

## Σχεδιασμός μεταλλικού πενταώροφου κτιρίου γραφείων με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

## Ελένη Τετώρου

Επιβλέπων: Ιωάννης Ραυτογιάννης

Αθήνα, Ιούλιος 2017

EMK  $\Delta E \ 2017/16$ 

Τετώρου Ε. (2017). Σχεδιασμός μεταλλικού πενταώροφου κτιρίου γραφείων με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017/16 Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Tetorou E. (2017). Design of a five-storey steel office building with and without braced frames Diploma Thesis EMK ΔE 2017/16 Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

## Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	5
Abstract	6
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή	8
1.1 Αρχιτεκτονικά στοιχεία κτιρίου	8
1.2 Στατικά	10
1.3 Χωρικό προσομοίωμα	11
2 Υλικά και φορτίσεις	13
2.1 Υλικά κατασκευής	13
2.1.1 Δομικός χάλυβας	13
2.1.2 Σκυρόδεμα	13
2.1.3 Χαλυβδόφυλλο	13
2.1.4 Χάλυβας οπλισμού	14
2.2 Φορτίσεις	14
2.2.1 Μόνιμα φορτία (G)	14
2.2.2 Κινητά φορτία (Q)	14
2.2.3 Φορτίο Χιονιού	14
2.2.4 Δράσεις ανέμου	15
2.2.5 Σεισμικές δράσεις	17
2.2.6 Εφαρμογή	19
2.3 Συνδυασμοί δράσεων	27
2.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας ( ULS )	27
2.3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ( SLS )	
3 Ανάλυση και έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας	
3.1 Τυπολόγιο	
3.1.1 Έλεγχοι διατομής	
3.1.2 Έλεγχοι μελών	31
3.2 Προσομοίωμα με συνδέσμους δυσκαμψίας	35
3.2.1 Κύρια δοκός	35
3.2.2 Δευτερεύσουσα δοκός	37
3.2.3 Διαδοκίδα	
3.2.4 Υποστύλωμα	40
3.2.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	44
3.3 Προσομοίωμα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας	45

3.3.1 Κύρια δοκός	
3.3.2 Δευτερεύσουσα δοκός	
3.3.3 Διαδοκίδα	
3.3.4 Υποστύλωμα	
4 Έλεγχοι μελών σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	55
4.1 Προσομοίωμα με συνδέσμους δυσκαμψίας	55
4.2 Προσομοίωμα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας	56
5. Περιορισμός βλαβών	57
5.1 Προσομοίωμα με συνδέσμους δυσκαμψίας	57
5.2 Προσομοίωμα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας	58
6 Σεισμική απόκριση κατασκευής	60
7 Συνδέσεις	64
7.1 Σύνδεση κύριας δοκού-διαδοκίδας με γωνιακά ελάσματα	65
7.1.1 Γεωμετρία σύνδεσης	66
712 A - $3$	68
/.1.2 Αποτελεσματά συνδεσης	
7.1.2 Αποτελεσματά συνδεσης 7.2 Σύνδεση διαγωνίου μέλους	
7.1.2 Αποτελεσματά συνδεσης 7.2 Σύνδεση διαγωνίου μέλους 7.2.1 Γεωμετρία σύνδεσης	
<ul> <li>7.1.2 Αποτελεσματά συνδεσης</li> <li>7.2 Σύνδεση διαγωνίου μέλους</li> <li>7.2.1 Γεωμετρία σύνδεσης</li> <li>7.2.2 Αποτελέσματα σύνδεσης</li> </ul>	69 69 71
<ul> <li>7.1.2 Αποτελεσματά συνδεσης</li> <li>7.2 Σύνδεση διαγωνίου μέλους</li> <li>7.2.1 Γεωμετρία σύνδεσης</li> <li>7.2.2 Αποτελέσματα σύνδεσης</li> <li>7.3 Σύνδεση ροπής κύριας δοκού σε υποστύλωμα</li> </ul>	
<ul> <li>7.1.2 Αποτελεσματά συνδεσης</li> <li>7.2 Σύνδεση διαγωνίου μέλους</li> <li>7.2.1 Γεωμετρία σύνδεσης</li> <li>7.2.2 Αποτελέσματα σύνδεσης</li> <li>7.3 Σύνδεση ροπής κύριας δοκού σε υποστύλωμα</li> <li>7.3.1 Γεωμετρία σύνδεσης</li> </ul>	
<ul> <li>7.1.2 Αποτελεσματά σύνδεσης</li> <li>7.2 Σύνδεση διαγωνίου μέλους</li> <li>7.2.1 Γεωμετρία σύνδεσης</li> <li>7.2.2 Αποτελέσματα σύνδεσης</li> <li>7.3 Σύνδεση ροπής κύριας δοκού σε υποστύλωμα</li> <li>7.3.1 Γεωμετρία σύνδεσης</li> <li>7.3.2 Αποτελέσματα σύνδεσης</li> </ul>	
<ul> <li>7.1.2 Αποτελεσματά συνδεσης</li> <li>7.2 Σύνδεση διαγωνίου μέλους</li> <li>7.2.1 Γεωμετρία σύνδεσης</li> <li>7.2.2 Αποτελέσματα σύνδεσης</li> <li>7.3 Σύνδεση ροπής κύριας δοκού σε υποστύλωμα</li> <li>7.3.1 Γεωμετρία σύνδεσης</li> <li>7.3.2 Αποτελέσματα σύνδεσης</li> <li>7.4 Έδραση υποστυλώματος</li> </ul>	
<ul> <li>7.1.2 Αποτελεσματά συνδεσης</li> <li>7.2 Σύνδεση διαγωνίου μέλους</li> <li>7.2.1 Γεωμετρία σύνδεσης</li> <li>7.2.2 Αποτελέσματα σύνδεσης</li> <li>7.3 Σύνδεση ροπής κύριας δοκού σε υποστύλωμα</li> <li>7.3.1 Γεωμετρία σύνδεσης</li> <li>7.3.2 Αποτελέσματα σύνδεσης</li> <li>7.3.2 Αποτελέσματα σύνδεσης</li> <li>7.4 Έδραση υποστυλώματος</li></ul>	
<ul> <li>7.1.2 Αποτελεσματά συνδεσης</li> <li>7.2 Σύνδεση διαγωνίου μέλους</li> <li>7.2.1 Γεωμετρία σύνδεσης</li></ul>	
<ul> <li>7.1.2 Αποτελεσματά συνδεσης</li> <li>7.2 Σύνδεση διαγωνίου μέλους</li></ul>	
<ul> <li>7.1.2 Αποτελεσματά σύνδεσης</li> <li>7.2 Σύνδεση διαγωνίου μέλους</li></ul>	
<ul> <li>7.1.2 Αποτελεσματα σύνδεσης</li></ul>	
<ul> <li>7.1.2 Αποτελεσματά σύνδεσης</li></ul>	
<ul> <li>7.1.2 Αποτελεσματά σύνδεσης</li></ul>	

## ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

## ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΕΜΚ ΔΕ 2017/16

## Σχεδιασμός μεταλλικού πενταώροφου κτιρίου γραφείων με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

Τετώρου Ε. (Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ι.)

## Περίληψη

Η διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο το σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση ενός πενταώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κτίριο εξετάζεται σε δύο προσομοιώματα (με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας), με σκοπό τη σύγκριση των δύο μορφώσεων ως προς τη βελτιστοποίηση της λειτουργικότητας και οικονομικότητας του σχεδιασμού.

Πιο συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκε ανάλυση με θεωρία 1<sup>ης</sup> τάξης από την οποία προέκυψαν τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των μελών και για τα δύο προσομοιώματα. Διενεργήθηκαν οι έλεγχοι με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς και καθορίστηκαν οι διατομές των μελών που εξασφαλίζουν την επάρκεια και τη λειτουργικότητα της κατασκευής. Μελετήθηκε επίσης η σεισμική απόκριση της κατασκευής, παρουσιάζοντας τα αποτελέσματα από τις ιδιομορφικές ανάλυσεις. Τέλος, σχεδιάστηκαν τέσσερις ενδεικτικές συνδέσεις (δοκού-δοκού, δοκούυποστυλώματος, σύνδεση διαγωνίου, έδραση υποστυλώματος).

Εξετάζοντας τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση των δύο μορφώσεων του φορέα γίνεται κατανοητό ότι η επιλογή ενός πλαισιακού κτιρίου χωρίς τη χρήση κατακόρυφου συστήματος δυσκαμψίας οδηγεί σε κατασκευές μειωμένης πλευρικής ευστάθειας με μεγάλες μετακινήσεις για το σεισμό σχεδιασμού. Τέλος, οι μεγάλες διατομές των μελών και οι συνδέσεις ροπής που απαιτούνται την καθιστούν αντιοικονομική επιλογή.

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

## DIPLOMA THESIS EMK ΔE 2017/16

## Design of a five-storey steel office building with and without braced frames

Tetorou E. (supervised by Raftoyiannis I.)

## Abstract

The diploma thesis deals with the design and analysis of a five-storey steel office building with a basement of reinforced concrete. The building is examined in two simulations (with and without stiffeners), in order to compare the two models in terms of optimizing design functionality and economy.

In particular, a first-order theory was performed, resulting in the maximum intension of members for both simulations. Checks were carried out according to the applicable regulations and the sections of the members were determined ensuring the adequacy and functionality of the construction. The seismic response of the construction was also studied by presenting the results from modal analysis. Finally, four indicative connections (beam-beam, beam-column, diagonal connection, column support) were designed.

Examining the results obtained from the analysis of the two models of the structure, it is understood that the choice of a frame building without the use of braced frames, leads to constructions of reduced lateral stability with great displacements for the design quake. Finally, the large cross sections of the members and the torque connections required, make it an uneconomic choice.

## Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή κύριο Ραυτογιάννη Ιωάννη για τη δυνατότητα που μου έδωσε να κάνω τη διπλωματική μου εργασία στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών καθώς και για την επίβλεψη και την επιστημονική καθοδήγηση καθ΄όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες στη φίλη μου και συνάδελφο Άσπα, για την ενθάρρυνση και την υποστήριξη με κάθε τρόπο στο πρόσωπό μου στη φοιτητική μας πορεία.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω του γονείς μου, την αδερφή μου Μάρα και τον Σπύρο, για την κατανόηση, την υπομονή και τη συμπαράσταση που μου προσέφεραν σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

## 1 Εισαγωγή

Σκοπός της διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη, ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός κτιρίου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Η στατική και δυναμική ανάλυση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος Sofistik ενώ η μελέτη βασίστηκε στους ισχύοντες κανονισμούς:

- Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8:Αντισεισμικός Σχεδιασμός

### 1.1 Αρχιτεκτονικά στοιχεία κτιρίου

Το κτίριο είναι πενταώροφο και προορίζεται για χρήση γραφείων. Έχει συνολικό μήκος 34m και πλάτος 18m. Το κεντρικό τμήμα του κτιρίου διαμορφώνεται ως στοά ύψους 10.50m. Η κάτοψη κάθε ορόφου καλύπτει επιφάνεια 612m<sup>2</sup> και συνολικά καταλαμβάνει ωφέλιμη επιφάνεια 3672m<sup>2</sup>.

Το κτίριο αναπτύσσεται σε 6 επίπεδα. Το επίπεδο -1 είναι υπόγειος χωρος ο οποίος προορίζεται για χώρο στάθμευσης οχημάτων. Στα επίπεδα επίπεδα 0, 1, 2, 3, 4 βρίσκονται χώροι γραφείων. Κάθε όροφος έχει ύψος 3.5m.

Για καλύτερη κατανόηση της διάταξης των μελών του κτιρίου δίνονται χαρακτηριστικά σκαριφήματα κατόψεων και τομών. Όλες οι διαστάσεις που δίνονται αναφέρονται στις αποστάσεις των κεντροβαρικών αξόνων των μελών, δηλαδή σε αποστάσεις κόμβων του στατικού μοντέλου που εισάγεται στο πρόγραμμα ανάλυσης.



Σχήμα 1.1: Κάτοψη άνω ορόφων



Σχήμα 1.2: Κάτοψη κάτω ορόφων



Σχήμα 1.3: Τομή Α-Α



Σχήμα 1.4: Τομή Β-Β

## 1.2 Στατικά

Η θεμελίωση του κτιρίου αποτελείται από ένα δίκτυο πεδιλοδοκών. Τα δομικά στοιχεία του υπογείου είναι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα με τοιχία πλάτους 0.30m, υποστυλώματα 80×80, δοκάρια 30/60 και πλάκα οροφής πάχους 0.22m.

Η ανωδομή αποτελείται απο μεταλλικό σκελετό (υποστυλώματα, κύριες και δευτερεύουσες δοκούς, διαδοκίδες, κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας) και σύμμικτες πλάκες. Αποτελείται από 7 κύρια πλαίσια (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7) στη διεύθυνση y και 4 πλαίσια στη διαμήκη διεύθυνση του κτιρίου (A, B, C, D), (βλέπε Σχήμα 1.5). Οι διαδοκίδες είναι αμφιαρθρωτές και διατεταγμένες ανά 1.5m. Όσον αφορά τον προσανατολισμό των υποστυλωμάτων, έχουν τοποθετηθεί με τέτοιον τρόπο ώστε ο ισχυρός τους άξονας να κάμπτεται στη διεύθυνση παραμόρφωσης των κύριων πλαισίων.

Για το σχεδιασμό της σύμμικτης πλάκας με χρήση χαλυβδόφυλλου Symdeck73 χρησιμοποιήθηκαν πίνακες στους οποίους ανάλογα με το στατικό μοντέλο της πλάκας και το ωφέλιμο φορτίο προσδιορίζεται το πάχος της. Για συνεχές μοντέλο τριών ανοιγμάτων με διαδοκίδες ανά 1,5m και ωφέλιμο φορτίο 5kN/m<sup>2</sup> επιλέχθηκε πλάκα πάχους 0.13m (βλέπε Πίνακα 1.1). Ένας σημαντικός έλεγχος για τη σύμμικτη πλάκα είναι η ικανοποίηση των ελάχιστων παχών για την εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας για φορτία παράλληλα στο επίπεδό της (minh<sub>c</sub>=90mm και minh=50mm).

Πίνακας 1.1: Πίνακας σχεδιασμού σύμμικτων πλακών με τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο Symdeck73 (2016)

Πάχος Χαλυβδοφύλλου :	t=1.00 mm
Σκυρόδεμα :	C20/25
Χάλυβας οπλισμού :	B500C

Πάχος Πλάκας		Άνοιγμα L(m)																	
h₀(m)	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50
0.13	26.24	20.51	16.80	14.12	11.02	8.40	6.47	5.03	3.94	3.08	2.40	1.85	1.40	1.03	0.71				
0.14	28.09	21.98	18.00	15.10	12.35	9.37	7.21	5.61	4.39	3.44	2.68	2.07	1.57	1.15	0.80	0.50			
0.15	29.91	23.45	19.05	16.05	13.53	10.33	7.96	6.19	4.85	3.80	2.96	2.29	1.73	1.27	0.89	0.56			
0.16	31.51	24.63	20.15	16.95	14.46	11.30	8.70	6.77	5.30	4.16	3.24	2.50	1.90	1.40	0.97	0.61			
0.17	33.28	25.96	21.25	17.70	15.20	12.25	9.45	7.35	5.76	4.51	3.52	2.72	2.06	1.52	1.06	0.67			
0.18	34.93	27.18	22.25	18.60	15.90	13.09	10.19	7.93	6.21	4.87	3.80	2.94	2.23	1.64	1.15	0.73			
0.19	36.25	28.57	23.15	19.45	16.59	14.05	10.95	8.51	6.67	5.23	4.08	3.16	2.40	1.76	1.23	0.78			
0.20	37.94	29.74	24.05	20.22	17.18	14.94	11.65	9.09	7.12	5.59	4.36	3.37	2.56	1.89	1.32	0.84			



Σχήμα 1.5: Κάτοψη τυπικού ορόφου

Πίνακας	1.2:	Μεταλλικά	δομικά	στοιχεία	ανωδομής
			•		

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	μαύρο χρώμα
ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ	κόκκινο χρώμα
ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΔΟΚΟΙ	πράσινο χρώμα
ΔΙΑΔΟΚΙΔΕΣ	μωβ χρώμα

## 1.3 Χωρικό προσομοίωμα

Στο σχεδιαστικό περιβάλλον του στατικού προγράμματος Sofistik υλοποιήθηκε ο σχεδιασμός του χωρικού προσομοιώματος του κτιρίου σύμφωνα με τα σκαριφήματα της Ενότητας 1.1. Το προσομοίωμα απεικονίζει με σαφήνεια και ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως συνόλου αλλά και των επιμέρους στοιχείων του.

