι Τεμνουσών Δυνάμεων.....	21
4.2.5 Υπολογισμός Φορτίων – Εντατικών Μεγεθών Δευτερευουσών Δοκών .....	21
4.2.6 Έλεγχοι Εντατικών Μεγεθών – Βελών .....	22
4.2.7 Διατμητική Σύνδεση.....	22
4.3 Κύριες Δοκοί.....	27
4.3.1 Γεωμετρία .....	27

4.3.2	Συνεργαζόμενο Πλάτος.....	27
4.3.3	Υπολογισμός Πλαστικής Ροπής Αντοχής.....	29
4.3.4	Υπολογισμός Αντοχής έναντι Τεμνουσών Δυνάμεων.....	30
4.3.5	Υπολογισμός Φορτίων – Εντατικών Μεγεθών Κύριων Δοκών.....	31
4.3.6	Έλεγχος Εντατικών Μεγεθών – Βελών.....	33
4.3.7	Ελάχιστος Οπλισμός Ρηγμάτωσης.....	33
4.3.8	Έλεγχος Ρηγμάτωσης (ΟΚΛ).....	34
4.3.9	Διατμητική Σύνδεση.....	35
4.3.10	Έλεγχος έναντι Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού.....	40
4.4	Υποστυλώματα.....	41
4.4.1	Διαστασιολόγηση.....	41
4.4.2	Ικανοτικός Έλεγχος Κόμβου.....	44
4.5	Κεντρικοί Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.....	46
4.6	Φαινόμενα 2ης τάξης.....	46
5.	Ανάλυση Με Χρονοϊστορίες.....	48
5.1	Ανάλυση Κτιρίου.....	48
5.2	Επιλογή Χρονοϊστοριών.....	49
5.3	Ελαστική Και Ανελαστική Ανάλυση.....	54
5.4	Σύγκριση Αναλύσεων με Ευρωκώδικα 8.....	82
5.5	Σύγκριση Αναλύσεων Με Προτεινόμενη Λύση.....	84
5.6	Μετατόπιση - Συντελεστής ενίσχυσης.....	87
6.	Συμπεράσματα.....	89
	Βιβλιογραφία.....	90

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Φάσμα Απόκρισης Ορόφου Σύμμικτου Από Χάλυβα Και Σκυρόδεμα Πενταώροφου Κτιρίου**

Σπανούδη Μ. (Επιβλέπων: Μουζάκης Χ.)

**Περίληψη**

Το θέμα που μελετάται στην παρούσα εργασία είναι η διαστασιολόγηση ενός σύμμικτου πενταώροφου κτιρίου κατοικίας. Με δεδομένη τη διάταξη των μεταλλικών στοιχείων και του ύψους των ορόφων γίνεται η επιλογή των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν και των φορτίων που θα ασκηθούν με βάση αυτά που προβλέπει ο Κανονισμός. Στη συνέχεια, με βάση τους συνδυασμούς που έχουν προκύψει από τα φορτία ελέγχεται η επάρκεια των σύμμικτων δευτερευουσών δοκών, των κύριων δοκών που συμμετέχουν στα πλαίσια ροπής, των υποστυλωμάτων και των συνδέσμων δυσκαμψίας. Εξετάζεται αν ικανοποιείται ο ικανοτικός σχεδιασμός και εάν θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η επιρροή φαινομένων 2ας τάξεως, καθώς και αν οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου κατά τις κύριες διευθύνσεις είναι μέσα σε κάποια λογικά όρια. Έπειτα βρίσκεται η σουίτα χρονοϊστοριών για να πραγματοποιηθεί η ελαστική και ανελαστική ανάλυση της κατασκευής και να βρεθούν τα φάσματα σε κάθε όροφο. Τέλος, συγκρίνεται και εξάγονται συμπεράσματα για το φάσμα που προκύπτει σε κάθε όροφο από το μέσο όρο των φασμάτων της κάθε χρονοϊστορίας που επιλέχθηκε, με το φάσμα αυτό που προτείνει ο Ευρωκώδικας 8 και η διεθνής βιβλιογραφία.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
LABORATORY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING  
DIPLOMA THESIS

**Floor response spectra of five-story composite steel and concrete building**

Spanoudi M. (supervised by Mouzakis H.)

**Abstract**

The subject of this thesis is the design of a composite five-story residential building made of steel and concrete. Given the layout of the metal elements and the height of the floors, the selection of the materials to be used and the loads to be applied is made based on what the Regulation provides. Then, based on the resulting combinations of loads, the adequacy of the composite secondary beams, the main beams participating in the moment frames, the columns and the braces is checked. It is examined whether the capacity design is satisfied and whether the influence of 2nd order phenomena should be taken into account, as well as whether the periods of the building in the main directions are within reasonable limits. Then there is the time history suite to perform the elastic and inelastic analysis of the structure and find the spectra at each floor. Finally, conclusions are drawn for the spectrum obtained on each floor from the average of the spectra of each selected time history with the spectrum proposed by Eurocode 8 and the international bibliography.

# Ευχαριστίες

Η εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας σηματοδοτεί το πέρας των προπτυχιακών μου σπουδών στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου προς όλους όσους υπήρξαν συντελεστές στην πορεία μου αυτή.

Αρχικά θέλω να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα κ. Χαράλαμπο Μουζάκη, καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ.Π, για την ευκαιρία που μου έδωσε να εργαστώ σε αυτό το πολύ ενδιαφέρον θέμα, καθώς και για την καθοδήγηση, τις παρατηρήσεις και τις πολύτιμες συμβουλές του κατά το διάστημα εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας. Επίσης, θα ήθελα να εκφράσω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην κ. Λουτσία Καράπιττα για τις επισημάνσεις και τις υποδείξεις σε θέματα της εργασίας και τη βοήθεια της στην εκμάθηση των λογισμικών ETABS και SeismoSignal 2016.

Τέλος ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω στους αγαπημένους μου γονείς και φίλους για την βοήθεια και την αμέριστη στήριξη και υπομονή τους σε όλη την διάρκεια των σπουδών μου, χωρίς αυτούς δεν θα ήταν δυνατή η επίτευξη των στόχων μου και εν συνεχεία του ονείρου μου.

# 1. Εισαγωγή

## 1.1 Στόχος

Η επιλογή του συγκεκριμένου θέματος μελέτης έγινε λόγω του ιδιαίτερου ενδιαφέροντος για τις σύμμικτες κατασκευές και τον αντισεισμικό σχεδιασμό ενός κτιρίου. Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν μέσω της εκπόνησης μίας πενταώροφης σύμμικτης κατασκευής να εφαρμοστούν οι βασικές γνώσεις κορμού που αποκτήθηκαν στο μάθημα των σύμμικτων κατασκευών της Σχολής και να υπάρξει μεγαλύτερη κατανόηση όσον αφορά τις ελαστικές και ανελαστικές αναλύσεις σε μια κατασκευή. Παράλληλα θα αναπτύσσονταν δεξιότητες που θα αφορούσαν τον σχεδιασμό και την ανάλυση προσομοιωμένων κατασκευών με τη χρήση προγράμματος σε Η/Υ.

## 1.2 Αντικείμενο Διπλωματικής Εργασίας

Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας ήταν ο σχεδιασμός ενός σύμμικτου πενταώροφου κτιρίου κατοικίας με τρία φαντώματα κατά Χ και Υ άξονα αποστάσεων 5m το κάθε ένα και ύψος κάθε ορόφου 3m. Θεωρήθηκε ότι το κτίριο ανήκει σε Κ.Π.Υ και στη διεύθυνση Υ λειτουργεί σαν πλαίσιο ροπής ενώ στη Χ έχουν τοποθετηθεί κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Σημειώνεται ακόμα ότι όλες οι διατομές του συνδέθηκαν μεταξύ τους συγκολλητά. Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με χρήση του προγράμματος ETABS, βασίστηκε στους Ευρωκώδικες 1,3 και 4 και ο αντισεισμικός σχεδιασμός του κτιρίου πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ε.Α.Κ. 2000 και του Ευρωκώδικα 8. Τέλος με τις χρονοϊστορίες που επιλέχθηκαν έγινε ελαστική και ανελαστική ανάλυση όπου και βρέθηκαν τα φάσματα σε κάθε όροφο του κτιρίου με τη χρήση του προγράμματος SeismoSignal.

## 1.3 Δομή Της Εργασίας

### Κεφάλαιο 2: Υλικά

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται όλα τα υλικά που έχουν χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή του κτιρίου.

### Κεφάλαιο 3: Φορτία Κατασκευής

Στο τρίτο κεφάλαιο αναλύονται όλα τα φορτία που ασκούνται επί της κατασκευής, καθώς και οι συνδυασμοί φορτίσεων.

### Κεφάλαιο 4: Διαστασιολόγηση Φορέα

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι έλεγχοι που έγιναν σε κάθε μέλος και τα τελικά αποτελέσματα της διαστασιολόγησης. Συγκεκριμένα έγιναν οι έλεγχοι για τη διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας από οπλισμένο σκυρόδεμα μαζί με το χαλυβδόφυλλο που χρησιμοποιήθηκε, η διαστασιολόγηση των δευτερευουσών δοκών, των κύριων δοκών, των υποστυλωμάτων και των κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας.

### Κεφάλαιο 5: Ανάλυση Με Χρονοϊστορίες

Στο πέμπτο κεφάλαιο επιλέγεται η σουίτα χρονοϊστοριών και ακολουθεί η ελαστική και ανελαστική ανάλυση του σύμμικτου κτιρίου. Συγκεκριμένα παρουσιάζονται τα φάσματα που προκύπτουν σε κάθε όροφο από τις αναλύσεις για στάθμες επιτελεστικότητας SD(Σημαντικές βλάβες) και NC(οιονεί κατάρρευση). Ακόμα γίνεται η σύγκριση των φασμάτων που προκύπτουν με τα αυτά που προτείνει ο Ευρωκώδικας 8 και η διεθνής βιβλιογραφία.

### Κεφάλαιο 6: Συμπεράσματα

Στο έκτο κεφάλαιο συγκεντρώνονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τις αναλύσεις που έγιναν.

## 2. Υλικά

### 2.1 Σκυρόδεμα

Για τις πλάκες του κτιρίου έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

Μέτρο Ελαστικότητας:  $E=30\text{GPa}$

Σταθερά Poisson:  $\nu=0,2$

Ειδικό βάρος:  $\gamma=25\text{kN/m}^3$  (οπλισμένο σκυρόδεμα)

Αντοχή:  $f_{ck}= 20000\text{kN/m}^2$

### 2.2 Δομικός Χάλυβας

Για τις σύμμικτες δοκούς, υποστυλώματα και συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S275. Οι τιμές σχεδιασμού του δομικού χάλυβα είναι:

Μέτρο Ελαστικότητας:  $E=210000\text{MPa}$

Σταθερά Poisson:  $\nu=0,3$

Ειδικό βάρος:  $\gamma=78,5\text{kN/m}^3$

Όριο Διαρροής:  $f_y = 275000\text{kN/m}^2$

Εφελκυστική Αντοχή:  $f_u = 430000\text{kN/m}$

### 2.3 Χάλυβας Οπλισμού

Έχει επιλεγεί ο B500C για τον οπλισμό όλων των πλακών.

Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής:  $f_{yk} = 500000\text{kN/m}^2$

### 2.4 Χαλυβδόφυλλο

Οι πλάκες των ορόφων επιλέχθηκαν σύμμικτες αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυπος κατά τη φάση σκυροδέτησης, ενώ στη φάση λειτουργίας συνεργάζονται με το σκυρόδεμα και τα δύο υλικά λειτουργούν ως σύμμικτη πλάκα. Θα χρησιμοποιηθεί το τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο SYMDECK 50 με πάχος λαμαρίνας  $t= 1,00\text{mm}$ .



Σχήμα 2.1: Χαλυβδόφυλλο SYMDECK 50



## 2.5 Διατμητικοί Ήλοι

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος στις σύμμικτες δοκούς της κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλης διάταξης διατμητικών συνδέσμων. Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής με διάμετρο  $d=19\text{mm}$ , ποιότητας S235 και εφελκυστική αντοχή  $f_u=450\text{MPa}$ .



Σχήμα 2.2: Ήλοι κεφαλής

# 3. Φορτία Κατασκευής

## 3.1 Μόνιμες Δράσεις

Ως μόνιμες δράσεις νοούνται αυτές που επενεργούν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου και δεν μεταβάλλονται με τον χρόνο. Οι τιμές των μόνιμων φορτίων στον φορέα είναι:

- Ίδιο βάρος χάλυβα:  $g=78,5\text{ kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας και χαλυβδόφυλλου: προκύπτει από το πρόγραμμα
- Ίδιο βάρος λόγω επικαλύψεων:  $g'=2\text{kN/m}^2$

## 3.2 Μεταβλητές Δράσεις

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ.

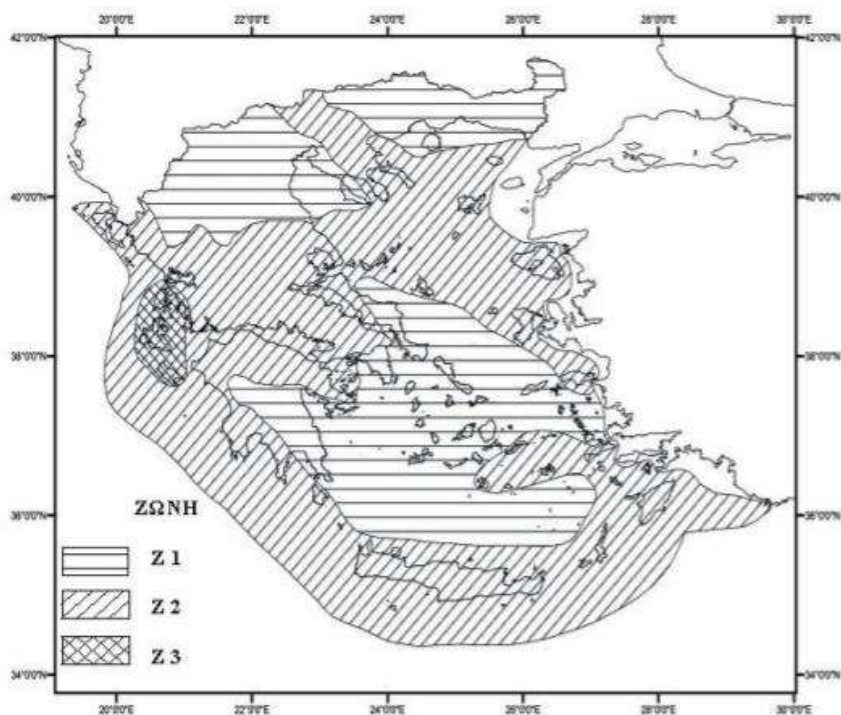
- Κινητά φορτία  $q=1,5\text{kN/m}^2$

## 3.3 Σεισμική Δράση

Ως σεισμικές δράσεις νοούνται οι τυχηματικές δράσεις που σχετίζονται με τις ταλαντώσεις της κατασκευής λόγω σεισμού. Είναι αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στη μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.). Κατά τον σεισμό, στο έδαφος αναπτύσσονται επιταχύνσεις που έχουν ως συνέπεια το κτίριο να ταλαντώνεται με εναλλασσόμενο πρόσημο.

### Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας:

Ο παρακάτω χάρτης μας δείχνει τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας με βάση τη γεωγραφική περιοχή. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη). Στη συγκεκριμένη εργασία εξετάστηκε η **Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II**.



Σχήμα 3.1: Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

### Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους:

Για κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας προβλέπεται μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $agR$ , που έχει ληφθεί από το χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, με βάση την σχέση  $agR = \alpha \cdot g$ . Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν επίσης σε περίοδο επαναφοράς  $T_R=475$  χρόνια, δηλαδή κατά μέσο όρο συμβαίνουν μία φορά κάθε 475 χρόνια. Για τη συγκεκριμένη Ζώνη Επικινδυνότητας η επιτάχυνση του εδάφους είναι  **$agR = 0.24g$** .

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
$\alpha$	0,16	0,24	0,36

Πίνακας 3.1: Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Συντελεστής Σπουδαιότητας:

Από τις τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας το κτίριο που σχεδιάζεται ανήκει στην κατηγορία II αφού μιλάμε για συνήθη κτίριο, οπότε σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_I=1$ .

Έτσι, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η οποία συμβολίζεται με  $a_g$  ισούται με  $a_g=\gamma_I \cdot a_{gR} = 1 \cdot 0,24g = 0,24g$ .

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής σπουδαιότητας
I	Κτίρια δευτερευούσης σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ γεωργικά κτίρια.	0,80
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες	1,00
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις	1,20
IV	Κτίρια των οποίων η ασφαλιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής	1,40

Πίνακας 3.2: Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$  κατά EC8

Κατηγορία Εδάφους:

Το κτίριο αποφασίζεται να εδράζεται σε **έδαφος κατηγορίας Β**. Η τιμή  $a_g$  αντιστοιχεί σε βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος, έτσι ο Ευρωκώδικας 8 αναφέρει ότι σε μαλακά εδάφη η τιμή αυτή πρέπει να επαυξάνεται με το συντελεστή εδάφους  $S$ , ο οποίος κυμαίνεται από 1.00 έως 1.40, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους.

Κατηγορία εδάφους	$S$	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
<b>B</b>	<b>1.20</b>	<b>0.15</b>	<b>0.50</b>	<b>2.50</b>
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Πίνακας 3.3: Συντελεστής εδάφους και χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον EC8

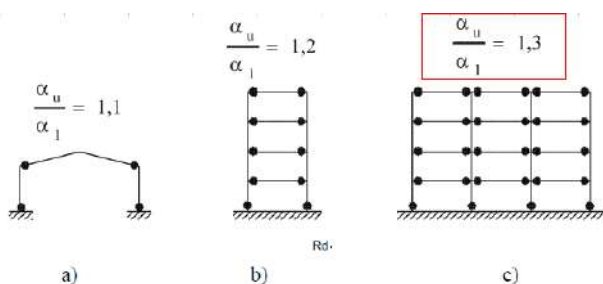
Συντελεστής Συμπεριφοράς:

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  πραγματοποιεί τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε καθαρά ελαστικό σύστημα. Το κτίριο θεωρούμε ότι ανήκει στην Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή, επομένως

σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8<sup>1</sup> ο συντελεστής συμπεριφοράς στη διεύθυνση των πλαισίων ροπής λαμβάνεται ίσος με  $\alpha=6.5$  και στη διεύθυνση των συνδέσμων δυσκαμψίας λαμβάνεται με  $\alpha=4$ .

STRUCTURAL TYPE	Ductility Class	
	DCM	DCH
a) Moment resisting frames	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
b) Frame with concentric bracings Diagonal bracings V-bracings	4	4
	2	2.5
c) Frame with eccentric bracings	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
d) Inverted pendulum	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
e) Structures with concrete cores or concrete walls	See section 5	
f) Moment resisting frame with concentric bracing	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
g) Moment resisting frames with infills Unconnected concrete or masonry infills, in contact with the frame Connected reinforced concrete infills Infills isolated from moment frame (see moment frames)	2	2
	See section 7	
	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

Πίνακας 3.4: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη



Σχήμα 3.2: Πλαίσια παραλαβής ροπών για καταχρηστικές τιμές  $\alpha_u/\alpha_1$

Φάσμα Σχεδιασμού:

Το φάσμα σχεδιασμού,  $S_d(T)$ , που προκύπτει έχει τις παρακάτω συναρτήσεις, κατά τον Ευρωκώδικα 8:

Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά ( $S_d$ =φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού)

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η τιμή  $\beta$  ορίζεται σε  $\beta=0.2$ .

<sup>1</sup> Ευρωκώδικας 8, Μέρος 1, Παράγραφοι 6.3.1 και 6.3.2

### 3.4 Συνδυασμοί φορτίσεων

Οι δράσεις πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ), συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλα (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

	Οριακή κατάσταση οστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευνοϊκή επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευνοϊκή επίδραση
$\gamma_s$	1,35	1,00	1,00	1,00
$\gamma_a$	1,50	0	1,00	0
$\gamma_w/\gamma_e$	1,00	0	-	-

Πίνακας 3.5: Συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

Δράση	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνθήκη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία γιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Πίνακας 3.6: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτίρια

Χρησιμοποιήθηκαν οι εξής συνδυασμοί για τη διαστασιολόγηση των μελών:

- OKA  $1,35G+1,5Q$
- Σεισμός  $G+0,3Q+EX+0,3EY$

$$G+0,3Q+EX-0,3EY$$

$$G+0,3Q-EX+0,3EY$$

$$G+0,3Q-EX-0,3EY$$

$$G+0,3Q+0,3EX+EY$$

$$G+0,3Q+0,3EX-EY$$

$$G+0,3Q-0,3EX+EY$$

$$G+0,3Q-0,3EX-EY$$

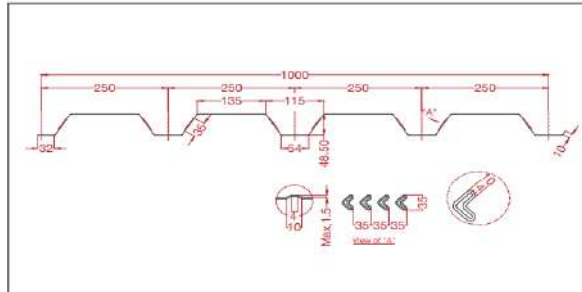
- Περιβάλλουσα

## 4. Διαστασιολόγηση Φορέα

### 4.1 Σύμμικτη Πλάκα

#### 4.1.1 Γεωμετρία

Για την σύμμικτη πλάκα επιλέχθηκε η τοποθέτηση χαλυβδόφυλλου τύπου SYMDECK50, πάχους 1mm και ποιότητας S320 ( $f_{yp} = 320\text{MPa}$ ). Οι σταθερές  $m$ ,  $k$  για το υπόψη χαλυβδόφυλλο έχουν τις τιμές:  $m = 74,18\text{MPa}$  και  $k = 0,0082\text{MPa}$ .



Σχήμα 4.1.1: Γεωμετρία χαλυβδόφυλλου SYMDECK 50

Thickness	t (mm)	0,75	1,00	1,25
Weight	G (kg/m <sup>2</sup> )	7,36	9,81	12,27
Surface	A (cm <sup>2</sup> /m)	9,07	12,10	15,12
Bending of inertia	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> /m)	36,32	48,45	60,56
Bending resistance	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> /m)	11,84	15,79	19,74

Πίνακας 4.1.1: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου SYMDECK50 ανά μέτρο πλάτους διατομής

Στους πίνακες 4.1.2 έως 4.1.5 δίνονται τα αναλυτικά χαρακτηριστικά της σύμμικτης πλάκας που τελικά επιλέχθηκε κατόπιν δοκιμών ( $h = 13\text{cm}$ ), καθώς και των φορτίων που δρουν επί αυτής και ελήφθησαν υπόψη κατά την επίλυση, ενώ στο σχήμα 4.1.2 παρατίθεται επεξηγηματικό σχήμα των αποστάσεων που δίνονται στους υπόψη πίνακες. Ακόμα η πλάκα πρέπει να εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία, αφού εξετάζουμε κτίριο, επομένως πρέπει:

$$\min h = 90\text{mm} < 130\text{mm} \quad \text{Οκ}$$

$$\min h_c = 50\text{mm} < 81,5\text{mm} \quad \text{Οκ}$$

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΠΛΑΚΑΣ			
		ΕΛΕΓΧΟΣ	ΕΛΑΧΙΣΤΑ
h (mm) =	130	PASS	90
h <sub>c</sub> (mm) =	81,5	PASS	50
h <sub>p</sub> (mm) =	48,5	-	
b <sub>a</sub> (mm) =	115	-	
b <sub>b</sub> (mm) =	54	-	
b <sub>0</sub> (mm) =	84,5	-	
b <sub>s</sub> (mm) =	250	-	
z <sub>s</sub> (mm) =	32,19	-	
d <sub>p</sub> (mm) =	97,81	-	
L (m) =	2,5	-	

Πίνακας 4.1.2: Γεωμετρικά δεδομένα πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟΥ		
ΠΑΧΟΣ	t (mm)	1,00
ΒΑΡΟΣ	$g_p$ (Kg/m <sup>2</sup> )	9,81
	$g_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	0,098
ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ	$A_p$ (cm <sup>2</sup> /m)	12,10
ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ	$I_{yp}$ (cm <sup>4</sup> /m)	48,45
ΡΟΠΗ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ	$W_{yp}$ (cm <sup>3</sup> /m)	15,79
S320	$f_{yp}$ (MPa)	320
	$E_p$ (GPa)	210
ΣΤΑΘΕΡΕΣ	m (MPa)	74,18
	k (MPa)	0,0082

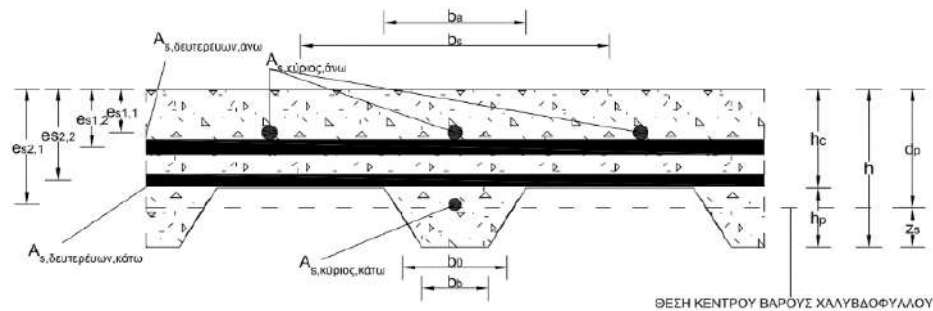
Πίνακας 4.1.3: Χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου SYMDECK 50

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ			
C 20/25	$f_{ck}$ (MPa)	20	
	$f_{ctm}$ (MPa)	2,2	
	$E_{cm}$ (GPa)	30	
	$\nu$	0,2	
B500C	$f_{sk}$ (MPa)	500	
	$E_s$ (GPa)	210	
	$C_{nom}$ (mm)	30	
	$\Phi$ (mm)	10	Άνω Κύριος Οπλισμός
	$l$ (mm)	150	
	$e_{s1,1}$ (mm)	35	
	$\Phi$ (mm)	10	
	$l$ (mm)	250	Κάτω Κύριος Οπλισμός
	$e_{s1,2}$ (mm)	95	
	$\Phi$ (mm)	10	
	$l$ (mm)	150	Άνω Δευτερέων Οπλισμός
	$e_{s2,1}$ (mm)	45	
	$\Phi$ (mm)	10	Κάτω Δευτερέων Οπλισμός
	$l$ (mm)	250	
$e_{s2,2}$ (mm)	75		

Πίνακας 4.1.4: Χαρακτηριστικά Οπλισμένου Σκυροδέματος

ΦΟΡΤΙΑ		
Ι. ΒΑΡΟΣ ΧΑΛ/ΛΟΥ	$g_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	0,098
Ι. ΒΑΡΟΣ ΟΠΛ/ΝΟΥ ΣΚ/ΤΟΣ	$g_c$ (kN/m <sup>3</sup> )	25
Ι. ΒΑΡΟΣ ΝΩΠΟΥ ΣΚ/ΤΟΣ	$g_c'$ (kN/m <sup>3</sup> )	26
ΠΡΟΣΘΕΤΟ ΜΟΝΙΜΟ ΦΟΡΤΙΟ	$g'_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	1,5
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΟΡΟΦΩΝ	q (kN/m <sup>2</sup> )	2
ΦΟΡΤΙΑ ΔΙΑΣΤΡΩΣΗΣ	$q_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	0,75
	$q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	0,75

Πίνακας 4.1.5: Φορτία σύμμικτης πλάκας



Σχήμα 4.1.2: Επεξηγηματικό σχήμα αποστάσεων σύμμικτης πλάκας

#### 4.1.2 Υπολογισμός Φορτίων Σύμμικτης Πλάκας

Φάση Κατασκευής:

Λαμβάνονται υπόψη ως μόνιμο φορτίο το βάρος του χαλυβδόφυλλου, το οποίο δίνεται από τον κατασκευαστή και ισούται με  $0,098\text{kN/m}^2$ , ενώ ως κινητά φορτία λαμβάνονται το βάρος του νωπού σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης  $q_1$  και  $q_2$ . Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 το  $q_1$  ισούται με  $0,75\text{kN/m}^2$  και δρα ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο σε όλη την επιφάνεια της σύμμικτης πλάκας ενώ το  $q_2$  ισούται και αυτό με  $0,75\text{kN/m}^2$ , αλλά δρα σε επιφάνεια  $3\text{m}\times 3\text{m}$ . Το βάρος του νωπού σκυροδέματος υπολογίζεται από το ισοδύναμο πάχος σκυροδέματος

$$\text{το οποίο δίνεται από την σχέση: } h_{c,eq} = \frac{A_c \cdot \varphi_{ατν}}{b_s} = \frac{\frac{1}{2}(b_a + b_b) \cdot h_p + b_s \cdot h_c}{b_s}$$

Τα φορτία που δρουν στην σύμμικτη πλάκα κατά την φάση κατασκευής καθώς και οι συνδυασμοί τους σε ΟΚΑ και ΟΚΛ δίνονται στους παρακάτω πίνακες.

ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟ			
ΦΑΤΝΩΜΑ	$b_s =$	250	mm
ΕΜΒΑΔΟΝ	$A_p =$	302,5	$\text{mm}^2/\text{φατ}$
Ι. ΒΑΡΟΣ	$g_p =$	0,025	$\text{kN/m}$

ΝΩΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ			
ΕΜΒΑΔΟΝ	$A_c =$	24473,25	$\text{mm}^2/\text{φατ}$
ΙΣ/ΜΟ ΠΑΧΟΣ ΣΚ	$h_{c,eq} =$	97,89	mm
Ι. ΒΑΡΟΣ	$g_c =$	2,55	$\text{kN/m}^2$

ΦΟΡΤΙΑ ΔΙΑΣΤΡΩΣΗΣ			
	$q_1 =$	0,75	$\text{kN/m}^2$
	$q_2 =$	0,75	$\text{kN/m}^2$

ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ			
ΜΟΝΙΚΑ	$G =$	0,098	$\text{kN/m}^2$
ΚΙΝΗΤΑ	$q =$	4,05	$\text{kN/m}^2$
ΟΚΑ	$q_{Ed} =$	6,20	$\text{kN/m}^2$
ΟΚΛ	$q_{Ed} =$	4,14	$\text{kN/m}^2$

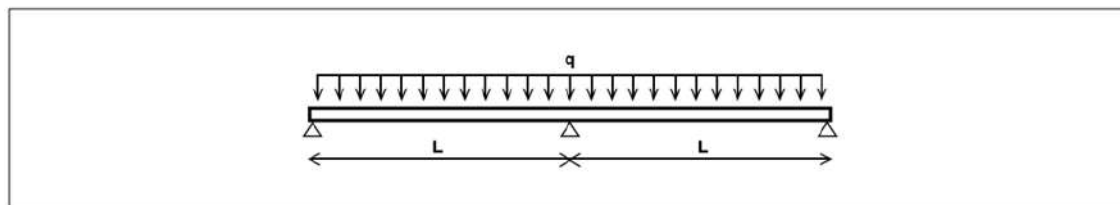
Πίνακας 4.1.6: Συνολικά φορτία σύμμικτης πλάκας στην φάση κατασκευής

Για τον έλεγχο σε ΟΚΑ χρησιμοποιούνται οι πίνακες σχεδιασμού του κατασκευαστή που δίνονται στο σχήμα 4.1.3, από όπου προκύπτει η απαίτηση τουλάχιστον μιας ενδιάμεσης υποσύτλωσης κατά την φάση κατασκευής.



## Πίνακες σχεδιασμού Symdeck 50

Οπλισμοί στις θέσεις των αρνητικών ρομών						
h (m)	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18
Διάμετρος (mm) / Απόσταση (mm)	Ø8/200	Ø8/200	Ø8/150	Ø8/150	Ø10/200	Ø10/200



Πάχος χαλυβδόφυλλου:  $t=1,00\text{mm}$

Πάχος πλάκας	Ανοίγμα L (m)															
	h (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50
0,13	13,83	10,55	8,37	6,81	5,64	4,73	4,00	3,35	2,43	1,72	1,15	0,69	0,31			
0,14	15,18	11,59	9,20	7,49	6,21	5,21	4,41	3,72	2,71	1,92	1,30	0,79	0,37			
0,15	16,84	12,88	10,23	8,34	6,92	5,82	4,94	4,09	2,99	2,13	1,44	0,89	0,44			
0,16	18,28	13,98	11,11	9,07	7,53	6,34	5,38	4,46	3,26	2,33	1,59	0,99	0,50			
0,17	19,65	15,03	11,95	9,75	8,10	6,82	5,79	4,83	3,54	2,54	1,74	1,09	0,56			
0,18	21,09	16,14	12,84	10,48	8,71	7,34	6,24	5,20	3,82	2,74	1,89	1,19	0,62			

Απαιτείται μία ενδιάμεση υποστήλωση κατά την φάση της κατασκευής

Σχήμα 4.1.3: Πίνακας σχεδιασμού Symdeck50

Για τον έλεγχο σε ΟΚΛ υπολογίζονται τα βέλη της σύμμικτης πλάκας ως βέλη αμφίπακτων στοιχείων με τα  $E$ ,  $I$  του χαλυβδόφυλλου. Τα βέλη που υπολογίστηκαν και οι αντίστοιχοι έλεγχοι με τα μέγιστα επιτρεπόμενα βέλη δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΚΛ			
ΟΚΛ	$\delta = \rho \cdot L^4 / 384 \cdot E_p \cdot I_p =$	0,0041	PASS
	$\delta_{\max} = L_e / 250 \leq 30 \text{ mm}$	0,0070	
ΚΙΝΗΤΑ	$\delta = \rho \cdot L^4 / 384 \cdot E_p \cdot I_p =$	0,0040	PASS
	$\delta_{\max} = L_e / 350 \leq 20 \text{ mm}$	0,005	

Πίνακας 4.1.7: Έλεγχος βελών κάμψης στην ΟΚΛ κατά την φάση κατασκευής

Ένας επιπλέον έλεγχος που πρέπει να πραγματοποιηθεί είναι αν απαιτείται να ληφθεί υπόψη αύξηση του πάχους της πλάκας σκυροδέματος. Κατά τον έλεγχο αυτό εξετάζεται αν το βέλος λόγω του ίδιου βάρους του χαλυβδόφυλλου και του ίδιου βάρους του νωπού σκυροδέματος ξεπερνά το  $L/250$  ή τα 20mm. Τα αποτελέσματα του παραπάνω ελέγχου φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝ ΑΠΑΙΤΕΙΤΑΙ ΝΑ ΛΗΦΘΕΙ ΥΠΟΨΗ ΑΥΞΗΣΗ ΤΟΥ ΠΑΧΟΥΣ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΣΚΥΡ/ΤΟΣ			
$g_p + g_c$	$\delta = \rho \cdot L^4 / 384 \cdot E_p \cdot I_p =$	0,0026	PASS
	$\delta_{\max} = L_e / 250 \leq 20 \text{ mm}$	0,0070	

Πίνακας 4.1.8: Έλεγχος αν απαιτείται να ληφθεί υπόψη αύξηση του πάχους της πλάκας σκυροδέματος

#### Φάση Λειτουργίας:

Κατά την φάση λειτουργίας ως μόνιμο φορτίο πλέον, εκτός από το βάρος του χαλυβδόφυλλου, υπολογίζεται και το βάρος του σκυροδέματος. Το βάρος του σκυροδέματος πλέον λαμβάνει την τιμή  $25 \text{ kN/m}^3$  και πολλαπλασιάζοντας την υπόψη τιμή με το ισοδύναμο πάχος του σκυροδέματος λαμβάνουμε το βάρος της πλάκας σκυροδέματος ανά  $\text{m}^2$  επιφάνειας ίσο με  $2,45 \text{ kN/m}^2$ . Συγκεντρωτικά τα μόνιμα φορτία, τα κινητά φορτία καθώς και τα φορτία σχεδιασμού που δρουν στην σύμμικτη πλάκα σε ΟΚΑ και ΟΚΛ δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ			
ΕΜΒΑΔΟΝ	$A_c =$	24473,25	$\text{mm}^2/\text{φατ}$
ΙΣ/ΜΟ ΠΑΧΟΣ ΣΚ	$h_{c,eq} =$	97,89	mm
Ι. ΒΑΡΟΣ	$g_c =$	2,45	$\text{kN/m}^2$
ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ			
Ι. ΒΑΡΟΣ ΧΑΛ/ΛΟΥ	$g_p$ ( $\text{kN/m}^2$ )	0,098	
Ι. ΒΑΡΟΣ ΟΠΛ/ΝΟΥ ΣΚ/ΤΟΣ	$g_c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	2,45	
ΠΡΟΣΘΕΤΟ ΜΟΝΙΜΟ ΦΟΡΤΙΟ	$g'_k$ ( $\text{kN/m}^2$ )	1,5	
ΣΥΝΟΛΟ	$g_{tot}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	4,045	
ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ			
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΟΡΟΦΩΝ	$q$ ( $\text{kN/m}^2$ )	2	
ΣΥΝΟΛΟ ΚΙΝ. ΦΟΡΤΙΩΝ ΟΡ.	$q_{tot}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	2	
ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ			
ΤΥΠΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ	ΟΚΑ	$q_{Ed,op}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	8,46
	ΟΚΛ	$q_{OKL,op}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	6,05

Πίνακας 4.1.9: Φορτία σύμμικτης πλάκας κατά την φάση λειτουργίας

#### 4.1.3 Υπολογισμός Ροπών Αντοχής

Θετική Πλαστική Ροπή:

- Μέγιστη εφελκυστική δύναμη χαλυβδόφυλλου ανά μέτρο:  $N_p = A_p \cdot f_{yp,d} = 387,2 \text{ kN/m}$
- Θλιπτική δύναμη σκυροδέματος (αν ληφθεί υπόψη μόνο το σκυρόδεμα πάνω από το χαλυβδόφυλλο):  $N_{cf} = b \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 923,66 \text{ kN/m}$

Επειδή  $N_p < N_{cf}$  ο ουδέτερος άξονας είναι πάνω από το χαλυβδόφυλλο για θετικές ροπές.

Ο υπολογισμός της θέσης του ουδετέρου άξονα γίνεται από την συνθήκη  $N_p = N_{cf}$  από την οποία προκύπτει ότι:

$$x_{pl} = \frac{A_p \cdot f_{yp,d}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} = 3,42 \text{ cm} < h_c = 8,15 \text{ cm}$$

Η θετική πλαστική ροπή αντοχής δίνεται από την σχέση:  $M_{pl,Rd}^+ = N_p \cdot \left( d_p - \frac{x_{pl}}{2} \right) \Rightarrow M_{pl,Rd}^+ = 31,26 \text{ kNm/m}$

Αρνητική Πλαστική Ροπή:

Προσεγγιστικά η συμμετοχή του χαλυβδόφυλλου αγνοείται και η αυλάκωση του σκυροδέματος λαμβάνεται με σταθερό πλάτος ίσο με το μέσο πλάτος  $b_0$ .

- Μέγιστη εφελκυστική δύναμη (οπλισμού) ανά φάτνωμα:  $N_s = A_s \cdot f_{sd} = 56,91 \text{ kN}$
- Μέγιστη θλιπτική δύναμη (σκυροδέματος σε τραπέζιο) ανά φάτνωμα:  $N_c = b_0 \cdot h_p \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 46,45 \text{ kN}$

Επειδή  $N_s > N_c$  ουδέτερος άξονας είναι πάνω από το χαλυβδόφυλλο για αρνητικές ροπές.

Ο υπολογισμός της θέσης του ουδέτερου άξονα γίνεται από την συνθήκη  $N_s = N_c$  από την οποία προκύπτει ότι:

$$x_{pl} = h_p + \frac{N_s - N_c}{b_s \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} = 7,78 \text{ cm} > h_p = 4,85 \text{ cm}$$

Η αρνητική πλαστική ροπή αντοχής για ένα φάτνωμα δίνεται από την σχέση:

$$M_{pl,Rd,φατ^-} = N_s \cdot e_{s,1,1} - N_c \cdot \left( h_c + \frac{h_p}{2} \right) - b_s \cdot (x_{pl} - h_p) \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left[ \frac{x_{pl} - h_p}{2} + h_c + h_p - x_{pl} \right] \Rightarrow M_{pl,Rd,φατ^-} = 3,75 \text{ kNm}$$

Η αρνητική πλαστική ροπή αντοχής ανά μέτρο δίνεται από την σχέση:  $M_{pl,Rd}^- = \frac{M_{pl,Rd,φατ^-}}{b_s} = 15,01 \text{ kNm/m}$

#### 4.1.4 Υπολογισμός Ροπών Σχεδιασμού – Έλεγχος σε Κάμψη (ΟΚΑ)

Επιλέγεται ως μέθοδος ανάλυσης η ανάλυση ως ανεξάρτητες αμφιέριστες πλάκες. Για να μπορέσουμε να εφαρμόσουμε την συγκεκριμένη μέθοδο ανάλυσης πρέπει πάνω από τις στηρίξεις και για μήκος ίσο με 1,2m εκατέρωθεν να τοποθετηθεί οπλισμός ρηγμάτωσης με ποσοστό 0,2%. Ο ελάχιστος οπλισμός που πρέπει να τοποθετηθεί στις στηρίξεις και ο έλεγχος με τον τοποθετημένο οπλισμό δίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Ελάχιστος Οπλισμός Στηρίξεων		Τοποθετημένος Οπλισμός		Έλεγχος		
$A_{s,ρηγ} =$	1,63	$cm^2/m$	$A_{s,τοπ} =$	5,24	$cm^2/m$	ΟΚ

Πίνακας 4.1.10: Έλεγχος ελάχιστου οπλισμού στις στηρίξεις προκειμένου να θεωρηθούν οι πλάκες ως αμφιέριστες

Άρα οι ροπές σχεδιασμού δίνονται από την σχέση:  $MEd = q \cdot \frac{L^2}{8}$ , αφού επιλύουμε τις πλάκες ως ανεξάρτητες αμφιέριστες. Οι ροπές σχεδιασμού και ο έλεγχος τους στην ΟΚΑ δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

ΡΟΠΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΟΚΑ				ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΚΑ				
ΤΥΠΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ	$M_{Ed,av,op} =$	6,61	kNm/m	$\leq$	$M_{pl,Rd}^+ =$	31,26	kNm/m	ΟΚ

Πίνακας 4.1.11: Έλεγχος ροπών σε ΟΚΑ

#### 4.1.5 Έλεγχος Τεμνουσών (ΟΚΑ)

Η αντοχή ανά μονάδα πλάτους  $b$  δίνεται από την σχέση:  $V_{Rd,c} = b_0 \cdot d_p \cdot \tau_{Rd} / b$

όπου  $\tau_{Rd} = C_{Rk,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l / f_{ck})^{1/3} > v_{min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \Rightarrow \tau_{Rd} = 0,59 \text{ MPa}$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} = 2,43, \quad C_{Rk,c} = 0,18, \quad \rho_l = \frac{A_p \cdot b}{b_0 \cdot d_p} \leq 0,02 \Rightarrow \rho_l = 0,02, \quad V_{Rd,c} = 19,6 \text{ kN/m}$$

Οι τέμνουσες σχεδιασμού υπολογίζονται από την σχέση:  $V_{Ed} = q_{Ed} \cdot \frac{L}{2}$

Οι τέμνουσες σχεδιασμού και ο έλεγχος τους στην ΟΚΑ δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΟΚΑ				ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΣΕ ΟΚΑ				
ΤΥΠΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ	$V_{Ed,op} =$	10,6	kN/m	$\leq$	$V_{Rdc} =$	19,60	kN/m	OK

Πίνακας 4.1.12: Έλεγχος τεμνουσών σε ΟΚΑ

#### 4.1.6 Έλεγχος σε Διαμήκη Διάτμηση(ΟΚΑ)

Η διαμήκης διάτμηση δημιουργείται στη διεπιφάνεια χαλυβδόφυλλου-σκυροδέματος σύμμικτων πλακών και η μεταφορά της εξασφαλίζεται με κατάλληλη διαμόρφωση των χαλυβδόφυλλων με εγκοπές κ.λπ. Ο έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση θα γίνει με την μέθοδο m-k. Κατά την μέθοδο αυτή η αντίσταση σε διαμήκη διάτμηση δίνεται από την σχέση:

$$V_{l,Rd} = \frac{b \cdot d_p}{\gamma_{vs}} \cdot \left( \frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right)$$

Όπου  $L_s = \max M / \max V$  κρίσιμο διατμητικό άνοιγμα πλάκας

Για αμφιέριστη δοκό ανοίγματος L υπό ομοιόμορφο φορτίο q:  $L_s = L/4$

$L_s = 625\text{mm}$ ,  $\gamma_{vs} = 1,25$ ,  $d_p = 97,81\text{mm}$ ,  $b_s = 250\text{mm}$ ,  $A_p = 12,10\text{cm}^2/\text{m}$ ,  $m = 74,18\text{MPa}$ ,  $k = 0,0082\text{MPa}$

$V_{l,Rd} \text{ (kN/m)} = 45,59$

Ο έλεγχος έναντι διαμήκουσ διάτμησης στην ΟΚΑ δίνεται στον παρακάτω πίνακα.

