

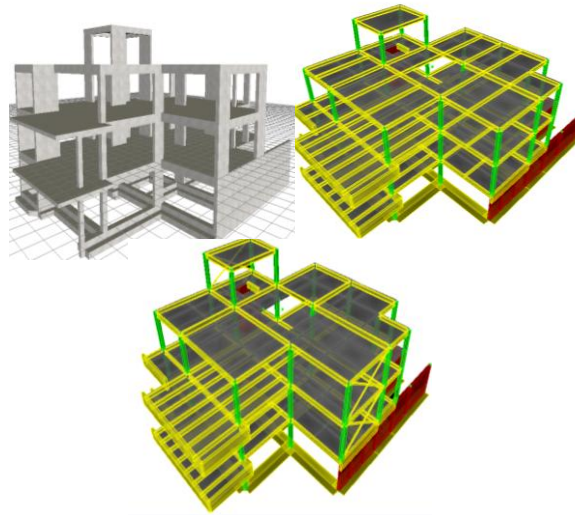


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός κατοικίας με τρεις εναλλακτικούς τρόπους



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Δημήτριος Γ. Ράπτης

Επιβλέπων: Τ. Αβραάμ

Αθήνα, Δεκέμβριος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/86

Ράπτης Δ. Γ. (2013).
Σχεδιασμός κατοικίας με τρεις εναλλακτικούς τρόπους
Design of a residence with three alternative design solutions
Diploma Thesis EMK ΔΕ 2013/86
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	6
2 Αρχιτεκτονική μελέτη – διαμόρφωση του φορέα	7
2.1 Γεωμετρία – Αρχιτεκτονική μελέτη	7
2.2 Οι τρεις εναλλακτικές λύσεις της κατασκευής.....	10
2.2.1 Φορέας από Ο/Σ.....	10
2.2.2 Φορείς με μεταλλικά στοιχεία.....	11
3 Υλικά – δομικά στοιχεία	12
3.1 Ιδιότητες υλικών.....	12
3.2 Δομικά στοιχεία.....	14
4 Δράσεις – Συνδυασμοί φόρτισης.....	16
4.1 Δράσεις.....	16
4.1.1 Ίδια βάρη υλικών – φορτία	16
4.1.2 Κατακόρυφες δράσεις.....	16
4.1.3 Οριζόντιες δράσεις.....	18
4.2 Συνδυασμοί φόρτισης.....	20
4.2.1 Καταστάσεις σχεδιασμού – οριακές καταστάσεις	20
4.2.2 Συνδυασμοί δράσεων	21
5 Προσομοίωση – ανάλυση φορέων	23
5.1 Προσομοίωση.....	23
5.2 Ανάλυση.....	24
5.3 Συντελεστής συμπεριφοράς q	25
5.3.1 Κανονικότητα σε κάτοψη.....	25
5.3.2 Κανονικότητα σε όψη	27
5.4 Ποιοτική αξιολόγηση των [M] , [N]	27
6 Σχεδιασμός φορέα από Ο/Σ.....	30
6.1 Γενικά.....	30
6.2 Σχεδιασμός πλακών.....	30
6.3 Σχεδιασμός δοκών.....	31
6.4 Σχεδιασμός υποστυλωμάτων.....	39
6.5 Αντισεισμικός έλεγχος	48
6.6 Ικανοτικός σχεδιασμός.....	53
7 Σχεδιασμός μεταλλικών φορέων	56
7.1 Σχεδιασμός δοκών	56
7.1.1 Δοκοί πλαισίων παραλαβής ροπής – αμφιαρθρωτές δοκοί	56
7.1.2 Δοκοί στην φάση κατασκευής – στρεπτοκαμπτικός λυγισμός	67
7.2 Σχεδιασμός υποστυλωμάτων.....	72
7.2.1 Υποστυλώματα πλαισίων παραλαβής ροπής φορέα 2	72
7.2.2 Υποστυλώματα πλαισίων παραλαβής ροπής φορέα 3	74
7.2.3 Αναλυτικός έλεγχος – υποστυλώματα υπό κάμψη και θλίψη.....	77
7.3 Σχεδιασμός διαγωνίων κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας	78

7.4 Αντισεισμικός έλεγχος	82
8 Συνδέσεις	88
9 Προμέτρηση – κοστολόγηση υλικών	92
9.1 Προμέτρηση	92
9.2 Κοστολόγηση	97
10 Συμπεράσματα.....	99
Βιβλιογραφία.....	101

Σχεδιασμός κατοικίας με τρεις εναλλακτικούς τρόπους

Ράπτης Δ. Γ. (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζεται η στατική ανάλυση και διαστασιολόγηση τριών στατικών φορέων που αποτελούν τρεις εναλλακτικές προτάσεις κατασκευής για την ίδια αρχιτεκτονική μελέτη. Η πρώτη εναλλακτική λύση στην οποία γίνεται αναφορά με τον όρο φορέας 1, είναι μία κατασκευή εξ' ολοκλήρου από Ο/Σ. Η δεύτερη και τρίτη εναλλακτική λύση στις οποίες γίνεται αναφορά με τους όρους φορέας 2 και 3 αντίστοιχα είναι κατασκευές με μεταλλικά μέλη υποστυλωμάτων και δοκών και πλάκες από Ο/Σ, ενώ διαφέρουν ως προς τα συστήματα παραλαβής της οριζόντιας φόρτισης.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των κατασκευών συμμορφώνεται με τις αρχές και τους κανόνες εφαρμογής των κειμένων των ευρωκωδίκων EN 1990, EN1991, EN1992, EN1993 και EN1998.

Για την ανάλυση και τον έλεγχο των φορέων γίνεται χρήση κατάλληλων λογισμικών. Ο φορέας 1 αναλύεται και ελέγχεται με το STEREOSTATIKA, ενώ οι φορείς 2 και 3 με το ETABS.

Για τις τρεις εναλλακτικές λύσεις γίνεται σύγκριση της σεισμικής απόκρισης καθώς και προμέτρηση και κοστολόγηση των υλικών.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2013/86

Design of a residence with three alternative design solutions

Raptis D. G. (supervised by Avraam T.)

Abstract

This thesis studies the static analysis and design of three structural models corresponding to three alternative ways of construction, all three conforming with the same architectural project. The first solution, referring to as structural model 1, is a construction made up completely of concrete. The second and third solution, referring to as structural model 2 and structural model 3 respectively, are constructions with metal columns, beams and concrete slabs, differing though towards the lateral load resisting system.

Analysis and design conform with the basic principles and application rules set forth in the European standards EN 1990, EN1991, EN1992, EN1993 and EN1998.

The analysis and design of the structural models is done by using different software products. Structural model 1 is analysed and designed using STEREOSTATIKA, whereas structural model 2 and 3 using ETABS.

A comparison of the seismic response along with estimating and accounting for the cost of the building materials is also made for the three alternative solutions.

Ευχαριστίες

Ευχαριστώ τον κύριο Τάσο Αβραάμ λέκτορα και τον κύριο Ανδρέα Σπηλιόπουλο υποψήφιο διδάκτορα της σχολής Πολίτικων Μηχανικών για την ανάθεση και την επίβλεψη της διπλωματικής μου εργασίας.

Ευχαριστώ από καρδιάς την αγαπημένη μου οικογένεια και τους καλούς μου φίλους για την παρουσία τους και τη στήριξή τους.

1 Εισαγωγή

Ο σκοπός της παρούσας διπλωματικής είναι ο έλεγχος και η σύγκριση της σεισμικής απόκρισης των τριών εναλλακτικών στατικών φορέων και η σύγκριση των ποσοτήτων και του κόστους των υλικών. Δεδομένου ότι πρόκειται για μια διώροφη κατοικία και όχι για έναν πολυώροφο φορέα ελέγχεται αν η γενικά καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά των μεταλλικών φορέων δικαιολογεί την ανέγερση μιας τέτοιας κατασκευής ή αν δεν υπάρχουν ιδιαίτερες διαφορές από την ανέγερση μιας κατασκευής από Ο/Σ.

Η δομή της εργασίας που ακολουθεί συνοψίζεται με την αναφορά στα κεφάλαια τα οποία την αποτελούν :

Το δεύτερο κεφάλαιο περιγράφει την αρχιτεκτονική μελέτη της κατασκευής και εισάγει τον αναγνώστη στους τρεις στατικούς φορείς που θα αναλυθούν κάνοντας αναφορά στη γεωμετρία των ξυλοτύπων και σχολιάζοντας την απόκριση τους στην αρχιτεκτονική μελέτη.

Στο τρίτο κεφάλαιο αναφέρονται τα υλικά και τα δομικά στοιχεία των κατασκευών. Επισημαίνονται οι απαιτήσεις έναντι τοπικής πλαστιμότητας που σχετίζονται με την ποιότητα των υλικών και αναφέρονται οι επιλεγμένες πρότυπες διατομές δοκών και υποστυλωμάτων των φορέων 2 και 3.

Το τέταρτο κεφάλαιο περιέχει τα φορτία τα οποία εφαρμόζονται στους φορείς.

Το πέμπτο κεφάλαιο περιέχει τις απαραίτητες πληροφορίες που εισάγονται στα λογισμικά προκειμένου να γίνει η ανάλυση των φορέων. Γίνεται λόγος περί κανονικότητας στατικού φορέα, κατηγορίας πλαστιμότητας, συντελεστή συμπεριφοράς q , και μεθόδων ανάλυσης

Το έκτο και έβδομο κεφάλαιο περιέχουν τη διαστασιολόγηση του φορέα 1 και των φορέων 2 και 3 αντίστοιχα, επισημαίνοντας τους αντισεισμικούς ελέγχους των μελών. Γίνονται ακόμη έλεγχοι μετακινήσεων.

Στο όγδοο κεφάλαιο γίνεται η διαστασιολόγηση των βασικών συνδέσεων των φορέων 2 και 3.

Στο ένατο κεφάλαιο παρατίθεται η προμέτρηση και η κοστολόγηση των υλικών.

Στο δέκατο κεφάλαιο παρατίθενται τα συμπεράσματα της εργασίας.

2 Αρχιτεκτονική μελέτη – διαμόρφωση του φορέα

2.1 Γεωμετρία – Αρχιτεκτονική μελέτη

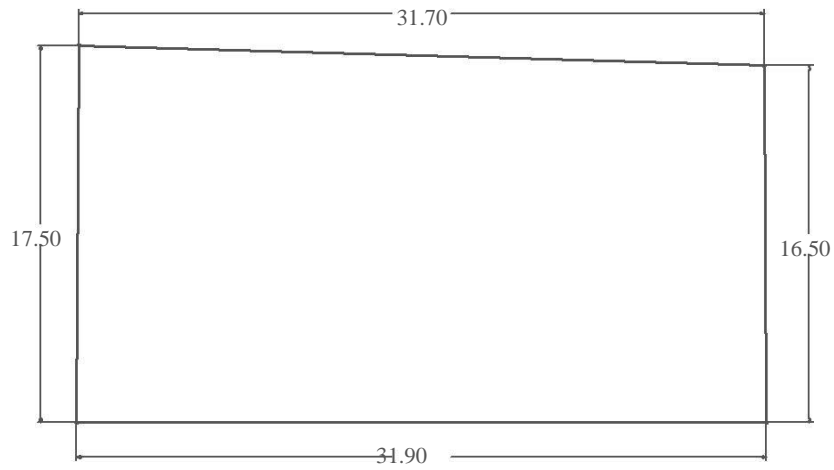
Οικόπεδο διαστάσεων πλευρών 31,70, 16,50, 31,90 και 17,50m και συνολικής έκτασης 539,10m² καλύπτεται στο δυτικό κυρίως τμήμα του από υπαίθριο χώρο έκτασης 188,75m² ενώ στην υπόλοιπη έκταση από εξοχική κατοικία. Παρατηρείται ανισοσταθμία του εδάφους καθώς η ΒΑ γωνία έχει υψόμετρο 100,30m, η ΝΑ γωνία έχει υψόμετρο 99,23m ενώ στη δυτική όψη και οι δύο γωνίες έχουν υψόμετρο 97,18m. Πρακτικά αυτό σημαίνει ότι οι περιμετρικοί τοίχοι πλήρωσης του υπογείου συγκρατούν το έδαφος στην ανατολική όψη και στο μισό περίπου μήκος της βόρειας και νότιας όψης, ενώ στη δυτική όψη δεν αναμένονται τοίχοι πλήρωσης απουσία εδάφους. Αντίθετα, υπάρχει υαλοπίνακας μήκους 7,12m ο οποίος προσφέρει άμεση πρόσβαση και οπτική επαφή με τον ευρύ υπαίθριο χώρο που υπάρχει στη δυτική πλευρά του οικοπέδου. Στην ανατολική πλευρά υπάρχει οδικός άξονας.

Η κατοικία αποτελείται από υπόγειο, ισόγειο, όροφο 1, δώμα και δεν προβλέπεται προσθήκη επιπλέον ορόφου. Η ανισοσταθμία που περιγράφεται παραπάνω έχει ως συνέπεια η οροφή του υπογείου να διαθέτει εξώστη στην δυτική όψη της κατοικίας. Το υπόγειο αποτελείται από χώρο στάθμευσης η είσοδος του οποίου βρίσκεται στην ΝΑ γωνία του οικοπέδου, δεξαμενή υδάτων, δεξαμενή λυμάτων, χώρους αποθήκευσης, ανελκυστήρα και κλιμακοστάσιο. Το ισόγειο αποτελείται από τον χώρο της εισόδου στην ΒΑ γωνία του οικοπέδου, ο οποίος έχει άμεση πρόσβαση στο δρόμο και τους χώρους της κατοικίας. Όμοιος του είναι ο όροφος 1 ενώ στην οροφή του ορόφου 1 υπάρχει αίθριο 16,50m².

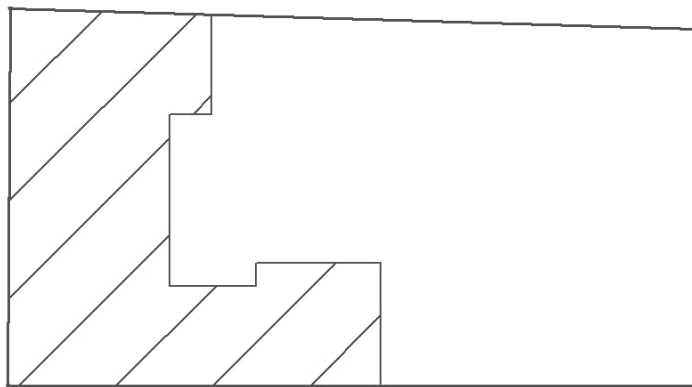
Παρακάτω παρατίθενται οι αρχιτεκτονικές κατόψεις της κατασκευής και σχέδιο των ορίων του οικοπέδου. Τα στατικά προσομοιώματα της κατασκευής μορφώνονται βάσει των αρχιτεκτονικών αυτών απαιτήσεων.

Η πρόβλεψη χώρου στάθμευσης στο υπόγειο επιφάνειας περίπου 90m² συμβάλλει στον καθορισμό των θέσεων των υποστυλωμάτων της κατασκευής. Η επιφάνεια αυτή αναμένεται να μην έχει κανένα υποστύλωμα στο εσωτερικό της ενώ το μέγιστο άνοιγμα δοκού δεν ξεπερνά τα 5,60m. Δεδομένης της κάτοψης του ισογείου καθώς και της πρόβλεψης του αιθρίου στην οροφή του ορόφου 1 γίνεται η επιλογή των θέσεων των υποστυλωμάτων χωρίς να αλλάζει η αρχιτεκτονική μελέτη και να επηρεάζεται η λειτουργικότητα του γκαράζ.

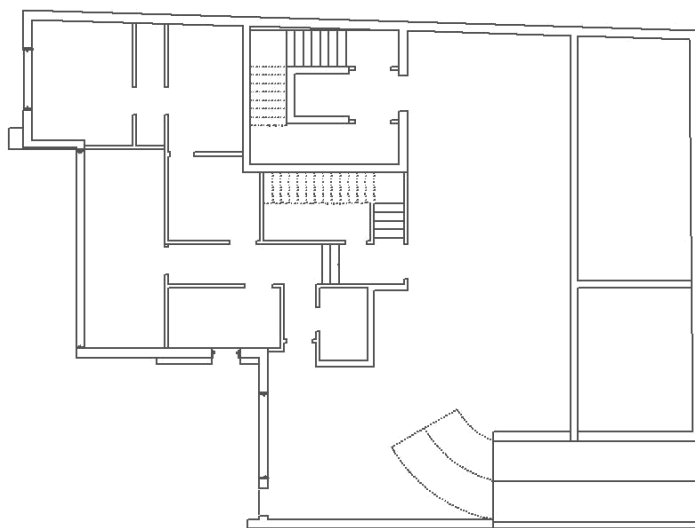
Η στατική προσομοίωση του εξώστη στις οροφές υπογείου και ισογείου στη δυτική όψη της κατασκευής παρουσιάζει ενδιαφέρον λόγω των διαστάσεων του. Ο εξώστης ως πρόβολος έχει μήκος 4,00m. Η στατική λειτουργία του προβόλου κατασκευασμένου από Ο/Σ όπως φαίνεται στην κάτοψη ελέγχεται στο αντίστοιχο κεφάλαιο ενώ παρουσιάζει ενδιαφέρον η σύγκριση της κατασκευής του εξώστη από οπλισμένο σκυρόδεμα με μια αντίστοιχη με μεταλλικά στοιχεία.



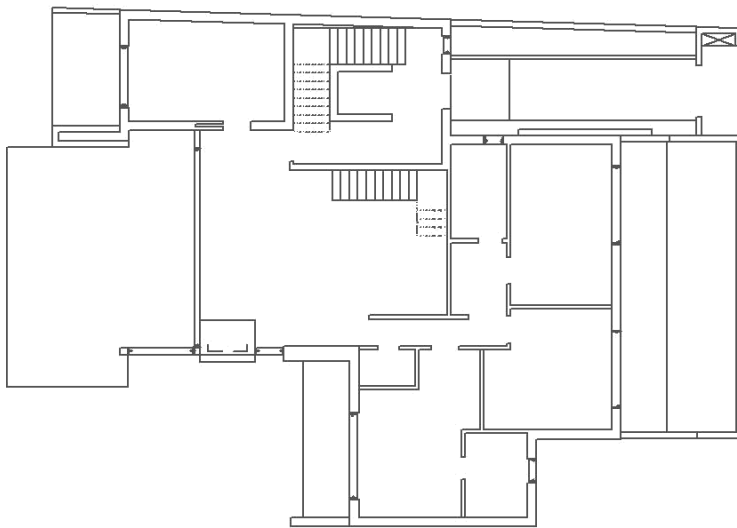
Σχήμα 2.1: διαστάσεις οικοπέδου



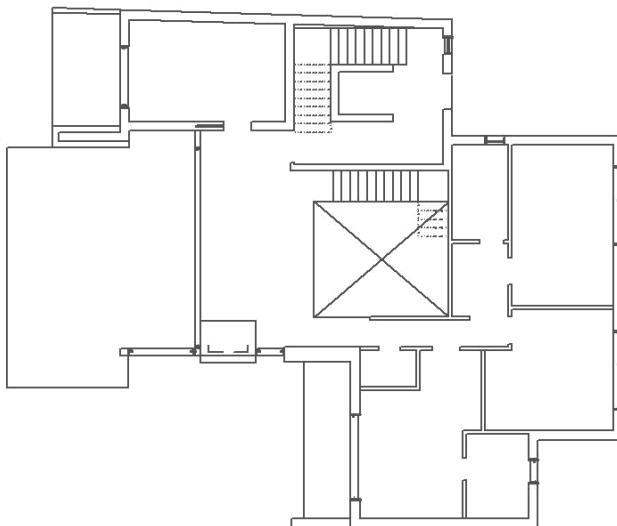
Σχήμα 2.2: δυτική πλευρά – υπαίθριος χώρος



Σχήμα 2.3: ΥΠΟΓΕΙΟ (χώρος στάθμευσης, αποθήκες)



Σχήμα 2.4: ΙΣΟΓΕΙΟ (κεντρική είσοδος, χώροι κατοικίας)



Σχήμα 2.5: ΟΡΟΦΟΣ (αίθριο, χώροι κατοικίας)

Καθ' ύψος ο φορέας αποτελείται από πέντε επίπεδα : θεμελίωση, οροφή υπογείου, οροφή ισογείου, οροφή ορόφου 1 και οροφή ορόφου 2 (δώματος) και στο εξής όποια αναφορά στα επίπεδα θα εννοεί τις οροφές τους. Τα ύψη τους δίνονται στον παρακάτω πίνακα :

Πίνακας 2.1: ύψη της κατασκευής

οροφή	Ύψος(m)	Απόλυτο ύψος (m) (σε σχέση με τη βάση)
Όροφος 2	2,95	12,67
Όροφος 1	3,30	9,72
Ισόγειο	3,30	6,42
Υπόγειο	3,12	3,12
Θεμελίωση (βάση)	-	0

Η κατοικία διαθέτει δύο κλιμακοστάσια. Το κλιμακοστάσιο του ανελκυστήρα συνδέει τη βάση (χώρος γκαράζ, αποθήκες) με την οροφή υπογείου με 16 σκαλοπάτια (16 ρίχτια) , ομοίως και η εσωτερική σκάλα. Λόγω των δύο σκαλοπατιών στο διάδρομο τελικά οι δύο στάθμες απέχουν 18 ρίχτια. Η οροφή υπογείου με την οροφή του ισογείου συνδέονται με 19 ρίχτια, ενώ η οροφή του ισογείου με την οροφή του ορόφου 1 επικοινωνούν μόνο μέσω του κλιμακοστασίου του ανελκυστήρα με 19 ρίχτια. Ο όροφος 2 είναι το άβατο δώμα. Το ύψος του ριχτιού διαμορφώνεται στα 17,50cm.

2.2 Οι τρεις εναλλακτικές λύσεις της κατασκευής

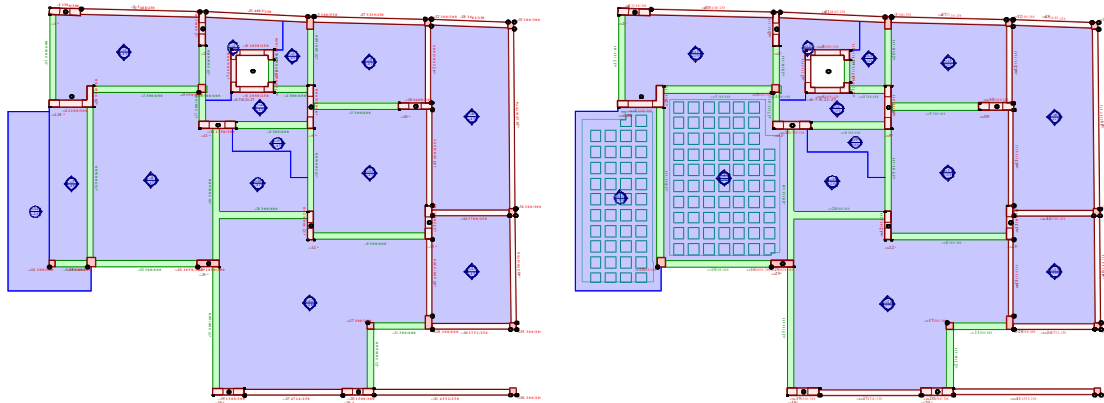
Εξετάζονται τρεις διαφορετικοί τρόποι κατασκευής της κατοικίας, οπότε μορφώνονται και ελέγχονται ως προς την επάρκεια και την απόκριση στην αρχιτεκτονική μελέτη τρία στατικά προσομοιώματα που διαφέρουν ως προς το υλικό των δομικών στοιχείων και το σύστημα παραλαβής της οριζόντιας φόρτισης:

1. Φορέας Ο/Σ με τοιχωματικό σύστημα στις 2 διευθύνσεις.
2. Φορέας με πλάκες Ο/Σ και μεταλλικά στοιχεία με σύστημα πλαισιακό στη μία διεύθυνση και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας στην άλλη.
3. Φορέας με πλάκες Ο/Σ και μεταλλικά στοιχεία με σύστημα πλαισιακό και στις δύο διευθύνσεις.

Ο φέρων οργανισμός του υπογείου συνίσταται στις περιπτώσεις 2 και 3 από μεταλλικά υποστυλώματα πακτωμένα σε πέδιλα από Ο/Σ και η θεμελίωση γίνεται με σύστημα πεδιλοδοκών.

2.2.1 Φορέας από Ο/Σ

Στον ξυλότυπο του ισογείου του σχήματος επισημαίνονται οι θέσεις ενός υποστηλώματος που δεν προβλέπεται από την αρχιτεκτονική μελέτη. Το μήκος του προβόλου στον εξώστη φτάνει τα 4m και η επίλυση του φορέα χωρίς το υποστύλωμα οδηγεί σε πάχος 50cm για την πλάκα του εξώστη και συνεπώς και την εσωτερική πλάκα δεξιά του αλλά και τις γειτονικές αυτής αφού κατασκευαστικά οι συνορεύουσες πλάκες δεν έχουν διαφορά ύψους h που να ξεπερνά τα 4cm. Η λύση της δοκιδωτής πλάκας για τον εξώστη οδηγεί επίσης σε $h=40\text{cm}$ και είναι η λύση που τελικά επιλέγεται. Η δοκιδωτή πλάκα που φαίνεται στο επόμενο σχήμα αν και έχει πάχος 40cm δεν οδηγεί σε κατάχρηση υλικού λόγω της μορφής της αφού το μεγαλύτερο μέρος του όγκου της αποτελείται από φελιζόλ και όχι σκυρόδεμα και επιπλέον ακολουθείται η αρχιτεκτονική μελέτη.

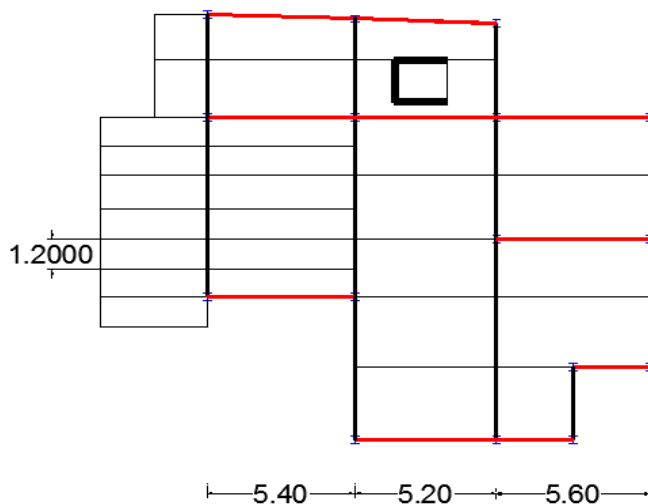


Σχήμα 2.6: ξυλότυπος υπογείου

2.2.2 Φορείς με μεταλλικά στοιχεία

Στους φορείς 2 και 3 της 2.2 διαμορφώνονται πλαίσια κατά y και κατά τις 2 διευθύνσεις αντίστοιχα. Τα τέσσερα πλαίσια κατά y απέχουν 5,20-5,60m. Στον φορέα 2 οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι τοποθετούνται μεταξύ των πλαισίων 2 και 3 και εναλλακτικά προθέτεται ένα επιπλέον μεταξύ των πλαισίων 3 και 4, ενώ στον φορέα 3 τα πλαίσια κατά x προσαρμόζονται στην αρχιτεκτονική κάτοψη.

Κατά μήκος των κύριων δοκών των πλαισίων αρθρώνονται εγκάρσιες δοκοί ανα 2,50-2,70m που συμβάλλουν στη μείωση του στατικού ύψους των πλακών. Η διάταξη των εγκάρσιων δοκών είναι πυκνότερη στην περιοχή του εξώστη με αποστάσεις 1,20m.



Σχήμα 2.7: κάτοψη ισογείου μεταλλικού φορέα (σκούρο μαύρο: πλαίσια y, κόκκινο: πλαίσια x, μαύρο: εγκάρσιες διαδοκίδες)

3 Υλικά – δομικά στοιχεία

3.1 Ιδιότητες υλικών

Αντισεισμικά κτήρια σχεδιάζονται ώστε να παρέχουν ικανότητα απόδοσης ενέργειας και γενικά πλαστική συμπεριφορά. Ανάλογα με την ικανότητα υστερητικής απόδοσης ενέργειας που διαθέτουν κατατάσσονται σε ΚΠΧ(κατηγορία πλαστιμότητας χαμηλή), ΚΠΜ (κατηγορία πλαστιμότητας μέση) και ΚΠΥ (κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή). Επιπλέον, ο EC-8 προβλέπει την ιεράρχηση των αντοχών των διαφόρων στοιχείων της κατασκευής (ικανοτικός σχεδιασμός).

Βασική απαίτηση της γενικής πλαστιμότητας είναι η εξασφάλιση της τοπικής πλαστιμότητας των διατομών όπου προβλέπεται να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις. Η τοπική πλαστιμότητα εξασφαλίζεται με τη συμμόρφωση σε ειδικές απαιτήσεις που αφορούν το σχεδιασμό των μελών και την επιλογή των υλικών. Για τα υλικά ισχύουν τα παρακάτω :

- Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιείται στα βασικά σεισμικά στοιχεία πρέπει να διαθέτει επαρκή θλιπτική αντοχή και ανηγμένη παραμόρφωση θραύσεως που υπερβαίνει την ανηγμένη παραμόρφωση στην μέγιστη θλιπτική αντοχή κατά ένα ικανοποιητικό περιθώριο. Θεωρείται ότι η παραπάνω πρόταση ικανοποιείται με την εφαρμογή κατηγορίας σκυροδέματος όχι χαμηλότερης από C16/20.

Για το σκυρόδεμα της κατασκευής επιλέγεται κατηγορία C25/30 για την οποία ισχύουν όπως αναφέρονται στον πίνακα 3.1 του EC-2(1-1, 3.1) :

Πίνακας 3.1: ιδιότητες σκυροδέματος

Κατηγορία σκυροδέματος	f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_{cm} (GPa)
C25/30	25	28	2,60	31

Το σκυρόδεμα παράγεται από χαλαζιακά αδρανή για τα οποία ισχύει το E_{cm} του πίνακα 3.1. Ο λόγος poisson ν λαμβάνεται 0,2 και 0 για αρηγμάτωτο και ρηγματωμένο σκυρόδεμα αντίστοιχα ενώ ο συντελεστής θερμικής διαστολής λαμβάνεται $10 \cdot 10^{-6}$.

- Χάλυβας οπλισμών

Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται στις κρίσιμες περιοχές των βασικών σεισμικών στοιχείων πρέπει να διαθέτει υψηλή ομοιόμορφη πλαστική μήκυνση. Επιπλέον, ο λόγος εφελκυστικής αντοχής προς την αντοχή διαρροής του χάλυβα που χρησιμοποιείται στις περιοχές αυτές πρέπει να είναι σημαντικά μεγαλύτερος της μονάδας. Οι δύο παραπάνω απαιτήσεις θεωρείται ότι ικανοποιούνται με χρήση αποκλειστικά ράβδων με νευρώσεις (με

εξαίρεση τους κλειστούς και μονοσκελείς συνδετήρες) και χρήση οπλισμού κατηγορίας B ή C.

Οι οπλισμοί της κατασκευής είναι κατηγορίας B με $f_{yk}=500$ MPa για την οποία ισχύουν όπως αναφέρονται στον πίνακα C.1 στον EC-2 (1-1, παράρτημα C) :

Πίνακας 3.2: ιδιότητες χάλυβα

	Ράβδοι που προέρχονται από κοιλούρες	Απαίτηση ή πιθανότητα μη συμμόρφωσης (%)
Κατηγορία	B	
F_{yk} (MPa)	500	5,0
Mink (= f_t/f_y)	>5,0	10,0
Χαρακτηριστική ανηγμένη παραμόρφωση στη μέγιστη δύναμη	Δοκιμή κάμψης ανάκαμψης	10,0
Καμψιμότητα		Ελάχιστη
Μέγιστη απόκλιση από την ονομαστική μάζα ($\Phi > 8$ mm)	4,5	5,0

- Δομικός χάλυβας

Η απαίτηση για ελάχιστη ολκιμότητα του χάλυβα εκφράζεται με την ικανοποίηση των εξής ορίων :

Για την ελάχιστη οριακή αντοχή σε εφελκυσμό και την αντοχή διαρροής ισχύει $f_u/f_y > 1,15$

Η επιμήκυνση στην αστοχία θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 15%

Για την οριακή παραμόρφωση θραύσης και την παραμόρφωση διαρροής ισχύει $\epsilon_u > 15\epsilon_y$ ($\epsilon_y = f_y/E$)

Βέβαια για όλους τους συνήθεις εν θερμώ ελατούς χάλυβες και κοιλοδοκούς του πίνακα 3.1 του EC-3 (1-1, 3.2.3) οι παραπάνω απαιτήσεις ικανοποιούνται.