Το χωρικό προσομοίωμα περιλαμβάνει όλα τα φέροντα στοιχεία κύρια και δευτερεύοντα. Όσον αφορά τα δευτερεύοντα φεροντα στοιχεία, τα οποία μεταβιβάζουν τις δράσεις στα κύρια, έχουν παραλειφθεί οι διαδοκίδες καθώς η επιρροή στην κατανομή των εντατικών μεγεθών επί του φορέα είναι μικρή. Σημειώνεται ωστόσο οτι τα φορτία τα οποία φέρονται από τις διαδοκίδες (μόνιμα και κινητά) περιλαμβάνονται στο προσομοίωμα.

Η στήριξη στο έδαφος προσομοιάστηκε με αρθρώσεις ενώ στις τέσσερις γωνίες της οροφής του υπογείου τοποθετήθηκαν αρθρώσεις τέτοιες ώστε να απαγορεύουν την κίνηση του υπογείου στο επίπεδο xy. Η διαφραγματική λειτουργία εξασφαλίστηκε στο προσομοίωμα με την τοποθέτηση της πλάκας.



Σχήμα 1.6: : 3D προσωμοίωμα κτιρίου

## 2 Υλικά και φορτίσεις

## 2.1 Υλικά κατασκευής

## 2.1.1 Δομικός χάλυβας

Για όλα τα μέλη του κτιρίου (υποστυλώματα,δοκοί,σύνδεσμοι δυσκαμψίας), εξαιρουμένου των μελών του υπογείου και των πλακών, χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας ποιότητας S235. Οι ιδιότητες του δομικού χάλυβα για έλαση εν θερμώ παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1

$f_y(N/mm^2)$ όριο διαρροής	235
$f_u$ (N/mm²) εφελυκστική αντοχή	360
Ε (Mpa) μέτρο ελαστικότητας	210000
G ( Mpa) μέτρο διάτμησης	81000
ν λόγος poisson	0.3
γ (kN/m³)ειδικό βάρος	78.5

Πίνακας 2.1:Ιδιότητες δομικού χάλυβα ποιότητας S235

## 2.1.2 Σκυρόδεμα

Ολόκληρο το υπόγειο (δοκοί, υποστυλώματα, πλάκα, τοιχία) καθώς και οι πλάκες όλων των ορόφων δομούνται από σκυρόδεμα ποιότητας C20/25. Τιμές σχεδιασμού και χαρακτηριστικά αντοχής φαίνονται στον Πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.2:Ιδιότητες σκυροδέματος C20/25

f <sub>ck</sub> (kN/m³) χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη	20
Ε (Gpa) μέτρο ελαστικότητας	31
ν λόγος poisson	0.2
γ(kN/m³) ειδικό βάρος	25

## 2.1.3 Χαλυβδόφυλλο

Οι φέρουσες πλάκες οροφής του κτιρίου επιλέχθηκαν σύμμικτες αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Χρησιμοποιήθηκε χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 ποιότητας χάλυβα FeE320G σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

## 2.1.4 Χάλυβας οπλισμού

Χρησιμοποίηθηκε χάλυβας οπλισμού B500C με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής  $f_{yk} = 500$ Mpa

## 2.2 Φορτίσεις

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα,για να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Στην Ελλάδα ως προς τις δράσεις εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα λόγω των επιμέρους συνθηκών (κλιματολογικών, εδαφικών, κλπ), ιδιαίτερες πληροφορίες (π.χ. για χιόνι, άνεμο κλπ). Οι εξειδικευμένες αυτές πληροφορίες δίνονται είτε μέσω Παραρτημάτων είτε μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων που συνοδεύουν τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή αναπτύσσονται στις παρακάτω υποενότητες.

## 2.2.1 Μόνιμα φορτία (G)

Μόνιμες δράσεις είναι όλες όσες αναμένεται να επενεργήσουν κατα τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου.

- Ιδια βάρη κατασκευής (φέροντα στοιχεία)
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα, μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα κτλ).

## 2.2.2 Κινητά φορτία (Q)

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν απ' τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται απο την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται απο τους κανονισμούς.

## 2.2.3 Φορτίο Χιονιού

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται στατικά φορτία και λογίζονται ως μεταβλητές δράσεις. Σε ακραίες περιπτώσεις μπορεί να θεωρηθούν ως τυχηματικές. Οδηγίες για τον υπολογισμό των φορτίων λόγω χιονόπτωσης δίνονται στο πρότυπο ΕΝ 1991-Μέρος 1-3.Το φορτίο θεωρείται οτι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \tag{2.1}$$

Όπου:

 $\mu_i$ συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού, υπολογιζόμενος κατά περίπτωση

s<sub>k</sub> η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

 $C_e$ ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1

Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους  $C_e = 0.8$
- Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δένδρα)  $C_e = 1.2$

C<sub>t</sub> θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.

Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m<sup>2</sup> συναρτήσει της ζώνης χιονιού και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right) \tag{2.2}$$

#### 2.2.4 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στις κατασκευές από χάλυβα αποτελώντας σε πολλές περιπτώσεις ακόμα και τη βασική φόρτιση.

Ως δράση του ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Οι δράσεις λοιπόν ανάγονται στο Ευρωπαικό πρότυπο ΕΝ 1991-1-4 σε δυνάμεις ή πιέσεις (κάθετες ή εφαπτομενικές) επί των εξωτερικών ή και εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Προσδιορίζονται επίσης η πίεση αιχμής και οι κατάλληλοι αεροδυναμικούς συντελεστές.

#### Θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου v<sub>b.0</sub>

Η θεμελιώδης βασική ταχύτα  $v_{b,0}$  είναι η μέση ταχύτα ανέμου διάρκειας 10 λεπτών με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 2% ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του ανέμου σε ύψος 10 m πάνω απο επίπεδη ανοιχτή περιοχή εδάφους.

Στο Εθνικό Προσάρτημα έχουν υιοθετηθεί οι εξής τιμές για τη  $v_{b,0}$ :

- Για τα νησιά και παράλλια μέχρι 10 km από την ακτή  $v_{b,0} = 33$  m/s
- Για την υπόλοιπη χώρα  $v_{b,0} = 27$  m/s

#### **Βασική ταχύτητα ανέμου** ν<sub>b</sub>

Είναι η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου τροποποιημένη προκειμένου να λαβει υπόψη τη διέυθυνση του θεωρούμενου ανέμου (συντελεστής διεύθυνσης  $c_{dir}$ ) και την εποχή (εάν απαιτείται) (συντελεστής εποχής  $c_{season}$ ). Στις συνήθεις περιπτώσεις οι συντελεστές αυτοί είναι ίσοι με τη μονάδα.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

#### Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$

Είναι η βασική ταχύτητα ανέμου τροποποιημένη προκειμένου να λάβει υπόψη την επίδραση της τραχύτητας του εδάφους (συντελεστής τραχύτητας  $c_r(z)$ ) και την τοπογραφία (συντελεστής αναγλύφου  $c_0(z)$ 

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \tag{2.4}$$

Ο συντελεστής τραχύτητας  $c_r(z)$  δίνεται από τη σχέση:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \gamma_{10} z_{min} \le z \le z_{max}$$
(2.5)

$$c_r(z) = c_r \cdot z_{min} \quad \gamma \iota \alpha \ z \le z_{min} \tag{2.6}$$

όπου:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{Z_0}{Z_{0,II}}\right)^{0.07} \tag{2.7}$$

Στις σχέσεις αυτές:

 $z_0$  είναι το μήκος ταχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

 $z_{0,II} = 0.05$ 

 $z_{min}$  είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από πίνακα του EN1991-1-4 συναρτήσει της τραχύτητας του εδάφους

z<sub>max</sub> λαμβάνεται ίσος με 200 m

Ο συντελεστής αναγλύφου  $c_0(z)$  λαμβάνει υπόψη την αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου που παρατηρείται σε κορυφές των λόφων ή σε κοιλάδες και χαράδρες.

#### Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δυο παραμέτρους, την παράμετρο  $c_s$ , η οποία λαμβάνει υπόψη τη μειωτική επίδραση στη δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας και τη δυναμική παράμετρο  $c_d$ , η οποία λαμβάνει υπόψη την αυξανόμενη επίδραση από ταλαντώσεις λίγω στροβιλισμού.

Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής, το ύψος και το πλάτος της και η τιμή του προκύπτει από αντίστοιχο σχήμα του Ευρωκώδικα (για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα).

Πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$ 

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z, η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_V(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$
(2.8)

όπου

ρ: η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια μικρή περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας (ρ =  $1.25 \text{ kg},\text{m}^3$ )

 $I_{v}(z)$ : η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z η οποία υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_V(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \gamma \iota \alpha \ z_{min} \le z \le z_{max}$$

$$\tag{2.9}$$

Όπου:

k<sub>1</sub>: ο συντελεστής στροβιλισμού

 $c_e(z)$ : ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_{p(z)}}{q_b} \tag{2.10}$$

 $q_b$ η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \tag{2.11}$$

#### Αεροδυναμικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης c<sub>pe</sub>

Δίνεται από πίνακες στον EN1991-1-4 για διάφορες κατευθύνσεις ανέμου.Συνήθως έχουν θετική τιμή για την προσήνεμη επιφάνεια και αρνητική τιμή για την υπήνεμη επιφάνεια.

#### 2.2.5 Σεισμικές δράσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος, και επομένως και η βάση μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη πάνω σ' αυτό, κινείται γρήγορα, με εναλλασόμενο πρόσημο, γύρω από την αρχική θέση ηρεμίας. Η μάζα της κατασκευής, λόγω της αδράνειάς της, δεν ακολουθεί την κίνηση της βάσης αλλά κινείται με διαφορετικό τρόπο κάνοντας μία δική της ταλάντωση. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις αυτές του κτιρίου, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις.

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά από μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $\alpha_{gR}$ , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο.Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους  $a_{gR}$ , η οποία σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, με βάση τη σχέση:

 $a_{qR} = a \cdot g$ 

Όπου g η επιτάχυνση της βαρύτητας

και  $\alpha = 0.16$  για Ζώνη Ι

a = 0.24 για Ζώνη ΙΙ

 $\alpha = 0.36$  για Ζώνη ΙΙΙ

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα, στατιστικά ανεξάρτητες μεταξύ τους, καθορίζονται δε με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (σε όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 η εφαρμογή δύο μεθόδων.

- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (πλήρης ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμός μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τέλος τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων)
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση, αλλά στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης)

(2.12)

Για την ισοδύναμη γραμμική ανάλυση των κατασκευών στη μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς της χρησιμοποιόυνται τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών σεισμού, τα οποία προκύπτουν με τροποποίηση των ελαστικών φασμάτων με εφαρμογή του δείκτη συμπεριφοράς q. Για παράδειγμα στο Σχήμα 2.1 φαίνεται η μείωση του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού με χρήση συντελεστή συμπεριφοράς q = 4.



Σχήμα 2.1: Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 για q = 4 και αντίστοιχο ελαστικό φάσμα.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού, Sd(T), ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις του Ευρωκώδικα 8.

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \quad \gamma \iota \alpha \ 0 \le T \le T_B$$
(2.13)

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \ge \beta \cdot \alpha_g \qquad \text{yia } T_C \le T \le T_D$$
(2.15)

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \ge \beta \cdot \alpha_g \quad \text{yia } T_D \le T \le 4 \text{ sec}$$
(2.16)

Όπου:

 $S_d(T)$ : είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

Τ: είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος

 $\alpha_g: \alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR} \ (\gamma_I = 1.00$ για συνήθη κτίρια) είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

 $T_B$ : είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T<sub>C</sub>: είναι η περίοδος άνω ορίου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

- S: είναι ο συντελεστής εδάφους
- q: είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

 $\beta$ : είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή  $\beta = 0.2$ 

1.20

1.15

1.35

1.40

συνιστώσα τηςσεισμικης διεγερσης								
Κατηγορία εδάφους	S	$T_B(\text{sec})$	$T_C(\text{sec})$	$T_D(\text{sec})$				
А	1.00	0.15	0.40	2.50				

0.15

0.20

0.20

0.15

0.50

0.60

0.80

0.50

2.50

2.50

2.50

2.50

Πίνακας 2.3: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους γαι την οριζόντια συνιστώσα τηςσεισμικής διέγερσης

## 2.2.6 Εφαρμογή

В

С

D

Ε

Στην ενότητα αυτή θα προσδιοριστούν τα φορτία που εφαρμόστηκαν στο χωρικό προσομοίωμα του φορέα σύμφωνα με το θεωρητικό υλικό των Ενοτήτων 2.2.1. έως 2.2.5.

## ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ (DEAD)

- Τδια βάρη φερόντων στοιχείων: υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα
- Λοιπά μόνιμα φορτία: επιφανειακό φορτίο 1.5 kN/m<sup>2</sup> χωρίς το βαρος της σύμμικτης πλάκας. (βλέπε Σχήμα 2.2)



Σχήμα 2.2: Πρόσθετα μόνιμα φορτία

## **ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ (LIVE)**

Το κτίριο ανήκει στην κατηγορία χρήσης B ως χώρος γραφείων. Στη μελέτη λήφθηκε κινητό φορτίο τιμής 5kN/m<sup>2</sup> (ομοιόμορφο κατανεμημένο) για όλους τους ορόφους εκτός της οροφής για την οποία λήφθηκε μειωμένο κινητό φορτίο τιμής 2 kN/m<sup>2</sup>. (βλέπε Σχήμα 2.3)



Σχήμα 2.3:Κινητά φορτία

## **ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ (SNOW)**

Για προστατευόμενο κτίριο στη Ζώνη χιονιού ΙΙ, με οριζόντια στέγη, και σε υψόμετρο 50m το φορτίο χιονιού προκύπτει:

$$s_{k,0} = 0.8 \ m/s$$

$$(2.2) \rightarrow s_{k,A} = 0.8 \cdot \left(1 + \left(\frac{50}{917}\right)^2\right) = 0.802 \ kN/m^2$$

$$(2.1) \rightarrow s = 0.8 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 0.802 = 0.77 \ kN/m^2$$



Σχήμα 2.4: Φορτίο χιονιού

### ANEMO $\Sigma$ (WIND)

**Θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου**:θεωρούμε οτι η περιοχή απέχει απόσταση μικρότερη από 10 km την ώρα, άρα  $v_{b,0} = 33$  m/s

## **Βασική ταχύτητα ανέμου**: $c_{dir} = 1.0$ και $c_{season} = 1.0$ επομένως:

 $(2.3) \rightarrow v_b = 33 \text{ m/s}$ 

Μέση ταχύτητα ανέμου:

Κατηγορία εδάφους IV:  $z_0 = 1 \text{ m}$ 

Θεωρούμε ότι έχουμε επίπεδο έδαφος επομένως  $c_0(z) = 1.0$ 

$$(2.7) \rightarrow k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{1}{0.05}\right)^{0.07} = 0.2343$$
$$(2.5) \rightarrow c_r = 0.2343 \cdot ln\left(\frac{17.5}{1}\right) = 0.671$$
$$(2.4) \rightarrow v_m(z) = 0.671 \cdot 33 = 22.14 \text{ m/s}$$

#### Πίεση αιχμής

$$(2.9) \rightarrow I_V(z) = \frac{1}{1 \cdot ln\left(\frac{17.5}{1.0}\right)} = 0.349$$
$$(2.8) \rightarrow q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0.349] \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 22.14^2 = 1.05 \, kN/m^2$$

Για τη φόρτιση του ανέμου υπολογίστηκαν οι εξωτερικές πιέσεις του κτιρίου  $w_e$  για δύο περιπτώσεις ανέμου κατα τη θετική φορά του άξονα xx ( $\theta = 0^\circ$ ) και κατά τη θετική φορά του άξονα yy ( $\theta = 90^\circ$ )



Σχήμα 2.5: Όψη στη διαμήκη διεύθυνση για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 0$ 



Σχήμα 2.6: Όψη στην εγκάρσια διεύθυνση για διεύθυνση αν<br/>έμου $\theta=90^\circ$ 

Lieúdunsh anémou  $\theta = 0^{\circ}$ b = 18md = 34m

 $e = min\{b|2h\} = 18m$ 

e/<sub>5</sub> = 3.6m
 Ζώνη Α: 3.6m
 Ζώνη Β: 14.4m
 Ζώνη C: 16m.





Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης υπολογίστηκαν για  $h/d = \frac{17.5}{34} = 0.515$  με γραμμική παρεμβολή.από τον Πίνακα 7.1 του EN1991-1-4. (βλέπε Πίνακα 2.4)

Πίνακας 2.4: Εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων τοίχων

ΖΩΝΗ	C <sub>pe</sub>	W <sub>e</sub>
А	-1.2	-1.26
В	-0.8	-0.84
С	-0.5	-0.53
D	0.735	0.77
Е	-0.37	-0.39



Σχήμα 2.8: Εξωτερικές πιέσεις (kN/m²) στους κατακόρυφους τοίχους

## Διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^{\circ}$

b = 34m d = 18m  $e = min\{b|2h\} = 34m$   $e'/_5 = 6.8m$ Zώνη A: 6.8m Zώνη B: 11.2



Σχήμα 2.9:Ζώνες κατακόρυφων τοίχων

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης υπολογίστηκαν για  $h/d = \frac{17.5}{18} = 0.97$  με γραμμική παρεμβολή.από τον πίνακα 7.1 του EN1991-1-4. (βλέπε Πίνακα 2.5)

ΖΩΝΗ	C <sub>pe</sub>	W <sub>e</sub>
А	-1.2	-1.26
В	-0.8	-0.84
D	0.8	0.84
Е	-0.49	-0.51

Πίνακας 2.5:Εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων τοίχων



Σχήμα 2.10: Εξωτερικές πιέσεις (kN/m²) στους κατακόρυφους τοίχους

Τα φορτία ανέμου από ομοιόμορφα επιφανειακά φορτία τα ανάγουμε σε ομοιόμορφα γραμμικά καθ'ύψος των περιμετρικών υποστυλωμάτων, λαμβάνοντας υπόψη το πλάτος επιρροής τους. Η τιμή της εξωτερικής πίεσης που χρησιμοποιήθηκε για καθε όψη του κτιριού ειναι ένας μέσος όρος των w<sub>e</sub> των ζωνών στις οποίες χωρίζεται κάθε όψη.

Για τη στέγη λήψθηκε υπόψη μια κατάκόρυφη πίεση  $0.2 \text{kN/m}^2$  τόσο για διεύθυνση ανέμου κατά +xx όσο και για διεύθυνση ανέμου κατά +yy.



Σχήμα 2.11: wind+xx





## ΣΕΙΣΜΟΣ (Ε)

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης χρησιμοποιήθηκε η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος. Για την ιδιομορφική απόκριση χρησιμοποιήθηκε φάσμα σχεδιασμού που βασίζεται στις παρακάτω παραδοχές:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι με επιτάχυνση  $\alpha_g = 0.16g$
- Κατηγορία εδαφους Β
- Συντελεστής συμπεριφοράς q = 1.5 (δεν απαιτούνται ικανοτικοί έλεγχοι)

Απόσβεση ζ = 4% (κοχλιωτή μεταλλική κατασκευή)



Σχήμα 2.13: Φάσμα σχεδιασμού για κατηγορία εδάφους B,  $\alpha_q = 1.6$  m/s<sup>2</sup>, q = 1.5,  $\zeta = 4\%$ 

## 2.3 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα (στο χωρικό προσωμοίωμα) και εξάγονται τα εντατικά μεγεθη με τα οποία γίνεται η διαστασιολόγηση του φορέα. Είναι προφανές ότι για κάθε περίπτωση φόρτισης, οτι τιμές σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων (Ed), θα προσδιορισθούν συνδυάζοντας τις τιμές των δράσεων που θεωρείται ότι θα δρουν ταυτόχρονα.

## 2.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας ( ULS )

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας (OKA), οι οποίες αντιστοιχούν στη μέγιστη φέρουσα ικανότητα, σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων. Οι τρόποι με τους οποίους μια κατασκευή μπορεί να φτάσει σ αυτή την οριακή κατάσταση ειναι η ανάπτυξη πλαστικών αντοχών, η απώλεια ευστάθειας,η θραύση, η κόπωση, η ανατροπή κλπ.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν στην εργασία για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, αφορούν καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές και καταστάσεις σεισμού.

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
(2.16)

Όπου:

 $Q_{k,1}$ : η τιμή της δεσπόζουσας μεταβλητής δράσης

 $Q_{k,i}$ : οι τιμές των συνοδευτικών μεταβλητών δράσεων

Για καταστάσεις σεισμού:

 $\Sigma G_{k,j} + A_{Ed} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$ 

Πίνακας 2.6: Συντελεστές ψ για κτίρια

	ψo	$\psi_1$	ψ₂
Ωφέλιμα φορτία κτιρίων			
Κατηγορία Α: Κατοικίες	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία Β: Γραφεία	0.7	0.5	0.3
Κατηφορία C: Σχολεία, θέατρα κτλ	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: Καταστήματα	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία Ε: χώροι αποθήκευσης	1.0	0.9	0.8
Οχήματα σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος < 30 kN	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία G: 30 kN < βάρος < 160 kN	0.5	0.5	0.3
Κατηγορία Η: Στέγες	0	0	0
Χιόνι	0.6	0.3	0
Άνεμος	0.6	0.5	0
Θερμοκρασία	0.6	0.5	0

Πίνακας 2.7: Συνδυασμοί δράσεων ULS

	DEAD	LIVE	SNOW	WIND+XX	WIND+YY	Е
ULS1	1.35	1.50				
ULS2	1.35	1.50	0.90			
ULS3	1.35	1.50		0.90		
ULS4	1.35	1.50			0.90	
ULS5	1.35	1.50	0.90	0.90		
ULS6	1.35	1.50	0.90		0.90	
ULS7	1.35	1.05	1.50			
ULS8	1.35	1.05	1.50	0.90		
ULS9	1.35	1.05	1.50		0.90	
ULS10	1.35	1.05		1.50		
ULS11	1.35	1.05			1.50	
ULS12	1.35	1.05	0.9	1.50		
ULS13	1.35	1.05	0.9		1.50	
SEISM	1.00	0.3				1.00

## 2.3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ( SLS )

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ) συνδέονται με τα κριτήρια τα οποία διέπουν την κανονική χρήση και την ανθεκτικότητα. Ο τρόποι με τους οποίους μπορεί να φθάσει μία κατασκευή στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ρηγματώσεις,παραμορφώσεις, ταλαντώσεις κτλ.

Ο συνδυασμός σχεδιασμού που χρησιμοποίηθηκε στην εργασία είναι ο χαρακτηριστικός συνδυασμος.

$$\Sigma G_{k,j} + Q_{k,1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \tag{2.17}$$

	DEAD	LIVE	SNOW	WIND+XX	WIND+YY
SLS1	1.00	1.00	0.60	0.60	
SLS2	1.00	1.00	0.60		0.60
SLS3	1.00	0.70	0.60	1.00	
SLS4	1.00	0.70	0.60		1.00
SLS5	1.00	0.70	1.00	0.60	
SLS6	1.00	0.70	1.00		0.60

Πίνακας 2.8: Συνδυασμοί δράσεων SLS

1

# 3 Ανάλυση και έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιαστούν όλοι οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν για την οριακή κατάσταση αστοχίας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Τα εντατικά μεγέθη προέκυψαν μετά από ανάλυση του κτιρίου με το Sofistik για τους συνδυασμούς σχεδιασμού ULS όπως παρουσιάστηκαν στον Πίνακα 2.7. Όλοι οι έλεγχοι έγιναν με χρήση του προγράμματος excel. Σύμφωνα με τον σκοπό της εργασίας η καθολική ανάλυση πραγματοποιήθηκε τόσο στο μοντέλο του φορέα με ύπαρξη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας όσο και στο μοντέλο του φορέα χωρίς τους κατακόρυφωυς συνδέσμους δυσκαμψίας. Βασικό κριτήριο στη διαστασιολόγηση των μελών είναι ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής για τον δυσμενέστερο έλεγχο να κυμαίνεται περί το 0.80.

## 3.1 Τυπολόγιο

Παρουσιάζονται οι σχέσεις του Ευρωκώδικα 3 οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν στους ελέγχους επαρκούς αντοχής των διατομών και στους ελέγχους ευστάθειας των μελών του φορέα.

## 3.1.1 Έλεγχοι διατομής

## Απλή μονοαξονική κάμψη

## ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$
για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 (3.1)

όπου:

W<sub>pl</sub>: πλαστική ροπή αντίστασης

fy: όριο διαρροής χάλυβα

 $\gamma_{M0}$ : συντελεστής ασφαλείας χάλυβα ως προς την αντοχή των διατομών έναντι διαρροής ( $\gamma_{M0}=1.00)$ 

## Θλίψη

## ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΗΣ ΠΛΗΡΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \tag{3.2}$$

όπου Α: το εμβαδόν της πλήρους διατομής

## Κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές διπλής συμμετρίας σχήματος Ι και Η:

Aν  $N_{Ed} \leq 0.25 \cdot N_{pl,Rd}$  και  $N_{Ed} \leq \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$  τότε  $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$  (δε χρειάζεται απομείωση)

Aν 
$$N_{Ed} \leq \frac{h_W \cdot t_W \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$
 τότε  $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$  (δε χρειάζεται απομείωση)

Σε περίπτωση που οι παραπάνω προϋποθέσεις δεν ικανοποιούνται οι πλαστικές ροπές αντοχής απομειώνονται ως εξής:

$$M_{N,yRd} = \min\{M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n)/(1-0.5 \cdot a); M_{pl,y,Rd}\}$$
(3.3)

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[ 1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2 \right] \quad \gamma \iota \alpha \ n > a \tag{3.4}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \qquad \qquad \gamma \iota \alpha \ n \le a$$

όπου:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \tag{3.5}$$

$$\alpha = \min\{\left(A - 2 \cdot b \cdot t_f\right) / A; 0.5\}\tag{3.6}$$

### Διαξονική κάμψη

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^{a} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^{\beta} \le 1$$
(3.7)

όπου  $\alpha = 2$  και  $\beta = \max\{5 \cdot n; 1\}$ 

Διάτμηση

## ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{\nu} \cdot f_{y}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \tag{3.8}$$

όπου Α<sub>ν</sub> είναι η επιφάνεια διάτμησης

## Κάμψη και διάτμηση

Εάν  $V_{Ed} \leq 0.50 \cdot V_{pl,Rd}$  δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής λόγω τέμνουσας.

### 3.1.2 Έλεγχοι μελών

#### Καμπτικός λυγισμός

## ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΜΕΛΟΥΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

$$N_{b,Rd} = \frac{x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \tag{3.9}$$

όπου

x: μειωτικός συντελεστής λυγισμού (βλέπε (3.10))

 $\gamma_{M1}$ : συντελεστής ασφαλείας χάλυβα ως προς την αντοχή μελών έναντι απώλειας ευστάθειας ( $\gamma_{M1}=1.00)$ 

$$x = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \tag{3.10}$$

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\bar{\lambda} - 0.2\right) + \bar{\lambda}^2\right)\right] \tag{3.11}$$

όπου

α: συντελεστής ατελειών (ΕΝ1993-1-1 Πίνακας 6.1) που αντιστοιχεί στην ανάλογη καμπύλη λυγισμού (ΕΝ1993-1-1 Πίνακας 6.2)

λ̄: ανηγμένη λυγιρότητα

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \tag{3.12}$$

$$με λ_1 = 93.9 \cdot ε$$
 και  $ε = \sqrt{235/f_y^{[Mpa]}}$  (για  $f_y = 235Mpa \rightarrow ε = 1 \rightarrow λ_1 = 1$ )

Για το μήκος λυγισμού  $L_{cr}$  συνεχών υποστυλωμάτων που ανήσουν σε πλαίσια: Συντελεστές κατανομής για συνεχή υποστυλώματα (βλέπε και Σχήμα 3.1)

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \tag{3.13}$$

$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \tag{3.14}$$

όπου

$$K_C = \frac{I_C}{L_C} \tag{3.15}$$

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} \qquad (βλέπε και Πίνακα 3.1)$$
(3.16)



Σχήμα 3.1: Συντελεστές κατανομής  $n_1$ και  $n_2$ για συνεχή υποστυλώματα

Πίνακας 3.1: Συντελεστές ενεργού δυσκαμψίας για πλαίσια κτιρίων με δάπεδα από σκυρόδεμα, με την προϋπόθεση ότι το πλαίσιο είναι κανονικής μορφής και η φόρτιση ομοιόμορφη

Συνθήκες φόρτισης δοκού	Αμετάθετα άκρα	Μεταθετά άκρα
Δοκοί που στηρίζουν απευθείας δάπεδα από σκυρόδεμα	1,0·I/L	1,0· I/L
Δοκοί με άμεσα φορτία	0,75· I/L	1,0• I/L
Δοκοί μόνο με ροπές στα άκρα	0,5• I/L	1,5• I/L

Τελικά το  $L_{cr}$  θα δοθεί από τον λόγο μήκους λυγισμού προς γεωμετρικό μήκος (β) για υποστυλώματα με αμετάθετα ή μεταθετά άκρα (βλέπε Σχήμα 3.2 και Σχήμα 3.3).

$$L_{cr} = \beta \cdot L_C \tag{3.17}$$



Σχήμα 3.2: Λόγος μήκους λυγισμού προς γεωμετρικό μήκος για υποστυλώματα με αμετάθετα άκρα



Σχήμα 3.3: Λόγος μήκους λυγισμού προς γεωμετρικό μήκος για υποστυλώματα με μεταθετά άκρα

#### Πλευρικός λυγισμός

## ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΠΛΕΥΡΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$
για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 (3.18)

όπου

X<sub>LT</sub> ο μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \le 1.0$$
(3.19)

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[ 1 + a_{LT} \cdot \left( \bar{\lambda}_{LT} - 0.2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^{2} \right]$$
(3.20)

όπου

 $\alpha_{LT}$ ο συντελεστής ατελειών (ΕΝ1993-1-1 Πίνακας 6.3) που αντιστοιχεί στην ανάλογη καμπύλη λυγισμού (ΕΝ1993-1-1 Πίνακας 6.4)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_y \cdot f_y / M_{cr}} \tag{3.21}$$

Για το  $M_{cr}$ : Για διατομή με δύο άξονες συμμετρίας ( $z_i = 0$ )

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z}{(k \cdot L_T)^2} \cdot \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_Z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z} + \left( C_2 \cdot Z_g \right)^2 \right]^{0.5} - C_2 \cdot Z_g \right\}$$
(3.22)

όπου

 ${\it C}_1, {\it C}_2, {\it C}_3$  συντελεστές (ΕΝ1993-1-1/1992 Πίνακας F.1.2 και ΕΝ1993-1-1/1992 Πίνακας F.1.1)

k = 1.0 για απλές στρεπτικές στηρίξεις

 $k_w = 1.0$  για άκρα με ελέυθερη στρέβλωση

## Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

## ΑΝΤΟΧΗ ΜΕΛΩΝ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΘΛΙΨΗ

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{X_{y} \cdot N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1.0$$
(3.23)

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{X_Z \cdot N_{Rk}}}{\frac{Y_{M1}}{\gamma_{M1}}} + k_{ZY} \cdot \frac{\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{ZZ} \cdot \frac{\frac{M_{Z,Ed}}{M_{Z,Rk}}}{\frac{M_{Z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1.0$$
(3.24)

όπου

$$N_{Rk} = A \cdot f_y$$
 για κατηγορία διατομής 1ή 2 (3.25)

$$M_{Rk} = W_{pl}$$
 για κατηγορία διατομής 1ή 2 (3.26)

 $k_{ij}$  συντελεστές αλληλεπίδρασης που υπολογίστηκαν με τη μέθοδο 2 (ΕΝ1993-1-1 Παράρτημα Β)

## 3.2 Προσομοίωμα με συνδέσμους δυσκαμψίας

Η κύρια λειτουργία του συστήματος πλακών-δοκών-υποστυλωμάτων είναι η μεταφορά των κατακόρυφων δυνάμεων στη θεμελίωση. Πέραν όμως των κατακόρυφων φορτίων απαιτείται και η ασφαλής μεταφορά των οριζόντιων δράσεων, οι οποίες στα πολυώροφα κτίρια οφείλονται κυρίως στον άνεμο, τον σεισμό και στις κατασκευαστικές ατέλειες (παρέκκλιση από την κατακόρυφο).

Στα μεταλλικά κτίρια όπου το κόστος συνδέσεων ροπής είναι αυξημένο, διαμορφώνονται συχνά απλές συνδέσεις τέμνουσας με αποτέλεσμα για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας του κτιρίου να είναι απαραίτητη η κατάλληλη διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων δυσκαμψίας στα πολυώροφα κτίρια έιναι:

- παραλαβή οριζόντιων φορτίων και μεταφορά τους στη θεμελίωση,
- παροχή προσωρινής ευστάθειας της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της.

Στο προσομοίωμα αυτό, λοιπόν, έχουν σχεδιαστεί συνδέσεις τέμνουσας και η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται μέσω των κατακόρυφων συστημάτων δυσκαμψίας. Οι διατομές των μελών που προέκυψαν από την ανάλυση και διαστασιολόγηση του προσομοιώματος σε οριακή κατάσταση αστοχίας δίνονται στον συγκεντρωτικό Πίνακα (3.2).