ΔΡΩΣΑ ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΕ ΟΚΑ				ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΕ ΟΚΑ				
ΤΥΠΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ	$V_{Ed,op} =$	10,6	kN/m	$\leq$	$V_{l,Rd} =$	45,59	kN/m	OK

Πίνακας 4.1.13: Έλεγχος έναντι διαμήκουσ διάτμησης σε ΟΚΑ

#### 4.1.7 Έλεγχος σε ΟΚΑ

Βέλη:

Απλοποιητικά, γίνεται η θεώρηση αμφιέριστης ισοδύναμης πλάκας σκυροδέματος με συμπαγές σταθερό ύψος  $h_{c,eq} = 0,097893\text{m}$

Η ροπή αδρανείας της ισοδύναμης πλάκας για λωρίδα 1m δίνεται από την σχέση:  $I = 1.0 \cdot h_{eq}^3 / 12 = 7817,604\text{cm}^4$

Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος λαμβάνεται ίσο με το μισό της ονομαστικής του τιμής λόγω Ερπυσμού.

Τα αναπτυσσόμενα βέλη δεν πρέπει να ξεπερνούν τις παρακάτω οριακές τιμές:

Μέγιστο βέλος λόγω συνολικών φορτίων  $L/250 \leq 30\text{mm}$

Μέγιστο βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων  $L/350 \leq 20\text{mm}$

Τα αναπτυσσόμενα βέλη για αμφιέριστη δίνονται από τη σχέση  $\delta_1 = 5 \cdot q \cdot L^4 / (384 \cdot EI)$ , όπου  $q = q_{OKL,op} = 6,05\text{KN/m}^2$

Ο έλεγχος τους φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

ΒΕΛΗ ΣΤΗΝ ΟΚΑ				ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΩΝ ΣΤΗΝ ΟΚΑ					
ΤΥΠΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ	ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ	$\delta_{\text{συν,op}}$	2,6	mm	$\leq$	$\delta_{\text{συν,op,max}}$	10,0	mm	OK
	ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ	$\delta_{\text{κιν,op}}$	0,9	mm	$\leq$	$\delta_{\text{κιν,op,max}}$	7,1	mm	OK

Πίνακας 4.1.14: Έλεγχος βελών στην ΟΚΑ

Ρηγμάτωση:

Για την αποφυγή ρηγμάτωσης τοποθετείται στις στηρίξεις  $\rho=0,2\%$  επί μήκους 1,2m εκατέρωθεν των στηρίξεων και στα ανοίγματα  $\rho=0,1\%$ . Ο ελάχιστος οπλισμός που πρέπει να τοποθετηθεί στις στηρίξεις και στα ανοίγματα καθώς και ο έλεγχος με τον τοποθετημένο οπλισμό δίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Ελάχιστος Οπλισμός Στηρίξεων			Τοποθετημένος Οπλισμός			Έλεγχος
$A_{s, \rho_{ηγ,σπρ}} =$	1,63	cm <sup>2</sup> /m	$A_{s, \text{τοπ}} =$	5,24	cm <sup>2</sup> /m	OK
Ελάχιστος Οπλισμός Ανοιγμάτων			Τοποθετημένος Οπλισμός			Έλεγχος
$A_{s, \rho_{ηγ,ανογ}} =$	0,815	cm <sup>2</sup> /m	$A_{s, \text{τοπ}} =$	5,24	cm <sup>2</sup> /m	OK

Πίνακας 4.1.15: Έλεγχος ελάχιστου οπλισμού για αποφυγή ρηγμάτωσης

Ταλαντώσεις:

Η ιδιοσυχνότητα προσδιορίζεται με βάση τα ίδια βάρη της πλάκας και των λοιπών επικαλύψεων και των ωφέλιμων φορτίων σε ποσοστό  $\psi_2 Q$ , όπου το  $\psi_2$  για κατοικίες, συνήθη κτίρια είναι 0,3. Επομένως τα φορτία συχνού συνδυασμού της κατασκευής είναι:

$$q_{\text{συχ,ορο}} (\text{kN/m}^2) = 4,65$$

Για αμφιέριστες δοκούς υπό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο η πρώτη ιδιοτιμή δίνεται από τη σχέση:

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \left( \frac{1,571}{l} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}}$$

Όπου:

$l$  = άνοιγμα σε m

$EI$  = Δυσκαμψία σε kNm<sup>2</sup>

$\mu$  = κατανεμημένη μάζα ανά μονάδα μήκους σε kNsec<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> [ $\mu = q_{\text{συχν}}/g$ ]

Άρα  $\mu_{\text{ορ}} = 0,474 \text{ kN} \cdot \text{sec}^2/\text{m}^2$

Η ιδιοσυχνότητα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τα 4Hz για κτίρια κατοικιών.

Η τιμή της πρώτης ιδιοσυχνότητας και ο έλεγχος φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

1η Ιδιοσυχνότητα			Έλεγχος Ιδιοσυχνότητας				
$f_{1, \text{ορ}} =$	4,4229	Hz	$\geq$	$f_{\text{min}} =$	4	Hz	OK

Πίνακας 4.1.16: Έλεγχος ταλαντώσεων

## 4.2 Δευτερεύουσες Δοκοί

### 4.2.1 Γεωμετρία

Οι δευτερεύουσες δοκοί αποτελούνται από τη σύμμικτη πλάκα και από τις μεταλλικές δοκούς κάθετες στα χαλυβδόφυλλα. Αποφασίστηκε να τοποθετούν ανά 2,5m και ύστερα από δοκιμές επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν οι **ΙΡΕ240** διατομές. Τα χαρακτηριστικά τους δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΩΝ ΔΟΚΩΝ		
		ΜΕΣΑΙΑ ΔΟΚΟΣ
		ΤΥΠ. ΟΡΟΦΟΣ
ΤΥΠΟΣ	ΙΡΕ	240
S 275	$f_{ad}$ (MPa)	275
	$E_a$ (GPa)	210
h	mm	240
b	mm	120
$t_w$	mm	6,2
$t_f$	mm	9,8
r	mm	15
h-2c	mm	190
$A_a$	cm <sup>2</sup>	39,1
G	kg/m	30,7
	kN/m	0,30
$I_y$	cm <sup>4</sup>	3890,00
$W_y$	cm <sup>3</sup>	324,00
$i_y$	cm	9,97
$I_z$	cm <sup>4</sup>	284,00
$W_{pl,y}$	cm <sup>3</sup>	367,00
$I_t$	cm <sup>4</sup>	12,90
$I_w$	cm <sup>6</sup>	37390,00
$A_v$	cm <sup>2</sup>	19,13

Πίνακας 4.2.1: Χαρακτηριστικά μεταλλικών διατομών δευτερευουσών δοκών

Οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν μήκος 5m και ο λόγος μέτρων ελαστικότητας χάλυβα – σκυροδέματος η είναι ίσος με 7 ( $=E_a/E_{cm}=210/30$ ).

### 4.2.2 Συνεργαζόμενο Πλάτος

Το συνεργαζόμενο πλάτος του πέλματος πλακοδοκού εκατέρωθεν του κορμού δίνεται από την σχέση:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i$$

Όπου:

$b_0=0$  για κτιριακά έργα

$L_e$ : Προσεγγιστική απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών. Για αμφιέριστη δοκό ίσο με το μήκος της δοκού.

$b_i$ : Απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσον μεταξύ παραλλήλων κορμών ή μέχρι το ελεύθερο άκρο για κτίρια.

Το συνεργαζόμενο πλάτος ακραίων στηρίξεων  $b_{eff,0}$  δίνεται από την σχέση:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei}$$

όπου  $b_{ei}$  είναι το συνεργαζόμενο πλάτος του ακραίου ανοίγματος στο μέσο και  $\beta_i$  μειωτικός συντελεστής ο οποίος ισούται με:

$$\beta_i = \left(0,55 + \frac{0,25L_e}{b_i}\right) \leq 1,0$$

Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών που καταπονούν μια δοκό επιτρέπεται να λαμβάνεται σταθερό συνεργαζόμενο πλάτος καθ' όλο το μήκος της ίσο με την τιμή του στο άνοιγμα. Για τον έλεγχο των διατομών όμως πρέπει να λαμβάνεται υπόψη το ακριβές συνεργαζόμενο πλάτος σε κάθε θέση. Τα συνεργαζόμενα πλάτη των δευτερευουσών δοκών του κτιρίου δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Άνοιγμα και για υπολογισμό εντατικών μεγεθών						
Δοκός		L(m)	$L_e$	$b_1$	$b_2$	$L_e/8$
Μεσαίες Δοκοί	Τυπ. Ορ.	5,00	5,00	1,2500	1,2500	0,625

$b_{e,1}$	$b_{e,2}$	$b_0$	$b_{eff(m)}$
0,6250	0,6250	0	1,2500

Στήριξη						
Δοκός		L(m)	$L_e$	$b_1$	$b_2$	$L_e/8$
Μεσαίες Δοκοί	Τυπ. Ορ.	5,00	5,00	1,25	1,25	0,625

$b_{e,1}$	$\beta_1$	$b_{e,2}$	$\beta_2$	$b_0$	$b_{eff(m)}$
0,625	1,0000	0,625	1,0000	0	1,2500

Πίνακας 4.2.2: Συνεργαζόμενα πλάτη δευτερευουσών δοκών

#### 4.2.3 Υπολογισμός Πλαστικής Ροπής Αντοχής

Θετικής Πλαστικής Ροπής Αντοχής:

-Ουδέτερος άξονας εντός του πέλματος του σκυροδέματος:

Θλιπτική δύναμη:  $D = b \cdot z_0 \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη:  $Z = A_a \cdot f_{yd}$

Θέση ουδέτερου άξονα:  $z_0 = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} \leq d$

Πλαστική ροπή:  $M_{pl,Rd}^+ = Z \left( z_a - \frac{z_0}{2} \right)$

-Ουδέτερος άξονας στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού:

Θλιπτική δύναμη:  $D = d \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + 2 \cdot f_{yd} \cdot b_{f0} \cdot (z_0 - d)$

Εφελκυστική δύναμη:  $Z = A_a \cdot f_{yd}$

Θέση ουδέτερου άξονα:  $d \leq z_0 = d + \frac{Z - b \cdot d \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}{2 \cdot f_{yd} \cdot b_{f0}} \leq d + t_{f0}$

Πλαστική ροπή:  $M_{pl,Rd}^+ = Z \left( z_a - \frac{d}{2} \right) - 2 \cdot f_{yd} \cdot b_{f0} \cdot (z_0 - d) \cdot \frac{z_0}{2}$

-Ουδέτερος άξονας στον κορμό της σιδηροδοκού:

Θλιπτική δύναμη:  $D = d \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + 2 \cdot f_{yd} \cdot b_{f0} \cdot t_{f0} + 2 \cdot f_{yd} \cdot t_w \cdot (z_0 - d - t_{f0})$

Εφελκυστική δύναμη:  $Z = A_a \cdot f_{yd}$

$$\text{Θέση ουδετέρου άξονα: } d+t_{f0} \leq z_0 = d + t_{f0} + \frac{Z - b \cdot d \cdot 0,85 \cdot f_{cd} - 2 \cdot f_{yd} \cdot b \cdot f_0 \cdot t_{f0}}{2 \cdot f_{yd} \cdot t_w} \leq d + t_{f0} + h_w$$

$$\text{Πλαστική ροπή: } M_{pl,Rd}^+ = Z \left( z_a - \frac{d}{2} \right) - 2 \cdot f_{yd} \cdot b_{f0} \cdot t_{f0} \left( \frac{d+t_{f0}}{2} \right) - 2 \cdot f_{yd} \cdot t_w \cdot (z_0 - d - t_{f0}) \left( \frac{z_0+t_{f0}}{2} \right)$$

Στον παρακάτω πίνακα δίνονται οι υπολογιζόμενες θετικές πλαστικές ροπές αντοχής των δευτερευουσών δοκών της κατασκευής.

		Μεσαία Δοκός		
		Τυπικός Όροφος		
Εφελκυστική Δύναμη Χαλ. Διατομής	$Z = f_{ad} \cdot A_a$ (kN)	1075,25	Έλεγχος ΟΑ	ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
Θλιπτική Δύναμη Πλάκας ΟΣ	$D = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c$ (kN)	1154,583333	$z_0 \leq h_c$	ΟΚ
Ουδέτερος Άξονας	$z_0$ (cm)	7,59	$\leq$	8,15
Πλαστική Ροπή Αντοχής	$M_{pl,Rd}^+$ (kNm)	228,01		

Πίνακας 4.2.3: Υπολογισμός θετικών πλαστικών ροπών αντοχής δευτερευουσών δοκών

Κατηγοριοποίηση Διατομών για Θετικές Ροπές:

-Η διατομή μεσαίας δοκού είναι κατηγορίας 1 γιατί ολόκληρη η χαλύβδινη διατομή εφελκύεται. Επομένως επιτρέπεται ο σχεδιασμός με βάση την πλαστική ροπή αντοχής.

-Η διατομή ακραίας δοκού είναι κατηγορίας 1 γιατί τόσο ο κορμός όσο και το κάτω πέλμα της χαλύβδινης διατομής εφελκύνονται. Επομένως επιτρέπεται ο σχεδιασμός με βάση την πλαστική ροπή αντοχής.

#### 4.2.4 Υπολογισμός Αντοχής έναντι Τεμνουσών Δυνάμεων

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Ο κορμός της σιδηροδοκού δεν είναι λεπτότοιχος, καθώς  $h_w/t_w < 72\epsilon/\eta$ :

$$h_w/t_w = 30,65 < 72\epsilon/\eta = 66,56 \text{ άρα δεν υπόκειται σε κύρτωση}$$

Επομένως η αντοχή σε τέμνουσα δίνεται από την σχέση:  $V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_M}$

Αντοχή έναντι Τεμνουσών Δυνάμεων	Μεσαία Δοκός Τυπικός Όροφος
$V_{pl,a,Rd}$ (kN) =	303,69

Πίνακας 4.2.4: Αντοχή έναντι τεμνουσών δυνάμεων δευτερευουσών δοκών

#### 4.2.5 Υπολογισμός Φορτίων – Εντατικών Μεγεθών Δευτερευουσών Δοκών

Θεωρούμε ότι οι δευτερεύουσες δοκοί υποστυλώνονται στην φάση της σκυροδέτησης επομένως υπολογίζουμε φορτία και εντατικά μεγέθη μόνο στην φάση λειτουργίας. Τα φορτία και τα εντατικά μεγέθη δίνονται στον παρακάτω πίνακα.



ΦΟΡΤΙΑ			Μεσαία Δοκός	
ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ			Επιφ. Επιρροής(m)	Τυπ. Όροφος
Ι. ΒΑΡΟΣ ΧΑΛ/ΛΟΥ	$g_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	0,098	2,50	0,25
Ι. ΒΑΡΟΣ ΟΠΛ/ΝΟΥ ΣΚ/ΤΟΣ	$g_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	2,45	2,50	6,12
ΠΡΟΣΘΕΤΟ ΜΟΝΙΜΟ ΦΟΡΤΙΟ	$g'_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	1,5	2,50	3,75
Ι. ΒΑΡΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	$g_a$ (kN/m)	0,30	-	0,30
ΣΥΝΟΛΟ ΜΟΝΙΜΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ (kN/m)			-	10,41
ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ			Επιφ. Επιρροής(m)	Τυπ. Όροφος
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΟΡΟΦΩΝ	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	2	2,50	5,00
ΣΥΝΟΛΟ ΚΙΝΗΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ (kN/m)			-	5,00
ΟΚΑ	$q_{Ed}$ (kN/m)		-	21,56
	$M_{Ed}$ (kNm)		-	67,37
	$V_{Ed}$ (kN)		-	53,90
ΟΚΛ	$q_{Ed,OKL}$ (kN/m)		-	15,41
	$M_{Ed,OKL}$ (kNm)		-	48,17
	$V_{Ed,OKL}$ (kN)		-	38,54

Πίνακας 4.2.5: Φορτία και εντατικά μεγέθη σχεδιασμού δευτερευουσών δοκών

#### 4.2.6 Έλεγχοι Εντατικών Μεγεθών – Βελών

Στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται οι έλεγχοι ροπών και τεμνουσών δυνάμεων σε ΟΚΑ και βελών κάμψης σε ΟΚΛ αντίστοιχα. Για τον υπολογισμό των βελών κάμψης χρησιμοποιήθηκε ο τύπος:  $\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{284 \cdot E \cdot I}$ , όπου  $I = I_e$

Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος λαμβάνεται ίσο με το μισό της ονομαστικής του τιμής λόγω Ερπυσμού.

Έλεγχος Ροπών σε ΟΚΑ		$M_{Ed}$ (kNm)	≤	$M_{pl,Rd}^+$ (kNm)	Έλεγχος
Μεσαία Δοκός	Τυπ. Όροφος	67,37	≤	228,01	ΟΚ

Πίνακας 4.2.6: Έλεγχος ροπών δευτερευουσών δοκών σε ΟΚΑ

Έλεγχος Τεμνουσών σε ΟΚΑ		$V_{Ed}$ (kN)	≤	$V_{pl,Rd}$ (kN)	Έλεγχος	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	Απομείωση Ροπής Αντοχής
Μεσαία Δοκός	Τυπ. Όροφος	53,90	≤	303,69	ΟΚ	0,18 <0,5	Δεν απαιτείται

Πίνακας 4.2.7: Έλεγχος τεμνουσών δευτερευουσών δοκών σε ΟΚΑ

Έλεγχος Βελών σε ΟΚΛ		$\delta$ (cm)	≤	$\delta_{max}$ (cm)	Έλεγχος		
Μεσαία Δοκός	Τυπ. Όροφος	Συν. Φορτία	0,328	≤	$L/250 =$	2,00	ΟΚ
		Κιν. Φορτία	0,107	≤	$L/300 =$	1,67	ΟΚ

Πίνακας 4.2.8: Έλεγχος βελών κάμψης δευτερευουσών δοκών σε ΟΚΛ

#### 4.2.7 Διατμητική Σύνδεση

Έλεγχος εάν επιτρέπεται να προσδιορισθεί η διαμήκης διάτμηση με πλαστική ανάλυση:

-Αναφερόμαστε σε οικοδομικό έργο.

-Η διατομή είναι κατηγορίας 1

-Θα επιλεγούν όλκιμοι ήλιοι δηλαδή θα πρέπει: α.  $16\text{mm} \leq d \leq 22\text{mm}$

β.  $h \geq 4d$

Εφόσον ικανοποιούνται και οι 3 παραπάνω προϋποθέσεις επιτρέπεται ο προσδιορισμός της διαμήκου διάτμησης με πλαστική ανάλυση.

Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι αμφιέριστες δοκοί επομένως το κρίσιμο μήκος τους ισούται με το μισό του μήκους τους. Η διαμήκης διάτμηση θα υπολογιστεί σε θέση της δοκού με πλήρη διατομή σκυροδέματος.

Διαμήκης Διάτμηση	$V_I = \min(N_{pl,a,Rd}, D_{c,pl,Rd})$	Μεσαία Δοκός	
		Τυπικός Οροφος	
	$N_{pl,a,Rd} = f_{ad} \cdot A_a$	1075,25	KN
	$D_{c,pl,Rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c$	1841,666667	KN
	$V_I =$	1075,25	KN

Πίνακας 4.2.9: Διαμήκης διάτμηση δευτερευουσών δοκών

Επιλογή Διατμητικού Συνδέσμου και Υπολογισμός Αντοχής του:

Πρώτα θα πρέπει να προσδιοριστεί το ύψος των ήλων λαμβάνοντας υπόψη το μέγιστο επιτρεπόμενο ύψος. Στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται ο υπολογισμός του ύψους των ήλων, καθώς και τα γεωμετρικά και λοιπά χαρακτηριστικά των ήλων που επιλέχθηκαν.

Επικάλυψη Ράβδων Οπλισμού $C_{nom} =$	30	mm
Επικάλυψη Ήλων $C_{studs} = \max(C_{nom} - 5, 20) =$	25	mm
Ύψος Ήλου $h \leq (h_c + h_p) - C_{studs} =$	105	mm
Ύψος Ήλου $h =$	100	mm

Πίνακας 4.2.10: Ύψος διατμητικών ήλων δευτερευουσών δοκών

Ύψος Ήλου	$h =$	100	mm
Διάμετρος Ήλου	$d =$	19	mm
	$h/d =$	5,26	-
Διάμετρος Κεφαλής Ήλου	$d_2 =$	32	mm
Ύψος Κεφαλής Ήλου	$h_2 =$	10	mm
Αριθμός Ήλων ανά Διατομή	$n =$	1	-
Εγκάρσια Απόσταση Ήλων	$e_T =$	0	mm
	$\gamma_v =$	1,25	
Ποιότητα Χάλυβα	$f_y =$	235	MPa
	$f_{tk} =$	450	MPa

Πίνακας 4.2.11: Γεωμετρικά και λοιπά χαρακτηριστικά επιλεγέντων διατμητικών ήλων δευτερευουσών δοκών

Ο επιλεγμένος τύπος διατμητικού ήλου πληροί και τις γεωμετρικές απαιτήσεις του κανονισμού όπως φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Διαμήκης Απόσταση Ήλων	$5d$	$\leq$	$e_L$	$\leq$	$\min(6h_c, 800\text{mm})$	
	95		250		780	OK
Εγκάρσια Απόσταση Ήλων	$4d$	$\leq$	$e_T$	-	-	OK
	76		0			
Εγκάρσια Απόσταση Ακραίου Ήλου από το άκρο του Πέλματος	$\min e_R$	$\leq$	$e_R$	-	-	OK
	20		60			
Επικάλυψη Σκυροδέματος	$C_{act} = h - h_{yl}$	$\geq$	$C_{studs}$	-	-	OK
	30		25			
Διάμετρος Κεφαλής Ήλου	$d_2$	$\geq$	$1,5d$	-	-	OK
	32		28,5			
Ύψος Κεφαλής Ήλου	$h_2$	$\geq$	$0,4d$	-	-	OK
	10		7,6			
Απόσταση κάτω Οπλισμού από κάτω Ύψος Κεφαλής Ήλου	$h_{reinf}$	$\geq$	$\min h_{reinf}$	-	-	OK
	60		30			

Πίνακας 4.2.12: Έλεγχος γεωμετρικών απαιτήσεων ήλων

Η αντοχή ενός διατμητικού ήλου εντός πλάκας σκυροδέματος με αυλακώσεις χαλυβδόφυλλου κάθετες στη δοκό δίνεται από την σχέση:

$$P_{Rd} = k_t \cdot \min \left\{ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{(\pi \cdot d^2)}{\gamma_v}, 0,29 \cdot a \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm} / \gamma_v} \right\}$$

$$a = \begin{cases} 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{για } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{για } 4 < \frac{h}{d} \end{cases}$$

Για φύλλα με αυλακώσεις κάθετα στη δοκό:  $k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq 1$

$h_{sc}$  ύψος διατμητικού ήλου  $\leq h_p + 75\text{mm}$

$b_0$  μέσο πλάτος αυλακώσεων

$h_p$  ύψος μεταλλικού φύλλου

$N_r$  Αριθμός διατμητικών ήλων σε κάθε αυλάκωση  $\leq 2$

Για τον επιλεγμένο τύπο διατμητικού ήλου ισχύει:

$$N_r = 1$$

$$h_{sc} = 100\text{mm}$$

$$k_t = 1,000$$

$$a = 1$$

$$P_{Rd} = 64,87\text{kN}$$

Επιλογή Τύπου Διατμητικής Σύνδεσης και Κατανομή Συνδέσμων κατά μήκος των Δευτερευουσών Δοκών:

Πλήρης Διατμητική Σύνδεση: Πρώτα απ' όλα πρέπει να γίνει έλεγχος εάν μπορούμε να εφαρμόσουμε ομοιόμορφη πλαστική κατανομή. Για να ικανοποιείται ο παραπάνω έλεγχος απαιτείται να πληρούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις:

-Χρησιμοποίηση όλκιμων ήλων

-Διατομή κατηγορίας 1 ή 2

$$-M_{pl,Rd} \leq 2,5 \cdot M_{pl,a,Rd}$$

Οι δύο πρώτες προϋποθέσεις ικανοποιούνται. Όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα ικανοποιείται και η τρίτη:

		$M_{pl,Rd} =$	$M_{pl,a,Rd} = W_{ply} \cdot f_y =$	$M_{pl,Rd} \leq 2,5 \cdot M_{pl,a,Rd}$
ΜΕΣΑΙΑ ΔΟΚΟΣ	Τυπ. Όροφος	228,01	100,93	ΝΑΙ

Πίνακας 4.2.13: Έλεγχος ικανοποίησης 3<sup>ου</sup> κριτηρίου ομοιόμορφης πλαστικής κατανομής

Απαιτούμενο πλήθος ήλων:  $n_f = v\ell / PRd = 1075.25 / 64.87 = 16.57 \rightarrow$  έστω 17 ήλοι (για τη μισή δοκό, 34 για ολόκληρη)

Επιλογή διαμήκους απόστασης:  $eL = \ell_k / n_f = 250 / 17 = 14.7\text{cm} \rightarrow$  Τοποθετείται ένας ήλος ανά 140mm

Μεταβιβαζόμενη διαμήκη διάτμηση για **M19/140**  $\rightarrow v\ell, Rd = n \cdot PRd / eL = 1 \cdot 64.87 / 0.14 = 463.35\text{kN/m}$

Έλεγχος Πλάκας Σκυροδέματος σε Διαμήκη Διάτμηση:

Ελάχιστο Ποσοστό Οπλισμού: Θα πρέπει να έχει τοποθετηθεί ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιων οπλισμών  $\rho_{min}$ , όπου:

$$\rho_{min} = 0.16 \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 0.07\%$$

$$\text{Ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός } A_{sf} / s_f = \rho_{min} \cdot (h_c + h_p) \text{ (cm}^2/\text{m)} = 0.92$$

Ο έλεγχος της τοποθέτησης του ελάχιστου οπλισμού δίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Τοποθετημένος Οπλισμός			
Θέση	Φ	l	$A_{sf} / s_f$
Άνω (Κύριος)	10	150	5.24
Κάτω (Κύριος)	10	250	3.14
Σύνολο:			8.38

Πίνακας 4.2.14: Έλεγχος τοποθέτησης ελάχιστου εγκάρσιου οπλισμού για εξασφάλιση διαμήκους διάτμησης

Υπολογισμός Διατμητικής Ροής για Πλήρη Διατμητική Σύνδεση:

Η διατμητική ροή για πλήρη διατμητική σύνδεση δίνεται από τη σχέση:  $v_{l,Ed} = V_l / l_k$

Διατμητική Ροή για Πλήρη Διατμητική Σύνδεση: $v_{l,Ed} = V_l / l_k$ (kN/m)	Μεσαία Δοκός
	Τυπικός Οροφος
	430.10

Πίνακας 4.2.15: Διατμητική ροή δευτερευουσών δοκών για μερική διατμητική σύνδεση

Έλεγχος Τομής α-α:

Η τομή α-α φαίνεται στο σχήμα 4.2.1. Το μήκος της  $L_v$  είναι ίσο με το πάχος της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο. Επομένως είναι  $L_v = h_c = 0.0815\text{m}$

Η δρώσα διατμητική ροή στο προεξέχων τμήμα της πλάκας προκύπτει ως ποσοστό της συνολικής ροής, ανάλογα με το εμβαδόν του αποκοπτόμενου τμήματος (για θλιβόμενο πέγμα) ή του διαμήκους οπλισμού (για εφελκυσμένο πέγμα) προς το αντίστοιχο συνολικό εμβαδό. Δηλαδή:

$$\text{Θλιβόμενο πέγμα: } v_{lc,Ed} = v_{l,Ed} \cdot \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot,eff}}$$

$$\text{Εφελκυσμένο πέγμα: } v_{lc,Ed} = v_{l,Ed} \cdot \frac{A_{sp}}{A_{s,tot}}$$

Στην περίπτωση των δευτερευουσών δοκών έχουμε θλιβόμενο πέγμα.

Η αντοχή των λοξών θλιπτήρων δίνεται από την σχέση:

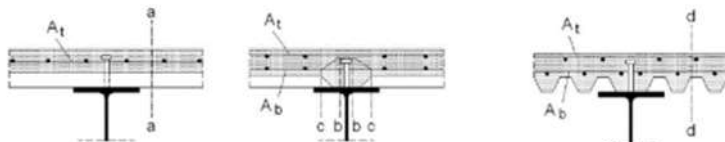
$$v_{c,Rd} = \frac{0.75 \cdot L_v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

ενώ η αντοχή των εγκάρσιων οπλισμών που διέρχονται από την υπόψη τομή δίνεται από τη σχέση:  $v_{s,Rd} = \frac{A_{sf}}{s_f} \cdot f_{sd} \cdot \cot\theta$

όπου ο λόγος  $A_{sf}/s_f$  αφορά τα εμβαδά του οπλισμού τα οποία διέρχονται της εκάστοτε τομής όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Τομή	a-a	b-b	c-c	d-d
$A_{sf}/s_f$	$A_1$	$2 A_b$	$2 A_b$	$A_b + A_1$

Πίνακας 4.2.16: Εμβαδά διερχόμενου οπλισμού από τις διάφορες τομές ελέγχου



Σχήμα 4.2.1: Τομές ελέγχου διαμήκου διάτμησης

	θλιβόμενο πέλμα	εφελκόμενο πέλμα
$\cot\theta$	1,2	1
$\tan\theta$	0,833	1

Πίνακας 4.2.17: Γωνίες κλίσεις θλιπτήρα

Ο τελικός έλεγχος της τομής α-α έναντι διαμήκου διάτμησης δίνεται στον παρακάτω πίνακα.

		Μεσαία Δοκός Τυπικός Όροφος
Δρώσα διατμητική ροή (θλιβόμενο πέλμα): $V_{lc,Ed} = V_{l,Ed} \cdot A_{c,p,eff} / A_{c,tot,eff}$		194,41
Έλεγχος Αντοχής Λοξών Θλιπτήρων Σκυροδέματος $V_{c,Rd} = 0,75 \cdot L_v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$		400,82
Έλεγχος	$V_{lc,Ed} \leq V_{c,Rd}$	OK
Έλεγχος Αντοχής Εγκάρσιων Οπλισμών $V_{s,Rd} = (A_{sf}/S_f) \cdot f_{sd} \cdot \cot\theta$ (Τέμνεται και ο άνω και ο κάτω οπλισμός)		273,18
Έλεγχος	$V_{lc,Ed} \leq V_{s,Rd}$	OK

Πίνακας 4.2.18: Έλεγχος τομής α-α έναντι διαμήκου διάτμησης

Έλεγχος Τομής β-β:

Στην περίπτωση των δευτερευουσών δοκών τα χαλυβδόφυλλα είναι κάθετα και έχει εφαρμοστεί ο συντελεστής  $k_t$  στον υπολογισμό της αντοχής των ήλων. Για τέτοιες περιπτώσεις δεν απαιτείται έλεγχος της τομής β-β και επομένως ο υπόψη έλεγχος παραλείπεται. Για πληρότητα όμως παρουσιάζεται ο παρακάτω πίνακας με τον έλεγχο της τομής β-β.

$$L_v = 2h_{ηλ} + d_2 + e_1 = 0,232m$$

		Μεσαία Δοκός Τυπικός Όροφος
Δρώσα διατμητική ροή (θλιβόμενο πέλμα): $V_{lc,Ed} = V_{l,Ed}$		265,65
Έλεγχος Αντοχής Λοξών Θλιπτήρων Σκυροδέματος $V_{c,Rd} = 0,75 \cdot L_v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$		1140,98
Έλεγχος	$V_{lc,Ed} \leq V_{c,Rd}$	OK
Έλεγχος Αντοχής Εγκάρσιων Οπλισμών $V_{s,Rd} = (A_{sf}/S_f) \cdot f_{sd} \cdot \cot\theta$ (Τέμνεται 2 φορές ο		327,82
Έλεγχος	$V_{lc,Ed} \leq V_{s,Rd}$	OK

Πίνακας 4.2.19: Έλεγχος τομής β-β έναντι διαμήκου διάτμησης

### 4.3 Κύριες Δοκοί

#### 4.3.1 Γεωμετρία

Οι κύριες δοκοί αποτελούνται από την σύμμικτη πλάκα και από τις μεταλλικές δοκούς παράλληλες στα χαλυβδόφυλλα. Κατόπιν επαναλήψεων επιλέχθηκαν οι μεταλλικοί δοκοί διατομής **IPE270**.

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ		
		ΜΕΣΑΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ
		ΤΥΠ. ΟΡΟΦΟΣ
ΤΥΠΟΣ	IPE	270
S 275	$f_{ad}$ (MPa)	275
	$E_a$ (GPa)	210
h	mm	270
b	mm	135
$t_w$	mm	6,6
$t_f$	mm	10,2
r	mm	15
h-2c	mm	219
$A_a$	cm <sup>2</sup>	45,9
G	kg/m	36,1
	kN/m	0,35
$I_y$	cm <sup>4</sup>	5790,00
$W_y$	cm <sup>3</sup>	429,00
$i_y$	cm	11,20
$I_z$	cm <sup>4</sup>	420,00
$W_{pl,y}$	cm <sup>3</sup>	484,00
$I_t$	cm <sup>4</sup>	16,00
$I_w$	cm <sup>6</sup>	70580,00
$A_v$	cm <sup>2</sup>	22,09

Πίνακας 4.3.1: Χαρακτηριστικά μεταλλικών διατομών κυρίων δοκών

Οι κύριες δοκοί έχουν μήκος 5m και ο λόγος μέτρων ελαστικότητας χάλυβα – σκυροδέματος η είναι ίσος με 7 ( $=E_a/E_{cm}=210/30$ ).

#### 4.3.2 Συνεργαζόμενο Πλάτος

Το συνεργαζόμενο πλάτος του πέλματος πλακοδοκού εκατέρωθεν του κορμού δίνεται από την σχέση:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

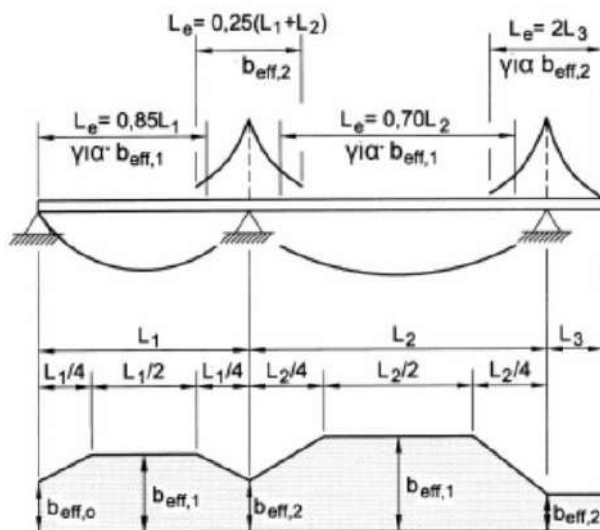
$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i$$

Όπου:

$b_0=0$  για κτιριακά έργα

$L_e$ : Προσεγγιστική απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών. Για συνεχή δοκό το  $L_e$  λαμβάνεται σύμφωνα με το σχήμα 4.3.1. Στην συγκεκριμένη περίπτωση έχουμε συνεχή δοκό 3 ανοιγμάτων επομένως το  $L_e$  λαμβάνεται και για τα τρία ανοίγματα ίσο με  $0,85L$  ενώ για τις ενδιάμεσες στηρίξεις λαμβάνεται ίσο με  $0,25(L1+L2)=0,5L$ .

b<sub>i</sub>: Απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσον μεταξύ παραλλήλων κορμών ή μέχρι το ελεύθερο άκρο για κτίρια.



Σχήμα 4.3.1:  $L_e$  για υπολογισμό συνεργαζόμενου πλάτους

Το συνεργαζόμενο πλάτος ακραίων στηρίξεων  $b_{eff,0}$  δίνεται από την σχέση:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei}$$

όπου  $b_{ei}$  είναι το συνεργαζόμενο πλάτος του ακραίου ανοίγματος στο μέσο και  $\beta_i$  μειωτικός συντελεστής ο οποίος ισούται με:

$$\beta_i = \left( 0,55 + \frac{0,25L_e}{b_i} \right) \leq 1,0$$

Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών που καταπονούν μια δοκό επιτρέπεται να λαμβάνεται σταθερό συνεργαζόμενο πλάτος καθ' όλο το μήκος της ίσο με την τιμή του στο άνοιγμα. Για τον έλεγχο των διατομών όμως πρέπει να λαμβάνεται υπόψη το ακριβές συνεργαζόμενο πλάτος σε κάθε θέση.

Άνοιγμα και για Υπολογισμό Εντατικών Μεγεθών						
Δοκός		L	$L_e$	$b_1$	$b_2$	$L_e/8$
Μεσαία Πλαίσια	Ακραίο Άνοιγμα	5,00	4,25	2,5000	2,5000	0,5313
	Μεσαίο Άνοιγμα	5,00	3,50	2,5000	2,5000	0,4375

$b_{e,1}$	$b_{e,2}$	$b_0$	$b_{eff}$
0,5313	0,5313	0,0000	1,0625
0,4375	0,4375	1,0000	1,8750

Στήριξη						
Δοκός		L	$L_e$	$b_1$	$b_2$	$L_e/8$
Μεσαία Πλαίσια	Ακραία Στήριξη	5,00	4,25	2,5000	2,5000	0,5313
	Μεσαία Στήριξη	5,00	2,50	2,5000	2,5000	0,3125

$b_{e,1}$	$\beta_1$	$b_{e,2}$	$\beta_2$	$b_0$	$b_{eff}$
0,5313	0,9750	0,5313	0,9750	0,0000	1,0359
0,3125	-	0,3125	-	0,0000	0,6250

Πίνακας 4.3.2: Συνεργαζόμενα πλάτη κυρίων δοκών

### 4.3.3 Υπολογισμός Πλαστικής Ροπής Αντοχής

Υπολογισμός Θετικής Πλαστικής Ροπής Αντοχής:

Προσεγγιστικά η συμμετοχή του χαλυβδόφυλλου και των σπλισμών αγνοείται και η αυλάκωση του σκυροδέματος λαμβάνεται με σταθερό πλάτος ίσο με το μέσο πλάτος  $b_0$ . Στον ακόλουθο πίνακα δίνονται οι υπολογιζόμενες θετικές πλαστικές ροπές αντοχής των κυρίων δοκών της κατασκευής.

Εφελκυστική Δύναμη Χαλ. Διατομής	$Z = f_{ad} \cdot A_a$ (kN)
Θλιπτική Δύναμη Πλάκας ΟΣ Συνολική	$D = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c$ (kN)
Θλιπτική Δύναμη Σταθερής Πλάκας ΟΣ	$D_1 = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_c$ (kN)
Θλιπτική Δύναμη Πλάκας ΟΣ εντός Χαλ.	$D_2 = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot h_p / b_s \cdot b_{eff}$ (kN)
Ουδέτερος Άξονας	$z_0$ (cm)
Πλαστική Ροπή Αντοχής	$M_{pl,Rd}^+$ (kNm)

Τυπικός Οροφος					
Άνοιγμα			Στήριξη		
1262,25	Έλεγχος ΟΑ	ΠΕΛΜΑ	1262,25	Έλεγχος ΟΑ	ΠΕΛΜΑ
1178,79	$z_0 \leq h_c + h_p + t_f$	ΟΚ	693,41	$z_0 \leq h_c + h_p + t_f$	ΟΚ
981,40			577,29		
197,40			116,12		
13,11	$\leq$	14,02	13,77	$\leq$	14,02
262,73			222,56		

Πίνακας 4.3.3: Υπολογισμός θετικών πλαστικών ροπών αντοχής κυρίων δοκών

Κατάταξη Διατομών για Θετικές Ροπές:

-Σε όλες τις διατομές ο κορμός της σιδηροδοκού εφελκύεται.

-Θα γίνει έλεγχος κατηγορίας στα άνω πέλματα.

Η κατάταξη των διατομών καθώς και η μέθοδος ανάλυσης που επιτρέπεται ανάλογα με την κατάταξη κάθε διατομής παρατίθενται παρακάτω.

	Μεσαία Πλαίσια	
	Τυπικός Οροφος	
	Άνοιγμα	Στήριξη
Κατάταξη Άνω πέλματος	ΘΛΗΗ	ΘΛΗΗ
Το τμήμα υπόκειται σε :	ΘΛΗΗ	ΘΛΗΗ
c	49,2	49,2
t	10,2	10,2
c/t	4,824	4,824
ε	0,924	0,924
Κατηγορία	1	1
Κατηγορία Διατομής	1	1

Μέθοδος Ανάλυσης	Μεσαία Πλαίσια	
	Τυπικός Οροφος	
	Άνοιγμα	Στήριξη
	ΕΛΑΣΤΙΚΗ-ΠΛΑΣΤΙΚΗ	ΕΛΑΣΤΙΚΗ-ΠΛΑΣΤΙΚΗ

Πίνακας 4.3.4: Πίνακας κατάταξης διατομών και επιτρεπόμενων μεθόδων ανάλυσης κυρίων δοκών για θετικές ροπές

Υπολογισμός Αρνητικής Πλαστικής Ροπής Αντοχής:

Στον υπολογισμό της αρνητικής πλαστικής ροπής αντοχής λαμβάνονται υπόψη τόσο η εφελκυστική δύναμη των σπλισμών (άνω και κάτω) όσο και του χαλυβδόφυλλου. Στον ακόλουθο πίνακα δίνονται οι υπολογιζόμενες αρνητικές πλαστικές ροπές αντοχής των διαφόρων τύπων κυρίων δοκών της κατασκευής.



Ολιπτική Δύναμη Χαλ. Διατομής	$D = f_{ad} \cdot A_a$ (kN)
Εφελκυστική Δύναμη Άνω Οπλισμού	$Z_{s1} = A_{s1} \cdot f_{sd}$ (kN)
Εφελκυστική Δύναμη Κάτω Οπλισμού	$Z_{s2} = A_{s2} \cdot f_{sd}$ (kN)
Εφελκυστική Δύναμη Χαλυβδόφυλλου	$Z_p = A_{sp} \cdot f_{p,d}$ (kN)
Εφελκυστική Δύναμη Άνω Πέλματος	$Z_t = 2 \cdot f_{ad} \cdot b_t \cdot t_t$ (kN)
Ουδέτερος Άξονας	$z_0$ (cm)
Πλαστική Ροπή Αντοχής	$M_{pl,Rd}$ (kNm)

Μεσαία Πλαίσια					
Τυπικός Οροφος					
Άνοιγμα			Στήριξη		
1262,25	Έλεγχος ΟΑ		1262,25	Έλεγχος ΟΑ	
241,88	ΟΑ	ΠΕΛΜΑ	142,28	ΟΑ	ΚΟΡΜΟΣ
145,13	$z_0 \leq hc + hp + tf$		85,37	$z_0 \leq hc + hp + tf + tw$	
411,40		ΟΚ	242,00		ΟΚ
757,35			757,35		
13,62	$\leq$	14,02	14,99	$\leq$	38,98
210,26			190,31		

Πίνακας 4.3.5: Υπολογισμός αρνητικών πλαστικών ροπών αντοχής κυρίων δοκών

Κατάταξη Διατομών για Αρνητικές Ροπές:

Απαιτείται να γίνει κατάταξη τόσο των θλιβόμενων πελμάτων όσο και των κορμών της μεταλλικής διατομής. Η τελική κατηγορία της συνολικής διατομής προκύπτει από την δυσμενέστερη επιμέρους κατηγορία. Η κατάταξη των διατομών καθώς και η μέθοδος ανάλυσης που επιτρέπεται ανάλογα με την κατάταξη κάθε διατομής παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα.

