

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ

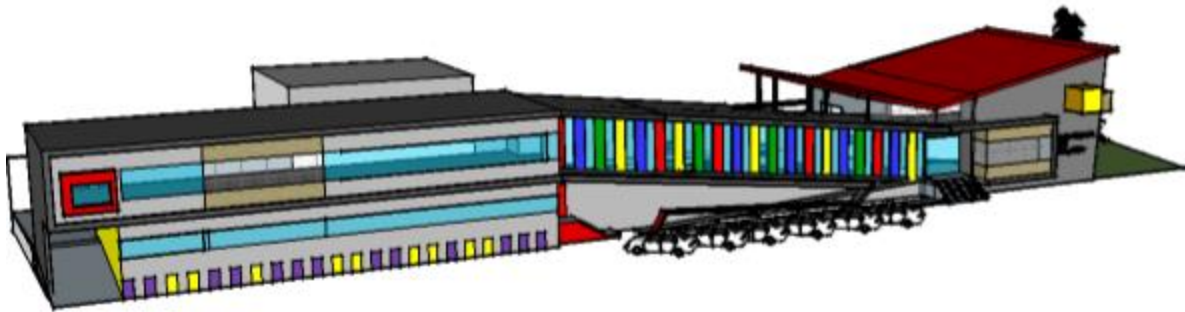


NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
DEPARTMENT OF STRUCTURAL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL ANALYSIS
AND ANTISEISMIC RESEARCH

Διπλωματική Εργασία

ΣΠΑΝΟΥ Κ. ΑΓΓΕΛΙΚΗ

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ



Επιβλέπων Καθηγητής

Κ. ΣΠΗΛΙΟΠΟΥΛΟΣ

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2016

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
DEPARTMENT OF STRUCTURAL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL ANALYSIS
AND ANTISEISMIC RESEARCH

Διπλωματική Εργασία

ΣΠΑΝΟΥ Κ. ΑΓΓΕΛΙΚΗ

**ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
ΚΑΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ**

Επιβλέπων Καθηγητής

Κ. ΣΠΗΛΙΟΠΟΥΛΟΣ

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2016

Diploma Thesis by

SPANOU K. ANGELIKI

**DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BUILDING AND EVALUATION OF
THE BEHAVIOUR FACTOR**

Supervised by professor

K. SPILIOPOULOS

ATHENS, NOVEMBER 2016

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Στη σύγχρονη εποχή για την κατασκευή των κτιρίων, κρίνεται αναγκαίο να υλοποιούνται οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις εξασφαλίζοντας παράλληλα την απαραίτητη στατική επάρκεια. Η αρχιτεκτονική μελέτη μορφώνει αισθητικά την κατασκευή και εν συνεχεία η στατική μελέτη διαμορφώνει την υλοποίησή της σε όρους αντοχής και ασφάλειας.

Τα σύγχρονα αρχιτεκτονικά κτίρια, αποτελούν πρόκληση, καθώς κυριαρχεί η μη κανονικότητα τόσο σε όψη όσο και σε κάτοψη. Οι έννοιες της συμμετρίας, της στατικής απλότητας και ομοιομορφίας δεν αποτελούν πλέον κατευθυντήριο άξονα διαμόρφωσης ενός φορέα. Όλες αυτές οι νεοεισαχθείσες, απαιτήσεις οφείλουν να συνυπάρξουν αρμονικά με τις κατασκευαστικές απαιτήσεις και διατάξεις που θέτουν οι σύγχρονοι κανονισμοί.

Η Ελλάδα, αποτελεί κατεξοχήν χώρα που σαν βασική τεχνοτροπία κατασκευής κτιρίων, έχει κυριαρχήσει η κατασκευή από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Επιπροσθέτως, εντάσσεται στις έντονα σεισμογενείς χώρες και αυτό δικαιολογεί την ανάπτυξη και τη συνεχόμενη εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών. Σύμφωνα με τους νέους Κανονισμούς, και συγκεκριμένα με τους Ευρωκώδικες στην Ελληνική Επικράτεια, οι κατασκευές οφείλουν να εξασφαλίζουν τη μη κατάρρευση σε σεισμικά μεγέθη καθώς και να εμφανίζουν περιορισμένες βλάβες και παραμορφώσεις στο σεισμό σχεδιασμού.

Ωστόσο, ανάλογη βαρύτητα με τη διαστασιολόγηση, πρέπει να αποδίδεται και στην αξιολόγηση της συμπεριφοράς μιας κατασκευής σε πραγματικούς σεισμούς. Με αυτή τη διαδικασία, εκτιμάται η συμπεριφορά μιας κατασκευής.

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον επιβλέπων
καθηγητή κ. Κ. Σπηλιόπουλο για την επιστημονική καθοδήγηση, την υποστήριξη και τη
συνεχή βοήθεια που μου προσέφερε κατά την εκπόνηση της εργασίας αυτής.
Επίσης οφείλω να ευχαριστήσω τον διδακτορικό κ. Ι. Καπογιάννη που συνέβαλλε σημαντικά
στη διεκπεραίωσή της.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπό της παρούσας διπλωματικής εργασίας, αποτελεί σε πρώτο στάδιο η διαστασιολόγηση ενός σύγχρονου κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και σε δεύτερο στάδιο η διερεύνηση του συντελεστή συμπεριφοράς της κατασκευής.

Το κτίριο που επιλέχθηκε να διαστασιολογηθεί, έχει χρήση βρεφονηπιακού σταθμού. Πρόκειται για ένα έντονα μη συμμετρικό κτίριο τόσο σε όψη όσο και σε κάτοψη. Η διαμόρφωση αλλά και η μελέτη του κτιρίου, έγινε με κριτήριο τον σύγχρονο αντισεισμικό σχεδιασμό καθώς και τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις. Η πορεία της παρούσας εργασίας, πραγματοποιήθηκε με τα ακόλουθα βήματα :

- Μόρφωση φορέα από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, σύμφωνα με τις ήδη υπάρχουσες αρχιτεκτονικές απαιτήσεις
- Ελαστική ανάλυση κτιρίου υπό τη δράση κατακόρυφων φορτίων – Δυναμική Φασματική Ανάλυση και Διαστασιολόγηση, σύμφωνα με τους EC-0, EC-1, EC-2, EC-8

Μετά το πέρας της διαστασιολόγησης, έγινε εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς. Για να υλοποιηθεί η διαδικασία επιλέχθηκαν χρονοϊστορίες τριών σεισμών κατά τις δύο ορθογώνιες διευθύνσεις. Οι σεισμοί που ασκήθηκαν στην κατασκευή συνέβησαν στον Ελλαδικό χώρο στο παρελθόν. Πραγματοποιήθηκαν δύο ειδών αναλύσεις :

- Ελαστικές Αναλύσεις Χρονοϊστορίας, με τη μέθοδο επαλληλίας των Ιδιομορφών (Modal Superposition Method)
- Ανελαστικές Αναλύσεις Χρονοϊστορίας με αριθμητική ολοκλήρωση στο χρόνο (Direct Time Integration Method)

Στόχο της εκτέλεσης των αναλύσεων, αποτέλεσε η σύγκριση των ανελαστικών – ελαστικών μετακινήσεων του φορέα, έτσι ώστε να καθοριστεί ο δείκτης πλαστιμότητας μ . Σε τελικό στάδιο, μέσω του δείκτη πλαστιμότητας μ , υπολογίστηκε και ο πραγματικός συντελεστής συμπεριφοράς q της κατασκευής. Με την σύγκριση των δύο τιμών συντελεστών συμπεριφοράς, ενός που έχει προκύψει κανονιστικά σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα και ενός που προέκυψε έπειτα από την πραγματική απόκριση της κατασκευής, αξιολογήθηκε η ορθότητα της διαστασιολόγησης της κατασκευής.

ABSTRACT

The main scope of this current diploma thesis, is the design of a contemporary reinforced concrete building and the evaluation of the behavior factor of the structure.

The building chosen for being designed, is intended to be used as a preschool. It is about an intensively non regular in plan and non regular in elevation building. The choice of this building in order to be designed, has been based on the contemporary design of structures for earthquake resistance and architectural requirements. The procedure of this current diploma thesis, was realized by the following steps :

- Formation of reinforced concrete construction, according to the existing architectural requirements.
- Elastic Analysis – Modal Response Spectrum Analysis and Design, according to EC-0, EC-1, EC-2, EC-8.

After the design procedure, the evaluation of the seismic response of the construction was conducted in compliance with EC-8. Time histories of three earthquakes in the two horizontal directions have been used. Two kind of analysis have been realized :

- Elastic Dynamic Time History Analysis – Modal Superposition Method
- Inelastic Dynamic Time History Analysis – Time Integration Method

The scope of the analysis is the comparison between inelastic and elastic roof displacements, with the purpose of the definition of the ductility factor. In a final stage, in light of the ductility factor, the real behavior factor was computed. Comparing the values of the two behavior factors, the first computed by the compliance criteria of the Eurocode and the latter derived from the real response of the building, the accuracy of the design was assessed.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Table of Contents

ΠΡΟΛΟΓΟΣ	iv
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	i
ABSTRACT.....	ii
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	iii
ΛΙΣΤΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ	v
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	1
1.1 ΜΟΡΦΩΣΗ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ	7
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	9
2.1 ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΚΑΝΝΑΒΟΥ.....	9
2.2.ΟΡΙΣΜΟΣ ΥΛΙΚΩΝ	9
2.3 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΔΟΚΩΝ.....	12
2.4 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	16
2.5 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΟΙΧΕΙΩΝ	18
2.6 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΠΛΑΚΩΝ	23
2.6.1 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΠΛΑΚΩΝ	25
2.7 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ	25
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΦΟΡΤΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ	27
3.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΒΑΣΕΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 1	27
3.2 ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ	33
3.2.1 ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ	33
3.2.2. ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	36
3.2.3 ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ.....	36
3.2.4 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q	37

3.2.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ.....	39
3.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΑΖΑΣ ΦΟΡΕΑ.....	47
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΠΟ ΤΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	49
4.1 ΣΤΑΤΙΚΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΠΟ ΤΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ.....	49
4.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	54
4.3 ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	55
4.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	61
4.5 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ	69
.....	77
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	94
5.1 ΧΡΗΣΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.....	94
5.2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑ (ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ)	95
5.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ.....	100
.....	101
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	110
6.1 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	110
6.2 ΣΧΕΣΗ ΔΕΙΚΤΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ μ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q	113
6.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	115
6.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	118
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	120

ΛΙΣΤΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα	2
Σχήμα 1.2: Εμπρόσθια όψη του κτιρίου	2
Σχήμα 1.3: Κάτοψη του κτιρίου	2
Σχήμα 1.4: Πλευρική Όψη του κτιρίου	3
Σχήμα 1.5: Ξυλότυπος Οροφής Υπογείου	4
Σχήμα 1.6: Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου.....	5
Σχήμα 1.7: Ξυλότυπος Οροφής Ορόφου	6
Πίνακας 1.1.1: Βασικοί λόγοι ανοίγματος προς στατικό ύψος για στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα χωρίς αξονική σύνθλιψη	7
Σχήμα 2.2.1: Ορισμός υλικού σκυροδέματος.....	10
Σχήμα 2.2.2: Τιμές ελαστικών χαρακτηριστικών υλικού σκυροδέματος.....	10
Σχήμα 2.2.3: Ορισμός χάλυβα οπλισμού	11
Σχήμα 2.2.4: Τιμές ελαστικών χαρακτηριστικών υλικού χάλυβα οπλισμού	12
Σχήμα 2.3.1: Εισαγωγή διατομής δοκού	12
Σχήμα 2.3.2: Ιδιότητες διατομής δοκού	13
Σχήμα 2.3.4: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής δοκού	14
Σχήμα 2.3.5: Απομείωση ιδιοτήτων διατομής δοκού λόγω ρηγμάτωσης	14
Σχήμα 2.3.6: Καθορισμός οπλισμού διατομής δοκού.....	15
Σχήμα 2.3.7: Σημείο εισαγωγής δοκού.....	16
Σχήμα 2.4.1: Καθορισμός οπλισμού διατομής υποστυλωμάτων	17
Σχήμα 2.4.2: Διακριτοποίηση υποστυλωμάτων.....	18
Σχήμα 2.5.1: Εισαγωγή διατομής τοιχείου	19
Σχήμα 2.5.2: Ιδιότητες διατομής τοιχείου	19
Σχήμα 2.5.3: Απομείωση γεωμετρικών ιδιοτήτων διατομής τοιχείου	20
Σχήμα 2.5.4: Καθορισμός χάλυβα οπλισμού σε διατομή τοιχείου	20
Σχήμα 2.5.5: Διακριτοποίηση διατομής τοιχείου.....	21

Σχήμα 2.5.6: Ενδεικτική Διακριτοποίηση διατομής τοιχείου.....	21
Σχήμα 2.5.7: Εισαγωγή στερεού σώματος	22
Σχήμα 2.5.8: Ιδιότητες στερεού σώματος	22
Σχήμα 2.6.1: Εισαγωγή διατομής πλάκας	23
Σχήμα 2.6.2: Ιδιότητες διατομής πλάκας	23
Σχήμα 2.6.3: Διακριτοποίηση διατομής πλάκας	24
Σχήμα 2.6.4: Δημιουργία στηρίξεων στις άκρες πλάκας.....	24
Σχήμα 2.6.1.1: Ορισμός Διαφράγματος	25
Σχήμα 2.7.1: Εισαγωγή συνθηκών στήριξης.....	26
Πίνακας 3.1.1: Κατηγορίες Χρήσης.....	28
Πίνακας 3.1.2: Κατηγοριοποίηση στεγών	29
Πίνακας 3.1.3: Φορτία τοιχοποιΐας	30
Πίνακας 3.1.4: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτηρίων	31
Σχήμα 3.1.1: Φορτιστική κατάσταση πλακών υπογείου υπό κινητά φορτία q (kN/m ²)	32
Σχήμα 3.1.2: Φορτιστική κατάσταση πλακών ισογείου υπό κινητά φορτία q (kN/m ²).....	32
Σχήμα 3.1.3: Φορτιστική κατάσταση πλακών ορόφου υπό κινητά φορτία q (kN/m ²).....	33
Πίνακας 3.2.1.1: Επιπτώσεις στατικής κανονικότητας στην σεισμική ανάλυση και μελέτη	34
Πίνακας 3.2.4.1: Βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_0 , για συστήματα κανονικά σε όψη	38
Σχήμα 3.2.5.1: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας Ελλάδος	40
Πίνακας 3.2.5.1: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια	41
Πίνακας 3.2.5.2: Συντελεστής σπουδαιότητας για κτίρια	41
Πίνακας 3.2.5.3: Κατηγορία Εδάφους	42
Πίνακας 3.2.5.4: Τιμές αναφοράς agR της μέγιστης σεισμικής	43
επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A.....	43
Σχήμα 3.2.5.2: Μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης.....	45
Πίνακας 3.2.5.5: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα	45
φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1	45
Σχήμα 3.2.5.3: Συνιστώμενο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες	46

εδάφους Α έως Ε (5% απόσβεση).....	46
Σχήμα 4.1.1: Γενική όψη φορέα	49
Σχήμα 4.1.2: Εμπρόσθια όψη φορέα.....	50
Σχήμα 4.1.3: Πλευρική όψη φορέα	50
Σχήμα 4.1.4: Καθορισμός των Load Patterns των Κατακόρυφων φορτίων	51
Σχήμα 4.1.5: Εισαγωγή φορτίων επικάλυψης και ενδεικτικού φορτίου q σε διατομή πλάκας ..	52
Σχήμα 4.1.6: Εισαγωγή φορτίων τοιχοποιίας.....	53
στους κόμβους τοιχωμάτων	53
Σχήμα 4.1.7: Εισαγωγή ομοιόμορφου κατανεμημένου	53
φορτίου τοιχοποιίας στις δοκούς.....	53
Σχήμα 4.1.8: Καθορισμός του Συνδυασμού Φόρτισης για την Γραμμική.....	54
Στατική Ανάλυση υπό την Δράση Κατακόρυφων Φορτίων	54
Σχήμα 4.2.1: Καθορισμός Σεισμικής Μάζας	55
Σχήμα 4.3.1: Καθορισμός Φάσματος Σχεδιασμού	56
Σχήμα 4.3.2: Καθορισμός Load Case που περιέχει τη Φασματική Δύναμη κατά x	57
Σχήμα 4.3.3: Καθορισμός Load Case που περιέχει τη Φασματική Δύναμη κατά y	58
Σχήμα 4.3.4: Καθορισμός Συνδυασμού Φόρτισης για την Φασματική Ανάλυση κατά x	59
Σχήμα 4.3.5: Καθορισμός Συνδυασμού Φόρτισης για την Φασματική Ανάλυση κατά y	60
Πίνακας 4.4.1: Ιδιομορφικά στοιχεία φορέα	61
Σχήμα 4.4.1: 1η ιδιομορφή (T1=0,40sec) κυρίως μεταφορική κατά Y.....	62
Σχήμα 4.4.2: 2η ιδιομορφή (T2=0,35sec) κυρίως μεταφορική κατά X	62
Σχήμα 4.4.3: 3η ιδιομορφή (T3=0,27 sec) κυρίως μεταφορική κατά X	63
Σχήμα 4.4.6: Κατακόρυφος οπλισμός τοιχώματος υπό το σεισμικό συνδυασμό 1,0G+0.6Q+Ex+0.3Ey (m ² /m).....	64
Σχήμα 4.4.7: Οριζόντιος οπλισμός τοιχώματος υπό το σεισμικό συνδυασμό 1,0G+0.6Q+Ey+0.3Ex (m ² /m).....	65
Σχήμα 4.4.8: Τάσεις σ ₁₁ σκυροδέματος άνω επιφάνειας ισογείου (KPa).....	66
Σχήμα 4.4.9: Τάσεις σ ₁₁ σκυροδέματος κάτω επιφάνειας ισογείου (KPa).....	66
Σχήμα 4.4.10: Τάσεις σ ₂₂ σκυροδέματος άνω επιφάνειας ισογείου (KPa).....	67

Σχήμα 4.4.11: Τάσεις σ_{22} σκυροδέματος κάτω επιφάνειας ισογείου (KPa)	67
120	68
Σχήμα 4.4.12: Διάγραμμα Δρώσας Ροπής Δοκού (kN/m)	68
Σχήμα 4.4.13: Διάγραμμα Δρώσας Τέμνουσας Δοκού (kN)	68
Σχήμα 4.4.14: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών υποστυλώματος	69
Αξονική Δύναμη – Καμπτική Ροπή – Τέμνουσα Δύναμη	69
Σχήμα 4.5.1: Τιμές ικανοτικού σχεδιασμού τεμνουσών δυνάμεων σε δοκούς	71
Σχήμα 4.5.2: Τέμνουσα δύναμη ικανοτικού σχεδιασμού σε υποστυλώματα	73
Σχήμα 4.5.3: Τυπική όπλιση διατομής υποστυλώματος	74
Σχήμα 4.5.4: Τυπική όπλιση διατομής δοκού στις στηρίξεις και στο άνοιγμα	74
Σχήμα 4.5.5: Τυπική όπλιση διατομής τοιχώματος	75
Σχήμα 4.5.6: Τυπική όπλιση διατομής πλάκας	75
Σχήμα 4.5.7: Έλεγχος αντοχής και ποσοστά αξιοποίησης υποστυλωμάτων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα	76
Πίνακας 4.5.1: Διαμήκης Οπλισμός υποστυλωμάτων Υπογείου	77
Πίνακας 4.5.2: Διαμήκης Οπλισμός υποστυλωμάτων Ισογείου	78
Πίνακας 4.5.3: Διαμήκης Οπλισμός υποστυλωμάτων Ορόφου	79
Πίνακας 4.5.4: Εγκάρσιος Οπλισμός υποστυλωμάτων Υπογείου	80
Πίνακας 4.5.5: Εγκάρσιος Οπλισμός υποστυλωμάτων Ισογείου	81
Πίνακας 4.5.6: Εγκάρσιος Οπλισμός υποστυλωμάτων Ορόφου	82
Πίνακας 4.5.7: Οπλισμός Πλακών Υπογείου	83
Πίνακας 4.5.8: Οπλισμός Πλακών Ισογείου	84
Πίνακας 4.5.9: Οπλισμός Πλακών Ορόφου	85
Πίνακας 4.5.10: Οπλισμός Τοιχωμάτων	87
Πίνακας 4.5.11: Διαμήκης Οπλισμός Δοκών Υπογείου	88
Πίνακας 4.5.12: Διαμήκης Οπλισμός Δοκών Ισογείου	89
Πίνακας 4.5.13: Διαμήκης Οπλισμός Δοκών Ορόφου	90
Πίνακας 4.5.14: Οπλισμός Διάτμησης Δοκών Υπογείου	91
Πίνακας 4.5.15: Οπλισμός Διάτμησης Δοκών Ισογείου	92

Πίνακας 4.5.16: Οπλισμός Διάτμησης Δοκών Ορόφου.....	93
Σχήμα 5.2.1: Καθορισμός παραμέτρων για τη σεισμική καταγραφή	96
του σεισμού του Αιγίου	96
Σχήμα 5.2.2: Καθορισμός παραμέτρων για τη σεισμική καταγραφή	97
του σεισμού της Καλαμάτας.....	97
Σχήμα 5.2.3: Καθορισμός παραμέτρων για τη σεισμική καταγραφή	98
του σεισμού της Λευκάδας.....	98
Σχήμα 5.2.4: Καθορισμός παραμέτρων δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας.....	99
τιμών με τη μέθοδο επαλληλίας ιδιομορφών.	99
Σχήμα 5.3.1: : Τυπική μορφή αρχείου δεδομένων και διαγράμματος χρονοϊστορίας επιταχύνσεων, όπως και διαγράμματος φάσματος απόκρισης (καταγραφή του σεισμού του Αιγίου κατά την διεύθυνση x, 1995)	100
Σχήμα 5.3.2: Τυπική μορφή αρχείου δεδομένων και διαγράμματος χρονοϊστορίας επιταχύνσεων, όπως και διαγράμματος φάσματος απόκρισης (καταγραφή του σεισμού του Αιγίου κατά την διεύθυνση y, 1995.....	101
Σχήμα 5.3.3: Τυπική μορφή αρχείου δεδομένων και διαγράμματος χρονοϊστορίας επιταχύνσεων, όπως και διαγράμματος φάσματος απόκρισης (καταγραφή του σεισμού της Καλαμάτας κατά την διεύθυνση x, 1986).....	102
Σχήμα 5.3.4: Τυπική μορφή αρχείου δεδομένων και διαγράμματος χρονοϊστορίας επιταχύνσεων, όπως και διαγράμματος φάσματος απόκρισης (καταγραφή του σεισμού της Καλαμάτας κατά την διεύθυνση y, 1986).....	103
Σχήμα 5.3.5: Τυπική μορφή αρχείου δεδομένων και διαγράμματος χρονοϊστορίας επιταχύνσεων, όπως και διαγράμματος φάσματος απόκρισης (καταγραφή του σεισμού της Λευκάδας κατά την διεύθυνση x, 2003).....	104
Σχήμα 5.3.6: Τυπική μορφή αρχείου δεδομένων και διαγράμματος χρονοϊστορίας επιταχύνσεων, όπως και διαγράμματος φάσματος απόκρισης (καταγραφή του σεισμού του Συντάγματος κατά την διεύθυνση y, 1999).....	105
Σχήμα 5.3.7: Μετακίνηση κορυφής φορέα από ΩΣ για τη σεισμική διέγερση	106
κατά τη διαμήκη διεύθυνση “Αίγιο 1995”	106

Σχήμα 5.3.8: Μετακίνηση κορυφής φορέα από ΩΣ για τη σεισμική διέγερση	106
κατά την εγκάρσια διεύθυνση “Αίγιο 1995”	106
Σχήμα 5.3.9: Μετακίνηση κορυφής φορέα από ΩΣ για τη σεισμική διέγερση	107
κατά τη διαμήκη διεύθυνση “Καλαμάτα 1986”	107
Σχήμα 5.3.10: Μετακίνηση κορυφής φορέα από ΩΣ για τη σεισμική διέγερση	107
κατά την εγκάρσια διεύθυνση “Καλαμάτα 1986”	107
Σχήμα 5.3.11: Μετακίνηση κορυφής φορέα από ΩΣ για τη σεισμική διέγερση	108
κατά τη διαμήκη διεύθυνση “Λευκάδα 2003”	108
Σχήμα 5.3.12: : Μετακίνηση κορυφής φορέα από ΩΣ για τη σεισμική διέγερση	108
κατά την εγκάρσια διεύθυνση “Λευκάδα 2003”	108
Πίνακας 5.3.13: Αποτελέσματα ελαστικών αναλύσεων χρονοϊστορίας.....	109
Σχήμα 6.1.1: Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων	111
Σχήμα 6.1.3: Ανελαστική συμπεριφορά δοκού.....	112
Σχήμα 6.1.4: Ανελαστική συμπεριφορά υποστυλώματος	113
Σχήμα 6.3.1: Μετακίνηση κορυφής φορέα για τη σεισμική διέγερση	115
κατά τη διαμήκη διεύθυνση “Αίγιο 1995”	115
Σχήμα 6.3.2: Μετακίνηση κορυφής φορέα για τη σεισμική διέγερση	115
κατά την εγκάρσια διεύθυνση “Αίγιο 1995”	115
Σχήμα 6.3.3: Μετακίνηση κορυφής φορέα για τη σεισμική διέγερση	116
κατά τη διαμήκη διεύθυνση “Καλαμάτα 1986”	116
Σχήμα 6.3.4: Μετακίνηση κορυφής φορέα για τη σεισμική διέγερση	116
κατά την εγκάρσια διεύθυνση “Καλαμάτα 1986”	116
Σχήμα 6.3.5: Μετακίνηση κορυφής φορέα για τη σεισμική διέγερση	117
κατά τη διαμήκη διεύθυνση “Λευκάδα 2003”	117
Σχήμα 6.3.6: Μετακίνηση κορυφής φορέα για τη σεισμική διέγερση	117
κατά την εγκάρσια διεύθυνση “Λευκάδα 2003”	117
Πίνακας 6.3.1: Μέγιστες Ανελαστικές Μετακινήσεις κόμβου κορυφής.....	118

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

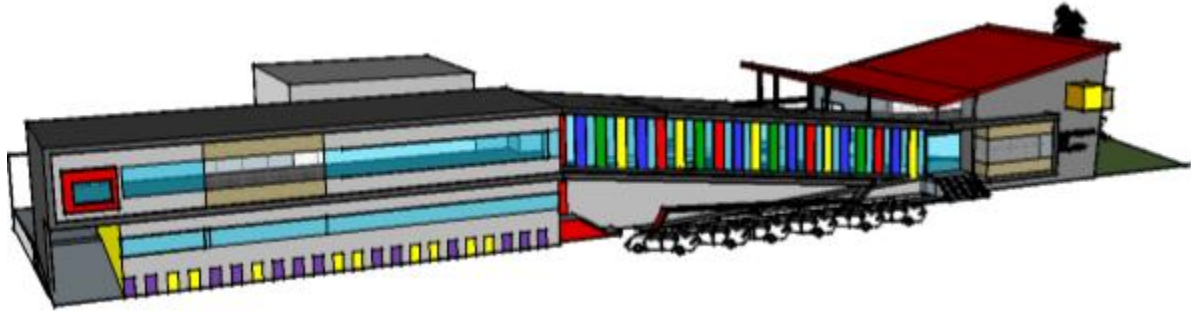
Σε αυτή την εργασία θα πραγματοποιηθεί η μελέτη ενός κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, μια κατασκευή που αποτελεί μέρος ενός βρεφονηπιακού σταθμού που πρόκειται να κατασκευαστεί στο νομό Ηρακλείου Κρήτης. Πρόκειται για ένα ιδιαίτερης αρχιτεκτονικής συγκρότημα που συνολικά απαρτίζεται από :

- Ένα τριώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα
- Ένα σύμμικτο διάδρομο
- Μία μεταλλική κατασκευή

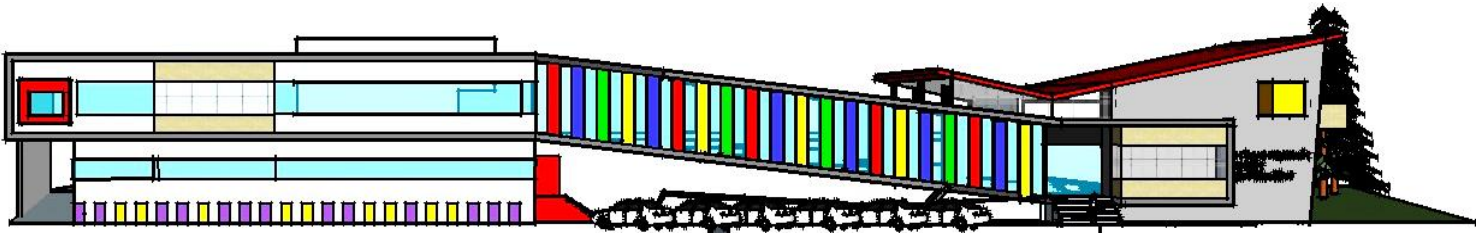
Το κτίριο το οποίο θα μελετηθεί αποτελείται από ένα υπόγειο, ένα ισόγειο και έναν όροφο. Οι μέγιστες ανά διεύθυνση διαστάσεις κάτοψης του υπογείου είναι περίπου ίσες με 28 x 23 m, του ισογείου είναι 32 x 23 m και του ορόφου είναι ίσες με 32 x 23 . Το σχήμα των ορόφων είναι πολυγωνικό συνεπώς υπάρχει διαφοροποίηση στο εμβαδόν κάτοψης των ορόφων μεταξύ τους, αν και οι μέγιστες διαστάσεις κατά x και y είναι περίπου ίδιες ανά όροφο . Η συνολική ωφέλιμη επιφάνεια του κτιρίου είναι επιφάνειας 1645 m². Από κατασκευαστικής άποψης, ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από υποστυλώματα και τοιχώματα που αποτελούν το κατακόρυφο σύστημα στήριξης, δοκούς και πλάκες. Όλες οι διατομές είναι κατασκευασμένες από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Το ύψος του ισογείου είναι 3 m, του πρώτου ορόφου είναι 3.4 m, ενώ του δεύτερου ορόφου είναι 4.4 m, δηλαδή συνολικά το ύψος του κτιρίου ανέρχεται στα 10.8 m.

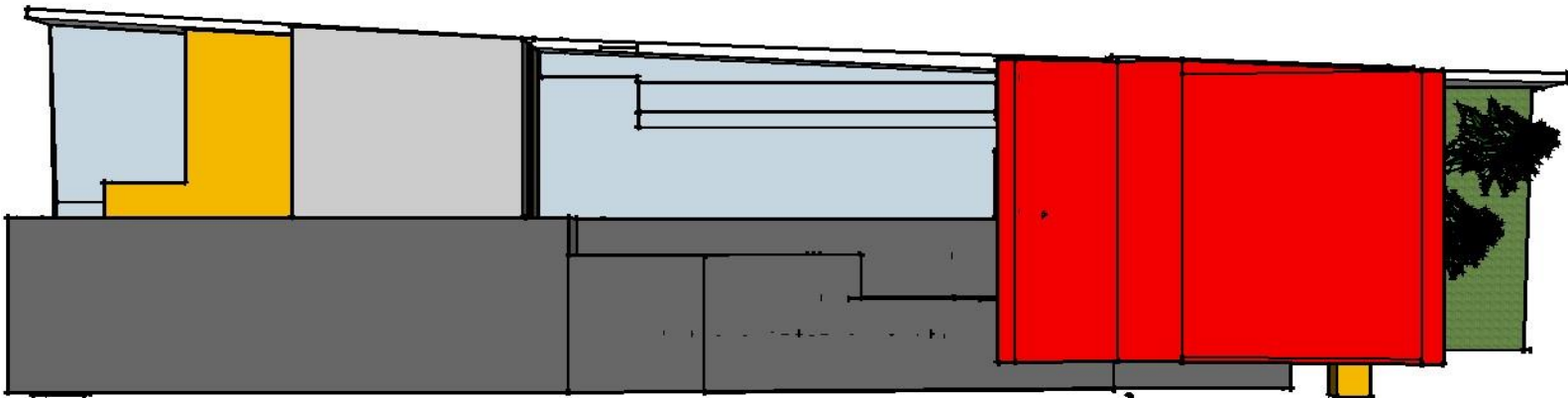
Στη συνέχεια παρουσιάζονται ενδεικτικά τα σχέδια του συνολικού συγκροτήματος, αφού αποτελεί ενιαία κατασκευή, αν και η μελέτη πραγματοποιήθηκε μόνο για ένα εκ των τριών.



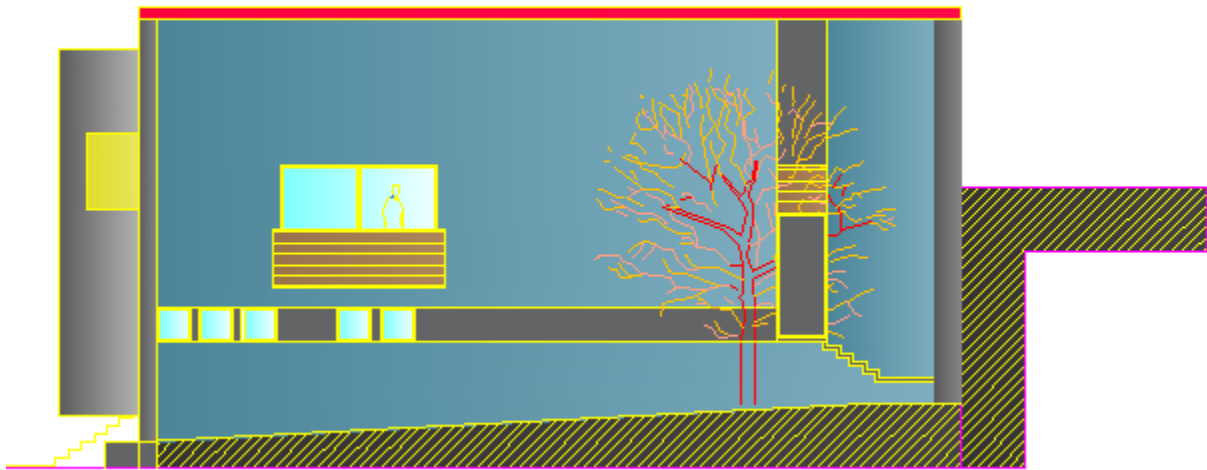
Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα



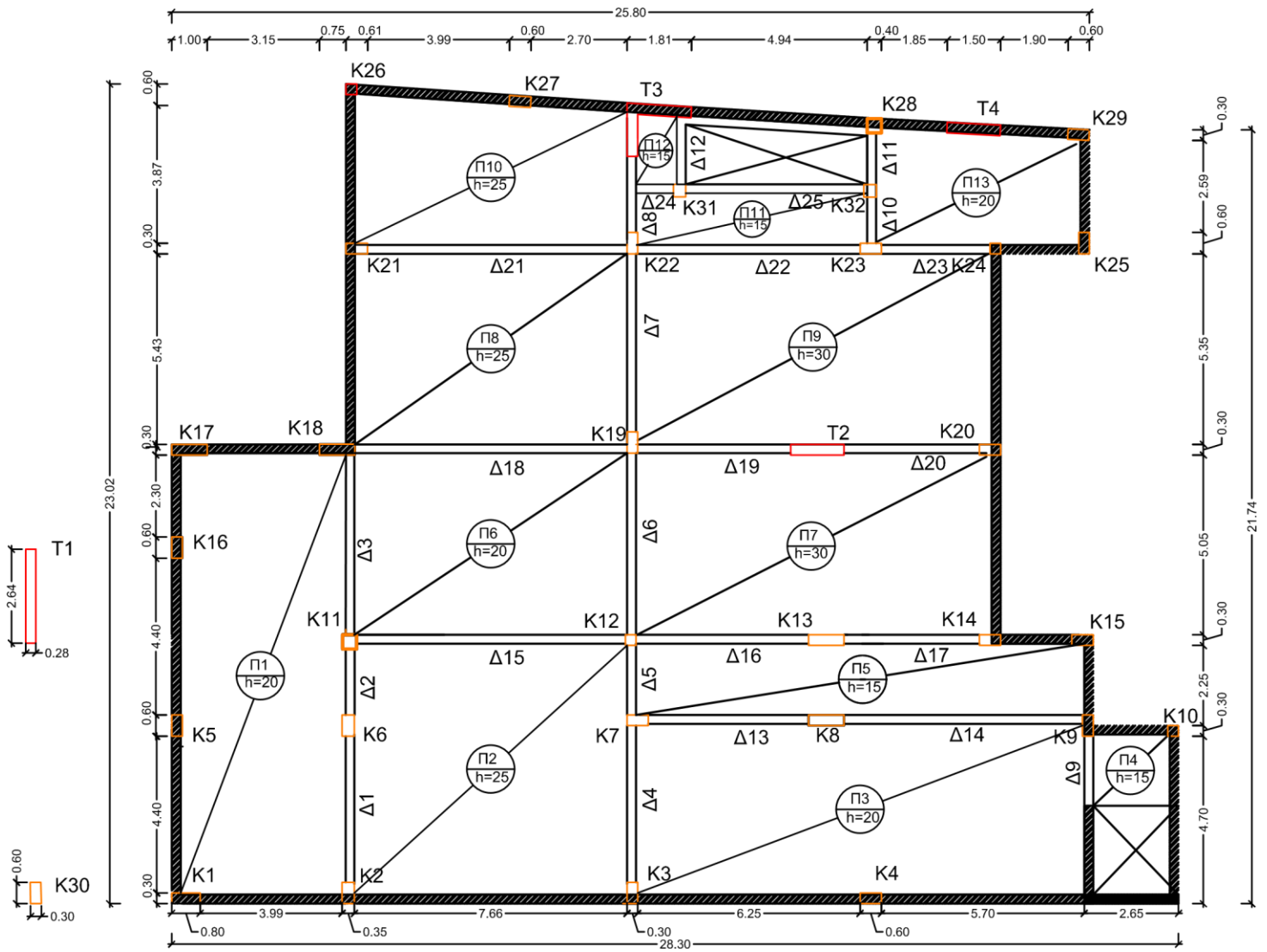
Σχήμα 1.2: Εμπρόσθια όψη του κτιρίου



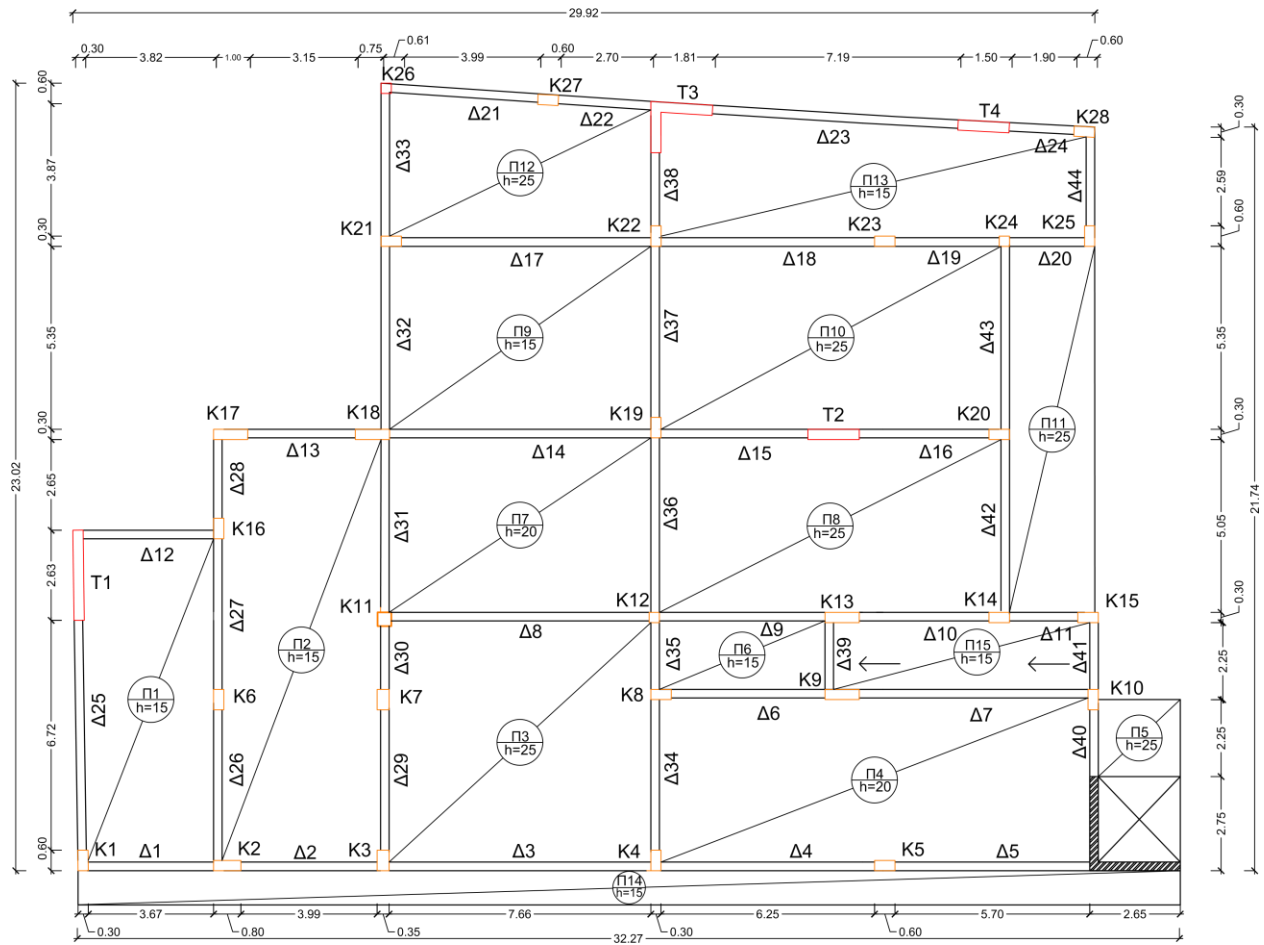
Σχήμα 1.3: Κάτοψη του κτιρίου



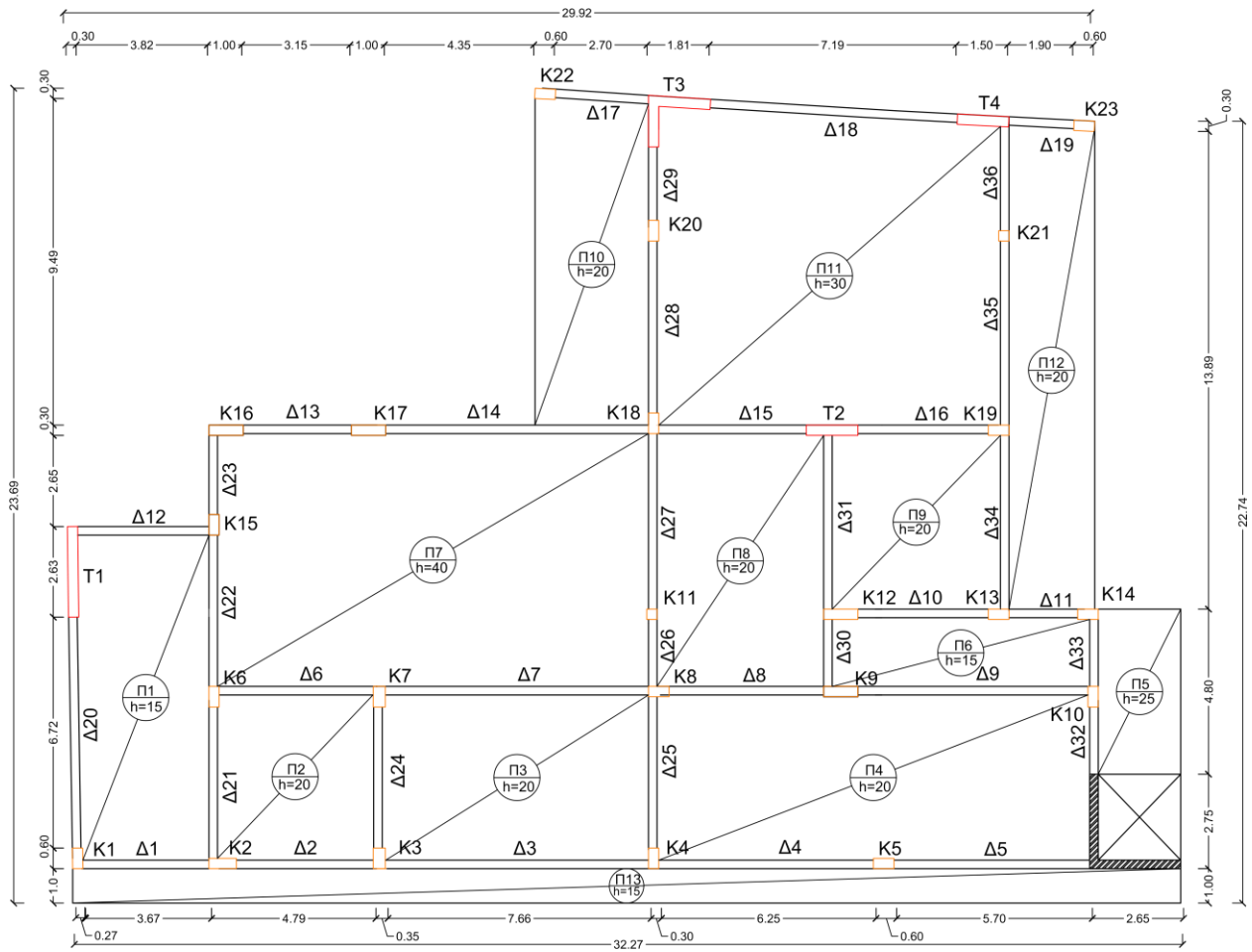
Σχήμα 1.4: Πλευρική Όψη του κτιρίου



Σχήμα 1.5: Ξυλότυπος Οροφής Υπογείου



Σχήμα 1.6: Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου



Σχήμα 1.7: Ξυλότυπος Οροφής Ορόφου

1.1 ΜΟΡΦΩΣΗ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

Βασική αρχή που διέπει όλες τις κατασκευές, είναι η εξασφάλιση της απρόσκοπτης λειτουργίας τους και η εξασφάλιση αισθήματος ασφάλειας στο χρήστη. Για να πληρούνται οι δύο αυτές προϋποθέσεις, θα πρέπει η παραμόρφωση ενός φορέα να είναι τέτοια, ώστε να μην επηρεάζει δυσμενώς την λειτουργικότητα και την εμφάνισή του, συνεπώς πρέπει να καθορίζονται κατάλληλες τιμές για τις επιτρεπόμενες παραμορφώσεις. Στον συγκεκριμένο φορέα για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης παραμόρφωσης, επιλέχθηκε το κριτήριο περιορισμού του λόγου άνοιγμα/ύψος σύμφωνα με τον EC2 §7.4.2, ενώ δεν έγινε κάποιος υπολογιστικός έλεγχος των παραμορφώσεων.