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	HEB400
ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ	IPE360
ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ (ΣΤΟΑ)	HEB260
ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΔΟΚΟΙ	IPE330
ΔΙΑΔΟΚΙΔΕΣ	IPE300
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	HEB160

Πίνακας 3.2: Διατομές μελών στο μοντέλο κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας

### 3.2.1 Κύρια δοκός

Η κύρια δοκός IPE360 θεωρούμε ότι είναι πλευρικά εξασφαλισμένη από την παρουσία της σύμμικτης πλάκας επομένως δεν τίθενται προβλήματα ευστάθειας. Καταπονείται από κατακόρυφα φορτία και οι έλεγχοι γίνονται έναντι κάμψης και διάτμησης. Ωστόσο οι κύριες δοκοί που βρίσκονται στο άνοιγμα της στοάς στον πρώτο και δεύτερο όροφο δεν εξασφαλίζονται πλευρικά κι επομένως η διατομή αυτών των δοκών επιλέχθηκε HEB260.

## Απλή μονοαξονική κάμψη

Η μέγιστη ροπή όπως προέκυψε από την ανάλυση είναι  $maxM_{Ed} = 174.50kNm$ . Από τους πίνακες πρότυπων διατομών η υψίκορμη δοκός IPE360 είναι κατηγορίας 1 κι επομένως επιτρέπεται ο πλαστικός έλεγχος.

#### ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ

 $W_{pl} = 1019 cm^3$  για την πρότυπη διατομή IPE360

 $(3.1) \rightarrow M_{pl,Rd} = \frac{1019 \cdot 23.5}{1.0} = 239.47 kNm > 174.50 kNm$ 

Επομένως η ΙΡΕ360 επαρκεί έναντι κάμψης.

#### Διάτμηση

Η μέγιστη τέμνουσα όπως προέκυψε από το πρόγραμμα είναι  $maxV_{Ed} = 157.7kN$ 

 $A_{\nu z} = 35.14 cm^2$  για την πρότυπη διατομή IPE360

$$(3.8) \rightarrow V_{pl,Rd} = \frac{35.14 \cdot 23.5}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 476.77 kN > 157.7 kN$$

Επομένως η διατομή επαρκεί έναντι τέμνουσας.

#### Κάμψη και τέμνουσα

Όταν στη ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής. Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμελειθεί.

 $V_{Ed} = 157.7kN$ 

 $0.50 \cdot V_{pl,Rd} = 238.39kN$ 

 $V_{Ed} < 0.50 \cdot V_{pl,Rd}$ επομένως δεν απαιτείται απομείωση

#### Ελεγχος μέλους ΗΕΒ260 σε πλευρικό λυγισμό

Πίνακας 3.3: Δεδομένα για τον υπολογισμό της αντοχής

$W_{pl,y}(\text{cm}^3)$	1283
$I_z (\mathrm{cm}^4)$	5135
$I_w$ (cm <sup>4</sup> )	753700
$I_T (\text{cm}^4)$	123.80
L (cm)	600
$E (kN/cm^2)$	21000
--------------------------	-------
G ( kN/cm <sup>2</sup> )	8077
$z_g$ (cm)	13
C <sub>1</sub>	1.285
$C_2$	1.562
C <sub>3</sub>	0.753

 $(3.22) \rightarrow M_{cr} = 366.58 kNm$ 

 $(3.21) \rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 0.91$ 

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.4)  $\rightarrow$  Καμπύλη λυγισμού α

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.3)  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$ 

 $(3.20) \rightarrow \Phi_{LT} = 0.98$ 

 $(3.19) \rightarrow X_{LT} = 0.73$ 

 $(3.18) \to M_{b,Rd} = 219.91 \ kNm > 174.50 \ kNm$ 

Το μέλος επαρκεί έναντι πλευρικού λυγισμού.

#### 3.2.2 Δευτερεύσουσα δοκός

Οι δευτερεύουσες δοκοί διατομής IPE330 καταπονούνται από κατακόρυφα φορτία όπως και οι κύριες δοκοί. Εκτός όμως από τους ελέγχους σε κάμψη και διάτμηση απαραίτητος είναι και ο έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό (και ο πλέον κρίσιμος) καθώς οι δευτερεύσουσες δοκοί δεν είναι πλευρικά εξασφαλισμένες. Οι έλεγχοι γίνονται για τη δευτερεύουσα δοκό με το μεγαλύτερο μήκος (7m).

#### Απλή μονοαξονική κάμψη

Η μέγιστη ροπή όπως προέκυψε από την ανάλυση είναι  $maxM_{Ed} = 43.60 kNm$ . Από τους πίνακες πρότυπων διατομών η υψίκορμη δοκός IPE330 είναι κατηγορίας 1 κι επομένως επιτρέπεται ο πλαστικός έλεγχος.

 $W_{pl} = 804.3 cm^3$  για την πρότυπη διατομή IPE330

 $(3.1) \rightarrow M_{pl,Rd} = \frac{804.3 \cdot 23.5}{1.0} = 189.01 kNm > 43.60 kNm$ 

Επομένως η διατομή επαρκεί έναντι κάμψης.

#### Διάτμηση

Η μέγιστη τέμνουσα όπως προέκυψε από το πρόγραμμα είναι  $maxV_{Ed} = 51.4kN$ .  $A_{vz} = 30.81cm^2$  για την πρότυπη διατομή IPE330

$$(3.2) \rightarrow V_{pl,Rd} = \frac{30.81 \cdot 23.5}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 418.02kN > 51.4kN$$

Επομένως η διατομή επαρκεί έναντι τέμνουσας.

### Κάμψη και τάμνουσα

 $V_{Ed} = 51.4kN$  $0.50 \cdot V_{pl,Rd} = 209.01kN$ 

 $V_{Ed} < 0.50 \cdot V_{pl,Rd}$ επομένως δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής

## Πλευρικός Λυγισμός

Πίνακας 3.4: Δεδομένα για τον υπολογισμό της αντοχής

$I_z (\text{cm}^4)$	788.1
$I_w (\mathrm{cm}^4)$	199100
$I_T (\mathrm{cm}^4)$	28.15
L (cm)	700
E (kN/cm <sup>2</sup> )	21000
G ( kN/cm <sup>2</sup> )	8077
$z_g$ (cm)	16.5
C1	1.285
$C_2$	1.562
$C_3$	0.753

 $(3.22) \rightarrow M_{cr} = 60.89 kNm$ 

 $(3.21) \rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 1.76$ 

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.4)  $\rightarrow$  Καμπύλη λυγισμού α

(ΕΝ1993-1-1 Πίνακας 6.3)  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$ 

$$(3.20) \rightarrow \Phi_{LT} = 2.22$$

$$(3.19) \rightarrow X_{LT} = 0.28$$

 $(3.18) \rightarrow M_{b,Rd} = 53.08 \ kNm > 43.60 \ kNm$ 

Το μέλος επαρκεί έναντι πλευρικού λυγισμού.

#### 3.2.3 Διαδοκίδα

Η διαδοκίδα διατομής IPE300 καταπονείται απο ομοιόμορφο κατανεμημένο κατακόρυφο φορτίο και λειτουργεί ως μία αμφιέρειστη καμπτόμενη δοκός. Είναι πλευρικά εξασφαλισμένη από την παρουσία της σύμμικτης πλάκας επομένως δεν παραγματοποιούνται έλεγχοι ευστάθειας μέλους. Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται στη διαδοκίδα με μήκος (7m).

Τα φορτία τα οποία φέρονται από τις διαδοκίδες είναι τα μόνιμα και κινητά φορτία με πλάτος επιρροής φορτίου την απόσταση των διαδοκίδων δηλαδή 1.5m. Εδώ θα πρέπει να τονιστεί ότι η τιμή που θα χρησιμοποιηθεί για τα πρόσθετα μόνιμα φορτία στον έλεγχο της διαδοκίδας είναι 3.5kN/m<sup>2</sup> καθώς στην τιμή αυτή πρέπει να περιληφθεί και το βάρος της πλάκας.

#### Φορτίο σχεδιασμού

 $q_{sd} = (1.35 \cdot 3.5 + 1.50 \cdot 5) \cdot 1.5 = 18.34 k N/m$ 

#### Απλή μονοαξονική κάμψη

Η μέγιστη ροπή είναι  $maxM_{Ed} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = 112.33 kNm$ . Από τους πίνακες πρότυπων διατομών η υψίκορμη δοκός IPE300 είναι κατηγορίας 1 κι επομένως επιτρέπεται ο πλαστικός έλεγχος.

#### ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ

 $W_{pl} = 628.4 cm^3$  για την πρότυπη διατομή IPE300

$$(3.1) \rightarrow M_{pl,Rd} = \frac{628.4 \cdot 23.5}{1.0} = 147.67 kNm > 112.33 kNm$$

Επομένως η IPE360 επαρκεί έναντι κάμψης.

#### Διάτμηση

Η μέγιστη τέμνουσα είναι  $maxV_{Ed} = \frac{q_{sd} \cdot l}{2} = 64.19 kN$ 

 $A_{\nu z} = 25.68 cm^2$  για την πρότυπη διατομή IPE300

$$(4.8) \to V_{pl,Rd} = \frac{25.68 \cdot 23.5}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 348.42 kN > 64.19 kN$$

Επομένως η διατομή επαρκεί έναντι τέμνουσας.

#### Κάμψη και τέμνουσα

 $V_{Ed} = 64.19kN$  $0.50 \cdot V_{pl,Rd} = 174.21kN$ 

 $V_{Ed} < 0.50 \cdot V_{pl,Rd}$ επομένως δεν απαιτείται απομείωση λόγω τ<br/>έμνουσας

#### 3.2.4 Υποστύλωμα

Τα υποστυλώματα είναι τα στοιχεία εκείνα σε έναν φέροντα οργανισμό, τα οποία σχεδιάζονται ώστε να παραλάβουν και να μεταφέρουν στο έδαφος, όλα τα κατακόρυφα φορτία των ορόφων μιας κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι καταπονούνται από μεγάλες θλιπτικές δυνάμεις. Παράλληλα δέχονται μεγάλες καμπτικές ροπές λόγω οριζόντιων δυνάμεων σεισμού κι ανέμου. Επομένως τα υποστυλώματα κρίνονται κρίσιμα όσον αφορά τους ελέγχους ευστάθειας των μελών, λόγω της σύνθετης και συνδυασμένης καταπόνησης στην οποία υπόκεινται. Οι παρακάτω έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν για το δυσμενέστερο υποστύλωμα του ισογείου όπως προέκυψε από την ανάλυση.

### Απλή μονοαξονική κάμψη

Από τους πίνακες πρότυπων διατομών η πλατύπελμη διατομή HEB400 είναι κατηγορίας 1 κι επομένως επιτρέπεται ο πλαστικός έλεγχος.

Περί τον ισχυρό άξονα yy

Η μέγιστη ροπή όπως προέκυψε από την ανάλυση είναι  $maxM_{y,Ed} = 215.60 kNm$ .

## ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ

 $W_{pl,y} = 3232 cm^3$  για την πρότυπη διατομή HEB400

$$(3.1) \rightarrow M_{pl,Rd,y} = \frac{3232 \cdot 23.5}{1.0} = 759.52 kNm > 215.60 kNm$$

Επομένως η ΗΕΒ400 επαρκεί έναντι κάμψης περί τον ισχυρό άξονα.

Περί τον ασθενή άξονα zz

Η μέγιστη ροπή όπως προέκυψε  $maxM_{z,Ed} = 66.50 kNm$ .

## ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ

 $W_{pl,z} = 1104 cm^3$  για την πρότυπη διατομή HEB400

$$(3.1) \rightarrow M_{pl,Rd,z} = \frac{1104 \cdot 23.5}{1.0} = 259.44 kNm > 66.50 kNm$$

Επομένως η ΗΕΒ400 επαρκεί έναντι κάμψης περί τον ασθενή άξονα.

### Διάτμηση

Για τέμνουσα V<sub>z</sub>

Η μέγιστη τέμνουσα όπως προέκυψε από το πρόγραμμα είναι  $maxV_{Ed,z}=102.4kN$ 

$$A_{vz} = 69.98 cm^2$$

$$(3.8) \rightarrow V_{pl,Rd,z} = \frac{69.98 \cdot 23.5}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 949,47kN > 102.4kN$$

Επομένως η διατομή ΗΕΒ400 επαρκεί έναντι τ<br/>έμνουσας  $V_{z}.$ 

Για τέμνουσα V<sub>y</sub>

Η μέγιστη τέμνουσα όπως προέκυψε από το πρόγραμμα είναι  $maxV_{Ed,y}=47.8kN$ 

 $A_{vy} = 127.82 cm^2$ 

 $(3.8) \rightarrow V_{pl,Rd,y} = \frac{127.82 \cdot 23.5}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 1734.23 kN > 47.8 kN$ 

Επομένως η διατομή επαρκεί έναντι τ<br/>έμνουσας  $\mathbf{V}_{y.}$ 

## Κάμψη και τέμνουσα

- Για τέμνουσα  $V_z$ 

 $V_{Ed} = 102.4kN$  $0.50 \cdot V_{pl,Rd} = 474.74kN$ 

 $V_{Ed} < 0.50 \cdot V_{pl,Rd}$ επομένως δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής

Για τέμνουσα V<sub>y</sub>

 $V_{Ed} = 47.8kN$  $0.50 \cdot V_{pl,Rd} = 867.12kN$ 

 $V_{Ed} < 0.50 \cdot V_{pl,Rd}$ επομένως δεν απαιτείται απομείωση

# Θλίψη

Η μέγιστη θλιπτική δύναμη που πρέπει να παραλάβει το υποστύλωμα είναι  $maxN_{Ed} = 2326 kN$ 

 $A = 197.80 cm^2$ 

 $(3.2) \to N_{pl,Rd} = 4648.3 kN > 2326 kN$ 

επομένως η διατομή επαρκεί

# Κάμψη και αξονική δύναμη

Σε μέλη με σημαντικές αξονικές δυνάμεις όπως είναι τα υποστυλώματα, μέρος της διατομής αναλίσκεται στην αντιμετώπιση της αξονικής δύναμης και επομένως η αντοχή της σε κάμψη περιορίζεται. Εφόσον το υποστύλωμα είναι διατομής HEB400 ελέγχονται πρώτα οι πρϋποθέσεις οι οποίες σε περίπτωση που ικανοποιούνται δεν απαιτείται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής.

Η διατομή ΗΕΒ400 έχει  $h_w = 35.2 cm$  και  $t_w = 1.35 cm$ 

Περί τον άξονα yy

 $N_{Ed} = 2326kN$ 

 $0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 1162.08kN$ 

 $N_{Ed} > 0.25 \cdot N_{pl,Rd}$  επομένως απαιτείται μείωση της καμπτικής αντοχής

 $(3.5) \to n = 0.5$   $(3.6) \to \alpha = 0.27$   $(3.3) \to M_{N,y,Rd} = 439.18 kNm > 215.60 kNm$ • Пері тоv άξονα zz  $N_{Ed} = 2326 kN$  $\frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{N_{Ed}} = 116.72 kN$ 

 $N_{Ed} > \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$  επομένως απαιτείται και για τον άξονα zz απομείωση της καμπτικής αντογής

 $(3.4) \rightarrow M_{N,z,Rd} = 233.90 kNm > 66.50 kNm$ 

## Διαξονική κάμψη

Εφόσον ο έλεγχος αυτός είναι έλεγχος διατομής θα πρέπει να συνδυαστεί η  $M_{y,Ed} = 215.60 kNm$  και η αντίστοιχη ροπή της ίδιας διατομής του μέλους περί τον zz που είναι σύμφωνα με το πρόγραμμα  $M_{z,Ed} = 51.7 kNm$ .

$$\alpha = 2$$
 kat  $\beta = 2.5$   
(3.7)  $\rightarrow \left[\frac{215.6}{439.18}\right]^2 + \left[\frac{51.7}{233.90}\right]^{2.5} = 0.26 < 1.00$ 

επομένως η διατομή επαρκεί έναντι διαξονικής κάμψης

## Καμπτικός λυγισμός

Το υποστύλωμα έχει ύψος L = 3.5m. Για το κρίσιμο μήκος λυγισμού λαμβάνονται οι δυσμενέστεροι συντελεστές δυσκαμψίας για αμετάθετα πλαίσια (άρθρωση σε κορυφή και πόδα υποστυλώματος). Επομένως  $n_1 = 1.0$ ,  $n_2 = 1.0$  και από το Σχήμα 3.2 προκύπτει  $\beta = 1.0$ .

