

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ



Πτυχιακή εργασία

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ

Ευδοκία Δημητρίου

Λεμεσός 2016

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΓΕΩΠΛΗΡΟΦΟΡΙΚΗΣ

Πτυχιακή εργασία

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ

Ευδοκία Δημητρίου

Σύμβουλος καθηγητής
Δρ. Χρύσης Παπαλεοντίου

Λεμεσός 2016

Πνευματικά δικαιώματα

Copyright © Ευδοκία Δημητρίου, 2016

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Η έγκριση της πτυχιακής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Γεωπληροφορικής του Τεχνολογικού Πανεπιστημίου Κύπρου δεν υποδηλώνει απαραίτητως και αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα εκ μέρους του Τμήματος.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον επιβλέποντα καθηγητή μου, Δρ. Χρύση Παπαλεοντίου, για τις γνώσεις που μου μετέφερε και την επιστημονική καθοδήγηση του προς την εκπόνηση της παρούσας εργασίας.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε κατά το ακαδημαϊκό έτος 2015/2016, στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Γεωπληροφορικής και έχει ως σκοπό την στατική και αντισεισμική ανάλυση και σχεδιασμό ενός θεωρητικού μεταλλικού πλαισίου στην περιοχή Λευκωσίας, Κύπρος. Η μελέτη έγινε βάση των αρχών που προτείνουν οι Ευρωκώδικες 0,1,3 και 8. Η ανάλυση έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος STAAD.Pro, που είχε αναπτυχθεί αρχικά από την εταιρεία Research Engineers International.

Η εργασία αποτελείται από τέσσερα κεφάλαια. Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι βασικές αρχές των Ευρωκώδικων 0, 1, 3 και 8, σύμφωνα με τις οποίες θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση και ο σχεδιασμός του φορέα υπό μελέτη.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μια σύντομη περιγραφή του προγράμματος STAAD.Pro με το οποίο πραγματοποιείται η ανάλυση και ο σχεδιασμός της κατασκευής. Παρουσιάζονται οι μέθοδοι που μπορεί να εκτελέσει το πρόγραμμα όσον αφορά τη στατική ανάλυση, την ανάλυση για τα φαινόμενα δεύτερης τάξης αλλά και τη δυναμική-φασματική ανάλυση και το σύστημα συντεταγμένων.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το μοντέλο της κατασκευής, όπου γίνεται προσδιορισμός των απαραίτητων για την ανάλυση δεδομένων σύμφωνα με τις αρχές που αναφέρονται στο πρώτο κεφάλαιο. Καθορίζονται τα φορτία που δρουν στη κατασκευή και ο τρόπος με τον οποίο μεταφέρονται σ' αυτή.

Στο τέταρτο κεφάλαιο που ίσως είναι και το ουσιαστικότερο, προσδιορίζονται οι διατομές που βρέθηκαν από τον προκαταρκτικό σχεδιασμό για φορτία βαρύτητας, γίνεται ο αντισεισμικός σχεδιασμός των δυσμενέστερων μελών του φορέα με την ιδιομορφική μέθοδο φασματικής απόκρισης και με την μέθοδο της ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης. Συγκεκριμένα γίνεται ο έλεγχος των μελών από δομικό χάλυβα, σε επίπεδο διατομής και μέλους καθώς και έλεγχος επιρροής των φαινομένων δεύτερης τάξης.

ABSTRACT

This thesis was elaborated during the academic year 2015/2016, at the Department of Civil Engineering and Geomatics and has as purpose the static and seismic analysis and design of a theoretical steel frame in the area of Nicosia, Cyprus. The study was based on the principles suggested by Eurocode 0, 1, 3 and 8. The analysis was performed using the program STAAD.Pro, originally developed by the International Research company Engineers.

The work consists of four chapters. The first chapter presents the basic principles of Eurocodes 0, 1, 3 and 8, according to which the analysis and the design of the frame will take place.

The second chapter is a brief description of the STAAD.Pro program which carried out the analysis and design of the construction. The methods that the program can carry out are presented, which is the static analysis, analysis for second order effects and dynamic-spectral analysis and also the coordinate system.

In the third chapter, the model of the structure is presented; the necessary data for analysis is determined in accordance with the principles mentioned in the first chapter. The loads acting on the construction and the way in which they are transferred are determined.

In the fourth chapter, which perhaps is the most essential, the cross-sections are found from the preliminary design for gravity loads; the seismic design is carried out for the most critical members of the frame with the modal response spectrum method and the method of equivalent horizontal load. Specifically the members of structural steel are tested in cross sectional and state level and check the influence of second order effects.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	iv
ABSTRACT	v
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ	vi
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ	x
ΑΠΟΔΟΣΗ ΟΡΩΝ	xii
ΕΙΣΑΓΩΓΗ	xiii
1. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	1
1.1 Απαιτήσεις.....	1
1.2 Ανάλυση	1
1.2.1 Μέθοδοι ανάλυσης	1
1.2.2 Ελαστική καθολική ανάλυση	2
1.2.3 Πλαστική καθολική ανάλυση.....	2
1.3 Δράσεις.....	3
1.3.1 Οριακές καταστάσεις σχεδιασμού.....	3
1.3.1.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας	3
1.3.1.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	5
1.4 Σεισμικά Φορτία.....	6
1.4.1 Εδαφική κίνηση.....	6
1.4.2 Φάσμα Απόκρισης.....	6
1.4.3 Φάσμα Σχεδιασμού.....	7
1.4.4 Θεμελιώδης απαιτήσεις.....	8
1.4.5 Κριτήρια συμμόρφωσης	9
1.4.6 Δράσεις σεισμού.....	9
1.4.7 Μέθοδοι Ανάλυσης αντισεισμικού σχεδιασμού.....	12

1.4.7.1 Μέθοδος ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης.....	12
1.4.7.2 Μέθοδος ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης	14
1.4.8 Συντελεστής συμπεριφοράς q	15
1.5 Τύπο Μεταλλικών Πλαισίων.....	17
1.5.1 Συνεχή πλαίσια μεταφοράς ροπής (moment resisting frames).....	17
1.5.2 Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους (centrically braced frames).....	18
1.5.2.1 Σεισμικός σχεδιασμός κάθετων διαγώνιων συνδέσμων.....	19
1.5.2.2 Σεισμικός σχεδιασμός δοκών και υποστυλωμάτων	20
1.5.3 Πλαίσια με έκκεντρους διαγώνιους συνδέσμους (eccentrically braced frames).....	21
1.6 Πλαισιακή Κατάταξη	22
1.6.1 Ενισχυμένα ή μη ενισχυμένα πλαίσια με κατακόρυφα διαγώνια μέλη (braced or unbraced)	22
1.6.2 Μεταθετά ή αμετάθετα πλαίσια (sway or non-sway).....	24
1.6.2.1 Ελαστική ανάλυση 2 ^{ης} τάξης.....	25
1.6.2.2 Επίδραση ατελειών	27
2. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ	29
2.1 Παραδοχές προγράμματος.....	29
2.2 Σύστημα συντεταγμένων	29
2.2.1 Καθολικό σύστημα συντεταγμένων	30
2.2.2 Τοπικό σύστημα συντεταγμένων.....	32
2.2.3 Άξονες στο STAAD σε σχέση με τον EC3	32
2.3 Φορτία	33
2.4 Ανάλυση	33
2.4.1 Ανάλυση με τη μέθοδο δυσκαμψίας	34
2.4.2 Ανάλυση δεύτερης τάξης	34
2.4.2.1 Ανάλυση P-Delta φαινομένων.....	34

2.4.2.2 Ανάλυση με τον συντελεστή λυγισμού (Buckling Analysis).....	34
2.4.3 Επίδραση Ατελειών	34
2.4.4 Δυναμική Ανάλυση	35
2.4.4.1 Φάσμα Απόκρισης.....	35
3. ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	36
3.1 Γεωμετρία φορέα.....	36
3.2 Ιδιότητες υλικών	39
3.3 Φορτία	40
3.4 Κατανομή φορτίων	40
4. ΑΝΑΛΥΣΗ, ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ	42
4.1 Διαστασιολόγηση φορέα	42
4.2 Σεισμική Ανάλυση και Σχεδιασμός.....	43
4.2.1 Σεισμικά στοιχεία κτιρίου	43
4.2.2 Ιδιομορφική μέθοδος φασματικής απόκρισης.....	44
4.2.2.1 Έλεγχος δοκών (STAAD.Pro).....	45
4.2.2.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων (STAAD.Pro)	46
4.2.2.3 Έλεγχος κατακόρυφων διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας (STAAD.Pro).....	47
4.2.2.4 Έλεγχος οριζόντιων διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας (STAAD.Pro).....	48
4.2.3 Μέθοδος ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης.....	49
4.2.3.1 Φορτίο σχεδιασμού.....	49
4.2.3.2 Σεισμική μάζα.....	49
4.2.3.3 Τέμνουσα βάση.....	50
4.2.3.4 Έλεγχος για φαινόμενα δεύτερης τάξης.....	51
4.2.3.5 Έλεγχος διαγώνιων μελών δυσκαμψίας	52
4.2.3.6 Έλεγχος Δοκών.....	54
4.2.3.7 Έλεγχος Υποστυλωμάτων	55

4.2.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων σεισμικής ανάλυσης.....	57
4.3 Συμπεράσματα.....	60
5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	61

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1.1: Συνιστώμενες τιμές συντελεστών ψ για κτίρια (EC 0).....	4
Πίνακας 1.2: Μεταβλητά φορτία στα κτίρια (EC 1).....	5
Πίνακας 1.3: Κατηγορία σπουδαιότητας των κτιρίων (EC 8).....	11
Πίνακας 1.4: Τύποι εδάφους (EC 8).....	12
Πίνακας 1.5: Επιπτώσεις της δομικής κανονικότητας στη σεισμική ανάλυση και σχεδιασμό (EC 8).....	14
Πίνακας 1.6: Ανώτατο όριο τιμών του συντελεστή συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά καθ' ύψος (EC 8).....	16
Πίνακας 1.7: Απαιτούμενη κλάση διατομής μελών (EC 8).....	16
Πίνακας 1.8: Προτεινόμενη ανάλυση με βάση το είδος πλαισίου (EC 3).....	24
Πίνακας 4.1: Μέγιστη επιτάχυνση εδάφους με βάση την σεισμική ζώνη.....	44
Πίνακας 4.2: Στοιχεία ιδιομορφών της κατασκευής.....	45
Πίνακας 4.3: Έλεγχος ικανότητας δοκών (STAAD.Pro).....	45
Πίνακας 4.4: Έλεγχος ικανότητας υποστυλωμάτων (STAAD.Pro).....	46
Πίνακας 4.5: Έλεγχος ικανότητας κατακόρυφων μελών (STAAD.Pro).....	47
Πίνακας 4.6: Έλεγχος ικανότητας οριζόντιων μελών (STAAD.Pro).....	48
Πίνακας 4.7: Φορτία βαρύτητας φορέα	49
Πίνακας 4.8: Ολικό φορτίο σεισμού	49
Πίνακας 4.9: Ισοδύναμες οριζόντιες δυνάμεις στη βάση κάθε ορόφου.....	51
Πίνακας 4.10: Έλεγχος φαινομένων δεύτερης τάξης.....	52
Πίνακας 4.11: Εντατικά μεγέθη διαγώνιων μελών (STAAD.Pro).....	53
Πίνακας 4.12: Εντατικά μεγέθη δοκών (STAAD.Pro).....	54
Πίνακας 4.13: Εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων (STAAD.Pro).....	55
Πίνακας 4.14: Σχετικές μετακινήσεις ορόφων σε κάθε μέθοδο ανάλυσης	57

Πίνακας 4.15: Έλεγχος ικανότητας δοκών (STAAD.Pro).....	58
Πίνακας 4.16: Έλεγχος ικανότητας υποστυλωμάτων (STAAD.Pro).....	58
Πίνακας 4.17: Έλεγχος ικανότητας κατακόρυφων μελών (STAAD.Pro).....	59
Πίνακας 4.18: Έλεγχος ικανότητας οριζόντιων μελών (STAAD.Pro).....	59

ΑΠΟΔΟΣΗ ΟΡΩΝ

CBF	Πλαίσιο με κεντρικούς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας
MRF	Συνεχές πλαίσιο μεταφοράς ροπής

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η παρούσα εργασία έχει ως στόχο την μελέτη ενός θεωρητικού μεταλλικού πλαισίου υπό την επίδραση της σεισμικής δράσης. Η μελέτη περιλαμβάνει την ανάλυση και τον σχεδιασμό του φορέα στα στάδια πριν και μετά που θα εφαρμοστεί η σεισμική δράση στο κτίριο. Αρχικά γίνεται προσδιορισμός των φορτίων βαρύτητας που δρουν στη κατασκευή, όπως το ίδιο βάρος των μελών και η πλάκα από σκυρόδεμα.

Γίνεται προκαταρκτική μελέτη με σκοπό την εύρεση των διατομών των μελών που θα ικανοποιούν το φορτίο σχεδιασμού λόγω των φορτίων βαρύτητας, σε επίπεδο διατομής και επίπεδο μέλους. Το κτίριο μοντελοποιείται με τη βοήθεια του προγράμματος STAAD.Pro και από αυτό ελέγχονται εάν οι διατομές που επιλέχθηκαν ικανοποιούν τις αρχές που περιλαμβάνονται στους Ευρωκώδικες. Στην συνέχεια εφαρμόζεται το φορτίο σεισμού, αφού καθοριστούν όλα τα αναγκαία δυναμικά στοιχεία που χρειάζονται για την δυναμική ανάλυση του φορέα. Το κτίριο καλείται να παραλάβει το σύνολο όλων των κατακόρυφων και οριζόντιων δράσεων.

Επιπλέον ελέγχεται το ενδεχόμενη εμφάνιση φαινομένων δεύτερης τάξης. Η πλευρική ευστάθεια του πλαισίου εξασφαλίζεται από κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, αλλά και από οριζόντια μέλη που συνεισφέρουν στη διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων των οροφών. Από τον τρόπο εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας οι φορείς διακρίνονται σε μεταθετά ή αμετάθετα πλαίσια. Στα μεταθετά πλαίσια η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται από το ίδιο το πλαίσιο, ενώ στα αμετάθετα εξασφαλίζεται από τα στοιχεία δυσκαμψίας. Συνεπώς οι οριζόντιες δυνάμεις, στην πρώτη περίπτωση, παραλαμβάνονται από το ίδιο το πλαίσιο, ενώ στην δεύτερη περίπτωση από τους συνδέσμους δυσκαμψίας.

1. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Στο παρόν κεφάλαιο αναφέρονται οι βασικές αρχές που διέπουν την ανάλυση και το σχεδιασμό μεταλλικών κατασκευών, σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 0,1, 3,8.

1.1 Απαιτήσεις

Ένα δόμημα πρέπει να μελετάται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε κατά τη διάρκεια ζωής του:

- να παραμένει κατάλληλο για την χρήση για την όποια προορίζεται,
- να αναλαμβάνει όλες τις δράσεις και επιρροές, οι οποίες είναι ενδεχόμενο να συμβούν κατά τη διάρκεια κατασκευής και χρήσης του με κατάλληλους βαθμούς αξιοπιστίας και με οικονομικό τρόπο.

1.2 Ανάλυση

1.2.1 Μέθοδοι ανάλυσης

Οι εσωτερικές δυνάμεις και ροπές σε μια κατασκευή μπορούν να υπολογιστούν χρησιμοποιώντας τις εξισώσεις στατικής ισορροπίας. Μπορούν γενικά να προσδιορίζονται χρησιμοποιώντας :

- Ελαστική καθολική ανάλυση, όπου χρησιμοποιείται σ' όλες τις περιπτώσεις,
- Πλαστική καθολική ανάλυση, όπου χρησιμοποιείται μόνο όταν υπάρχει ικανοποιητική δυνατότητα στροφής στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων,

είτε,

- Θεωρία πρώτης τάξης, βάσει της αρχικής γεωμετρίας του φορέα.
- Θεωρία δεύτερης τάξης, λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή της παραμόρφωσης του φορέα.

Επιπλέον οι πραγματικές ιδιότητες του υλικού, ιδίως όσον αφορά την τάση διαρροής και, ενδεχομένως, τη δύναμη που εφαρμόζεται, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά τον έλεγχο, δηλαδή εάν οι δυνάμεις που εφαρμόζονται στα μέλη υπερβαίνουν ή μη, την αντίσταση αντοχής των διατομών και των μελών τους.

1.2.2 Ελαστική καθολική ανάλυση

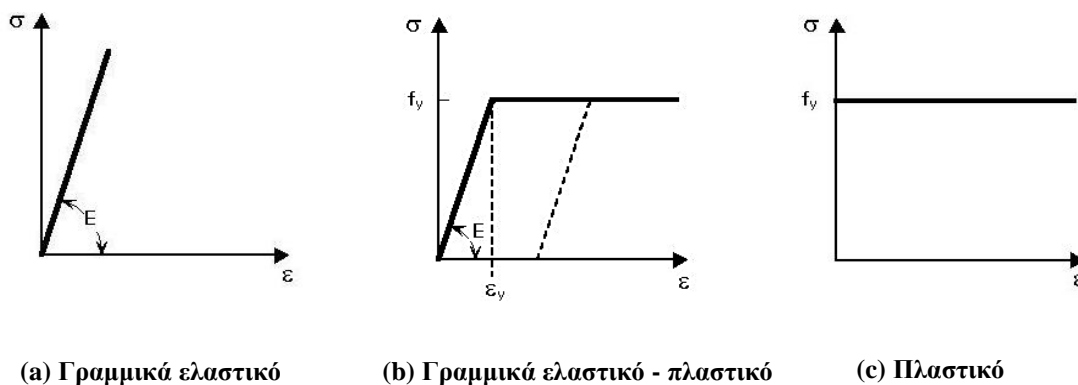
Ελαστική καθολική ανάλυση βασίζεται στην υπόθεση ότι η σχέση τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων του υλικού είναι γραμμική, όποια και να είναι η στάθμη της τάσης. Οι ανηγμένες παραμορφώσεις ε είναι μικρές.