Οι ζώνες απόδοσης ενέργειας αναμένεται να διαρρέουν πριν άλλες ζώνες της κατασκευής (μη πλαστικές) ξεπεράσουν την ελαστική περιοχή. Ο σχεδιασμός του φορέα πραγματοποιείται όμως με ένα μόνο τύπο χάλυβα άρα υπάρχει ένα ονομαστικό όριο διαρροής f_y τόσο σε ζώνες απόδοσης ενέργειας όσο και σε ζώνες χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας. Η παραπάνω απαίτηση ικανοποιείται με τη χρήση συντελεστή υπεραντοχής $\gamma_{ov}=1,25$ κατά τον σχεδιασμό των αντίστοιχων μελών.

Ο δομικός χάλυβας της κατασκευής είναι κατηγορίας S235 για την οποία ισχύουν όπως αναφέρονται στον EC-3 (1-1, 3.2.6) και στον πίνακα 3.1 του EC-3(1-1, 3.2.3) :

Πίνακας 3.3: ιδιότητες δομικού χάλυβα

	E (GPa)	G (GPa)	ν	α	f_u (MPa)
S235	210	81	0,30	$10 \cdot 10^{-6}$	360

3.2 Δομικά στοιχεία

Λαμβανομένων υπόψη των παραγράφων του EC-8, 5.4.1.2 και 5.2.3.7 που αφορούν σε γεωμετρικούς περιορισμούς και ειδικά πρόσθετα μέτρα φορέων από Ο/Σ για τον φορέα 1 της 2.2 του παρόντος λαμβάνονται δομικά στοιχεία : ορθογωνικά υποστυλώματα διαστάσεων 0,30m-0,50m, τοιχώματα κατά τις δύο διευθύνσεις του φέροντος οργανισμού πλάτους b 0,30m και δοκοί 30/60cm και 25/50cm.

Οι πλάκες στους τρεις φορείς είναι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος, ενώ οι φορείς 2 και 3 σχεδιάζονται και με πλάκα από χαλυβδόφυλλο. Οι δοκοί τους θεωρείται ότι λειτουργούν στη φάση σκυροδέτησης και στη φάση λειτουργίας ως σιδηροδοκοί.

Για τον φορέα 2 της 2.2 λαμβάνονται :

Κύριες δοκοί (δοκοί πλαισίων κατά y) διατομών IPE400, IPE360.

Εγκάρσιες δοκοί (κατά την διεύθυνση x) διατομών IPE300, IPE330.

Υποστυλώματα HEA300.

Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομών SHS ποικίλων διαστάσεων ώστε να ικανοποιείται η ομοιόμορφη πλαστική συμπεριφορά. Οι δοκοί που ανήκουν σε πλαίσια ροπών στους φορείς 2 και 3 συνδέονται με τα υποστυλώματα με συνδέσεις πάκτωσης κατά την διεύθυνση του ισχυρού άξονα της δοκού στο τοπικό σύστημα της δοκού. Οι υπόλοιπες δοκοί συνδέονται αρθρωτά στις κύριες δοκούς ή στα υποστυλώματα. Οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι είναι επίσης αρθρωμένοι στους κόμβους των υποστυλωμάτων των ορόφων. Έτσι διαμορφώνεται το σύστημα παραλαβής της οριζόντιας φόρτισης στις δύο διευθύνσεις.

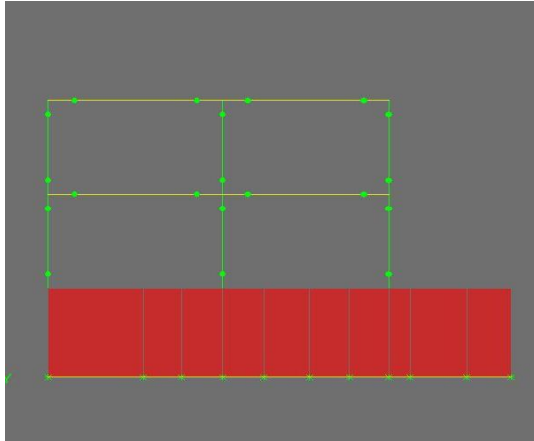
Για τον φορέα 3 της 2.2 λαμβάνονται :

Κύριες δοκοί (δοκοί πλαισίων κατά y) διατομών IPE400, IPE360.

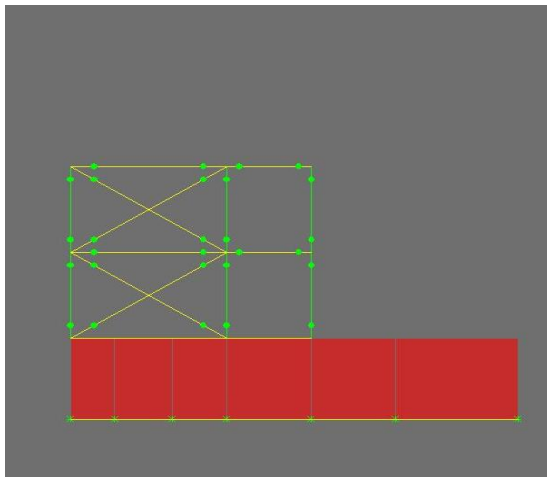
Εγκάρσιες δοκοί (κατά την διεύθυνση x) διατομών IPE300, IPE330.

Υποστυλώματα SHS260x260x20.

Στα στατικά προσομοιώματα των φορέων 2 και 3 είναι σημαντική η σωστή προσομοίωση των απελευθερώσεων στα άκρα των δοκών. Οι δοκοί που ανήκουν σε πλαίσια ροπών στους φορείς 2 και 3 συνδέονται με τα υποστυλώματα με συνδέσεις πάκτωσης κατά την διεύθυνση του ισχυρού άξονα της δοκού στο τοπικό σύστημα της δοκού. Οι υπόλοιπες δοκοί συνδέονται αρθρωτά στις κύριες δοκούς ή στα υποστυλώματα. Οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι είναι επίσης αρθρωμένοι στους κόμβους των υποστυλωμάτων των ορόφων. Έτσι διαμορφώνεται το σύστημα παραλαβής της οριζόντιας φόρτισης στις δύο διευθύνσεις.



Σχήμα 3.1: πλαίσια ροπών στο etabs



Σχήμα 3.2: κατακόρυφοι σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα στο etabs

Σε πλαίσια παραλαβής ροπών οι ζώνες απόδοσης ενέργειας βρίσκονται σε πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς ή στις συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος έτσι ώστε η ενέργεια να αποσβένεται μέσω ανακυκλικής κάμψης της δοκού. Οι δοκοί που ανήκουν στα πλαίσια παραλαβής ροπών των φορέων 2 και 3 σχεδιάζονται όπως αναλύεται στο αντίστοιχο κεφάλαιο ώστε να αναπτύσσουν πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα τους.

Σε πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα οι ζώνες απόδοσης ενέργειας βρίσκονται στις εφελκόμενες διαγωνίους. Αμελώντας τις διαγωνίους σε θλίψη, ικανοί ώστε να παραλάβουν την οριζόντια φόρτιση είναι μόνο οι εφελκόμενοι σύνδεσμοι.

4 Δράσεις – Συνδυασμοί φόρτισης

4.1 Δράσεις

4.1.1 Ίδια βάρη υλικών – φορτία

Τα ίδια βάρη των υλικών είναι :

Πίνακας 4.1: ίδια βάρη υλικών

Υλικό	γ_b (kN/m ³)
Οπλισμένο σκυρόδεμα	25,00
Δομικός χάλυβας	78,50

Οι δράσεις της κατασκευής κατατάσσονται ανάλογα με την μεταβλητότητα τους σε :

- Μόνιμες δράσεις, των οποίων το μέγεθος σε μία περίοδο αναφοράς θεωρείται ότι παραμένει σταθερό ή που η μεταβολή γίνεται πάντα στην ίδια κατεύθυνση (μονοτονική) μέχρι η δράση να φτάσει σε μία οριακή τιμή.
- Μεταβλητές δράσεις, η μεταβλητότητα των οποίων στο χρόνο δεν είναι ούτε αμελητέα ούτε μονοτονική.
- Σεισμικές δράσεις που οφείλονται στην κίνηση του εδάφους και μπορούν να προκαλέσουν σημαντική επιτάχυνση στο φορέα.

Τα φορτία που επιβάλλονται στο φορέα οι δράσεις των οποίων κατατάσσονται στις παραπάνω κατηγορίες είναι :

- g : ίδιο βάρος δομικών στοιχείων της κατασκευής
- g_k : ίδιο βάρος επικαλύψεων
- $g_{οπτ}$: ίδιο βάρος χωρισμάτων στις εσωτερικές πλάκες της κατοικίας
- $g_{μπ}$: ίδιο βάρος μπατικής τοιχοποιίας
- q_k : επιβαλλόμενο φορτίο (κινητό)
- s : φορτίο χιονιού
- w : φορτίο ανέμου

4.1.2 Κατακόρυφες δράσεις

Τα επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια μπορεί να προέρχονται από χρήση από άτομα, έπιπλα, μετακινήσιμα χωρίσματα, οχήματα, αποθήκευση εμπορευμάτων κ.α. Διατάσσονται ως γραμμικά ή επιφανειακά στις πλάκες και η τιμή της δράσης τους εξαρτάται από την κατηγορία χρήσης της κατασκευής. Όπως φαίνεται στον πίνακα 6.1

του EC-1 (1-1, 6.3.1.1) η κατασκευή κατατάσσεται στην κατηγορία Α. Για τις τιμές των g_k , g_{opt} , q_k ισχύουν :

Πίνακας 4.2: επιφανειακά κατακόρυφα

	g_k (kN/m ²)	g_{opt} (kN/m ²)	q_k (kN/m ²)
δάπεδα	1,50	1,00	2,00
σκάλες	2,50	-	3,50
εξώστες	1,50	-	5,00

Στους περιμετρικούς τοίχους του υπογείου και του ισογείου εφαρμόζεται γραμμικό φορτίο μπατικής τοιχοποιίας. Λαμβάνεται 3,60 kN/m² τοιχοποιίας για ύψος ορόφου 3,30m (2,70m με την αφαίρεση της κρέμασης της δοκού). Στον όροφο 1, όπως και στις ελεύθερες παρειές των εξωστών λαμβάνεται περιμετρικά βάρος στηθαίου 1,00 kN/m και στην περίμετρο όπου εδράζεται το δώμα φορτίο μπατικής τοιχοποιίας ομοίως με τους υποκείμενους ορόφους.

Το φορτίο χιονιού λαμβάνεται ως μεταβλητή στο χρόνο αλλά πάγια δράση και κατατάσσεται στις στατικές δράσεις. Παρουσία ανέμου διαμορφώνονται δύο διατάξεις φορτίων χιονιού, παρασυρμένο και μη παρασυρμένο χιόνι, ενώ και για τις δύο διατάξεις χρησιμοποιείται η «με διάρκεια/παροδική κατάσταση σχεδιασμού».

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα και το παράρτημα Γ του EC-1 (1-3) η τοποθεσία της κατασκευής λαμβάνεται στη Ζώνη Β σε υψόμετρο έως 100m και η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επι του εδάφους $s_k=0,81$ kN/m². Το φορτίο χιονιού επι της στέγης λαμβάνεται από τη σχέση $s = \mu_i C_e C_t s_k$.

C_e : συντελεστής εκθέσεως

μ_i : συντελεστής σχήματος

C_t : θερμικός συντελεστής

Στον φορέα της κατασκευής εφαρμόζεται διάταξη παρασυρμένου χιονιού ως δυσμενέστερη. Υπάρχουν έξι ζώνες εφαρμογής της παρασυρμένης διάταξης του φορτίου χιονιού. Σύμφωνα με τον EC-1 (1-3, 5.3.6) λαμβάνονται υπόψη τα εξής :

μ_1 : συντελεστές σχήματος οριζόντιας στέγης

μ_s : συντελεστές σχήματος ολίσθησης

μ_w : συντελεστές σχήματος ανέμου

b_1 : μήκος εμποδίου

b_2 : μήκος χαμηλότερης στέγης

h : ύψος εμποδίου

l_s : μήκος απόθεσης

Πίνακας 4.3: φορτία χιονιού

	μ_1	μ_s	μ_w	b_1	b_2	h	l_s	s (kN/m ²)
Κατάντη του ασανσέρ	0,80	0	2,85	5,00	1,00	2,95	5,90	2,15
Εντός αιθρίου	0,80	0	0,75	6,00	3,80	6,25	12,50	0,65
Δυτικά του ασανσέρ	0,80	0	1,83	5,20	5,60	2,95	5,90	1,40/1,00
Στέγες δεξαμενών	0,80	0	1,06	16,25	4,00	9,55	19,10	1,10

Εκτός των παραπάνω τοποθετείται το φορτίο χιονιού με μη παρασυρμένη διάταξη $s=0,65$ kN/m² στην είσοδο της κατοικίας στην υπόλοιπη επιφάνεια του ορόφου 1 και στον όροφο 2.

4.1.3 Οριζόντιες δράσεις

Οι οριζόντιες δράσεις της κατασκευής προέρχονται από το φορτίο ανέμου και τη σεισμική δράση και παραλαμβάνονται από τα συστήματα παραλαβής της οριζόντιας φόρτισης.

Οι δράσεις του ανέμου θα πρέπει να θεωρούνται ως μεταβλητές πάγιες δράσεις και εισάγονται ως στατική φόρτιση. Εξετάζεται η δράση του ανέμου σε κάθε διεύθυνση ξεχωριστά λόγω της ανομοιομορφίας των όψεων της κατασκευής. Από το Εθνικό Προσάρτημα του EC-1 (1-4) λαμβάνεται για την Ελλάδα τυπικός άνεμος 33m/s για απόσταση έως 10km από την ακτή και βασική ταχύτητα ανέμου 33m/s για συντελεστές c_{dir} , c_{season} (διεύθυνσης, εποχιακό) ίσους με μονάδα. Ακολουθεί ο υπολογισμός της μέσης ταχύτητας του ανέμου ($v_{m(z)}$), της πίεσης ταχύτητας αιχμής ($q_{p(z)}$) και τέλος της πίεσης του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες (w_e). Υπολογίζεται μόνο στην προσήνεμη και στην υπήνεμη πλευρά κάθε διεύθυνσης φόρτισης αμελώντας το πορώδες των επιφανειών και άρα την έμμεση πίεση στις εσωτερικές επιφάνειες. Το ETABS διευκολύνει τον υπολογισμό της τελικής δράσης με την εισαγωγή του ύψους της κάθε όψης και των παρακάτω συντελεστών :

Πίνακας 4.4: συντελεστές πίεσης

	$C_s C_d$	$c_{o(z)}$	k_1	κατηγορία εδάφους	v_b (m/s)	c_{pw}	c_{pl}
$\theta=0$	0,93	1,00	1,00	3	33,00	0,742	0,384
$\theta=90$	0,85	1,00	1,00	3	33,00	0,745	0,430
$\theta=180$	0,93	1,00	1,00	3	33,00	0,723	0,347
$\theta=360$	0,85	1,00	1,00	3	33,00	0,745	0,430

v_b : βασική ταχύτητα ανέμου Εθνικό Προσάρτημα του EC-1 (1-4)
 $c_{o(z)}$: συντελεστής αναγλύφου
 k_1 : συντελεστής στροβιλισμού
 $C_s C_d$: δυναμικός συντελεστής EC-1 (1-4, παράρτημα D)
 c_{pw} : συντελεστής εξωτερικής πίεσης προσήνεμης πλευράς
 c_{pl} : συντελεστής εξωτερικής πίεσης υπήνεμης πλευράς
 Τα c_{pw} , c_{pl} λαμβάνονται από τον πίνακα 7.1 του EC-1 (1-4, 7.2.2).

Η σεισμική δράση συμμετέχει στους συνδυασμούς της σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού οφείλεται στην κίνηση του εδάφους και επηρεάζεται από την ακαμψία και τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της κατασκευής.

Οι δύο βασικές απαιτήσεις του EC-8 είναι η απαίτηση μη κατάρρευσης για τη σεισμική δράση σχεδιασμού και ο περιορισμός των βλαβών για σεισμική δράση συχνότερη αυτής του σχεδιασμού. Η σεισμική δράση σχεδιασμού αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς $T_{NCR}=475$ έτη (δηλαδή πιθανότητα υπέρβασης $P_{NCR}=10\%$ σε 50 έτη), ενώ η συχνή δράση αντιστοιχεί σε $P_{DLR}=10\%$ σε 10 έτη (δηλαδή $T_{DLR}=95$ έτη) και προκύπτει εκ της δράσης σχεδιασμού πολλαπλασιασμένης με ένα μειωτικό συντελεστή που λαμβάνεται $v=0,5$.

Η σεισμική κίνηση προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης η μορφή του οποίου λαμβάνεται ίδια για τα δύο επίπεδα φόρτισης. Για να ληφθεί όμως υπόψη η μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών χρησιμοποιείται το φάσμα απόκρισης σχεδιασμού που είναι μεν ελαστικό αλλά μειωμένο κατά τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς q που διαφέρει στους 3 εναλλακτικούς στατικούς φορείς. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει το λόγο των σεισμικών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν σε ελαστικό φορέα ($\xi=5\%$) προς τις δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη και εξαρτώνται από την πλαστιμότητα των διατομών. Μπορεί να είναι διαφορετικός σε κάθε διεύθυνση αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας της κατασκευής είναι μία.

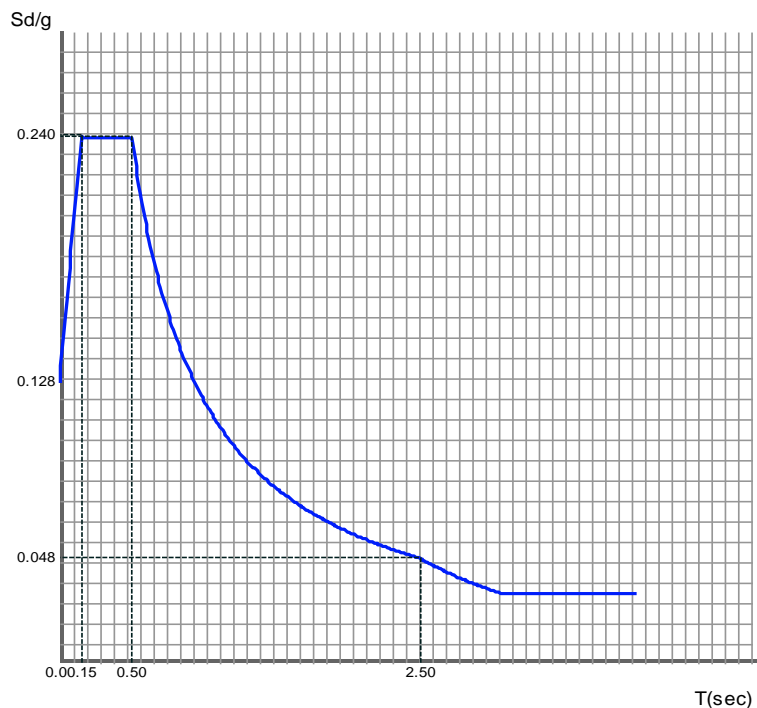
Το φάσμα υπολογίζεται από τον EC-8 (3.2.2.5) και ισχύουν τα εξής :

Σεισμική ζώνη : II
 Κατηγορία εδάφους : B
 Κατηγορία σπουδαιότητας : II
 Διεύθυνση σεισμικών δυνάμεων : X,Y
 Ελαστικό φάσμα απόκρισης : τύπος 1
 Κατηγορία πλαστιμότητας : ΚΠΜ

Φορέας 1 : $q=2,00$
 Φορέας 2 : $q=4,00$
 Φορέας 3 : $q=4,00$

Πίνακας 4.5: δεδομένα εδάφους

γ	a_{gr}	a_g	S	T_B	T_C	T_D	β	a_g
1,00	0,24	0,24	1,20	0,15	0,50	2,50	0,20	0,24



Σχήμα 4.1: φάσμα σχεδιασμού

4.2 Συνδυασμοί φόρτισης

4.2.1 Καταστάσεις σχεδιασμού – οριακές καταστάσεις

Οι καταστάσεις σχεδιασμού αναφέρονται στις διαφορετικές συνθήκες υπό των οποίων η κατασκευή απαιτείται να ικανοποιεί τη λειτουργία της. Η κατασκευή ελέγχεται για τις δύο συχνότερες καταστάσεις σχεδιασμού τη μόνιμη, η οποία αναφέρεται σε συνθήκες κανονικής χρήσης και τη σεισμική, η οποία αναφέρεται στην κατάσταση της κατασκευής όταν αυτή υπόκειται σε σεισμικές δράσεις.

Οι οριακές καταστάσεις που ελέγχονται είναι η οριακή κατάσταση αστοχίας και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Η ΟΚΑ (ULS) αναφέρεται στην ασφάλεια της ανθρώπινης ζωής και δευτερευόντως στην ασφάλεια της κατασκευής. Αφορά σε :απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα, απώλεια ισορροπίας μέλους του φορέα ή υπερβολική παραμόρφωσή του, αστοχία ή

υπερβολική παραμόρφωση του εδάφους όπου εδράζεται η κατασκευή, αστοχία λόγω κόπωσης δομικών στοιχείων της κατασκευής.

Η OKΛ (SLS) αναφέρεται στην λειτουργικότητα της κατασκευής και στην άνεση του χρήστη. Αφορά σε : περιορισμούς ακαμψίας μελών (κατακόρυφα βέλη, ταλαντώσεις), οριζόντιας μετακίνησης και σχετικής μετακίνησης ορόφων.

Οι ULS και SLS ελέγχονται τόσο στην μόνιμη όσο και στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

4.2.2 Συνδυασμοί δράσεων

Διακρίνονται δύο κατηγορίες συνδυασμών δράσεων: οι συνδυασμοί που αναφέρονται στην μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού και ονομάζονται θεμελιώδεις συνδυασμοί (fundamental combinations) και οι συνδυασμοί που αναφέρονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Στους θεμελιώδεις συνδυασμούς η διάκριση μεταξύ ULS και SLS γίνεται με τη χρήση συντελεστών επι των χαρακτηριστικών τιμών των δράσεων, ενώ στους σεισμικούς συνδυασμούς με τη χρήση μειωτικού συντελεστή στη σεισμική δράση σχεδιασμού όπως αναφέρεται στην 3.1.3 του παρόντος.

Από τους πίνακες του EC-0(Παράρτημα A) και EC-1(1-3, 1-4) λαμβάνονται οι εξής συντελεστές :

Πίνακας 4.6: συντελεστές συνδυασμών φόρτισης

	dead	live	snow	wind
$\gamma_{G,ULS}$	1,35	-	-	-
$\gamma_{Q,ULS}$	-	1,50	1,50	1,50
$\gamma_{G,SLS}$	1,00	-	-	-
$\gamma_{Q,SLS}$	-	1,00	1,00	1,00
Ψ_{10}	-	0,70	0,50	0,60
Ψ_{11}	-	0,50	0,20	0,20
Ψ_{12}	-	0,30	0,00	0,00

Στους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης λαμβάνεται υπόψη κατά τον EC-8 η αβεβαιότητα στη θέση των μαζών με την εισαγωγή τυχηματικής εκκεντρότητας $e_{a,i} = 0,05L_i$ του κέντρου μάζας του i ορόφου από την ονομαστική του θέση (L_i η διάσταση του ορόφου κατά διεύθυνση κάθετη στη διεύθυνση της σεισμικής δύναμης). Επίσης, η σεισμική δράση λαμβάνεται μειωμένη κατά την μία διεύθυνση όταν εξετάζεται η άλλη. Τα αδρανειακά μεγέθη προκύπτουν από την χαρακτηριστική τιμή των μονίμων και τα οιονεί μόνιμα φορτία (ψ_{i2}).

Μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού:

- ULS

$$ULSFC1 = 1,35D + 1,50L$$

$$ULSFC2 = 1,35D + 1,50L + 1,50(0,50S + 0,60W_X)$$

$$\begin{aligned} \text{ULSFC3} &= 1,35D+1,50S+1,50(0,70L+0,60W_x) \\ \text{ULSFC4} &= 1,35D+1,50W_x+1,50(0,70L+0,50S) \\ \text{ULSFC5} &= 1,35D+1,50L+1,50(0,50S+0,60W_y) \\ \text{ULSFC6} &= 1,35D+1,50S+1,50(0,70L+0,60W_y) \\ \text{ULSFC7} &= 1,35D+1,50W_y+1,50(0,70L+0,50S) \\ \text{ULSFC8} &= 1,35D+1,50(L+S)+1,50*0,60W_x \\ \text{ULSFC9} &= 1,35D+1,50(L+S)+1,50*0,60W_y \end{aligned}$$

- SLS

$$\begin{aligned} \text{SLSFC1} &= 1,00D+1,00L \\ \text{SLSFC2} &= 1,00D+1,00L+1,00(0,50S+0,60W_x) \\ \text{SLSFC3} &= 1,00D+1,00S+1,00(0,70L+0,60W_x) \\ \text{SLSFC4} &= 1,00D+1,00W_x+1,00(0,70L+0,50S) \\ \text{SLSFC5} &= 1,00D+1,00L+1,00(0,50S+0,60W_y) \\ \text{SLSFC6} &= 1,00D+1,00S+1,00(0,70L+0,60W_y) \\ \text{SLSFC7} &= 1,00D+1,00W_y+1,00(0,70L+0,50S) \\ \text{SLSFC8} &= 1,00D+1,00(L+S)+1,00*0,60W_x \\ \text{SLSFC9} &= 1,00D+1,00(L+S)+1,00*0,60W_y \end{aligned}$$

Τα φορτία ανέμου εισάγονται για δύο διευθύνσεις με απόκλιση της πιθανότητας ταυτόχρονης εμφάνισης και των δύο (υπολογίζονται και για τις τέσσερις όψεις της κατασκευής, όμως εισάγονται οι παριβάλλουσες για άνεμο κατά x και κατά y).

Σεισμική κατάσταση σχεδιασμού:

- ULS

$$\begin{aligned} \text{ULSSC1} &= 1,00D+0,30L+E_x+0,30E_y \\ \text{ULSSC2} &= 1,00D+0,30L+0,30E_x+1,00E_y \end{aligned}$$

- SLS

Λαμβάνονται ίδιοι με τους ULS με απομειωμένη σεισμική δράση.

Για τους σεισμικούς συνδυασμούς όλοι οι περαιτέρω συνδυασμοί που έχουν να κάνουν με πρόσημα και τυχηματικές εκκεντρότητες λαμβάνονται αυτόματα από το ETABS και το STEREOSTATIKA.

5 Προσομοίωση – ανάλυση φορέων

5.1 Προσομοίωση

Όσο αφορά στην προσομοίωση του μοντέλου του φορέα 1 στο STEREOSTATIKA η επέμβαση του χρήστη είναι περιορισμένη. Εισάγεται στο πρόγραμμα η αρχιτεκτονική κάτοψη επί της οποίας τοποθετούνται γραφικά τα δομικά στοιχεία της κατασκευής.

Για τους φορείς 2 και 3 αντίθετα η προσομοίωση στο ETABS επηρεάζεται καθοριστικά από τις επιλογές του χρήστη, ώστε η απόκριση του στατικού μοντέλου να ταυτίζεται κατά το δυνατό με την απόκριση της πραγματικής κατασκευής. Μικρές γεωμετρικές διαφορές στις θέσεις των γεωμετρικών στοιχείων παραλείπονται καθώς είναι πρακτικά αμελητέα η διαφορά στα εντατικά μεγέθη που θα προκύψουν. Επιπλέον, με την πρακτική αυτή αποφεύγεται το υπερβολικό και ακανόνιστο meshing στα πεπερασμένα στοιχεία (πλάκες), τα οποία επιβάλλεται μεν να καταμεριστούν σε μικρού μεγέθους πεπερασμένα, η ακανόνιστη μορφή των οποίων όμως δημιουργεί προβλήματα και πολλές φορές λανθασμένα αποτελέσματα κατά την ανάλυση. Στα πλαίσια της παραπάνω τακτικής γίνεται και η κατά κανόνα εισαγωγή των στοιχείων όχι με την γεωμετρικές διαστάσεις του μέλους αλλά βάσει των κεντροβαρικών αξόνων των μελών. Εισάγεται δηλαδή όχι μια γραφική αναπαράσταση της πραγματικής κατασκευής αλλά ένα στατικό μαθηματικό μοντέλο. Ακόμα και στις συνδέσεις δοκού – υποστυλώματος στο μοντέλο ενώνονται στον θεωρητικό κόμβο τα κέντρα βάρους της δοκού και του υποστυλώματος χωρίς την εισαγωγή της υπάρχουσας εκκεντρότητας μεταξύ των κεντροβαρικών γραμμών των δύο στοιχείων.

Λαμβάνονται υπόψη με την χρήση κατάλληλων modifiers η συμπεριφορά των δομικών στοιχείων της κατασκευής.

Μειώνεται η ακαμψία των μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα με τη μείωση της αδράνειας τους ώστε να ληφθεί υπόψη στην ανάλυση η συμπεριφορά του ρηγματωμένου σκυροδέματος. Αυτό συμβαίνει σε δοκούς, υποστυλώματα και τοιχία πλήρωσης σε στάθμες άνω της οροφής του υπογείου.

Οι πλάκες λαμβάνονται ως διαφράγματα ώστε να εκμεταλλευθούν την ακαμψία των κατακόρυφων στοιχείων που βρίσκονται μέσα στο διάφραγμα. Άλλωστε αυτός είναι ο μοναδικός τρόπος μεταφοράς της οριζόντιας φόρτισης στα πλαίσια ροπής και στα πλαίσια των χιαστί συνδέσμων. Η ακαμψία στο επιπεδό τους όμως λαμβάνεται πολύ μικρή ώστε να επιβαρυνθούν κατά το δυσμενέστερο οι δοκοί που στηρίζουν τις πλάκες.

Μειώνεται η διατομή των χιαστί συνδέσμων με στόχο τη σωστή προσομοίωση του συστήματος παραλαβής της οριζόντιας φόρτισης κατά το σεισμό. Όπως αναφέρεται στον EC-8 (6.7.1) μόνο η μία διαγώνιος παραλαμβάνει ολόκληρη την προκύπτουσα αξονική δύναμη για την αντίστοιχη διεύθυνση του σεισμού ενώ το άλλο μέλος του χιαστί ενεργοποιείται για την αντίθετη διεύθυνση.

Ιδιαίτερα σημαντική είναι η προσομοίωση των συνδέσεων των μελών του φορέα καθώς λάθος κατά τη συγκεκριμένη διαδικασία μπορεί να οδηγήσει σε μηχανισμό και αδυναμία επίλυσης του μοντέλου από το ETABS. Μορφώνονται λοιπόν εισάγοντας τις κατάλληλες απελευθερώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα τα πλαίσια κατά x ή y (πλαίσια παραλαβής ροπής κατά τον κύριο τοπικό άξονα των δοκών), οι αμφιαρθρωτές δοκοί και τα αμφιαρθρωτά διαγώνια μέλη των χιαστί συνδέσμων.

Ανάλογα με την κανονικότητα σε κάτοψη και όψη των φορέων ενδέχεται να επιτρέπεται και ανάλυση με επίπεδα προσομοιώματα, πρακτική που μπορεί να είναι χρήσιμη σε μικρές εφαρμογές και όχι για την ανάλυση μιας κατοικίας.

5.2 Ανάλυση

Συνοπτικά για την ανάλυση των εντατικών μεγεθών των φορέων αναφέρεται ότι μπορεί να διαφέρει ανάλογα με:

- Το υλικό

Ελαστική ανάλυση γίνεται σε όλες τις περιπτώσεις και υποτίθεται ελαστική συμπεριφορά του φορέα και του υλικού καθ' όλη τη φόρτιση.

Πλαστική ανάλυση χρησιμοποιείται μόνο εφόσον τα μέλη της κατασκευής διαθέτουν επαρκή στρωφική ικανότητα στις θέσεις όπου δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις. Γενικά, η αύξηση των δράσεων οδηγεί σε αύξηση των τάσεων και τελικά πλαστικοποίηση (ανάπτυξη της πλήρους πλαστικής αντοχής των διατομών). Κατά την εξάπλωση της διαρροής σε μια διατομή μειώνεται σταδιακά η δυσκαμψία EI έως ότου γίνει πλαστική άρθρωση όπου $EI=0$ (E, δρώσα τιμή μέτρου ελαστικότητας). Βάσει των παραπάνω γίνεται και η διάκριση των διατομών σε :

1. Διατομή 1

Διατομή που μπορεί να αναπτύξει πλήρη πλαστικοποίηση και έχει δυνατότητα στρωφής.

2. Διατομή 2

Διατομή που αναπτύσσει πλήρη πλαστικοποίηση αλλά δεν έχει ικανότητα στρωφής γιατί εξαιτίας της γεωμετρίας της εμφανίζει τοπικό λυγισμό όταν θα πλαστικοποιηθεί πλήρως.