 $(3.17) \rightarrow L_{cr}=3.5 \text{m}$  (και για λυγισμό περί τον yy και για λυγισμό περί τον zz)

Αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής:  $i_y = 17.08 cm$  και  $i_z = 7.4 cm$ 

Λυγισμός περί τον άξονα yy

$$(3.12) → \overline{\lambda}_y = 0.2$$
  
(EN1993-1-1 Πίνακας 6.2) → Καμπύλη λυγισμού a  
(EN1993-1-1 Πίνακας 6.1) →  $a = 0.21$   
 $(3.11) → Φ_y = 0.5$   
 $(3.10) → X_y = 0.9$ 

Λυγισμός περί τον άξονα zz

 $(3.12) → λ_z = 0.5$ (EN1993-1-1 Πίνακας 6.2) → Καμπύλη λυγισμού b (EN1993-1-1 Πίνακας 6.1) → a = 0.34 $(3.11) → Φ_z = 0.68$  $(3.10) → X_z = 0.88$ 

$$\begin{split} X &= \min\{X_y; X_z\} = 0.88 \\ (3.9) &\to N_{b,Rd} = 4090, 5kN > 2326kN \\ επομένως το μέλος επαρκεί έναντι καμπτικού λυγισμού \end{split}$$

## Πλευρικός λυγισμός

Πίνακας 3.5: Δεδομένα για τον υπολογισμό της αντοχής

$I_z (\mathrm{cm}^4)$	10820
$I_w (\mathrm{cm}^4)$	3817000
$I_T (\mathrm{cm}^4)$	355,7
L (cm)	350
E (kN/cm <sup>2</sup> )	21000
G ( kN/cm <sup>2</sup> )	8077
$z_g$ (cm)	0
C1	2.927
C <sub>2</sub>	0
$C_3$	0

 $(3.22) \rightarrow M_{cr} = 12097.46 kNm$ 

$$(3.21) \rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 0.25$$

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.4)  $\rightarrow$  Καμπύλη λυγισμού a

(ΕΝ1993-1-1 Πίνακας 6.3)  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$ 

 $(3.20) \rightarrow \Phi_{LT} = 0.53$ 

$$(3.19) \rightarrow X_{LT} = 0.98$$

 $(3.18) \to M_{b,Rd} = 744.33 \; kNm > 215.60 \; kNm$ 

Το μέλος επαρκεί έναντι πλευρικού λυγισμού.

#### Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Ο έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (κάμψη και θλίψη) αποτελεί έλεγχο μέλους. Επομένως για το ακραίο υποστύλωμα του ισογείου η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι  $maxN_{Ed} = 2326kN$  με αντίστοιχες μέγιστες ροπές μέλους  $M_{v.Ed} =$ 215.60 και  $M_{z.Ed} = 51.7 kNm$ . Σημειώνεται οτι εφόσον ο μειωτικός συντελεστής έναντι πλευρικού λυγισμού προέκυψε ≈ 1.0 θεωρούμε ότι το υποστύλωμα αποτελεί μέλος που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Σύμφωνα με τη μέθοδο 2 (ΕΝ1993-1-1 Παράρτημα Β) έχουν προκύψει οι παρακάτω συντελεστές.

Πίνακας 3.6: Συντελεστές cm ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

C <sub>my</sub>	0.40
C <sub>mz</sub>	0.40

Πίνακας 3.7: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k<sub>ij</sub> ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

k <sub>yy</sub>	0.40
k <sub>zy</sub>	0.24
k <sub>zz</sub>	0.49
k <sub>yz</sub>	0.30

$$(3.23) \rightarrow \frac{2326}{\underline{0.9\cdot4648.3}} + 0.40 \cdot \frac{215.60}{0.98 \cdot \frac{759.52}{1.0}} + 0.30 \cdot \frac{51.7}{\underline{259.44}} = 0.68 < 1.0$$

$$(3.24) \rightarrow \frac{2326}{\underline{0.88\cdot4648.3}} + 0.24 \cdot \frac{215.60}{0.98 \cdot \frac{759.52}{1.0}} + 0.49 \cdot \frac{51.7}{\underline{259.44}} = 0.74 < 1.0$$

επομένως το μέλος επαρκεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμό

#### 3.2.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

10

Στους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα όπως αυτοί που τοποθετήθηκαν στο προσομοίωμα του κτιρίου όλες οι ράβδοι συνδέονται κατά κανόνα στα άκρα τους με απλές κοχλιωτές συνδέσεις κι επομένως καταπονούνται από αξονικές μόνο δυνάμεις.

10

Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται για τη θλιβόμενη ράβδο σε σύστημα δυσκαμψίας στη διεύθυνση γ του κτιρίου καθώς έχει το μεγαλύτερο μήκος και ταυτόχρονα παραλαμβάνει τη μέγιστη αξονική δύναμη όπως προκύπτει από την ανάλυση. Η διατομή που επιλέχθηκε είναι η πρότυπη διατομή HEB160. Θεωρούμε ότι οι διαγώνιοι συνδέονται στο μέσον τους κι επομένως το μήκος λυγισμού είναι το μισό του γεωμετρικού μήκους της θλιβόμενης ράβδου. Υπενθυμίζεται ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς q έχει ληφθεί με την τιμή q = 1.5 όπου σύμφωνα με τον ΕΑΚ και τον Ευρωκώδικα 8 δεν απαιτείται ικανοτικός έλεγχος καθώς θεωρούμε ότι ο φέρων οργανισμός διαθέτει, χωρίς να λαμβάνονται ειδικά μετρα, μία λανθάνουσα πλαστιμότητα.

## Θλίψη

Η μέγιστη θλιπτική δύναμη της διαγωνίου όπως προ<br/>έκυψε από την ανάλυση είναι  $maxN_{Ed}=352.6kN$ 

 $A = 54.25 cm^2$ (3.2)  $\rightarrow N_{pl,Rd} = 1274.88 kN > 352.6 kN$ 

επομένως η διατομή επαρκεί

# Καμπτικός λυγισμός

Το γεωμετρικό μήκος της διαγωνίου είναι  $L = \sqrt{3.5^2 + 6^2} = 6.94m$  ενώ το μήκος λυγισμού είναι  $L_{cr} = 3.47m$ 

Αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής:  $i_y = 6.78 cm$  και  $i_z = 4.05 cm$ 

Λυγισμός περί τον άξονα yy

```
(3.12) \rightarrow \overline{\lambda}_y = 0.55
```

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.2)  $\rightarrow$  Καμπύλη λυγισμού b

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.1)  $\rightarrow a = 0.34$ 

$$(3.11) \rightarrow \Phi_{\rm v} = 0.71$$

 $(3.10) \rightarrow X_y = 0.86$ 

Λυγισμός περί τον άξονα zz

$$(3.12) \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.91$$

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.2)  $\rightarrow$  Καμπύλη λυγισμού c

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.1) 
$$\rightarrow a = 0.49$$

$$(3.11) \rightarrow \Phi_z = 1.09$$

$$(3.10) \rightarrow X_z = 0.59$$

 $X = \min\{X_y; X_z\} = 0.59$ 

 $(3.9) \to N_{b,Rd} = 752.17 kN > 352.6 kN$ 

επομένως το μέλος επαρκεί έναντι καμπτικού λυγισμού

# 3.3 Προσομοίωμα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

Σε αυτήν την επίλυση του φορέα όπου δεν τοποθετούνται κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας, τα οριζόντια φορτία που δρουν κατά τη διεύθυνση των κύριων φορέων παραλαμβάνονται από αυτούς μέσω της πλαισιακής τους λειτουργίας και μεταφέρονται στη θεμελίωση. Προϋπόθεση για την πλαισιακή λειτουργία είναι είναι η διαμόρφωση κόμβων με ικανότητα παραλαβής, εκτός των αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων, και καμπτικών ροπών. Οι διατομές που προέκυψαν από την ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου παρουσιάζονται στον συνγκεντρωτικό Πίνακα 3.8.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	HEM400
ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ	HEB220
ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΔΟΚΟΙ	IPE360
ΔΙΑΔΟΚΙΔΕΣ	IPE300

Πίνακας 3.8: Διατομές μελών μοντέλου κτιρίου χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

## 3.3.1 Κύρια δοκός

Τοποθετήθηκε κύρια δοκός διατομής HEB260 η οποία θεωρούμε ότι είναι πλευρικά εξασφαλισμένη από την παρουσία της σύμμικτης πλάκας επομένως δεν τίθενται προβλήματα ευστάθειας. Καταπονείται από κατακόρυφα φορτία και οι έλεγχοι γίνονται έναντι κάμψης και διάτμησης. Στις κύριες δοκούς του ανοίγματος της στοάς τοποθετήθηκε διατομή HEB300 η οποία ελέγχεται σε πλευρικό λυγισμό λόγω μη ύπαρξης της σύμμικτης πλάκας.

## Απλή μονοαξονική κάμψη

Η μέγιστη ροπή όπως προέκυψε από την ανάλυση είναι  $maxM_{Ed} = 249.90 kNm$ . Από τους πίνακες πρότυπων διατομών η πλατύπελμη δοκός HEB260 είναι κατηγορίας 1 κι επομένως επιτρέπεται ο πλαστικός έλεγχος.

## ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ

 $W_{pl} = 1283 cm^3$  για την πρότυπη διατομή IPE360

$$(3.1) \rightarrow M_{pl,Rd} = \frac{1283 \cdot 23.5}{1.0} = 301.51 kNm > 249.90 kNm$$

Επομένως η ΗΕΒ260 επαρκεί έναντι κάμψης.

### Διάτμηση

Η μέγιστη τέμνουσα όπως προέκυψε από το πρόγραμμα είναι  $maxV_{Ed}=159.7kN$ 

 $A_{vz} = 37.53 cm^2$  για την πρότυπη διατομή HEB260

$$(3.8) \rightarrow V_{pl,Rd} = \frac{37.53 \cdot 23.5}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 509.2 kN > 157.7 kN$$

Επομένως η διατομή επαρκεί έναντι τέμνουσας.

### Κάμψη και τέμνουσα

Όταν στη ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής. Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμελειθεί.

 $V_{Ed} = 159.7kN$  $0.50 \cdot V_{pl,Rd} = 254.6kN$ 

 $V_{Ed} < 0.50 \cdot V_{pl,Rd}$ επομένως δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής

## Έλεγχος μέλους ΗΕΒ300 έναντι πλευρικού λυγισμού

Πίνακας 3.9: Δεδομένα για τον υπολογισμό της αντοχής

$W_{pl,y}(\mathrm{cm}^3)$	1869
$I_z (\mathrm{cm}^4)$	8563
$I_w (\mathrm{cm}^4)$	1688000
$I_T (\mathrm{cm}^4)$	185
L (cm)	600
$E (kN/cm^2)$	21000
G ( kN/cm <sup>2</sup> )	8077
$z_g$ (cm)	15
C1	1.285
C <sub>2</sub>	1.562
C <sub>3</sub>	0.753

 $(3.22) \rightarrow M_{cr} = 567.69 kNm$ 

$$(3.21) \rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 0.88$$

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.4)  $\rightarrow$  Καμπύλη λυγισμού a

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.3)  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$ 

 $(3.20) \rightarrow \Phi_{LT} = 0.96$ 

 $(3.19) \rightarrow X_{LT} = 0.75$ 

 $(3.18) \rightarrow M_{b,Rd} = 328.19 kNm > 249.90 kNm$ 

Το μέλος επαρκεί έναντι πλευρικού λυγισμού.

#### 3.3.2 Δευτερεύσουσα δοκός

Οι δευτερεύουσες δοκοί διατομής IPE360 καταπονούνται από κατακόρυφα φορτία όπως και οι κύριες δοκοί. Εκτός όμως από τους ελέγχους σε κάμψη και διάτμηση απαραίτητος είναι και ο έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό (και ο πλέον κρίσιμος) καθώς οι δευτερεύσουσες δοκοί δεν είναι πλευρικά εξασφαλισμένες. Οι έλεγχοι γίνονται για τη δευτερεύουσα δοκό με το μεγαλύτερο μήκος (7m).

### Απλή μονοαξονική κάμψη

Η μέγιστη ροπή όπως προέκυψε από την ανάλυση είναι  $maxM_{Ed} = 66.30kNm$ . Από τους πίνακες πρότυπων διατομών η υψίκορμη δοκός IPE360 είναι κατηγορίας 1 κι επομένως επιτρέπεται ο πλαστικός έλεγχος.

 $W_{pl} = 1019 cm^3$  για την πρότυπη διατομή IPE360

$$(3.1) \rightarrow M_{pl,Rd} = \frac{1019 \cdot 23.5}{1.0} = 239.47 kNm > 66.30 kNm$$

Επομένως η διατομή επαρκεί έναντι κάμψης.

#### Διάτμηση

Η μέγιστη τέμνουσα όπως προέκυψε από το πρόγραμμα είναι  $maxV_{Ed}=56kN.$   $A_{vz}=35.14cm^2$ για την πρότυπη διατομή IPE360

$$(3.2) \rightarrow V_{pl,Rd} = \frac{_{35.14 \cdot 23.5}}{_{\sqrt{3} \cdot 1.0}} = 476.77 kN > 56 kN$$

Επομένως η διατομή επαρκεί έναντι τέμνουσας.

### Κάμψη και τάμνουσα

 $V_{Ed} = 56kN$  $0.50 \cdot V_{pl,Rd} = 238.39kN$ 

 $V_{Ed} < 0.50 \cdot V_{pl,Rd}$ επομένως δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής

## Πλευρικός Λυγισμός

Πίνακας 3.10: Δεδομένα για τον υπολογισμό της αντοχής

$I_z (\mathrm{cm}^4)$	1043
$I_W$ (cm <sup>4</sup> )	313600
$I_T (\mathrm{cm}^4)$	51.08
L (cm)	700

E (kN/cm <sup>2</sup> )	21000
G ( kN/cm <sup>2</sup> )	8077
$z_g$ (cm)	18
Cı	1.285
C <sub>2</sub>	1.562
C <sub>3</sub>	0.753

 $(3.22) \rightarrow M_{cr} = 127.62 k Nm$ 

 $(3.21) \rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 1.37$ 

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.4)  $\rightarrow$  Καμπύλη λυγισμού b

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.3)  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.34$ 

 $(3.20) \rightarrow \varPhi_{LT} = 1.64$ 

 $(3.19) \rightarrow X_{LT} = 0.39$ 

 $(3.18) \rightarrow M_{b,Rd} = 94.62 \ kNm > 66.30 \ kNm$ 

Το μέλος επαρκεί έναντι πλευρικού λυγισμού.

## 3.3.3 Διαδοκίδα

Ο έλεγχος της διαδοκίδας είναι ίδιος με τον έλεγχο στο προσομοίωμα με συνδέσμους δυσκαμψίας (βλέπε ενότητα 3.2.3). Για τον λόγο αυτό οι έλεγχοι παραλείπονται.

### 3.3.4 Υποστύλωμα

Τοποθετήθηκε για τα υποστυλώματα του κτιρίου διατομή ΗΕΜ400 η οποία είναι κατηγορίας 1 κι επομένως επιτρέπεται ο πλαστικός έλεγχος.

## Απλή μονοαξονική κάμψη

Περί τον ισχυρό άξονα yy

Η μέγιστη ροπή όπως προέκυψε από την ανάλυση είναι  $maxM_{y,Ed} = 342kNm$ .

### ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ

 $W_{pl,y} = 5571 cm^3$  για την πρότυπη διατομή HEM400

$$(3.1) \rightarrow M_{pl,Rd,y} = \frac{5571 \cdot 23.5}{1.0} = 1309.19 kNm > 342 kNm$$

Επομένως η ΗΕΒ400 επαρκεί έναντι κάμψης περί τον ισχυρό άξονα.

Περί τον ασθενή άξονα zz

Η μέγιστη ροπή όπως προέκυψε  $maxM_{z,Ed} = 192.50 kNm$ .

### ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ

 $W_{pl,z} = 1934 cm^3$  για την πρότυπη διατομή ΗΕΜ400

$$(3.1) \rightarrow M_{pl,Rd,z} = \frac{1934 \cdot 23.5}{1.0} = 454.49 kNm > 192.50 kNm$$

Επομένως η ΗΕΜ400 επαρκεί έναντι κάμψης περί τον ασθενή άξονα.

#### Διάτμηση

Για τέμνουσα Vz

Η μέγιστη τέμνουσα όπως προέκυψε από το πρόγραμμα είναι  $maxV_{Ed,z} = 186.90 kN$ 

$$A_{vz} = 110.2cm^2$$
  
(3.8)  $\rightarrow V_{pl,Rd,z} = \frac{110.2 \cdot 23.5}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 1495.16kN > 186.90kN$ 

Επομένως η διατομή επαρκεί έναντι τέμνουσας Vz.

Για τέμνουσα V<sub>y</sub>

Η μέγιστη τέμνουσα όπως προέκυψε από το πρόγραμμα είναι  $maxV_{Ed,y}=109.1kN$ 

 $A_{\nu\nu} = 215.6 cm^2$ 

$$(3.8) \rightarrow V_{pl,Rd,y} = \frac{215.6 \cdot 23.5}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 2925.2kN > 109.1kN$$

Επομένως η διατομή επαρκεί έναντι τέμνουσας Vy.