Το στατικό ύψος των δοκών και των πλακών επιλέχθηκε με βάση το κριτήριο απαλλαγής από τον έλεγχο βελών κάμψης, σύμφωνα με τον EC2 §7.4.2.

Στη συνέχεια παρατίθεται ο σχετικός Πίνακας :

Δομικό σύστημα	K	Σκυρόδεμα υπό υψηλή τάση $\rho = 1,5\%$	Σκυρόδεμα υπό χαμηλή τάση $\rho = 0,5\%$
Αμφιέριστη δοκός ή πλάκα κατά μία ή δύο διευθύνσεις	1,0	14	20
Ακραίο άνοιγμα συνεχούς δοκού ή πλάκας κατά μία διεύθυνση, ή πλάκας κατά δύο διευθύνσεις συνεχούς καταμήκος μιας επιμήκους πλευράς	1,3	18	26
Μεσαίο άνοιγμα δοκού ή πλάκας κατά μία ή δύο διευθύνσεις	1,5	20	30
Πλάκα επί υποστυλωμάτων χωρίς δοκούς (μικητοειδής) (έλεγχος βάσει του μεγαλύτερου ανοίγματος)	1,2	17	24
Πρόβολος	0,4	6	8

Πίνακας 1.1.1: Βασικοί λόγοι ανοίγματος προς στατικό ύψος για στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα χωρίς αξονική σύνθλιψη

Συγκεκριμένα, για τις πλάκες χρησιμοποιήσαμε την δεύτερη στήλη, ως στοιχείο σκυροδέματος που βρίσκεται υπό χαμηλή τάση και στις δοκούς την πρώτη στήλη ως στοιχείο σκυροδέματος που βρίσκεται υπό υψηλή τάση. Σε πλάκες που κάμπτονται κατά τις δύο διευθύνσεις, ο έλεγχος έγινε βάσει του μικρότερου ανοίγματος.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Για την διαστασιολόγηση του υπό μελέτη κτιρίου επιλέγεται η προσομοίωση του δομήματος στο περιβάλλον του προγράμματος SAP2000v18. Το κτίριο αναλύεται ως ένα χωρικό προσομοίωμα, όπου η προσομοίωση των οριζόντιων και κατακόρυφων γραμμικών μελών (δοκοί, υποστυλώματα) έγινε με ραβδωτά στοιχεία πλαισίου έξι βαθμών ελευθερίας ενώ οι πλάκες και τα τοιχεία προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Τέλος η θεμελίωση της κατασκευής προσομοιώθηκε με πακτώσεις.

2.1 ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΚΑΝΝΑΒΟΥ

Αρχικά, από το σχεδιαστικό πρόγραμμα Autocad, εντοπίστηκαν οι συντεταγμένες x και y του κέντρου βάρους όλων των υποστυλωμάτων των ορόφων. Για να μεταφερθούν στο SAP2000v18, ορίστηκαν κατάλληλα πλέγματα (GRID), διαμορφωμένα ξεχωριστά για κάθε όροφο τοποθετώντας τις αντίστοιχες συντεταγμένες των υποστυλωμάτων.

2.2.ΟΡΙΣΜΟΣ ΥΛΙΚΩΝ

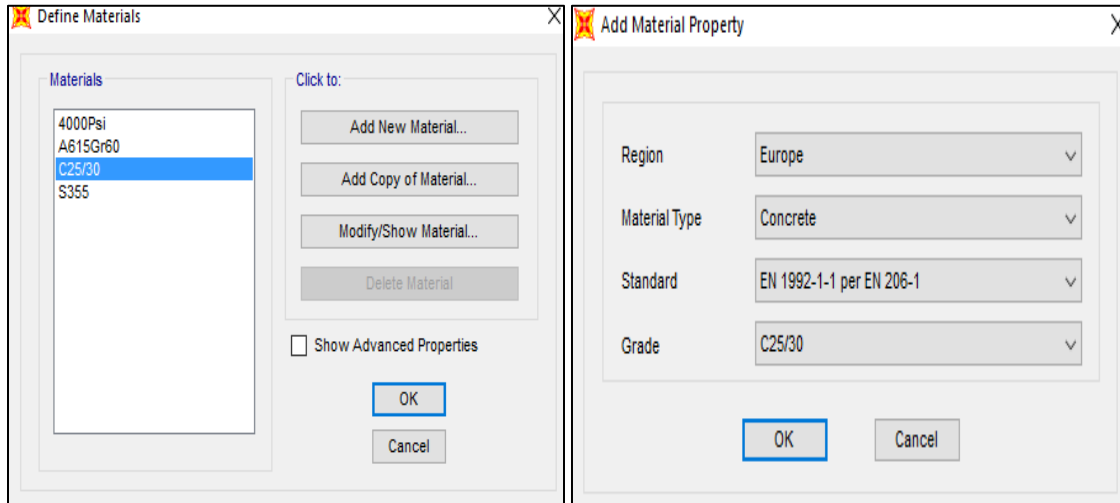
Τα υλικά που επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν είναι

- σκυρόδεμα ποιότητας C25/30
- χάλυβας σπλισμού ποιότητας B500C

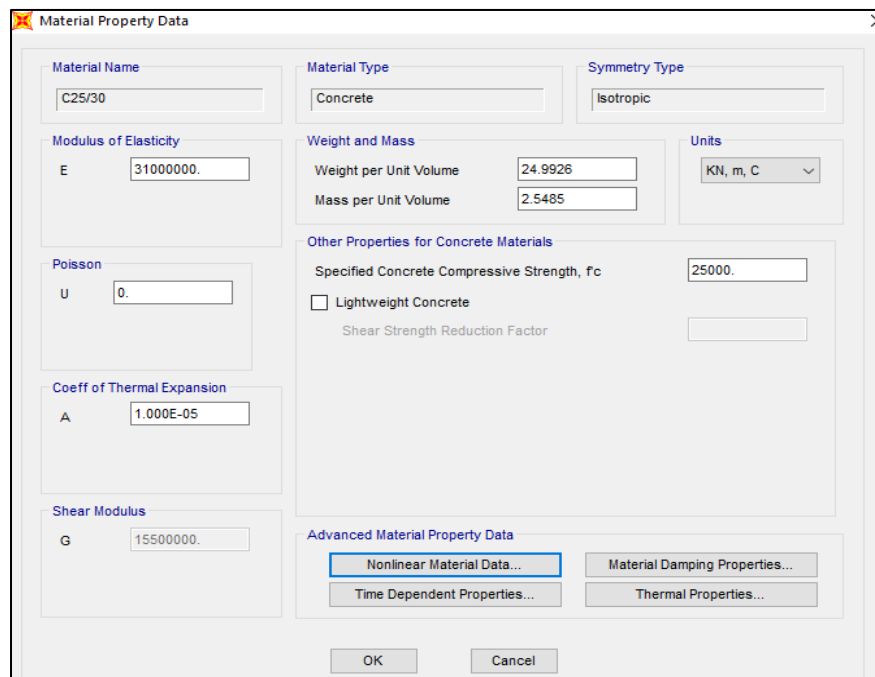
Η διαδικασία αυτή έγινε με την εντολή **Define → Materials → Add New Material → Add Material Property**. Ο χρήστης καλείται να ορίσει **Material Type**, **Region**, **Standard** και **Grade** όπου αντίστοιχα επιλέχθηκε για το σκυρόδεμα : Concrete, Europe, EN 1992-1-1 per EN 206-1, C25/30 και για τον χάλυβα σπλισμού : Rebar, Europe. Στο **Material Property Data**, καθορίζονται οι ιδιότητες του υλικού, συνεπώς το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ορίστηκε $E_{cm} = 31 \text{ GPA}$, σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1(EC2 §3.1.3) και το ειδικό βάρος του σκυροδέματος 25 kN/m^3 . Σημειώνεται πως η τιμή του λόγου Poisson λήφθηκε μηδενική, σύμφωνα με τις προδιαγραφές του Ευρωκώδικα 2 για ρηγματωμένες διατομές σκυροδέματος (EC2 §3.1.3(4)).

Στην καρτέλα Define Materials, υπάρχει η επιλογή Show Advanced Properties, ώστε εάν επιλεγεί από τον χρήστη, να είναι δυνατή η εμφάνιση τόσο των ελαστικών όσο και των ανελαστικών

χαρακτηριστικών των υλικών. Στη συνέχεια παρατίθεται σχηματικά η διαδικασία καθορισμού των υλικών για το σκυρόδεμα.



Σχήμα 2.2.1: Ορισμός υλικού σκυροδέματος



Σχήμα 2.2.2: Τιμές ελαστικών χαρακτηριστικών υλικού σκυροδέματος

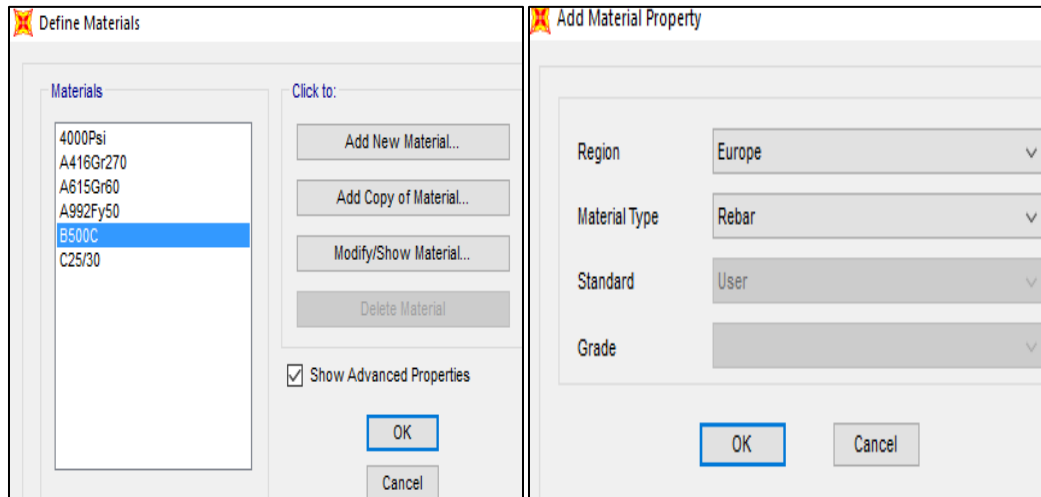
Όσον αφορά τον χάλυβα οπλισμού, επιλέχθηκε μέτρο ελαστικότητας 200GPa και από τις ιδιότητες του χάλυβα B500C, ορίστηκαν τα εξής:

Minimum Yield Stress, $F_y = 500000\text{kPa}$

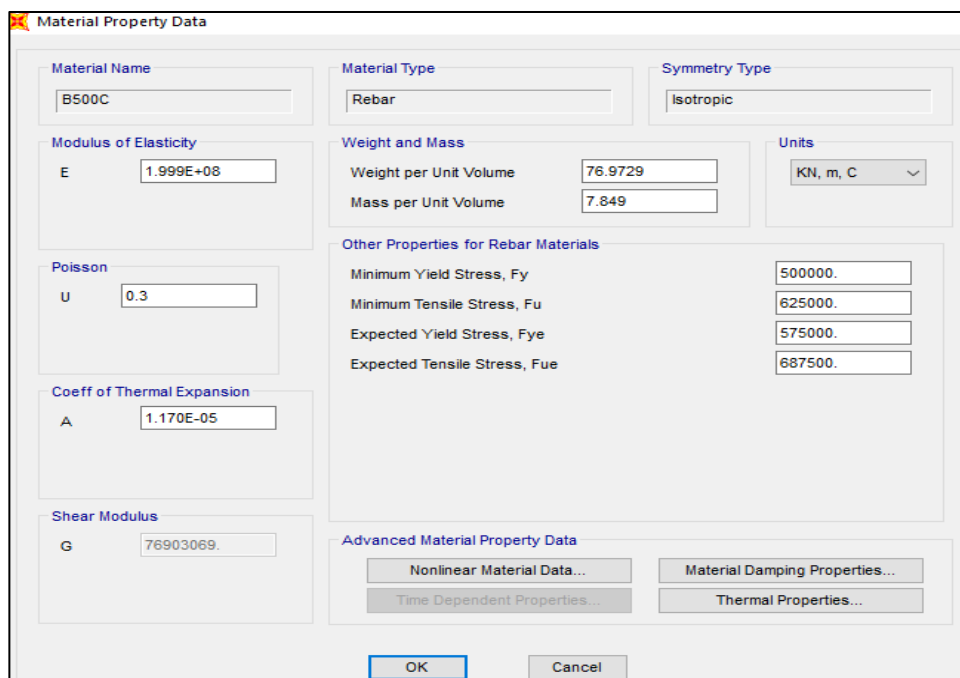
Minimum Tensile Stress, $F_u = 1.25 * 500000\text{kPa} = 625000\text{kPa}$

Expected Yield Stress, $F_{ye} = 1.15 * 500000\text{kPa} = 575000\text{kPa}$ (FEMA 356 : Πίνακας 5-3)

Expected Tensile Stress, $F_{ue} = 1.10 * 625000\text{kPa} = 687500\text{kPa}$ (FEMA 356 : Πίνακας 5-3)



Σχήμα 2.2.3: Ορισμός χάλυβα οπλισμού

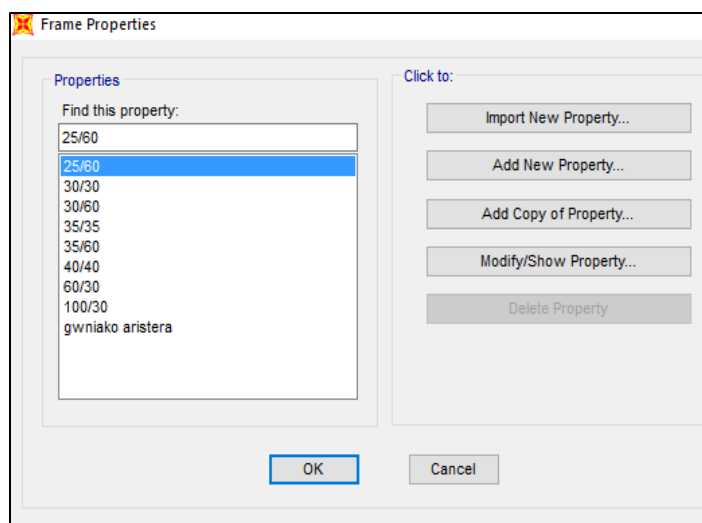


Σχήμα 2.2.4: Τιμές ελαστικών χαρακτηριστικών υλικού χάλυβα σπλισμού

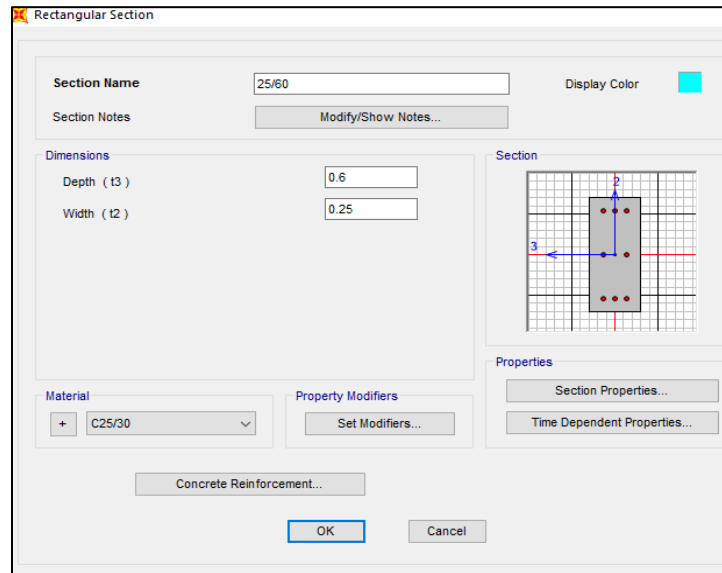
2.3 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΔΟΚΩΝ

Οι δοκοί προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία και η διαδικασία που πραγματοποιήθηκε ήταν : **Define – Section Properties – Frame Sections – Add New Property.**

Στη συνέχεια παρατίθεται η σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας :



Σχήμα 2.3.1: Εισαγωγή διατομής δοκού



Σχήμα 2.3.2: Ιδιότητες διατομής δοκού

Ορίζεται για τις διατομές των δοκών απομείωση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών τους, ώστε να πληρούν τις κανονιστικές διατάξεις για ρηγματωμένες διατομές οπλισμένου σκυροδέματος. Τα πεδία που ενδιαφέρουν αφορούν τη ροπή αδρανείας της διατομής σε κάμψη (Moment of Inertia), το εμβαδόν ολίσθησης διατομής (Shear Area) που σχετίζεται με τη δυσμησία της διατομής, όπως και τον συντελεστή δυστρεψίας (Torsional Constant). Όπως αναφέρεται στον EC8 §4.3.1(7), τα ελαστικά καμπτικά και διατμητικά χαρακτηριστικά των ρηγματωμένων (στάδιο II) στοιχείων από σκυρόδεμα μπορούν να ληφθούν ίσα με το ήμισυ των αντίστοιχων τιμών των μη ρηγματωμένων διατομών (στάδιο I). Λόγω ρηγμάτωσης, όπως προβλέπεται από τις κανονιστικές διατάξεις που αναφέρθηκαν παραπάνω, θα πρέπει να γίνει απομείωση της δυσκαμψίας, δυστένειας των διατομών οπλισμένου σκυροδέματος. Ο καθένας από τους παραπάνω όρους ελαστικών χαρακτηριστικών περιλαμβάνει ένα γινόμενο μιας ιδιότητας υλικού (μέτρο ελαστικότητας E ή μέτρο διάτμησης G) και μιας γεωμετρικής ιδιότητας διατομής (ροπή αδράνειας σε κάμψη ή τεκμαρτό εμβαδόν ολίσθησης). Το γινόμενο αυτό συσχετίζει τα μεγέθη της επιβαλλόμενης έντασης με αυτά της εσωτερικής παραμόρφωσης του δομικού στοιχείου. Συνεπώς στις δοκούς τίθενται οι τιμές 0.5, για να ληφθεί μειωμένη δυσμησία $G \cdot A$

κατά τον άξονα y και z και μειωμένη δυσκαμψία $E \cdot I$ τόσο στον ισχυρό όσο και στον ασθενή άξονα της δοκού, όπου

G : μέτρο διάτμησης υλικού(kPa)

E : μέτρο ελαστικότητας υλικού(kPa)

A : τεκμαρτό εμβαδόν ολίσθησης διατομής (m^2)

I : ροπή αδρανείας της διατομής (m^4)

Property Data			
Section Name		25/60	
Properties			
Cross-section (axial) area	0.15	Section modulus about 3 axis	0.015
Moment of Inertia about 3 axis	4.500E-03	Section modulus about 2 axis	6.250E-03
Moment of Inertia about 2 axis	7.813E-04	Plastic modulus about 3 axis	0.0225
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	9.375E-03
Shear area in 2 direction	0.125	Radius of Gyration about 3 axis	0.1732
Shear area in 3 direction	0.125	Radius of Gyration about 2 axis	0.0722
Torsional constant	2.307E-03	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Σχήμα 2.3.4: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής δοκού

Frame Property/Stiffness Modification Factors	
Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.5
Shear Area in 3 direction	0.5
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.5
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	1
Weight	1

Σχήμα 2.3.5: Απομείωση ιδιοτήτων διατομής δοκού λόγω ρηγμάτων

Ακόμα, πατώντας την επιλογή Concrete Reinforcement καθορίζουμε :

Rebar Material : B500C, τόσο για τον διαμήκη όσο και για τον εγκάρσιο σπλισμό

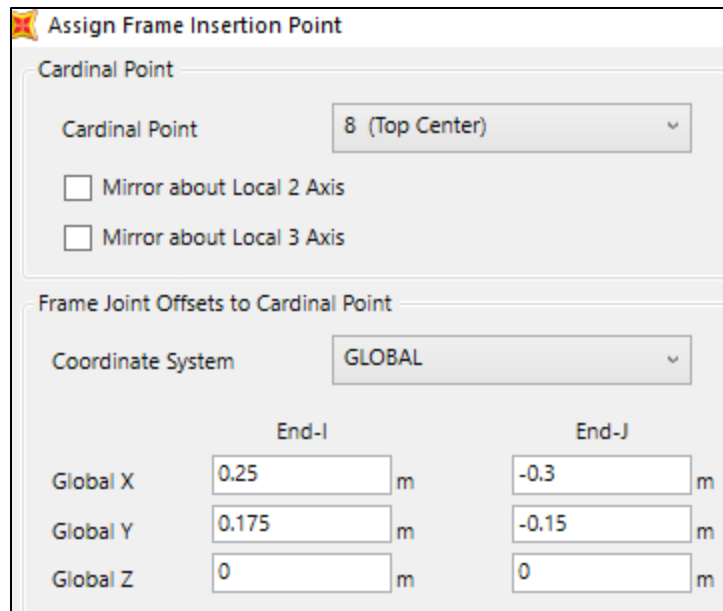
Design Type : Beam M3 Design Only

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center : 0.03 m

Reinforcement Data		
Rebar Material		
Longitudinal Bars	+ B500C	
Confinement Bars (Ties)	+ B500C	
Design Type		
<input type="radio"/> Column (P-M2-M3 Design)		
<input checked="" type="radio"/> Beam (M3 Design Only)		
Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center		
Top	0.03	
Bottom	0.03	
Reinforcement Overrides for Ductile Beams		
	Left	Right
Top	0.	0.
Bottom	0.	0.

Σχήμα 2.3.6: Καθορισμός σπλισμού διατομής δοκού

Αφού οριστούν οι διατομές των δοκών, με την εντολή **Draw Frame/Cable** τοποθετούνται όλες οι δοκοί στις θέσεις τους, τραβώντας μια γραμμή που ενώνει τα κέντρα βάρους των 2 υποστυλωμάτων που μαζί με τη δοκό αποτελούν ένα πλαίσιο. Με αυτόν τον τρόπο εισαγωγής τους όμως υπάρχουν τμήματα των υποστυλωμάτων που υπερκαλύπτονται από τις διατομές των δοκών (κόμβοι). Για να γίνει ρεαλιστική προσέγγιση του κόμβου, θα τροποποιηθούν τα μήκη αρχής(End-I) και πέρατος(End-J)των δοκών καθώς και η ανώτερη ίνα τους έτσι ώστε να συμπίπτει με το επίπεδο της πλάκας και η περιοχή του κόμβου να θεωρηθεί άκαμπτη. Έτσι εξασφαλίζεται η πραγματική σύνδεσή τους με τα υπόλοιπα στοιχεία. Η παραπάνω προσομοίωση επιτυγχάνεται για τις δοκούς με τις εντολές : **Select Frame – Assign – Frame – Insertion Point** . Στην καρτέλα που εμφανίζεται στο **Cardinal Point** επιλέγουμε **Top Center**, στο **Coordinate System, Global** και μεταβάλλουμε τα μήκη αρχής(**End-I**) και πέρατος(**End-J**) κατά x και κατά y.



Cardinal Point	
Cardinal Point	8 (Top Center)
<input type="checkbox"/>	Mirror about Local 2 Axis
<input type="checkbox"/>	Mirror about Local 3 Axis

Frame Joint Offsets to Cardinal Point		
Coordinate System	GLOBAL	
	End-I	End-J
Global X	0.25 m	-0.3 m
Global Y	0.175 m	-0.15 m
Global Z	0 m	0 m

Σχήμα 2.3.7: Σημείο εισαγωγής δοκού

2.4 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Τα υποστυλώματα, ομοίως με τις δοκούς, προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία και η διαδικασία για τις ορθογωνικές και τετραγωνικές διατομές ήταν : **Define – Section Properties – Frame Sections – Add New Property**. Η σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας είναι ίδια με αυτή των δοκών. Στη συνέχεια, ακριβώς όπως και στις δοκούς, για να ληφθεί υπόψη η ρηγματώση των διατομών των υποστυλωμάτων, απομειώθηκαν κατά 50% η δυσμησία κατά τους άξονες y και z και η δυσκαμψία των υποστυλωμάτων τόσο στον ασθενή όσο και στον ισχυρό άξονα. Οι γεωμετρικές ιδιότητες των διατομών των υποστυλωμάτων αλλά και οι απομειωμένες τιμές τους εμφανίζονται με τον ίδιο τρόπο, όπως στις δοκούς. Αυτό που διαφοροποιεί τις διατομές είναι η διαδικασία διαστασιολόγησης, που περιγράφεται στο ακόλουθο σχήμα :

Rebar Material : B500C , τόσο για το διαμήκη όσο και για τον εγκάρσιο οπλισμό

Design Type : Column(P-M2-M3 Design)

Reinforcement Configuration : Rectangular

Confinement Bars : Ties

Check/Design : Reinforcement to be Designed

Επιλέγουμε να υπολογιστούν οι σπλισμοί σύμφωνα με διαδικασία που θα λαμβάνει υπόψιν την αξονική δύναμη και την διαξονική κάμψη. Η καθαρή απόσταση από το εξωτερικό άκρο της διατομής έως το εξωτερικό άκρο του συνδετήρα τίθεται 0.04 m.

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars + B500C

Confinement Bars (Ties) + B500C

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spiral

Longitudinal Bars - Rectangular Configuration

Clear Cover for Confinement Bars 0.04

Number of Longit Bars Along 3-dir Face 3

Number of Longit Bars Along 2-dir Face 3

Longitudinal Bar Size + #9

Confinement Bars

Confinement Bar Size + #4

Longitudinal Spacing of Confinement Bars 0.15

Number of Confinement Bars in 3-dir 3

Number of Confinement Bars in 2-dir 3

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

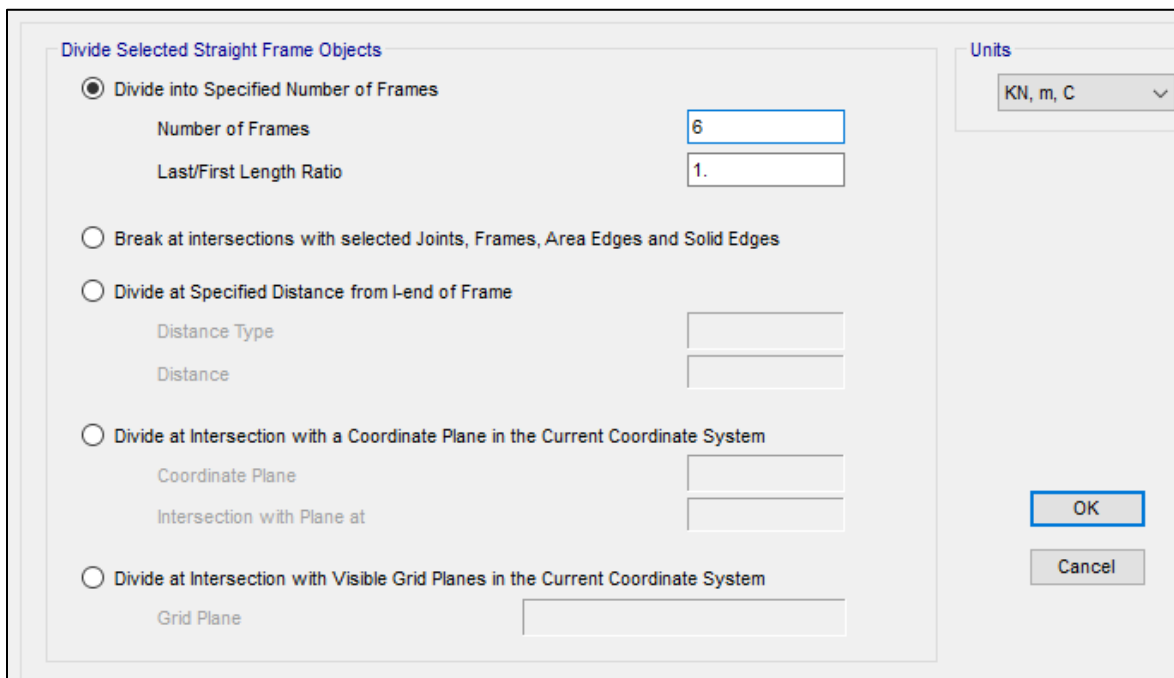
OK

Cancel

Σχήμα 2.4.1: Καθορισμός σπλισμού διατομής υποστυλωμάτων

Διακριτοποίηση υποστυλωμάτων : Για να υπάρχει μεγαλύτερη ακρίβεια αποτελεσμάτων, τα γραμμικά στοιχεία υποδιαιρούνται σε περισσότερα τμήματα. Με αυτόν τον τρόπο, δημιουργούνται κόμβοι σε περισσότερα σημεία κατά μήκος ενός γραμμικού στοιχείου, στους οποίους είναι δυνατή η εμφάνιση αποτελεσμάτων, αλλιώς οι τιμές των αποτελεσμάτων αφορούν μόνο τους κόμβους αρχής και τέλους. Ακόμα με τη διακριτοποίηση θα καταστεί δυνατή η δημιουργία **Body Constraint** μεταξύ των υποστυλωμάτων και του περιμετρικού τοιχείου υπογείου. Επιλέγεται διάσπαση σε 6 τμήματα, ίσου μήκους, έτσι ώστε να συμπίπτει ο αριθμός των κόμβων των υποστυλωμάτων με τον αριθμό των κόμβων που έχουν δημιουργηθεί στα τοιχεία καθ' ύψος. Η διαδικασία είναι η εξής : **Select Frame – Edit – Edit Lines – Divide**

Frames . Στην καρτέλα που εμφανίζεται επιλέγεται : **Divide Into Specified Number of Frames – Number of Frames : 6 – Last/First Length Ratio : 1.**

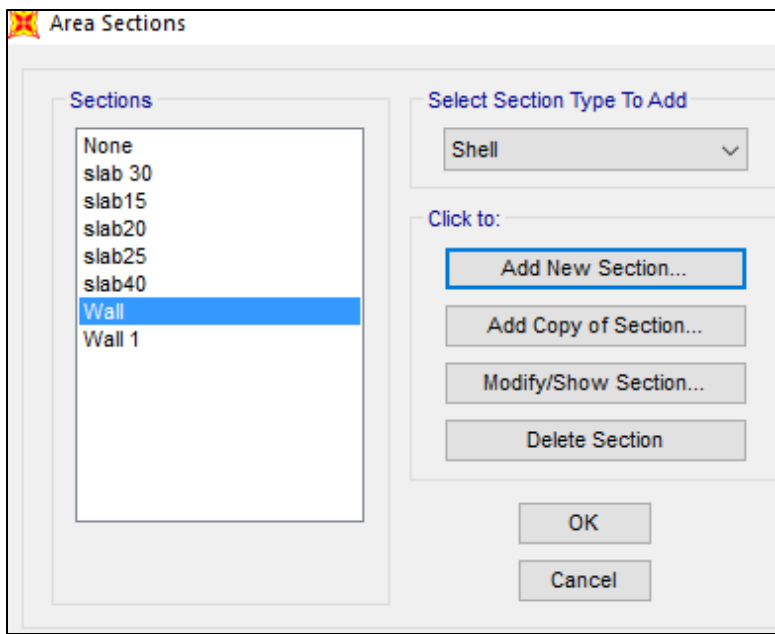


Σχήμα 2.4.2: Διακριτοποίηση υποστυλωμάτων

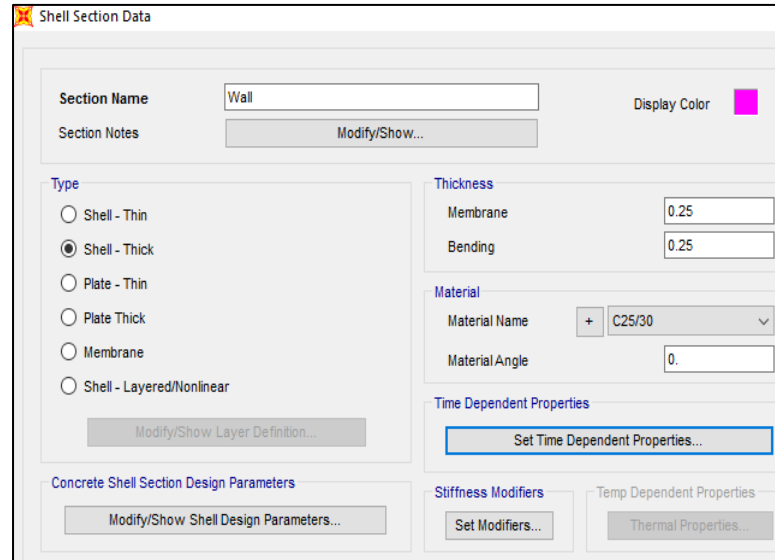
2.5 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΟΙΧΕΙΩΝ

Τα τοιχεία προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, με την ακόλουθη διαδικασία : **Define – Section Properties – Area Sections – Add New Section**. Για τον τύπο του στοιχείου **Select Type to Add**, έγινε η επιλογή **Shell**, ενώ στις ιδιότητες του στοιχείου επιλέχθηκε **Shell- Thick**, και το πάχος του τοιχώματος καθορίστηκε στα αντίστοιχα πεδία **Membrane – Bending**. Ο καθορισμός του τύπου ως **Shell-Thick**, έγινε για να ληφθεί υπόψιν η διατμητική παραμόρφωση και η εντός και εκτός επιπέδου κάμψη.

Στη συνέχεια παρατίθεται η σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας :



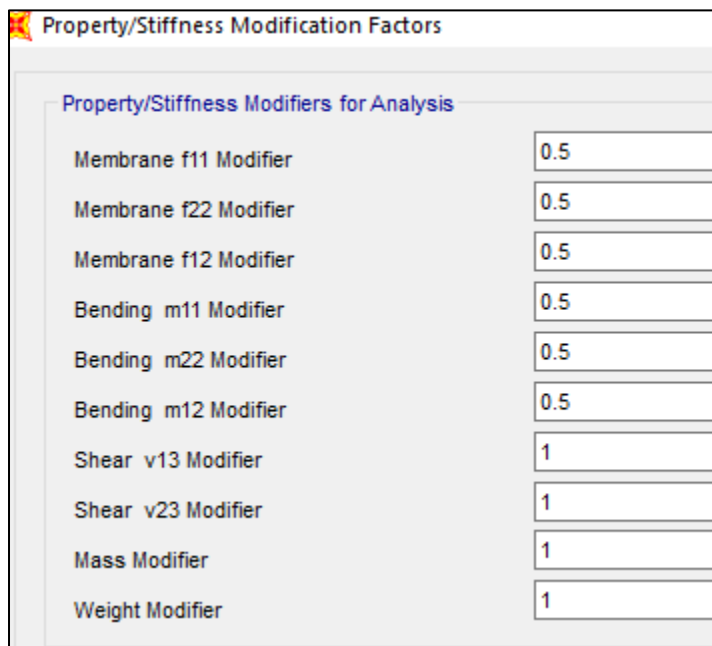
Σχήμα 2.5.1: Εισαγωγή διατομής τοιχείου



Σχήμα 2.5.2: Ιδιότητες διατομής τοιχείου

Στα τοιχώματα, είναι επίσης απαραίτητη η απομείωση των γεωμετρικών ιδιοτήτων της διατομής. Στο SAP2000, οι διατομές που έχουν διαμορφωθεί με πεπερασμένα στοιχεία έχουν δύο ειδών δυσκαμψίες - δυσμησίες, μία εντός επιπέδου που αναφέρεται ως f11, f22, f12 και μία εκτός επιπέδου που αναφέρεται ως m11, m22, m12. Επειδή τα τοιχώματα έχουν σχεδιαστεί

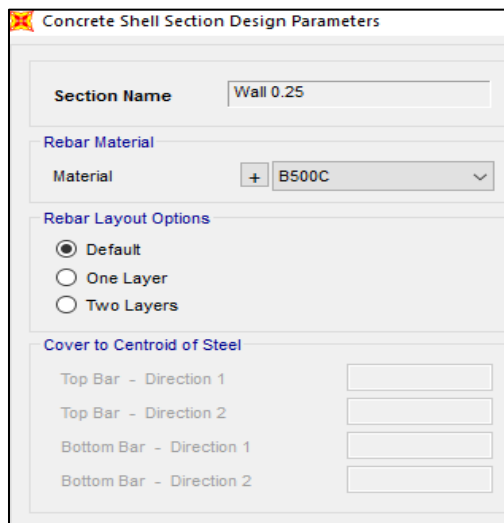
ως Shell – Thick, δηλαδή θεωρείται καταπόνηση και εντός και εκτός επιπέδου, όλοι οι παράγοντες θα μειωθούν στο μισό της αρχικής τους τιμής, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (EC8 §4.3.1(7)).