3. Διατομή 3

Διατομή που δεν μπορεί να φτάσει καν την πλαστική αντοχή της χωρίς να προηγηθεί τοπικός λυγισμός (αναπτύσσει $M_{el,Rd}$)

4. Διατομή 4

Διατομή που αστοχεί σε τοπικό λυγισμό πριν καν φτάσει την ελαστική αντοχή της (δηλαδή πριν καν διαρρεύσει η ακραία ίνα).

Οι διατομές κατατάσσονται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία των θλιβομένων στοιχείων τους. Σημειώνεται ότι οι διατομές των φορέων 2 και 3 προκύπτουν όλες κατηγορίας 1. Έτσι, επιτρέπεται η πλαστικοποίηση των ακραίων διατομών των αμφιπλάκτων δοκών των πλαισίων όπως αναφέρεται στο κεφάλαιο του σχεδιασμού. Για τα εντατικά μεγέθη όμως γίνεται επι το δυσμενέστερο ελαστική ανάλυση.

- Τη γεωμετρία του φορέα

Η προκύπτουσα παραμόρφωση κατά την ένταση γενικά μεταβάλλει την εντατική κατάσταση του φορέα.

1. Θεωρία πρώτης τάξης

Θεωρεί κατασκευή από ελάστικό υλικό που συμπεριφέρεται επίσης γραμμικά, δηλαδή παραμορφώσεις και εντάσεις είναι ανάλογες των δράσεων.

2. Θεωρία δεύτερης τάξης

Λαμβάνει υπόψη τη μη γραμμικότητα του φορέα.

Για τους φορείς της διπλωματικής αμελούνται οι μη γραμμικότητες της κατασκευής βάσει των αντίστοιχων ελέγχων στα κεφάλαια του σχεδιασμού άρα εφαρμόζεται η περίπτωση 1.

Για την ανάλυση της οριζόντιας δράσης στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού χρησιμοποιείται η πλέον διαδεδομένη μέθοδος της ιδιομορφικής ανάλυσης του φάσματος απόκρισης η οποία σε αντίθεση με την ανάλυση οριζόντιας φόρτισης λαμβάνει υπόψη όλες τις ιδιομορφές που συμβάλλουν σημαντικά στη διαμόρφωση της τελικής απόκρισης του φορέα. Οι ιδιομορφικές αποκρίσεις δεν θεωρούνται γενικά αμοιβαία ανεξάρτητες και συνδυάζονται με πλήρη τετραγωνικό συνδυασμό (CQC). Η ταυτόχρονη δράση των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης λαμβάνεται με υπολογισμό της απόκρισης στο σημείο από κάθε ιδιομορφή ξεχωριστά ,στη συνέχεια συνδυάζονται οι ιδιομορφικές αποκρίσεις με CQC και τελικά συνδυάζονται οι οριζόντιες συνιστώσες με SRSS. Τα κριτήρια καθορισμού του αριθμού των σημαντικών ιδιομορφών ταλάντωσης περιγράφονται αναλυτικά στον EC-8 (4.3).

Εδώ αναφέρεται ότι :

C_X : ιδιομορφικές μάζες κατά x

C_Y : ιδιομορφικές μάζες κατά y

ΣC_X : άθροισμα ιδιομορφικών μαζών κατά x $\geq 90\%$

ΣC_Y : άθροισμα ιδιομορφικών μαζών κατά y $\geq 90\%$

5.3 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Για την εύρεση του συντελεστή συμπεριφοράς προηγείται ο έλεγχος κανονικότητας των φορέων και η κατάταξη τους.

5.3.1 Κανονικότητα σε κάτοψη

Τα κριτήρια κανονικότητας αναλύονται στον EC-8 (4.2.3.2). Για τους φορείς 1,2,3 αναφέρονται τα εξής :

1. Έλεγχος λυγηρότητας σε κάτοψη

$$L_{\max} = 22.31$$

$$L_{\min} = 17.17$$

$$\lambda = L_{\max} / L_{\min} = 1,30 < 4$$

2. Έλεγχος εσοχών (% της συνολικής επιφάνειας του ορόφου)

εσοχή	Υπόγειο	Ισόγειο	Όροφος 1
	350 m2	257 m2	227 m2
ΝΔ	17.00	17.00	17.00
ratio (%)	4.9	6.6	7.5
ΝΑ	10.00	4.00	4.00
ratio(%)	2.9	1.6	1.8
ΒΑ	-	10.00	10.00
ratio(%)		3.9	4.4
Εξώστης	-	-	8.00
ratio(%)			3.5

3. Έλεγχος r_x , r_y , e_{ox} , e_{oy} (φορέας 1)

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης του STEREOSTATIKA λαμβάνονται τα εξής :
Κέντρα ελαστικής στρωφής, ακτίνες δυστρεψίας, ακτίνες αδράνειας

Όροφος	X_{CT} m	Y_{CT} m	e_{ox} m	e_{oy} m	e_{ox} m	e_{oy} m	l_s	r_x	r_y
ισόγειο	14.007	11.184	-3.080	-1.656	-3.082	-1.653	7.34	8.45	7.01
όροφος	13.083	11.070	-1.353	-1.638	-1.274	-1.700	7.12	9.01	7.40
δώμα	12.566	12.416	-0.624	2.065	-0.423	2.115	2.54	3.74	4.35

Τυπικά για τον έλεγχο αυτό πρέπει να ισχύει : $e_{ox} \leq 0,30 r_x$, $e_{oy} \leq 0,30 r_y$, $r_x \geq l_s$, $r_y \geq l_s$. Από τις δύο τελευταίες ανισότητες προκύπτει για τον φορέα 1 ότι ανήκει σε κατηγορία στατικού συστήματος εύστρεπτου φορέα, δηλαδή, ότι έστω και οριακά δεν έχει μια ελάχιστη τιμή στρεπτικής δυσκαμψίας. Ο έλεγχος παρατίθεται παρακάτω :

4.

Όροφος	CM	CT	l_s	r_x	r_y	1.1	1.2
ισόγειο	10.93,9.53	14.01,11.18	7.34	8.45	7.01	8.45 < 7.34	7.01 < 7.34

όροφος	11.73,9.43	13.08,11.07	7.12	9.01	7.40	9.01<7.12	7.40<7.12
δώμα	11.94,14.48	12.57,12.42	2.54	3.74	4.35	3.74<2.54	4.35<2.54

Σύμβολα:

C_M κέντρο μάζας

C_T κέντρο ελαστικής στροφής

Κριτήρια αποδοχής:

1.1 $r_x < I_s$

1.2 $r_y < I_s$

Τελικά συμπεραίνεται ότι : εκ των ελέγχων 2,3,4 ο φορέας 1 (κατασκευή από Ο/Σ) δεν είναι κανονικός σε κάτοψη και μάλιστα είναι στρεπτικά εύκαμπτος φορέας. Οι φορείς 2 και 3 λόγω του ελέγχου 2 οριακά δεν είναι κανονικοί σε κάτοψη.

5.3.2 Κανονικότητα σε όψη

Τα κριτήρια κανονικότητας αναλύονται στον EC-8 (4.2.3.3). Για τους φορείς 1,2,3 αναφέρονται τα εξής :

Η κανονικότητα σε όψη ελέγχεται μόνο για τα επίπεδα που βρίσκονται πάνω από την οροφή του υπογείου. Γενικά, δεν παρατηρείται εσοχή καθ' ύψος σε καμία όψη της κατασκευής πλην της περίπτωσης του δώματος το οποίο όμως δεν λαμβάνεται υπόψη στο συγκεκριμένο έλεγχο. Επομένως, οι φορείς είναι κανονικοί σε όψη.

Σύμφωνα με τον EC-8 ο συντελεστής q χρησιμοποιείται με την τιμή αναφοράς του για κάθε φορέα (εφόσον δεν απομειώνεται λόγω κανονικότητας σε όψη). Για τους τρεις φορείς έχουμε :

Πίνακας 5.1: συντελεστές συμπεριφοράς

Φορέας 1	Στρεπτικά εύκαμπτο	ΚΠΜ	2,00
(διπλό ισοδύναμο με τοιχωματικό)			
Φορέας 2	Πλαίσια ροπών – πλαίσια με χιαστί	ΚΠΜ	4,00
Φορέας 3	Πλαίσια ροπών	ΚΠΜ	4,00

5.4 Ποιοτική αξιολόγηση των [M], [N]

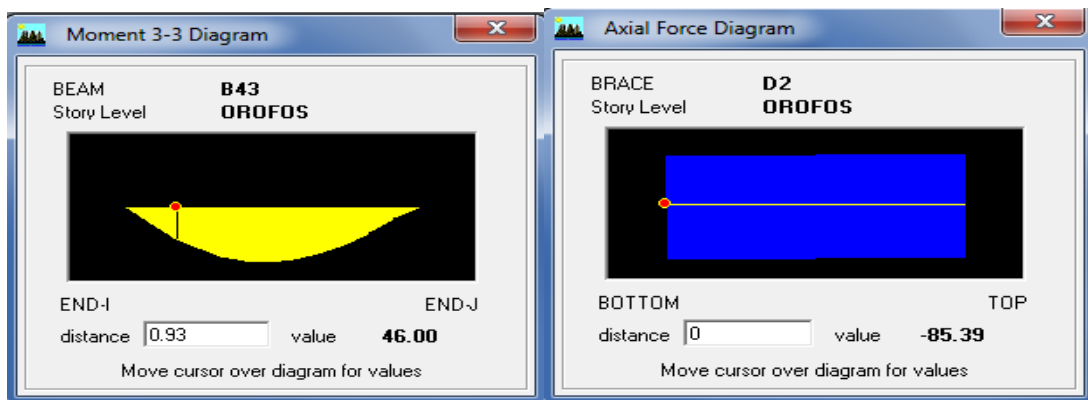
Γίνεται μια ενδεικτική παράθεση αποτελεσμάτων των εντατικών μεγεθών [M], [N] στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Είναι ένας τρόπος ποιοτικού ελέγχου της εγκυρότητας

των αποτελεσμάτων προτού γίνει η διαστασιολόγηση των μελών με τις εντάσεις σχεδιασμού. Ανάλογα με τις συνδέσεις των μελών όπως αυτές διαμορφώθηκαν στο περιβάλλον του ETABS εξετάζεται αν τα αποτελέσματα είναι τα αναμενόμενα.

Εμφανίζονται με κόκκινο (αρνητικό) και κίτρινο (θετικό) χρώμα οι εντάσεις προερχόμενες από τις κατακόρυφες φορτίσεις (dead, live, snow). Γι' αυτό τα υποστυλώματα στους συνδυασμούς ULSFC έχουν πάντα κόκκινο-κίτρινο χρώμα και πολύ λίγο μπλε με το οποίο εμφανίζεται η οριζόντια δράση λόγω του ανέμου. Για τον ίδιο λόγο οι δοκοί των πλαισίων έχουν ισχνό μπλε για τη M33.

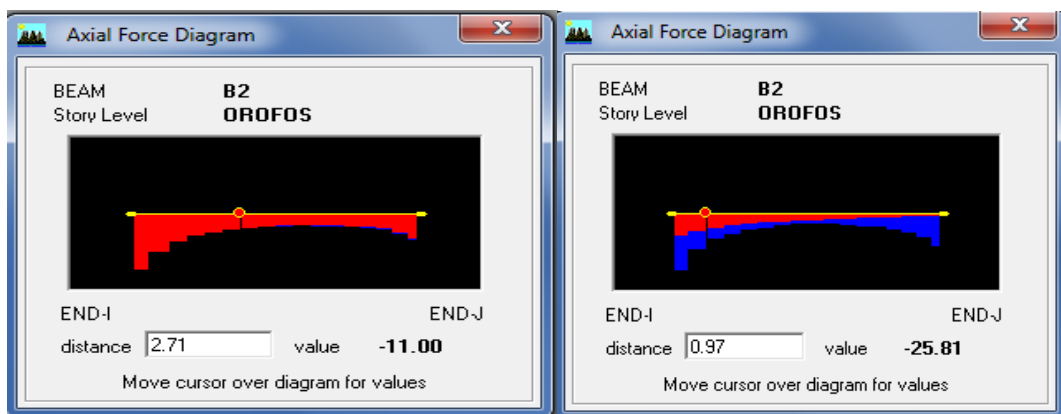
Στους σεισμικούς συνδυασμούς ULSSC τα υποστυλώματα που ανήκουν σε πλαίσια κατά y έχουν M33 που απαρτίζεται εξίσου από κόκκινο-κίτρινο και μπλε εξαιτίας της αυξημένης ροπής λόγω παραλαβής της σεισμικής δράσης. Για τον ίδιο λόγο οι δοκοί των πλαισίων κατά y έχουν M33 όμοιο με τα υποστυλώματα. Οι ροπές M33 των αμφιαρθρωτών δοκών είναι εξολοκλήρου κίτρινη (θετική ροπή). Οι αξονικές δυνάμεις στις δοκούς οφειλόμενες στα κατακόρυφα φορτία στους ULSSC είναι αμελητέες. Είναι επίσης αρκετά κατοπτρικές (δίνουν θλίψη και όμοιο εφελκυσμό). Οι αξονικές των υποστυλωμάτων προέρχονται από τα μη σεισμικά φορτία των ULSSC και άρα είναι κόκκινες .

Αποτελέσματα φαίνονται στα σχήματα που ακολουθούν :



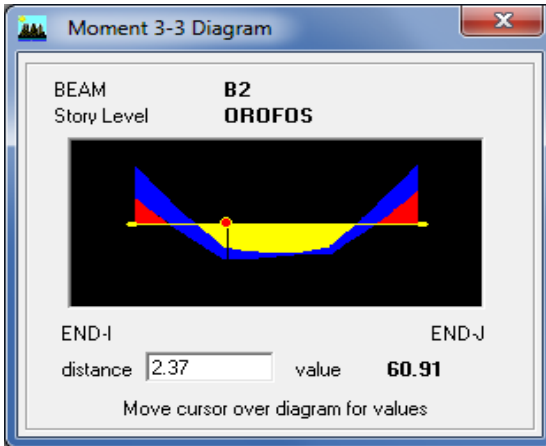
Σχήμα 5.1: αμφιαρθρωτή δοκός-ULSFC

Σχήμα 5.2: διαγώνιος-ULSSC

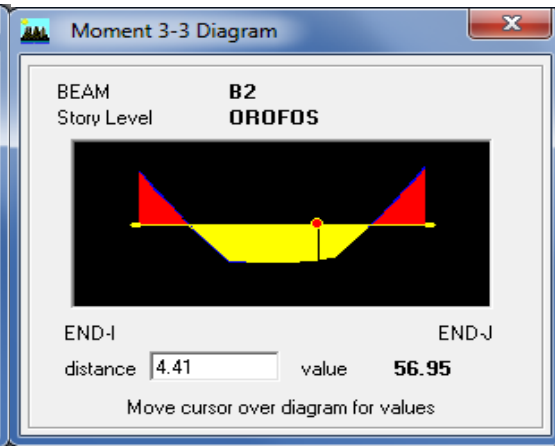


Σχήμα 5.3: αμφίπακτη πλαισίου y-ULSFC

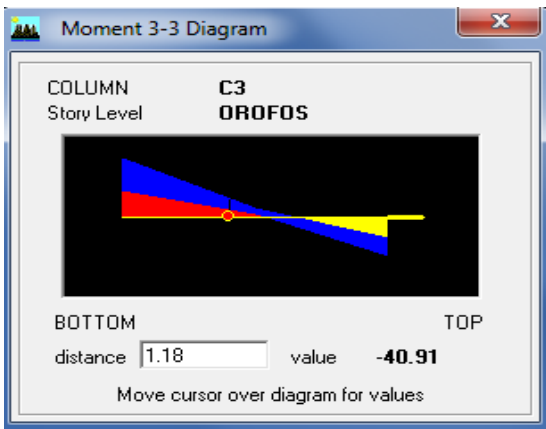
Σχήμα 5.4: αμφίπακτη πλαισίου y-ULSSC



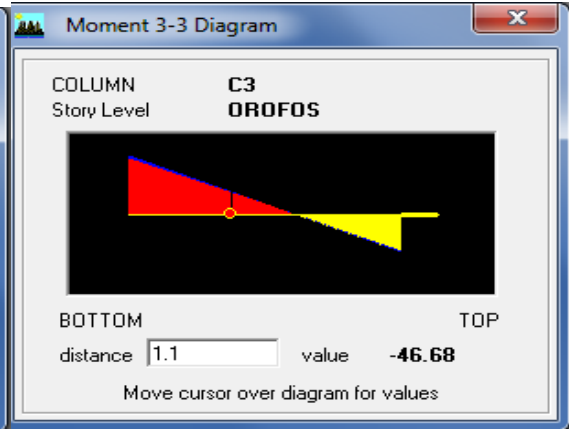
Σχήμα 5.5: αμφίπακτη πλαισίου y-ULSSC



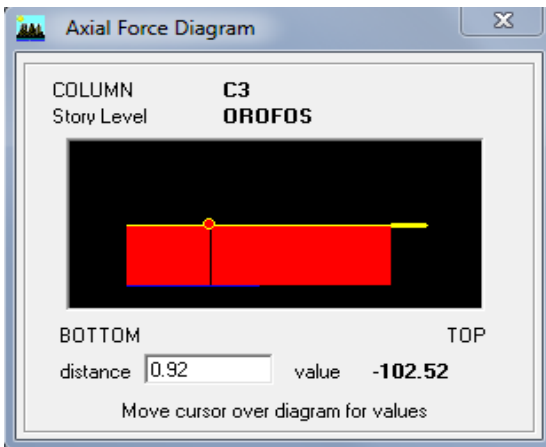
Σχήμα 5.6: υποστύλωμα πλαισίου y-ULSFC



Σχήμα 5.7: υποστύλωμα πλαισίου y-ULSSC



Σχήμα 5.8: υποστύλωμα πλαισίου y-ULSFC



Σχήμα 5.9: αμφίπακτη πλαισίου y-ULSFC

6 Σχεδιασμός φορέα από Ο/Σ

6.1 Γενικά

Μετά την ανάλυση και τον προσδιορισμό των δρώντων εντατικών μεγεθών πραγματοποιείται έλεγχος του φορέα 1 της 2.2 του παρόντος. Οι δράσεις σχεδιασμού που χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση των μελών και ο προσδιορισμός της αντοχής τους προέρχονται από τα αντίστοιχα κεφάλαια του EC-2 και του EC-8.

Ο βασικός κανόνας αντισεισμικού σχεδιασμού ο οποίος εφαρμόζεται ομοίως και στους φορείς 2 και 3 στο επόμενο κεφάλαιο είναι η αποφυγή όλων των μορφών ψαθυρής αστοχίας, της συγκέντρωσης πλαστικών αρθρώσεων στις διατομές των υποστυλωμάτων και της αστοχίας των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων. Αυτό επιτυγχάνεται με τη χρήση εντατικών μεγεθών σχεδιασμού σε επιλεγμένες περιοχές από συνθήκες ισορροπίας υποθέτοντας ότι έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις με τις πιθανές τους υπεραντοχές στις παρακείμενες περιοχές.

6.2 Σχεδιασμός πλακών

Ακολουθεί ο σχεδιασμός σε κάμψη και διάτμηση των πλακών όλων των ορόφων. Η ροπή σχεδιασμού σε κάμψη στις τετραέρειστες πλάκες είναι η δρώσα ροπή, ενώ σε αμφιέρειστες είναι η μέγιστη εκ των ροπής μονοπάκτου ή αμφιπάκτου ανάλογα με τη στήριξη της πλάκας. Επίσης, γίνεται έλεγχος λυγνότητας κατά τον EC-2 όπου ο περιορισμός του λόγου l/d της πλάκας εξασφαλίζει ότι η βύθισή της υπό τα μόνιμα και οιοειδή μόνιμα φορτία περιορίζεται στο $1/250$ του ανοίγματος.

Όροφος 2 :

Υλικά : C25/30-B500C, Οπλισμός:συστροφής:Όχι, $S_{max} = \min(250\text{mm}, 2.00h)$
 $b_{\text{υπ}}=200\text{mm}, \delta\epsilon_{\text{ξmin}}=1.50\text{‰},$
 $d_1 = 35\text{mm}, d_2 = 35\text{mm},$

Ανοίγματα Πλακών

		Π1,h=150mm (Τετραέρειστη)		$L_x = 5079\text{mm},$	$L_y = 4914\text{mm},$	$g_o = 3.75\text{kN/m}^2,$	$g_{o\text{πτ}} = 0.00\text{kN/m}^2,$	$g_e =$	
				$2.50\text{kN/m}^2,$				$q = 1.50\text{kN/m}^2$	
	bmm	dmm	Οπλισμός	$A_{s,\text{req}}$ mm ²	S_{max} mm	Ράβδοι	$A_{s,\text{eff}}$ mm ²	$\delta\epsilon_{\text{ξ}}$ ‰	Md kNm
x :	1000	105	κύριος	242	172	5Ø 8(Ø 8/200)	251	2.39	9.46
y :	1000	115	κύριος	234	172	5Ø 8(Ø 8/200)	251	2.19	10.16

	M _{Ed} kNm	M _{Rd} kNm	V _{dI} kN	V _{dR} kN	V _{Ed} kN	V _{Rd,c} kN	V _{gI} kN	V _{gR} kN	V _{qI} kN	V _{qR} kN
x :	11.3	11.7	18.0	18.0	18.0	48.6	7.7	7.7	1.8	1.8
y :	12.2	12.9	18.3	18.3	18.3	48.6	7.9	7.9	1.9	1.9

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

Διεύθ.	l(m)	d(m)	K	ρ _o (‰)	ρ (‰)	l/d	lim(l/d)
x	5.079	0.105	1.000	5.000	2.309	48.37	≤ 49.08

6.3 Σχεδιασμός δοκών

Κρίσιμες περιοχές της δοκού θεωρούνται οι περιοχές που απέχουν από τις στηρίξεις της δοκού σε υποστύλωμα και γενικά από οποιαδήποτε θέση εμφάνισης πλαστικής άρθρωσης κατά τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού απόσταση $l_{cr}=h_w$ (h_w ύψος της δοκού) . Στις περιοχές αυτές με τη διαμόρφωση λεπτομερειών όπλισης εξασφαλίζεται η τοπική πλαστιμότητα. Η πλαστιμότητα καμπυλότητας των κρίσιμων περιοχών ορίζεται ως ο λόγος της καμπυλότητας που αντιστοιχεί σε πτώση της καμπτικής αντοχής στο 85% της οριακής τιμής της προς την καμπυλότητα διαρροής τηρουμένου και του περιορισμού παραμορφώσεων των υλικών όπως περιγράφεται στο κεφάλαιο 2 του παρόντος. Η τήρηση του ορίου καμπυλότητας προϋποθέτει την αποφυγή αστοχίας συνάφειας κατά τον EC-8, 5.6.2.2 και τους περιορισμούς του διαμήκους όπλισμού και των αποστάσεων των συνδετήρων κατά τον EC-8, 5.4.3.1.2.

Όσο αφορά στα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού των δοκών στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού επισημαίνεται :

Οι τιμές σχεδιασμού έναντι αξονικής και ροπής λαμβάνεται από την ULS της σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού(εννοείται ότι γίνεται έλεγχος και για την ULS της μόνιμης κατάστασης αλλά δεν περιγράφεται στο παρόν κεφάλαιο). Η τέμνουσα σχεδιασμού προκύπτει από την ισορροπία της δοκού υπό τέμνουσας από τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και ροπές άκρων που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα της δοκού για θετικές και αρνητικές διευθύνσεις της σεισμικής φόρτισης. Λόγω των παραπάνω η τέμνουσα σχεδιασμού που χρησιμοποιείται στο STEREOSTATIKA για τη διαστασιολόγηση των δοκών είναι :

$$\max (V_A , (V_{W+MR} , V_{W+qE}))$$

V_A : διάγραμμα τεμνουσών που προκύπτει από τους συνδυασμούς αστοχίας 1,35g+1,50q.

V_W : διάγραμμα τεμνουσών που προκύπτει από τα στατικά μόνιμα και οιονεί μόνιμα φορτία του σεισμού.

V_{qE} :περιβάλλουσα διαγραμμάτων τεμνουσών λόγω σεισμού πολλαπλασιασμένη με q/1,20.

V_{MR} : διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων αντοχής της δοκού που προκύπτουν από τις οριακές ροπές αντοχής της δοκού πολλαπλασιασμένο με 1,20.

Γίνεται έλεγχος λυγηρότητας των δοκών ομοίως με τις πλάκες.

Παρατίθενται ενδεικτικά τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των δοκών του ορόφου 2.

Όροφος 2 :

Υλικά : C25/30-B500C-B500C, $\delta\epsilon_{\xi\min} = 0.256\%$, $d_1 = 50.0\text{mm}$, $d_2 = 50.0\text{mm}$ $S_{\min} = 80.0\text{mm}$, $\varnothing_{w,\min} = 8$

Διάμετρος των διαμήκων ράβδων d_{bl}

Δεδομένα:

f_{ctm} (MPa)	f_{yd} (MPa)	k_D	γ_{Rd}	Κατηγορία πλαστιμότητας
2.56	434.78	0.67	1.20	Μέση

ρ_{max}

Δεδομένα:

f_{cd} (MPa)	E_s (GPa)	$f_{sy,d}$
16.67	200.00	2.17

$\mu\phi$

Δεδομένα:

Q_0	T_1 (sec)	T_c (sec)	$\mu\phi$
2.00	0.20	0.50	5.97

$\delta 1$ 250/500

	$A_{s,\pi\acute{\alpha}\nu\omega} = 2\varnothing 14$	$A_{s,\kappa\acute{\alpha}\tau\omega} = (2)4\varnothing 14(2)$			
Συνδετήρες αρ. άκρου:	$a_{s,cal} = 142$ (mm ² /m)	$a_{st,cal} = 0$	$a_{s,req} = 200$	[5ΣØ8/100]	$a_{s,eff} = 1005$
Συνδετήρες μέσου:	$a_{s,cal} = 120$ (mm ² /m)	$a_{st,cal} = 0$	$a_{s,req} = 200$	[20ΣØ8/196]	$a_{s,eff} = 512$
Συνδετήρες δεξ. άκρου:	$a_{s,cal} = 121$ (mm ² /m)	$a_{st,cal} = 0$	$a_{s,req} = 200$	[5ΣØ8/100]	$a_{s,eff} = 1005$

Διάμετρος των διαμήκων ράβδων

Έλεγχοι:

κόμβος	A_c (m ²)	h_c (m)	NEd (kN)	v_d (x10 ³)	ρ' (%)	ρ_{max} (%)	dbL (mm)
αριστερά εξωτερικός ('τ2')	0.38	0.25	86.26	13.80	0.25	0.78	11.17
δεξιά εξωτερικός ('κ3')	0.14	0.25	44.04	19.22	0.25	0.78	11.22

Απόσταση συνδετήρων

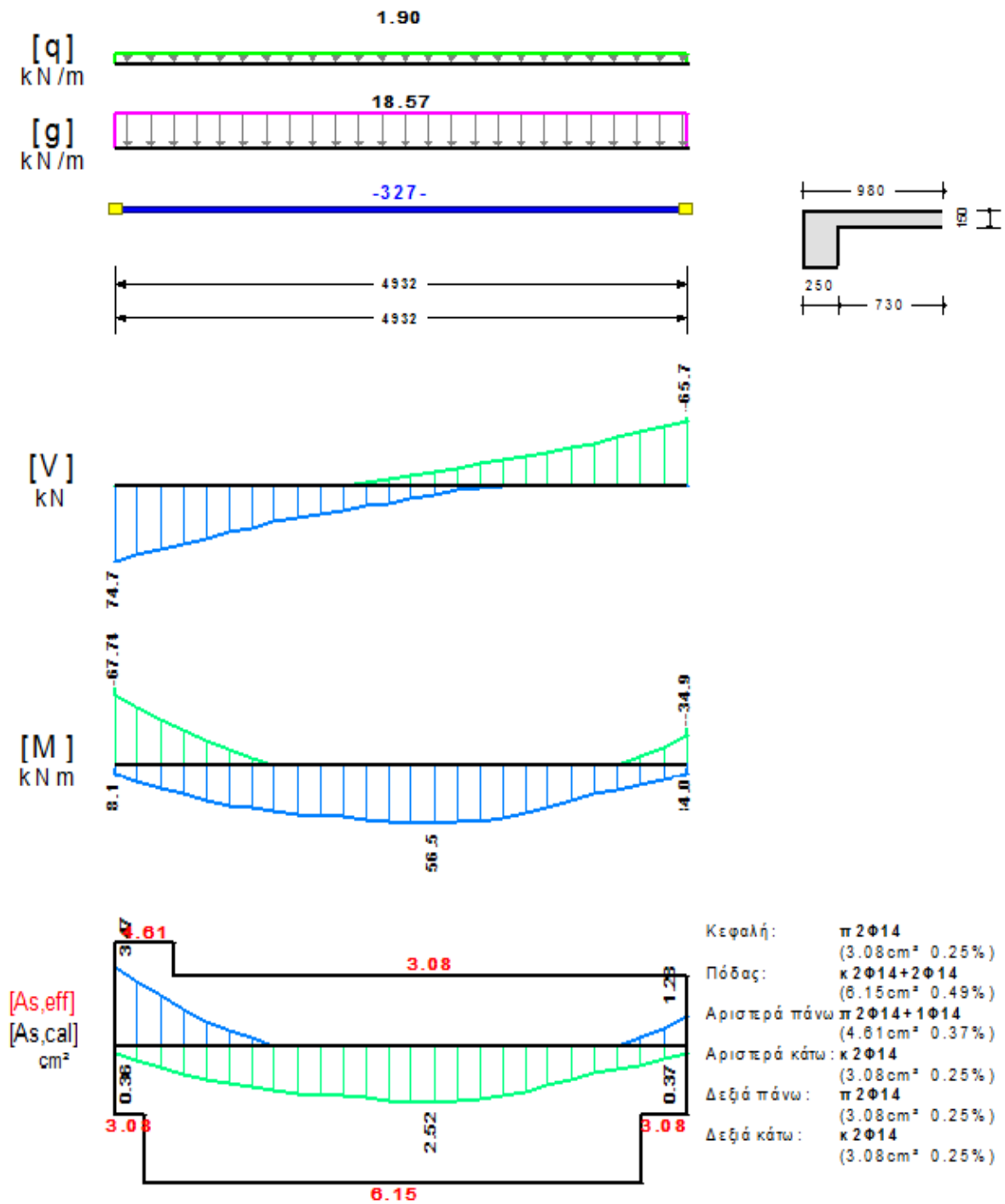
Δεδομένα:

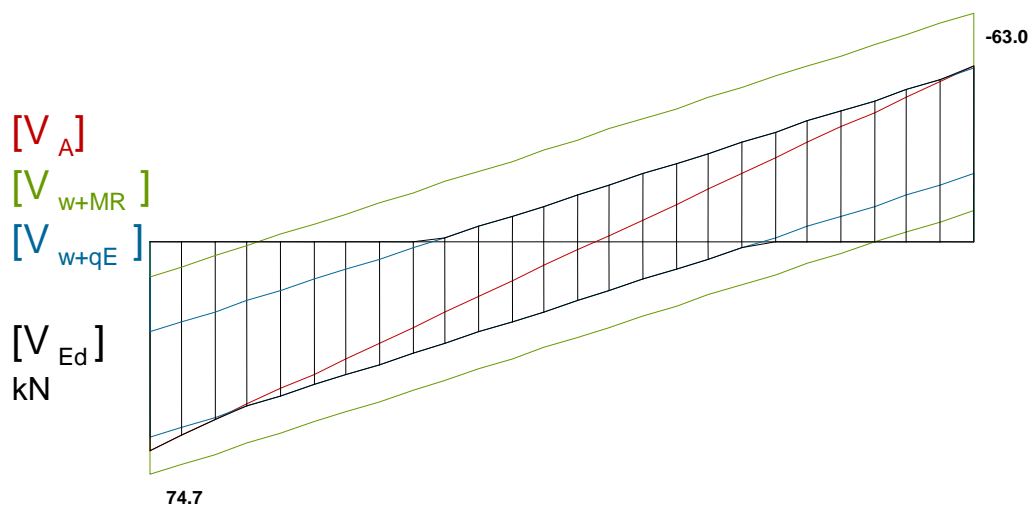
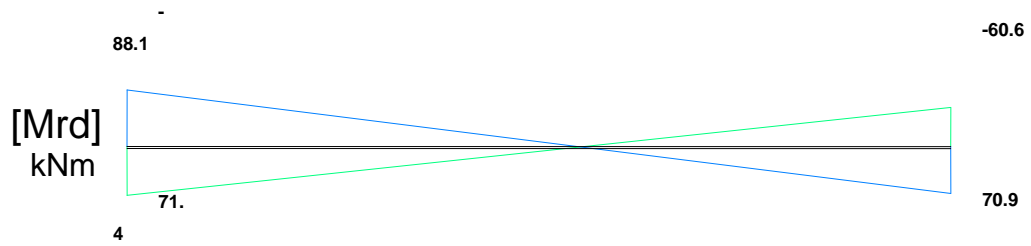
h_w (m)	d_l (m)	d_{bL} (mm)	d_{bw} (mm)
0.50	0.05	Ø14	Ø8