Η επίλυση γίνεται με βάση την αρχική, απαραμόρφωτη γεωμετρία του, και συγκεκριμένα με βάση τη θεωρία 1^{ης} τάξης. Αυτή η υπόθεση μπορεί να διατηρείται και για τις δύο πρώτης τάξης και δεύτερης τάξης ελαστική ανάλυση, ακόμα και όπου η αντοχή της διατομής βασίζεται στη πλαστική της αντοχή.

1.2.3 Πλαστική καθολική ανάλυση

Πλαστική ελαστική ανάλυση βασίζεται στην υπόθεση ότι ο φορέας βρίσκεται στην κατάσταση τελικής αστοχίας και υπολογίζεται το φορτίο αστοχίας με προσεγγιστικούς τρόπους. Οι ανηγμένες παραμορφώσεις είναι μεγάλες. Η επίλυση γίνεται με βάση την απαραμόρφωτη γεωμετρία του φορέα, αλλά λαμβάνονται υπόψη ανελαστικές παραμορφώσεις. Γίνεται με βάση της θεωρίας 1^{ης} τάξης.

Προϋποθέσεις για την εφαρμογή της πλαστικής ανάλυσης είναι η αποφυγή πρόωρης απώλειας ευστάθειας, δηλαδή οι λυγηρότητες έναντι των αντίστοιχων μορφών αστοχίας όπως τοπικός, καμπτικός και στρεπτοκαμπτικός λυγισμός και σε άλλα να είναι μικρές.



Σχήμα 1.1: Διαγράμματα τάσεως - ανηγμένης παραμόρφωσης

1.3 Δράσεις

Οι δράσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EC1 διακρίνονται σε μόνιμες δράσεις (G) που προέρχονται από τα ίδια βάρη των δομημάτων και μεταβλητές δράσεις (Q) που οφείλονται σε επιβαλλόμενα φορτία ανάλογα με τη χρήση του φορέα, σε φορτία άνεμου, φορτία χιονιού και σε τυχηματικές δράσεις (A) δράσεις που είναι συνήθως μικρής διάρκειας αλλά σημαντικές σε τιμή, όπως και οι σεισμικές δράσεις.

1.3.1 Οριακές καταστάσεις σχεδιασμού

Η αρχή σχεδιασμού των μεταλλικών κατασκευών βασίζεται στη μέθοδο των οριακών καταστάσεων, κατά την οποία η κατασκευές σχεδιάζονται και ελέγχονται ώστε να ανταποκρίνονται σε όλες τις χρήσεις και φάσεις της κατασκευής. Οι οριακές καταστάσεις που λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό είναι:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

1.3.1.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Η οριακή κατάσταση αστοχίας συνδέεται με κατάρρευση ή παρόμοιους τρόπους αστοχίας του δομήματος και αφορούν την ασφάλεια της ίδιας της κατασκευής αλλά και των προσώπων εντός αυτής. Πρέπει να εξασφαλιστεί ότι η μέγιστη αντοχή της κατασκευής (ή μέλη της κατασκευής) είναι επαρκής για να αντέξει τις μέγιστες δράσεις που θα επιβληθούν σε αυτήν με ένα λογικό περιθώριο ασφαλείας.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας περιλαμβάνουν:

- απώλεια της στατικής ισορροπίας ενός στοιχείου ή του συνόλου του φορέα
- θραύση
- απώλεια ευστάθειας λόγω φαινομένων δεύτερης τάξης
- αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων και έναντι κόπωσης

Ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας γίνεται συγκρίνοντας εντατικό μέγεθος από τις δράσεις σχεδιασμού E_d , με την αντίστοιχη αντίσταση σχεδιασμού R_d .

$$E_d \leq R_d \quad (1.1)$$

Οι τιμές σχεδιασμού προκύπτουν από το συνδυασμό δράσεων με βάση τον Ευρωκώδικα EC0. Σχεδιάζονται για το δυσμενέστερο πιθανό συνδυασμό δράσεων για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

- Συνδυασμός βασικών δράσεων

$$E_d = \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ " + " } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ " + " } \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.2)$$

- Συνδυασμός δράσεων για σεισμικό σχεδιασμό

$$E_d = \sum G_{k,j} \text{ " + " } A_{Ed} \text{ " + " } \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1.3)$$

Στις τυχηματικές δράσεις εντάσσεται και ο σεισμός ο οποίος δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις ή/και επιβαλλόμενες παραμορφώσεις.

Οι τιμές των συντελεστών ψ_1 , ψ_2 δίνονται στον πιο κάτω πίνακα.

Πίνακας 1.1: Συνιστώμενες τιμές συντελεστών ψ για κτίρια (EC 0)

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, $30\text{kN} < \text{vehicle weight} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000$ m a.s.l.	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000$ m a.s.l.	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTE The ψ values may be set by the National annex.			
* For countries not mentioned below, see relevant local conditions.			

Πίνακας 1.2: Μεταβλητά φορτία στα κτίρια (EC 1)

Categories of loaded areas	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Category A		
- Floors	1,5 to <u>2,0</u>	<u>2,0</u> to 3,0
- Stairs	<u>2,0</u> to 4,0	<u>2,0</u> to 4,0
- Balconies	<u>2,5</u> to 4,0	<u>2,0</u> to 3,0
Category B	2,0 to <u>3,0</u>	1,5 to <u>4,5</u>
Category C		
- C1	2,0 to <u>3,0</u>	3,0 to <u>4,0</u>
- C2	3,0 to <u>4,0</u>	2,5 to 7,0 (<u>4,0</u>)
- C3	3,0 to <u>5,0</u>	<u>4,0</u> to 7,0
- C4	4,5 to <u>5,0</u>	3,5 to <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> to 7,5	3,5 to <u>4,5</u>
category D		
- D1	<u>4,0</u> to 5,0	3,5 to 7,0 (<u>4,0</u>)
- D2	4,0 to <u>5,0</u>	3,5 to <u>7,0</u>

1.3.1.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αντιστοιχούν σε συνθήκες κατά τις οποίες η κατασκευή μολονότι αντέχει, συμπεριφέρεται με μη ικανοποιητικό τρόπο που θα επηρεάσει τη λειτουργικότητα της. Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας περιλαμβάνουν:

- παραμορφώσεις και μετατοπίσεις που επηρεάζουν την εμφάνιση ή την αποτελεσματική χρήση του φορέα,
- υπερβολικές δονήσεις/ταλαντώσεις που επηρεάζουν την άνεση των χρηστών, ζημιές στο δόμημα ή στα υλικά που περιορίζουν την λειτουργική αποτελεσματικότητά του,
- βλάβες όπως ρηγματώσεις που επηρεάζουν αρνητικά την εμφάνιση και την ανθεκτικότητα στην διάρκεια του χρόνου.

Συγκεκριμένα, πρέπει να ελέγχεται ότι :

$$E_d \leq C_d \quad (1.4)$$

Καταστάσεις σχεδιασμού, γενικής μορφής

$$E_d = \Sigma G_{k,j} \text{ " + " } Q_{k,1} \text{ " + " } \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.5)$$

1.4 Σεισμικά Φορτία

Αυτό το υποκεφάλαιο επικεντρώνεται στο πως καθορίζονται και εφαρμόζονται οι σεισμικές δράσεις στα κτίρια. Οι σεισμικές δυνάμεις για τον σχεδιασμό των κατασκευών καθορίζονται χρησιμοποιώντας τον Ευρωκώδικα 8.

Με βάση τον EC8 οι κατασκευές απαιτείται να αντιστέκονται στις μέγιστες κινήσεις του εδάφους κατά το σεισμό και όχι ανάλογα με το μέγεθος του σεισμού. Οι μέγιστες εδαφικές κινήσεις κατά το σεισμό, βασίζονται στη σχετική συχνότητα και κατανομή των σεισμών σε συγκεκριμένες περιοχές.

1.4.1 Εδαφική κίνηση

Η σεισμική εδαφική κίνηση καταγράφεται συνήθως από ένα επιταχυνσιογράφο που καταγράφει το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού, το οποίο στη συνέχεια ολοκληρώνεται για να δώσει τις χρονοϊστορίες της ταχύτητας και της μετακίνησης του εδάφους.

Το πλάτος της κίνησης, η διάρκεια, το περιεχόμενο των συχνοτήτων και οι τοπικές εδαφολογικές συνθήκες αντιπροσωπεύονται με τον καλύτερο δυνατό τρόπο με το Φάσμα Απόκρισης.

1.4.2 Φάσμα Απόκρισης

Φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που δίνει την μέγιστη απόκριση μονοβάθμιων ταλαντωτών με συγκεκριμένη απόσβεση, για δεδομένη σεισμική διέγερση, ανάλογα με την ιδιοπερίοδό τους. Κάθε φάσμα απόκρισης αντιστοιχεί σε συγκεκριμένη καταγραφή σεισμού και αντανακλά τις ιδιαιτερότητες του κάθε σεισμού. Η εξάρτηση του φάσματος από τα χαρακτηριστικά του σεισμού περιορίζει κατά πολύ τη χρησιμότητα του, καθώς είναι μαθηματικά βέβαιο πως η συγκεκριμένη δόνηση δεν πρόκειται να επαναληφθεί στο μέλλον.

Η αναγκαιότητα ανεξάρτησης του φάσματος από τις ιδιαιτερότητες συγκεκριμένων καταγραφών για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών οδήγησε στην δημιουργία φασμάτων σχεδιασμού.

Τα φάσματα απόκρισης καταγεγραμμένων σεισμών παρουσιάζουν σημαντική διαφοροποίηση μεταξύ τους, ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της σεισμικής δόνησης και των εδαφικών συνθηκών. Γι' αυτό, στο σχεδιασμό νέων κατασκευών χρησιμοποιείται ένα

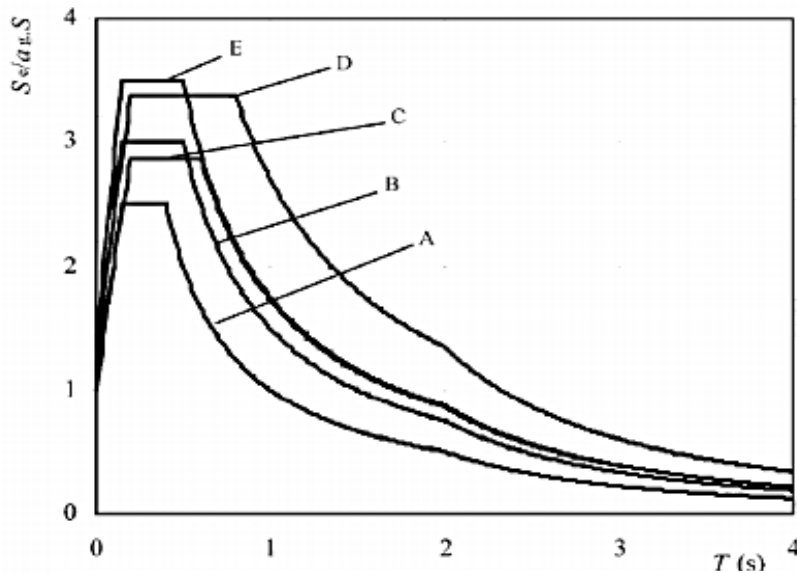
εξομαλυμένο φάσμα που καλύπτει όλες τις μορφές φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορούν να πλήξουν την περιοχή του έργου.

1.4.3 Φάσμα Σχεδιασμού

Το ομαλοποιημένο φάσμα που προκύπτει από τον μέσο όρο φασμάτων απόκρισης ονομάζεται Φάσμα Σχεδιασμού, το οποίο αντιπροσωπεύει την ενίσχυση της σεισμικής κίνησης διάφορων περιόδων της κατασκευής. Πέρα από τα σεισμολογικά και εδαφικά τους χαρακτηριστικά, τα φάσματα σχεδιασμού πρέπει να λαμβάνουν υπόψη και κάποιους παράγοντες που αφορούν στην υπό μελέτη κατασκευή. Αυτοί οι παράγοντες περιλαμβάνουν τη σπουδαιότητα της κατασκευής, το υλικό του φέροντα οργανισμού, το δομικό σύστημα και το είδος της θεμελίωσης.

Από τα ελαστικά φάσματα σχεδιασμού μπορούμε να υπολογίσουμε τη δύναμη σχεδιασμού και τη μετατόπιση ενός μονοβάθμιου συστήματος έτσι ώστε να σχεδιαστεί για να συμπεριφέρεται ελαστικά.

Για την εκτίμηση του σεισμικού κινδύνου σε μια περιοχή, εκτιμάται/καθορίζεται η μέγιστη επιτάχυνση και ταχύτητα η οποία αντιστοιχεί σε μια καθορισμένη πιθανότητα υπέρβασης και περίοδο επαναφοράς. Με βάση τον Ευρωκώδικα 8 χρησιμοποιούμε τη πιθανότητα υπέρβασης, για την Κύπρο, 10% σε 50 χρόνια ζωής ενός δομήματος, το οποίο αντιστοιχεί σε σεισμό με περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια.



Σημα 1.2: Προτεινόμενο ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου 1 για απόσβεση 5% (Ευρωκώδικας 8)

1.4.4 Θεμελιώδης απαιτήσεις

- Μη κατάρρευσης

Ο φορέας σχεδιάζεται ώστε να αναλαμβάνει τη σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς να υπόκειται σε τοπική ή γενική κατάρρευση, έτσι που να διατηρεί τη δομητική ακεραιότητά του και να έχει παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά το πέρας του σεισμικού φαινομένου.

Σεισμός σχεδιασμού καθορίζεται ο σεισμός κατά τον οποίο η μέγιστη επιτάχυνση έχει πιθανότητα μη-υπέρβασης 90% στα 50 χρόνια, το οποίο αντιστοιχεί σε σεισμό με περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια.

- Περιορισμός ζημιών

Ο φορέας σχεδιάζεται για να αναλαμβάνει τη σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και με αποτέλεσμα το περιορισμό χρήσης, το κόστος των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλό σε σύγκριση με το κόστος κατασκευής του φορέα. Αυτοί οι σεισμοί έχουν μέγιστη επιτάχυνση, με πιθανότητα μη υπέρβασης 90% στα 10 χρόνια, το οποίο αντιστοιχεί σε σεισμό με περίοδο επαναφοράς 95 χρόνια.

1.4.5 Κριτήρια συμμόρφωσης

Με σκοπό να ικανοποιηθούν οι θεμελιώδεις απαιτήσεις, πρέπει να ελεγχθούν η οριακή κατάσταση αστοχίας και η κατάσταση περιορισμού βλαβών.

- Οριακή κατάσταση αστοχίας-μη κατάρρευσης

Η ικανότητα αντίστασης και κατανάλωσης ενέργειας σ'ένα φορέα πρέπει να είναι τέτοια ώστε να αξιοποιηθεί η μη γραμμική απόκριση του. Αυτή η ισορροπία μεταξύ της ικανότητας αντίστασης και κατανάλωσης ενέργειας χαρακτηρίζεται από τις τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q και η αντίστοιχη κλάση πλαστιμότητας του φορέα. Συγκεκριμένα για μεταλλικά κτίρια η οριακή τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q είναι μεταξύ 1.5 και 2.

- Κατάσταση περιορισμού ζημιάς -λειτουργικότητας

Το δομικό σύστημα πρέπει να εξασφαλίσει ότι διαθέτει επαρκή αντοχή και ακαμψία για τη διατήρηση της λειτουργίας των υπηρεσιών στις εγκαταστάσεις για ένα σεισμικό γεγονός που σχετίζεται με την κατάλληλη περίοδο επαναφοράς.

Η μη κατάρρευσης (οριακή κατάσταση αστοχίας) και προστασία βλαβών (λειτουργικότητα) έχουν την ίδια μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης (φάσμα ελαστικής εδαφικής επιτάχυνσης).

1.4.6 Δράσεις σεισμού

Το έδαφος κάθε χώρας πρέπει να διαιρείται σε σεισμικές ζώνες, με βάση το σεισμικό κίνδυνο της κάθε χώρας. Κάθε σεισμική ζώνη καθορίζεται με βάση τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση agR ενός εδαφικού τύπου, η οποία συνδέεται με το συντελεστή σπουδαιότητας, γ_I . Η agR αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς, 475 χρόνων, της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης, που συμπίπτει με 90% πιθανότητα μη υπέρβασης της μέγιστης επιτάχυνσης στα 50 χρόνια. Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου A, ορίζεται ως $ag = \gamma_I * agR$. Η τιμή για το συντελεστή σπουδαιότητας, γ_I , σχετίζεται με την τάξη σπουδαιότητας των κατασκευών.

Σε περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας ($a_g < 0.08g$) μπορούν να χρησιμοποιηθούν μειωμένες ή απλουστευμένες σεισμικές διαδικασίες σχεδιασμού για ορισμένους τύπους ή κατηγορίες φορέων. Σε περιπτώσεις πολύ χαμηλής σεισμικότητας ($a_g < 0.04g$) δεν απαιτείται συμμόρφωση στις διατάξεις του EN 1998. Στη Κύπρο υπάρχει υψηλή σεισμικότητα και απαιτείται συμμόρφωση με τις διατάξεις του EN 1998.