Property/Stiffness Modifier	Value
Membrane f11 Modifier	0.5
Membrane f22 Modifier	0.5
Membrane f12 Modifier	0.5
Bending m11 Modifier	0.5
Bending m22 Modifier	0.5
Bending m12 Modifier	0.5
Shear v13 Modifier	1
Shear v23 Modifier	1
Mass Modifier	1
Weight Modifier	1

Σχήμα 2.5.3: Απομείωση γεωμετρικών ιδιοτήτων διατομής τοιχείου

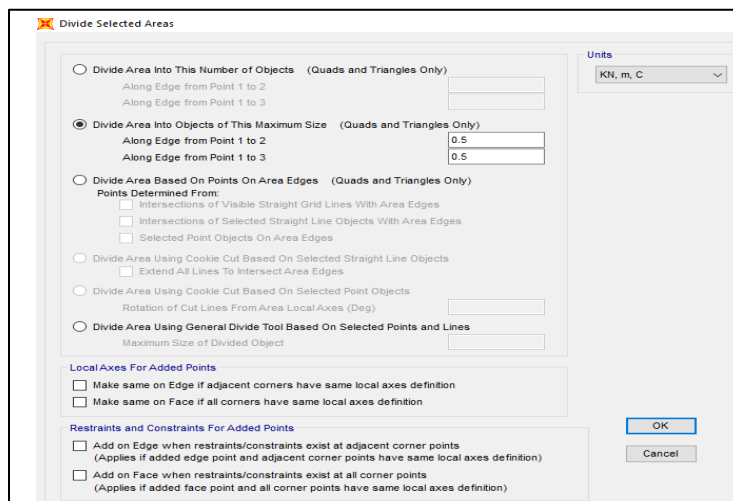
Στην καρτέλα της διατομής, πατώντας Modify/Show Shell Design Parameters, καθορίζεται ο χάλυβας σπλισμού B500C.



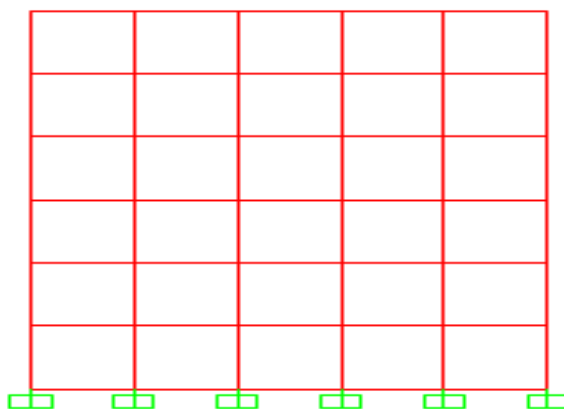
Parameter	Value
Section Name	Wall 0.25
Rebar Material	B500C
Rebar Layout Options	Default
Cover to Centroid of Steel - Top Bar - Direction 1	
Cover to Centroid of Steel - Top Bar - Direction 2	
Cover to Centroid of Steel - Bottom Bar - Direction 1	
Cover to Centroid of Steel - Bottom Bar - Direction 2	

Σχήμα 2.5.4: Καθορισμός χάλυβα σπλισμού σε διατομή τοιχείου

Για την ορθότερη απόδοση της συμπεριφοράς των στοιχείων, πραγματοποιήθηκε διακριτοποίησή τους σε μικρότερα. Με την διακριτοποίηση (meshing), τα αποτελέσματα προκύπτουν με μεγαλύτερη ακρίβεια. Το πρόγραμμα παρέχει τις παρακάτω επιλογές. Στην συγκεκριμένη κατασκευή η διακριτοποίηση των επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων που αφορά στα τοιχώματα, έγινε σε διάσπαση του τοιχώματος ανά 0.5m στην διαμήκη και στην κάθετη διεύθυνση. Η διακριτοποίηση έγινε με τις εντολές : **Select Area – Edit – Edit Areas – Divide Areas.**

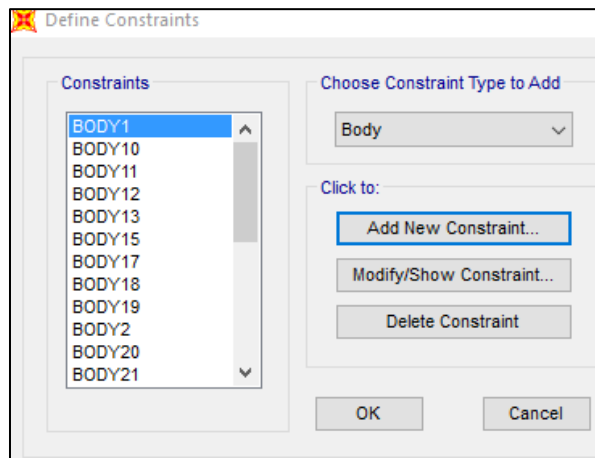


Σχήμα 2.5.5: Διακριτοποίηση διατομής τοιχείου

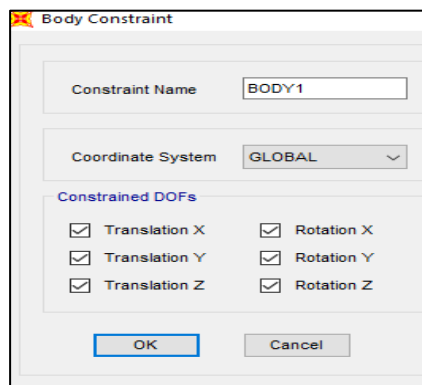


Σχήμα 2.5.6: Ενδεικτική Διακριτοποίηση διατομής τοιχείου

Μετά την τοποθέτηση των τοιχείων είναι απαραίτητο να εξασφαλιστεί η σύνδεσή τους με τα υποστυλώματα. Για να επιτευχθεί αυτό, επιλέγεται ένα σύνολο σημείων του τοιχώματος που βρίσκεται κοντινότερα στο υποστύλωμα και το σύνολο των σημείων στα οποία έχει διασπαστεί το υποστύλωμα. Σε αυτά τα σημεία εφαρμόζεται η ακόλουθη διαδικασία : **Assign – Joint – Constraints – Add New Constraint** και στον τύπο **Choose Constraint Type to Add** επιλέγεται **Body**. Η λειτουργία αυτής της εντολής είναι να επιβάλλει στο σύνολο των σημείων αυτών κοινή μεταφορική και κοινή περιστροφική κίνηση, δηλαδή συμπεριφορά σαν στερεό σώμα. Συνίσταται σε περιπτώσεις σύνδεσης γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.



Σχήμα 2.5.7: Εισαγωγή στερεού σώματος

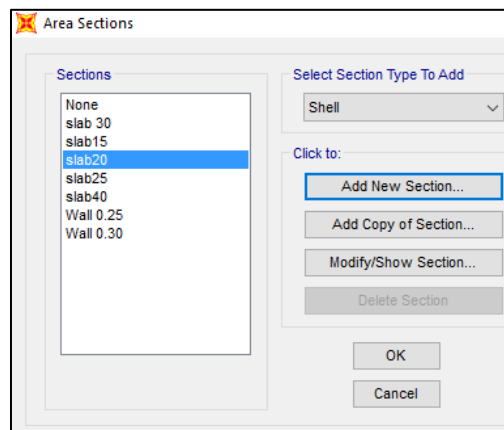


Σχήμα 2.5.8: Ιδιότητες στερεού σώματος

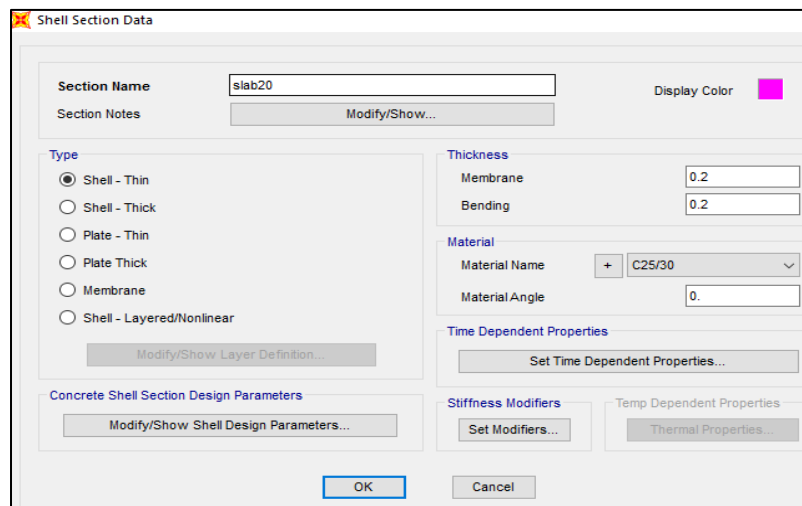
2.6 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΠΛΑΚΩΝ

Οι πλάκες προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, με την ακόλουθη διαδικασία : **Define – Section Properties – Area Sections – Add New Section**. Για τον τύπο του στοιχείου **Select Type to Add**, έγινε η επιλογή **Shell**, ενώ στις ιδιότητες του στοιχείου επιλέχθηκε **Shell- Thin**, και το πάχος της πλάκας καθορίστηκε ίδιο και στα δύο πεδία **Membrane – Bending**. Ο καθορισμός του τύπου ως **Shell-Thin**, έγινε για να μη ληφθεί υπόψιν η διατμητική παραμόρφωση, καθώς είναι αμελητέα η διατμητική παραμόρφωση που υφίστανται οι πλάκες. Ακόμα, οι πλάκες καταπονούνται από κάμψη μόνο εκτός επιπέδου, γεγονός που λαμβάνεται υπόψιν στον ορισμό του τύπου **Shell-Thin**.

Στη συνέχεια παρατίθεται η σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας :

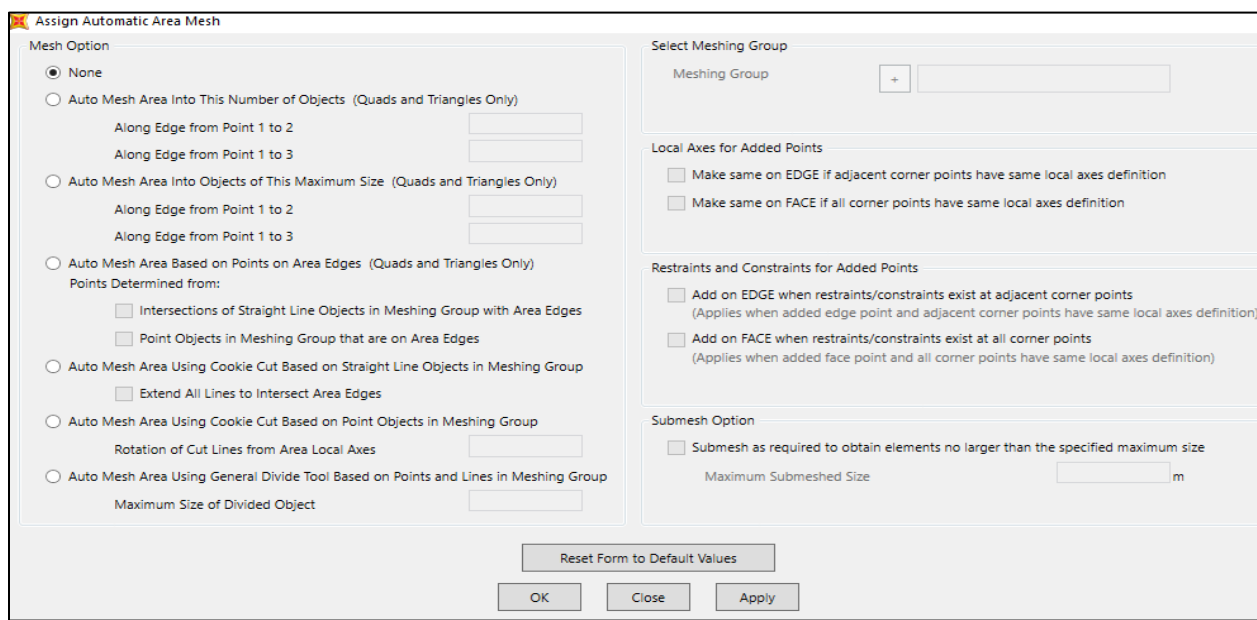


Σχήμα 2.6.1: Εισαγωγή διατομής πλάκας



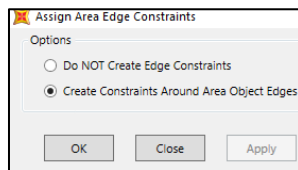
Σχήμα 2.6.2: Ιδιότητες διατομής πλάκας

Για την ορθότερη απόδοση της διαφραγματικής συμπεριφοράς των πλακών, αλλά και για να μπορέσει να γίνει ορθότερη κατανομή των φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς, έγινε η διακριτοποίησή τους σε μικρότερα τμήματα. Αυτή η διαδικασία γίνεται με την ακόλουθη σειρά εντολών : **Select Area – Assign – Area – Automatic Area Mesh**. Στη συνέχεια ανοίγει η καρτέλα με τις διαθέσιμες επιλογές διακριτοποίησης (**Mesh Option**). Στο συγκεκριμένο μοντέλο εφαρμόστηκε στον τύπο της διακριτοποίησης η επιλογή **None**. Είναι έγκυρη μόνο για πλάκες που αποτελούνται από πέντε ή περισσότερους κόμβους καθώς τότε πραγματοποιείται αυτόματη διακριτοποίηση.



Σχήμα 2.6.3: Διακριτοποίηση διατομής πλάκας

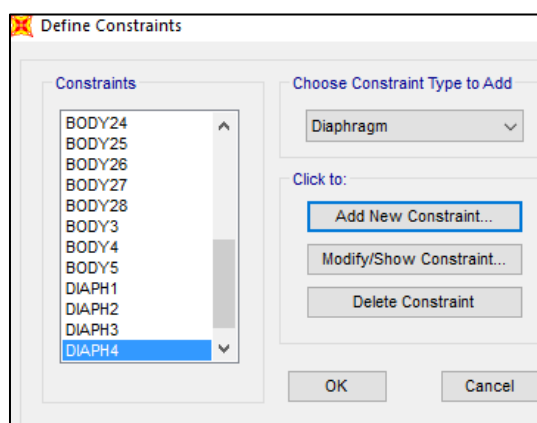
Στη συνέχεια, για να επιτευχθεί συνδεσιμότητα μεταξύ δύο περιοχών που έχουν ασύμβατη διακριτοποίηση η μία με την άλλη, εφαρμόστηκε η εντολή **Generate Edge Constraints**, με τις ακόλουθες εντολές : **Assign – Area – Generate Edge Constraints – Create Constraints Around Area Object Edges**.



Σχήμα 2.6.4: Δημιουργία στηρίξεων στις άκρες πλάκας

2.6.1 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΠΛΑΚΩΝ

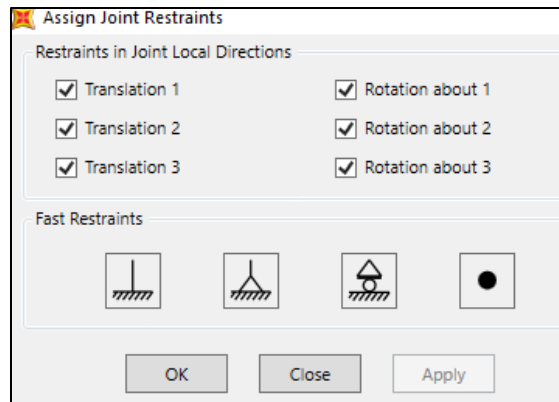
Οι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος εξασφαλίζουν την ύπαρξη διαφραγμάτων στις στάθμες των ορόφων. Για να επιτευχθεί η διαφραγματική λειτουργία σε κάθε όροφο, πρέπει να δημιουργηθούν διαφράγματα σε κάθε ένα επίπεδο. Στο λογισμικό του SAP2000, ορίζονται ως εξής : **Define – Joint Constraints – Add New Constraint**, όπου στην επιλογή **Choose Type to Add** επιλέχθηκε **Diaphragm**. Η συγκεκριμένη εντολή, δημιουργεί συνδέσμους μεταξύ κόμβων που βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο, έτσι ώστε να κινούνται όλοι μαζί, για να μην υπάρχει εντός επιπέδου παραμόρφωση.



Σχήμα 2.6.1.1: Ορισμός Διαφράγματος

2.7 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ

Οι στηρίξεις με το έδαφος, θεωρήθηκαν πακτώσεις. Για να γίνει η συγκεκριμένη διαδικασία, επιλέχθηκαν όλοι οι κόμβοι στο επίπεδο $z = 0$ και στη συνέχεια με τις εντολές : **Assign – Joint – Restraints** δεσμεύτηκαν και οι έξι βαθμών ελευθερίας, δηλαδή μεταφορική κίνηση κατά x , y , z και περιστροφική κίνηση κατά x , y , z .



Σχήμα 2.7.1: Εισαγωγή συνθηκών στήριξης

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΦΟΡΤΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ

3.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΒΑΣΕΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 1

Σύμφωνα με τον EC-1, οι χώροι σε κατοικίες και σε κοινωνικά, εμπορικά και διοικητικά κτήρια θα διαιρούνται σε κατηγορίες σύμφωνα με τις συγκεκριμένες χρήσεις τους οι οποίες απεικονίζονται στον Πίνακα 3.1.1.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφεενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.

		<p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p> <p>C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p>D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.</p> <p>D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>

Πίνακας 3.1.1: Κατηγορίες Χρήσης

Οι στέγες θα κατηγοριοποιούνται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την προσβασιμότητά τους, όπως φαίνεται στον ακόλουθο Πίνακα.

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη Χρήση
H	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Πίνακας 3.1.2: Κατηγοριοποίηση στεγών

Στον υπό μελέτη φορέα, η βασική χρήση του κτιρίου εντάσσεται στην κατηγορία C1 (νηπιαγωγείο, βρεφονηπιακός σταθμός).

Ο προσδιορισμός των κατακόρυφων φορτίων του φορέα είναι ιδιαίτερα σημαντικός, καθώς πέραν της επιρροής τους ως φόρτιση στο φέροντα οργανισμό αποτελούν τη βάση υπολογισμού της μάζας που λαμβάνεται υπόψη κατά τη σεισμική ανάλυση. Τα κατακόρυφα φορτία αποτελούνται από τις μόνιμες δράσεις και τις μεταβλητές δράσεις. Οι μόνιμες δράσεις αφορούν ίδια βάρη σκυροδέματος (πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα και τοιχώματα) και τοιχοποιίας, όπως και το βάρος των επιστρώσεων, ενώ οι μεταβλητές δράσεις αφορούν κατά βάση τα κινητά φορτία στις πλάκες.

Συγκεκριμένα, το ίδιο βάρος των κατασκευών περιλαμβάνει τα φέροντα και μη-φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβανομένων των μόνιμων εγκαταστάσεων εξυπηρέτησης καθώς και του βάρους των γαιών και του έρματος, και θα πρέπει στις περισσότερες περιπτώσεις να εκφράζεται από μία μόνο χαρακτηριστική τιμή και να υπολογίζεται βάσει των ονομαστικών διαστάσεων και των χαρακτηριστικών τιμών των πυκνοτήτων.

Τα μόνιμα φορτία υπολογίζονται βάσει των ίδιων βαρών σκυροδέματος και δομικών υλικών που αφορούν.

Ο υπολογισμός των μόνιμων φορτίων, γίνεται αυτόματα από το SAP2000 σύμφωνα με τη γεωμετρία του φορέα και τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν. Στη συνέχεια προστίθενται οι επικαλύψεις σε κάθε πλάκα ίσες με $1,2 \text{ kN/m}^2$.

Εκτός από το ίδιο βάρος των φερόντων στοιχείων θα χρειαστεί να εισάγουμε και το φορτίο της τοιχοποιίας ως κατανεμημένο στις δοκούς (kN/m), σύμφωνα με τον ακόλουθο Πίνακα:

	Ισόγειο (3.4m)	Όροφος (4.4m)
Δρομική	7.2 kN/m	9.3 kN/m
Διπλή Δρομική	14.4 kN/m	18.6 kN/m

Πίνακας 3.1.3: Φορτία τοιχοποιίας

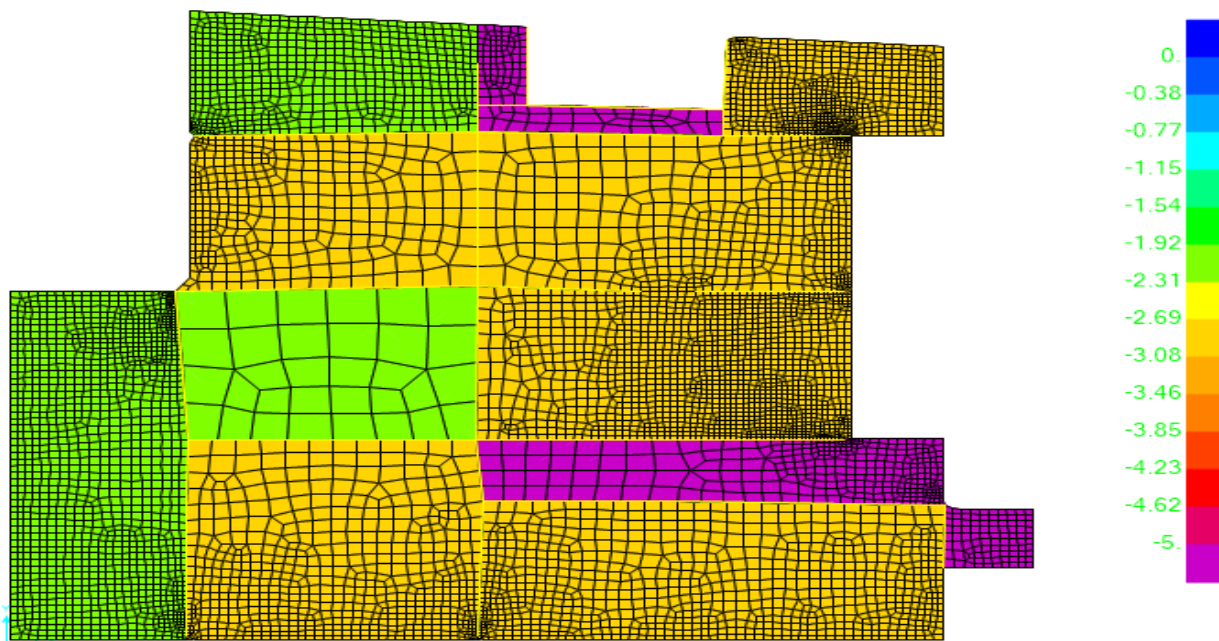
Για τον προσδιορισμό των μεταβλητών δράσεων είναι ιδιαίτερα σημαντική η κατάταξη του φορέα στην κατάλληλη κατηγορία χρήσης (EC1 §6.3.1.1). Βάσει των κατηγοριών αυτών, είναι δυνατή η χρήση τιμών για τα επιβαλλόμενα μεταβλητά φορτία σε πλάκες (EC1 §6.3.1.2). Ο υπό μελέτη φορέας ανήκει, όσον αφορά την χρήση, στην κατηγορία C1. Οι κατηγορίες των φορτιζόμενων επιφανειών, όπως αυτές προσδιορίζονται στον πίνακα 2.1.1, θα σχεδιάζονται χρησιμοποιώντας τις χαρακτηριστικές τιμές q_k (ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο) και Q_k (συγκεντρωμένο φορτίο). Όπου είναι απαραίτητο οι τιμές των q_k και Q_k θα πρέπει να αυξηθούν κατά τον σχεδιασμό (π.χ. στις σκάλες και τα μπαλκόνια ανάλογα με τη χρήση και τις διαστάσεις). Όπου τα δάπεδα εκτίθενται σε πολλαπλή χρήση, θα πρέπει να σχεδιάζονται για την πιο δυσμενή κατηγορία φόρτισης, η οποία παράγει τα υψηλότερα αποτελέσματα δράσεων (π.χ. δυνάμεις ή καμπτική παραμόρφωση) στο υπό εξέταση μέλος.

Οι τιμές των επιβαλλόμενων δράσεων για κάθε κατηγορία επιφάνειας χρήσης δίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

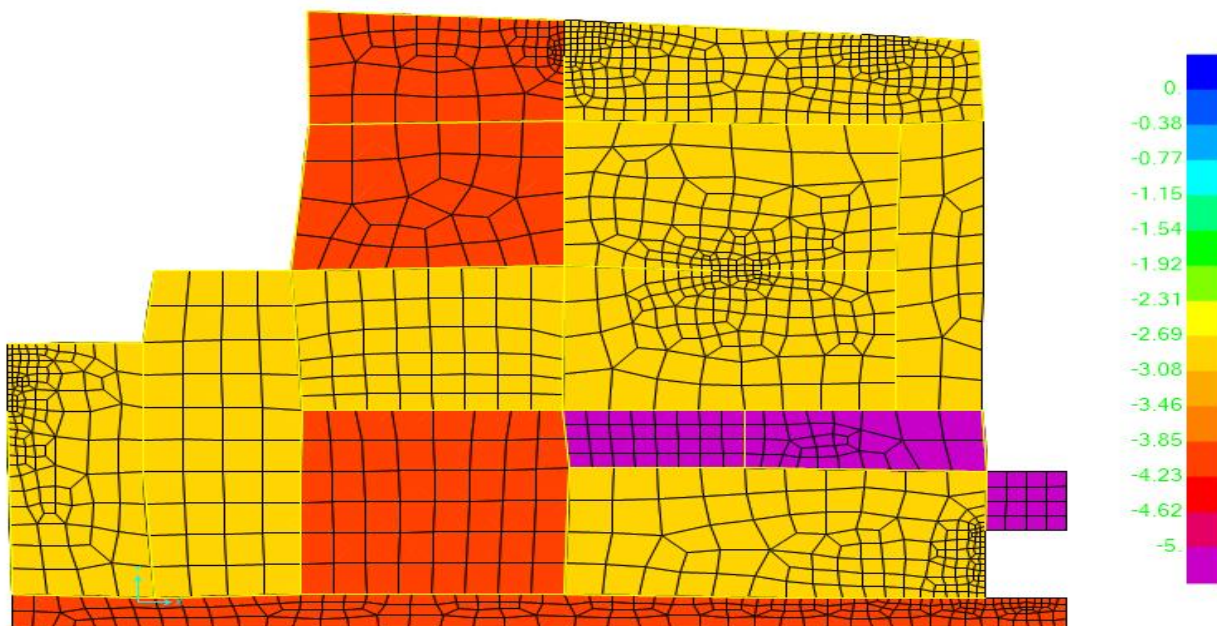
Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α		
- Δάπεδα	1,5 έως <u>2,0</u>	<u>2,0</u> έως 3,0
- Σκάλες	<u>2,0</u> έως 4,0	<u>2,0</u> έως 4,0
- Μπαλκόνια	<u>2,5</u> έως 4,0	<u>2,0</u> έως 3,0
Κατηγορία Β	2,0 έως <u>3,0</u>	1,5 έως <u>4,5</u>
Κατηγορία C		
- C1	2,0 έως <u>3,0</u>	3,0 έως <u>4,0</u>
- C2	3,0 έως <u>4,0</u>	2,5 έως 7,0 (<u>4,0</u>)
- C3	3,0 έως <u>5,0</u>	<u>4,0</u> έως 7,0
- C4	4,5 έως <u>5,0</u>	3,5 έως <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> έως 7,5	3,5 έως <u>4,5</u>
Κατηγορία D		
- D1	<u>4,0</u> έως 5,0	3,5 έως 7,0 (<u>4,0</u>)
- D2	4,0 έως <u>5,0</u>	3,5 έως <u>7,0</u>

Πίνακας 3.1.4: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτηρίων

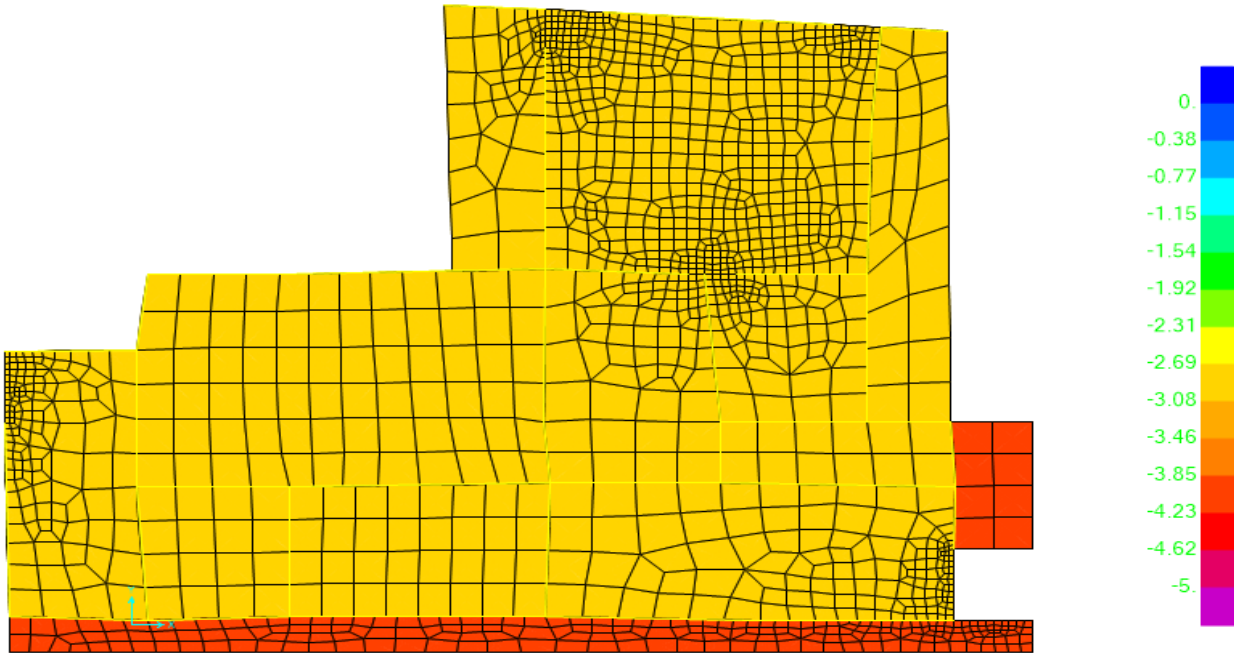
Τα επιβαλλόμενα φορτία για τις στέγες της κατηγορίας Ι δίδονται στον Πίνακα 2.1.1, ανάλογα με την συγκεκριμένη χρήση, στην περίπτωση του κτιρίου που εξετάζεται για χρήση κατηγορίας C1. Ως εκ τούτου, επιλέγεται ως δυσμενέστερη φόρτιση υπέρ της ασφαλείας, η τιμή 2,0kN/m² για τις αίθουσες του κτιρίου με τις ακόλουθες χρήσεις που υπάγονται στην κατηγορία Α (κουζίνα, WC,), η τιμή 4,0kN/m² για τα μπαλκόνια που υπάγονται στην κατηγορία χρήσης Α, η τιμή 3,0kN/m² για τους χώρους κατηγορίας χρήσεως C1(αίθουσες νηπίων, αίθουσες ύπνου βρεφών, ημιυπαίθριους χώρους, τραπεζαρίες), η τιμή 3,0kN/m² για τους χώρους κατηγορίας χρήσεως Β (χώροι γραφείων) και η τιμή 5,0kN/m² για τους χώρους κατηγορίας χρήσεως C3 (χώροι πρόσβασης σε δημόσια κτίρια). Τέλος για τις στέγες με χρήση βατού δώματος, σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1.2 επιλέγεται η τιμή 3,0 kN/m² ως κατηγορία χρήσης C1. Στη συνέχεια παρουσιάζεται η φόρτιση κάθε ορόφου από το λογισμικό SAP200 ανάλογα με τη χρήση κάθε πλάκας.



Σχήμα 3.1.1: Φορτιστική κατάσταση πλακών υπογείου υπό κινητά φορτία q (kN/m^2)



Σχήμα 3.1.2: Φορτιστική κατάσταση πλακών ισογείου υπό κινητά φορτία q (kN/m^2)



Σχήμα 3.1.3: Φορτιστική κατάσταση πλακών ορόφου υπό κινητά φορτία q (kN/m^2)

3.2 ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ

3.2.1 ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ

Για την αντισεισμική μελέτη, οι φορείς κτιρίων ταξινομούνται σε κανονικούς ή μη-κανονικούς. Η διάκριση αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική, καθώς καθορίζει το στατικό προσομοίωμα της κατασκευής (χωρικό-επίπεδο), τη μέθοδο ανάλυσης της κατασκευής (απλουστευμένη ανάλυση φάσματος απόκρισης-ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης) και την τιμή του συντελεστή q , που θα είναι μειωμένη για μη-κανονικά σε όψη κτίρια. Τα χαρακτηριστικά κανονικότητας του κτιρίου σε όψη και κάτοψη εξετάζονται ξεχωριστά όσον αφορά τις επιπτώσεις της στατικής κανονικότητας στην ανάλυση και μελέτη, οι οποίες παρουσιάζονται στον ακόλουθο Πίνακα 3.2.1.1.

Κανονικότητα σε		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς
Κάτοψη	Όψη	Προσομοίωμα	Γραμμική-ελαστική ανάλυση	(για γραμμική ανάλυση)
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Οριζόντια φόρτιση ^a	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι.	Επίπεδο	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι.	Ναι	Χωρικό ^b	Οριζόντια φόρτιση ^a	Τιμή αναφοράς
Όχι.	Όχι.	Χωρικό	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή

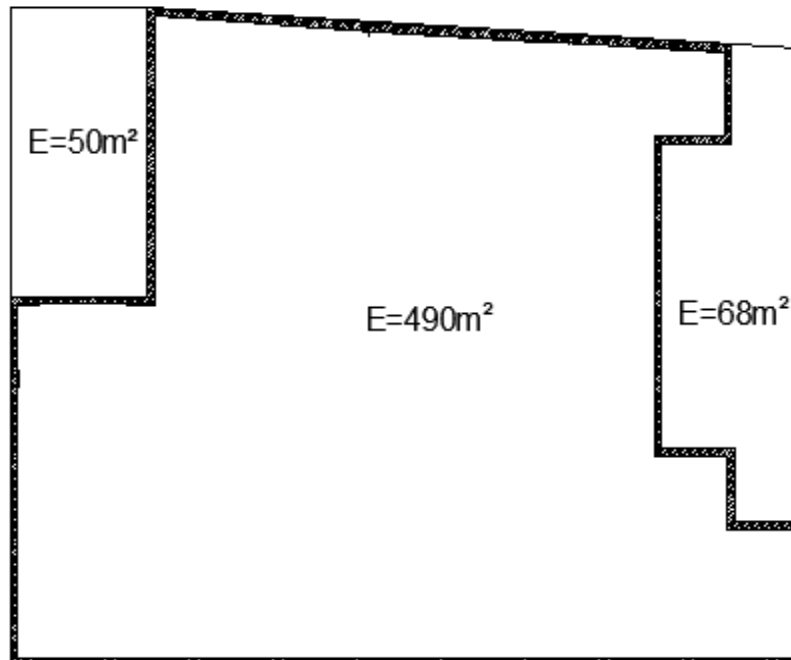
Πίνακας 3.2.1.1: Επιπτώσεις στατικής κανονικότητας στην σεισμική ανάλυση και μελέτη

ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ

Σύμφωνα με τον EC-8, για να θεωρηθεί ένα κτίριο κανονικό σε κάτοψη, θα πρέπει να ικανοποιεί όλα τα κριτήρια που περιγράφονται στο κεφάλαιο (EC8 §4.2.3.2). Το κριτήριο που τεκμηριώνεται στη συνέχεια είναι ένα από αυτά:

Η διαμόρφωση της κάτοψης θα είναι συμπαγής, δηλαδή, κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο), η κανονικότητα σε κάτοψη μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται, υπό τον όρο ότι οι ανωμαλίες αυτές δεν έχουν επιπτώσεις στην δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδό της και ότι, σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν υπερβαίνει 5% της επιφάνειας του ορόφου(EC8 §4.2.3.2(3)) .

Ενδεικτικά για τον υπογείου, παρουσιάζεται η διαδικασία υπολογισμού του ποσοστού του υπογείου:



Έχουμε : $(50+68)/490 * 100\% = 24\%$

Συγκεκριμένα στον εν λόγω φορέα τα ποσοστά για κάθε όροφο αντίστοιχα είναι τα εξής :

- 24% στο υπόγειο
- 21% στο ισόγειο
- 20% στον όροφο

Συνεπώς το κτίριο δεν είναι κανονικό σε κάτοψη σε κανέναν από τους τρεις ορόφους.

ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΟΨΗ

Για να ταξινομηθεί ένα κτίριο ως κανονικό σε όψη, θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους όρους που απαριθμούνται στο κεφάλαιο (EC8 §4.2.3.3). Ενδεικτικά επιλέχθηκε να παρουσιαστεί ένας από αυτούς :

- i. Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή ενός κτιρίου. (EC8 §4.2.3.3). Το προαναφερθέν κριτήριο δεν ικανοποιείται στο κτίριο που εξετάζεται, συνεπώς το κτίριο δεν παρουσιάζει κανονικότητα σε όψη.

3.2.2. ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ

Η μελέτη αντισεισμικών κτιρίων από σκυρόδεμα, έχει ως στόχο όλα τα φέροντα στοιχεία να διαθέτουν επαρκή αντοχή στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και η γενική πλαστιμότητα που έχει υποτεθεί να καλύπτει τις απαιτήσεις μη γραμμικής παραμόρφωσης στις κρίσιμες περιοχές. Συνεπώς τα αντισεισμικά κτίρια από σκυρόδεμα, θα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να παρέχουν ικανότητα απόδοσης ενέργειας και γενικά πλάστιμη συμπεριφορά. Αυτό είναι εφικτό με την προϋπόθεση οι απαιτήσεις πλαστιμότητας να εφαρμόζονται σε μεγάλο τμήμα του φορέα, τόσο σε διαφορετικά στοιχεία όσο και σε διαφορετικές θέσεις κατανομής σε όλους τους ορόφους του φορέα. Πρακτικά αυτή η διαδικασία έχει ως σκοπό η ανάπτυξη πλάστιμων μορφών αστοχίας (κάμψη) να προηγηθεί έναντι της ανάπτυξης ψαθυρών μορφών αστοχίας (διάτμηση). Για να απορροφήσει το κτίριο ικανοποιητικό ποσοστό ενέργειας υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, χωρίς να υποστεί ψαθυρές αστοχίες, διαστασιολογήθηκε σύμφωνα με ΚΠΜ (μέση κατηγορία πλαστιμότητας).

3.2.3 ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

Τα κτίρια από σκυρόδεμα ανάλογα τη συμπεριφορά τους υπό σεισμικές δράσεις, κατατάσσονται στους διάφορους τύπους στατικών συστημάτων. Στο συγκεκριμένο φορέα, το στατικό σύστημα επιλέχθηκε να διαμορφωθεί ως πλαισιωτό σύστημα κατά τη διεύθυνση x και κατά τη διεύθυνση y .

Πλαισιωτό ονομάζεται το στατικό σύστημα όπου τόσο τα κατακόρυφα όσο και τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από χωρικά πλαίσια των οποίων η διατμητική αντοχή στην βάση του κτιρίου υπερβαίνει το 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής του όλου στατικού συστήματος.

Το ποσοστό της διατμητικής αντοχής μπορεί να αντικατασταθεί από το ποσοστό των τεμνουσών δυνάμεων στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Θα πρέπει συνεπώς να γίνει κάποια μορφή σεισμικής ανάλυσης, προκειμένου να προσδιοριστεί το εν λόγω ποσοστό. Ο EC8 δεν περιγράφει κάποια συγκεκριμένη διαδικασία ή είδος ανάλυσης, τύπο και κατανομή φόρτισης, ώστε να γίνει η παραπάνω διάκριση. Κρίνεται σκόπιμο να διενεργηθούν δύο φασματικές αναλύσεις μία για κάθε κύρια διεύθυνση με συμμετοχή κατά 30% της άλλης διεύθυνσης, δηλαδή μια φορτιστική

κατάσταση κατά x που θα ονομαστεί $E_x+0.3E_y$ και μια αντίστοιχη φορτιστική κατάσταση κατά y που θα ονομαστεί $E_y+0.3E_x$. Ο υπολογισμός των αντιδράσεων στήριξης των πλαισίων πραγματοποιήθηκε για κάθε διεύθυνση και τα αποτελέσματα που εξήχθησαν από το πρόγραμμα SAP παρουσιάζονται αναλυτικά :

Φόρτιση $E_x + 0.3E_y$:

$$F_{fr} = 2588 \text{ Kn}$$

$$F_b = 2588 \text{ Kn}$$

όπου F_{fr} : αντίδραση των πλαισίων

F_b : τέμνουσα βάσης

Το ποσοστό συμμετοχής των πλαισίων στην ανάληψη των τεμνουσών δυνάμεων στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού υπολογίζεται : $2588/3338.655 * 100\% = 78\%$.

Φόρτιση $E_y + 0.3E_x$:

$$F_{fr} = 2783 \text{ kN}$$

$$F_b = 4074.056 \text{ kN}$$

Το ποσοστό συμμετοχής των πλαισίων στην ανάληψη των τεμνουσών δυνάμεων στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού υπολογίζεται : $2783/4074.065 * 100\% = 68.3\%$.

Στη διεύθυνση x το ποσοστό είναι μεγαλύτερο του 65%, άρα επαληθεύεται ότι το στατικό σύστημα είναι πλαισιωτό σύστημα. Ομοίως και στη διεύθυνση y το ποσοστό είναι μεγαλύτερο του 65%, άρα επαληθεύεται ότι το στατικό σύστημα είναι πλαισιωτό.

3.2.4 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q παίζει ιδιαίτερο ρόλο στη φιλοσοφία των σύγχρονων Αντισεισμικών Κανονισμών. Ο συντελεστής q μειώνει τις σεισμικές δράσεις κατά την ελαστική ανάλυση, επιτρέποντας ουσιαστικά την ανελαστική απόκριση του φορέα (εμφάνιση βλαβών με μορφή πλαστικών αρθρώσεων) κατά το σεισμό σχεδιασμού. Επιτυγχάνεται με τον τρόπο αυτόν εκμετάλλευση της υπεραντοχής της κατασκευής, αρκεί να πληρούνται συγκεκριμένες προϋποθέσεις αναφορικά με τη μόρφωση του φέροντος οργανισμού και τη διαστασιολόγηση των κρίσιμων, για τη σεισμική απόκριση, δομικών στοιχείων. Η ανώτατη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q , θα υπολογίζεται για κάθε διεύθυνση σχεδιασμού ως εξής:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5$$

όπου

q_0 Είναι η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, που εξαρτάται από τον τύπο του στατικού συστήματος και από την κανονικότητά του σε όψη.

k_w είναι συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα.