Έλεγχοι:

	s_{eff} (mm)	$s_{app,min}$ (mm)	$s_{app,max}$ (mm)	$s_{reg,max}$ (mm)	$s_{min} < s$	$s < s_{max}$
αριστερά	100	80	100	112	$80 < 100$	$100 < 100$
μέσο	196	100	200	337	$100 < 196$	$196 < 200$
δεξιά	100	80	100	112	$80 < 100$	$100 < 100$

Ενδεικτικά παρατίθενται και τα σχήματα του πίνακα διάτμησης της δοκού δι του ορόφου 2 :





Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

l(m)	d(m)	K	$\rho_o(\%)$	$\rho(\%)$	$\rho'(\%)$	l/d	lim(l/d)
4.932	0.450	1.000	5.000	4.920	2.464	10.96	≤ 18.66

Πίνακας Διάτμησης

L	V_{Ed} (kN)	V_{min} (kN)	V_{max} (kN)	z	$\cot\theta$	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	V_z (kN)	A_{Sz} (cm ²)
L _a	74.7				2.5		314.2			
b	62.3	31.3	62.2	0.50		48.9		442.6	0.0	0.00
c	52.9							225.4		
R _a	-63.0				2.5		314.2			
b	-53.4	-50.4	-23.2	0.46		42.7		442.6	0.0	0.00
c	-44.8							225.4		

δ2 250/500

Διαμήκης σπλ.	$A_{S,πάνω} = 2\text{Ø}14$ $A_{S,κάτω} = (2)4\text{Ø}14(2)$
Συνδετήρες αρ. άκρου:	$a_{s,cal} = 186$ $a_{st,cal} = 0$ $a_{s,req} = 200$ [5ΣØ8/100] $a_{s,eff} = 100(\text{mm}^2/\text{m})$
Συνδετήρες μέσου:	$a_{s,cal} = 165$ $a_{st,cal} = 0$ $a_{s,req} = 200$ [13ΣØ8/187] $a_{s,eff} = 53(\text{mm}^2/\text{m})$
Συνδετήρες δεξ. άκρου:	$a_{s,cal} = 182$ $a_{st,cal} = 0$ $a_{s,req} = 200$ [5ΣØ8/100] $a_{s,eff} = 100(\text{mm}^2/\text{m})$

Διάμετρος των διαμήκων ράβδων

Έλεγχοι:

	κόμβος	A_c (m ²)	h_c (m)	N_{Ed} (kN)	v_d (x10 ³)	ρ' (%)	ρ_{max} (%)	dbL (mm)
αριστερά ('τ11')	εξωτερικός	0.44	1.75	32.68	4.48	0.25	0.78	77.56
δεξιά ('τ9')	εξωτερικός	0.46	0.25	67.45	8.75	0.25	0.78	11.12

Απόσταση συνδετήρων

Δεδομένα:

h_w (m)	$d1$ (m)	dbL (mm)	dbw (mm)
0.50	0.05	Ø14	Ø8

Έλεγχοι:

	s_{eff} (mm)	$s_{app,min}$ (mm)	$s_{app,max}$ (mm)	$s_{reg,max}$ (mm)	$s_{min} < s$	$s < s_{max}$
αριστερά	100	80	100	112	80 < 100	100 < 100
μέσο	187	100	200	337	100 < 187	187 < 200
δεξιά	100	80	100	112	80 < 100	100 < 100

Έλεγχος λυγνρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

l (m)	d (m)	K	ρ_o (‰)	ρ (‰)	ρ' (‰)	l/d	$\lim(l/d)$
3.427	0.450	1.000	5.000	4.920	2.464	7.61	≤ 18.66

Πίνακας Διάτμησης

L	V_{Ed} (kN)	V_{min} (kN)	V_{max} (kN)	z	$\cot\theta$	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	V_z (kN)	A_{sz} (cm ²)
L_a	91.0				2.5		314.2			
b	81.8	-6.7	60.3	-0.11		48.9		442.6	0.0	0.00
c	72.5							237.1		
R_a	-89.5				2.5		314.2			

b	-80.2	-58.7	8.2	-0.14	48.9	442.6	0.0	0.00
c	-70.9					237.1		

δ3 250/500

Διαμήκης οπλ.	$A_{S,πάνω} = 2\text{Ø}14$	$A_{S,κάτω} = (2)4\text{Ø}14(2)$			
Συνδετήρεςαρ. άκρου:	$a_{s,cal} = 160$	$a_{st,cal} = 0$	$a_{s,req} = 200$	$[5\Sigma\text{Ø}8/100]$	$a_{s,eff} = 1005$ (mm ² /m)
Συνδετήρες μέσου:	$a_{s,cal} = 155$	$a_{st,cal} = 0$	$a_{s,req} = 200$	$[13\Sigma\text{Ø}8/186]$	$a_{s,eff} = 540$ (mm ² /m)
Συνδετήρεςδεξ. άκρου:	$a_{s,cal} = 176$	$a_{st,cal} = 0$	$a_{s,req} = 200$	$[5\Sigma\text{Ø}8/100]$	$a_{s,eff} = 1005$ (mm ² /m)

Διάμετρος των διαμήκων ράβδων

Έλεγχοι:

	κόμβος	A_c (m ²)	h_c (m)	NEd (kN)	v_d (x10 ³)	ρ' (%)	ρ_{max} (%)	d_{bL} (mm)
αριστερά ('τ1')	εξωτερικός	0.44	0.25	32.68	4.48	0.25	0.78	11.08
δεξιά ('τ2')	εξωτερικός	0.38	1.50	86.26	13.80	0.25	0.78	66.97

Απόσταση συνδετήρων

Δεδομένα:

h_w (m)	d_l (m)	d_{bL} (mm)	d_{bw} (mm)
0.50	0.05	Ø14	Ø8

Έλεγχοι:

	s_{eff} (mm)	$s_{app,min}$ (mm)	$s_{app,max}$ (mm)	$s_{reg,max}$ (mm)	$s_{min} < s$	$s < s_{max}$
αριστερά	100	80	100	112	80 < 100	100 < 100
μέσο	186	100	200	337	100 < 186	186 < 200
δεξιά	100	80	100	112	80 < 100	100 < 100

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

l(m)	d(m)	K	ρ_o (‰)	ρ (‰)	ρ' (‰)	l/d	lim(l/d)
3.419	0.450	1.000	5.000	4.920	2.464	7.60	≤ 18.66

Πίνακας Διάτμησης

L	V_{Ed} (kN)	V_{min} (kN)	V_{max} (kN)	z	$\cot\theta$	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	V_z (kN)	A_{sz} (cm ²)
L_a	79.4				2.5		314.2			

b	70.4	-12.5	49.6	-0.25	42.7	442.6	0.0	0.00
c	61.3					237.8		
R _a	-86.3			2.5		314.2		
b	-77.3	-62.9	-0.8	0.01	52.2	442.6	0.0	0.00
c	-68.3					237.8		

δ4 250/500

Διαμήκης οπλ.	A _{s,πάνω} = 2Ø14 A _{s,κάτω} = (2)4Ø14(1)							
Συνδετήρες αρ. άκρου:	as,cal = 123	ast,cal = 0	as,req = 200	[5ΣØ8/100]	as,eff = 1005	(mm ² /m)		
Συνδετήρες μέσου:	as,cal = 102	ast,cal = 0	as,req = 200	[8ΣØ8/195]	as,eff = 516	(mm ² /m)		
Συνδετήρες δεξ. άκρου:	as,cal = 0	ast,cal = 0	as,req = 200	[5ΣØ8/100]	as,eff = 1005	(mm ² /m)		

Διάμετρος των διαμήκων ράβδων

Έλεγχοι:

κόμβος	A _c (m ²)	h _c (m)	N _{Ed} (kN)	v _d (x10 ³)	ρ' (%)	ρ _{max} (%)	d _{bL} (mm)
αριστερά εξωτερικός ('τ9')	0.46	1.85	67.45	8.75	0.25	0.78	82.27
δεξιά εξωτερικός ('κ3')	0.14	0.55	44.04	19.22	0.12	0.65	24.66

Απόσταση συνδετήρων

Δεδομένα:

h _w (m)	d _l (m)	d _{bL} (mm)	d _{bw} (mm)
0.50	0.05	Ø14	Ø8

Έλεγχοι:

	s _{eff} (mm)	s _{app,min} (mm)	s _{app,max} (mm)	s _{reg,max} (mm)	s _{min} < s	s < s _{max}
αριστερά	100	80	100	112	80 < 100	100 < 100
μέσο	195	100	200	337	100 < 195	195 < 200
δεξιά	100	80	100	112	80 < 100	100 < 100

Έλεγχος λυγηρότητας EC2 7.4.2 (Εξισώσεις 7.16a, 7.16b)

l(m)	d(m)	K	$\rho_o(\%)$	$\rho(\%)$	$\rho'(\%)$	l/d	lim(l/d)
2.833	0.450	1.000	5.000	4.920	2.464	6.29	\leq 18.66

Πίνακας Διάτμησης

L	V _{Ed} (kN)	V _{min} (kN)	V _{max} (kN)	z	cot θ	V _{Rd,c} (kN)	V _{Rd,max} (kN)	V _{Rd,s} (kN)	V _Z (kN)	A _{SZ} (cm ²)
L _a	63.4				2.5		314.2			
b	54.1	5.3	41.9	0.13		42.7		442.6	0.0	0.00
c	44.9							227.3		
R _a	-50.2				2.5		314.2			
b	-41.0	-28.8	7.9	-0.27		42.7		442.6	0.0	0.00
c	-31.7							227.3		

6.4 Σχεδιασμός υποστυλωμάτων

Κρίσιμη περιοχή του υποστυλώματος θεωρείται όλο το μήκος του ($l_{cr} = H_{tot} - H_b$). Η εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων προϋποθέτει : περιορισμούς στο ποσοστό του διαμήκου οπλισμού του υποστυλώματος και επαρκή πλαστιμότητα καμπυλότητας μ_ϕ ίδια με αυτή που απαιτείται στις κρίσιμες περιοχές των δοκών. Αν η επίτευξη της μ_ϕ επιφέρει αστοχία της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος ($\epsilon_{cu} > 0,35\%$) λόγω αποφλοίωσης, επιβάλλεται επαρκής περίσφιγξη του πυρήνα του σκυροδέματος κατά την σχέση (5.15) του EC-8 5.4.3.2.2.

Όσο αφορά στα μεγέθη σχεδιασμού των υποστυλωμάτων επισημαίνεται ότι : οι τιμές σχεδιασμού έναντι αξονικών δυνάμεων και ροπών κάμψης λαμβάνονται ομοίως με τις δοκούς για τις δύο καταστάσεις σχεδιασμού. Η τιμή σχεδιασμού έναντι τέμνουσας προκύπτει από την ισορροπία του υποστυλώματος υπό ροπές άκρων $M_{i,d}$ που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών. Λόγω των παραπάνω η τέμνουσα σχεδιασμού που χρησιμοποιείται στο STEREOSTATIKA για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων είναι :

$$\max (V_A, (V_{W+MR}, V_{W+qE})).$$

V_A : διάγραμμα τεμνουσών που προκύπτει από τους συνδυασμούς αστοχίας 1,35g+1,50q.

V_w : η στατική τέμνουσα όπως προκύπτει από κάθε σεισμικό συνδυασμό στη δυναμική ανάλυση.

V_{qE} : η παραπάνω τέμνουσα πολλαπλασιασμένη με q.

V_{MR} : το διάγραμμα τεμνουσών που προκύπτει από τις οριακές ροπές αντοχής της δοκού πολλαπλασιασμένες με τον συντελεστή υπεραντοχής 1,40 $V_{MR} = 1,40 * (M_{RD1} + M_{RD2}) / H_{TOT}$.

Παρατίθενται ενδεικτικά τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των υποστυλωμάτων του ορόφου 2 :

Όροφος 2 :

(Στοιχεία από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα)

Υλικά : C25/30-B500C-B500C, δεξ_{min} = 1.000% , l_h = 200mm, d_l = 50mm

K3 250/550 H_{tot}=3050mm (H_b = 500mm H_{Cr} = 2x1275mm H_m = 0mm)

N_{o,lim} = 1947.9kN, N_{s,lim} = 1266.1kN

Διαμήκης σπλ. Γωνίες = 4Ø16 Κορυφές = 4Ø14 (A _{s,req} = 1375 A _{s,eff} = 1420mm ² , δεξ = 1.03%)
Συνδετήρες κρίσιμων περ. A _{sw,req,x} = 0 A _{sw,req,y} = 0 [31ΣØ8/82] A _{sw,eff,x} = 2444 A _{sw,eff,y} = 1222 (mm ² /m)
Συνδετήρες κόμβου: [5Ø8/80] A _{sw,eff, x} = 2513 A _{sw,eff, y} = 1256 (mm ² /m)
Συνδετήρες μέσου: -

Διαστασιολόγηση:

Συνδ.	Θέση	N _d kN	M _{x,d} kNm	M _{y,d} kNm	ε _c x1000	ε _s x1000	φ _n μοίρες	x _n m	y _n m	A _{s,cal} mm ²
1B	Κεφαλή	-97.3	34.0	18.9	-3.5	7.7	119.1	-0.10	-0.05	333

Έλεγχος κάμψης:

Συνδ.	Θέση	N _d kN	M _{x,d} kNm	M _{y,d} kNm	M _{x,Rd} kNm	M _{y,Rd} kNm	A _{s,cal} mm ²	A _{s,eff} mm ²
1B	Κεφαλή	-97.3	34.0	18.9	63.0	149.6	333	1419

Ροπές αντοχής:

Συνδ.	Διεύθ. θ.	N _d kN	A _{s,eff} mm ²	ε _c x1000	ε _s x1000	φ _n μοίρες	x _n m	y _n m	M _{Rd} kNm
1B	+x	-97.3	1420	-3.5	7.9	90.0	-0.1	0.0	63.0
	+y	-97.3	1420	-3.5	9.4	180.0	0.0	-0.1	149.6
	-x	-97.3	1420	-3.5	7.9	270.0	0.1	0.0	-63.0
	-y	-97.3	1420	-3.5	9.4	0.0	0.0	0.1	-149.6

Οριακές σεισμικές τέμνουσες:

Συνδ.	Διεύθ.	M _{Rd0} kNm	M _{Rdu} kNm	ε	V _{MR} kN	V _E kN	V _{kE} kN	V _w kN	V _{w+kE} kN	V _{w+MR} kN	V _{Ed} kN
1B	+x	63.03	-63.03	1.50	57.87	12.18	18.27	8.60	26.87	66.47	26.87

	-x	-63.03	63.03	1.50	-57.87	12.18	18.27	8.60	26.87	-49.27	26.87
1H	-y	141.64	-141.64	1.50	130.02	-12.89	-19.34	-0.31	-19.65	129.71	-19.65
	+y	-141.64	141.64	1.50	-130.02	-12.89	-19.34	-0.31	-19.65	-130.33	-19.65

Έλεγχος διάτμησης:

Διεύθ.	b _w m	h m	N _{cd,min} kN	v _{dlim}	τιμήσεις	cotθ	V _{Rd,c} kN	V _{Rd,max} kN	V _{Ed} kN	A _{sw,cal} cm ² /m	a _{sw,cal} cm ² /m	a _{sw,eff} cm ² /m
x-x	0.55	0.25	-44.0	-19.22	4.00	2.5	89.3	307.2	26.9	0.000	0.000	6.11
y-y	0.25	0.55	-44.0	-19.22	2.00	2.5	80.7	349.1	19.6	0.000	0.000	6.11

Έλεγχος περίσφιγξης:

V ^o _{co} cm ³	V ^o w	ω _w d	b _c m	b _o m	μφ	v _d	ω _v	ε _{sy,d} x1000	a _n	a _s	ω _{wd,lim}
7770	105	0.353	0.250	0.192	5.97	0.045	0.000	0.0	0.587	0.720	0.080

Σύνθετο Στοιχείο : Σ2

Διαμήκης οπλ.	A _{s,reg} = 0	A _{s,α0-2,eff} = 1206	A _{s,α2-0,eff} = 1206	A _{s,eff} = 2412cm ² , δεξ = 1.07%
Διανομές x-x (cm ² /m):	a _{sw,req} = 96 Οριζ: 2x15Ø10/197, Κάτ: 2x3Ø10/200 a _{sw,eff} = 798 a _{swv,eff} = 785			
Ακραία υποστυλώματα	α0-2 250/450 α2-0 250/450			

T2 250/1500

H_{tot}=3050mm N_{o,lim} = 3187.5kN, N_{s,lim} = 2071.9kN

Διαστασιολόγηση:

Συνδ	Θέση	N _d kN	M _{x,d} kNm	M _{y,d} kNm	ε _c x1000	ε _s x1000	φ _n μοίρες	x _n m	y _n m	A _{s,cal} mm ²
1F	Πόδας	-101.1	182.2	-69.0	-3.5	32.1	69.3	-0.57	0.21	423

Έλεγχος κάμψης:

Συνδ.	Θέση	N _d kN	M _{x,d} kNm	M _{y,d} kNm	M _{x,Rd} kNm	M _{y,Rd} kNm	A _{s,cal} mm ²	A _{s,eff} mm ²
1F	Πόδας	-101.1	182.2	-69.0	732.6	-111.9	423	2412

Ροπές αντοχής:

Συνδ.	Διεύθ.	N _d kN	A _{s,eff} mm ²	ε _c x1000	ε _s x1000	φ _n μοίρες	x _n m	y _n m	M _{Rd} kNm
1F	+x	-101.1	0	-3.5	15.5	90.0	-0.5	0.0	732.6
	+y	-101.1	0	-3.5	12.1	180.0	0.0	-0.1	111.9

-x	-101.1	0	-3.5	15.5	270.0	0.5	0.0	-732.6
-y	-101.1	0	-3.5	12.1	0.0	0.0	0.1	-111.9

Οριακές σεισμικές τέμνουσες:

Συνδ.	Διεύθ.	MRdo kNm	MRdu kNm	ϵ	VMR kN	VE kN	VkE kN	Vw kN	Vw+kE kN	Vw+MR kN	VEd kN
1D	+x	747.00	-747.00	1.50	685.77	85.32	127.98	7.67	135.65	693.45	135.65
	-x	-747.00	747.00	1.50	-685.77	85.32	127.98	7.67	135.65	-678.10	135.65
1F	-y	111.86	-111.86	1.50	102.69	30.58	45.87	16.77	62.63	119.46	62.63
	+y	-111.86	111.86	1.50	-102.69	30.58	45.87	16.77	62.6	-85.93	62.63

Έλεγχος διάτμησης:

Διεύθ.	b _w m	h m	N _{cd,min} kN	v _{dlim}	τμήσεις	cot	V _{Rd,c} kN	V _{Rd,ma} x	VEd kN	A _{sw,cal} cm ² /m	a _{sw,cal} cm ² /m	a _{sw,eff} cm ² /m
x-x	0.25	1.50	-86.3	-13.80	2.00	2.5	12.5	1012.5	135.7	0.960	0.480	3.93
y-y	1.50	0.25	-86.3	-13.80	6.00	2.5	10.4	837.9	62.6	3.200	0.533	6.11

Ακραία υποστυλώματα τοιχίου:

Συνδ.	Διεύθ.	h ₁ mm	h ₂ mm	N _{Ed,cr} kNm	M _{Ed,cr} kNm	N _{eff} kN
1D	x-x	450	450	131.7	166.6	149.7

α0-2 250/450

H_{tot}=3050mm (H_b = 500mm H_{cr} = 2x1275mm H_m = 0mm)

Διαμήκης σπλ.

Γωνίες = 4Ø16 Κορυφές = 2Ø16 (A_{s,req} = 1125 A_{s,eff} = 1206mm², δεξ = 1.07%)

Συνδετήρες κρίσιμων περ.

A_{sw,req,x} = 96 A_{sw,req,y} = 320 [31ΣØ8/82] A_{sw,eff,x} = 1222 A_{sw,eff,y} = 1833 (mm²/m)

Συνδετήρες κόμβου:

[5Ø8/80] A_{sw,eff, x} = 1256 A_{sw,eff, y} = 1884 (mm²/m)

Συνδετήρες μέσου:

-

Συντρέχοντα μέλη :

T2 250/1500

Έλεγχος περίσφιγξης:

V _{co} cm ³	V _w cm ³	ω _{wd}	b _c m	b _o m	μφ	v _d	ω _v	ε _{sy,d} x1000	a _n	a _s	ω _{wd,lim}
6191	98	0.413	0.250	0.192	5.97	0.080	0.280	0.0	0.497	0.703	0.120

α2-0 250/450	$H_{tot}=3050\text{mm}$ ($H_b = 500\text{mm}$ $H_{Cr} = 2 \times 1275\text{mm}$ $H_m = 0\text{mm}$)
Διαμήκης οπλ.	Γωνίες = 4Ø16 Κορυφές = 2Ø16 ($A_{s,req} = 1125$ $A_{s,eff} = 1206\text{mm}^2$, δεξ = 1.07%)
Συνδετήρες κρίσιμων περ.	$A_{sw,req,x} = 96$ $A_{sw,req,y} = 320$ [31ΣØ8/82] $A_{sw,eff,x} = 1222$ $A_{sw,eff,y} = 1833$ (mm^2/m)
Συνδετήρες κόμβου:	[5Ø8/80] $A_{sw,eff, x} = 1256$ $A_{sw,eff, y} = 1884$ (mm^2/m)
Συνδετήρες μέσου:	-
Συντρέχοντα μέλη :	T2 250/1500

Έλεγχος περίσφιξης:

V_{co} cm^3	V_w cm^3	ω_{wd}	b_c m	b_o m	$\mu\phi$	v_d	ω_v	$\epsilon_{sy,d}$ x1000	a_n	a_s	$\omega_{wd,lim}$
6191	98	0.413	0.250	0.192	5.97	0.080	0.280	0.0	0.497	0.703	0.120

Σύνθετο Στοιχείο : Σ9

T9 250/1850	$H_{tot}=3050\text{mm}$ $N_{o,lim} = 3187.5\text{kN}$, $N_{s,lim} = 2071.9\text{kN}$
Διαμήκης οπλ.	$A_{s,reg} = 0$ $A_{s,\alpha 0-9,eff} = 1206$ $A_{s,\alpha 9-0,eff} = 1206$ $A_{s,eff} = 2412\text{cm}^2$, δεξ = 1.07%
Διανομές x-x (cm^2/m):	$a_{sw,req} = 49$ Οριζ: 2x15Ø10/197, Κάτ: 2x5Ø10/190 $a_{sw,h,eff} = 798$ $a_{sw,v,eff} = 827$
Ακραία υποστυλώματα	α0-9 250/450 α9-0 250/450

Διαστασιολόγηση:

Συνδ.	Θέση	N_d kN	M_{xd} kNm	M_{yd} kNm	ϵ_c x1000	ϵ_s x1000	ϕ_n μοίρες	x_n m	y_n m	$A_{s,cal}$ mm^2
1C	Κεφαλή	-114.3	17.6	-68.3	-3.5	17.5	14.5	-0.06	0.24	293

Έλεγχος κάμψης:

Συνδ.	Θέση	N_d kN	M_{xd} kNm	M_{yd} kNm	M_{xRd} kNm	M_{yRd} kNm	$A_{s,cal}$ mm^2	$A_{s,eff}$ mm^2
1C	Κεφαλή	-114.3	17.6	-68.3	940.0	-117.7	293	2412

Ροπές αντοχής:

Συνδ.	Διεύθ.	N_d kN	$A_{s,eff}$ mm^2	ϵ_c x1000	ϵ_s x1000	ϕ_n μοίρες	x_n m	y_n m	MRd kNm
1C	+x	-114.3	0	-3.5	18.3	90.0	-0.6	0.0	940.0

+y	-114.3	0	-3.5	13.7	180.0	0.0	-0.1	117.7
-x	-114.3	0	-3.5	18.3	270.0	0.6	0.0	-940.0
-y	-114.3	0	-3.5	13.7	0.0	0.0	0.1	-117.7

Οριακές σεισμικές τέμνουσες:

Συνδ.	Διεύθ.	MR _{do} kNm	MR _{du} kNm	□	V _{MR} kN	V _E kN	V _{kE} kN	V _w kN	V _{w+kE} kN	V _{w+MR} kN	V _{Ed} kN
1I	+x	934.57	-934.57	1.50	857.97	-53.92	-80.88	-4.77	-85.65	853.20	-85.65
	-x	-934.57	934.57	1.50	-857.97	-53.92	-80.88	-4.77	-85.65	-862.73	-85.65
1B	-y	117.24	-117.24	1.50	107.63	-34.43	-51.65	-8.84	-60.49	98.79	-60.49
	+y	-117.24	117.24	1.50	-107.63	-34.43	-51.65	-8.84	-60.49	-116.47	-60.49

Διεύθ.	b _w m	h m	N _{cd,min} kN	v _{dlim}	τμήσεις	cotθ	V _{Rd,c} kN	V _{Rd,ma} xkN	V _{Ed} kN	A _{sw,cal} cm ² /m	a _{sw,cal} cm ² /m	a _{sw,eff} cm ² /m
x-x	0.25	1.85	-67.4	-8.75	2.00	2.5	9.8	1256.9	85.6	0.490	0.245	3.99
y-y	1.85	0.25	-67.4	-8.75	6.00	2.5	8.1	1033.4	60.5	3.090	0.515	6.11

Έλεγχος διάτμησης:

Ακραία υποστυλώματα τοιχίου:

Συνδ.	Διεύθ.	h ₁ mm	h ₂ mm	N _{Ed,cr} kNm	M _{Ed,cr} kNm	N _{eff} kN
1C	x-x	450	450	114.3	142.2	105.8

α0-9 250/450 H_{tot}=3050mm (H_b = 500mm H_{cr} = 2x1275mm H_m = 0mm)

Διαμήκης σπλ.	Γωνίες = 4Ø16 Κορυφές = 2Ø16 (A _{s,req} = 1125 A _{s,eff} = 1206mm ² , δεξ = 1.07%)
Συνδετήρες κρίσιμων περ.	A _{sw,req,x} = 49 A _{sw,req,y} = 309 [31ΣØ8/82] A _{sw,eff,x} = 1222 A _{sw,eff,y} = 1833 (mm ² /m)
Συνδετήρες κόμβου:	[5Ø8/80] A _{sw,eff, x} = 1256 A _{sw,eff, y} = 1884 (mm ² /m)
Συνδετήρες μέσου:	-
Συντρέχοντα μέλη :	T9 250/1850

Έλεγχος περίσφιγξης:

V ^o _{co} cm ³	V ^o _w cm ³	ω _{wd}	b _c m	b _o m	μφ	v _d	ω _v	ε _{sy,d} x1000	a _n	a _s ω _{wd,lim}	
6191	98	0.413	0.250	0.192	5.97	0.056	0.280	0.0	0.497	0.703	0.106

α9-0 250/450	$H_{tot}=3050\text{mm}$ ($H_b = 500\text{mm}$ $H_{Cr} = 2 \times 1275\text{mm}$ $H_m = 0\text{mm}$)
Διαμήκης οπλ.	Γωνίες = 4Ø16 Κορυφές = 2Ø16 ($A_{s,req} = 1125$ $A_{s,eff} = 1206\text{mm}^2$, δεξ = 1.07%)
Συνδετήρες κρίσιμων περ.	$A_{sw,req,x} = 49$ $A_{sw,req,y} = 309$ [31ΣØ8/82] $A_{sw,eff,x} = 1222$ $A_{sw,eff,y} = 1833$ (mm^2/m)
Συνδετήρες κόμβου:	[5Ø8/80] $A_{sw,eff, x} = 1256$ $A_{sw,eff, y} = 1884$ (mm^2/m)
Συνδετήρες μέσου:	-
Συντρέχοντα μέλη :	T9 250/1850

Έλεγχος περίσφιγξης:

V_{co} cm^3	V_w cm^3	ω_{wd}	b_c m	b_o m	$\mu\phi$	v_d	ω_v	$\epsilon_{sy,d}$ x1000	a_n	a_s	$\omega_{wd,lim}$
6191	98	0.413	0.250	0.19	5.97	0.056	0.280	0.0	0.497	0.703	0.106

Σύνθετο Στοιχείο : Σ11

T11 1750/250	$H_{tot}=3050\text{mm}$ $N_{o,lim} = 3187.5\text{kN}$, $N_{s,lim} = 2071.9\text{kN}$
Διαμήκης οπλ.	$A_{s,reg} = 0$ $A_{s,\alpha 0-11,eff} = 1206$ $A_{s,\alpha 11-0,eff} = 1206$ $A_{s,eff} = 2412\text{cm}^2$, δεξ = 1.07%
Διανομές x-x (cm^2/m):	$a_{sw,req} = 91$ Οριζ: 2x15Ø10/197, Κάτ: 2x5Ø10/170 $a_{sw,h,eff} = 798$ $a_{sw,v,eff} = 924$
Ακραία υποστυλώματα	$\alpha 0-11$ 450/250 $\alpha 11-0$ 450/250

Διαστασιολόγηση:

Συνδ.	Θέση	N_d kN	M_{xd} kNm	M_{yd} kNm	ϵ_c x1000	ϵ_s x1000	ϕ_n μοίρες	x_n m	y_n m	$A_{s,cal}$ mm^2
1I	Κεφαλή	-106.6	0.1	-47.3	-3.5	29.4	0.1	0.00	0.10	658

Έλεγχος κάμψης:

Συνδ.	Θέση	N_d kN	M_{xd} kNm	M_{yd} kNm	M_{xRd} kNm	M_{yRd} kNm	$A_{s,cal}$ mm^2	$A_{s,eff}$ mm^2
1I	Κεφαλή	-106.6	0.1	-47.3	877.6	-115.7	658	2412

Ροπές αντοχής:

Συνδ.	Διεύθ.	N_d kN	$A_{s,eff}$ mm^2	ϵ_c x1000	ϵ_s x1000	ϕ_n μοίρες	x_n m	y_n m	MRd kNm
1I	+x	-106.6	0	-3.5	17.6	90.0	-0.6	0.0	877.6
	+y	-106.6	0	-3.5	13.3	180.0	0.0	-0.1	115.7

-x	-106.6	0	-3.5	17.6	270.0	0.6	0.0	-877.6
-y	-106.6	0	-3.5	13.3	0.0	0.0	0.1	-115.7

Οριακές σεισμικές τέμνουσες:

Συνδ.	Διεύθ.	MRdo kNm	MRdu kNm	ε	VMR kN	VE kN	VkE kN	Vw kN	Vw+kE kN	Vw+MR kN	VEd kN
1F	+x	896.79	-896.79	1.50	823.28	-100.50	-150.76	-0.09	-150.85	823.19	-150.85
	-x	-896.79	896.79	1.50	-823.28	-100.50	-150.76	-0.09	-150.85	-823.37	-150.85
1H	-y	117.71	-117.71	1.50	108.06	-29.71	-44.57	-2.60	-47.17	105.46	-47.17
	+y	-117.71	117.71	1.50	-108.06	-29.71	-44.57	-2.60	-47.17	-110.66	-47.17

Έλεγχος διάτμησης:

Διεύθ.	b _w m	h m	N _{cd,min} kN	v _{dlim} τμήσεις	cotθ	VR _{d,c} kN	VR _{d,max} kN	VE _d kN	A _{sw,cal} cm ² /m	a _{sw,cal} cm ² /m	a _{sw,eff} cm ² /m	
x-x	0.25	1.75	-32.7	-4.48	2.00	2.5	4.8	1187.1	150.9	0.910	0.455	3.99
y-y	1.75	0.25	-32.7	-4.48	6.00	2.5	3.9	977.6	47.2	2.410	0.402	6.11

Ακραία υποστυλώματα τοιχίου:

Συνδ.	Διεύθ.	h ₁ mm	h ₂ mm	N _{Ed,cr} kNm	M _{Ed,cr} kNm	N _{eff} kN
1F	x-x	450	450	138.0	200.9	149.0

α0-11 450/250 H_{tot}=3050mm (H_b = 500mm H_{cr} = 2x1275mm H_m = 0mm)

Διαμήκης οπλ.	Γωνίες = 4Ø16 Κορυφές = 2Ø16 (A _{s,req} = 1125 A _{s,eff} = 1206mm ² , δεξ = 1.07%)					
Συνδετήρες κρίσιμων περ	A _{sw,req,x} = 91 A _{sw,req,y} = 241 [31ΣØ8/82] A _{sw,eff,x} = 1222 A _{sw,eff,y} = 1833 (mm ² /m)					
Συνδετήρες κόμβου:	[5Ø8/80] A _{sw,eff, x} = 1256 A _{sw,eff, y} = 1884 (mm ² /m)					
Συνδετήρες μέσου:	-					
Συντρέχοντα μέλη :	T11 1750/250					

Έλεγχος περίσφιγξης:

V ^o _{co} cm ³	V ^o _w cm ³	ω _{wd}	b _c m	b _o m	μφ	v _d	ω _v	ε _{sy,d} x1000	a _n	a _s	ω _{wd,lim}
6191	98	0.413	0.250	0.192	5.97	0.079	0.280	0.0	0.497	0.703	0.120

α11-0 450/250	H _{tot} =3050mm (H _b = 500mm H _{cr} = 2x1275mm H _m = 0mm)		
Διαμήκης οπλ.	Γωνίες = 4Ø16 Κορυφές = 2Ø16 (A _{s,req} = 1125 A _{s,eff} = 1206mm ² , δεξ = 1.07%)		
Συνδετήρες κρίσιμων περ	A _{sw,req,x} = 91 A _{sw,req,y} = 241 [31ΣØ8/82] A _{sw,eff,x} = 1222 A _{sw,eff,y} = 1833 (mm ² /m)		
Συνδετήρες κόμβου:	[5Ø8/80] A _{sw,eff, x} = 1256 A _{sw,eff, y} = 1884 (mm ² /m)		
Συνδετήρες μέσου:	-		
Συντρέχοντα μέλη :	T11 1750/250		

Έλεγχος περίσφιγξης:

V _{co} cm ³	V _w cm ³	ω _{wd}	b _c m	b _o m	μφ	v _d	ω _v	ε _{sy,d} x1000	a _n	a _s ω _{wd,lim}	
6191	98	0.413	0.250	0.192	5.97	0.079	0.280	0.0	0.497	0.703	0.120

Έλεγχος κοντού υποστυλώματος
Όροφος 2

Διεύθ.	M _{Ed} kNm	V _{Ed} kN	h a _s >3.5	Κοντό	Συνθ. (α)	M _v kNm	M _{ed} kNm	M _q kNm	Συνθ. (β)	M _{Rd} kNm	Απαλ λάσσετ
K3 250/550											
x	34.0	20.8	0.25	6.54> 3.5	Όχι	Ναι	14.8	19.1	40.3	<= 63.	NAI
y	18.9	12.3	0.55	2.78< =3.5		Ναι	0.3	18.6	25.1	<= 149.6	
T2 250/1500											
x	96.3	58.9	1.50	1.09< =3.5	Ναι	Ναι	28.0	68.2	119.0	<= 746.4	NAI
y	39.3	-13.8	0.25	11.37 >3.5		Ναι	-14.8	54.1	57.3	<= 113.1	
T9 250/1850											
x	-78.3	-45.6	1.85	0.93< =3.5	Ναι	Ναι	-20.1	-58.2	97.7	<= 926.7	NAI
y	-73.8	-43.3	0.25	6.82> 3.5		Ναι	-19.1	-54.7	92.0	<= 117.2	
T11 1750/250											
x	116.9	-73.6	1.75	0.91< =3.5	Ναι	Ναι	-2.6	143.4	164.7	<= 883.6	NAI
y	-28.3	16.2	0.25	7.02> 3.5		Ναι	-0.8	-27.6	37.5	<= 109.8	

6.5 Αντισεισμικός έλεγχος

Παρακάτω παρατίθεται ο αντισεισμικός έλεγχος, ο οποίος περιλαμβάνει τους εξής ελέγχους : αποφυγή ικανοτικού σχεδιασμού στα υποστυλώματα, αποφυγή επιρροών 2^{ας} τάξεως, έλεγχος μεγίστων οριζοντίων παραμορφώσεων και τις αξονικές δυνάμεις και ροπές σχεδιασμού των υποστυλωμάτων.