Εικόνα 1: Χάρτης σεισμικών ζωνών της Κύπρου (www.moa.gov.cy)

Οι κατηγορίες σπουδαιότητας για ένα κτίριο βασίζονται στο κίνδυνο σχετικό με την υγεία, ασφάλεια και την ευημερία του κοινού εάν το κτίριο έχει υποστεί ζημιά. Οι κατηγορίες σπουδαιότητας ταξινομούνται σε τέσσερις, από την πρώτη να είναι τα κτίρια με το χαμηλότερο ρίσκο. Κάθε κατηγορία σπουδαιότητας συσχετίζεται με ένα συντελεστή σπουδαιότητας, όπως φαίνεται στο πίνακα 3, με το συντελεστή σπουδαιότητας ίσο με 1.0 να αντιστοιχεί σε σεισμικό γεγονός με τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς 475 χρόνια και αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της επιτάχυνσης εδάφους a_{gR} .

Πίνακας 1.3: Κατηγορία σπουδαιότητας των κτιρίων (EC 8)

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.	0.8
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν σε άλλες κατηγορίες	1.0
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα, κλπ.	1.2
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.	1.4

Επιπλέον για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης αναγκαία είναι η αναγνώριση του τύπου του εδάφους στο οποίο εδράζεται το κτίριο προς ανάλυση. Πιο κάτω δίδεται ο πίνακας κατά τον οποίο το έδαφος χωρίζεται σε κατηγορίες από το A μέχρι το S2, με το A να είναι το χαμηλότερο σεισμικό φαινόμενο, με βάση την επιτάχυνση του εδάφους και τις συνθήκες του εδάφους και την χρήση του δομήματος. Οι συνθήκες του εδάφους επηρεάζουν σημαντικά τη διάδοση και την ενίσχυση των σεισμικών κυμάτων.

Πίνακας 1.4: Τύποι εδάφους (EC 8)

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	–	–
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	–	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

1.4.7 Μέθοδοι Ανάλυσης αντισεισμικού σχεδιασμού

Η σεισμική απόκριση και τα επακόλουθά της μπορούν να υπολογιστούν με βάση τη γραμμική-ελαστική συμπεριφορά. Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του δομικού συστήματος υπάρχουν δύο μέθοδοι γραμμικής – ελαστικής ανάλυσης για υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης, την μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης και την ιδιομορφική φασματική ανάλυση.

1.4.7.1 Μέθοδος ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης

Η μέθοδος ανάλυσης ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης (lateral force method of analysis) εφαρμόζεται υπό προϋποθέσεις. Αυτή η μέθοδος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια που η απόκριση τους δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συνεισφορές όπου οι δόνηση είναι υψηλότερη από τη θεμελιώδη κατάσταση σε κάθε κύρια διεύθυνση.

Το σεισμικό φορτίο ανάγεται σε ένα σύνολο με ισοδύναμες πλευρικές δυνάμεις που εφαρμόζονται ως στατικά φορτία στις δύο ορθογώνιες οριζόντιες κατευθύνσεις του κτιρίου στο επίπεδο των ορόφων. Σκοπός είναι να προσομοιώσουμε τα μέγιστα φορτία αδράνειας που προκαλούνται από τις δύο ορθογωνικές σεισμικές συνιστώσες.

Κατά τη μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη μόνο η θεμελιώδης ιδιομορφή και στις δύο κύριες διευθύνσεις της κατασκευής. Αρχικά υπολογίζονται οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές για κάθε μια από τις κύριες διευθύνσεις και ακολούθως υπολογίζονται οι αδρανειακές δυνάμεις και η κατανομή τους, καθ' ύψος του δομήματος.

Κτίρια τα οποία δεν είναι κανονικά καθ' ύψος δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος ισοδύναμης πλευρικής δύναμης διότι παραβιάζουν τις υποθέσεις που βασίζονται στους τύπους αυτής. Σ' αυτές τις περιπτώσεις θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί η δυναμική ανάλυση για τον προσδιορισμό και κατανομή των σεισμικών δυνάμεων.

Η τέμνουσα βάσης για κάθε μια από τις κύριες διευθύνσεις της κατασκευής υπολογίζεται με βάση τη σχέση που ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 8, όπως φαίνεται πιο κάτω:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (1.6)$$

Όπου,

F_b = τέμνουσα βάσης

$S_d(T_1)$ = τετμημένη του φάσματος σχεδιασμού για ιδιοπερίοδο T_1

m = συνολική μάζα δομήματος

λ = συντελεστής διόρθωσης, ίσο με 0.85 για $T_1 \leq 2T_c$ και κτίριο πέραν των 2 ορόφων, διαφορετικά ίσο με 1.00

1.4.7.2 Μέθοδος ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης

Η ιδιομορφική φασματική ανάλυση (modal response spectrum analysis) μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς για όλους τους τύπους κτιρίων και όταν οι συνθήκες της μεθόδου οριζόντιας φόρτισης δεν ικανοποιούνται.

Είναι μια γραμμική-ελαστική μέθοδος, στατιστικής ανάλυσης που μετρά τη συνεισφορά από κάθε ιδιομορφή για να υποδείξει την πιθανή μέγιστη σεισμική απόκριση ενός ελαστικού δομήματος. Αυτή η ανάλυση παρέχει ενδείξεις για τη δυναμική συμπεριφορά, μετρώντας τη ψευδο-φασματική επιτάχυνση, ταχύτητα, ή μετατόπιση για δεδομένη χρονοϊστορία και τιμή απόσβεσης.

Για να λαμβάνονται υπόψη όλες οι σημαντικές ιδιομορφές σ' αυτή τη μέθοδο, πρέπει να ικανοποιείται είτε το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών είναι μεγαλύτερο από το 90% της συνολικής μάζας, είτε να λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με ενεργή ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας. Αυτά πρέπει να ικανοποιούνται σε κάθε κατεύθυνση εφαρμογής των σεισμικών φορτίων.

Γενικότερα, ο Ευρωκώδικας εισηγείται την μέθοδο με την οποία θα γίνει η ανάλυση και ο σχεδιασμός, λαμβάνοντας υπόψη την κανονικότητα των κτιρίων σε κάτοψη και όψη.

Πίνακας 1.5: Επιπτώσεις της δομικής κανονικότητας στη σεισμική ανάλυση και σχεδιασμό (EC 8)

Κανονικότητα		Επιτρεπόμενη Απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς
Κάτοψη	Όψη	Προσομοίωση	Γραμμική-Ελαστική Ανάλυση	Για ελαστική ανάλυση
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Όριζόντια Φόρτιση ^a	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι	Επίπεδο	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι	Ναι	Χωρικό ^b	Όριζόντια Φόρτιση ^a	Τιμή αναφοράς
Όχι	Όχι	Χωρικό	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή

^a Εάν ικανοποιείτε η συνθήκη 4.3.3.2.1(2)a).
^b Κάτω υπό τις ειδικές συνθήκες της 4.3.3.1(8) μπορεί να χρησιμοποιηθεί ξεχωριστό επίπεδο προσομοίωνα σε κάθε οριζόντια διεύθυνση, σύμφωνα με τη 4.3.3.1(8).

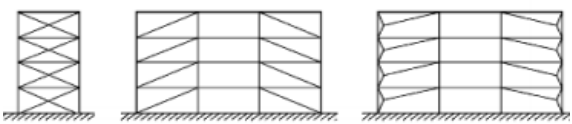
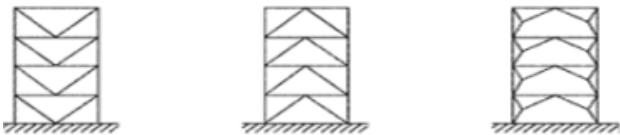
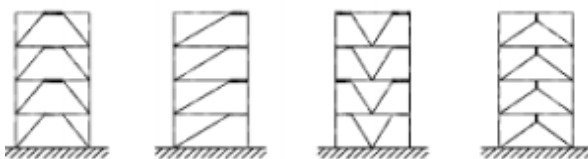
1.4.8 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Με τον συντελεστή συμπεριφοράς q της κατασκευής διαιρούνται οι ελαστικές δυνάμεις σχεδιασμού. Εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια με πλαστική συμπεριφορά, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή της, έτσι ώστε ο σχεδιασμός που προκύπτει να είναι πιο οικονομικός.

Οι μεθοδολογίες υπολογισμού του συντελεστή q μπορούν να διαχωριστούν σε δύο βασικές κατηγορίες: α) μεθοδολογίες που βασίζονται στη μελέτη της σεισμικής απόκρισης μονοβαθμίων συστημάτων και β) μεθοδολογίες που βασίζονται στη μελέτη της σεισμικής απόκρισης πολυβαθμίων συστημάτων.

Ο αντισεισμικός κανονισμός κατά τον Ευρωκώδικα 8 παρέχει μία σταθερή τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, με βάση το υλικό και τη δομική μορφολογία της κατασκευής.

Πίνακας 1.6: Ανώτατο όριο τιμών του συντελεστή συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά καθ' ύψος (EC 8)

ΤΥΠΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	DCM	DCH
Συνεχή πλαίσια (ζώνες απορρόφησης ενέργειας: άκρα δοκών και υποστυλωμάτων)	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους: - Διαγώνιοι σύνδεσμοι (ζώνες απορρόφησης ενέργειας: εφελκούμενοι σύνδεσμοι)  - Σύνδεσμοι σχήματος V (ζώνες απορρόφησης ενέργειας: εφελκούμενοι και θλιβόμενοι σύνδεσμοι) 	4	4
Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους (ζώνες απορρόφησης ενέργειας: ζώνες κάμψης ή διάτμησης)  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Αντεστραμμένο εκκρεμές (ζώνες απορρόφησης ενέργειας: υποστυλώματα)	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
Συνεχή πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους	4	$4\alpha_u/\alpha_1$

Πίνακας 1.7: Απαιτούμενη κλάση διατομής μελών (EC 8)

Κατηγορία Πλαστιμότητας	Συντελεστές συμπεριφοράς q	Απαιτούμενη κλάση διατομής
DCM	$1.5 < q \leq 2$	κλάση 1,2 ή 3
	$2 < q \leq 4$	κλάση 1 ή 2
DCH	$q > 4$	κλάση 1

1.5 Τύποι Μεταλλικών Πλαισίων

1.5.1 Συνεχή πλαίσια μεταφοράς ροπής (moment resisting frames)

Χαρακτηρίζονται από υψηλά επίπεδα πλαστιμότητας πράγμα που σημαίνει πως είναι μία εξαιρετική επιλογή για να μεταφέρει κατάλληλα την ενέργεια των υψηλών σεισμικών φαινομένων. Όμως λόγω αυτής της υψηλής πλαστικότητας, αυτά τείνουν να έχουν χαμηλό επίπεδο ακαμψίας. Συγκεκριμένα το επίπεδο της πλευρικής ακαμψίας τους είναι χαμηλότερο και από τα CBFs λόγω του γεγονότος πως τα συνεχή πλαίσια δεν φέρουν κάθετο δικτύωμα με διαγώνιους συνδέσμους για την παραλαβή των οριζόντιων δράσεων. Η αντίσταση σε πλευρικά φορτία παρέχεται από καμπτικές και διατμητικές δράσεις στις δοκούς και στα υποστυλώματα, ενώ η πλευρική ακαμψία παρέχεται από την καμπτική ακαμψία των δοκών και υποστυλωμάτων.

Η σχεδιαστική φιλοσοφία τέτοιου είδους πλαισίων είναι να μεταφέρεται η ενέργεια που προκαλείται από τη σεισμική δράση στις πλαστικές αρθρώσεις, που συνήθως εμφανίζονται στις δοκούς του πλαισίου και όχι στις κολόνες. Οι κολόνες και οι συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος συνήθως σχεδιάζονται στο να απομένουν ελαστικά χρησιμοποιώντας διαδικασίες σχεδιαστικής ικανότητας. Συγκεκριμένα εφαρμόζεται η έννοια της αδύναμης δοκού και ισχυρής κολόνας, με σκοπό να αποφευχθεί η δημιουργία ενός μαλακού πλαστικού ορόφου, όπου η αντοχή σε κάμψη της κολόνας να σχεδιάζεται 1.3 φορές ισχυρότερη από την ικανότητα κάμψης των δοκών.

$$\Sigma M_{Rd,c} \geq 1.3 \Sigma M_{Rd,b} \quad (1.7)$$

1.5.2 Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους (concentrically braced frames)

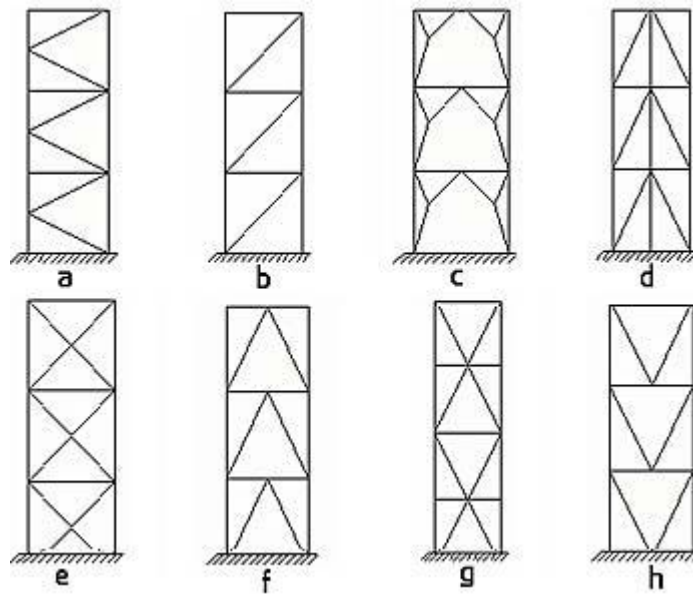
Τα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους χρησιμοποιώντας συνήθως για να παρέχουν πλευρική αντοχή και ακαμψία σε χαμηλού και μεσαίου ύψους κτίρια, για την αντίσταση τους σε φορτία ανέμου και σεισμού, αφού έχουν υψηλό επίπεδο πλευρικής ακαμψίας, ενώ έχουν χαμηλό επίπεδο ολκιμότητας.

Όμως για να παρέχουν αυτά τα πλαίσια την επαρκή σεισμική αντίσταση, πρέπει να σχεδιαστούν για την κατάλληλη αντοχή και πλαστιμότητα. Αυτό είναι δυνατό για πολλά από τα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους, αλλά όχι για όλα. Έτσι δεν μπορούν να εφαρμοστούν σε υψηλές σεισμικές περιοχές και γι' αυτό το λόγο δημιουργήθηκε το πλαίσιο με τους έκκεντρους συνδέσμους, το οποίο συνδυάζει τα πλεονεκτήματα των MRFs και των CBFs, μειώνοντας παράλληλα τα μειονεκτήματά τους.

Κατά την αντισεισμική ελαστική ανάλυση του δομήματος λαμβάνονται υπόψη μόνο τα εφελκυστικά διαγώνια μέλη σε κάθε διεύθυνση, αφού τα υπόλοιπα διαγώνια μέλη σε θλίψη θεωρούνται πως βρίσκονται υπό λυγισμό με αποτέλεσμα να μην συνεισφέρουν στην αντοχή του πλαισίου. Ενώ οι δοκοί και τα υποστυλώματα που παίρνουν μέρος στην πλευρική αντίσταση του συστήματος σχεδιάζονται ανάλογα με την πραγματική αντοχή των διαγώνιων μελών. Οι οριζόντιες δυνάμεις αντιστέκονται κυρίως από τα διαγώνια μέλη μέσω της αξονικής ακαμψίας τους. Επιπλέον πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε τα διαγώνια μέλη που είναι σε εφελκυσμό να υποχωρήσουν πριν από την αστοχία των συνδέσεων και πριν από την υποχώρηση ή το λυγισμό των υποστυλωμάτων ή δοκών.

Ανάλογα με τη γεωμετρική διαμόρφωση των διαγώνιων μελών, τα CBFs διαχωρίζονται σε 2 βασικές κατηγορίες:

- Πλαίσια με κεντρικά διαγώνια μέλη: τα κάθετα μέλη ενώνονται στους απέναντι διαγωνίως κόμβους, στην ένωση δοκού-υποστυλώματος, τοποθετημένα με τέτοιο τρόπο που να σχηματίζουν διασταύρωση σχήματος X στο άνοιγμα (e) ή σαν ασύμμετρα εφελκυστικά/ θλιπτικά μέλη με αντίθετη κλίση σε διαφορετικά ανοίγματα στο ίδιο πλαίσιο.
- Πλαίσια με κεντρικό σχήμα V δικτύματος: δύο κάθετα διαγώνια μέλη με αντίθετη κλίση ενώνονται στο μέσο της δοκού είτε στο άνω μέρος του ορόφου είτε στο κάτω, σχηματίζοντας αντίστοιχα ένα δικτύωμα σε μορφή V (h) ή ένα αντεστραμμένο V (f).



Σχήμα 1.3: Είδη πλαισίων με κάθετα κεντρικά διαγώνια μέλη
(www.graitec.com/en/ad_bracing.asp)

1.5.2.1 Σεισμικός σχεδιασμός κάθετων διαγώνιων συνδέσμων

Με βάση τον Ευρωκώδικα 8 τα διαγώνια μέλη δυσκαμψίας επηρεάζονται από την τιμή της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$, η οποία διαδραματίζει σημαντικό ρόλο στην συμπεριφορά του πλαισίου. Η αντίσταση σε αστοχία $N_{pl,Rd}$ των διαγώνιων πρέπει να είναι ίση ή μεγαλύτερη από την υπολογιζόμενη δράση N_{Ed} , η οποία υπολογίζεται από την ελαστική ανάλυση του φορέα χρησιμοποιώντας το φάσμα σχεδιασμού το οποίο προκύπτει από το ελαστικό φάσμα μειωμένο κατά τον συντελεστή σπουδαιότητας q .

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed} \quad (1.8)$$

Στα πλαίσια όπου τα διαγώνια μέλη αρχίζουν από τον ένα κόμβο και καταλήγουν στον άλλο (Σχήμα 3(b)) και βρίσκονται σε εφελκυσμό και θλίψη, δεν καθορίζεται κατώτατο όριο της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$. Καθορίζεται, όμως, το ανώτατο όριο της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$ ως 2.0, προκειμένου με τη χρήση πολύ λεπτών συνδέσμων να αποφευχθούν ξαφνικά φαινόμενα στο πλαισιωτό σύστημα κατά τη διάρκεια του ανάστροφου σεισμικού φορτίου στα διαγώνια μέλη.

1.5.2.2 Σεισμικός σχεδιασμός δοκών και υποστυλωμάτων

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα στα CBFs είναι εύθραυστα και δεν σχεδιάζονται για να παραλαμβάνουν το σεισμό, έτσι είναι σχεδιασμένα να παραμένουν ελαστικά κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό, παρέχοντας τους έτσι αντοχή μεγαλύτερη από αυτή της αντίστοιχης μέγιστης εφικτής δύναμης στα τμήματα όπου παραλαμβάνεται η σεισμική δράση.

Ο σχεδιαστικός έλεγχος θα πρέπει να επαληθεύει ότι η αντίσταση σε λυγισμό των μελών που δεν παίρνουν μέρος στην παραλαβή της ενέργειας του σεισμού, πρέπει να είναι ίση ή μεγαλύτερη από την ολική σχεδιαστική αξονική δύναμη:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (1.9)$$

Όπου,

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$, είναι η σχεδιαστική αντίσταση σε λυγισμό της κολόνας ή δοκού με βάση τον Ευρωκώδικα 3, λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της αντίστασης σε λυγισμό με την καμπτική ροπή M_{Ed}

$N_{Ed,G}$, είναι η αξονική δύναμη της δοκού ή κολόνας λόγω των δυνάμεων βαρύτητας που περιλαμβάνεται στο συνδυασμό των δράσεων για το σχεδιασμό της σεισμικής δράσης

$N_{Ed,E}$, είναι η αξονική δύναμη της δοκού ή κολόνας λόγω της σχεδιαστικής σεισμικής δράσης γ_{ov} , υπεραντοχή διατομής ίση με 1.25

Ω , είναι η μικρότερη τιμή του $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,E,i}$ όλων των διαγωνίων

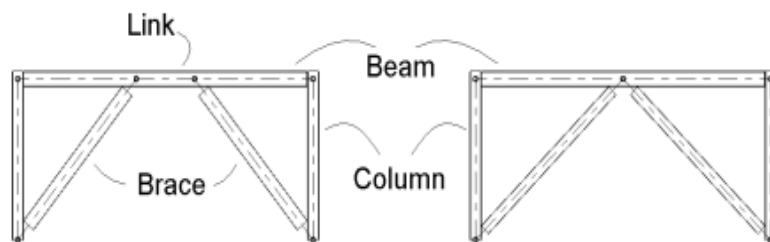
$N_{pl,Rd,i}$, είναι η σχεδιαστική αντίσταση του διαγώνιου μέλους i

$N_{Ed,E,i}$, είναι η σχεδιαστική αξονική δύναμη στο ίδιο διαγώνιο μέλος i στην σεισμική σχεδιαστική κατάσταση

1.5.3 Πλαίσια με έκκεντρους διαγώνιους συνδέσμους (eccentrically braced frames)

Αυτά τα είδη πλαισίων συνδυάζουν τα πλεονεκτήματα των συνεχών πλαισίων και των πλαισίων με κεντρικό κατακόρυφο δικτύωμα και διαχύουν την ενέργεια μέσω ελεγχόμενης αστοχίας των συνδέσμων διάτμησης ή ροπής. Είναι πλαίσια όπου η αξονική δύναμη που προκαλείται στα διαγώνια μέλη μεταφέρεται είτε στο υποστύλωμα είτε σε άλλο διαγώνιο μέλος μέσω διάτμησης και κάμψης σε ένα μικρό τμήμα της δοκού. Αυτό το μικρό τμήμα δοκού, που δημιουργείται από την εκκεντρότητα των διαγώνιων, ονομάζεται σεισμικός σύνδεσμος και συμπεριφέρονται ως δομική ασφάλεια για να διασκορπίσει στο κτίριο, την ενέργεια που προκαλείται από το σεισμό, με σταθερό τρόπο.

Τα κάθετα διαγώνια μέλη συνδέονται έκκεντρα με την κύρια δοκό, μεταδίδοντας έτσι τις οριζόντιες δυνάμεις του σεισμού, μέσω των αξονικών δυνάμεων στα διαγώνια μέλη αλλά και μέσω των διατμητικών δυνάμεων και ροπών κάμψης που αναπτύσσονται στις κύριες δοκούς. Οι μορφές που μπορεί να έχουν τέτοιου είδους πλαίσια είναι δικτυώματα σχήματος V ή αντεστραμμένου V ή αποσυνδεδεμένα διαγώνια δικτυώματα με έκκεντρη σύνδεση είτε κατά μήκος της κύριας δοκού είτε κατά μήκος της κολόνας, το οποίο όμως δεν συστήνεται.



Σχήμα 1.4: Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους (αριστερά) και πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους (δεξιά), (Samuel Hague 2013)

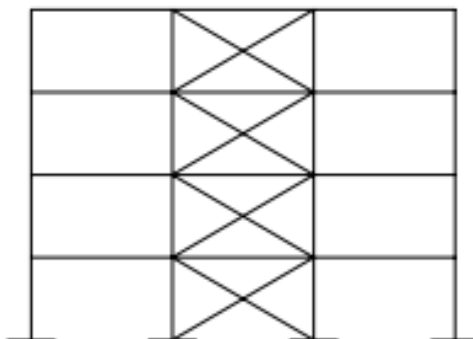
Συνδυάζει με επιτυχία το υψηλό επίπεδο πλαστιμότητας των MRFs και το υψηλό επίπεδο δυσκαμψίας των CBFs. Συγκεκριμένα τα διαγώνια παρέχουν την ελαστική δυσκαμψία του CBF και η εκκεντρότητα του διαγώνιου δημιουργά ένα σύνδεσμο που είναι υπεύθυνο για την ολκιμότητα και έτσι δημιουργά την ικανότητα διάχυσης της ενέργειας ενός MRF. Μέσα από εξειδικευμένες έρευνες έχει αποδειχθεί ότι τα έκκεντρα πλαίσια έχουν γίνει ευρέως αποδεκτά όσον αφορά το σύστημα αντίστασής του στις δυνάμεις του σεισμού. Σε τέτοιου είδους πλαίσια, τα οποία παραλαμβάνουν σεισμικά φορτία, η πιο κοινή μέθοδος σχεδιασμού σε σεισμό είναι η διαδικασία της ισοδύναμης οριζόντιας δύναμης.

1.6 Πλαισιακή Κατάταξη

Τα πλαίσια κατατάσσονται σε: (α) πλαίσια με κατακόρυφο δικτύωμα ή χωρίς, και σε (β) αμετάθετα ή μεταθετά πλαίσια.

1.6.1 Ενισχυμένα ή μη ενισχυμένα πλαίσια με κατακόρυφα διαγώνια μέλη (braced or unbraced)

Ένα πλαίσιο με ενσωματωμένα διαγώνια μέλη, παρέχει αντίσταση στα οριζόντια φορτία και άρα προσφέρει πλευρική σταθεροποίηση σ' όλο το σύστημα. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα σχεδιάζονται ως καμπτικά στοιχεία, με τέτοιο τρόπο ώστε να παραλαμβάνουν μόνο τα φορτία βαρύτητας, ενώ τα διαγώνια μέλη θεωρούμε πως είναι αρκετά άκαμπτο για να υποθέσουμε ότι όλα τα οριζόντια φορτία αντιστέκονται από τους διαγώνιους συνδέσμους. Ένα είδος κάθετης αντιστήριξης, με διαγώνια μέλη, παρέχοντας σταθερότητα σε ένα πολυώροφο κτίριο φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.

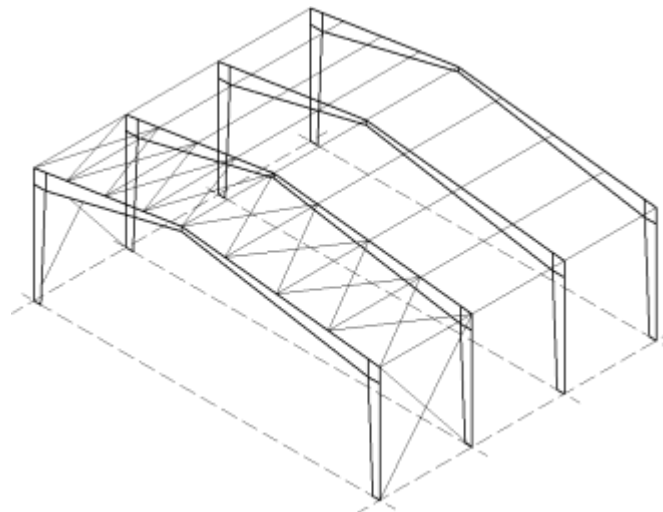


Σχήμα 1.5: Είδος πλαισίου με κάθετα διαγώνια μέλη

Κατά το σχεδιασμό του συστήματος με διαγώνιους συνδέσμους, τα αποτελέσματα των αρχικών ατελειών στο πλαίσιο πρέπει να λαμβάνονται υπόψη. Οι αρχικές ατέλειες και τυχόν οριζόντια φορτία σε ένα πλαίσιο με κάθετα διαγώνια μέλη, μπορούν να αντιμετωπίζονται ώστε να επηρεαστούν μόνο οι διαγώνιοι σύνδεσμοι. Συγκεκριμένα το κάθετο σύστημα πρέπει να σχεδιαστεί για να αντιστέκεται σε πλευρικές δράσεις, ισοδύναμες οριζόντιες δυνάμεις που προέρχονται από γεωμετρικές ατέλειες του φορέα και σε επιδράσεις φαινομένων 2^{ης} τάξης. Είναι προτιμότερο τα κάθετα αυτά μέλη να τοποθετούνται κοντά ή ακριβώς στις άκρες του φορέα προκειμένου να αποφύγουμε οποιαδήποτε στρεπτικά φαινόμενα γύρω από τον κάθετο άξονα.

Όπου τα πλαίσια σχεδιάζονται χωρίς κάθετους διαγώνιους συνδέσμους, τότε όλο το πλαίσιακό σύστημα σχεδιάζεται ώστε να παραλαμβάνει τα κατακόρυφα αλλά και οριζόντια φορτία ταυτόχρονα, καθώς επίσης λαμβάνοντας υπόψη και τις δράσεις των αρχικών ατελειών.

Επιπλέον για την καλύτερη σταθεροποίηση των ορόφων και της οροφής απαιτείται το οριζόντιο σύστημα σταθεροποίησης, το οποίο μπορεί να μεταφέρει τις δράσεις που εφαρμόζονται στα επίπεδα τους, προς το κάθετο σύστημα σταθεροποίησης. Χρησιμοποιούνται δυο είδη οριζόντιας σταθεροποίησης σε πολυώροφα μεταλλικά πλαίσια: (α) το διάφραγμα και (β) το τριγωνοποιημένο σύστημα οριζόντιων στοιχείων, με το τελευταίο να εφαρμόζεται όταν το διάφραγμα θεωρείται μη ικανοποιητικό για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων.



Σχήμα 1.6: Οριζόντιο σύστημα σταθεροποίησης (www.steelconstruction.info)

Οι όροφοι συμπεριφέρονται ως οριζόντια διαφράγματα που συγκεντρώνουν και μεταφέρουν τα εντατικά μεγέθη στο κάθετο σύστημα και εξασφαλίζεται, πως αυτά θα συμπεριφερθούν μαζί στην αντίσταση της σεισμικής δράσης. Τα διαφράγματα πρέπει να έχουν ικανοποιητική δυσκαμψία στο επίπεδο για την μεταφορά των πλευρικών εντατικών φορτίων προς το κάθετο σύστημα, διότι ένα άκαμπτο διάφραγμα κατανέμει την παραμόρφωση στα κάθετα μέλη ομοιόμορφα και έτσι απλοποιούνται και οι παραδοχές για τη μοντελοποίηση και ανάλυση του φορέα.

1.6.2 Μεταθετά ή αμετάθετα πλαίσια (sway or non-sway)

Αμετάθετα πλαίσια ορίζονται ως τα κτίρια τα οποία οι κόμβοι τους παρουσιάζουν πολύ μικρές μετατοπίσεις υπό τις σεισμικές δράσεις. Συγκεκριμένα είναι τα κτίρια των οποίων η απόκριση του πλαισίου σε οριζόντιες δυνάμεις είναι αρκετά άκαμπτη ώστε να μπορούν να αγνοηθούν τυχόν πρόσθετες δυνάμεις και ροπές λόγω της οριζόντιας μετατόπισης των κόμβων (Jean-François, Demonceau, Université de Liège, Belgium 2003-2004).

“Συνήθως ένα πλαίσιο με συνδέσμους πλευρικής σταθεροποίησης είναι πιθανό να ταξινομηθεί ως αμετάθετο, ενώ ένα πλαίσιο χωρίς κατακόρυφα μέλη πιθανό να ταξινομείται ως μεταθετό. Ωστόσο, είναι σημαντικό να επισημανθεί πως θεωρητικά ένα πλαίσιο χωρίς συνδέσμους πλευρικής δυσκαμψίας μπορεί να ταξινομηθεί και ως αμετάθετο, και αντίστοιχα τα πλαίσια με κατακόρυφους συνδέσμους ως μεταθετό” (Demonceau Jean-François, Université de Liège, Belgium 2003-2004). Γι’ αυτό είναι σημαντικό να γίνεται ο έλεγχος $\alpha_{cr}=F_{cr}/F_{Ed}$, για την ορθή ταξινόμηση του πλαισίου.

Εάν όμως $\alpha_{cr}=F_{cr}/F_{Ed} \geq 15$, τότε οι συνολικές επιρροές δεύτερης τάξης δεν μπορούν να αγνοηθούν και το πλαίσιο θεωρείται ως μεταθετό, ενώ εφαρμόζεται ελαστική ανάλυση λαμβάνοντας όμως τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης.

Πίνακας 1.8: Προτεινόμενη ανάλυση με βάση το είδος πλαισίου (EC 3)

Είδος πλαισίου	Μεταθετότητα	Ανάλυση
Ενισχυμένο με κάθετους συνδέσμους δυσκαμψίας	Αμετάθετο	Ελαστική ανάλυση 1ης τάξης
	Μεταθετό	Ελαστική ανάλυση 2ης τάξης
Μη ενισχυμένο με κάθετους συνδέσμους δυσκαμψίας	Αμετάθετο	Ελαστική ανάλυση 1ης τάξης
	Μεταθετό	Ελαστική ανάλυση 2ης τάξης

1.6.2.1 Ελαστική ανάλυση 2^{ης} τάξης

Τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης λαμβάνονται υπόψη εφόσον επηρεάζουν σημαντικά τα εντατικά μεγέθη και τη συμπεριφορά του φορέα σε σχέση με την ελαστική απόκριση της 1^{ης} τάξης.

Βάσει τον Ευρωκώδικα 3 τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης θεωρούνται αμελητέα και μπορούν να αγνοηθούν εάν ο λόγος του ελαστικού κρίσιμου κατακόρυφου φορτίου προς την τιμή σχεδιασμού του κατακόρυφου φορτίου είναι ίσο ή μεγαλύτερο από την τιμή 10. Αν αυτό ικανοποιείται τότε ακολουθείται η ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης. Αυτός ο έλεγχος εφαρμόζεται σε κάθε όροφο του πλαισίου:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad (1.10)$$

Όπου, α_{cr} είναι το ποσοστό με το οποίο το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού πρέπει να αυξηθεί για να προκαλέσει αστάθεια στον φορέα συνολικά.

Για πιο εύκολο υπολογισμό της παραμέτρου α_{cr} , ο Ευρωκώδικας επιτρέπει απλή και συντηρητική μέθοδο υπολογισμού της και της επίδρασης των φαινομένων 2^{ης} τάξης μέσω εντατικών μεγεθών που υπολογίζονται μέσω της ελαστικής ανάλυσης 1^{ης} τάξης. Η πιο κάτω σχέση ισχύει μόνο σε μονώροφα πλαίσια με ήπια κλίση στέγης και σε επίπεδα πλαίσια τύπου δοκού – υποστυλώματος και για ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης.

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \geq 10 \quad (1.11)$$

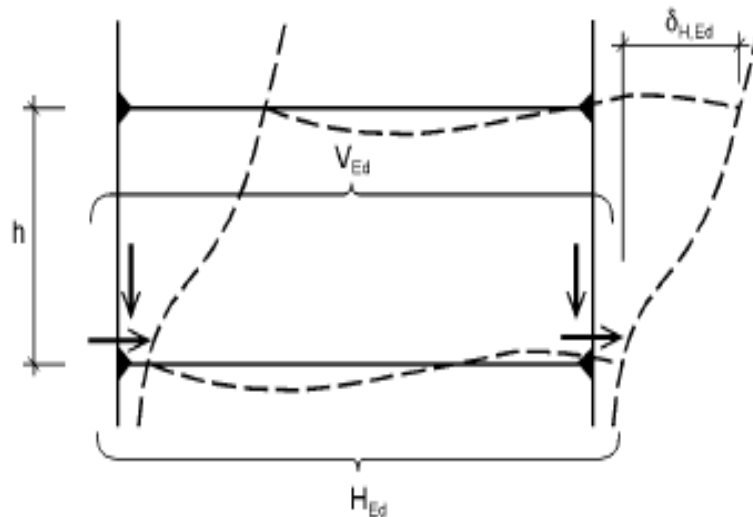
Όπου,

H_{Ed} = συνολική οριζόντια αντίδραση στη βάση του ορόφου λόγω των οριζόντιων δράσεων και των οριζόντιων ισοδύναμων δυνάμεων λόγω ατελειών,

V_{Ed} = συνολική κατακόρυφη αντίδραση στη βάση του ορόφου λόγω των κατακόρυφων δράσεων,

h = ύψος ορόφου,

$\delta_{H,Ed}$ = διαφορά μετατόπισης μεταξύ της κορυφής και της βάσης του ορόφου λόγω των οριζόντιων φορτίων



Σχημα 1.7: Συμβολισμοί της τιμής α_{cr} (Ευρωκώδικας 3)

Εάν με βάση τα πιο πάνω και τον υπολογισμό της τιμής α_{cr} τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης δεν μπορούν να αγνοηθούν, τότε η παραμόρφωση αυτή αλλά και οι γεωμετρικές ατέλειες πρέπει να ληφθούν υπόψη και θα πρέπει να εφαρμοστούν για να ελεγχθεί η δομική ευστάθεια των πλαισίων στο φορέα.

Οι μέθοδοι υπολογισμού των φαινομένων 2^{ης} τάξης έχουν ως εξής:

- Με την αναλυτική μέθοδο: λαμβάνει υπόψη και τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης αλλά και τις γεωμετρικές ατέλειες και με βάση αυτή τη μέθοδο δεν χρειάζεται να γίνει έλεγχος ευστάθειας μέλους με βάση το κεφάλαιο 6.3 του κώδικα.
- Χρησιμοποιώντας ισοδύναμα μήκη λυγισμού μελών: τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται με ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης. Τα ισοδύναμα μήκη λυγισμού των μελών δίδουν μειωμένη αντίσταση των μελών λόγω λυγισμού και συντοκικών συνθηκών αντιπροσωπεύοντας έμμεσα το αποτέλεσμα που προκαλεί αύξηση των μεγεθών λόγω των φαινομένων 2^{ης} τάξης.
- Χρησιμοποιώντας τον αυξητικό συντελεστή δ : τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται με ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης και επαυξάνονται με τον αυξητικό συντελεστή δ που αντιπροσωπεύει την αύξηση που προκαλείται λόγω των φαινομένων 2^{ης} τάξης.

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (1.12)$$

Συγκεκριμένα ο συντελεστής δ θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί με τις οριζόντιες δυνάμεις από την ελαστική ανάλυση για να υπολογιστούν οι αυξημένες δυνάμεις που αναπτύσσονται από τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης.

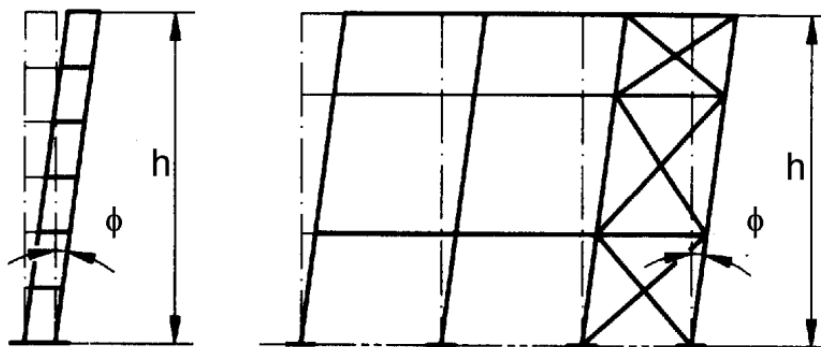
1.6.2.2 Επίδραση ατελειών

Με βάση τον Ευρωκώδικα οι επιδράσεις των γεωμετρικών ατελειών του κτιρίου και οι ατέλειες των μελών πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στη καθολική ανάλυση των πλαισίων.

Πρέπει να ενσωματώνονται κατάλληλες ανοχές στη στατική ανάλυση ώστε να καλύπτουν τις επιδράσεις των ατελειών, συμπεριλαμβανομένων των παραμενουσών τάσεων και των γεωμετρικών ατελειών. Έτσι ο κώδικας δίνει την απλοποιημένη μέθοδο όπου η γεωμετρική ατέλεια μιας αρχικής στροφικής - πλευρικής μετατόπισης ϕ (Σχήμα 8) μετατρέπεται σε ισοδύναμη οριζόντια δύναμη (Σχήμα 9), με σκοπό να αντικατοπτρίζει τις πιθανές επιδράσεις όλων των τύπων των ατελειών. Πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι παρακάτω ατέλειες με βάση τον κώδικα: α) καθολικές ατέλειες για μεταθετά πλαίσια και β) καμπτικές ατέλειες για μεμονωμένα μέλη.

Η ανοχή για ατέλειες στην ανάλυση των μεταθετών πλαισίων σκοπεύει να καλύψει επιδράσεις όπως η έλλειψη καθετότητας, έλλειψη ευθύτητας, παραμένουσες τάσεις, ατέλειες σύνδεσης και από την εκκεντρότητα συνδέσεων. Οι ατέλειες δημιουργούν επιπρόσθετες δυνάμεις στα φορτία λόγω επιδράσεων 1^{ης} τάξης, οι οποίες πρέπει να υπολογίζονται. Εάν όμως οι ατέλειες αυτές δημιουργούν φαινόμενα 2^{ης} τάξης τότε πρέπει να συμπεριληφθούν στον σχεδιασμό.

Για πλαίσια κτιρίων όπου $H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$, οι ατέλειες μετάθεσης μπορούν να αγνοούνται.



Σχήμα 1.8: Καθολικές αρχικές ατέλειες μετάθεσης (Ευρωκώδικας 3)

Η αρχική ατέλεια/κλίση του πλαισίου καθορίζεται ως εξής:

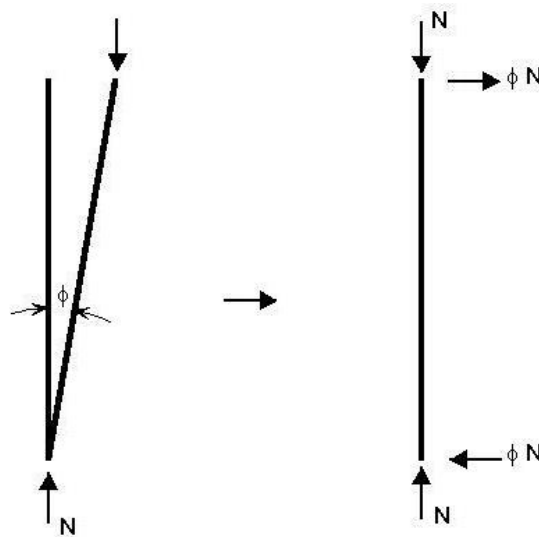
$$\varphi = \varphi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (1.13)$$

Όπου,

$\varphi_0 = \text{βασική τιμή κλίσης} = 1/200$

$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$, μειωτικός συντελεστής για ύψος κτιρίου h ($0.67 < \alpha_h < 1.0$)

$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + \frac{1}{m})}$, μειωτικός συντελεστής για αριθμό υποστυλωμάτων m ανά σειρά που σταθεροποιούνται από το σύστημα δυσκαμψίας ($\alpha_m \leq 1$)



Σχήμα 1.9: Αντικατάσταση της αρχικής ατέλειας από μορφή κλίσης σε ισοδύναμη οριζόντια δύναμη

2. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

2.1 Παραδοχές προγράμματος

Στη παρούσα εργασία η μοντελοποίηση και η ανάλυση του μεταλλικού φορέα πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος STAAD.Pro. Έχουν μελετηθεί τόσο τα φορτία βαρύτητας που εφαρμόζονται στο φορέα, όσο και τα σεισμικά φορτία και όλη η μελέτη έχει βασιστεί στους κανονισμούς των Ευρωκωδίκων 0, 1, 3, και 8.

Για την δημιουργία του μοντέλου στο πρόγραμμα STAAD.Pro ο χρήστης μπορεί να χρησιμοποιήσει είτε το γραφικό περιβάλλον (graphical interface), είτε με τον επεξεργαστή κειμένου (editor). Το συγκεκριμένο μοντέλο στην εργασία αυτή δημιουργήθηκε με τον επεξεργαστή κειμένου, το οποίο είναι ένα αρχείο κειμένου όπου οι εντολές που περιέχονται σ' αυτό εκτελούνται διαδοχικά. Οι εντολές αναγράφονται από το χρήστη και έχουν σχέση με τις ιδιότητες και τα χαρακτηριστικά του υλικού που θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή, τον τύπο του κτιρίου (plane, space, truss, floor), το σύστημα μονάδων, τις διατομές των μελών, τα φορτία για τα οποία σχεδιάζεται το κτίριο και γενικά εντολές που έχουν σχέση με την ανάλυση, τη διαστασιολόγηση και το σχεδιασμό της κατασκευής.

2.2 Σύστημα συντεταγμένων

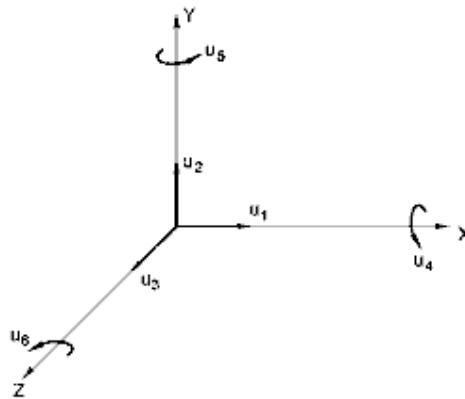
Το πρόγραμμα STAAD χρησιμοποιεί δύο ειδών συστήματα συντεταγμένων για τον καθορισμό της γεωμετρίας της κατασκευής και τον τρόπο φόρτισης της. Το καθολικό σύστημα συντεταγμένων είναι ένα αυθαίρετο σύστημα συντεταγμένων στο χώρο, που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της συνολικής γεωμετρίας και φόρτισης της κατασκευής. Το τοπικό σύστημα συντεταγμένων συνδέεται με κάθε μέλος και χρησιμοποιείται στην παραγωγή των δυνάμεων και ροπών στην αρχή και στο τέλος του κάθε μέλους.

2.2.1 Καθολικό σύστημα συντεταγμένων

Τα παρακάτω συστήματα συντεταγμένων είναι διαθέσιμα στο STAAD για τον καθορισμό της γεωμετρίας της κατασκευής.

- **Καρτεσιανό σύστημα συντεταγμένων**

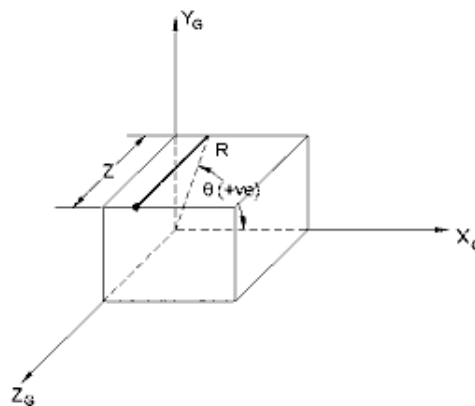
Είναι ένα ορθογώνιο σύστημα συντεταγμένων (X, Y, Z) το οποίο ακολουθεί τον κανόνα του δεξιού χεριού. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον καθορισμό των κόμβων και την διεύθυνση των φορτίσεων. Οι ορθογωνικοί βαθμοί ελευθερίας δηλώνονται ως u_1, u_2, u_3 και οι στροφικοί βαθμοί ελευθερίας ως u_4, u_5 και u_6 .



Σχήμα 2.1: Καρτεσιανό σύστημα συντεταγμένων

- **Κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων**

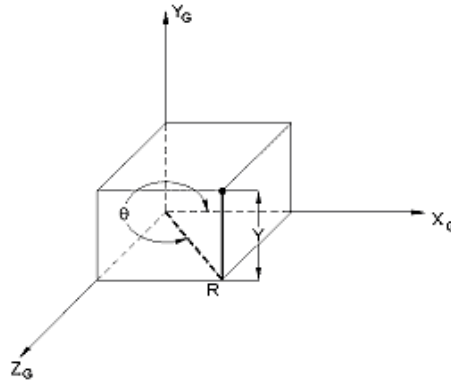
Οι συντεταγμένες X και Y του καρτεσιανού συστήματος αντικαθίστανται με την ακτίνα R και την γωνιά θ . Η συντεταγμένη Z του καρτεσιανού συστήματος και η θετική του κατεύθυνση καθορίζεται από τον κανόνα του δεξιού χεριού.



Σχήμα 2.2: Κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων

▪ **Αντίστροφο κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων**

Η ακτίνα R και η γωνιά θ στο επίπεδο αντιστοιχούν στις X και Z διευθύνσεις στο επίπεδο του καρτεσιανού συστήματος. Η θετική κατεύθυνση καθορίζεται από τον κανόνα του δεξιού χεριού.



Σχήμα 2.3: Αντίστροφο κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων

Από το καθολικό σύστημα συντεταγμένων, μπορούμε να πάρουμε τα ακόλουθα δεδομένα:

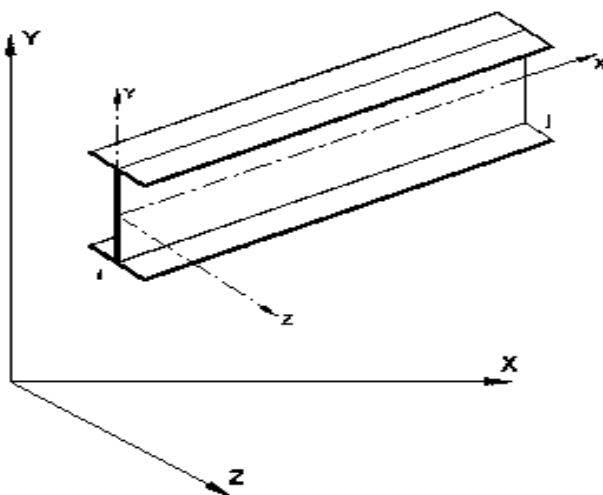
- συντεταγμένες των κόμβων
- φορτία των κόμβων
- υποχωρήσεις των κόμβων

Τα ακόλουθα αποτελέσματα δίνονται από το πρόγραμμα στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων:

- Οι μετακινήσεις και οι στροφές των κόμβων
- Οι αντιδράσεις των κόμβων

2.2.2 Τοπικό σύστημα συντεταγμένων

Το ορθογωνικό τοπικό σύστημα συντεταγμένων συσχετίζεται με κάθε μέλος, το οποίο είναι διαφορετικό για το κάθε ένα. Κάθε άξονας του τοπικού ορθογωνικού συστήματος συντεταγμένων βασίζεται στον κανόνα του δεξιού χεριού. Το σχήμα 2.4 δείχνει μέλος με κόμβο αρχής i και κόμβο τέλους j . Η θετική κατεύθυνση του τοπικού άξονα x , καθορίζεται από τη φορά κατεύθυνσης του i προς το j και η προβολή αυτού προς την ίδια κατεύθυνση. Εφαρμόζεται ο κανόνας του δεξιού χεριού για να ληφθεί υπόψη η θετική κατεύθυνση των τοπικών αξόνων y και z , μπορεί να εφαρμοστεί ο κανόνας. Οι τοπικοί άξονες y και z συμπίπτουν με τους άξονες των δύο κύριων ροπών αδράνειας (ασθενής και κύριος άξονας διατομής).

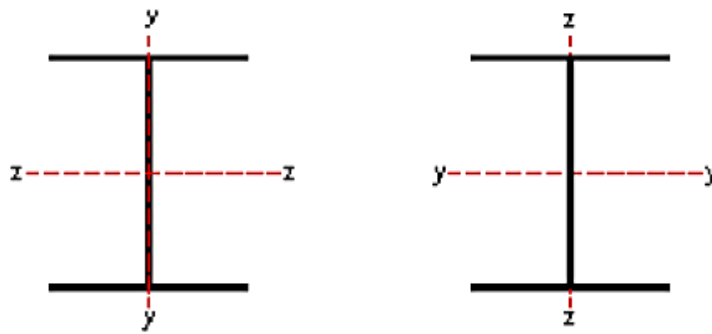


Σχήμα 2.4: Τοπικό σύστημα συντεταγμένων ενός μέλους

2.2.3 Άξονες στο STAAD σε σχέση με τον EC3

Το πρόγραμμα STAAD, από προεπιλογή, ορίζει τον κύριο άξονα της διατομής ενός στοιχείου ως zz και τον ασθενή άξονα ως yy . Ο διαμήκης άξονας του μέλους ορίζεται ως x και ενώνει τον κόμβο αρχής και το κόμβο τέλους του μέλους με την ίδια θετική διεύθυνση.

Ωστόσο ο κώδικας EC3, ορίζει ως τον ισχυρό άξονα της διατομής τον άξονα yy και κατά συνέπεια τον ασθενή άξονα ως zz , δηλαδή αντίστροφα από ότι έχει ορισμένους τους άξονες του το STAAD, όμως ο διαμήκης άξονας καθορίζεται με τον ίδιο τρόπο.



Σχήμα 2.5: Άξονες συντεταγμένων στο STAAD (αριστερά) και στον Ευρωκώδικα 3 (δεξιά)

2.3 Φορτία

Τα φορτία σε μία κατασκευή καθορίζονται ως φορτία που δρουν στους κόμβους, στα μέλη και θερμοκρασιακά φορτία. Το STAAD μπορεί επίσης να παράξει το ίδιο βάρος της κατασκευής και να χρησιμοποιηθεί ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στην ανάλυση και σε οποιαδήποτε διεύθυνση.

- Φορτία κόμβων: αυτά τα φορτία δρουν στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων του φορέα.
- Φορτία μελών: ομοιόμορφα κατανεμημένα, σημειακά, και γραμμικά φορτία (π.χ. τραπεζοειδή). Μπορούν να καθοριστούν είτε στο τοπικό είτε στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων.

2.4 Ανάλυση

Χρησιμοποιείται ελαστική ανάλυση για να ληφθούν υπόψη οι δυνάμεις και οι ροπές στον σχεδιασμό. Ανάλογα με τις απαιτήσεις της ανάλυσης πραγματοποιείται είτε γραμμική ελαστική ανάλυση που λαμβάνονται υπόψη μόνο φαινόμενα 1^{ης} τάξης είτε ανάλυση P-Delta όπου αντίστοιχα λαμβάνονται υπόψη και τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης. Επιπλέον μπορεί να πραγματοποιηθεί και δυναμική ανάλυση και τα αποτελέσματα να συνδυαστούν με αυτά από την στατική ανάλυση.

2.4.1 Ανάλυση με τη μέθοδο δυσκαμψίας

Βασίζεται στα μητρώα δυσκαμψίας των επιμέρους μελών. Στην μητρική ανάλυση των κατασκευών μέσω της μεθόδου των μετακινήσεων, το κτίριο εξιδανικεύεται σε επιμέρους στοιχεία από τα οποία αποτελείται το κτίριο. Κάθε στοιχείο θεωρείται πως έχει τέτοια μετατόπιση έτσι που να ικανοποιά την ισορροπία των δυνάμεων και των μετατοπίσεων στους κόμβους.

2.4.2 Ανάλυση δεύτερης τάξης

2.4.2.1 Ανάλυση P-Delta φαινομένων

Κατασκευές που υποβάλλονται σε πλευρικά φορτία, συχνά εμφανίζουν δευτεροβάθμιες δυνάμεις. Τα φαινόμενα δεύτερης τάξης διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στην ανάλυση του φορέα, αφού η ακαμψία μεταβάλλεται λόγω των P-Delta φαινομένων.

Υπάρχουν δύο είδη φαινομένων P-Delta για τα μέλη. P-Δ που οφείλονται στη μετατόπιση ενός άκρου του μέλους σε σχέση με το άλλο άκρο, ενώ το P-δ που οφείλεται στη κάμψη του μέλους. Επηρεάζονται η τοπική και καθολική δυσκαμψία, οι μετατοπίσεις των κόμβων, οι δυνάμεις στα άκρα των μελών και επίσης αναπτύσσονται επιπρόσθετα φαινόμενα στην μετατόπιση και τις ροπές της διατομής.

2.4.2.2 Ανάλυση με τον συντελεστή λυγισμού (Buckling Analysis)

Επιπλέον με τον συντελεστή λυγισμού μπορούν να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης για την περαιτέρω ανάλυση του φορέα. Ο συντελεστής λυγισμού είναι η τιμή με την οποία όλα τα φορτία πρέπει να πολλαπλασιαστούν, για να προκληθεί καθολικός λυγισμός στο κτίριο.

2.4.3 Επίδραση Ατελειών

Κτίρια που υποβάλλονται σε κατακόρυφα και πλευρικά φορτία, συχνά αναπτύσσονται δευτερεύοντες δυνάμεις λόγω της καμπυλότητας των ατελειών στα υποστυλώματα και τις δοκούς. Αυτό το φαινόμενο 2^{ης} τάξης είναι παρόμοιο με το φαινόμενο P-Delta. Εκτελείται τροποποιημένη γραμμική ελαστική ανάλυση.

2.4.4 Δυναμική Ανάλυση

2.4.4.1 Φάσμα Απόκρισης

Δυνατότητα ανάλυσης του κτιρίου στη σεισμική δράση με την ιδιομορφική μέθοδο φασματικής απόκρισης, όπου και υπολογίζονται οι μετατοπίσεις των κόμβων, οι δυνάμεις των μελών και οι αντιδράσεις των στηρίξεων, για οποιοδήποτε είδος φάσματος απόκρισης.

Οι μέγιστες φασματικές αποκρίσεις μπορούν να συνδυαστούν χρησιμοποιώντας μία από τις μεθόδους: την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS), τον πλήρη τετραγωνικό συνδυασμό (CQC) ή το άθροισμα των απόλυτων τετραγώνων (ABS).

Τα αποτελέσματα από την ανάλυση της φασματικής απόκρισης μπορούν να συνδυαστούν με τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης για εκτέλεση του μετέπειτα σχεδιασμού το φορέα. Για να ληφθεί υπόψη η αναστρεψιμότητα της σεισμικής δράσης, μπορούν να εφαρμοστούν συνδυασμοί δράσεων για να περιληφθούν είτε η θετική ή αρνητική συνεισφορά των σεισμικών αποτελεσμάτων.

3. ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

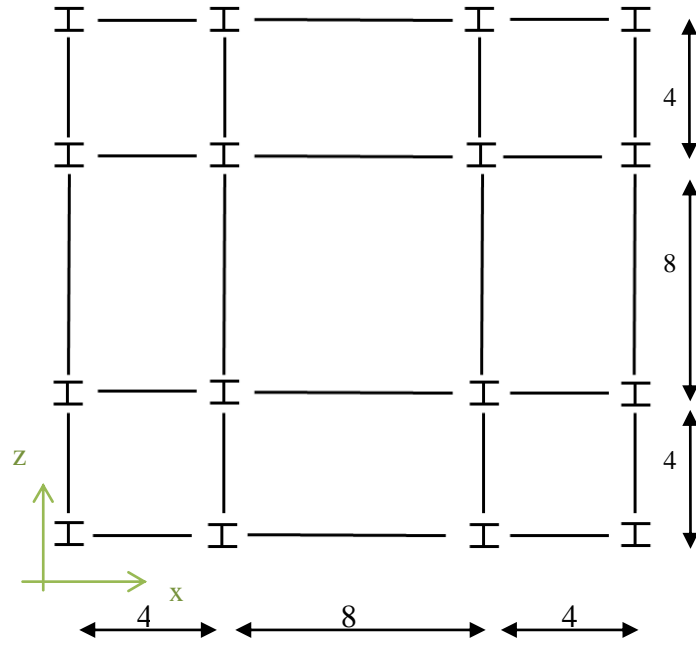
Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται ο φορέας στον οποίο γίνεται η ανάλυση και ως εκ τούτου επεξηγείται η μεθοδολογία της ανάλυσης που εφαρμόστηκε στον φορέα, σύμφωνα πάντα με τις αρχές των Ευρωκωδίκων όπου και προαναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 2.

3.1 Γεωμετρία φορέα

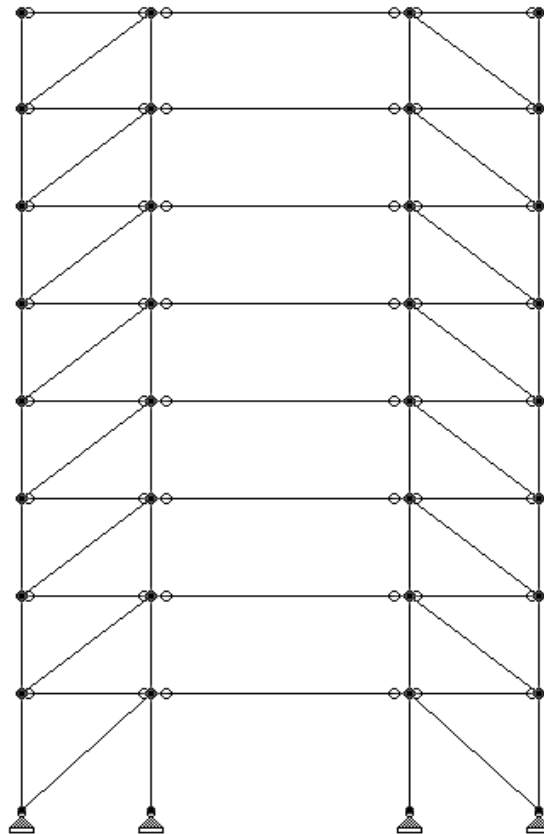
Η γεωμετρία του φορέα επιλέχθηκε από τον χρήστη και δεν πρόκειται για ένα υφιστάμενο κτίριο. Το κτίριο θεωρείται πως σχεδιάζεται για γραφειακή χρήση και αποτελείται από επτά ορόφους. Η κατασκευή έχει ολικό πλάτος 16 m στην διεύθυνση x και ολικό μήκος επίσης 16 m στην διεύθυνση z. Και στις δύο διευθύνσεις υπάρχουν τρία ανοίγματα, με τα δύο ακρινά να είναι 4 m, ενώ το εσωτερικό 8 m. Το ισόγειο έχει ύψος 3.8 m και οι υπόλοιποι όροφοι προς τα πάνω έχουν ύψος 3.2 m.

Υπάρχουν 4 πλαίσια κατά τις δύο διευθύνσεις x και z. Οι κολόνες είναι τοποθετημένες από τη θεμελίωση και συνεχίζουν προς τα πάνω μέχρι την οροφή. Τόσο στη διεύθυνση x όσο και στη διεύθυνση z έχουν εφαρμοστεί κάθετα διαγώνια μέλη δυσκαμψίας, στα ακρινά πλαίσια με άνοιγμα 4 m, δηλαδή σε αυτά που φαίνονται στη πρόσοψη και πλάγια όψη (Σχήμα 16). Είναι τοποθετημένα στον κόμβο όπου συνδέεται η δοκός με την κολόνα, πράγμα που δίνει ένα πλαίσιο με κεντρικούς διαγώνιους συνδέσμους. Επιπλέον έχουν τοποθετηθεί και οριζόντια διαγώνια μέλη στο πάτωμα του κάθε ορόφου για την διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων στα πλευρικά φορτία.

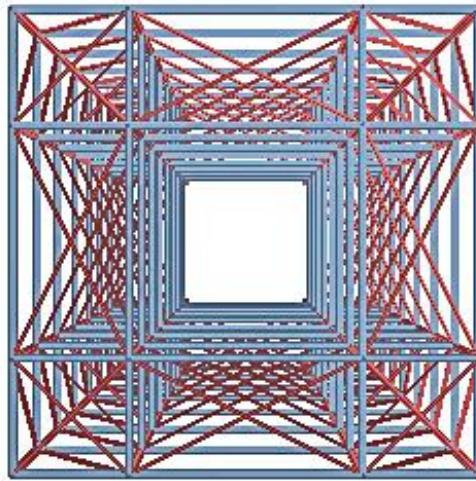
Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζεται τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα, πρόσοψη και πλάγια όψη όπως διαμορφώθηκε στο πρόγραμμα STAAD.Pro, καθώς και η τυπική κάτοψη του κάθε ορόφου.



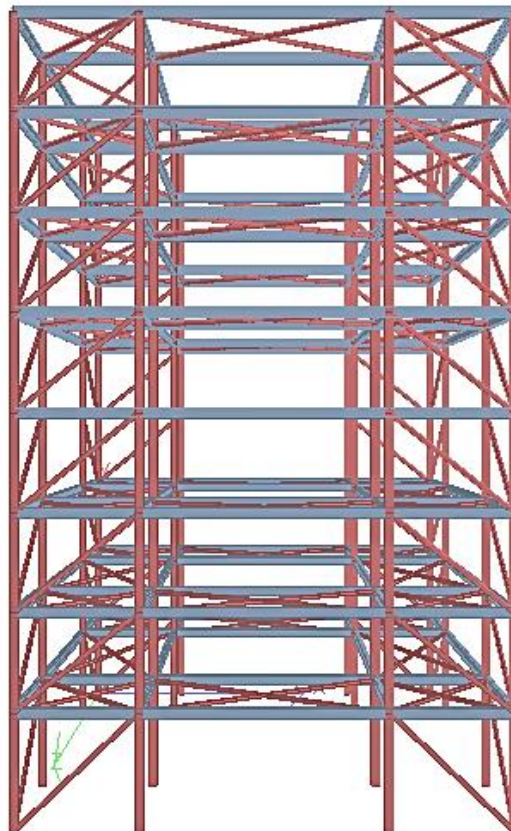
Σχήμα 3.1: Τυπική κάτοψη ορόφων (σε m)



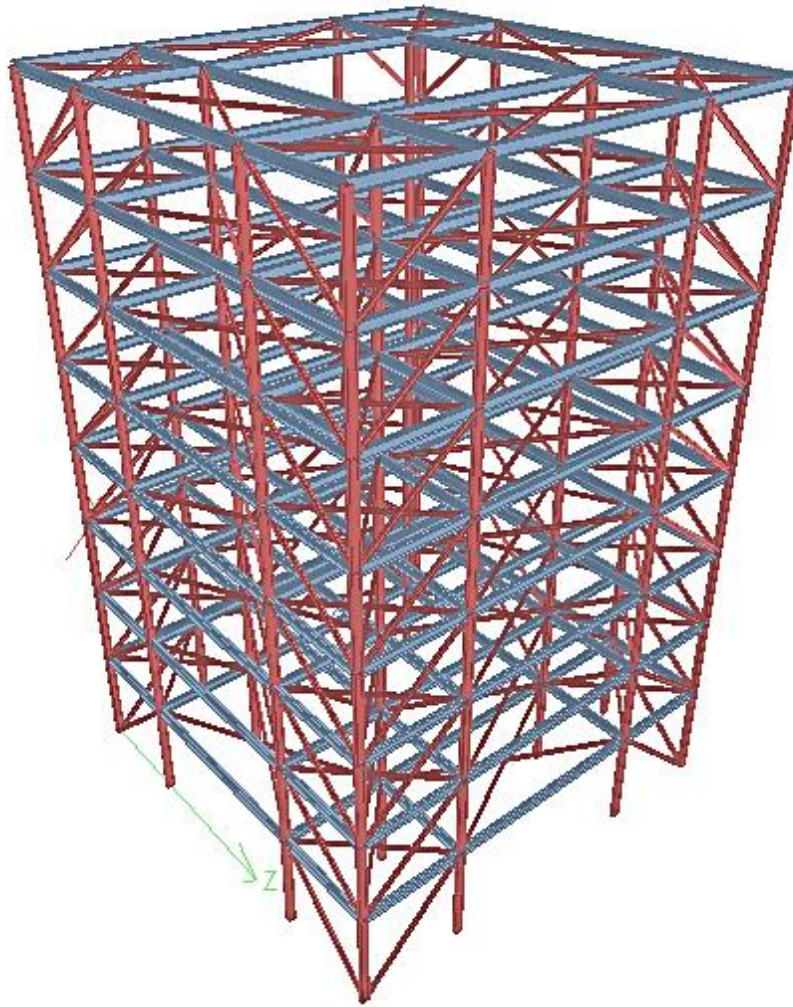
Σχήμα 3.2: Πρόσοψη (διεύθυνση x) και πλάγια όψη (διεύθυνση z) κτιρίου, (STAAD.Pro)



Σχήμα 3.3: Κάτοψη κτιρίου (STAAD.Pro)



Σχήμα 3.4: Πρόσοψη, διεύθυνση x (STAAD.Pro)



Σχήμα 3.5: Τρισδιάστατη σπεικόνιση (STAAD.Pro)

3.2 Ιδιότητες υλικών

Το κτίριο μοντελοποιήθηκε καθαρά ως μεταλλικό, έτσι για σκοπούς ανάλυσης οι σταθερές του δομικού χάλυβα αναφέρονται πιο κάτω:

- Το μέτρο ελαστικότητας του Young, $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$
- Το μέτρο διάτμησης που χρησιμοποιείται στον υπολογισμό των στρεπτικών και διατμητικών συνιστωσών της παραμόρφωσης, σχετίζεται με το μέτρο ελαστικότητας E , $G = E/2(1 + \nu) = 81\,000\text{ N/mm}^2$
- Ο λόγος Poisson, $\nu = 0.3$
- Συντελεστή θερμικής διαστολής, $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Πυκνότητα, $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$

3.3 Φορτία

Η μεταλλική αυτή κατασκευή προσομοιώνεται ως μια σύνθεση από δοκούς, υποστυλώματα και διαγώνια μέλη που ενώνονται μεταξύ τους με κόμβους. Τα φορτία για τα οποία σχεδιάστηκε το μοντέλο είναι ως ακολούθως:

- Μόνιμα φορτία βαρύτητας, όπου περιλαμβάνεται και το ίδιο βάρος των μελών
- Μεταβλητά φορτία βαρύτητας, και
- Σεισμικές δράσεις

Τα φορτία βαρύτητας σχεδιάζονται ώστε να μεταφέρονται από τις δευτερεύουσες δοκούς, ομοιόμορφα κατανεμημένα κατά μήκος των κύριων δοκών.

3.4 Κατανομή φορτίων

Η διάταξη των δοκών, τεγίδων, κόμβων, δικτυωμάτων και υποστυλωμάτων σε μια μεταλλική κατασκευή πρέπει να έχουν συγκεκριμένη διάταξη ώστε να μπορεί να υποστηρίξει τα φορτία βαρύτητας και να αντισταθεί τα οριζόντια (πλευρικά) φορτία, είτε μέσω ενός κατάλληλου συστήματος κάθετου δικτυώματος ή μέσω μίας διάταξης κολώνας και δοκού με δικτύωμα.

Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε η μελέτη να πραγματοποιηθεί σε ένα πλαίσιο με κεντρικούς κάθετους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Αποτελείται από κατακόρυφα στοιχεία (κολόνες και διαγώνια μέλη) και οριζόντια στοιχεία (δοκοί και διαγώνια μέλη). Οι δοκοί μεταξύ τους συνδέονται με απλές αρθρώσεις, ενώ τα υποστυλώματα είναι συνεχή από τα θεμέλια μέχρι την οροφή.

Η μεταφορά των φορτίων βαρύτητας γίνεται μέσω των πατωμάτων που αποτελούνται από τις κύριες και δευτερεύουσες δοκούς με απλές συνδέσεις μεταξύ τους. Οι δευτερεύουσες δοκοί στηρίζονται στις κύριες δοκούς, οι οποίες είναι εγκάρσια τοποθετημένες, μεταφέροντας έτσι τα φορτία βαρύτητας στις κολόνες στις οποίες στηρίζονται και στη συνέχεια καταλήγουν στο έδαφος.