Για κτίρια κανονικά σε όψη, οι βασικές τιμές του q_0 για τους διάφορους τύπους στατικών συστημάτων δίνονται στον Πίνακα.

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2,0	3,0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2,0

Πίνακας 3.2.4.1: Βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_0 , για συστήματα κανονικά σε όψη

Για κτίρια μη κανονικά σε όψη, η τιμή του q_0 πρέπει να μειώνεται κατά 20%.

Όταν ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής α_w / α_1 δεν έχει υπολογιστεί με ειδικό υπολογισμό, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθες προσεγγιστικές τιμές α_w / α_1 για κτίρια κανονικά σε κάτοψη. Για πλαισιωτά συστήματα και διπλά συστήματα ισοδύναμα προς πλαισιακά ισχύει:

- πολυώροφα πολύστυλα πλαισιωτά κτίρια ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα:
 $\alpha_w / \alpha_1 = 1,3$.

Για συστήματα που δεν είναι κανονικά σε κάτοψη, ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής υπολογίζεται ως εξής : $\alpha_w / \alpha_1 = (1,3 + 1) / 2 = 1,15$.

Άρα για ΚΠΜ και για πλαισιωτά ο συντελεστής συμπεριφοράς q_0 υπολογίζεται :

$$q_0 = 3,0 * 1,15 * 0,8 = 2,76$$

Ο συντελεστής k_w που εκφράζει την κυρίαρχη μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα θα λαμβάνεται ως εξής, για πλαισιωτά συστήματα:

$$k_w = 1,0$$

$$\text{Προκύπτει, συνεπώς για την διεύθυνση } x : q = 2,76 * 1,0 = 2,76$$

$$y : q = 2,76 * 1,0 = 2,76$$

3.2.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ

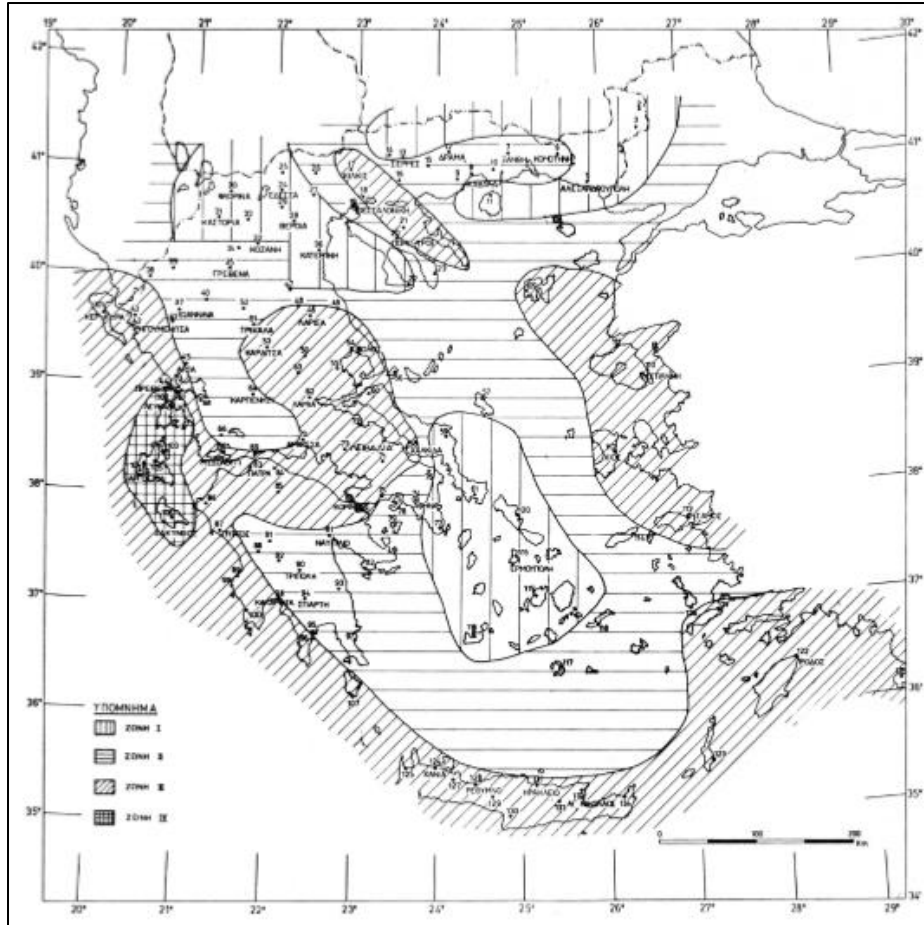
Η μελέτη και κατασκευή κτιρίων και έργων πολιτικού μηχανικού σε σεισμικές περιοχές, σύμφωνα με τον EN-1998, έχει ως σκοπό να διασφαλίσει ότι :

- Θα παρέχεται προστασία της ανθρώπινης ζωής
- οι βλάβες θα είναι περιορισμένες
- έργα που είναι σημαντικά για την αστική προστασία θα παραμένουν σε λειτουργία

Συνεπώς, οι φορείς σε σεισμικές περιοχές θα σχεδιάζονται και θα κατασκευάζονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να καλύπτονται με ικανοποιητική αξιοπιστία οι ακόλουθες απαιτήσεις :

- Απαίτηση μη-κατάρρευσης
- Απαίτηση περιορισμού βλαβών

Για τους σκοπούς του EN 1998, οι εθνικές περιοχές θα υποδιαιρεθούν από τις εθνικές αρχές σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα. Εξ ορισμού υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή.



Σχήμα 3.2.5.1: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας Ελλάδος

Για τις περισσότερες από τις εφαρμογές του EN 1998, η επικινδυνότητα περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, δηλ. την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές για κάθε σεισμική ζώνη, αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς T_{NCR} της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης (ή, αντίστοιχα, την τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης σε 50 έτη, P_{NCR}) που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές. Γί αυτήν την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ ίσος με 1.0. Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου A, a_g , είναι ίση με a_{gR} επί τον συντελεστή σπουδαιότητας γ ($a_g = \gamma \cdot a_{gR}$). Τα κτίρια ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την

προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο, και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης. Οι κατηγορίες σπουδαιότητας χαρακτηρίζονται από διαφορετικούς συντελεστές σπουδαιότητας γ . Οι ορισμοί των κατηγοριών σπουδαιότητας δίνονται στον ακόλουθο Πίνακα.

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Πίνακας 3.2.5.1: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ	0.8	1.0	1.2	1.4

Πίνακας 3.2.5.2: Συντελεστής σπουδαιότητας για κτίρια

Οι κατηγορίες εδάφους A, B, C, D, και E, που καθορίζονται από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση. Αυτό μπορεί επίσης να γίνει λαμβάνοντας επιπλέον υπόψη την επιρροή της γεωλογίας των βαθύτερων στρωμάτων στη σεισμική δράση.

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

Πίνακας 3.2.5.3: Κατηγορία Εδάφους

Ο φορέας που μελετάται πρόκειται να κατασκευαστεί στον Νομό Ηρακλείου Κρήτης, συνεπώς υπάγεται στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, άρα στο ελαστικό φάσμα απόκρισης

τοποθετείται η τιμή $a_{gR}/g = 0,24$. Ακόμα πρόκειται για ένα δημόσιο κτίριο του οποίου η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, αφού αποτελεί χώρο συνάθροισης ατόμων και συγκεκριμένα ιδίως μικρής ηλικίας, ως εκ τούτου ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνεται ίσος με 1,2. Αναφορικά με τον τύπο του εδάφους, επιλέγεται ο τύπος Β, καθώς το έδαφος της Κρήτης και συγκεκριμένα της περιοχής μελέτης χαρακτηρίζεται από τα χαρακτηριστικά αυτού του τύπου.

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Πίνακας 3.2.5.4: Τιμές αναφοράς a_{gR} της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας Α

Στο πλαίσιο του EN 1998, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο "ελαστικό φάσμα απόκρισης". Η μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης λαμβάνεται η ίδια για τα δύο επίπεδα σεισμικής δράσης, για την απαίτηση μη-κατάρρευσης (οριακή κατάσταση αστοχίας – σεισμική δράση σχεδιασμού) και για την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_e(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις :

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

όπου:

$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A, όπου $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

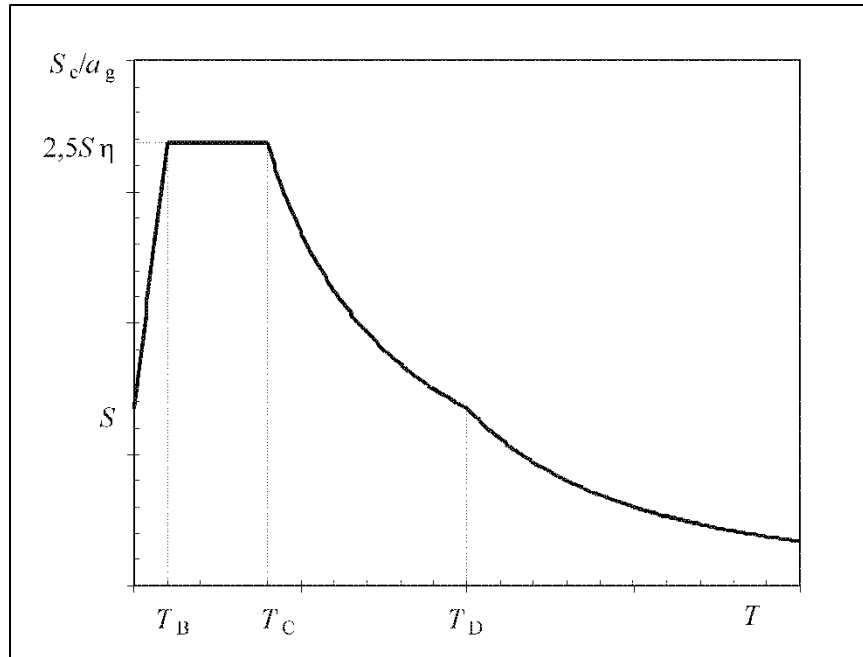
T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για 5% ιξώδη απόσβεση και δίνεται από τον τύπο :

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

όπου ξ είναι ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα, εκπεφρασμένος σαν ποσοστό επί τις εκατό.



Σχήμα 3.2.5.2: Μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης

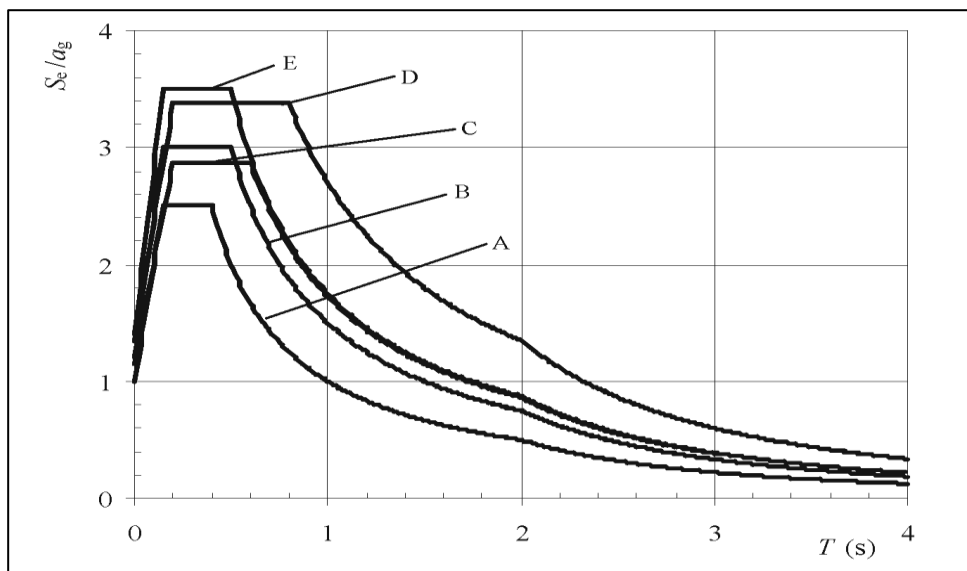
Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους. Εάν οι σεισμοί που συμβάλλουν περισσότερο στη σεισμική επικινδυνότητα που καθορίζεται για την περιοχή με σκοπό την πιθανολογική αξιολόγηση της διακινδύνευσης έχουν μέγεθος κύματος επιφανείας, M_s , όχι μεγαλύτερο από 5,5, συνιστάται η υιοθέτηση φάσματος τύπου 2, αλλιώς η υιοθέτηση φάσματος τύπου 1. Στην Ελλάδα συνιστάται να χρησιμοποιείται η υιοθέτηση φάσματος τύπου 1. Για τους πέντε εδαφικούς τύπους A, B, C, D και E οι συνιστώμενες τιμές των παραμέτρων S , T_B , T_C και T_D δίνονται στον ακόλουθο πίνακα για τον Τύπο Φάσματος 1.

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Πίνακας 3.2.5.5: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα

φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Στο επόμενο σχήμα, παρουσιάζεται η μορφή του συνιστώμενου Τύπου Φάσματος 1, ανηγμένη σε a_g , για απόσβεση 5%. Επειδή έχει επιλεγεί εδαφικός τύπος Β, τα χαρακτηριστικά του φάσματος ελαστικής απόκρισης είναι τα εξής : $S = 1.20$, $T_B = 0.15s$, $T_C = 0.5s$, $T_D = 2.0s$.



Σχήμα 3.2.5.3: Συνιστώμενο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε (5% απόσβεση)

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

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

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

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

όπου

a_g , S , T_C and T_D , όπως έχουν οριστεί προηγουμένως

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού.

Η συνιστώμενη τιμή για τον β είναι 0,2.

Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης επιτρέπεται να αμεληθεί.

3.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΑΖΑΣ ΦΟΡΕΑ

Κατά τη σεισμική καταπόνηση κτιρίων με διασφαλισμένη διαφραγματική λειτουργία, η μάζα του κτιρίου (που σχετίζεται άμεσα με τις θέσεις εφαρμογής της σεισμικής-αδρανειακής φόρτισης) μπορεί να θεωρηθεί συγκεντρωμένη στα επίπεδα των ορόφων (EC8 §4.2.1.5(1)). Επίσης, στην περίπτωση που οι πλάκες μπορούν να θεωρηθούν διαφράγματα στο επίπεδό τους, οι ιδιότητες της μάζας και της ροπής αδράνειας μάζας μπορούν να θεωρηθούν συγκεντρωμένες στο κέντρο βάρους του κάθε ορόφου (EC8 §4.3.1(4)). Ο υπολογισμός των μαζών (EC8

§4.3.1(10)P) γίνεται από το συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων (EC8 §3.2.4(2)P και §4.2.4(2)P), δηλαδή συμμετέχει το 100% των μόνιμων φορτίων και το 60% των κινητών:

$$\Sigma G_{k,j} "+" \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

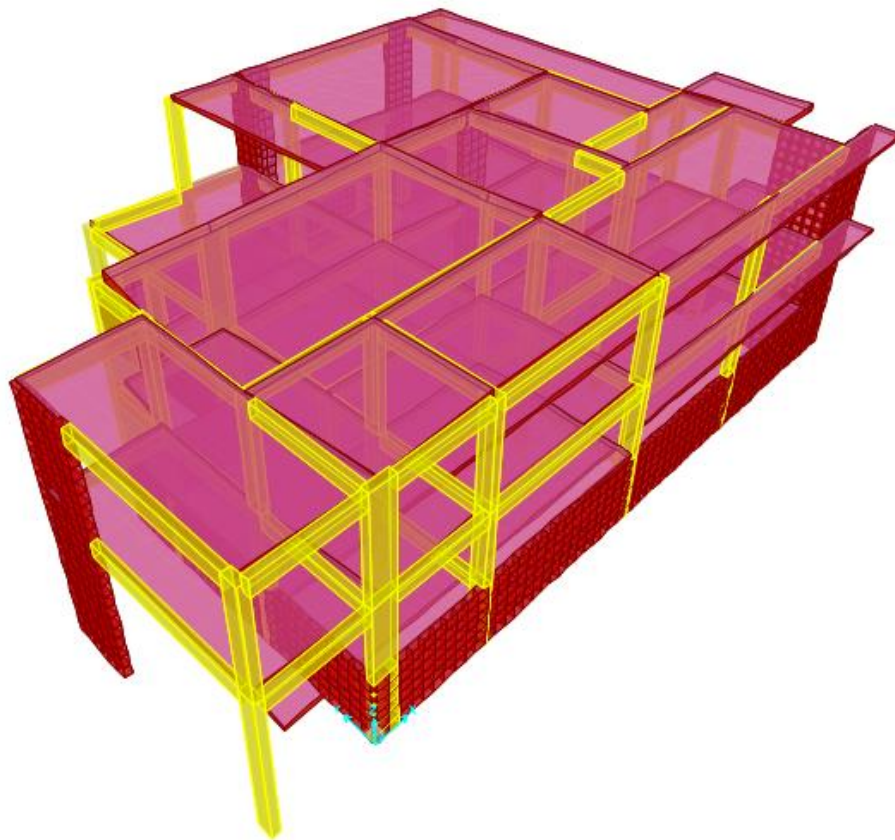
$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

Για τις κατηγορίες χρήσης που αναφέρθηκαν λαμβάνεται $\psi_{2,i}=0.6$, όπως προκύπτει από τον EC0 §6.4.3.4. Ο συντελεστής φ , λαμβάνεται ίσος με 1,0.

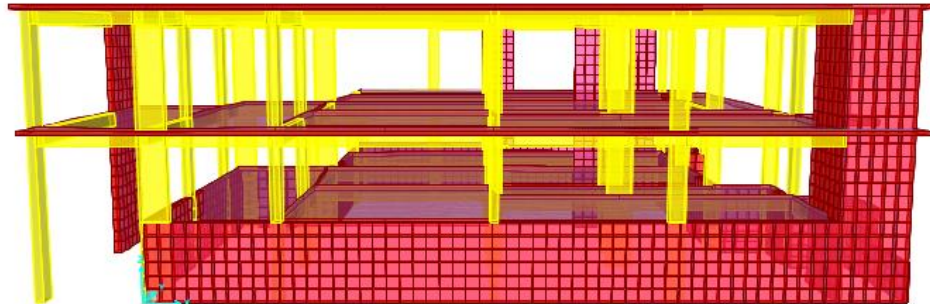
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΠΟ ΤΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

4.1 ΣΤΑΤΙΚΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΠΟ ΤΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ

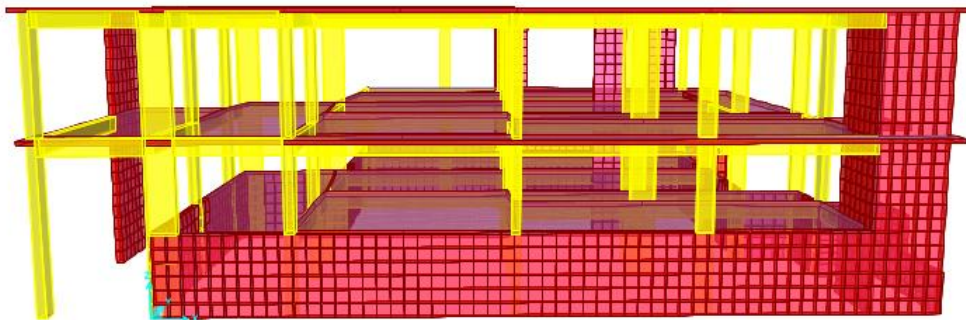
Αρχικά παρουσιάζεται η ολοκληρωμένη μορφή του κτιρίου, από το πρόγραμμα SAP2000.



Σχήμα 4.1.1: Γενική όψη φορέα



Σχήμα 4.1.2: Εμπρόσθια όψη φορέα



Σχήμα 4.1.3: Πλευρική όψη φορέα

Εφαρμόζονται στη κατασκευή όλα τα φορτία που υπολογίσθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο και πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση. Στη συνέχεια καθορίζεται το οριζόντιο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για την πραγματοποίηση φασματικής ανάλυσης.

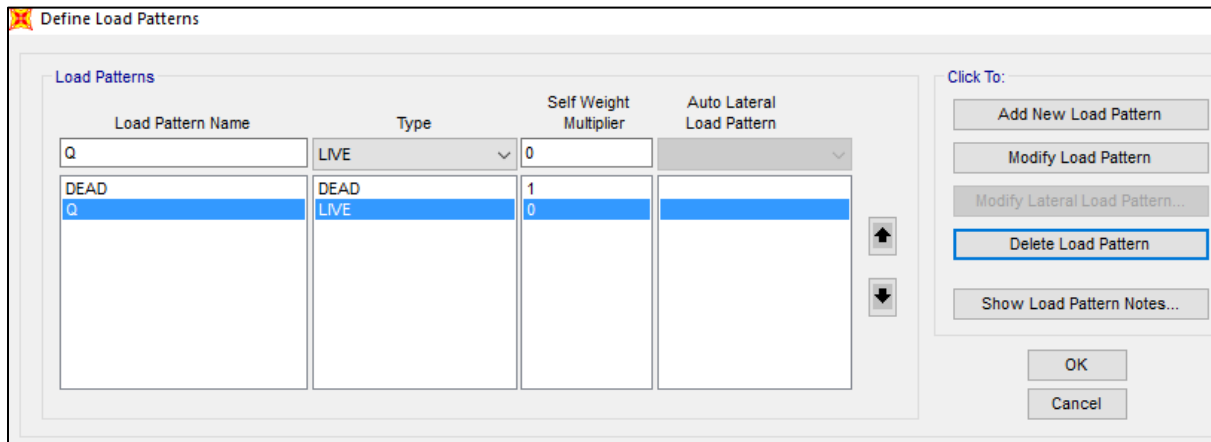
Πρώτο στάδιο αποτελεί ο καθορισμός των Load Patterns, ακολουθώντας τις παρακάτω εντολές:

Define – Load Patterns

Load Pattern Name: Q

Type: Live

Self Weight Multiplier : 0



Σχήμα 4.1.4: Καθορισμός των Load Patterns των Κατακόρυφων φορτίων

Τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής, θα εισαχθούν ως πίεση επιφανείας. Συνεπώς θα ασκηθεί σε κάθε πλάκα πίεση από τις επικαλύψεις ίση με 1.2kN/m^2 και το κινητό φορτίο που της αντιστοιχεί με την εξής διαδικασία :

Select Area – Assign – Area Loads – Surface Pressure(All)

Load Pattern: Dead

Loaded Face: Top

Pressure: By Element Pressure = -1.2 kN/m^2

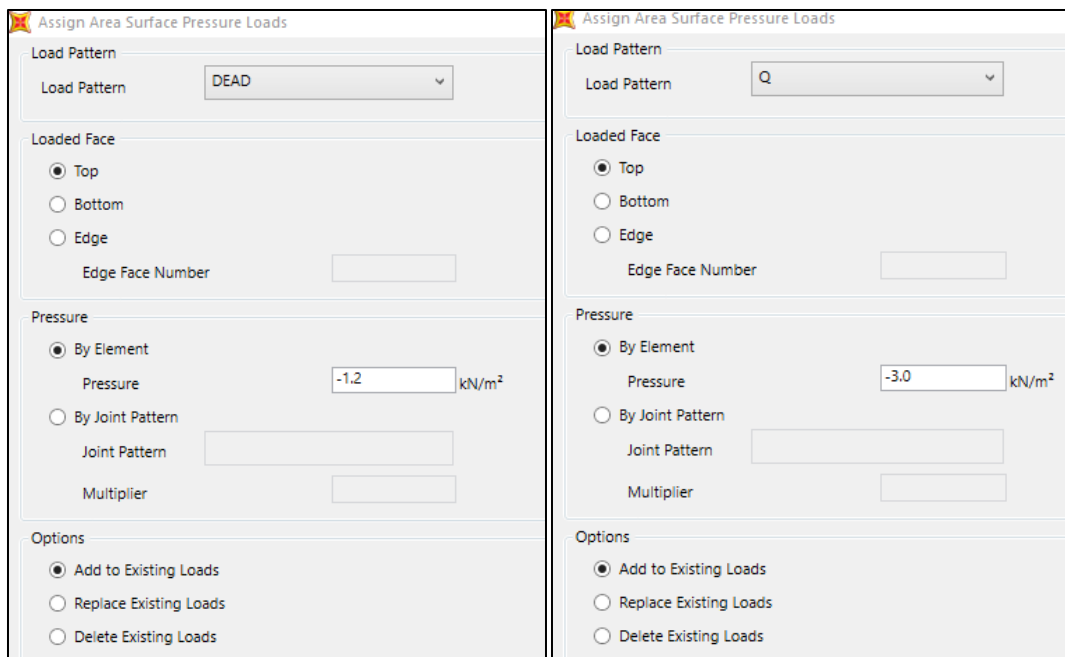
Options: Add to Existing Loads

Load Pattern: Q

Loaded Face: Top

Pressure: By Element Pressure = $-q$ (ανάλογα την τιμή που αντιστοιχεί σε κάθε πλάκα) kN/m^2

Options: Add to Existing Loads



Σχήμα 4.1.5: Εισαγωγή φορτίων επικάλυψης και ενδεικτικού φορτίου q σε διατομή πλάκας

Στη συνέχεια εισάγεται στο μοντέλο το φορτίο της τοιχοποιίας, με την εξής διαδικασία:

Στο ισόγειο το φορτίο της τοιχοποιίας λόγω των εξωτερικών τοίχων, κατανέμεται ως συγκεντρωμένο φορτίο στους κόμβους των τοιχωμάτων του υπογείου, με την ακολουθία των εντολών :

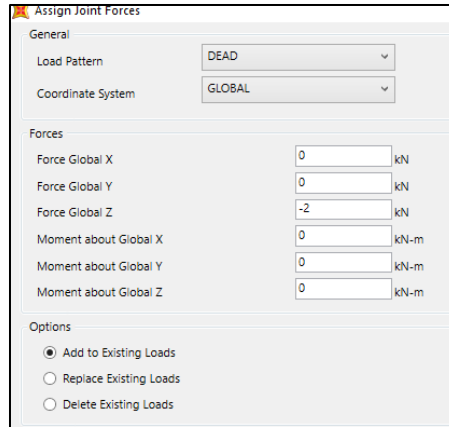
Select Joint – Assign – Joint Loads – Forces

Load Pattern : Dead

Coordinate System : Global

Force Global Z : - Q (kN), ανάλογα την τιμή που αντιστοιχεί σε καθένα κόμβο

Options : Add to Existing Loads



Σχήμα 4.1.6: Εισαγωγή φορτίων τοιχοποιίας
 στους κόμβους τοιχωμάτων

Αντίστοιχα τα φορτία τοιχοποιίας, τα οποία εδράζονται απευθείας στις δοκούς, θα εφαρμόζονται ως ομοιόμορφα καταναμημένα πάνω στις δοκούς, με τις ακόλουθες εντολές:

Select – Assign – Frame Loads – Distributed

Load Pattern : Dead

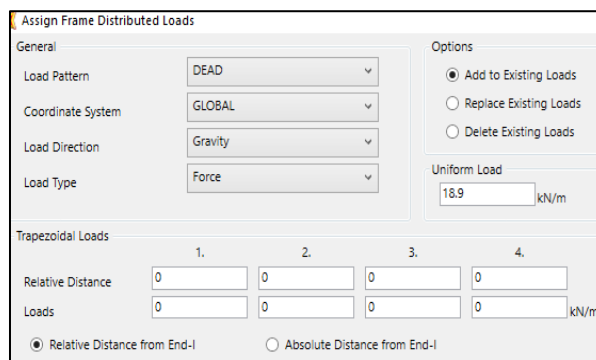
Coordinate System : Global

Load Direction : Gravity

Load Type : Force

Add to Existing Loads

Trapezoidal Loads : Relative Distance : 0



Σχήμα 4.1.7: Εισαγωγή ομοιόμορφου καταναμημένου
 φορτίου τοιχοποιίας στις δοκούς

Στη συνέχεια καθορίζονται οι συνδυασμοί φόρτισης, με τους οποίους θα γίνουν οι αναλύσεις για τα κατακόρυφα φορτία. Ο συνδυασμός φορτίσεων που θα επιλεγεί ως ο δυσμενέστερος, θα πληροί τον έλεγχο της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας ΟΚΑ (ECO Eq. 6.10).

Define-Load Combinations-Add New Combo

Load Combination Name: ULS

Load Case Name: Dead

Load Case Type: Linear Static

Scale Factor: 1.35

Load Case Name: Live

Load Case Type: Linear Static

Scale Factor: 1.50

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.35
DEAD	Linear Static	1.35
Q	Linear Static	1.5

Σχήμα 4.1.8: Καθορισμός του Συνδυασμού Φόρτισης για την Γραμμική Στατική Ανάλυση υπό την Δράση Κατακόρυφων Φορτίων

4.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Για την πραγματοποίηση όλων των υπολοίπων αναλύσεων, είναι απαραίτητος ο καθορισμός της μάζας την οποία θα λάβει υπ' όψιν του το πρόγραμμα, με την ακόλουθη διαδικασία :

Define-Mass Source - Add New Mass Source

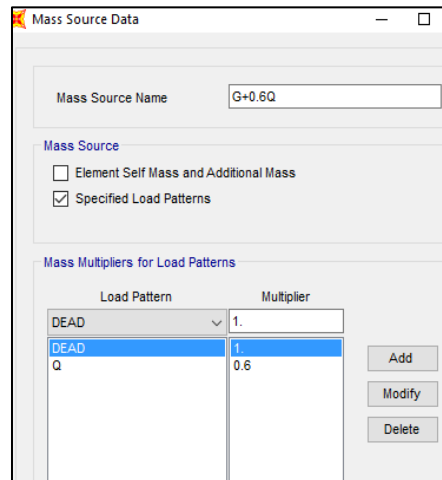
Mass Source Name : G + 0.6 Q

Mass Source : Specified Load Patterns

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern: Dead - Multiplier: 1.00

Load Pattern: Q - Multiplier: 0.6



Σχήμα 4.2.1: Καθορισμός Σεισμικής Μάζας

4.3 ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Για την πραγματοποίηση της φασματικής ανάλυσης χρειάζεται πρώτα να καθοριστεί το φάσμα σχεδιασμού ως εξής:

Define-Functions-Response Spectrum

Επιλέγεται, **Choose Function Type to Add** – EuroCode 8 2004 **Function Name:** RSP

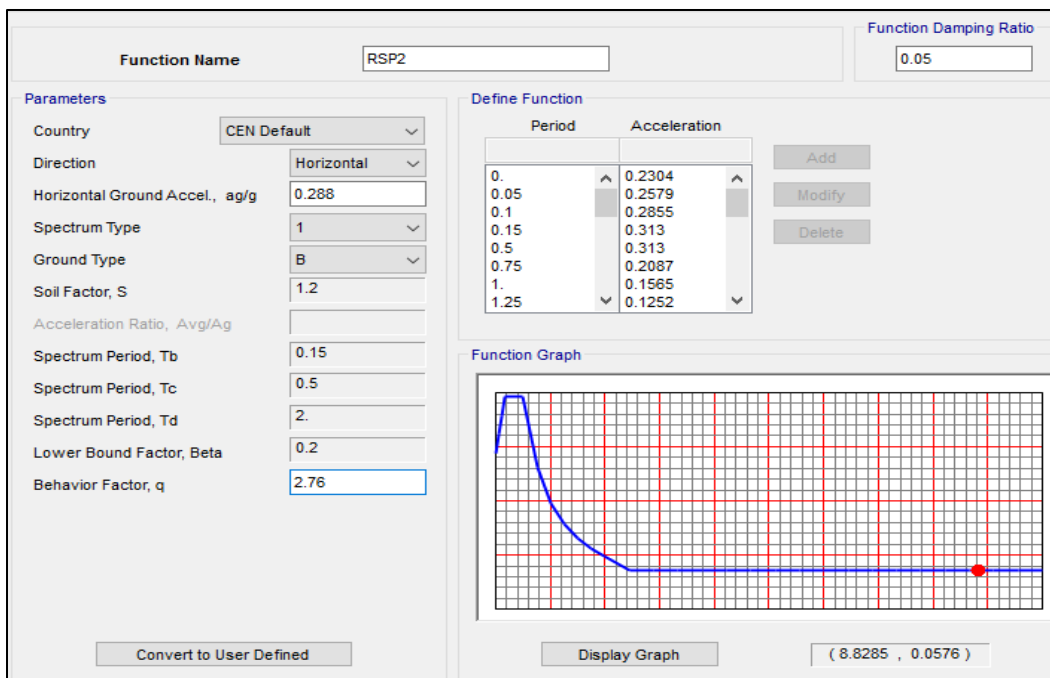
Ag : 0.288 (0.24x1.2)

Spectrum Type : 1

Ground Type : B

Lower Bound Factor, Beta : 0.2

Behavior Factor, q : 2.76



Σχήμα 4.3.1: Καθορισμός Φάσματος Σχεδιασμού

Ορίζεται η αντίστοιχη Load Case, με την ακόλουθη διαδικασία :

Define - Load Cases - Add New Load Case

Load Case Name: $E_x + 0.3 E_y$

Load Case Type: Response Spectrum

Load Type: Accel

Load Name: U1

Function: RSP

Scale Factor: 9.81

Load Type: Accel

Load Name: U2

Function: RSP

Scale Factor: $0.3 \cdot 9.81 = 2.943$

Eccentricity Ratio : 0.05

Για την αντιμετώπιση στρεπτικών επιπονήσεων ενός κτιρίου, οφειλόμενων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν, η μάζα ή η σεισμική δύναμη κάθε ορόφου θα λαμβάνεται μετατοπισμένη διαδοχικά εκατέρωθεν του κέντρου βάρους, κάθετα προς την

διεύθυνση της εξεταζόμενης οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού, σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα e_{ti} του ορόφου i . Η τυχηματική εκκεντρότητα e_{ti} λαμβάνεται ίση προς $0.05 L_i$, όπου L_i το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.

Load Case Name
Ex+0.3Ey

Load Case Type
Response Spectrum

Modal Combination
 CQC
 SRSS
 Absolute
 GMC
 NRC 10 Percent
 Double Sum
 GMC f1: 1.0
 GMC f2: 0.0
 Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination
 SRSS
 CQC3
 Absolute
 Scale Factor: []

Diaphragm Eccentricity
 Eccentricity Ratio: 0.05
 Override Eccentricities: Override...

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	RSP2	2.943
Accel	U2	RSP2	2.943
Accel	U1	RSP2	9.81

Other Parameters
 Modal Damping: Constant at 0.05

Σχήμα 4.3.2: Καθορισμός Load Case που περιέχει τη Φασματική Δύναμη κατά x

Για τη δημιουργία της αντίστοιχης Load Case, που θα περιέχει την οριζόντια Φασματική Δύναμη κατά τον άξονα y, η διαδικασία είναι παρόμοια.

Define - Load Cases - Add New Load Case

Load Case Name: $E_y + 0.3 E_x$

Load Case Type: Response Spectrum

Load Type: Accel

Load Name: U2

Function: RSP

Scale Factor: 9.81

Load Type: Accel

Load Name: U1

Function: RSP

Scale Factor: $0.3 \cdot 9.81 = 2.943$

Eccentricity Ratio : 0.05

Load Case Name: Ey+0.3Ex

Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination: CQC, SRSS, Absolute, GMC, NRC 10 Percent, Double Sum

GMC f1: 1.0, GMC f2: 0.0, Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination: SRSS, CQC3, Absolute

Mass Source: Previous (G+0.6Q)

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: 0.05

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	RSP2	9.81
Accel	U2	RSP2	9.81
Accel	U1	RSP2	2.943

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05

Σχήμα 4.3.3: Καθορισμός Load Case που περιέχει τη Φασματική Δύναμη κατά γ

Ακολουθώς καθορίζεται ο συνδυασμός φόρτισης που περιέχει τη σεισμική δράση που προκύπτει από τη φασματική επιτάχυνση. Ο συνδυασμός δράσεων που θα επιλεγεί προκύπτει ως ο δυσμενέστερος (ECO Eq. 6.12b)

Define - Load Combinations - Add New Combo

Load Combination Name: G+0.6Q+Ex+0.3Ey

Load Combination Type: Linear Add

Load Case Name: Dead

Load Case Type: Linear Static

Scale Factor: 1.00

Load Case Name: Ex+0.3Ey

Load Case Type: Response Spectrum

Scale Factor: 1.00

Load Case Name: Q

Load Case Type: Linear Static

Scale Factor: 0.60

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Ex+0.3Ey	Response Spectrum	1.
DEAD	Linear Static	1.
Q	Linear Static	0.6

Σχήμα 4.3.4: Καθορισμός Συνδυασμού Φόρτισης για την Φασματική Ανάλυση κατά x

Ο συγκεκριμένος συνδυασμός, περιέχει ως κυρίαρχη τη σεισμική δύναμη κατά τον άξονα x.

Ακολούθως, θα γίνει η ίδια διαδικασία για τον καθορισμό του συνδυασμού που θα περιέχει ως κυρίαρχη τη σεισμική δύναμη κατά τον άξονα γ.

Define - Load Combinations - Add New Combo

Load Combination Name: G+0.6Q+Ey+0.3Ex

Load Combination Type: Linear Add

Load Case Name: Dead

Load Case Type: Linear Static

Scale Factor: 1.00

Load Case Name: Ey+0.3Ex

Load Case Type: Response Spectrum

Scale Factor: 1.00

Load Case Name: Q

Load Case Type: Linear Static

Scale Factor: 0.60

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.
DEAD	Linear Static	1.
Q	Linear Static	0.6
Ey+0.3Ex	Response Spectrum	1.

Σχήμα 4.3.5: Καθορισμός Συνδυασμού Φόρτισης για την Φασματική Ανάλυση κατά γ

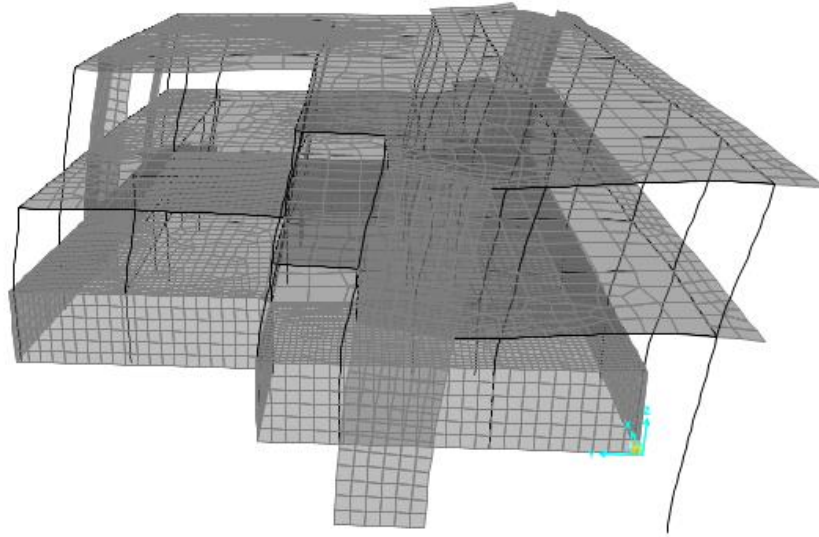
4.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής.

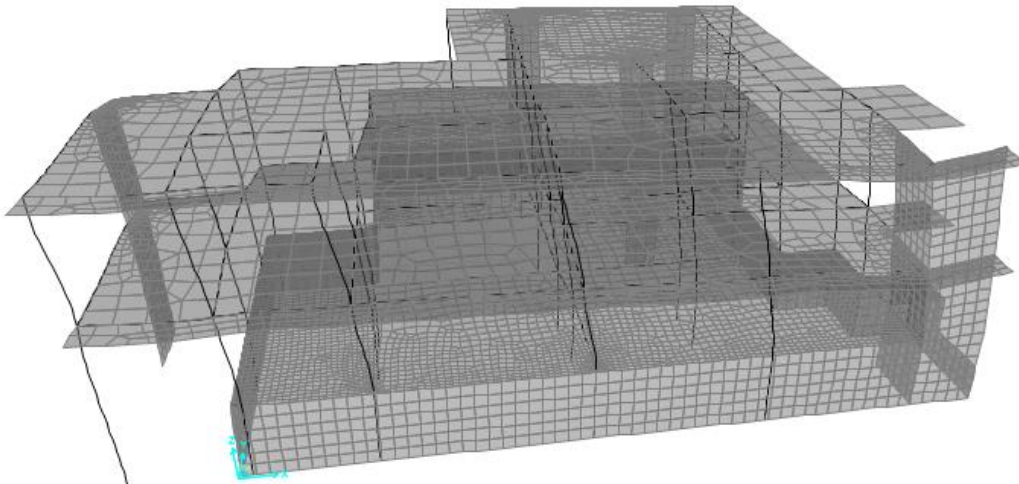
ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Ποσοστό Δρώσας Ιδιομορφικής Μάζας			Άθροισμα Δρώσας Ιδιομορφικής Μάζας		
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.400057	0.01747	0.51768	0	0.01747	0.51768	0
2	0.354423	0.37234	0.01916	0.00001	0.38981	0.53684	0.00001
3	0.270938	0.12531	0.00171	0	0.51512	0.53854	0.00001
4	0.131671	0.0002	0.00005	0.04774	0.51532	0.53859	0.04775
5	0.121988	0.00014	0.00013	0.01644	0.51546	0.53872	0.06419
6	0.118486	0.00018	0.00042	0.01131	0.51564	0.53915	0.0755
7	0.116141	0.00017	0.00071	0.0003	0.51581	0.53986	0.0758
8	0.114497	0.02291	0.1131	0.00007	0.53872	0.65296	0.07587
9	0.109714	0.00006	0.00009	0.0651	0.53877	0.65304	0.14096
10	0.106927	0.00303	0.00136	0.01621	0.54181	0.6544	0.15717
11	0.10581	0.00058	0.00014	0.0128	0.54239	0.65455	0.16997
12	0.105025	0.00005	0.00001	0.00573	0.54244	0.65456	0.1757
13	0.102763	0.10206	0.01816	0.00005	0.64449	0.67272	0.17575
14	0.098823	0.00149	0.00007	0.00136	0.64598	0.67279	0.17711
15	0.097383	0.002	0.00017	0.00514	0.64798	0.67296	0.18224
16	0.095713	0.0002	0.00001	0.00069	0.64818	0.67296	0.18293
17	0.091635	0.00012	0.00013	0.00743	0.6483	0.67309	0.19036
18	0.09043	0	0	0.00149	0.6483	0.67309	0.19185
19	0.089972	0	0	0.03494	0.64831	0.67309	0.22679
20	0.087109	0.00001	0.00001	0.00133	0.64831	0.6731	0.22812
.....
148	0.029258	0.04247	0	0.00053	0.9119	0.90463	0.68874

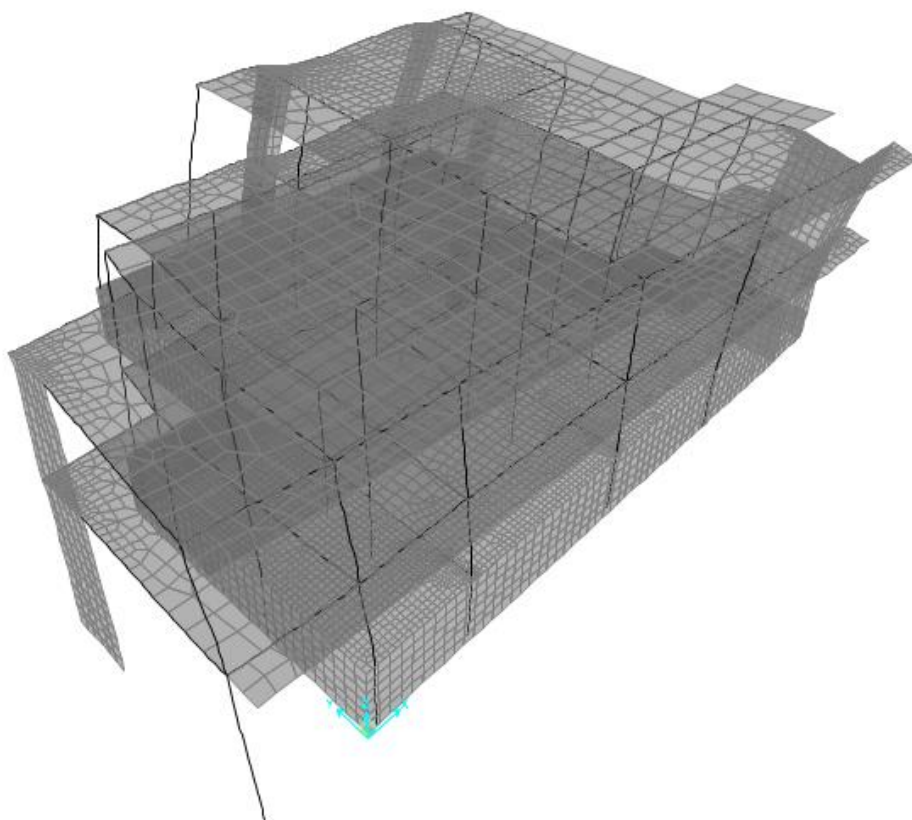
Πίνακας 4.4.1: Ιδιομορφικά στοιχεία φορέα



Σχήμα 4.4.1: 1η ιδιομορφή ($T_1=0,40\text{sec}$) κυρίως μεταφορική κατά Y



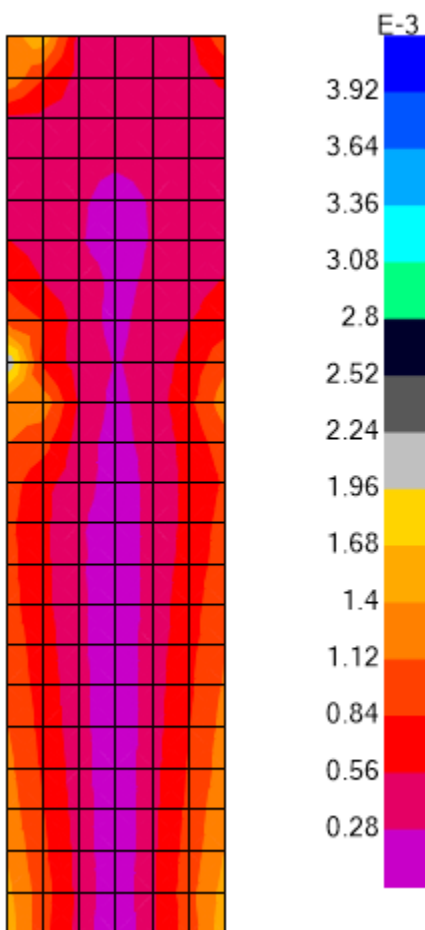
Σχήμα 4.4.2: 2η ιδιομορφή ($T_2=0,35\text{sec}$) κυρίως μεταφορική κατά X



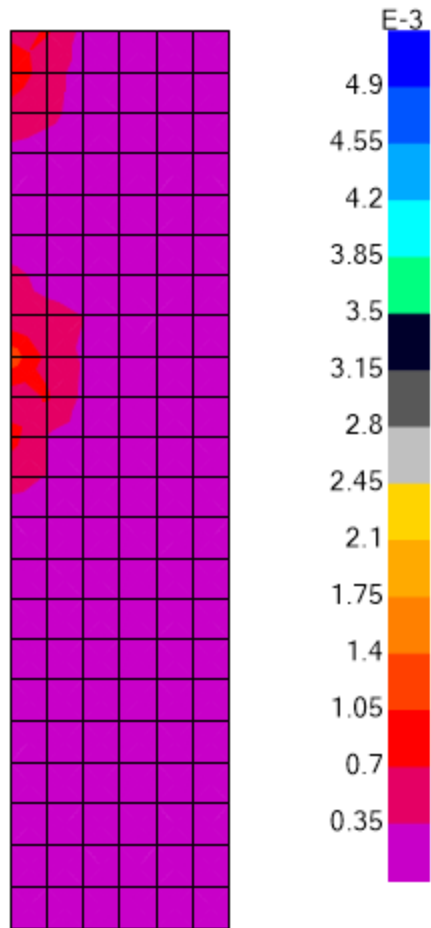
Σχήμα 4.4.3: 3η ιδιομορφή ($T_3=0,27 \text{ sec}$) κυρίως μεταφορική κατά X

Από την κατανομή των ιδιομορφών αλλά και από τα ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας, συμπεραίνεται ότι το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο, καθώς παρουσιάζει μικρά ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά τον άξονα Z. Επίσης από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης προκύπτει και ο βαθμός συμμετοχής της κάθε ιδιομορφής στην απόκριση του φορέα, ως ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας ανά διεύθυνση κίνησης. Σημειώνεται πως κατά τη δυναμική φασματική ανάλυση υπάρχει απαίτηση ενεργοποίησης ποσοστού μάζας τουλάχιστο 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου ανά διεύθυνση (EC8 §4.3.3.3.1). Το ποσοστό αυτό ικανοποιείται στο φορέα που εξετάζεται, όπως φαίνεται στον Πίνακα 4.4.1.

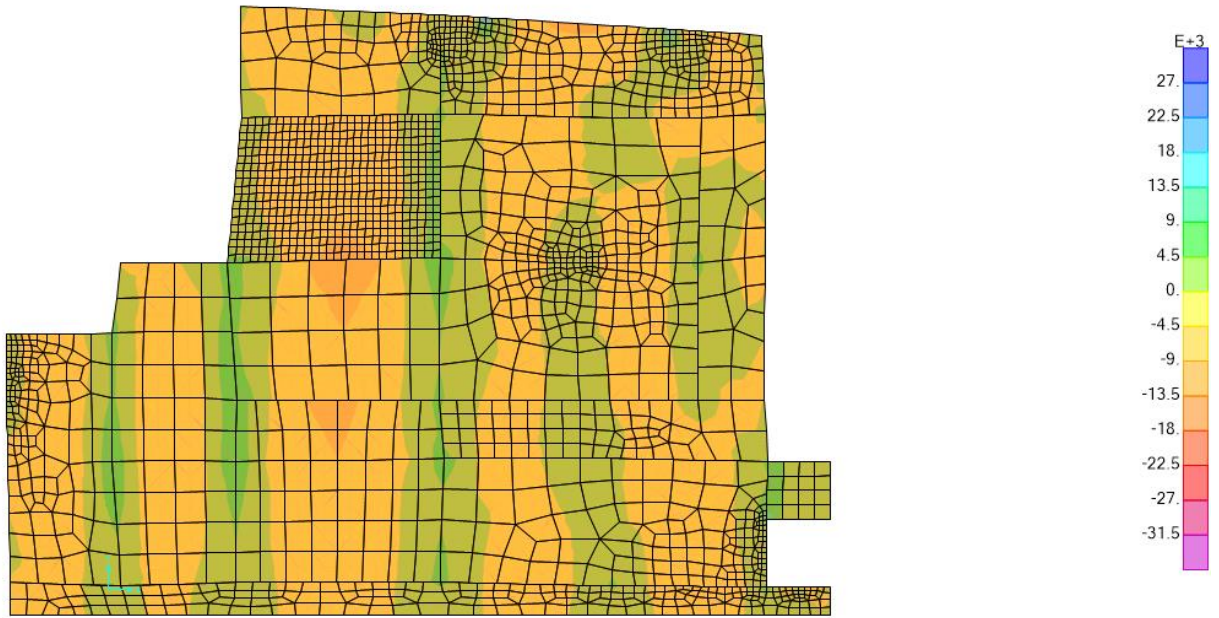
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη σύμφωνα με τους δυσμενέστερους συνδυασμούς δράσεων στα δομικά στοιχεία της κατασκευής. Ειδικά για τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία το πρόγραμμα παρέχει χρωματική απεικόνιση των απαιτούμενων οπλισμών όπως φαίνεται στα ακόλουθα σχήματα:



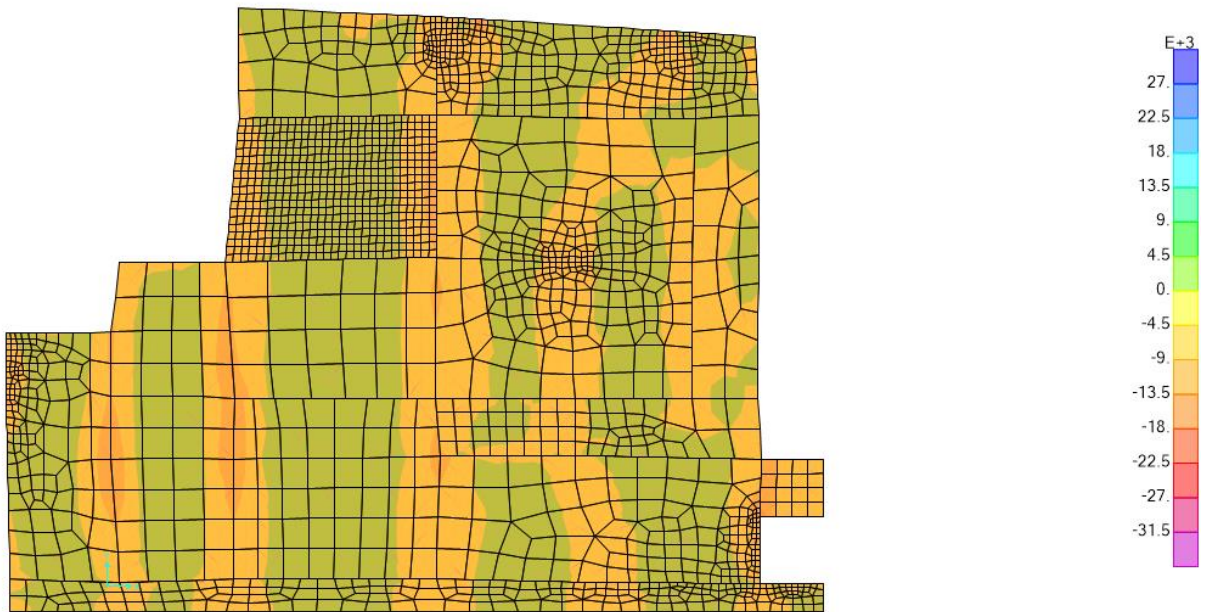
Σχήμα 4.4.6: Κατακόρυφος σπλισμός τοιχώματος υπό το σεισμικό συνδυασμό $1,0G+0.6Q+Ex+0.3Ey$ (m^2/m)



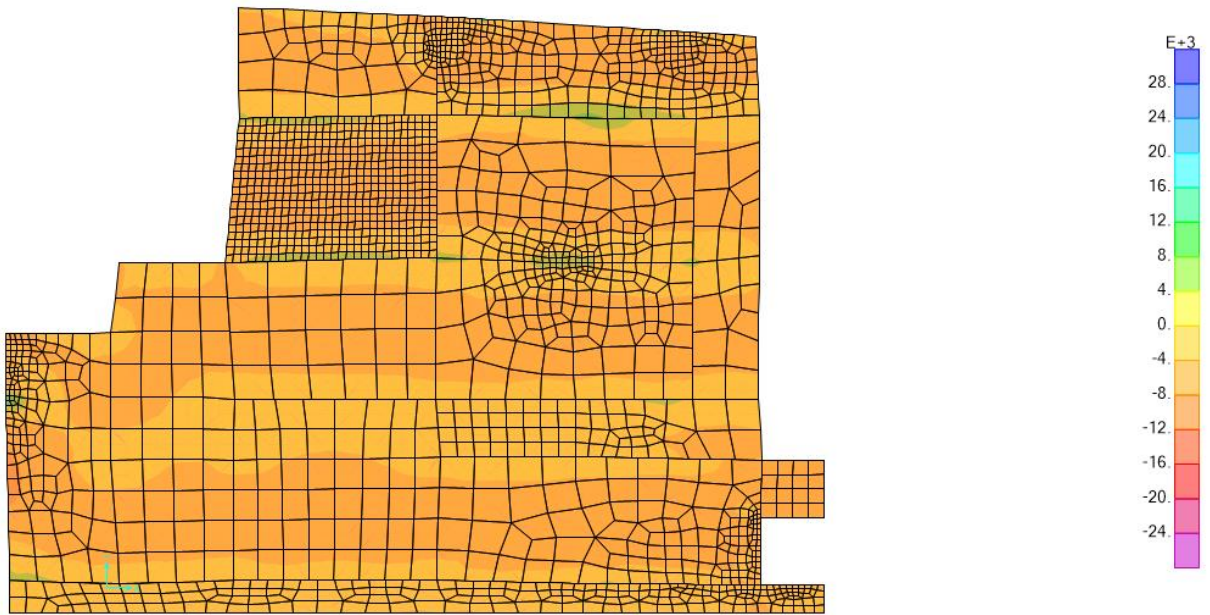
Σχήμα 4.4.7: Οριζόντιος σπλισμός τοιχώματος υπό το σεισμικό συνδυασμό $1,0G+0.6Q+Ey+0.3Ex$ (m^2/m)



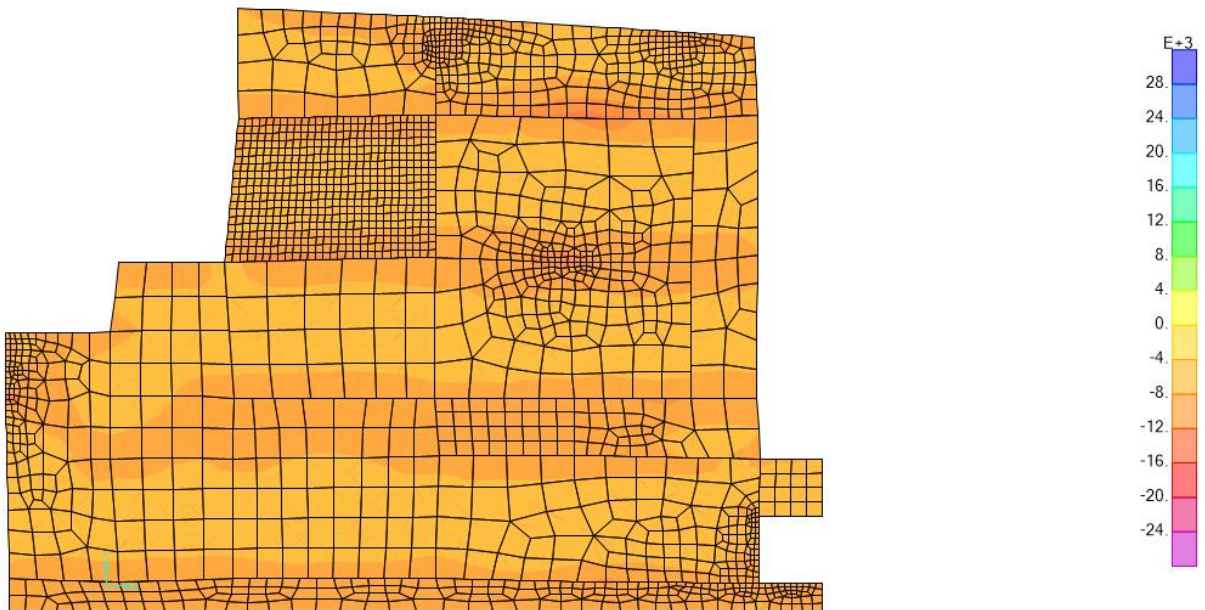
Σχήμα 4.4.8: Τάσεις σ_{11} σκυροδέματος άνω επιφάνειας ισογείου (ΚΡα)



Σχήμα 4.4.9: Τάσεις σ_{11} σκυροδέματος κάτω επιφάνειας ισογείου (ΚΡα)

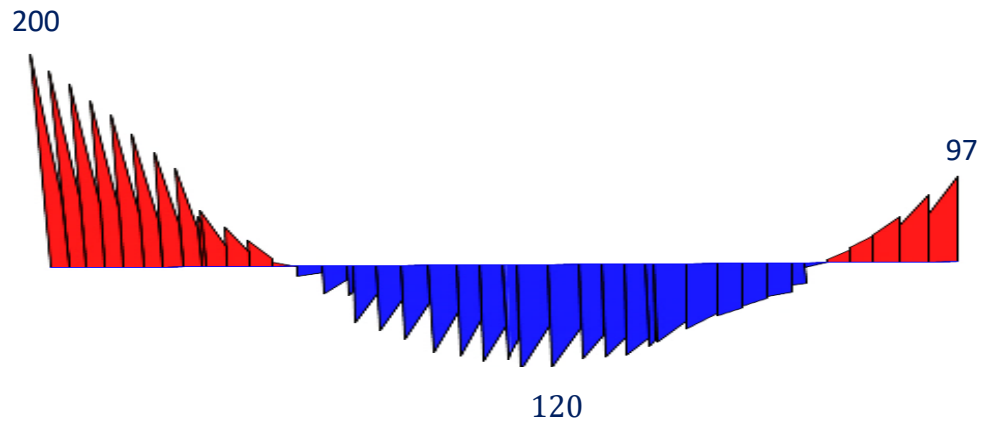


Σχήμα 4.4.10: Τάσεις σ_{22} σκυροδέματος άνω επιφάνειας ισογείου (KPa)

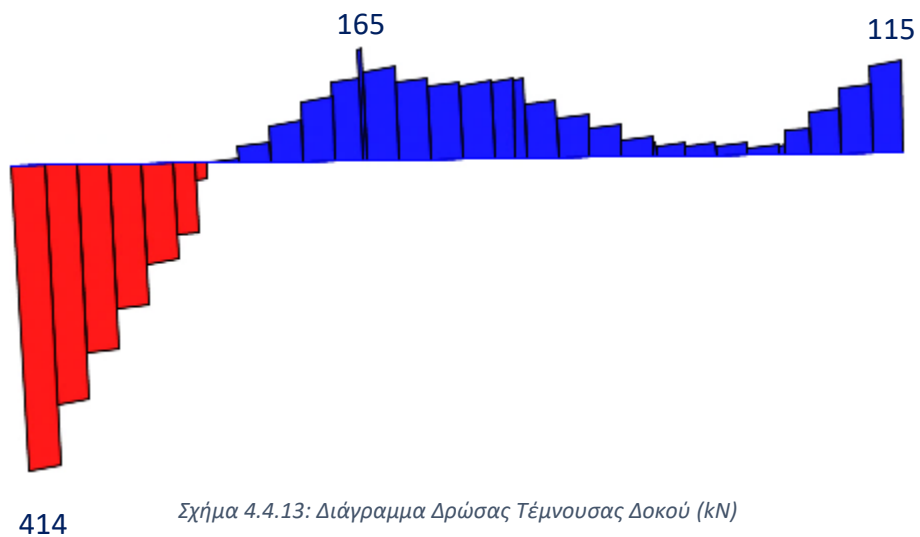


Σχήμα 4.4.11: Τάσεις σ_{22} σκυροδέματος κάτω επιφάνειας ισογείου (KPa)

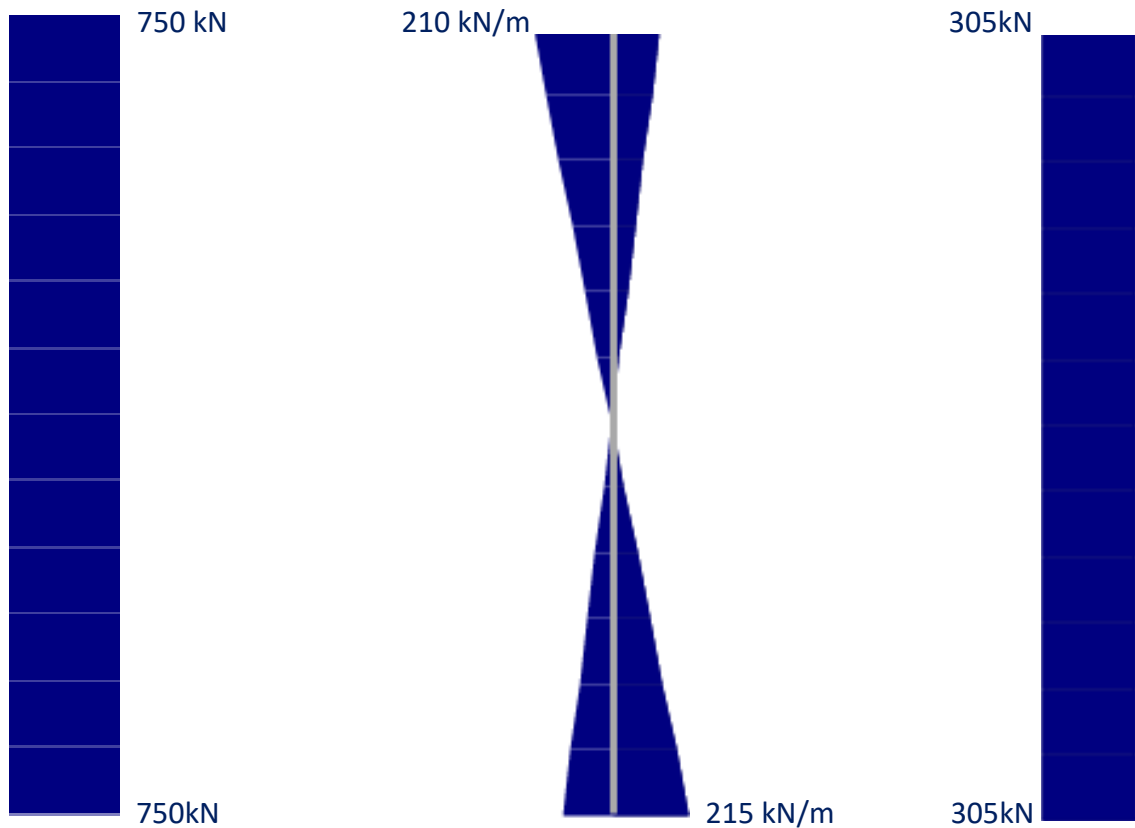
Αναφορικά με τα γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη σύμφωνα με τους δυσμενέστερους συνδυασμούς δράσεων στα δομικά στοιχεία της κατασκευής.



Σχήμα 4.4.12: Διάγραμμα Δρώσας Ροπήs Δοκού (kN/m)



Σχήμα 4.4.13: Διάγραμμα Δρώσας Τέμνουσας Δοκού (kN)



Σχήμα 4.4.14: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών υποστυλώματος

Αξονική Δύναμη – Καμπτική Ροπή – Τέμνουσα Δύναμη

4.5 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ

Οι συνήθεις κατασκευές, κυρίως αυτές που είναι κατασκευασμένες από σκυρόδεμα και χάλυβα, έχουν τη δυνατότητα να διατηρούν την αντοχή τους για οριζόντιες παραμορφώσεις, που είναι αρκετά μεγάλες, όπως αυτές που προκαλούνται κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών και αντιστοιχούν σε μετακινήσεις αρκετά μεγαλύτερες από τη μετακίνηση διαρροής τους. Επειδή η σεισμική δόνηση για την οποία γίνεται η μελέτη της κατασκευής έχει μικρή πιθανότητα να συμβεί κατά τη διάρκεια ζωής του έργου, θα ήταν αντικοινωνικό να σχεδιαστεί έτσι ώστε να μην πάθει καμία απολύτως ζημιά, δηλαδή να συμπεριφερθεί ελαστικά και να μην γίνει εκμετάλλευση της ικανότητας της κατασκευής να μπορεί να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή χωρίς να χάνει την αντοχή και τη δυσκαμψία της. Συνεπώς κρίνεται προτιμότερο να σχεδιαστεί η κατασκευή με τέτοιο τρόπο ώστε να υποστεί κάποιες ζημιές εάν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού, οι οποίες βέβαια θα είναι ελεγχόμενες και επισκευάσιμες παρά να κατασκευαστεί

εξ αρχής ώστε να παραμείνει απαραμόρφωτη, καθώς κάτι τέτοιο θα αποβεί οικονομικά ασύμφορο. Στα πλαίσια αυτής της φιλοσοφίας διαμορφώνονται και οι απαιτήσεις που θέτει ο Ευρωκώδικας 8, σχετικά με τη διαστασιολόγηση μιας κατασκευής. Οι βασικές αρχές του σχεδιασμού είναι:

- Σε μικρούς σεισμούς θα πρέπει η κατασκευή να μην υποστεί ζημιές (να κινείται ελαστικά).
- Σε μεγαλύτερους σεισμούς που έχουν μικρή πιθανότητα να συμβούν κατά τη διάρκεια ζωής ενός έργου, θα πρέπει η κατασκευή να μπορεί να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή, να αντέξει δηλαδή ζημιές οι οποίες όμως θα είναι ελεγχόμενες και επιδιορθώσιμες.
- Πρέπει να αποφευχθεί κάθε κίνδυνος κατάρρευσης, με τον αποκλεισμό μορφών αστοχίας που εγκυμονούν τέτοιο κίνδυνο, όπως ο σχηματισμός μαλακού ορόφου και οι ψαθυρές μορφές αστοχίας, όπως η διατμητική αστοχία.

Η πρώτη απαίτηση συνήθως δεν ελέγχεται καθώς καλύπτεται από την δεύτερη απαίτηση των περιορισμών των ζημιών για τον σεισμό σχεδιασμού. Αυτό δικαιολογείται με το γεγονός ότι ο αντισεισμικός σχεδιασμός προϋποθέτει ελαστική συμπεριφορά μέχρι ένα επίπεδο φόρτισης που μπορεί να αντιστοιχιστεί με αυτό ενός μικρού σεισμού. Η δεύτερη απαίτηση καθορίζει τον υπολογισμό των δυνάμεων που θα ληφθούν υπόψιν στον αντισεισμικό σχεδιασμό και η τρίτη καλύπτεται μέσω ειδικών ελέγχων που βασίζονται στον ικανοτικό σχεδιασμό.

Έλεγχοι Μελών του Φορέα

Οι τιμές σχεδιασμού των δοκών για καμπτικές ροπές και αξονικές δυνάμεις γίνεται έχοντας λάβει υπόψιν φαινόμενα 2ας τάξεως (EC0 §6.4.3.4) και τις απαιτήσεις του EC8, οι οποίες είναι:

- **Ικανοτικός Έλεγχος Τέμνουσας σε Δοκούς ΚΠΜ**

Πραγματοποιείται σύμφωνα με τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού, με βάση την ισορροπία της δοκού υπό το εγκάρσιο φορτίο που δρα στην δοκό υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και υπό τις ροπές άκρων $M_{i,d}$ που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετικές και αρνητικές διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης. Οι πλαστικές αρθρώσεις θα θεωρείται ότι

σηματίζονται στα άκρα των δοκών και εφόσον σχηματίζονται εκεί πρώτα, στα κατακόρυφα στοιχεία που συνδέονται με τους κόμβους στους οποίους συνδέονται μονολιθικά τα άκρα της δοκού.

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_{cl}} + V_{g+\psi_2q} \quad (\text{EC8 §5.4.2.2})$$

Οι ροπές άκρων $M_{i,d}$ μπορούν να υπολογιστούν ως εξής:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (\text{EC8 §5.4.2.2})$$

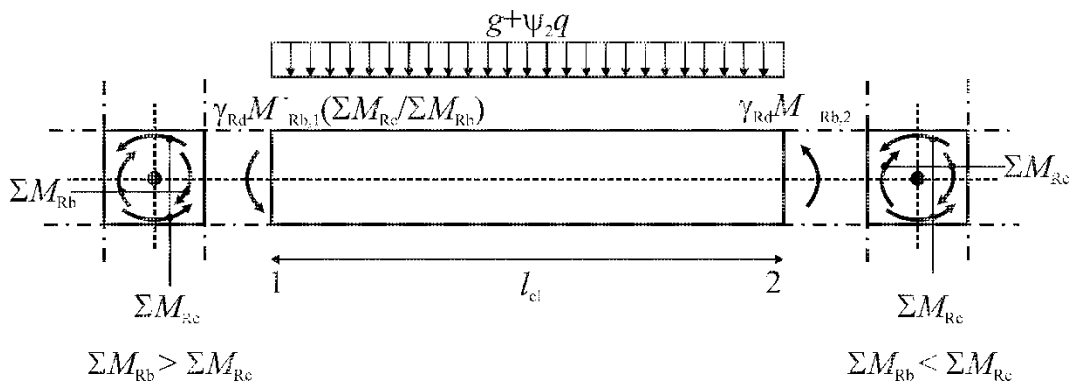
όπου

γ_{Rd} είναι συντελεστής που εκφράζει την πιθανό υπεραντοχή λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα, η οποία στην περίπτωση των δοκών ΚΠΜ μπορεί να ληφθεί ως ίσος με 1,0.

$M_{Rb,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής στο άκρο i στην φορά της σεισμικής ροπής κάμψεως που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.

$\sum M_{Rc}$ και $\sum M_{Rb}$ είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων και το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συνδέονται μονολιθικά στον κόμβο. Η τιμή του $\sum M_{Rc}$ πρέπει να αντιστοιχεί στην αξονική δύναμη ή δυνάμεις του υποστυλώματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.

Σε άκρο όπου η δοκός εδράζεται έμμεσα σε άλλη δοκό, αντί να συμβάλλει σε κατακόρυφο μέλος, η τοπική ροπή του άκρου δοκού $M_{i,d}$ μπορεί να ληφθεί ίση με την δρώσα ροπή στο ακραίο τμήμα της δοκού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.



Σχήμα 4.5.1: Τιμές ικανοτικού σχεδιασμού τεμνουσών δυνάμεων σε δοκούς

- **Ικανοτικός Έλεγχος Τέμνουσας σε Υποστυλώματα ΚΠΜ**

Σε κύρια σεισμικά υποστυλώματα οι τιμές σχεδιασμού των τεμνουσών δυνάμεων θα υπολογίζονται σύμφωνα με τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού, με βάση την ισορροπία του υποστυλώματος υπό ροπές άκρων $M_{i,d}$ που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετικές και αρνητικές διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης (με $i=1,2$ συμβολίζονται οι ακραίες διατομές του υποστυλώματος). Οι πλαστικές αρθρώσεις θα θεωρείται ότι σχηματίζονται στα άκρα των δοκών που συνδέονται με τους κόμβους στα άκρα του υποστυλώματος ή (εάν σχηματίζονται εκεί πρώτα) στα άκρα των υποστυλωμάτων.

Οι ροπές άκρων $M_{i,d}$ μπορούν να καθορισθούν από την παρακάτω έκφραση:

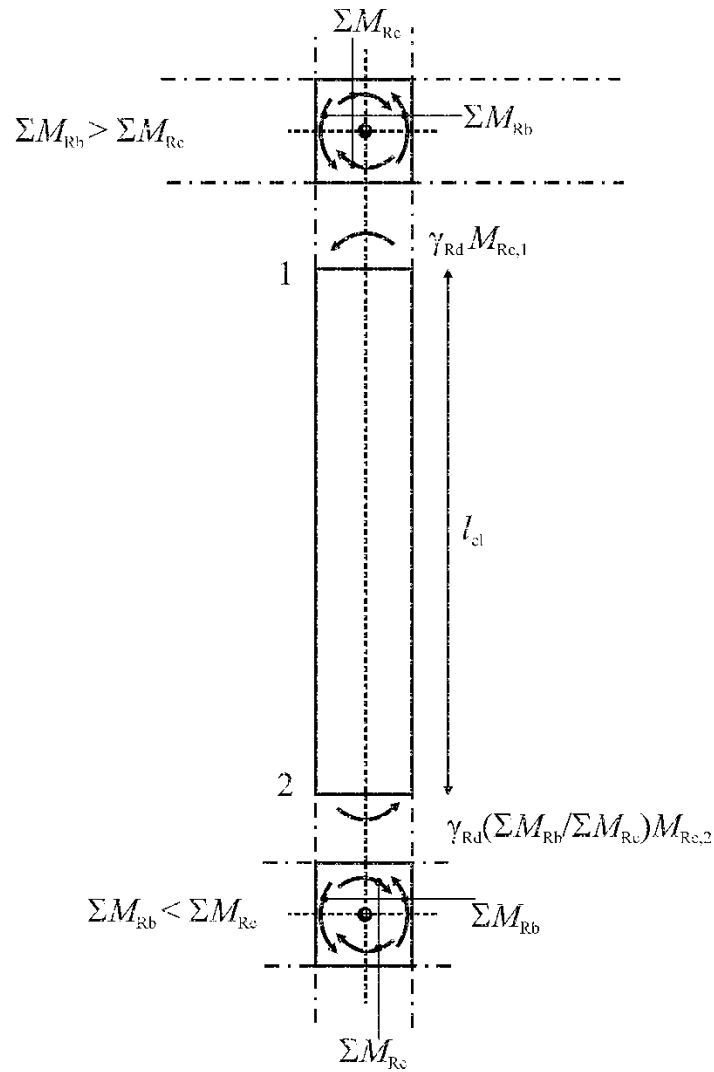
$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \quad (\text{EC8 §5.4.2.3})$$

όπου

γ_{Rd} είναι συντελεστής υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα και λόγω περίσφιγξης της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος, που λαμβάνεται ίσος με 1,1.

$M_{Rc,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής του υποστυλώματος στο άκρο i στην φορά της σεισμικής ροπής κάμψης για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης;

Οι τιμές των $M_{Rc,i}$ και $\sum M_{Rc}$ πρέπει να αντιστοιχούν στην αξονική δύναμη ή δυνάμεις του υποστυλώματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.



Σχήμα 4.5.2: Τέμνουσα δύναμη ικανοτικού σχεδιασμού σε υποστυλώματα

- **Ικανοτικός Έλεγχος Κάμψης υποστυλωμάτων (Ικανοτικός Έλεγχος Κόμβου)**

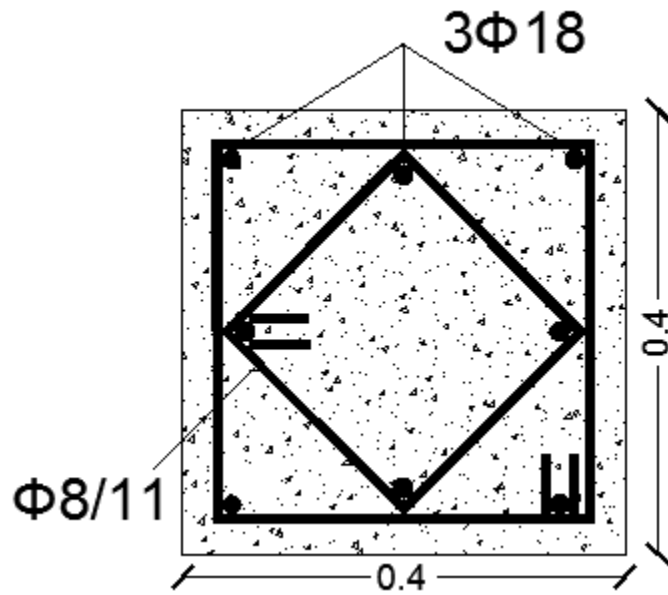
Για κύρια σεισμικά υποστυλώματα πλαισιωτών ή ισοδύναμων προς πλαισιωτά διπλών συστημάτων, πρέπει να ικανοποιείται :

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (\text{EC8 §4.4.2.3(4)})$$

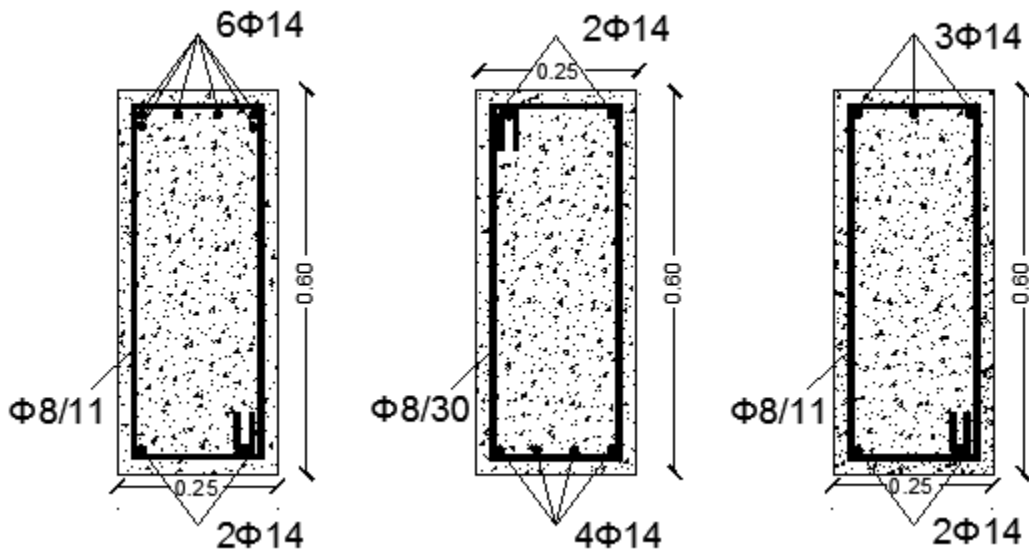
όπου:

$\sum M_{Rc}$ και $\sum M_{Rb}$ όπως ορίζονται παραπάνω.

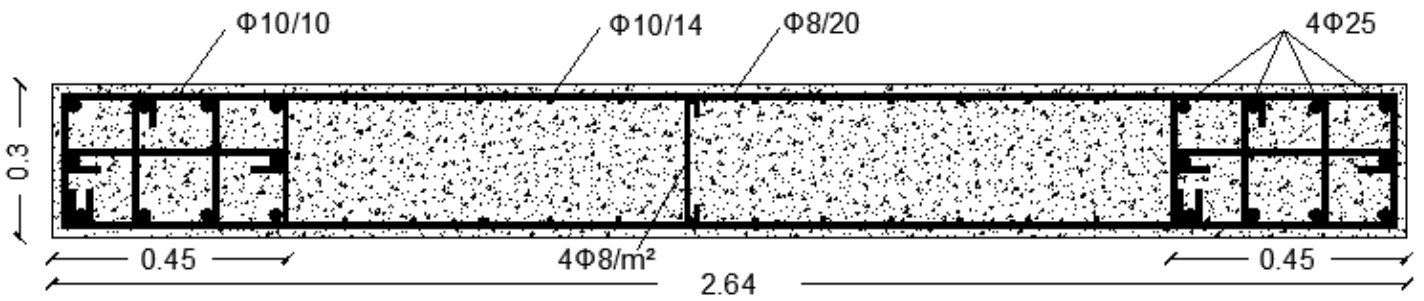
Στη συνέχεια παρουσιάζεται η όπλιση κάποιων τυπικών διατομών δομικών στοιχείων :



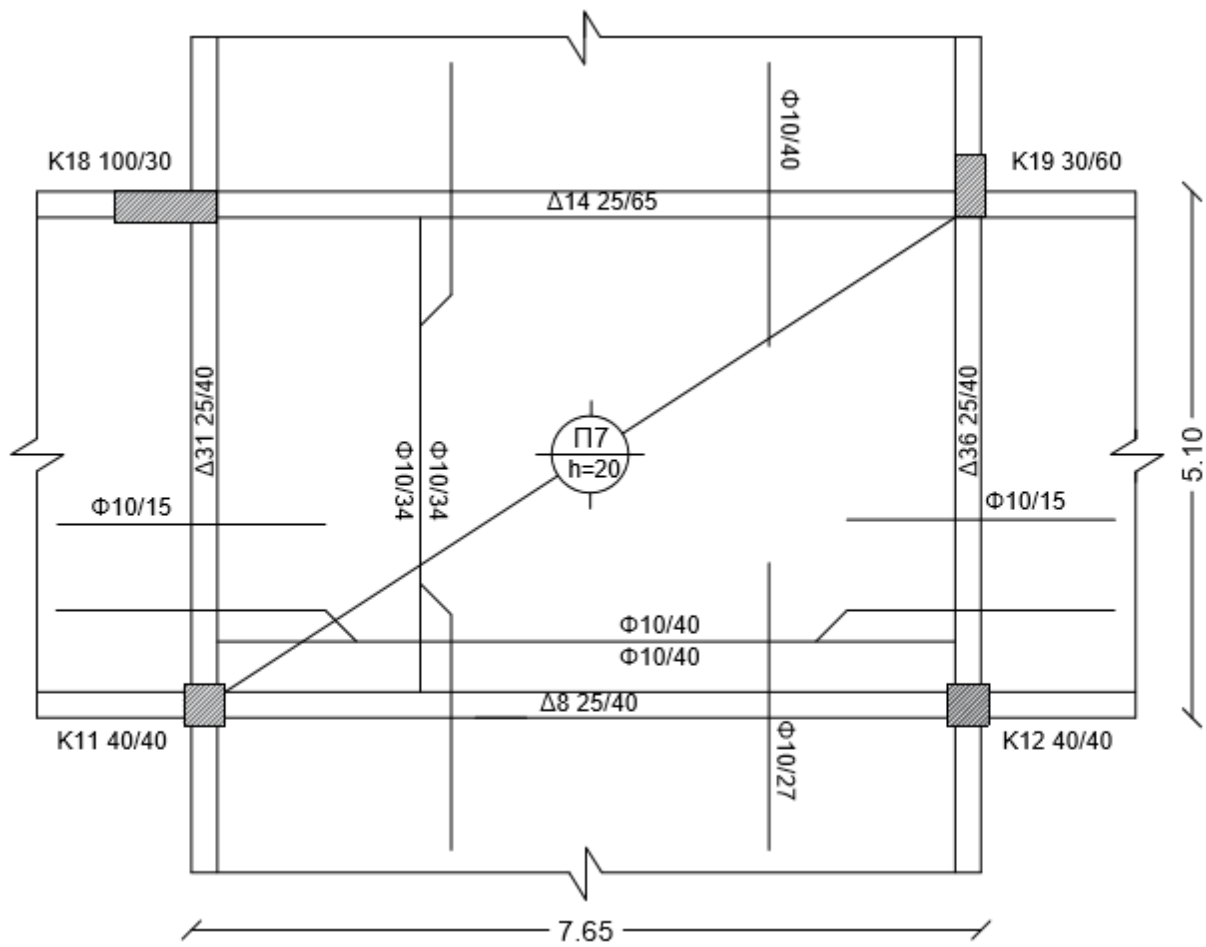
Σχήμα 4.5.3: Τυπική όπλιση διατομής υποστυλώματος



Σχήμα 4.5.4: Τυπική όπλιση διατομής δοκού στις στηρίξεις και στο άνοιγμα

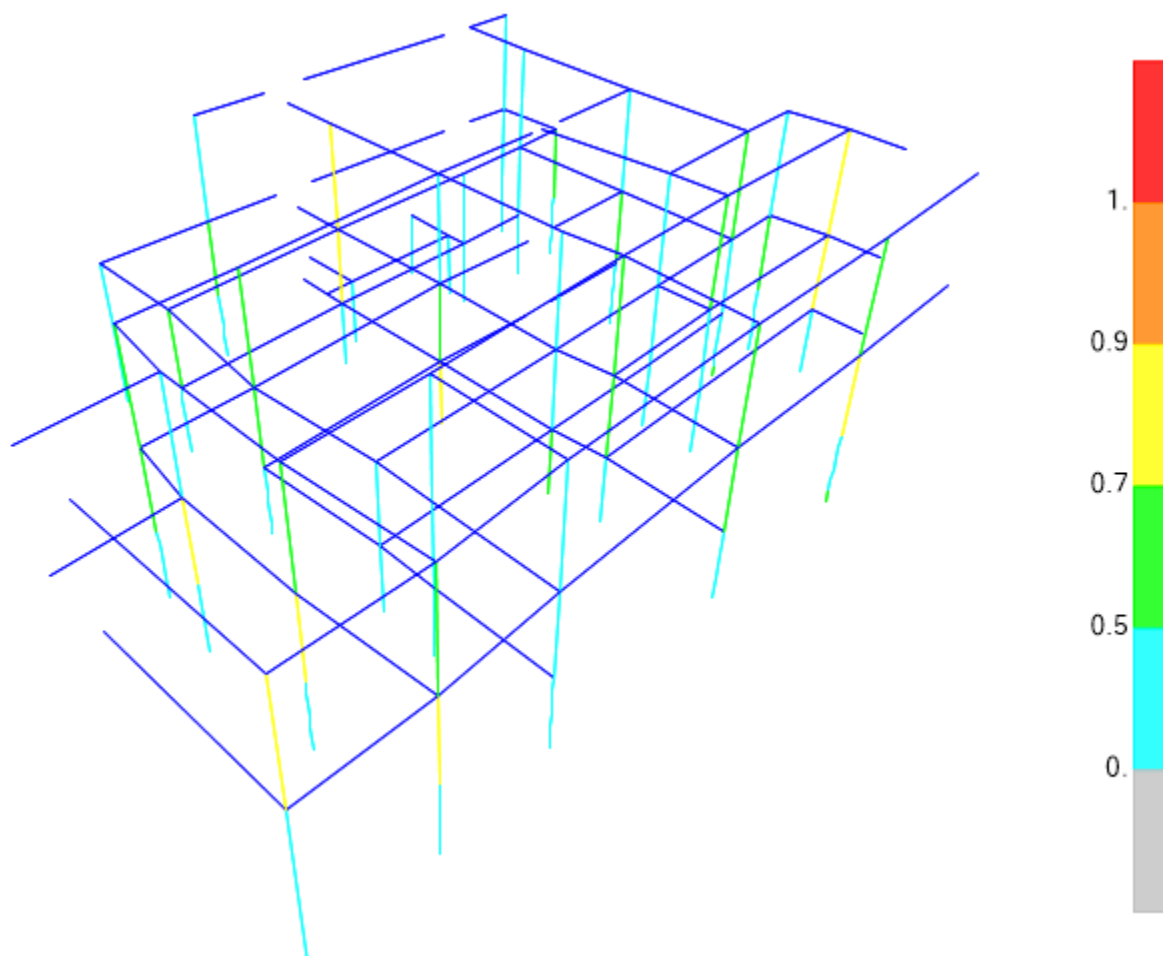


Σχήμα 4.5.5: Τυπική όπλιση διατομής τοιχώματος



Σχήμα 4.5.6: Τυπική όπλιση διατομής πλάκας

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από την διαδικασία της διαστασιολόγησης που παρέχει το SAP2000.



Σχήμα 4.5.7: Έλεγχος αντοχής και ποσοστά αξιοποίησης υποστυλωμάτων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα

Υποστυλώματα														
Διαμήκης Οπλισμός Υπογείου														
Διατομές	Διαστάσεις	b(cm)	h(cm)	Φ(mm)	A _{s,prov} (cm ²)	d _{bl,min} (mm)	d _{bl} (mm)	bars per side b	bars per side h	min bars per side	b _{i,max} (cm)	b _i (cm)	h _i (cm)	
C1	100/30	100	30	16Φ16	32.2	14	16	7	3	3	20	17.0	12.8	
C2	35/60	35	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	15.3	19.1	
C3	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.8	19.1	
C4	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	19.1	12.8	
C5	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.8	19.1	
C6	35/60	35	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	15.3	19.1	
C7	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	19.1	12.8	
C8	100/30	100	30	16Φ16	32.2	14	16	7	3	3	20	17.0	12.8	
C9	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.8	19.1	
C10	30/30	30	30	8Φ14	12.3	14	14	3	3	3	20	12.6	12.6	
C11	40/40	40	40	8Φ18	20.35	14	18	3	3	3	20	18.0	18.0	
C12	30/30	30	30	8Φ14	12.3	14	14	3	3	3	20	12.6	12.6	
C13	100/30	100	30	16Φ16	32.2	14	16	7	3	3	20	17.0	12.8	
C14	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	19.1	12.8	
C15	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	19.1	12.8	
C16	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.8	19.1	
C17	100/30	100	30	16Φ16	32.2	14	16	7	3	3	20	17.0	12.8	
C18	100/30	100	30	16Φ16	32.2	14	16	7	3	3	20	17.0	12.8	
C19	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.8	19.1	
C20	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	19.1	12.8	
C21	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	19.1	12.8	
C22	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.8	19.1	
C23	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	19.1	12.8	
C24	30/30	30	30	8Φ14	12.3	14	14	3	3	3	20	12.6	12.6	
C25	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.8	19.1	
C26	30/30	30	30	8Φ14	12.3	14	14	3	3	3	20	12.6	12.6	
C27	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	19.1	12.8	
C28	40/40	40	40	8Φ18	20.35	14	18	3	3	3	20	18.0	18.0	
C29	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	19.1	12.8	
C30	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.8	19.1	
C31	35/35	35	35	8Φ14	12.3	14	14	3	3	3	20	15.1	15.1	
C32	35/35	35	35	8Φ14	12.3	14	14	3	3	3	20	15.1	15.1	

Πίνακας 4.5.1: Διαμήκης Οπλισμός υποστυλωμάτων Υπογείου

Υποστυλώματα													
Διαμήκης Οπλισμός Ισογείου													
Διατομές	Διαστάσεις	b(cm)	h(cm)	Φ(mm)	A _{s,prov} (cm ²)	d _{bl,min} (mm)	d _{bl} (mm)	bars per side b	bars per side h	min bars per side	b _{i,max} (cm)	b _i (cm)	h _i (cm)
C1	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.6	19.1
C2	100/30	100	30	14Φ20	44	14	20	6	3	3	20	19.9	13.2
C3	35/60	35	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	15.1	19.1
C4	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.6	19.1
C5	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8
C6	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.6	19.1
C7	35/60	35	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	15.1	19.1
C8	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8
C9	100/30	100	30	16Φ16	32.2	14	16	7	3	3	20	16.8	12.8
C10	30/60	30	60	10Φ20	31.42	14	20	3	4	3	20	12.6	19.5
C11	40/40	40	40	8Φ18	20.35	14	18	3	3	3	20	17.6	18.0
C12	30/30	30	30	8Φ14	12.3	14	14	3	3	3	20	12.6	12.6
C13	100/30	100	30	16Φ16	32.2	14	16	7	3	3	20	16.8	12.8
C14	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8
C15	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8
C16	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.6	19.1
C17	100/30	100	30	16Φ16	32.2	14	16	7	3	3	20	16.8	12.8
C18	100/30	100	30	16Φ16	32.2	14	16	7	3	3	20	16.8	12.8
C19	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.6	19.1
C20	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8
C21	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8
C22	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.6	19.1
C23	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8
C24	30/30	30	30	8Φ14	12.3	14	14	3	3	3	20	12.6	12.6
C25	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.6	19.1
C26	30/30	30	30	8Φ14	12.3	14	14	3	3	3	20	12.6	12.6
C27	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8
C28	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8

Πίνακας 4.5.2: Διαμήκης Οπλισμός υποστυλωμάτων Ισογείου

Υποστυλώματα													
Διαμήκης Οπλισμός Ορόφου													
Διατομές	Διαστάσεις	b(cm)	h(cm)	Φ(mm)	A _{s,prov} (cm ²)	d _{bl,min} (mm)	d _{bl} (mm)	bars per side b	bars per side h	min bars per side	b _{i,max} (cm)	b _i (cm)	h _i (cm)
C1	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.6	19.1
C2	100/30	100	30	16Φ16	32.2	14	16	7	3	3	20	16.8	12.8
C3	35/60	35	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	15.1	19.1
C4	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.6	19.1
C5	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8
C6	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.6	19.1
C7	35/60	35	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	15.1	19.1
C8	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8
C9	100/30	100	30	16Φ16	32.2	14	16	7	3	3	20	16.8	12.8
C10	30/60	30	60	10Φ20	31.42	14	20	3	4	3	20	12.6	19.5
C11	30/30	30	30	16Φ16	32.2	14	16	3	3	3	20	12.6	12.8
C12	100/30	100	30	14Φ14	21.55	14	14	6	3	3	20	19.9	12.6
C13	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8
C14	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8
C15	30/60	30	60	16Φ16	32.2	14	16	3	4	3	20	12.6	19.1
C16	100/30	100	30	16Φ16	32.2	14	16	7	3	3	20	16.8	12.8
C17	100/30	100	30	10Φ16	20.11	14	16	7	3	3	20	16.8	12.8
C18	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.6	19.1
C19	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8
C20	30/60	30	60	10Φ16	20.11	14	16	3	4	3	20	12.6	19.1
C21	30/30	30	30	8Φ14	12.3	14	14	3	3	3	20	12.6	12.6
C22	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8
C23	60/30	60	30	10Φ16	20.11	14	16	4	3	3	20	18.9	12.8

Πίνακας 4.5.3: Διαμήκης Οπλισμός υποστυλωμάτων Ορόφου

Υποστυλώματα														
Οπλισμός Διάτμησης Υπογείου														
Διατομές	Διαστάσεις	b(cm)	h(cm)	Φ(mm)	l_{cr} (cm)	$d_{bw,min}$ (mm)	$s_{w,max}$ (cm)	$b_{o,x}$ (cm)	$b_{o,y}$ (cm)	$s_{w,cr,max}$ (cm)	τμησεις	$l_{i,cr}$	l_m	$l_{j,cr}$
C1	100/30	100	30	16	100	6	18	93.6	23.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C2	35/60	35	60	16	60	6	19.2	28.6	53.6	12.8	3	Φ8/11	Φ8/17	Φ8/12
C3	30/60	30	60	16	60	6	18	23.6	53.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C4	60/30	60	30	16	60	6	18	53.6	23.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ6/11
C5	30/60	30	60	16	60	6	18	23.6	53.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ6/11
C6	35/60	35	60	16	60	6	19.2	28.6	53.6	12.8	3	Φ8/12	Φ8/19	Φ6/12
C7	60/30	60	30	16	60	6	18	53.6	23.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ6/11
C8	100/30	100	30	16	100	6	18	93.6	23.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/15	Φ8/11
C9	30/60	30	60	16	60	6	18	23.6	53.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/6
C10	30/30	30	30	14	50	6	16.8	23.6	23.6	11.2	4.83	Φ8/8	Φ8/10	Φ8/11
C11	40/40	40	40	18	50	6	21.6	33.6	33.6	14.4	4.83	Φ8/14	Φ8/21	Φ8/14
C12	30/30	30	30	14	50	6	16.8	23.6	23.6	11.2	4.83	Φ8/11	Φ8/16	Φ8/11
C13	100/30	100	30	16	100	6	18	93.6	23.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/15	Φ8/11
C14	60/30	60	30	16	60	6	18	53.6	23.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C15	60/30	60	30	16	60	6	18	53.6	23.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C16	30/60	30	60	16	60	6	18	23.6	53.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C17	100/30	100	30	16	100	6	18	93.6	23.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C18	100/30	100	30	16	100	6	18	93.6	23.6	11.8	3	Φ8/7	Φ8/12	Φ8/11
C19	30/60	30	60	16	60	6	18	23.6	53.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C20	60/30	60	30	16	60	6	18	53.6	23.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C21	60/30	60	30	16	60	6	18	53.6	23.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C22	30/60	30	60	16	60	6	18	23.6	53.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C23	60/30	60	30	16	60	6	18	53.6	23.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C24	30/30	30	30	14	50	6	16.8	23.6	23.6	11.2	4.83	Φ8/11	Φ8/16	Φ8/11
C25	30/60	30	60	16	60	6	18	23.6	53.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C26	30/30	30	30	14	50	6	16.8	23.6	23.6	11.2	4.83	Φ8/11	Φ8/16	Φ8/11
C27	60/30	60	30	16	60	6	18	53.6	23.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C28	40/40	40	40	18	50	6	21.6	33.6	33.6	14.4	4.83	Φ8/11	Φ8/21	Φ8/11
C29	60/30	60	30	16	60	6	18	53.6	23.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C30	30/60	30	60	16	60	6	18	23.6	53.6	11.8	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C31	35/35	35	35	12	50	6	14.4	28.6	28.6	9.6	4.83	Φ8/9	Φ8/14	Φ8/9
C32	35/35	35	35	12	50	6	14.4	28.6	28.6	9.6	4.83	Φ8/10	Φ8/14	Φ8/10

Πίνακας 4.5.4: Εγκάρσιος Οπλισμός υποστυλωμάτων Υπογείου

Υποστυλώματα														
Οπλισμός Διάτμησης Ισογείου														
Διατομές	Διαστάσεις	b(cm)	h(cm)	Φ(mm)	l_{cr} (cm)	$d_{bw,min}$ (mm)	$s_{w,max}$ (cm)	$b_{o,x}$ (cm)	$b_{o,y}$ (cm)	$s_{w,cr,max}$ (cm)	τιμησεις	$l_{j,cr}$	l_m	$l_{j,cr}$
C1	30/60	30	60	16	60	6	18	28.4	52.4	12.8	3	Φ8/12	Φ8/18	Φ8/12
C2	100/30	100	30	20	100	6	18	92	22	11	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C3	35/60	35	60	16	60	6	19.2	27.4	52.4	12.8	3	Φ8/12	Φ8/19	Φ8/12
C4	30/60	30	60	16	60	6	18	22.4	52.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C5	60/30	60	30	16	60	6	18	52.4	22.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C6	30/60	30	60	16	60	6	18	22.4	52.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C7	35/60	35	60	16	60	6	19.2	27.4	52.4	12.8	3	Φ8/12	Φ8/19	Φ8/12
C8	60/30	60	30	16	60	6	18	52.4	22.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C9	100/30	100	30	16	100	6	18	92.4	22.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C10	30/60	30	60	20	60	6	18	22	52	11	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C11	40/40	40	40	18	56	6	21.6	32.2	32.2	14.4	4.83	Φ8/14	Φ8/21	Φ8/14
C12	30/30	30	30	14	56	6	16.8	22.6	22.6	11.2	4.83	Φ8/11	Φ6/16	Φ8/11
C13	100/30	100	30	16	100	6	18	92.4	22.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C14	60/30	60	30	16	60	6	18	52.4	22.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C15	60/30	60	30	16	60	6	18	52.4	22.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C16	30/60	30	60	16	60	6	18	22.4	52.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C17	100/30	100	30	16	100	6	18	92.4	22.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C18	100/30	100	30	16	100	6	18	92.4	22.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C19	30/60	30	60	16	60	6	18	22.4	52.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C20	60/30	60	30	16	60	6	18	52.4	22.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C21	60/30	60	30	16	60	6	18	52.4	22.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C22	30/60	30	60	16	60	6	18	22.4	52.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C23	60/30	60	30	16	60	6	18	52.4	22.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C24	30/30	30	30	14	56	6	16.8	22.6	22.6	11.2	4.83	Φ8/11	Φ8/16	Φ8/11
C25	30/60	30	60	16	60	6	18	22.4	52.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C26	30/30	30	30	14	56	6	16.8	22.6	22.6	11.2	4.83	Φ8/11	Φ8/16	Φ8/11
C27	60/30	60	30	16	60	6	18	52.4	22.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11
C28	60/30	60	30	16	60	6	18	52.4	22.4	11.2	3	Φ8/11	Φ8/18	Φ8/11

Πίνακας 4.5.5: Εγκάρσιος Οπλισμός υποστυλωμάτων Ισογείου

Υποστυλώματα														
Οπλισμός Διάτμησης Ορόφου														
Διατομές	Διαστάσεις	b(cm)	h(cm)	Φ(mm)	l_{cr} (cm)	$d_{bw,min}$ (mm)	$s_{w,min}$ (cm)	$b_{o,x}$ (cm)	$b_{o,y}$ (cm)	$s_{w,cr}$ (cm)	τμησεις	$l_{i,cr}$	l_m	$l_{j,cr}$
C1	30/60	30	60	16	73	8	18	22.4	52.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C2	100/30	100	30	20	100	8	18	92	22	11	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C3	35/60	35	60	16	73	8	19.2	27.4	52.4	12.8	3	Ø8/12	Ø8/19	Ø8/12
C4	30/60	30	60	16	73	8	18	22.4	52.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C5	60/30	60	30	16	73	8	18	52.4	22.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C6	30/60	30	60	16	73	8	18	22.4	52.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C7	35/60	35	60	16	73	8	19.2	27.4	52.4	12.8	3	Ø8/12	Ø8/19	Ø8/12
C8	60/30	60	30	16	73	8	18	52.4	22.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C9	100/30	100	30	16	100	8	18	92.4	22.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C10	30/60	30	60	20	73	8	18	22	52	11	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C11	30/30	30	30	14	73	8	16.8	22.6	22.6	11.2	4.83	Ø8/11	Ø8/16	Ø8/11
C12	100/30	100	30	16	100	8	18	92.4	22.4	11.2	3	Ø8/11	Ø6/18	Ø8/11
C13	60/30	60	30	16	73	8	18	52.4	22.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C14	60/30	60	30	16	73	8	18	52.4	22.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C15	30/60	30	60	16	73	8	18	22.4	52.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C16	100/30	100	30	16	100	8	18	92.4	22.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C17	100/30	100	30	16	100	8	18	92.4	22.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C18	30/60	30	60	16	73	8	18	22.4	52.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C19	60/30	60	30	16	73	8	18	52.4	22.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C20	30/60	30	60	16	73	8	18	22.4	52.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C21	30/30	30	30	14	73	8	16.8	22.6	22.6	11.2	4.83	Ø8/11	Ø8/16	Ø8/11
C22	60/30	60	30	16	73	8	18	52.4	22.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11
C23	60/30	60	30	16	73	8	18	52.4	22.4	11.2	3	Ø8/11	Ø8/18	Ø8/11

Πίνακας 4.5.6: Εγκάρσιος Οπλισμός υποστυλωμάτων Ορόφου

Πλάκες Υπογείου								
Πλάκες	lx(m)	ly(m)	h(m)	d(m)	A _{s,min,κυρ} (cm ² /m)	s _{max,κυρ} (cm ² /m)	S _{max,κυρ} (cm)	S _{max,δευτ} (cm)
S1	4.64	12.40	0.2	0.165	2.23	66	25	40
S2	7.66	7.05	0.25	0.215	2.91	86	25	40
S3	12.60	4.80	0.2	0.165	2.23	66	25	40
S4	2.15	2.00	0.15	0.115	1.55	46	25	40
S5	12.60	2.00	0.15	0.115	1.55	46	25	40
S6	7.66	5.10	0.2	0.165	2.23	66	25	40
S7	10.00	5.10	0.3	0.265	3.58	106	25	40
S8	7.65	5.35	0.25	0.215	2.91	86	25	40
S9	10.00	5.35	0.3	0.265	3.58	106	25	40
S10	7.65	4.25	0.25	0.215	2.91	86	25	40
S11	6.50	1.45	0.15	0.115	1.55	46	25	40
S12	1.15	2.02	0.15	0.115	1.55	46	25	40
S13	5.75	3.29	0.2	0.165	2.23	66	25	40
	A _{s,x,prov} (cm ² /m)	A _{s,x,prov} (cm ² /m)	A _{s,y,prov} (cm ² /m)	A _{s,y,prov} (cm ² /m)	Κατά Χ		Κατά Υ	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	Στήριξη Π1-Π2	Φ10/22	Στήριξη Π2-Π6	Φ10/27
S1	Φ10/26σπαστά Φ10/26 ίσια		Φ10/40(διανομή)	Φ10/17(απόσχισης)	Στήριξη Π1-Π6	Φ10/15	Στήριξη Π3-Π5	Φ10/25
S2	Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Στήριξη Π2-Π3	Φ10/15	Στήριξη Π4-Π5	Φ10/40
S3	Φ10/24(διανομή)		Φ10/44 σπαστά Φ10/44 ίσια		Στήριξη Π2-Π5	Φ10/40	Στήριξη Π5-Π7	Φ10/27
S4	Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Στήριξη Π3-Π4	Φ10/17	Στήριξη Π6-Π8	Φ10/27
S5	Φ10/40(διανομή)		Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια	Φ10/22(απόσχισης)	Στήριξη Π6-Π7	Φ10/15	Στήριξη Π7-Π9	Φ10/30
S6	Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Στήριξη Π8-Π9	Φ10/19	Στήριξη Π8-Π10	Φ10/27
S7	Φ10/44 σπαστά Φ10/44 ίσια		Φ10/44 σπαστά Φ10/44 ίσια		Στήριξη Π10-Π11	Φ10/18	Στήριξη Π11-Π12	Φ10/27
S8	Φ10/34 σπαστά Φ10/34 ίσια		Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Στήριξη Π10-Π12	Φ10/30	Στήριξη Π9-Π11	Φ10/27
S9	Φ10/44 σπαστά Φ10/44 ίσια		Φ10/44 σπαστά Φ10/44 ίσια		Στήριξη Π11-Π13	Φ10/17	Στήριξη Π9-Π13	Φ10/23
S10	Φ10/40 σπαστά Φ10/40 ίσια		Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια					
S11	Φ10/28(διανομή)		Φ10/49σπαστά Φ10/49 ίσια					
S12	Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια					
S13	Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια					

Πίνακας 4.5.7: Οπλισμός Πλακών Υπογείου

Πλάκες Ισογείου								
Πλάκες	lx(m)	ly(m)	h(m)	d(m)	A _{s,min,κυρ} (cm ² /m)	A _{s,max,κυρ} (cm ² /m)	S _{max,κυρ} (cm)	S _{max,δευτ} (cm)
S1	3.73	9.45	0.15	0.115	1.55	46	25	40
S2	4.64	12.40	0.15	0.115	1.55	46	25	40
S3	7.66	7.05	0.25	0.215	2.91	86	25	40
S4	12.60	4.80	0.2	0.165	2.23	66	25	40
S5	2.40	2.25	0.25	0.215	2.91	86	25	40
S6	4.85	2.00	0.15	0.115	1.55	46	25	40
S7	7.66	5.10	0.2	0.165	2.23	66	25	40
S8	10.01	5.10	0.25	0.215	2.91	86	25	40
S9	7.65	5.35	0.25	0.215	2.91	86	25	40
S11	2.50	10.70	0.25	0.215	2.91	86	25	40
S12	7.65	4.23	0.25	0.215	2.91	86	25	40
S13	12.50	3.67	0.15	0.115	1.55	46	25	40
S14	32.27	1.00	0.15	0.115	1.55	46	25	40
S15	7.50	2.00	0.15	0.115	1.55	46	25	40
	A _{s,x,προν} (cm ² /m) κάτω	A _{s,x,προν} (cm ² /m) άνω	A _{s,y,προν} (cm ² /m) κάτω	A _{s,y,προν} (cm ² /m) άνω	Κατά Χ	Κατά Χ	Κατά Υ	Κατά Υ
S1	Φ10/40 σπαστά Φ10/40 ίσια		Φ10/18(διανομής)	Φ10/15(απόσχισης)	Στήριξη Π1-Π2	Φ10/15	Στήριξη Π1-Π14	Φ10/40
S2	Φ10/40 σπαστά Φ10/40 ίσια		Φ10/19(διανομής)	Φ10/23(απόσχισης)	Στήριξη Π2-Π3 Στήριξη Π2-Π7	Φ10/19 Φ10/15	Στήριξη Π3-Π7 Στήριξη Π4-Π6	Φ10/27 Φ10/40
S3	Φ10/30 σπαστά Φ10/30 ίσια		Φ10/44 σπαστά Φ10/44 ίσια		Στήριξη Π3-Π4 Στήριξη Π3-Π6	Φ10/15 Φ10/15	Στήριξη Π4-Π15 Στήριξη Π15-Π8-Π11	Φ10/40 Φ10/17
S4	Φ10/44 σπαστά Φ10/44 ίσια		Φ10/25(διανομής)	Φ10/15	Στήριξη Π4-Π5 Στήριξη Π6-Π15	Φ10/15 Φ10/15	Στήριξη Π7-Π9 Στήριξη Π8-Π10	Φ10/40 Φ10/40
S5	Φ10/40(ελευθέρου άκρου)	Φ10/40(διανομής) Φ10/40(ελευθέρου άκρου)		Φ10/12	Στήριξη Π7-Π8 Στήριξη Π8-Π11 Στήριξη Π9-Π10	Φ10/15 Φ10/15 Φ10/15	Στήριξη Π9-Π12 Στήριξη Π11-Π13	Φ10/40
	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	Στήριξη Π10-Π11 Στήριξη Π12-Π13	Φ10/15 Φ10/15		
S6	Φ10/25(διανομής)		Φ10/50 σπαστά Φ10/50 ίσια					
S7	Φ10/40 σπαστά Φ10/40 ίσια		Φ10/34 σπαστά Φ10/34 ίσια					
S8	Φ10/40 σπαστά Φ10/40 ίσια		Φ10/50 σπαστά Φ10/50 ίσια					
S9	Φ10/40 σπαστά Φ10/40 ίσια		Φ10/32 σπαστά Φ10/32 ίσια					
S10	Φ10/40 σπαστά Φ10/40 ίσια		Φ10/40 σπαστά Φ10/40 ίσια					
S11	Φ10/50 σπαστά Φ10/50 ίσια		Φ10/42 σπαστά Φ10/42 ίσια					
S12	Φ10/44 σπαστά Φ10/44 ίσια		Φ10/50 σπαστά Φ10/50 ίσια					
S13	Φ10/16(απόσχισης)	Φ10/8(διανομής)		Φ10/10 σπαστά Φ10/10 ίσια Φ10/16				
S14	Φ10/40(ελευθέρου άκρου)	Φ10/17(διανομής) Φ10/40(ελευθέρου άκρου)						
	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)				
S15	Φ10/40(διανομής)	Φ10/14(απόσχισης)	Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια					

Πίνακας 4.5.8: Οπλισμός Πλακών Ισογείου

Πλάκες Ορόφου										
Πλάκες	lx(m)	ly(m)	h(m)	d(m)	A _{s,min,κυρ} (cm ² /m)	A _{s,max,κυρ} (cm ² /m)	s _{max,κυρ} (cm)	s _{max,δευτ} (cm)		
S1	3.73	9.45	0.15	0.115	1.55	46	25	40		
S2	4.34	4.75	0.2	0.165	2.23	66	25	40		
S3	7.75	4.81	0.2	0.165	2.23	66	25	40		
S4	12.60	4.80	0.2	0.165	2.23	66	25	40		
S5	2.40	4.80	0.25	0.215	2.91	86	25	40		
S6	7.50	2.00	0.15	0.115	1.55	46	25	40		
S7	12.55	7.35	0.4	0.365	4.93	146	25	40		
S8	4.85	7.35	0.2	0.165	2.23	66	25	40		
S9	4.90	5.10	0.2	0.165	2.23	66	25	40		
S10	3.30	9.52	0.15	0.115	1.55	46	25	40		
S11	9.95	9.27	0.3	0.265	3.58	106	25	40		
S12	2.50	14.07	0.15	0.115	1.55	46	25	40		
S13	32.27	1.00	0.15	0.115	1.55	46	25	40		
	A _{s,x,προν} (cm ² /m)	A _{s,x,προν} (cm ² /m)	A _{s,y,προν} (cm ² /m)	A _{s,y,προν} (cm ² /m)	Κατά Χ	Κατά Χ	Κατά Υ	Κατά Υ		
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	Στήριξη Π1-Π2	Φ10/15	Στήριξη Π2-Π7	Φ10/25		
S1	Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Φ10/40(διανομής)	Φ10/11(απόσχισης)	Στήριξη Π1-Π7	Φ10/15	Στήριξη Π3-Π7	Φ10/25		
S2	Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Στήριξη Π2-Π3	Φ10/16	Στήριξη Π4-Π6	Φ10/40		
S3	Φ10/36σπαστά Φ10/36 ίσια		Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Στήριξη Π3-Π4	Φ10/15				
S4	Φ10/40(διανομής)	Φ10/8(απόσχισης)	Φ10/46σπαστά Φ10/46 ίσια		Στήριξη Π4-Π5	Φ10/15	Στήριξη Π7-Π10	Φ10/24		
S5		Φ10/25(διανομής)		Φ10/14	Στήριξη Π5-Π6	Φ10/15	Στήριξη Π8-Π11	Φ10/15		
	Φ10/25(ελευθέρου άκρου)	Φ10/25(ελευθέρου άκρου)	Φ10/25(ελευθέρου άκρου)	Φ10/25(ελευθέρου άκρου)	Στήριξη Π7-Π8	Φ10/10				
	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	Στήριξη Π6-Π8	Φ10/22	Στήριξη Π6-Π12	Φ10/40		
S6	Φ10/40(διανομής)		Φ10/46 ίσια		Στήριξη Π8-Π9	Φ10/40	Στήριξη Π9-Π11	Φ10/15		
S7	Φ10/25(ελευθέρου άκρου)	Φ10/25(ελευθέρου άκρου)	Φ10/25(ελευθέρου άκρου)	Φ10/14	Στήριξη Π9-Π12	Φ10/18				
S8	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	Στήριξη Π10-Π11	Φ10/19				
S9	Φ10/40(διανομής)		Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Στήριξη Π11-Π12	Φ10/23				
S10	Φ10/32σπαστά Φ10/32 ίσια		Φ10/24 σπαστά Φ10/24 ίσια							
S11	Φ10/20σπαστά Φ10/20 ίσια		Φ10/32σπαστά Φ10/32 ίσια							
S12	Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Φ10/32 σπαστά Φ10/32 ίσια							
S13	Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια							
	Φ10/32σπαστά Φ10/32 ίσια		Φ10/32σπαστά Φ10/32 ίσια							
	Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια		Φ10/50σπαστά Φ10/50 ίσια							
	Φ10/25(ελευθέρου άκρου)	Φ10/25(ελευθέρου άκρου)	Φ10/25(ελευθέρου άκρου)	Φ10/26						
	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)	2Φ10(ελευθέρου άκρου)						

Πίνακας 4.5.9: Οπλισμός Πλακών Ορόφου

Κατακόρυφος Οπλισμός ακραίων περιοχών τοιχωμάτων										
Διατομές	$l_w(m)$	$h_w(m)$	$b_w(m)$	$h_{cr}(m)$	$l_c(m)$	$A_c(cm^2)$	$A_{s,v,max}(cm^2)$	$A_{s,v,min}(cm^2)$	$\rho_{max}(\%)$	$\rho_{min,cr}(\%)$
T1	2.64	10.8	0.3	2.64	0.45	1350	54	2.7	4	0.5
T2	1.5	10.8	0.3	1.8	0.45	1350	54	2.7	4	0.5
T3(angle)	1.8	10.8	0.3	1.8	0.45	1350	54	2.7	4	0.5
	1.42	10.8	0.3	1.8	0.45	1350	54	2.7	4	0.5
T4	1.5	10.8	0.3	1.8	0.45	1350	54	2.7	4	0.5
Πυρήνας										
ακραίο 1	2.5	10.8	0.25	2.5	0.4	937.5	37.5	1.875	4	0.5
ακραίο 2	2.5	1.5	0.25	2.5	0.4	937.5	37.5	1.875	4	0.5
γωνιακό 1	2.65/2.5	10.8	0.25	2.5	0.4/0.4	1375	55	2.75	4	0.5
γωνιακό 2	2.65/2.6	10.8	0.25	2.5	0.4/0.4	1375	55	2.75	4	0.5
	$\rho_v(\%)$	$d_{bl}(mm)$	n_l	n_b	n	Διάταξη ανά άκρο	γωνιακό άκρο	$b_{max}(cm)$	$b_{l_1}(cm)$	$b_{l_2}(cm)$
T1	3.6	25	4	3	10	10Φ25		40	12.17	10.75
T2	1.5	18	3	3	8	8Φ18		40	18.60	11.10
T3(angle)	2.9	25	3	3	8	8Φ25		40	18.25	10.75
	2.9	25	3	3	8	8Φ25		40	18.25	10.75
	3.3	25	4	3	12		12Φ25		12.17	10.75
T4	2.3	20	4	3	10	10Φ20		40	12.33	11.00
Πυρήνας										
ακραίο 1	4.0	25	3	3	8	8Φ25		40	14.50	8.25
ακραίο 2	4.0	25	3	3	8	8Φ25		40	14.50	8.25
γωνιακό 1	4.0	25	4	3	12		12Φ25	40	9.67	8.25
γωνιακό 2	4.0	25	4	3	12		12Φ25	40	9.67	8.25
Οριζόντιος Οπλισμός ακραίων περιοχών τοιχωμάτων										
τμησεις	$s_w(cm)$	$s_{w,max}(cm)$	Διάταξη	$A_{sh}(cm^2)$	$A_{sh,min}(cm^2)$	$s_{w,max}(cm)$				
3	10.00	16	Φ10/10	23.55	13.5	16				
3	33.64	16	Φ10/16	14.72	13.5	16				
3	21.41	16	Φ10/16	14.72	13.5	16				
3	17.44	16	Φ10/16	14.72	13.5	16				
4	23.26	16	Φ10/16	19.63	13.5	16				
3	21.22	16	Φ10/16	11.10	10	16				
4	20.93	16	Φ10/16	15.00	9.375	16				
4	20.93	16	Φ10/16	15.00	9.375	16				
4	34.13	16	Φ10/16	9.20	13.75	16				
4	34.13	16	Φ10/16	9.20	13.75	16				

Οπλισμός κορμού τοιχωμάτων										
Διατομές	$l_w(m)$	$h_w(m)$	$b_w(m)$	$h_{cr}(m)$	$l_m(m)$	$A_{cr,m}(cm^2)$	$s_{v,max}(cm)$	$\rho_{v,min}\%$	$\rho_{v,max}\%$	Διάταξη
T1	2.64	10.8	0.3	2.64	1.7	5220	40	2	4	2*12Φ10
T2	1.5	10.8	0.3	1.8	0.6	1800	40	2	4	2*4Φ10
T3(angle)	1.8	10.8	0.3	1.8	0.9	2700	40	2	4	2*6Φ10
	1.42	10.8	0.3	1.8	0.5	1560	40	2	4	2*3Φ10
T4	1.5	10.8	0.3	1.8	0.6	1800	40	2	4	2*4Φ10
Πυρήνας	2.5	10.8	0.25	2.5	1.7	4250	40	2	4	2*10Φ10
	2.65	10.8	0.25	2.65	1.9	4750	40	2	4	2*12Φ10
$A_{s,v}(cm^2)$	$\rho_v\%$	$s_v(cm)$	$s_{h,max}(cm)$	$\rho_{h,min}\%$	$A_{s,h}(cm^2)$	τμησεις	$s_{h,w}(cm)$	$\rho_h\%$	Διάταξη	Πρόσθετος εγκάρσιος/ m^2
0.785	3.6	13.4	40	1	0.5	2	20	1.7	Φ8/20	4Φ8
0.785	3.5	12.0	40	1	0.5	2	20	1.7	Φ8/20	4Φ8
0.785	3.5	12.9	40	1	0.5	2	20	1.7	Φ8/20	4Φ8
0.785	3.0	13.0	40	1	0.5	2	20	1.7	Φ8/20	4Φ8
0.785	3.5	12.0	40	1	0.5	2	15	2.2	Φ8/15	4Φ8
0.785	3.7	15.5	40	1	0.5	2	15	2.7	Φ8/15	4Φ8
0.785	4.0	14.6	40	1	0.5	2	15	2.7	Φ8/15	4Φ8
Οπλισμός Περιμετρικού Τοιχώματος										
Διπλή εσχάρα Φ12/15										

Πίνακας 4.5.10: Οπλισμός Τοιχωμάτων

Δοκοί						
Διαμήκης Οπλισμός						
Τοποθεσία						
	Άκρο Ι		Μέση		Άκρο J	
	$A_{s,top}(cm^2)$	$A_{s,bot}(cm^2)$	$A_{s,top}(cm^2)$	$A_{s,bot}(cm^2)$	$A_{s,top}(cm^2)$	$A_{s,bot}(cm^2)$
B1(25/60)	4Φ14	3Φ14	3Φ14	4Φ14	3Φ14	3Φ14
B2(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B3(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B4(25/65)	4Φ14	3Φ14	3Φ14	4Φ14	4Φ14	3Φ14
B5(25/40)	4Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B6(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B7(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B8(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B9(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B10(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B11(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	3Φ14	2Φ14
B12(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B13(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B14(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B15(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B16(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B17(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B18(25/60)	3Φ14	3Φ14	3Φ14	4Φ14	3Φ14	3Φ14
B19(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B20(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B21(25/60)	3Φ14	3Φ14	3Φ14	4Φ14	3Φ14	3Φ14
B22(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B23(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B24(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B25(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14

Πίνακας 4.5.11: Διαμήκης Οπλισμός Δοκών Υπογείου

Δοκοί						
Διαμήκης Οπλισμός						
Τοποθεσία						
	Άκρο Ι		Μέση		Άκρο J	
	A _{s,top} (cm ²)	A _{s,bot} (cm ²)	A _{s,top} (cm ²)	A _{s,bot} (cm ²)	A _{s,top} (cm ²)	A _{s,bot} (cm ²)
B1(25/60)	3Φ14	3Φ14	3Φ14	4Φ14	4Φ14	4Φ14
B2(25/40)	3Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B3(25/40)	2Φ14	2Φ14	3Φ14	5Φ14	2Φ14	2Φ14
B4(25/65)	2Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	3Φ14	2Φ14
B5(25/40)	3Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B6(25/60)	3Φ14	3Φ14	3Φ14	4Φ14	3Φ14	3Φ14
B7(25/60)	3Φ14	3Φ14	3Φ14	4Φ14	3Φ14	3Φ14
B8(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B9(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	3Φ14	2Φ14
B10(25/60)	3Φ14	3Φ14	3Φ14	4Φ14	3Φ14	3Φ14
B11(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B12(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B13(25/60)	3Φ14	3Φ14	3Φ14	4Φ14	4Φ14	3Φ14
B14(25/65)	4Φ14	3Φ14	4Φ14	6Φ14	3Φ14	3Φ14
B15(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B16(25/40)	3Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B17(25/40)	2Φ14	2Φ14	3Φ14	5Φ14	2Φ14	2Φ14
B18(25/60)	6Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	3Φ14	2Φ14
B19(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B20(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B21(25/60)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B22(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B23(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B24(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B25(25/40)	5Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	3Φ14	2Φ14
B26(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	3Φ14	2Φ14
B27(25/40)	3Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B28(25/40)	3Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B29(25/40)	3Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	3Φ14	2Φ14
B30(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B31(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B32(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B33(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B34(25/40)	3Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B35(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B36(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B37(25/40)	3Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B38(25/40)	3Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	3Φ14	2Φ14
B39(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B40(25/60)	3Φ14	3Φ14	3Φ14	4Φ14	3Φ14	3Φ14
B41(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B42(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B43(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B44(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14