	Μεσαία Πλαίσια	
	Τυπικός Οροφος	
	Άνοιγμα	Στήριξη
Κατάταξη Θλιβόμενου Πέλματος		
c	49,2	49,2
t	10,2	10,2
c/t	4,824	4,824
$\epsilon$	0,924	0,924
Κατηγορία	1	1
Μέθοδος Ανάλυσης	Μεσαία Πλαίσια	
	Τυπικός Οροφος	
	Άνοιγμα	Στήριξη
	ΕΛΑΣΤΙΚΗ-ΠΛΑΣΤΙΚΗ	ΕΛΑΣΤΙΚΗ-ΠΛΑΣΤΙΚΗ

Πίνακας 4.3.6: Πίνακας κατάταξης διατομών και επιτρεπόμενων μεθόδων ανάλυσης κυρίων δοκών για αρνητικές ροπές

#### 4.3.4 Υπολογισμός Αντοχής έναντι Τεμνουσών Δυνάμεων

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Ο κορμός της σιδηροδοκού δεν είναι λεπτότοιχος καθώς  $h_w/t_w < 72\epsilon/\eta$  όπως φαίνεται και στον πίνακα.

Δοκός	$h_w/t_w$	<	$72\epsilon/\eta$	Έλεγχος
Μεσαία Πλαίσια	Τυπ. Ορ.	33,18	66,56	ΟΚ

Πίνακας 4.3.7: Έλεγχος αν ο κορμός των κυρίων δοκών είναι λεπτότοιχος

Επομένως η αντοχή σε τέμνουσα δίνεται από την σχέση:

$$V_{pl,a,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_M}$$

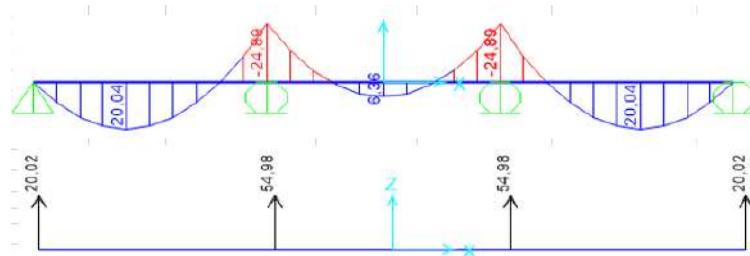
Η αντοχή έναντι τεμνουσών δυνάμεων δίνεται στον πίνακα.

Αντοχή έναντι Τεμνουσών Δυνάμεων	Μεσαία Πλαίσια
$V_{pl,a,Rd}$ (kN) =	350,78

Πίνακας 4.3.8: Αντοχή έναντι τεμνουσών δυνάμεων κυρίων δοκών

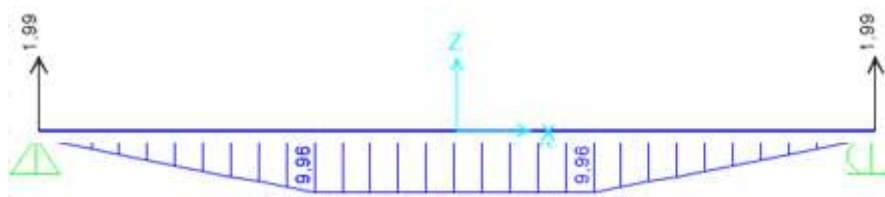
#### 4.3.5 Υπολογισμός Φορτίων – Εντατικών Μεγεθών Κύριων Δοκών

Θεωρούμε ότι οι κύριες δοκοί υποστυλώνονται στην φάση της σκυροδέτησης, επομένως υπολογίζουμε φορτία και εντατικά μεγέθη μόνο στην φάση λειτουργίας. Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών που καταπονούν τις κύριες δοκού πραγματοποιείται αρηγμάτωση ανάλυση με κατανομημένο φορτίο 10kN/m σε δοκό 3 ανοιγμάτων και προκύπτει το διάγραμμα ροπών του παρακάτω σχήματος με ροπή στήριξης  $M_{ed,sup} = 24,89\text{kNm}$ .



Σχήμα 4.3.1: Αρχικό διάγραμμα ροπών αρηγμάτωσης ανάλυσης

Επειδή οι διατομές στις στηρίξεις είναι κατηγορίας 1 επιτρέπεται στην αρηγμάτωση ανάλυση να γίνει ανακατανομή του διαγράμματος ροπών έτσι ώστε η δρώσα ροπή της στήριξης να απομειωθεί κατά 40%. Για να έχω την υπόψη ανακατανομή αφαιρώ τις ενδιάμεσες στηρίξεις στην δοκό 3 ανοιγμάτων και στα σημεία όπου υπήρχε η ενδιάμεση στήριξη τοποθετώ κατακόρυφο φορτίο με φορά προς τα κάτω, τέτοιο ώστε στο μέσο της δοκού να έχω ροπή ίση με το 40% της αρχικής τιμής. Στην προκειμένη περίπτωση το φορτίο είναι 3,98kN και η ροπή που προκαλεί στο μέσο 9,96kNm (το 40% των 24,89kNm). Το διάγραμμα ροπών της παραπάνω φόρτισης δίνεται σχήμα.



Σχήμα 4.3.2: Διάγραμμα ροπών δύναμης ανακατανομής

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα αρχικά εντατικά μεγέθη της δοκού 3 ανοιγμάτων, τα εντατικά μεγέθη της ανακατανομής και τα τελικά εντατικά μεγέθη της δοκού.

Αρχικά Εντατικά Μεγέθη		
L	5,00	m
$q_{Ed}$	10,00	kN/m
$M_{ed,sup,0}$	24,89	kNm
$R_{1,0}$	20,02	kN
$R_{2,0}$	54,98	kN
$R_{3,0}$	54,98	kN
$R_{4,0}$	20,02	kN
Ανακατανομή:	40%	

Εντατικά μεγέθη Ανακατανομής		
$\Delta M_{ed,sup,0}$	-9,96	kNm
$\Delta R_{1,0}$	1,99	kN
$\Delta R_{2,0}$	-1,99	kN
$\Delta R_{3,0}$	-1,99	kN
$\Delta R_{4,0}$	1,99	kN

Τελικά Εντατικά Μεγέθη		
$M_{ed,sup}$	14,93	kNm
$R_1$	22,01	kN
$R_2$	52,99	kN
$R_3$	52,99	kN
$R_4$	22,01	kN
$x_{Med,max}$	2,20	m
$M_{ed,max}^+$	24,22	kNm

Πίνακας 4.3.9: Ανακατανομή εντατικών μεγεθών κυρίων δοκών

Αφού υπολογίστηκαν τα φορτία σχεδιασμού, τα εντατικά μεγέθη των κυρίων δοκών προκύπτουν από τον πολλαπλασιασμό των τελικών εντατικών μεγεθών του παρακάτω πίνακα με τον λόγο  $q_{Ed}/10$ .

Φορτία		Μεσαία πλάσινα
		Τυπ. Όροφος
Φορτία Συνδεδεμένων Δευτερευουσων Δοκών		
Πλήθος	τεμ	2
Μήκος επιρροής	m	2,5
Μόνιμο Κατ. Φορτίο από Δευτερεύουσες Δοκούς	$g_{δδ}$ (kN/m)	10,41
Μόνιμο Φορτίο από Δευτερεύουσες Δοκούς	$G_{δδ}$ (kN)	52,07
Κινητό Κατ. Φορτίο από Δευτερεύουσες Δοκούς	$q_{δδ}$ (kN/m)	5,00
Κινητό Φορτίο από Δευτερεύουσες Δοκούς	$Q_{δδ}$ (kN)	25,00
Μόνιμα Φορτία		
Αναγωγή Μ. Φορτίων Δ. Δοκών σε Κατανεμημένο	$g_δ$ (kN/m)	10,41
Ι. Βάρος Μεταλλικής Διατομής	$g_a$ (kN/m)	0,35
Σύνολο Μονίμων Φορτίων (kN/m)		10,77
Κινητά Φορτία		
Αναγωγή Κ. Φορτίων Δ. Δοκών σε Κατανεμημένο	$q_δ$ (kN/m)	5,00
Σύνολο Κινητών Φορτίων (kN/m)		5,00
ΟΚΑ	$q_{Ed}$ (kN/m)	22,04
	$M_{ed,sup}$ (kNm)	32,91
	$M_{ed,max}^+$ (kNm)	53,39
	$V_{ed,1}$ (kN)	48,51
	$V_{ed,2}$ (kN)	58,39
ΟΚΛ	$q_{Ed}$ (kN/m)	15,77
	$M_{ed,sup}$ (kNm)	23,55
	$M_{ed,max}^+$ (kNm)	38,20
	$V_{ed,1}$ (kN)	34,71
	$V_{ed,2}$ (kN)	41,78

Πίνακας 4.3.10: Φορτία και εντατικά μεγέθη σχεδιασμού κυρίων δοκών

#### 4.3.6 Έλεγχοι Εντατικών Μεγεθών – Βελών

Στους ακόλουθους πίνακες παρατίθενται οι έλεγχοι ροπών και τεμνουσών δυνάμεων σε ΟΚΑ και βελών κάμψης σε ΟΚΛ αντίστοιχα. Για τον υπολογισμό των βελών κάμψης πολλαπλασιάστηκαν τα βέλη που προέκυψαν από την φόρτιση δοκού 3 ανοιγμάτων με κατανομημένο φορτίο 10kN/m με τον λόγο  $q_{Ed}/10$ . Επομένως ο υπολογισμός - έλεγχος των βελών πραγματοποιήθηκε χωρίς ανακατανομή. Όμως επειδή τα υπολογιζόμενα βέλη υπολείπονται αρκετά των μεγίστων βελών εκτιμάται ότι περνάνε τον έλεγχο και με ανακατανομή. Όλοι οι παραπάνω έλεγχοι αφορούν ΟΚΑ ή ΟΚΛ (βέλη κάμψης) και σε αυτούς οι κύριες δοκοί επιλύονται ως δοκοί 3 ανοιγμάτων με αρηγμάτωση ανάλυση και ανακατανομή 40%.

Έλεγχος Θετικών Ροπών σε ΟΚΑ (Άνοιγμα)		$M_{Ed}$ (kNm)	≤	$M_{Rd}^+$ (kNm)	Ελαστική ή Πλαστική	Έλεγχος
Μεσαία Πλαίσια	Τυπ. Όροφος	53,39	≤	262,73	Πλαστική	ΟΚ

Έλεγχος Αρνητικών Ροπών σε ΟΚΑ (Στήριξη)		$M_{Ed}$ (kNm)	≤	$M_{Rd}^-$ (kNm)	Ελαστική ή Πλαστική	Έλεγχος
Μεσαία Πλαίσια	Τυπ. Όροφος	32,91	≤	190,31	Πλαστική	ΟΚ

Πίνακας 4.3.11: Έλεγχος ροπών κυρίων δοκών σε ΟΚΑ

Έλεγχος Τεμνουσών σε ΟΚΑ		$V_{Ed}$ (kN)	≤	$V_{Rd,pl,Rd}$ (kN)	Έλεγχος	$V_{Ed}/V_{Rd,pl,Rd}$	Απομείωση Ροπής Αντοχής
Μεσαία Πλαίσια	Τυπ. Όροφος	58,39	≤	350,78	ΟΚ	0,17	Δεν απαιτείται

Πίνακας 4.3.12: Έλεγχος τεμνουσών κυρίων δοκών σε ΟΚΑ

Έλεγχος Βελών σε ΟΚΛ			$\delta$ (cm)	≤	$\delta_{\max}$ (cm)	Έλεγχος
Μεσαία Πλαίσια	Τυπ. Όροφος	Συν. Φορτία	0,505	≤	L/250 =	2,00
		Κιν. Φορτία	0,160	≤	L/300 =	1,67

Πίνακας 4.3.13: Έλεγχος βελών κάμψης κυρίων δοκών σε ΟΚΛ

#### 4.3.7 Ελάχιστος Οπλισμός Ρηγμάτωσης

Ο ελάχιστος οπλισμός που πρέπει να τοποθετηθεί στην περιοχή της στήριξης προκύπτει από την ακόλουθη εξίσωση:

$$A_{s,min} = k_s \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται ο ελάχιστος οπλισμός ρηγμάτωσης κύριας δοκού και γίνεται έλεγχος αν καλύπτεται από τον ήδη τοποθετημένο οπλισμό.

	Μεσαία πλαίσια Τυπ. Όροφος
$k_s =$	0,9
$h_c =$	5,11
$z_0' = z_0 + h_c/2$	23,94
$z_0 = A_s \cdot z_0' / (A_s + A_c/h_0)$	8,24
$k_c = z_0 / (z_0 + h_c/2) + 0,3 < 1$	1
$k =$	0,8
$f_{ct,eff} =$ (Mpa)	3
$A_{ct} =$ (cm <sup>2</sup> )	611,83
$\sigma_s =$ (Mpa)	320
$A_{s,min} =$ (cm <sup>2</sup> )	4,13
$A_{s,ΤΟΠ} =$ (cm <sup>2</sup> )	5,24
Έλεγχος	ΟΚ

Πίνακας 4.3.14: Υπολογισμός ελάχιστου οπλισμού στηρίξεων κυρίων δοκών και έλεγχος αν καλύπτεται από τον ήδη τοποθετημένο

#### 4.3.8 Έλεγχος Ρηγμάτωσης (ΟΚΛ)

Ο έλεγχος πραγματοποιείται με την βοήθεια των πινάκων «Μέγιστες διάμετροι οπλισμού υψηλής συνάφειας»<sup>2</sup> και «Μέγιστες αποστάσεις οπλισμού υψηλής συνάφειας»<sup>3</sup>. Παρακάτω παρατίθεται αναλυτικά ο έλεγχος έναντι ρηγμάτωσης, καθώς και ο επανέλεγχος ελάχιστου οπλισμού στηρίξεων.

	Μεσαία πλάσια
	Τυπ. Όροφος
$M_{Ek}$ (kNm)	23,55
Τάση Άνω Στρώσης Οπλισμού	42,63
$a_{st}=(A_e \cdot l_e)/(A_a \cdot l_a)$	2,28
$\rho_s=A_s/A_{ct}$	0,00856
$\Delta\sigma_s = (0,4 \cdot f_{ctm})/(a_{st} \cdot \rho_s)$	45,12
$\sigma_{s1}$ (MPa)	87,76
Λαμβανόμενη Τάση (MPa)	280
Εύρος Ρωγμής (mm)	0,4
Μέγιστη Διάμετρος Ράβδου	16
Τοποθετημένη Διάμετρος	10
Έλεγχος	ΟΚ
Μέγιστη Απόσταση Ράβδου	200
Τοποθετημένη Απόσταση	250
Έλεγχος	NOT OK
Ικανοποίηση 1 κριτηρίου	ΟΚ

	Μεσαία πλάσια
	Τυπ. Όροφος
Επαναυπολογισμός $A_{s,min}$	15,06
$A_{s,top} = (cm^2)$	5,24
Έλεγχος	NOT OK

Πίνακας 4.3.15: Έλεγχος έναντι ρηγμάτωσης και επανέλεγχος ελάχιστου οπλισμού στηρίξεων κυρίων δοκών

Παρατηρούμε ότι ο έλεγχος δεν ικανοποιείται οπότε χρειάζεται επιπλέον οπλισμό στις στηρίξεις. Θα τοποθετηθεί ο λεγόμενος αντισεισμικός οπλισμός<sup>4</sup> στη ζώνη σύνδεσης δοκού υποστυλώματος.

Για εξωτερικό κόμβο παρουσία εγκάρσιας δοκού: πρέπει να ικανοποιείται ο έλεγχος  $n \cdot P_{Rd} \geq 1,1 F_{Rds}$

όπου:

$n$  = ο αριθμός των συνδέσμων στο συνεργαζόμενο πλάτος

$P_{Rd}$  = αντοχή σχεδιασμού ενός συνδέσμου

$F_{Rds}$  = αντοχή σχεδιασμού ράβδων οπλισμού στο συνεργαζόμενο πλάτος:  $F_{Rds} = A_s \cdot f_{yd}$

Για εσωτερικό κόμβο παρουσία εγκάρσιας δοκού: πρέπει να ικανοποιείται ο έλεγχος  $1,2(F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3}$

όπου:

$$F_{sc} = b_{eff} \cdot d_{eff} \cdot f_{cd}$$

$$F_{st} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$F_{Rd1} = b_b \cdot d_{eff} \cdot f_{cd}$$

$$F_{Rd2} = 0,7 \cdot h_c \cdot d_{eff} \cdot f_{cd}$$

$$F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd}$$

<sup>2</sup> Ευρωκώδικας 2, Μέρος 1-1, Πίνακας 7.2N

<sup>3</sup> Ευρωκώδικας 2, Μέρος 1-1, Πίνακας 7.3N

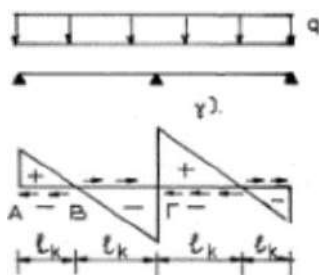
<sup>4</sup> Ευρωκώδικας 8, Μέρος 1, Παράρτημα Γ

	Εξωτερικός κόμβος		Εσωτερικός κόμβος
	παρουσία εγκάρσιας δοκού		παρουσία εγκάρσιας δοκού
Φ(mm)=	14	Φ(mm)=	14
/	150	/	150
beff(m)=	1	beff(m)=	1
As(cm2)=	10,262536	As(cm2)=	10,262536
As,ΤΟΠ = (cm2)	15,50	As,ΤΟΠ = (cm2)	15,50
Έλεγχος	ΟΚ	Έλεγχος	ΟΚ
n=	13	n=	13
PRd(KN)=	64,87	PRd(KN)=	64,87
FRds(KN)=	446,1972175	deff(m)=	0,0815
Έλεγχος	ΟΚ	Fst(KN)=	446,1972175
		Fsc(KN)=	1086,666667
		Έλεγχος	ΟΚ

Πίνακας 4.3.16: Αντισεισμικός σπλισμός

#### 4.3.9 Διατμητική Σύνδεση

Τα κρίσιμα μήκη των δοκών υπολογίζονται σύμφωνα με το σχήμα.



Σχήμα 4.3.3: Κρίσιμα μήκη δοκού 2 ανοιγμάτων

Στον πίνακα 4.3.17 παρατίθενται τα κρίσιμα μήκη των κυρίων δοκών.

Κρίσιμο Μήκος	Μεσαία Πλαίσια
	Τυπικός Όροφος
$l_{κ,AB} = (m)$	2,20
$l_{κ,BΓ} = (m)$	2,80

Πίνακας 4.3.17: Κρίσιμα μήκη κυρίων δοκών

Θα γίνει πλαστική ανάλυση αφού όλες οι διατομές είναι κατηγορίας 1.

Στο τμήμα AB μεταξύ μηδενικών και θετικών ροπών ισχύει για το σύνολο της διαμήκου διατήρησης η σχέση:

$$V_l = Z^+ = A_a \cdot f_{ya}$$

Στο τμήμα BΓ μεταξύ θετικών και αρνητικών ροπών ισχύει κατ' αναλογία:

$$V_l = Z^+ + Z^- = A_a \cdot f_{ya} + A_s \cdot f_{sd}$$

Ο υπολογισμός της διατμητικής ροής κύριας δοκού δίνεται αναλυτικά παρακάτω.

Διαμήκης Διάτμηση		Μεσαία Δοκός	Μεσαία Δοκός	
		$V_{I,AB}=Z^*$	$V_{I,BΓ}=Z^*+Z$	
		$Z^*$	1262,25	1262,25
		$Z$	-	1227,00
	$V_I=$	1262,25	2489,251642	

Πίνακας 4.3.18: Διαμήκης διάτμηση κυρίων δοκών

Επιλογή Διατμητικού Συνδέσμου και Υπολογισμός Αντοχής του:

Πρώτα θα πρέπει να προσδιοριστεί το ύψος των ήλων λαμβάνοντας υπόψη το μέγιστο επιτρεπόμενο ύψος. Στον ακόλουθο πίνακα παρατίθεται ο αντίστοιχος υπολογισμός.

Επικάλυψη Ράβδων Οπλισμού $C_{nom} =$	30	mm
Επικάλυψη Ήλων $C_{studs} = \max(C_{nom} - 5, 20) =$	25	mm
Ύψος Ήλου $h \leq (h_c + h_p) - C_{studs} =$	105	mm
Ύψος Ήλου $h =$	100	mm

Πίνακας 4.3.19: Ύψος διατμητικών ήλων κυρίων δοκών

Στη συνέχεια δίνονται τα γεωμετρικά και λοιπά χαρακτηριστικά των διατμητικών ήλων που επιλέχθηκαν.

		Μεσαία Πλαίσια	
		Τυπικός Όροφος	
Ύψος Ήλου	$h =$	100	mm
Διάμετρος Ήλου	$d =$	19	mm
	$h/d =$	5,26	-
Διάμετρος Κεφαλής Ήλου	$d_2 =$	35	mm
Ύψος Κεφαλής Ήλου	$h_2 =$	10	mm
Αριθμός Ήλων ανά Διατομή	$n =$	2	-
Εγκάρσια Απόσταση Ήλων	$e_T =$	0	mm
	$\gamma_v =$	1,25	
Ποιότητα Χάλυβα	$f_y =$	235	MPa
	$f_u =$	450	MPa

Πίνακας 4.3.20: Γεωμετρικά και λοιπά χαρακτηριστικά επιλεγέντων διατμητικών ήλων κυρίων δοκών

Οι επιλεγμένοι τύποι διατμητικών ήλων πληρούν και τις γεωμετρικές απαιτήσεις του κανονισμού όπως φαίνονται και στον πίνακα.

Διαμήκης Απόσταση Ήλων	5d	≤	$e_L$	≤	$\min(6h_c, 800\text{mm})$	OK
	95		145		780	
Εγκάρσια Απόσταση Ήλων	4d	≤	$e_T$	-	-	OK
	76		0			
Εγκάρσια Απόσταση Ακραίου Ήλου από το άκρο του Πέλματος	$\min e_R$	≤	$e_R$	-	-	OK
	20		67,5			
Επικάλυψη Σκυροδέματος	$C_{act} = h - h_{\eta\lambda}$	≥	$C_{studs}$	-	-	OK
	30		25			
Διάμετρος Κεφαλής Ήλου	$d_2$	≥	1,5d	-	-	OK
	35		28,5			
Ύψος Κεφαλής Ήλου	$h_2$	≥	0,4d	-	-	OK
	10		7,6			
Απόσταση κάτω Οπλισμού από κάτω Ίνα Κεφαλής Ήλου	$\eta_{einf}$	≥	$\min \eta_{einf}$	-	-	OK
	60		30			
Απόσταση Χαλυβδόφυλλου από κάτω Παρειά Κεφαλής	$\eta_{κεεφ}$	≥	2d	-	-	OK
	41,5		38			
Μέσο Πλάτος Αυλάκωσης Χαλυβδόφυλλου	$b_0$	≥	$\min b_0$	-	-	OK
	84,5		50			

Πίνακας 4.3.21: Έλεγχος γεωμετρικών απαιτήσεων ήλων

Η αντοχή ενός διατμητικού ήλου εντός πλάκας σκυροδέματος με αυλακώσεις χαλυβδόφυλλου παράλληλες στη δοκό δίνεται από την σχέση:

$$P_{Rd} = k_t \cdot \min \left\{ 0,8 \cdot f_{tu} \cdot \frac{\left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}{\gamma_v}, 0,29 \cdot a \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm} / \gamma_v} \right\}$$

$$a = \begin{cases} 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{για } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{για } 4 < \frac{h}{d} \end{cases}$$

Για φύλλα με αυλακώσεις παράλληλα στη δοκό  $k_t = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq 1$

$h_{sc}$  ύψος διατμητικού ήλου  $\leq h_p + 75\text{mm}$

$b_0$  μέσο πλάτος αυλακώσεων

$h_p$  ύψος μεταλλικού φύλλου

$N_r$  Αριθμός διατμητικών ήλων σε κάθε αυλάκωση  $\leq 2$

Για τον επιλεγμένο τύπο διατμητικού ήλου ισχύει:

$$N_r = 1$$

$$h_{sc} = 100\text{mm}$$

$$K_t = 1,000$$

$$a = 1$$

$$P_{Rd} = 64,87\text{kN}$$

	Ik,AB	Ik,BΓ	
n=	2	2	
neq=	20	39	
vl,ed(KN/m)=	573,4580577	889,3741931	
eL(mm)=	226	145	
vl,Rd(KN/m)=		894,8140723	OK

Πίνακας 4.3.22: Κατανομή διατμητικών συνδέσμων κατά μήκος των κυρίων δοκών

Επομένως θα τοποθετηθούν σε όλο το μήκος **2M19/140**.



Έλεγχος Πλάκας Σκυροδέματος σε Διαμήκη Διάτμηση:

Θα πρέπει να έχει τοποθετηθεί ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιων οπλισμών  $\rho_{\min}$  όπου:

$$\rho_{\min} = 0,16 \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 0,07\%$$

Ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός  $A_{sf}/s_f = \rho_{\min} \cdot (h_c + b_0 \cdot h_p / b_s)$  ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ) = 0,69

Ο έλεγχος της τοποθέτησης του ελάχιστου οπλισμού δίνεται στον πίνακα.

Τοποθετημένος Οπλισμός			
Θέση	Φ	/	$A_{sf}/s_f$
Άνω (Δευτερεύων)	10	150	5,24
Κάτω (Δευτερεύων)	10	250	3,14
Σύνολο:			8,38

Πίνακας 4.3.23: Έλεγχος τοποθέτησης ελάχιστου εγκάρσιου οπλισμού για εξασφάλιση διαμήκους διάτμησης

Έλεγχος Τομής d-d:

Η τομή d-d φαίνεται στο σχήμα 4.3.4. Το μήκος της  $L_v$  είναι ίσο με το πάχος της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο. Επομένως είναι:  $L_v = h_c = 0,0815\text{m}$

Η δρώσα διατμητική ροή στο προεξέχων τμήμα της πλάκας προκύπτει ως ποσοστό της συνολικής ροής, ανάλογα με το εμβαδό του αποκοπτόμενου τμήματος (για θλιβόμενο πέλμα) ή του διαμήκους οπλισμού (για εφελκόμενο πέλμα) προς το αντίστοιχο συνολικό εμβαδό. Δηλαδή:

$$\text{Θλιβόμενο πέλμα: } v_{lc,Ed} = v_{l,Ed} \cdot \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot,eff}}$$

$$\text{Εφελκόμενο πέλμα: } v_{lc,Ed} = v_{l,Ed} \cdot \frac{A_{sp}}{A_{s,tot}}$$

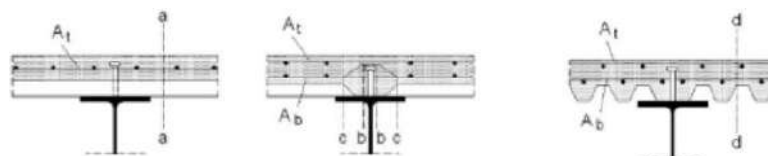
Στην περίπτωση των κυρίων δοκών έχουμε θλιβόμενο πέλμα στο τμήμα AB και εφελκόμενο πέλμα στο τμήμα ΒΓ. Η αντοχή των λοξών θλιπτήρων δίνεται από την σχέση:  $v_{c,Rd} = \frac{0,75 \cdot L_v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$

ενώ η αντοχή των εγκάρσιων οπλισμών που διέρχονται από την υπόψη τομή δίνεται από τη σχέση:  $v_{s,Rd} = \frac{A_{sf}}{s_f} \cdot f_{sd} \cdot \cot\theta$

όπου ο λόγος  $A_{sf}/s_f$  αφορά τα εμβαδά του οπλισμού τα οποία διέρχονται της εκάστοτε τομής όπως φαίνεται στον πίνακα.

Τομή	a-a	b-b	c-c	d-d
$A_{sf}/s_f$	$A_t$	$2 (A_b + A_t)$	$2 (A_b + A_t)$	$A_b + A_t$

Πίνακας 4.3.24: Εμβαδά διερχόμενου οπλισμού από τις διάφορες τομές ελέγχου



Σχήμα 4.3.4: Τομές ελέγχου διαμήκους διάτμησης

Οι γωνίες κλίσεις του θλιπτήρα δίνονται στον πίνακα.

	θλιβόμενο πέλμα	εφελκόμενο πέλμα
cotθ	1,2	1
tanθ	0,833	1

Πίνακας 4.3.25: Γωνίες κλίσεις θλιπτήρα

Στη συνέχεια δίνεται ο τελικός έλεγχος της τομής d-d έναντι διαμήκους διάτμησης.

		Μεσαία Πλαίσια	
		Τυπικός Όροφος	
		ΑΒ	ΒΓ
		Θλιβ. Πέλμα	Εφελκ. Πέλμα
Δρώσα διατμητική ροή: Για θλιβ. πέλμα → $V_{c,Ed} = V_{l,Ed} \cdot A_{c,p,eff} / A_{c,tot,eff}$ Για εφελ. Πέλμα → $V_{c,Ed} = V_{l,Ed} \cdot A_{sp} / A_{s,tot}$		250,30	348,63
Έλεγχος Αντοχής Λοξών Θλιπτήρων Σκυροδέματος $V_{c,Rd} = 0,75 \cdot L_v \cdot f_{ctd} / (\cot\theta + \tan\theta)$		400,82	407,50
Έλεγχος	$V_{c,Ed} \leq V_{c,Rd}$	OK	OK
Έλεγχος Αντοχής Εγκάρσιων Οπλισμών $V_{s,Rd} = (A_{st}/S_t) \cdot f_{st} \cdot \cot\theta$ (Τέμνεται και ο άνω και ο κάτω οπλισμός)		437,09	364,24
Έλεγχος	$V_{c,Ed} \leq V_{s,Rd}$	OK	OK

Πίνακας 4.3.26: Έλεγχος τομής d-d έναντι διαμήκους διάτμησης

Έλεγχος Τομής b-b:

Η τομή b-b φαίνεται στο σχήμα 4.3.4. Το μήκος της  $L_v$  δίνεται από την σχέση  $L_v = 2h_{\eta\lambda} + d_2 + e_t$ .

Η δρώσα διατμητική ροή ισούται με την πλήρη διατμητική ροή. Ο τελικός έλεγχος της τομής b-b έναντι διαμήκους διάτμησης δίνεται στον πίνακα.

		Μεσαία Πλαίσια	
		Τυπικός Όροφος	
		ΑΒ	ΒΓ
		Θλιβ. Πέλμα	Εφελκ. Πέλμα
$L_v = 2h_{\eta\lambda} + d_2 + e_t$		0,235	0,235
Δρώσα διατμητική ροή (θλιβόμενο πέλμα): $V_{l,Ed} = V_{l,Ed}$		573,46	889,37
Έλεγχος Αντοχής Λοξών Θλιπτήρων Σκυροδέματος $V_{c,Rd} = 0,75 \cdot L_v \cdot f_{ctd} / (\cot\theta + \tan\theta)$		1155,74	1175,00
Έλεγχος	$V_{l,Ed} \leq V_{c,Rd}$	OK	OK
Έλεγχος Αντοχής Εγκάρσιων Οπλισμών $V_{s,Rd} = (A_{st}/S_t) \cdot f_{st} \cdot \cot\theta$ (Τέμνεται 2 φορές και ο πάνω και ο κάτω οπλισμός)		874,18	728,49
Έλεγχος	$V_{l,Ed} \leq V_{s,Rd}$	OK	NOT OK

Πίνακας 4.3.27: Έλεγχος τομής b-b έναντι διαμήκους διάτμησης

Έλεγχος Τομής c-c:

Η τομή c-c φαίνεται στο σχήμα 4.34.

Το μήκος της  $L_v$  δίνεται από την σχέση  $L_v = 2 \cdot (e_{s2} - h_p) + d_2 + 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{ba-d_2}{2}\right)^2 + (h_{\eta\lambda} - (e_{s2} - h_p))^2}$

Η δρώσα διατμητική ροή ισούται με την πλήρη διατμητική ροή. Ο τελικός έλεγχος της τομής c-c έναντι διαμήκουσ διατήμησης δίνεται στον πίνακα.

	Μεσαία Πλαίσια	
	Τυπικός Οροφος	
	ΑΒ Θλιβ. Πέλημα	ΒΓ Εφελεκ. Πέλημα
$L_v = 2 \cdot (e_{s2} - h_p) + d_2 + 2 \cdot \sqrt{((b_a - d_2)/2)^2 + (h_{\eta\lambda} - (e_{s2} - h_p))^2}$	0,255	0,255
Δρώσα διατμητική ροή (θλιβόμενο πέλημα): $V_{ic,Ed} = V_{1,Ed}$	573,46	889,37
Έλεγχος Αντοχής Λοξών Θλιπτήρων Σκυροδέματος $V_{c,Rd} = 0,75 \cdot L_v \cdot f_{ctd} / (\cot\theta + \tan\theta)$	1255,86	1276,79
Έλεγχος	OK	OK
Έλεγχος Αντοχής Εγκάρσιων Οπλισμών $V_{s,Rd} = (A_{st}/S_t) \cdot f_{sd} \cdot \cot\theta$ (Τέμνεται 2 φορές και ο πάνω και ο κάτω οπλισμός)	874,18	728,49
Έλεγχος	OK	NOT OK

Πίνακας 4.3.28: Έλεγχος τομής c-c έναντι διαμήκουσ διατήμησης

#### 4.3.10 Έλεγχος έναντι Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού

Ο έλεγχος επάρκειας έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού του θλιβόμενου κάτω πέλεματος των κυρίων δοκών στην περιοχή των στηρίξεων δίνεται στον πίνακα.

	Μεσαία Πλαίσια
	Τυπικός Οροφος
$I_z = 0,6 \cdot h_w^3 / (12 \cdot (1 - \nu_c^2) \cdot \eta)$	6,98
$k_1 = 4 \cdot E_a \cdot I_z / a$	1172,64
$k_2 = E_a \cdot I_w^3 / (4 \cdot (1 - \nu_a^2) \cdot h_w)$	66,45
$k_s = k_1 \cdot k_2 / (k_1 + k_2)$	62,89
$M_{cr} = \frac{EI_z}{1,27 \cdot h} \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \left[ \left( \frac{I_w}{I_z} + \frac{h^2}{4} \right) + \frac{GI_t}{EI_z} \cdot \frac{l^2}{\pi^2} + \frac{k_s}{EI_z} \cdot \left( \frac{l}{\pi} \right)^4 \right]$	537,92
$M_{Rk}$	133,1
$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}}$	0,50
$h/b$	2,00
Καμπύλη Λυγισμού	b
$a_{LT}$	0,34
$\Phi_{LT}$	0,592
$\chi_{LT}$	1,000
$M_{b,Rd}$	190,31
$M_{Ed}$	32,91
Έλεγχος	OK

Πίνακας 4.3.29: Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κυρίων δοκών

## 4.4 Υποστυλώματα

### 4.4.1 Διαστασιολόγηση

Αρχικά βρίσκονται οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου και συγκεκριμένα μας ενδιαφέρουν αυτές που ενεργοποιούν το 90% της συνολικής μάζας του.

Modal Participating Mass Ratios									
File	Edit	Format-Filter-Sort	Select	Options					
Units: As Noted	Hidden Columns: No	Sort: None	Modal Participating Mass Ratios						
Filter: None									
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
▶	Modal	1	1,12	0	0,7994	0	0	0,7994	0
	Modal	2	0,494	0,7779	0	0	0,7779	0,7994	0
	Modal	3	0,412	0	0	0	0,7779	0,7994	0
	Modal	4	0,332	0	0,1176	0	0,7779	0,917	0
	Modal	5	0,167	0	0,0507	0	0,7779	0,9677	0
	Modal	6	0,145	0,1738	0	0	0,9516	0,9677	0

Πίνακας 4.4.1: Ιδιοπερίοδοι και η μάζα που ενεργοποιείται

Παρατηρείται ότι για τη διεύθυνση X χρειάζονται οι έξι πρώτες ιδιομορφές για την κάλυψη του 90% της μάζας και για τη διεύθυνση Y χρειάζονται οι τέσσερις πρώτες, επομένως θα χρειαστεί να λάβουμε υπόψιν τα πιθανά ταυτόχρονα μεγέθη.

Θα χρησιμοποιηθεί η CQC μέθοδος για μεγαλύτερη ακρίβεια και συγκεκριμένα η παρακάτω σχέση που δίνει την ακραία τιμή μεγέθους Z.

$$exZ = \pm \sqrt{\{Z\}^T \cdot [E] \cdot \{Z\}} \quad \text{Όπου: } [E] \text{ είναι το μητρώο συσχέτισης: } [E] = \begin{bmatrix} 1 & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & 1 & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & 1 \end{bmatrix}, \varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji}$$

και

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\zeta^2 r^{3/2} (1+r)}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r (1+r)^2} \quad \text{με } \frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j}, T_i > T_j$$

r=	1	0,441071	0,367857	0,296429	0,149107	0,129464
	0,441071	1	0,834008	0,672065	0,338057	0,293522
	0,367857	0,834008	1	0,805825	0,40534	0,351942
	0,296429	0,672065	0,805825	1	0,503012	0,436747
	0,149107	0,338057	0,40534	0,503012	1	0,868263
	0,129464	0,293522	0,351942	0,436747	0,868263	1

[E] <sub>x</sub> =	1	0,012832357	0,008089058	0,004999795	0,001381255	0,001087
	0,012832357	1	0,231403347	0,057675475	0,006653656	0,004897
	0,008089058	0,231403347	1	0,175069196	0,010268097	0,007293
	0,004999795	0,057675475	0,175069196	1	0,018835962	0,012493
	0,001381255	0,006653656	0,010268097	0,018835962	1	0,332641
	0,001086596	0,004897497	0,00729333	0,012492507	0,332640994	1

[E] <sub>y</sub> =	1	0,012832	0,008089	0,005
	0,012832	1	0,231403	0,057675
	0,008089	0,231403	1	0,175069
	0,005	0,057675	0,175069	1

Πίνακας 4.4.2: Υπολογισμός των στοιχείων r, E<sub>x</sub> και E<sub>y</sub>

Στη συνέχεια πρέπει να ληφθεί υπόψη η τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{ax}=\pm 0,05 \cdot L_x$  και  $e_{ay}=\pm 0,05 \cdot L_y$ , δηλαδή η μετατόπιση του Κέντρου Μάζας του κάθε ορόφου προς την ίδια διεύθυνση εκατέρωθεν του θεωρητικού Κέντρου Μάζας και έτσι να προκύπτουν τέσσερις δυναμικοί υπολογισμοί προς επίλυση.

Μεσαίο Υποστύλωμα						
ειδομορφή	ΕΧ			ΕΥ		
	$M_{x,y-y}$	$M_{x,x-x}$	$N_x$	$M_{y,y-y}$	$M_{y,x-x}$	$N_y$
1	-0,0015	-0,543	0,023	-0,07	-55,514	2,192
2	-10,771	3,081	-9,073	-0,09	0,018	-0,071
3	-10,771	3,081	-9,073	-0,09	0,018	-0,071
4	0	0	0	0	0	0
5	-0,0003	-0,025	-0,0008			
6	-2,214	0,444	0,823			
ex=	17,0647474	4,880965662	14,25564837	0,158468748	55,5136306	2,193346

Πίνακας 4.4.3: Ενδεικτικά για ένα Μεσαίο Υποστύλωμα και για  $e_{ax}=+0,05 \cdot L$

Κατόπιν χρησιμοποιώντας τη σχέση για την πιθανή τιμή ενός μεγέθους Β όταν συμβαίνει η ακραία τιμή ενός μεγέθους Α  $\rightarrow B_{iA} = \frac{P_{AB}}{e_{xA}}$  με  $P_{AB} = \{A_i\}^T \cdot [E] \cdot \{A_i\}$  και λαμβάνοντας τη χωρική επαλληλία του σεισμού κατά Χ και Υ  $\rightarrow P_{AB} = P_{AB}^{(X)} + P_{AB}^{(Y)}$  προκύπτουν τα ταυτόχρονα μεγέθη από τον συνδυασμό G+0,3Q+/-E.

PM <sub>x,y-y,Nx</sub>	238,9888877	PM <sub>y,y-y,Ny</sub>	-0,14172606
PM <sub>x,x-x,Nx</sub>	-68,4094244	PM <sub>y,x-x,Ny</sub>	-121,606548
PM <sub>x,x-x,Mx,y-y</sub>	-82,7065234	PM <sub>y,x-x,Mx,y-y</sub>	3,986492723

Χωρική επαλληλία	
N <sub>x+y</sub>	14,42339341
M <sub>x+y,x-x</sub>	55,72779386
M <sub>x+y,y-y</sub>	17,06548318

G+0,3Q	Ακραίο N <sub>x+y</sub>
-620,57	N <sub>x+y</sub> 14,42339341
-0,055	M <sub>x+y,x-x,N</sub> -13,1741517
-0,05	M <sub>x+y,y-y,N</sub> 16,5597065

G+0,3Q	Ακραίο M <sub>x+y,x-x</sub>
-0,055	M <sub>x+y,x-x</sub> 55,72779386
-620,57	N <sub>x+y,Mx-x</sub> -3,4097164
-0,05	M <sub>x+y,y-y,Mx-x</sub> -1,41258114

G+0,3Q	Ακραίο M <sub>x+y,y-y</sub>
-0,05	M <sub>x+y,y-y</sub> 17,06548318
-620,57	N <sub>x+y,Mx-y</sub> 13,99592142
-0,055	M <sub>x+y,x-x,Mx-y</sub> -4,61282168

Πίνακας 4.4.4: Ενδεικτικά για ένα Μεσαίο Υποστύλωμα τα πιθανά ταυτόχρονα μεγέθη

Τέλος παρουσιάζονται τα τελικά εντατικά μεγέθη που προέκυψαν για ένα Μεσαίο και ένα Ακραίο Υποστύλωμα από τη σεισμική και στατική μελέτη.

	Τελικά εντατικά μεγέθη για διαστασιολόγηση			
	G+0,3Q+/-E (Σεισμική μελέτη)		ΟΚΑ (Στατική μελέτη)	
	Μεσαίο και Ακραίο Υποστύλωμα		Μεσαίο Υποστύλωμα	Ακραίο Υποστύλωμα
N	-1691,24572	-1672,146801	-334,430657	-1111,926
M <sub>x</sub>	-3,99971723	-2,16218686	-58,2399602	-0,102
M <sub>y</sub>	-18,0679779	-18,33079379	0,499249975	-0,09

Πίνακας 4.4.5: Τελικά εντατικά μεγέθη για διαστασιολόγηση

Ύστερα από δοκιμές επιλέγεται το υποστυλωμα **HEB280** με τα παρακάτω χαρακτηριστικά.

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ		
ΤΥΠΟΣ	HEB	280
S 275	f <sub>ad</sub> (MPa)	275
	E <sub>s</sub> (GPa)	210
h	mm	280
b	mm	280
t <sub>w</sub>	mm	10,5
t <sub>f</sub>	mm	18,0
r	mm	24
h-2c	mm	196
A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	131,0
G	kg/m	103
	kN/m	1,01
I <sub>y</sub>	cm <sup>4</sup>	19270,00
W <sub>y</sub>	cm <sup>3</sup>	1380,00
i <sub>y</sub>	cm	12,10
I <sub>z</sub>	cm <sup>4</sup>	6590,00
W <sub>pl,y</sub>	cm <sup>3</sup>	1534,00
W <sub>pl,z</sub>	cm <sup>3</sup>	718,00
I <sub>t</sub>	cm <sup>4</sup>	144,00
I <sub>w</sub>	cm <sup>8</sup>	1130000,00
A <sub>v</sub>	cm <sup>2</sup>	40,73

Πίνακας 4.4.6: Χαρακτηριστικά HEB280

Κατάταξη διατομής: πέλματα  $\frac{c}{t} = \frac{280 - 10,5 - 2 \cdot 24}{18} = 6,2 \leq 9 \cdot \varepsilon = 8,28$  κατηγορία 1

κορμός  $\frac{c}{t} = \frac{196}{10,5} = 18,7 \leq 28 \cdot \varepsilon = 25,76$  κατηγορία 1

Άρα όλη η διατομή είναι κατηγορία 1.