Οι οριζόντιες δυνάμεις του σεισμού, παραλαμβάνονται από τα δύο ακρινά πλαίσια με τα κάθετα διαγώνια μέλη δυσκαμψίας και στις δύο κατευθύνσεις x και z , αλλά και από τα οριζόντια διαγώνια μέλη που είναι τοποθετημένα σε κάθε όροφο με αποτέλεσμα τα πατώματα των ορόφων να έχουν διαφραγματική συμπεριφορά. Έτσι επιτυγχάνεται η πλευρική ευστάθεια του συστήματος στο κάθετο επίπεδο. Συνήθως τα πλαίσια με τα κάθετα

δικτυώματα δεν επιτρέπουν πλευρική μετατόπιση, κάνοντας έτσι το πλαίσιο αμετάθετο. Όμως η μεταθετότητα ή μη του συγκεκριμένου πλαισίου θα μελετηθεί στο επόμενο κεφάλαιο.

4. ΑΝΑΛΥΣΗ, ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ

4.1 Διαστασιολόγηση φορέα

Αρχικά είχε πραγματοποιηθεί προκαταρκτική ανάλυση όσον αφορά τα φορτία βαρύτητας, με σκοπό να βρεθούν οι κατάλληλες διατομές που θα ικανοποιούσαν τους ελέγχους που δίνει ο Ευρωκώδικας 3.

Οι έλεγχοι που έγιναν σε επίπεδο διατομής (§6.2), ήταν αντίσταση σε:

- Εφελκυσμό (§6.2.3)
- Θλίψη (§6.2.4)
- Κάμψη (§6.2.5)
- Διάτμηση (§6.2.6)
- Κάμψη και διάτμηση (§6.2.8)
- Κάμψη και αξονική δύναμη (§6.2.9)
- Κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη (§6.2.10)

Οι έλεγχοι που έγιναν για αντίσταση σε λυγισμό (§6.3), ήταν σε:

- Μέλη με σταθερή αξονική θλίψη (§6.3.1), τα οποία μπορούν να υπόκεινται σε καμπτικό, στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό,
- Μέλη με κάμψη (§6.3.2), τα οποία μπορούν να υποστούν στρεπτοκαμπτικό λυγισμό,
- Μέλη με συνδυασμό κάμψης και αξονικής θλίψης (§6.3.3)

Με βάση τους ελέγχους που γίνονται στα μέλη σε επίπεδο διατομής και σε επίπεδο μέλους, οι διατομές των μελών υπολογίστηκαν όπως φαίνεται πιο κάτω:

- Δοκοί των 4 m, ελατής διατομής IPE360, ενώ δοκοί των 8 m ελατής διατομής HEA400
- Υποστυλώματα ορθογωνικής διατομής RHS 250x150x16
- Κάθετα διαγώνια μέλη δυσκαμψίας, ορθογωνικής διατομής RHS 140x80x4
- Οριζόντια διαγώνια μέλη δυσκαμψίας, ορθογωνικής διατομής RHS 120x60x4

Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι κατηγορίας S355.

4.2 Σεισμική Ανάλυση και Σχεδιασμός

4.2.1 Σεισμικά στοιχεία κτιρίου

Όπως προαναφέρθηκε, η Κύπρος είναι ψηλής σεισμικότητας χώρα. Έτσι από τα δεδομένα του Ευρωκώδικα 8, παίρνουμε τον Τυπό 1 για την περαιτέρω ανάλυση και σχεδιασμό του φορέα σε σεισμική δράση. Το κτίριο θεωρείται πως βρίσκεται στην περιοχή Λευκωσίας. Ακολουθούν παράμετροι για τον αντισεισμικό σχεδιασμό του φορέα, με βάση τον Ευρωκώδικα 8:

- Τύπος εδάφους C: βαθιά αποθέματα πυκνής άμμου
- Κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου I, άρα συντελεστής απουδαιότητας $\gamma_I = 1.0$
- Αναφορική μέγιστη επιτάχυνση εδάφους, $\alpha_{gR} = 0.20g$, όπως φαίνεται από την Εικόνα 1 και τον Πίνακα 9.
- Σχεδιάζεται για μεσαίας κλάσης πλαστιμότητας (DCM), $q = q_0 * k_w = 3 * \frac{a_u}{a_1} * 1 = 3.9 \approx 4$
- Ιδιοπερίοδος κτιρίου: $T = C_t * H^{0.75} = 0.579 \text{ s}$
- Από φάσμα σχεδιασμού επιτάχυνσης (S_d): $T_B \leq T \leq T_C$

$$S_d(T) = \alpha_g S \frac{2.5}{q} = 1.41 \text{ m/s}^2$$



Εικόνα 1: Χάρτης σεισμικών ζωνών της Κύπρου (www.moa.gov.cy)

Πίνακας 4.1: Μέγιστη επιτάχυνση εδάφους με βάση την σεισμική ζώνη

Σεισμική ζώνη	A_{\max}, A_{gR}
1	0.15g
2	0.20g
3	0.25g

4.2.2 Ιδιομορφική μέθοδος φασματικής απόκρισης

Η σεισμική ανάλυση του φορέα με βάση την φασματική μέθοδο έγινε στο πρόγραμμα STAAD.Pro. Σχεδιάστηκε με τέτοιο τρόπο ώστε μόνο τα δύο εξωτερικά πλαίσια στη διεύθυνση x και z να παραλαμβάνουν το σεισμό. Όπως αναφέρει και ο κώδικας σχεδιάζονται ώστε να λαμβάνουν όλο το μόνιμο φορτίο της κατασκευής και το 30% του μεταβλητού φορτίου της, ενώ ο υπολογισμός για τον συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων λήφθηκε υπόψη με τον πλήρη τετραγωνικό συνδυασμό (CQC).

Επιπλέον στο σχεδιασμό λήφθηκαν υπόψη οι πιο κάτω συνδυασμοί δράσεων, όπως αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 8:

- $G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
- $G_k + 0.3Q_k + F_x - 0.3F_z$
- $G_k + 0.3Q_k - F_x + 0.3F_z$
- $G_k + 0.3Q_k - F_x - 0.3F_z$

Όπου,

G_k είναι τα μόνιμα φορτία βαρύτητας

Q_k είναι τα μεταβλητά φορτία βαρύτητας

F_x είναι τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την εφαρμογή της σεισμικής δράσης κατά τον άξονα x

F_z τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την εφαρμογή της σεισμικής δράσης κατά τον άξονα z

Οι πιο πάνω συνδυασμοί φορτίων πραγματοποιήθηκαν τόσο για το φάσμα απόκρισης στην x κατεύθυνση, όσο και στο φάσμα απόκρισης στην z κατεύθυνση.

Από την ανάλυση του κτιρίου με την φασματική απόκριση προέκυψαν οι πιο κάτω συχνότητες, ιδιοπερίοδοι και συντελεστές συμμετοχής της μάζας. Για την ανάλυση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν οι πρώτες 8 ιδιομορφές.

Πίνακας 4.2: Στοιχεία ιδιομορφών της κατασκευής

Ιδιομορφή	Συχνότητα, f (cycles/sec)	Ιδιοπερίοδος, T (sec)	Συντελεστής συμμετοχής μάζας (%), Χ κατεύθυνση
1	1.310	0.76317	78.32
2	1.599	0.62525	0
3	1.816	0.55066	0
4	4.312	0.23191	16.29
5	5.268	0.18984	0
6	5.694	0.17564	0
7	8.134	0.12294	3.26
8	8.958	0.11163	0

4.2.2.1 Έλεγχος δοκών (STAAD.Pro)

Ελέχθηκαν όλες οι δοκοί του φορέα για κάθε ένα από τους πιο πάνω συνδυασμούς δράσεων στο πρόγραμμα STAAD. Το STAAD δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να επιλέξει την κανονιστική διατομή του μέλους σε συγκεκριμένη φόρτιση, ανάλογα με το μέγεθος του λόγου απόδοσης σε σχέση με την μονάδα.

Πίνακας 4.3: Έλεγχος ικανότητας δοκών (STAAD.Pro)

Δοκός	Όροφος	Διατομή	Λόγος E_d/R_d	Αξονική Δύναμη (kN)	Κάμψη (kNm)	Κρίσιμη φόρτιση
26, 50	1	HEA 400	0.445	1.22 (T)	-244.99	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
29,53	2	HEA 400	0.445	1.74 (T)	-244.99	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
32, 56	3	HEA 400	0.445	1.76 (T)	-244.99	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
35, 59	4	HEA 400	0.445	1.71 (T)	-244.99	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
38, 62	5	HEA 400	0.445	1.63 (T)	-244.99	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
41, 65	6	HEA 400	0.445	1.50 (T)	-244.99	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
44, 68	7	HEA 400	0.445	1.09 (T)	-244.99	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$

Οι πιο πάνω δοκοί θεωρήθηκαν ως οι πιο κρίσιμες από όλες που ελέγχθηκαν για τους συνδυασμούς δράσεων, διότι είχαν το μεγαλύτερο μέγεθος του λόγου όσον αφορά τον έλεγχο ικανότητας E_d/R_d . Όμως δεν μπορούμε να πούμε πως είναι αρκετά κρίσιμες, αφού ο λόγος τους απέχει κατά πολύ από την μονάδα. Έτσι συμπεραίνουμε πως οι διατομές που είχαν υπολογιστεί από τον προκαταρκτικό σχεδιασμό με τα φορτία βαρύτητας είναι ικανοποιητικές και για φόρτιση στη σεισμική δράση για την οποία αναλύθηκε το κτίριο.

4.2.2.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων (STAAD.Pro)

Ελέχθηκαν όλα τα υποστυλώματα του φορέα για κάθε ένα από τους συνδυασμούς δράσεων στο πρόγραμμα STAAD. Στο πιο κάτω πίνακα φαίνονται τα δυσμενέστερα υποστυλώματα κατά τον συνδυασμό των φορτίων βαρύτητας με τη σεισμική δράση.

Πίνακας 4.4: Έλεγχος ικανότητας υποστυλωμάτων (STAAD.Pro)

Κολόνα	Όροφος	Διατομή	Λόγος E_d/R_d	Αξονική Δύναμη (kN)	Κάμψη (kNm)	Κρίσιμη φόρτιση
241	Ισόγειο	RHS 250x150x16	0.468	1441.97 (C)	1.41	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
249	Ισόγειο	RHS 250x150x16	0.468	1441.97 (C)	1.42	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
273	Ισόγειο	RHS 250x150x16	0.468	1441.97 (C)	1.41	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
281	Ισόγειο	RHS 250x150x16	0.468	1441.97 (C)	1.42	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$

Τα υποστυλώματα πιο πάνω περνούν τον έλεγχο ικανότητας E_d/R_d , αφού η τιμή του λόγου είναι μικρότερη της μονάδας.

4.2.2.3 Έλεγχος κατακόρυφων διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας (STAAD.Pro)

Ελέγχθηκαν όλα τα κατακόρυφα διαγώνια μέλη δυσκαμψίας του πλαισιωτού φορέα για κάθε ένα από τους συνδυασμούς δράσεων στο πρόγραμμα STAAD. Στο πιο κάτω πίνακα φαίνονται οι δυσμενέστεροι κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι, κατά τον συνδυασμό των φορτίων βαρύτητας με τη σεισμική δράση.

Πίνακας 4.5: Έλεγχος ικανότητας κατακόρυφων μελών (STAAD.Pro)

Κατακόρυφα Διαγώνια	Όροφος	Διατομή	Λόγος E_d/R_d	Αξονική Δύναμη (kN)	Κρίσιμη φόρτιση
462	5	RHS 140x80x4	0.718	93.16 (C)	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
461	4	RHS 140x80x4	0.844	109.54 (C)	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
460	3	RHS 140x80x4	0.943	122.36 (C)	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
435,443, 451,459	2	RHS 140x80x4	1.017	132.05 (C)	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
434,442, 450,458	1	RHS 140x80x4	1.063	138.03 (C)	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
433,441, 449,457	Ισόγειο	RHS 140x80x4	1.421	160.64 (C)	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$

Τα κατακόρυφα διαγώνια μέλη στον παραπάνω πίνακα με κόκκινο χρώμα δεν ικανοποιούν τον έλεγχο επάρκειας στη συγκεκριμένη φόρτιση, όπως φαίνεται και από τον λόγο E_d/R_d , ο οποίος είναι μεγαλύτερος της μονάδας. Έτσι για να ενισχύσουμε την επάρκεια των μελών στη φόρτιση αυτή, αυξάνουμε τη διατομή σε RHS 140x80x10, η οποία είναι η ακριβώς επόμενη διατομή που ικανοποιά τον λόγο σχεδιασμού E_d/R_d .

4.2.2.4 Έλεγχος οριζόντιων διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας (STAAD.Pro)

Ελέγχθηκαν όλες οι δοκοί του φορέα για κάθε ένα από τους πιο πάνω συνδυασμούς δράσεων στο πρόγραμμα STAAD. Στο πιο κάτω πίνακα φαίνονται οι δυσμενέστεροι οριζόντιοι διαγώνιοι σύνδεσμοι, κατά τον συνδυασμό των φορτίων βαρύτητας με τη σεισμική δράση.

Πίνακας 4.6: Έλεγχος ικανότητας οριζόντιων μελών (STAAD.Pro)

Διαγώνια	Όροφος	Διατομή	Λόγος E_d/R_d	Αξονική Δύναμη (kN)	Κρίσιμη φόρτιση
517,525, 581,589	1	RHS 120x60x4	0.131	2.71 (C)	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
556,564, 620,628	8	RHS 120x60x4	0.188	3.87 (C)	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$
524,532, 588,596	8	RHS 120x60x4	0.267	5.51 (C)	$G_k + 0.3Q_k + F_x + 0.3F_z$

Τα οριζόντια διαγώνια μέλη δεν συντρέχουν κίνδυνο αστοχίας κατά τη συγκεκριμένη σεισμική δράση στην οποία αναλύθηκε το κτίριο, αφού όπως φαίνεται από τον πίνακα 14, ο λόγος επάρκειας E_d/R_d είναι αρκετά μικρότερος από την μονάδα.

4.2.3 Μέθοδος ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης

Σ' αυτό το υποκεφάλαιο γίνεται ο έλεγχος των μελών με την μέθοδο της ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης, όπου οι πλευρικές δράσεις του σεισμού υπολογίζονται στο χέρι και εφαρμόζονται στο πρόγραμμα STAAD.Pro.

4.2.3.1 Φορτίο σχεδιασμού

Πίνακας 4.7: Φορτία βαρύτητας φορέα

Όροφος	Μόνιμα (kN/m ²)	Μεταβλητά (kN/m ²)
Οροφή (8)	3	1
Όροφος (1-7)	4	3

Μόνιμα φορτία

$$\text{Οροφή} = 3 \text{ kN/m}^2 * 16 \text{ m} * 16 \text{ m} = 768 \text{ kN}$$

$$\text{Όροφος} = 4 \text{ kN/m}^2 * 16 \text{ m} * 16 \text{ m} = 1024 \text{ kN} * 7 \text{ όροφοι} = 7168 \text{ kN}$$

Μεταβλητά φορτία

$$\text{Οροφή} = 1 \text{ kN/m}^2 * 16 \text{ m} * 16 \text{ m} = 256 \text{ kN}$$

$$\text{Όροφος} = 3 \text{ kN/m}^2 * 16 \text{ m} * 16 \text{ m} = 768 \text{ kN} * 7 \text{ όροφοι} = 5376 \text{ kN}$$

4.2.3.2 Σεισμική μάζα

Εδώ υπολογίζεται το ολικό φορτίο που θα χρησιμοποιηθεί στην περαιτέρω ανάλυση.

$$G_k + \psi_{E,i} Q_k = 7936 + 0.15 * 5632 = 8781 \text{ kN}$$

Πίνακας 4.8: Ολικό φορτίο σεισμού

Όροφος	G _k (kN)	Q _k (kN)	G _k + ψ _{E,i} Q _k (kN)	Σεισμική μάζα (kg·10 ³)
Οροφή (8)	768	256	806.4	82.20
Όροφος (1-7)	1024	768	1139.2 * 7	116.13 * 7
Ολική σεισμική μάζα				895.11

4.2.3.3 Τέμνουσα βάση

Υπολογίζεται η τέμνουσα δύναμη βάσης

$$F_b = \lambda m S_d(T) = \frac{0.85 \cdot 895.11 \cdot 103 \cdot 1.41}{1000} = 1072.78 \text{ kN}$$

Ακολούθως γίνεται πλευρική κατανομή των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος του κτιρίου, λαμβάνοντας υπόψη την κατακόρυφη κατανομή των μαζών των ορόφων και την αντίστοιχη πλευρική μετατόπιση της μάζας, η οποία ακολουθεί την θεμελιώδη ιδιομορφή. Όμως η μετατόπιση της πρώτης ιδιομορφής θεωρείται γραμμική και έτσι λαμβάνεται ως αναλογική του ύψους z των ορόφων. Έτσι το οριζόντιο σεισμικό φορτίο κατανέμεται στη βάση κάθε ορόφου.

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum m_j z_j}$$

Στροφοική ανοχή

Ο φορέας είναι κανονικό σε κάτοψη, ωστόσο λαμβάνονται υπόψη τα τυχηματικά φαινόμενα στροφής. Συγκεκριμένα υπολογίζεται η αύξηση των σεισμικών δυνάμεων λόγω της τυχηματικής εκκεντρότητας, πολλαπλασιάζοντας τα με την συντελεστή δ .

$$\delta = 1 + 0.6 \frac{x}{L_e}$$

Λαμβάνοντας υπόψη πως τα πλευρικά σεισμικά φορτία θα παραλάβουν τα εξωτερικά πλαίσια στην κατεύθυνση x και z , ο συντελεστής δ υπολογίζεται ίσος με 1.3 και η ισοδύναμη πλευρική δύναμη σε κάθε όροφο υπολογίζεται από:

$$F_k = \frac{\delta F_b}{2}$$

Στον πιο κάτω πίνακα φαίνονται οι ισοδύναμες πλευρικές δυνάμεις σε κάθε όροφο, όπως έχουν υπολογιστεί με βάση τα πιο πάνω.

Πίνακας 4.9: Ισοδύναμες οριζόντιες δυνάμεις στη βάση κάθε ορόφου

Όροφος	z_i (m)	m_i (kg·10 ³)	$z_i m_i$	$F_{b,i}$ (kN)	$F_{k,i}$ (kN)
8	26.2	82.2	2153.64	181.91	118.24
7	23	116.13	2670.99	225.61	146.65
6	19.8	116.13	2299.37	194.22	126.24
5	16.6	116.13	1927.76	162.83	105.84
4	13.4	116.13	1556.14	131.44	85.44
3	10.2	116.13	838.44	100.05	65.03
2	7.0	116.13	812.91	68.66	44.63
1	3.8	116.13	441.30	37.28	24.23

4.2.3.4 Έλεγχος για φαινόμενα δεύτερης τάξης

Υπολογίζεται η τιμή θ , για να οριστεί εάν τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης μπορούν να αγνοηθούν.

Δεν χρειάζονται να ληφθούν υπόψη εάν: $\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0.10$

Η σχετική μετατόπιση κάθε ορόφου φαίνεται στον πιο κάτω πίνακα, όπως έχει υπολογιστεί από το πρόγραμμα STAAD.Pro. Επιπλέον φαίνονται οι συντελεστές θ του κάθε ορόφου, όπως έχουν υπολογιστεί.

Πίνακας 4.10: Έλεγχος φαινομένων δεύτερης τάξης

Όροφος	h (m)	d_r (mm)	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	θ
8	3.2	42.706	82.2	118.24	0.093
7	3.2	37.442	198.33	264.89	0.088
6	3.2	31.805	314.46	391.13	0.080
5	3.2	25.872	430.59	496.97	0.070
4	3.2	19.850	546.72	582.41	0.058
3	3.2	13.992	662.85	647.44	0.045
2	3.2	8.593	778.98	692.07	0.032
1	3.8	4.008	895.11	716.30	0.013

Έτσι με βάση τον πιο πάνω πίνακα βλέπουμε πως τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη για την περαιτέρω ανάλυση του φορέα, διότι ο συντελεστής θ είναι μικρότερος της τιμής 0.1. Επιπλέον λόγω του γεγονότος πως ο συντελεστής θ είναι μικρότερος του 0.1, μπορούμε να κατατάξουμε το υπό ανάλυση πλαίσιο ως αμετάθετο.

4.2.3.5 Έλεγχος διαγώνιων μελών δυσκαμψίας

Τα δυσμενέστερα διαγώνια μέλη της κατασκευής ανάλογα με το αξονικό φορτίο που παίρνουν, φαίνεται στον πιο κάτω πίνακα.

Πίνακας 4.11: Εντατικά μεγέθη διαγώνιων μελών (STAAD.Pro)

Φορτία Βαρύτητας, $G_k+0.3Q_k$			Πλευρικά φορτία, A_{Ed}
Διαγώνια	Αρ. Κόμβου	N (kN)	N (kN)
401	1	45.57	-264.29
	41	-45.57	264.29
417	112	45.57	258.99
	80	-45.57	-258.99
433	1	49.59	-272.84
	6	-49.59	272.84
457	112	49.59	271.77
	115	-49.59	-271.77

Όπως έχει προαναφερθεί και στο κεφάλαιο 1, παράγραφο 1.5.2, καθορίζεται η σχεδιαστική αντοχή των διαγώνιων με σκοπό την εύρεση του συντελεστή Ω . Υπολογίζονται οι συντελεστές για τα πιο πάνω δυσμενέστερα διαγώνια μέλη και επιλέγεται αυτό με τη μικρότερη τιμή για τον περαιτέρω έλεγχο των υπόλοιπων μελών του φορέα.

$$\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,E,i}$$

Η διατομή των διαγώνιων μελών δυσκαμψίας είναι RHS 140x80x10.

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{38.90 \cdot 10^2 \cdot 355}{1000} = 1380.95 \text{ kN}$$

$$\Omega_{401} = 1380.95 / 264.29 = 5.225$$

$$\Omega_{417} = 1380.95 / 258.99 = 5.330$$

$$\Omega_{433} = 1380.95 / 272.84 = 5.060$$

$$\Omega_{457} = 1380.95 / 271.77 = 5.080$$

Από τα πιο πάνω επιλέγεται ο συντελεστής Ω του μέλους 433 με τη μικρότερη τιμή για την περαιτέρω ανάλυση των υπόλοιπων μελών, που είναι ίσος με 5.060.

4.2.3.6 Έλεγχος Δοκών

Πιο κάτω φαίνονται οι δυσμενέστερες δοκοί όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη τους, όπως πάρθηκαν από το πρόγραμμα.

Πίνακας 4.12: Εντατικά μεγέθη δοκών (STAAD.Pro)

Φορτία Βαρύτητας, $G_k+0.3Q_k$					Πλευρικά φορτία, A_{Ed}		
Δοκός	Αρ. Κόμβου	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
6	11	-17.90	19.60	0.0	-202.00	0.0	0.0
	12	17.90	19.60	0.0	202.00	0.0	0.0
73	113	-21.15	19.60	0.0	206.03	0.0	0.0
	114	21.15	19.60	0.0	-206.03	0.0	0.0
76	117	-17.90	19.60	0.0	219.09	0.0	0.0
	118	17.90	19.60	0.0	-219.09	0.0	0.0
79	121	-16.17	19.60	0.0	219.22	0.0	0.0
	122	16.17	19.60	0.0	-219.22	0.0	0.0
82	125	-14.91	19.60	0.0	208.90	0.0	0.0
	126	14.91	19.60	0.0	-208.90	0.0	0.0

Έλεγχος δοκού με αριθμό 79

Στοιχεία διατομής: IPE360

$$A = 72.7 \text{ cm}^2, I_y=16270 \text{ cm}^4, I_z=1040 \text{ cm}^4, W_{ply}=1019 \text{ cm}^3, W_{plz}=191 \text{ cm}^3$$

Στοιχεία λυγισμού:

$$M_{cr} = 240.2 \text{ kNm}, N_{cr} = 2905 \text{ kN}$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα σε καμπτικό λυγισμό: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{72.7 \cdot 10^2 \cdot 355}{2905 \cdot 10^3}} = 0.943$$

Μειωτικός συντελεστής: $\chi_z = 0.63$

Αντοχή μέλους:

$$N_{b,z,Rd} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.63 * 72.7 * 10^2 * 355}{1000} = 1625.94 \text{ kN}$$

Έλεγχος:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} = -16.17 + 1.1 * 1.25 * 5.06 * 219.22 = 1509.05 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 1625.94 \text{ kN} > N_{Ed} = 1509.05 \text{ kN} \text{ OK}$$

4.2.3.7 Έλεγχος Υποστυλωμάτων

Πιο κάτω φαίνονται τα δυσμενέστερα υποστυλώματα όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη τους, όπως πάρθηκαν από το πρόγραμμα.

Πίνακας 4.13: Εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων (STAAD.Pro)

Κολόνα	Φορτία Βαρύτητας, $G_k+0.3Q_k$				Πλευρικά φορτία, A_{Ed}		
	Αρ. Κόμβου	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
217	3	318.88	-0.02	0.00	-965.14	-0.89	0.00
	7	-318.88	0.02	-0.06	965.15	0.89	-3.4
243	46	1000.80	0.00	0.00	0.00	0.18	1.36
	50	-1000.80	0.00	0.00	0.00	-0.18	-0.79
249	39	1353.60	0.00	0.00	0.00	-0.84	0.00
	43	-1353.60	0.00	0.00	0.00	0.84	-3.18
250	43	1177.20	0.00	0.00	0.00	0.57	3.18
	47	-1177.20	0.00	0.00	0.00	-0.57	-1.35
257	40	329.71	0.00	0.00	952.74	-0.83	0.00
	44	-329.71	0.00	-0.01	-952.74	0.83	-3.15
265	73	329.71	0.00	0.00	-962.93	-0.83	0.00

	77	-329.71	0.00	0.01	962.93	0.83	-3.16
305	110	318.88	0.02	0.00	964.74	-0.89	0.00
	114	-318.88	-0.02	0.06	-964.74	0.89	-3.40

Έλεγχος υποστυλώματος με αριθμό 217

Στοιχεία διατομής: RHS 250x150x16

$$A = 115 \text{ cm}^2, I_y=8879 \text{ cm}^4, I_z=3873 \text{ cm}^4, W_{ply}=906 \text{ cm}^3, W_{plz}=625 \text{ cm}^3$$

Αντίσταση διατομής:

$$N_{pl, Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{115 \cdot 10^2 \cdot 355}{1000} = 4082.5 \text{ kN}$$

Στοιχεία λυγισμού:

$$N_{cr} = 5553.4 \text{ kN}, M_{cr} = 6666.3 \text{ kN}$$

Μήκος λυγισμού: $L_y = L_z = 3.8 \text{ m}$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα σε καμπτικό λυγισμό: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{115 \cdot 10^2 \cdot 355}{5553.4 \cdot 10^3}} = 0.857$$

Μειωτικός συντελεστής: $\chi_z = 0.67$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{906 \cdot 10^3 \cdot 355}{6666.3 \cdot 10^3}} = 0.22$$

Μειωτικός συντελεστής: $\chi_{LT} = 1$

Αντοχή μέλους:

$$N_{b,z, Rd} = \chi_z \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.67 \cdot 115 \cdot 10^2 \cdot 355}{1000} = 2735.28 \text{ kN}$$

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1 \cdot 906 \cdot 10^3 \cdot 355}{1000} = 2366.54 \text{ kN}$$

Έλεγχος:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} = 318.88 + 1.1 * 1.25 * 5.06 * (-965.14) = - 6396.08 \text{ kN}$$

4.2.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων σεισμικής ανάλυσης

Εδώ φαίνονται οι σχετικές μετατοπίσεις όπως υπολογίστηκαν από την φασματική μέθοδο απόκρισης και από την ισοδύναμη οριζόντια μέθοδο.

Πίνακας 4.14: Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων σε κάθε μέθοδο ανάλυσης

Όροφος	Σχετική μετατόπιση ορόφου, d_r (cm)	
	Ιδιομορφική μέθοδος φασματικής απόκρισης	Μέθοδος ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης
8	2.4569	4.2706
7	2.1508	3.7442
6	1.8240	3.1805
5	1.4809	2.5872
4	1.1342	1.9850
3	0.7985	1.3992
2	0.4903	0.8593
1	0.2289	0.4008

Παρακάτω συγκρίνονται η ικανότητα επάρκειας των μελών στον συνδυασμό των φορτίων βαρύτητας και σεισμικών φορτίων.

Πίνακας 4.15: Έλεγχος ικανότητας δοκών (STAAD.Pro)

Δοκός	Όροφος	Διατομή	Λόγος E_d/R_d	
			Ιδιομορφική μέθοδος φασματικής απόκρισης	Μέθοδος ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης
26	Ισόγειο	HEA400	0.445	0.427
29	1	HEA400	0.445	0.427
32	2	HEA400	0.445	0.427
68	6	IPE360	0.445	0.427
77	1	IPE360	0.163	0.144
81	2	IPE360	0.112	0.106

Πίνακας 4.16: Έλεγχος ικανότητας υποστυλωμάτων (STAAD.Pro)

Κολόνα	Όροφος	Διατομή	Λόγος E_d/R_d	
			Ιδιομορφική μέθοδος φασματικής απόκρισης	Μέθοδος ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης
241	Ισόγειο	RHS 250x150x16	0.468	0.435
243	2	RHS 250x150x16	0.315	0.293
249	Ισόγειο	RHS 250x150x16	0.468	0.435
250	1	RHS 250x150x16	0.373	0.344
265	Ισόγειο	RHS 250x150x16	0.188	0.236
305	Ισόγειο	RHS 250x150x16	0.285	0.326

Πίνακας 4.17: Έλεγχος ικανότητας κατακόρυφων μελών (STAAD.Pro)

Κατακόρυφα μέλη	Όροφος	Διατομή	Λόγος E_d/R_d	
			Ιδιομορφική μέθοδος φασματικής απόκρισης	Μέθοδος ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης
422	5	RHS 140x80x10	0.242	0.316
423	6	RHS 140x80x10	0.213	0.172
459	2	RHS 140x80x10	0.593	0.666
460	3	RHS 140x80x10	0.545	0.546
461	4	RHS 140x80x10	0.486	0.427

Πίνακας 4.18: Έλεγχος ικανότητας οριζόντιων μελών (STAAD.Pro)

Οριζόντια μέλη	Όροφος	Διατομή	Λόγος E_d/R_d	
			Ιδιομορφική μέθοδος φασματικής απόκρισης	Μέθοδος ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης
523	7	RHS 120x60x4	0.125	0.147
524	8	RHS 120x60x4	0.295	0.327
549	1	RHS 120x60x4	0.112	0.169
620	8	RHS 120x60x4	0.209	0.246

4.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετήθηκε ένα θεωρητικό μεταλλικό πλαίσιο με κεντρικούς κατακόρυφους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Ουσιαστικά αναλύθηκε και σχεδιάστηκε ώστε να μπορεί να παραλάβει σεισμική δράση χωρίς να προκληθεί οποιαδήποτε είδος αστοχίας στα μέλη από τα οποία απαρτίζεται ο φορέας. Συγκεκριμένα αναλύθηκε με βάση την μέθοδο ιδιομορφικής φασματικής απόκρισης και την ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης. Αρχικά καθορίστηκαν τα απαραίτητα δεδομένα όσον αφορά τα φορτία βαρύτητας, τις δυναμικές - φασματικές παραμέτρους και τέλος τα σεισμικά φορτία. Η ανάλυση με βάση την ιδιομορφική φασματική απόκριση πραγματοποιήθηκε εξ ολοκλήρου στο πρόγραμμα STAAD.Pro, αφού πρώτα είχε μοντελοποιηθεί ο φορέας σ' αυτό. Ωστόσο, η μέθοδος της ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης επιλύθηκε στο χέρι και οι πλευρικές δράσεις με τις οποίες εκφράζεται ο σεισμός εφαρμόστηκαν στο πρόγραμμα STAAD.Pro, με σκοπό να παρθούν τα απαραίτητα αποτελέσματα.

Όπως φαίνεται από την παράγραφο 4.2.4, στον πίνακα 4.15, οι σχετικές μετακινήσεις των οροφών όπως πάρθηκαν από τις δύο μεθόδους έχουν κάποια μικρή διαφορά, με την μέθοδο. Αυτό συμβαίνει διότι κατά την ανάλυση της ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης δεν λήφθηκε υπόψη η σεισμική επίδραση του σεισμού και στις δύο ορθογωνικές διευθύνσεις του φορέα. Επιπλέον η ισοδύναμη οριζόντια φόρτιση είναι μια απλοποιημένη μέθοδος, διότι η επίλυση της γίνεται στο χέρι και λαμβάνεται υπόψη η θεμελιώδης ιδιομορφή μόνο, ενώ κατά την φασματική απόκριση λήφθηκαν όλες οι σημαντικές ιδιομορφές του φορέα. Επιπλέον όπως φαίνεται και από τους λόγους επάρκειας των μελών υπάρχει πολύ μικρή διαφορά χωρίς να δίνει δραστικά μεγάλη διαφοροποίηση στην ικανότητα επάρκειας των στοιχείων.

Είναι πολύ σημαντικό ο μελετητής πριν να αρχίσει τον σχεδιασμό του κτιρίου να γνωρίζει τις απαραίτητες παραμέτρους για την ορθή ανάλυση του φορέα, όπως την χρήση για την οποία θα σχεδιαστεί το κτίριο, την περιοχή στην οποία θα πρέπει να αναγερθεί, κ.ά. Γνωρίζοντας αυτά, ο μελετητής πρέπει να καθορίσει ορθά τα φορτία που θα δρουν στο κτίριο και να γίνει η ανάλογη ανάλυση και σχεδιασμός της κατασκευής.

5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Παπαλεοντίου, Χ. (2016). Σημειώσεις μαθήματος ‘Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών και αντισεισμική μηχανική’
2. Χρυσοστόμου, Κ. (2015). Σημειώσεις μαθήματος ‘Αντισεισμική μηχανική’
3. Ευρωκώδικας 0. (2002). ‘Βάση του δομικού σχεδιασμού’
4. Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-1. (2002). ‘Δράσεις στις κατασκευές’
5. Ευρωκώδικας 3, Μέρος 1-1. (2005). ‘Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών’
6. Ευρωκώδικας 8, Μέρος 1. (2004). ‘Σχεδιασμός κατασκευών για σεισμική αντίσταση’
7. Βάγιας, Ι. Κ. (2003). ‘Σιδηρές Κατασκευές: Ανάλυση και διαστασιολόγηση’
8. Naeim, F. (2001). ‘The Seismic Design Handbook’ Second Edition, Volume 1
9. Fardis, M. N., Carvalho, E., Elnashai, A., Faccioli, E., Pinto, P., Plumier, A. (2005). ‘Designer’s guide to Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance’
10. Booth, E., Key, D. (2006). ‘Earthquake design practice for buildings’, Second Edition
11. Bachmann, H. (1995). ‘Αντισεισμική προστασία κατασκευών’
12. Τμήμα Γεωλογικής Επισκόπησης, Χάρτες Σεισμικότητας.
<www.moa.gov.cy/moa/gsd/gsd.nsf/All/E0BDA32E1F9BF7ACC22579B50041E6D2?OpenDocument>
13. Bentley Sustaining Infrastructure. (2012). ‘Εγχειρίδιο χρήσης STAAD.Pro’