#### Κάμψη και τέμνουσα

- Για τέμνουσα  $V_z$ 

 $V_{Ed} = 186.90 kN$ 

 $0.50 \cdot V_{pl,Rd} = 747.58kN$ 

 $V_{Ed} < 0.50 \cdot V_{pl,Rd}$  επομένως δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής

Για τέμνουσα V<sub>y</sub>

 $V_{Ed} = 109.1 kN$ 

 $0.50 \cdot V_{pl,Rd} = 1462.6kN$ 

 $V_{Ed} < 0.50 \cdot V_{pl,Rd}$ επομένως δεν απαιτείται απομείωση

## Θλίψη

Η μέγιστη θλιπτική δύναμη που πρέπει να παραλάβει το υποστύλωμα είναι  $maxN_{Ed}=2150kN$ 

 $A = 325.8 cm^2$  $(3.2) \rightarrow N_{pl.Rd} = 7656.3kN > 2150kN$ επομένως η διατομή επαρκεί Κάμψη και αξονική δύναμη Η διατομή ΗΕΜ400 έχει  $h_w = 35.2 cm$  και  $t_w = 2.1 cm$ Περί τον άξονα γγ  $N_{Ed} = 2150kN$  $0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 1914.08kN$  $N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl,Rd}$ ισχύει  $\frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 868.56kN$  $N_{Ed} > \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ επομένως απαιτείται απομείωση καμπτικής αντοχής λόγω αξονικής δύναμης  $(3.5) \to n = 0.28$  $(3.6) \rightarrow \alpha = 0.25$  $(3.3) \rightarrow M_{N,v,Rd} = 1073.70 kNm > 342 kNm$  Περί τον άξονα zz  $N_{Fd} = 2150 kN$  $\frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1737.12kN$ 

 $N_{Ed} < \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$  επομένως δεν απαιτείται για τον άξονα zz απομείωση της καμπτικής αντοχής

## Διαξονική κάμψη

Εφόσον ο έλεγχος αυτός είναι έλεγχος διατομής θα πρέπει να συνδυαστεί η  $M_{y,Ed} = 342kNm$  και η αντίστοιχη ροπή της ίδιας διατομής του μέλους περί τον zz που είναι σύμφωνα με το πρόγραμμα  $M_{z,Ed} = 192.2kNm$ .

 $\alpha = 2$  kai  $\beta = 1.4$ (3.7)  $\rightarrow \left[\frac{342}{1073.70}\right]^2 + \left[\frac{192.2}{454.49}\right]^{2.5} = 0.37 < 1.00$ 

επομένως η διατομή επαρκεί έναντι διαξονικής κάμψης

## Καμπτικός λυγισμός

Το υποστύλωμα έχει ύψος <br/> L=3.5mκαι αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομή<br/>ς $i_y=17.08cm$ και  $i_z=7.4cm$ 

Λυγισμός περί τον άξονα yy

Για λυγισμό περί τον άξονα γγ εξετάζεται το μεταθετό πλάισιο κατά τη διεύθυνση γ (κύριο πλαίσιο). Υπολογίστηκαν οι συντελεστές ενεργού δυσκαμψίας, οι συντελές κατανομής, ο λόγος μήκους λυγισμού προς γεωμετρικό μήκος και τέλος το μήκος λυγισμού.

 $(3.15) \rightarrow K_c = 297.43$ 

 $(3.15) \rightarrow K_1 = 297.43$ 

 $(3.14) \to K_{\delta o \kappa o \acute{u}} = 24.87$  <br/> уна боко́ μе а́μе<br/>ба форті́а кан μетаθета́ а́кра (βλέπе Пі́<br/>иака 3.1)

 $(3.13) \rightarrow n_1 = 0.96$ 

 $n_2 = 0$  (η έδραση θεωρείται πάκτωση)

 $(Σχήμα 3.3) \rightarrow β = 1.9$ 

 $(3.17) \rightarrow L_{cr,y} = 6,65m$ 

 $(3.12) \rightarrow \overline{\lambda}_{\gamma} = 0.4$ 

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.2)  $\rightarrow$  Καμπύλη λυγισμού a

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.1)  $\rightarrow a = 0.21$ 

$$(3.11) \rightarrow \Phi_{v} = 0.6$$

 $(3.10) \rightarrow X_y = 0.95$ 

Λυγισμός περί τον άξονα zz

Για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα z εξετάζεται το μεταθετό πλάισιο κατά τη διεύθυνση x. Υπολογίστηκαν οι συντελεστές ενεργού δυσκαμψίας, οι συντελές κατανομής, ο λόγος μήκους λυγισμού προς γεωμετρικό μήκος και τέλος το μήκος λυγισμού.

$$(3.15) \rightarrow K_c = 55.26$$

$$(3.15) \rightarrow K_1 = 55.26$$

(3.14)  $\to K_{\delta o \kappa o \acute{u}} = 10.27$  <br/> уна боко́ μе а́μе<br/>ба форті́а кан μетаθετά а́кра (βλέπе Пі́<br/>νака 3.1)

$$(3.13) \rightarrow n_1 = 0.92$$

 $n_2 = 0$  (η έδραση θεωρείται πάκτωση)

 $(Σχήμα 3.3) \rightarrow β = 1.74$ 

$$(3.17) \rightarrow L_{cr,z} = 6.09m$$

 $(3.12) \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.84$ 

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.2)  $\rightarrow$  Καμπύλη λυγισμού b

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.1)  $\rightarrow a = 0.34$ 

 $(3.11) \rightarrow \Phi_z = 0.97$  $(3.10) \rightarrow X_z = 0.69$ 

$$\begin{split} X &= \min\{X_y; X_z\} = 0.69 \\ (3.9) &\to N_{b,Rd} = 5344.85 kN > 2150 kN \\ επομένως το μέλος επαρκεί έναντι καμπτικού λυγισμού \end{split}$$

## Πλευρικός λυγισμός

Πίνακας 3.11: Δεδομένα για τον υπολογισμό της αντοχής

$I_z (\mathrm{cm}^4)$	19340
$I_w (\mathrm{cm}^4)$	7410000
$I_T (\mathrm{cm}^4)$	1515
L (cm)	350
E (kN/cm <sup>2</sup> )	21000
G ( kN/cm <sup>2</sup> )	8077
$z_g$ (cm)	0
C1	2.752
C <sub>2</sub>	0
C <sub>3</sub>	0

 $(3.22) \rightarrow M_{cr} = 24777.93 kNm$ 

$$(3.21) \rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 0.23$$

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.4)  $\rightarrow$  Καμπύλη λυγισμού a

(EN1993-1-1 Πίνακας 6.3) 
$$\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$$

$$(3.20) \rightarrow \Phi_{LT} = 0.53$$

$$(3.19) \rightarrow X_{LT} = 0.99$$

 $(3.18) \to M_{b,Rd} = 1296.10 kNm > 342 \ kNm$ 

Το μέλος επαρκεί έναντι πλευρικού λυγισμού.

#### Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Για το υποστύλωμα του ισογείου με τη μέγιστη καμπτική ροπή  $maxM_{Ed} = 342kN$  τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη του μέλους είναι  $N_{Ed} = 1075$  και  $M_{z,Ed} = 192.2kNm$ . Σημειώνεται οτι εφόσον ο μειωτικός συντελεστής έναντι πλευρικού λυγισμού προέκυψε  $\approx 1.0$  θεωρούμε ότι το υποστύλωμα αποτελεί μέλος που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Σύμφωνα με τη μέθοδο 2 (EN1993-1-1 Παράρτημα B) έχουν προκύψει οι παρακάτω συντελεστές.

Πίνακας 3.12: Συντελεστές cm ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

Cmy	0.90
c <sub>mz</sub>	0.90

Πίνακας 3.13: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k<sub>ij</sub> ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

k <sub>yy</sub>	0,93
k <sub>zy</sub>	0.56
k <sub>zz</sub>	1.10
k <sub>yz</sub>	0.66

$$(3.23) \rightarrow \frac{1075}{0.95 \cdot 7656.3} + 0.93 \cdot \frac{342}{0.99 \cdot \frac{1309.19}{1.0}} + 0.66 \cdot \frac{192.2}{\frac{454.49}{1.0}} = 0.67 < 1.0$$

$$(3.24) \rightarrow \frac{1075}{\frac{0.69 \cdot 7656.3}{1.0}} + 0.56 \cdot \frac{342}{0.99 \cdot \frac{1309.19}{1.0}} + 1.10 \cdot \frac{192.2}{\frac{454.49}{1.0}} = 0.81 < 1.0$$

επομένως το μέλος επαρκεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

# 4 Έλεγχοι μελών σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Πέραν των ελέγχων στην οριακή κατάσταση αστοχίας, βασική είναι και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, η οποία ασχολείται με την επιβεβαίωση ότι οι μετατοπίσεις (μετακινήσεις και στροφές) της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Οι έλεγχοι γίνονται με τους συνδυασμούς φορτίων όπως προσδιορίστηκε στην Ενότητα 2.3.2, με βάση ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων καθορίζονται στο Εθνικό προσάρτημα του ΕΝ1993-1-1.

Πίνακας 4.1: Όρια κατακόρυφων βελών

Φορέας	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

Για τους ελέγχους όλων των κατακόρυφων παραμορφώσεων το όριο που λαμβάνεται υπόψη είναι  $\delta_{\varepsilon\pi} = L/200$ .

# 4.1 Προσομοίωμα με συνδέσμους δυσκαμψίας

### Διαδοκίδα

Η διαδοκίδα λειτουργεί όπως έχει αναφερθεί ως μία αμφιέρειστη καμπτόμενη δοκός. Εφόσον το στατικό της μοντέλο είναι αμφιαρθρωτό το κατακόρυφο βέλος κάμψης είναι γνωστό και δίνεται από τη σχέση (5.1).

Για το συνδυασμό σχεδιασμού  $q_{ser} = 1.0G + 1.0Q$  προκύπτει για την διαδοκίδα φορτίο λειτουργίας  $q_{ser} = (3.5 + 5) \cdot 1.5 = 12.75 kN$ .

Βέλος κάμψης:  $\delta_{max} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot El}$  (4.1)

 $(4.1) \rightarrow \delta_{max} = 2.27 cm$ 

Στον Πίνακα 4.2 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις της κύριας και της δευτερεύουσας δοκού, όπως προέκυψε από την ανάλυση στο Sofistik, καθώς και τα αποτελέσματα της διαδοκίδας.

Πίνακας 4.2: Έλεγχος κατακόρυφων παραμορο	ρώσεων
---	--------

ΜΕΛΟΣ	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ $\delta_{max}$	$\delta_{\epsilon\pi}$	ΕΛΕΓΧΟΣ
Κύρια δοκός	5.72mm	30mm	ικανοποιείται

Δευτερεύουσα δοκός	7.87mm	35mm	ικανοποιείται
Διαδοκίδα	22.7mm	35mm	ικανοποιείται

# 4.2 Προσομοίωμα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

Πίνακας 4.3: Έλεγχος κατακόρυφων παραμορφώσεων

ΜΕΛΟΣ	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ $\delta_{max}$	$\delta_{\epsilon\pi}$	ΕΛΕΓΧΟΣ
Κύρια δοκός	3.80mm	30mm	ικανοποιείται
Δευτερεύουσα δοκός	5.75mm	35mm	ικανοποιείται
Διαδοκίδα	22.7mm	35mm	ικανοποιείται

# 5. Περιορισμός βλαβών

Από άποψη ελέγχων, ιδιαίτερη σημασία στα μεταλλικά πλαισιακά κτίρια έχει ο έλεγχος περιορισμού των βλαβών. Στα πλαίσια αυτού του ελέχγου προσδιορίζονται οι γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων κατά το συχνό σεισμό (με εδαφική επιτάχυνση 2.5 φορές μικρότερη από την επιτάχυνση του σεισμού σχεδιασμού). Ανάλογα με την ευαισθησία του οργανισμού πλήρωσης η γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων πρέπει να περιορίζεται στο 0.5% ή 0,7%.

# 5.1 Προσομοίωμα με συνδέσμους δυσκαμψίας



Σχήμα 5.1: Μετακινήσεις κόμβων κατά x (mm)



Σχήμα 5.2: Μετακινήσεις κόμβων κατά y (mm)

T/ -	1	<b>π</b> 1	,		,	,
Πινακας 5.	.1:	FYEASOC	νωνιακών	παραμο	οφώσεων	κατά χ
			100 . 001.200 .			

	Σχετικές μετακινήσεις	Γωνιακές παραμορφώσεις	Έλεγχος
1 <sup>ος</sup> Όροφος	2.88	0.00082	<0.005
2°ς Όροφος	3.35	0.00096	<0.005
3 <sup>ος</sup> Όροφος	3.37	0.00096	<0.005
4 <sup>ος</sup> Όροφος	3.00	0.00086	<0.005
5 <sup>ος</sup> Όροφος	2.40	0.00069	<0.005

Πίνακας 5.2: Έλεγχος γωνιακών παραμορφώσεων κατά y

	Σχετικές μετακινήσεις	Γωνιακές παραμορφώσεις	Έλεγχος
1 <sup>ος</sup> Όροφος	2.85	0.00081	<0.005
2°ς Όροφος	3.31	0.00095	<0.005
3ος Όροφος	2.71	0.00096	<0.005
4ος Όροφος	2.33	0.00067	<0.005
5°ς Όροφος	1.60	0.00046	<0.005

# 5.2 Προσομοίωμα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας



Σχήμα 5.3: Μετακινήσεις κόμβων κατά x (mm)



Σχήμα 5.4: Μετακινήσεις κόμβων κατά y (mm)

	Σχετικές μετακινήσεις	Γωνιακές παραμορφώσεις	Έλεγχος
1°ς Όροφος	9.04	0.0026	< 0.005
2°ς Όροφος	9.96	0.0028	<0.005
3ος Όροφος	7.50	0.0021	<0.005
4ος Όροφος	4.60	0.0013	<0.005
5°ς Όροφος	2.20	0.00063	<0.005

Πίνακας 5.3: Έλεγχος γωνιακών παραμορφώσεων κατά χ

Πίνακας 5.4: Έλεγχος γωνιακών παραμορφώσεων κατά γ

	Σχετικές μετακινήσεις	Γωνιακές παραμορφώσεις	Έλεγχος
1 <sup>ος</sup> Όροφος	4.58	0.0013	<0.005
2°ς Όροφος	6.52	0.0019	<0.005
3ος Όροφος	5.60	0.0016	<0.005
4 <sup>ος</sup> Όροφος	3.80	0.0010	<0.005
5 <sup>ος</sup> Όροφος	2.00	0.00057	<0.005

# 6 Σεισμική απόκριση κατασκευής

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης χρησιμοποιήθηκε η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης η οποία σε γενικές γραμμές περιλαμβάνει:

- Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
- Ιδιομορφική απόκριση, κατά την οποία με χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.
- Ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης. Η χρήση των φασμάτων όμως δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες δε συμβαίνουν ταυτόχρονα και δεν έχουν κατα ανάγκη το ίδιο πρόσημο. Για αυτό το λόγο οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος Χ συνδυάζονται σε αυτή την εργασία με τη μέθοδο CQC (Complete Quadratic Combination).
- Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης, για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού.

Η συμμετοχή των ιδιομορφών στη συνολική απόκριση της κατασκευής δεν εξίσου σημαντική για όλες τις κανονικές μορφές. Συνήθως η συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών είναι μικρή και μπορεί να αμεληθεί. Για αυτό ο αντισεισμικός σχεδιασμός γίνεται λαμβάνοντας υπόψη ορισμένες πρώτες μόνο ιδιομορφές.

Το κριτήριο που καθορίζει το ελάχιστο πλήθος ιδιομορφών που πρέπει να ληφθούν υπόψη βασίζεται στο ποσοστό της συνολικής μάζας που ενεργοποιείται κατά την κίνηση της κατασκευής σε αυτές τις κανονικές μορφές. Το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών που λαμβάνονται υπόψη πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμικής δράσης.

$$\sum_{i=1}^k m_i^* \ge 0.90 \cdot m_{tot}$$

(6.1)

όπου  $m_{tot}$ η συνολική μάζα που ενεργοποιείται στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού

Σημειώνεται η  $m_{tot}$  για την κατασκευή της εργασίας που διαθέτει υπόγειο με περιμετρικά τοιχώματα, το οποίο είναι πρακτικά απαραμόρφωτο, υπολογίζεται για τους ορόφους πάνω από την οροφή του υπογείου.

Στη συνέχεια δίνονται οι ιδιοπερίοδοι των ιδιομορφών και για τα δύο εξεταζόμενα προσομοιώματα καθώς και ενδεικτικά η μορφή των τεσσάρων πρώτων ιδιομορφών. Το ελάχιστο πλήθος των ιδιομορφών που απαιτήθηκε είναι 33 ιδιομορφές για κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας και 35 για κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας και για τις δύο διευθύνσεις σεισμού.