Έλεγχος Αποφυγής Πλαστικών Αρθρώσεων στα Υποστυλώματα
(Αποφυγή Ικανοτικού Σχεδιασμού)

1. Έλεγχος Επάρκειας Τοιχίων

Διεύθυνση x-x : $V_t = 1211.54 \text{ kN}$, $V_{ολ} = 1428.21 \text{ kN}$, $n_v = 0.848 > 0.65$

Διεύθυνση y-y : $V_t = 1068.27 \text{ kN}$, $V_{ολ} = 1460.06 \text{ kN}$, $n_v = 0.732 > 0.65$

2. Έλεγχος Διάταξης Τοιχωμάτων

Τοιχώματα Εκατέρωθεν του Κέντρου Μάζας

Στάθμη	Υπάρχουν κατά Απόσταση x	Απόσταση μεταξύ τους	Έλεγχος	Υπάρχουν κατά Απόσταση y	Απόσταση μεταξύ τους	Έλεγχος
Όροφος 2	OXI		ΔΕΝ ΙΣΧΥΕΙ	NAI	$5.19 > 5.44/3$	ΙΣΧΥΕΙ
Όροφος 1	NAI	$16.84 > 17.16/3$	ΙΣΧΥΕΙ	NAI	$10.87 > 18.37/3$	ΙΣΧΥΕΙ
Ισόγειο	NAI	$16.84 > 17.16/3$	ΙΣΧΥΕΙ	NAI	$10.87 > 18.8/3$	ΙΣΧΥΕΙ

Το κριτήριο ισχύει.

3. Συμπεράσματα Ελέγχων

Δεν είναι υποχρεωτική η εφαρμογή του κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα του κτιρίου.

Αντισεισμικός Αρμός

Μέγιστη ελαστική παραμόρφωση κατά x-x: $s_{x,max} = 5.95 \text{ mm}$

Μέγιστη πραγματική παραμόρφωση κατά x-x: $2.00 * 5.95 = 11.91 \text{ mm}$

Αντισεισμικός αρμός κατά x-x = 1.2cm ή $1.414 * 1.2 = 1.7 \text{ cm}$, εφόσον υπάρχει ανάλογη πρόβλεψη στο γειτονικό κτίριο ή δεν υπάρχει ανάλογη πρόβλεψη, αντίστοιχα.

Μέγιστη ελαστική παραμόρφωση κατά y-y: $s_{y,max} = 6.62 \text{ mm}$

Μέγιστη πραγματική παραμόρφωση κατά y-y: $2.00 * 6.62 = 13.23 \text{ mm}$

Αντισεισμικός αρμός κατά y-y = 1.3cm ή $1.414 * 1.3 = 1.9 \text{ cm}$, εφόσον υπάρχει ανάλογη πρόβλεψη στο γειτονικό κτίριο ή δεν υπάρχει ανάλογη πρόβλεψη, αντίστοιχα.

Σεισμικές Παραμορφώσεις: Όροφος 2

Σχετική στροφή διαδοχικών ορόφων: $d_r * v/h = 0.38\% < 5\%$, $v=0.4$

Μέγιστες σχετικές ελαστικές παραμορφώσεις Κ.Ε.Σ.: $\delta_{xp} = 2.03 \text{ mm}$, $\delta_{yp} = 1.61 \text{ mm}$

Μέγιστες σχετικές ελαστικές παραμορφώσεις: $d_{x,max} = 2.92 \text{ mm}$, $d_{y,max} = 2.29 \text{ mm}$

$$N_{tot,x} = 355.9\text{kN} \quad V_{tot,x} = 157.1\text{kN} \quad N_{tot,y} = 355.9\text{kN} \quad V_{tot,y} = 152.0\text{kN}$$

Κριτήριο επιρροών 2ας τάξεως:

$$\Theta_x = (N_{tot,x}/V_{tot,x}) * q * (d_{x,max}/h) = 0.43\% < 10\%$$

$$\Theta_y = (N_{tot,y}/V_{tot,y}) * q * (d_{y,max}/h) = 0.35\% < 10\%$$

Εντάσεις Σχεδιασμού Υποστυλωμάτων: Όροφος 2

K	Συνδ.	Θέση	Nw (kN)	Mxw (kNm)	Myw (kNm)	Ne (kN)	Mxe (kNm)	Mye (kNm)	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)
2	1F	Πόδας	-109.0	4.6	-14.8	7.8	177.5	-54.1	-101.1	182.2	-69.0
3	1B	Κεφαλή	-70.7	14.8	0.3	-26.6	19.1	18.6	-97.3	34.0	18.9
9	1C	Κεφαλή	-90.9	-20.1	-19.1	-23.4	37.8	-49.2	-114.3	17.6	-68.3
11	1I	Κεφαλή	-85.3	-26.9	-8.7	-21.3	26.9	-38.6	-106.6	0.1	-47.3

Σεισμικές Παραμορφώσεις: Όροφος 1

Σχετική στροφή διαδοχικών ορόφων: $d_r * v/h = 0.30\text{‰} < 5\text{‰}$, $v=0.4$

Μέγιστες σχετικές ελαστικές παραμορφώσεις Κ.Ε.Σ.: $\delta_{xp} = 1.58\text{mm}$, $\delta_{yp} = 2.05\text{mm}$

Μέγιστες σχετικές ελαστικές παραμορφώσεις: $d_{x,max} = 1.91\text{mm}$, $d_{y,max} = 2.47\text{mm}$

$$N_{tot,x} = 3236.5\text{kN} \quad V_{tot,x} = 923.0\text{kN} \quad N_{tot,y} = 3236.5\text{kN} \quad V_{tot,y} = 891.7\text{kN}$$

Κριτήριο επιρροών 2ας τάξεως:

$$\Theta_x = (N_{tot,x}/V_{tot,x}) * q * (d_{x,max}/h) = 0.41\% < 10\%$$

$$\Theta_y = (N_{tot,y}/V_{tot,y}) * q * (d_{y,max}/h) = 0.54\% < 10\%$$

Εντάσεις Σχεδιασμού Υποστυλωμάτων: Όροφος 1

K	Συνδ.	Θέση	Nw (kN)	Mxw (kNm)	Myw (kNm)	Ne (kN)	Mxe (kNm)	Mye (kNm)	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)
1	1D	Πόδας	-106.6	34.1	-24.7	-35.7	-25.1	-57.9	-142.3	9.1	-82.6
2	1F	Πόδας	-327.5	14.8	2.0	75.5	-11.7	-40.1	-252.0	3.1	-38.1
3	1H	Πόδας	-148.3	-13.7	-0.4	82.9	6.5	50.1	-65.3	-7.2	49.7
4	1E	Κεφαλή	-146.8	-205.5	16.2	14.8	-66.9	32.3	-132.0	-272.4	48.5
5	1B	Κεφαλή	-88.5	25.0	2.8	55.2	22.4	10.3	-33.3	47.4	13.1
6	1B	Πόδας	-69.7	-1.2	2.0	137.	-248.2	-8.5	67.9	-249.3	-6.5
7	1I	Πόδας	11.9	23.9	0.6	35.3	392.5	3.5	47.2	416.4	4.1
8	1F	Πόδας	-28.0	-37.3	2.0	114.	254.8	8.5	86.3	217.5	10.6
9	1F	Κεφαλή	-292.0	33.9	6.4	135.7	-361.9	15.8	-156.3	-328.0	22.3
10	1C	Κεφαλή	-111.0	76.9	10.3	-39.3	116.9	0.1	-150.3	193.7	10.4

11	1B	Πόδας	-260.2	37.8	-31.0	95.0	-32.9	-25.8	-165.2	5.0	-56.8
12	1D	Κεφαλή	-265.2	41.0	9.9	46.1	129.1	-5.6	-219.0	170.1	4.3
13	A	Κεφαλή	-345.3	7.9	-129.9	-	-	-	-345.3	7.9	-129.9
15	1H	Κεφαλή	-134.7	-17.3	-36.7	-1.2	0.3	-35.1	-147.9	-17.0	-71.8
16	1H	Πόδας	-151.4	-4.9	10.8	-1.6	6.9	26.0	-153.0	2.1	36.8
17	1F	Πόδας	-73.1	2.8	-0.2	4.7	8.1	-8.5	-68.4	10.9	-8.7
18	1H	Κεφαλή	-90.0	-23.6	-9.9	-33.7	-56.8	2.0	-123.7	-80.5	-8.0
19	1I	Κεφαλή	-188.4	-77.6	-55.2	7.2	85.7	-51.4	-181.1	8.1	-106.5
20	1H	Πόδας	-175.7	-43.0	32.7	-15.1	36.9	26.9	-190.9	-6.2	59.5
21	1F	Πόδας	-21.9	1.0	-0.6	51.8	-7.3	-1.9	29.9	-6.3	-2.5
27	1G	Πόδας	-26.6	0.0	0.6	22.8	8.2	-0.3	-3.8	8.2	0.4
28	1D	Κεφαλή	-162.4	57.2	4.9	-29.2	128.9	-1.3	-191.7	186.0	3.6
29	1H	Πόδας	-151.4	-7.0	21.5	-1.6	13.1	51.4	-153.0	6.2	72.9

Σεισμικές Παραμορφώσεις: Ισόγειο

Σχετική στροφή διαδοχικών ορόφων: $d_r \cdot v/h = 0.27\% < 5\%$, $v=0.4$

Μέγιστες σχετικές ελαστικές παραμορφώσεις Κ.Ε.Σ.: $\delta_{xp} = 1.24\text{mm}$, $\delta_{yp} = 1.65\text{mm}$

Μέγιστες σχετικές ελαστικές παραμορφώσεις: $d_{x,max} = 1.54\text{mm}$, $d_{y,max} = 2.19\text{mm}$

$N_{tot,x} = 6760.9\text{kN}$ $V_{tot,x} = 1412.5\text{kN}$ $N_{tot,y} = 6760.9\text{kN}$ $V_{tot,y} = 1444.1\text{kN}$

Κριτήριο επιρροών 2ας τάξεως:

$\Theta_x = (N_{tot,x}/V_{tot,x}) \cdot q \cdot (d_{x,max}/h) = 0.45\% < 10\%$

$\Theta_y = (N_{tot,y}/V_{tot,y}) \cdot q \cdot (d_{y,max}/h) = 0.62\% < 10\%$

Εντάσεις Σχεδιασμού Υποστυλωμάτων: Ισόγειο

K	Συνδ.	Θέση	Nw (kN)	Mxw (kNm)	Myw (kNm)	Ne (kN)	Mxe (kNm)	Mye (kNm)	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)
1	1C	Πόδας	-249.3	-33.1	-7.9	60.3	-387.9	10.3	-189.0	-421.1	2.5
2	1H	Πόδας	-560.2	19.7	2.6	248.8	709.1	-19.4	-311.4	728.7	-16.8
3	1H	Πόδας	-230.6	-5.3	1.5	164.1	4.9	50.5	-66.5	-0.4	52.0
4	1B	Πόδας	-435.1	101.8	-17.1	412.3	-507.0	-27.4	-22.8	-405.2	-44.5
5	1B	Κεφαλή	-153.1	18.3	2.8	119.2	15.3	8.2	-33.9	33.7	10.9
6	1D	Κεφαλή	-164.2	-46.4	-0.6	580.8	-67.1	19.0	416.6	-113.5	18.4
7	1B	Πόδας	-21.1	15.9	-0.2	568.1	-306.6	12.6	547.1	-290.7	12.4
8	1H	Πόδας	-76.9	-12.3	1.2	674.4	109.5	27.0	597.5	97.3	28.2
9	1E	Πόδας	-560.9	-44.2	-4.6	171.0	-520.4	-41.7	-389.9	-564.6	-46.3

10	1F	Πόδας	-251.2	-41.3	2.0	123.7	486.1	37.9	-127.4	444.8	39.9
11	1B	Πόδας	-544.3	-45.2	-41.9	120.3	-315.4	-36.1	-424.0	-360.7	-78.1
12	1D	Πόδας	-648.3	38.0	2.7	120.4	-196.2	-1.1	-527.9	-158.2	1.6
13	1H	Πόδας	-473.1	58.1	18.2	23.1	491.7	2.1	-450.0	549.8	20.2
14	1G	Κεφαλή	-21.3	-2.9	-0.4	-7.6	-6.7	-	-29.0	-9.6	-0.5
15	1H	Πόδας	-315.8	6.9	46.6	-28.2	-1.6	29.5	-344.1	5.2	76.2
16	1H	Κεφαλή	-327.2	-3.1	-13.8	-1.8	9.1	-200	-329.0	6.1	-33.8
17	1H	Κεφαλή	-129.3	-2.2	-0.6	34.4	-7.1	0.1	-94.9	-9.3	-0.5
18	1D	Πόδας	-185.8	9.4	2.6	87.1	-49.9	-1.6	-98.7	-40.5	1.0
19	1C	Πόδας	-372.2	-1.1	21.8	79.4	-472.2	3.5	-292.8	-473.2	25.3
20	1G	Πόδας	-355.9	-20.6	23.6	78.0	472.5	9.5	-277.9	451.9	33.1
21	1F	Πόδας	-37.9	-0.2	0.4	231.7	9.6	3.1	193.8	9.4	3.5
27	1G	Πόδας	-57.9	-0.4	-0.4	134.2	-10.9	-0.2	76.3	-11.3	-0.6
28	1E	Πόδας	-262.2	-63.5	-2.8	-12.8	-150.7	-3.2	-275.0	-214.2	-5.9
29	1H	Κεφαλή	-327.2	-6.5	-27.4	-1.8	17.3	-39.7	-329.0	10.8	-67.0

Εντάσεις Σχεδιασμού Υποστυλωμάτων: Υπόγειο 1

K	Συνδ.	Θέση	Nw (kN)	M _{xw} (kNm)	M _{yw} (kNm)	N _e (kN)	M _{xe} (kNm)	M _{ye} (kNm)	N _d (kN)	M _{xd} (kNm)	M _{yd} (kNm)
1	1B	Κεφαλή	-250.1	-0.6	4.3	46.3	72.9	7.0	-203.8	72.3	11.2
2	1I	Πόδας	-177.1	-25.9	-0.3	50.3	254.6	-2.0	-126.9	228.6	-2.3
3	1H	Πόδας	-41.0	0.0	-0.8	22.1	1.1	10.4	-18.9	1.2	9.6
4	1B	Κεφαλή	-654.1	-91.6	17.9	409.7	-478.9	-20.4	-244.3	-570.5	-2.4
5	1B	Κεφαλή	-202.1	12.2	5.7	85.4	2.1	-2.8	-116.6	14.3	2.9
6	1D	Κεφαλή	-228.5	-58.6	1.8	733.0	-124.9	-12.0	504.4	-183.5	-10.2
7	1B	Κεφαλή	-109.8	43.1	1.8	552.1	-208.0	11.1	442.2	-164.9	12.9
8	1H	Κεφαλή	-150.8	-54.5	1.8	849.7	101.2	12.0	698.9	46.7	13.8
9	1F	Κεφαλή	-835.3	120.0	8.1	232.8	206.4	0.4	-602.5	326.4	8.5
10	1F	Πόδας	-90.8	13.4	-0.2	33.4	81.5	4.1	-57.4	94.8	3.9
11	1B	Κεφαλή	-829.4	11.7	35.9	142.2	-270.7	-7.3	-687.2	-259.1	28.6
12	1D	Κεφαλή	-987.6	3.9	3.4	157.1	-93.5	6.4	-830.6	-89.5	9.8
13	1D	Πόδας	-125.4	-0.2	-2.3	31.4	-95.8	-5.9	-94.0	-96.1	-8.2

14	1B	Κεφαλή	-34.9	-0.2	0.0	12.2	-0.5	-1.3	-22.6	-0.7	-1.3
15	1C	Κεφαλή	-510.7	-0.5	-16.3	25.0	1.1	-4.6	-485.8	0.6	-20.8
16	1C	Κεφαλή	-484.6	-6.6	-6.1	-2.5	-62.1	-2.4	-487.1	-68.7	-8.5
17	1I	Πόδας	-172.1	2.9	3.1	37.3	-1.4	0.4	-134.9	1.5	3.5
18	1D	Πόδας	-66.7	0.0	-0.7	35.1	-7.4	-2.4	-31.6	-7.5	-3.1
19	1I	Κεφαλή	-266.4	20.6	-10.2	68.6	33.0	-5.5	-197.8	53.5	-15.7
20	1I	Κεφαλή	-139.5	20.6	-11.6	-0.1	33.0	3.9	-139.6	53.5	-7.8
21	1F	Κεφαλή	-48.2	1.3	-0.4	233.5	-8.4	-1.9	185.3	-7.0	-2.3
27	1E	Κεφαλή	-66.3	-1.4	0.4	161.0	2.0	-2.0	94.7	0.5	-1.6
28	1F	Κεφαλή	-429.9	69.7	1.7	346.0	84.3	-11.6	-83.9	154.0	-9.9
29	1C	Κεφαλή	-484.6	-10.6	-12.2	-2.5	-118.4	-4.8	-487.1	-129.0	-17.0
30	1H	Πόδας	-654.5	64.9	-7.3	114.9	742.4	62.7	-539.6	807.3	55.4
31	1H	Πόδας	-382.3	47.9	-3.7	147.2	542.6	39.7	-235.0	590.5	36.0
32	1H	Πόδας	-8.6	0.0	0.0	14.4	1.1	0.2	5.8	1.1	0.2
33	1F	Πόδας	0.8	0.1	0.1	19.4	0.8	-0.2	20.2	0.9	-0.2
34	1G	Πόδας	-14.6	0.1	0.2	4.1	0.7	0.8	-10.5	0.8	1.1
35	1E	Πόδας	-24.1	0.3	0.2	10.7	1.7	0.6	-13.4	2.0	0.8
36	1E	Κεφαλή	1.6	0.2	-1.3	15.1	-0.3	-1.5	16.8	-0.1	-2.9
37	1F	Πόδας	-227.6	57.1	-1.5	163.5	834.4	9.2	-64.1	891.5	7.7
38	1F	Πόδας	-39.7	21.8	0.6	181.3	450.5	5.3	141.6	472.3	5.9
39	1F	Πόδας	-150.3	262.1	-3.8	261.5	672.6	-20.9	111.3	934.7	-24.7
40	1D	Πόδας	-251.7	97.9	-5.2	113.8	-399.6	-15.9	-138.0	-301.7	-21.0
41	1E	Πόδας	-187.4	-137.4	16.1	193.2	568.8	2.1	5.9	431.5	18.2
42	1H	Πόδας	-113.9	2.5	-0.9	108.5	506.8	-4.8	-5.4	509.3	-5.7
43	1H	Πόδας	-232.0	8.6	-2.7	12.1	746.3	3.2	-219.8	754.9	0.5
44	1E	Πόδας	-199.4	143.5	0.6	47.2	627.5	-8.4	-152.1	771.1	-7.8
45	1D	Πόδας	-278.9	3.0	-3.8	117.6	500.2	-12.1	-161.3	-497.2	-15.9
46	1E	Πόδας	-299.5	221.3	0.6	134.5	1117.4	-8.5	-165.0	1338.7	-7.8
47	1I	Κεφαλή	-504.4	218.0	-19.9	50.0	284.7	-1.6	-454.5	502.6	-21.5

6.6 Ικανοτικός σχεδιασμός

Για τις τιμές των ροπών που χρησιμοποιούνται στον έλεγχο υπενθυμίζεται ότι :

M_{env} : η ροπή που προκύπτει από την περιβάλλουσα των ροπών όλων των συνδυασμών όπου όμως ο σεισμός λαμβάνεται πολλαπλασιασμένος με τον συντελεστή συμπεριφοράς q .

M_{lim} : οριακή ροπή $\min (1.40M_{RD} , M_{env})$ κατά τον ΕΑΚ 4.1.4.1(5)

Ικανοτικός Έλεγχος σε Κάμψη: Όροφος 2

Κομ.	Διεύθ.	φ'	ΣM_{blim}		ΣMR_{c+}	ΣM_{blim}		ΣMR_{c-}
Σ2	x	0.0	97.2	<	116.6	46.2	<	116.6
	y	90.0	77.5	<	760.2	119.8	<	760.2
Κ3	x	0.0	26.2	<	63.5	45.5	<	63.5
	y	90.0	36.0	<	150.5	39.3	<	150.5
Σ9	x	0.0	75.6	<	119.2	96.9	<	119.2
	y	90.0	66.7	<	952.7	38.6	<	952.7
Σ11	x	0.0	97.2	<	896.8	75.9	<	896.8
	y	90.0	66.7	<	118.2	75.5	<	118.2

Ικανοτικός Έλεγχος σε Κάμψη: Όροφος 1

Κομ.	Διεύθ.	φ'	ΣM_{blim}		ΣMR_{c+}	ΣM_{blim}		ΣMR_{c-}
Σ1	x	358.1	126.8	<	938.9	65.9	<	938.9
	y	88.1	95.9	<	176.4	123.0	<	176.4
Σ2	x	0.0	155.4	<	325.9	130.1	<	325.9
	y	90.0	138.0	<	1850.4	214.4	<	1850.4
Κ3	x	0.0	40.6	<	173.1	75.6	<	173.1
	y	90.0	94.2	<	358.3	112.0	<	358.3
Σ4-28	x	0.0	237.8	<	1620.7	173.7	<	1620.7
	y	90.0	251.1	<	782.1	304.1	<	782.1
Κ5	x	0.0	28.1	<	119.7	45.2	<	118.0
	y	90.0	87.0	<	119.7	87.0	<	118.0
Σ6-7-8-21-27	x	0.0	208.6	<	3316.5	133.3	<	3316.5
	y	90.0	3.0	<	1874.2	3.0	<	1874.2
Σ9	x	0.0	388.3	<	399.0	379.7	<	399.0
	y	90.0	230.2	<	2364.0	217.5	<	2364.0

Σ10	x	0.0	125.5	<	1017.3	162.1	<	1017.3
	y	90.0	90.9	<	179.1	101.7	<	179.1
Σ11	x	0.0	147.5	<	2148.1	131.8	<	2148.1
	y	90.0	186.4	<	321.7	215.7	<	321.7
Σ12	x	0.0	195.6	<	316.3	299.6	<	316.3
	y	90.0	147.1	<	847.9	93.9	<	847.9
Σ13	x	0.0	10.8	<	195.3	122.9	<	195.3
	y	90.0	297.2	<	1027.7	215.2	<	1027.7
K15	x	0.0	62.1	<	135.3	43.9	<	135.3
	y	90.0	91.5	<	135.3	38.5	<	135.3
K29,16	x	0.0	21.2	<	1352.5	162.1	<	1352.5
	y	90.0	172.7	<	369.5	335.3	<	369.5
K17	x	0.0	11.8	<	57.6	21.3	<	57.6
	y	90.0	20.0	<	57.6	5.5	<	57.6
K18	x	0.0	25.5	<	102.7	32.9	<	102.7
	y	90.0	110.2	<	216.0	74.8	<	216.0
Σ19	x	0.0	262.7	<	997.8	138.7	<	997.8
	y	90.0	122.8	<	188.8	53.4	<	188.8
Σ20	x	0.0	143.8	<	990.4	257.7	<	990.4
	y	90.0	93.0	<	187.1	28.5	<	187.1

Ικανοτικός Έλεγχος σε Κάμψη: Ισόγειο

Κομ.	Διεύθ.	φ'	ΣΜblim+	ΣΜRc+	ΣΜblim-	ΣΜRc-
Σ1	x	358. 1	128.1	1972.7	79.1	1972.7
	y	88.1	136.2	373.1	162.3	373.1
Σ2	x	0.0	156.2	451.2	285.4	451.2
	y	90.0	183.2	2318.1	243.5	2318.1
K3	x	0.0	29.6	231.4	61.2	231.4
	y	90.0	133.6	433.5	125.5	433.5
Σ4-28	x	0.0	208.7	3684.3	31.6	3684.3
	y	90.0	324.5	1700.6	446.8	1700.6
K5	x	0.0	36.9	185.9	84.4	185.9

	y	90.0	145.7	185.9	152.8	185.9
Σ6-7-8-21-27	x	0.0	209.5	7259.2	172.9	7259.2
	y	90.0	3.0	4102.5	3.6	4102.5
Σ9	x	0.0	434.2	463.9	365.2	463.9
	y	90.0	333.0	3055.8	370.6	3055.8
Σ10	x	0.0	135.0	2140.3	208.7	2140.3
	y	90.0	95.5	379.2	122.8	379.2
Σ11	x	0.0	122.9	2726.5	138.0	2726.5
	y	90.0	210.1	449.8	301.4	449.8
Σ12	x	0.0	406.1	442.8	388.6	442.8
	y	90.0	237.8	1864.2	183.0	1864.2
Σ13	x	0.0	33.4	425.5	162.1	425.5
	y	90.0	366.8	2207.3	327.0	2207.3
K14	x	0.0	11.3	51.5	11.0	51.5
	y	90.0	0.0	51.5	0.0	51.5
K15	x	0.0	110.6	296.4	70.6	296.4
	y	90.0	147.7	296.4	49.3	296.4
K29,16	x	0.0	62.9	2836.2	147.1	2836.2
	y	90.0	296.9	785.9	423.0	785.9
K17	x	0.0	25.0	120.7	33.9	120.7
	y	90.0	32.5	120.7	16.9	120.7
K18	x	0.0	42.6	217.5	60.2	217.5
	y	90.0	122.9	452.8	133.5	452.8
Σ19	x	0.0	301.9	2113.5	187.9	2113.5
	y	90.0	147.1	404.0	96.4	404.0
Σ20	x	0.0	187.3	2097.2	302.3	2097.2
	y	90.0	122.8	400.2	48.0	400.2

7 Σχεδιασμός μεταλλικών φορέων

7.1 Σχεδιασμός δοκών

7.1.1 Δοκοί πλαισίων παραλαβής ροπής – αμφιαρθρωτές δοκοί

Δοκοί πλαισίων παραλαβής ροπής είναι οι δοκοί της διεύθυνσης y του φορέα 2 και οι δοκοί της διεύθυνσης x και x του φορέα 3 οι οποίες όπως ορίζεται από τις απελευθερώσεις στα άκρα τους συμμετέχουν στα πλαίσια παραλαβής ροπής.

Οι διατομές των δοκών πλαισίων παραλαβής ροπής προκύπτουν από τους ελέγχους που ακολουθούν :

1. Η μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού ελέγχεται με δράσεις σχεδιασμού από τους ULSFC.
2. Η σεισμική κατάσταση σχεδιασμού ελέγχεται με δράσεις σχεδιασμού από τους ULSSC.
3. Για τις πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς ελέγχονται επίσης στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού :
 - $N_{ed} \leq 0.15 N_{plRd}$
 - $V_{ed} \leq 0.50 V_{plRd}$

$$V_{ed} = V_{ed,G} + V_{ed,M}$$

$$V_{ed,M} = 2M_{plRd} / L$$

Γενικά, χρησιμοποιούνται δευτερεύουσες δοκοί, τοποθετούνται κατά τη διεύθυνση x στους φορείς 2 και 3 και οι διατομές τους προκύπτουν κατά τα γνωστά από τους ελέγχους :

1. Μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού με τους ULSFC.
2. Σεισμική κατάσταση σχεδιασμού με τους ULSSC.

Παρακάτω παρατίθενται οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται στο ETABS. Ως μία συντηρητική προσέγγιση πραγματοποιείται για όλες τις κατηγορίες διατομών ο έλεγχος της (6.2) του EC-3 (1-1, 6.2.1).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Ο παραπάνω συντηρητικός έλεγχος γίνεται σε συγκεκριμένη θέση κατά μήκος της δοκού ή του υποστυλώματος, εκεί που κάθε φορά είναι τελικά δυσμενέστερος και όχι στη θέση όπου η αξονική δράση για παράδειγμα είναι μέγιστη. Είναι ο έλεγχος με τον οποίο το ETABS κάνει τις διαστασιολογήσεις των μελών.

N_{Rd} : αντοχή διατομής σε αξονική δύναμη.

$M_{y,Rd}$: αντοχή διατομής για κάμψη περί τον ισχυρό.

$M_{z,Rd}$: αντοχή διατομής για κάμψη περί τον ασθενή.

Οι παραπάνω αντοχές εξαρτώνται από την κατηγορία της διατομής και για διατομές κατηγορίας 1, δηλαδή διατομές που μπορούν να πλαστικοποιηθούν πλήρως, υπολογίζονται :

$$NRd = N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{y,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{z,Rd} = M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Λαμβάνεται ακόμα τυχούσα απομείωση της $M_{pl,Rd}$ παρουσία διάτμησης αν η διατμητική δράση ξεπερνά το 50% της αντοχής της διατομής σε διάτμηση.

Πίνακας 7.1: συντηρητικός έλεγχος δοκών φορέα 2 (φάση λειτουργίας)

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΟΚΟΣ	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	total ratio		axial		major bending		minor bending
ΔΩΜΑ	B32	ULSFC4(C)	0.432	=	0	+	0.432	+	0
	B112	ULSSC2(C)	0.28	=	0.009	+	0.271	+	0
	B225	ULSFC9(T)	0.511	=	0.001	+	0.511	+	0
	B333	ULSSC2(C)	0.263	=	0.01	+	0.253	+	0
ΟΡΟΦΟΣ	B2	ULSFC9(C)	0.437	=	0.025	+	0.412	+	0
	B3	ULSSC2(C)	0.207	=	0.011	+	0.197	+	0
	B4	ULSFC9(C)	0.493	=	0.006	+	0.486	+	0
	B26	ULSSC1(C)	0.036	=	0.024	+	0.004	+	0.009
	B27	ULSSC2(C)	0.192	=	0.007	+	0.186	+	0
	B28	ULSFC8(C)	0.058	=	0.002	+	0.054	+	0.002
	B29	ULSSC1(C)	0.262	=	0.059	+	0.005	+	0.199
	B30	ULSFC4(C)	0.035	=	0.004	+	0.026	+	0.006
	B31	ULSFC8(C)	0.78	=	0	+	0.78	+	0
	B32	ULSFC9(C)	0.398	=	0	+	0.397	+	0.001
	B33	ULSFC4(C)	0.272	=	0.001	+	0.27	+	0
	B48	ULSFC8(C)	0.807	=	0	+	0.807	+	0
	B49	ULSFC9(C)	0.814	=	0.014	+	0.8	+	0
	B112	ULSSC2(C)	0.335	=	0.007	+	0.255	+	0.072
	B210	ULSFC9(C)	0.94	=	0.018	+	0.922	+	0
	B211	ULSFC9(C)	0.344	=	0	+	0.343	+	0.001

	B225	ULSSC2(C)	0.176	=	0.078	+	0.033	+	0.065
	B239	ULSSC2(C)	0.195	=	0.004	+	0.191	+	0
	B240	ULSSC2(C)	0.188	=	0.009	+	0.179	+	0
	B245	ULSFC3(C)	0.21	=	0	+	0.21	+	0
	B333	ULSSC2(C)	0.315	=	0.021	+	0.198	+	0.096
ΙΣΟΓΕΙΟ	B2	ULSFC9(C)	0.755	=	0.005	+	0.749	+	0
	B3	ULSFC7(C)	0.173	=	0.003	+	0.17	+	0
	B4	ULSFC7(C)	0.266	=	0.001	+	0.264	+	0.001
	B26	ULSFC8(C)	0.099	=	0.001	+	0.097	+	0
	B27	ULSSC2(C)	0.302	=	0.009	+	0.293	+	0
	B28	ULSFC8(C)	0.177	=	0.002	+	0.175	+	0
	B29	ULSSC1(C)	0.204	=	0.052	+	0.045	+	0.107
	B30	ULSFC2(C)	0.957	=	0.003	+	0.954	+	0
	B31	ULSFC1(C)	0.972	=	0	+	0.972	+	0
	B32	ULSFC8(C)	0.372	=	0	+	0.371	+	0
	B33	ULSFC5(C)	0.662	=	0.001	+	0.659	+	0.002
	B43	ULSFC4(C)	0.719	=	0	+	0.719	+	0
	B46	ULSFC4(C)	0.776	=	0.001	+	0.775	+	0
	B47	ULSFC8(C)	0.85	=	0	+	0.849	+	0
	B48	ULSFC2(C)	0.868	=	0	+	0.868	+	0
	B49	ULSFC9(T)	0.659	=	0.003	+	0.657	+	0
	B112	ULSFC7(C)	0.21	=	0.001	+	0.209	+	0
	B210	ULSFC9(T)	0.909	=	0.004	+	0.905	+	0
	B211	ULSFC9(C)	0.482	=	0.003	+	0.478	+	0
	B225	ULSSC1(C)	0.15	=	0.064	+	0.022	+	0.064
	B239	ULSSC2(T)	0.247	=	0.007	+	0.24	+	0
	B240	ULSSC2(T)	0.27	=	0.01	+	0.26	+	0
	B245	ULSFC9(C)	0.623	=	0.001	+	0.622	+	0
	B306	ULSFC2(C)	0.671	=	0.003	+	0.668	+	0.001
	B307	ULSFC2(C)	0.888	=	0.003	+	0.885	+	0.0001
	B333	ULSSC2(C)	0.286	=	0.013	+	0.197	+	0.076
	B360	ULSSC2(C)	0.05	=	0	+	0.033	+	0.016

B423	ULSFC4(C)	0.484	=	0	+	0.483	+	0	
B424	ULSFC4(C)	0.526	=	0	+	0.525	+	0	
B425	ULSFC4(C)	0.499	=	0	+	0.498	+	0	
B426	ULSFC4(C)	0.732	=	0	+	0.731	+	0	
B427	ULSFC4(C)	0.423	=	0	+	0.422	+	0	
B428	ULSFC4(C)	0.638	=	0	+	0.638	+	0	
B429	ULSFC8(C)	0.661	=	0	+	0.661	+	0	
B430	ULSFC8(C)	0.535	=	0.001	+	0.534	+	0.0004	
ΥΠΟΓΕΙΟ	B2	ULSFC5(T)	0.715	=	0.004	+	0.711	+	0
	B3	ULSFC5(C)	0.235	=	0.002	+	0.228	+	0.005
	B4	ULSSC2(C)	0.375	=	0.125	+	0	+	0.25
	B27	ULSSC2(C)	0.244	=	0.02	+	0.224	+	0
	B28	ULSFC5(C)	0.13	=	0.004	+	0.126	+	0
	B30	ULSFC9(T)	0.771	=	0.014	+	0.757	+	0
	B31	ULSFC9(T)	0.866	=	0.005	+	0.861	+	0
	B32	ULSFC5(C)	0.413	=	0.002	+	0.408	+	0.003
	B33	ULSFC9(C)	0.96	=	0.002	+	0.957	+	0.001
	B43	ULSFC9(C)	0.697	=	0	+	0.696	+	0
	B46	ULSFC4(C)	0.654	=	0	+	0.654	+	0
	B47	ULSFC8(C)	0.793	=	0.001	+	0.793	+	0
	B48	ULSFC5(C)	0.844	=	0.003	+	0.841	+	0.001
	B49	ULSFC9(T)	0.65	=	0.011	+	0.639	+	0
	B112	ULSFC5(C)	0.266	=	0.004	+	0.262	+	0
	B210	ULSFC9(C)	0.835	=	0.024	+	0.811	+	0
	B211	ULSFC5(C)	0.494	=	0.003	+	0.491	+	0
	B306	ULSFC2(C)	0.913	=	0.005	+	0.908	+	0
	B307	ULSFC2(C)	0.855	=	0.005	+	0.849	+	0.001
	B333	ULSFC9(C)	0.22	=	0.006	+	0.213	+	0
	B360	ULSFC5(C)	0.583	=	0.027	+	0.555	+	0.001
	B423	ULSFC8(C)	0.471	=	0	+	0.471	+	0
	B424	ULSFC4(C)	0.448	=	0	+	0.447	+	0
	B425	ULSFC8(C)	0.488	=	0	+	0.487	+	0

B426	ULSFC8(C)	0.711	=	0	+	0.711	+	0
B427	ULSFC9(C)	0.437	=	0	+	0.437	+	0
B428	ULSFC9(C)	0.661	=	0	+	0.661	+	0
B429	ULSFC9(T)	0.574	=	0.001	+	0.573	+	0
B430	ULSFC9(T)	0.871	=	0.001	+	0.87	+	0

Πίνακας 7.2: πλαστικές αρθρώσεις πλασίων γ- επάρκεια δοκών φορέα 2

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΟΚΟΣ	Mpl.Rd	L	Ved,G	Ved'	Vpl.Rd	new ratio (<0,50)
ΔΩΜΑ	B112	147.580	3.911	25.059	100.528	288.993	0.348
	B333	147.580	3.740	23.450	102.370	288.993	0.354
ΟΡΟΦΟΣ	B3	239.465	4.090	32.375	149.473	390.751	0.383
	B2	239.465	7.120	65.785	133.050	390.751	0.340
	B112	239.465	3.911	68.803	191.260	390.751	0.489
	B49	239.465	7.120	106.814	174.079	390.751	0.445
	B4	239.465	5.670	52.494	136.961	390.751	0.351
	B333	239.465	3.740	26.004	154.060	390.751	0.394
	B211	239.465	4.820	60.309	159.672	390.751	0.409
	B210	307.145	7.970	129.660	206.735	573.915	0.360
	B240	239.465	4.820	23.221	122.584	390.751	0.314
	B239	239.465	5.070	44.435	138.899	390.751	0.355
ΙΣΟΓΕΙΟ	B3	239.465	4.090	7.619	124.717	390.751	0.319
	B2	307.145	7.120	80.144	166.421	573.915	0.290
	B112	239.465	3.911	33.500	155.957	390.751	0.399
	B49	307.145	7.120	98.959	185.236	466.730	0.397
	B4	239.465	5.670	47.589	132.056	390.751	0.338
	B333	239.465	3.740	26.963	155.019	390.751	0.397
	B211	239.465	4.820	85.893	185.256	390.751	0.474
	B210	307.145	7.970	141.156	218.231	573.915	0.380
	B240	239.465	4.820	25.058	124.421	390.751	0.318
B239	239.465	5.070	39.732	134.196	390.751	0.343	

ΥΠΟΓΕΙΟ	B3	239.465	4.090	4.169	121.267	390.751	0.310
	B2	307.145	7.120	58.985	145.262	573.915	0.253
	B112	239.465	3.911	39.714	162.171	390.751	0.415
	B49	307.145	7.120	103.405	189.682	466.730	0.406
	B4	239.465	5.670	45.827	130.294	390.751	0.333
	B333	239.465	3.740	52.912	180.968	390.751	0.463
	B211	239.465	4.820	81.015	180.378	390.751	0.462
	B210	307.145	7.970	134.001	211.076	573.915	0.368

Πίνακας 7.3: συντηρητικός έλεγχος δοκών φορέα 3 (φάση λειτουργίας)

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΟΚΟΣ	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	total ratio		axial		major bending		minor bending
ΔΩΜΑ	B32	ULSSC1(C)	0.303	=	0.010	+	0.293	+	0.000
	B112	ULSSC2(C)	0.258	=	0.007	+	0.251	+	0.000
	B225	ULSSC1(C)	0.328	=	0.013	+	0.315	+	0.000
	B333	ULSSC2(C)	0.246	=	0.008	+	0.238	+	0.000
ΟΡΟΦΟΣ	B2	ULSFC9(C)	0.599	=	0.017	+	0.582	+	0.000
	B3	ULSSC2(C)	0.278	=	0.013	+	0.265	+	0.000
	B4	ULSFC9(C)	0.522	=	0.005	+	0.517	+	0.000
	B26	ULSSC1(C)	0.434	=	0.014	+	0.420	+	0.000
	B27	ULSFC9(C)	0.072	=	0.001	+	0.069	+	0.002
	B28	ULSFC8(C)	0.044	=	0.002	+	0.039	+	0.003
	B29	ULSSC1(C)	0.416	=	0.015	+	0.400	+	0.000
	B30	ULSSC1(T)	0.329	=	0.017	+	0.312	+	0.000
	B31	ULSFC8(C)	0.543	=	0.003	+	0.539	+	0.000
	B32	ULSFC8(C)	0.411	=	0.001	+	0.409	+	0.000
	B33	ULSFC8(C)	0.279	=	0.009	+	0.270	+	0.000
	B39	ULSFC9(T)	0.610	=	0.002	+	0.608	+	0.000
	B40	ULSFC8(C)	0.742	=	0.001	+	0.742	+	0.000
	B41	ULSFC4(C)	0.085	=	0.001	+	0.083	+	0.001
	B42	ULSFC8(C)	0.873	=	0.001	+	0.872	+	0.000
	B43	ULSFC8(C)	0.714	=	0.001	+	0.713	+	0.000

	B44	ULSFC4(C)	0.252	=	0.000	+	0.252	+	0.000
	B45	ULSFC8(C)	0.817	=	0.001	+	0.815	+	0.000
	B46	ULSFC8(C)	0.833	=	0.001	+	0.831	+	0.001
	B48	ULSFC8(C)	0.615	=	0.010	+	0.605	+	0.000
	B49	ULSFC9(C)	0.864	=	0.008	+	0.856	+	0.000
	B112	ULSSC2(C)	0.317	=	0.006	+	0.260	+	0.051
	B210	ULSFC9(C)	0.818	=	0.019	+	0.799	+	0.000
	B211	ULSFC1(C)	0.316	=	0.002	+	0.314	+	0.000
	B225	ULSSC1(C)	0.329	=	0.082	+	0.000	+	0.246
	B239	ULSSC1(C)	0.315	=	0.007	+	0.308	+	0.000
	B240	ULSSC1(C)	0.324	=	0.008	+	0.316	+	0.000
	B245	ULSSC1(C)	0.261	=	0.088	+	0.000	+	0.173
	B333	ULSSC2(C)	0.253	=	0.010	+	0.177	+	0.066
	B374	ULSFC8(C)	0.641	=	0.000	+	0.641	+	0.000
ΙΣΟΓΕΙΟ	B2	ULSFC9(C)	0.921	=	0.004	+	0.917	+	0.000
	B3	ULSSC2(C)	0.294	=	0.001	+	0.267	+	0.026
	B4	ULSFC5(C)	0.267	=	0.001	+	0.267	+	0.000
	B26	ULSSC1(C)	0.629	=	0.007	+	0.622	+	0.000
	B27	ULSFC9(C)	0.137	=	0.004	+	0.133	+	0.000
	B28	ULSFC8(C)	0.148	=	0.001	+	0.147	+	0.000
	B29	ULSSC1(T)	0.618	=	0.010	+	0.608	+	0.000
	B30	ULSSC1(T)	0.471	=	0.013	+	0.457	+	0.000
	B31	ULSFC8(T)	0.404	=	0.012	+	0.391	+	0.000
	B32	ULSFC2(C)	0.297	=	0.002	+	0.296	+	0.000
	B33	ULSFC2(C)	0.426	=	0.008	+	0.418	+	0.000
	B39	ULSFC9(T)	0.628	=	0.003	+	0.625	+	0.001
	B40	ULSFC2(C)	0.401	=	0.000	+	0.400	+	0.000
	B41	ULSFC8(C)	0.165	=	0.000	+	0.165	+	0.000
	B42	ULSFC2(C)	0.557	=	0.000	+	0.557	+	0.000
	B43	ULSFC8(T)	0.634	=	0.001	+	0.633	+	0.000
	B44	ULSFC9(T)	0.641	=	0.001	+	0.640	+	0.001
	B45	ULSFC4(C)	0.673	=	0.000	+	0.673	+	0.000

B46	ULSFC8(T)	0.642	=	0.002	+	0.640	+	0.000	
B47	ULSFC8(C)	0.113	=	0.001	+	0.111	+	0.002	
B48	ULSFC2(T)	0.558	=	0.004	+	0.554	+	0.000	
B49	ULSFC9(T)	0.682	=	0.004	+	0.677	+	0.000	
B112	ULSSC2(C)	0.287	=	0.004	+	0.282	+	0.000	
B210	ULSFC9(T)	0.792	=	0.004	+	0.788	+	0.000	
B211	ULSFC9(C)	0.519	=	0.005	+	0.514	+	0.000	
B225	ULSFC2(T)	0.316	=	0.002	+	0.314	+	0.000	
B239	ULSSC1(T)	0.401	=	0.008	+	0.393	+	0.000	
B240	ULSSC1(T)	0.401	=	0.003	+	0.398	+	0.000	
B245	ULSSC1(C)	0.229	=	0.059	+	0.004	+	0.166	
B306	ULSFC2(C)	0.952	=	0.009	+	0.941	+	0.002	
B307	ULSFC2(C)	0.951	=	0.011	+	0.937	+	0.003	
B333	ULSSC2(C)	0.258	=	0.006	+	0.200	+	0.052	
B360	ULSFC5(C)	0.254	=	0.004	+	0.247	+	0.003	
B374	ULSFC8(T)	0.628	=	0.001	+	0.627	+	0.000	
B377	ULSFC4(C)	0.077	=	0.001	+	0.076	+	0.000	
B423	ULSFC8(T)	0.424	=	0.001	+	0.422	+	0.000	
B424	ULSFC4(C)	0.041	=	0.001	+	0.040	+	0.000	
B425	ULSFC4(C)	0.046	=	0.001	+	0.045	+	0.000	
B426	ULSFC8(T)	0.646	=	0.002	+	0.645	+	0.000	
B427	ULSFC4(C)	0.168	=	0.000	+	0.167	+	0.001	
B428	ULSFC8(T)	0.600	=	0.002	+	0.598	+	0.000	
B429	ULSFC4(C)	0.139	=	0.001	+	0.137	+	0.001	
B430	ULSFC8(T)	0.732	=	0.003	+	0.729	+	0.000	
ΥΠΟΓΕΙΟ	B2	ULSFC5(T)	0.902	=	0.006	+	0.901	+	0.000
	B3	ULSSC2(C)	0.325	=	0.009	+	0.274	+	0.041
	B4	ULSSC2(C)	0.252	=	0.014	+	0.238	+	0.000
	B27	ULSFC5(C)	0.130	=	0.005	+	0.125	+	0.001
	B28	ULSFC5(C)	0.133	=	0.005	+	0.127	+	0.000
	B30	ULSSC1(C)	0.303	=	0.019	+	0.284	+	0.000
	B31	ULSFC8(C)	0.368	=	0.008	+	0.361	+	0.000

B32	ULSFC2(C)	0.303	=	0.005	+	0.298	+	0.000
B33	ULSFC8(C)	0.752	=	0.011	+	0.741	+	0.000
B39	ULSFC8(C)	0.623	=	0.002	+	0.620	+	0.000
B40	ULSFC5(C)	0.620	=	0.001	+	0.617	+	0.002
B41	ULSFC5(C)	0.161	=	0.003	+	0.156	+	0.001
B42	ULSFC5(C)	0.718	=	0.001	+	0.716	+	0.001
B43	ULSFC8(C)	0.627	=	0.002	+	0.625	+	0.000
B44	ULSFC9(C)	0.624	=	0.003	+	0.620	+	0.001
B45	ULSFC5(C)	0.587	=	0.001	+	0.585	+	0.001
B46	ULSFC8(C)	0.637	=	0.003	+	0.635	+	0.000
B47	ULSFC2(C)	0.585	=	0.003	+	0.582	+	0.000
B48	ULSFC8(C)	0.561	=	0.016	+	0.545	+	0.000
B49	ULSFC9(T)	0.527	=	0.013	+	0.513	+	0.000
B112	ULSSC2(C)	0.183	=	0.005	+	0.156	+	0.022
B210	ULSFC9(C)	0.754	=	0.000	+	0.753	+	0.000
B211	ULSFC5(C)	0.487	=	0.003	+	0.483	+	0.000
B222	ULSFC9(C)	0.421	=	0.004	+	0.416	+	0.001
B306	ULSFC2(C)	0.016	=	0.000	+	0.016	+	0.000
B307	ULSFC2(C)	0.116	=	0.000	+	0.116	+	0.000
B333	ULSSC2(C)	0.231	=	0.014	+	0.217	+	0.000
B360	ULSFC8(C)	0.283	=	0.016	+	0.259	+	0.008
B374	ULSFC1(C)	0.296	=	0.000	+	0.295	+	0.001
B377	ULSFC4(C)	0.026	=	0.001	+	0.025	+	0.000
B423	ULSFC8(C)	0.420	=	0.002	+	0.418	+	0.000
B424	ULSFC8(C)	0.433	=	0.003	+	0.431	+	0.000
B425	ULSFC8(C)	0.432	=	0.002	+	0.430	+	0.000
B426	ULSFC8(C)	0.639	=	0.002	+	0.637	+	0.000
B427	ULSFC8(C)	0.394	=	0.002	+	0.392	+	0.000
B428	ULSFC8(C)	0.592	=	0.002	+	0.590	+	0.000
B429	ULSFC8(C)	0.481	=	0.003	+	0.478	+	0.000
B430	ULSFC8(C)	0.721	=	0.004	+	0.717	+	0.000

Πίνακας 7.4: πλαστικές αρθρώσεις πλασίων γ- επάρκεια δοκών φορέα 3

ΠΛΑΣΙΑ ΚΑΤΑ Υ		Mpl.Rd	L	Ved	Ved'	Vpl.Rd	new ratio (<0,50)
ΔΩΜΑ	B112	147.580	3.911	22.016	97.485	288.993	0.337
	B333	147.580	3.740	20.284	99.204	288.993	0.343
ΟΡΟΦΟΣ	B3	239.465	4.090	26.685	143.783	390.751	0.368
	B2	239.465	7.120	61.317	128.582	390.751	0.329
	B112	239.465	3.911	58.699	181.156	390.751	0.464
	B49	307.145	7.120	97.866	184.143	390.751	0.471
	B4	239.465	5.670	49.937	134.404	390.751	0.344
	B333	239.465	3.740	25.992	154.048	390.751	0.394
	B211	239.465	4.820	51.381	150.744	390.751	0.386
	B210	307.145	7.970	120.926	198.001	466.730	0.424
	B240	239.465	4.820	36.702	136.065	390.751	0.348
	B239	239.465	5.070	37.544	132.008	390.751	0.338
	ΙΣΟΓΕΙΟ	B3	239.465	4.090	26.791	143.889	390.751
B2		307.145	7.120	53.727	140.004	466.730	0.300
B112		239.465	3.911	33.120	155.577	390.751	0.398
B49		307.145	7.120	108.163	194.440	466.730	0.417
B4		239.465	5.670	45.260	129.727	390.751	0.332
B333		239.465	3.740	27.432	155.488	390.751	0.398
B211		239.465	4.820	74.921	174.284	390.751	0.446
B210		307.145	7.970	132.303	209.378	466.730	0.449
B240		239.465	4.820	32.968	132.331	390.751	0.339
B239		239.465	5.070	16.325	110.789	390.751	0.284
ΥΠΟΓΕΙΟ		B3	239.465	4.090	13.202	130.300	390.751
	B2	307.145	7.120	48.951	135.228	466.730	0.290
	B112	239.465	3.911	37.032	159.489	390.751	0.408
	B49	307.145	7.120	105.902	192.179	466.730	0.412
	B4	239.465	5.670	45.250	129.717	390.751	0.332
	B333	239.465	3.740	48.927	176.983	390.751	0.453
	B211	239.465	4.820	72.760	172.123	390.751	0.440

B210	307.145	7.970	104.339	181.414	466.730	0.389
------	---------	-------	---------	---------	---------	-------

Πίνακας 7.5: πλαστικές αρθρώσεις πλασίων x- επάρκεια δοκών φορέα 3

ΠΛΑΣΙΑ ΚΑΤΑ Χ		Mpl.Rd	L	Ved	Ved'	Vpl.Rd	new ratio (<0,50)
ΔΩΜΑ	B225	147.580	5.203	25.563	82.292	288.993	0.285
	B32	147.580	5.200	25.599	82.361	288.993	0.285
ΟΡΟΦΟΣ	B245	147.580	5.433	17.102	71.429	288.993	0.247
	B225	147.580	5.203	34.634	91.363	288.993	0.316
	B31	147.580	5.430	46.990	101.347	288.993	0.351
	B32	147.580	5.200	47.977	104.739	288.993	0.362
	B33	147.580	5.630	20.385	72.811	288.993	0.252
	B48	147.580	5.630	56.570	108.996	288.993	0.377
	B30	147.580	5.430	18.817	73.174	288.993	0.253
	B29	147.580	5.200	25.203	81.965	288.993	0.284
ΙΣΟΓΕΙΟ	B26	147.580	2.820	8.445	113.112	288.993	0.391
	B245	147.580	5.433	36.893	91.220	288.993	0.316
	B225	147.580	5.203	35.137	91.866	288.993	0.318
	B31	147.580	5.430	32.395	86.752	335.801	0.258
	B32	147.580	5.200	29.636	86.398	288.993	0.299
	B33	147.580	5.630	43.008	95.434	288.993	0.330
	B48	147.580	5.630	45.427	97.853	288.993	0.339
	B30	147.580	5.430	34.674	89.031	288.993	0.308
ΥΠΟΓΕΙΟ	B29	147.580	5.200	46.695	103.457	288.993	0.358
	B26	147.580	2.820	22.075	126.742	288.993	0.439
	B31	147.580	5.430	30.946	85.303	288.993	0.295
	B32	147.580	5.200	29.837	86.599	288.993	0.300
	B33	147.580	5.630	68.041	120.467	288.993	0.417
	B48	147.580	5.630	43.998	96.424	288.993	0.334
	B30	147.580	5.430	18.729	73.086	288.993	0.253

7.1.2 Δοκοί στην φάση κατασκευής – στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Ενώ στη φάση λειτουργίας επαρκούν οι έλεγχοι που προηγούνται και βάσει αυτών γίνεται η διαστασιολόγηση των μελών, στη φάση κατασκευής οι δοκοί ,κύριες και δευτερεύουσες, ελέγχονται για επάρκεια σε πλευρικό λυγισμό υπό το ίδιο βάρος τους και το βάρος του νωπού σκυροδέματος.

Πρέπει να ισχύει :

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{yNRk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y, Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y, Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z, Ed}}{\frac{M_{z, Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{zNRk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y, Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y, Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z, Ed}}{\frac{M_{z, Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Οι δύο παραπάνω έλεγχοι αποτελούν τη γενική περίπτωση ελέγχου μελών καθώς λαμβάνουν υπόψη τις τυχόν απομειώσεις της ροπής λόγω θλίψης και διάτμησης και επιπλέον τις απομειώσεις λόγω λυγισμού και την αλληλεπίδραση κάμψης και θλίψης.

Πίνακας 7.6: απομείωση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δοκών πλαισίων γ (φορέας 2)

ΠΛΑΣΙΑ ΚΑΤΑ Υ		C1	Mcr	αLT	λLT	χLT
ΔΩΜΑ	B112	2.078	385.0121	0.21	0.619	0.833
	B333	2.12	423.7891	0.21	0.59	0.894
ΟΡΟΦΟΣ	B3	2.855	957.9904	0.34	0.5	0.884
	B2	1.658	237.1598	0.34	1.005	0.594
	B112	2.374	860.9943	0.34	0.527	0.872
	B49	1.803	257.8533	0.34	0.964	0.62
	B4	2.588	513.2556	0.34	0.683	0.793
	B333	2.501	981.6837	0.34	0.494	0.887
	B211	2.514	641.8173	0.34	0.611	0.832
	B210	1.547	255.0363	0.34	1.097	0.537
ΙΣΟΓΕΙΟ	B240	2.433	621.085	0.34	0.621	0.826
	B239	2.217	522.2076	0.34	0.677	0.796
	B3	3.916	1313.917	0.34	0.427	0.915
	B2	1.027	3214.2	0.34	0.309	0.961
	B112	2.879	1044.109	0.34	0.479	0.893
	B49	1.011	3162.288	0.34	0.312	0.96

	B4	2.48	491.8994	0.34	0.698	0.785
	B333	2.627	1030.851	0.34	0.482	0.892
	B211	2.383	608.4739	0.34	0.627	0.823
	B210	1.889	311.3527	0.34	0.993	0.601
	B240	2.467	629.845	0.34	0.617	0.827
	B239	2.22	522.9382	0.34	0.677	0.797
ΥΠΟΓΕΙΟ	B3	2.711	857.2534	0.34	0.529	0.871
	B2	1.027	3212.239	0.34	0.309	0.961
	B112	2.617	890.6951	0.34	0.519	0.876
	B49	1.011	3161.717	0.34	0.312	0.96
	B4	2.621	500.4829	0.34	0.692	0.788
	B333	2.341	858.8113	0.34	0.528	0.872
	B211	2.64	974.0915	0.34	0.596	0.839
	B210	1.84	296.0721	0.34	1.019	0.585

Πίνακας 7.7: απομείωση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δοκών πλαισίων x (φορέας 2)

ΠΛΑΣΙΑ ΚΑΤΑ X		C1	Mcr	α LT	λ LT	χ LT
ΔΩΜΑ	B225	1.133	134.1853	0.21	1.049	0.632
	B32	1.133	134.1853	0.21	1.049	0.632
ΟΡΟΦΟΣ	B245	1.137	124.93	0.21	1.057	0.605
	B225	1.125	131.75	0.21	1.058	0.625
	B31	1.149	331.029	0.34	0.963	0.62
	B32	1.128	186.4383	0.34	1.007	0.593
	B33	1.153	168.7314	0.34	1.058	0.561
	B48	1.143	311.4589	0.34	0.993	0.601
	B30	1.14	125.419	0.21	1.085	0.606
	B29	1.139	133.817	0.21	1.05	0.631
	B26	1.175	386.421	0.21	0.618	0.883
ΙΣΟΓΕΙΟ	B245	1.128	124.004	0.21	1.091	0.602
	B225	1.127	131.927	0.21	1.058	0.625
	B31	3.101	341.155	0.21	0.658	0.867

	B32	1.145	188.6313	0.34	1.001	0.597
	B33	1.137	118.707	0.34	1.115	0.586
	B48	1.155	232.2116	0.34	1.015	0.587
	B30	2.693	296.245	0.21	0.706	0.845
	B29	1.136	133.44	0.21	1.052	0.629
	B26	1.163	382.512	0.21	0.621	0.882
ΥΠΟΓΕΙΟ	B31	2.519	280.0415	0.21	0.726	0.835
	B32	1.156	190.3922	0.34	0.996	0.599
	B33	1.171	164.8781	0.34	1.07	0.553
	B48	1.151	167.3422	0.34	1.063	0.558
	B30	2.891	321.477	0.34	0.678	0.858

Η παραπάνω απομείωση αφορά στις δοκούς του φορέα 2 και την επίλυσή του χωρίς διαδοκίδες (στα επισυναπτόμενα αρχεία η επίλυση αναφέρεται ως «steel model 1»). Για την εναλλακτική αυτή επίλυση του φορέα 2 η πλάκα σκυροδέματος λαμβάνεται συμπαγής με πάχος $h=20\text{cm}$.

Πίνακας 7.8: έλεγχος στρεπτοκαμτικού λυγισμού δοκών (φορέας 2 – φάση κατασκευής)

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΟΚΟΣ	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	total ratio	axial	major bending	minor bending
ΔΩΜΑ	B32	ULSFC4(C)	0.623 =	0.004 +	0.618 +	0.001
	B112	ULSSC2(C)	0.288 =	0.016 +	0.271 +	0.001
	B225	ULSFC9(T)	0.637 =	0.003 +	0.632 +	0.002
	B333	ULSSC2(C)	0.268 =	0.018 +	0.248 +	0.002
ΟΡΟΦΟΣ	B2	ULSFC9(C)	0.595 =	0.081 +	0.512 +	0.002
	B3	ULSSC2(C)	0.208 =	0.014 +	0.192 +	0.002
	B4	ULSFC9(C)	0.476 =	0.027 +	0.448 +	0.001
	B26	ULSSC1(C)	0.065 =	0.029 +	0.029 +	0.007
	B27	ULSSC2(C)	0.186 =	0.007 +	0.178 +	0.001
	B28	ULSFC8(C)	0.102 =	0.006 +	0.095 +	0.001
	B29	ULSSC1(C)	0.694 =	0.027 +	0.660 +	0.007
	B30	ULSFC4(C)	0.718 =	0.013 +	0.700 +	0.005
	B31	ULSFC8(C)	0.893 =	0.002 +	0.889 +	0.002
	B32	ULSFC9(C)	0.472 =	0.006 +	0.465 +	0.001

B33	ULSFC4(C)	0.650	=	0.017	+	0.630	+	0.003	
B48	ULSFC8(C)	0.975	=	0.001	+	0.971	+	0.003	
B49	ULSFC9(C)	0.973	=	0.050	+	0.922	+	0.001	
B112	ULSSC2(C)	0.386	=	0.005	+	0.378	+	0.003	
B210	ULSFC9(C)	1.333	=	0.100	+	1.231	+	0.002	
B211	ULSFC9(C)	0.531	=	0.014	+	0.516	+	0.001	
B225	ULSSC2(C)	0.575	=	0.005	+	0.569	+	0.001	
B239	ULSSC2(C)	0.231	=	0.008	+	0.223	+	0.000	
B240	ULSSC2(C)	0.219	=	0.009	+	0.210	+	0.000	
B245	ULSFC3(C)	0.598	=	0.011	+	0.585	+	0.002	
B333	ULSSC2(C)	0.253	=	0.013	+	0.236	+	0.004	
ΙΣΟΓΕΙΟ	B2	ULSFC9(C)	0.516	=	0.004	+	0.511	+	0.001
	B3	ULSFC7(C)	0.268	=	0.001	+	0.266	+	0.002
	B4	ULSFC7(C)	0.440	=	0.012	+	0.425	+	0.003
	B26	ULSFC8(C)	0.109	=	0.004	+	0.103	+	0.002
	B27	ULSSC2(C)	0.289	=	0.002	+	0.287	+	0.000
	B28	ULSFC8(C)	0.181	=	0.007	+	0.173	+	0.001
	B29	ULSSC1(C)	1.050	=	0.002	+	1.045	+	0.003
	B30	ULSFC2(C)	0.815	=	0.014	+	0.800	+	0.001
	B31	ULSFC1(C)	1.017	=	0.002	+	1.015	+	0.000
	B32	ULSFC8(C)	0.451	=	0.003	+	0.447	+	0.001
	B33	ULSFC5(C)	1.039	=	0.015	+	1.024	+	0.000
	B43	ULSFC4(C)	0.607	=	0.002	+	0.605	+	0.000
	B47	ULSFC8(C)	1.039	=	0.003	+	1.035	+	0.001
	B48	ULSFC2(C)	1.154	=	0.001	+	1.151	+	0.002
	B49	ULSFC9(T)	0.554	=	0.002	+	0.554	+	0.000
	B112	ULSFC7(C)	0.278	=	0.007	+	0.267	+	0.004
	B210	ULSFC9(T)	1.188	=	0.015	+	1.189	+	-0.016
	B211	ULSFC9(C)	0.476	=	0.011	+	0.463	+	0.002
	B225	ULSSC1(C)	0.577	=	0.007	+	0.059	+	0.511
	B239	ULSSC2(T)	0.272	=	0.000	+	0.271	+	0.001
	B240	ULSSC2(T)	0.276	=	0.010	+	0.276	+	0.000

	B245	ULSFC9(C)	0.911 =	0.006 +	0.904 +	0.001
	B333	ULSSC2(C)	0.253 =	0.004 +	0.244 +	0.005
ΥΠΟΓΕΙΟ	B2	ULSFC5(T)	0.537 =	0.003 +	0.537 +	0.000
	B3	ULSFC5(C)	0.253 =	0.005 +	0.243 +	0.005
	B4	ULSSC2(C)	0.484 =	0.119 +	0.353 +	0.012
	B27	ULSSC2(C)	0.257 =	0.031 +	0.219 +	0.007
	B28	ULSFC5(C)	0.189 =	0.072 +	0.096 +	0.021
	B30	ULSFC9(T)	0.752 =	0.007 +	0.741 +	0.004
	B31	ULSFC9(T)	0.899 =	0.007 +	0.891 +	0.001
	B32	ULSFC5(C)	0.524 =	0.015 +	0.506 +	0.003
	B33	ULSFC9(C)	1.522 =	0.019 +	1.503 +	0.000
	B43	ULSFC9(C)	0.582 =	0.007 +	0.574 +	0.001
	B47	ULSFC8(C)	1.050 =	0.007 +	4.042 +	0.000
	B48	ULSFC5(C)	1.199 =	0.032 +	1.165 +	0.002
	B49	ULSFC9(T)	0.537 =	0.007 +	0.536 +	0.000
	B112	ULSFC5(C)	0.277 =	0.031 +	0.239 +	0.007
	B210	ULSFC9(C)	1.193 =	0.100 +	1.090 +	0.003
	B211	ULSFC5(C)	0.467 =	0.006 +	0.458 +	0.003
	B333	ULSFC9(C)	0.250 =	0.019 +	0.220 +	0.011

Ενώ ο παραπάνω έλεγχος στη φάση κατασκευής απαιτεί τη προσωρινή πλευρική υποστήριξη ορισμένων δοκών, η επίλυση του φορέα 2 με προσθήκη διαδοκίδων και σύμμικτη πλάκα πάχους $h=13\text{cm}$ (στα επισυναπτόμενα αρχεία η επίλυση αναφέρεται ως «steel model1 ver4») ικανοποιεί τον έλεγχο στη φάση κατασκευής. Παρατίθεται ο έλεγχος της δοκού B210 του ορόφου για τις δύο περιπτώσεις.

Πίνακας 7.9: έλεγχος στρεπτοκαμτικού λυγισμού δοκών (φορέας 2 – φάση κατασκευής)

μοντέλο	Ned	Med	Ved	χ_{33}	χ_{22}	Nb33	Nb22	C1	χ_{LT}	Mb,Rd
Steel model 1	-39.121	-159.883	-165.036	0.926	0.197	1838.879	390.933	1.547	0.537	164.857
Steel model 1ver4	-37.383	-75.55	-111.834	0.926	0.757	1838.879	1502.45	1.024	0.828	254.354

Τελικά ο έλεγχος της B210 είναι :

μοντέλο	ΔΟΚΟΣ	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	total ratio	axial	major bending	minor bending
Steel model 1	B210	ULSFC7(C)	1.333 =	0.100 +	1.231 +	0.002
Steel model 1ver4	B210	ULSSC7(C)	0.662 =	0.025 +	0.637 +	0.000

Έλεγχος στη φάση κατασκευής γίνεται και για τις δοκούς του φορέα 3 όπως ακριβώς και στο φορέα 2.

7.2 Σχεδιασμός υποστυλωμάτων

7.2.1 Υποστυλώματα πλαισίων παραλαβής ροπής φορέα 2

Οι διατομές των υποστυλωμάτων πλαισίων παραλαβής ροπής προκύπτουν από τους ελέγχους που ακολουθούν :

1. Μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού με τους ULSFC.
2. Η σεισμική κατάσταση σχεδιασμού ελέγχεται με δράσεις σχεδιασμού από τους ULSSC λαμβάνοντας όμως υπόψη τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών με την αύξηση της σεισμικής συνιστώσας της δράσης κατά $1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$

Πίνακας 7.10: συντηρητικός έλεγχος υποστυλωμάτων φορέα 2

ΟΡΟΦΟΣ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	total ratio	axial	major bending	minor bending
ΔΩΜΑ	C15	ULSSC2(C)	0.190 =	0.022 +	0.168 +	0.000
	C16	ULSSC2(C)	0.184 =	0.023 +	0.162 +	0.000
	C27	ULSSC1(C)	0.144 =	0.026 +	0.118 +	0.000
	C28	ULSSC1(C)	0.166 =	0.028 +	0.138 +	0.000
ΟΡΟΦΟΣ	C1	ULSSC2(C)	0.174 =	0.023 +	0.151 +	0.000
	C2	ULSFC9(C)	0.471 =	0.088 +	0.383 +	0.000
	C3	ULSFC9(C)	0.546 =	0.049 +	0.497 +	0.000
	C8	ULSFC9(C)	0.407 =	0.131 +	0.276 +	0.000
	C9	ULSSC2(C)	0.182 =	0.035 +	0.147 +	0.000
	C10	ULSFC9(C)	0.817 =	0.102 +	0.715 +	0.000
	C12	ULSSC2(C)	0.139 =	0.015 +	0.124 +	0.000
	C14	ULSSC2(C)	0.157 =	0.024 +	0.133 +	0.000
	C15	ULSSC2(C)	0.265 =	0.079 +	0.186 +	0.000
	C16	ULSFC9(C)	0.466 =	0.207 +	0.259 +	0.000
	C17	ULSSC2(C)	0.128 =	0.028 +	0.100 +	0.000
	C18	ULSSC2(C)	0.101 =	0.012 +	0.089 +	0.000
	C24	ULSFC9(C)	0.601 =	0.158 +	0.443 +	0.000
	C25	ULSSC2(C)	0.181 =	0.049 +	0.132 +	0.000
C27	ULSFC9(C)	0.226 =	0.092 +	0.134 +	0.000	

	C28	ULSSC1(C)	0.163	=	0.069	+	0.095	+	0.000
ΙΣΟΓΕΙΟ	C1	ULSSC2(C)	0.240	=	0.067	+	0.173	+	0.000
	C2	ULSFC9(C)	0.791	=	0.349	+	0.442	+	0.000
	C3	ULSFC9(C)	0.857	=	0.268	+	0.589	+	0.000
	C8	ULSFC9(C)	0.509	=	0.247	+	0.262	+	0.000
	C9	ULSSC2(C)	0.247	=	0.103	+	0.145	+	0.000
	C10	ULSFC9(C)	0.665	=	0.220	+	0.445	+	0.000
	C12	ULSSC2(C)	0.190	=	0.039	+	0.151	+	0.000
	C14	ULSSC2(C)	0.242	=	0.061	+	0.181	+	0.000
	C15	ULSSC2(C)	0.332	=	0.145	+	0.186	+	0.000
	C16	ULSFC9(C)	0.571	=	0.309	+	0.262	+	0.000
	C17	ULSSC2(C)	0.190	=	0.070	+	0.120	+	0.000
	C18	ULSSC2(C)	0.172	=	0.038	+	0.133	+	0.000
	C24	ULSFC9(C)	0.654	=	0.355	+	0.298	+	0.000
	C25	ULSSC2(C)	0.285	=	0.094	+	0.191	+	0.000
	C27	ULSSC2(C)	0.259	=	0.134	+	0.126	+	0.000
	C28	ULSSC2(C)	0.264	=	0.098	+	0.166	+	0.000
ΥΠΟΓΕΙΟ	C2	ULSFC9(C)	0.886	=	0.657	+	0.228	+	0.000
	C3	ULSFC9(C)	0.729	=	0.478	+	0.251	+	0.000
	C8	ULSFC8(C)	0.51	=	0.392	+	0.118	+	0.000
	C15	ULSFC9(C)	0.424	=	0.389	+	0.035	+	0.000
	C16	ULSFC9(C)	0.582	=	0.465	+	0.117	+	0.000
	C17	ULSFC9(C)	0.172	=	0.134	+	0.038	+	0.000
	C24	ULSFC9(C)	0.741	=	0.593	+	0.148	+	0.000

Πίνακας 7.11: εύρεση Ω_y – ULSSC φορέα 2

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΟΚΟΣ	Med	Ω				
ΔΩΜΑ	B112	41.816	3.529	ΥΠΟΓΕΙΟ	B3	74.706	3.205
	B333	38.252	3.858		B2	176.563	1.740
ΟΡΟΦΟΣ	B3	61.145	3.916		B112	66.227	3.616
	B2	75.379	3.177		B49	134.595	2.282
	B112	95.325	2.512		B4	91.248	2.624
	B49	142.600	1.679		B333	55.825	4.290
	B4	93.879	2.551		B211	116.880	2.049
	B333	45.397	5.275		B210	192.454	1.596
	B211	104.477	2.292			min	1.499
	B210	182.910	1.679				
	B240	64.304	3.724				
	B239	65.878	3.635				
ΙΣΟΓΕΙΟ	B3	101.973	2.348				
	B2	150.122	2.046				
	B112	63.998	3.742				
	B49	153.349	2.003				
	B4	103.598	2.311				
	B333	49.940	4.795				
	B211	135.927	1.762				
	B210	204.871	1.499				
B240	73.276	3.268					
B239	74.809	3.201					

7.2.2 Υποστυλώματα πλαισίων παραλαβής ροπής φορέα 3

Οι διατομές τους προκύπτουν κατά τον ίδιο τρόπο με τις διατομές του φορέα 2 λαμβάνοντας $\Omega = \min(\Omega_x, \Omega_y)$

Πίνακας 7.12: συντηρητικός έλεγχος υποστυλωμάτων φορέα 3

ΟΡΟΦΟΣ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	total ratio	axial	major bending	minor bending
ΔΩΜΑ	C15	ULSSC1(C)	0.231	= 0.012	+ 0.064	+ 0.156

	C16	ULSSC1(C)	0.21	=	0.011	+	0.051	+	0.147
	C27	ULSSC1(C)	0.215	=	0.011	+	0.047	+	0.157
	C28	ULSSC1(C)	0.203	=	0.011	+	0.045	+	0.146
ΟΡΟΦΟΣ	C1	ULSSC1(C)	0.203	=	0.017	+	0.172	+	0.014
	C2	ULSFC8(C)	0.432	=	0.046	+	0.277	+	0.109
	C3	ULSFC8(C)	0.554	=	0.028	+	0.345	+	0.181
	C8	ULSFC9(C)	0.249	=	0.079	+	0.156	+	0.014
	C9	ULSSC2(C)	0.16	=	0.016	+	0.108	+	0.037
	C10	ULSFC9(C)	0.536	=	0.055	+	0.476	+	0.005
	C12	ULSSC1(C)	0.244	=	0.016	+	0.186	+	0.042
	C14	ULSSC1(C)	0.222	=	0.019	+	0.181	+	0.022
	C15	ULSSC1(C)	0.296	=	0.047	+	0.123	+	0.125
	C16	ULSSC1(C)	0.33	=	0.07	+	0.135	+	0.125
	C17	ULSSC1(C)	0.144	=	0.019	+	0.092	+	0.033
	C18	ULSSC1(C)	0.178	=	0.013	+	0.109	+	0.057
	C24	ULSFC9(C)	0.403	=	0.091	+	0.283	+	0.029
	C25	ULSSC1(C)	0.298	=	0.029	+	0.235	+	0.033
	C27	ULSSC1(C)	0.245	=	0.038	+	0.079	+	0.128
	C28	ULSSC1(C)	0.256	=	0.033	+	0.09	+	0.133
ΙΣΟΓΕΙΟ	C1	ULSSC1(C)	0.307	=	0.124	+	0.034	+	0.149
	C2	ULSFC8(C)	0.701	=	0.162	+	0.34	+	0.199
	C3	ULSFC8(C)	0.872	=	0.134	+	0.417	+	0.321
	C8	ULSSC1(C)	0.358	=	0.094	+	0.149	+	0.115
	C9	ULSSC1(C)	0.36	=	0.037	+	0.096	+	0.226
	C10	ULSSC1(C)	0.629	=	0.076	+	0.269	+	0.284
	C12	ULSSC1(C)	0.434	=	0.037	+	0.203	+	0.193
	C14	ULSSC1(C)	0.295	=	0.047	+	0.212	+	0.037
	C15	ULSSC2(C)	0.269	=	0.092	+	0.156	+	0.022
	C16	ULSFC9(C)	0.404	=	0.193	+	0.2	+	0.01
	C17	ULSSC1(C)	0.315	=	0.046	+	0.126	+	0.143
	C18	ULSSC1(C)	0.467	=	0.035	+	0.154	+	0.278
	C24	ULSFC8(C)	0.414	=	0.201	+	0.191	+	0.022

	C25	ULSSC1(C)	0.434	=	0.057	+	0.258	+	0.12
	C27	ULSFC9(C)	0.214	=	0.171	+	0.001	+	0.042
	C28	ULSSC2(C)	0.266	=	0.143	+	0.013	+	0.11
ΥΠΟΓΕΙΟ	C2	ULSFC8(C)	0.576	=	0.278	+	0.178	+	0.12
	C3	ULSFC8(C)	0.544	=	0.233	+	0.174	+	0.137
	C8	ULSFC8(C)	0.336	=	0.234	+	0.079	+	0.024
	C15	ULSFC9(C)	0.288	=	0.255	+	0.008	+	0.025
	C16	ULSFC8(C)	0.378	=	0.293	+	0.005	+	0.08
	C17	ULSSC1(C)	0.253	=	0.067	+	0.062	+	0.124
	C24	ULSFC8(C)	0.454	=	0.34	+	0.018	+	0.097

Πίνακας 7.13: εύρεση Ω_y, Ω_x – ULSSC φορέα 3

	ΠΛΑΣΙΑ ΚΑΤΑ Y			ΠΛΑΣΙΑ ΚΑΤΑ X		
	ΔΟΚΟΣ	Med	Ω	ΔΟΚΟΣ	Med	Ω
ΔΩΜΑ	B112	35.209	4.192	B225	44.342	3.328
	B333	33.740	4.374	B32	41.695	3.540
ΟΡΟΦΟΣ	B3	74.187	3.228	B245	29.224	5.050
	B2	114.912	2.084	B225	56.198	2.626
	B112	73.367	3.264	B31	58.261	2.533
	B49	144.536	1.657	B32	56.198	2.626
	B4	100.891	2.374	B33	34.226	4.312
	B333	53.558	4.471	B48	66.149	2.231
	B211	118.189	2.026	B30	44.322	3.330
	B210	198.407	1.548	B29	58.308	2.531
	B240	59.619	4.017	B26	53.459	2.761
	B239	82.817	2.891			
ΙΣΟΓΕΙΟ	B3	131.285	1.824	B245	42.751	3.452
	B2	214.798	1.430	B225	41.584	3.549
	B112	74.745	3.204	B31	48.563	3.039
	B49	162.548	1.890	B32	38.210	3.862
	B4	107.156	2.235	B33	50.970	2.895

	B333	62.287	3.845	B48	72.346	2.040
	B211	148.787	1.609	B30	68.788	2.145
	B210	228.486	1.344	B29	86.750	1.701
	B240	110.856	2.160	B26	85.461	1.727
	B239	110.678	2.164			
ΥΠΟΓΕΙΟ	B3	79.709	3.004	B31	38.337	3.850
	B2	179.991	1.706	B32	31.554	4.677
	B112	60.873	3.934	B33	76.587	1.927
	B49	139.599	2.200	B48	59.722	2.471
	B4	92.159	2.598	B30	42.688	3.457
	B333	62.670	3.821			
	B211	120.494	1.987			
	B210	185.982	1.651	min		1.344

Οι συντελεστές Ω χρησιμοποιούνται στο συνδυασμό φόρτισης για τον ικανοτικό σχεδιασμό των υποστυλωμάτων τα αποτελέσματα του οποίου παρατίθενται στην παράγραφο του αντισεισμικού σχεδιασμού.

7.2.3 Αναλυτικός έλεγχος – υποστυλώματα υπό κάμψη και θλίψη

Ο αναλυτικός έλεγχος των υποστυλωμάτων HEA του φορέα 2 και των SHS του φορέα 3 λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση των εντάσεων θλίψη και ροπή κάμψης στα μέλη, λαμβανομένης υπόψη της απομείωσης της $N_{pl,Rd}$ λόγω καμπτικού λυγισμού και της απομείωσης της $M_{pl,Rd}$ στα HEA λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Παρατίθενται ενδεικτικά οι απομειώσεις για τρία υποστυλώματα για τους φορείς 2 και 3. Για την HEA300 ισχύουν : $M_{pl,Rd}=325.005$ kNm και $N_{pl,Rd}=2655.5$ kN

Πίνακας 7.14: απομείωση αντοχής HEA – στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

		C1	Mc _r	αLT	λLT	χLT	k _{yy}	k _{zy}	M _{b,Rd}	N _{b,Rd}
ΟΡΟΦΟΣ	C1	2.255	5253.629	0.210	0.249	0.989	0.400	0.993	321.501	2356.121
ΙΣΟΓΕΙΟ	C1	2.248	5235.800	0.210	0.249	0.989	0.401	0.979	321.470	2356.121
ΟΡΟΦΟΣ	C2	2.196	5242.391	0.210	0.249	0.989	0.402	0.973	321.482	2364.189
ΙΣΟΓΕΙΟ	C2	2.446	5840.487	0.210	0.236	0.988	0.403	0.939	322.432	2364.189
ΥΠΟΓΕΙΟ	C2	1.894	5081.013	0.210	0.253	0.988	0.436	0.920	321.195	2400.217
ΟΡΟΦΟΣ	C3	2.700	6289.243	0.210	0.227	0.994	0.401	0.984	323.051	2356.121
ΙΣΟΓΕΙΟ	C3	2.498	9135.116	0.210	0.189	1.000	0.445	0.928	325.005	2482.752
ΥΠΟΓΕΙΟ	C3	2.700	11507.019	0.210	0.168	1.000	0.396	0.898	325.005	2517.631

Για τα SHS 260x260x20 ισχύουν : $M_{pl,Rd}=407.020 \text{ kNm}$ και $N_{pl,Rd}=4512 \text{ kN}$

Πίνακας 7.15: απομείωση αντοχής SHS – στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

		C1	M_{cr}	α_{LT}	λ_{LT}	χ_{LT}	k_{yy}	k_{zy}	$M_{b,Rd}$	$N_{b,Rd}$
ΟΡΟΦΟΣ	C1	2.255	60569.106	0.760	0.075	1.000	0.400	0.240	336.285	3419.572
ΙΣΟΓΕΙΟ	C1	2.134	13427.938	0.760	0.158	1.000	0.403	0.242	336.285	3419.076
ΟΡΟΦΟΣ	C2	2.217	15866.334	0.760	0.160	1.000	0.402	0.242	407.020	1879.300
ΙΣΟΓΕΙΟ	C2	2.259	24109.175	0.760	0.130	1.000	0.408	0.245	407.020	3188.792
ΥΠΟΓΕΙΟ	C2	2.700	54704.875	0.760	0.086	1.000	0.411	0.246	407.020	4176.675
ΟΡΟΦΟΣ	C3	2.700	19320.048	0.760	0.145	1.000	0.401	0.241	407.020	1879.301
ΙΣΟΓΕΙΟ	C3	2.477	33332.126	0.760	0.111	1.000	0.453	0.272	407.020	3722.837
ΥΠΟΓΕΙΟ	C3	2.700	70187.376	0.760	0.076	1.000	0.403	0.242	407.020	4315.248

7.3 Σχεδιασμός διαγωνίων κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Η διαστασιολόγηση των διαγωνίων μελών των χιαστί συνδέσμων γίνεται βάσει των διατάξεων του EC-8 (6.7.3) και των αναλόγων κεφαλαίων του EC-3. Επιπλέον, εφαρμόζοντας τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού όπως αναφέρονται στον EC-8 (6.7.4) γίνεται ένας επιπλέον έλεγχος των δοκών και των υποστυλωμάτων.

Τυπικά αναφέρονται οι περιορισμοί στις ανηγμένες λυγηρότητες των διαγωνίων μελών οι οποίες στον παρόντα φορέα 2 δεν είναι αναγκαίο να πληρούνται λόγω του περιορισμένου αριθμού ορόφων του φορέα.

Πίνακας 7.16: ανηγμένες λυγηρότητες (steel model 1)

	ΟΨΗ 1			ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ
ΔΙΑΤΟΜΗ	SHS120x120x8	SHS 100x100x8	SHS 90x90x5	SHS 80x80x5
A	0.004	0.003	0.002	0.002
I	0.0000075310	0.0000041840	0.000002054	0.000001413
L_{cr}	6.159	6.159	6.161	6.161
N_{cr}	411.065	228.376	112.041	77.076
λ	1.512	1.757	2.048	2.469

Πίνακας 7.17: συντηρητικός έλεγχος διαγωνίων φορέα 2 (steel model 1)

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΙΑΦΩΝΙΟ ΜΕΛΟΣ	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	total ratio		axial		major bending		minor bending
ΔΩΜΑ	D9	ULSSC1(C)	0.739	=	0.688	+	0.000	+	0.051
	D10	ULSSC1(C)	0.727	=	0.685	+	0.000	+	0.042
ΟΡΟΦΟΣ	D1	ULSSC1(C)	0.752	=	0.701	+	0.000	+	0.051
	D2	ULSSC1(C)	0.747	=	0.705	+	0.000	+	0.042
	D9	ULSSC1(C)	0.511	=	0.458	+	0.000	+	0.053
	D10	ULSSC1(C)	0.479	=	0.431	+	0.000	+	0.048
ΙΣΟΓΕΙΟ	D1	ULSSC1(C)	0.500	=	0.445	+	0.000	+	0.055
	D2	ULSSC1(C)	0.514	=	0.461	+	0.000	+	0.054
	D9	ULSSC1(C)	0.543	=	0.494	+	0.000	+	0.050
	D10	ULSSC1(C)	0.547	=	0.491	+	0.000	+	0.056

Ο έλεγχος της παραπάνω διάταξης διαγωνίων συνδέσμων του φορέα 2 αφορά στην επίλυσή του με δύο αντικριστές διατάξεις («steel model 1») ενώ γίνεται επίλυση με ένα επιπλέον πλαίσιο στο μοντέλο steel model 1ver4. Υπολογίζονται οι υπεραντοχές των διαγωνίων ώστε να υπολογιστεί ανάλογα η σεισμική συνιστώσα της αξονικής δύναμης N_{ed} στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού των δοκών και των υποστυλωμάτων όπως φαίνεται στους επόμενους πίνακες.

Πίνακας 7.18: υπεραντοχές διαγωνίων (steel model 1)

		Ned	Nt.Rd	Ω	
ΟΨΗ 1	D2	285.056	691.840	2.427	
	D1	284.712	691.840	2.430	
	D2	479.058	1028.125	2.146	minΩ
	D1	464.056	1028.125	2.216	2.146
ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ	D10	70.090	352.500	5.029	
	D9	69.576	352.500	5.066	
	D10	109.628	399.500	3.644	
	D9	93.514	399.500	4.272	
	D10	71.120	352.500	4.956	minΩ
	D9	69.934	352.500	5.040	3.644

Πίνακας 7.19: υπεραντοχές διαγωνίων (steel model 1ver4)

		Ned	Nt.Rd	Ω	
ΟΨΗ 1	D2	167.690	752.000	4.484	minΩ
	D1	184.804	752.000	4.069	3.705
	D2	306.426	1145.155	3.737	
	D1	309.108	1145.155	3.705	
ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ	D10	52.412	352.970	6.735	minΩ
	D9	63.380	352.970	5.569	3.905
	D10	107.470	419.710	3.905	
	D9	98.378	419.710	4.266	
	D10	65.534	305.500	4.662	
	D9	61.352	305.550	4.980	
ΟΨΗ 2	D11	80.366	300.095	3.734	minΩ
	D12	57.142	300.095	5.252	3.372
	D11	124.480	419.710	3.372	
	D12	101.430	419.710	4.138	

Για τους δύο παραπάνω πίνακες επισημαίνεται :

Γενικά, η όψη 1 του steel model 1 καταπονείται περισσότερο από τη βόρεια όψη. Κατά τον EC-8 οι υπεραντοχές Ω οφείλουν να μην διαφέρουν περισσότερο του 25%.

Για την αποφυγή του λυγισμού των δοκών ή των υποστυλωμάτων των πλαισίων πριν τη διαρροή των διαγωνίων μελών ελέγχουμε τις δοκούς και τα υποστυλώματα στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού όπως παρατίθεται στους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 7.20: δράσεις – αντοχές δοκών (steel model 1)

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΟΚΟΙ	Ned,G	Ned,E	Ned'	Nb,22	Nb,33	Mpl,Rd	Med
ΔΩΜΑ	B225	0.418	19.739	99.320	406.7342	1198.2298	147.580	45.187
ΟΡΟΦΟΣ	B225	0.929	64.925	326.236	406.7342	1198.2298	147.580	42.224
	B29	2.074	68.165	203.212	407.1203	1198.3125	147.580	33.657
ΙΣΟΓΕΙΟ	B225	0.903	56.947	286.236	406.7342	1198.2298	147.580	42.381
	B29	0.954	34.658	103.221	407.1203	1198.3925	147.580	60.033

Πίνακας 7.21: έλεγχος αποφυγής λυγισμού δοκών έναντι διαρροής διαγωνίων (steel model 1)

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΟΚΟΙ	χ_{33}	χ_{22}	χ_{LT}	kyy	kzy	ratio33	ratio22
ΔΩΜΑ	B225	0.948	0.322	1	0.902	0.996	0.359069	0.549151
ΟΡΟΦΟΣ	B225	0.948	0.322	1	0.952	0.996	0.544641	0.887051
	B29	0.948	0.322	1	0.907	0.984	0.376432	0.723555
ΙΣΟΓΕΙΟ	B225	0.948	0.322	1	0.953	0.994	0.512558	0.949192
	B29	0.948	0.322	1	0.955	0.989	0.47461	0.655848

Πίνακας 7.22: δράσεις – αντοχές υποστυλωμάτων (steel model 1)

ΟΡΟΦΟΣ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	Ned,G	Ned,E	Ned'	Nb,22	Nb,33	Med	Mb,Rd
ΔΩΜΑ	C27	39.467	46.721	177.329	2414.1103	2461.0071	37.807	320.1299
	C28	41.475	51.173	192.474	2467.7038	2414.1103	40.004	321.755
ΟΡΟΦΟΣ	C27	147.593	116.543	491.482	2421.5383	2356.1209	37.805	320.1299
	C28	109.381	118.406	458.768	2428.9511	2356.1209	25.434	321.1049
	C9	50.671	113.896	621.347	2420.1847	2356.1209	38.455	320.1299
	C10	158.374	101.268	665.777	2428.4626	2364.1895	114.681	320.1299
ΙΣΟΓΕΙΟ	C27	269.102	190.097	830.031	2472.8071	2356.1209	20.805	321.4299
	C28	181.735	181.796	718.170	2478.1602	2356.1209	35.653	322.08
	C9	132.839	404.656	2160.368	2420.1847	2356.1209	35.242	321.755
	C10	359.955	364.133	2062.277	2364.1895	2428.4626	98.143	322.08

Πίνακας 7.23: έλεγχος αποφυγής λυγισμού υποστυλωμάτων έναντι διαρροής διαγωνίων (steel model 1)

ΟΡΟΦΟΣ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	χ_{33}	χ_{22}	χ_{LT}	kyy	kzy	ratio33	ratio22
ΔΩΜΑ	C27	0.927	0.909	0.985	0.48	0.978	0.127893	0.187223
	C28	0.929	0.909	0.99	0.428	0.978	0.13241	0.198377
ΟΡΟΦΟΣ	C27	0.912	0.887	0.985	0.401	0.977	0.255243	0.316609
	C28	0.915	0.887	0.988	0.401	0.979	0.226094	0.265489
	C9	0.911	0.887	0.985	0.401	0.99	0.311163	0.373873
	C10	0.915	0.89	0.985	0.401	0.979	0.423106	0.619605
ΙΣΟΓΕΙΟ	C27	0.931	0.887	0.989	0.402	0.959	0.378021	0.397053
	C28	0.933	0.887	0.991	0.402	0.97	0.348909	0.396208

C9	0.911	0.887	0.99	0.403	0.956	0.900617	0.91631
C10	0.915	0.89	0.991	0.404	0.932	0.921208	0.933737

Ο ικανοτικός έλεγχος των δοκών των υποστυλωμάτων υποδεικνύει οριακά την αύξηση της διατομής του υποστυλώματος C10 του πλαισίου της όψης 1 και της δοκού B225 του ορόφου στο πλαίσιο της βόρειας όψης.

7.4 Αντισεισμικός έλεγχος

Στον αντισεισμικό έλεγχο παρατίθενται οι ιδιομορφικές μάζες των φορέων 2 και 3, οι τέμνουσες βάσης των ορόφων, οι δύο βασικοί έλεγχοι αποφυγής φαινομένων 2ας τάξεως και περιορισμός της σχετικής παραμόρφωσης των ορόφων. Επίσης, για τα πλαίσια ροπής (κατά y στον φορέα 2, κατά x και y στο φορέα 3) γίνεται ικανοτικός έλεγχος των υποστυλωμάτων όπως αναφέρεται και στο 7.2.1 και 7.2.2 του παρόντος κατά τον οποίο τα υποστυλώματα στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού σχεδιάζονται με αυξημένη ένταση ώστε να ληφθεί υπόψη η υπεραντοχή των δοκών και να εξασφαλιστεί η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς.

Πίνακας 7.24: συμμετέχουσες ιδιομορφικές μάζες φορέα 2

steel model 1				steel model 1 ver4			
Mode	Period	SumUX	SumUY	Mode	Period	SumUX	SumUY
1	0.4065	0.0274	55.4379	1	0.380561	0.0134	54.8812
2	0.32832	42.7386	55.5282	2	0.279189	47.0274	54.8823
3	0.276175	47.3882	55.6101	3	0.247313	47.0992	54.9353
4	0.198429	50.9721	55.691	4	0.177695	50.0762	54.9857
5	0.165686	50.9771	57.9625	5	0.146662	50.0763	57.1199
6	0.117507	53.15	58.101	6	0.102013	52.5412	57.1874
7	0.094674	53.2347	74.6264	7	0.091769	52.5652	62.4143
8	0.090829	53.2383	74.7162	8	0.088669	52.6133	72.5027
9	0.083438	54.3878	74.7873	9	0.074877	54.131	72.5106
10	0.064098	55.3966	80.6964	10	0.062896	55.5095	77.7784
11	0.062778	73.5005	81.274	11	0.060023	71.2666	78.1841
12	0.046624	83.906	87.7655	12	0.045499	80.0875	85.6014
13	0.033696	84.3442	87.777	13	0.037339	80.6119	85.6392
14	0.03275	85.2398	88.5549	14	0.033117	82.4937	86.7595
15	0.030989	92.9013	92.0309	15	0.031322	90.5033	89.3559
				16	0.029166	90.5453	89.4002

	17	0.025952	90.546	89.4004
	18	0.023985	91.027	91.1465

Πίνακας 7.25: συμμετέχουσες ιδιομορφικές μάζες φορέα 3

Mode	Period	SumUX	SumUY
1	0.429635	23.3155	0.0009
2	0.373316	23.3196	55.3864
3	0.278686	45.8988	55.3909
4	0.144613	47.6151	55.9953
5	0.141447	47.8613	57.8256
6	0.134033	51.6479	57.8381
7	0.093077	51.8289	57.8832
8	0.091644	51.882	62.3583
9	0.087801	52.0057	73.6011
10	0.062191	55.9769	77.5099
11	0.060077	71.5764	78.4185
12	0.045195	80.1405	85.7218
13	0.038379	80.6557	85.9207
14	0.033097	82.9773	87.1036
15	0.03138	90.8159	89.3091
16	0.029718	90.9134	89.3791
17	0.026076	90.9141	89.3792
18	0.02462	91.2583	91.3212

Πίνακας 7.26: max ελαστικές μετακινήσεις ορόφων

	steel model 1		steel model 1ver4		steel model 2 (φορέας 3)			
	Uxmax	Uymax	Uxmax	Uymax	Uxmax	Uymax		
ΔΩΜΑ	0.0097	0.0164	ΔΩΜΑ	0.0091	0.0139	ΔΩΜΑ	0.0093	0.0134
ΟΡΟΦΟΣ	0.0100	0.0119	ΟΡΟΦΟΣ	0.0066	0.0102	ΟΡΟΦΟΣ	0.0172	0.0129
ΙΣΟΓΕΙΟ	0.0060	0.0077	ΙΣΟΓΕΙΟ	0.0038	0.0066	ΙΣΟΓΕΙΟ	0.0094	0.009

Πίνακας 7.27: δράσεις στη βάση των ορόφων – steel model 1

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	h
ΔΩΜΑ	ULSSC1	Bottom	177.65	58.67	23.08	961.617	2682.838	1250.221	2.95
	ULSSC2	Bottom	177.65	25.36	65.99	764.125	2809.429	1348.503	2.95
ΟΡΟΦΟΣ	ULSSC1	Bottom	2192.93	448.75	190.35	5533.3	22474.12	16053.59	3.3
	ULSSC2	Bottom	2192.93	174.56	544.9	5733.935	23731.36	17026.14	3.3
ΙΣΟΓΕΙΟ	ULSSC1	Bottom	4873.64	727.16	306.1	8329.726	47770.12	32084.93	3.3
	ULSSC2	Bottom	4873.64	286.19	872.11	8879.134	50903.86	34550.09	3.3
ΥΠΟΓΕΙΟ	ULSSC1	Bottom	9457.14	899.37	484.43	11048.81	91948.06	77905.39	3.3
	ULSSC2	Bottom	9457.14	437.56	1055.58	11214.2	96903.42	81833.85	3.3

Πίνακας 7.28: δράσεις στη βάση των ορόφων – steel model 1ver4

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	h
ΔΩΜΑ	ULSSC1	Bottom	137.87	54.49	16.89	879.989	2079.64	943.842	2.95
	ULSSC2	Bottom	137.87	20.35	50.05	625.797	2177.441	1044.57	2.95
ΟΡΟΦΟΣ	ULSSC1	Bottom	1788.26	411.97	149.6	5313.918	18556.37	12907.3	3.3
	ULSSC2	Bottom	1788.26	148.26	438.75	4951.744	19572.82	13855.4	3.3
ΙΣΟΓΕΙΟ	ULSSC1	Bottom	3986.33	652.69	246.95	8021.26	39395.67	26079.8	3.3
	ULSSC2	Bottom	3986.33	243.09	717.39	7752.858	41967.14	28449.3	3.3
ΥΠΟΓΕΙΟ	ULSSC1	Bottom	7939.23	785.45	396.92	9929.172	77441.09	66544.1	3.3
	ULSSC2	Bottom	7939.23	372.75	866.04	9515.852	81532.55	70235.3	3.3

Πίνακας 7.29: δράσεις στη βάση των ορόφων – steel model 2 (φορέας 3)

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	h
ΔΩΜΑ	ULSSC1	Bottom	143.78	52.18	22.86	883.987	2181.402	998.116	2.95
	ULSSC2	Bottom	143.78	22.73	53.11	627.845	2270.629	1084.979	2.95
ΟΡΟΦΟΣ	ULSSC1	Bottom	1821.22	311.56	170.6	5200.919	18961.78	13540.64	3.3
	ULSSC2	Bottom	1821.22	122.04	450.02	4921.066	19942.24	14228.68	3.3
ΙΣΟΓΕΙΟ	ULSSC1	Bottom	4044.85	477.08	260.44	7729.278	40062.05	27569.42	3.3
	ULSSC2	Bottom	4044.85	189.86	730.33	7673.226	42621	29255.86	3.3

ΥΠΟΓΕΙΟ	ULSSC1	Bottom	8011.3	623.85	402.41	9557.738	78178.59	68691.01	3.3
	ULSSC2	Bottom	8011.3	325.77	879.32	9420.633	82326.8	71272.67	3.3

Πίνακας 7.30: max dr/h φορέα 2

Story	Item	Load	steel model 1		steel model 1ver4		
			DriftX	DriftY	Load	DriftX	DriftY
ΔΩΜΑ	Max Drift X	ULSSC1	0.002206		ULSSC1	0.002014	
	Max Drift Y	ULSSC2		0.00232	ULSSC2		0.001886
ΟΡΟΦΟΣ	Max Drift X	ULSSC1	0.00137		ULSSC1	0.000857	
	Max Drift Y	ULSSC2		0.00166	ULSSC2		0.001304
ΙΣΟΓΕΙΟ	Max Drift X	ULSSC1	0.001763		ULSSC1	0.000971	
	Max Drift Y	ULSSC2		0.001798	ULSSC2		0.001403
ΥΠΟΓΕΙΟ	Max Drift X	ULSSC1	0.000352		ULSSC1	0.000273	
	Max Drift Y	ULSSC2		0.000609	ULSSC2		0.000591

Πίνακας 7.31: max dr/h φορέα 3 (steel model 2)

Story	Item	Load	DriftX	DriftY
ΔΩΜΑ	Max Drift X	ULSSC1	0.001353	
	Max Drift Y	ULSSC2		0.001515
ΟΡΟΦΟΣ	Max Drift X	ULSSC1	0.002415	
	Max Drift Y	ULSSC2		0.001726
ΙΣΟΓΕΙΟ	Max Drift X	ULSSC1	0.002689	
	Max Drift Y	ULSSC1		0.002301
ΥΠΟΓΕΙΟ	Max Drift X	ULSSC1	0.000216	
	Max Drift Y	ULSSC2		0.000603

Παρατίθεται ο έλεγχος αποφυγής επιρροών 2ας τάξεως ($\theta < 10\%$) και ο περιορισμός της σχετικής παραμόρφωσης των ορόφων ($dr \times 0.4/h < 5\%$) για τον φορέα 2 (steel model 1, steel model 1ver4) και τον φορέα 3 (steel model 2).

Πίνακας 7.32: φορέας 2

Story	θ_x	θ_y	παραμόρφωση κατά x	παραμόρφωση κατά y	θ_x	θ_y	παραμόρφωση κατά x	παραμόρφωση κατά y
ΔΩΜΑ	0.0267	0.0250	0.00441	0.00371	0.0204	0.0208	0.00403	0.00302

ΟΡΟΦΟΣ	0.0268	0.0267	0.00274	0.00266	0.0149	0.0213	0.00171	0.00209
ΙΣΟΓΕΙΟ	0.0473	0.0402	0.00353	0.00288	0.0237	0.0312	0.00194	0.00224
ΥΠΟΓΕΙΟ	0.0148	0.0218	0.00070	0.00097	0.0110	0.0217	0.00055	0.00095

Πίνακας 7.33: φορέας 3 (steel model 2)

Story	θ_x	θ_y	παραμόρφωση κατά x	παραμόρφωση κατά y
ΔΩΜΑ	0.0149	0.0164	0.00271	0.00303
ΟΡΟΦΟΣ	0.0565	0.0279	0.00483	0.00345
ΙΣΟΓΕΙΟ	0.0912	0.0510	0.00538	0.00460
ΥΠΟΓΕΙΟ	0.0111	0.0220	0.00043	0.00121

Από τον τελευταίο πίνακα προκύπτει ότι τα υποστυλώματα SHS 260/260/20 αν και ικανοποιούν τους ελέγχους αντοχής για τα φορτία της κατασκευής έχουν μια μικρή απόκλιση ως προς τη σχετική παραμόρφωση κατά x στο ισόγειο. Ο περιορισμός 5% αφορά μόνο μη φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό δηλαδή από τοιχοποιία, ενώ αν χρησιμοποιηθούν πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία όπως πάνελ ο περιορισμός είναι 7,5% και ικανοποιείται. Όσο για τη διαφορά του βάρους για τους παραπάνω ελέγχους έχει προβλεφθεί το βάρος τοιχοποιίας οπότε ισχύουν και για τις δύο περιπτώσεις.

Παρακάτω παρατίθεται ο ικανοτικός έλεγχος των υποστυλωμάτων του φορέα 2 – steel model 1 ο οποίος γίνεται από το ETABS με την προσθήκη ενός επιπλέον συνδυασμού (CAPPL).

Πίνακας 7.34: ικανοτικός υποστυλωμάτων steel model 1

ΟΡΟΦΟΣ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	total ratio	axial	major bending	minor bending
ΔΩΜΑ	C15	CAPPL	0.409	= 0.035	+ 0.375	+ 0.000
	C16	CAPPL	0.383	= 0.034	+ 0.349	+ 0.000
	C27	CAPPL	0.328	= 0.044	+ 0.283	+ 0.000
	C28	CAPPL	0.353	= 0.048	+ 0.305	+ 0.000
ΟΡΟΦΟΣ	C1	CAPPL	0.266	= 0.033	+ 0.233	+ 0.000
	C2	CAPPL	0.554	= 0.065	+ 0.489	+ 0.000
	C3	CAPPL	0.463	= 0.039	+ 0.425	+ 0.000
	C8	CAPPL	0.449	= 0.091	+ 0.358	+ 0.000
	C9	CAPPL	0.298	= 0.085	+ 0.214	+ 0.000
	C10	CAPPL	0.619	= 0.122	+ 0.497	+ 0.000
	C12	CAPPL	0.227	= 0.023	+ 0.204	+ 0.000
	C14	CAPPL	0.249	= 0.034	+ 0.215	+ 0.000
	C15	CAPPL	0.355	= 0.104	+ 0.250	+ 0.000

	C16	CAPPL	0.473	=	0.164	+	0.309	+	0.000
	C17	CAPPL	0.217	=	0.042	+	0.175	+	0.000
	C18	CAPPL	0.188	=	0.023	+	0.165	+	0.000
	C24	CAPPL	0.562	=	0.108	+	0.454	+	0.000
	C25	CAPPL	0.323	=	0.056	+	0.267	+	0.000
	C27	CAPPL	0.359	=	0.136	+	0.223	+	0.000
	C28	CAPPL	0.311	=	0.121	+	0.191	+	0.000
ΙΣΟΓΕΙΟ	C1	CAPPL	0.413	=	0.096	+	0.317	+	0.000
	C2	CAPPL	0.648	=	0.232	+	0.416	+	0.000
	C3	CAPPL	0.735	=	0.179	+	0.556	+	0.000
	C8	CAPPL	0.420	=	0.178	+	0.242	+	0.000
	C9	CAPPL	0.495	=	0.277	+	0.217	+	0.000
	C10	CAPPL	0.605	=	0.343	+	0.259	+	0.000
	C12	CAPPL	0.353	=	0.058	+	0.295	+	0.000
	C14	CAPPL	0.333	=	0.084	+	0.249	+	0.000
	C15	CAPPL	0.407	=	0.181	+	0.226	+	0.000
	C16	CAPPL	0.478	=	0.247	+	0.231	+	0.000
	C17	CAPPL	0.364	=	0.104	+	0.260	+	0.000
	C18	CAPPL	0.342	=	0.168	+	0.274	+	0.000
	C24	CAPPL	0.509	=	0.245	+	0.264	+	0.000
	C25	CAPPL	0.346	=	0.106	+	0.240	+	0.000
	C27	CAPPL	0.421	=	0.227	+	0.195	+	0.000
	C28	CAPPL	0.457	=	0.183	+	0.274	+	0.000
ΥΠΟΓΕΙΟ	C2	CAPPL	0.581	=	0.387	+	0.193	+	0.000
	C3	CAPPL	0.506	=	0.306	+	0.2	+	0.000
	C8	CAPPL	0.376	=	0.261	+	0.114	+	0.000
	C15	CAPPL	0.330	=	0.271	+	0.059	+	0.000
	C16	CAPPL	0.430	=	0.327	+	0.104	+	0.000
	C17	CAPPL	0.258	=	0.149	+	0.11	+	0.000
	C24	CAPPL	0.507	=	0.369	+	0.138	+	0.000

8 Συνδέσεις

Παρατίθενται τα αποτελέσματα των ελέγχων και η διαστασιολόγηση πέντε βασικών συνδέσεων που πραγματοποιούνται στους φορείς 2 και 3.

Επισημαίνεται ότι στις ζώνες απόδοσης ενέργειας, δηλαδή στις συνδέσεις των δοκών των πλαισίων γ του φορέα 2 και των πλαισίων χ και γ του φορέα 3, σε υποστύλωμα σύμφωνα με τις αντίστοιχες διατάξεις του EC-8 γίνονται συνδέσεις τύπου Β (αντοχή σε ολίσθηση στην κατάσταση λειτουργικότητας και αντοχή σε διάτμηση στην κατάσταση αστοχίας). Επίσης, γίνονται συνδέσεις τύπου C κατά τη σύνδεση του διαγώνιου μέλους των κατακόρυφων συνδέσεων στον κόμβο του πλαισίου. Γενικά, οι λοιπές συνδέσεις μπορούν να είναι τύπου Α.

Οι κοχλίες που χρησιμοποιήθηκαν είναι ποιότητας 8.8 και 10.9 και διαστάσεων M16, M20, M22 και M24.

Οι συνδέσεις που ελέγχονται είναι οι εξής :

1. Σύνδεση τέμνουσας διαδοκίδας σε κύρια δοκό.
2. Σύνδεση τέμνουσας δοκού σε υποστύλωμα (στον κορμό του υποστυλώματος).
3. Σύνδεση ροπής δοκού σε υποστύλωμα HEA.
4. Σύνδεση ροπής δοκού σε υποστύλωμα SHS.
5. Σύνδεση διαγώνιου μέλους χιαστί συνδέσμου σε κόμβο.

Πίνακας 8.1: Σύνδεση τέμνουσας διαδοκίδας σε κύρια δοκό

ΣΥΝΔΕΣΗ	ΔΟΚΟΣ ΣΕ ΔΟΚΟ
ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝ ΜΕΛΟΣ	IPE300
ΚΥΡΙΟ ΜΕΛΟΣ	IPE400
ΣΥΝΔΕΣΗ ΜΕ	L 120/80/8
ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ	α 6 mm
ΚΟΧΛΙΕΣ	M16 8.8 τύπου Α
ΔΡΑΣΗ	Ved 73.228 kN
	Mb,w,Ed 439.368 kNcm
	Mt,w,Ed 318.542 kNcm
	τάση στη συγκόλληση 3.9 kN/cm ²
ΑΝΤΟΧΗ	Fv,Rd 231.552 kN
	Fb,Rd 165.876 kN
	αντοχή συγκόλλησης 20.8 kN/cm ²

Πίνακας 8.2: Σύνδεση τέμνουσας δοκού σε υποστύλωμα

ΣΥΝΔΕΣΗ		ΔΟΚΟΣ ΣΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ
ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝ ΜΕΛΟΣ		ΙΡΕ400
ΚΥΡΙΟ ΜΕΛΟΣ		ΗΕΑ300
ΣΥΝΔΕΣΗ ΜΕ		2_L 150/90/11
ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ	α	4 mm
ΚΟΧΛΙΕΣ		M16 8.8 τύπου A
ΔΡΑΣΗ	Ved	180.571 kN
	Mb,Ed	1011.198 kNcm
	τάση στη συγκόλληση	9.647 kN/cm ²
ΑΝΤΟΧΗ	Fv,Rd	308.74 kN
	Fb,Rd	1516.462 kN
	αντοχή συγκόλλησης	20.8 kN/cm ²

Πίνακας 8.3: Σύνδεση ροπής δοκού σε υποστύλωμα ΗΕΑ

ΣΥΝΔΕΣΗ		ΔΟΚΟΣ ΣΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	
ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝ ΜΕΛΟΣ		ΙΡΕ400	
ΚΥΡΙΟ ΜΕΛΟΣ		ΗΕΑ300	
ΣΥΝΔΕΣΗ ΜΕ		μετωπική πλάκα 850/240/25	
ΚΟΧΛΙΕΣ		M24 10.9 τύπου B	
ΔΡΑΣΗ	Med	1.1*1.25*Mpl,Rd	
	Ved	1.1*1.25*(Ved,G+Ved,M)	
	Ved,ser	149.96 kN	
ΑΝΤΟΧΗ	Vw,Rd	455.224 kN	
	Fc,wc,Rd (μη ενισχυμένος)	1010.945 kN	
πέλμα ΗΕΑ σε κάμψη	1η σειρά	FT,Rd	228.69 kN
	2η σειρά	FT,Rd	289.41 kN
	3η σειρά	FT,Rd	289.41 kN
	ομάδα	FT,Rd	586.71 kN
μετωπική πλάκα σε κάμψη	1η σειρά	FT,Rd	359.2 kN
	2η σειρά	FT,Rd	487.1 kN
	3η σειρά	FT,Rd	487.1 kN

κορμός HEA σε εφελκυσμό	1η σειρά	FT,Rd	183.224 kN
	2η σειρά	FT,Rd	231.907 kN
	3η σειρά	FT,Rd	231.905 kN
	ομάδα	FT,Rd	721.656 kN
κορμός IPE σε εφελκυσμό		Ft,wb,Rd	1331.84 kN
μοχλοβραχίονες σειρών	1η σειρά		750 mm
	2η σειρά		695 mm
	3η σειρά		635 mm
ANTOXH		Mb,Rd	459.77 kNm
		VRd	1453.280 kN

Πίνακας 8.4: Σύνδεση ροπής δοκού σε υποστύλωμα SHS

ΣΥΝΔΕΣΗ		ΔΟΚΟΣ ΣΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	
ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝ ΜΕΛΟΣ		IPE400	
ΚΥΡΙΟ ΜΕΛΟΣ		HEA300	
ΣΥΝΔΕΣΗ ΜΕ		ελάσματα 2_650/180/25 , 390/280/5	
ΚΟΧΛΙΕΣ		M20 10.9 τύπου B	
ΔΡΑΣΗ		Med	1.1*1.25*Mpl,Rd
		Ved	1.1*1.25*(Ved,G+Ved,M)
		Ved,ser	149.96 kN
		τάση στη συγκόλληση	19.84 kN/cm2
ANTOXH	άντυγα πέλματος	Fb,Rd	942.45 kN
	άντυγα κορμός	Fb,Rd	379.584 kN
	ολίσθηση πέλμα	FS,Rd,ser	62.36 kN
	ολίσθηση κορμός	FS,Rd,ser	124.73 kN
	διάμηση πέλμα	Fv,Rd	1005.44 kN
	διάμηση κορμός	Fv,Rd	251.36 kN

Πίνακας 8.5: Σύνδεση διαγώνιου μέλους χιαστί συνδέσμου σε κόμβο

ΣΥΝΔΕΣΗ		ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ ΣΕ ΚΟΜΒΟ	
ΔΙΑΓΩΝΙΟ ΜΕΛΟΣ		SHS 100/100/8	
ΣΥΝΔΕΣΗ ΜΕ		έλασμα 810/140/12	
ΚΟΧΛΙΕΣ		M22 10.9 τύπου C	
ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ		a	4 mm
ΔΡΑΣΗ		1.1*1.25*Nt,Rd	
ΑΝΤΟΧΗ	διάτμηση	Fv,Rd	1064.28 kN
	άντυση	Fb,Rd	1008.56 kN

9 Προμέτρηση – κοστολόγηση υλικών

9.1 Προμέτρηση

Ακολουθεί η προμέτρηση των υλικών των φορέων 1, 2, 3 και μια προκαταρκτική αποτίμηση του κόστους των κατασκευών μη λαμβάνοντας υπόψη τη θεμελίωση και την εκσάφη της θεμελίωσης.

Πίνακας 9.1: προμέτρηση σκυροδέματος - φορέας 1

στάθμη	ανωδομή		θεμελίωση	σύνολο (m3)
	υποστυλώματα	Δοκοί-πλάκες		
ΔΩΜΑ	3.6	5.88		9.5
ΟΡΟΦΟΣ	20.34	54.58		74.9
ΙΣΟΓΕΙΟ	20.34	78.35		98.7
ΥΠΟΓΕΙΟ	54.48	93.87	119.36	267.7
σύνολο (m3)	98.76	232.69	119.36	450.8

Πίνακας 9.2: προμέτρηση χάλυβα οπλισμού - φορέας 1

Ράβδοι	πλάκες	δοκοί	υποστυλώματα
Ø4	-	0.09	-
Ø8	3919.92	-	-
Ø10	2002.19	-	5761.48
Ø12	-	-	-
Ø14	-	2459.29	132.17
Ø16	-	-	514.15
Ø18	-	329.96	4988.53
Ø20	-	632.54	255.61
Σύνολο ράβδων	5922.11	3421.88	11651.94
συνδετήρες	πλάκες	δοκοί	υποστυλώματα
Ø8	-	1260.67	4543.59
Ø10	-	-	-
Σύνολο συνδετήρων	-	1260.67	4543.59

σύνολο	5922.11	4682.54	16195.54
kgf χάλυβα οπλισμού		26800.19	

Πίνακας 9.3: προμέτρηση ξυλοτύπου - φορέας 1

στάθμη	ανωδομή		σύνολο (m2)
	υποστυλώματα	Δοκοί-πλάκες	
ΔΩΜΑ	33.92	48.49	82.41
ΟΡΟΦΟΣ	167.94	313.01	480.95
ΙΣΟΓΕΙΟ	167.94	345.05	512.99
ΥΠΟΓΕΙΟ	563	84.93	647.93
σύνολο (m2)	932.8	791.48	1724.28

Πίνακας 9.4: συνοπτική προμέτρηση - φορέας 1

ΥΛΙΚΟ	ΜΕΤΡΗΣΗ	ΠΟΣΟΤΗΤΑ
ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ	total weight (kN)	262.908
	total mass (tn)	26.800
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	total weight ανωδομής (kN)	8286.250
	total mass ανωδομής (tn)	844.674
	total m3 ανωδομής	331.450
ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	total weight (kN)	8549.158

Πίνακας 9.5: αναλυτική προμέτρηση μελών από χάλυβα - steel model 1

Story	ElementType	Material	TotalWeight	FloorArea
ΔΩΜΑ	Column	S235	10.467	19.893
	Beam	S235	7.126	19.893
	Brace	S235	1.409	19.893
ΟΡΟΦΟΣ	Column	S235	46.836	190.724
	Beam	S235	53.729	190.724
	Brace	S235	4.491	190.724
ΙΣΟΓΕΙΟ	Column	S235	46.836	247.802
	Beam	S235	79.367	247.802

	Brace	S235	4.916	247.802
ΥΠΟΓΕΙΟ	Column	S235	19.373	322.917
	Beam	S235	67.022	322.917
SUM	Column	S235	123.513	781.337
SUM	Beam	S235	207.245	781.337
SUM	Brace	S235	10.816	781.337

Πίνακας 9.6: αναλυτική προμέτρηση μελών από σκυρόδεμα - steel model 1

Story	ElementType	Material	TotalWeight	FloorArea
ΔΩΜΑ	Floor	C25	99.467	19.893
ΟΡΟΦΟΣ	Beam	C25	5.156	190.724
	Wall	C25	113.644	190.724
	Floor	C25	953.618	190.724
ΙΣΟΓΕΙΟ	Beam	C25	5.156	247.802
	Wall	C25	113.644	247.802
	Floor	C25	1239.012	247.802
ΥΠΟΓΕΙΟ	Beam	C25	5.156	322.917
	Wall	C25	1475.877	322.917
	Floor	C25	1614.587	322.917
ΒΑΣΗ	Beam	C25	2938.452	322.917
	SUM	Beam	2953.921	781.337
SUM	Wall	C25	1703.164	781.337
SUM	Floor	C25	3906.685	781.337

Πίνακας 9.7: συνοπτική προμέτρηση - steel model 1

ΥΛΙΚΟ	ΜΕΤΡΗΣΗ	ΠΟΣΟΤΗΤΑ
ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ	total weight (kN)	341.574
	total mass (tn)	34.819
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	total weight ανωδομής (kN)	5625.317
	total mass ανωδομής (tn)	573.427
	total m3 ανωδομής	225.013

ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	total weight (kN)	5966.891
-----------	-------------------	----------

Πίνακας 9.8: αναλυτική προμέτρηση μελών από χάλυβα - steel model 1ver4

Story	ElementType	Material	TotalWeight	FloorArea
ΔΩΜΑ	Column	S235	10.467	19.893
	Beam	S235	7.126	19.893
	Brace	S235	1.41	19.893
ΟΡΟΦΟΣ	Column	S235	46.836	190.724
	Beam	S235	69.79	190.724
	Brace	S235	5.691	190.724
ΙΣΟΓΕΙΟ	Column	S235	46.836	247.802
	Beam	S235	93.037	247.802
	Brace	S235	7.185	247.802
ΥΠΟΓΕΙΟ	Column	S235	19.373	322.917
	Beam	S235	83.472	322.917
SUM	Column	S235	123.513	781.337
SUM	Beam	S235	253.425	781.337
SUM	Brace	S235	14.286	781.337

Πίνακας 9.9: αναλυτική προμέτρηση μελών από σκυρόδεμα - steel model 1ver4

Story	ElementType	Material	TotalWeight	FloorArea
ΔΩΜΑ	Floor	C25	47.206	19.893
ΟΡΟΦΟΣ	Floor	C25	452.574	190.724
	Beam	C25	5.156	190.724
	Wall	C25	113.644	190.724
ΙΣΟΓΕΙΟ	Floor	C25	588.019	247.802
	Beam	C25	5.156	247.802
	Wall	C25	113.644	247.802
ΥΠΟΓΕΙΟ	Floor	C25	766.262	322.917
	Beam	C25	5.156	322.917
	Wall	C25	1475.877	322.917
ΒΑΣΗ	Beam	C25	2938.452	322.917

SUM	Floor	C25	1854.061	781.337
SUM	Beam	C25	2953.92	781.337
SUM	Wall	C25	1703.165	781.337

Πίνακας 9.10: συνοπτική προμέτρηση - steel model 1ver4

ΥΛΙΚΟ	ΜΕΤΡΗΣΗ	ΠΟΣΟΤΗΤΑ
ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ	total weight (kN)	391.224
	total mass (tn)	39.880
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	total weight ανωδομής (kN)	3572.694
	total mass ανωδομής(tn)	364.189
	total m3 ανωδομής	142.908
ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	total weight (kN)	3963.918

Πίνακας 9.11: αναλυτική προμέτρηση μελών από χάλυβα - steel model 2

Story	ElementType	Material	TotalWeight	FloorArea
ΔΩΜΑ	Column	S235	17.785	19.893
	Beam	S235	7.186	19.893
ΟΡΟΦΟΣ	Column	S235	79.58	190.724
	Beam	S235	70.162	190.724
ΙΣΟΓΕΙΟ	Column	S235	79.58	247.802
	Beam	S235	93.449	247.802
ΥΠΟΓΕΙΟ	Column	S235	32.917	322.917
	Beam	S235	83.697	322.917
SUM	Column	S235	209.863	781.337
SUM	Beam	S235	254.494	781.337

Πίνακας 9.12: αναλυτική προμέτρηση μελών από σκυρόδεμα - steel model 2

Story	ElementType	Material	TotalWeight	FloorArea
ΔΩΜΑ	Floor	C25	47.206	19.893
ΟΡΟΦΟΣ	Floor	C25	452.574	190.724
	Beam	C25	5.156	190.724
	Wall	C25	113.644	190.724

ΙΣΟΓΕΙΟ	Floor	C25	588.019	247.802
	Beam	C25	5.156	247.802
	Wall	C25	113.644	247.802
ΥΠΟΓΕΙΟ	Floor	C25	766.262	322.917
	Beam	C25	5.156	322.917
	Wall	C25	1475.877	322.917
ΒΑΣΗ	Beam	C25	2938.452	322.917
SUM	Floor	C25	1854.061	781.337
SUM	Beam	C25	2953.92	781.337
SUM	Wall	C25	1703.165	781.337

Πίνακας 9.13: συνοπτική προμέτρηση - steel model 2

ΥΛΙΚΟ	ΜΕΤΡΗΣΗ	ΠΟΣΟΤΗΤΑ
ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ	total weight (kN)	464.357
	total mass (tn)	47.335
		3572.694
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	total weight ανωδομής (kN)	
	total mass ανωδομής(tn)	364.189
	total m3 ανωδομής	142.908
ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	total weight (kN)	4037.051

9.2 Κοστολόγηση

Για την κοστολόγηση των κατασκευών λαμβάνονται υπόψη τα εξής :

- Κόστος κατασκευής / m³ σκυροδέματος που προϋποθέτει εφαρμογή ξυλοτύπου. (220 € / m³).
- Κόστος κατασκευής / m³ σκυροδέματος χωρίς απαίτηση ξυλοτύπου. (160 € / m³).
- Κόστος δομικού χάλυβα. (1,35 € / kg)

Πίνακας 9.14: κόστος φορέας 1

Φορέας 1	
m ³ ανωδομής	331.45

Κόστος (€)	72919
--------------	-------

Πίνακας 9.15: κόστος steel model 1

Steel model 1	
m3 υπογείου	59.035
Κόστος (€)	12987.7
m3 άνω του υπογείου	165.978
Κόστος (€)	36515.16
tn χάλυβα	34.819
Κόστος (€)	46155.15
Συνολικό κόστος (€)	95658.01

Πίνακας 9.16: κόστος steel model 1ver4

Steel model 1ver4	
m3 υπογείου	59.035
Κόστος (€)	12987.7
m3 άνω του υπογείου	83.873
Κόστος (€)	13419.68
tn χάλυβα	39.88
Κόστος (€)	53838
Συνολικό κόστος (€)	80245.38

Πίνακας 9.17: κόστος steel model 2

Steel model 2	
m3 υπογείου	59.035
Κόστος (€)	12987.7
m3 άνω του υπογείου	83.873
Κόστος (€)	13419.68
tn χάλυβα	47.335
Κόστος (€)	63902.25
Συνολικό κόστος (€)	90309.63

10 Συμπεράσματα

- Επάρκεια όλων των φορέων στη μόνιμη και στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού για την οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας.
- Βάρη ανωδομών φορέων :

Φορέας	Βάρος ανωδομής
Φορέας 1	8549.158
Steel model 1	5966.891
Steel model 1ver4	3963.918
Steel model 2	4037.051

Βαρύτερη κατασκευή είναι ο φορέας 1 και ελαφρύτερη το steel model 1ver4 στο οποίο καταλήγουμε με μείωση του βάρους του φορέα 1 κατά 54% .

- Κόστος :

Φορέας	Κόστος
Φορέας 1	73000
Steel model 1	96000
Steel model 1ver4	81000
Steel model 2	91000

Τα κόστη αναφέρονται στην κοστολόγηση της ανωδομής. Σημαντικό όμως είναι και το κόστος της θεμελίωσης ,το οποίο για το φορέα 1 είναι 26500€. Δεδομένης της μεγάλης διαφοράς των βαρών μεταξύ των φορέων εξάγεται το συμπέρασμα ότι η τελική τιμή των κατασκευών του φορέα 1 και του steel model 1ver4 θα διαφέρει λιγότερο από 8000€.

- Μέγιστες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων :

Φορέας	maxdrift
Φορέας 1	0.30‰
Steel model 1	2.74‰
Steel model 1ver4	2.09‰
Steel model 2	5.38‰

Επαληθεύεται από το αποτέλεσμα η αυξημένη μετελαστική συμπεριφορά των μεταλλικών φορέων έναντι του φορέα από Ο/Σ.

- Οι μεταλλικοί φορείς γενικά κατασκευάζονται ταχύτερα από τον φορέα με Ο/Σ.
- Η χρήση διαδοκίδων στους φορείς steel model 1ver4 και steel model 2 οδηγούν γενικά σε πολύ μικρότερα πάχη πλακών. Η λύση των φορέων με σύμμικτη πλάκα οδηγεί στην αποφυγή χρήσης ξυλοτύπου για την ανωδομή πλην των τοιχίων πλήρωσης του υπογείου και στην ταχύτερη ανέγερση της κατασκευής. Η ανέγερση της ανωδομής του φορέα 1 διαρκεί 2 εβδομάδες / όροφο, ενώ για τους μεταλλικούς φορείς διαρκεί 5 – 7 μέρες.

Βιβλιογραφία

1. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα».
2. Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος «Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών».
3. Ιωάννης Κ. Βάγιας «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους ευρωκώδικες 1 έως 8».
4. Chopra, Anil K. «Δυναμική των κατασκευών».
5. EN 1990, Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού».
6. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Δράσεις επί των κατασκευών», Μέρος 1-1
7. EN 1992-1-1, Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα», Μέρος 1-1
8. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1
9. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1
10. Ιστοσελίδα: <http://www.tataelastron.gr>