Πίνακας 4.5.12: Διαμήκης Οπλισμός Δοκών Ισογείου

Δοκοί						
Διαμήκης Οπλισμός						
Τοποθεσία						
	Άκρο Ι		Μέση		Άκρο J	
	$A_{s,top}(cm^2)$	$A_{s,bot}(cm^2)$	$A_{s,top}(cm^2)$	$A_{s,bot}(cm^2)$	$A_{s,top}(cm^2)$	$A_{s,bot}(cm^2)$
B1(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B2(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B3(25/40)	2Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B4(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B5(25/40)	2Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B6(25/40)	3Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B7(25/40)	2Φ14	2Φ14	3Φ14	5Φ14	2Φ14	2Φ14
B8(25/40)	2Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B9(25/40)	3Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B10(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B11(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B12(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B13(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B14(25/40)	3Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B15(25/40)	2Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B16(25/40)	3Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B17(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B18(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B19(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B20(25/40)	2Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B21(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B22(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B23(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B24(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B25(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B26(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B27(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B28(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B29(25/40)	2Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B30(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B31(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B32(25/40)	2Φ14	2Φ14	3Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B33(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B34(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B35(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14
B36(25/40)	2Φ14	2Φ14	2Φ14	4Φ14	2Φ14	2Φ14

Πίνακας 4.5.13: Διαμήκης Οπλισμός Δοκών Ορόφου

Δοκοί			
Οπλισμός Διάτμησης			
Τοποθεσία			
	Άκρο Ι	Μέση	Άκρο J
	$A_{sw}/s(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_{sw}/s(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_{sw}/s(\text{cm}^2/\text{m})$
B1	Φ8/11	Φ8/37	Φ8/11
B2	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B3	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B4	Φ8/11	Φ8/41	Φ8/11
B5	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B6	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B7	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B8	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B9	Φ8/10	Φ8/23	Φ8/10
B10	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B11	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B12	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B13	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B14	Φ8/6	Φ8/24	Φ8/10
B15	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B16	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B17	Φ8/9	Φ8/24	Φ8/10
B18	Φ8/11	Φ8/37	Φ8/11
B19	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B20	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B21	Φ8/11	Φ8/37	Φ8/11
B22	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B23	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B24	Φ8/10	Φ8/23	Φ8/10
B25	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10

Πίνακας 4.5.14: Οπλισμός Διάτμησης Δοκών Υπογείου

Δοκοί			
Οπλισμός Διάτμησης			
Τοποθεσία			
	Άκρο Ι	Μέση	Άκρο J
	$A_{sw}/s(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_{sw}/s(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_{sw}/s(\text{cm}^2/\text{m})$
B1	Φ8/11	Φ8/21	Φ8/11
B2	Φ8/7	Φ8/10	Φ8/10
B3	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B4	Φ8/10	Φ8/28	Φ8/7
B5	Φ8/5	Φ8/20	Φ8/10
B6	Φ8/11	Φ8/37	Φ8/10
B7	Φ8/7	Φ8/25	Φ8/11
B8	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B9	Φ8/10	Φ8/16	Φ8/7
B10	Φ8/10	Φ8/21	Φ8/11
B11	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B12	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B13	Φ8/10	Φ8/18	Φ8/8
B14	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B15	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B16	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/9
B17	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B18	Φ8/11	Φ8/30	Φ8/11
B19	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B20	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B21	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B22	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B23	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B24	Φ8/10	Φ8/18	Φ8/9
B25	Φ8/6	Φ8/14	Φ8/10
B26	Φ8/10	Φ8/21	Φ8/7
B27	Φ8/7	Φ8/22	Φ8/9
B28	Φ8/7	Φ8/14	Φ9/10
B29	Φ8/6	Φ8/24	Φ8/7
B30	Φ8/8	Φ8/16	Φ8/10
B31	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B32	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B33	Φ8/10	Φ8/18	Φ8/10
B34	Φ8/10	Φ8/21	Φ8/10
B35	Φ8/10	Φ8/14	Φ8/10
B36	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B37	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B38	Φ8/8	Φ8/13	Φ8/10
B39	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B40	Φ8/10	Φ8/22	Φ8/11
B41	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B42	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B43	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B44	Φ8/9	Φ8/20	Φ8/10

Πίνακας 4.5.15: Οπλισμός Διάτμησης Δοκών Ισογείου

Δοκοί			
Οπλισμός Διάτμησης			
Τοποθεσία			
	Άκρο Ι	Μέση	Άκρο J
	$A_{sw}/s(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_{sw}/s(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_{sw}/s(\text{cm}^2/\text{m})$
B1	Φ8/10	Φ8/12	Φ8/7
B2	Φ8/8	Φ8/13	Φ8/10
B3	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B4	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B5	Φ8/8	Φ8/24	Φ8/10
B6	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B7	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B8	Φ8/9	Φ8/22	Φ8/7
B9	Φ8/7	Φ8/19	Φ8/10
B10	Φ8/7	Φ8/13	Φ8/10
B11	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B12	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B13	Φ8/8	Φ8/17	Φ8/7
B14	Φ8/7	Φ8/21	Φ8/10
B15	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B16	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B17	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B18	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B19	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B20	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B21	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B22	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B23	Φ8/10	Φ8/19	Φ8/10
B24	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B25	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B26	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B27	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B28	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B29	Φ8/9	Φ8/21	Φ8/10
B30	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B31	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B32	Φ8/10	Φ8/13	Φ8/7
B33	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B34	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B35	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10
B36	Φ8/10	Φ8/24	Φ8/10

Πίνακας 4.5.16: Οπλισμός Διάτμησης Δοκών Ορόφου

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

5.1 ΧΡΗΣΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Η δυναμική ανάλυση με χρονοϊστορία επιταχύνσεων αφορά την καταγραφή της απόκρισης ενός φορέα όταν σε αυτόν επιβληθεί ως δύναμη το επιταχυνσιογράφημα ενός σεισμού, η πραγματική δηλαδή σεισμική κίνηση κατά τη διάρκεια του σεισμικού γεγονότος. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε καταγραφές επιταχυνσιογραφημάτων είτε τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα. Σε κάθε περίπτωση όμως θα πρέπει τα δείγματα να είναι κατάλληλα επιλεγμένα όσον αφορά τα σειсмоγεννητικά χαρακτηριστικά των πηγών και τις εδαφικές συνθήκες της περιοχής του έργου καθώς και οι τιμές τους να έχουν υποστεί κλιμακώσεις για προσαρμογή στην τιμή του $ag * S$, για την ζώνη που εξετάζεται.

Επιπρόσθετα αυτών των βασικών κριτηρίων, η ομάδα των καταγραφών επιταχυνσιογραφημάτων, πρέπει να τηρεί τους ακόλουθους κανόνες (EC8 §3.2.3.1.2(4)):

1. Πρέπει να χρησιμοποιούνται τουλάχιστον τρία επιταχυνσιογραφήματα που δρουν ταυτόχρονα, αλλά με τον περιορισμό ότι το ίδιο επιταχυνσιογράφημα δεν μπορεί να χρησιμοποιείται ταυτόχρονα στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις
2. Η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου, που υπολογίζεται από τις μεμονωμένες χρονοϊστορίες, δεν θα είναι μικρότερη από την τιμή $ag * S$ για την θέση που εξετάζεται
3. Στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0.2T_1$ και $2T_1$, όπου T_1 είναι η θεμελιώδης περίοδος του φορέα στη διεύθυνση που θα εφαρμοστεί το επιταχυνσιογράφημα, καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος απόσβεσης 5% που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες δε θα είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης, με απόσβεση 5%.

5.2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑ (ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ)

Μία προσέγγιση που προσφέρει το λογισμικό SAP2000 για τη δυναμική ανάλυση ενός φορέα με χρονοϊστορία τιμών ενός μεγέθους και στη συγκεκριμένη περίπτωση της επιτάχυνσης είναι η εξής:

Με επαλληλία ιδιομορφών (mode superposition method): Πρόκειται για προσέγγιση που χρησιμοποιεί τη δυνατότητα απεικόνισης της χρονοϊστορίας τιμών σε αρμονικές διαφορετικής περιόδου. Με τον τρόπο αυτόν, η απόκριση του φορέα υπολογίζεται σε κάθε ιδιοπερίοδο, και με τη σύνθεση των επιμέρους αποκρίσεων μπορεί να υπολογιστεί η συνολική απόκριση του φορέα. Η μέθοδος αυτή προϋποθέτει τον προσδιορισμό των ιδιομορφών του φορέα με τον ορισμό μιας ιδιομορφικής ανάλυσης, ενώ στο SAP 2000 μπορεί να επιλεγεί ως Modal time-history analysis.

Αρχικά ο ορισμός της ανάλυσης με επιταχυνσιογράφημα στο SAP2000, απαιτεί τη δημιουργία της χρονοϊστορίας και στη συνέχεια τον καθορισμό του τύπου της φόρτισης που αυτή συνεπάγεται για τον φορέα. Για τις ανάγκες της τρέχουσας εργασίας θα χρησιμοποιηθούν οι εξής χρονοϊστορίες από καταγραφές σεισμών :

1. Αίγιο 1995
2. Καλαμάτα 1986
3. Λευκάδα 2003

Από το **Define → Functions → Time History** επιλέγεται στο **Choose Function Type to Add** το **Function from File** (προσθήκη χρονοϊστορίας από αρχείο). Επιλέγοντας Add New Function και μετά Browse, γίνεται αναζήτηση του αρχείου της χρονοϊστορίας. Όλες οι καταγραφές σεισμών θα αποτελούνται από χρονοϊστορίες τόσο κατά τη διαμήκη όσο και κατά την κάθετη διεύθυνση.

Σεισμός Αιγίου

Η μορφή των δεδομένων του σεισμού αποτελούνταν μόνο από μια στήλη με τιμές επιταχύνσεων.

Header Lines to Skip (γραμμές αρχείου που δεν πρέπει να ληφθούν υπόψη): 1 καθώς η πρώτη γραμμή του αρχείου περιέχει πληροφορίες για τη χρονοϊστορία και όχι τιμές δεδομένων.

Prefix Characters per Line to Skip (χαρακτήρες-πρόθεμα σε κάθε γραμμή): 0 καθώς δεν υπάρχει κάποιο πρόθεμα.

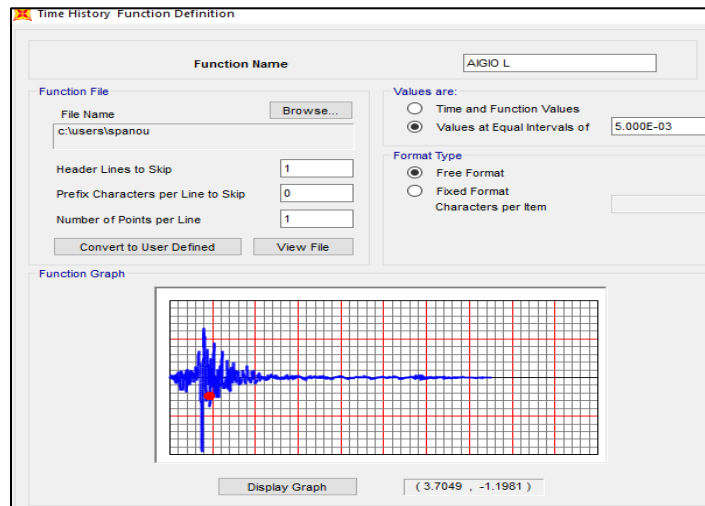
Number of Points per Line (αριθμός σημείων ανά γραμμή): 1 καθώς υπάρχει μία γραμμή δεδομένων για τη χρονοϊστορία.

Values are: Values at Equal Intervals of: 0.005s σύμφωνα με το χρονικό βήμα που ορίζεται στην πρώτη γραμμή του αρχείου

Format Type: Free Format εφόσον η κάθε τιμή στο αρχείο δεν έχει σταθερό αριθμό χαρακτήρων.

Function Name: AIGIO LONGITUDINAL

Αφού οριστούν πλήρως τα πεδία που προσδιορίζουν τη μορφή του αρχείου δεδομένων, το διάγραμμα της χρονοϊστορίας μπορεί να εμφανιστεί με την επιλογή Display Graph. Η ίδια διαδικασία ακολουθείται και για την κάθετη διεύθυνση. Όλες οι παραπάνω εντολές, όπως και το διάγραμμα που προκύπτει, φαίνονται στο ακόλουθο Σχήμα.

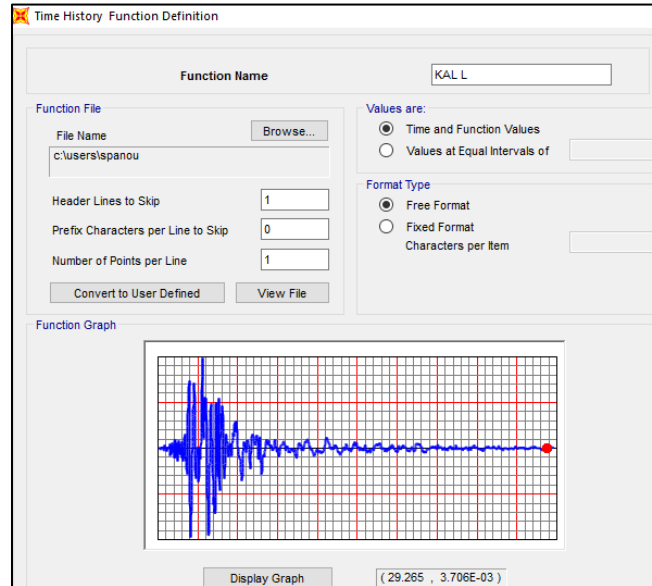


Σχήμα 5.2.1: Καθορισμός παραμέτρων για τη σεισμική καταγραφή του σεισμού του Αιγίου

Σεισμός Καλαμάτας

Ακολουθείται ακριβώς η ίδια διαδικασία, με τη μόνη διαφορά να έγκειται στη μορφή του αρχείου δεδομένων που παρουσιάζονται σε ζεύγη τιμών χρόνου-μεγέθους και συγκεκριμένα περιόδου-επιτάχυνσης, η οποία αποτυπώνεται στην εντολή :

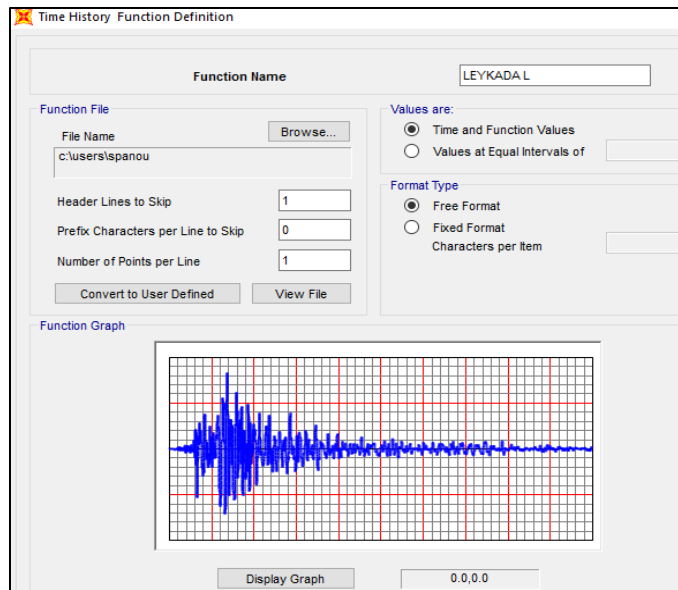
Values are: Time and Function Values



Σχήμα 5.2.2: Καθορισμός παραμέτρων για τη σεισμική καταγραφή του σεισμού της Καλαμάτας

Σεισμός Λευκάδας

Η μορφή των δεδομένων της χρονιστορίας επιταχύνσεων είναι όμοια με αυτή του σεισμού της Καλαμάτας, συνεπώς εφαρμόζεται η προηγούμενη μέθοδος εισαγωγής.



Σχήμα 5.2.3: Καθορισμός παραμέτρων για τη σεισμική καταγραφή του σεισμού της Λευκάδας

Η μέθοδος που επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί για δυναμική ελαστική ανάλυση με χρήση επιταχυνσιογραφήματος, είναι η μέθοδος επαλληλίας των ιδιομορφών. Η νέα φορτιστική κατάσταση ορίζεται από την εντολή **Define → Load Cases - Add New Load Case**

Load Case Type :Time History

Τα φορτία που επιβάλλονται για τη δεδομένη φορτιστική περίπτωση είναι :

- $G+0.6Q$ για το χρονικό διάστημα από 0-4s. Αυτό καθορίζεται από την συνάρτηση που προϋπάρχει στο SAP και ονομάζεται Ramprth, η οποία περιγράφει τη βαθμιδωτή διέγερση με πεπερασμένο χρόνο ανάπτυξης.
- Με το πέρας των 4s , επιβάλλεται ο σεισμός, με μεγέθη επιτάχυνσης, τύπου Accel (επιτάχυνση) κατά X (U1) για σεισμό κατά την οριζόντια διεύθυνση x, ενώ η φόρτιση είναι τύπου Accel κατά Y (U2), για σεισμό κατά την οριζόντια διεύθυνση y. Χρησιμοποιούνται όλες οι χρονοϊστορίες που ορίστηκαν στο κεφάλαιο 5.2. Καθώς οι συγκεκριμένες χρονοϊστορίες ορίστηκαν σε μονάδες m/s^2 , τίθεται συντελεστής 1 (Scale factor). Ο τύπος της ανάλυσης που ορίζεται αντιστοιχεί σε γραμμική ελαστική ανάλυση (Linear), ενώ επιλέγεται η μέθοδος ανάλυσης με επαλληλία ιδιομορφών (Modal), στην οποία δίνεται σταθερή απόσβεση ίση με 5% από το Modal Damping-Constant at 0.05 (συνήθης τιμή

απόσβεσης για φορείς σπλισμένου σκυροδέματος). Στην ανάλυση δίνεται κάθε φορά η αντίστοιχη ονομασία για κάθε σεισμική καταγραφή που αφορά.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	AIGIO L	1.

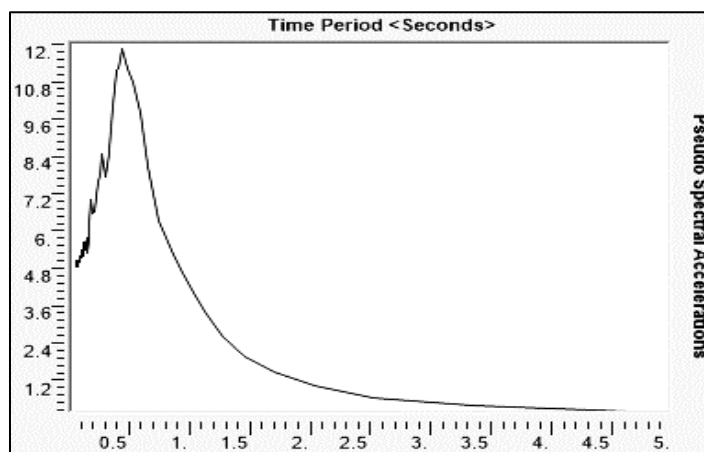
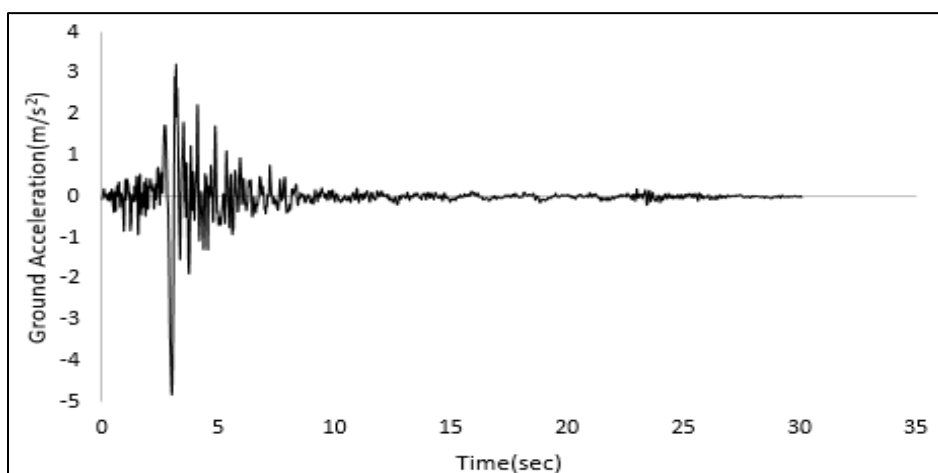
Σχήμα 5.2.4: Καθορισμός παραμέτρων δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας τιμών με τη μέθοδο επαλληλίας ιδιομορφών.

Στα πεδία **Number of Output Time Steps** και **Output Time Step Size** καθορίζεται η πυκνότητα των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν μέσω της επιλογής του χρονικού βήματος. Για κάθε σεισμική καταγραφή τα πεδία αυτά ορίζονται στα δεδομένα του κάθε επιταχυνσιογραφήματος.

5.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

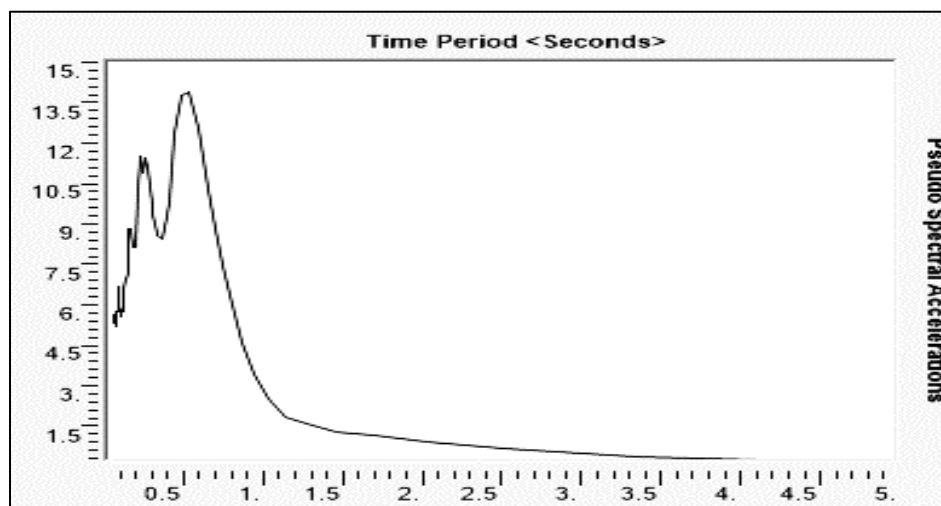
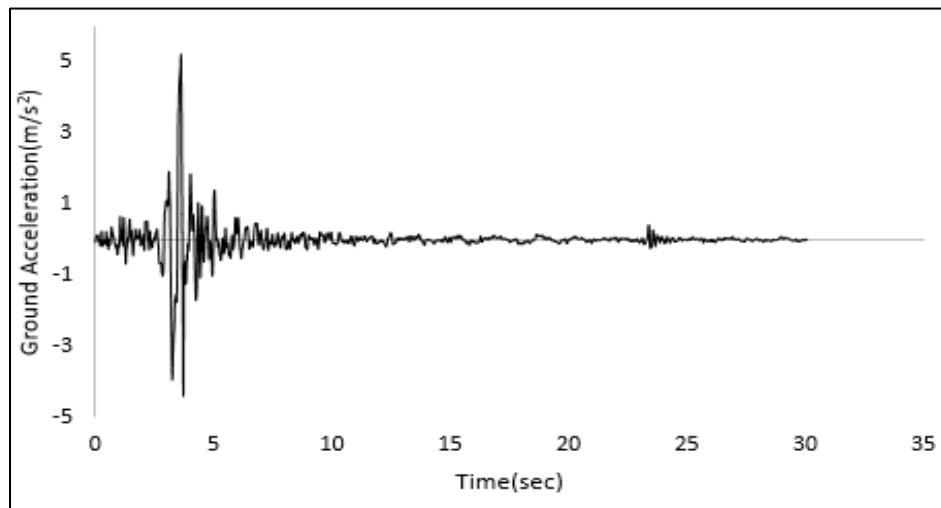
Από το SAP2000 για τους σεισμούς που επιλέχθηκαν προκύπτουν τα παρακάτω διαγράμματα, που παρουσιάζουν την χρονοϊστορία επιταχύνσεων για κάθε σεισμό καθώς και το φάσμα απόκρισης αντίστοιχα.

Αναφορικά με τον σεισμό του Αιγίου κατά τη διαμήκη διεύθυνση, όπως φαίνεται από την ακόλουθη χρονοϊστορία επιταχύνσεων, ο σεισμός έχει διάρκεια 30s. Η μέγιστη επιτάχυνση παρατηρείται ανάμεσα στο χρονικό διάστημα 2-7s και παρουσιάζει ως μέγιστη την τιμή -4.83m/s^2 στα 3s.



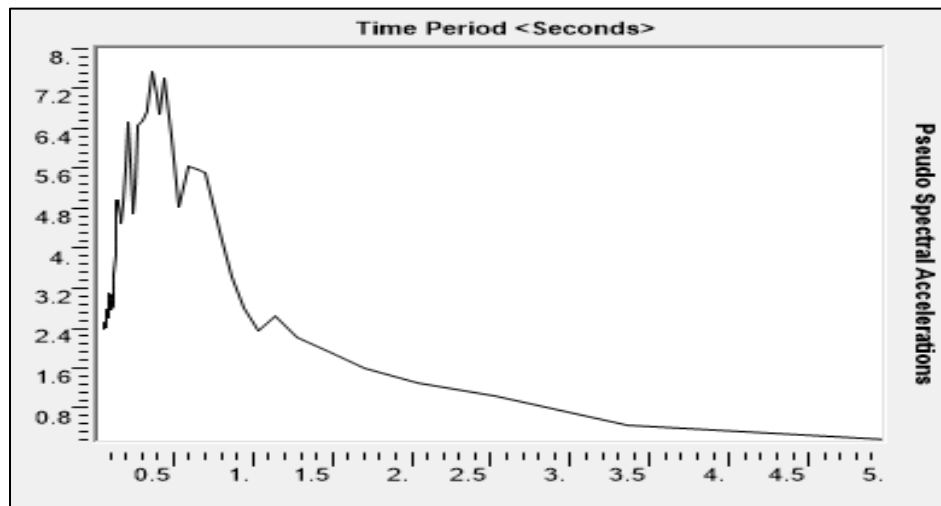
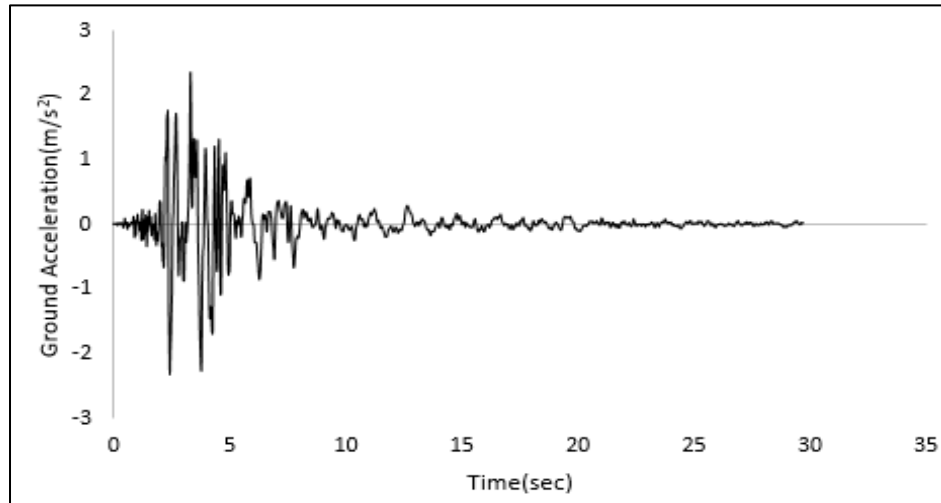
Σχήμα 5.3.1: : Τυπική μορφή αρχείου δεδομένων και διαγράμματος χρονοϊστορίας επιταχύνσεων, όπως και διαγράμματος φάσματος απόκρισης (καταγραφή του σεισμού του Αιγίου κατά την διεύθυνση x, 1995)

Αναφορικά με τον σεισμό του Αιγίου κατά την εγκάρσια διεύθυνση, όπως φαίνεται από την ακόλουθη χρονοϊστορία επιταχύνσεων, ο σεισμός έχει διάρκεια 30s. Η μέγιστη επιτάχυνση παρατηρείται ανάμεσα στο χρονικό διάστημα 3-7s και παρουσιάζει ως μέγιστη την τιμή 5.22m/s^2 στα 3.6s.



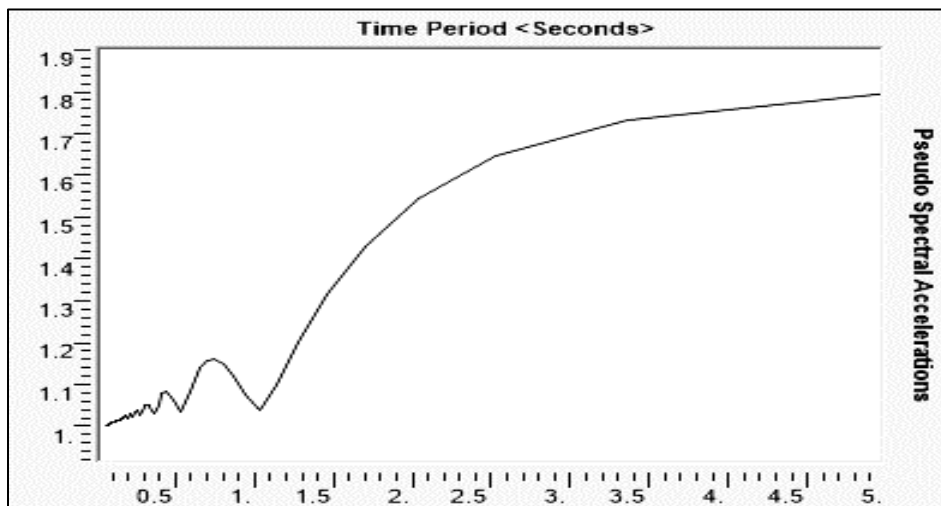
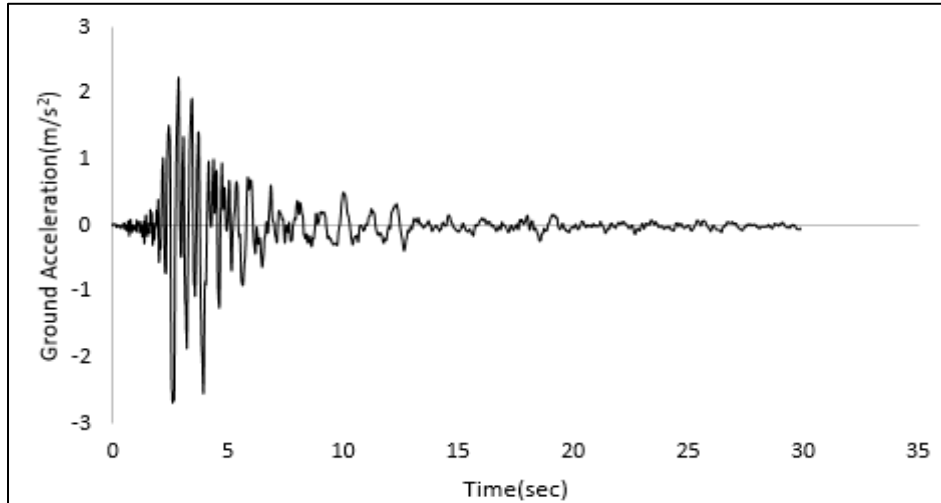
Σχήμα 5.3.2: Τυπική μορφή αρχείου δεδομένων και διαγράμματος χρονοϊστορίας επιταχύνσεων, όπως και διαγράμματος φάσματος απόκρισης (καταγραφή του σεισμού του Αιγίου κατά την διεύθυνση γ, 1995

Ο σεισμός της Καλαμάτας κατά την διαμήκη διεύθυνση, όπως φαίνεται από την ακόλουθη χρονοϊστορία επιταχύνσεων, έχει διάρκεια 30s. Η μέγιστη επιτάχυνση παρατηρείται ανάμεσα στο χρονικό διάστημα 2.5-7.5s και παρουσιάζει ως μέγιστη την τιμή 2.35m/s^2 στα 3.3s.



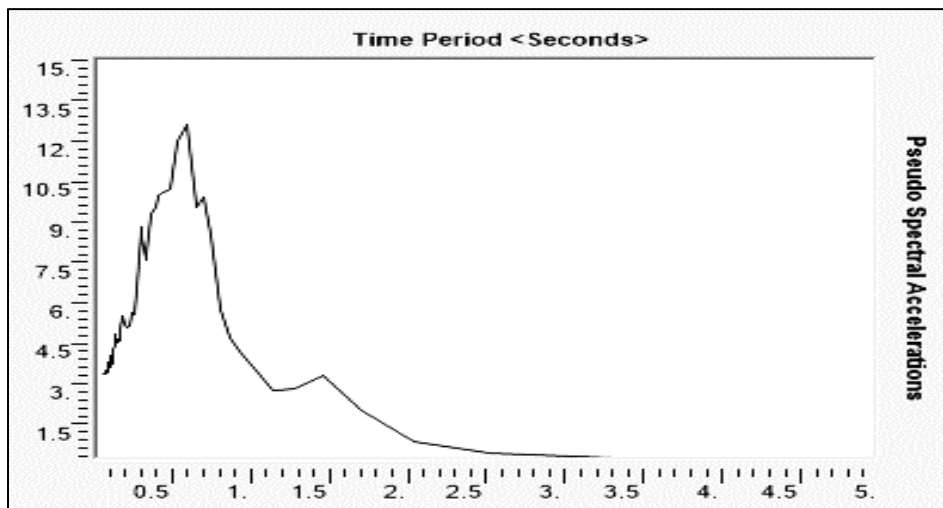
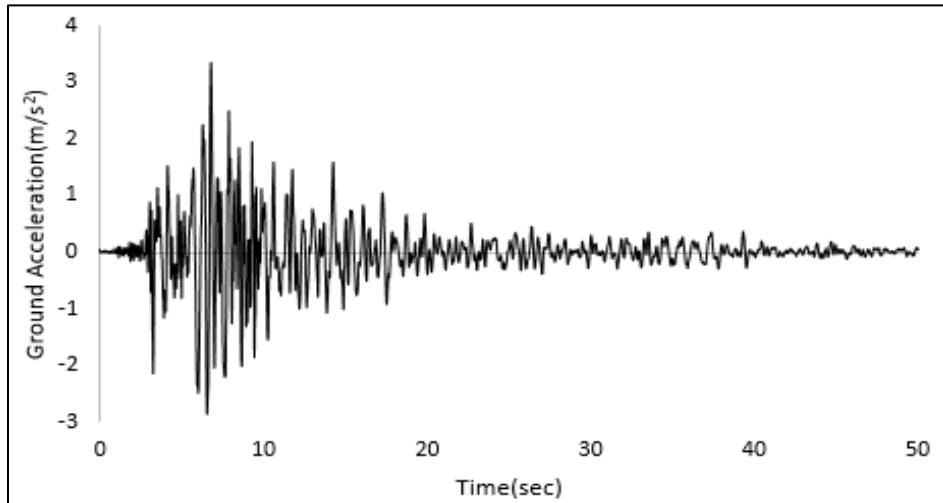
Σχήμα 5.3.3: Τυπική μορφή αρχείου δεδομένων και διαγράμματος χρονοϊστορίας επιταχύνσεων, όπως και διαγράμματος φάσματος απόκρισης (καταγραφή του σεισμού της Καλαμάτας κατά την διεύθυνση x, 1986).

Ο σεισμός της Καλαμάτας κατά την εγκάρσια διεύθυνση, όπως φαίνεται από την ακόλουθη χρονοϊστορία επιταχύνσεων, έχει διάρκεια 30s. Η μέγιστη επιτάχυνση παρατηρείται ανάμεσα στο χρονικό διάστημα 2-12s και παρουσιάζει ως μέγιστη την τιμή -2.67m/s^2 στα 2.7s.



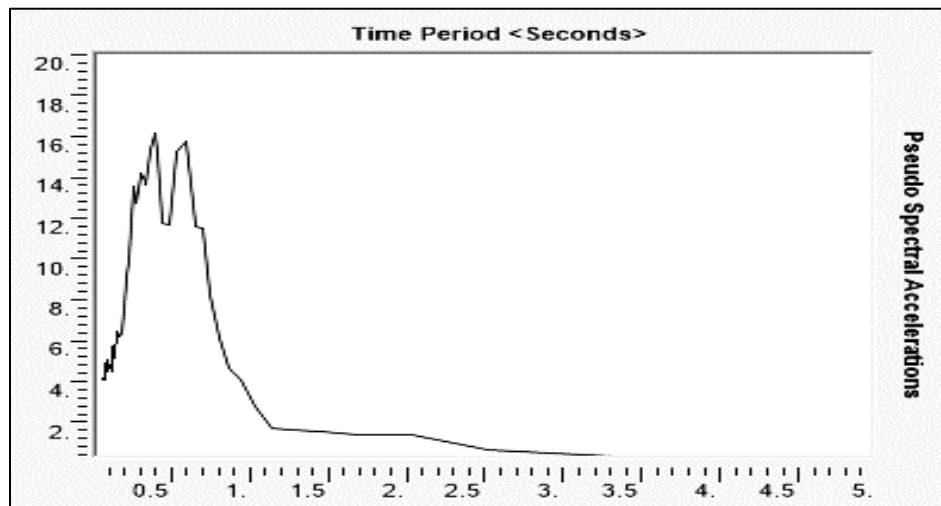
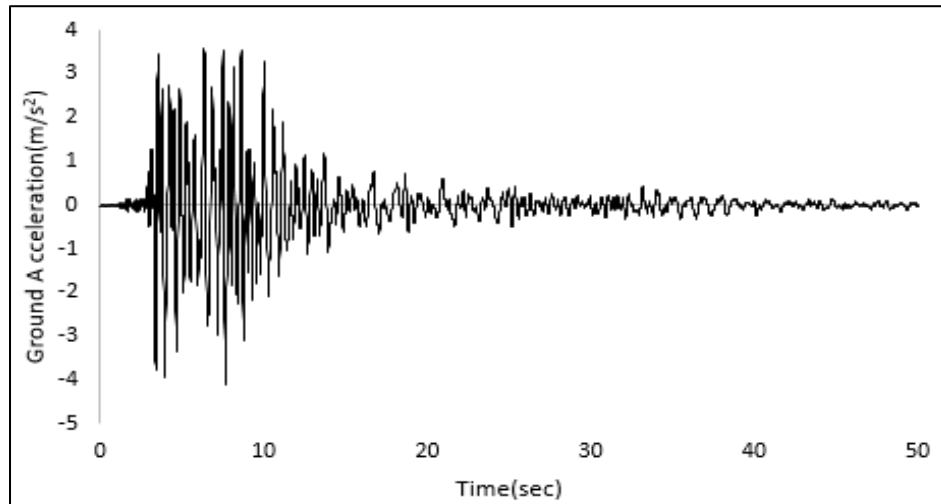
Σχήμα 5.3.4: Τυπική μορφή αρχείου δεδομένων και διαγράμματος χρονοϊστορίας επιταχύνσεων, όπως και διαγράμματος φάσματος απόκρισης (καταγραφή του σεισμού της Καλαμάτας κατά την διεύθυνση γ, 1986).

Ο σεισμός της Λευκάδας κατά την διαμήκη διεύθυνση, όπως φαίνεται από την ακόλουθη χρονοϊστορία επιταχύνσεων, έχει διάρκεια 50s. Η μέγιστη επιτάχυνση παρατηρείται ανάμεσα στο χρονικό διάστημα 3.5-17.5s και παρουσιάζει ως μέγιστη την τιμή 3.3m/s^2 στα 6.8s.



Σχήμα 5.3.5: Τυπική μορφή αρχείου δεδομένων και διαγράμματος χρονοϊστορίας επιταχύνσεων, όπως και διαγράμματος φάσματος απόκρισης (καταγραφή του σεισμού της Λευκάδας κατά την διεύθυνση x, 2003).

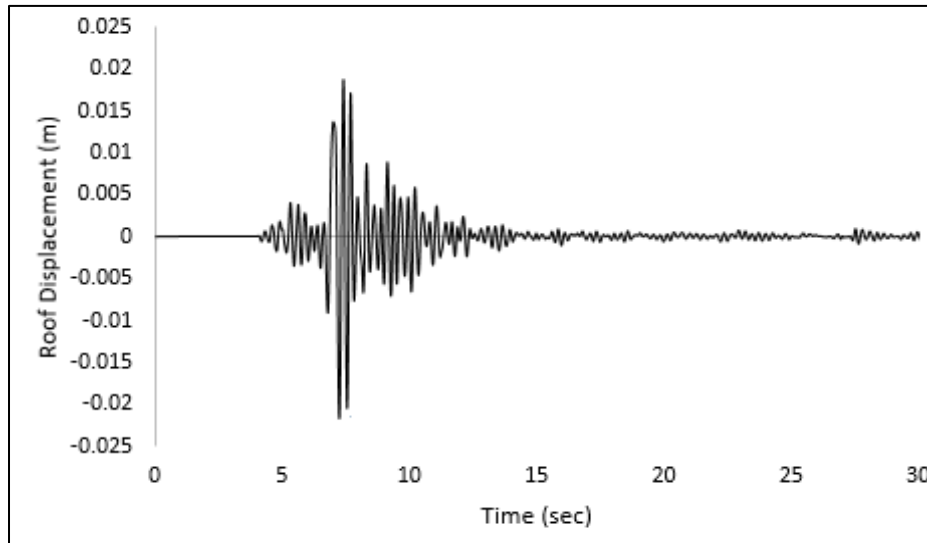
Ο σεισμός της Λευκάδας κατά την εγκάρσια διεύθυνση, όπως φαίνεται από την ακόλουθη χρονοϊστορία επιταχύνσεων, έχει διάρκεια 50s. Η μέγιστη επιτάχυνση παρατηρείται ανάμεσα στο χρονικό διάστημα 3-14s και παρουσιάζει ως μέγιστη την τιμή -4.08m/s^2 στα 7.65s.



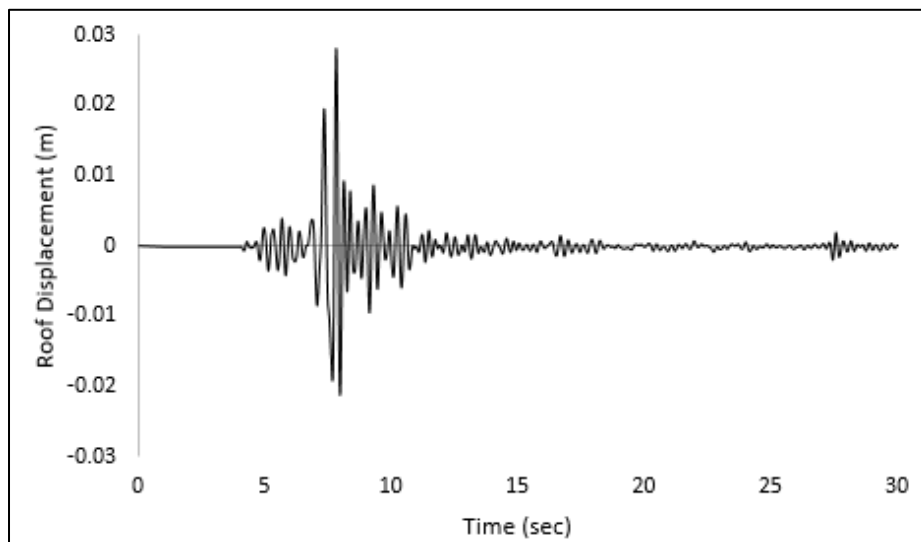
Σχήμα 5.3.6: Τυπική μορφή αρχείου δεδομένων και διαγράμματος χρονοϊστορίας επιταχύνσεων, όπως και διαγράμματος φάσματος απόκρισης (καταγραφή του σεισμού του Συντάγματος κατά την διεύθυνση γ, 1999).

ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΚΟΜΒΟΥ ΟΡΟΦΗΣ

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι μετακινήσεις του κόμβου κορυφής που παρουσιάζει τη μέγιστη μετατόπιση.

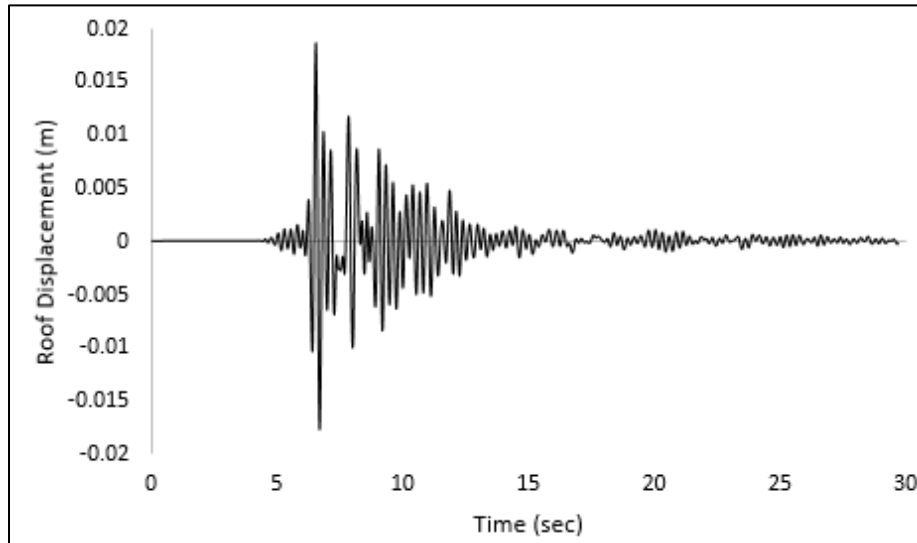


Σχήμα 5.3.7: Μετακίνηση κορυφής φορέα από ΩΣ για τη σεισμική διέγερση κατά τη διαμήκη διεύθυνση "Αίγιο 1995"

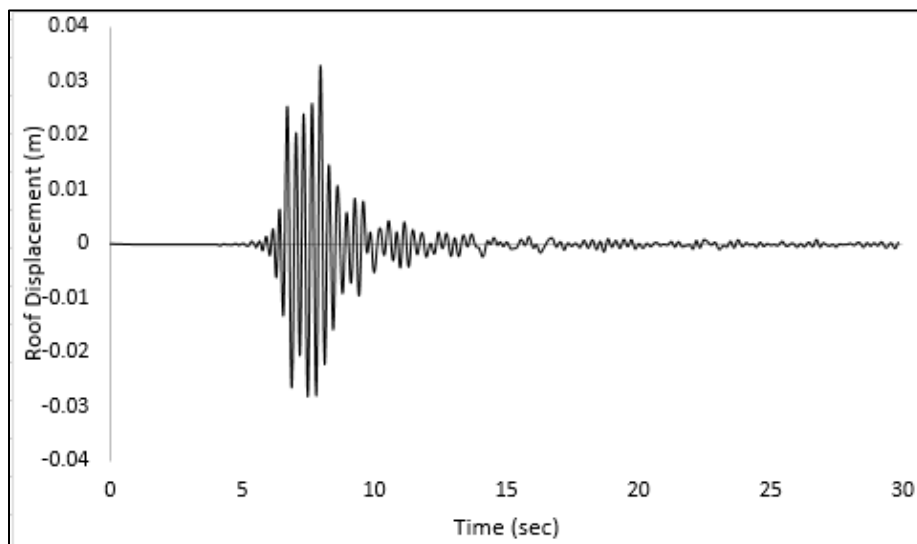


Σχήμα 5.3.8: Μετακίνηση κορυφής φορέα από ΩΣ για τη σεισμική διέγερση κατά την εγκάρσια διεύθυνση "Αίγιο 1995"

Η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου κορυφής, όσον αφορά το σεισμό του Αιγίου είναι -0.021m και παρατηρείται στα 7.2s . Αντίστοιχα για την εγκάρσια διεύθυνση του ίδιου σεισμού, η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου είναι 0.028m και παρατηρείται στα 7.8s .

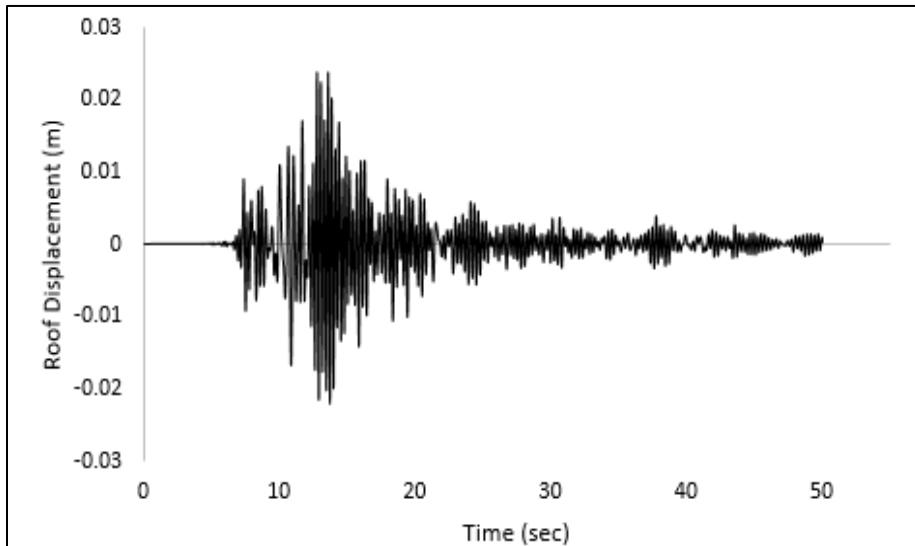


Σχήμα 5.3.9: Μετακίνηση κορυφής φορέα από ΩΣ για τη σεισμική διέγερση κατά τη διαμήκη διεύθυνση “Καλαμάτα 1986”

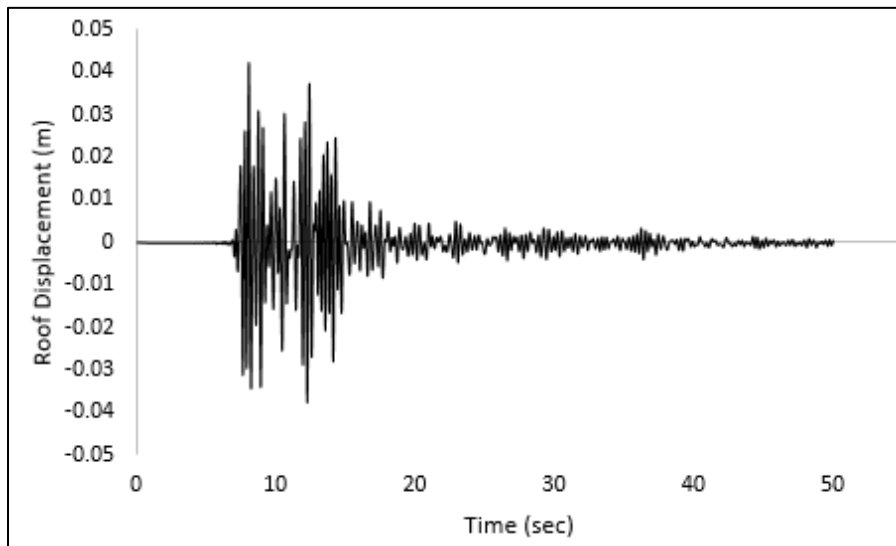


Σχήμα 5.3.10: Μετακίνηση κορυφής φορέα από ΩΣ για τη σεισμική διέγερση κατά την εγκάρσια διεύθυνση “Καλαμάτα 1986”

Η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου κορυφής, όσον αφορά τον διαμήκη σεισμό της Καλαμάτας είναι 0.018m και παρατηρείται στα 6.53s. Αντίστοιχα για την εγκάρσια διεύθυνση του ίδιου σεισμού, η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου είναι 0.033m και παρατηρείται στα 8s.



Σχήμα 5.3.11: Μετακίνηση κορυφής φορέα από ΩΣ για τη σεισμική διέγερση κατά τη διαμήκη διεύθυνση "Λευκάδα 2003"



Σχήμα 5.3.12: : Μετακίνηση κορυφής φορέα από ΩΣ για τη σεισμική διέγερση κατά την εγκάρσια διεύθυνση "Λευκάδα 2003"

Η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου κορυφής, όσον αφορά το σεισμό της Λευκάδας είναι 0.023m και παρατηρείται στα 13s. Αντίστοιχα για την εγκάρσια διεύθυνση του ίδιου σεισμού, η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου είναι 0.042m και παρατηρείται στα 7.74s.

Ακολουθεί ένας συγκεντρωτικός πίνακας των μέγιστων επιταχύνσεων και των μέγιστων μετακινήσεων κόμβου κορυφής, κατά τη διάρκεια των ελαστικών αναλύσεων χρονοϊστορίας:

Σεισμός	Μέγιστη επιτάχυνση(m/s ²)	Χρονική στιγμή(sec)	Μέγιστη μετακίνηση(m)	Χρονική στιγμή(sec)
Αίγιο Διαμήκης	-4.83	3	-0.021	7.2
Αίγιο Εγκάρσιος	5.22	3.6	0.028	7.8
Καλαμάτα Διαμήκης	2.35	3.3	0.018	6.53
Καλαμάτα Εγκάρσιος	-2.67	2.7	0.033	8
Λευκάδα Διαμήκης	3.3	6.8	0.023	13
Λευκάδα Εγκάρσιος	-4.08	7.65	0.042	7.74

Πίνακας 5.3.13: Αποτελέσματα ελαστικών αναλύσεων χρονοϊστορίας

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

6.1 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

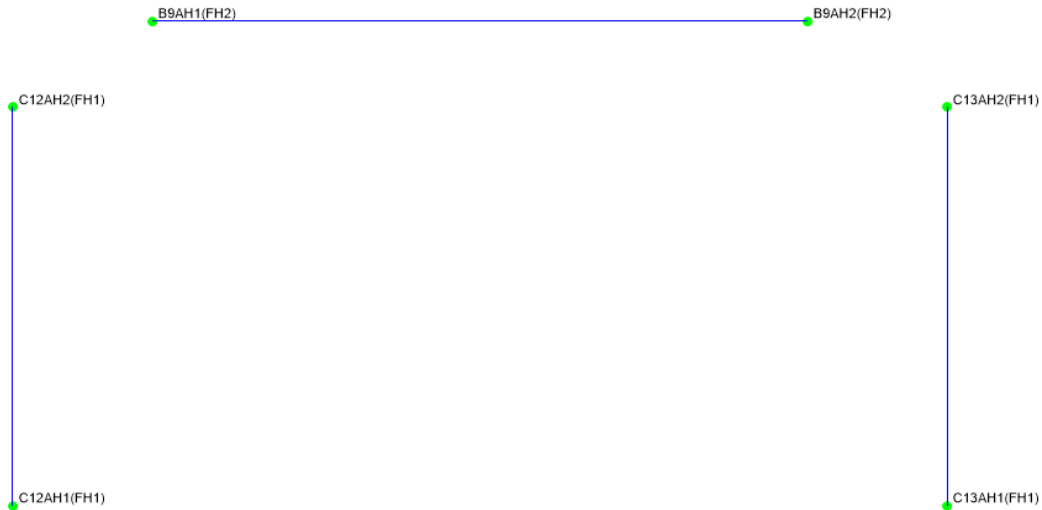
Η μη-γραμμική ανελαστική ανάλυση χρονοιστορίας υπολογίζει την απόκριση του φορέα λαμβάνοντας υπόψη την μετελαστική συμπεριφορά των στοιχείων του φέροντα οργανισμού. Υπό το πρίσμα αυτό, η ανελαστική ανάλυση περιγράφει ορθότερα την απόκριση της κατασκευής κατά τη διάρκεια οποιουδήποτε σεισμικού γεγονότος.

Υπάρχουν περιπτώσεις για τις οποίες η ανάλυση των κατασκευών υπό σεισμικά φορτία με την μέθοδο του φάσματος απόκρισης δεν είναι επαρκής. Ο πιο ακριβής τρόπος υπολογισμού των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων που αναπτύσσονται σε μια κατασκευή στο σεισμό είναι η χρήση καταγραφών ισχυρής εδαφικής κίνησης και η εν χρόνω αριθμητική ολοκλήρωση των διαφορικών εξισώσεων ισορροπίας.

Είναι γνωστό πως οι κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος παρουσιάζουν σημαντικό εύρος μετελαστικής συμπεριφοράς κατά τη σεισμική τους απόκριση, εφόσον πληρούνται συγκεκριμένες προϋποθέσεις μόρφωσης του φέροντος οργανισμού και διαστασιολόγησης των δομικών στοιχείων. Το παραπάνω γεγονός λαμβάνεται υπόψη στη φιλοσοφία όλων των σύγχρονων Αντισεισμικών Κανονισμών, με την υιοθέτηση απομειωμένων σεισμικών φορτίων κατά το σχεδιασμό των κατασκευών βάσει του συντελεστή συμπεριφοράς q . Η φασματική ανάλυση αφορά το καθαρά γραμμικό ελαστικό εύρος απόκρισης, ακολουθώντας στη συγκεκριμένη εργασία τη δυναμική φασματική προσέγγιση. Ο φορέας αναμένεται να παραλάβει την υπολειπόμενη σεισμική επιβάρυνση, μέσω της ανάπτυξης κατάλληλου μηχανισμού πλαστικών αρθρώσεων σε προσεκτικά διαστασιολογημένες διατομές των δομικών στοιχείων.

Για την πραγματοποίηση ανελαστικής ανάλυσης στο πρόγραμμα SAP 2000 παρέχεται η δυνατότητα προσομοίωσης της ανελαστικής συμπεριφοράς σε σημεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας ενός φορέα με τη χρήση πλαστικών αρθρώσεων (Hinges). Ως θέσεις πιθανής ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται οι διατομές στην αρχή και στο τέλος των δομικών

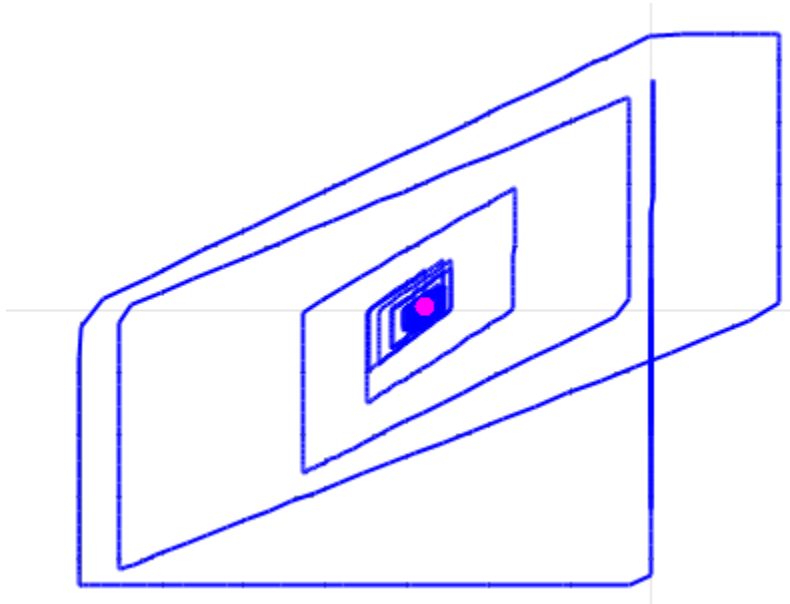
στοιχείων, καθώς πρόκειται για τα σημεία του φορέα όπου αναπτύσσονται οι μέγιστες καμπτικές ροπές κατά τη σεισμική φόρτιση. Ο τύπος πλαστικών αρθρώσεων που κατά κανόνα χρησιμοποιείται, αναφέρεται σε μονοαξονική κάμψη (M3) για τις δοκούς και σε αλληλεπίδραση διαξονικής κάμψης με αξονικό φορτίο (P-M2-M3) για τα υποστυλώματα. Ο ορισμός στο SAP2000, έγινε με προσδιορισμό των αρθρώσεων από τον χρήστη (user-defined) και στη συνέχεια αυτόματα το πρόγραμμα δημιουργεί τις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων για κάθε ξεχωριστή πλαστική άρθρωση σε όλες τις διαφορετικές τοποθεσίες. Οι πλαστικές αρθρώσεις (Fiber Hinges), μπορούν να δημιουργηθούν σε διατομές σπλισμένου σκυροδέματος, βασισμένες στη συμπεριφορά του υλικού που χρησιμοποιείται, σε όρους τάσεων- παραμορφώσεων για ορθογωνικές διατομές. Η πλαστική άρθρωση σε μια διατομή ενεργοποιείται μόνο όταν η ροπή από την ανάλυση ξεπεράσει την αντίστοιχη ροπή διαρροής δηλαδή η τάση κάποιας ίνας ξεπεράσει την ελαστική.



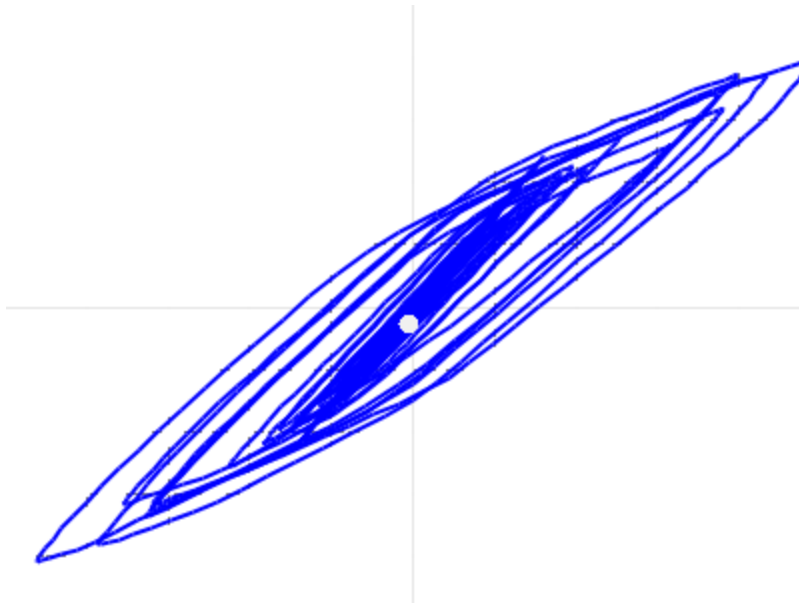
Σχήμα 6.1.1: Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων

ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Ενδεικτικά παρουσιάζονται τα διαγράμματα M-θρl κάποιων συγκεκριμένων πλαστικών αρθρώσεων όπου εμφανίζεται τόσο ο ελαστικός όσο και ο ανελαστικός κρατυνόμενος κλάδος. Επίσης παρουσιάζεται και η διαφορά στην αποφόρτιση για την περίπτωση δοκού και υποστυλώματος.



Σχήμα 6.1.3: Ανελαστική συμπεριφορά δοκού



Σχήμα 6.1.4: Ανελαστική συμπεριφορά υποστυλώματος

Όπως φαίνεται στο σχήμα, οι διατομές παρουσιάζουν υστερητική συμπεριφορά. Παρατηρείται αρχικά φόρτιση της διατομής και ελαστική συμπεριφορά μέχρι να φτάσει στο σημείο διαρροής. Στη συνέχεια αρχίζει μια κυκλική φόρτιση και πλήρης αντιστροφή του φορτίου.

6.2 ΣΧΕΣΗ ΔΕΙΚΤΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ μ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ρ

ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ μ

Σύμφωνα με τη φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού οι κατασκευές επιτρέπεται να διαρρεύσουν εάν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού, όμως θα πρέπει οι βλάβες να είναι επιδιορθώσιμες και ελεγχόμενες. Αυτό καθορίζεται από το βαθμό παραμόρφωσης της κατασκευής στην πλαστική περιοχή, δηλαδή τη μέγιστη ανελαστική παραμόρφωση που θα αναπτύξουν τα δομικά μέλη. Ο δείκτης πλαστιμότητας μ εκφράζει την ικανότητα παραμόρφωσης μιας κατασκευής σε ένα σεισμό και ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης που θα αναπτυχθεί προς τη μετακίνηση διαρροής

$$\mu = \frac{dm}{dy}$$

Όταν ο δείκτης μ ισούται με τη μονάδα η κατασκευή συμπεριφέρεται ελαστικά. Όσο μεγαλύτερος από τη μονάδα είναι τόσο μεγαλύτερη είναι η πλαστική παραμόρφωση και συνεπώς τόσο μεγαλύτερες είναι οι βλάβες που θα αναπτυχθούν στην κατασκευή.

Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας μ , καθορίζεται από:

- Το υλικό κατασκευής, όσο πιο όλκιμο είναι το υλικό τόσο μεγαλύτερες είναι οι επιτρεπόμενες τιμές του μ
- Το στατικό σύστημα, όσο πιο υπερστατική είναι μια κατασκευή τόσο μεγαλύτερη η σεισμική συμπεριφορά της καθώς κάποια τοπική αστοχία δεν την θέτει σε κίνδυνο, λόγω της ανακατανομής της έντασης που θα προκύψει αλλά και λόγω της αντοχής των υπολοίπων μελών που δεν έχουν υποστεί σημαντικές βλάβες

Ο Ευρωκώδικας, μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q , ο οποίος υπολογίζεται σύμφωνα με το στατικό σύστημα, το υλικό και την κατηγορία πλαστιμότητας της κατασκευής, καθορίζει έμμεσα τον δείκτη πλαστιμότητας μ , έτσι ώστε να τηρείται το κριτήριο περιορισμού των βλαβών.

ΣΧΕΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ –ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Σε μια κατασκευή το επίπεδο βλαβών που θα παρουσιάσει καθορίζεται από το δείκτη μ , συνεπώς εξαρτάται από όρους μετακινήσεων και όχι δυνάμεων, καθώς δεν αυξάνονται σημαντικά στον πλαστικό κλάδο. Παρόλα αυτά η διαστασιολόγηση πραγματοποιείται με όρους δυνάμεων, εισάγοντας την κατάλληλη τιμή σχεδιασμού F_d και λαμβάνοντας υπόψιν το συντελεστή q και όχι το δείκτη μ . Προκύπτει συνεπώς η ανάγκη συσχέτισης αυτών των δύο παραμέτρων. Για να υλοποιηθεί αυτή η συσχέτιση θα χρησιμοποιήσουμε τις σχέσεις Vidic et al (1994), η οποία θεωρεί πως η τιμή q μειώνεται γραμμικά με την περίοδο σε σύγκριση με την τιμή της πλαστιμότητας μ και τείνει στην τιμή $q=1$ για $T=0s$.

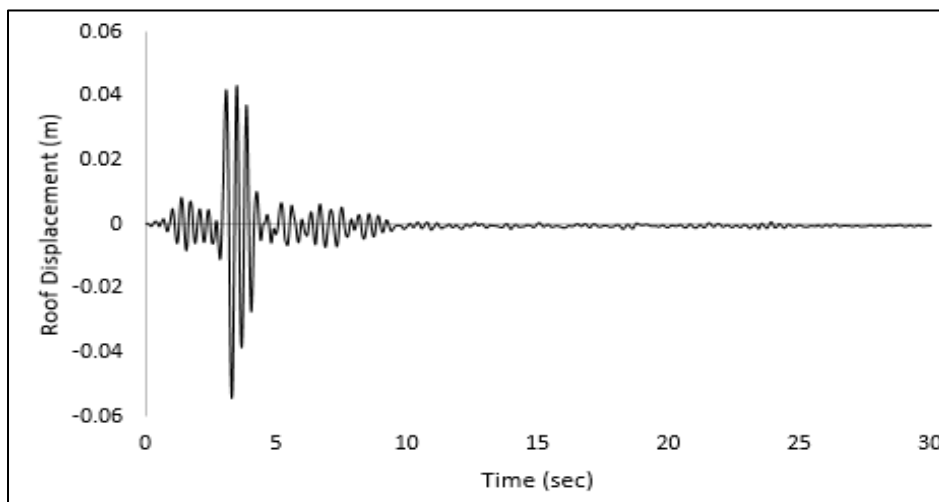
Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής ισούται με $T_1 = 0.40 s$, και ισχύει $T_1 < T_o \approx T_c = 0.50 s$, συνεπώς η κατασκευή βρίσκεται στην αρχή των ίσων ενεργειών και ισχύει η σχέση

$$q = (\mu-1)*T/T_o + 1$$

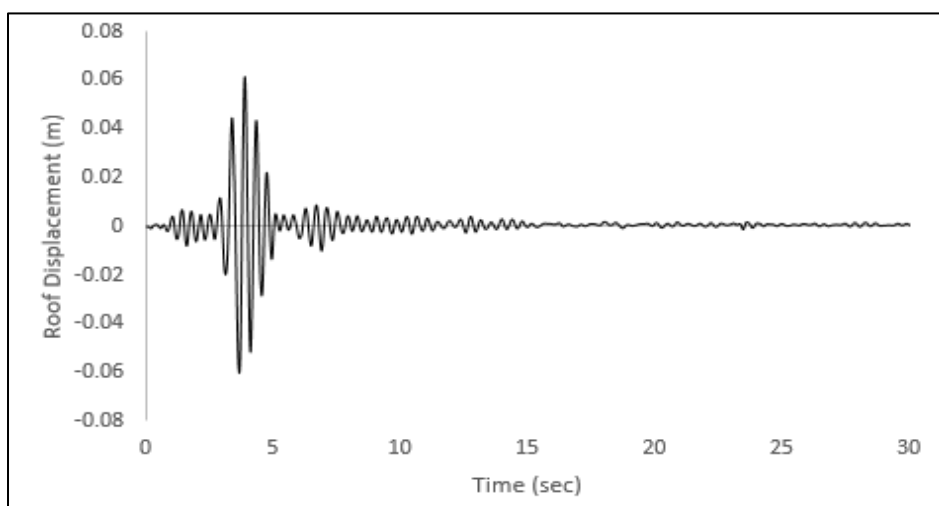
όπου $T_o = 0.65*\mu^{0.3}*T_c$

6.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι μετακινήσεις του κόμβου κορυφής που παρουσιάζει τη μέγιστη μετατόπιση, κατά τη διάρκεια των ανελαστικών αναλύσεων χρονοϊστορίας.

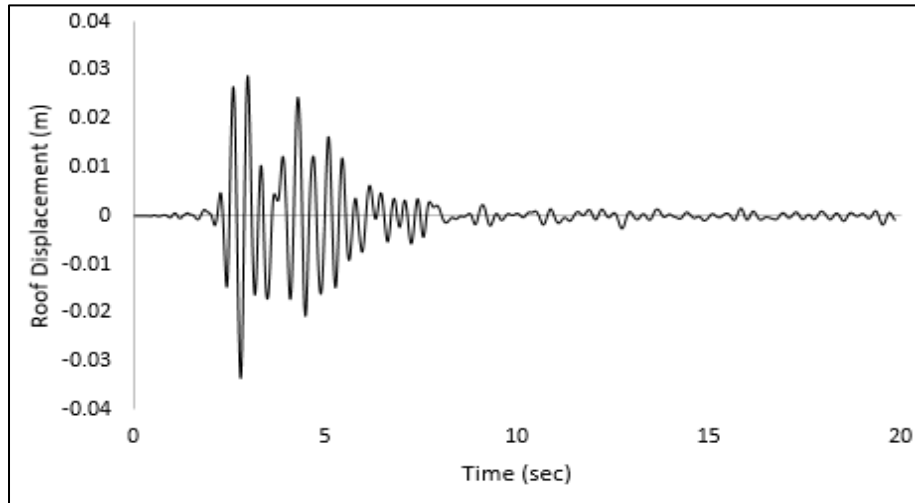


Σχήμα 6.3.1: Μετακίνηση κορυφής φορέα για τη σεισμική διέγερση κατά τη διαμήκη διεύθυνση "Αίγιο 1995"

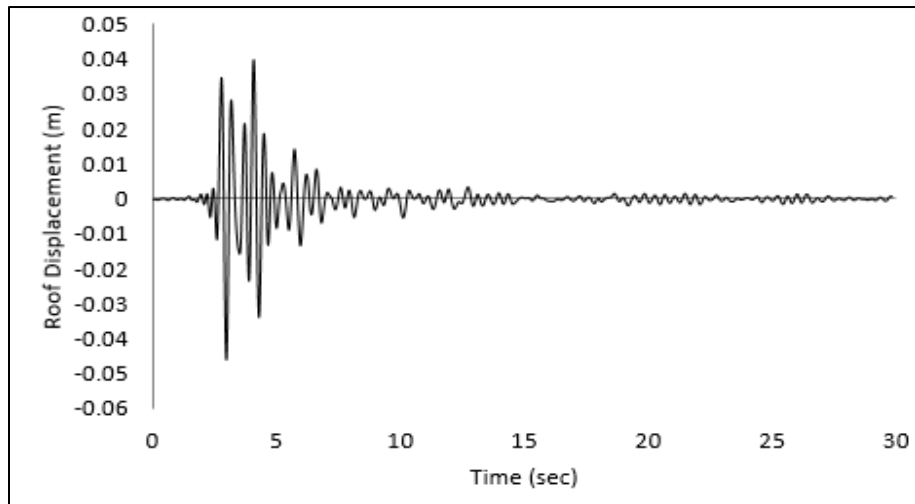


Σχήμα 6.3.2: Μετακίνηση κορυφής φορέα για τη σεισμική διέγερση κατά την εγκάρσια διεύθυνση "Αίγιο 1995"

Η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου κορυφής, όσον αφορά το σεισμό του Αιγίου είναι -0.055m και παρατηρείται στα 3.3s . Αντίστοιχα για την εγκάρσια διεύθυνση του ίδιου σεισμού, η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου είναι 0.062m και παρατηρείται στα 3.9s .

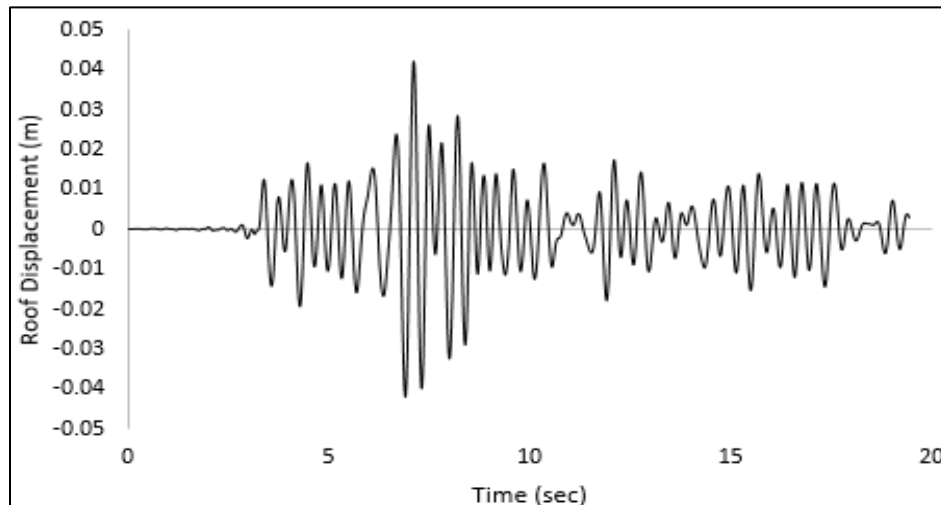


Σχήμα 6.3.3: Μετακίνηση κορυφής φορέα για τη σεισμική διέγερση κατά τη διαμήκη διεύθυνση "Καλαμάτα 1986"

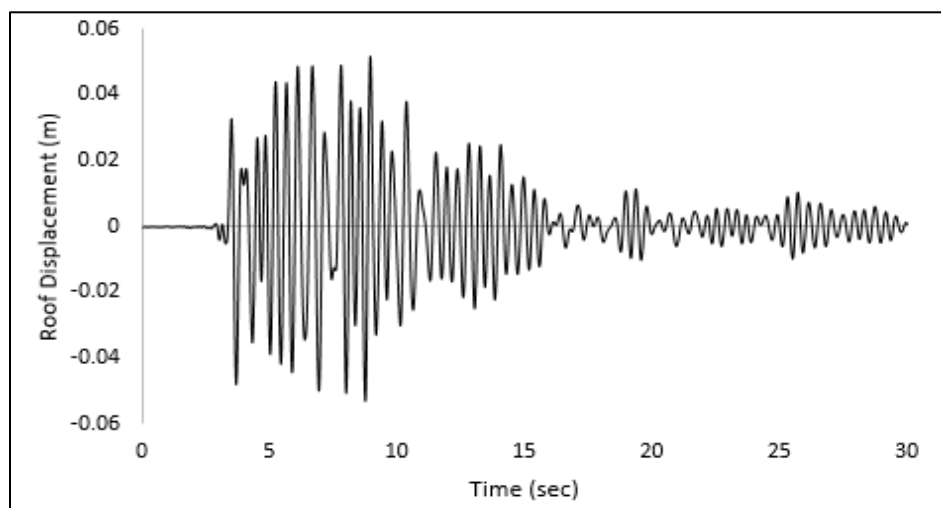


Σχήμα 6.3.4: Μετακίνηση κορυφής φορέα για τη σεισμική διέγερση κατά την εγκάρσια διεύθυνση "Καλαμάτα 1986"

Η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου κορυφής, όσον αφορά το σεισμό της Καλαμάτας είναι -0.034m και παρατηρείται στα 2.76s . Αντίστοιχα για την εγκάρσια διεύθυνση του ίδιου σεισμού, η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου είναι -0.046m και παρατηρείται στα 2.96s .



Σχήμα 6.3.5: Μετακίνηση κορυφής φορέα για τη σεισμική διέγερση κατά τη διαμήκη διεύθυνση "Λευκάδα 2003"



Σχήμα 6.3.6: Μετακίνηση κορυφής φορέα για τη σεισμική διέγερση κατά την εγκάρσια διεύθυνση "Λευκάδα 2003"

Η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου κορυφής, όσον αφορά το σεισμό της Λευκάδας είναι 0.043m και παρατηρείται στα 7.0s. Αντίστοιχα για την εγκάρσια διεύθυνση του ίδιου σεισμού, η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου είναι -0.053m και παρατηρείται στα 8.75s.

Ακολουθεί ένας συγκεντρωτικός Πίνακας των ανελαστικών μετακινήσεων που αναπτύχθηκαν στον κόμβο κορυφής:

Σεισμός	Μέγιστες μετακινήσεις(m)	Χρονική στιγμή(sec)
Αίγιο Διαμήκης	-0.055	3.3
Αίγιο Εγκάρσιος	0.062	3.9
Καλαμάτα Διαμήκης	-0.034	2.76
Καλαμάτα Εγκάρσιος	-0.046	2.96
Λευκάδα Διαμήκης	0.043	7
Λευκάδα Εγκάρσιος	-0.053	8.75

Πίνακας 6.3.1: Μέγιστες Ανελαστικές Μετακινήσεις κόμβου κορυφής

6.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από την εξαγωγή των αποτελεσμάτων των ανελαστικών και των ελαστικών αναλύσεων χρονοϊστορίας, υπολογίστηκε ο δείκτης πλαστιμότητας μ . Η διαδικασία για κάθε σεισμική διέγερση που επιβλήθηκε στην κατασκευή είναι η ακόλουθη :

Σεισμός Αιγίου – Διαμήκης Διεύθυνση

$$\mu = \frac{dm}{dy} = \frac{0.055}{0.021} = 2.62$$

Σεισμός Αιγίου – Εγκάρσια Διεύθυνση

$$\mu = \frac{dm}{dy} = \frac{0.062}{0.028} = 2.21$$

Σεισμός Καλαμάτας – Διαμήκης Διεύθυνση

$$\mu = \frac{dm}{dy} = \frac{0.034}{0.018} = 1.9$$

Σεισμός Καλαμάτας – Εγκάρσια Διεύθυνση

$$\mu = \frac{dm}{dy} = \frac{0.046}{0.033} = 1.4$$

Σεισμός Λευκάδας – Διαμήκης Διεύθυνση

$$\mu = \frac{dm}{dy} = \frac{0.043}{0.023} = 1.87$$

Σεισμός Λευκάδας – Εγκάρσια Διεύθυνση

$$\mu = \frac{dm}{dy} = \frac{0.053}{0.042} = 1.27$$

Λαμβάνοντας, την μεγαλύτερη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας, ο συντελεστής συμπεριφοράς q , υπολογίζεται με την ακόλουθη σχέση :

$$T_0 = 0.65 * 2.6^{0.3} * 0.5 = 0.43$$

$$q = (\mu - 1) * T / T_0 + 1$$

$$q = (2.62 - 1) * 0.40 / 0.43 + 1 = 2.51$$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς που είχε υπολογιστεί κανονιστικά είναι ίσος με 2.76.

- Η κατασκευή ανέπτυξε ένα συντελεστή συμπεριφοράς > 1 , συνεπώς το κτίριο δεν συμπεριφέρεται ελαστικά.
- Ο συντελεστής συμπεριφοράς που αναπτύχθηκε είναι πολύ κοντά σε αυτόν που είχε υπολογιστεί κανονιστικά κατά EC, συνεπώς επαληθεύεται η διαδικασία διαστασιολόγησης της κατασκευής.
- Ο συντελεστής συμπεριφοράς που αναπτύχθηκε είναι μικρότερος από αυτόν που είχε υπολογιστεί κανονιστικά κατά EC, γεγονός που συνεπάγεται εκτίμηση υπέρ της ασφαλείας όσον αφορά στην διαδικασία της διαστασιολόγησης, χωρίς όμως να κρίνεται αντιοικονομική η τελική όπλιση του κτιρίου.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ερμόπουλος Ι. (2008) «Ευρωκώδικας 1, βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2η πλήρως αναθεωρημένη έκδοση σύμφωνα με τα τελικά κείμενα του Ευρωκώδικα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Τάσιος Θ.Π., Γιαννόπουλος Π.Ι., Τρέζος Κ.Γ., Τσουκαντάς Σ.Γ., (2005). «Οπλισμένο σκυρόδεμα, Με βάση τον νέο ελληνικό κανονισμό σκυροδέματος». Έκδοση Ε.Μ.Πολυτεχνείου, Αθήνα 7
3. Τάσιος Θ.Π., (1999). «Κατασκευές και θεμελιώσεις από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα 8
4. Eurocode 0: Basis of structural design
5. Eurocode 1: Actions on structures
6. Eurocode 2: Design of concrete structures
7. Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance
8. Κατσικαδέλης Ι.Θ. (2012). «Δυναμική ανάλυση των κατασκευών». Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
9. Chopra A., (2007). «Δυναμική των κατασκευών, Τρίτη έκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα
10. Μανόλης Παπαδρακάκης, (2013). «Μαθήματα Στατικής V Πλαστική Ανάλυση ραβδωτών φορέων». Εκδόσεις Τσότρας, Αθήνα.
11. Ιγνατάκης Χρήστος, (). «Διαμόρφωση και λεπτομέρειες Όπλισης Δομικών Στοιχείων από Σκυρόδεμα». 2η Έκδοση