No.	LC Eigenvalue relativ	e omega frequency	period	21	27 6.4664E+03 0.00E+00	80.414	12.798	0.078
	[1/sec2] Erro	r [1/sec] [Hertz]	[sec]	22	28 7.4097E+03 0.00E+00	86.080	13.700	0.073
1	7 8.0670E+01 0.00E+00	8.982 1.429	0.700	23	29 7.8505E+03 0.00E+00	88.603	14.102	0.071
2	8 1.9632E+02 0.00E+00	14.011 2.230	0.448	24	30 1.0037E+04 0.00E+00	100.187	15.945	0.063
3	9 2.5580E+02 0.00E+00	15.994 2.545	0.393	25	31 1.0220E+04 0.00E+00	101.096	16.090	0.062
4	10 1.0318E+03 0.00E+00	32.122 5.112	0.196	26	32 1.0518E+04 0.00E+00	102.560	16.323	0.061
5	11 1.7804E+03 0.00E+00	42.194 6.715	0.149	27	33 1.2580E+04 0.00E+00	112.163	17.851	0.056
6	12 2.1146E+03 0.00E+00	45.985 7.319	0.137	28	34 1.3631E+04 0.00E+00	116.751	18.582	0.054
7	13 2.2370E+03 0.00E+00	47.297 7.527	0.133	29	35 1.6335E+04 0.00E+00	127.807	20.341	0.049
8	14 2.3321E+03 0.00E+00	48.292 7.686	0.130	30	36 1.7000E+04 0.00E+00	130.384	20.751	0.048
9	15 2.6165E+03 0.00E+00	51.151 8.141	0.123	31	37 1.7645E+04 1.56E-14	132.836	21.141	0.047
10	16 2.8998E+03 0.00E+00	53.850 8.571	0.117	32	38 1.8895E+04 2.16E-10	137.458	21.877	0.046
11	17 3.4382E+03 0.00E+00	58.636 9.332	0.107	33	39 1.8984E+04 1.17E-11	137.784	21.929	0.046
12	18 4.2096E+03 0.00E+00	64.882 10.326	0.097					
13	19 5.2430E+03 0.00E+00	72.409 11.524	0.087					
14	20 5.2884E+03 0.00E+00	72.721 11.574	0.086					
15	21 5.5716E+03 0.00E+00	74.643 11.880	0.084					
16	22 5.5806E+03 0.00E+00	74.704 11.889	0.084					
17	23 5.6419E+03 0.00E+00	75.113 11.955	0.084					
18	24 5.6472E+03 0.00E+00	75.148 11.960	0.084					
19	25 5.9927E+03 0.00E+00	77.412 12.321	0.081					
20	26 6.1186E+03 0.00E+00	78.221 12.449	0.080					

Πίνακας 6.1: Αποτελέσματα σεισμικής ανάλυσης για κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας

Πίνακας 6.2: Αποτελέσματα σεισμικής ανάλυσης για κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

No.	LC Eigenvalue	relative	omega	frequency	period	22	28 3.9656E+03	0.00E+00	62.973	10.023	0.100
	[1/sec2]	Error	[1/sec]	[Hertz]	[sec]	23	29 5.2435E+03	0.00E+00	72.412	11.525	0.087
1	7 1.2591E+01	0.00E+00	3.548	0.565	1.771	24	30 5.3388E+03	0.00E+00	73.067	11.629	0.086
2	8 5.4164E+01	0.00E+00	7.360	1.171	0.854	25	31 5.3652E+03	0.00E+00	73.247	11.658	0.086
3	9 6.1194E+01	0.00E+00	7.823	1.245	0.803	26	32 5.7011E+03	0.00E+00	75.506	12.017	0.083
4	10 1.6033E+02	0.00E+00	12.662	2.015	0.496	27	33 5.7078E+03	0.00E+00	75.550	12.024	0.083
5	11 3.1262E+02	0.00E+00	17.681	2.814	0.355	28	34 5.8954E+03	0.00E+00	76.781	12.220	0.082
6	12 4.2462E+02	0.00E+00	20.606	3.280	0.305	29	35 7.4566E+03	0.00E+00	86.352	13.743	0.073
7	13 6.3033E+02	0.00E+00	25.106	3.996	0.250	30	36 1.0456E+04	0.00E+00	102.256	16.275	0.061
8	14 6.3727E+02	0.00E+00	25.244	4.018	0.249	31	37 1.1252E+04	0.00E+00	106.074	16.882	0.059
9	15 8.2631E+02	0.00E+00	28.746	4.575	0.219	32	38 1.3488E+04	0.00E+00	116.139	18.484	0.054
10	16 9.0897E+02	0.00E+00	30.149	4.798	0.208	33	39 1.6620E+04	0.00E+00	128.920	20.518	0.049
11	17 9.8531E+02	0.00E+00	31.390	4.996	0.200	34	40 1.7386E+04	0.00E+00	131.856	20.986	0.048
12	18 1.2041E+03	0.00E+00	34.700	5.523	0.181	35	41 1.7616E+04	8.92E-15	132.725	21.124	0.047
13	19 1.3243E+03	0.00E+00	36.391	5.792	0.173						
14	20 1.7193E+03	0.00E+00	41.464	6.599	0.152						
15	21 1.8742E+03	0.00E+00	43.292	6.890	0.145						
16	22 1.9932E+03	0.00E+00	44.646	7.106	0.141						
17	23 2.4208E+03	0.00E+00	49.202	7.831	0.128						
18	24 3.3691E+03	0.00E+00	58.044	9.238	0.108						
19	25 3.4723E+03	0.00E+00	58.927	9.378	0.107						
20	26 3.4967E+03	0.00E+00	59.133	9.411	0.106						
21	27 3.5936E+03	0.00E+00	59.947	9.541	0.105						



Σχήμα 6.1: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης



Σχήμα 6.2: 2η ιδιομορφή ταλάντωσης



Σχήμα 6.3: 3η ιδιομορφή ταλάντωσης



Σχήμα 6.4: 4<br/>η ιδιομορφή ταλάντωσης

# 7 Συνδέσεις

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμενα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Η σύνδεση ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη, ενώ ο όρος κόμβος χρησιμοποιείται όταν η σύνδεση θεωρείται μαζί με την αντίστοιχη ζώνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεόμενων μελών.

Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε απλές συνδέσεις και συνδέσεις ροπής.

- Απλές συνδέσεις: Οι συνδέσεις αυτές παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις (αξονικές και τέμνουσες), χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές. Τέτοιου τύπου συνδέσεις διαθέτουν τα μεταλλικά κτίρια στα οποία η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται με κατάλληλη διαταξη κατακόρυφων συστημάτων δυσκαμψίας. (βλέπε Σχήμα 7.1)
- Συνδέσεις ροπής: Σε αυτόν τον τύπο συνδέσεων παραλαμβάνονται δυνάμεις και ροπές. Παράδειγμα αποτελούν οι πλαισιακές συνδέσεις δοκώνυποστυλωμάτων, οι οποίες μεταφέρουν μέσω πλαισιακής λειτουργίας την τέμνουσα και τη ροπή της δοκού στο υποστύλωμα και είναι απαραίτητες σε μεταλλικά κτίρια χωρίς κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. (βλέπε Σχήμα 7.2).



### Δυνατότητα μόρφωσης άρθρωσης

Σχήμα 7.1: Συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος σε αματάθετα πλαίσια

## Υποχρεωτικά μόρφωση σύνδεσης ροπής



Σχήμα 7.2: Συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος σε μεταθετά πλαίσια

Στο κεφάλαιο αυτό θα σχεδιαστούν οι συνδέσεις δοκού-διαδοκίδας, δοκούυποστυλώματος, η σύνδεση διαγώνιου μέλους καθώς και η έδραση του μεταλλικού υποστυλώματος στο υποστύλωμα σκυροδέματος του υπογείου. Ο σχεδιασμός των συνδέσεων πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια προγράμματος μεταλλικών συνδέσεων της εταιρείας LH Λογισμική, οι δυνατότητες του οποίου παρείχαν:

- ελέγχους σύμφωνα με τον EN3-1-8
- αναλυτική παρουσίαση αποτελεσμάτων
- παραγωγή σχεδίων CAD όψεων και τομών καθώς και επισκόπηση της σύνδεσης στο χώρο

# 7.1 Σύνδεση κύριας δοκού-διαδοκίδας με γωνιακά ελάσματα

Στην ενότητα αυτή υπολογίζεται η σύνδεση κύριας δοκού IPE360 και διαδοκίδας IPE300 με βάση τον EN-3 part1.8-Κεφ.3. Η σύνδεση αυτή ανήκει στην κατηγορία των συνδέσεων που δε μεταφέρουν ροπή. Ο υπολογισμός της γίνεται υπολογίζοντας τις αντοχές όλων των μερών της σύνδεσης, και συγκρίνοντας αυτές με τις αντίστοιχες δράσεις που καλούνται να αναλάβουν.

Οι έλεγχοι που απαιτούνται και γίνονται στο κύριο μέλος (κύρια δοκός) είναι:

- Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση.
- Αντοχή γωνιακών ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας.
- Αντοχή του κορμού της δοκού σε σύνθλιψη άντυγας.
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε διάτμηση.
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε απίσχιση.

Οι έλεγχοι που απαιτούνται στη δευτερεύουσα δοκό της σύνδεσης (διαδοκίδες) είναι:

- Αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση.
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων και του κορμού της δοκού σε σύνθλιψη άντυγας
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων και του κορμού της δοκού σε απόσχιση.
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε διάτμηση.
- Αντοχή της δοκού σε διάτμηση.

# 7.1.1 Γεωμετρία σύνδεσης

Διατομή	90.90.8
Ύψος διατομής (h)	90.00 mm
Πάχος κορμού (t)	8.00 mm
Επιφάνεια (Α)	$13.90 \text{ cm}^2$
Ακτίνα στρογγύλευσης (r)	15.00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

## Πίνακας 7.2: Στοιχεία τοποθέτησης γωνιακού σύνδεσης

Μήκος γωνιακού (L)	200.00 mm
Ανοχή γωνιακού (a)	10.00 mm
Κατακόρυφη θέση (v)	50.00 mm

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή (f <sub>u</sub> )	800 MPa
Όριο διαρροής (f <sub>y</sub> )	640 MPa
Ονομασία κοχλία	M16
Διάμετρος κοχλία (D)	16.00 mm
Ανοχή κοχλία (d <sub>0</sub> )	2.00 mm
Επιφάνεια (As)	201.00 mm <sup>2</sup>
Καθαρή επιφάνεια (A <sub>n</sub> )	157.00 mm <sup>2</sup>
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο (e1)	55.00
Κάθετη απόσταση (p1)	90.00

## Πίνακς 7.3: Δεδομένα κοχλιών και επί της κύριας δοκού και επί της διαδοκίδας

Απόσταση από άκρο (e <sub>2</sub> )	35.00
Οριζόντια απόσταση (p2)	0.00





Σχήμα 7.3: Όψεις σύνδεσης σε CAD



Σχήμα 7.4: Επισκόπηση σύνδεσης στος χώρο

## 7.1.2 Αποτελέσματα σύνδεσης

Η τέμνουσα δύναμη που καλείται να αναλάβει η σύνδεση είναι  $V_{Ed} = 64.18 kN$ .

## Έλεγχοι στηρίζοντος κύριου μέλους

A /	,	21
Αναπτυσσομενη	τεμνουσα	κογλια
• •	•	<i>1</i> 0

$F_{v.Ed} = 0$	64.18/4 =	16.05 <i>kN</i>
----------------	-----------	-----------------

Αντοχή σε διάτμηση κοχλία	$F_{v0,cRd} = 77.18kN > 16.05kN$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού	$F_{b,Lc,Rd} = 92.16kN > 16.05kN$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κύριου μέλους	$F_{b,c,Rd} = 92.16kN > 16.05kN$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική)	$V_{eff,2,Lc,Rd} = 343.71kN > 64.18kN$

## Έλεγχοι στηριζόμενης δοκού

Εισαγόμενη ροπή λόγω εκκεντρότητας: $M_{Ed} = 64.18 \cdot (0.035 + 0.008) = 2.76 kNm$ Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (κατακόρυφα):

$$F_{vy,b,Ed} = \frac{64.18}{2} = 32.09kN$$

Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (οριζόντια):

$$F_{vx.b.Ed} = \frac{M_{Ed}}{I_p} \cdot z = \frac{276}{2 \cdot 4.5^2} \cdot 4.5 = 30.67kN$$

Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (συνισταμένη):

 $F_{v,b,Ed} = \sqrt{32.09^2 + 30.67^2} = 44.39 kN$ 

Αντοχή σε διάτμηση κοχλία	$F_{v0,b,Rd} = 154.37 > 44.39kN$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού (κατακόρυα	$F_{by,b,Rd} = 92.16 > 32.09kN$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού (οριζόντια)	$F_{bx,b,Rd} = 80.21 > 30.67kN$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας δοκού(κατακόρυφα)	$F_{by,b,Rd} = 49.98 > 32.09kN$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας δοκού(οριζόντια)	$F_{bx,b,Rd} = 80.21 > 30.67kN$
Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική)	$V_{pl,L,Rd} = 434.17 > 64.18kN$
Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική)	$M_{pl,Rd} = 34.55 > 2.76 kNm$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική)	$V_{eff,2,Lb,Rd} = 343.71 > 64.18kN$
Αντοχή δοκού σε διάτμηση	$V_{pl,b,Rd} = 329.15 > 64.18kN$
Αντοχή δοκού σε κάμψη	$M_{pl,b,Rd} = 90.86 > 2.76 kNm$
Αντοχή δοκού σε απόσχιση	$V_{eff,2,b,Rd} = 167.11 > 64.18 kN$

# 7.2 Σύνδεση διαγωνίου μέλους

Για τη διαστασιολόγηση της σύνδεσης γίνονται οι παρακάτω έλεγχοι:

- έλεγχος σε διαρροή και θραύση διαγωνίου μέλους
- έλεγχος της κοχλίωσης σύνδεσης του διαγωνίου με το κομβοέλασμα
- έλεγχος σε τέμνουσα
- έλεγχος σε διάτμηση
- έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας διαγωνίου
- έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας ελάσματος σύνδεσης

## 7.2.1 Γεωμετρία σύνδεσης

Μήκος κομβοελάσματος (Lx1)	206.10mm
Πάχος συγκόλλησης (sy1)	10.00mm
Μήκος κομβοελάσματος (Lx2)	0.00mm
Πάχος συγκόλλησης (sy2)	10.00mm
Πάχος κομβοελάσματος (t)	15.00mm
Ποιότητα υλικού	\$355

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή (fu)	800 MPa
Όριο διαρροής (fy)	640 MPa
Ονομασία κοχλία	M16
Διάμετρος κοχλία (D)	16.00 mm
Ανοχή κοχλία (d <sub>0</sub> )	2.00 mm
Επιφάνεια (A <sub>s</sub> )	201.00 mm <sup>2</sup>
Καθαρή επιφάνεια (A <sub>n</sub> )	157.00 mm <sup>2</sup>
Αριθμός γραμμών κοχλιών	1
Αριθμός στηλών κοχλιών	3
Απόσταση από άκρο (e1)	40.00
Κάθετη απόσταση (p1)	60.00
Απόσταση από άκρο (e <sub>2</sub> )	46.00
Οριζόντια απόσταση (p2)	0.00

Πίνακας 7.5: Δεδομένα κοχλιών επί της διαγωνίου



Σχήμα 7.5: Όψη σύνδεσης σε CAD



Σχήμα 7.6: Επισκόπηση σύνδεσης στο χώρο

# 7.2.2 Αποτελέσματα σύνδεσης

Η αξονική δύναμη που καλείται να αναλάβει η σύνδεση είναι  $N_{Ed}=352.6kN.$ 

Έλεγχος διαγωνίου μέλους		
Αντοχή σε διαρροή	$N_{pl,Rd} = 1274.88kN > 352.6kN$	
Αντοχή σε θραύση	$N_{u,Rd} = 1331.51 > 1274.88kN$	

# Έλεγχοι κοχλίωσης

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία	$F_{v,Ed} = \frac{352.6}{8} = 44.08kN$
-------------------------------	--

Αντοχή σε διάτμηση κοχλία	$F_{\nu 0,d,Rd} = 77.18 > 44.08kN$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας διαγωνίου (συνολική)	$F_{b,d,Rd} = 47.08 > 44.08kN$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κομβοελάσματος	$F_{b,p,Rd} = 124.92 > 44.08kN$
Έλεγχος αντοχής κομβοελάσματος	
Αντοχή κομβοελάσματος (συνολική)	$N_{p.Rd} = 416.16 > 352.6kN$

Έλεγχος αμφίπλευρης συγκόλλησης κομβοελάσματος-δοκού		
Αναπτυσσόμενη ροπή (εντός επιπέδου συγκόλλησης)	$M_{w,Ed} = 0.00 kNm$	
Μέγιστη τάση συγκόλλησης κομβοελάσματος-δοκού	$\sigma_{w,b} = 85.5 MPa$	

Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης κομβοελάσματος-δοκού $f_{vw,d} = 207.8 MPa > 85.5 MPa$ Αντοχή συγκόλλησης (συνολική)  $N_{w,Rd} = 856.74 kN > 352.6 kN$ 

# 7.3 Σύνδεση ροπής κύριας δοκού σε υποστύλωμα

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ο κόμβος εξετάζεται ως ενιαίο σύνολο το οποίο απαρτίζεται από επιμέρους συστατικά μέρη (βλέπε πίνακα 7.6). Ο υπολογισμός της συνολικής αντοχής του γίνεται βάση πλαστικής ανάλυσης όλων των στοιχείων που απαρτίζουν τον κόμβο.