Έλεγχος σε διάτμηση:  $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 40,73 \text{ cm}^2$  και  $V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 646,67 \text{ kN} \gg V_{Ed} = 18,12 \text{ kN}$

Επειδή η τέμνουσα είναι μικρότερη από το 50% της  $V_{pl,Rd}$  δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

Επιλογή καμπύλων λυγισμού:  $h/b = 1 < 1,2$  και  $t_f = 13 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$

Επιλέγεται η καμπύλη λυγισμού b για λυγισμό περί τον άξονα γ-γ και c περί τον άξονα z-z.

Λυγισμός ως προς τον ισχυρό άξονα (γ): Ο λυγισμός υποστυλώματος ως προς τον ισχυρό του άξονα λαμβάνει χώρα εγκάρσια στο εξεταζόμενο πλαίσιο, στη διεύθυνση του πλαισίου ροπής. Τα πλαίσια ροπής είναι μεταθετά.

$\eta_2 = 0$  (πάκτωση),  $\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11}} = \frac{2 \cdot 19270 / 300}{2 \cdot 19270 / 300 + 5790 / 500} = 0,917$ ,  $k = 1,8$  (από σχετικό διάγραμμα),  $L_{cr,y} = 1,8 \cdot 3 = 5,4 \text{ m}$

$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0,516$  καμπύλη λυγισμού b:  $\alpha_y = 0,34$

$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,68$  και  $\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,89$

Λυγισμός ως προς τον ασθενή άξονα (z): Ο λυγισμός υποστυλώματος ως προς τον ασθενή του άξονα λαμβάνει χώρα εντός του εξεταζόμενου πλαισίου, το οποίο μπορεί να θεωρηθεί αμετάθετο, λόγω της ύπαρξης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας:  $L_{cr,z} = 3,00 \text{ m}$

$$\bar{\lambda}_z=0,49 \quad \text{καμπύλη λυγισμού c: } \alpha_z=0,49 \quad \phi_z=0,691 \quad x_z = 0,848$$

$$\text{Άρα } N_{b,Rd} = \chi_{\min} \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}} = \chi_{\min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,848 \cdot 3612,4 = 3063,3 \text{KN} \geq N_{Ed} = 1691,24 \text{KN}$$

Μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού: Το υποστύλωμα έχει τριγωνικό διάγραμμα ροπών με λόγο ακραίων ροπών  $\psi = -0,75 \rightarrow C1 = 2,927, C2 = 0$ . Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λαμβάνονται:  $k = k_w = 1,0$ . Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

$$M_{cr} = C1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 7000 \text{KNm}, \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0,245 > 0,2 \quad \text{Για ελατή διατομή με } h/b=1 < 2$$

λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού α με  $\alpha_{LT}=0,21$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,534 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,99$$

Έλεγχος μέλους σε κάμψη και θλίψη:

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 1534 \cdot 27,5 = 42185 \text{KNcm} = 421,85 \text{KNm} \quad M_{z,Rk} = W_{pl,z} \cdot f_y = 718 \cdot 27,5 = 19745 \text{KNcm} = 197,45 \text{KNm}$$

Για διαξονική κάμψη γίνονται οι παρακάτω δύο έλεγχοι μελών:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\text{Για } N = 1691,2 \text{KNm}, M_y = 3,99 \text{KNm}, M_z = 18,06 \text{KNm} \rightarrow 0,552 + 0,008 + 0,041 = 0,602 < 1 \quad \text{και} \quad 0,526 + 0,003 + 0,024 = 0,554 < 1$$

$$\text{Για } N = 1672,1 \text{KNm}, M_y = 2,16 \text{KNm}, M_z = 18,33 \text{KNm} \rightarrow 0,545 + 0,004 + 0,041 = 0,592 < 1 \quad \text{και} \quad 0,52 + 0,002 + 0,025 = 0,547 < 1$$

$$\text{Για } N = 334,43 \text{KNm}, M_y = 58,23 \text{KNm}, M_z = -0,49 \text{KNm} \rightarrow 0,109 + 0,128 - 0,001 = 0,237 < 1 \quad \text{και} \quad 0,104 + 0,05 - 0,0006 = 0,159 < 1$$

$$\text{Για } N = 1111,9 \text{KNm}, M_y = 0,102 \text{KNm}, M_z = 0,09 \text{KNm} \rightarrow 0,362 + 0,0002 + 0,0002 = 0,363 < 1 \quad \text{και} \quad 0,345 + 0 + 0,0001 = 0,346 < 1$$

$$\text{Για } N = 591,41 \text{KNm}, M_y = 11,822 \text{KNm}, M_z = 0,279 \text{KNm} \rightarrow 0,193 + 0,026 + 0,0006 = 0,219 < 1 \quad \text{και} \quad 0,183 + 0,01 + 0 = 0,195 < 1$$

#### 4.4.2 Ικανοτικός Έλεγχος Κόμβου

Απλοποιητικά παραλήφθηκε η συμμετοχή της πλάκας σκυροδέματος και των οπλισμών της πάνω από τις δοκούς, έτσι σαν κόμβοι θα λαμβάνονται μόνο οι μεταλλικές διατομές. Για διατομές κατηγορίας 1 και 2 και για ταυτόχρονη δράση αξονικής και ροπής (υποστυλώματα στη διεύθυνση των πλαισίων ροπής καταπονούνται από κάμψη και αξονική δύναμη και έχει θεωρηθεί ότι δέχονται μονοαξονική κάμψη, αφού στον ασθενή άξονα έχουν πολύ μικρή ροπή), πρέπει να γίνεται πρόβλεψη της επίδρασης της αξονικής στην πλαστική ροπή αντοχής.

Για διατομές διπλής συμμετρίας δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα γ-γ όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα:

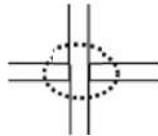
$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5 \cdot a) \quad \text{αλλά} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

Όπου:  $M_{N,y,Rd}$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης  $N_{Ed}$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2b \cdot t_f) / A \quad \text{αλλά} \quad a \leq 0,5$$

- Μεσαίος κόμβος



Για δοκούς (IPE270)  $M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 133,1 \text{ kNm}$

Για υποστυλώματα (HEB280)

Βρίσκω εντατικά μεγέθη από τον συνδυασμό G+0,3Q, καθώς βγαίνει δυσμενέστερος.

$$N_{Ed,πάνω} = 496,54 \text{ kN} \quad N_{Ed,κάτω} = 621,1 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 3602,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,πάνω} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \Rightarrow 496,54 \text{ kN} \leq 900,625 \text{ kN} \quad \text{και} \quad N_{Ed,πάνω} \leq 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} \Rightarrow 496,54 \text{ kN} \leq 352,28 \text{ kN}$$

Δεν ικανοποιούνται και τα δύο κριτήρια, άρα χρειάζεται κάποια απομείωση και επομένως

$$M_{N,y,Rd} = \min\{421,85 \cdot (1-0,137)/(1-0,5 \cdot 0,23); 421,85\} = \min\{411,09; 421,85\} = 411,09 \text{ kNm}$$

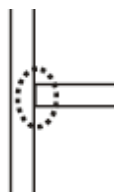
$$N_{Ed,κάτω} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \Rightarrow 621,1 \text{ kN} \leq 900,625 \text{ kN} \quad \text{και} \quad N_{Ed,κάτω} \leq 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} \Rightarrow 621,1 \text{ kN} \leq 352,28 \text{ kN}$$

Δεν ικανοποιούνται και τα δύο κριτήρια, άρα χρειάζεται κάποια απομείωση και επομένως

$$M_{N,y,Rd} = \min\{421,85 \cdot (1-0,172)/(1-0,5 \cdot 0,23); 421,85\} = \min\{394,6; 421,85\} = 394,6 \text{ kNm}$$

$$\text{Τελικά } 1,3 \Sigma M_{pl,y,Rd}(\text{δοκών}) \leq \Sigma M_{pl,y,Rd}(\text{υποστυλωμάτων}) \Rightarrow 1,3 \cdot 2 \cdot 133,1 \leq (411,09 + 394,6) \Rightarrow 346,06 \text{ kNm} \leq 805,7 \text{ kNm}$$

- Ακραιός κόμβος





Για δοκούς (IPE270)  $M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 133,1 \text{KNm}$

Για υποστυλώματα (HEB280)

$N_{Ed,πάνω} = 270,27 \text{KN}$        $N_{Ed,κάτω} = 337,61 \text{KN}$

$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 3602,5 \text{KN}$

$N_{Ed,πάνω} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \Rightarrow 270,27 \text{KN} \leq 900,625 \text{KN}$       και       $N_{Ed,πάνω} \leq 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} \Rightarrow 270,27 \text{KN} \leq 352,28 \text{KN}$

Ικανοποιούνται και τα δύο κριτήρια, άρα δεν χρειάζεται κάποια απομείωση και επομένως

$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 421,85 \text{KNm}$

$N_{Ed,κάτω} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \Rightarrow 337,61 \text{KN} \leq 900,625 \text{KN}$       και       $N_{Ed,κάτω} \leq 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} \Rightarrow 337,61 \text{KN} \leq 352,28 \text{KN}$

Ικανοποιούνται και τα δύο κριτήρια, άρα δεν χρειάζεται κάποια απομείωση και επομένως

$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 421,85 \text{KNm}$

Τελικά  $1,3 \Sigma M_{pl,y,Rd}(\text{δοκών}) \leq \Sigma M_{pl,y,Rd}(\text{υποστυλωμάτων}) \Rightarrow 1,3 \cdot 133,1 \leq (421,85 + 421,85) \Rightarrow 173,03 \text{KNm} \leq 843,7 \text{KNm}$

#### 4.5 Κεντρικοί Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνδέθηκαν αμφιαρθρωτά με το ζύγωμα και αποφασίστηκε να τοποθετηθούν στα ακριανά πλαίσια και αντιδιαμετρικά, για να παραλαμβάνουν καλύτερα τα σεισμικά φορτία. Στην ανάλυση θεωρήθηκε μόνο το εφελκόμενο μέλος.

Το μήκος λυγισμού είναι το μήκος της διαγωνίου άρα  $L_{cr} = \sqrt{(5m)^2 + (3m)^2} = 5,82 \text{m}$ .

- Έλεγχος ανηγμένης λυγηρότητας:  $1,3 \leq \bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} \leq 2$  εξισώνοντας για  $\bar{\lambda} = 2 \Rightarrow i \geq 3,36$  και για  $\bar{\lambda} = 1,3 \Rightarrow i \leq 5,18$
- Έλεγχος έναντι εφελκυσμού:  $N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{Ed} \Rightarrow A \geq 204,27 \cdot \frac{1}{27,5} \Rightarrow A \geq 7,43 \text{cm}^2$

Επιλέγεται η κοίλη τετραγωνική διατομή **SHS120x14.2** με  $A = 60,1 \text{cm}^2$  και  $i_z = 4,35 \text{cm}$  με  $N_{pl,Rd} = 1652 \text{KN} \geq 204,27 \text{KN}$

#### 4.6 Φαινόμενα 2ης τάξης

Για κάθε όροφο υπολογίζεται ο συντελεστής  $\theta$  (συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου) μέσω του οποίου καθορίζεται αν τα φαινόμενα δεύτερης τάξης είναι σημαντικά. Όπου:  $\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$

➤  $P_{tot}$  είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων από τον συνδυασμό  $G+0,3Q+E$

➤  $d_r$  είναι η μέγιστη σχετική μετακίνηση  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου επί τον συντελεστή  $q$  (ο έλεγχος θα γίνει στη διεύθυνση των πλαισίων ροπής που είναι πιο εύκαμπτα άρα  $q=6,5$ )

- $V_{tot}$  είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, το άθροισμα των  $F_{bi}$  στον εξεταζόμενο και στους υπερκείμενους ορόφους
- $h$  είναι το ύψος του ορόφου

Υπολογίζεται μόνο στη διεύθυνση των πλαισίων ροπής αφού είναι δυσμενέστερη

Όροφος	1	2	3	4	5
$P_{tot}(KN)$	17321,364	11547,58	6928,545	3464,273	1154,758
$V_{tot}(KN)$	1056,353	771,444	510,009	287,11	111,1
$d_r(mm)$	23,2245	40,248	38,9805	30,8425	20,618
$h(mm)$	3000	3000	3000	3000	3000
$\theta$	0,1269399	0,200821	0,176519	0,124049	0,071434

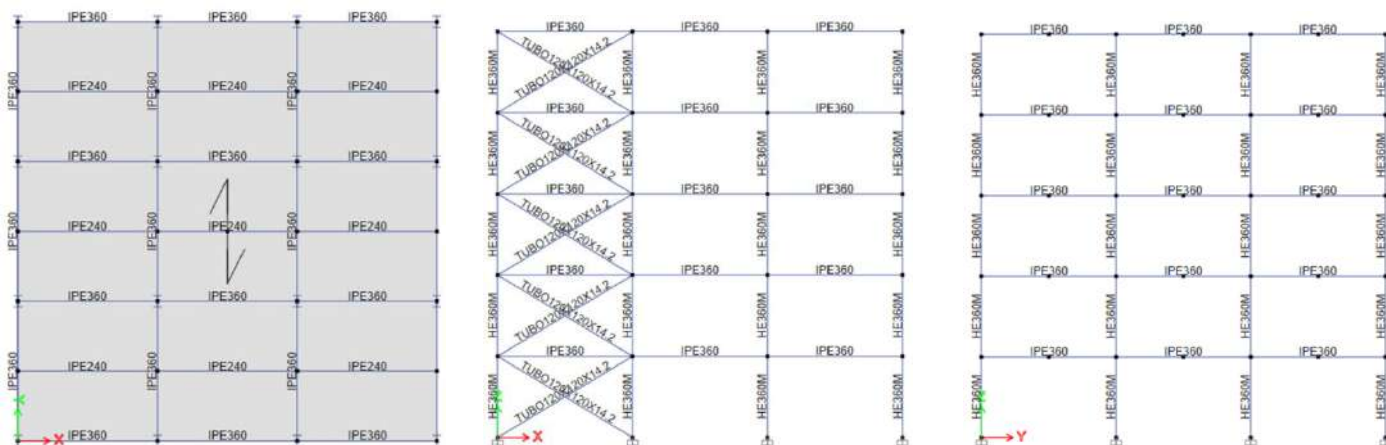
Πίνακας 4.4.7: Υπολογισμός συντελεστή  $\theta$  κατά την διεύθυνση  $Y$

Επειδή ο συντελεστής  $\theta$  είναι μεγαλύτερος από 0,1, τα φαινόμενα δεύτερης τάξης δεν μπορούν να αγνοηθούν. Για να μη ληφθούν υπόψη έπρεπε να γίνει αλλαγή των διατομών του κτιρίου. Οι τελικές διατομές που επιλέχθηκαν είναι:

Δευτερεύουσες δοκοί IPE240, κύριες δοκοί IPE360, υποστυλώματα HEM360 και για τους κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψία κοίλη τετραγωνική SHS120x14.2 =>ώστε  $\theta < 0,1$

Όροφος	1	2	3	4	5
$P_{tot}(KN)$	17927,406	11865,84	7042,313	3456,832	1109,395
$V_{tot}(KN)$	1833,4606	1339,801	876,6218	477,2064	174,9383
$d_r(mm)$	11,947	22,334	22,971	18,9995	13,5135
$h(mm)$	3000	3000	3000	3000	3000
$\theta$	0,0389389	0,065933	0,061512	0,045877	0,028566

Πίνακας 4.4.8: Υπολογισμός συντελεστή  $\theta$  κατά την διεύθυνση  $Y$



Σχήμα 4.4.1: Κάτοψη-Όψη κατά  $X$ -Όψη κατά  $Y$  με τις τελικές διατομές του κτιρίου

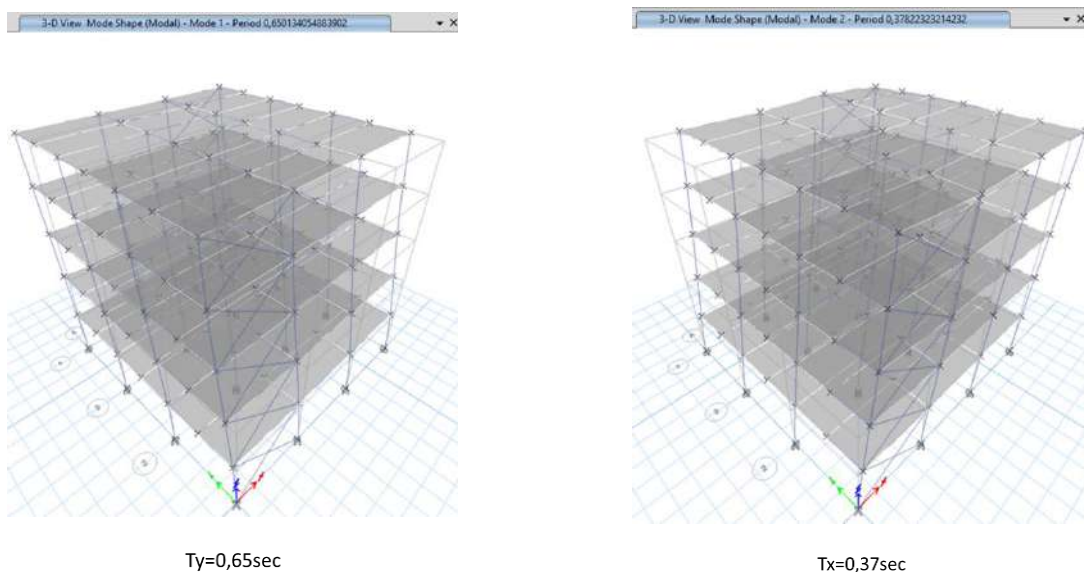
# 5. Ανάλυση Με Χρονοϊστορίες

## 5.1 Ανάλυση Κτιρίου

- Εύρεση ιδιομορφών
- Ελαστική ανάλυση με εν χρόνο ολοκλήρωση για στάθμη επιτελεστικότητας SD (0,24g) και για στάθμη επιτελεστικότητας NC ( $\approx 0,24 * 1,4 = 0,36g$ )
- Ανελαστική ανάλυση με εν χρόνο ολοκλήρωση για στάθμη επιτελεστικότητας SD (0,24g) και για στάθμη επιτελεστικότητας NC ( $\approx 0,24 * 1,4 = 0,36g$ )

Για την ανελαστική ανάλυση

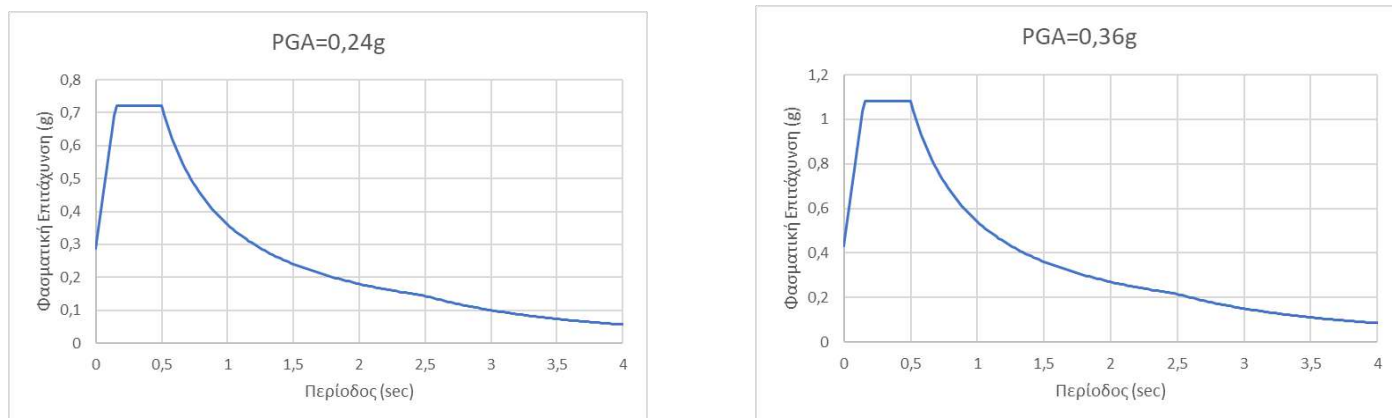
- Διαγράμματα ροπής - στροφής για υποστυλώματα και δοκούς κατά ASCE 41-17
- Διαγράμματα ψαθυρής αστοχίας τέμνουσας-μετατόπισης για συνδέσμους δυσκαμψίας κατά ASCE 41-17
- Χρησιμοποιήθηκε απόσβεση κατά Rayleigh
- Επιλέχθηκε σουίτα 7 χρονοϊστοριών για κάθε στάθμη



Σχήμα 5.1.1: Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου κατά X και Y (μετά την ικανοποίηση του  $\theta$ )

## 5.2 Επιλογή Χρονοϊστοριών

Σύμφωνα με τον EC8, η προτεινόμενη μέθοδος αναπαράστασης των σεισμικών δράσεων για γραμμικές και μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις είναι οι καταγεγραμμένες χρονοϊστορίες επιτάχυνσης. Εφόσον κατά την ανάλυση δρουν ταυτόχρονα οι διάφορες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, κάθε επιλεγμένη σεισμική καταγραφή αποτελείται από μία τριάδα χρονοϊστοριών. Η κάθε τριάδα αποτελείται από τις αντίστοιχες χρονοϊστορίες για κάθε μια από τις τρεις συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης, δηλαδή δύο οριζόντιες (διαμήκης και εγκάρσια διεύθυνση) και μία κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Οι επιταχύνσεις των χρονοϊστοριών θα πρέπει να προσεγγίζουν το στοχευόμενο φάσμα, το οποίο είναι το ελαστικό ( $\eta=1$ ) στην περιοχή του έργου για  $\zeta=5\%$ . Το φάσμα σχεδιασμού του EC8 υπολογίστηκε για  $PGA=0,24g$  και για  $PGA=0,36g$ .



Σχήμα 5.2.1: Ελαστικό φάσμα EC8 για την περιοχή του έργου για  $PGA=0,24g$  και  $PGA=0,36g$  αντίστοιχα

Για να γίνουν οι αναλύσεις χρειάζονται 7 σεισμικές καταγραφές για μέση-υψηλή σεισμικότητα, οι οποίες αποτελούν και τη σουίτα χρονοϊστοριών. Η σουίτα δεν θα πρέπει να περιλαμβάνει περισσότερες από δύο καταγραφές του ίδιου σεισμού. Ακόμα για να λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα κοντινού πεδίου, τουλάχιστον το 30% των επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να περιέχουν παλμό. Δηλαδή από τις 7 καταγραφές που θα επιλεγούν, οι τρεις να έχουν παλμό. Η επιλογή των εγγραφών σεισμού έγινε από τη βάση δεδομένων του Peer Ground Motion Database, με βάση τα εξής:

- i. αποφυγή ρηγματών λόγω αβεβαιότητας μηχανισμού
- ii. απόσταση πηγής-έργου ( $v_{s,30}=500-800m/s$  και  $R_{JB}=0,2km$ ,  $R_{rup}=0,2km$ )
- iii. σεισμικό μέγεθος ( $M=5-7$ )
- iv. τοπικές εδαφικές στρωματογραφικές συνθήκες κατηγορίας (B)
- v. συγχρονισμός έναρξης-διάρκειας των συνιστωσών στις δύο διευθύνσεις

α/α	Αριθμός καταγραφής στη βάση δεδομένων	Γεγονός	Χρονολογία	Σταθμός καταγραφής	Μέγεθος Mw
1	RSN587	New Zealand	1987	Matahina Dam	6,6
2	RSN769	Loma Prieta	1989	Gilroy Array	6,93
3	RSN1111	Kobe, Japan	1995	Nishi-Akashi	6,9
4	RSN285(παλμός)	Irpinia, Italy	1980	Bagnoli Irpinio	6,9
5	RSN983(παλμός)	Northridge	1994	Jensen Filter Plant	6,69
6	RSN2734(παλμός)	Chi-Chi Taiwan	1999	CHY074	6,2
7	RSN779	Loma Prieta	1989	LGPC	6,93

Πίνακας 5.2.1: Επιλεγμένες χρονοϊστορίες για το πεντάωρο κτίριο για  $PGA=0,24g$  και για  $PGA=0,36g$

Παράλληλα οι φασματικές επιταχύνσεις των επιταχυνσιογραφημάτων που έχουν επιλεγεί πρέπει να προσεγγίζουν το ελαστικό φάσμα απόκρισης για  $\zeta=5\%$  όπως αυτό ορίζεται από τον EC8 από  $0.2 T_1$  έως  $1.5 T_1$ , όπου  $T_1$  είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής κατά τη διεύθυνση όπου επιβάλλεται το επιταχυνσιογράφημα. Όταν εξετάζουμε ταυτόχρονα σε διαξονικούς σεισμούς, τότε τα όρια είναι  $0.2\min(T_x, T_y)$  έως  $1.5\max(T_x, T_y)$ , όπου  $T_x, T_y$  η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος της κατασκευής κατά  $X$  και  $Y$  αντίστοιχα.

Τα καταγεγραμμένα επιταχυνσιογραφήματα μπορούν να κλιμακωθούν ώστε να βελτιωθεί η συμβατότητά τους με το στοχευόμενο φάσμα. Επιλέγεται διαφορετικός συντελεστής κλιμάκωσης ανά σεισμικό γεγονός, ο οποίος είναι κοινός και για τις δύο συνιστώσες του σεισμικού γεγονότος.

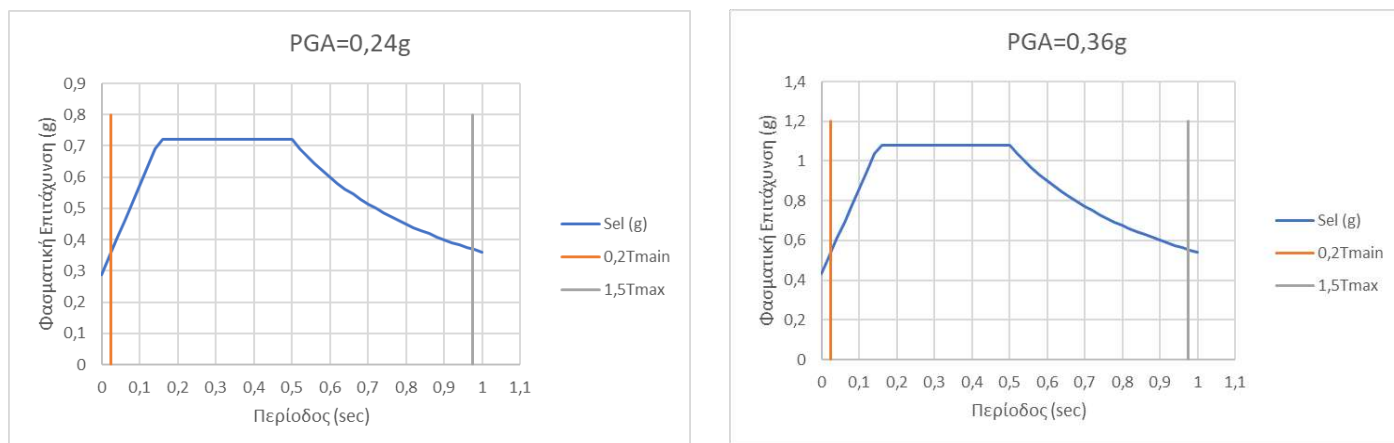
Τα επιλεγμένα κλιμακωμένα επιταχυνσιογραφήματα είναι συμβατά με το στοχευόμενο φάσμα όταν πληρούνται ταυτόχρονα τα ακόλουθα:

- 1) στην περιοχή από  $0.2 T_{\min}$  έως  $1.5 T_{\max}$ , το φάσμα απόκρισης με απόσβεση 5% κάθε επιταχυνσιογραφήματος της σουίτας δεν πέφτει κάτω από το 50% του στοχευόμενου φάσματος
- 2) στην ίδια περιοχή, ο λόγος ως προς το στοχευόμενο φάσμα του μέσου όρου των φασμάτων απόκρισης της σουίτας για απόσβεση 5% βρίσκεται μεταξύ 0.75 και 1.3 και έχει μέση τιμή μεγαλύτερη του 0.95

### Βήμα 1

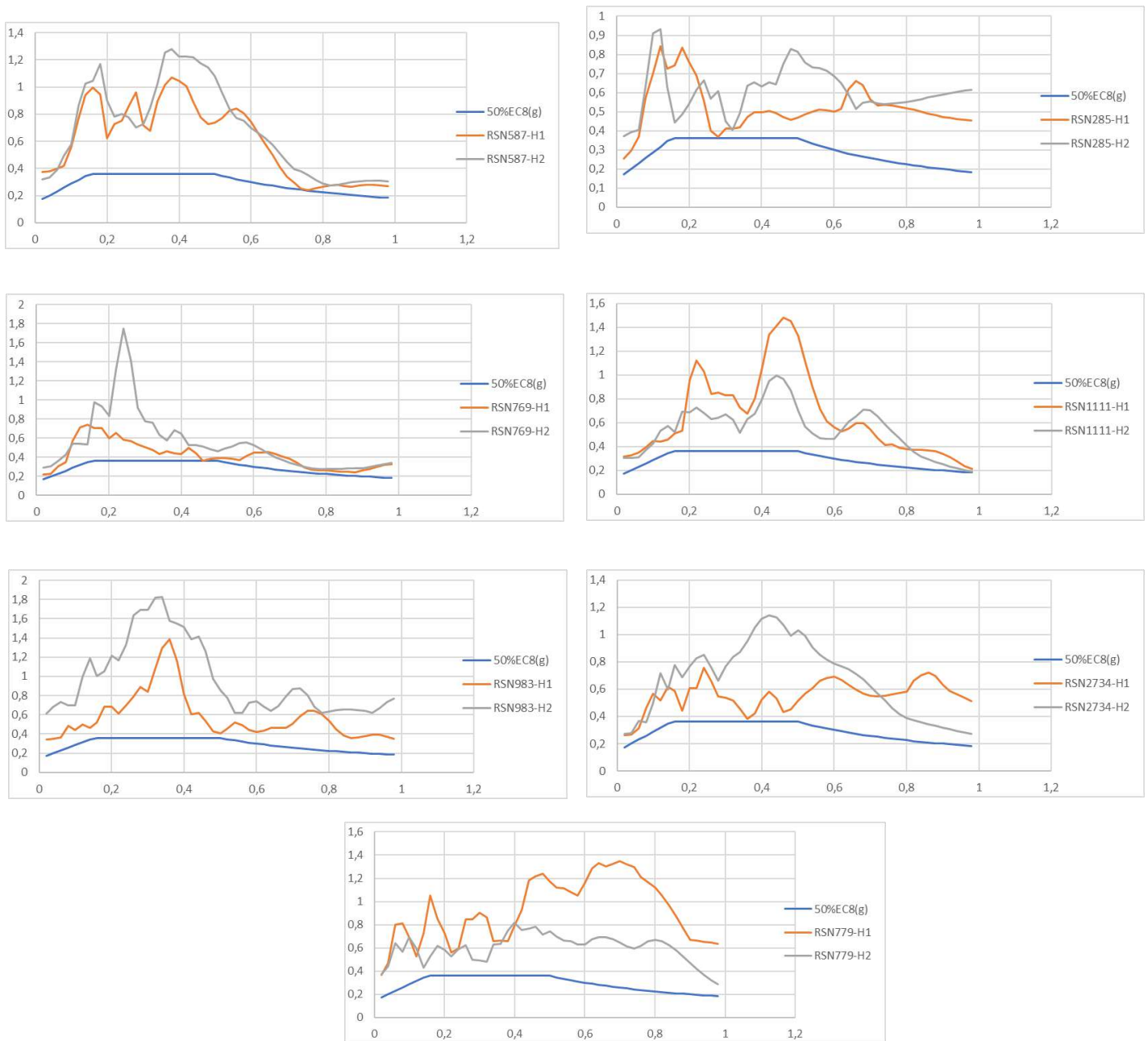
Για την περιοχή  $0.2T_{\min}$  έως  $1.5T_{\max}$ , συγκρίνεται το φάσμα απόκρισης με απόσβεση 5% κάθε επιταχυνσιογραφήματος της σουίτας με το 50% του στοχευόμενου φάσματος. Καμία τιμή δεν επιτρέπεται να βρίσκεται κάτω από το όριο αυτό. Αν υπάρχουν τιμές κάτω από το 50% του φάσματος, χρησιμοποιείται συντελεστής κλιμάκωσης. Ο συντελεστής είναι κοινός και για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του ίδιου σεισμικού γεγονότος.

Παρακάτω φαίνονται τα όρια για την κλιμάκωση των καταγραφών σε σχέση με το φάσμα του κανονισμού.



Σχήμα 5.2.2. Όρια περιοχής ελέγχου και φάσμα EC8 για το πενταώροφο με  $PGA=0,24g$  και  $PGA=0,36g$  αντίστοιχα

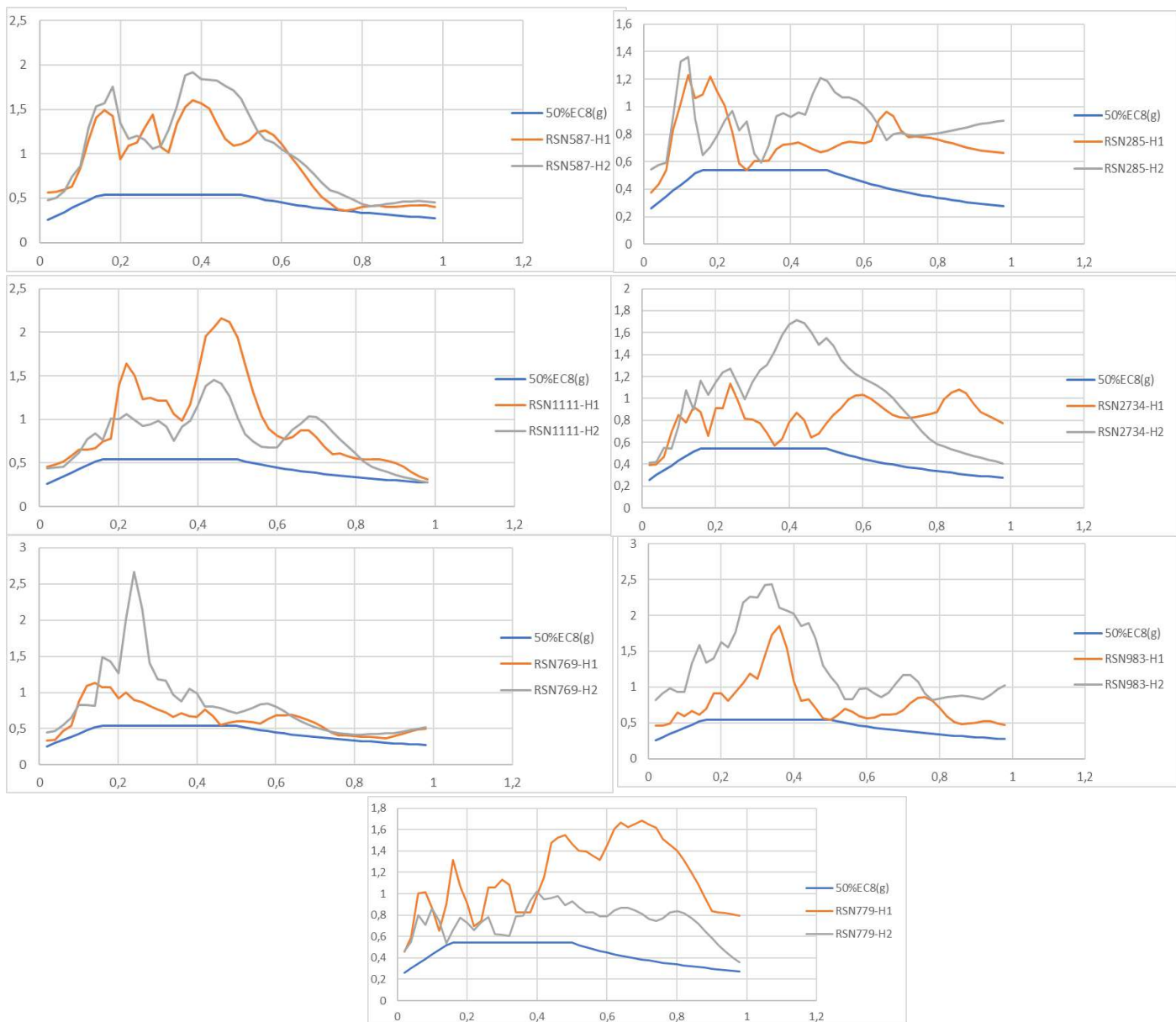
Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται όλα τα σεισμικά γεγονότα, τα οποία πρέπει να είναι πάνω από το 50% του φάσματος του EC8, καθώς και ο πίνακας με τους συντελεστές κλιμάκωσης που χρησιμοποιήθηκαν.



Σχήμα 5.2.3: Σεισμικά γεγονότα και φάσμα 50%EC8 για το πεντάωρο με  $PGA=0,24g$

Αριθμός καταγραφής στη βάση δεδομένων	Συντ. Κλιμάκωσης Βήμα 1ο
RSN587	1,3
RSN769	1,7
RSN1111	-
RSN285(παλμός)	1,95
RSN983(παλμός)	-
RSN2734(παλμός)	-
RSN779	-

Πίνακας 5.2.2: Συντελεστές Κλιμάκωσης Πεντάωρο για  $PGA=0,24g$  – Βήμα 1



Σχήμα 5.2.4: Σεισμικά γεγονότα και φάσμα 50%EC8 για το πεντάωροφο με  $PGA=0,36g$

Αριθμός καταγραφής στη βάση δεδομένων	Συντ. Κλιμάκωσης Βήμα 1ο
RSN587	1,95
RSN769	2,6
RSN1111	-
RSN285(παλμός)	2,85
RSN983(παλμός)	-
RSN2734(παλμός)	1,2
RSN779	-

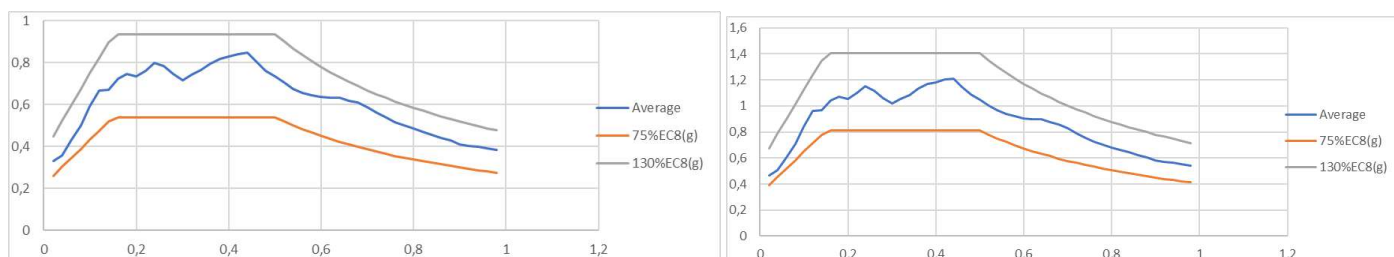
Πίνακας 5.2.3: Συντελεστές Κλιμάκωσης Πεντάωροφο για  $PGA=0,36g$  – Βήμα 1

## Βήμα 2

Υπολογίζεται η τετραγωνική ρίζα του γινομένου των φασματικών τιμών των οριζόντιων συνιστωσών (γεωμετρικός μέσος)  $S(T) = \sqrt{S_{a,x}(T) \cdot S_{a,y}(T)}$  κάθε καταγραφής, λαμβάνοντας υπόψη και την μέχρι τώρα κλιμάκωση. Υπολογίζεται ο μέσος όρος του γινομένου των φασματικών τιμών των 7 καταγραφών ως:

$$S(T)_m = \frac{1}{7} \cdot \sum_{i=1}^7 \sqrt{S_{a,x}(T) \cdot S_{a,y}(T)}$$

Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται η σύγκριση του μέσου όρου των γεωμετρικών μέσων των φασματικών τιμών των 7 καταγραφών με τα φάσματα του EC8 που αντιστοιχούν στο 75% και στο 130%. Στη συνέχεια παρουσιάζεται και ο πίνακας των συντελεστών κλιμάκωσης που απαιτήθηκαν.



Σχήμα 5.2.5: Μέσος όρος των γεωμετρικών μέσων των καταγραφών της σουίτας με την κλιμάκωση πενταώροφου για  $PGA=0,24g$ ,  $PGA=0,36g$  - Βήμα 2

Αριθμός καταγραφής στη βάση δεδομένων	Συντ. Κλιμάκωσης Βήμα 2ο	Αριθμός καταγραφής στη βάση δεδομένων	Συντ. Κλιμάκωσης Βήμα 2ο
RSN587	-	RSN587	-
RSN769	-	RSN769	-
RSN1111	0,65	RSN1111	0,95
RSN285(παλμός)	-	RSN285(παλμός)	-
RSN983(παλμός)	0,6	RSN983(παλμός)	0,8
RSN2734(παλμός)	0,8	RSN2734(παλμός)	-
RSN779	0,6	RSN779	0,75

Πίνακας 5.2.4: Συντελεστές Κλιμάκωσης Πενταώροφο για  $PGA=0,24g$ ,  $PGA=0,36g$  – Βήμα 2

Επιπλέον, ο λόγος ως προς το στοχευόμενο φάσμα του μέσου όρου των φασμάτων απόκρισης της σουίτας για απόσβεση 5% πρέπει να έχει μέση τιμή μεγαλύτερη του 0.95. Παρακάτω παρουσιάζονται οι μέσοι όροι και συνεπώς ικανοποιείται και αυτή η απαίτηση, άρα δεν χρειάζεται περαιτέρω κλιμάκωση.

Για  $PGA=0,24g$  και  $PGA=0,36g$ :  $MO\ 1,05 > 0,95$   $MO\ 1 > 0,95$  αντίστοιχα



### 5.3 Ελαστική Και Ανελαστική Ανάλυση

#### Συμπεριφορά του κτιρίου στην ανελαστική ανάλυση

- Από την ανελαστική ανάλυση του κτιρίου παρατηρήθηκε ελαστική συμπεριφορά στη διεύθυνση των πλαισίων παραλαβής ροπών (διεύθυνση Y) για όλες τις αναλύσεις τόσο για σεισμό SD και για NC
- Από την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου παρατηρήθηκε διαρροή στη διεύθυνση των κεντρικών συνδέσμων (διεύθυνση X) κατά την ανάλυση του κτιρίου για τους σεισμούς RSN1111, RSN983 και RSN587 για SD
- Από την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου παρατηρήθηκε διαρροή στη διεύθυνση των κεντρικών συνδέσμων (διεύθυνση X) κατά την ανάλυση του κτιρίου για όλους τους σεισμούς για NC

	SD		NC	
	X	Y	X	Y
RSN769	ελαστικά	ελαστικά	ελαστικά/ανελαστικά	ελαστικά
RSN111	ελαστικά/ανελαστικά	ελαστικά	ελαστικά/ανελαστικά	ελαστικά
RSN2734	ελαστικά	ελαστικά	ελαστικά/ανελαστικά	ελαστικά
RSN983	ελαστικά/ανελαστικά	ελαστικά	ελαστικά/ανελαστικά	ελαστικά
RSN285	ελαστικά	ελαστικά	ελαστικά/ανελαστικά	ελαστικά
RSN779	ελαστικά	ελαστικά	ελαστικά/ανελαστικά	ελαστικά
RSN587	ελαστικά/ανελαστικά	ελαστικά	-	ελαστικά

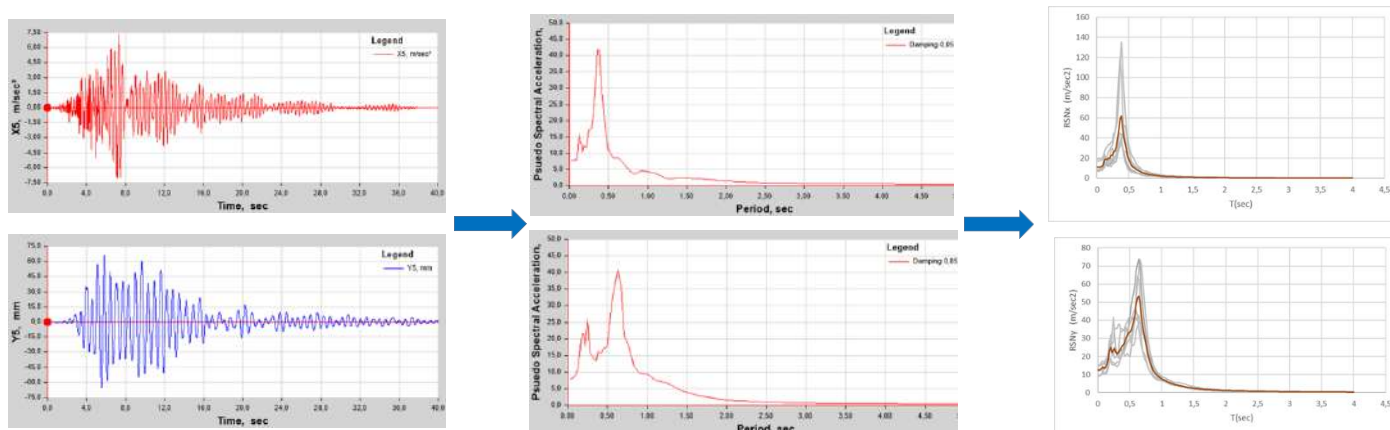
Πίνακας 5.3.1: Συμπεριφορά κτιρίου

#### Υπολογισμός φάσματος ορόφου

Για κάθε ελαστική/ανελαστική ανάλυση για στάθμη SD/NC

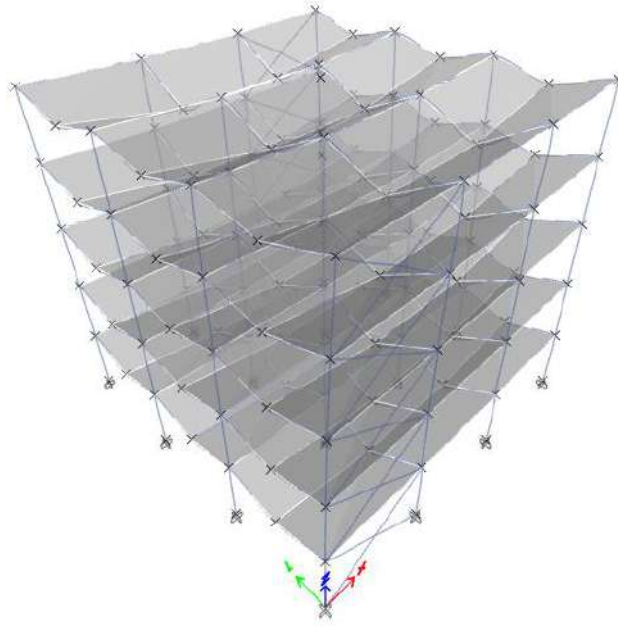
- Υπολογισμός της χρονιοστορίας της απόλυτης επιτάχυνσης κάθε ορόφου για τη διεύθυνση X-Y
- Υπολογισμός φάσματος ορόφου για απόσβεση  $\zeta=5\%$  για τη διεύθυνση X-Y
- Υπολογισμός μέσου φάσματος ορόφου στη διεύθυνση X-Y από τις 7 ανελαστικές αναλύσεις για τη στάθμη SD/NC

Π.χ Για ανελαστική ανάλυση, στάθμη SD, χρονιοστορία RSN769, 5<sup>ος</sup> όροφος



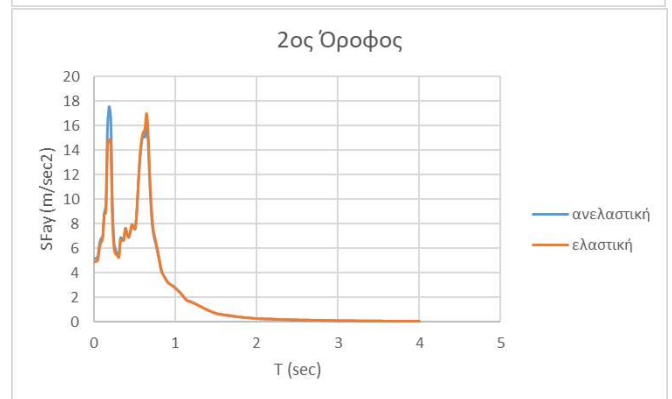
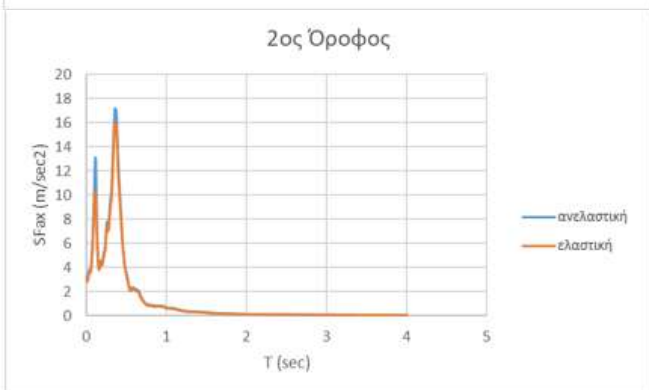
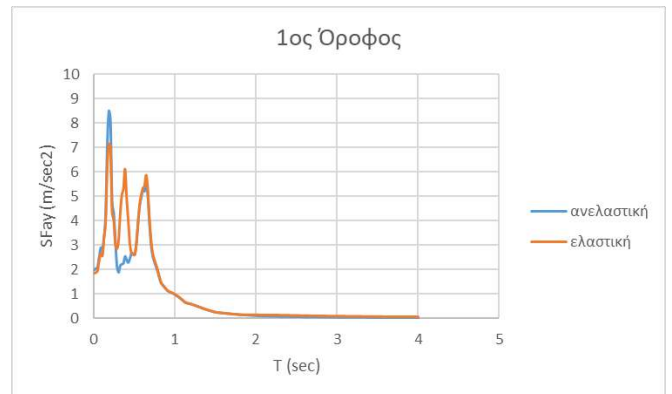
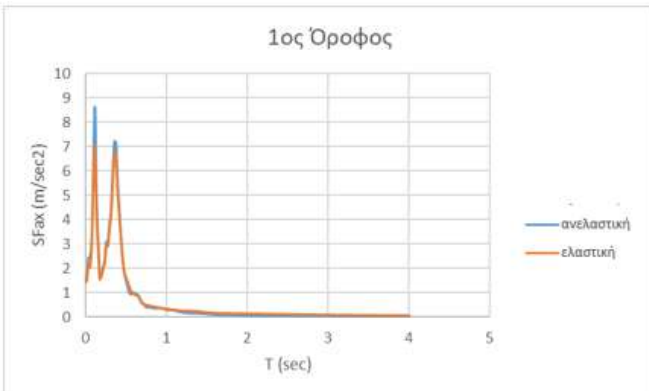
Παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα της ελαστικής και ανελαστικής ανάλυσης της κάθε χρονιοστορίας σε κάθε όροφο του κτιρίου.

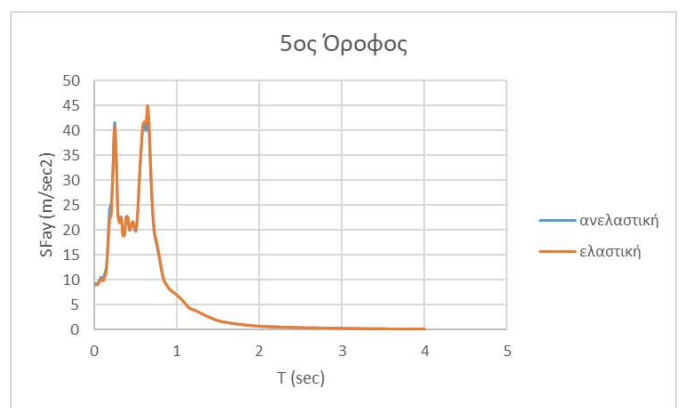
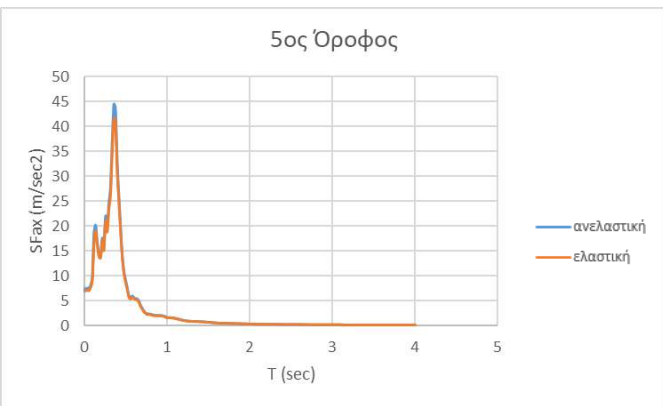
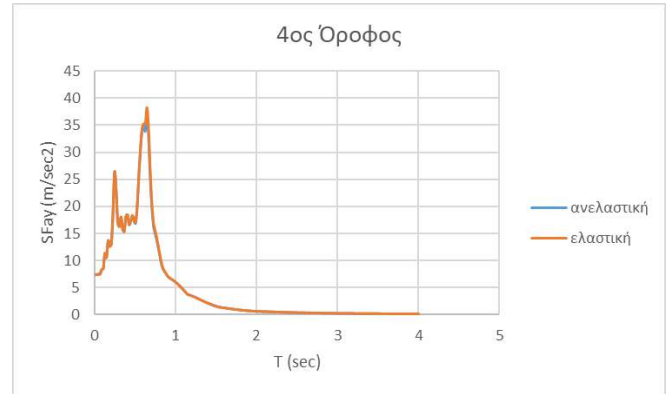
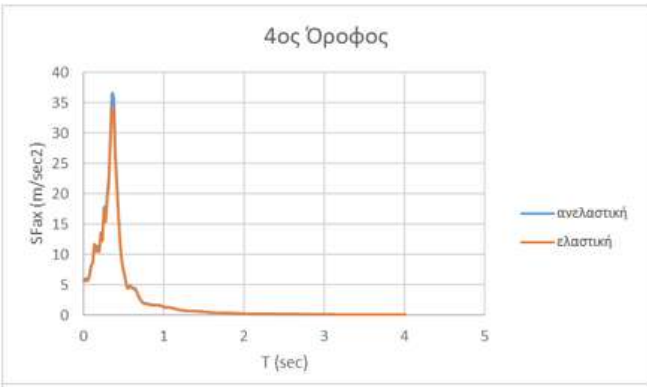
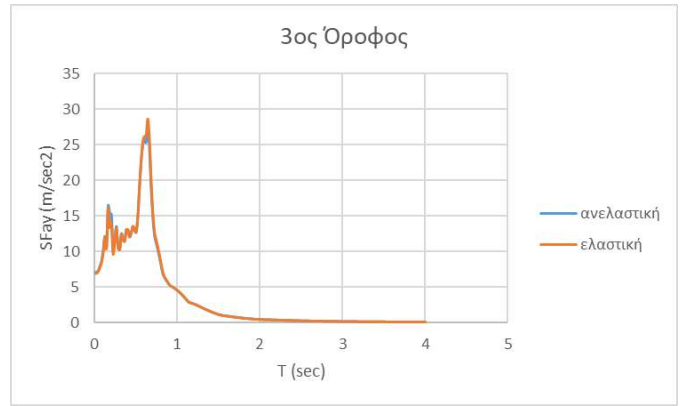
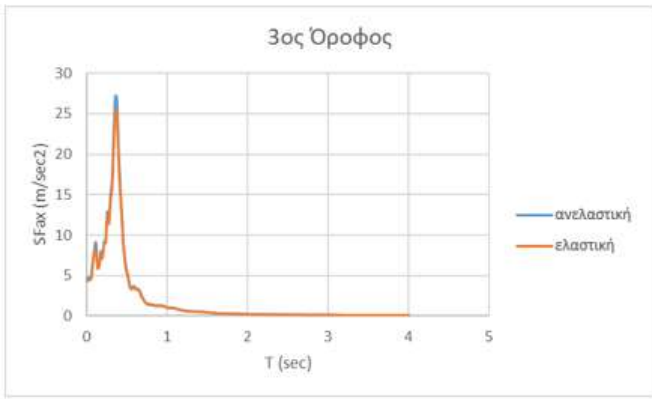
### Χρονοϊστορία RSN769 (SD)



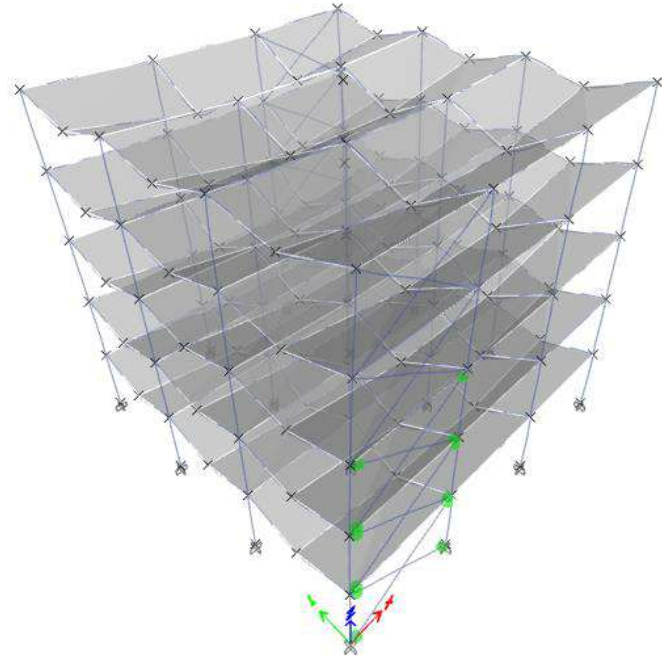
Διεύθυνση Χ

Διεύθυνση Υ



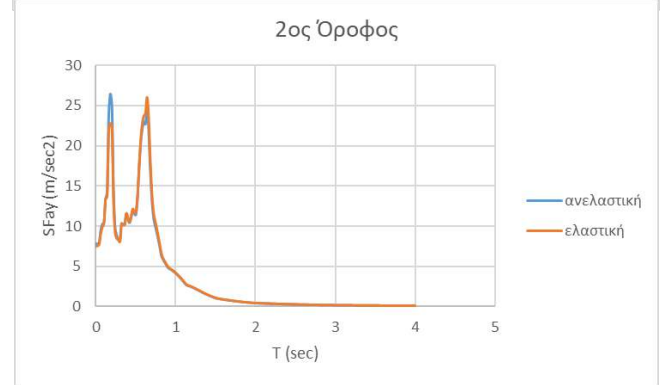
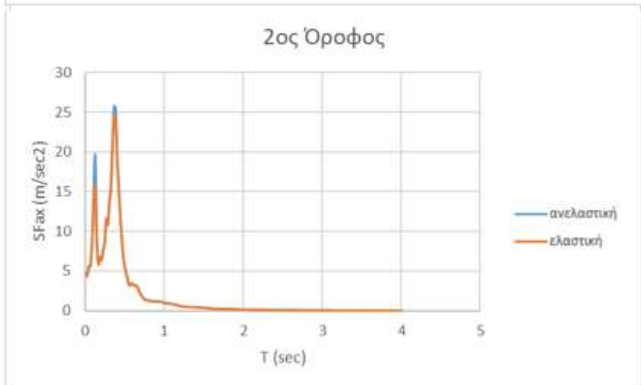
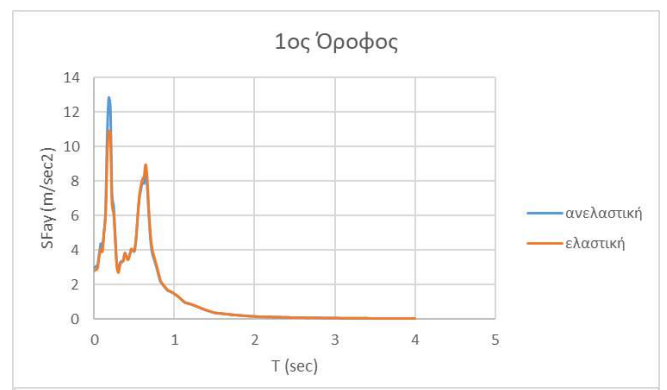
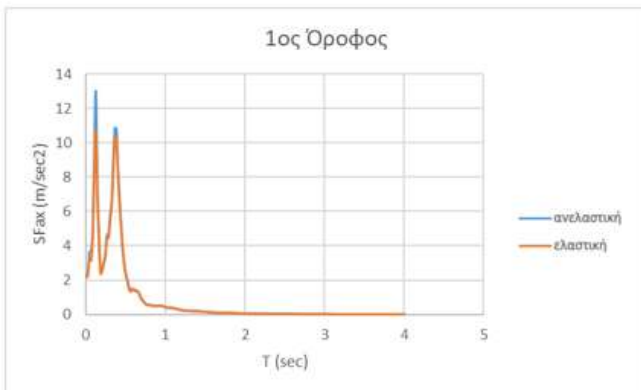


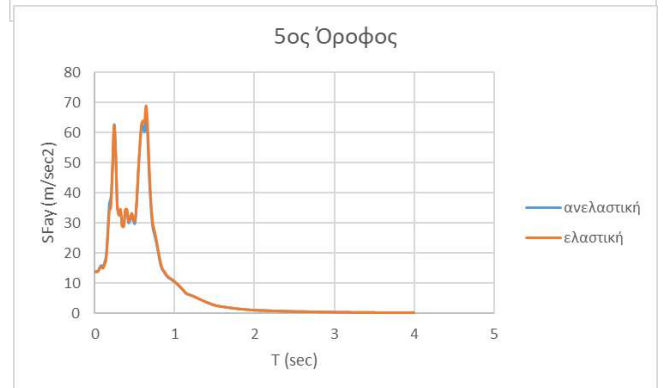
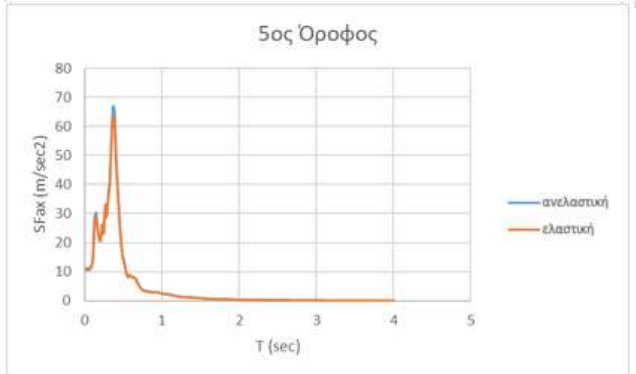
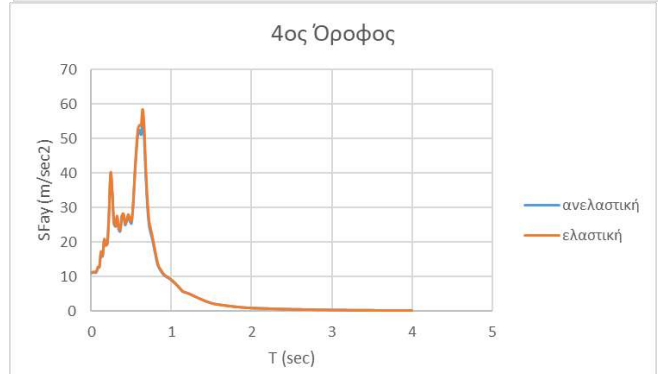
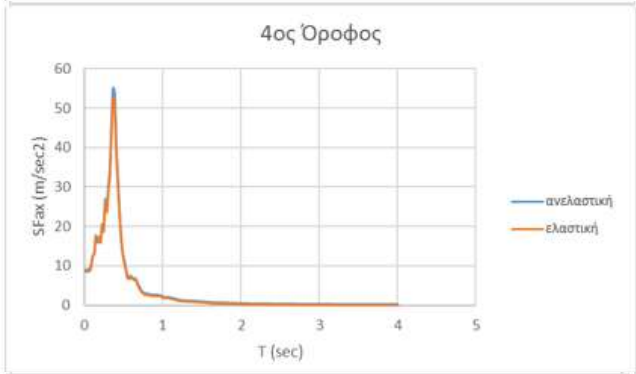
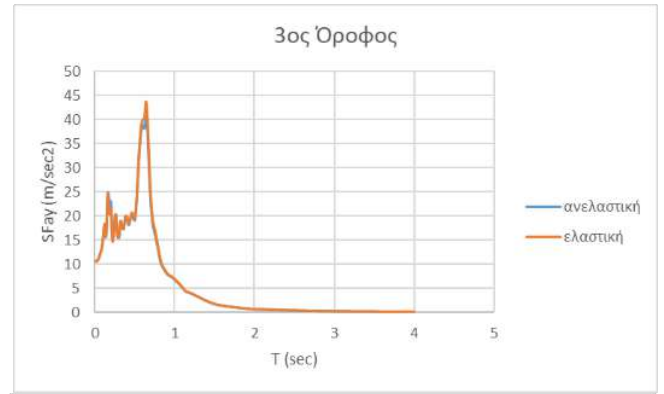
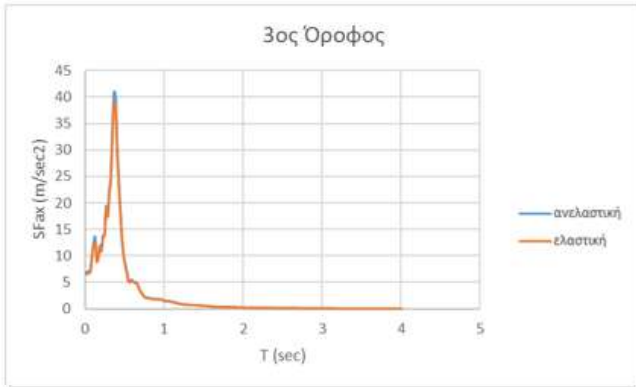
# Χρονοϊστορία RSN769 (NC)



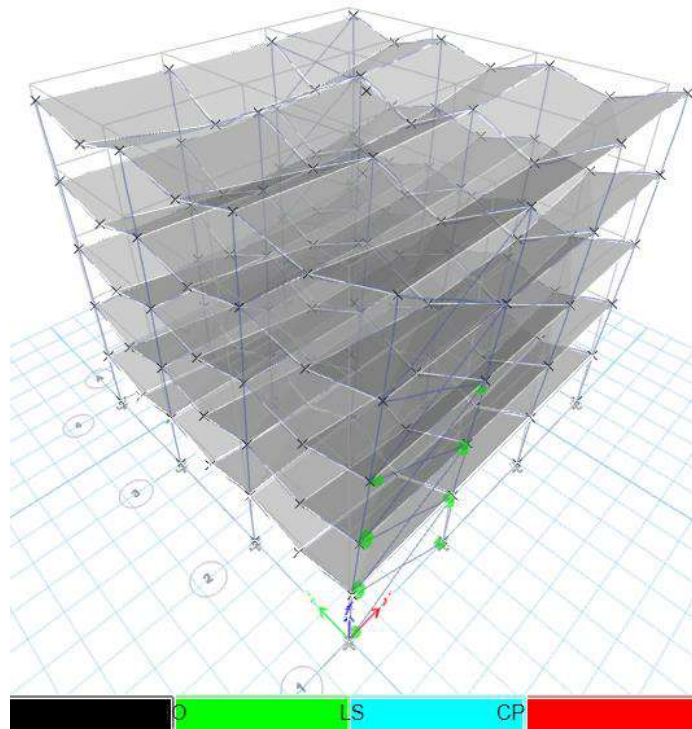
## Διεύθυνση X

## Διεύθυνση Y



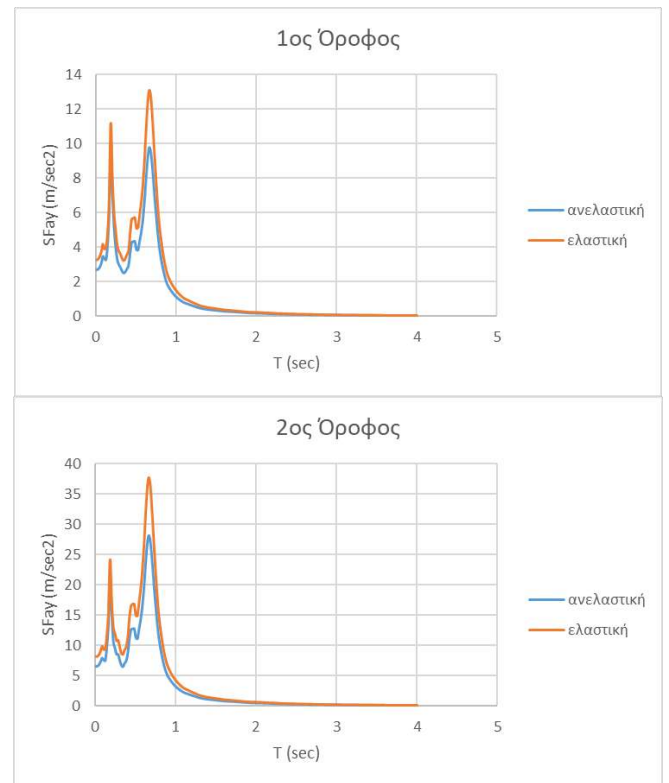
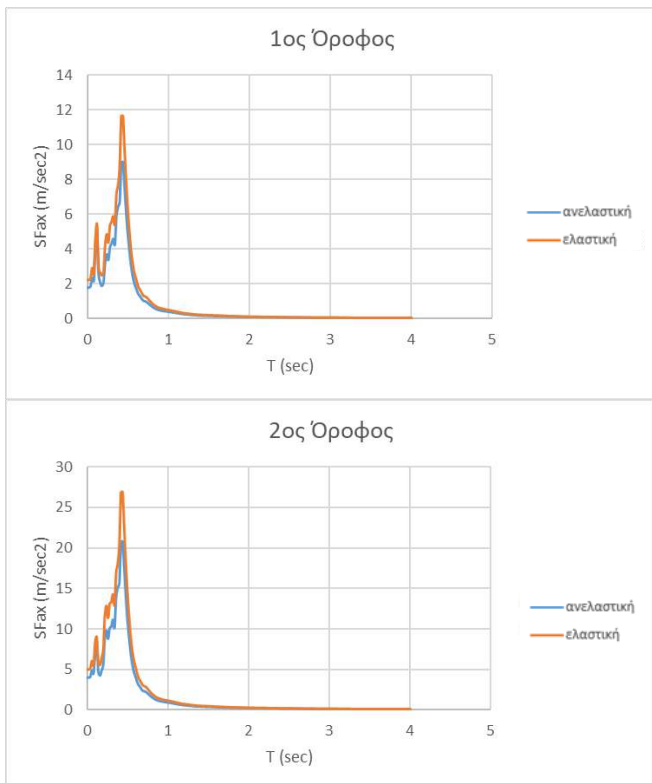


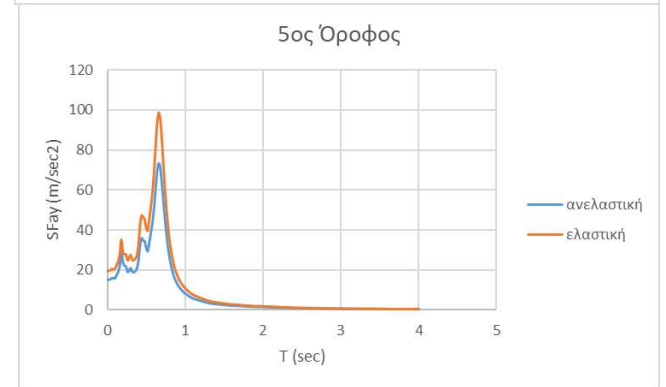
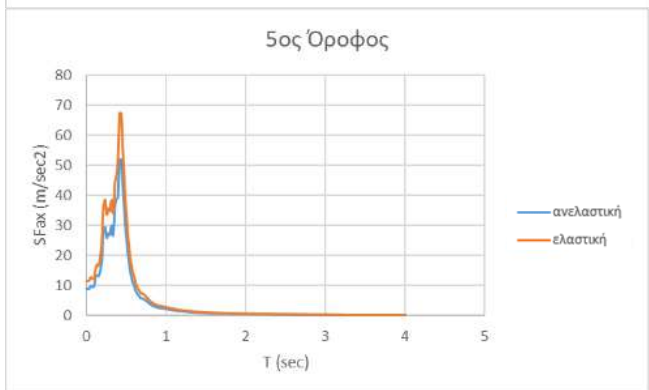
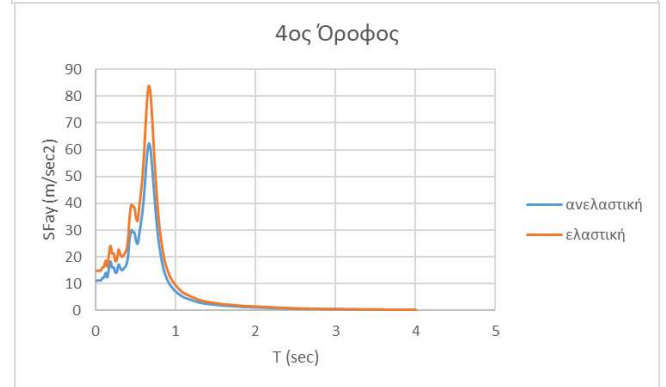
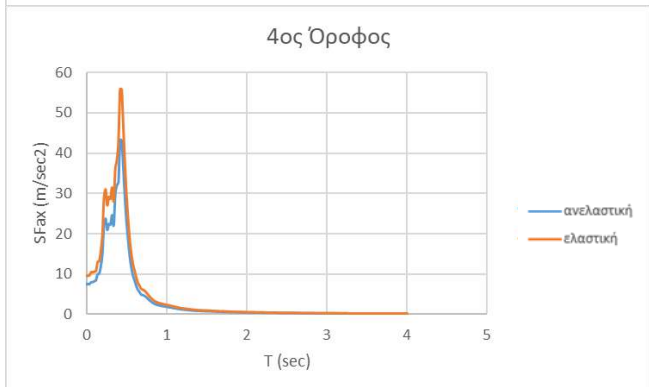
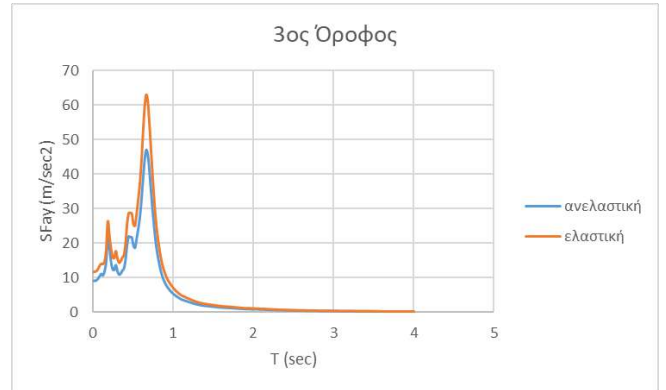
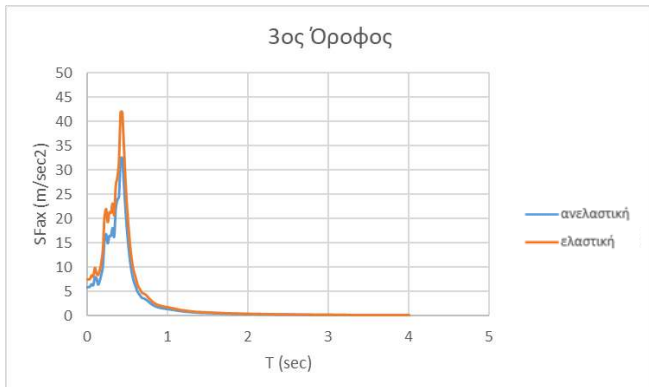
# Χρονοϊστορία RSN1111 (SD)



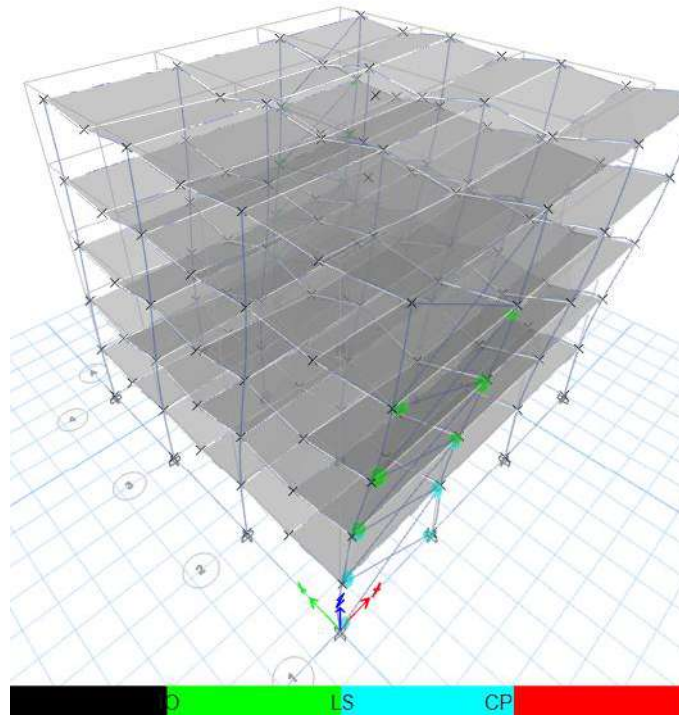
## Διεύθυνση Χ

## Διεύθυνση Υ



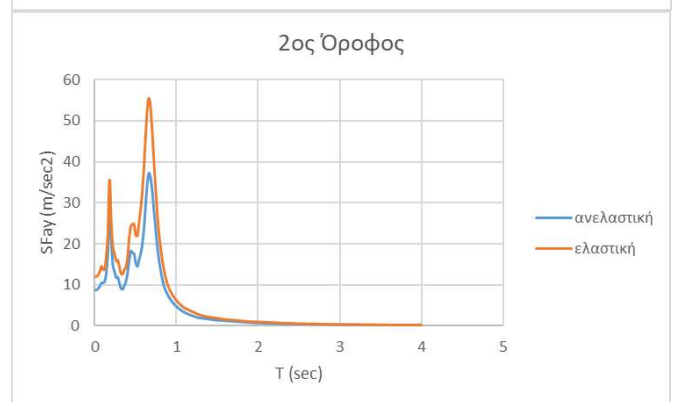
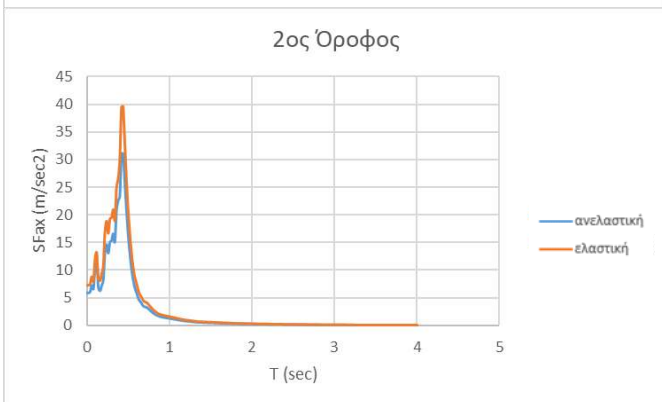
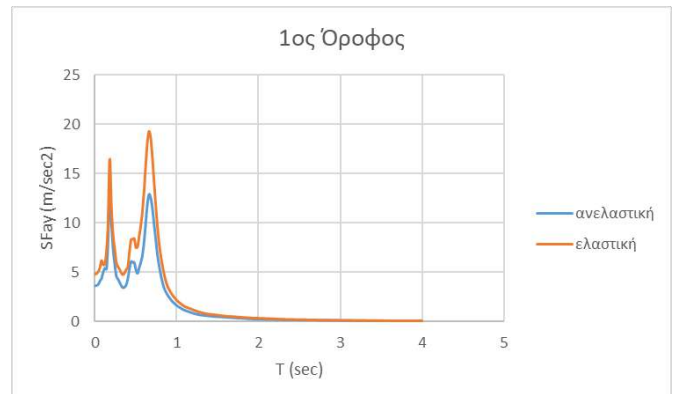
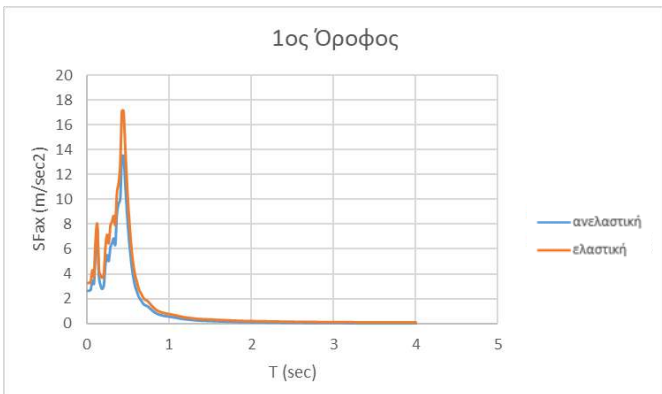


## Χρονοϊστορία RSN1111 (NC)

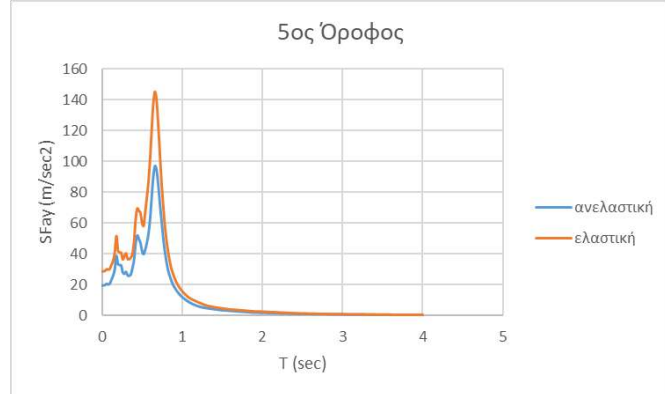
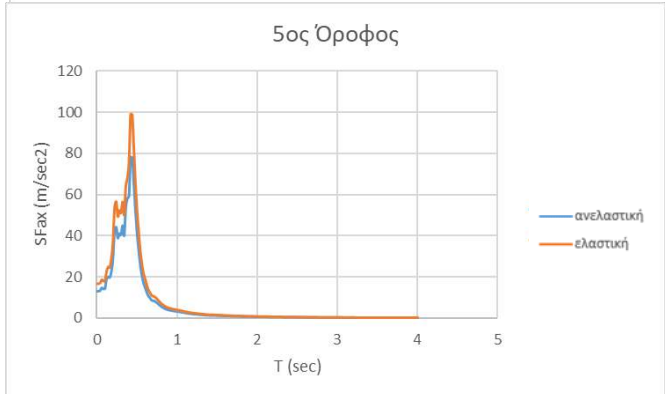
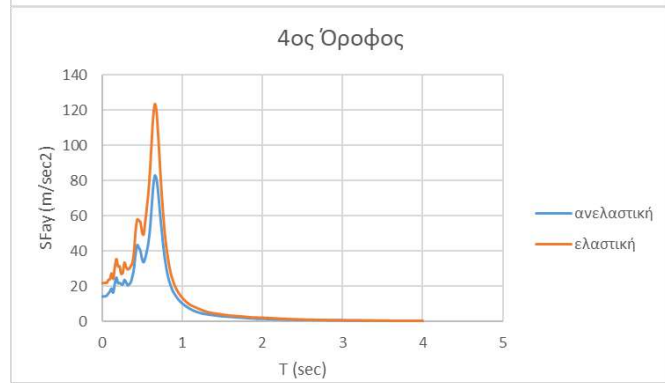
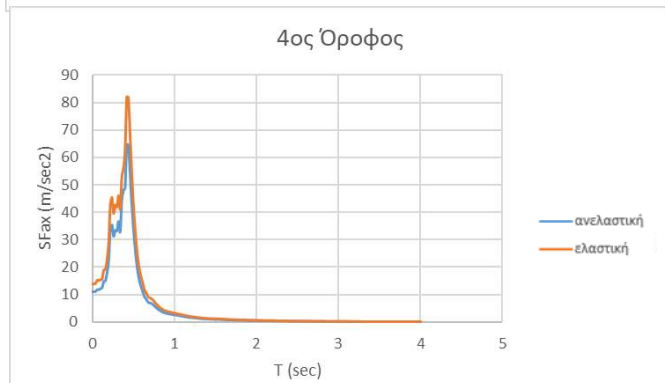
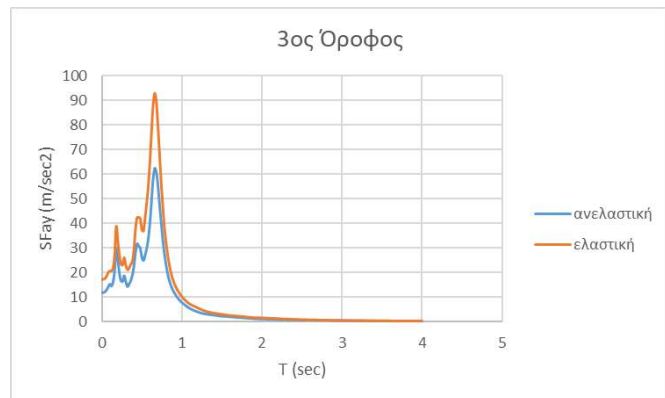
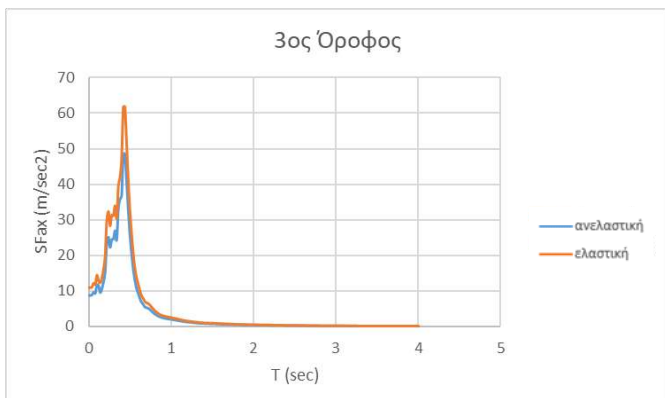


Διεύθυνση X

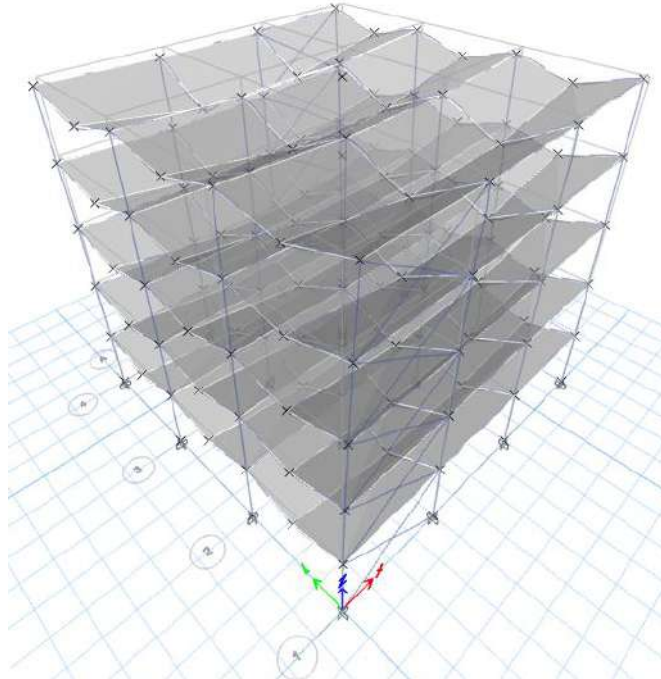
Διεύθυνση Y





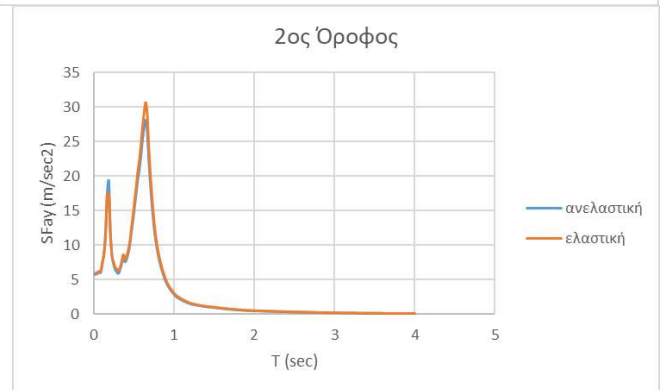
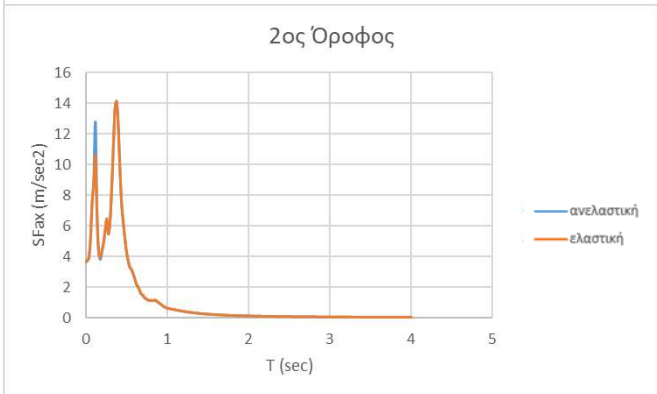
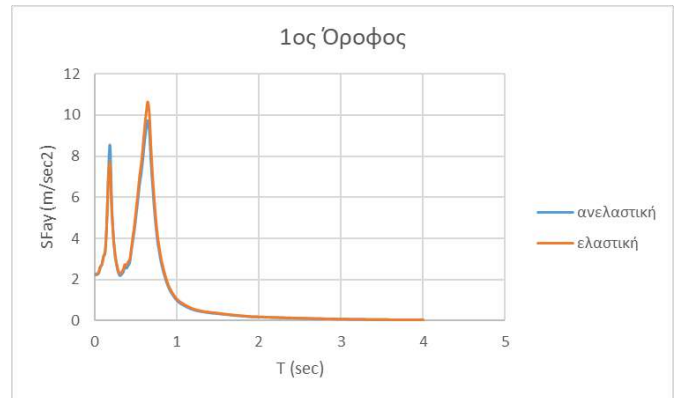
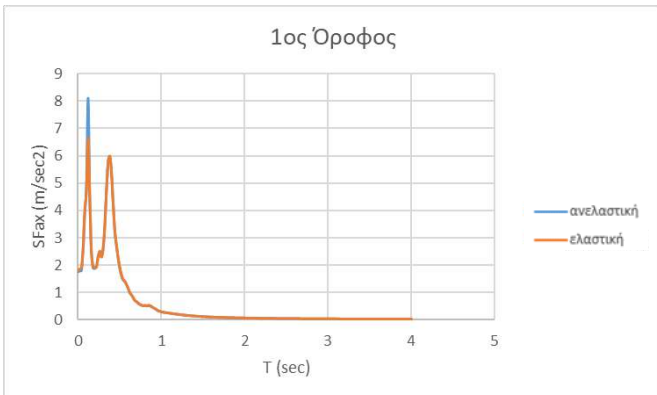


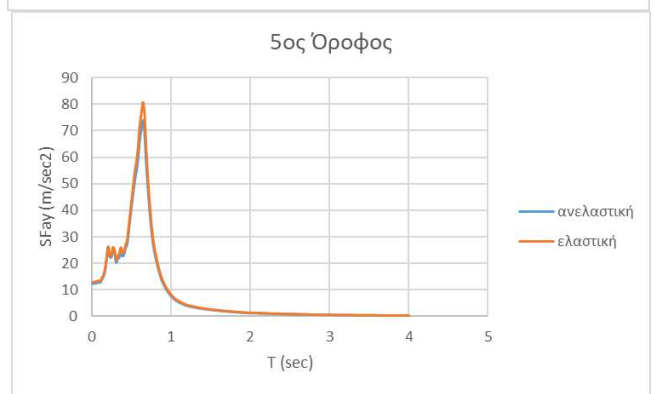
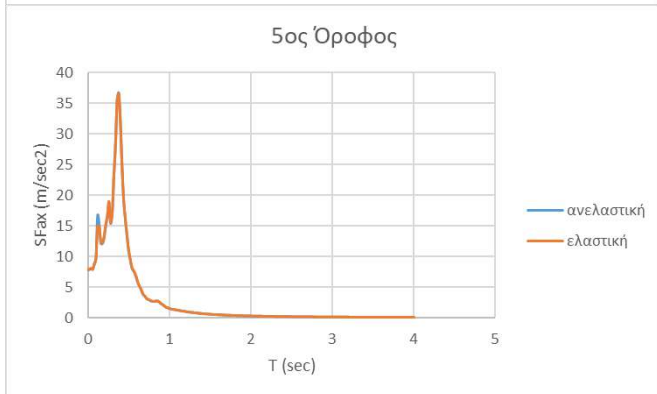
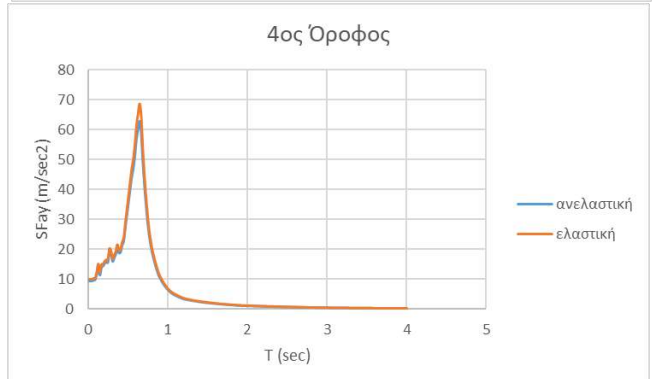
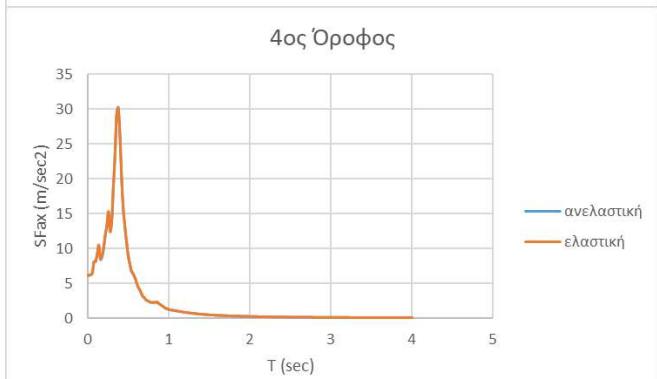
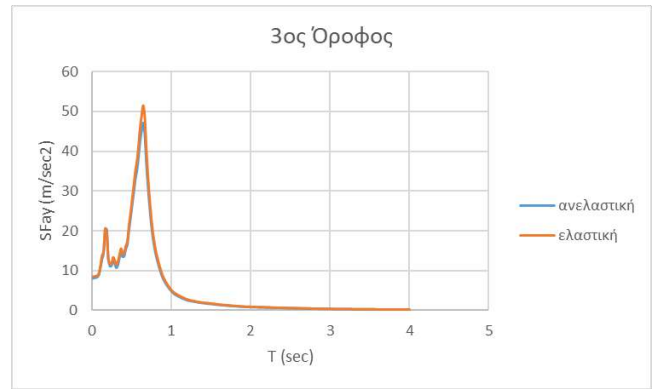
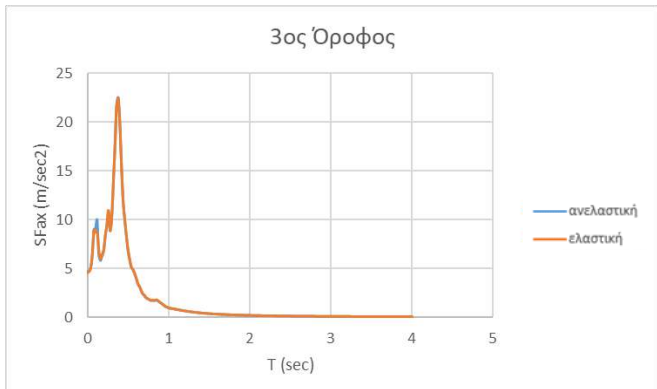
## Χρονοϊστορία RSN2734 (SD)



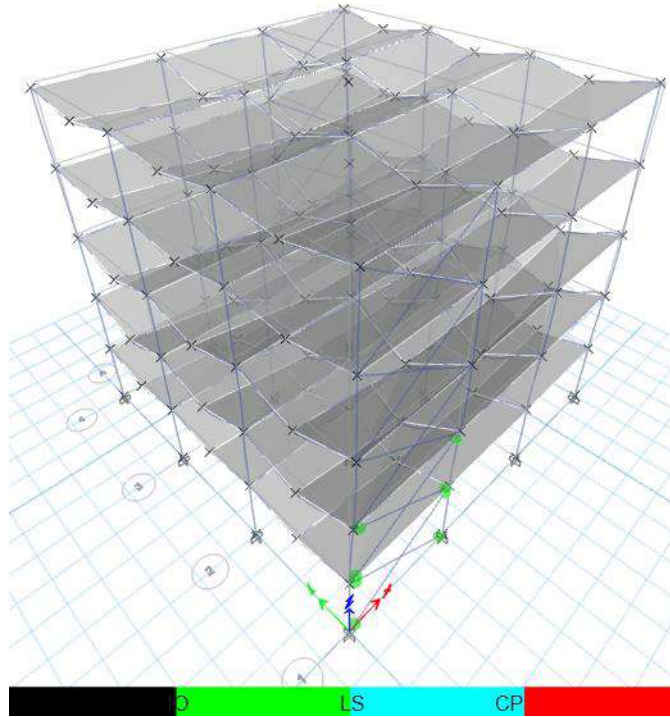
Διεύθυνση Χ

Διεύθυνση Υ

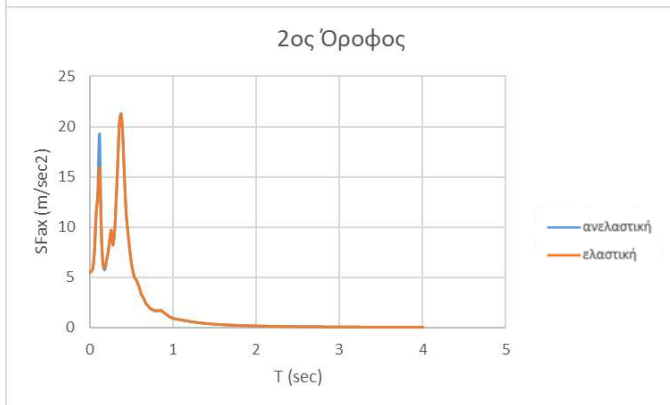
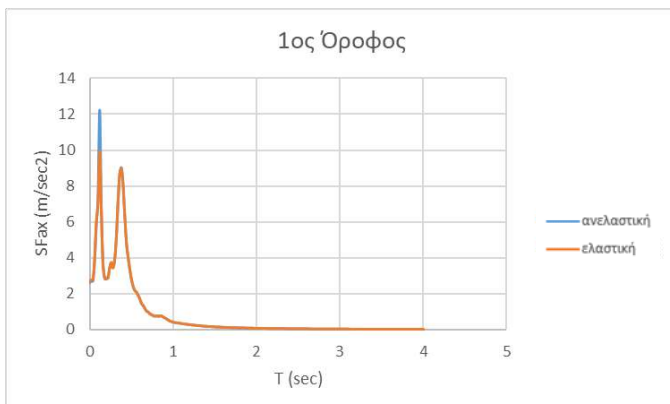




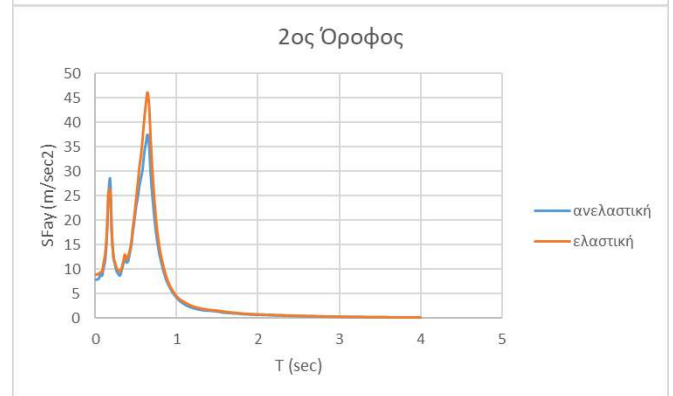
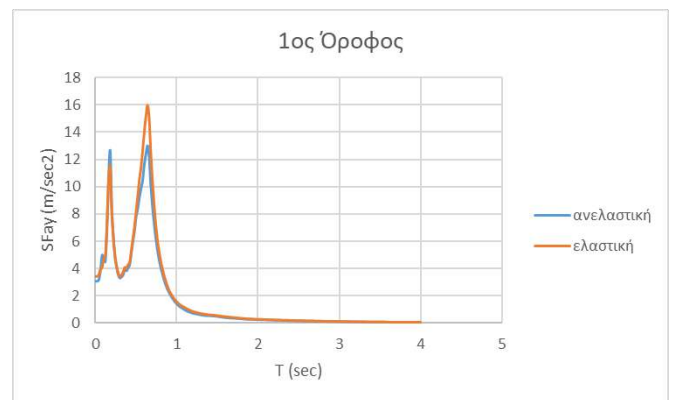
## Χρονοϊστορία RSN2734 (NC)

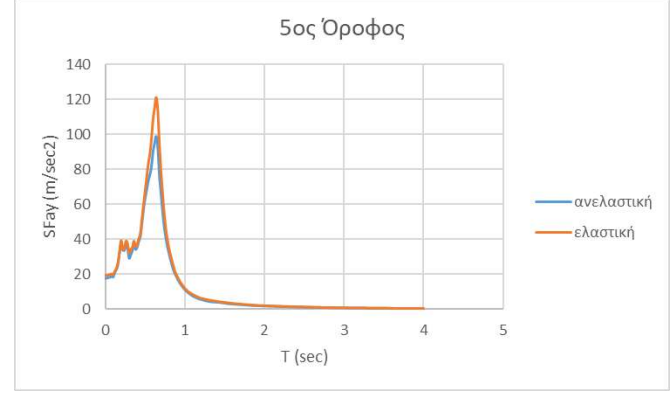
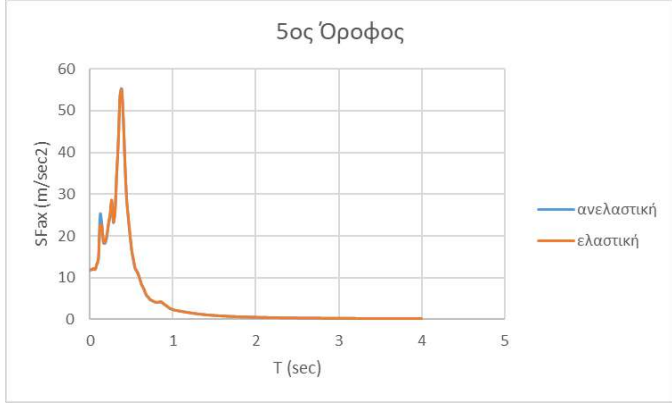
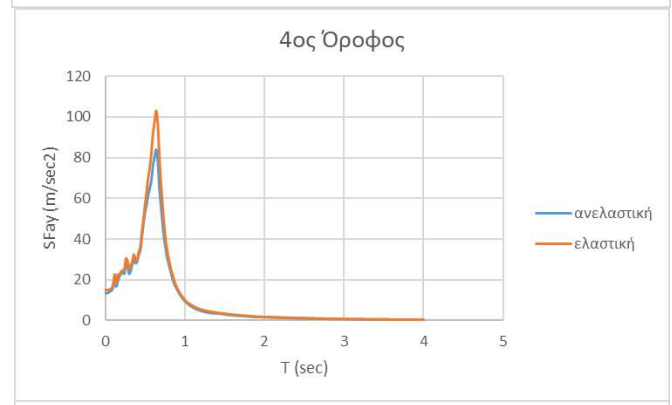
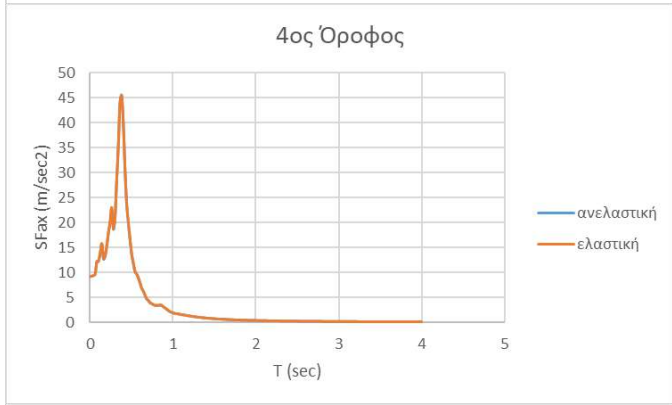
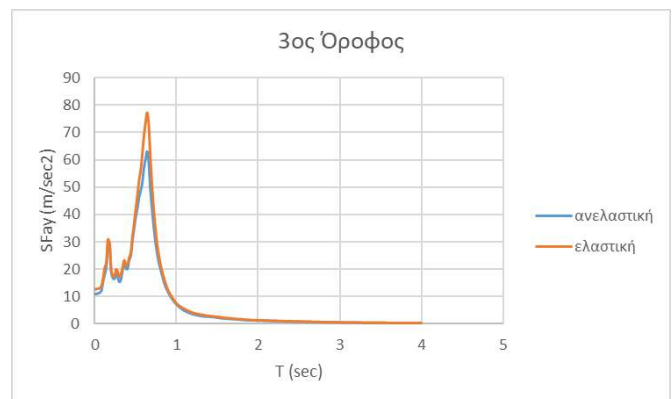
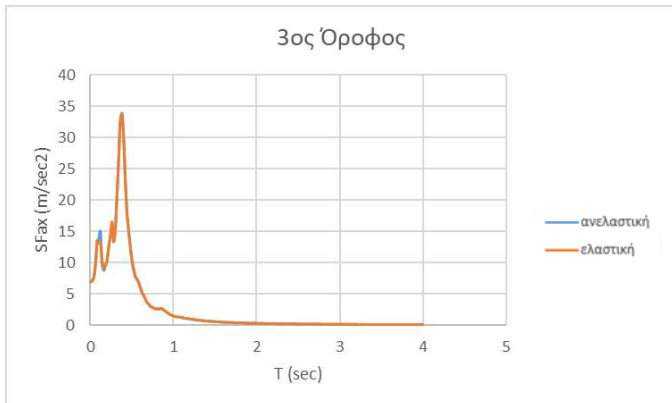


### Διεύθυνση Χ

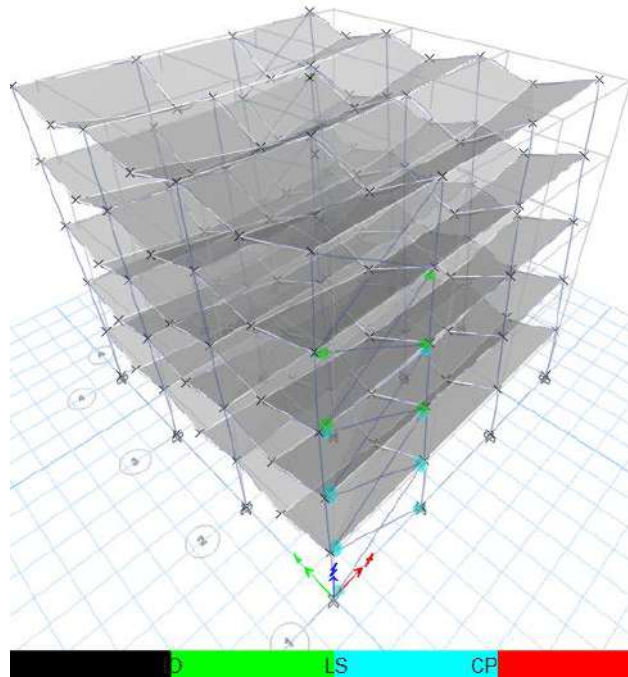


### Διεύθυνση Υ





### Χρονοϊστορία RSN983 (SD)

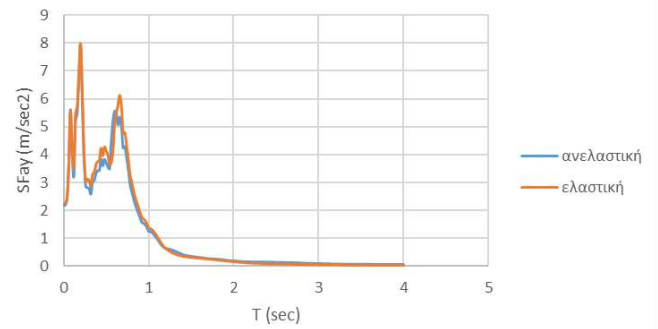
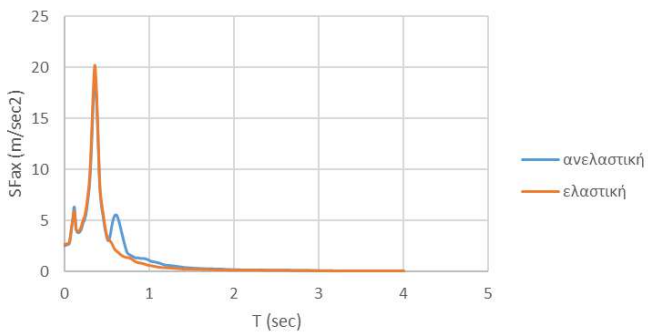


Διεύθυνση X

Διεύθυνση Y

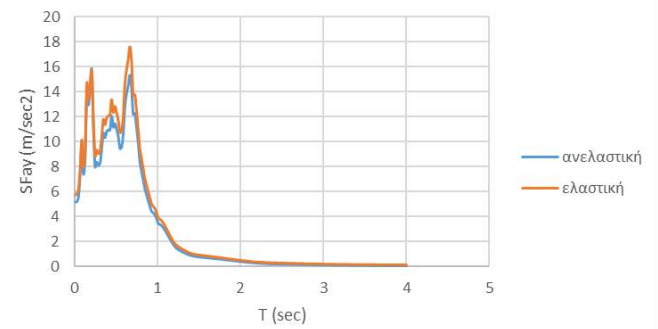
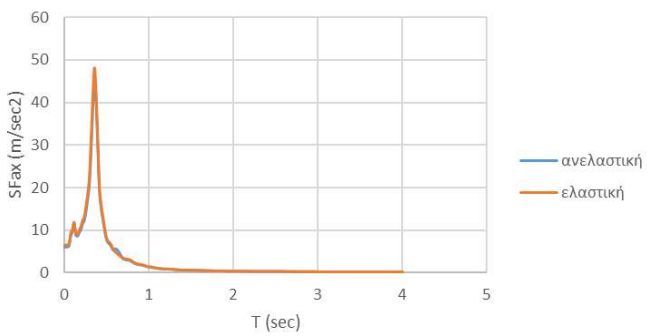
1ος Όροφος

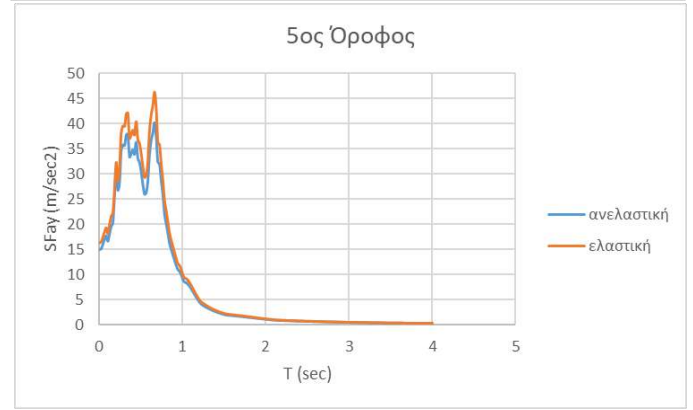
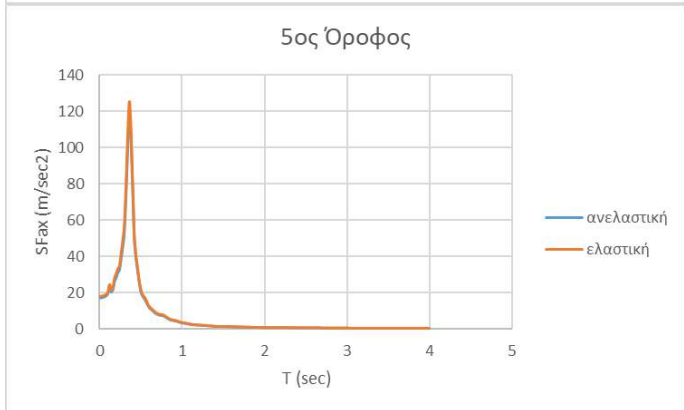
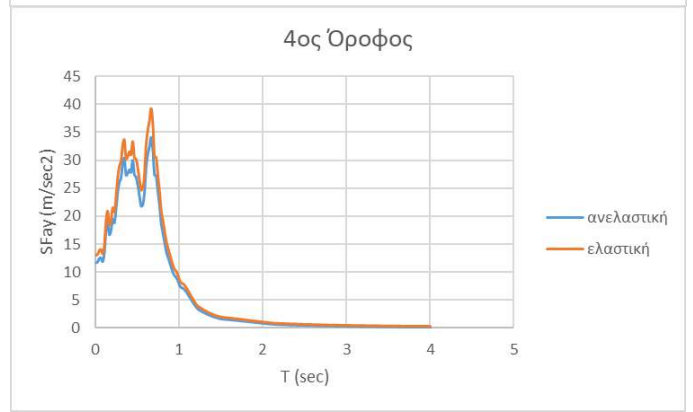
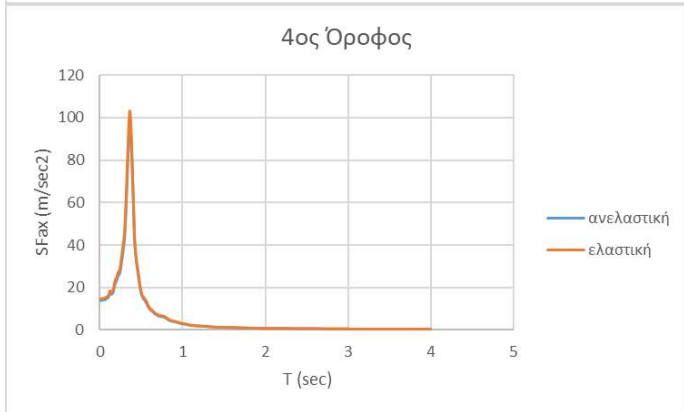
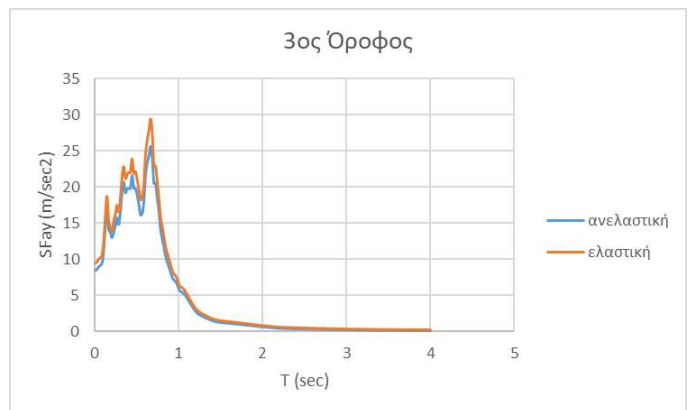
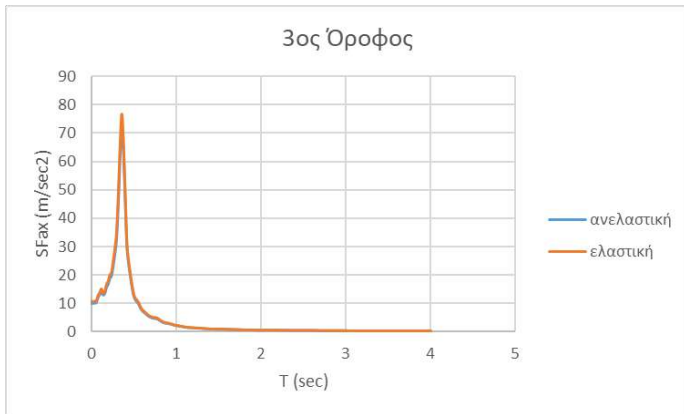
1ος Όροφος



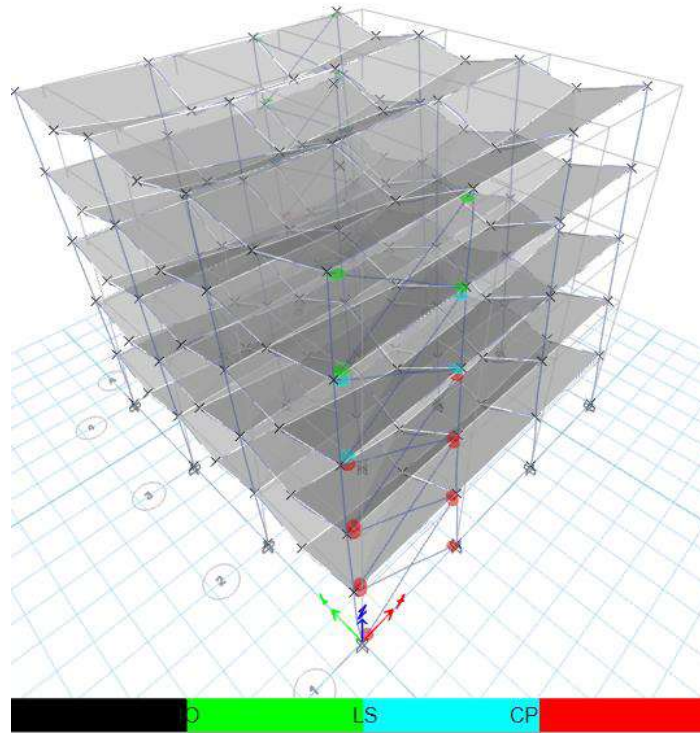
2ος Όροφος

2ος Όροφος



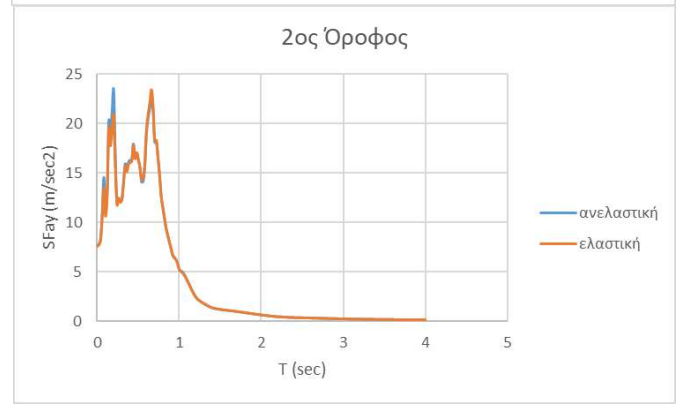
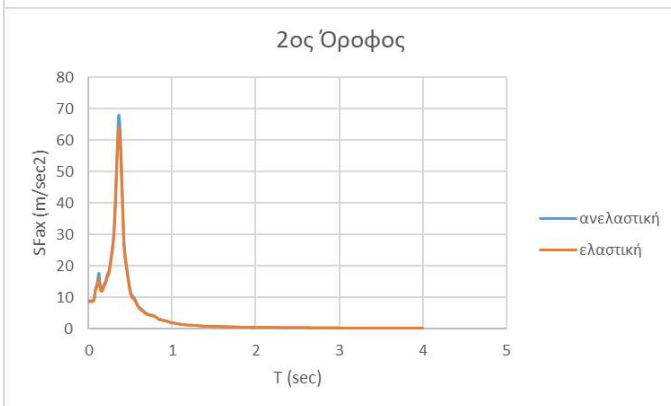
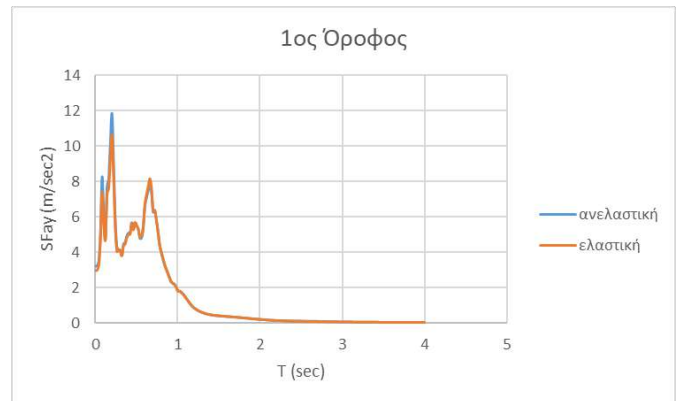
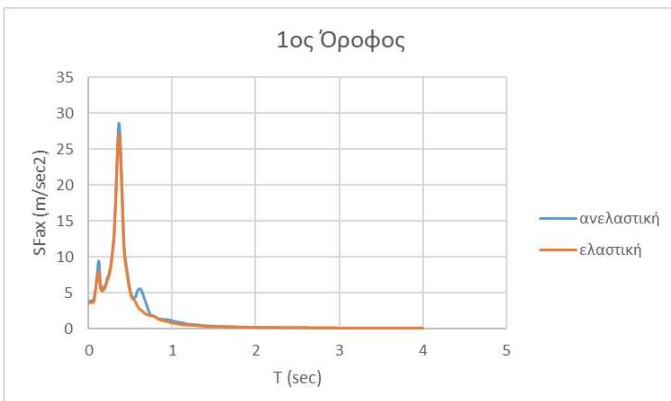


## Χρονοϊστορία RSN983 (NC)

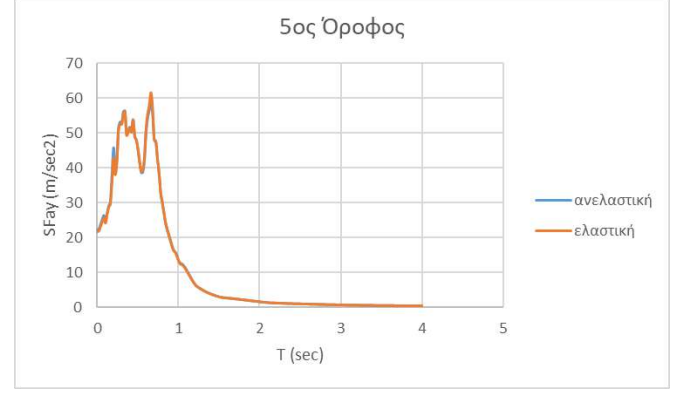
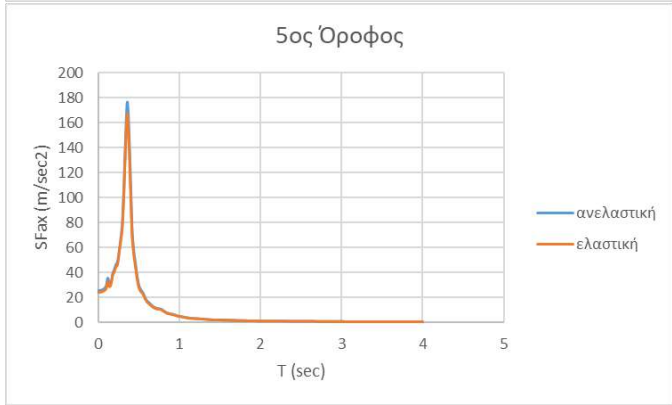
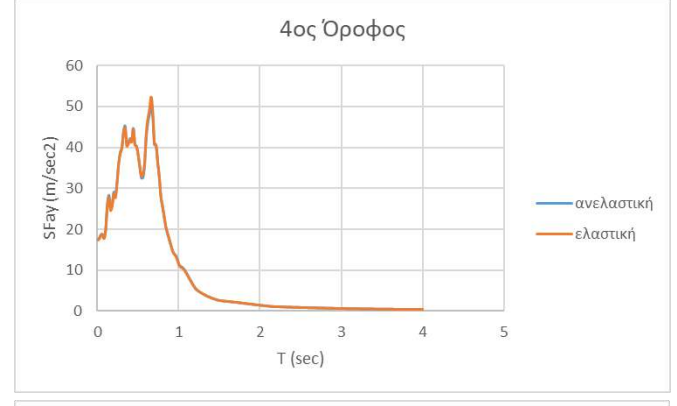
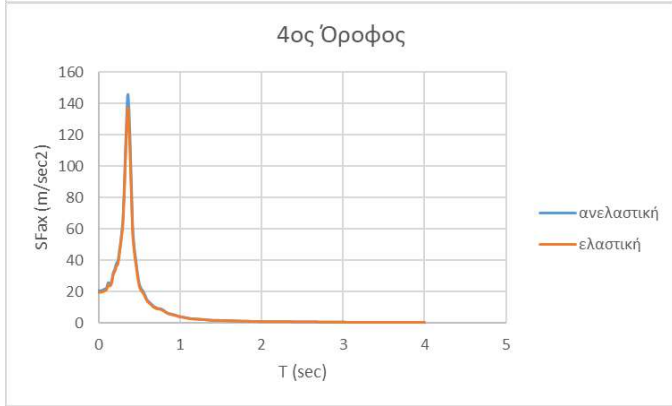
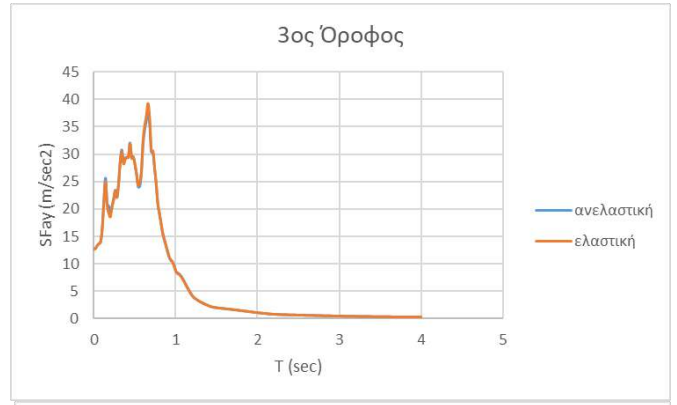
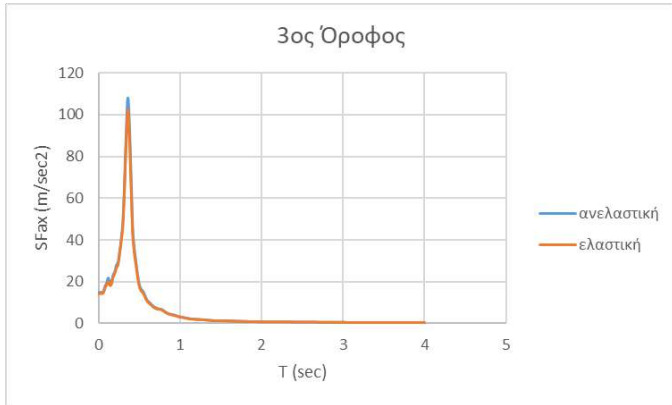


### Διεύθυνση Χ

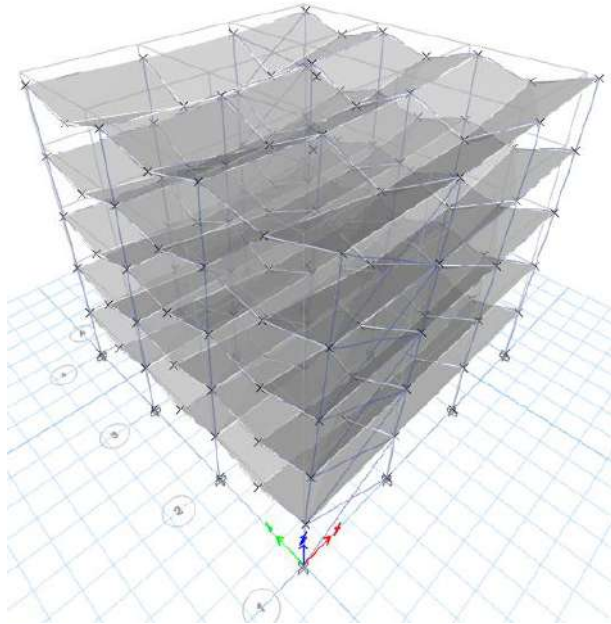
### Διεύθυνση Υ





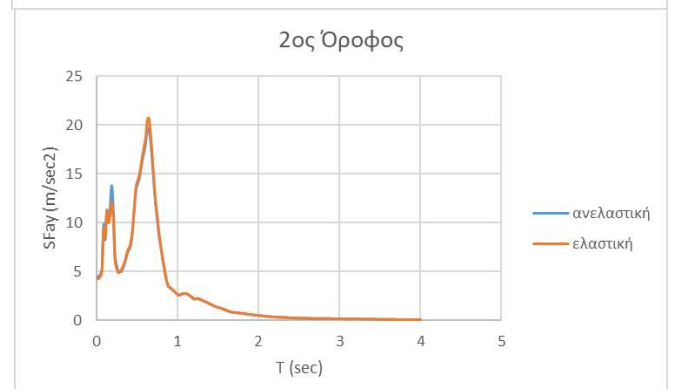
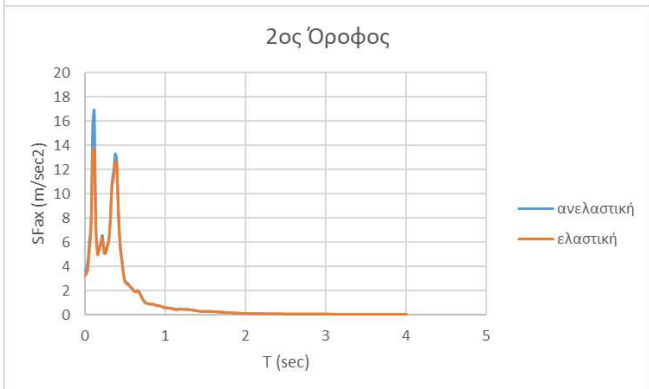
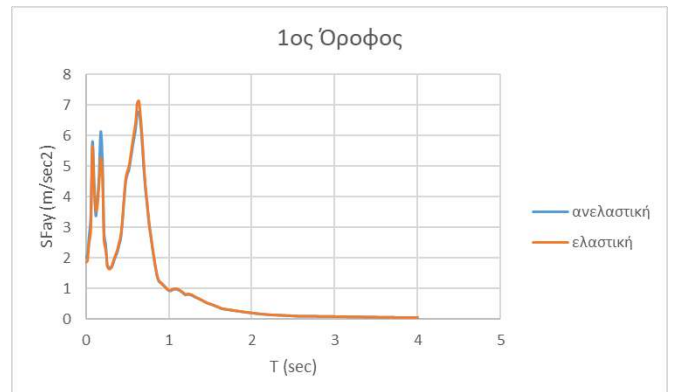
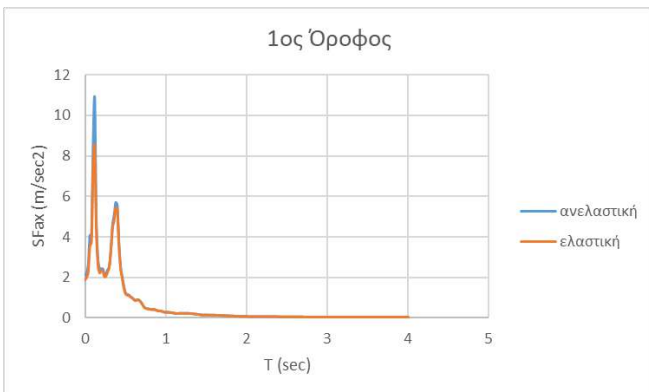


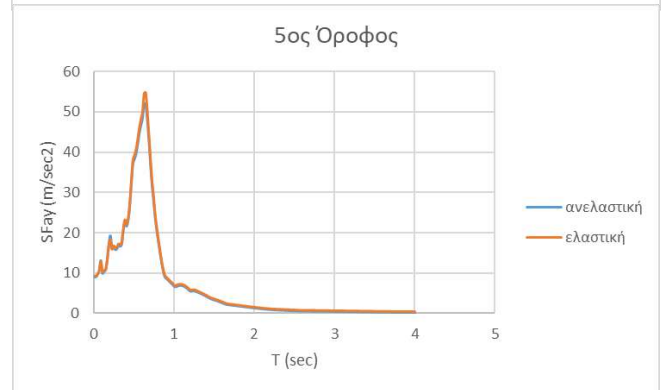
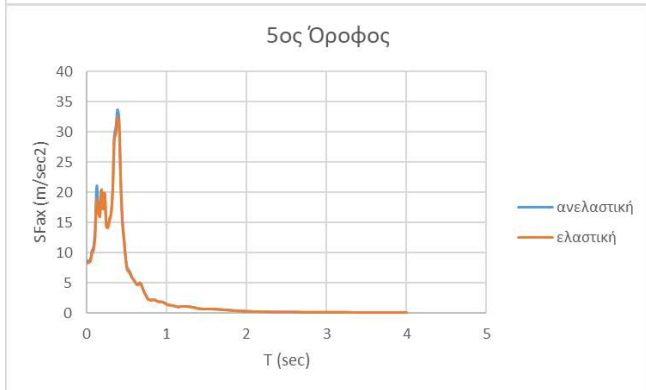
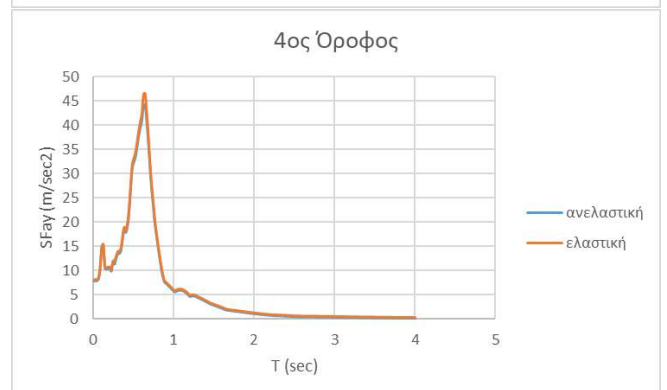
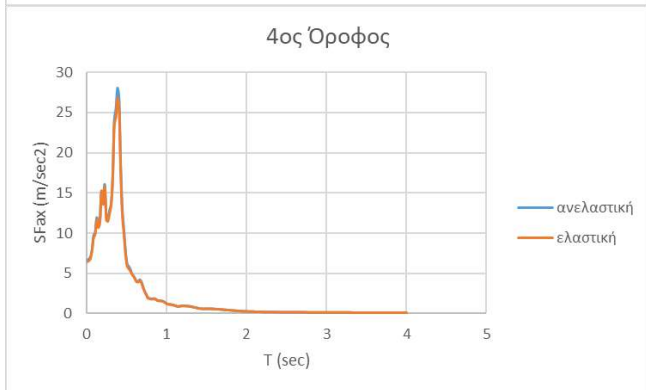
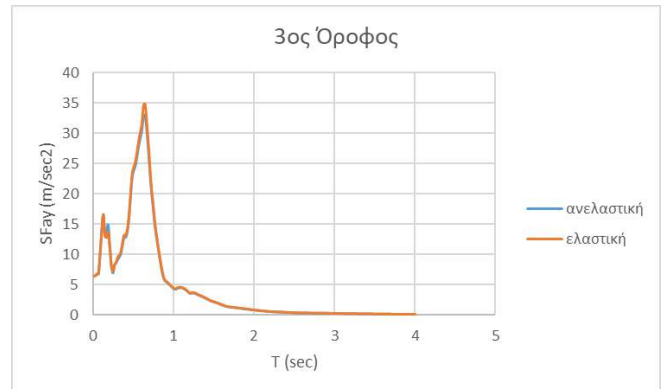
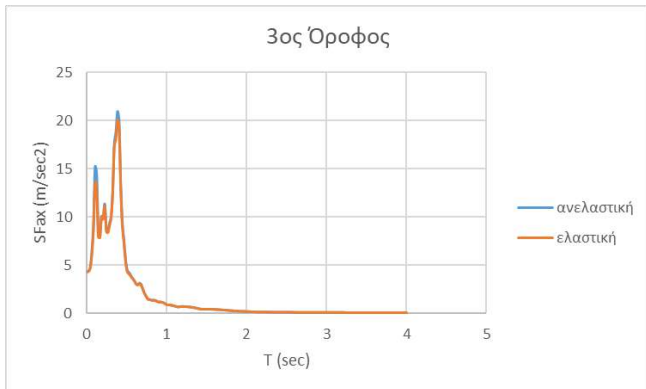
### Χρονοϊστορία RSN285 (SD)



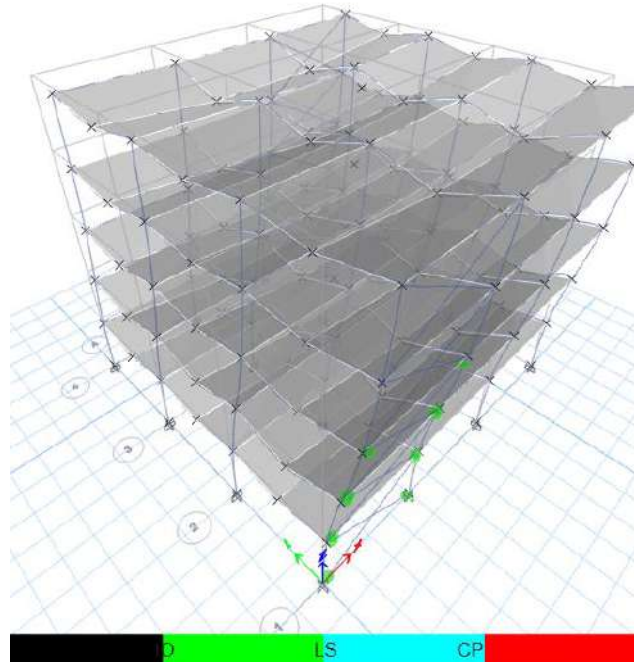
#### Διεύθυνση Χ

#### Διεύθυνση Υ



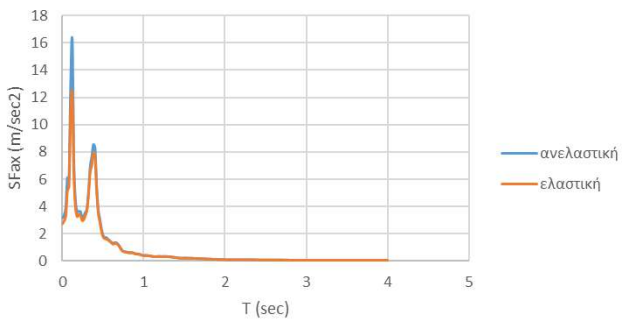


### Χρονοϊστορία RSN285 (NC)



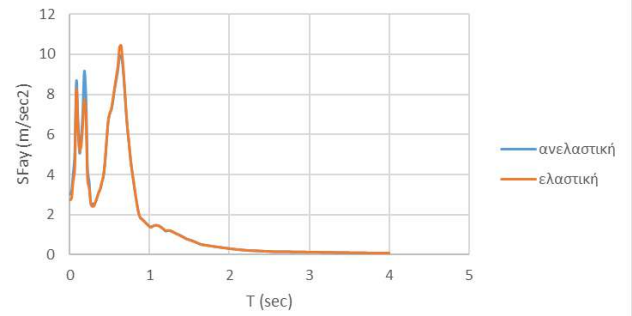
#### Διεύθυνση Χ

1ος Όροφος

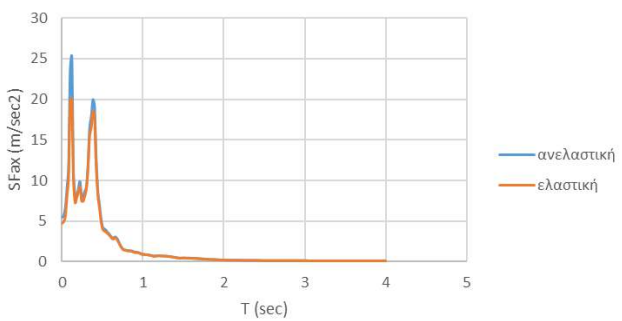


#### Διεύθυνση Υ

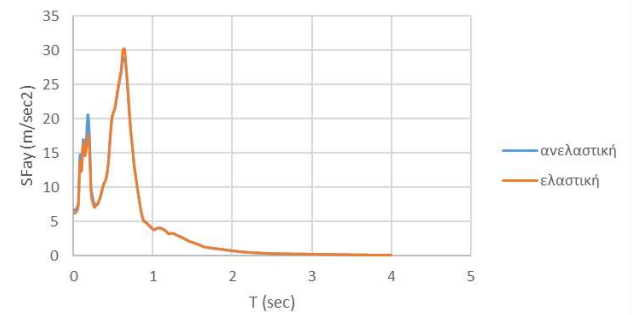
1ος Όροφος

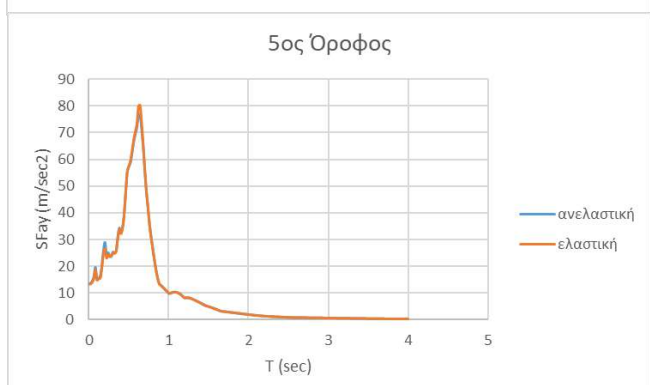
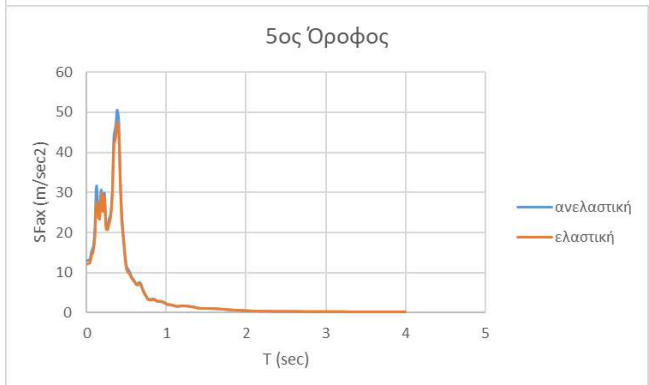
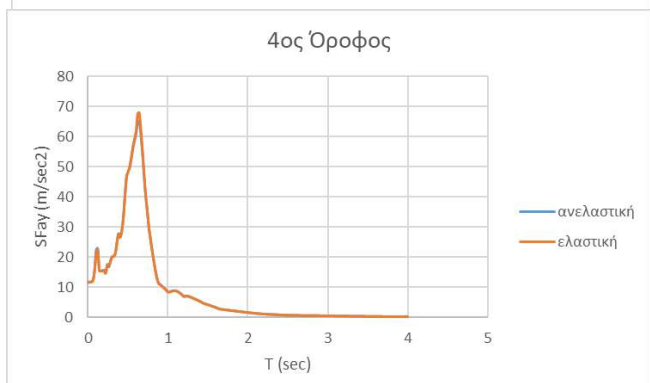
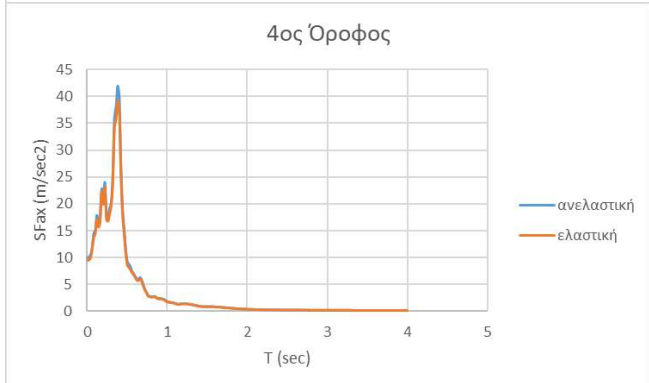
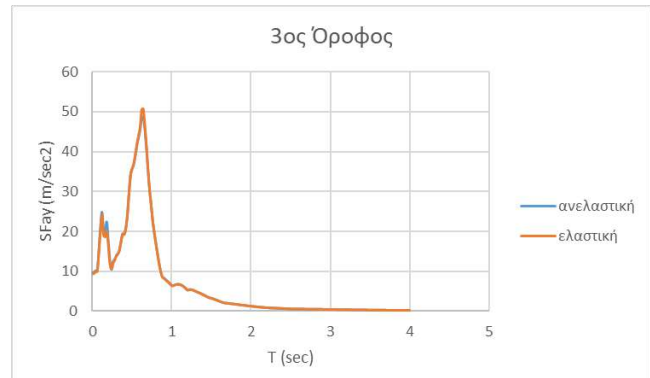
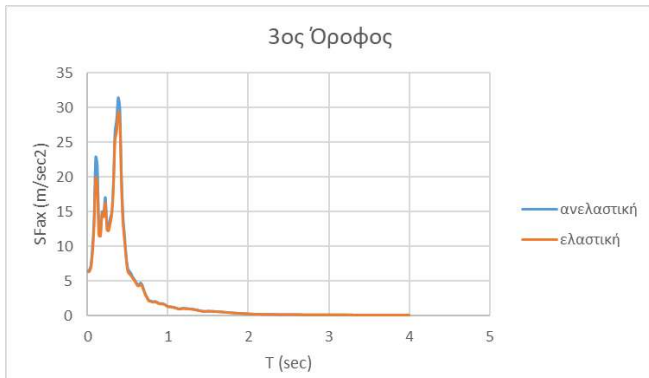


2ος Όροφος

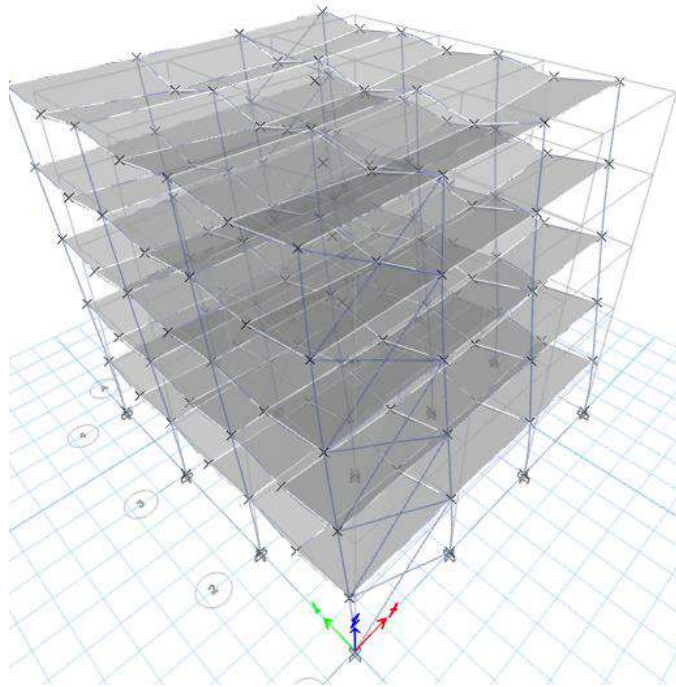


2ος Όροφος



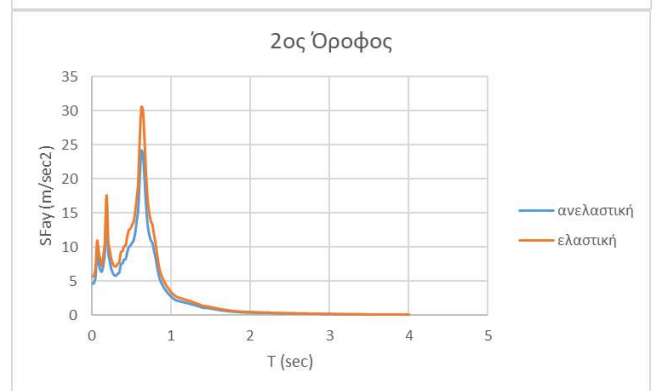
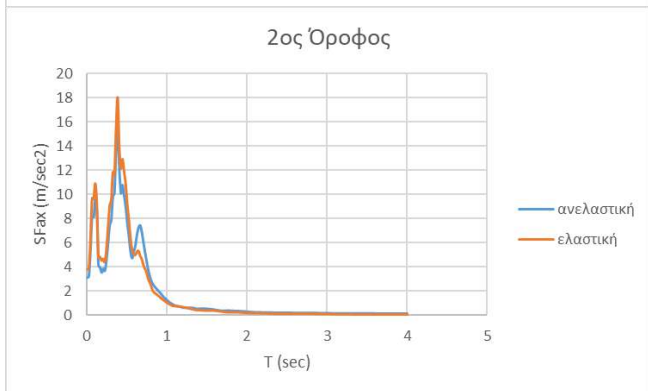
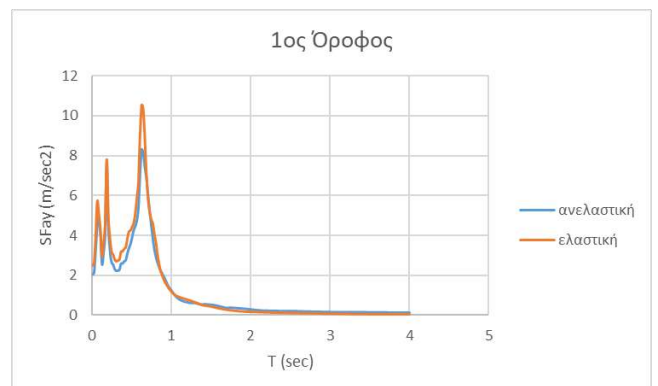
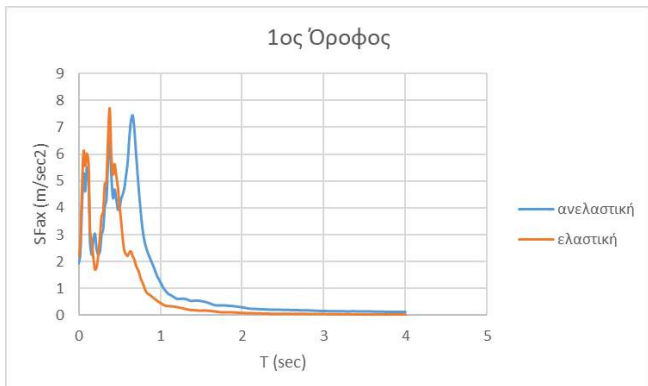


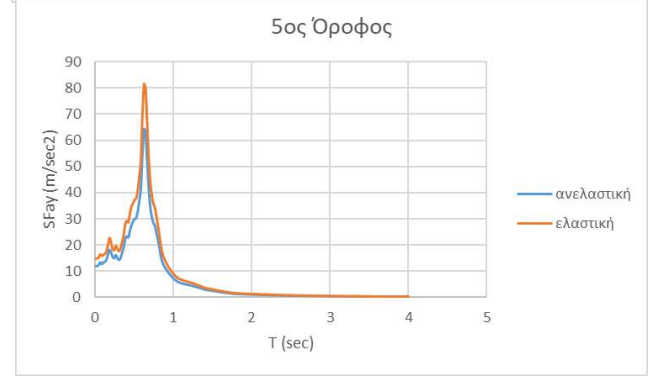
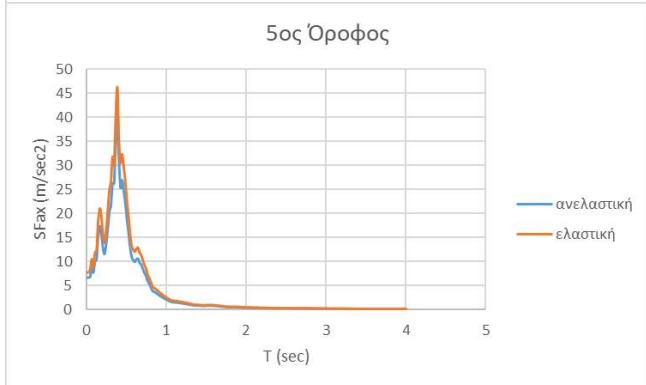
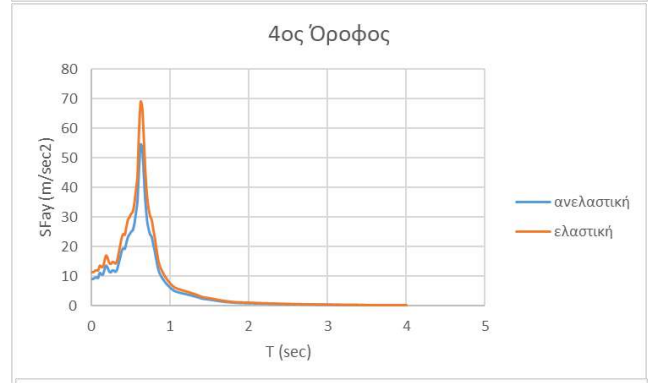
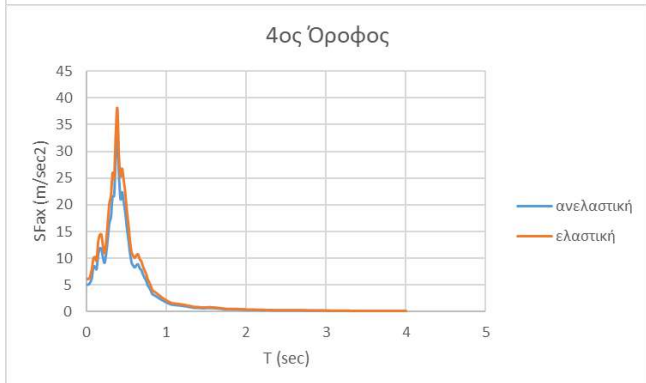
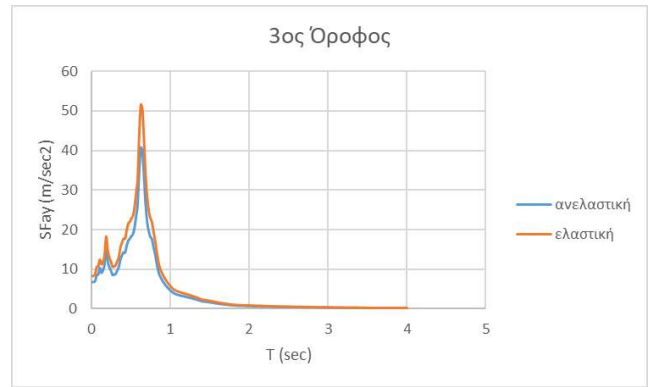
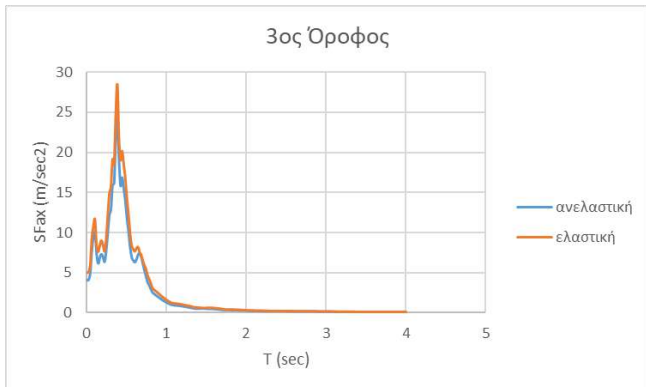
Χρονοϊστορία RSN779 (SD)



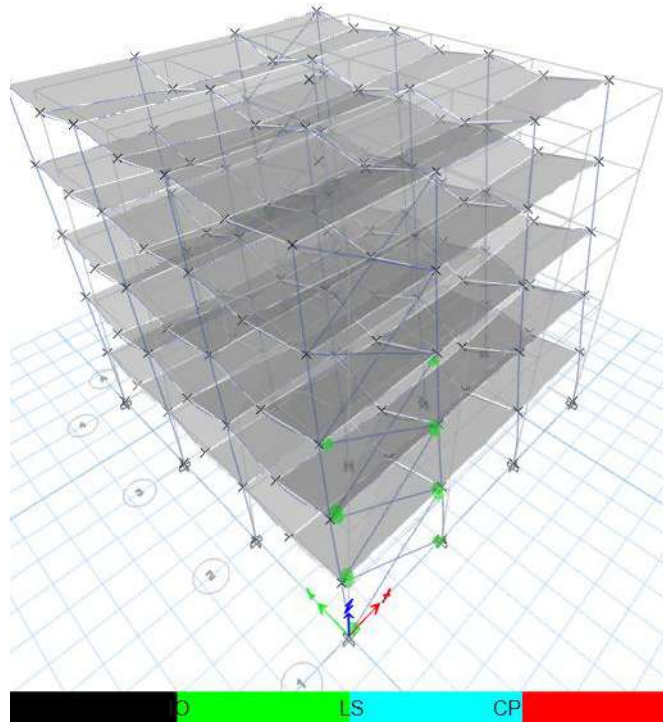
Διεύθυνση Χ

Διεύθυνση Υ



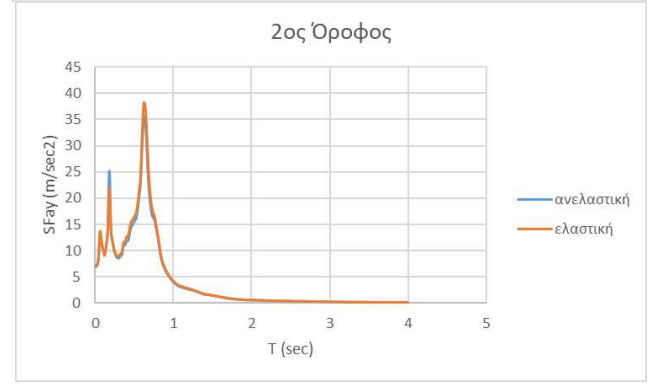
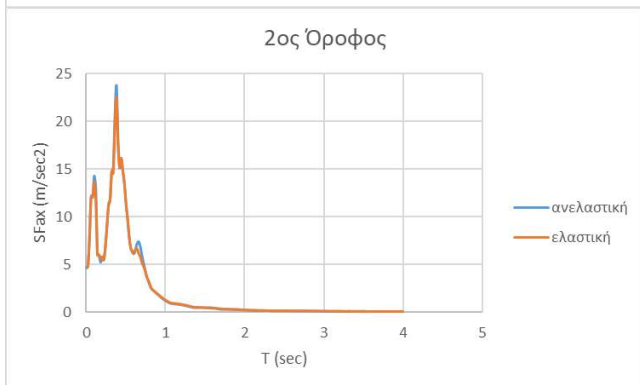
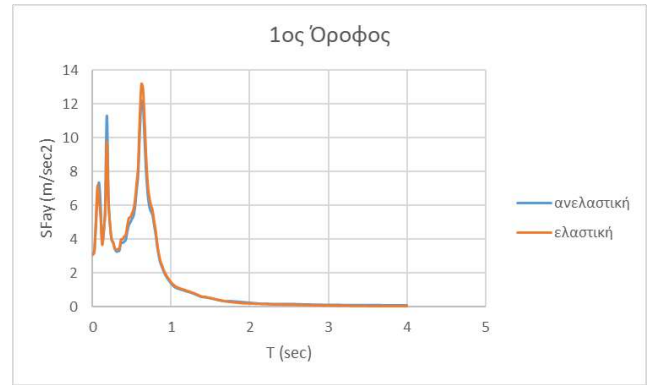
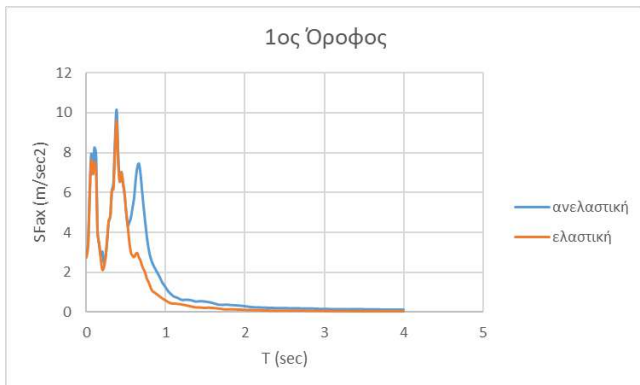


### Χρονοϊστορία RSN779 (NC)

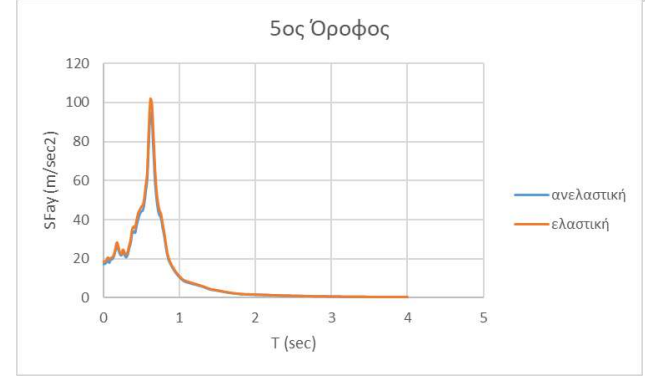
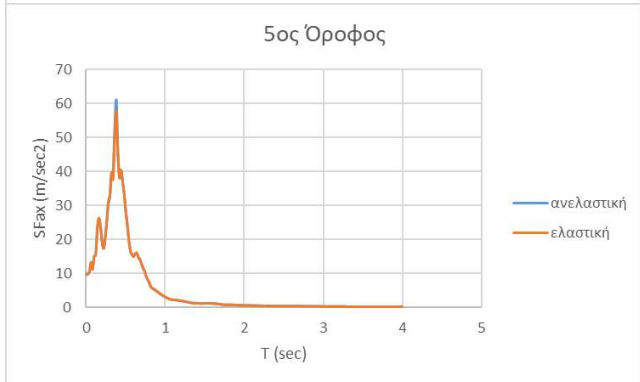
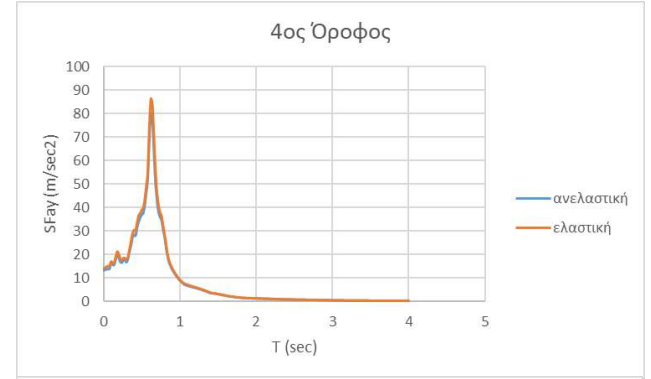
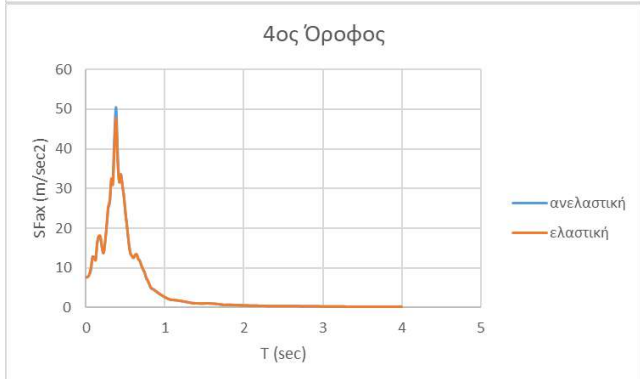
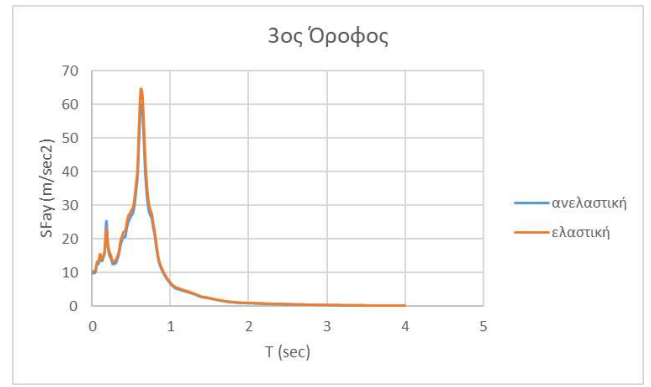
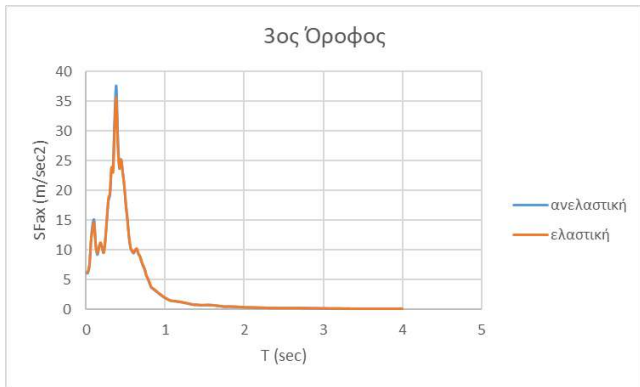


#### Διεύθυνση X

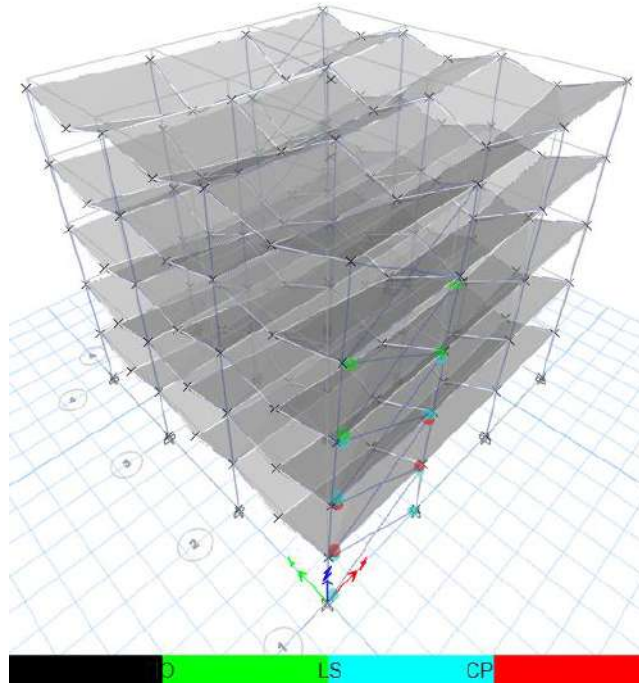
#### Διεύθυνση Y





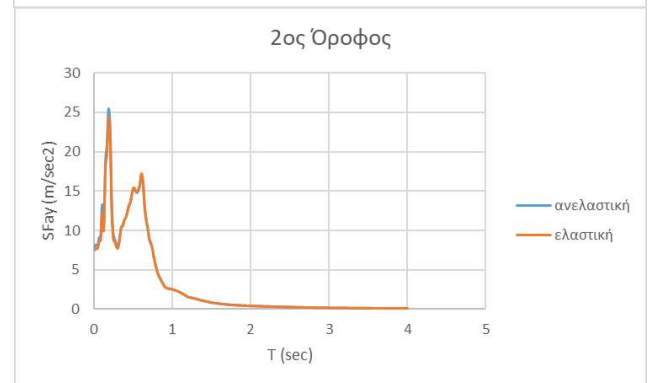
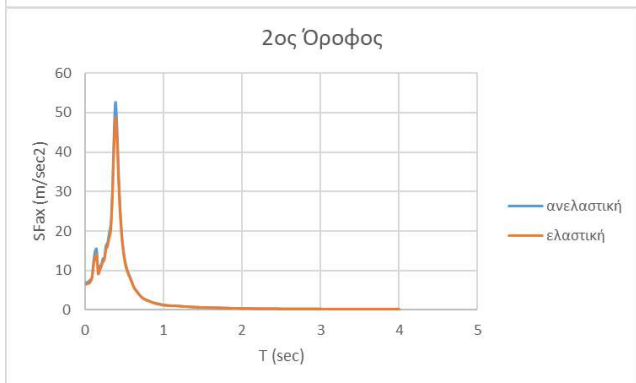
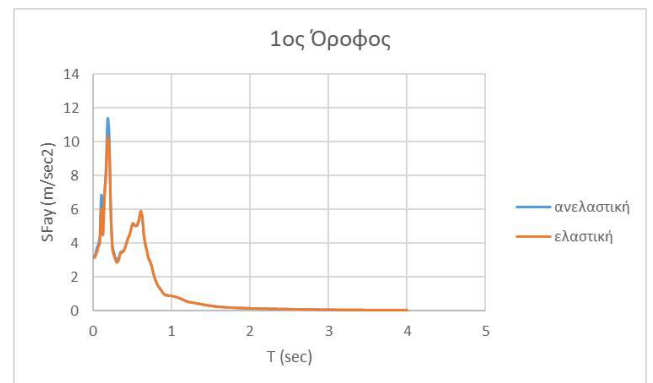
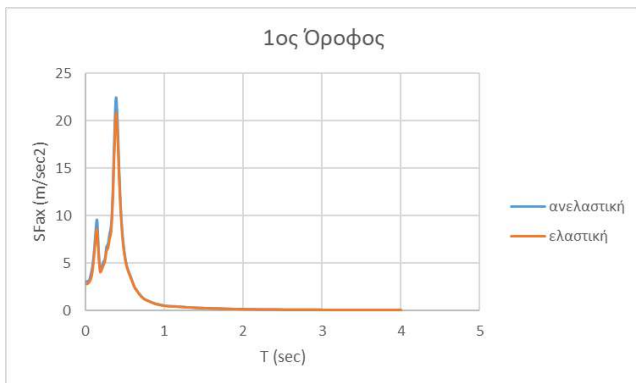


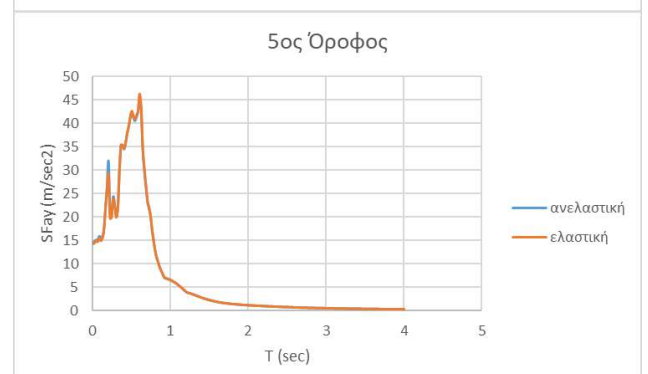
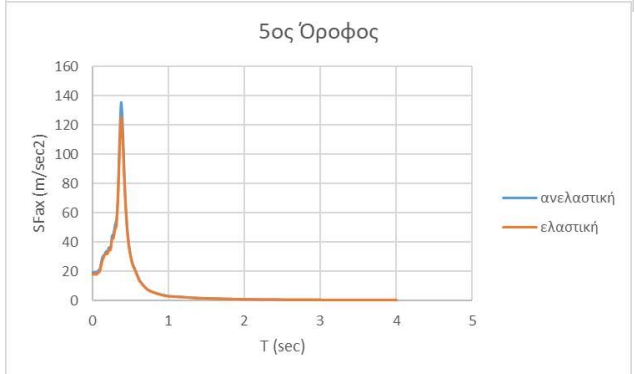
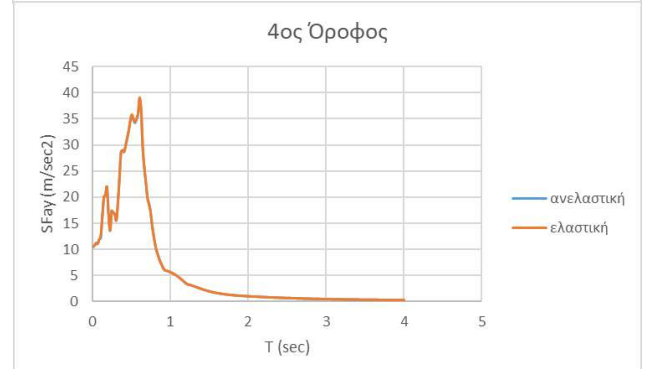
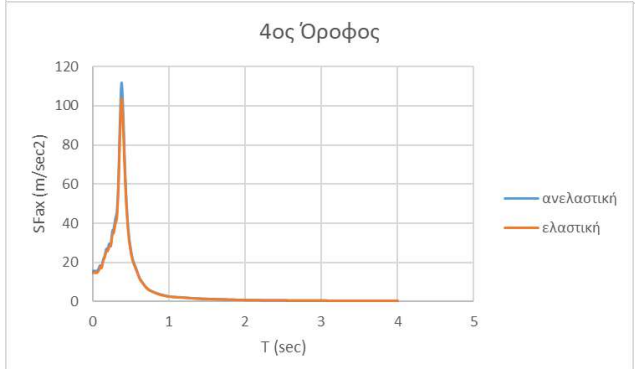
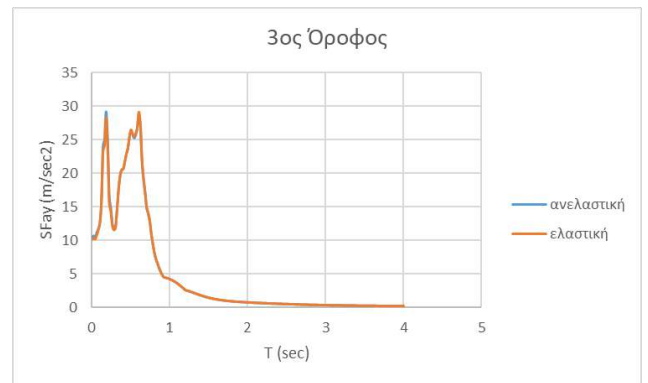
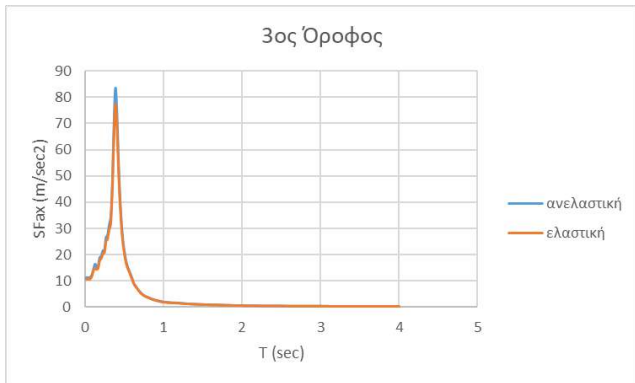
### Χρονοϊστορία RSN587 (SD)



#### Διεύθυνση X

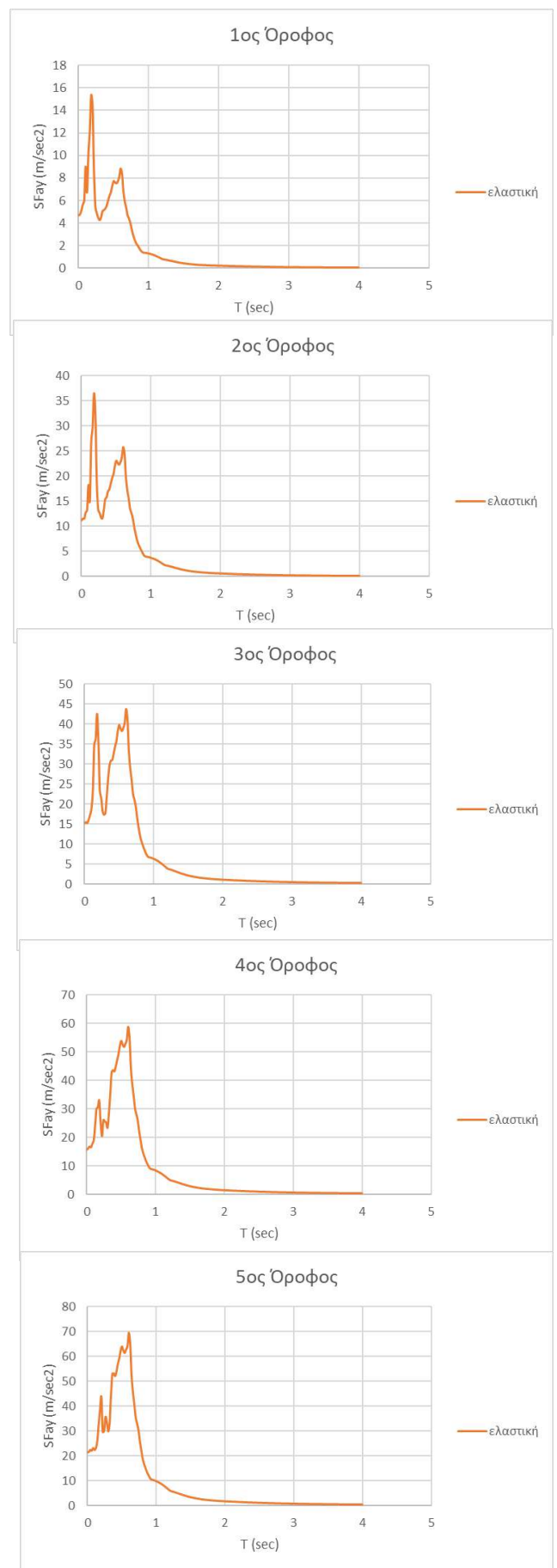
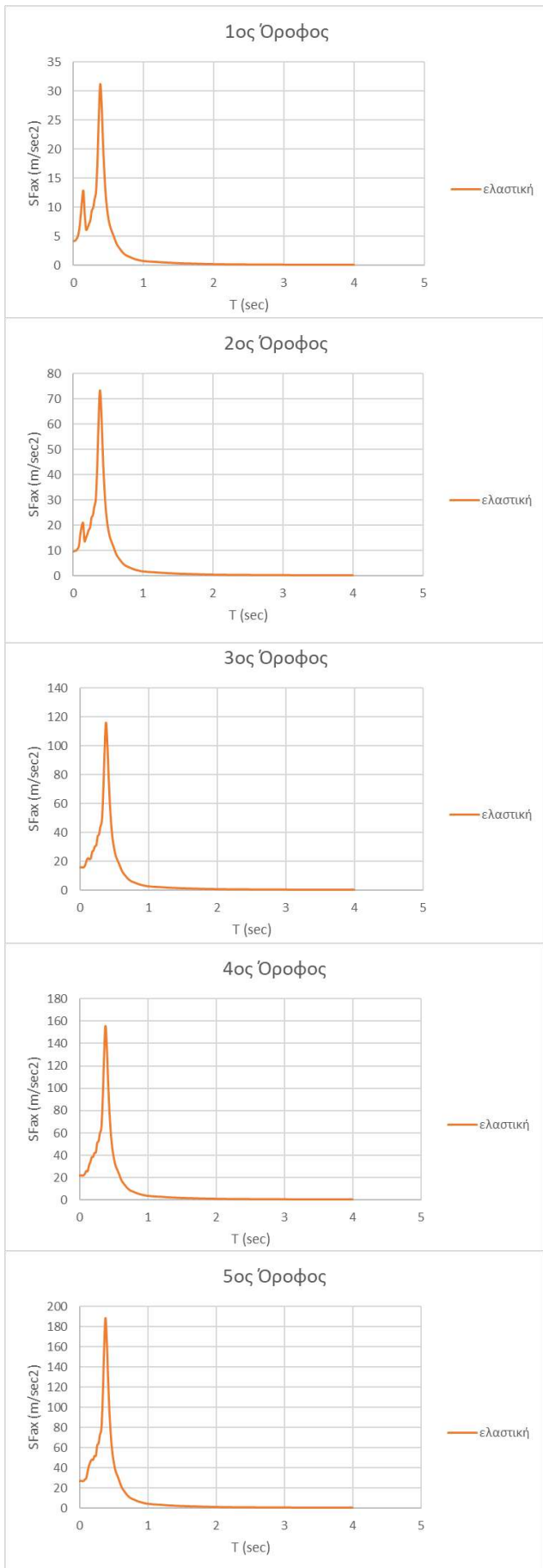
#### Διεύθυνση Y





## Χρονοϊστορία RSN587 (NC)

Η RSN587 δεν μπόρεσε να τρέξει ανελαστικά και έτσι παρουσιάζεται για πληρότητα μόνο η ελαστική ανάλυση.

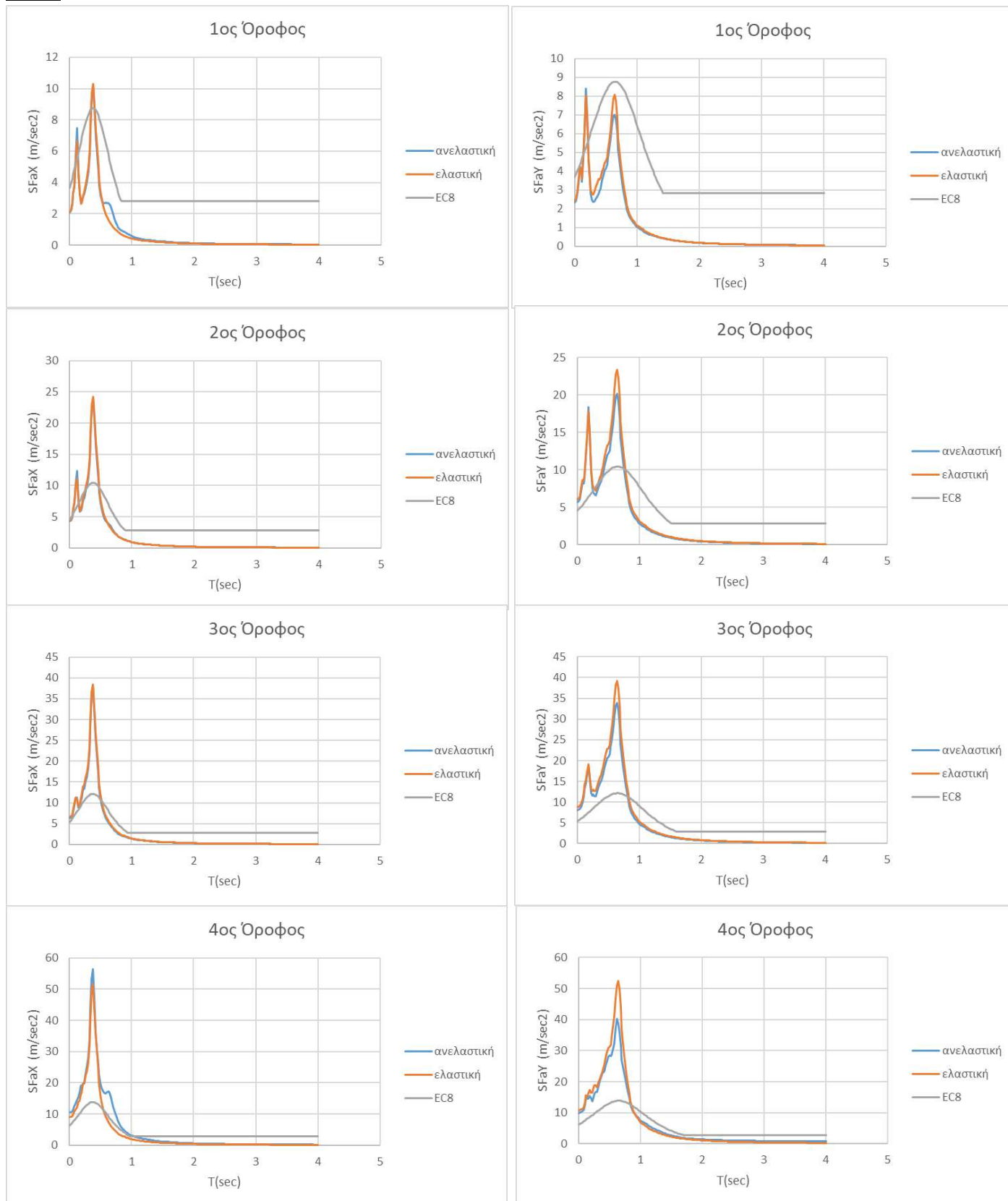


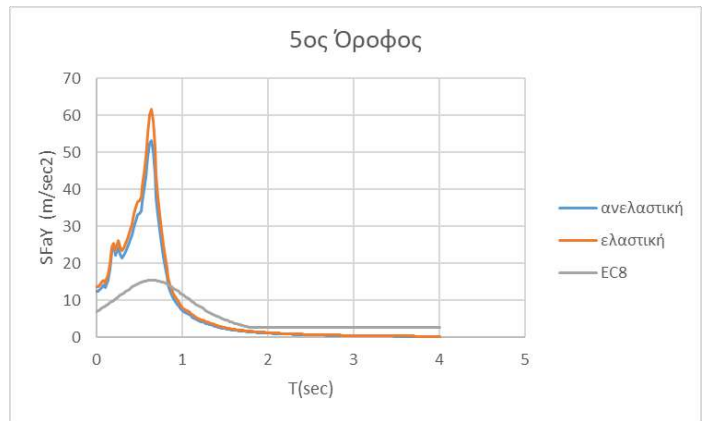
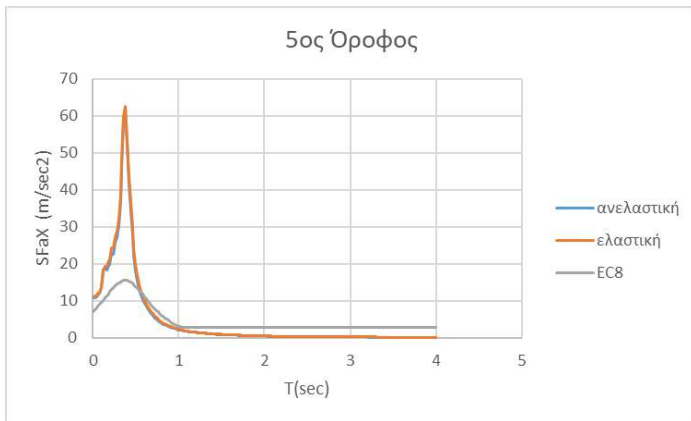
## 5.4 Σύγκριση Αναλύσεων με Ευρωκώδικα 8

Παρακάτω φαίνεται η σύγκριση των φασμάτων απόκρισης κάθε ορόφου, τα οποία υπολογίστηκαν από το μέσο όρο των φασμάτων των 7 σεισμών που επιλέχτηκαν, με το φάσμα που δίνει ο EC8 για τα προσαρτήματα με βάση τη σχέση:

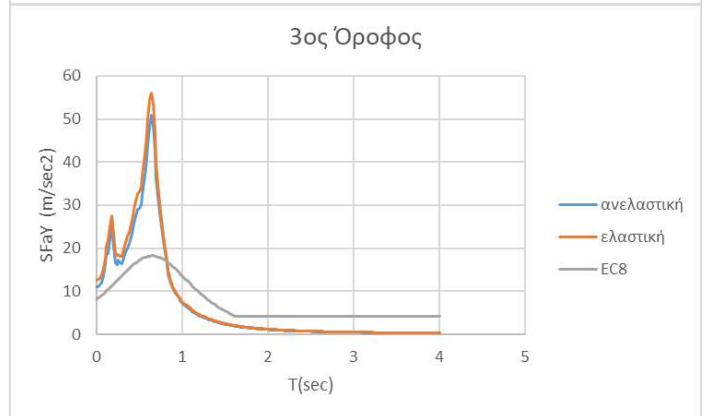
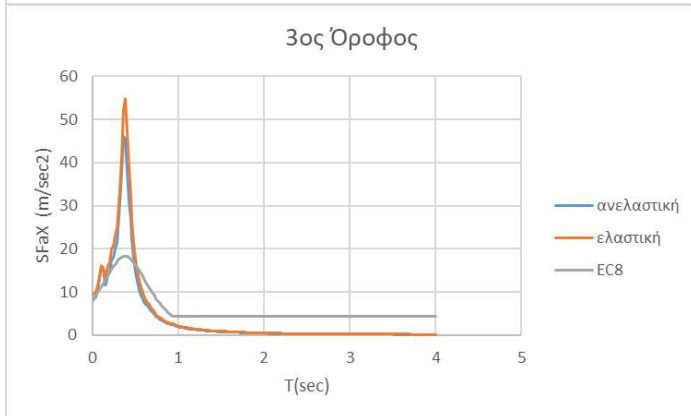
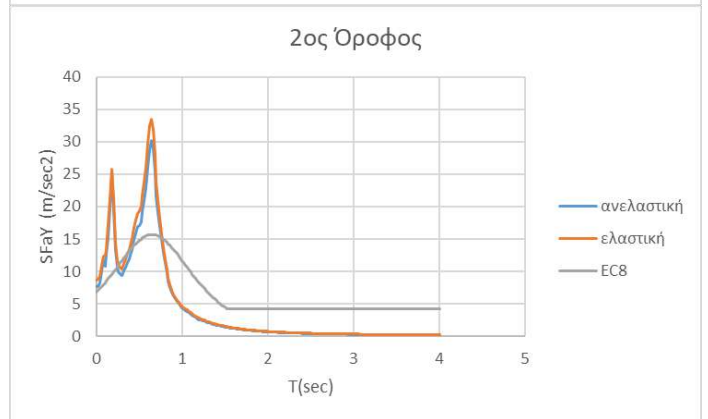
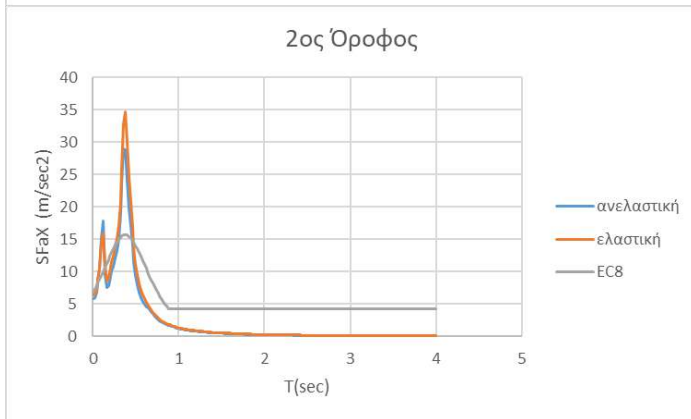
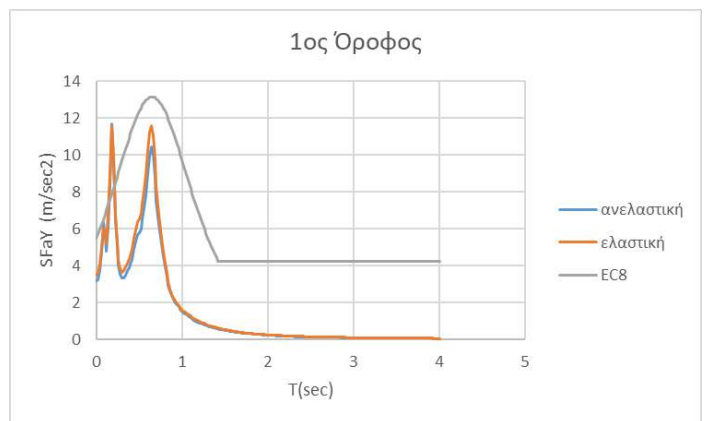
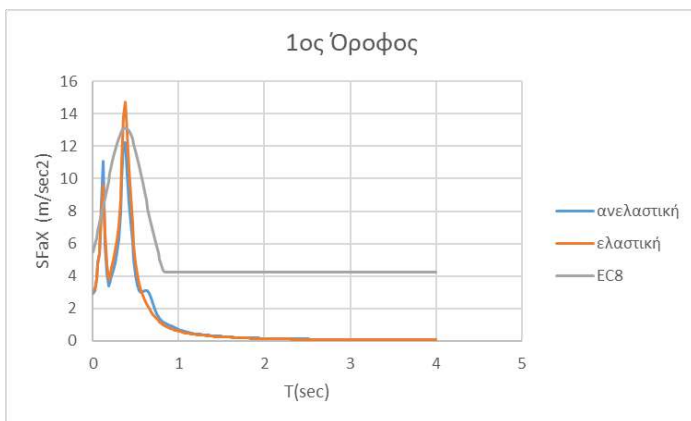
$$S_{Fa,EC8}(T) = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot \left(1 + \frac{z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] \cdot g \geq \alpha \cdot S \cdot g$$

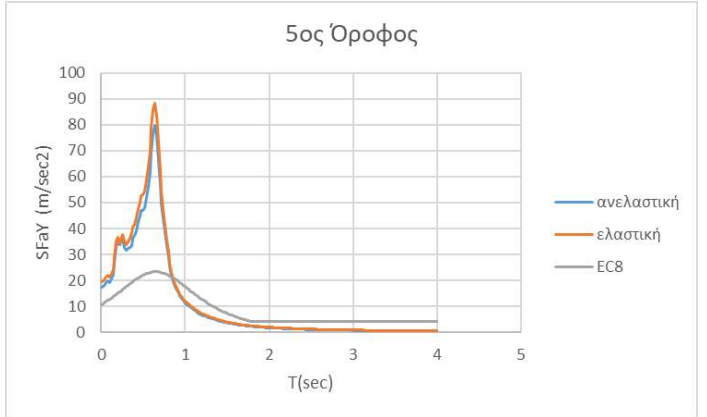
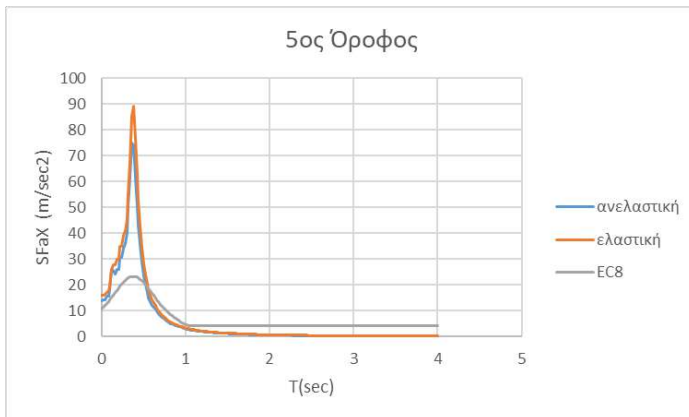
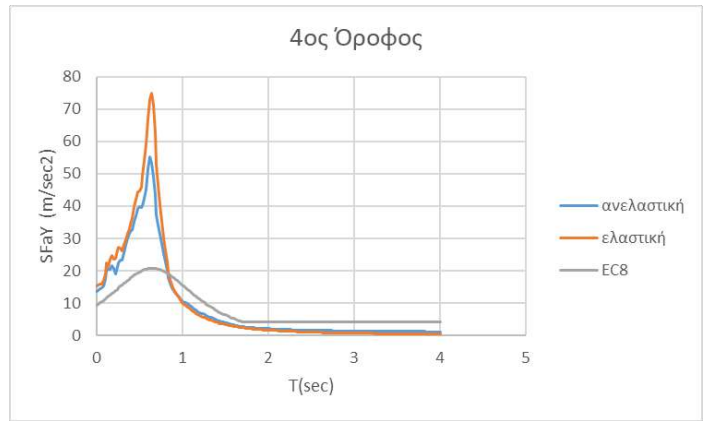
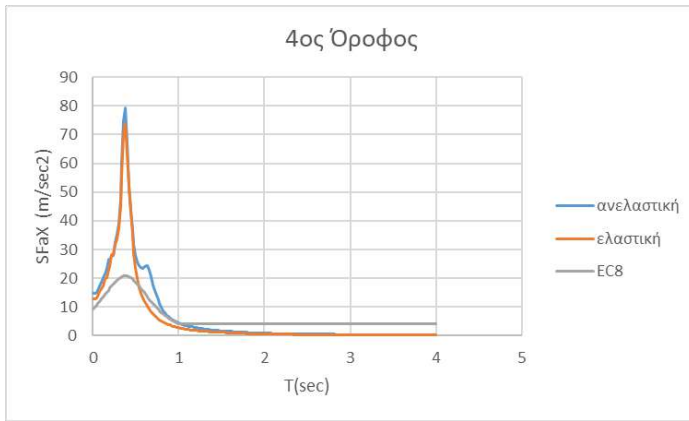
Για SD





**Για NC**





### 5.5 Σύγκριση Αναλύσεων Με Προτεινόμενη Λύση

Στη βιβλιογραφία προτείνονται και άλλες σχέσεις για τον υπολογισμό του φάσματος ορόφου όπως αναφέρεται στην εργασία των Crescenzo Petrone, Gennaro Magliulo and Gaetano Manfredi<sup>5</sup>. Οι σχέσεις που δίνουν έχουν προκύψει από ανελαστική ανάλυση σε κτίρια από σπλισμένο σκυρόδεμα.

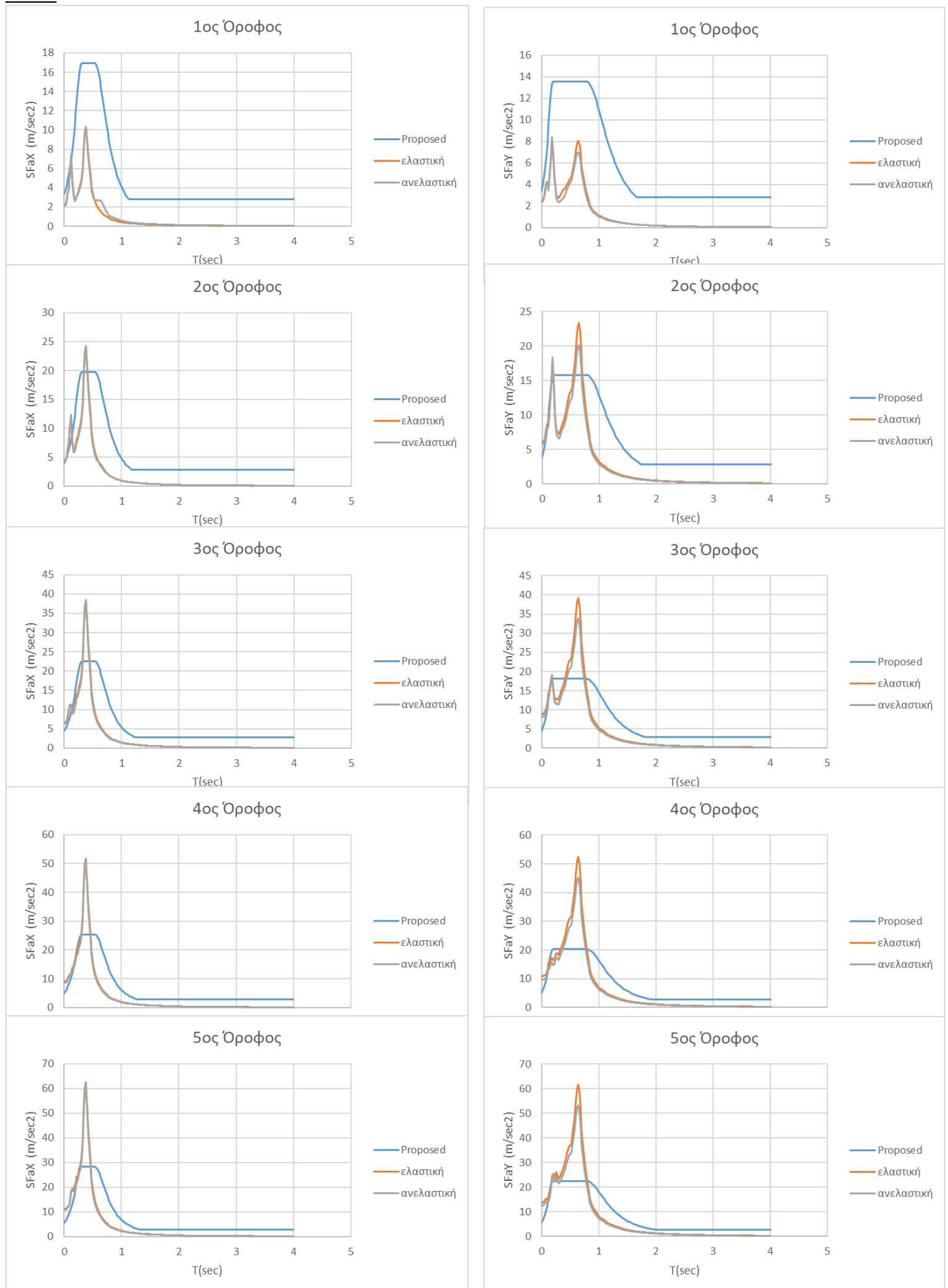
$$S_{Fa,proposed}(T) = \begin{cases} a \cdot S \cdot g \cdot (1 + z/H) \cdot \left[ \frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - T/aT_1\right)^2} \right] \geq a \cdot S \cdot g & \text{for } T < a \cdot T_1 \\ a \cdot S \cdot g \cdot (1 + z/H) \cdot a_p & \text{for } a \cdot T_1 < T < b \cdot T_1 \\ a \cdot S \cdot g \cdot (1 + z/H) \cdot \left[ \frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - T/bT_1\right)^2} \right] \geq a \cdot S \cdot g & \text{for } T > b \cdot T_1 \end{cases}$$

	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a<sub>p</sub></i>
<i>T</i> <sub>1</sub> < 0.5s	0.8	1.4	5.0
0.5s < <i>T</i> <sub>1</sub> < 1.0s	0.3	1.2	4.0
<i>T</i> <sub>1</sub> > 1.0s	0.3	1.0	2.5

Παρακάτω φαίνεται η σύγκριση και η σύγκριση με τα φασμάτων απόκρισης κάθε ορόφου για ελαστική και ανελαστική ανάλυση.

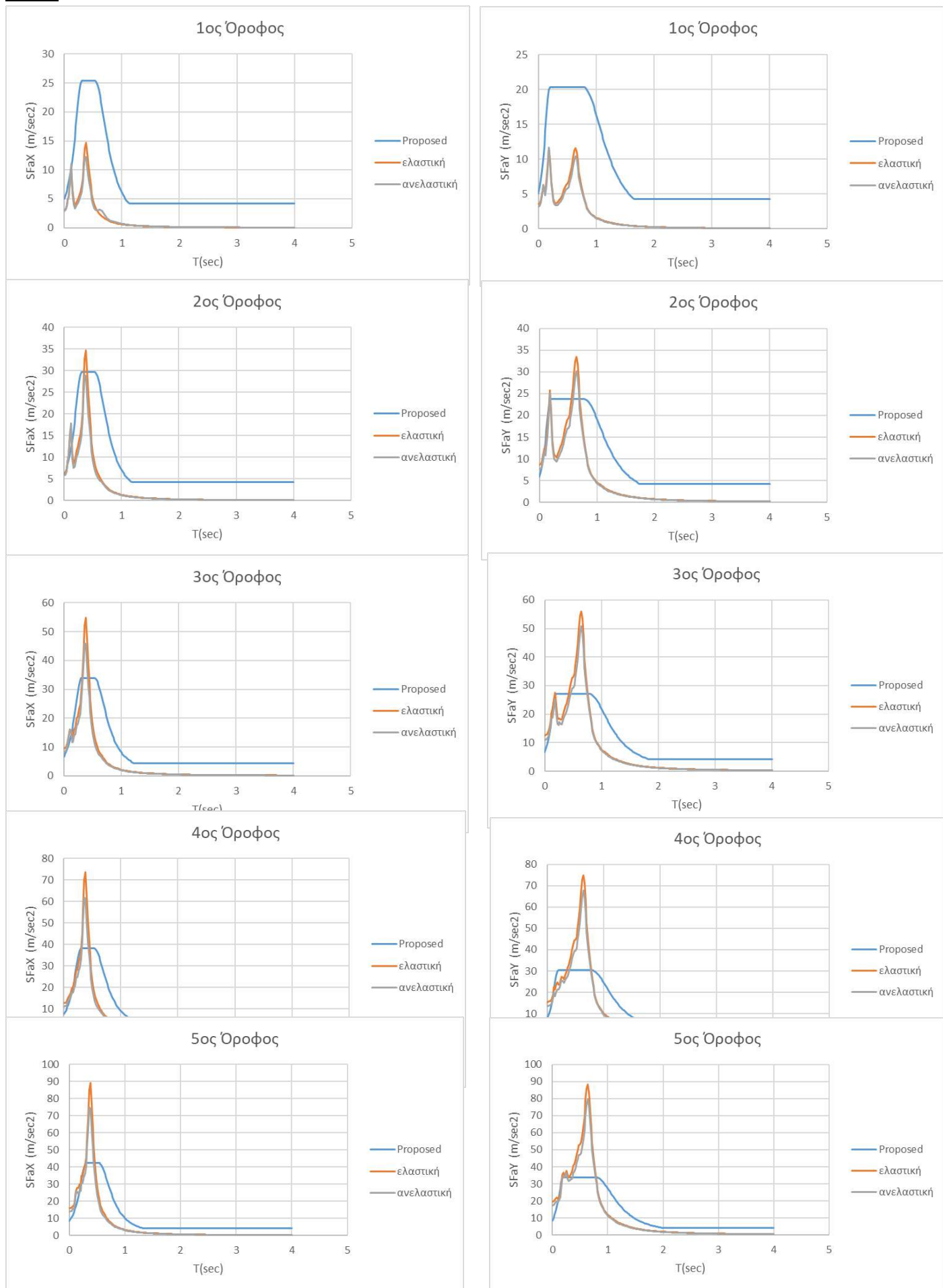
<sup>5</sup> Seismic demand on light acceleration-sensitive nonstructural components in European reinforced concrete buildings

Για SD





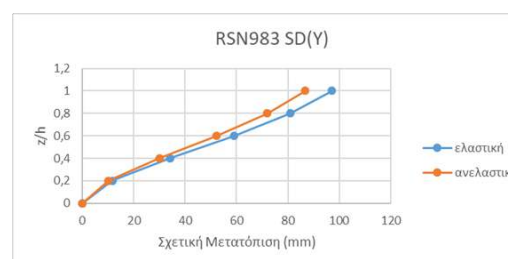
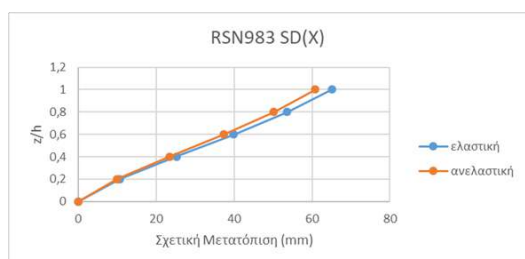
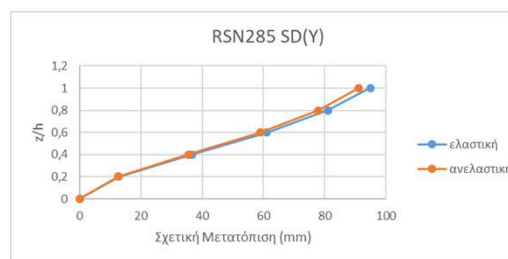
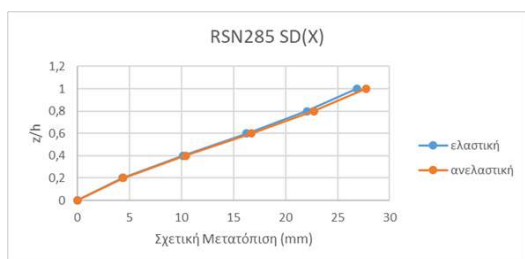
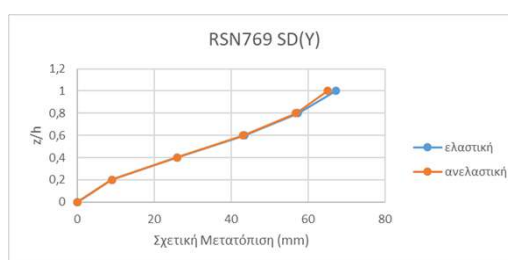
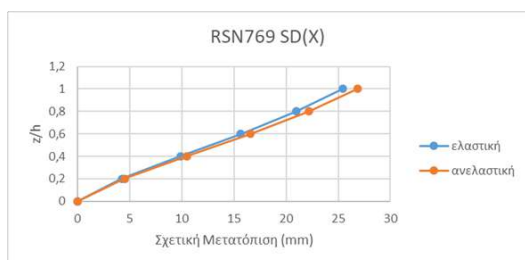
Για NC



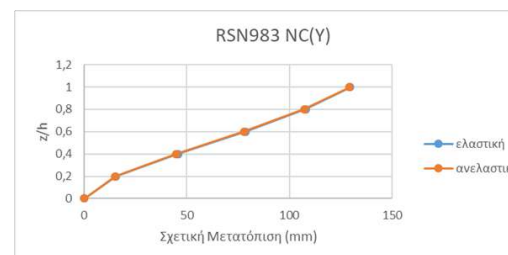
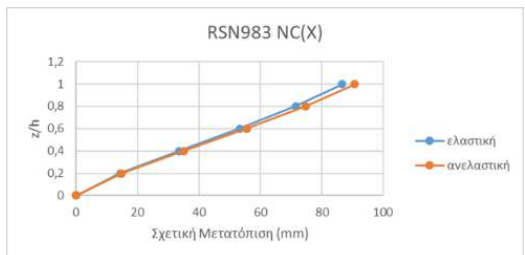
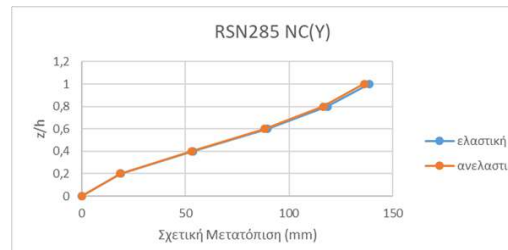
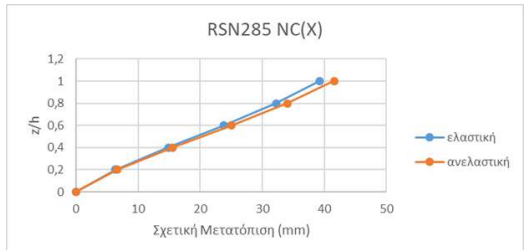
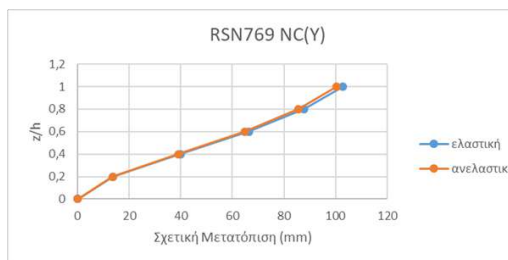
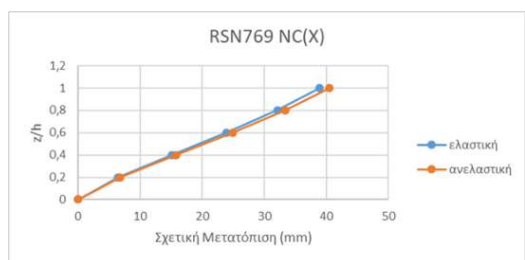
## 5.6 Μετατόπιση - Συντελεστής ενίσχυσης

1) Μεταβολή σχετικής μετατόπισης καθ' ύψος του κτιρίου ως προς τη βάση για ελαστική και ανελαστική ανάλυση

SD:

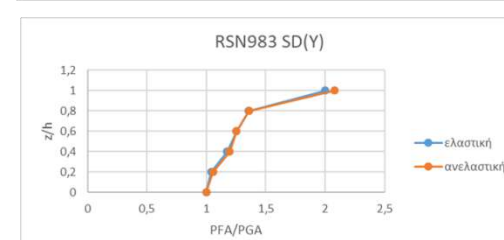
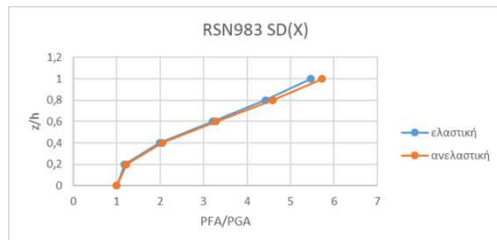
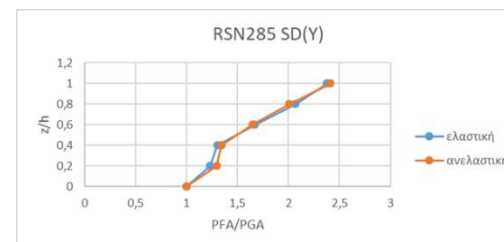
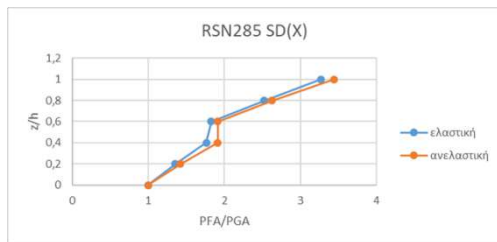
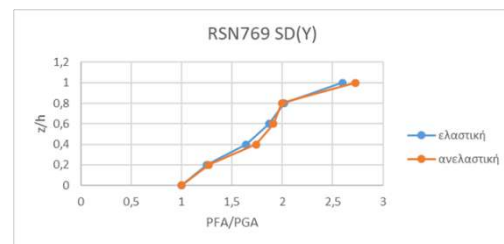
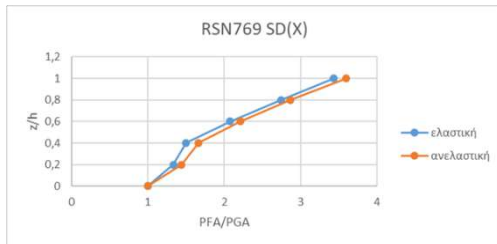


NC:

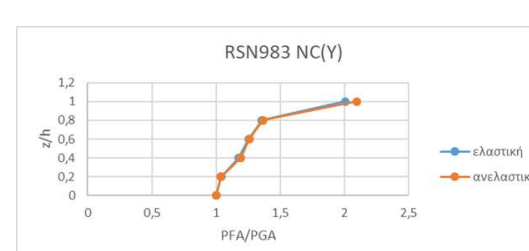
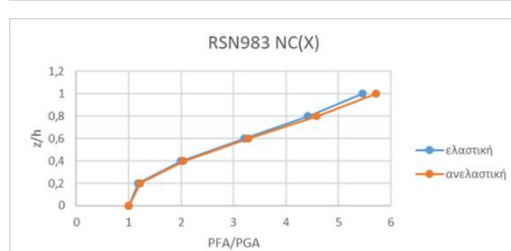
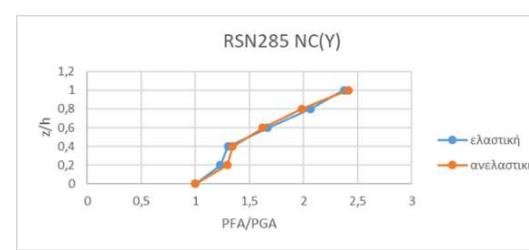
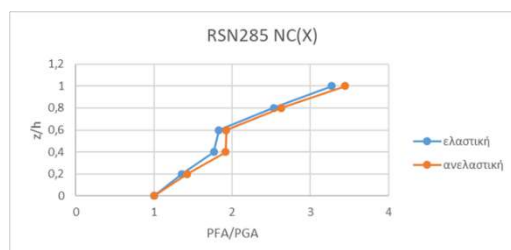
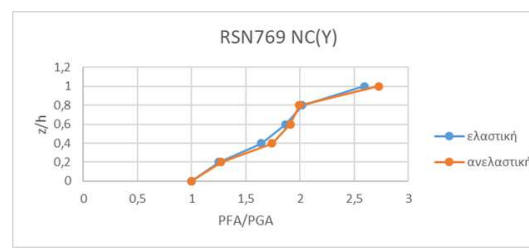
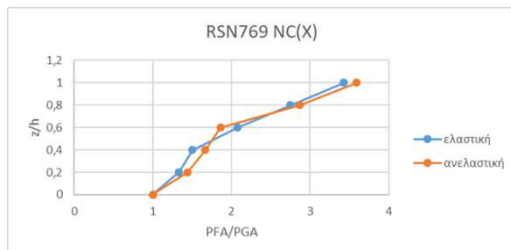


2) Συντελεστής ενίσχυσης → ο λόγος της επιτάχυνσης κάθε ορόφου (PFA) προς την επιτάχυνση του εδάφους (PGA) για ελαστική και ανελαστική ανάλυση σε σχέση με τους ορόφους του κτιρίου

SD:



NC:



## 6. Συμπεράσματα

1. Ικανοποίηση του ελέγχου των φαινομένων 2ας τάξης οδηγεί στην επιλογή διατομών μεγάλης αντοχής συγκρινόμενες με τις απαιτήσεις ως προς τα εντατικά μεγέθη => μεγάλη υπεραντοχή του φορέα
2. Από τις ανελαστικές αναλύσεις δεν παρατηρήθηκε μη γραμμική συμπεριφορά στη διεύθυνση των πλαισίων παραλαβής ροπών τόσο για SD όσο και για NC
3. Η κατασκευή σχεδιάστηκε για  $q=6,5$  στα πλαίσια παραλαβής ροπής στον σχεδιασμό, στην ανελαστική ανάλυση η κατασκευή συμπεριφέρθηκε ελαστικά. Τίθεται το ερώτημα αν ο σχεδιασμός είναι σωστός ?!
4. Από τις ανελαστικές αναλύσεις μη γραμμική συμπεριφορά προέκυψε μόνο στη διεύθυνση των κεντρικών χιαστί συνδέσμων για κάποιους σεισμούς στην στάθμη SD και για όλους στην NC
5. Παρατηρούνται μεγάλες επιταχύνσεις στα μέσα φάσματα ορόφων στην διεύθυνση X και Y ( 9g) από τις ελαστικές και ανελαστικές αναλύσεις
6. Από τη σύγκριση ελαστικών ανελαστικών αναλύσεων ως προς τις σχετικές μετατοπίσεις και ως προς τον λόγο ενίσχυσης της εδαφικής επιτάχυνσης καθ' ύψος του κτιρίου παρατηρήθηκαν πρακτικά ίδιες τιμές
7. Από τη σύγκριση των μέσων φασμάτων ορόφων στη διεύθυνση X και Y από τις αναλύσεις με το φάσμα του Ευρωκώδικα 8 για τα προσαρτήματα παρατηρείται ότι οι φασματικές επιταχύνσεις που υπολογίζονται με τον Ευρωκώδικα 8 για τους ορόφους 2 μέχρι 5 είναι μικρότερες
8. Από τη σύγκριση των μέσων φασμάτων ορόφων στη διεύθυνση X και Y από τις αναλύσεις με το προτεινόμενο φάσμα της Βιβλιογραφίας παρατηρείται ότι οι φασματικές επιταχύνσεις που υπολογίζονται με το φάσμα για τους ορόφους 2 μέχρι 5 είναι μικρότερες αλλά μεγαλύτερες από αυτές που υπολογίζει ο Ευρωκώδικας 8
9. Το προτεινόμενο φάσμα και το φάσμα του Ευρωκώδικα 8 δίνει ικανοποιητικές τιμές για τον 1<sup>ο</sup> όροφο

# Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές-Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Ψυχάρης Ι., «Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας, σημειώσεις για το μάθημα του 9ου εξαμήνου Αντισεισμική τεχνολογία 2». Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα.
4. EN1990, Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού».
5. EN1991-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές».
6. EN1993-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα».
7. EN1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια.
8. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια.
9. Ο.Α.Σ.Π-ΣΠΜΕ, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α..Κ.), Αθήνα 2001.
10. Crescenzo Petrone, Gennaro Magliulo and Gaetano Manfredi. *Seismic demand on light acceleration-sensitive nonstructural components in European reinforced concrete buildings. Department of Structures for Engineering and Architecture, University of Naples Federico II, Naples, Italy. DOI: 10.1002/eqe.2508.*
11. ETABS, CSI, Computers and Structures Inc., <https://www.csiamerica.com/>
12. SymDeck Designer, The ELASTRON Group, <http://www.elastron.gr/en/home/>
13. PEER Ground Motion Database-PEER Center, <https://ngawest2.berkeley.edu/>