Πιο συγκεκριμένα η συνολική ροπή αντοχής  $M_{Rd}$  του κόμβου προκύπτει ως το άθροισμα των διαθέσιμων δυνάμεων  $F_{ti}$  κάθε σειράς κοχλιών επί την απόσταση  $d_i$  του καθενός από το κέντρο θλίψης,δηλαδή

$$M_{Rd} = \sum F_{ti} \cdot d_i$$

(7.1)

Πίνακας 7.6: Ελεχχόμενα στοιχεία για διάφορους τύπους έντασης

Ένταση	Θέση	Ελεγχόμενο συστατικό	Αντιστοιχία των Συμβολι- σμών στους πίνακες «Επί- λυση σύνδεσης»
Εφελκυ- στική ορθή δύναμη	а	Εφελκυσμός κοχλιών	2Bt,Rd
	b	Κάμψη μετωπικής πλάκας	Ft,t,ep
	С	Κάμψη πέλματος στύλου	Ft,t,fc
	d	Εφελκυσμός κορμού δοκού	Ft,t,wb
	е	Εφελκυσμός κορμού στύ- λου	Ft,t,wc
	f	Συγκόλληση πέλματος δο- κού σε μετωπική πλάκα	σw < σw <sub>Rd</sub>
Οριζόντια διατμητική δύναμη	h	Διάτμηση κορμού στύλου	Ft,v,wp

Θλιπτική ορθή δύναμη	j	Θλίψη πέλματος και κορμού δοκού	Ft,c,fb
	1	Θλίψη κορμού στύλου	Ft,c,wc
Κατακό- ρυφη διατμητική δύναμη	n	Συγκόλληση κορμού δοκού σε μετωπική πλάκα	TW < TW <sub>Rd</sub>
	p	Διάτμηση κοχλιών	Fv, Rd
	q	Αντοχή άντυγας	Fb,Rd

Τα εντατικά μεγέθη που πρέπει να παραλάβει η σύνδεση είναι ροπή  $M_{Ed} = 249.90 k Nm$  και τέμνουσα  $V_{Ed} = 159.70 k N$ 

### 7.3.1 Γεωμετρία σύνδεσης

Πίνακας 7.7: Γεωμετρικά στοιχεία μετωπικής πλάκας ποιότητας χάλυβα S235

Πλάτος πλάκας	300.00mm
Ύψος πλάκας	574.00mm
Πάχος πλάκας	30.00mm
Πάχος συγκόλλησης κορμού	7.00mm
Πάχος συγκόλλησης πέλματος	13.00mm
----------------------------	---------
----------------------------	---------

Ύψος κάτω	130.00mm	
Πάχος κορμού	10.00mm	
Μήκος πέλματος	260.00mm	
Πάχος πέλματος	17.50mm	
Μήκος κάτω	520.00mm	

Πίνακας 7.9: Δεδομένα κοχλιών

Ποιότητα κοχλιών	10.9	
Εφελκυστική αντοχή (f <sub>u</sub> )	1000 MPa	
Όριο διαρροής (fy)	900 MPa	
Ονομασία κοχλία	M20	
Διάμετρος κοχλία (D)	20.00 mm	
Ανοχή κοχλία (d <sub>0</sub> )	2.50 mm	
Επιφάνεια (As)	314.00 mm <sup>2</sup>	
Καθαρή επιφάνεια (A <sub>n</sub> )	245.00 mm <sup>2</sup>	



Σχήμα 7.7: Όψεις CAD σύνδεσης



Σχήμα 7.8: Απεικόνιση σύνδεσης στο χώρο

#### 7.3.2 Αποτελέσματα σύνδεσης

Τα εντατικά μεγέθη αντοχής της σύνδεσης προέκυψαν:

 $M_{j,Rd} = 317.30 k N m$  με λόγο ικανότητας  $m_j = 249.90/317.30 = 0.8$ 

 $V_{i,Rd} = 1182.7kN > 159.70kN$ 

## 7.4 Έδραση υποστυλώματος

Πρόκειται για σύνδεση ροπής με αξονική δύναμη και τέμνουσα. Ο υπολογισμός γίνεται στην ισχυρή διεύθυνση. Τα επιπλέον συστατικά μέρη της σύνδεσης αυτής είναι το υποστύλωμα από σκυρόδεμα C20/25 του υπογείου.

Τα εντατικά μεγέθει που καλείται να μεταφέρει η σύνδεση είναι ροπή  $M_{Ed} = 342kNm$ , αξονική δύναμη  $N_{Ed} = 2150kN$  και τέμνουσα  $V_{Ed} = 186.9kN$ .

#### 7.4.1 Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης

Πίνακας 7.10: Γεωμετρικά στοιχεία μετωπικής πλάκας ποιότητας χάλυβα S235

Μήκος πλάκας	500.00mm
Πλάτος πλάκας	672.00mm
Πάχος πλάκας	60.00mm
Πάχος συγκόλλησης κορμού	15.00mm
Πάχος συγκόλλησης πέλματος	28.00mm

Πίνακας 7.11: Δεδομένα αγκυρίων

Ποιότητα κοχλιών	10.9
Εφελκυστική αντοχή (f <sub>u</sub> )	1000 MPa
Όριο διαρροής (f <sub>y</sub> )	900 MPa

Ονομασία αγκυρίου	M27	
Διάμετρος αγκυρίου (D)	20.00 mm	
Ανοχή αγκυρίου (d <sub>0</sub> )	2.50 mm	
Επιφάνεια (As)	573.00 mm <sup>2</sup>	
Καθαρή επιφάνεια (A <sub>n</sub> )	459.00 mm <sup>2</sup>	



Σχήμα 7.9: Όψεις CAD σύνδεσης



Σχήμα 7.10: απεικόνιση σύνδεσης στο χώρο

## 7.4.2 Αντοχή σύνδεσης

 $N_{j,Rd} = 2569.5kN$  με λόγο ικανότητας  $M_{j,Rd} = 503.6kNm$  με λόγο ικανότητας  $V_{j,Rd} = 2750.4kN > 186.9kN$ 

 $n_j = 2150/2569.5 = 0.84$  $m_j = 342/503.6 = 0.68$ 

## 8 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Στις προηγούμενες ενότητες έγινε διαστασιολόγηση της κατασκευής για δύο περιπτώσεις φορέων με ύπαρξη και μη συνδέσμων δυσκαμψίας. Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται σύγκριση των δύο αυτών φορέων ως προς το συνολικό βάρος των διατομών των μελών που επιλέχθηκαν (και κατ' επέκταση της οικονομικότητας των δύο επιλογών) καθώς και σύγκριση της σεισμικής απόκρισης και των μετακινήσεων των ορόφων.

## 8.1 Σύγκριση ίδιου βάρους κατασκευής

Με συνδέσμ	ιους δυσκαμψία	5	
Μέλος	Διατομή	Βάρος (kg/m)	ΣΥΝΟΛΙΚΟ(t)
Υποστύλωμα	HEB 400	155	75,95
Κύρια δοκός	IPE360	57,1	33,92
Κύρια δοκός (στοά)	HEB260	93	3,35
Δευτ. δοκός	IPE 330	49,1	27,89
Διαδοκίδα	IPE 300	42,2	53,93
Χιαστί	HEB 140	33,7	6,45
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (t)</b>			201,49

Πίνακας 8.1: Συνολικό βάρος κατασκευών (t)

Χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας			
ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	BAPOΣ (Kg/m)	BAPOΣ (t)
Υποστύλωμα	HEM 400	256	125,44
Κύρια δοκός	HEB 260	93	55,24
Κύρια δοκός (στοά)	HEB300	117	4,21
Δευτ. δοκός	IPE 360	57,1	32,43
Διαδοκίδα	IPE 300	42,2	53,93
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (t)		271,26	

Στο Σχήμα 8.1 φαίνονται τα αποτελέσματα του Πίνακα 8.1. Το συνολικό ποσοστό αύξησης του βάρους της διατομής είναι της τάξεως του 34.63%. Το ποσοστό αυτό αναμαίνεται να αυξηθεί αν ληφθούν υπόψη και τα ελάσματα και οι κοχλίες που χρησιμοποιήθηκαν για τις συνδέσεις των δύο κατασκευών. Το συμπέρασμα αυτό προκύπτει από το γεγονός ότι οι συνδέσεις ροπής που τοποθετούνται στο φορέα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας απαιτούν ελάσματα μεγαλύτερου εμβαδού και κοχλίες μεγαλύτερης διαμέτρου και ποιότητας σε σχέση με τις συνδέσεις τέμνουσας του φορέα με κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας.



Σχήμα 8.1: Βάρος κατασκευής (t)

## 8.2 Σύγκριση ιδιομορφών

Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.1 και 6.2 του κεφαλαίου 6 που παρουσιάζει τη σεισμική απόκριση των κατασκευών παρατηρούμε την αύξηση των ιδιοπεριόδων της κατασκευής με την αφαίρεση των συνδέσμων δυσκαμψίας. Το συμπέρασμα αυτό είναι εύλογο καθώς κινητοποιείται μεγαλύτερη μάζα κατά την ταλάντωση της κατασκευής και ταυτόχρονα ο φορέας διαθέτει μειωμένη δυσκαμψία.

### 8.3 Σύγκριση μέγιστων μετακινήσεων ορόφων

Η σύγκριση των δύο κτιρίων συνεχίζεται με σύγκριση των μέγιστων συνολικών μετακινήσεων ανά όροφο όπως προέκυψε από την ανάλυση με το στατικό πρόγραμμα για τους σεισμικούς συνδυασμούς. Παρακάτω δίνονται τα αποτελέσματα των μέγιστων μετακινήσεων των ορόφων.



Σχήμα 8.2: Μέγιστες μετακινήσεις κατα x, αριστερά με συνδέσμους δυσκαμψίας και δεξιά χωρίς



Σχήμα 8.3: Μέγιστες μετακινήσεις κατα y, αριστερά με συνδέσμους δυσκαμψίας και δεξιά χωρίς

Γίνεται αντιληπτό ότι οι μετακινήσεις στο κτίριο με τα μεταθετά πλαίσια είναι πολύ μεγαλύτερες από ότι στα αμετάθετα πλαίσια του κτιρίου με κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Οι αυξημένες μετακινήσεις των ορόφων θα οδηγήσουν σε μεγαλύτερες βλάβες στην κατασκευή λόγω παραμορφώσεων.

ΠΟΣΟΣΤΑ ΑΥΞΗΣΗΣ%			
	$\Delta$ max,x (mm)	$\Delta$ max,y (mm)	
1ος ΟΡΟΦΟΣ	103,58%	43,51%	
2ος ΟΡΟΦΟΣ	108,98%	65,19%	
3ος ΟΡΟΦΟΣ	113,10%	69,95%	
4ος ΟΡΟΦΟΣ	90,76%	66,80%	
5ος ΟΡΟΦΟΣ	72,02%	62,96%	

Πίνακας 8.2: Ποσοστά αύξησης των μετακινήσεων στις δύο διευθύνσεις

## 9 Συμπεράσματα

συμβατικός σγεδιασμός πενταώροφου 0 του μεταλλικού κτιρίου πραγματοποιείται με βάση την επάρκειά του τόσο σε οριακές καταστάσεις αστοχίας όσο και σε οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, σύμφωνα με τις διατάξεις που ορίζει ο Ευρωκώδικας 3. Η ανάλυση των δύο μορφώσεων του φορέα έγινε με χρήση των ίδιων προεπιλεγμένων διατομών για κάθε μέλος, με θεωρία 1<sup>ης</sup> τάξης καθώς οι συνδέσεις είναι επαρκώς δύσκαμπτες ώστε να μη λαμβάνονται υπόψην επιρροές 2<sup>ας</sup> τάξης (μη γραμμική συμπεριφορά). Στη συνέχεια λήφθηκαν από την ανάλυση τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσουν τα μέλη για κάθε περίπτωση και ακολούθησε η διαδικασία της διαστασιολόγησης. Σκοπός της διαστασιολόγησης είναι η εξασφάλιση της επάρκειας, της λειτουργικότητας αλλά ταυτόχρονα και η βελτιστοποίηση της οικονομικότητας του κτιρίου.

Μελετώντας τα αποτελέσματα της ανάλυσης και της διαστασιολόγησης των δύο κτιρίων καταλήγουμε σε ορισμένα συμπεράσματα σχετικά με τα σημεία στα οποία υπερτερεί η μόρφωση του κτιρίου με τα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Αρχικά η παρουσία δύσκαμπτων φατνωμάτων στο κτίριο εξασφαλίζει την πλευρική ευστάθεια του κτιρίου και την ασφαλή μεταφορά των οριζόντιων δράσεων στη θεμελίωση. Έτσι το κτίριο με τα κατακόρυφα χιαστί παρουσιάζει καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά καθώς οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής, οι μετακινήσεις και οι γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων είναι μειωμένες σε σχέση με το κτίριο που αποτελείται από μεταθετά πλαίσια. Τέλος, η έλλειψη συνδέσμων δυσκαμψίας οδηγεί σε αυξημένα εντατικά μεγέθη (κυρίως των καμπτικών ροπών για τους σεισμικούς συνδυασμούς) και κατ' επέκταση σε μεγαλύτερες διατομές που αυξάνουν το ίδιο βάρος της κατασκευής. Η αύξηση του ίδιου βάρους καθώς και η απαίτηση για διαμόρφωση συνδέσεων ροπής στους κόμβους οδηγεί σε αυξημένου κόστους κατασκευές που δεν εκπληρώνουν το σκοπό του σχεδιασμού των κτιρίων.

Από κάθε εξεταζόμενη πλευρά η κατάλληλη τοποθέτηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας οδηγεί σε σχεδιασμό κτιρίων με καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά, και μεγαλύτερη οικονομικότητα. Η λύση ενός μικτού συστήματος όπου στη διεύθυνση των κύριων φορέων οι οριζόντιες δράσεις θα παραλαμβάνονται μέσω της πλαισιακής τους λειτουργίας και στην εγκάρσια διεύθυνση μέσω δύσκαμπτων φατνωμάτων αποτελεί μία επιλογή μόρφωσης των μεταλλικών κτιρίων που μπορεί να εξισορροπήσει την απαίτηση για βελτιστοποίηση της λειτουργικότητας και οικονομικότητας των κτιρίων.

# 10 Βιβλιογραφία

- Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. (2013) «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- Βάγιας Ι. (2010) « Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», 3<sup>η</sup> έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- Τάσιος Θ, Γιαννοπουλος Π, Τρέζος Κ, Τσουκάντας Σ. (2005) «Ωπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τον νέο ελληνικό κανονισμό σκυροδέματος», Εκδοση Ε.Μ.Πολυτεχνείου, Αθήνα
- 4. Ψυχάρης Ι, (2016) «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Τεύχος 1, Εκδόσεις Ε.Μ.Πολυτεχνείου, Αθήνα
- 5. Μαλακάτας Ν, Τρέζος Κ, (2011) «Εκπαιδευτικές σημειώσεις για χρήση των Ευρωκωδίκων», ΙΕΚΕΜ-Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος
- Σύλλογος πολιτικών μηχανικών Ελλάδος, (2001)«Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός 2000», Έκδοση Οργανισμού αντισεισμικού σχεδιασμού και προστασίας
- 7. EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002
- 8. EN1991-1-1, Eurocode 1: «Action on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
- 9. EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
- 10. EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004
- 11. EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structure, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005
- 12. EN1998-1, Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004
- 13. LH Λογισμική (2017) «Σχεδιασμός κόμβων μελών από δομικό χάλυβα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (Μέρος 1.8)», Εγχειρίδιο χρήσης
- 14. <u>www.mycourses.ntua</u>: Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Σιδηρές κατασκευές Ι»
- 15. <u>www.mycourses.ntua</u>: Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Σιδηρές κατασκευές ΙΙ»
- 16. Χατζηνικολάου Ε. (2014), «Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας», Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- 17. Πατσής Ε. (2014), «Σχεδιασμός 6-όροφου εμπορικού κέντρου με κτίρια από μεταλλικό σκελετό», Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- 18. Μπομπότη Ν. (2012), «Σχεδιασμός πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας», Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα