

# Σχεδιασμός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με

## συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας INERD



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

# Εμμανουέλα Μ. Καπετανάκη

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Νοέμβριος 2018 ΕΜΚ ΔΕ 2018/34

Καπετανάκη Ε. Μ. (2018). Σχεδιασμός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας INERD Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2018/34 Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Kapetanaki E. M. (2018). Design of a multi-storey steel building with dissipative INERD connections Diploma Thesis EMK ΔE 2018/34 Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

#### Copyright © Εμμανουέλα Μ. Καπετανάκη, 2018 Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια της συγγραφέως. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς την συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων της συγγραφέως (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

#### Copyright © Emmanouela M. Kapetanaki, 2018 All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη
Abstract
Ευχαριστίες
<ol> <li>Εισαγωγή</li></ol>
<ul> <li>2 Κανόνες σχεδιασμού σύνδεσης INERD</li></ul>
3       Γεωμετρία, υλικά & φορτίσεις φορέα       25         3.1       Εισαγωγή       25         3.2       Γεωμετρικά χαρακτηριστικά       25         3.3       Υλικά κατασκευής       26         3.4       Δράσεις επί της κατασκευής       27         3.4.1       Γενικά       27         3.4.2       Μόνιμα φορτία       27         3.4.3       Κινητά φορτία       27         3.4.4       Δράσεις ανέμου       28         3.4.5       Σεισμικές δράσεις       36         3.4.6       Συνδυασμοί δράσεων       40
4       Σεισμικός σχεδιασμός και διαστασιολόγηση φορέα       43         4.1       Εισαγωγή       43         4.2       Προσομοίωση       43         4.3       Διαστασιολόγηση πλάκας και δευτερευουσών δοκών       45         4.3.1       Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας       45         4.3.2       Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας       45         4.3.3       Διαστασιολόγηση δευτερεύουσας δοκού       50         4.3.3       Διαστασιολόγηση δευτερεύουσας δοκού       50         4.3.3       Διαστασιολόγηση κατασκευής       55         4.4       Σεισμική απόκριση κατασκευής       57         4.5       Σεισμική επάρκεια πλαισίων ροπής (σεισμός κατά X)       60         4.5.1       Εισαγωγή       60         4.5.2       Φαινόμενα 2ης τάξης       62         4.5.3       Περιορισμός βλαβών       63         4.5.4       Ελεγχος δοκών       64         4.5.5       Έλεγχος δοκών       64         4.5.6       Έλεγχος υποστυλωμάτων       71         4.6       Διαστασιολόγηση συνδέσεων απορρόφησης ενέργειας ΙΝΕRD       75         (σεισμός κατά Υ)       75       4.6.1       Γεωμετρικός σχεδιασμός συνδέσεων για γραμμική ελαστική ανάλυση       76         4.6.2 <t< td=""></t<>

4.6.4 Έλεγχος πλάστιμων μελών	36
4.6.5 Έλεγχος μη πλάστιμων μελών	<del>)</del> 3
5 Σχεδιασμός κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας χωρίς συνδέσεις απορρόφησης ενέργει	ας
5.1 Formed	19 10
5.11 Degrugging multiply $1$	19 70
5.1.1 Ψασματική αναλυση	10 20
5.1.2 Ψαινομενα 2 <sup>19</sup> ταζης	JZ 34
5.1.5 Περιορισμος ρλαρων	)4 )4
5.2 Ελεγχος διαγωνίων συνδεόμων	)4 )6
5.5 Ελεγχος υποστυλωματών και σοκών	0
6 Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover)1	)7
6.1 Εισαγωγή	)7
6.2 Προσομοίωση σύνδεσης INERD για μη γραμμικά ελατήρια	)7
6.3 Εκτίμηση μη γραμμικής συμπεριφοράς	14
6.3.1 Καμπύλη ικανότητας στην διεύθυνση Υ	14
6.3.2 Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q11	18
6.3.3 Συμπεράσματα1	19
7 Βιβλιογραφία	25
Παράρτημα Α. Διανράμματα εντατικών μενεθών	27
Α.1 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για την δευτερεύουσα δοκό	27
Παράρτημα Β. Έλεγχοι κοχλιώσεων και συγκολλήσεων συνδεόμενων πλακών για τις συνδέσε INERD	:ις 29
Β.1 Υπολογισμοί	29
B.2 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες σύνδεσης INERD - 1°ς όροφος	39

#### ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

#### ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΕΜΚ ΔΕ 2018/34

## Σχεδιασμός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας INERD

Καπετανάκη Ε. Μ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

## Περίληψη

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός ενός μεταλλικού κτιρίου με αντισεισμικές συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας INERD. Οι συνδέσεις INERD διαμορφώνονται μεταξύ του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας του κτιρίου με το υποστύλωμα του. Το καινοτόμο αυτό σύστημα αποτελείται από έναν πείρο, ο οποίος διέρχεται μέσα από δύο εσωτερικές πλάκες, που συγκολλούνται στο διαγώνιο σύνδεσμο δυσκαμψίας, καθώς και μέσα από δύο εξωτερικές πλάκες, σι οποίες κοχλιώνονται στα πέλματα του υποστυλώματος. Η αντίσταση της σύνδεσης έναντι της αξονικής δύναμης γίνεται μέσω της κάμψης του πείρου. Συγκεκριμένα, η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας γίνεται μέσω πλαστικοποίησης των πείρων, μικρών και εύκολα αντικαταστάσιμων στοιχείων, ενώ τα υπόλοιπα δομικά μέλη παραμένουν ελαστικά. Οι διατομές των πείρων είναι ορθογωνικής διατομής, διαφορετικού μεγέθους καθ' ύψος του κτιρίου.

Το κτίριο είναι εξαώροφο, σχεδιάζεται αντισεισμικά σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 και τους κανονισμούς για τις συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας INERD. Για την ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιείται το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000. Η κατασκευή κατά τη μία διεύθυνση λειτουργεί ως σύστημα πλαισίου ροπής, ενώ στην άλλη διεύθυνση το αντισεισμικό σύστημα είναι οι συνδέσεις INERD. Η πλάκα σκυροδέματος είναι σύμμικτη και εδράζεται πάνω στις δευτερεύουσες δοκούς κατηγορίας IPE, μέσω χαλυβδοφύλλου. Τα υποστυλώματα, οι κύριες δοκοί και οι δευτερεύουσες δοκοί διαστασιολογούνται αρχικά σε OKA, και στη συνέχεια γίνεται ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για να προκύψουν οι διατομές για τους πείρους και τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Όσο αφορά τον σχεδιασμό των πείρων, αρχικά η διαστασιολόγησή τους για τα στατικά φορτία, βασίζεται στην παραδοχή ότι θα παραμείνουν στην ελαστική περιοχή, ενώ στη συνέχεια η οριακή τους αντοχή καθορίζεται από το σεισμό σχεδιασμού.

Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς των συνδέσεων απορρόφησης ενέργειας INERD, πραγματοποιείται μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover). Για την προσομοίωση των συνδέσεων INERD χρησιμοποιούνται μη γραμμικά ελατήρια και υπολογίζεται η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου και για τις δύο διευθύνσεις. Προσδιορίζεται το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής και γίνεται μία εκτίμηση του αναπτυσσόμενου συντελεστή συμπεριφοράς. Επιπλέον, στοχεύοντας σε μία σύγκριση των συστημάτων απορρόφησης ενέργειας, διαστασιολογούνται οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς συνδέσεις INERD, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Έτσι από την μη γραμμική στατική ανάλυση προκύπτουν οι καμπύλες ικανότητας P-δ, από που εξάγονται συμπεράσματα σχετικά με την πλαστιμότητα, την δυσκαμψία και την πλευρική αντοχή για τα τρία διαφορετικά πλαίσια, τις συνδέσεις INERD με πείρο, τα πλαίσια ροπής και τα πλαίσια με τους κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας.

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

#### DIPLOMA THESIS EMK ΔE 2018/34

#### Design of a multi-storey building with dissipative INERD connections

Kapetanaki E. M. (supervised by: Thanopoulos P.)

#### Abstract

The main object of this diploma thesis is the design of a steel building with dissipative INERD pin connections. The INERD connection is configurated between the vertical brace of the building and its column. This innovative system consists of a pin which passes through two internal plates, the latter being welded at the end of the brace, as well as two external plates which are bolted at the column flanges. The resistance of the connection against axial forces is conducted through bending of the pin. Specifically, in case of the design earthquake, the braces are activated and are sustained significant axial forces, which results in the plastification of the pin, in order to dissipate the seismic energy. The remaining structural members behave linearly. The cross section of the pin is rectangular, with different size dimensions for each floor.

The building consists of six floors and is designed according to the provisions of Eurocode 8 for earthquake resistant structures and the regulations for the dissipative INERD pin connections. The modelling and design of the building, has been performed with the finite element software SAP2000. In the one direction the structure functions as a system of moment resisting frames, while in the other direction the INERD connections constitute the earthquake resistant system. The composite slab is anchored in secondary beams through steel sheet. The columns, the main and the secondary beams are initially dimensioned in the ultimate limit state (ULS) and afterwards a modal response spectrum analysis is carried out in order to calculate the lateral loads and estimate the sections of both the braces and the pins. For the preliminary step pins are designed against static loads, so as to remain elastic, while in the next step their ultimate resistance results from seismic loads.

For the estimation of the structural behavior of the dissipative INERD connections, a non-linear static analysis (Pushover) is carried out. The modelling of pin connections is performed by nonlinear springs, in order to calculate the capacity curve for both directions of the building. The Performance Point and the developing behavior factor are estimated. Moreover, the cross of vertical braces of the frames are dimensioned without INERD pin connections in order to perform a comparison between the dissipative systems, CBF, MRF INERD pin connections. As a result, capacity (P- $\delta$ ) curves are obtained from the Pushover analysis, from which thoughtful assumptions can be conducted about ductility, stiffness and lateral resistance.

## Ευχαριστίες

Η παρούσα διπλωματική εργασία ολοκληρώνει τον κύκλο των προπτυχιακών σπουδών μου και σηματοδοτεί το τέλος μια πολύμηνης προσπάθειας, στην οποία θέλω να ευχαριστήσω τους ανθρώπους που με βοήθησαν γνωστικά και ηθικά.

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον υπεύθυνο καθηγητή μου κ. Θανόπουλο Παύλο, Λέκτορα της σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, για την ανάθεση της παρούσας εργασίας. Η πολύτιμη επιστημονική του καθοδήγηση, οι αξιόλογες συμβουλές και το ενδιαφέρον του καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας συνέβαλαν καθοριστικά στην εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας και τον ευχαριστώ θερμά.

Εξίσου σημαντική ήταν η συνεισφορά του Τσαρπαλή Παναγιώτη, υποψήφιου διδάκτορα ΕΜΠ, τόσο σε γνωστικά σημεία της εργασίας όσο και στην αντιμετώπιση προγραμματιστικών προβλημάτων.

Επίσης, δεν θα μπορούσα να μην ευχαριστήσω όλους τους φίλους μου, για την βοήθεια, τη στήριξη, αλλά και για όλες τις στιγμές που έχουμε περάσει αυτά τα χρόνια, καθώς η καθημερινότητα εντός και εκτός ΕΜΠ δεν θα ήταν ίδια χωρίς αυτούς.

Τέλος, το μεγαλύτερο «ευχαριστώ» το οφείλω στην οικογένειά μου, για την υλική και ηθική τους υποστήριξη, για την κατανόηση, την υπομονή και τη διαρκή τους συμπαράσταση όλα αυτά τα χρόνια.

## 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Οι μεταλλικές κατασκευές είναι ευρέως γνωστό ότι υπερέχουν από τα κτίρια από σκυρόδεμα, για το μικρότερο βάρος, τη δυνατότητα μεγαλύτερων ενιαίων χώρων, ταχύτερη ολοκλήρωση, αλλά κυρίως για την ολκιμότητα του χάλυβα ο οποίος συμβάλλει στην σεισμική απόκριση των δομικών έργων. Η ολκιμότητα στο χάλυβα, επιτρέπει την ανάπτυξη τοπικής διαρροής σε σημεία όπου εμφανίζεται συγκέντρωση υψηλών τάσεων υπό τα φορτία σχεδιασμού, με αποτέλεσμα την ανακατανομή της έντασης και την πρόληψη πρόωρης αστοχίας. Το σχετικά μικρό βάρος συνεπάγεται μικρότερες αδρανειακές σεισμικές δυνάμεις, που σε συνδυασμό με την ικανότητα ανάπτυξης πλαστικών παραμορφώσεων και απορρόφησης εξ αυτών σημαντικής ενέργειας, ο χάλυβας καθίσταται ιδανικό υλικό για αντισεισμικές κατασκευές, ειδικά δε στη χώρα μας που θεωρείται από τις πιο σεισμογενής.

## 1.2 Αντισεισμικός σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών

Στα πλαίσια του αντισεισμικού σχεδιασμού, οι παρακάτω βασικές ιδιότητες μιας κατασκευής είναι καθοριστικές για τη σεισμική απόκρισή της:

- Δυσκαμψία: Η πλαστικοποίηση της κατασκευής έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των παραμορφώσεων. Κατά συνέπεια, ο φορέας απαιτείται να ελεγχθεί, ώστε να έχει επαρκή πλευρική δυσκαμψία και ότι, για το σεισμό σχεδιασμού, δεν πραγματοποιούνται μεγάλες πλευρικές μετακινήσεις που μπορούν να προκαλέσουν σημαντικές επιρροές 2<sup>ης</sup> τάξης, ή και ανατροπή της κατασκευής. Η δυσκαμψία είναι επίσης αξιόλογη για συχνότερους και λιγότερο ισχυρούς σεισμούς, αφού η αντοχή και η λειτουργικότητα των μη φέροντων στοιχείων συνδέονται άμεσα με τη σχετική πλευρική μετακίνηση των ορόφων.
- Αντοχή: Τα μέλη της κατασκευής πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή ώστε να συμπεριφερθούν όπως προβλέπεται για τα φορτία σχεδιασμού.
- Πλαστιμότητα: Με τον κατάλληλο σχεδιασμό της κατασκευής, προκαθορίζονται οι περιοχές απορρόφησης ενέργειας, οι οποίες πρέπει να ικανοποιούν τις τοπικές απαιτήσεις πλαστιμότητας. Έτσι θα είναι σε θέση να δέχονται σημαντικά μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις, επιτρέποντας σε ευρύτερο μέρος του φορέα να εισέλθει στη πλαστική περιοχή.

Με βάση τις αρχές σχεδιασμού λοιπόν, τα μεταλλικά πλαίσια διακρίνονται σε τρεις βασικές κατηγορίες. Το κύριο χαρακτηριστικό το οποίο διαφοροποιεί τα πλαίσια μεταξύ τους είναι το σύστημα που τους προσφέρει πλευρική δυσκαμψία και, κατά συνέπεια ενεργοποιείται στην περίπτωση του σεισμού. Τα διάφορα μέλη και συνδέσεις είναι τα κύρια στοιχεία που διαφοροποιούν και χαρακτηρίζουν τους εναλλακτικούς τύπους πλαισίων, με αποτέλεσμα να καταγράφονται σημαντικές διαφορές στην αντοχή, τη δυσκαμψία, την πλαστιμότητα και, κατ' επέκταση, τη σεισμική απόκρισή τους. Επιπλέον, οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας των πλαισίων είναι διαφορετικές για κάθε περίπτωση, γεγονός που επηρεάζει σημαντικά την ευκολία και το κόστος της επισκευής μετά από έναν ισχυρό σεισμό. Οι βασικοί τύποι μεταλλικών πλαισίων είναι: Πλαίσια ροπής: Τα πλαίσια ροπής αποτελούνται από δοκούς και υποστυλώματα, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους μέσω άκαμπτων συνδέσεων, οι οποίες μπορούν να παραλάβουν ροπή. Το σύστημα πλευρικής δυσκαμψίας του πλαισίου απαρτίζουν οι στερεοί κόμβοι που σχηματίζονται. Τα πλαίσια (Σχήμα 1.1) αυτά είναι τα πλέον εύκαμπτα, και ο περιορισμός των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων είναι συνήθως το κρισιμότερο κριτήριο στον αντισεισμικό σχεδιασμό. Ο ικανοτικός σχεδιασμός αποσκοπεί στην εξασφάλιση ενός αποδεκτού μηχανισμού αστοχίας, στον οποίο τα υποστυλώματα παραμένουν στην ελαστική περιοχή (εξαιρουμένων μερικών θέσεων) όταν στα άκρα των δοκών έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις. Η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων σε μεγάλο εύρος της κατασκευής και σύμφωνα με την επιθυμητή διάταξη οδηγεί στην αποτελεσματική απορρόφηση της ενέργειας του σεισμού με αποδεκτές πλευρικές και παραμένουσες παραμορφώσεις, αφού οι μεταλλικές δοκοί επιδεικνύουν άριστη ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά.



Σχήμα 1.1: Πλαίσια ροπής [11]

Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας: οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας. Το σύστημα των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι αυτό που παραλαμβάνει τα πλευρικά φορτία από σεισμό και άνεμο. Οι σύνδεσμοι αυτοί αποτελούν το πιο αδύναμο μέρος της κατασκευής και όταν αυτοί θα διαρρεύσουν απορροφώντας ενέργεια, ο υπόλοιπος φορέας θα παραμείνει ελαστικός, χωρίς να έχει πρόβλημα στο να φέρει τα κατακόρυφα φορτία. Δεδομένου ότι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας βρίσκονται σε μερικά μόνο σημεία της κάτοψης του κτιρίου, η λειτουργία της οριζόντιας πλάκας ως διάφραγμα είναι μία χρήσιμη λύση, ώστε να μεταβιβάζει την ένταση στους συνδέσμους χωρίς ιδιαίτερη αξονική καταπόνηση των δοκών. Σε σχέση με τα πλαίσια ροπής, τα πλαίσια αυτά είναι πιο δύσκαμπτα, ουσιαστικά αμετάθετα, και ο παράγοντας που καθορίζει τον αντισεισμικό σχεδιασμό είναι συνήθως η αντοχή των μελών σε εφελκυσμό. Όμως, έχουν μικρότερη πλαστιμότητα, λόγω κυρίως τη σταδιακή υποβάθμιση του βρόχου υστέρησης των διαγωνίων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.



Σχήμα 1.2: Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας. [11]

Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας: Σε αυτό τον τύπο πλαισίων υπάργουν επίσης κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οι οποίοι όμως τέμνονται με τις δοκούς σε κάποια απόσταση από τους κόμβους (Σχήμα 1.3α-β) ή μεταξύ τους (Σχήμα 1.3γ). Λόγω της εκκεντρότητας των συνδέσμων, το τμήμα της δοκού μέσω του οποίου μεταφέρονται οι δυνάμεις των συνδέσμων, το οποίο ονομάζεται δοκός σύζευξης, καταπονείται από έντονη κάμψη και διάτμηση. Η δοκός σύζευξης χαρακτηρίζεται ως καμπτική ή διατμητική, με το χαρακτηρισμό αυτόν να εξαρτάται από το μήκος και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της, ουσιαστικά δηλαδή από την πλαστική ροπή αντοχής και την αντοχή έναντι τέμνουσας. Όπως προηγουμένως, ο ικανοτικός σχεδιασμός επιθυμεί να εξασφαλίσει ότι η δοκός σύζευξης είναι το πιο αδύναμο μέλος σε σχέση με τα υπόλοιπα που συνδέονται με αυτήν (Σχήμα 1.3). Τα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας συνδυάζουν κάποια από τα πλεονεκτήματα των δύο άλλων τύπων πλαισίων. Παρουσιάζουν μεγαλύτερη αντοχή και πλευρική δυσκαμψία από τα πλαίσια ροπής, ενώ ταυτόχρονα έχουν μεγαλύτερη πλαστιμότητα σε σχέση με τα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας.



Σχήμα 1.3: Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας. [11]

## 1.3 Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα INERD

Οι κλασσικοί τύποι μεταλλικών πλαισίων που αναφέρθηκαν παραπάνω, αν και εμπειρικά επιβεβαιωμένοι και με πολύ μεγάλο υπόβαθρο στον αντισεισμικό σχεδιασμό, έχουν κάποιες αδυναμίες και υπάρχει περιθώριο για τη βελτίωσή τους ή την εισαγωγή νέων τύπων. Η έμφαση βελτίωσης αξίζει να δοθεί κυρίως, εκτός από την αποφυγή της κατάρρευσης ή την προστασία της ανθρώπινης ζωής, στα κριτήρια που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στον αντισεισμικό σχεδιασμό για την ευκολία και το κόστος επισκευής μιας κατασκευής. Έτσι, αρκετά καινοτόμα συστήματα που βασίζονται στην αποσρόφηση και την απόσβεση της σεισμικής ενέργειας επινοήθηκαν πρόσφατα ως αποτέλεσμα των εθνικών και ευρωπαϊκών ερευνητικών προγραμμάτων. Με βάση αυτή τη λογική, αναπτύχθηκαν οι βάσεις για τις καινοτόμες συνδέσεις ΙΝΕRD (Two Innovations for Earthquake Resistant Design) με πείρο [16] για πλαίσια με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Στον Πίνακας 1.1 [11] παρουσιάζονται συνοπτικά οι κύριες ιδιότητες των βασικών τύπων μεταλλικών πλαισίων, μαζί με τις αντίστοιχες για τα πλαίσια με συνδέσεις ΙΝΕRD, οι οποίες αναλύονται στα επόμενα κεφάλαια.

	Πλαίσια Ροπής	Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας	Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	Πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας και συνδέσεις INERD
Δυσκαμψία	Χαμηλή	Υψηλή	Μέση	Υψηλή
Πλαστιμότητα	Υψηλή	Χαμηλή	Μέση	Υψηλή
Αντοχή	Σύμφ	ωνα με τις απαιτής	σεις του σχεδιασ	σμού
Ζώνες απορρόφησης ενέργειας	Άκρα δοκών	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Δοκοί σύζευξης	Συνδέσεις

Πίνακας 1.1: Βασικοί τύποι μεταλλικών πλαισίων και οι ιδιότητές τους. Σύγκριση με πλαίσια με συνδέσμους INERD.

Σύμφωνα με τις παλιότερες εκδόσεις του Ευρωπαϊκού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ευρωκώδικας 8 [10]), τα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας πρέπει να σχεδιάζονται έτσι, ώστε «οι διαγώνιοι να διαρρέουν λόγω εφελκυσμού πριν από την αστοχία των συνδέσεων και τη διαρροή ή το λυγισμό των δοκών και των υποστυλωμάτων» και «σε πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους, μόνο οι εφελκυόμενες διαγώνιοι θα λαμβάνονται υπόψη». Η πρώτη διάταξη έχει ως αποτέλεσμα μια κατασκευή με αυξημένο κόστος λόγω του ικανοτικού σχεδιασμού. Αυτό οφείλεται, αφενός, στο μεγαλύτερο κόστος λόγω συνδέσεων, οι οποίες θα πρέπει να υπερδιαστασιολογηθούν ώστε να παραμείνουν ελαστικές ανεξάρτητα της έντασης της φόρτισης, και, αφετέρου, επειδή οι δοκοί και τα υποστυλώματα θα είναι αρκετά βαρύτερα από αυτά που απαιτούνται σύμφωνα με την ανάλυση. Η δεύτερη διάταξη αναφέρει ότι οι θλιβόμενες διαγώνιοι, ουσιαστικά οι μισές όλης της κατασκευής, θεωρούνται ανενεργές λόγω του λυγισμού τους και δε λαμβάνονται υπόψη, με αποτέλεσμα την επιλογή μεγαλύτερων διατομών και για τους συνδέσμους δυσκαμψίας αφού ο ένας εκ των δύο τελικά καλείται να παραλάβει όλη την ένταση του σεισμού.

Σκοπός των συνδέσεων INERD με πείρο είναι η περαιτέρω βελτίωση της συμπεριφοράς των πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας. Διατηρώντας τα βασικά τους πλεονεκτήματα, η προσοχή δίνεται στο να ξεπεραστούν τα μειονεκτήματά τους,

ουσιαστικά με την αξιοποίηση και των δύο διαγωνίων σε περίπτωση σεισμού, αλλά και την προαγωγή των κριτηρίων της επισκευασιμότητας της κατασκεύης.

Τα μέλη απορρόφησης ενέργειας, στα οποία είναι δυνατό να συγκεντρωθεί η ζημιά, είναι συνήθως μικρά και αποσυναρμολογούμενα ώστε να καταστεί εύκολη η αντικατάστασή τους μετά από έναν ισχυρό σεισμό. Οι συνδέσεις INERD με πείρο είναι ένα από τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας που αναπτύχθηκαν στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος INNOSEIS [16] και ερευνήθηκαν στη διδακτορική διατριβή του κ.Θανόπουλου Π. [11], Λέκτορα της σχολής των Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ.

Ωστόσο, αυτά τα συστήματα δεν έχουν χρησιμοποιηθεί ή ενταχθεί στην αγορά των μεταλλικών κατασκευών, καθώς δεν έχουν συμπεριληφθεί στους Ευρωκώδικες κατάλληλες διατάξεις για το σχεδιασμό τους, και μόνο λίγοι σχεδιαστές είναι επαρκώς σίγουροι ώστε να τις χρησιμοποιήσουν. Γι' αυτό το λόγο, στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας έγινε σκόπιμο να γίνει ο αντισεισμικός σχεδιασμός ενός μεταλλικού κτιρίου με συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας INERD, σύμφωνα με τους κανόνες σχεδιασμού του ερευνητικού προγράμματος Innovative anti-seismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Design Guides. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016 [16]. Οι κανόνες σχεδιασμού και μοντελοποίησης που περιγράφονται αναλυτικά παρακάτω αλλά και στο Κεφάλαιο §2 βασίζονται στα:

- 1. Vayas, I., Thanopoulos P., Tsarpalis P., Dimakogianni, D., Innovative antiseismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Design Guides. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016.
- 2. Vayas, I., Thanopoulos P., Tsarpalis P., Dimakogianni, D., Innovative antiseismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Information Brochures. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016

## 1.4 Σύντομη περιγραφή της σύνδεσης INERD με πείρο

Οι συνδέσεις INERD με πείρο τοποθετούνται στα άκρα των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας και σχεδιάζονται έτσι, ώστε να αποτελούν το «αδύναμο» σημείο της κατασκευής. Κατά συνέπεια, σε αντίθεση με τις κλασσικές συνδέσεις πλήρους αντοχής, σε περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού, οι συνδέσεις INERD θα συμπεριφερθούν ανελαστικά, απορροφώντας ενέργεια και προστατεύοντας τα υπόλοιπα μέλη από τη διαρροή. Με αυτόν τον τρόπο, επιτυγχάνεται η μεγάλη ολκιμότητα και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας της κατασκευής, ενώ οι βλάβες του σεισμού συγκεντρώνονται σε εύκολα προσβάσιμα σημεία, τόσο για επιθεώρηση, όσο και για επισκευή. Μάλιστα, στην τελευταία περίπτωση, το υλικό που πρέπει να αντικατασταθεί, δηλαδή ο πείρος, είναι ελάχιστο, γεγονός που μειώνει σημαντικά το κόστος επισκευής και την προκαλούμενη όχληση. Το βασικό πλεονέκτημα των συνδέσεων INERD σε σχέση με άλλα συστήματα παθητικού ελέγχου, είναι ότι βασίζεται αποκλειστικά στον τρόπο σύνδεσης των μελών, επομένως είναι ευκολότερη η κατασκευή, αλλά και ο σχεδιασμός τους.

Η σύνδεση INERD με πείρο η οποία χρησιμοποιείται μεταξύ του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας ενός κτηρίου με το υποστύλωμά του, μπορεί να πραγματοποιηθεί με διάφορες διατάξεις, όπως αυτές που φαίνονται στο Σχήμα 1.4. Αποτελείται από δυο εξωτερικές πλάκες, οι οποίες είναι κοχλιωμένες ή συγκολλημένες στα πέλματα των υποστυλωμάτων, και από μια ή δύο εσωτερικές πλάκες οι οποίες συγκολλούνται στο άκρο του συνδέσμου δυσκαμψίας. Ένας πείρος, ο οποίος έχει ορθογωνική, στρογγυλευμένη ή κυκλική διατομή, περνάει μέσα από όλες τις πλάκες μέσω οπών κατάλληλου μεγέθους. Ο ισχυρός άξονας της διατομής του πείρου μπορεί να είναι παράλληλος ή κάθετος προς τον άξονα του συνδέσμου δυσκαμψίας. Ο αρχικός σχεδιασμός της σύνδεσης περιλάμβανε μια εσωτερική πλάκα και έναν ορθογωνικό πείρο (Σχήμα 1.4α), αλλά στη συνέχεια τροποποιήθηκε για να συμπεριλάβει περισσότερες διατάξεις. Η συμπεριφορά των συνδέσεων INERD είναι η ίδια, ανεξάρτητα από τη διάταξη των επί μέρους στοιχείων της. Κατά τη διάρκεια του προγράμματος INERD ερευνήθηκαν οι συνδέσεις με δύο συγκολλημένες εσωτερικές και δύο κοχλιωτές εξωτερικές πλάκες (Σχήμα 1.4β). Οι πείροι που χρησιμοποιήθηκαν ήταν ορθογωνικοί και στρογγυλευμένοι. Στη παρούσα διπλωματική εργασία, το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε είναι αυτό με τις δύο εσωτερικές πλάκες και με πείρο ορθογωνικής διατομής για λόγους προσομοίωσης.



Σχήμα 1.4 Πιθανές διαμορφώσεις της σύνδεσης INERD με πείρο. [11]

## 2 Κανόνες σχεδιασμού σύνδεσης INERD

### 2.1 Στατικό μοντέλο σύνδεσης

Η σύνδεση αυτή συμπεριφέρεται με έναν σχετικά απλό τρόπο, ο οποίος μπορεί να μοντελοποιηθεί με μια δοκό που υποβάλλεται σε κάμψη 3 ή 4 σημείων. Το στοιχείο που λειτουργεί ως δοκός είναι ο πείρος, ο οποίος στηρίζεται στις θέσεις των εξωτερικών πλακών. Η αξονική δύναμη του συνδέσμου δυσκαμψίας μεταφέρεται μέσω των εσωτερικών πλακών στα αντίστοιχα σημεία του πείρου και ενεργεί ως ένα ή δύο συγκεντρωμένα φορτία, ανάλογα με τον αριθμό των εσωτερικών πλακών. Εφόσον η αντίσταση της σύνδεσης έναντι της αξονικής δύναμης γίνεται μέσω της κάμψης του πείρου, είναι ανεξάρτητη από την κατεύθυνση της. Σαν αποτέλεσμα, προκειμένου να γίνει διάκριση των δύο περιπτώσεων, θα λέμε ότι «οι πλάκες της σύνδεσης INERD υποβάλλονται σε θλίψη» όταν ο σύνδεσμος δυσκαμψίας υποβάλλεται σε θλίψη και ότι «οι πλάκες της σύνδεσης INERD υποβάλλονται σε εφελκυσμό» στην αντίθετη περίπτωση.

Η σύνδεση σχεδιάζεται στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (OKA), εξαιρουμένων των σεισμικών συνδυασμών, έτσι ώστε ο πείρος να παραμείνει ελαστικός. Στην περίπτωση, όμως, του σεισμού σχεδιασμού, κατά τον οποίον είναι επιτρεπτή η πλαστικοποίηση της κατασκευής για να απορροφηθεί ενέργεια, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ενεργοποιούνται και φορτίζονται αξονικά, με αποτέλεσμα την πλαστικοποίηση του πείρου. Η αντοχή της σύνδεσης, συμπεριλαμβανομένης της αναμενόμενης υπεραντοχής, είναι σχεδιασμένη να είναι μικρότερη από την αντοχή του συνδέσμου δυσκαμψίας έναντι λυγισμού και προφανώς και από την αντοχή του σε εφελκυσμό. Ως αποτέλεσμα, ο συνηθισμένος πλαστικός μηχανισμός ενός CBF (Concentric Braced Frame, πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας), ο οποίος οφείλεται κυρίως στη διαρροή της εφελκυόμενης διαγώνιου, δεν επιτρέπεται να αναπτυχθεί. Αντ' αυτού, η πλαστικοποίηση περιορίζεται στις συνδέσεις INERD, όπου σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στον πείρο στη θέση των πλακών. Λόγω της μετατροπής της αξονικής δύναμης σε κάμψη του πείρου, ανεξάρτητα από την κατεύθυνση της δύναμης, οι συνδέσεις ΙNERD συμπεριφέρονται με παρόμοιο τρόπο τόσο για τις εφελκυόμενες όσο και για τις θλιβόμενες διαγώνιους.

Η απόκριση μιας τυπικής σύνδεση INERD υπό εφελκυσμό φαίνεται στο Σχήμα 2.1. Στο πρώτο στάδιο της φόρτισης, οι στηρίξεις λειτουργούν ως αρθρώσεις, οπότε η δοκός είναι απλά στηριζόμενη (Σχήμα 2.1a) και η ροπή του πείρου συγκεντρώνεται στο μέσον του (κάμψη 3 ή 4 σημείων). Όταν η ενεργός ροπή γίνει ίση με την πλαστική καμπτική αντοχή του πείρου, σχηματίζονται αρθρώσεις στη θέση των εσωτερικών πλακών και παρατηρείται σημαντική παραμόρφωση στον πείρο (Σχήμα 2.1β). Όπως παρατηρήθηκε στην πειραματική έρευνα, ο πείρος μπορεί να διευκολύνει πολύ μεγάλες μετατοπίσεις, της τάξης του ύψος του ή ακόμη μεγαλύτερες. Σαν αποτέλεσμα, στο δεύτερο στάδιο φόρτισης, τα ακραία στηρίγματα αρχίζουν να δρουν ως πακτωμένα οδηγώντας στην περαιτέρω αύξηση της αντοχής της σύνδεσης, μέχρις ότου να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις και στα στηρίγματα (Σχήμα 2.1γ). Στο τελικό στάδιο της φόρτισης, η αντοχή του πείρου έχει αξιοποιηθεί πλήρως και η παραμένουσα δυσκαμψία της σύνδεσης, η οποία είναι σχετικά χαμηλή, οφείλεται κυρίως στην κράτυνση και στην επέκταση των πλαστικών ζωνών.



Σχήμα 2.1: Στάδια φόρτισης της σύνδεσης INERD με πείρο και τα αντίστοιχα στατικά μοντέλα

Αυτό το απλοποιημένο μοντέλο της ιδανικής δοκού υπό κάμψη βασίζεται σε αρκετές παραδοχές, όπως η αγνόηση της αλληλεπίδρασης διάτμησης/κάμψης και της πλευρικής κάμψης ή της σχετικής στροφής των πλακών. Παρ' όλα αυτά, η ακρίβεια είναι ικανοποιητική για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό και, κυρίως, αποτελεί ένα σημαντικό στοιχείο για να επιδείξει τα βασικά χαρακτηριστικά και τις ιδιότητες της σύνδεσης όπως αναπτύχθηκαν στο ευρωπαϊκό πρόγραμμα [16]. Επιπλέον, μεταβάλλοντας τον αριθμό των ενισχυμένων πλαισίων ανά κατεύθυνση, τη διαμόρφωση των πλακών και τις διαστάσεις των πείρων, το σύστημα σύνδεσης INERD με πείρο προσφέρει πολλές δυνατότητες για τον αποτελεσματικό σχεδιασμό μιας ανθεκτικής σε σεισμό μεταλλικής κατασκευής.

#### 2.2 Μοντέλο οριακών καταστάσεων

Για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό των συνδέσεων INERD με πείρο και τη διαστασιολόγηση των μελών έχει διαμορφωθεί αρχικά ένα απλοποιημένο μοντέλο δοκού. Αυτό το μοντέλο βασίζεται στην παραδοχή ότι ο πείρος συμπεριφέρεται ως δοκός, είτε απλά στηριζόμενος είτε πακτωμένος, ανάλογα με το στάδιο φόρτισης, με συγκεντρωμένα φορτία στη θέση των εσωτερικών πλακών. Η ισοδύναμη δοκός (Σχήμα 2.2α) προσομοιώνει τη συμπεριφορά της σύνδεσης με μια τρι-γραμμική καμπύλη, όπως φαίνεται στο (Σχήμα 2.2β). Το άνοιγμα dext της δοκού είναι ίσο με την καθαρή απόσταση των εξωτερικών πλακών.

Η αξονική δύναμη του συνδέσμου δυσκαμψίας προσομοιώνεται ως δυο συγκεντρωμένα φορτία που εφαρμόζονται σε μια απόσταση a από τις στηρίξεις, η οποία είναι ίση με την καθαρή απόσταση μεταξύ των εσωτερικών και εξωτερικών πλακών. Σημειώνεται ότι ο όρος αξονική παραμόρφωση ή αντίσταση της σύνδεσης περιγράφει ένα διάνυσμα παράλληλο στον άξονα του συνδέσμου δυσκαμψίας. Όπως φαίνεται στο (Σχήμα 2.2), η απόκριση της σύνδεσης μπορεί να μοντελοποιηθεί από δύο διαφορετικά στατικά συστήματα, το πρώτο για φόρτιση μεταξύ των σημείων Ο και Ι και το δεύτερο για φόρτιση μεταξύ των σημείων Ι και ΙΙ.

Το προηγούμενο σύστημα αντιστοιχεί σε μια απλά στηριζόμενη δοκό που υποβάλλεται σε κάμψη 4 σημείων, πράγμα που σημαίνει ότι τα άκρα των δοκών μπορούν να στραφούν ελεύθερα (K<sub>sup</sub> = 0). Το σύστημα αυτό περιγράφει την απόκριση της σύνδεσης στο πρώτο στάδιο φόρτισης, μέχρις ότου σχηματιστεί πλαστική άρθρωση στις θέσεις όπου εφαρμόζονται τα συγκεντρωμένα φορτία (σημείο Ι στο (Σχήμα 2.2β). Ακολούθως, η αξονική παραμόρφωση αυξάνεται με ταχύτερο ρυθμό και τα άκρα του πείρου πακτώνονται από τις εξωτερικές πλάκες ( $K_{sup} = \infty$ ), και δεν επιτρέπουν πλέον την ελεύθερη στροφή. Ως συνέπεια, αρχίζουν να αναπτύσσονται ροπές στα άκρα των στηρίξεων, οι οποίες αυξάνονται μέχρις ότου να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις και σε αυτά τα σημεία, μια κατάσταση που αντιστοιχεί στο σημείο ΙΙ του Σχήματος 2.2β.



Σχήμα 2.2: Απλοποιημένο μοντέλο δοκού: (α) ισοδύναμο στατικό μοντέλο και (β) τρι-γραμμικό διάγραμμα αξονικής δύναμης-παραμόρφωσης

Οι εξισώσεις του απλοποιημένου αναλυτικού μοντέλου συνοψίζονται στον Πίνακας 2.1, [11] όπου παρέχονται επίσης εικόνες από αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων προκειμένου να παρουσιαστεί η κατανομή των τάσεων στα στάδια φόρτισης που αντιστοιχούν στα σημεία Ι και ΙΙ. Για να διασφαλιστεί ότι αυτό το μοντέλο παρέχει ακριβή αποτελέσματα, είναι καλή πρακτική η διατήρηση ορισμένων απλών γεωμετρικών περιορισμών (π.χ. ελάχιστο πάχος πλάκας και απόστασης μεταξύ των πλακών), όπως αυτές που δίνονται στον Πίνακας 2.2. Σε κάθε περίπτωση, πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι οι αποκλίσεις από τα αποτελέσματα του λεπτομερούς μοντέλου της §2.3.2 μπορεί να είναι σχετικά μεγάλες, επομένως οι τιμές που λαμβάνονται από το απλοποιημένο μοντέλο θα πρέπει να θεωρηθούν ενδεικτικές για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό των συνδέσεων.



Πίνακας 2.1: Σχεδιάγραμμα του απλοποιημένου μοντέλου σύνδεσης INERD με πείρο [11]

## 2.3 Οδηγός σχεδιασμού σύνδεσης INERD

Ο οδηγός σχεδιασμού παρέχει συστάσεις σχετικά με τη διαστασιολόγηση των συνδέσεων INERD με πείρο και το σχεδιασμό ενός πλαισίου που περιέχει τέτοιες συνδέσεις [14]. Η μεθοδολογία σχεδιασμού αυτού του οδηγού, βασίζεται στις διατάξεις του ΕΝ 1993-1-1 [8] και ΕΝ 1998-1 [10]. Ορισμένες προτάσεις του ΕΝ 1998-1-1 έχουν διορθωθεί καταλλήλως για να καλύψουν τη χρήση των πλάστιμων συνδέσεων.

### 2.3.1 Προκαταρκτικοί κανόνες σχεδιασμού και κατασκευής

Για την προκαταρκτική ταξινόμηση και διαστασιολόγηση των πείρων, θα πρέπει να αναπτυχθεί το απλοποιημένο μοντέλο οριακής κατάστασης που παρουσιάζεται στο §2.2 και συνοψίζεται στον Πίνακας 2.1. Αυτή η γρήγορη και πρακτική μεθοδολογία μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επιλογή του απαιτούμενο αριθμού ενισχυμένων φατνωμάτων, της διατομής των πείρων, της απόστασης και των διαστάσεων των πλακών κλπ.

Ωστόσο, για να προσδιοριστούν οι ιδιότητες της σύνδεσης με αυξημένη ακρίβεια και να υπολογιστούν οι απαιτήσεις ολκιμότητας και υπεραντοχής του πλαισίου, πρέπει να εφαρμοστεί η λεπτομερής μεθοδολογία της §2.3.2.

Για να εξασφαλιστεί η αποτελεσματικότερη απόκριση των συνδέσεων, πρέπει να ικανοποιηθούν οι γεωμετρικές απαιτήσεις σύμφωνα με τον Πίνακας 2.2. Με αυτόν τον τρόπο διασφαλίζεται η εγκυρότητα των κανόνων σχεδιασμού, καθώς οι διστάσεις των συνδέσεων βρίσκονται μέσα στα όρια που καλύπτονται από τις πειραματικές και αριθμητικές έρευνες. Με αυτόν τον τρόπο, ο σχεδιαστής προστατεύεται από σφάλματα λεπτομέρειας που θα μπορούσαν να οδηγήσουν σε κακή συμπεριφορά της σύνδεσης, π.χ. επιλέγοντας λεπτές, εύκαμπτες πλάκες.

Σχήμα τη	ις διατομής του πείρου	$h \le b \le 2 \cdot h$			
Ελάχιστη	απόσταση μεταξύ των πλακών	$a \ge h$			
Πάχος	εξωτερικών πλακών	$t_{ext} \ge 0,75 \cdot h$			
		$\mathbf{t}_{\mathrm{int}} \geq \ 0.5 \cdot \mathbf{t}_{\mathrm{ext}}$ για δύο πλάκες			
Πάχος	εσωτερικών πλακών				
70 5		$t_{ m int}~\geq t_{ m ext}$ για μία πλάκα			
Βασικές δια	στάσεις της σύνδεσης INEF	RD με πείρο:			
b	το πλάτος του πείρου				
h	το ύψος του πείρου				
t <sub>ext</sub>	το πάχος της εξωτερική	ις πλάκας			
t <sub>int</sub>	το πάχος της εσωτερική	ίς πλάκας			
dext	η καθαρή απόσταση με	εταξύ των εξωτερικών πλακών			
$d_{int}$	d <sub>int</sub> η καθαρή απόσταση μεταξύ των εσωτερικών πλακών				
а	η καθαρή απόσταση ες	σωτερικών-εξωτερικών πλακών			

Πίνακας 2.2	Γεωμετρικές	απαιτήσεις των	συνδέσεων	INERD	με πείρο
	1 000 000 000 000		001000000		pro morp o

Προκειμένου να αποφευχθεί η υπερβολική υπεραντοχή, ο χάλυβας των πλάστιμων πείρων θα πρέπει να έχει ελεγχόμενες ιδιότητες. Σύμφωνα με το ΕΝ 1998-1-1 [10] η αντοχή διαρροής πρέπει να έχει μέγιστη τιμή: όπου γ<sub>ov</sub> = 1.25 είναι ο συντελεστής υπεραντοχής f<sub>y</sub> είναι η ονομαστική τιμή της αντοχής διαρροής

Εάν οι ιδιότητες του υλικού των πείρων είναι ελεγχόμενες και η μέγιστη αντοχή διαρροής είναι εγγυημένα κάτω από εκείνη που περιγράφεται από την Εξ.(2.1) ο συντελεστής υπεραντοχής μπορεί να μειωθεί αναλόγως προκειμένου να επιτευχθεί ένας πιο οικονομικός σχεδιασμός.

#### 2.3.2 Σχεδιασμός για γραμμική ελαστική ανάλυση

Οι κανόνες σχεδιασμού [14] έχουν σκοπό να εξασφαλίσουν ότι η διαρροή θα συμβεί στους πείρους των συνδέσεων INERD, πριν από οποιαδήποτε διαρροή ή λυγισμό οποιωνδήποτε άλλων στοιχείων. Ως εκ τούτου, ο σχεδιασμός κτηρίων με συνδέσεις INERD με πείρο βασίζεται στην υπόθεση ότι κυρίως οι πείροι θα καταναλίσκουν ενέργεια μέσω του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Η μεθοδολογία σχεδιασμού είναι η ακόλουθη:

#### 2.3.2.1 Προσομοίωση

Ένα κτήριο με συνδέσεις INERD μπορεί να προσομοιωθεί από ένα συνηθισμένο λογισμικό δομικής ανάλυσης, με ένα ελαστικό μοντέλο. Οι συνδέσεις μπορούν να προσομοιωθούν με γραμμικά ελατήρια μηδενικού μήκους των οποίων η σταθερά μπορεί να οριστεί όπως στις Εξισώσεις:

$$K_{pin} = \frac{32 \cdot E \cdot I}{l^3}$$
για μία πλάκα (2.2)

$$K_{pin} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot a \cdot (3 - 4 \cdot a)} \qquad \text{για δύο πλάκες}$$
(2.3)

#### 2.3.2.2 Ανάλυση

Πραγματοποιείται στατική γραμμική ανάλυση υπό τα νεκρά και τα ωφέλιμα φορτία και τα μέλη του κύριου πλαισίου διαστασιολογούνται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1993 [8] για τους συνδυασμούς σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Οι εσωτερικές δυνάμεις που οφείλονται σε σεισμική φόρτιση υπολογίζονται με τη συμβατική μέθοδο της Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης, όπου ο αριθμός των ιδιομορφών ταλάντωσης που λαμβάνονται σε κάθε κατεύθυνση είναι τέτοιος, ώστε το άθροισμα της ενεργούς μάζας να αποτελεί τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Το φάσμα σχεδιασμού θα πρέπει να ορίζεται με μέγιστο συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με 4 για Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή και 3 για Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση. Σε περίπτωση που η σύνδεση INERD χρησιμοποιείται μόνον στο ένα άκρο του συνδέσμου δυσκαμψίας, ο συντελεστής συμπεριφοράς θα πρέπει να μειώνεται ανάλογα (q=3 για ΚΠΥ και q=2 για ΚΠΜ).

#### 2.3.2.3 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφων

Για μια σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από το σεισμό σχεδιασμού, είναι σημαντικό να ικανοποιηθεί η απαίτηση περιορισμού των βλαβών. Με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται ότι, για μια σεισμική δράση με μικρότερη περίοδο επαναφοράς, τα μη δομικά στοιχεία του κτηρίου δε θα υποστούν σοβαρές βλάβες και ότι το κτήριο θα παραμείνει λειτουργικό χωρίς καμία ή ελάχιστη επισκευή. Σε γραμμικές αναλύσεις, οι μετατοπίσεις που προκαλούνται από το σεισμό σχεδιασμού ds θα πρέπει να υπολογιστούν με βάση τις ελαστικές παραμορφώσεις de του δομικού συστήματος μέσω της έκφρασης:

$$d_s = q \cdot d_e \tag{2.4}$$

Στην περίπτωση που η υπεραντοχή  $\Omega$  των πλάστιμων στοιχείων είναι μικρή, ο υπολογισμός των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων σχεδιασμού με βάση το  $d_s$  είναι συντηρητικός, και μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα μειωτικός συντελεστής  $q_{\Omega}$ , ίσος με την υπεραντοχή των συνδέσεων, ως εξής:

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \tag{2.5}$$

Η σχετική παραμόρφωση σχεδιασμού κάθε ορόφου d<sub>r</sub> ορίζεται ως η διαφορά των μέσων τιμών των πλευρικών μετατοπίσεων στο πάνω και το κάτω μέρος κάθε ορόφου και πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με το EN1998-1. Η οριακή τιμή εξαρτάται από τον τύπο των μη δομικών μελών και την κατηγορία σπουδαιότητας του κτηρίου.

#### 2.3.2.4 Φαινόμενα δευτέρας τάξης:

Η πιθανή επίδραση των φαινομένων δευτέρας τάξης λαμβάνεται υπόψη με το συντελεστή ευαισθησίας των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων θ σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΝ1998-1. Ο συντελεστής θ υπολογίζεται και για τις δύο κατευθύνσεις και για κάθε όροφο του κτηρίου:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot dr}{V_{tot} \cdot h_{storey}}$$
(2.6)

όπου  $P_{tot}$  είναι το συνολικό βαρυτικό φορτίο του ορόφου που εξετάζουμε  $V_{tot}$  είναι η συνολική τέμνουσα βάσης του ορόφου

Εναλλακτικά, ο συντελεστής θ μπορεί να υπολογιστεί με ανάλυση γραμμικού λυγισμού μέσω του συντελεστή α<sub>cr</sub>, ο συντελεστής με τον οποίο το φορτίο σχεδιασμού πρέπει να αυξηθεί προκειμένου να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια. Η ανάλυση διεξάγεται υπό τα σταθερά φορτία βαρύτητας του σεισμικού σχεδιασμού (1,0·G+0.3·φ·Q) και προκύπτουν οι ιδιομορφές λυγισμού. Επιλέγονται οι κυρίαρχες ιδιομορφές κατά τις κατευθύνσεις x και y και υπολογίζονται οι αντίστοιχες τιμές α<sub>cr</sub> ως εξής:

$$\alpha_{\rm cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \tag{2.7}$$

όπου  $F_{cr}$  είναι το κρίσιμο φορτίο ελαστικού λυγισμού για καθολική αστάθεια με βάση την αρχική ελαστική δυσκαμψία

Fed είναι το φορτίο σχεδιασμού για το σεισμικό σχεδιασμό

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι ανελαστικές μετατοπίσεις του κτηρίου, το  $a_{cr}$  διαιρείται με το συντελεστή q:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{\rm cr}} \tag{2.8}$$

Οι διατάξεις του EN1998-1 δηλώνουν ότι εάν ο συντελεστής ευαισθησίας των σχετικών παραμορφώσεων περιορίζεται σε  $\theta \le 0,1$ , τα φαινόμενα δεύτερης τάξης μπορούν να αγνοηθούν με ασφάλεια. Εάν  $0,1 < \theta \le 0,2$ , τα φαινόμενα δευτέρας τάξης μπορούν να ληφθούν υπόψη με τον πολλαπλασιασμό των αντίστοιχων σεισμικών δράσεων με συντελεστή ίσο με  $\frac{1}{1-\theta}$ . Εάν  $0,2 < \theta < 0,3$ , θα πρέπει να γίνει πιο ακριβής ανάλυση δευτέρας τάξης. Δεν επιτρέπονται τιμές  $\theta > 0,3$ .

#### 2.3.2.5 Έλεγχος πλάστιμων στοιχείων:

a) Αξονική αντοχή:

Η αντοχή των συνδέσεων πείρου υπολογίζεται στα σημεία διαρροής και αστοχίας προκειμένου να σχεδιαστεί η κατασκευή έναντι στατικών και σεισμικών φορτίων. Η καμπύλη αξονικής δύναμης – αξονικής παραμόρφωσης είναι πρακτικά τρι-γραμμική όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3. Η αντοχή διαρροής (Σημείο Ι) δίνεται ως το ελάχιστο δύο τιμών, ανάλογα με το αν ο πείρος συμπεριφέρεται κυρίως σε κάμψη ή διάτμηση:

$$P_{y, Rd} = \min\left\{\frac{1, 7 \cdot M_{pl}}{\operatorname{ared}, I \cdot \gamma_{py}}; k_{pin} \frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{py}}\right\}$$
(2.9)

όπου  $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$  είναι η πλαστική ροπή διαρροής του πείρου ared, = a-0,5 · h είναι ο μειωμένος μοχλοβραχίονας για το σημείο Ι

 $k_{pin} = 1 + 0, 1 \cdot \frac{b}{b}$  είναι ο συντελεστής σχήματος πείρου με όρια  $1, 1 \le k_{pin} \le 1, 2$ 

# γ<sub>py</sub> = 1,05 είναι ο συντελεστής ασφαλείας για τη διαρροή λόγω αβεβαιότητας του μοντέλου

Η αντοχή διαρροής της σύνδεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την αξονική δύναμη των στατικών και συχνών σεισμικών συνδυασμών.



Σχήμα 2.3: Ορθές τάσεις στον πείρο και διάγραμμα ροπών στο σημείο της πρώτης διαρροής

Για τον υπολογισμό της οριακής αντοχής της σύνδεσης, χρησιμοποιείται ο μειωμένος μοχλοβραχίονας του σημείου ΙΙΙ:

$$\mathbf{a}_{red, III} = \mathbf{a} - \mathbf{h} \tag{2.10}$$

Για  $a_{red,III} \leq 0$  ο πείρος συμπεριφέρεται κυρίως διατμητικά, αν και μια τέτοια περίπτωση απαγορεύεται από τους γεωμετρικούς περιορισμούς του Πίνακας 2.2, καθώς δε συνιστάται. Η οριακή αντοχή σε αυτήν την περίπτωση είναι:

$$P_{u, \text{Rd}} = k_{\text{pin}} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot h \cdot f_{y}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}}$$
(2.11)

όπου γ<sub>pu</sub> = 1,1 ο συντελεστής ασφαλείας για το οριακό φορτίο λόγω αβεβαιότητας του μοντέλου

Για  $a_{red,III} > 0$  ο πείρος συμπεριφέρεται καμπτικά και διατμητικά (Σχήμα 2.4) και η οριακή αντοχή της σύνδεσης λόγω κάμψης του πείρου δίνεται στην Εξ.(2.12). Η υπολειπόμενη αντοχή του πείρου για την παραλαβή της διάτμησης καθορίζει την οριακή αντίσταση της σύνδεσης σε διάτμηση, όπως δίνεται στην Εξ. 2.13.

Ο συντελεστής  $\beta_{III}$  ορίζει το ποσοστό του πείρου που έχει υποστεί σημαντική πλαστική παραμόρφωση σε κάθε πλευρά, με  $0 \leq \beta_{III} \leq 0.5$ . Η οριακή αντοχή της σύνδεσης υπολογίζεται μέσω μιας επαναληπτικής διαδικασίας μεταβάλλοντας το συντελεστή  $\beta_{III}$ , έτσι ώστε οι δύο τιμές των εξισώσεων (2.12) και (2.13) να γίνουν ίσες.

$$P_{u, M, Rd} = k_{pin} \cdot \frac{4 \cdot M_u}{a_{red, III} \cdot \gamma_{pu}}$$
(2.12)

$$P_{u, v, Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot \beta_{III}) \cdot h \cdot f_{y}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}}$$
(2.13)

όπου  $M_u = W_{u, pl} \cdot f_{mid}$  η πλαστική ροπή αστοχίας του πείρου  $f_{mid} = f_y + (f_u - f_y) \cdot \lambda_f / 2$  η μέγιστη ορθή τάση στο πείρο  $\lambda_{f} = \left(\frac{\mathbf{a} - h}{2 \cdot h}\right)^{2}$  ένας συντελεστής για την επιρροή της διάτμησης  $0 \le \lambda_{f} \le 1$   $W_{u, pl} = \mathbf{b} \cdot h^{2} \cdot \left[\beta_{\text{III}} - \beta_{\text{III}}^{2} + \chi \cdot (\mathbf{0}, \mathbf{5} - \beta_{\text{III}})^{2}\right]$  η πλαστική ροπή αντίστασης του πείρου, λαμβάνοντας υπόψη τη μείωση λόγω των διατμητικών τάσεων  $\chi = \sqrt{1 - (f_{v} / f_{mid})^{2}}$ 

Η οριακή αντοχή της σύνδεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την αξονική δύναμη των σεισμικών συνδυασμών σχεδιασμού και χρησιμοποιείται επίσης στο σχεδιασμό των συνδετικών μελών.



Σχήμα 2.4: Ορθές και διατμητικές τάσεις του πείρου και διάγραμμα ροπών στο σημείο οριακής αντοχής

Παρατηρήθηκε γενικά ότι η αντοχή της σύνδεσης πείρου σε εφελκυσμό μπορεί να είναι κάπως μικρότερη από αυτήν σε θλίψη. Ωστόσο, αυτό το φαινόμενο ελαχιστοποιείται με σωστές λεπτομέρειες και δε λαμβάνεται υπόψη κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού.

Η αξονική αντοχή στο σημείο ΙΙ μπορεί να ληφθεί ως ο μέσος όρος των αντίστοιχων τιμών στα σημεία Ι και ΙΙΙ.

#### b) Καθολική πλάστιμη συμπεριφορά:

Ένας συντελεστής υπεραντοχής ορίζεται για κάθε σύνδεση πείρου:

$$\Omega_i = \frac{P_{u, Rd, i}}{P_{Ed, i}} \tag{2.14}$$

Προκειμένου να επιτευχθεί μια ομοιογενής καθολική πλάστιμη συμπεριφορά της κατασκευής θα πρέπει να ελεγχθεί ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω<sub>max</sub> σε ολόκληρη την κατασκευή δεν διαφέρει περισσότερο από 25% από την ελάχιστη Ω<sub>min</sub>:

$$\frac{\Omega_{\max}}{\Omega_{\min}} \le 1.25 \tag{2.15}$$

#### c) Αξονικές παραμορφώσεις:

Οι συνδέσεις INERD με πείρο πρέπει να αναλαμβάνουν σημαντικές παραμορφώσεις προκειμένου να καταστρέφουν ενέργεια, οπότε πρέπει να επαληθεύεται ότι έχουν επαρκή ικανότητα παραμόρφωσης. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με τον περιορισμό της σχετικής παραμόρφωσης ορόφων:

$$d_r \le \frac{1, 6 \cdot a}{\cos \varphi} \tag{2.16}$$

όπου Η το ύψος του υπό εξέταση ορόφου φ η γωνία του συνδέσμου δυσκαμψίας με την οριζόντια γραμμή

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι εάν χρησιμοποιείται μια μόνον σύνδεση INERD στα άκρα του συνδέσμου, η οριακή τιμή της Εξ. 2.16 πρέπει να μειωθεί κατά 50%.

#### 2.3.2.6 Έλεγχος μη πλάστιμων στοιχείων

Οι δοκοί, τα υποστυλώματα και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του πλαισίου, καθώς και τα μη πλάστιμα στοιχεία των συνδέσεων (πλάκες, κοχλίες, συγκολλήσεις κλπ.) σχεδιάζονται με βάση την αντοχή των πείρων κι όχι με τη δράση που υπολογίζεται από την ανάλυση, προκειμένου να εξασφαλιστεί η καταστροφή ενέργειας και ο μηχανισμός αστοχίας.

 a) Η αντοχή R<sub>d</sub> των συγκολλήσεων ή των κοχλιών της σύνδεσης INERD με πείρο πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο:

$$R_d \ge 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_u, \operatorname{Rd}$$
 (2.17)

όπου  $P_{u,Rd}$  είναι η οριακή αντοχή της σύνδεση πείρου που εξετάζεται  $\gamma_{ov} = 1,25$  είναι ο προτεινόμενος συντελεστής υπεραντοχής

Για κοχλιωτές συνδέσεις, θα πρέπει να χρησιμοποιούνται κοχλίες υψηλής ανθεκτικότητας έναντι τριβής (Κατηγορίες B, C ή E σύμφωνα με το EN1993-1-8).

 b) Τα διαγώνια μέλη πρέπει να ελέγχονται σε διαρροή και λυγισμό υποθέτοντας την εξάντληση της αντοχής των πείρων στα άκρα τους:

$$N_{Ed} \ge 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_{u, Rd} \tag{2.18}$$

όπου  $\gamma_{ov} = 1,25$  είναι ο προτεινόμενος συντελεστής υπεραντοχής

c) Οι δοκοί και τα υποστυλώματα που είναι συνδεδεμένα στους συνδέσμους δυσκαμψίας με εύκαμπτες συνδέσεις INERD πρέπει να πληρούν την ακόλουθη ελάχιστη απαίτηση αντοχής:

$$N_{pl, \operatorname{Rd}}(M_{Ed}) \ge N_{Ed, G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot N_{Ed, E}$$

$$(2.19)$$

όπου N<sub>pl,Rd</sub>(M<sub>Ed</sub>) είναι η αξονική αντοχή σχεδιασμού του μέλους του πλαισίου σύμφωνα με το EN1993, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση με την ροπή κάμψης M<sub>Ed</sub> N<sub>Ed,G</sub> είναι η αξονική δύναμη του μέλους του πλαισίου λόγω των μη σεισμικών δράσεων των σεισμικών συνδυασμών N<sub>Ed,E</sub> είναι η αξονική δύναμη του μέλους του πλαισίου λόγω των σεισμικών δράσεων των σεισμικών συνδυασμών Ω<sub>min</sub> η ελάχιστη τιμή όλων των συνδέσεων με πείρο των διαγωνίων

#### 2.3.3 Σχεδιασμός για μη γραμμική ανάλυση (Στατική Ανελαστική Ανάλυση)

Το δομικό μοντέλο που χρησιμοποιείται για την ελαστική ανάλυση πρέπει να επεκταθεί ώστε να συμπεριλάβει την απόκριση των δομικών στοιχείων πέρα από την ελαστική περιοχή και να εκτιμήσει τους αναμενόμενους πλαστικούς μηχανισμούς και την κατανομή των βλαβών μέσω μιας στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Επειδή τα όλκιμα στοιχεία είναι οι συνδέσεις INERD με πείρο, τα γραμμικά ελατήρια που αναφέρθηκαν θα αντικατασταθούν από μη γραμμικά ελατήρια των οποίων οι ιδιότητες καθορίστηκαν από τα πειραματικά αποτελέσματα και τις αναλύσεις Πεπερασμένων Στοιχείων. Ο προτεινόμενος νόμος υλικού των μη γραμμικών ελατηρίων φαίνεται στο Σχήμα 2.5. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η καμπύλη μπορεί να είναι συντηρητική σε σχέση με τις μονοτονικές καμπύλες των δοκιμών, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη οι ευνοϊκές επιδράσεις όπως η κράτυνση, φαινομένων τρίτης τάξης κλπ. Επιπλέον, στην καμπύλη καθορίζονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας, Άμεση Χρήση (ΙΟ), Προστασία Ζωής (LS) και Οιονεί Κατάρρευση (CP).

Οι τιμές που προτείνονται στο Σχήμα 2.5 αναφέρονται στην απόκριση της σύνδεσης τόσο σε θλίψη όσο και σε εφελκυσμό, καθώς θεωρείται ότι οι γεωμετρικές απαιτήσεις του Πίνακας 2.2 ικανοποιούνται, ή ότι η πλευρική κάμψη των πλακών εμποδίζεται με μηχανικά μέσα.



Σχήμα 2.5:Προτεινόμενες ιδιότητες του μη γραμμικού ελατηρίου της σύνδεσης INERD με πείρο

Οι ιδιότητες των μη πλάστιμων στοιχείων υπολογίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις των σχετικών κωδίκων (π.χ. FEMA-356). Εφόσον το πλαίσιο είναι ενισχυμένο, όλα τα μέλη υποβάλλονται κυρίως σε αξονικές δυνάμεις. Ως εκ τούτου, τα υποστυλώματα και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας πρέπει να έχουν δυνατές "αρθρώσεις" που επιτρέπουν την διαρροή σε εφελκυσμό και το λυγισμό σε θλίψη (σε συνδυασμό με ροπή κάμψης, αν υπάρχει). Εναλλακτικά, τα μη πλάστιμα στοιχεία μπορούν να μοντελοποιηθούν χωρίς αρθρώσεις αρκεί να επαληθεύεται ότι όλες οι ενεργές δυνάμεις και ροπές παραμένουν κάτω από την αντίστοιχη πλαστική αντοχή.

## 3 Γεωμετρία, υλικά & φορτίσεις φορέα

## 3.1 Εισαγωγή

Η αρχική προσομοίωση της κατασκευής βασίστηκε στο μοντέλο του εξαώροφου μεταλλικού φορέα από την διπλωματική εργασία του Ανδρέα Νικολακόπουλου «Σχεδιασμός Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων Με Πλαίσια Ροπής Και Συνδέσμους Δυσκαμψίας» [12]. Στη πορεία ο φορέας επαναδιαστασιολογήθηκε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και τους κανόνες σχεδιασμού για τις συνδέσεις INERD, όπως αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 2.3.

### 3.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Το εξεταζόμενο κτίριο συνολικού ύψους 24m αποτελείται από έξι ορόφους, 4 μέτρων ο καθένας. Η κάτοψη του κάθε ορόφου είναι τετραγωνική με πλευρά 24m (Σχήμα 3.1). Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικές δοκούς, μεταλλικά υποστυλώματα, ενώ η πλάκα του κάθε ορόφου είναι σύμμικτη από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στην διεύθυνση (X) το κτίριο αποτελείται από 4 πλαίσια ροπής, 3 φατνωμάτων ανοίγματος 8m, όπως φαίνεται στο (Σχήμα 3.2). Στην άλλη διεύθυνση (Y) ο σεισμός παραλαμβάνεται από τις συνδέσεις INERD στα άκρα των συνδέσμων δυσκαμψίας, στα εξωτερικά πλαίσια του φορέα (Σχήμα 3.3).

Η σύμμικτη πλάκα εδράζεται πάνω σε δευτερεύουσες δοκούς, οι οποίες είναι διατομής IPE, και συνδέεται με αυτές μέσω διατμητικών ήλων, έπειτα τα φορτία μεταφέρονται από τις δευτερεύουσες στις κύριες δοκούς. Οι δευτερεύουσες δοκοί τοποθετούνται ανά 2,66m και εδράζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες. Οι κύριες δοκοί (τύπου HEA) συνδέουν τα υποστυλώματα στην διεύθυνση X και εδράζονται σε αυτά με πακτώσεις, καθώς επίσης δεν συνδέονται διατμητικά με την σύμμικτη πλάκα.



Σχήμα 3.1: Τυπική κάτοψη κτιρίου



Σχήμα 3.2: Πλαίσια Ροπής στη διεύθυνση Χ Σχήμα 3.3: Πλαίσιο με συνδέσεις INERD στα άκρα των συνδέσμων δυσκαμψίας

## 3.3 Υλικά κατασκευής

Για την κατασκευή του κτιρίου τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

- a) Δομικός χάλυβας:
- Για τα μεταλλικά στοιχεία (πλην των πείρων των συνδέσεων INERD), ο χάλυβας είναι κατηγορίας S355, με μέτρο ελαστικότητας E=210GPa, ειδικό βάρος χάλυβα γ=78,5kN/m<sup>3</sup>, λόγο Poisson στην ελαστική περιοχή ν=0,3, μέτρο διάτμησης G=81000MPa
- Όσο αφορά τον χάλυβα των συνδέσεων INERD, το υλικό του πείρου πρέπει να είναι ίσης ή μικρότερης ποιότητας από αυτό των πλακών σύνδεσης, έτσι ώστε να περιορίζεται η πλαστικοποίηση των εξωτερικών αλλά και εσωτερικών πλακών. Λόγω της υπεραντοχής που εμφανίζει ο χάλυβας ποιότητας S235, επιλέχθηκε για τους πείρους χάλυβας αντοχής S275.

Πρότυπο	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]					
και ποιότητα	t ≤ 40	0 mm	40 mm < t ≤ 80 mm			
χάλυβα	f <sub>y</sub> [N/mm²]	f <sub>u</sub> [N/mm²]	f <sub>u</sub> [N/mm²]			
EN 10025-2	(Κοινοί χἁλυβες –	οινοί χάλυβες – χονδρόκοκκοι)				
S 235	235	360	215	360		
S 275	275	430	255	410		
S 355	355	510	335	470		

Πίνακας 3.1 Ιδιότητες δομικού χάλυβα για έλαση εν θερμώ (EN1993-1-1 §3.2.3) [8]

b) Σκυρόδεμα:

Για την πλάκα σκυροδέματος έχουμε σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30, με ειδικό βάρος γ=25kN/m<sup>3</sup>, μέτρο ελαστικότητας E=21 GPa και λόγο Poisson στην ελαστική περιοχή ν=0,2.

c) Χάλυβας οπλισμού:

Για την όπλιση της πλάκας/σύμμικτης διαδοκίδας χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού B500C, με μέτρο ελαστικότητας E=210 GPa, ειδικό βάρος γ=78,5kN/m<sup>3</sup> και λόγο Poisson στην ελαστική περιοχή ν=0,3.

## 3.4 Δράσεις επί της κατασκευής

### **3.4.1** Γενικά

Τα μόνιμα φορτία, κινητά, οι δράσεις ανέμου και οι σεισμικές δράσεις επιβλήθηκαν στο φορέα σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-1 [7] με όλες τις απαιτούμενες προσαρμογές για την παρούσα κατασκευή. Για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και το σεισμό σχεδιασμού δημιουργήθηκαν οι απαραίτητοι συνδυασμοί, όπου και παρουσιάζονται παρακάτω.

Αναφέρεται ότι τα φορτία χιονιού δεν συμπεριλήφθηκαν στην ανάλυση, διότι θεωρήθηκαν αμελητέα. Συγκεκριμένα το φορτίο χιονιού δε λαμβάνεται υπόψη, αφού η στέγη θεωρείται βατή και λαμβάνεται με κινητό φορτίο 3,8 kN/m<sup>2</sup> (όπως αναφέρεται αναλυτικά παρακάτω), το οποίο είναι δυσμενέστερο σε σχέση με το χιόνι που αντιστοιχεί στην ελληνική επικράτεια. Όσο αφορά τις θερμοκρασιακές δράσεις, δεν έδιναν σημαντική ένταση στο φορέα, οπότε αμελήθηκαν, καθώς δημιουργούσαν πρόβλημα με την λειτουργία της πλάκας ως διάφραγμα στο στατικό προσομοίωμα, επειδή λόγω των καταναγκασμών έδιναν μεγάλες αξονικές εντάσεις στις κύριες δοκούς, οι οποίες όμως δεν ήταν πραγματικές.

### 3.4.2 Μόνιμα φορτία

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου.

IB μεταλλικού σκελετού	Προκύπτει από το πρόγραμμα
ΙΒ σύμμικτης πλάκας & χαλυβδοφύλλου	2,75 kN/m <sup>2</sup>
Πρόσθετα μόνιμα για ενδιάμεσους ορόφους (από επικαλύψεις, ψευδοροφές, services)	0,7 kN/m <sup>2</sup>
Πρόσθετα μόνιμα για ανώτερο όροφο	$1 \text{ kN/m}^2$
ΙΒ τοιχοποιίας	4 kN/m

Πίνακας 3.2: Νεκρά φορτία

### 3.4.3 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κτλ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους για αυτό οι τιμές τους δίνονται από κανονισμούς, ανάλογα με τη χρήση του κτιρίου. Το παρών κτίριο προορίζεται για γραφεία, οπότε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-1 (Πίνακας 2.1:Κατηγορίες Χρήσης) [7] είναι κατηγορίας Β. Το κινητό φορτίο ασκείται και στην πλάκα του 6<sup>ου</sup> ορόφου αφού θέλουμε να είναι προσβάσιμος. Το συνολικό κινητό φορτίο (αυξημένο λόγω διαχωριστικών χωρισμάτων κ.λπ.) είναι:  $Q = 3,8 \text{ kN/m}^2$ .

## 3.4.4 Δράσεις ανέμου

### 3.4.4.1 Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4 (EN 1991-1-4), για κτίρια και έργα ύψους μέχρι 200m, οι δράσεις ανέμου στις κατασκευές κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και αναπαρίστανται με ένα απλοποιημένο σύνολο πιέσεων ή δυνάμεων των οποίων οι επιδράσεις είναι ισοδύναμες με τις ακραίες επιδράσεις του στροβιλώδους ανέμου.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις μεταλλικές κατασκευές παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση για τους συνδυασμούς αστοχίας. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κλπ. Επίσης, είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Συνήθως, όμως, η επίδραση αυτή είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά.

Η πιο σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου, η οποία επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων όπως η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις του κτιρίου (κυρίως το ύψος), η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

Για την επιβολή του ανέμου εξετάζονται δύο διευθύνσεις ανέμου με φορά τη θετική διεύθυνση του άξονα x'x (θ=0°) και τη θετική διεύθυνση του άξονα y'y (θ=90°), λόγω συμμετρίας του κτιρίου. Συνολικά όμως, εξετάζονται 4 συνδυασμοί φορτίσεων εξωτερικής-εσωτερικής πίεσης, δύο για κάθε διεύθυνση. Λόγω του ότι ο συντελεστής μ (λόγος ανοιγμάτων) δεν μπορεί να προσδιορισθεί σε αυτή την περίπτωση, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $C_{pi}$  λαμβάνει την ελάχιστη τιμή του  $C_{pi}$ = -0,30, και την μέγιστη τιμή του  $C_{pi}$ =0,20, ως τα πλέον δυσμενή. Έτσι, κατά την επαλληλία με τις εξωτερικές πιέσεις να προκύπτουν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα.

Δίνεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα έχει ταχύτητες:

• 33 m/s σε απόσταση έως και 10km από την ακτή

• 27 m/s στην υπόλοιπη χώρα

Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη θεμελιώδης ταχύτητα ανέμου  $v_{b,0}=33$ m/s, επειδή το κτίριο βρίσκεται σε απόσταση μικρότερη από 10km από την θάλασσα.

Η κατηγορία εδάφους είναι IV (Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m) εφόσον θεωρήσαμε ότι η κατασκευή γίνεται στην Αθήνα. Από τον Πίνακας 3.3 για την συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους προκύπτει z<sub>0</sub>=1,0m και z<sub>min</sub>=10m.

	Κατηγορία εδάφους	z <sub>o</sub> m	z <sub>min</sub> m
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
1	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
11	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Πίνακας 3.3: Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Η μέση ταχύτητα του ανέμου  $v_{m(z)}$ , σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,7447 \cdot 1 \cdot 33 = 24,575m / s$$
(3.1)

Όπου  $C_r(z)$ : είναι ο συντελεστής τραχύτητας

 $C_0(z)$ : είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης

*v<sub>b</sub>*= βασική ταχύτητα ανέμου

Bασική ταχύτητα ανέμου: 
$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 33 = 33m/s$$
 (3.2)

Όπου c<sub>dir</sub>= 1 ο συντελεστής διεύθυνσης c<sub>season</sub>= 1 ο συντελεστής εποχής

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς *z*<sub>e</sub> για τους προσήνεμους τοίχους ανάλογα με τη σχέση ύψους h και πλάτους b του κτιρίου είναι σύμφωνα με το Σχήμα 3.4 :



ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η πίεση ανέμου θα θεωρείται ομοιόμορφη σε κάθε οριζόντια λωρίδα.

Σχήμα 3.4: Ύψος αναφοράς ze και κατανομή πιέσεων

Για h≤b=24m έχουμε  $z_e$  =24m για τον προσήνεμο, υπήνεμο και τους παράπλευρους τοίχους, καθώς και ομοιόμορφη κατανομή πιέσεων σε όλο το ύψος του κτιρίου.

Ο συντελεστής τραχύτητας  $C_r(z)$  υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln(\frac{z}{z_o}) \quad \gamma \iota \alpha \quad z_{\min} \le z \le z_{\max} = 200m$$
(3.3)

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) = k_r \cdot \ln(\frac{z_{\min}}{z_o}) \gamma \iota \alpha \ z \le z_{\min}$$
(3.4)

Eίναι  $kr = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0, II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07} = 0,2343$  ο συντελεστής εδάφους

Όπου  $z_0, z_{min}$ : σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους IV από Πίνακας 3.3  $z_{0,II} = 0,05$  σύμφωνα με τον κανονισμό  $z_{max}$  λαμβάνεται ίσο με 200m

Έχουμε  $z_{min}$ =  $10m \le z=24m \le 200m$  άρα χρησιμοποιούμε την εξίσωση (3.3):

 $C_r(z) = C_r(24) = k_r \cdot \ln(\frac{z}{z_o}) = 0,2343 \cdot \ln(\frac{24}{1}) = 0,7447$  και για τις δύο διευθύνσεις ανέμου αφού h=b=24m.

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης είναι ίσος με  $C_0(z)=1$ , ως προτεινόμενη τιμή για  $\Phi=0$  θεωρώντας ότι η κατασκευή είναι σε κοιλάδα.

Η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μία περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας είναι  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ .

Η ένταση του στροβιλισμού Ιν(z) σε ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_{\nu}(z) = \frac{k_{I}}{c_{0}(z) \cdot \ln(\frac{z}{z_{0}})} = \frac{1}{1 \cdot \ln(\frac{24}{1})} = 0,315$$
(3.5)

 $\gamma\iota\alpha \ z_{\min}=10m \le z = 24m \le z_{\max} = 200 \, \mathrm{m}$ 

Όπου k<sub>I</sub>=συντελεστής στροβιλισμού, λαμβάνεται ίσος με 1.

Επομένως, η πίεση της ταχύτητας αιχμής είναι από τις εξισώσεις (3.1) και (3.5):

$$q_{p}(z) = \left[1 + 7 \cdot I_{\nu}(z)\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \nu_{m}^{2}(z) = \left[1 + 7 \cdot 0,315\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 24,575^{2} =$$
  
= 1208,886N/m<sup>2</sup> = 1,209kN/m<sup>2</sup> (3.6)

#### 3.4.4.2 Υπολογισμός τελικών πιέσεων κατακόρυφων τοίχων

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c<sub>pe</sub>, εισάγονται προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων, ενώ οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κτιρίων. Εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας Α, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Οι τοπικοί συντελεστές  $c_{pe,1}$  αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από  $1m^2$  π.χ. για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων. Οι καθολικοί συντελεστές  $c_{pe,10}$  αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες των  $10m^2$ . Το εμβαδόν φορτιζόμενης επιφάνειας είναι:  $A=24\cdot24=576$  m<sup>2</sup>  $\geq 10$  m<sup>2</sup> άρα χρησιμοποιούμε τον καθολικό συντελεστή  $c_{pe}=c_{pe,10}$  και για τις δύο διευθύνσεις ανέμου.

Στους Πίνακες του Ευρωκώδικα 1 οι τιμές των συντελεστών c<sub>pe</sub>, που αναφέρονται μόνο σε κτίρια, αντιστοιχούν σε διευθύνσεις του ανέμου κατά γωνίες 0°, 90° και 180°, έχουν όμως προκύψει για το εύρος μεταβολής της γωνίας αυτής κατά 45° ανά διεύθυνση. Αντιπροσωπεύουν επομένως τις δυσμενέστερες πιέσεις που μπορεί να εμφανιστούν στα διάφορα σημεία του κτιρίου.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης, για το υπό μελέτη κτίριο, δίνονται από Σχήμα 3.5 και τον Πίνακας 3.4 για κατακόρυφους τοίχους, για διευθύνσεις ανέμου 0° και 90° και

ανάλογα με το λόγο h/d. Για ενδιάμεσες τιμές των πινάκων χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.



Σχήμα 3.5: Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 3.4: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

Ζώνη	6	A B		A B C			D		E	
h/d	Cpe, 10	Cpe,1	Cpe.10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe.10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe.1
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-(	),5
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	


Σχήμα 3.6:Κάτοψη κτιρίου

Τελικά, σύμφωνα με τους κανονισμούς έχουμε για h=b=d = 24m :

- e=min(b; 2h) = (24; 48)=24m
- $e=24m \le d=24m$
- $\gamma \iota \alpha h/d = 1$



Σχήμα 3.7: Όψη κτιρίου για e  $\leq$  d

Τελικά λοιπόν οι εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις προκύπτουν από τις εξής σχέσεις:

٠	$W_{pe} = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10}$	για εξωτερικές	(3.7)
٠	$W_{pi}=q_p(z_e)\cdot c_{pi,10}$	για εσωτερικές	(3.8)

Οι τιμές των εσωτερικών πιέσεων υπολογίζονται:

$$w_{pi(1)} = q_p(z) \cdot c_{pi(1)} = 1,209 \cdot 0, 2 = 0,242$$
kPa  
 $w_{pi(2)} = q_p(z) \cdot c_{pi(2)} = 1,209 \cdot (-0,3) = -0,363$ kPa

Παράκατω παρουσιάζονται σε μορφή πίνακα οι εξωτερικές και τελικές πιέσεις στο φορέα όπως υπολογίστηκαν από τις σχέσεις (3.7) και (3.8). Αξίζει να αναφερθεί ότι οι πιέσεις προστίθενται διανυσματικά, αφαιρώντας δηλαδή από την εξωτερική πίεση την εσωτερική. (βλ. Σχήμα 3.8, Σχήμα 3.9)

προσήνεμη ζώνη D	C <sub>pe,10 =</sub>	0,8	
μηκος=24m	$W_{pe} =$	0,967	kN/m <sup>2</sup>
υπήνεμη ζώνη Ε	C <sub>pe10 =</sub>	-0,5	
μήκος=24m	$\mathbf{W}_{\mathrm{pe}} =$	-0,604	kN/m <sup>2</sup>
	μήκος = e/5 =	4,8	m
ζώνη Α	C <sub>pe10 =</sub>	-1,2	
	$\mathbf{W}_{\mathrm{pe}} =$	-1,451	kN/m <sup>2</sup>
	μήκος = d-e/5 =	19,2	m
ζώνη Β	$C_{pe10} =$	-0,8	
	$W_{pe} =$	-0,967	kN/m <sup>2</sup>

Πίνακας 3.5: Εξωτερικές πιέσεις για τους κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 3.6: Τελικές πιέσεις ανέμου για τις όλες τις πλευρές

	ZΩNH D	$Z\Omega NH E$	ZΩNH A	$Z\Omega NH B$
W <sub>pe</sub> =	0,967	-0,605	-1,451	-0,967
<b>W</b> <sub>pi(1)</sub> =	0,242	0,242	0,242	0,242
τελική πίεση (kPa) =	0,725	-0,846	-1,693	-1,209
	1			
	$Z\Omega NH D$	$Z\Omega NH E$	ΖΩΝΗ Α	$Z\Omega NH B$
W <sub>pe</sub> =	ZΩNH D 0,967	ZΩNH E -0,605	ZΩNH A -1,451	ZΩNH B -0,967
W <sub>pe</sub> = W <sub>pi(2)</sub> =	ZΩNH D 0,967 -0,363	ZΩNH E -0,605 -0,363	ZΩNH A -1,451 -0,363	ZΩNH B -0,967 -0,363



(α) για  $w_{pi}$ = -0,363 (β) για  $w_{pi}$ =0,242 Σχήμα 3.8: Τελική κατανομή πιέσεων ανέμου για την διεύθυνση X



Για την καλύτερη προσομοίωση, ο άνεμος επιλέχθηκε να αναλυθεί σε φορτίο kN/m το οποίο εφαρμόστηκε στα υποστυλώματα καθ΄ ύψος της κατασκευής.

#### 3.4.4.3 Υπολογισμός πιέσεων ανέμου για την οροφή

Η στέγη είναι επίπεδη και χωρίζεται σε ζώνες σύμφωνα με το Σχήμα 3.10 από τον Ευρωκώδικα 1-Μέρος1-4.



Σχήμα 3.10: Ορισμός ζωνών για επίπεδες στέγες

Θεωρούμε επί το δυσμενέστερο ότι η στέγη μας έχει αιχμηρά άκρα, οπότε από τον Πίνακας 3.7 προκύπτουν οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

	Ζώνη								
Τύπος στέγης		F		G		н		I	
		Cpe.10	C <sub>pe.1</sub>						
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	±0,	2
	hp/h=0,025	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	±0,	2
Με στηθαία	h <sub>p</sub> /h=0,05	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	±0,	2
	h <sub>p</sub> /h=0,10	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	±0,2	
17 (0	r/h=0,05	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,	4	±0,	2
άκοα	r/h=0,10	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,	3	±0,	2
Акра	r/h=0,20	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,	-0,3 ±0,		2
Vandunia	α=30°	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,	3	±0,2	
κεκλιμενα άκρα	α=45°	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,	4	±0,	2
	α=60°	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,	5	±0,	2

Πίνακας 3.7: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για στέγες

Πίνακας 3.8: Πιέσεις στέγης για c<sub>pi</sub>=0,2

	ZΩNH F	ZΩNH G	$Z\Omega NH H$	ZΩ	NH I
μήκος πλευρών	2,4m х бт	2,4m x 12m	9,6m x24m	12m	x 24m
$C_{pe10} =$	-1,8	-1,2	-0,7	0,2	-0,2
$W_{pe} =$	-2,176	-1,451	-0,846	0,242	-0,242
$W_{pi} =$	0,242	0,242	0,242	0,242	0,242
τελική πίεση (kPa) =	-2,418	-1,693	-1,088	0,000	-0,484

Πίνακας 3.9: Πιέσεις στέγης για  $c_{pi}$ = -0,3

	ZΩNH F	ZΩNH G	$Z\Omega NH H$	ZΩ	NH I
μήκος πλευρών	2,4m x 6m	2,4m x 12m	9,6m x24m	12m	x 24m
$Cp_{e10} =$	-1,8	-1,2	-0,7	0,2	-0,2
$W_{pe} =$	-2,176	-1,451	-0,846	0,242	-0,242
$W_{pi} =$	-0,363	-0,363	-0,363	-0,363	-0,363
τελική πίεση (kPa) =	-1,813	-1,088	-0,483	0,605	0,121

## 3.4.5 Σεισμικές δράσεις

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές δονήσεις ή σεισμικές διεγέρσεις. Οι σεισμικές διεγέρσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στη μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των μη σεισμικών δράσεων που περιλαμβάνονται στους σεισμικούς συνδυασμούς, μπορούν να υπολογιστούν με βάσει γραμμική – ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθούς δύο τύπους γραμμικής – ελαστικής ανάλυσης:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.

#### Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας:

Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (Ι, ΙΙ, ΙΙΙ) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη (Σχήμα 3.11) σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη). Το κτίριό μας θεωρήσαμε ότι βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ.



Σχήμα 3.11: Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

#### Σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού αg:

Για κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας προβλέπεται μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $a_{gR}$ . Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν επίσης σε περίοδο επαναφοράς  $T_R$ =475 χρόνια, δηλαδή κατά μέσο όρο συμβαίνουν μία φορά κάθε 475 χρόνια. που έχει ληφθεί από το χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, με βάση την σχέση  $a_{gR} = a \cdot g$ . Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ, η τιμή εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς είναι  $a_{gR} = 0.24 \cdot g$ .

Πίνακας 3.10: Τιμ	ές ενεργούς επιτάχυνσης	ς σεισμικών ζωνών Ελλάδας
-------------------	-------------------------	---------------------------

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	Ι	II	III
$a_{ m gR}$	0,16·g	0,24·g	0,36·g

Για κατασκευές μεγάλης αξίας ή σπουδαιότητας, οι τιμές του Πίνακας 3.10 πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή σπουδαιότητας γ<sub>I</sub>. Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει μία ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ<sub>I</sub>.

Κατηγορία σ	Συντελεστής σπουδαιότητας	
Ι	Μικρή σπουδαιότητα	0.8
II	Συνήθης σπουδαιότητα	1.0
III	Μεγάλη σπουδαιότητα	1.2
IV	Πολύ μεγάλη σπουδαιότητα	1.4

Πίνακας 3.11: Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας γι κατά ΕC8

Το κτίριο μας ανήκει την κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων), άρα ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_{\rm I}=1,00$ .

Έτσι, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η οποία συμβολίζεται με  $a_g$  ισούται με  $a_g = \gamma_I \cdot a_g R = 1 \cdot 0.24g = 0.24g$ .

## Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους:

Η ποιότητα του εδάφους πάνω στο οποίο θα θεμελιωθεί η κατασκευή αποτελεί σημαντικό παράγοντα για τη μορφή του φάσματος σχεδιασμού. Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες A, B, C, D και E. Το κτίριο μας εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας C (αποθέσεις από πυκνά αμμοχάλικα ή σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους).

Η τιμή α<sub>g</sub> αντιστοιχεί σε βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος, έτσι ο Ευρωκώδικας 8 αναφέρει ότι σε μαλακά εδάφη η τιμή αυτή πρέπει να επαυξάνεται με το συντελεστή εδάφους *S*, ο οποίος κυμαίνεται από 1.00 έως 1.40, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους.

Πίνακας 3.12: Συντελεστής εδάφους και χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον EC8.

Κατηγορία εδάφους	S	$T_B(sec)$	$T_C(sec)$	$T_D(sec)$
А	1.00	0.15	0.40	2.50
В	1.20	0.15	0.50	2.50
С	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

## Συντελεστής Συμπεριφοράς q:

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q πραγματοποιεί τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε καθαρά ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίδονται στον παρακάτω Πίνακας 3.13, ανάλογα με τον τύπο του δομικού συστήματος για τις κατασκευές από χάλυβα.

Δομικό σύστημα	Κατηγορία Πλαστιμότητας		
	Μἑση	Υψηλή	
α) Πλαίσια ροπής	4,0	6,0	
β) Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας			
- Διαγώνιοι	4,0	4,0	
- Σχήματος V	2,0	2,5	
γ) Πλαίσια με ἑκκεντρους συνδἑσμους δυσκαμψίας	4,0	6,0	
Για Χαμηλή Κατηγορία Πλαστιμότητας μπορεί να λαμβάνεται q = 1,5 χωρίς την απαίτηση πραγματοποίησης ικανοτικών ελέγχων			

Πίνακας 3.13: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q (EN 1998-1 Πιν. 6.2)

Η κατασκευή μας ανήκει στην Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση. Συνεπώς, όπως έχει αναφερθεί παραπάνω στη παράγραφο 2.3.2.2, για το σύστημα των συνδέσεων INERD στην διεύθυνση Υ, ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι q=3. Στην διεύθυνση Χ, όπου ο σεισμός παραλαμβάνεται από τα πλαίσια ροπής έχουμε q=4.

Η απόσβεση της κατασκευής λαμβάνεται ίση με ζ=5%. (η=1).



Σχήμα 3.12: (α) Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

(β) Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 για q=4 και αντίστοιχο ελαστικό φάσμα.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού,  $S_d(T)$ , ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις (EC8):

<ul> <li>Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας</li> </ul>	II (α <sub>gR</sub> =0,24g)
<ul> <li>Τύπος φάσματος</li> </ul>	1
<ul> <li>Κατηγορία σπουδαιότητας</li> </ul>	II, <i>γ</i> <sub><i>I</i></sub> =1,00
<ul> <li>Κατηγορία εδάφους</li> </ul>	С
<ul> <li>Συντελεστής συμπεριφοράς q (INERD/MRF)</li> </ul>	3 / 4
• Απόσβεση	ζ=5%

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

Όπου:

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

- T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μιας ελεύθερης κίνησης
- *a<sub>g</sub>* είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α
- T<sub>B</sub> είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T<sub>C</sub> είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- *T<sub>D</sub>* 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
- β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, όπου σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα η τιμή ορίζεται ως β=0,2.

#### 3.4.6 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σε αυτήν. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές, (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις, αστοχίας και λειτουργικότητας, και στη συνέχεια εφαρμόζονται στο φορέα. Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Οι παρακάτω συνδυασμοί καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα και μόνον. Οι τιμές ψ για κτίρια προκύπτουν από τον Πίνακας 3.14 σύμφωνα με τον EN1990:

Δράσεις	Ψ.	Ψ,	Ψ2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε			
EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α' κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β; χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία Ε: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων	1,0	0,9	0,8
βάρος οχημάτων ≤ 30kN			
Κατηγορία G; χώροι κυκλοφορίας οχημάτων	0,7	0,7	0,6
30kN < βάρος οχημάτων ≤ 160kN			
Κατηγορία Η: στέγες	0,7	0,5	0,3
	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε ΕΝ 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που	0,70	0,50	0,20
βρίσκονται σε υψόμετρο Η > 1000 m			
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που	0,50	0,20	0
βρίσκονται σε υψόμετρο Η ≤ 1000 m			
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε ΕΝ 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε ΕΝ	0,6	0,5	0
1991-1-5)			

Πίνακας 3.14: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι συνδυασμοί που εισήχθησαν στο πρόγραμμα:

Συνδυασμοί	Μόνιμα	Κινητά	<b>W</b> <sub>1</sub> ( <b>x</b> )	<b>W</b> <sub>1</sub> ( <b>y</b> )	<b>W</b> <sub>2</sub> ( <b>x</b> )	W2(y)	Ex	Ey
δράσεων								
OKA1	1,35							
OKA2	1,35	1,50						
OKA3	1,35	1,50	0,90					
OKA4	1,35	1,50		0,90				
OKA5	1,35	1,50			0,90			
OKA6	1,35	1,50				0,90		
OKA7	1,35		1,50					
OKA8	1,35	1,05	1,50					
OKA9	1,35			1,50				
OKA10	1,35	1,05		1,50				
OKA11	1,35				1,50			
OKA12	1,35	1,05			1,50			
OKA13	1,35					1,50		
OKA14	1,35	1,05				1,50		
OKA15	1,00		1,50					
OKA16	1,00			1,50				
OKA17	1,00				1,50			
OKA18	1,00					1,50		
ΟΚΛ1	1,00	1,00						
ΟΚΛ2	1,00	1,00	0,60					
ОКЛЗ	1,00	1,00		0,60				
ΟΚΛ4	1,00	1,00			0,60			
ΟΚΛ5	1,00	1,00				0,60		
ΟΚΛ6	1,00	0,70	1,00					
ΟΚΛ7	1,00	0,70		1,00				
ΟΚΛ8	1,00	0,70			1,00			
ОКЛ9	1,00	0,70				1,00		
QUAKE1	1,00	0,30						
QUAKE2	1,00	0,30					1,00	0,30
QUAKE3	1,00	0,30					-1,00	0,30
QUAKE4	1,00	0,30					1,00	-0,30
QUAKE5	1,00	0,30					-1,00	-0,30
QUAKE6	1,00	0,30					0,30	1,00
QUAKE7	1,00	0,30					0,30	-1,00
QUAKE8	1,00	0,30					-0,30	1,00
QUAKE9	1,00	0,30					-0,30	-1,00

Πίνακας 3.15: Συνδυασμοί φορτίσεων για ΟΚΑ και ΟΚΛ

# 4 Σεισμικός σχεδιασμός και διαστασιολόγηση φορέα

## 4.1 Εισαγωγή

Στο παρών κεφάλαιο παρουσιάζονται όλοι οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν για την διαστασιολόγηση των διατομών (δοκών, υποστυλωμάτων κλπ.) και των συνδέσεων INERD, σύμφωνα με τους κανονισμούς του Ευρωκώδικα 1, 3, 4 και 8, καθώς επίσης και των κανόνων σχεδιασμού που αναλύονται στο Κεφάλαιο 2.

Η παρούσα διπλωματική εργασία επικεντρώνεται στον αντισεισμικό σχεδιασμό, καθώς οι συνδέσεις INERD σκοπό έχουν την απορρόφηση ενέργειας και την βελτίωση της αντισεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Όπως είχε αναφερθεί παραπάνω, η αρχική διαστασιολόγηση του φορέα με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (χωρίς συνδέσεις INERD) παρουσιάζεται εκτενώς στην διπλωματική εργασία του Α.Δ. Νικολακόπουλου [12]. Οι διατομές των υποστυλωμάτων, δοκών και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας που είχαν υπολογιστεί για τις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και Λειτουργικότητας τέλεσαν την αρχή των επαναλήψεων για να διαστασιολογηθεί ο φορέας σε σεισμική ένταση.

#### 4.2 Προσομοίωση

Η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 v20.0.0. [19], ένα διεθνώς αναγνωρισμένο και εξελιγμένο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης – διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με εξαιρετικές δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων μεγάλης γκάμας, συμπεριλαμβανομένων γεφυρών, φραγμάτων, δεξαμενών και κτιρίων. Ένα χαρακτηριστικό του προγράμματος είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επίλυση είτε μεταλλικών κατασκευών, είτε κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Όλα τα μέλη του φορέα προσομοιώνονται ως frame elements. Οι κύριες δοκοί είναι διατομής ΗΕΑ και συνδέονται με τα υποστυλώματα με συνδέσεις πλήρους αντοχής. Οι δευτερεύουσες δοκοί διατομής IPE είναι σύμμικτες και λαμβάνονται ως αμφιέρειστες δοκοί. Έχουν μοντελοποιηθεί ως σύμμικτες με την εντολή του SAP2000, section designer, με την οποία μπορεί ο χρήστης να σχεδιάσει σύμμικτη διατομή.

Η βάση των υποστυλωμάτων λαμβάνεται ως πάκτωση στη διεύθυνση X και ως άρθρωση στη διεύθυνση Y, όπως φαίνεται στο (Σχήμα 4.2). Τα υποστυλώματα τοποθετούνται με κατάλληλο προσανατολισμό, με στόχο οι ισχυροί τους άξονες να ενεργοποιούνται για φορτία εντός των πλαισίων ροπής.

Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέχθηκαν διατομές CHS και RHS, οι οποίοι συνδέονται στο μέσο τους με σκοπό να δεσμεύεται η μετακίνηση στο σημείο αυτό, ενώ η στροφή είναι ελεύθερη. Συνεπώς το μήκος λυγισμού του συνδέσμου λαμβάνεται ίσο με το μισό του πραγματικού για εντός και εκτός του επιπέδου.

Για την σωστή κατανομή των κατακόρυφων φορτίων χρησιμοποιήθηκαν no-section area elements σε κάθε επίπεδο ορόφου. Το δάπεδο κάθε ορόφου θεωρείται ότι δρα ως διάφραγμα, με αποτέλεσμα όλοι οι κόμβοι του να κινούνται ως ένας στερεός δίσκος. Επομένως, σε κάθε όροφο η κίνηση εντός του επιπέδου περιγράφεται από τρεις βαθμούς

ελευθερίας (δύο μεταφορικούς και ένα στροφικό) και οι δοκοί δεν υπόκεινται σε αξονική καταπόνηση. Για την επίτευξη της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας, εφαρμόστηκε σε κάθε κόμβο η εντολή constraints με type diaphragm.

Για τις συνδέσεις INERD έγινε η παραδοχή ότι θα σχεδιαστούν και για τα δύο άκρα των χιαστί συνδέσμων, καθώς επίσης ότι θα εφαρμοστεί το μοντέλο με τις δύο εσωτερικές πλάκες σύνδεσης. Στο στάδιο της διαστασιολόγησης, οι συνδέσεις μοντελοποιήθηκαν ως γραμμικά/αξονικά ελατήρια μηδενικού μήκους, με την εντολή Assign  $\rightarrow$  Frame  $\rightarrow$  Releases/Partial Fixity  $\rightarrow$  Partial Fixity Springs.

Έτσι, «εφαρμόστηκαν» στα άκρα των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας αξονικά ελατήρια δυσκαμψίας  $K_{pin} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot a \cdot (3 - 4 \cdot a)}$  για δύο εσωτερικές πλάκες σύνδεσης με τους

συνδέσμους δυσκαμψίας. Επιπλέον, ο σχεδιασμός των πείρων βασίστηκε σε ορθογωνικό σχήμα (Σχήμα 4.1), κυρίως λόγω της απλούστερης γεωμετρίας (και αφού είχε αποδειχθεί ότι δεν υστερούν σε σχέση με τους στρογγυλευμένους, ειδικά στο θέμα της δημιουργίας στρεπτικής έντασης, σύμφωνα με [11).



Σχήμα 4.1: Διαμόρφωση πείρου με δύο εσωτερικές πλάκες σύνδεσης.



Σχήμα 4.2: Όψη κτιρίου στο SAP2000 κατά XZ και YZ αντίστοιχα.



Σχήμα 4.3: Τρισδιάστατη όψη κτιρίου στο SAP2000.

# 4.3 Διαστασιολόγηση πλάκας και δευτερευουσών δοκών

## 4.3.1 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας

#### 4.3.1.1 Γενικά

Ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας έγινε με το πρόγραμμα SymDeck Designer [21], το οποίο είναι ένα πρόγραμμα ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο, που αναπτύχθηκε από την εταιρεία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και κυκλοφορεί δωρεάν στο διαδίκτυο. Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες οροφής κτιρίων, οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Στα μεταλλικά κτίρια, οι πλάκες έχουν ποικίλους ρόλους:

- Λειτουργία ως στοιχεία πλάκας προς παραλαβή και μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις δοκούς.
- Λειτουργία ως πέλμα των σύμμικτων δοκών, μέσω της διατμητικής σύνδεσής τους με τη σιδηροδοκό.
- Λειτουργία ως διαφράγματα προς μεταφορά εντός του επιπέδου τους οριζόντιων φορτίων στο σύστημα που εξασφαλίζει τη πλευρική ευστάθεια του κτιρίου.

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4, περιλαμβάνει δύο στάδια, τη «φάση κατασκευής» και τη «φάση λειτουργίας». Στην φάση κατασκευής, το χαλυβδόφυλλο είναι αυτό που φέρει το ίδιο βάρος του, το βάρος του νωπού σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4,Μέρος1-1 [9] το φορτίο διάστρωσης, αποτελείται από δύο φορτία, ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο 0,75kN/m<sup>2</sup> σε όλη την επιφάνεια της πλάκας, και ένα κινητό φορτίο 0,75kN/m<sup>2</sup> που δρα σε επιφάνεια 3·3 m. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά τη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στη πλάκα κατά τη διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σε αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών.

Επιλέχθηκε πλάκα συνολικού πάχους  $h_{tot}=150$ mm ( $h_p=73$ mm,  $h_c=77$ mm) με χαλυβδόφυλλο SymDeck 73 πάχους 0,80mm, η διατομή του οποίου φαίνεται στα (Σχήμα 4.4) και (Σχήμα 4.5). Οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου τοποθετούνται κάθετα στην διεύθυνση των δευτερευουσών δοκών (Σχήμα 4.6).



Σχήμα 4.4: Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 [21]



Σχήμα 4.5: Διατομή σύμμικτης πλάκας



Σχήμα 4.6: Παράδειγμα σύμμικτης πλάκας πάνω σε δευτερεύουσα δοκό

Η πλάκα μας πρέπει να εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία, τότε πρέπει να ισχύουν οι εξής περιορισμοί για για τα ελάχιστα πάχη σύμφωνα με [4] :

- $minh=90 < h_{tot}=150mm$
- $minh_c=50 < h_c=77mm$

Τηρούνται και οι δύο περιορισμοί.

Τα υλικά για το χαλυβδόφυλλο είναι χάλυβας Fe320, C25/30 για το σκυρόδεμα και B500C για τον χάλυβα οπλισμού, ο οποίος όπως προέκυψε είναι Ø8/100. Από το πρόγραμμα προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

🗯 Sym Deck Designer 2	- 🗆	×
Αρχείο Βοήθεια Language		
🖻 🖺 🛷 🧯 Πληροφορίες		
3.8 kN/m	a/a         L (m)         q (kt/m²)           8         2.667         3.8           9         2.667         3.8           10	<b>^</b>
2.667 m 2.667	Τοιο βαρος = 2.71 KN/ Πρόσθετα μόνιμα = 1 KN/ Σχεδίαση φορέα	/m² /m²
Πρόβολος αριστερά L = q = Πρόβολος δεξιά L = q =	$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_Q = 1.5$	;0
Γενικά στοιχεία Φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας Έλεγχος Πυραντοχής		
	M <sup>+</sup> <sub>RdS</sub> M <sup>-</sup> <sub>RdS</sub>	
	$M_{p1.Rd} = 20.39 \text{ kNm/m}$ $M_{p1.Rd} = 20.75 \text{ kNm/m}$ $V_{P.4} = 29.13 \text{ kN/m}$	
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	m = 90.83 MPa k = 0.0144 MPa V <sub>1.Rd</sub>	
$h = 0.15 \qquad m \qquad c = 0.03 \qquad m$ Fe: 320 $\checkmark$ G MPa		

Σχήμα 4.7: Στατικό μοντέλο σύμμικτης πλάκας

Εντός του ύψους h<sub>c</sub> του σκυροδέματος πρέπει να τοποθετείται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός ελάχιστου εμβαδού  $80 \text{mm}^2/\text{m}$  ανά κατεύθυνση. Η ελάχιστη απόσταση των ράβδων είναι min(2h,350mm)= min(300,350)=300mm. Ο οπλισμός που τοποθετείται με επικάλυψη c=30mm είναι Ø8/100 και για τις δύο κατευθύνσεις, σε μορφή εσχάρας.

# 4.3.1.2 Φάση κατασκευής



Σχήμα 4.8: Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας κατά τη φάση κατασκευής.

i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής:

Συνδυασμός φόρτισης :  $\gamma_G \cdot G_p + (\gamma_G \cdot G_c + \gamma_Q \cdot 0.75) + \gamma_Q \cdot Q_{\sigma\kappa}$ . όπου:

- G<sub>p</sub> είναι το ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου.
- το φορτίο Q<sub>σκ</sub>. είναι ένα φορτίο 0,75 kN το οποίο εφαρμόζεται σε μία περιοχή 3m X 3m (σε κάτοψη) και λαμβάνεται υπ' όψη στους υπολογισμούς η δυσμενέστερη θέση του στον φορέα,
- το ίδιον βάρος του σκυροδέματος, Q<sub>c</sub>, μαζί με το φορτίο 0,75 kN εφαρμόζεται ή μόνο στο άνοιγμα όπου εφαρμόζεται το φορτίο σκυροδέτησης ή σε όλο τον φορέα έτσι ώστε να προκύπτει η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση,

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι: 0,83 < 1,00

ii) Έλεγχος βελών κάμψης:

Φορτίο επίλυσης : g

Όρια για τον έλεγχο των βελών κάμψης: L/180 ή 20mm

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι: 0,24 < 1,00. Ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι κατά τη φάση κατασκευής, οπότε δεν χρειάζεται κάποια προσωρινή στήριξη.

# 4.3.1.3 Φάση λειτουργίας



Σχήμα 4.9: Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας κατά τη φάση κατασκευής

i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής

Sunduasmós fórtishs :  $\gamma_{G} \cdot (\ g + g_{\text{prosff.}}) + \gamma_{Q} \cdot q$ 

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι: 0,38 < 1,00

ii) Έλεγχος έναντι εγκάρσιας και διαμήκους διάτμησης

Sunduasmós fórtishs :  $\gamma_G \cdot (\ g + g_{\text{prosff}}) + \gamma_Q \cdot q$ 

Ο έλεγχος έναντι εγκάρσιας διάτμησης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε εγκάρσια διάτμηση είναι: 0,59 < 1,00

Ο έλεγχος έναντι διαμήκους διάτμηση ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε διαμήκη διάτμηση είναι: 0,97 < 1,00

iii) Έλεγχος βελών κάμψης
Συνδυασμός φόρτισης : g + gπροσθ. + q
Όριο για τον έλεγχο των βελών κάμψης: L/250
Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι: 0,06 < 1,00.</li>

#### 4.3.2 Διαστασιολόγηση δευτερεύουσας δοκού

#### 4.3.2.1 Γενικά

Επάνω στις δευτερεύουσες δοκούς εδράζεται η σύμμικτη πλάκα, όπως φαίνεται στο (Σχήμα 4.6), η οποία φέρει τα επιφανειακά φορτία. Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι αμφιαρθρωτές και πλευρικά εξασφαλισμένες λόγω της διατμητικής τους σύνδεσης στο άνω πέλμα τους με την σύμμικτη πλάκα. Επίσης, λόγω του διαφράγματος δεν επηρεάζονται από τα σεισμικά φορτία. Επομένως, υπόκεινται μόνο σε κατακόρυφες δράσεις και θα ελεγχθούν σε κάμψη και διάτμηση. Ο έλεγχος θα γίνει ξανά σε δύο φάσεις, στην φάση κατασκευής, όπου η χαλύβδινη δοκός παραλαμβάνει το σύνολο του φορτίου, και στην φάση λειτουργίας, όπου έχουμε την σύμμικτη λειτουργία. Στην δεύτερη φάση η διατομή έχει σημαντικά μεγαλύτερη αντοχή, αφού συμμετέχει πλέον και το σκληρυμένο σκυρόδεμα.

Θα γίνει έλεγχος τόσο στην μεσαία, όσο και στην ακραία διαδοκίδα, αφού στην δεύτερη το συνεργαζόμενο πλάτος είναι το μισό και είναι πιθανό να είναι δυσμενέστερη παρά τα μικρότερα φορτία που παραλαμβάνει.

Οι μέγιστες δρώσες ροπές και τέμνουσες των εσωτερικών και εξωτερικών δευτερευουσών δοκών φαίνονται στον Πίνακας 4.1. Οι τιμές όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα SAP2000 για τους συνδυασμούς σε OKA παρουσιάζονται στο Παράρτημα Α.1

$6^{o\varsigma}  \acute{o}_{\mu}$	οοφος
Μεσαίες δοκοί	Ακραίες δοκοί
M <sub>Ed</sub> =243,97 kNm	M <sub>Ed</sub> =144,97 kNm
V <sub>Ed</sub> =121,98 kN	V <sub>Ed</sub> =72,486 kN
$1^{o\varsigma}, 2^{o\varsigma}, 3^{o\varsigma}, 4^{o}$	<sup>ς</sup> & 5 <sup>ος</sup> όροφος
Μεσαίες δοκοί	Ακραίες δοκοί
M <sub>Ed</sub> =223,74 kNm	M <sub>Ed</sub> =156,46 kNm
V <sub>Ed</sub> =111,868 kN	V <sub>Ed</sub> =78,23 kN

Πίνακας 4.1: Μέγιστες τιμές δρώσας ροπής και τέμνουσας δευτερευουσών δοκών

Η διατομή που επιλέχθηκε έπειτα από επαναληπτική διαδικασία είναι η IPE220. Οι έλεγχοι έγιναν στο χέρι και παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω.



Σχήμα 4.10: Απεικόνιση στο φορέα μεσαίων διαδοκίδων με κίτρινο χρώμα και ακραίων με μπλε.

Το πλάτος επιρροής της διαδοκίδας υπολογίζεται:

- $b_{el}$ =Le/8 = 8 / 8 = 1m
- $b_{e2} = \frac{8/3}{2} = \frac{2,667}{2} = 1,33 \text{m}$

οπότε  $b_{e\!f\!f} = 2 \cdot \frac{L_e}{8} = 2 \cdot \frac{8}{8} = 2$ m για την μεσαία διαδοκίδα και  $b_{e\!f\!f} = 1$ m για την ακραία.

Η συμβολή του οπλισμού της πλάκας μπορεί να ληφθεί προσεγγιστικά υπόψη μεγεθύνοντας το συνεργαζόμενο πλάτος b της πλάκας, πολλαπλασιάζοντας το με τον συντελεστή

$$1 + \rho_s \cdot \left(\frac{f_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd}} - 1\right) = 1 + 0,00335 \cdot \left(\frac{43,5 \text{kN/cm}^2}{0,85 \cdot \frac{2,5 \text{kN/cm}^2}{1,5}} - 1\right) = 1,10$$

$$p_s = \frac{A_s}{A} = 3,35 \cdot 10^{-3}$$

Όπου A<sub>c</sub> το ποσοστό οπλισμού της πλάκας σκυροδέματος. Επομένως το νέο συνεργαζόμενο πλάτος της σύμμικτης δοκού είναι *b*=1,10·2=2,20m.



Σχήμα 4.11: Διατομή σύμμικτης διαδοκίδας από την εντολή Section Designer του SAP200

#### 4.3.2.2 Φάση λειτουργίας

#### ✓ Μεσαία διαδοκίδα

#### a) Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας:

Για να υπολογίσουμε την ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής, αφαιρούμε από αυτήν το πάχος των αυλακώσεων του χαλυβδοφύλλου  $h_p=7,3$ cm, έτσι παραμένει σκέτο σκυρόδεμα πάχους  $h_c=7,7$ cm, κενό 7,3cm και η σιδηροδοκός ύψους h=22cm.

Έστω ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος ( $z_o$ <br/><br/>d):

$$z_{o} = \frac{A_{a} \cdot f_{yd}}{b \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{33.4 cm^{2} \cdot 35.5 \text{kN/cm}^{2}}{220 cm \cdot 0.85 \cdot \frac{2.5 \text{kN/cm}^{2}}{1.5}} = 3.80 \text{cm} < \text{d} = 15 \text{cm} \text{ ápa óvtως o ouδέτερος}$$

άξονας είναι εντός της πλάκας σκυροδέματος και εντός του  $h_c=7,7cm$ . Η σιδηροδοκός εφελκύεται επομένως είναι κατηγορίας 1 και μπορούμε να κάνουμε πλαστικό έλεγχο.

Πλαστική Ροπή Αντοχής:

$$M_{pl, Rd} = A_a \cdot f_{yd} \cdot \left( z_a - \frac{z_o}{2} \right) = 33,4 \text{cm}^2 \cdot 35,5 \text{kN/cm}^2 \cdot \left( \frac{22}{2} \text{cm} + 15 \text{cm} - \frac{3,8}{2} \text{cm} \right) = 28575,37 \text{kNcm} = 285,75 \text{kNm} > \text{max} M_{ed} = 243,97 \text{ kNm}$$

Επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος έναντι κάμψης.

Πλαστική Αντοχή έναντι τέμνουσας: Είναι  $A_{vz}$ =15,88cm<sup>2</sup> άρα

$$V_{pl, Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 15,88 \text{cm}^2 \cdot \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / \sqrt{3}}{1} = 325,48 \text{kN} > \text{max} V_{ed} = 121,98 \text{kN}$$

Επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος έναντι τέμνουσας.

#### b) Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας:

Υπολογίζονται τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής, με την μέθοδο της ισοδύναμης διατομής, τα οποία είναι απαραίτητα για την εύρεση του βέλους. Η ισοδύναμη διατομή της σύμμικτης δοκού αποτελείται από τη διατομή της σιδηροδοκού, τη διατομή του σιδηροπλισμού και την ισοδύναμη διατομή του σκυροδέματος.

Eίναι E<sub>α</sub>=210GPa και E<sub>cm</sub>=30,5GPa άρα 
$$\eta = \frac{E_{\alpha}}{E_{e}} = \frac{210}{30,5} = 6,89$$
.  
Για την πλάκα σκυροδέματος: A<sub>c</sub> = 1694cm<sup>2</sup>  
z<sub>c</sub> = 3,85cm  
I<sub>c,0</sub> = 8369,77cm<sup>2</sup>  
Σιδηροδοκός IPE200: A<sub>a</sub> = 33,4cm<sup>2</sup>  
z<sub>a</sub> = 26cm  
I<sub>a,0</sub> = 2772cm<sup>3</sup>  
Χάλυβας οπλισμού: A<sub>s</sub> = 11,066 cm<sup>2</sup>  
z<sub>s</sub> = 3,4cm  
Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής: A<sub>e</sub> = A<sub>a</sub> + A<sub>s</sub> +  $\frac{A_{e}}{n} = 33,4+11,066 + \frac{1694}{6,89} = 290,33cm2$   
Κέντρο βάρους:  $z_{e} = \frac{A_{a} \cdot z_{a} + A_{s} \cdot z_{s} + \frac{A_{e} \cdot z_{e}}{A_{e}}}{A_{e}} = \frac{33,4 \cdot 26 + 11,066 \cdot 3,4 + \frac{1694 \cdot 3,85}{6,89}}{290,33} = 6,38cm$   
Ροπή αδρανείας:  $I_{e} = I_{a.e} + A_{a} \cdot (z_{a} - z_{e})^{2} + \frac{I_{e.o}}{n} + \frac{A_{e}}{n} \cdot (z_{e} - z_{e})^{2} + A_{s} \cdot (z_{s} - z_{e})^{2} = 18515,94cm4$   
Φορτία:  
IB σιδηροδοκού:  $g_{a}=33,4 \cdot 10^{-4} \cdot 78,5=0,262$  kN/m  
B πλάκας:  $g_{e}=2,75 \cdot 2,66 = 7,315$  kN/m  
Πρόσθετα μόνιμα: g' = 1 \cdot 2,66 = 2,66 kN/m  
Συνολικά:  $G_{tot}=10,237$  kN/m  
Κινητά: Q=3,8 \cdot 2,66=10,108 kN/m

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{(G_{tot} + Q) \cdot L^4}{E_a \cdot I_e} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(10,237 + 10,108) \cdot 8^4}{210 \cdot 10^6 \cdot 18515,94 \cdot 10^{-8}} = 0,0279 \text{m} \quad \text{ára}$$
$$\delta = 2,79 \text{cm} < \delta_{\text{max}} = \frac{L}{250} = \frac{800}{250} = 3,2 \text{cm} \quad \text{ikanomonical}.$$

Όπου σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1993-1-1, για πατώματα και βατές στέγες οι οριακές τιμές των κατακόρυφων μετακινήσεων είναι δ<sub>max</sub>=L/250.

✓ Ακραία διαδοκίδα:

a) Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας:

Τώρα έχουμε beff=1,10m

Έστω ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος (zo<d):

$$z_{o} = \frac{A_{a} \cdot f_{yd}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} = \frac{33,4cm^{2} \cdot 35,5 \text{kN/cm}^{2}}{110cm \cdot 0,85 \cdot \frac{2,5 \text{kN/cm}^{2}}{1.5}} = 7,6 \text{cm} < \text{h}_{c} = 7,7 \text{cm} \text{ ápa o oudéteros áξovas}$$

είναι εντός της πλάκας σκυροδέματος h<sub>c</sub>=7,7cm. Η σιδηροδοκός εφελκύεται επομένως είναι κατηγορίας 1 και μπορούμε να κάνουμε πλαστικό έλεγχο.

Πλαστική Ροπή Αντοχής:

$$M_{pl, Rd} = A_a \cdot f_{yd} \cdot \left( z_a - \frac{z_o}{2} \right) = 33, 4 \text{cm}^2 \cdot 35, 5 \text{kN/cm}^2 \cdot \left( \frac{22}{2} \text{cm} + 15 \text{cm} - \frac{7, 6}{2} \text{cm} \right) = 285, 75 \text{kNm} > \text{max} M_{ed} = 156, 46 \text{ kNm}$$

Επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος έναντι κάμψης.

Πλαστική Αντοχή έναντι τέμνουσας: Είναι A<sub>vz</sub>=15,88cm<sup>2</sup> άρα

$$V_{pl, Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 15,88 \text{cm}^2 \cdot \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / \sqrt{3}}{1} = 325,48 \text{kN} > \text{max} V_{ed} = 78,23 \text{kN}$$

Επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος έναντι τέμνουσας.

b) Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας: Είναι  $E_{\alpha}$ =210GPa και  $E_{cm}$ =30,5GPa άρα  $\eta = \frac{E_{\alpha}}{E_c} = \frac{210}{30,5} = 6,89$ . Για την πλάκα σκυροδέματος:  $A_c = 847 \text{cm}^2$   $z_c = 3,85 \text{cm}$  $I_{c,o} = 4184,89 \text{cm}^2$ 

Σιδηροδοκός IPE200:  $A_a = 33,4cm^2$  $z_a = 26cm$  $I_{a,o} = 2772cm^3$  Χάλυβας οπλισμού:  $A_s = 5,533 \ cm^2$  $z_s = 3,4 \ cm$ 

Eμβαδόν ισοδύναμης διατομής:  $A_e = A_a + A_s + \frac{A_e}{n} = 33, 4 + 5, 53 + \frac{847}{6,89} = 161,86 \text{ cm}^2$ Κέντρο βάρους:  $z_e = \frac{A_a \cdot z_a + A_s \cdot z_s + \frac{A_e \cdot z_e}{n}}{A_e} = \frac{33, 4 \cdot 26 + 5, 53 \cdot 3, 4 + \frac{847 \cdot 3, 85}{6,89}}{161,86} = 8,40 \text{ cm}$ Ροπή αδρανείας:  $I_e = I_{a,o} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,o}}{n} + \frac{A_e}{n} \cdot (z_e - z_e)^2 + A_s \cdot (z_s - z_e)^2 = 16408,70 \text{ cm}^4$ Φορτία (με πλάτος επιρροής 2,66/2=1,33m) ΙΒ σιδηροδοκού:  $g_a=33,4\cdot10^4 \cdot 78,5=0,262 \text{ kN/m}$ Πρόσθετα μόνιμα:  $g'=1 \cdot 1,33=1,33 \text{ kN/m}$ Τοιχοποιία:  $g_{\text{τοιχ}}=4 \text{ kN/m}$ Συνολικά:  $G_{\text{tot}}=9,25 \text{ kN/m}$ Κινητά:  $Q=3,8\cdot1,33=5,05 \text{ kN/m}$ 

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{(G_{tot} + Q) \cdot L^4}{E_a \cdot I_e} = \frac{5}{384} \cdot \frac{14 \cdot 8^4}{210 \cdot 10^6 \cdot 16408, 7 \cdot 10^{-8}} = 0,0216 \text{m} \quad \text{argman}$$
$$\delta = 2,16 \text{cm} < \delta_{\text{max}} = \frac{L}{250} = \frac{800}{250} = 3,2 \text{cm} \quad \text{ikanoticital.}$$

Όπου σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΝ1993-1-1, για πατώματα και βατές στέγες οι οριακές τιμές των κατακόρυφων μετακινήσεων είναι δ<sub>max</sub>=L/250.

#### 4.3.2.3 Φάση κατασκευής

Αρχικά υποθέτουμε ότι η φάση κατασκευής γίνεται χωρίς βοηθητική υποστύλωση. Στην φάση αυτή η σιδηροδοκός φέρει το ίδιο βάρος της, το ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος, το ίδιο βάρος χαλυβδοφύλλου, καθώς επίσης τα φορτία κατασκευής. Τα φορτία κατασκευής είναι ίδια με αυτά για την σύμμικτη πλάκα, δηλαδή 1,5 kN/m<sup>2</sup>. Άρα τα φορτία με τα οποία θα γίνει ο έλεγχος είναι τα εξής:

IB σιδηροδοκού: $g_a=33,4\cdot10^{-4}\cdot78,5=0,262$  kN/mIB πλάκας: $g_c=26\cdot0,11\cdot2,66$ IB χαλυβδοφύλλου: $g_{χαλ}=0,106\cdot2,66$ Φορτία κατασκευής: $q=1,5\cdot2,66$ 3,99 kN/m

Άρα φορτίο σχεδιασμού: p<sub>sd</sub>=1,35· (0,262+7,6+0,282)+1,5· 3,99=17 kN/m Η διαδοκίδα είναι αμφιέρειστη: M<sub>Ed</sub>= 17·  $8^2/8$  =135,955 kNm

Eίναι  $Wel_{IPE220} = W_{ua} = W_{oa} = 252 \text{ cm}^2$  άρα  $\sigma_{o\alpha} = \sigma_{u\alpha} = \frac{M_{ed}}{W_{el}} = \frac{136 \text{ kNm}}{252 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3} = 539,68 Mpa > f_{yd} = 355 \text{ Mpa}$ 

Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος, άρα πρέπει να τοποθετήσουμε βοηθητικά υποστυλώματα στις δευτερεύουσες δοκούς για την φάση κατασκευής. Αφού τοποθετούνται βοηθητικά υποστυλώματα, δεν έχει νόημα να κάνουμε έλεγχο βελών.

Τώρα γίνεται ελαστικός έλεγχος της σύμμικτης διατομής για το σύνολο των φορτίων (στη φάση σκυροδέτησης με βοηθητική υποστύλωση):

Είναι 1,35·G+1,5·Q=20,345 kN/m οπότε MEd= 20,345·8<sup>2</sup>/8=162,76kNm Από πριν έχουμε υπολογίσει Ie=18515,94cm<sup>4</sup> και  $z_e$ =6,38cm για την ισοδύναμη διατομή. Σιδηροδοκός κάτω πέλμα:  $W_{au} = \frac{I_e}{h_u} = \frac{18515,94}{22+15-6,38} = 604,7 \text{ cm}^3$ Σιδηροδοκός άνω πέλμα:  $W_{ao} = -\frac{I_e}{z_e - d} = -\frac{18515,94}{6,38-15} = 2148,02 \text{ cm}^3$ Σκυρόδεμα κάτω πέλμα:  $W_{cu} = \frac{I_e}{z_e - d} \cdot n = W_{ao} \cdot n = 2148,02 \cdot 6,89 = 14799,86 \text{ cm}^3$ Σκυρόδεμα άνω πέλμα:  $W_{co} = -\frac{I_e}{z_e} \cdot n = -\frac{18515,94}{6,38} \cdot 6,89 = -19996,05 \text{ cm}^3$ Οι αντίστοιχες τάσεις είναι:

$$\sigma_{au} = \frac{M_{ed}}{W_{au}} = \frac{16276 \text{kNcm}}{604,7 \text{cm}^3} = 26,92 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \text{fyd} = 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon \pi \alpha \rho \kappa \varepsilon i.$$
  

$$\sigma_{a0} = \frac{M_{ed}}{W_{a0}} = \frac{16276 \text{kNcm}}{2148,02 \text{cm}^3} = 7,58 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \text{fyd} = 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon \pi \alpha \rho \kappa \varepsilon i.$$
  

$$\sigma_{cu} = \frac{M_{ed}}{W_{cu}} = \frac{16276 \text{kNcm}}{14799,86 \text{cm}^3} = 1,10 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \text{fcd} = \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon \pi \alpha \rho \kappa \varepsilon i.$$
  

$$\sigma_{c0} = \frac{M_{ed}}{W_{c0}} = -\frac{16276 \text{kNcm}}{19996,05 \text{cm}^3} = -0,8147 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \text{fcd} = \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon \pi \alpha \rho \kappa \varepsilon i.$$

#### 4.3.3 Διατμητική σύνδεση

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σύμμικτης πλάκας και σιδηροδοκού εξασφαλίζεται με την χρήση διατμητικών ήλων, οι οποίοι μεταφέρουν την διάτμηση που αναπτύσσεται μεταξύ των υλικών. Η κεφαλή του ήλου εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλλησή της από τη σιδηροδοκό. Χρησιμοποιούνται ήλοι κατηγορίας S355, με d=22mm, d2=35mm και h=125mm.



Σχήμα 4.12: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ήλων κεφαλής

Επιλέγεται η πλήρης διατμητική σύνδεση, στην οποία οι ήλοι παραλαμβάνουν τη συνολική διαμήκη διάτμηση που αναπτύσσεται μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας και δεν επιτρέπεται καθόλου η ολίσθηση.

Αφού η δοκός IPE220 έχει υπολογιστεί και είναι κατηγορίας 1, μπορούμε να κάνουμε πλαστική ανάλυση. Η δοκός είναι αμφιέρειστη με θετικές ροπές, οπότε η διαμήκης διάτμηση προκύπτει από τη σχέση:

 $V_1 = \Sigma T_1 = D^+ = Z^+ = A_a \cdot f_{yd} = 33,4 \text{ cm}^2 \cdot 35,5/1,0 \text{ kN/cm}^2 = 1185,7 \text{ kN}$ 

Η οριακή αντοχή του ήλου είναι η ελάχιστη από την αντοχή σε διάτμηση του ήλου και την αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας:

Αντοχή ήλου σε διάτμηση: 
$$P_{Rd} = 0.8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right) / \gamma_v = 0.8 \cdot 50 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 2.2^2}{4}\right) / 1.25 = 121.64$$
kN

Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας:

 $P_{Rd} = 0.29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{fck \cdot Ecm} / \gamma_{v} = 0.29 \cdot 1 \cdot 2.2^2 \cdot \sqrt{2.5 \cdot 2900} / 1.25 = 95,61 \text{kN}$ 

όπου d=22mm διάμετρος κορμού του ήλου

fu=510MPa ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής ήλου, όμως  $\leq$ 500MPa

$$\begin{split} \alpha &= 0, 2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right) \operatorname{gra} 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ a &= 1 \qquad \operatorname{gra} 4 < \frac{h}{d} \\ & \operatorname{Emeis} \operatorname{excoupe} \frac{h}{d} = 5,68 \text{ arg a} = 1 \\ \operatorname{grassian} \operatorname{grassin} \operatorname{grassian} \operatorname{grassin}$$

Eπομένως  $P_{Rd}$ =min{ 121,64 ; 95,61} = 95,61kN

Άρα η αντοχή ενός ήλου είναι ίση με 95,61kN, όμως σε αυτή την περίπτωση οι ήλοι δεν βρίσκονται σε συμπαγή πλάκα, αλλά σε σύμμικτη πλάκα με αυλακώσεις κάθετες στην δοκό. Σε αυτή την περίπτωση η αντοχή του ήλου πολλαπλασιάζεται με έναν μειωτικό συντελεστή k<sub>i</sub>, αφού έχει μειωθεί ο όγκος του σκυροδέματος που περιβάλλει τον ήλο και συνεπώς η αντοχή του.

$$k_{t} = \frac{0,7}{\sqrt{N_{r}}} \cdot \frac{b_{o}}{h_{p}} \cdot \left(\frac{h}{h_{p}} - 1\right) = \frac{0,7}{\sqrt{2}} \cdot \frac{72,75}{73} \cdot \left(\frac{125}{73} - 1\right) = 0,35$$

όπου b<sub>0</sub>=72,75mm μέσο πλάτος αυλακώσεων

hp=73mm ύψος μεταλλικού φύλλου

 $N_r=2$  αριθμός διατμητικών ήλων σε κάθε αυλάκωση  $\leq 2$ 

Πρέπει  $d_{hlou}=22mm \le 2.5 \cdot t_f=2.5 \cdot 9.2=23mm$  για δύο σειρές τοποθετούμενων ήλων.

Άρα η αντοχή του ήλου είναι τελικά  $P_{Rd}$ = 0,35 · 95,61= 33,46KN

Έλεγχος για κατανομή των ήλων στο φορέα με ομοιόμορφη τοποθέτησή τους κατά μήκος της δοκού, εάν πληρούνται οι εξής προϋποθέσεις:

- ✓ Χρήση όλκιμων ήλων κεφαλής: 16mm≤ d=22mm <br/>≤22mm και h=125mm ≥ 4·d=88mm
- Χρήση διατομών κατηγορίας 1 ή 2

- Ο λόγος της πλαστικής ροπής αντοχής της σύμμικτης διατομής προς τη πλαστική ροπή της σιδηροδοκού δεν υπερβαίνει το 2,5  $M_{pl,Rd} = 286$ kNm ≤ 2,5 ·  $M_{pl,a,Rd} = 2,5 \cdot 101,175 = 252,93$ kNm που δεν ισχύει

Οι απαιτούμενοι ήλοι είναι:  $n_f = \frac{V_1}{P_{Rd}} = \frac{1185,7}{33,46} = 35,44$ . Άρα θα τοποθετηθούν 38 ήλοι

(για λόγους ασφαλείας) στη μισή δοκό, 76 ήλοι σε ολόκληρη τη δοκό. Για το χαλυβδόφυλλο που έχει επιλεχτεί οι ήλοι τοποθετούνται ανά 187,5mm σε διαμήκη απόσταση. Επομένως στη μισή δοκό μπορούμε να τοποθετήσουμε 4000/187,5=21 ήλους για μία σειρά. Άρα, έχουμε στην αρχή 2 ήλους σε κάθε αυλάκωση για 17 φατνώματα των 187,5mm, και ένα ήλο για τα 4 τελευταία φατνώματα, οπότε 2·17+4=38 ήλοι.

Περιορισμοί ως προς την διάταξη:

Ελάχιστες διαμήκης αποστάσεις: min  $e_L = 5 \cdot d = 5 \cdot 22 = 110mm$ 

Μέγιστες διαμήκης αποστάσεις: max  $e_{L} = \min \left\{ 6 \cdot (h_c + h_p); 800 \text{mm} \right\} = 800 \text{mm}$ 

Επιλέγω διαμήκη απόσταση ήλων ίση με  $e_L=187,5mm$  λόγω γεωμετρίας χαλυβδοφύλλου.

Ελάχιστες εγκάρσιες αποστάσεις: min  $e_T = 4 \cdot d = 4 \cdot 22 = 88 \text{mm}$ . Επιλέγω  $e_T = 88 \text{mm}$ Ύψος ήλου μείον ύψος χαλυβδοφύλλου:  $h_{sc}$ - $h_p = 125$ -73=52mm ≥ 2·d=44mm Ελάχιστο πλάτος τραπεζίου χαλυβδοφύλλου: minb<sub>o</sub> = 50mm, ισχύει.

# 4.4 Σεισμική απόκριση κατασκευής

Η Δυναμική Φασματική Ανάλυση επιλέχθηκε ως μέθοδος «ισοδύναμης» γραμμικής ανάλυσης. Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K]. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος Χ συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares
- CQC: Complete Quadratic Combination

Στο πρόγραμμα ορίστηκε το φάσμα σχεδιασμού όπως περιγράφτηκε αναλυτικά στην παράγραφο §3.4.5 με συντελεστές συμπεριφοράς q=4 για τα πλαίσια ροπής και q=3 για την διεύθυνση των συνδέσεων INERD. Επίσης ορίστηκαν στα load cases οι συνιστώσες QuakeX και QuakeY και για τον σύνδεση των ιδιομορφών εφαρμόστηκε ο κανόνας της απλής τετραγωνικής επαλληλίας, γνωστός και ως SRSS.

Κατά την επίλυση και διαστασιολόγηση του φορέα απαιτήθηκε να ορισθούν 5 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών να φτάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής- εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Οι τελικές διατομές όλων των μελών (κύριες δοκοί, υποστυλώματα, συνδέσεις INERD) επιλέχθηκαν από επαναληπτική διαδικασία, με την ικανοποίηση των απαιτήσεων των αντισεισμικων κανονισμών για το καθένα ξεχωριστά σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και τις διατάξεις που αναφέρονται στο κεφάλαιο §2 για τις αντισεισμικές συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ιδιομορφών. Η πρώτη και η δεύτερη ιδιομορφή είναι μεταφορικές, ενώ η τρίτη περιστροφική και για τις δύο διευθύνσεις.

Modal Participating Mass Ratios								
StepType	No	Period (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Mode	1	1,676503	0,78959	0	1,864E-20	0,78959	0	1,864E-20
Mode	2	1,439224	3,97E-19	0,75781	1,621E-17	0,78959	0,75781	1,623E-17
Mode	3	1,090882	9,478E-20	2,509E-20	8,592E-18	0,78959	0,75781	2,483E-17
Mode	4	0,551243	0,11671	1,099E-18	6,432E-16	0,9063	0,75781	6,681E-16
Mode	5	0,525597	5,593E-16	0,14653	7,29E-15	0,9063	0,90433	7,958E-15

Πίνακας 4.2: Χαρακτηριστικά ιδιομορφών



Σχήμα 4.13: Παραμόρφωση κατά την  $1^{\eta}$ ιδιομορφή, T<sub>1</sub>=1,68sec



Σχήμα 4.14: Παραμόρφωση κατά την  $2^{\eta}$ ιδιομορφή ,  $T_2\!\!=\!\!1,\!44sec$ 



Σχήμα 4.15: Παραμόρφωση κατά τη<br/>ν $3^{\eta}$ ιδιομορφή ,  $T_3\!\!=\!\!1,\!09sec$ 

# 4.5 Σεισμική επάρκεια πλαισίων ροπής (σεισμός κατά Χ)

# 4.5.1 Εισαγωγή

Οι διατομές που προέκυψαν ύστερα από επαναλήψεις είναι οι εξής:



Σχήμα 4.16: Πλαίσιο ροπής στο επίπεδο XZ για Y=0 και για Y=24

Οι διατομές είναι ίδιες για τους 3 πρώτους ορόφους, ενώ αλλάζουν για τους ορόφους 4,5,6. Η κατανομή αυτή επιλέχθηκε κυρίως λόγω του συντελεστή ευαισθησίας θ, ούτως ώστε να επιτύχουμε θ<0,20. Οι έλεγχοι παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω.

Για τα εξωτερικά πλαίσια ροπής, δηλαδή για Y=0 και Y=24 (Σχήμα 4.18α), όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.16, τα υποστυλώματα για τους 3 πρώτους ορόφους είναι κατηγορίας HEB400, ενώ μετά αλλάζουν σε HEB360. Αντίστοιχα οι κύριες δοκοί είναι διατομής HEA360 για τους τρεις πρώτους ορόφους, και HEA340 για τους υπόλοιπους.



Σχήμα 4.17: Πλαίσιο ροπής στο επίπεδο ΧΖ για Υ=8 και για Υ=16

Για τα εσωτερικά πλαίσια ροπής, δηλαδή για Y=8 και Y=16 (Σχήμα 4.18β), όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.17, τα υποστυλώματα για τους 3 πρώτους ορόφους είναι κατηγορίας HEB450, ενώ μετά αλλάζουν σε HEB360. Αντίστοιχα οι κύριες δοκοί είναι διατομής HEA360 για τους τρεις πρώτους ορόφους, και HEA340 για τους υπόλοιπους.



(α) (β) Σχήμα 4.18: (α) Εξωτερικά πλαίσια ροπής με κίτρινο χρώμα (β) εσωτερικά πλαίσια ροπής με μωβ χρώμα

#### 4.5.2 Φαινόμενα 2ης τάξης

Η πιθανή επίδραση των φαινομένων δευτέρας τάξης λαμβάνεται υπόψη με το συντελεστή ευαισθησίας των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων θ σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1998-1. Ο συντελεστής θ υπολογίζεται και για τις δύο κατευθύνσεις και για κάθε όροφο του κτηρίου:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{storey}} \tag{4.1}$$

Τα αποτελέσματα για κάθε όροφο παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακας 4.3, όπου έχουμε μέγιστο θ στον 2° όροφο.

Οροφος		1ος	2ος	3оç	$4o\varsigma$	5ος	6 <i>0</i> ç
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	Ptot (kN)	19733	16430,092	13127,18	9825,278	6544,062	3264,14
Συνολική τέμνουσα ορόφου για σεισμό κατά Χ	Vtot	1042,725	975	844,9	727,48	603,38	365,12
Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	dr	2,92	4,76	4,68	4,52	3,6	2,24
Ύψος ορόφου	h	400	400	400	400	400	400
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	θ	0,14	0,20	0,18	0,15	0,10	0,05
συντελεστής προσαύζησης	1 / (1-θ)	1,160	1,251	1,222	1,180	1,108	1,053

Πίνακας 4.3: Υπολογισμός συντελεστή θ κατά την διεύθυνση Χ

Εναλλακτικά ο συντελεστής θ υπολογίζεται με ανάλυση γραμμικού λυγισμού μέσω του συντελεστή *a<sub>cr</sub>*, ο συντελεστής με τον οποίο το φορτίο σχεδιασμού πρέπει να αυξηθεί προκειμένου να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια.

Η ανάλυση γραμμικού λυγισμού διεξάγεται υπό τα σταθερά φορτία βαρύτητας του σεισμικού σχεδιασμού 1,0·G+0.3·Q και προκύπτουν οι ιδιομορφές λυγισμού. Η κυρίαρχη ιδιομορφή λυγισμού για την κατεύθυνση Χ είναι η ιδιομορφή λυγισμού Νο.17 (Σχήμα 4.19) με συντελεστή *α<sub>cr</sub>=22,03*. Άρα με συντελεστή συμπεριφοράς *q*=4 υπολογίζουμε:

$$\theta = \frac{q}{a_{cr}} = \frac{4}{22,03} = 0.18 \tag{4.2}$$

Οι διατάξεις του EN1998-1 δηλώνουν ότι αν 0.1 <  $\theta$  < 0.2, τα φαινόμενα δευτέρας τάξης δεν μπορούν να αγνοηθούν, αλλά μπορούν να ληφθούν προσεγγιστικά υπόψη με τον πολλαπλασιασμό των αντίστοιχων σεισμικών δράσεων με συντελεστή ίσο με 1/(1- $\theta$ ). Επομένως για να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης, τα σεισμικά μεγέθη στη διεύθυνση X πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή:

$$\frac{1}{1-\theta} = \frac{1}{1-0,18} = 1,22 \tag{4.3}$$

Τελικά, κρατάμε το μέγιστο από τους δύο τρόπους υπολογισμού, δηλαδή συντελεστή προσαύξησης  $\frac{1}{1-\theta} = \frac{1}{1-0,20} = 1,251.$ 



Σχήμα 4.19:Κυρίαρχη ιδιομορφή λυγισμού για την κατεύθυνση Χ

## 4.5.3 Περιορισμός βλαβών

Για ένα σεισμό μικρότερο από αυτόν του σεισμού σχεδιασμού, είναι σημαντικό να ικανοποιηθεί η απαίτηση περιορισμού των βλαβών, δηλαδή θέλουμε οι βλάβες να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες. Αυτό επιτυγχάνεται όταν προκύπτουν μικρές σχετικές μετακινήσεις του κάθε ορόφου. Γενικά ισχύει  $d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$ , όπου

- dr η σχετική παραμόρφωση σχεδιασμού κάθε ορόφου, ορίζεται ως η διαφορά των μέσων τιμών των πλευρικών μετατοπίσεων στο πάνω και το κάτω μέρος κάθε ορόφου και πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με το EN1998-1.
- ν είναι ένας μειωτικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη του την περίοδο επαναφοράς των μικρότερων σεισμών. Η τιμή εξαρτάται από τον τύπο των μη δομικών μελών και την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου. Για κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ έχουμε ν=0,5.

Όροφοι	de (cm)	ds (cm)	$d_r$ (cm)	Έλεγχος περιορισμού βλαβών (κατά Χ)		τμού βλαβών X)
6	7,14	28,56	2,84	$\max d_r =$	5,92	cm
5	6,43	25,72	4,52	<b>v</b> =	0,5	
4	5,3	21,2	5,68	h=	400	cm

Πίνακας 4.4: Έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά Χ

3	3,88	15,52	5,92	άρα τελικά		
2	2,40	9,6	5,92	$d_r \cdot \mathrm{v}$	≤	0,0075 * h
1	0,92	3,68	3,68	2,96 (cm)	≤	3 (cm)

#### 4.5.4 Έλεγχος δοκών

Σύμφωνα με τον EN1998-1§6.6, για να εξασφαλιστεί η ελάχιστη απαιτούμενη αντοχή και επαρκής πλαστιμότητα στροφής στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων των δοκών, πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl, Rd}} \le 1,00 \qquad \qquad \frac{N_{ed}}{N_{pl, Rd}} \le 1,00 \qquad \qquad \frac{V_{ed, G} + V_{ed, M}}{V_{pl, Rd}} \le 0,50$$

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας, δεν αναπτύσσονται αξονικές δυνάμεις στη δοκό, άρα N<sub>Ed</sub>=0.

Για τον σχεδιασμό μίας δοκού του πλαισίου γίνεται η παραδοχή ότι έχει σχηματιστεί μία πλαστική άρθρωση, είτε στο αριστερό, είτε στο δεξί άκρο της δοκού. Για να μπορέσει η δοκός να στο σημείο αυτό να αναπτύξει επαρκή αντοχή και στροφική ικανότητα πρέπει να είναι κατηγορίας 1. Οι διατομές των δοκών ΗΕΑ340, ΗΕΑ360 είναι και οι δύο κατηγορίας 1, για κατάταξη διατομής σε καθαρή κάμψη.

✓ HEA340

-Άνω & Κάτω πέλμα:  $\frac{c}{t} = \frac{(300 - 2 \cdot 27 - 9, 5)/2}{16,5} = 7,17 \le 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29 \Rightarrow \text{Κατηγορία 1}$ -Κορμός:  $\frac{c}{t} = \frac{243}{9,5} = 25,58 \le 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0.81 = 58,3 \Rightarrow \text{Κατηγορία 1}$ 

Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 1.

✓ HEA360

-Άνω & Κάτω πέλμα:  $\frac{c}{t} = \frac{(300 - 2 \cdot 27 - 10)/2}{17,5} = 6,74 \le 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29 \Rightarrow \text{Κατηγορία 1}$ -Κορμός:  $\frac{c}{t} = \frac{261}{10} = 26,1 \le 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0.81 = 58,3 \Rightarrow \text{Κατηγορία 1}$ 

Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 1.

	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	Iz (cm <sup>4</sup> )	iy (cm)	iz (cm)	W <sub>pl</sub> (cm <sup>3</sup> )	Fy (kN/cm <sup>2</sup> )	M <sub>pl,Rd</sub> (kNm)
HEA340	133	27690	7440	14,4	7,46	1850	35,5	656,75
HEA360	143	33090	7890	15,2	7,43	2088	35,5	741,24

Πίνακας 4.5: Χαρακτηριστικά δοκών

Παρουσιάζεται αναλυτικά ο έλεγχος για τη δοκό του δεύτερου ορόφου του ενδιάμεσου πλαισίου (για Y=8 ή Y=16) HEA360 (όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.20) όπου σύμφωνα με την προσαύξηση των εντατικών μεγεθών, φτάνει πρώτη στη δημιουργία

πλαστικής άρθρωσης (επιβεβαιώνεται αργότερα και από την μη γραμμική στατική ανάλυση). Θεωρείται ότι οι έλεγχοι διατομής ικανοποιούνται ως ευμενέστεροι.



Σχήμα 4.20: Διατομή ΗΕΑ360

Στα Σχήμα 4.21, Σχήμα 4.22 φαίνονται τα διαγράμματα ροπών της εξεταζόμενης δοκού από τα κατακόρυφα φορτία που αντιστοιχούν στο σεισμικό συνδυασμό και από τη σεισμική δράση κατά Χ, προσαυξημένη λόγω των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης.

Case	G+0.3Q ~	End Length Offset (Location) Jt: 66	Display Options
Items	Major (V2 and M3) V Single valued V	I-End: 0,225 m (0,225 m) Jt: 94 J-End: 0,225 m (7,775 m)	C Show Max
193, (105,	14 ↓99,98 ↓ 16	99,98 186,86 186,86 103,59	Dist Load (2-dir) 1,1 KN/m at 4, m Positive in -2 direction
			Shear V2 -0,785 KN at 4, m
Resultan	t Moment		Moment M3 85,4096 KN-m at 4, m
)eflectio			Deflection (2-dir) 0,006068 m at 4, m Positive in -2 direction
<ul> <li>Abs</li> </ul>	solute O Relative to Beam Minimum	Relative to Beam Ends	

Σχήμα 4.21: Διάγραμμα ροπής δοκού για τα κατακόρυφα φορτία G+0,3Q.



Σχήμα 4.22: : Διάγραμμα ροπής δοκού για τα σεισμική δράση κατά X

Για το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο αριστερό άκρο (σημείο A) απαιτείται η προσαύξηση των σεισμικών δράσεων κατά 305.3%:

 $M_{A, ed} = -193, 14 - 3, 053 \cdot 179, 54 = 741, 24kNm$ 

Για το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο δεξιό άκρο (σημείο B) απαιτείται η προσαύξηση των σεισμικών δράσεων κατά 297%:

 $M_{B,ed} = -186, 86 - 2, 97 \cdot 186, 68 = 741, 24kNm$ 

Επομένως η πρώτη πλαστική άρθρωση θα ανοίξει στο δεξί άκρο.



Σχήμα 4.23: Διάγραμμα ροπών δοκού για πλαστικοποίηση στο άκρο Β

#### Ελεγχος ακραίου τμήματος:

Η δοκός ΗΕΑ360 πρέπει να ελεγχθεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, με βάση τα εντατικά διαγράμματα τους Σχήμα 4.23. Το άνω πέλμα εξασφαλίζεται πλευρικά μέσω της σύνδεσής του με το δάπεδο. Στις περιοχές των στηρίξεων, όπου το κάτω πέλμα βρίσκεται σε θλίψη, προβλέπονται κατάλληλες κατασκευαστικές διατάξεις ώστε να αυξηθεί η αντοχή της δοκού έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Για να μπορέσει να αναπτυχθεί η  $M_{pl,Rd}$  λαμβάνεται η πρώτη πλευρική εξασφάλιση σε απόσταση 0,60 m από τον κόμβο.

Η δοκός στο ακραίο τμήμα έχει τραπεζοειδές διάγραμμα ροπών με λόγο ακραίων ροπών  $\psi$ =0,75, οπότε και οι συντελεστές είναι  $C_1$ =1,141,  $C_2$ =0.

Στα άκρα θεωρούμε ότι υπάρχουν απλές στρεπτικές στηρίξεις, έτσι λαμβάνονται:  $k{=}k_w{=}1{,}0.$ 

Η κρίσιμη ελαστική ροπή υπολογίζεται:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{\left(k \cdot L\right)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{\left(k \cdot L\right)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} =$$
  
= 1,141 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 7890}{(1\cdot 60)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot 2177000}{7890} + \frac{(1\cdot 60)^2 \cdot 8100 \cdot 149}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 7890} =

=8650692,611kNcm=86506,9kNm

Ανηγμένη λυγηρότητα: 
$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2088 \cdot 35,5}{8650692,611}} = 0,093 < 0,2$$

Επομένως δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής της δοκού λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μπορεί να αναπτυχθεί η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής της δοκού στο άκρο.

#### ✓ Ελεγχος δεύτερου τμήματος δοκού:

Η δεύτερη πλευρική εξασφάλιση λαμβάνεται σε απόσταση 2,667 m από τον κόμβο, στη θέση της δευτερεύουσας δοκού.

Το διάγραμμα ροπών εντός του τμήματος αυτού λαμβάνεται συντηρητικά με λόγο ακραίων ροπών  $\psi = 0.25 \Rightarrow C_1 = 1.563$ ,  $C_2 = 0$ .

Απλές στρεπτικές στηρίξεις: <br/>  $\mathbf{k} = \mathbf{k}_{\mathrm{w}} = 1,0$ 

Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{\left(k \cdot L\right)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{\left(k \cdot L\right)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} =$$
  
= 1,563 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 7890}{\left(1 \cdot 206, 6\right)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{2177000}{7890} + \frac{\left(1 \cdot 206, 6\right)^2 \cdot 8100 \cdot 149}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 7890}} =

=1049931,476kNcm = 10499,31 kNm

Ανηγμένη λυγηρότητα:  $\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2088 \cdot 35,5}{1049931476}} = 0,266 > 0,2$ 

Για ελατή διατομή με h/b=1,167 < 2, λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού a, με  $\alpha_{LT} = 0,21$ 

$$\begin{split} & \Sigma \text{uncleasting } \Phi_{\text{LT}}: \\ & \Phi_{\text{LT}} = 0, 5 \cdot \left[ 1 + a_{\text{LT}} \cdot \left( \overline{\lambda}_{\text{LT}} - 0, 2 \right) + \overline{\lambda}_{\text{LT}}^2 \right] = 0, 5 \cdot \left[ 1 + 0, 21 \cdot \left( 0.266 - 0, 2 \right) + 0, 266^2 \right] = 0,542 \\ & \text{Meiwtikóg suntelesting } \chi_{\text{LT}} = \frac{1}{\Phi_{\text{LT}} + \sqrt{\Phi_{\text{LT}}^2 - \overline{\lambda}_{\text{LT}}^2}} = \frac{1}{0,542 + \sqrt{0,542^2 - 0,266^2}} = 0,985 \end{split}$$

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

 $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.985 \cdot 2088 \cdot 35.5}{1} = 730,408 \text{ kNm} > M_{ed} = 598 \text{ kNm}$ 

Επομένως η δοκός επαρκεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Ελεγχος τρίτου τμήματος δοκού:

Η τρίτη πλευρική εξασφάλιση λαμβάνεται σε απόσταση 5,33m από τον κόμβο, στη θέση της επόμενης δευτερεύουσας δοκού.

Το διάγραμμα ροπών εντός του τμήματος αυτού (ανάμεσα στις δευτερεύουσες δοκούς) λαμβάνεται συντηρητικά με λόγο ακραίων ροπών  $\psi = -0.50 \rightarrow C_1 = 2.704$ ,  $C_2 = 0$ . Απλές στρεπτικές στηρίξεις:  $k = k_w = 1,0$ 

Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{\left(k \cdot L\right)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{\left(k \cdot L\right)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} =$$
  
= 2,704 \cdot  $\frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 7890}{\left(1 \cdot 266, 6\right)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{2177000}{7890} + \frac{\left(1 \cdot 266, 6\right)^2 \cdot 8100 \cdot 149}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 7890}} =$ 

=1126594,744kNcm = 11265,95 kNm Ανηγμένη λυγηρότητα:  $\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2088 \cdot 35,5}{1126594,7}} = 0,257 > 0,2$ Για ελατή διατομή με h/b=1,167 < 2, λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού a, με  $\alpha_{LT} = 0,21$ 

Συντελεστής Φι.τ:  $\Phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[ 1 + a_{LT} \cdot \left( \overline{\lambda}_{LT} - 0.2 \right) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \cdot \left[ 1 + 0.21 \cdot \left( 0.257 - 0.2 \right) + 0.257^2 \right] = 0.539$ Μειωτικός συντελεστής  $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,539 + \sqrt{0,539^2 - 0.257^2}} = 0,987$ Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:  $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.987 \cdot 2088 \cdot 35.5}{1} = 732 \text{ kNm} > M_{ed} = 107 \text{ kNm}$ 

Επομένως η δοκός επαρκεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.
Έλεγχος έναντι τέμνουσας:

Για τον υπολογισμό της ικανοτικής τέμνουσας που αναπτύσσεται στη δοκό γίνεται η παραδοχή ότι έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις και στα δύο άκρα της δοκού:

$$V_{ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L} = \frac{2 \cdot 741,24}{8} = 185,31 \text{kN}$$

Εμβαδόν διάτμησης:

$$A_{v} = A - 2 \cdot b \cdot t_{f} + (t_{w} + 2 \cdot r) \cdot t_{f} = 143 - 2 \cdot 30 \cdot 1,75 + (1 + 2 \cdot 2,7) \cdot 1,75 = 49,2 \text{cm}^{2}$$

Πλαστική διατμητική αντοχή:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{y} \cdot f_{y}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{49, 2 \cdot 35, 5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 1008, 4\text{kN} >> V_{Ed} = V_{Ed, M} + V_{Ed, G} = 185, 31 + 103, 5 = 288, 81\text{kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται και επειδή  $0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 504.2 \text{ kN} > V_{Ed} = 288,81 \text{ kN}$  δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

Αντίστοιχοι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν και για τις υπόλοιπες δοκούς.

Εκτός από τον ικανοτικό σχεδιασμό των δοκών, καταγράφεται η μέγιστη ροπή σχεδιασμού για τους σεισμικούς συνδυασμούς, ώστε να υπολογιστεί η διαθέσιμη υπεραντοχή: Δοκοί HEA340: M<sub>Ed,max</sub>=317kNm

 $M_{pl,Rd} = 656,75 \text{kNm}$  $\Omega = 656,75/317 = 2,071$ 

Δοκοί HEA360: M<sub>Ed,max</sub>=373kNm M<sub>pl,Rd</sub>=741,24kNm Ω=741,24/373=1,987

Επομένως η ελάχιστη υπεραντοχή, η οποία χρησιμοποιείται στον ικανοτικό έλεγχο των υποστυλωμάτων είναι  $\Omega = 1,987$ .

#### 4.5.5 Έλεγχος κόμβων

Για να αποφευχθεί ο σχηματισμός «μαλακού ορόφου», πρέπει να εξασφαλιστεί ότι ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων θα πραγματοποιηθεί στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα. Συνεπώς, οι κόμβοι σχεδιάζονται ικανοτικά ώστε η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν σε κάθε κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αντοχή των δοκών του κόμβου, λαμβάνοντας υπόψη και πιθανή υπεραντοχή ίση με 1,30. Εξαίρεση αποτελούν η κορυφή και η βάση των υποστυλωμάτων, στις οποίες επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης.

Οι πλαστικές ροπές αντοχής των μελά	ον που συντρέχουν στους κόμβους είναι:
HEB360: M <sub>pl,Rd</sub> = 1147,36 kNm	HEA340: M <sub>pl,Rd</sub> = 656,75 kNm
HEB400: $M_{pl,Rd} = 1147,36$ kNm	HEA360: M <sub>pl,Rd</sub> = 741,24 kNm
HEB450: M <sub>pl,Rd</sub> = 1413,61 kNm	-

✓ Ακραίος κόμβος εξωτερικού πλαισίου (1°ς όροφος), μεταξύ 2HEB400 και HEA360: ΣM<sub>Rc</sub> = 2·1147, 36 = 2294, 72kNm > 1,3 · ΣM<sub>Rb</sub> = 1,3 · 741, 24 = 963, 62kNm

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

✓ Ενδιάμεσος κόμβος εξωτερικού πλαισίου (1°ς όροφος), μεταξύ 2HEB400 και 2HEA360:

 $\Sigma M_{\it Rc} = 2.1147, 36 = 2294, 72 k Nm > 1,3 \cdot \Sigma M_{\it Rb} = 1,3 \cdot 2 \cdot 741, 24 = 1927, 224 k Nm$ Ο έλεγχος ικανοποιείται.

- ✓ Ακραίος κόμβος εξωτερικού πλαισίου (3<sup>ος</sup> όροφος), μεταξύ 2HEB400, HEB360 και HEA360:
   ΣM<sub>Rc</sub> = 1147, 36 + 952, 465 = 2099, 825kNm > 1,3 · ΣM<sub>Rb</sub> = 1,3 · 741, 24 = 963, 61kNm Ο έλεγχος ικανοποιείται.
- ✓ Ενδιάμεσος κόμβος εξωτερικού πλαισίου (3<sup>ος</sup> όροφος), μεταξύ ΗΕΒ400, ΗΕΒ360 και 2ΗΕΑ360:
   ΣM<sub>Rc</sub> = 1147,36+952,465 = 2099,825kNm > 1,3 · ΣM<sub>Rb</sub> = 1,3 · 2 · 741,24 = 1927,224Nm O έλεγχος ικανοποιείται.
- ✓ Ακραίος κόμβος εξωτερικού πλαισίου (4°ς όροφος), μεταξύ 2HEB360 και HEA340: ΣM<sub>Rc</sub> = 2·952, 465 = 1904, 93kNm > 1,3·ΣM<sub>Rb</sub> = 1,3·656, 75 = 853, 775kNm Ο έλεγχος ικανοποιείται.
- ✓ Ενδιάμεσος κόμβος εξωτερικού πλαισίου (4<sup>ος</sup> όροφος), μεταξύ 2HEB360 και 2HEA340:
   ΣM<sub>Rc</sub> = 2·952, 465 = 1904, 93kNm > 1,3 · ΣM<sub>Rb</sub> = 1,3 · 2 · 656, 75 = 1707, 55kNm Ο έλεγχος ικανοποιείται.
- ✓ Ακραίος κόμβος εσωτερικού πλαισίου (1°ς όροφος), μεταξύ 2HEB450 και HEA360: ΣM<sub>Rc</sub> = 2·1413, 61 = 2827, 22kNm > 1,3 · ΣM<sub>Rb</sub> = 1,3 · 741, 24 = 963, 62kNm Ο έλεγχος ικανοποιείται.
- ✓ Ενδιάμεσος κόμβος εσωτερικού πλαισίου (1°ς όροφος), μεταξύ 2HEB450 και 2HEA360:  $\Sigma M_{Rc} = 2.1413, 61 = 2827, 22kNm > 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 2.741, 24 = 1927, 224kNm$ Ο έλεγχος ικανοποιείται.
- ✓ Ακραίος κόμβος εσωτερικού πλαισίου (3°ς όροφος), μεταξύ 2HEB450, HEB360 και HEA360:
   ΣM<sub>Rc</sub> = 1413, 61+952, 465 = 2366, 075kNm > 1,3 · ΣM<sub>Rb</sub> = 1,3 · 741, 24 = 963, 61kNm Ο έλεγχος ικανοποιείται.
- ✓ Ενδιάμεσος κόμβος εσωτερικού πλαισίου (3<sup>ος</sup> όροφος), μεταξύ HEB450, HEB360 και 2HEA360:
   ΣM<sub>Rc</sub> = 1413, 61+952, 465 = 2366,075kNm > 1,3 · ΣM<sub>Rb</sub> = 1,3 · 2 · 741, 24 = 1927, 224Nm Ο έλεγχος ικανοποιείται.
- ✓ Ακραίος κόμβος εσωτερικού πλαισίου (4<sup>ος</sup> όροφος), μεταξύ 2HEB360 και HEA340: ΣM<sub>Rc</sub> = 2 · 952, 465 = 1904, 93kNm > 1,3 · ΣM<sub>Rb</sub> = 1,3 · 656, 75 = 853, 775kNm Ο έλεγχος ικανοποιείται.

✓ Ενδιάμεσος κόμβος εσωτερικού πλαισίου (4°ς όροφος), μεταξύ 2HEB360 και 2HEA340:  $\Sigma M_{Rc} = 2.952,465 = 1904,93 \text{kNm} > 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 2 \cdot 656,75 = 1707,55 \text{kNm}$ Ο έλεγχος ικανοποιείται.

#### 4.5.6 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Για τα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου, τα σεισμικά μεγέθη προσαυξάνονται ακόμα περισσότερο, ούτως ώστε να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση στη βάση τους, αν αυτό είναι εφικτό. Δηλαδή, η προσαύξηση που μπορεί να γίνει στα σεισμικά μεγέθη είναι μέχρι q=4, για συντελεστή ίσο με τον συντελεστή συμπεριφοράς, ούτως ώστε να γίνει ελαστικός ο σεισμός.

Οι έλεγχοι σε κάμψη και θλίψη υπολογίζονται αναλυτικά από το πρόγραμμα, εισάγοντας τους συνδυασμούς που αναφέρθηκαν παραπάνω. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για το ακριανό υποστύλωμα του 2<sup>ου</sup> ορόφου HEB450 για Y=8, για τον έλεγχο του οποίου έχει ληφθεί υπόψη και ο σεισμός κατά Y.

Κατάταξη διατομής για καθαρή θλίψη:

-Άνω & Κάτω πέλμα:  $\frac{c}{t} = \frac{(300 - 2 \cdot 27 - 14)/2}{26} = 4,46 \le 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29 \Rightarrow \text{Κατηγορία 1}$ -Κορμός:  $\frac{c}{t} = \frac{344}{14} = 24,57 \le 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0.81 = 26,73 \Rightarrow \text{Κατηγορία 1}$ 

Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Πίνακας 4.6: Χαρακτηριστικά δοκών

	A	Iy	Iz	iy	iz	W <sub>pl</sub>	Fy	$\mathbf{M}_{\mathrm{pl,Rd}}$
	$(cm^2)$	$(cm^4)$	$(cm^4)$	(cm)	(cm)	$(cm^3)$	$(kN/cm^2)$	(kNm)
HEB450	218	79890	11270	19,1	7,33	3982	35,5	1413,61

Έλεγχος σε διάτμηση:

Εμβαδόν διάτμησης:

$$A_{v} = A - 2 \cdot b \cdot t_{f} + (t_{w} + 2 \cdot r) \cdot t_{f} = 218 - 2 \cdot 30 \cdot 2, 6 + (1, 4 + 2 \cdot 2, 7) \cdot 2, 6 = 79,68 \text{cm}^{2}$$

Πλαστική διατμητική αντοχή:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{79, 6 \cdot 35, 5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 1633, 12 \text{kN} >>> V_{Ed} = 212, 45 \text{kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται και επειδή  $0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 816,56 \text{ kN} > V_{Ed} = 212,45 \text{ kN}$  δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

Επιλογή καμπυλών λυγισμού:

Για πρότυπη διατομή διπλού ταυ και για χάλυβα \$355 ισχύει:

- h/b=450/300=1,50 > 1,2
- $t_f = 26mm < 40mm$

Επομένως επιλέγεται η καμπύλη λυγισμού a για λυγισμό περί τον άξονα y-y και b περί τον άξονα z-z.

#### Λυγισμός ως προς τον ισχυρό άζονα y- y:

Ο λυγισμός του υποστυλώματος ως προς τον ισχυρό του άξονα, τοπικός y, λαμβάνει χώρα εντός του εξεταζόμενου πλαισίου ροπής (καθολικός άξονας X). Για μεταθετά πλαίσια ροπής και για ροπή αδρανείας HEA360, I<sub>y</sub>=33090.

Συντελεστής κορυφής, μία συνδεόμενη δοκός:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11}} = \frac{2 \cdot \frac{79890}{400}}{2 \cdot \frac{79890}{400} + \frac{33090}{800}} = 0,866$$

Συντελεστής βάσης, μία συνδεόμενη δοκός:

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21}} = \frac{2 \cdot \frac{79890}{400}}{2 \cdot \frac{79890}{400} + \frac{33090}{800}} = 0,866$$

Από το αντίστοιχο διάγραμμα προκύπτει συντελεστής: k=2,963 Μήκος λυγισμού ως προς τον ισχυρό άξονα: L<sub>cr,y</sub>=2,963·4=11,852m

Ανηγμένη λυγηρότητα: 
$$\overline{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{11852}{19,1} \cdot \frac{1}{76,41} = 0,812$$

Καμπύλη λυγισμού a: α<sub>y</sub>=0,21 Συντελεστής Φ.:

#### Λυγισμός ως προς τον ισχυρό άξονα z- z:

Ο λυγισμός του υποστυλώματος ως προς τον ασθενή του άξονα, τοπικός z, λαμβάνει χώρα εκτός του εξεταζόμενου πλαισίου ροπής (καθολικός άξονας Y), το οποίο θεωρείται αμετάθετο λόγω της ύπαρξης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Άρα L<sub>cr,z</sub>=4,00m

Ανηγμένη λυγηρότητα:  $\overline{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{400}{7,33} \cdot \frac{1}{76,41} = 0,714$ 

Καμπύλη λυγισμού b: α<sub>z</sub>=0,34

Συντελεστής Φ<sub>z</sub>: Φ<sub>z</sub> = 0,5 ·  $\left[1 + a_z \cdot (\overline{\lambda}_z - 0, 2) + \overline{\lambda}_z^2\right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (0,714 - 0,2) + 0,714^2\right] = 0,842$ Μειωτικός συντελεστής  $\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \overline{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,842 + \sqrt{0,842^2 - 0,714^2}} = 0,776$ Χαρακτροιστική τωή αντοχής έγαντι θλήνης:

Χαρακτηριστική τιμή αντοχής έναντι θλίψης:  $N_{\rm Rk} = A \cdot f_y = 218 \cdot 35, 5 = 7739 {\rm kN}$ 

Αντοχή υποστυλώματος έναντι καμπτικού λυγισμού:

$$N_{b,Rd} = \chi_{\min} \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}} = 0,776 \cdot \frac{7739}{1} = 6002 \text{kN} > \text{Ned} = 1675,7 \text{kN}$$

Μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (γενική περίπτωση):



Σχήμα 4.24: Διάγραμμα ροπών για το σεισμικό συνδυασμό

Το υποστύλωμα έχει τριγωνικό διάγραμμα ροπών, λαμβάνοντας συντηρητικά λόγο ακραίων ροπών  $\psi = -1, 0 \rightarrow C_1 = 2,752, C_2 = 0.$ 

Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίζεις στα άκρα, λαμβάνονται: <br/>  $\mathbf{k}=\mathbf{k}_{\mathrm{w}}=1,0$ 

Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{\left(k \cdot L\right)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_t} + \frac{\left(k \cdot L\right)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} =$$
  
= 2,752 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 11270}{\left(1 \cdot 400\right)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot 5258000}{442} + \frac{\left(1 \cdot 400\right)^2 \cdot 8100 \cdot 442}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 7890} = 10925,34 \ked{k} \ked{Mm}

Aυηγμένη λυγηρότητα:  $\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3982 \cdot 35,5}{1092534}} = 0,36 > 0,2$ Για ελατή διατομή με h/b=1,50 < 2 , λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού a , με  $\alpha_{LT} = 0,21$ Συντελεστής  $\Phi_{LT}$ :  $\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + a_{LT} \cdot (\overline{\lambda_{LT}} - 0,2) + \overline{\lambda_{LT}}^2\right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (0,36 - 0,2) + 0,36^2\right] = 0,581$ Μειωτικός συντελεστής  $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}}^2 - \overline{\lambda_{LT}}^2} = \frac{1}{0,581 + \sqrt{0,581^2 - 0,36^2}} = 0,963$  Έλεγχος μέλους σε κάμψη και θλίψη:

Χαρακτηριστική τιμή αντοχή έναντι κάμψης:  
$$M_{y,\text{Rk}} = W_{pl,y} \cdot f_y = 3982 \cdot 35, 5 = 1413, 61 \text{kNm}$$

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης υπολογίζονται με τη Μέθοδο 2 και τον πίνακα για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις. Για μονοαξονική κάμψη ως προς τον ισχυρό άξονα είναι  $M_{z,Ed} = 0$  και  $k_{zy} = 0$ , επομένως ο έλεγχος μέλους καλύπτεται από τις εξισώσεις: ...

-

$$\frac{N_{ed}}{\chi_{y} \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \qquad \text{ Kat} \qquad \frac{N_{ed}}{\chi_{z} \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

Για μεταθετά μέλη λαμβάνεται Cmy=0,9

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[ 1 + (\overline{\lambda}_y - 0, 2) \cdot \frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq C_{my} \cdot \left[ 1 + 0, 8 \cdot \frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k_{yy} = 0, 9 \cdot \left[ 1 + (0, 812 - 0, 2) \cdot \frac{1675, 7}{0, 789 \cdot \frac{7739}{1}} \right] \leq 0, 9 \cdot \left[ 1 + 0, 8 \cdot \frac{1675, 7}{0, 789 \cdot \frac{7739}{1}} \right] \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k_{yy} = 1,051 \leq 1,098 \quad \Rightarrow \quad k_{yy} = 1,051$$

Επομένως είναι:

$$\frac{N_{ed}}{\chi_{y} \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{1675,7}{0,789 \cdot \frac{7739}{1,0}} + 1,051 \cdot \frac{468,83}{0,963 \cdot \frac{1413,61}{1,0}}$$
$$= 0,275 + 0,363 = 0,638 \leq 1,00$$
$$\frac{N_{ed}}{\chi_{z} \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{1675,7}{0,776 \cdot \frac{7739}{1,0}} = 0,30 \leq 1,0$$

Το υποστύλωμα επαρκεί σε συνδυασμένη θλίψη και κάμψη.

# 4.6 Διαστασιολόγηση συνδέσεων απορρόφησης ενέργειας INERD (σεισμός κατά Y)

Για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της σύνδεσης με αυξημένη ακρίβεια και να υπολογιστούν οι απαιτήσεις ολκιμότητας και υπεραντοχής του πλαισίου, εφαρμόστηκε η λεπτομερής μεθοδολογία της §2.3.2. Επίσης υπενθυμίζεται ότι το υλικό του πείρου είναι χάλυβας S275, ενώ των πλακών S355 ούτως ώστε να περιορίζεται η πλαστικοποίηση των πλακών.

Σε πρώτο στάδιο, οι συνδέσεις INERD δε λαμβάνονται υπόψη και το πλαίσιο προσομοιώνεται σαν να είχε συνδέσεις πλήρους αντοχής. Μοναδική σημαντική διαφορά είναι ότι λαμβάνονται υπόψη όλες οι διαγώνιοι, αφού δεν ισχύει η βασική παραδοχή των κλασσικών πλαισίων, σύμφωνα με την οποία αγνοείται η συνεισφορά τους εφόσον θλίβονται. Λήφθηκε ως παραδοχή, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, των οποίων η αντοχή καθορίζεται από την αντοχή έναντι λυγισμού, να σχεδιάζονται έναντι θλίψης με ποσοστό εκμετάλλευσης της τάξης του 80%. Με αυτό τον τρόπο, η τιμή σχεδιασμού της αντοχής έναντι αστοχίας της σύνδεσης θα είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη δράση και η ονομαστική της τιμή θα είναι μικρότερη από το φορτίο λυγισμού του συνδέσμου. Παρόλα αυτά, είναι πιθανό να χρειαστεί στη συνέχεια η επαναδιαστασιολόγηση των συνδέσμων δυσκαμψίας και η επανάληψη της διαδικασίας.

Με βάση τις αρχικές διατομές του πλαισίου, σχεδιάζονται οι συνδέσεις INERD. Είναι προφανές, ότι ο σχεδιασμός των συνδέσεων επηρεάζει άμεσα τον ικανοτικό σχεδιασμό, με αποτέλεσμα να απαιτείται μια επαναληπτική διαδικασία μέσω της οποίας θα προκύψουν οι τελικές συνδέσεις INERD και τα αντίστοιχα μέλη του πλαισίου. Πιο συγκεκριμένα, αφού σχεδιαστούν οι συνδέσεις για πρώτη φορά, πραγματοποιείται ο ικανοτικός σχεδιασμός, βάσει του οποίου θα προκύψουν νέες, βαρύτερες διατομές για τα υποστυλώματα. Αυτό σημαίνει ότι είναι πιθανό να μεταβληθεί και η απόσταση των εξωτερικών πλακών των συνδέσεων, μειώνοντας έτσι την αντοχή τους. Κατά συνέπεια, απαιτείται τροποποίηση των συνδέσεων και νέος ικανοτικός σχεδιασμός, μέχρι οι συνδέσεις INERD να είναι συμβατές με τις διατομές που ικανοποιούν τον ικανοτικό σχεδιασμό. Στο παρόν, παρουσιάζονται μόνο τα τελικά αποτελέσματα της ανωτέρω επαναληπτικής διαδικασίας.

Αρχικά ο σχεδιασμός για τις διαστάσεις του πείρου, την ελάχιστη απόσταση μεταξύ των πλακών και το πάγος των εξωτερικών και εσωτερικών πλακών βασίστηκαν στις γεωμετρικές απαιτήσεις σύμφωνα με τον Πίνακας 2.2. Η τελική επιλογή έγινε μετά από επαναληπτική διαδικασία, ούτως ώστε να ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι που αναφέρονται στο κεφάλαιο 2. Η επιλογή των διαστάσεων του πείρου πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις επαρκούς αντοχής, όσο αφορά την πλαστική ροπή αντοχής του. Όμως, η δυσκαμψία της σύνδεσης K<sub>pin</sub> και η αντοχή διαρροής P<sub>y,Rd</sub>, επηρεάζονται από αρκετές παραμέτρους. Μία σημαντική παράμετρος είναι η καθαρή απόσταση a, μεταξύ εξωτερικών και εσωτερικών πλακών. Ανάλογα με την απόσταση αυτή, όσο πιο μεγάλη είναι, δηλαδή όσο απομακρύνονται η εξωτερική με την εσωτερική πλάκα, η αντοχή διαρροής P<sub>v.Rd</sub> μειώνεται. Γι' αυτόν το λόγο λοιπόν, ο σχεδιασμός βασίστηκε στην μικρότερη δυνατή απόσταση, σε συνδυασμό με το μικρότερο δυνατό πλάτος και ύψος πείρου. Αναφέρεται η φράση «μικρότερη δυνατή», καθώς σύμφωνα με τον Πίνακας 2.2, πρέπει  $a \ge h$ , για να μην υπάρχει διατμητική καταπόνηση και να εξασφαλιστεί ότι ο πείρος θα συμπεριφερθεί κυρίως καμπτικά. Επίσης, η μικρή απόσταση μεταξύ των πλακών συνέβαλε στη μείωση της υπεραντοχής, καθώς όσο αυξάνονται το πλάτος και ύψος του πείρου η οριακή αντοχή της σύνδεσης αυξανόταν σε μεγάλο βαθμό.

Η καθαρή απόσταση των εξωτερικών πλακών εξαρτάται από το ύψος h του υποστυλώματος, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, εφόσον οι εξωτερικές πλάκες κοχλιώνονται στα πέλματα του εκάστοτε υποστυλώματος. Για τις εσωτερικές πλάκες,

προτιμάται να τοποθετείται μία μετωπική πλάκα στο άκρο του διαγώνιου συνδέσμου, πάνω στην οποία θα συγκολληθούν, και έτσι δε θα υπάρχει περιορισμός για την μεταξύ τους απόσταση. Τα πάχη των εσωτερικών και εξωτερικών πλακών παίρνουν ελάχιστες τιμές, καθώς η πλευρική κάμψη των πλακών αμελείται όταν τηρούνται οι προϋποθέσεις του Πίνακας 2.2.

Η επιλογή όλων των ιδιοτήτων (πάχος και ύψος πείρου, αποστάσεις πλακών κλπ.) της σύνδεσης επιλέχθηκε για κάθε όροφο ξεχωριστά, προσαρμόζοντας την αντοχή διαρροής και την οριακή αντοχή στα εκάστοτε εντατικά μεγέθη.

#### 4.6.1 Γεωμετρικός σχεδιασμός συνδέσεων για γραμμική ελαστική ανάλυση

Παρουσιάζονται αναλυτικά οι διαστάσεις και η δυσκαμψία για την ικανοποίηση των γεωμετρικών απαιτήσεων της σύνδεσης για κάθε όροφο. Σε κάθε άκρο του διαγώνιου συνδέσμου δυσκαμψίας προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα γραμμικό ελατήριου μηδενικού μήκους δυσκαμψία K<sub>pin</sub>.

- τάση διαρροής χάλυβα πείρου:  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- τάση αστοχίας χάλυβα πείρου:  $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$
- τάση διαρροής χάλυβα πλακών:  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
- μέτρο ελαστικότητας χάλυβα: E = 210000 N/mm<sup>2</sup>

Σύμφωνα με την εξίσωση (2.1), το πραγματικό όριο διαρροής των πείρων δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από:  $f_{y, max} = 1, 1 \cdot 1, 25 \cdot 275 = 378 \text{MPa}$ .

#### 4.6.1.1 Σχεδιασμός σύνδεση 6°υ ορόφου

Για ορθογωνική διατομή πείρου με δύο εσωτερικές πλάκες και σύνδεση σε υποστύλωμα HEB360 έχουμε:

Ύψος πείρου	h =	50 mm
Πλάτος πείρου	b =	30 mm
Ροπή αδρανείας διατομής πείρου	$I = b \cdot h^3 / 12 =$	112500 mm <sup>4</sup>
Ροπή αντίστασης διατομής πείρου	$W_{pl} = b \cdot h^2/4 =$	11250 mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή		3093750 N·mm
αντοχής πείρου	$\mathbf{M}_{pl} = \mathbf{W}_{pl} \cdot \mathbf{f}_{y} =$	3,09 kN∙m

Πίνακας 4.7: Χαρακτηριστικά πείρων 6°υ ορόφου

καθαρή απόσταση εξωτερικών πλακών: πάχος εξωτερικών πλακών:

αξονική απόσταση εξωτερικών πλακών: καθαρή απόσταση εσωτερικών πλακών: πάγος εσωτερικών πλακών:  $d_{ext} = 360$ mm  $t_{ext} = 30$ mm & = 360+30/2+30/2=390mm  $d_{int} = 180$ mm  $t_{int} = 20$ mm καθαρή απόσταση μεταξύ εξωτερικών

και εσωτερικών πλακών:

συντελεστής α:

συνολικό μήκος πείρου:

a =  $\frac{d_{ext} - d_{int} - 2 \cdot t_{int}}{2}$  = 70mm  $\alpha$  = a / & = 70 / 390 = 0,1795 &tot = 470mm

	$h \le b \le 2 \cdot h$
Σχημα της διατομης του πειρου:	✓ $30$ mm $\le 50$ mm $\le 60$ mm
Ελάγιστη απόσταση μεταξύ των	$a \ge h$
πλακών:	✓ 70mm ≥ 30mm
Πάχος εζωτερικών πλακών:	$t_{ext} \ge 0,75 \cdot h$
	✓ 30mm ≥22,5mm
Πάχος εσωτερικών πλακών:	$t_{int} \ge 0.5 \cdot t_{ext}$
	✓ 20mm≥15mm





Σχήμα 4.25: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πείρου και πλακών 6°υ ορόφου

Η σταθερά δυσκαμψίας ορίζεται από την εξίσωση (2.3)

$$K_{pin(6)} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot a \cdot (3 - 4 \cdot a)} = \frac{8 \cdot 210 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,125 \cdot 10^{-7} \text{m}^4}{0,07 \text{m} \cdot 0,39^2 \text{m}^2 \cdot 0,179 \cdot (3 - 4 \cdot 0,179)} = 43338,68 \text{kN/m}$$

#### 4.6.1.2 Σχεδιασμός σύνδεσης 5<sup>ου</sup> ορόφου

Για ορθογωνική διατομή πείρου με δύο εσωτερικές πλάκες και σύνδεση σε υποστύλωμα HEB360 έχουμε:

Ύψος πείρου	h =	50 mm
Πλάτος πείρου	b =	40 mm
Ροπή αδρανείας διατομής πείρου	$I = b \cdot h^3 / 12 =$	266666,667mm <sup>4</sup>
Ροπή αντίστασης διατομής πείρου	$W_{pl} = b \cdot h^2/4 =$	20000 mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή		5500000 N·mm
αντοχής πείρου	$\mathbf{M}_{pl} = \mathbf{W}_{pl} \cdot \mathbf{f}_{y} =$	5,50 kN∙m

Πίνακας 4.9:Χαρακτηριστικά πείρων 5°υ ο	ορόφου
---	--------

καθαρή απόσταση εξωτερικών πλακών: πάχος εξωτερικών πλακών: αξονική απόσταση εξωτερικών πλακών:

καθαρή απόσταση εσωτερικών πλακών: πάχος εσωτερικών πλακών: καθαρή απόσταση μεταξύ εξωτερικών  $d_{ext} = 360 \text{mm}$   $t_{ext} = 30 \text{mm}$  & = 360+30/2+30/2=390 mm  $d_{int} = 155 \text{mm}$  $t_{int} = 25 \text{mm}$ 

και εσωτερικών πλακών:

συντελεστής α: συνολικό μήκος πείρου: a =  $\frac{d_{ext} - d_{int} - 2 \cdot t_{int}}{2}$  = 77,5mm  $\alpha$  = a / & = 77,5 / 390 = 0,1987 &tot = 470mm

	$h \le b \le 2 \cdot h$
2χημα της διατομής του πείρου:	✓ $40$ mm $\leq 50$ mm $\leq 80$ mm
Ελάγιστη απόσταση μεταζύ των	$a \ge h$
πλακών:	✓ 77,5mm ≥ 40mm
Πάχος εζωτερικών πλακών:	$t_{ext} \ \geq 0.75 \cdot h$
	✓ $30 \text{mm} \ge 30 \text{mm}$
Πάνος ο τιντροιμών τι συών	$t_{int} \geq 0.5 \cdot t_{ext}$
Παχος εσωτερικων πλακων:	✓ $25$ mm $\ge 15$ mm

Πίνακας 4.10: Έλεγχος γεωμετρικών απαιτήσεων Πίνακας 2.2



Σχήμα 4.26: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πείρου και πλακών 5°υ ορόφου

Η σταθερά δυσκαμψίας ορίζεται από την εξίσωση (2.3)

$$K_{pin(5)} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot a \cdot (3 - 4 \cdot a)} = \frac{8 \cdot 210 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,66667 \cdot 10^{-7} \text{m}^4}{0,0775 \text{m} \cdot 0,39^2 \text{m}^2 \cdot 0,1987 \cdot (3 - 4 \cdot 0,1987)} = 86731,36 \text{kN/m}$$

## 4.6.1.3 Σχεδιασμός σύνδεσης 4<sup>ου</sup> ορόφου

Για ορθογωνική διατομή πείρου με δύο εσωτερικές πλάκες και σύνδεση σε υποστύλωμα HEB360 έχουμε:

	1	1
Ύψος πείρου	h =	55 mm
Πλάτος πείρου	b =	40 mm
Ροπή αδρανείας διατομής πείρου	$I = b \cdot h^3 / 12 =$	293333,33 mm <sup>4</sup>
Ροπή αντίστασης διατομής πείρου	$W_{pl} = b \cdot h^2/4 =$	22000 mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή	$M_{pl}\!=\!W_{pl}\!\cdot\!f_y\!=\!$	6050000 N·mm
αντοχής πείρου		6,05 kN∙m

Πίνακας 4.11:Χαρακτηριστικά πείρων 4<sup>ου</sup> ορόφου

καθαρή απόσταση εξωτερικών πλακών: πάχος εξωτερικών πλακών:  $d_{ext} = 360$ mm  $t_{ext} = 30$ mm

αξονική απόσταση εξωτερικών πλακών:	& = 360 + 30/2 + 30/2 = 390 mm
καθαρή απόσταση εσωτερικών πλακών:	$d_{int} = 175$ mm
πάχος εσωτερικών πλακών:	$t_{int} = 25 \text{mm}$
καθαρή απόσταση μεταξύ εξωτερικών	
και εσωτερικών πλακών:	$a = \frac{d_{ext} - d_{int} - 2 \cdot t_{int}}{2} = 67,5mm$
συντελεστής α:	$\alpha$ = a / $\&$ = 67,5 / 390 = 0,1731
συνολικό μήκος πείρου:	$\ell_{tot} = 470 \text{mm}$

	, , ,
<b>Suána - 20 Suzonás - 20 - 26</b>	$h \le b \le 2 \cdot h$
Ζχημα της οιατομης του πειρου:	✓ $40$ mm $\le 55$ mm $\le 80$ mm
Ελάγιστη απόσταση μεταζύ των	$a \ge h$
πλακών:	✓ 67,5mm ≥ 40mm
	$t_{ext} \ge 0.75 \cdot h$
Παχος εςωτερικων πλακων:	✓ 30mm ≥ 30mm
	$t_{int} \geq 0.5 \cdot t_{ext}$
Πάχος εσωτερικών πλακών:	✓ 25mm ≥ 15mm

$\Pi'_{1}$ , $(10, T_{1})$		, , , , , , , , , , , , , , , , , , , ,	-···· Π′····· Λ	2
Πινακας 4.12: Ελε	ενγος γεωμετα	υκων απαιτη	ισεων Πινακας 2	.2
2	1/2 2 1 1 1			

Σχήμα 4.27: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πείρου και πλακών 4°υ ορόφου

Η σταθερά δυσκαμψίας ορίζεται από την εξίσωση (2.3)

$$K_{pin(4)} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot a \cdot (3 - 4 \cdot a)} = \frac{8 \cdot 210 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,93333 \cdot 10^{-7} \text{m}^4}{0,0675 \text{m} \cdot 0,39^2 \text{m}^2 \cdot 0,1731 \cdot (3 - 4 \cdot 0,1731)} = 120176,80 \text{kN/m}$$

#### 4.6.1.4 Σχεδιασμός σύνδεσης 3°υ ορόφου

Για ορθογωνική διατομή πείρου με δύο εσωτερικές πλάκες και σύνδεση σε υποστύλωμα ΗΕΒ450 έχουμε:

Ύψος πείρου	h =	55 mm
Πλάτος πείρου	b =	45 mm
Ροπή αδρανείας διατομής πείρου	$I = b \cdot h^3 / 12 =$	417656,25 mm <sup>4</sup>
Ροπή αντίστασης διατομής πείρου	$W_{pl} = b \cdot h^2/4 =$	27843,75 mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή		7657031,25 N·mm
αντοχής πείρου	$\mathbf{M}_{pl} = \mathbf{W}_{pl} \cdot \mathbf{f}_{y} =$	7,657 kN∙m

Πίνακας 4.13:Χαρακτηριστικά πείρων 3° ο	ορόφου
---	--------

καθαρή απόσταση εξωτερικών πλακών:	$d_{ext} = 450$ mm
πάχος εξωτερικών πλακών:	$t_{ext} = 40 \text{mm}$
αξονική απόσταση εξωτερικών πλακών:	& & = 450 + 40/2 + 40/2 = 490 mm
καθαρή απόσταση εσωτερικών πλακών:	$d_{int} = 260$ mm
πάχος εσωτερικών πλακών:	$t_{int} = 27 \mathrm{mm}$
καθαρή απόσταση μεταξύ εξωτερικών	
και εσωτερικών πλακών:	$a = \frac{d_{ext} - d_{int} - 2 \cdot t_{int}}{2} = 68 \text{mm}$
	$\alpha = 2/\ell = 68/400 = 0.1288$

συντελεστής α:

συνολικό μήκος πείρου:

$a = \frac{d_{ext} - d_{int} - 2 \cdot t_{int}}{2} = 68 \text{mm}$
$\alpha$ = a / $\ell$ = 68 / 490 = 0,1388
ltot= 580mm

Στήμα στις διασομής σου σοίο ου	$h \le b \le 2 \cdot h$		
Ζχημα της οιατομης του πειρου:	✓ $45$ mm $\le 55$ mm $\le 90$ mm		
Ελάγιστη απόσταση μεταζύ των	$a \ge h$		
πλακών:	✓ $68mm \ge 45mm$		
	$t_{ext} \ \geq 0.75 \cdot h$		
Πάχος εζωτερικών πλακών:	✓ 40mm ≥ 33,75mm		
Πάμος οτογγοριμόν τι συσών	$t_{int} \geq 0.5 \cdot t_{ext}$		
Παχος εσωτερικων πλακων:	✓ 27mm ≥20mm		

Πίνακας 4.14: Έλεγχος γεωμετρικών απαιτήσεων Πίνακας 2.2



Σχήμα 4.28: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πείρου και πλακών 3°υ ορόφου

Η σταθερά δυσκαμψίας ορίζεται από την εξίσωση (2.3)

$$K_{pin(3)} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot a \cdot (3 - 4 \cdot a)} = \frac{8 \cdot 210 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 4,17656 \cdot 10^{-7} \text{m}^4}{0,068 \text{m} \cdot 0,49^2 \text{m}^2 \cdot 0,1388 \cdot (3 - 4 \cdot 0,1388)} = 126664,12 \text{kN/m}$$

4.6.1.5 Σχεδιασμός σύνδεσης 2°υ ορόφου

Για ορθογωνική διατομή πείρου με δύο εσωτερικές πλάκες και σύνδεση σε υποστύλωμα HEB450 έχουμε:

Ύψος πείρου	h =	62 mm
Πλάτος πείρου	b =	50 mm
Ροπή αδρανείας διατομής πείρου	$I = b \cdot h^3 / 12 =$	645833,3333mm <sup>4</sup>
Ροπή αντίστασης διατομής πείρου	$W_{pl} = b \cdot h^2/4 =$	38750mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή		10656250 N·mm
αντοχής πείρου	$\mathbf{M}_{pl} = \mathbf{W}_{pl} \cdot \mathbf{I}_{y} =$	10,656 kN∙m

Πίνακας 4.15:Χαρακτηριστικά πείρων 2° ορόφου

καθαρή απόσταση εξωτερικών πλακών: πάχος εξωτερικών πλακών:  $d_{ext} = 450$ mm  $t_{ext} = 40$ mm & = 450+40/2+40/2=490mm  $d_{int} = 260$ mm

αξονική απόσταση εξωτερικών πλακών: καθαρή απόσταση εσωτερικών πλακών:

πάχος εσωτερικών πλακών: $t_{int}$ = 25mmκαθαρή απόσταση μεταξύ εξωτερικών $a = \frac{d_{ext} - d_{int} - 2 \cdot t_{int}}{2} = 70 mm$ και εσωτερικών πλακών: $a = \frac{d_{ext} - d_{int} - 2 \cdot t_{int}}{2} = 70 mm$ συντελεστής α: $\alpha = a / l = 70 / 490 = 0,1429$ συνολικό μήκος πείρου: $l_{tot} = 580 mm$ 

Σχήμα της διατομής του πείρου:	$h \le b \le 2 \cdot h$		
	✓ $50$ mm $\le 62$ mm $\le 100$ mm		
Ελάγιστη απόσταση μεταζύ των	$a \ge h$		
πλακών:	✓ 70mm $\ge$ 50mm		
Πάχος εζωτερικών πλακών:	$t_{ext} \ \geq 0,75 \cdot h$		
	✓ 40mm ≥ 37,5mm		
Πάχος εσωτερικών πλακών:	$t_{int} \geq 0.5 \cdot t_{ext}$		
	✓ $25$ mm ≥ 20mm		

Πίνακας 4.16: Έλεγχος γεωμετρικών απαιτήσεων Πίνακας 2.2



Σχήμα 4.29: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πείρου και πλακών 2<sup>ου</sup> ορόφου Η σταθερά δυσκαμψίας ορίζεται από την εξίσωση (2.3)

$$K_{pin(2)} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot a \cdot (3 - 4 \cdot a)} = \frac{8 \cdot 210 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 6,45833 \cdot 10^{-7} \text{m}^4}{0,07 \text{m} \cdot 0,49^2 \text{m}^2 \cdot 0,14285 \cdot (3 - 4 \cdot 0,14285)} = 186074,43 \text{kN/m}$$

#### 4.6.1.6 Σχεδιασμός σύνδεσης 1<sup>ου</sup> ορόφου

Για ορθογωνική διατομή πείρου με δύο εσωτερικές πλάκες και σύνδεση σε υποστύλωμα HEB450 έχουμε:

Ύψος πείρου	h =	65 mm
Πλάτος πείρου	b =	55 mm
Ροπή αδρανείας διατομής πείρου	$I = b \cdot h^3 / 12 =$	901197,9167 mm <sup>4</sup>
Ροπή αντίστασης διατομής πείρου	$W_{pl} = b \cdot h^2 / 4 =$	49156,25 mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή αντοχής πείρου	$M_{pl}\!=\!W_{pl}\!\cdot\!f_y\!=$	13517968,75 N·mm 13,52 kN·m

Πίνακας 4.17:Χαρακτηριστικά πείρων 2 <sup>ου</sup> ορόφα	ວບ
--	----

καθαρή απόσταση εξωτερικών πλακών: πάχος εξωτερικών πλακών: αξονική απόσταση εξωτερικών πλακών: καθαρή απόσταση εσωτερικών πλακών: πάχος εσωτερικών πλακών: καθαρή απόσταση μεταξύ εξωτερικών  $d_{ext} = 450 \text{ mm}$   $t_{ext} = 50 \text{ mm}$  & = 450+50/2+50/2=500 mm  $d_{int} = 248 \text{ mm}$  $t_{int} = 30 \text{ mm}$ 

και εσωτερικών πλακών:

συντελεστής α: συνολικό μήκος πείρου: a =  $\frac{d_{ext} - d_{int} - 2 \cdot t_{int}}{2}$  = 71mm  $\alpha$  = a / & = 71 / 490 = 0,142 &tot= 600 mm

Πίνακας 4 18Ελεγγος γεωμετο	ηκών απαιτή	ήσεων Πίναι	$\kappa a c 2.2$
Thrukus 4.10 Like / Joy / couperp	nkov unutri	10500111100	τως 2.2

Γνήμα της διατομής του ποίοου.	$h \le b \le 2 \cdot h$		
Ζχημα της διατομης του πειρου:	✓ $55$ mm $\le 65$ mm $\le 110$ mm		
Ελάγιστη απόσταση μεταξύ των	$a \ge h$		
πλακών:	✓ $71$ mm ≥ 55mm		
	$t_{ext} \ \geq 0.75 \cdot h$		
Παχος εςωτερικων πλακων:	✓ $50 \text{mm} \ge 41,25 \text{mm}$		
Πάνος οτοιτοιικόν τι αικόν	$t_{int} \geq 0.5 \cdot t_{ext}$		
Παχος εσωτερικών πλακών:	✓ $30 \text{mm} \ge 25 \text{mm}$		



Σχήμα 4.30: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πείρου και πλακών 100 ορόφου

Η σταθερά δυσκαμψίας ορίζεται από την εξίσωση (2.3)

$$K_{pin(1)} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot a \cdot (3 - 4 \cdot a)} = \frac{8 \cdot 210 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 9,01198 \cdot 10^{-7} \text{m}^4}{0,071 \text{m} \cdot 0,5^2 \text{m}^2 \cdot 0,142 \cdot (3 - 4 \cdot 0,142)} = 246989,9 \text{kN/m}$$

#### 4.6.2 Φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης

Ο συντελεστής θ υπολογίζεται με ανάλυση γραμμικού λυγισμού μέσω του συντελεστή *a<sub>cr</sub>*, ο συντελεστής με τον οποίο το φορτίο σχεδιασμού πρέπει να αυξηθεί προκειμένου να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια.

Η ανάλυση γραμμικού λυγισμού διεξάγεται υπό τα σταθερά φορτία βαρύτητας του σεισμικού σχεδιασμού 1,0·G+0.3·Q και προκύπτουν οι ιδιομορφές λυγισμού. Η κυρίαρχη ιδιομορφή λυγισμού για την κατεύθυνση Υ είναι η ιδιομορφή λυγισμού No.18 (Σχήμα 4.31) με συντελεστή *a*<sub>cr</sub> = 29,14. Άρα με συντελεστή συμπεριφοράς *q*=3 υπολογίζουμε

$$0,1 < \theta = \frac{q}{a_{cr}} = \frac{3}{29,16} = 0,103 < 0,2$$

Επομένως για να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης, τα σεισμικά μεγέθη στη διεύθυνση Υ πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή:

$$\frac{1}{1-\theta} = \frac{1}{1-0,103} = 1,12$$

Τελικά, ο σεισμικός συνδυασμός είναι G+0,3·Q+1,12E<sub>y</sub> για την διαστασιολόγηση των συνδέσεων αλλά και των συνδέσμων δυσκαμψίας.



Σχήμα 4.31: Κυρίαρχη ιδιομορφή λυγισμού για την κατεύθυνση Υ

#### 4.6.3 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφων

Σύμφωνα με τις διατάξεις της 2.3.2.3 και τις Εξ. (2.4) και (2.5) έχουμε:

Όροφοι	de (cm)	ds (cm)	$d_r$ (cm)	Έλεγχος π	τεριορι (κατό	σμού βλαβών : Y)
6	7,81	23,43	4,26	$\max d_r =$	4,26	cm
5	6,39	19,17	4,26	$\mathbf{v} =$	0,5	
4	4,97	14,91	4,23	h=	400	cm
3	3,56	10,68	4,23	άρα τελικά		
2	2,15	6,45	3,57	$d_r \cdot \mathrm{v}$	≤	0,0075 * h
1	0,96	2,88	2,88	2,13	≤	3

Πίνακας 4.19: Έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά Υ

#### 4.6.4 Έλεγχος πλάστιμων μελών

#### 4.6.4.1 Αντοχή στο σημείο διαρροής Ι

Η αντοχή διαρροής  $P_{y,Rd}$  (Σημείο Ι) δίνεται ως το ελάχιστο δύο τιμών, ανάλογα με το αν ο πείρος συμπεριφέρεται κυρίως σε κάμψη ή διάτμηση:

$$P_{y,Rd} = \min\left\{\frac{1, 7 \cdot M_{pl}}{\operatorname{ared}, I \cdot \gamma_{py}}; k_{pin} \frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{py}}\right\}$$

όπου  $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$  είναι η πλαστική ροπή διαρροής του πείρου ared.i=a-0,5 · h είναι ο μειωμένος μοχλοβραχίονας για το σημείο Ι

$$k_{pin} = 1 + 0, 1 \cdot \frac{b}{h}$$
 είναι ο συντελεστής σχήματος πείρου με όρια  $1, 1 \le k_{pin} \le 1, 2$   
 $\gamma_{py} = 1,05$  είναι ο συντελεστής ασφαλείας για τη διαρροή λόγω αβεβαιότητας του μοντέλου

Οι παραπάνω παράμετροι περιγράφονται αναλυτικά στο Σχήμα 2.3.

• 
$$6^{\circ\varsigma}$$
  $\acute{o}po\phio\varsigma$ :  $M_{pl,Rd} = 3,09 \text{ kN} \cdot \text{m}$   
 $a_{rEd,I} = 0,055 \text{ m}$   
 $k_{pin} = 1,16 \quad \mu\epsilon \quad 1,1 \le k_{pin} = 1,16 \le 1,2$   
 $a = 0,070 \text{ m}$   
 $\gamma_{py} = 1,05$   
 $P_{y,Rd(6)} = \min\left\{\frac{1,7 \cdot M_{pl}}{a_{red,I} \cdot \gamma_{py}}; k_{pin} \frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{py}}\right\} = \min\left\{\frac{1,7 \cdot 3,09}{0,055 \cdot 1,05}; 1,16 \frac{2 \cdot 3,09}{0,07 \cdot 1,05}\right\} =$   
 $= \min\left\{91,071; 98,21\right\} = 91,07 \text{kN}$ 

Παραμόρφωση διαρροής σύνδεσης:

$$\delta_{y(6)} = 1,5 \cdot \frac{M_{pl}}{E \cdot I} \cdot l^2 \cdot \frac{a}{6} \cdot (3 - 4 \cdot a) = 1,5 \cdot \frac{3,09}{210 \cdot 10^6 \cdot 1,125 \cdot 10^{-7}} \cdot 0,39^2 \cdot \frac{0,18}{6} \cdot (3 - 4 \cdot 0,18) = 0,00204 \text{m} = 2,04 \text{mm}$$

• 
$$5^{o\varsigma}$$
 óροφος:  $M_{pl,Rd} = 5,5$  kN·m  
 $a_{red,I} = 0,0575$  m  
 $k_{pin} = 1,125$  µε  $1,1 \le k_{pin} = 1,125 \le 1,2$   
 $a = 0,0775$  m  
 $\gamma_{\rho\gamma} = 1,05$   
 $P_{y,Rd(5)} = \min\left\{\frac{1,7 \cdot M_{pl}}{a_{red,I} \cdot \gamma_{p\gamma}}; k_{pin} \frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{p\gamma}}\right\} = \min\left\{\frac{1,7 \cdot 5,5}{0,0575 \cdot 1,05}; 1,16 \frac{2 \cdot 5,5}{0,0775 \cdot 1,05}\right\} =$   
 $= \min\left\{157,87; 152\right\} = 152$ kN

Παραμόρφωση διαρροής σύνδεσης:

$$\delta_{y(5)} = 1,5 \cdot \frac{M_{pl}}{E \cdot I} \cdot l^2 \cdot \frac{a}{6} \cdot (3 - 4 \cdot a) = 1,5 \cdot \frac{5,5}{210 \cdot 10^6 \cdot 2,6667 \cdot 10^{-7}} \cdot 0,39^2 \cdot \frac{0,1987}{6} \cdot (3 - 4 \cdot 0,1987) = 0,00164 \text{m} = 1,64 \text{mm}$$

•  $4^{\circ\varsigma}$  όροφος:  $M_{pl,Rd} = 6,05 \text{ kN} \cdot \text{m}$  $a_{\text{red},I} = 0,0475 \text{ m}$  $k_{\text{pin}} = 1,14 \quad \mu\epsilon \quad 1,1 \le k_{\text{pin}} = 1,14 \le 1,2$ a = 0,0675 m $\gamma_{PV} = 1,05$ 

$$P_{y,Rd(4)} = \min\left\{\frac{1,7 \cdot M_{pl}}{\operatorname{ared},1 \cdot \gamma_{py}}; k_{pin}\frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{py}}\right\} = \min\left\{\frac{1,7 \cdot 6,05}{0,0475 \cdot 1,05}; 1,14\frac{2 \cdot 6,05}{0,0675 \cdot 1,05}\right\} = \min\left\{206,22; 194,18\right\} = 194,18$$
kN

Παραμόρφωση διαρροής σύνδεσης:

$$\delta_{y(4)} = 1,5 \cdot \frac{M_{pl}}{E \cdot I} \cdot l^2 \cdot \frac{a}{6} \cdot (3 - 4 \cdot a) = 1,5 \cdot \frac{6,05}{210 \cdot 10^6 \cdot 2,93333 \cdot 10^{-7}} \cdot 0,39^2 \cdot \frac{0,173}{6} \cdot (3 - 4 \cdot 0,173) = 0,00149 \text{ m} = 1,49 \text{ mm}$$

•  $3^{o\varsigma}$  όροφος:  $M_{pl,Rd} = 7,66 \text{ kN} \cdot \text{m}$  $a_{\text{red},I} = 0,0455 \text{m}$  $k_{\text{pin}} = 1,12 \quad \mu\epsilon \quad 1,1 \le k_{\text{pin}} = 1,12 \le 1,2$ a = 0,068 m $\gamma_{PY} = 1,05$ 

$$P_{y,Rd(3)} = \min\left\{\frac{1,7 \cdot M_{pl}}{a_{red,I} \cdot \gamma_{py}}; k_{pin} \frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{py}}\right\} = \min\left\{\frac{1,7 \cdot 7,66}{0,0455 \cdot 1,05}; 1,12 \frac{2 \cdot 7,66}{0,068 \cdot 1,05}\right\} = \min\left\{272,46; 240,7\right\} = 240,7 \text{kN}$$

Παραμόρφωση διαρροής σύνδεσης:

$$\delta_{y(3)} = 1.5 \cdot \frac{M_{pl}}{E \cdot I} \cdot l^2 \cdot \frac{a}{6} \cdot (3 - 4 \cdot a) = 1.5 \cdot \frac{7.66}{210 \cdot 10^6 \cdot 4.17656 \cdot 10^{-7}} \cdot 0.49^2 \cdot \frac{0.139}{6} \cdot (3 - 4 \cdot 0.139) = 0.00178 \text{m} = 1.778 \text{mm}$$

• 
$$2^{o\varsigma}$$
 όροφος:  $M_{pl,Rd} = 10,66 \text{ kN} \cdot \text{m}$   
 $a_{\text{red},I} = 0,045 \text{m}$   
 $k_{\text{pin}} = 1,124 \quad \mu\epsilon \quad 1,1 \le k_{\text{pin}} = 1,124 \le 1,2$   
 $a = 0,07 \text{m}$   
 $\gamma_{\rho \gamma} = 1,05$   
 $P_{\gamma,Rd(2)} = \min\left\{\frac{1,7 \cdot M_{pl}}{a_{\text{red},I} \cdot \gamma_{p\gamma}}; k_{pin} \frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{p\gamma}}\right\} = \min\left\{\frac{1,7 \cdot 10,66}{0,045 \cdot 1,05}; 1,124 \frac{2 \cdot 10,66}{0,07 \cdot 1,05}\right\} =$   
 $= \min\left\{383,4; 325,9\right\} = 325,9 \text{kN}$ 

Παραμόρφωση διαρροής σύνδεσης:

$$\delta_{y(2)} = 1,5 \cdot \frac{M_{pl}}{E \cdot I} \cdot l^2 \cdot \frac{a}{6} \cdot (3 - 4 \cdot a) = 1,5 \cdot \frac{10,66}{210 \cdot 10^6 \cdot 6,45833 \cdot 10^{-7}} \cdot 0,49^2 \cdot \frac{0,143}{6} \cdot (3 - 4 \cdot 0,143) = 0,00164 \text{m} = 1,636 \text{mm}$$

• 1°<sup>c</sup> όροφος: 
$$M_{pl,Rd} = 13,52 \text{ kN·m}$$
  
 $a_{\text{red},I} = 0,0435\text{m}$   
 $k_{pin} = 1,12 \quad \mu\epsilon \quad 1,1 \le k_{pin} = 1,12 \le 1,2$   
 $a = 0,071\text{m}$   
 $\gamma_{py} = 1,05$   
 $P_{y,Rd(1)} = \min\left\{\frac{1,7 \cdot M_{pl}}{\text{ared},I \cdot \gamma_{py}}; k_{pin}\frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{py}}\right\} = \min\left\{\frac{1,7 \cdot 13,52}{0,0435 \cdot 1,05}; 1,12\frac{2 \cdot 13,52}{0,071 \cdot 1,05}\right\} = \min\left\{503,13; 406\right\} = 406\text{kN}$ 

Παραμόρφωση διαρροής σύνδεσης:

$$\delta_{y(1)} = 1,5 \cdot \frac{M_{pl}}{E \cdot I} \cdot l^2 \cdot \frac{a}{6} \cdot (3 - 4 \cdot a) = 1,5 \cdot \frac{13,52}{210 \cdot 10^6 \cdot 9,01198 \cdot 10^{-7}} \cdot 0,5^2 \cdot \frac{0,142}{6} \cdot (3 - 4 \cdot 0,142) = 0,00154 \text{m} = 1,542 \text{mm}$$

Η αντοχή διαρροής της σύνδεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την αξονική δύναμη των στατικών και συχνών σεισμικών συνδυασμών. Από τους συνδυασμούς σε ΟΚΑ προκύπτει η μέγιστη αξονική δύναμη της κάθε διαγωνίου, τόσο σε εφελκυσμό όσο και σε θλίψη, και η αξονική αντοχή της σύνδεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη και από τις δύο δράσεις. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακας 4.20.

	Αξονικές δ	υνάμεις από ΟΚΑ	л	max N
Όροφος	N <sub>Ed,tension</sub> (kN)	$N_{Ed}$ , compression (kN)	$P_{y,Rd}$ (kN)	$\frac{1100 P_{Ed}}{P_{y,Rd}} \le 1,00$
6	29	32	91	0,35
5	90	101	152	0,67
4	153	175	194	0,90
3	210	238	241	0,99
2	270	319	326	0,98
1	334	405	406	0,99

Πίνακας 4.20: Έλεγχος αξονικής αντοχής στο σημείο διαρροής (Ι)

#### 4.6.4.2 Οριακή αντοχή στο σημείο αστοχίας (III)

Εφόσον έχουν τηρηθεί οι γεωμετρικοί περιορισμοί, έχουμε  $a_{red,III} > 0$ , που σημαίνει ότι ο πείρος συμπεριφέρεται καμπτικά και διατμητικά (Σχήμα 2.4) και η οριακή αντοχή της σύνδεσης λόγω κάμψης του πείρου δίνεται στην Εξ.(4.4). Η υπολειπόμενη αντοχή του πείρου για την παραλαβή της διάτμησης καθορίζει την οριακή αντίσταση της σύνδεσης σε διάτμηση, όπως δίνεται στην Εξ. (4.5).

Ο συντελεστής  $\beta_{III}$  ορίζει το ποσοστό του πείρου που έχει υποστεί σημαντική πλαστική παραμόρφωση σε κάθε πλευρά, με  $0 \le \beta_{III} \le 0.5$ . Μετά από πολλαπλές δοκιμές, η οριακή αντοχή της σύνδεσης υπολογίζεται μεταβάλλοντας το συντελεστή  $\beta_{III}$ , έτσι ώστε οι δύο τιμές των εξισώσεων (2.12) και (2.13) να γίνουν ίσες.

$$P_{u, M, Rd} = k_{pin} \cdot \frac{4 \cdot M_{u}}{a_{red, III} \cdot \gamma_{pu}}$$
(4.4)

$$P_{u, v, Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot \beta_{III}) \cdot h \cdot f_{y}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}}$$
(4.5)

όπου 
$$M_u = W_{u, pl} \cdot f_{mid}$$
 η πλαστική ροπή αστοχίας του πείρου  
 $f_{mid} = f_y + (f_u - f_y) \cdot \lambda_f / 2$  η μέγιστη ορθή τάση στο πείρο  
 $\lambda_f = \left(\frac{\mathbf{a} - \mathbf{h}}{2 \cdot \mathbf{h}}\right)^2$  ένας συντελεστής για την επιρροή της διάτμησης  $0 \le \lambda_f \le 1$ 

 $\gamma_{pu} = 1,1$ ο συντελεστής ασφαλείας για το οριακό φορτίο λόγω αβεβαιότητας του μοντέλου" τάση διαρροής χάλυβα πείρου: fy = 275 N/mm<sup>2</sup> τάση αστοχίας χάλυβα πείρου: fu = 430 N/mm<sup>2</sup>

Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα:

- 6<sup>ος</sup> όροφος:
- επιλογή συντελεστή β<br/>\_\_\_\_  $0 \leq \beta_{III} = 0,204 \leq 0,5$
- συντελεστής για την επιρροή της διάτμησης:  $0 \le \lambda_f = 0,444 \le 1$
- η μέγιστη ορθή τάση στο πείρο:  $f_{mid} = 309,44 \text{MPa}$

$$-\chi = \sqrt{1 - (f_y / f_{mid})^2} = 0,459$$

- η πλαστική ροπή αντίστασης του πείρου:  $W_{u,pl}$ =9,12 cm<sup>3</sup>
- η πλαστική ροπή αστοχίας του πείρου:  $M_u = W_u$ , pl  $\cdot f_{mid} = 2,821$  kNm
- $a_{red,III} = a$  h = 0,04 m

Τελικά προκύπτει:  $P_{u,M,Rd (6)} = P_{u,V,Rd(6)} = 299 \text{ kN}$ 

- 5<sup>ος</sup> όροφος:
- επιλογή συντελεστή  $\beta_{III}$ :  $0 \le \beta_{III} = 0, 16 \le 0, 5$
- συντελεστής για την επιρροή της διάτμησης:  $0 \le \lambda_f = 0,22 \le 1$
- η μέγιστη ορθή τάση στο πείρο:  $f_{mid} = 292,03$  MPa

$$-\chi = \sqrt{1 - (f_y / f_{mid})^2} = 0.336$$

- η πλαστική ροπή αντίστασης του πείρου:  $W_{u,pl}$ =13,86 cm<sup>3</sup>
- η πλαστική ροπή αστοχίας του πείρου:  $M_u = W_u$ , pl  $\cdot f_{mid}$  =4,05 kNm
- $a_{red,III} = a h = 0,0375m$

Τελικά προκύπτει:  $P_{u,M,Rd}$  (5)=  $P_{u,V,Rd(5)}$  = 441,67 kN

- 4<sup>ος</sup> όροφος:
- επιλογή συντελεστή β<sub>III</sub>:  $0 \le \beta_{III} = 0,1242 \le 0,5$
- συντελεστής για την επιρροή της διάτμησης:  $0 \le \lambda_f = 0, 12 \le 1$
- η μέγιστη ορθή τάση στο πείρο:  $f_{mid} = 284,16 \text{MPa}$

$$-\chi = \sqrt{1 - (f_y / f_{mid})^2} = 0.252$$

- η πλαστική ροπή αντίστασης του πείρου:  $W_{u,pl}$ =12,7 cm<sup>3</sup>
- η πλαστική ροπή αστοχίας του πείρου:  $M_u = W_u$ , pl ·  $f_{mid} = 3.6$  kNm
- $a_{red,III} = a$  h = 0,0275 m

Τελικά προκύπτει:  $P_{u,M,Rd}$  (4)=  $P_{u,V,Rd(4)}$ =543 kN

- 3<sup>ος</sup> όροφος:
- επιλογή συντελεστή  $\beta_{III}$ :  $0 \le \beta_{III} = 0,0953 \le 0,5$
- συντελεστής για την επιρροή της διάτμησης:  $0 \le \lambda_f = 0.065 \le 1$
- η μέγιστη ορθή τάση στο πείρο:  $f_{mid} = 280,1 \text{MPa}$

$$-\chi = \sqrt{1 - (f_y / f_{mid})^2} = 0.189$$

- η πλαστική ροπή αντίστασης του πείρου:  $W_{u,pl}$ =13,05 cm<sup>3</sup>
- η πλαστική ροπή αστοχίας του πείρου:  $M_u = W_u$ , pl  $\cdot f_{mid} = 3,66$  kNm
- $-a_{red,III} = a h = 0,023 m$

Τελικά προκύπτει:  $P_{u,M,Rd}$  (3)=  $P_{u,V,Rd(3)}$ =649 kN

- 2<sup>ος</sup> όροφος:
- επιλογή συντελεστή  $\beta_{III}$ :  $0 \le \beta_{III} = 0,07583 \le 0,5$
- συντελεστής για την επιρροή της διάτμησης:  $0 \le \lambda_f = 0.04 \le 1$
- η μέγιστη ορθή τάση στο πείρο:  $f_{mid} = 278,1$  MPa

$$-\chi = \sqrt{1 - (f_y / f_{mid})^2} = 0.149$$

- η πλαστική ροπή αντίστασης του πείρου:  $W_{u,pl}$ =15,01 cm<sup>3</sup>
- η πλαστική ροπή αστοχίας του πείρου:  $M_u = W_u$ , pl  $\cdot f_{mid}$  =4,18 kNm
- $a_{red,III} = a h = 0.02 m$

Τελικά προκύπτει: *P*<sub>*u*,*M*,*Rd* (2)</sub>= *P*<sub>*u*,*V*,*Rd*(2)</sub>=853 kN

- 1<sup>ος</sup> όροφος:
- επιλογή συντελεστή β<sub>III</sub>:  $0 \le \beta_{III} = 0.05582 \le 0.5$
- συντελεστής για την επιρροή της διάτμησης:  $0 \le \lambda_f = 0.021 \le 1$
- η μέγιστη ορθή τάση στο πείρο:  $f_{mid} = 276,64$  MPa
- $-\chi = \sqrt{1 (f_y / f_{mid})^2} = 0,109$
- η πλαστική ροπή αντίστασης του πείρου:  $W_{u,pl}$ =14,58 cm<sup>3</sup>
- η πλαστική ροπή αστοχίας του πείρου:  $M_u = W_{u, pl} \cdot f_{mid} = 4,034$  kNm
- $-a_{red,III} = a h = 0,016m$

Τελικά προκύπτει: P<sub>u,M,Rd (1)</sub>= P<sub>u,V,Rd(1)</sub>=1025 kN

Η οριακή αντοχή της σύνδεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την αξονική δύναμη των σεισμικών συνδυασμών σχεδιασμού:

	G+0	, <i>3Q</i> +1,12Ey	מ	max N	
Όροφος	N <sub>Ed,tension</sub> (kN)	$N_{Ed,compression} \ ( m kN)$	$P_{u,Rd}$ (kN)	$\frac{11211 + Ed}{P_{u,Rd}} \le 1,00$	
6	186	189	299	0,63	
5	276	285	442	0,65	
4	334	352	543	0,65	
3	386	409	649	0,63	

Πίνακας 4.21: Έλεγχος οριακής αντοχής σύνδεσης στο σημείο ΙΙΙ

2	445	484	853	0,57
1	475	531	1025	0,52

4.6.4.3 Καθολική πλάστιμη συμπεριφορά

Για κάθε σύνδεση πείρου ορίζεται ο συντελεστής υπεραντοχής:  $\Omega_i = \frac{P_{u,Rd,i}}{P_{Ed,i}}$ 

	G+0,3Q	Q+1,12Ey		P	
Όροφος	N <sub>Ed,tension</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> , compression (kN)	$P_{u,Rd}$ (kN)	$\Omega_i = \frac{u_{,Kd,i}}{P_{Ed,i}}$	
6	186	189	299	1,58	
5	276	285	442	1,55	
4	334	352	543	1,54	
3	386	409	649	1,59	
2	445	484	853	1,76	
1	475	531	1025	1,92	

Πίνακας 4.22: Υπολογισμός συντελεστή υπεραντοχής

Προκειμένου να επιτευχθεί μια ομοιογενής καθολική πλάστιμη συμπεριφορά της κατασκευής θα πρέπει να ελεγχθεί ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ωmax σε ολόκληρη την κατασκευή δεν διαφέρει περισσότερο από 25% από την ελάχιστη Ωmin :

Ecoupe  $\frac{\Omega \max}{\Omega \min} = \frac{1,92}{1,54} = 1,2495 \le 1,25$ 

#### 4.6.4.4 Έλεγχος αξονικών παραμορφώσεων

Η ικανότητα αξονικής παραμόρφωσης της σύνδεσης εξετάστηκε σε σχέση με τις διαστάσεις του φατνώματος στο οποίο βρίσκονται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Οι συνδέσεις INERD πρέπει να αναλαμβάνουν σημαντικές παραμορφώσεις προκειμένου να απορροφήσουν ενέργεια, γι' αυτό πρέπει να επαληθεύεται ότι έχουν επαρκή ικανότητα παραμόρφωσης.

$$drift \leq \frac{1,6 \cdot a}{H \cdot \cos \varphi} \tag{4.6}$$

όπου Η το ύψος του υπό εξέταση ορόφου

φ η γωνία του συνδέσμου δυσκαμψίας με την οριζόντια γραμμή

Για κάθε όροφο ισχύει:  $φ = 26,565^{\circ}$ H = 400cm

Όροφοι	a (cm)	drifts	<	$\frac{1, 6 \cdot a}{\mathrm{H} \cdot \cos \varphi}$
6	70,00	1,095%	<	3,130%
5	77,50	1,118%	$\leq$	3,466%
4	67,50	1,103%	$\leq$	3,019%
3	68,00	1,095%	$\leq$	3,041%
2	70,00	0,923%	$\leq$	3,130%
1	71,00	0,743%	$\leq$	3,175%

Πίνακας 4.23: Έλεγχος αξονικών παραμορφώσεων

#### 4.6.5 Έλεγχος μη πλάστιμων μελών

Προκειμένου να εξασφαλισθεί ο μηχανισμός αστοχίας, οι δοκοί, τα υποστυλώματα και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του πλαισίου, καθώς επίσης και τα μη πλάστιμα στοιχεία των συνδέσεων (πλάκες, κοχλίες, συγκολλήσεις κλπ.) σχεδιάζονται με βάση την αντοχή των πείρων.

#### 4.6.5.1 Έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Τα διαγώνια μέλη πρέπει να ελέγχονται σε διαρροή και λυγισμό υποθέτοντας την εξάντληση της αντοχής των πείρων στα άκρα τους, δηλαδή για  $N_{Ed}=1, 1\cdot 1, 25\cdot P_{u,Rd}$ 

Οι διατομές των συνδέσμων δυσκαμψίας που επιλέχθηκαν είναι κοίλες διατομές CHS και RHS, εν θερμώ έλαση τα χαρακτηριστικά των οποίων παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.26.

Το μήκος τους είναι L=8,944m, καμπύλη λυγισμού a για κοίλες διατομές εν θερμώ έλαση, άρα ο συντελεστής ατελειών είναι α=0,21. Οι σύνδεσμοι ενώνονται στο κέντρο τους, οπότε το μήκος λυγισμού και για τους δύο άξονες είναι  $L_{cr,y}=L_{cr,z}=0,5\cdot8,944=4,47m$ 

Για χάλυβα S355 είναι  $λ_1$ =76,41.

Όροφος	Διατομή	$i_y$ (cm)	Lcr <sub>y</sub> /i <sub>y</sub>	$i_z$ (cm)	Lcr <sub>z</sub> /i <sub>z</sub>	$\overline{\lambda}_{y}$	$\overline{\lambda}_z$	${I\!\!\!\!/} \Phi_y$	${\it I}\!$
6	CHS139,7x6,3	4,72	94,75	4,72	94,75	1,240	1,240	1,378	1,378
5	CHS168,3x5	5,78	77,37	5,78	77,37	1,013	1,013	1,098	1,098
4	CHS168,3x6,3	5,73	78,05	5,73	78,05	1,022	1,022	1,108	1,108
3	CHS168,3x8	5,67	78,87	5,67	78,87	1,032	1,032	1,120	1,120
2	RHS250x150x6,3	9,25	48,35	6,22	71,90	0,633	0,941	0,746	1,021
1	RHS260x180x6,3	9,83	45,49	7,4	60,43	0,595	0,791	0,719	0,875

Πίνακας 4.24: Στοιχεία διατομών

Πίνακας 4.25: Αντοχή διατομών σε διαρροή και λυγισμό

Όροφος	Διατομή	χу	χz	A	N <sub>pl,Rd</sub>	$N_{b,Rd,y}$	$N_{b,Rd,z}$
				$(cm^2)$			
6	CHS139,7x6,3	0,51	0,51	26,4	937,2	473,449	473,449
5	CHS168,3x5	0,66	0,66	25,7	912,35	599,125	599,125
4	CHS168,3x6,3	0,65	0,65	32,1	1139,6	741,272	741,272

3	CHS168,3x8	0,64	0,64	40,3	1430,7	919,803	919,803
2	RHS250x150x6,3	0,88	0,71	48,4	1718,2	1507,048	1213,674
1	RHS260x180x6,3	0,89	0,80	53,4	1895,7	1690,387	1518,046

Ο έλεγχος για τους συνδέσμους ούτως ώστε να εξασφαλίζεται ότι επαρκούν όταν εξαντλείται η αντοχή των πείρων:

Πίνακας 4.26: "Ελεγχος συνδέσμων δυσκαμψίας για το συνδυασμό  $N_{Ed} {=} 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_{u,Rd}$ 

Όροφος	Διατομή	P <sub>u,Rd</sub> (kN)	$N_{Ed} = I, I \cdot \gamma_{ov} \cdot Pu$ (kN)	N <sub>b,Rd,z</sub> (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \leq 1,00$
6	CHS139,7x6,3	299	411	473	0,87
5	CHS168,3x5	442	596	599	0,99
4	CHS168,3x6,3	543	737	741	0,99
3	CHS168,3x8	649	892	920	0,97
2	RHS250x150x6,3	853	1173	1214	0,97
1	RHS260x180x6,3	1025	1409	1518	0,93

4.6.5.2 Έλεγχος δοκών και υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα που είναι συνδεδεμένα στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας HEB360, HEB450 και έχουν επιλεχθεί από τους ικανοτικούς ελέγχους για τα πλαίσια ροπής πληρούν την ελάχιστη απαίτηση αντοχής:  $N_{pl, Rd}(M_{Ed}) \ge N_{Ed, G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot N_{Ed, E}$  όπου  $\Omega_{\min} = 1,54$  και  $\gamma_{ov} = 1,25$  ο προτεινόμενος συντελεστής υπεραντοχής.

Οι δοκοί, όπως έχει αναφερθεί και παραπάνω δεν αναπτύσσουν αξονικές δυνάμεις. Από το πρόγραμμα ανάλυσης προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα για έλεγχο των υποστυλωμάτων σε θλίψη και κάμψη:

	TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005										
Frame	DesignSect	Pu	MuMajor	MuMinor	VuMajor	VuMinor	Equation	TotalRatio			
Text	Text	KN	KN-m	KN-m	KN	KN	Text	Unitless			
79	HE450B	-4124,02	-24,30	-4,22	25,00	-2,11	6.3.3(4)-6.62	0,75			
80	HE450B	-3202,23	111,53	8,43	53,86	1,30	6.3.3(4)-6.62	0,63			
81	HE450B	-2362,90	-8,71	-9,32	41,47	-3,39	6.3.3(4)-6.62	0,51			
82	HE360B	-1603,91	-6,96	11,39	48,66	-0,68	6.3.3(4)-6.62	0,48			
83	HE360B	-916,31	105,02	-11,93	33,65	1,72	6.3.3(4)-6.62	0,34			
84	HE360B	-333,70	-31,20	4,74	80,53	-2,37	6.3.3(4)-6.62	0,29			
85	HE450B	-4124,02	-24,30	-4,22	25,00	-2,11	6.3.3(4)-6.62	0,75			
86	HE450B	-3202,23	111,53	-8,43	42,99	1,30	6.3.3(4)-6.62	0,63			
87	HE450B	-2362,90	-8,71	-9,32	41,47	-3,39	6.3.3(4)-6.62	0,51			
88	HE360B	-1603,91	-6,96	11,39	48,66	-0,68	6.3.3(4)-6.62	0,48			
89	HE360B	-916,31	105,02	-11,93	33,65	1,72	6.3.3(4)-6.62	0,34			
90	HE360B	-333,70	-31,20	4,74	80,53	-2,37	6.3.3(4)-6.62	0,29			

Πίνακας 4.27: Έλεγχος υποστυλωμάτων για το συνδυασμό  $N_{Ed} = N_{Ed, G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \min N_{Ed, E}$ 

#### 4.6.5.3 Συμπληρωματικός έλεγχος συνδέσεων INERD

Αφού οριστικοποιηθούν τα βασικά χαρακτηριστικά της σύνδεσης INERD, διαστασιολογούνται τα υπόλοιπα στοιχεία (π.χ. πλάκες, κοχλιώσεις, συγκολλήσεις) με βάση την υπεραντοχή:  $R_d \ge 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_{u,Rd}$ . Κάθε μια από τις συνδέσεις αποτελείται από δύο εσωτερικές και εξωτερικές πλάκες, με αποτέλεσμα κάθε μια πλάκα να παραλαμβάνει τη μισή δύναμη.

Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά οι έλεγχοι για την σύνδεση του 1° ορόφου: Για τα ελάσματα έχουμε:  $f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$  $f_u = 51.0 \text{ kN/cm}^2$ 

Η οριακή αντοχή της σύνδεσης είναι  $P_{u,Rd}$ =1025,05kN, οπότε  $N_{Ed}$  = 1,1 ·  $\gamma_{ov}$  ·  $P_{u,Rd}$ =  $=1,1\cdot1,25\cdot1025,5=1409,44$ kN και κάθε πλάκα σύνδεσης παραλαμβάνει δύναμη 0,5 ·N<sub>Ed</sub> = 704,72kN

πάχος εξωτερικών πλακών: text =50mm πλάτος εξωτερικών πλακών: hext = 200mm πάχος εσωτερικών πλακών: t<sub>int</sub>=30mm πλάτος εσωτερικών πλακών: h<sub>int</sub>=200mm

.

Συνιστάται οι διαστάσεις των οπών να μην ξεπερνούν τις αντίστοιχες διαστάσεις του πείρου περισσότερο από 2 mm, οπότε διαλέγουμε οπή με Ø = 1mm

b (πείρου) = 65mm h (πείρου)= 55mm  $b_0 = 66 \text{mm}$ 



2d<sub>0</sub>  $c \geq \frac{F_{sd} \gamma_{M0}}{2tf_{v}}$ 

Σχήμα 4.32: Γεωμετρικές απαιτήσεις (ΕΝ1993-1-8 Πιν. 3.9) για δεδομένο πάχος t

Για τις εξωτερικές πλάκες:  

$$a \ge \frac{F_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_0}{3} = \frac{704,72 \text{kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 5 \text{cm} \cdot 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{2 \cdot 6,6 \text{cm}}{3} = 6,39 \text{cm} = 64 \text{mm}$$

$$c \ge \frac{F_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} = \frac{704,72 \text{kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 5 \text{cm} \cdot 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{6,6 \text{cm}}{3} = 4,19 \text{cm} = 42 \text{mm}$$

Για τις εσωτερικές πλάκες:

$$a \ge \frac{F_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_{y}} + \frac{2 \cdot d_{0}}{3} = \frac{704,72 \text{kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{cm} \cdot 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^{2}}} + \frac{2 \cdot 6,6 \text{cm}}{3} = 7,71 \text{cm} = 77,1 \text{mm}$$
$$c \ge \frac{F_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_{y}} + \frac{d_{0}}{3} = \frac{704,72 \text{kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 3 \text{cm} \cdot 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^{2}}} + \frac{6,6 \text{cm}}{3} = 5,51 \text{cm} = 55,1 \text{mm}$$

Επομένως για να έχουμε ευθυγραμμία του πείρου με τις εσωτερικές και εξωτερικές πλάκες επιλέγεται a=80mm.

Για το πλάτος των πλακών: 42·2+66=150mm→200mm 55,1·2+66=176,2→200mm

Το μήκος των πλακών επιλέγεται τέτοιο ώστε να μπορέσει να αναπτυχθεί η μέγιστη αξονική παραμόρφωση για κάθε σύνδεση.

Αρχικά, ελέγχεται η εφελκυστική αντοχή των εξωτερικών και εσωτερικών πλακών αντίστοιχα:

$$\begin{split} N_{t,\text{ext,Rd}} &= \min\left\{\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}\right\} = \min\left\{\frac{20 \cdot 5 \cdot 35,5}{1,0}; \frac{0,9 \cdot (20 - 6,6) \cdot 5 \cdot 51}{1,25}\right\} = \\ &= \min\left\{3550; 2460, 24\right\} = 2460, 24kN > 0,5 \cdot N_{Ed} = 0,5 \cdot 1409, 44 = 704, 72kN \\ N_{t,\text{int,Rd}} &= \min\left\{\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}\right\} = \min\left\{\frac{20 \cdot 3 \cdot 35,5}{1,0}; \frac{0,9 \cdot (20 - 6,6) \cdot 3 \cdot 51}{1,25}\right\} = \\ &= \min\left\{2130; 1476, 14\right\} = 1476, 14kN > 0,5 \cdot N_{Ed} = 0,5 \cdot 1409, 44 = 704, 72kN \end{split}$$

#### Στη συνέχεια ελέγχονται η συγκόλληση και η κοχλίωση της σύνδεσης:

Οι εσωτερικές πλάκες συγκολλούνται περιμετρικά στη μετωπική πλάκα με συγκόλληση πάχους a=7mm (ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης 3mm, μέγιστο συνιστώμενο πάχος συγκόλλησης 0,7·t<sub>min</sub>=0,7·30=21mm) και μήκους  $\ell_w = 2\cdot30+2\cdot200=$  460 mm, η αντοχή της οποίας είναι:

$$N_{\text{w,int,Rd}} = A_w \cdot \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{\text{M2}}} = 0,7 \cdot 46 \cdot \frac{51/\sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 842,78 \text{kN} > 0,5 \cdot N_{\text{Ed}} = 704,72 \text{kN}$$

Οι εξωτερικές πλάκες κοχλιώνονται στα πέλματα του υποστυλώματος μέσω 4 προεντεταμένων κοχλιών M30 (Κατηγορία κοχλίωσης C), ποιότητας 10.9. Η διάμετρος της οπής είναι  $d_0=30+3=33$ mm και το επίπεδο διάτμησης λαμβάνεται στο σπείρωμα (As = 4,59 cm<sup>2</sup>).

Λαμβάνοντας πάχος λεπτότερου ελάσματος αυτό του πέλματος του υποστυλώματος HEB450, t<sub>min</sub> = 26mm, για τις αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών και των ακραίων κοχλιών από το ελεύθερο άκρο ισχύει:

$1,2 \cdot d_0 = 39,6mm$	<	$e_1 = 83,85mm$	<	$4 \cdot t_{min} + 40 = 144 \text{mm}$
$1,2 \cdot d_0 = 39,5 \text{mm}$	<	$e_2 = 50 mm$	<	$4 \cdot t_{\min} + 40 = 144 \text{mm}$
$2,2 \cdot d_0 = 72,6mm$	<	$p_1 = 167,71 mm$	<	min(14· t <sub>min</sub> ; 200)=200mm
$2,4 \cdot d_0 = 79,2mm$	<	$p_2 = 100mm$	<	min(14· t <sub>min</sub> ; 200)=200mm

Η αντοχή της κοχλίωσης σε σύνθλιψη άντυγας είναι:

$$k_{1} = \min\left\{2, 8 \cdot \frac{e_{2}}{d_{0}} - 1, 7; 2, 5\right\} = \min\left\{2, 8 \cdot \frac{50}{33} - 1, 7; 2, 5\right\} = \min\left\{2, 54; 2, 5\right\} = 2, 5$$

$$a_{b} = \min\left\{\frac{e_{1}}{3 \cdot d_{0}}; \frac{f_{ub}}{f_{u}}; 1, 0\right\} = \min\left\{\frac{83, 85}{3 \cdot 33}; \frac{90}{51}; 1, 0\right\} = \min\left\{0, 85; 1, 76; 1, 0\right\} = 0, 85$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot \frac{k_{1} \cdot a_{b} \cdot f_{u} \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} = 4 \cdot \frac{2, 5 \cdot 0, 85 \cdot 51 \cdot 3 \cdot 2, 6}{1, 25} = 4 \cdot 673, 85 = 2695, 47 \text{kN} > 0, 5 \cdot N_{Ed} = 704, 72 \text{kN}$$

Η αντοχή της κοχλίωσης έναντι ολίσθησης είναι: Δύναμη προέντασης κοχλία:  $F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 51 \cdot 5,61 = 392,7 \text{ kN}$ Αντοχή έναντι ολίσθησης:

$$\begin{split} F_{s,Rd} &= m \cdot \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} = 4 \cdot \frac{1 \cdot 1 \cdot 0.5}{1.1} \cdot 392, 7 = 714 \text{kN} > 0.5 \cdot \text{N}_{\text{Ed}} = 704, 7 \text{kN} \\ \text{Όπου} \qquad & \text{m} = 4 \text{ o aribmós two kollów} \\ & \text{k}_s = 1.0 \text{ gia kanonikés opés} \\ & \text{n} = 1 \text{ epigáneses tribás gia monotulator kollów} \\ & \mu = 0,5 \text{ o suntelestás tribás gia metallikés Kathyorías A} \end{split}$$

Έλεγχος κομβοελάσματος σε εφελκυσμό:

Ελέγχεται η επιφάνεια αστοχίας η οποία διέρχεται από τις οπές των κοχλιών, λαμβάνοντας πλάτος ελάσματος για την 1<sup>η</sup> σειρά κοχλιών(σε ζικ ζακ):

Εμβαδόν απομειωμένης διατομής:  $A_{net} = (21, 19 - 2 \cdot 3, 3) \cdot 5 = 72,95 \text{cm}^2$ 

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{75,95 \cdot 35,5}{1,0} = 2589,56 \text{kN} > 0,5 \cdot \text{N}_{Ed} = 704,7 \text{kN}$$

Για τους υπόλοιπους ορόφους τα αποτελέσματα παρατίθενται στο Παράρτημα B, σε υπολογιστικά φύλλα excel. Επίσης παρατίθενται και τα σχέδια για την σύνδεση του 1<sup>ου</sup> ορόφου.

## 5 Σχεδιασμός κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας χωρίς συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας INERD

Για σύγκριση αποτελεσμάτων τόσο σε επίπεδο κόστους, αλλά και για να υπάρχει μία σύγκριση από τις μη γραμμικές αναλύσεις για τις καμπύλες ικανότητας Ρ-δ που παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 6, το κτίριο διαστασιολογήθηκε στη διεύθυνση Υ, ως συμβατικό πλαίσιο με κατακόρυφος συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα. Τα υποστυλώματα, οι κύριες δοκοί και οι δευτερεύουσες δοκοί παραμένουν όπως έχουν ήδη διαστασιολογηθεί.

Σύμφωνα με τον EN1998-1§6.7 [10], η ανάλυση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας σχήματος Χ, γίνεται λαμβάνοντας υπόψη μόνο τις εφελκυόμενες διαγώνιους (§1.2).

#### 5.1 Γενικά

Ο έλεγχος σε σεισμική επάρκεια έγινε με το φάσμα σχεδιασμού που έχει χρησιμοποιηθεί και για το αρχικό κτίριο (§3.4.5). Για πλαίσια με κεντρικούς, διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας και Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση, λαμβάνεται συντελεστής συμπεριφοράς q=4 [10].

Η διάταξη των συνδέσμων μετά τους υπολογισμούς, κρίθηκε αναγκαίο να μπουν σε δύο φατνώματα αντί για ένα. Επομένως έχουμε χιαστί συνδέσμους στα δύο ακριανά φατνώματα για τα επίπεδα YZ για X= και X=24, όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα.



Σχήμα 5.1: Τρισδιάστατη όψη κτιρίου με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας στα ακριανά φατνώματα



Σχήμα 5.2: Όψη πλαισίου στο επίπεδο ΥΖ με τις εφελκυόμενες διαγωνίους

#### 5.1.1 Φασματική ανάλυση

Για την επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση με ορισμό 5 ιδιομορφών, έτσι ώστε το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών να φτάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης φαίνονται στον Πίνακας 5.1. Η πρώτη και η δεύτερη ιδιομορφή είναι μεταφορικές, ενώ η τρίτη περιστροφική και για τις δύο διευθύνσεις.

Modal Participating Mass Ratios										
StepType	No	Period (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ		
Mode	1	1,67554	0,78966	4,42E-20	2,98E-18	0,78966	4,42E-20	2,98E-18		
Mode	2	1,428974	9,446E-19	0,81068	5,04E-06	0,78966	0,81068	5,04E-06		
Mode	3	1,079361	0,00002084	0	6,30E-17	0,78968	0,81068	5,04E-06		
Mode	4	0,550909	0,11661	1,819E-16	1,72E-15	0,90629	0,81068	5,04E-06		
Mode	5	0,525104	7,842E-15	0,12425	4,48E-06	0,90629	0,93493	9,52E-06		

Πίνακας 5.1: Ιδιομορφές ανάλυσης



Σχήμα 5.3: Παραμόρφωση κατά την 1<br/>η ιδιομορφή, Τ\_1=1,676sec



Σχήμα 5.4: Παραμόρφωση κατά την  $2^{\eta}$ ιδιομορφή,  $T_2\!\!=\!\!1,\!429$  sec



Σχήμα 5.5: Παραμόρφωση κατά την  $3^{\eta}$ ιδιομορφή, T<sub>3</sub>=1,079sec

#### 5.1.2 Φαινόμενα 2ης τάξης

Από την ανάλυση γραμμικού λυγισμού υπό τα σταθερά φορτία βαρύτητας του σεισμικού σχεδιασμού 1,0·G+0.3·Q προέκυψαν οι ιδιομορφές λυγισμού. Η κυρίαρχη ιδιομορφή λυγισμού για την κατεύθυνση Υ είναι η ιδιομορφή λυγισμού Νο.18 με συντελεστή α<sub>cr</sub>=26,90. Άρα με συντελεστή συμπεριφοράς *q*=4 υπολογίζουμε:

$$\theta = \frac{q}{a_{cr}} = \frac{4}{26,90} = 0,148 \tag{5.1}$$

Επομένως για να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης, τα σεισμικά μεγέθη στη διεύθυνση Υ πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή:

 $\frac{1}{1-\theta} = \frac{1}{1-0,148} = 1,17$ άρα ο συνδυασμός για το σεισμό σχεδιασμού προσαυξάνεται με το συντελεστή 1,17 και έχουμε τελικά: G+0,3Q+1,17E<sub>y</sub>. 🔀 Deformed Shape (Iba) - Mode 18; Factor 26,89574



Σχήμα 5.6: Κυρίαρχη ιδιομορφή λυγισμού για την διεύθυνση Υ

Τα προσαυξημένα εντατικά μεγέθη φαίνονται στο διάγραμμα παρακάτω:

Σχήμα 5.7: Διάγραμμα προσαυξημένων αξονικών δυνάμεων λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση Υ λόγω φαινομένων δεύτερης τάξης (σε kN)

#### 5.1.3 Περιορισμός βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών εξασφαλίζεται με τον περιορισμό της σχετικής μετακίνησης των ορόφων για έναν σεισμό μικρότερο από το σεισμό σχεδιασμού, με σημαντικά μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης. Τα αποτελέσματα φαίνονται στον

Όροφοι	de (cm)	ds (cm)	$d_r$ (cm)	Έλεγχος περιορισμού βλαβών (κατά Υ)		
6	5,06	20,24	2,8	$\max d_r =$	3,76	cm
5	4,36	17,44	3,36	$\mathbf{v} =$	0,5	
4	3,52	14,08	3,28	h=	400	cm
3	2,7	10,8	3,76		άρα τε	λικά
2	1,76	7,04	3,48	$d_r \cdot \mathbf{v} \leq$		0,0075 * h
1	0,89	3,56	3,56	1,88	≤	3

Πίνακας 5.2: "Ελεγχος περιορισμού βλαβών

## 5.2 Έλεγχος διαγώνιων συνδέσμων

Οι διατομές επιλέχθηκαν έπειτα από επαναληπτική διαδικασία ούτως ώστε να ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι που αναφέρονται στον ΕC8 για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Στο Σχήμα 5.8 απεικονίζεται ο φορέας με τις διατομές που έχουν επιλεχθεί και στον Πίνακας 5.3 παρουσιάζονται οι διατομές και η εφελκυστική τους αντοχή.



Σχήμα 5.8: Διατομές κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας
Όροφος	Διατομή	$f_y$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$A(cm^2)$	N <sub>pl,Rd</sub> (kN)
6	CHS88,9x3,2	35,50	8,62	306,01
5	CHS88,9x4	35,50	10,70	379,85
4	RHS120x80x4	35,50	15,20	539,60
3	RHS120x80x4	35,50	15,20	539,60
2	RHS120x80x5	35,50	18,70	663,85
1	RHS120x80x5	35,50	18,70	663,85

Πίνακας 5.3: Διατομές διαγώνιων συνδέσμων ανά όροφο και η αντίστοιχη αντοχή σε διαρροή.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8, οι διαγώνιοι σύνδεσμοι που βρίσκονται υπό θλίψη αγνοούνται κατά τον σχεδιασμό. Για να εξασφαλιστεί ότι οι οι εφελκυόμενοι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο πρέπει η λυγηρότητά τους να είναι  $1,3 \leq \overline{\lambda} \ \lambda \leq 2,0$ .

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους, με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού τους να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου:  $L_{cr}=0.5 \cdot L_{diag}=0.5 \cdot 8.944=4.47 m$ 

 $L_{cr} = 0,5^{\circ}L_{diag} = 0,5^{\circ}0,944 = 4,47111$ 

Όροφος	Διατομή	$\lambda_1$	$L_{cr}$ (m)	$i_z$ (cm)	$\overline{\lambda}$	$1,3 \le \overline{\lambda} \le 2,0$
6	CHS88,9x3,2	76,41	4,47	3,03	1,93	✓ 1,3 ≤ 1,93 ≤2,0
5	CHS88,9x4	76,41	4,47	3	1,95	✓ 1,3 ≤ 1,95 ≤2,0
4	RHS120x80x4	76,41	4,47	3,25	1,80	✓ 1,3 ≤ 1,80 ≤2,0
3	RHS120x80x4	76,41	4,47	3,25	1,80	✓ 1,3 ≤ 1,80 ≤2,0
2	RHS120x80x5	76,41	4,47	3,21	1,82	✓ 1,3 ≤ 1,82 ≤2,0
1	RHS120x80x5	76,41	4,47	3,21	1,82	✓ 1,3 ≤ 1,80 ≤2,0

Πίνακας 5.4: Έλεγχος λυγηρότητας

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, μαζί με την προσαύξηση από τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγωνίους:

Πίνακας 5.5: Έλεγχος διαγώνιων συνδέσμων σε εφελκυσμό

Όροφος	Διατομή	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,0$	$arOmega_i$
6	CHS88,9x3,2	306,01	153,70	0,50	1,99
5	CHS88,9x4	379,85	227,30	0,60	1,67
4	RHS120x80x4	539,60	297,12	0,55	1,82
3	RHS120x80x4	539,60	329,12	0,61	1,64
2	RHS120x80x5	663,85	385,81	0,58	1,72
1	RHS120x80x5	663,85	406,05	0,61	1,63

Για να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του πλαισίου πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής κατά περισσότερο από 25%:

 $\Omega i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  η υπεραντοχή της κάθε διαγωνίου όπως προκύπτει από τον Πίνακας 5.5.

Eínai  $\frac{\Omega \max - \Omega \min}{\Omega \min} = \frac{1,99 - 1,63}{1,63} = 0,22 \le 0,25$  ikanopoieítai.

#### 5.3 Έλεγχος υποστυλωμάτων και δοκών

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα πρέπει να ελέγχονται με προσαυξημένες αξονικές δυνάμεις:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \le N_{pl,Rd}(M_{Ed})$$

Οι δοκοί δεν επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας.

Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε κάμψη και θλίψη, όπου τα σεισμικά μεγέθη κατά y προσαυξάνονται κατά 1,1·γ<sub>ον</sub>·Ω<sub>min</sub>=1,1·1,25·1,63=2,24. Επομένως ο σεισμικός συνδυασμός για τα εντατικά μεγέθη είναι: G+0,3·Q+2,24·1,17·E<sub>y</sub>+0,3·E<sub>x</sub>. Οι έλεγχοι γίνονται από το πρόγραμμα και όλα τα υποστυλώματα επαρκούν σε θλίψη και κάμψη.

## 6 Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover)

#### 6.1 Εισαγωγή

Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι απαραίτητη η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της. Η καμπύλη ικανότητας εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ επιβαλλόμενου φορτίου και απόκρισης της κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα, υπολογίζεται επιβάλλοντας στατικά, σταδιακά αυξανόμενο οριζόντιο φορτίο στη μάζα της κατασκευής υπολογίζοντας την αντίστοιχη απόκριση (π.χ. μετακίνηση του κέντρου μάζας του ανώτερου ορόφου, σχετική μετακίνηση του ανώτερου ορόφου), λαμβάνοντας ταυτόχρονα υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει σε κάθε βήμα (μεθοδολογία Pushover).

#### 6.2 Προσομοίωση σύνδεσης INERD για μη γραμμικά ελατήρια

Το δομικό μοντέλο των γραμμικών ελατηρίων που χρησιμοποιήθηκε για την ελαστική ανάλυση επεκτείνεται ώστε να συμπεριλάβει την απόκριση των δομικών στοιχείων πέρα από την ελαστική περιοχή, να εκτιμήσει τους αναμενόμενους πλαστικούς μηχανισμούς και την κατανομή των βλαβών μέσω της στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Επειδή τα όλκιμα στοιχεία είναι οι συνδέσεις INERD με πείρο, τα γραμμικά ελατήρια μηδενικού μήκους που αναφέρθηκαν στη παράγραφο §4.6, αντικαταστίθενται από μη γραμμικά ελατήρια, των οποίων οι ιδιότητες και νόμος υλικού (Σχήμα 2.5) παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω, για το καθένα ξεχωριστά. Στην καμπύλη Ρ-δ<sub>pl</sub> καθορίζονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας, Άμεση Χρήση (IO), Προστασία Ζωής (LS) και Οιονεί Κατάρρευση (CP). [15]

Στο πρόγραμμα, η προσομοίωση των μη γραμμικών ελατηρίων έγινε με link properties, με link/support type →MultiLinear Plastic [20]. Το μήκος των αξονικών ελατηρίων ορίζεται σε 0,1m, και εφαρμόζεται ένα link σε κάθε άκρο των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας. Θεωρείται ως μη γραμμικός (NonLinear) ο μεταφορικός βαθμός ελευθερίας  $U_1$  (αφού ο όρος της αξονικής παραμόρφωσης/αντίσταση της σύνδεσης θεωρείται ένα διάνυσμα παράλληλο στον άξονα του διαγώνιου συνδέσμου) στα directional properties, ενώ οι υπόλοιποι βαθμοί ελευθερίας ορίζονται ως πακτωμένοι (Fixed). Στα directional properties για τον βαθμό ελευθερίας  $U_1$  ορίζεται ο νόμος του υλικού στον πίνακα «Multi-Linear Force-Deformation Definition» (παρουσιάζονται παρακάτω για κάθε INERD), η δυσκαμψία (effective stiffness) του συνδέσμου INERD που έχει υπολογιστεί για την γραμμική ανάλυση (Πίνακας 6.1) και η απόσβεση 5%.

	Kpin	
6ος	43338,68	kN/m
5ος	86731,36	kN/m
4ος	120176,80	kN/m
3ος	126664,12	kN/m
2ος	186074,43	kN/m
1ος	246989,90	kN/m

Πίνακας 6.1: Δυσκαμψία ελατηρίων

Τα δεδομένα που παρατίθενται αναφέρονται στην απόκριση της σύνδεσης τόσο σε θλίψη όσο και σε εφελκυσμό, καθώς οι γεωμετρικές απαιτήσεις του Πίνακας 2.2 ικανοποιούνται.

6ος όροφος									
Σημείο	P	(kN)	$\delta_{ m pl}$	( <b>m</b> )					
Α	0 0,000		0	0					
В	Pyd	91,071	0	0					
С	Pud	299,155	0,5*h	0,015					
D	Pud	299,155	а	0,07					
Ε	0,5Pud	149,577	а	0,07					
F	0,5Pud	149,577	1,5*a	0,105					
	κριτήρι	α αποδοχής	$(\delta_{pl})$						
	ΙΟ		0,25*h	0,0075					
	LS		0,6*h	0,018					
	СР		0,8*a	0,056					

Πίνακας 6.2: Ιδιότητες μη γραμμικών ελατηρίων 600 ορόφου



Σχήμα 6.1: Διάγραμμα Ρ-δ μη γραμμικών ελατηρίων 6<sup>ου</sup> ορόφου

5ος όροφος								
Σημείο	P	(kN)	$\delta_{\rm pl}$	( <b>m</b> )				
Α	0 0,000		0	0				
В	Pyd	152,074	0	0				
С	Pud	441,670	0,5*h	0,02				
D	Pud	441,670	a	0,0775				
Ε	0,5Pud	220,835	а	0,0775				
F	0,5Pud	220,835	1,5*a	0,11625				
	κριτήρι	α αποδοχής (	δ <sub>pl</sub> )					
	ΙΟ		0,25*h	0,01				
	LS		0,6*h	0,024				
	СР		0,8*a	0,062				

Πίνακας 6.3: Ιδιότητες μη γραμμικών ελατηρίων  $5^{\rm ou}$ ορόφου



Σχήμα 6.2: Διάγραμμα Ρ-δ μη γραμμικών ελατηρίων 5° ορόφου

4ος όροφος								
Σημείο	<b>P</b> (1	kN)	δ <sub>pl</sub> (m)					
Α	0	0,000	0	0				
В	Pyd	194,198	0	0				
С	Pud	542,889	0,5*h	0,0200				
D	Pud	542,889	а	0,0675				
Ε	0,5Pud	271,444	а	0,0675				
F	0,5Pud	271,444	1,5*a	0,10125				
	κριτή	ρια αποδο	χής (δ <sub>pl</sub> )					
	ΙΟ		0,25*h	0,01				
	LS	0,6*h	0,024					
	СР		0,8*a	0,054				

Πίνακας 6.4: Ιδιότητες μη γραμμικών ελατηρίων 4°<br/>υ ορόφου



Σχήμα 6.3: Διάγραμμα Ρ-δ μη γραμμικών ελατηρίων 400 ορόφου

3ος όροφος								
Σημείο	P	(kN)	$\delta_{pl}$ (m)					
Α	0	0,000	0	0				
В	Pyd	240,697	0	0				
С	Pud	648,698	0,5*h	0,0225				
D	Pud	648,698	а	0,068				
Ε	0,5Pud	324,349	а	0,068				
F	0,5Pud	324,349	1,5*a	0,102				
	κριτήρι	α αποδοχής	$(\delta_{pl})$					
	ΙΟ		0,25*h	0,01125				
	LS		0,6*h	0,027				
	СР		0,8*a	0,0544				

Πίνακας 6.5: Ιδιότητες μη γραμμικών ελατηρίων 3°<br/>υ ορόφου



Σχήμα 6.4: Διάγραμμα Ρ-δ μη γραμμικών ελατηρίων 3<sup>ου</sup> ορόφου

2ος όροφος								
Σημείο	P	(kN)	$\delta_{pl}$	( <b>m</b> )				
Α	0	0,000	0	0				
В	Pyd	325,922	0	0				
С	Pud	853,339	0,5*h	0,025				
D	Pud	853,339	а	0,07				
Ε	0,5Pud	426,670	а	0,07				
F	0,5Pud	426,670	1,5*a	0,105				
	κριτήρι	α αποδοχής (	δ <sub>pl</sub> )					
	ΙΟ		0,25*h	0,0125				
	LS		0,6*h	0,03				
	СР		0,8*a	0,056				

Πίνακας 6.6: Ιδιότητες μη γραμμικών ελατηρίω<br/>ν $2^{\rm ou}$ ορόφου



Σχήμα 6.5: Διάγραμμα Ρ-δ μη γραμμικών ελατηρίων 2°υ ορόφου

1ος όροφος								
Σημείο	<b>P</b> (1	kN)	$\delta_{\rm pl}$ (m)					
Α	0	0,000	0	0				
В	Pyd	405,514	0	0				
С	Pud	1025,045	0,5*h	0,0275				
D	Pud	1025,045	а	0,071				
Ε	0,5Pud	512,523	а	0,071				
F	0,5Pud	512,523	1,5*a	0,1065				
	κριτή	ρια αποδο	χής (δ <sub>pl</sub> )					
	ΙΟ		0,25*h	0,01375				
	LS		0,6*h	0,033				
	СР		0,8*a	0,0568				

Πίνακας 6.7: Ιδιότητες μη γραμμικών ελατηρίων 1°υ ορόφου



Σχήμα 6.6: Διάγραμμα P-δ μη γραμμικών ελατηρίων 1°<br/>υ ορόφου

#### 6.3 Εκτίμηση μη γραμμικής συμπεριφοράς

Η ανάλυση έγινε και για τις δύο διευθύνσεις. Για την διεύθυνση Χ, εφαρμόστηκαν πλαστικές αρθρώσεις στις κρίσιμες διατομές, δηλαδή στα άκρα των δοκών και στη βάση των υποστυλωμάτων. Από το πρόγραμμα εξήχθησαν οι καμπύλες ικανότητας Ρ-δ για τα τρία διαφορετικά πλαίσια (πλαίσιο με συνδέσεις INERD, πλαίσιο ροπής και πλαίσιο με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας) ούτως ώστε να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα. Τέλος έγινε μία εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q για τα πλαίσια με τις συνδέσεις INERD.

Αρχικά, θα πρέπει να επιλεγεί μια κατανομή φορτίων, που ασκούνται στους κόμβους του φορέα. Για τις αναλύσεις που γίνονται επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί η κατανομή δυνάμεων που βασίζεται στην πρώτη ιδιομορφή, που αντιστοιχεί στη διεύθυνση που εξετάζεται. Με δεδομένη την κατανομή φορτίων, επιλέγεται ο κόμβος αναφοράς, η αύξηση της μετακίνησης σε κάθε βήμα και το σύνολο των βημάτων που θέλουμε να εκτελεστούν συνολικά. Στη μέθοδο Pushover γίνεται έλεγγος μετακινήσεων (displacement control) προκειμένου να παραχθεί η καμπύλη ικανότητας, γιατί αν γινόταν έλεγχος δυνάμεων δε θα μπορούσαμε να καταγράψουμε πτωτικό κλάδο στο διάγραμμα της καμπύλης ικανότητας. Ο αλγόριθμος αναλαμβάνει τότε σε κάθε βήμα να βρει ένα φορτικό συντελεστή λ, ο οποίος όταν πολλαπλασιαστεί με τις δυνάμεις αναφοράς που έχουμε δώσει στην αρχή της ανάλυσης, δίνει μετακίνηση του σημείου αναφοράς στον βαθμό ελευθερίας που επιλέγουμε ίση με τη στοχευόμενη μετακίνηση του βήματος αυτού. Έτσι λοιπόν, για την διεύθυνση Χ επιλέγεται η πρώτη ιδιομορφή ενώ για την Υ η δεύτερη, και ο κόμβος αναφοράς ορίζεται στον κόμβο 7 της οροφής, με στοχευόμενη μετακίνηση 0,7m. Στην ανάλυση συμπεριλήφθηκαν τα φαινόμενα Ρ-Δ για την μη γραμμικότητα της γεωμετρίας. Στον Πίνακας 6.8 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα που εξήγθησαν από το πρόγραμμα.

#### 6.3.1 Καμπύλη ικανότητας στην διεύθυνση Υ

Η στατική ανελαστική ανάλυση πραγματοποιήθηκε μέχρι ότου η μετακίνηση της κορυφής να φτάσει τα 0,63m, όπου μετέπειτα η κατασκευή έχασε την καθολική της ευστάθεια και η μέθοδος δεν μπορούσε να συγκλίνει.

Στο Σχήμα 6.7 παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας για την Υ διεύθυνση του κτιρίου με τις συνδέσεις INERD. Από το τρι-γραμμικό σχήμα της Pushover καμπύλης φαίνεται ότι τα πλαίσια σε αυτή την διεύθυνση υπακούουν στη τρι-γραμμική καμπύλη που έχει οριστεί για τις συνδέσεις-ελατήρια.

Η κατασκευή ξεκινάει να χάνει την αρχική της δυσκαμψία, λίγο μετά την διαρροή της πρώτης σύνδεσης INERD (διαρροή στο στάδιο Ι), όπως φαίνεται και στο σχήμα. Στην συνέχεια, αφού διαρρεύσουν και οι υπόλοιπες συνδέσεις, το κτίριο χάνει ξανά την εναπομένουσα δυσκαμψία του όταν η πρώτη σύνδεση φτάσει στο σημείο C, δηλαδή στο σημείο που ο πρώτος πείρος αναπτύσσει την οριακή του αντοχή P<sub>u,Rd</sub> οπότε έχουν ανοίξει 4 πλαστικές αρθρώσεις στον πείρο και δεν μπορεί να παραλάβει άλλη δύναμη. Τελικά, αφού διαδοχικά οι συνδέσεις φτάσουν την οριακή τους αντοχή, η κατασκευή έχει χάσει πλήρως την δυσκαμψίας, δεν μπορεί να παραλάβει άλλο φορτίο, όμως οι παραμορφώσεις συνεχίζουν να αυξάνονται λόγω της μεγάλης πλαστιμότητας. Η πρώτη διαρροή σύνδεσης INERD (ταυτόχρονα και για τα δύο ακριανά πλαίσια) γίνεται στο βήμα 722 όπου το πρώτο link φτάσει στο σημείο C. (Σχήμα 2.5)



Σχήμα 6.7: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής στην διεύθυνση Υ

Από τον Πίνακας 6.8: Αναλυτικά αποτελέσματα συνδέσεων INERD από τη μη γραμμική στατική ανάλυση, καταλήγουμε σε κάποια συμπεράσματα για την απόκριση των ελατηρίων από την ανάλυση Pushover. Σε κάθε στήλη του πίνακα αυτού παρουσιάζονται για κάθε ελατήριο κάθε ορόφου, η δύναμη και η αξονική παραμόρφωση των ελατηρίων στο τελευταίο βήμα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, στο σημείο Β (διαρροή), στο σημείο C (αστοχία) και στις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας, καθώς και το βήμα που το κάθε ελατήριο έφτασε την χαρακτηριστική παραμόρφωση όπως είχαν οριστεί από τα διαγράμματα με το νόμο υλικού για τα μη γραμμικά ελατήρια. (Σχήμα 6.1-Σχήμα 6.6) [15]

Αρχικά, παρατηρείται ότι η σύνδεση INERD του 4<sup>ου</sup> ορόφου (link 19), η οποία ανήκει στο κάτω άκρο του θλιβόμενου συνδέσμου δυσκαμψίας είναι αυτή που διαρρέει και αστοχεί πρώτη. Για την συγκεκριμένη σύνδεση πείρου, η απόσταση μεταξύ εσωτερικών και εξωτερικών πλακών είναι a=67,5mm, τιμή ίδια με την αξονική παραμόρφωση της σύνδεσης αυτής στο τελευταίο βήμα (1527) της ανάλυσης Pushover.

Όλες οι συνδέσεις φτάνουν τη πρώτη τους διαρροή σε σχετικά μικρό αριθμό βημάτων, καθώς επίσης όλα τα ελατήρια φτάνουν στη στάθμη επιτελεστικότητας Άμεση Χρήση.

Όσο αφορά την αστοχία, παρατηρείται ότι ο πρώτος όροφος δεν φτάνει ποτέ την οριακή του αντοχή  $P_{u,Rd}$ . Συγκεκριμένα, η σύνδεση αναπτύσσει δύναμη 839,7kN, αντί της  $P_{u,Rd}$ =1025kN, αφού δεν προλαβαίνει το ελατήριο να φτάσει την αστοχία (σημείο C), λόγω του ότι το ελατήριο του 4<sup>ου</sup> ορόφου έχει ήδη αστοχήσει και έτσι τερματίζει η ανάλυση.

Την στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση καταφέρνουν να προσεγγίσουν μόνο οι συνδέσεις του 3<sup>ου</sup> και 4<sup>ου</sup> ορόφου, ενώ οι υπόλοιπες πλην του 1<sup>ου</sup> ορόφου φτάνουν μέχρι και την στάθμη της Προστασίας Ζωής.

		last step	: 1527	σημεία	ο Β (διαρρ	ιοή)	Immed	iate Occupa	nsy	P <sub>u.Rd</sub>		σημείο C			Life Safety		Collap	se Preven	tion
	LINKS	F (KN)	d (m)	P <sub>y</sub> (KN)	δy (m)	step	F	δpl=0,25*h	step	(KN)	P <sub>u,Rd</sub>	d = 0,5*h	step	F	δpl=0,6*h	step	F	δ <sub>pi</sub> =0,8*a	step
	1	-301,17738	-0,02509	91,04	0,00204	130	-178,83	0,0075	470	299,16	-299,08	-0,015	1323	-299,1	0,018	1392		0,056	-
600	2	301,98015	0,02909	91,04	0,00204	133	178,69	0,0075	472	299,16	299,151	0,015	1266	299,2	0,018	1300		0,056	-
ους	3	-302,35225	-0,03094	91,04	0,00204	127	-178,74	0,0075	466	299,16	-299,08	-0,015	1255	-299,1	0,018	1296		0,056	-
	4	301,51607	0,02678	91,04	0,00204	134	178,6	0,0075	474	299,16	299,08	0,015	1288	299,1	0,018	1355		0,056	-
	13	-444,79894	-0,0416	152	0,00164	111	-284,2	0,01	445	441,67	-441,59	0,02	1010	-441,6	0,024	1109		0,062	-
Fac	14	445,57888	0,04698	152	0,00164	115	283,95	0,01	449	441,67	441,67	0,02	932	441,7	0,024	983		0,062	-
σος	15	-445,88339	-0,04908	152	0,00164	109	-284,16	0,01	442	441,67	-441,67	0,02	925	-441,7	0,024	975		0,062	-
	16	445,05307	0,04335	152	0,00164	116	284	0,01	451	441,67	441,59	0,02	968	441,6	0,024	1067		0,062	-
	17	-548,77368	-0,05931	194	0,00149	<i>9</i> 9	-354,49	0,01	357	542,89	-542,80	0,02	788	-542,8	0,024	855	-547,98	0,054	1403
4	18	549,71963	0,06563	194	0,00149	106	354,63	0,01	364	542,89	542,90	0,02	729	542,9	0,024	761	547,98	0,054	1254
40ς	19	-550	-0,0675	194	0,00149	<u>98</u>	-354,63	0,01	355	542,89	-542,89	0,02	722	-542,9	0,024	757	-547,98	0,054	1214
	20	548,97506	0,06065	194	0,00149	106	354,82	0,01	366	542,89	542,80	0,02	765	542,8	0,024	833	547,98	0,054	1368
	21	-657,00114	-0,05592	241	0,00178	107	-427	0,01125	383	648,70	-648,00	0,0225	794	-648	0,027	866	-656,6	0,0544	1473
200	22	658,19097	0,06072	241	0,00178	115	427,33	0,01125	390	648,70	648,54	0,0225	754	648,5	0,027	792	656,62	0,0544	1308
305	23	-658,47537	-0,06186	241	0,00178	105	-426	0,01125	380	648,70	-648,67	0,0225	747	-648,7	0,027	785	-656,6	0,0544	1271
	24	657,139	0,05648	241	0,00178	115	427	0,01125	392	648,70	648,61	0,0225	786	648,6	0,027	858	656,62	0,0544	1454
	25	-853,78199	-0,02799	326	0,00164	148	-571,25	0,0125	512	853,34	-853,22	0,025	1270	-853,2	0,03	-		0,056	-
200	26	855,25929	0,03797	326	0,00164	168	570,21	0,0125	520	853,34	853,25	0,025	1129	853,3	0,03	1200		0,056	-
205	27	-855,44878	-0,03925	326	0,00164	145	-571,5	0,0125	510	853,34	-853,28	0,025	1108	-853,3	0,03	1189		0,056	-
	28	853,86127	0,02853	326	0,00164	170	571,3	0,0125	523	853,34	853,24	0,025	1253	853,2	0,03	-		0,056	-
	29	-837,97873	-0,01966	406	0,00154	216	-697,47	0,01375	641	1025,05	-	0,0275	-		0,033	-		0,0568	-
100	30	829,74456	0,01931	406	0,00154	254	697,28	0,01375	652	1025,05	-	0,0275	-	-	0,033	-		0,0568	-
105	31	-839,71748	-0,01973	406	0,00154	214	-697,01	0,01375	638	1025,05	-	0,0275	-	-	0,033	-		0,0568	-
	32	828,09067	0,01924	406	0,00154	256	697,089	0,01375	654	1025,05	-	0,0275	-	-	0,033	-		0,0568	-
			minSTEP			98			355				722			757			1214

Πίνακας 6.8: Αναλυτικά αποτελέσματα συνδέσεων INERD από τη μη γραμμική στατική ανάλυση

Στο παρακάτω Σχήμα 6.8 απεικονίζεται η καμπύλη ικανότητας μαζί με τις στάθμες επιτελεστικότητας Άμεση Χρήση (Immediate Occupansy), Προστασία Ζωής (Life Safety) και Οιονεί Κατάρρευση (Collapse Prevention). Θεωρείται ότι η κατασκευή έχει φτάσει την εκάστοτε στάθμη επιτελεστικότητας, όταν η πρώτη σύνδεση πείρου INERD (και για τα δύο εξωτερικά πλαίσια) έχει φτάσει στις στάθμες επιτελεστικότητας, σύμφωνα με τα στοιχεία του Πίνακας 6.8.

Πίνακας 6.9: Σημαντικά σημεία για την καμπύλη ικανότητας στη διεύθυνση Υ

Co	Collapse Prevention			Immediate Occupancy				Life Sa		
V=	2589,43	kN		V=	1603,72	kN		V=	2470,85	k
d=	0,50018	m		d=	0,14626	m		d=	0,3119	m
step:	1214			step:	355			step:	757	

1st yield						
V=	849,19	kN				
d=	0,0404	m				
step:	98					

Performance Point						
V=	2146,9	KN				
d=	0,247	m				

Το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής προκύπτει ως το σημείο τομής του φάσματος ικανότητας της κατασκευής (το φάσμα ικανότητας προκύπτει από μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε μορφή ADRS, Σχήμα 6.9) και του ανελαστικού φάσματος (επίσης σε μορφή ADRS) για την αντίστοιχη πλαστιμότητα που έχει οριστεί. Παρατηρείται ότι το σημείο επιτελεστικότητας βρίσκεται ανάμεσα στις στάθμες Άμεση Χρήση και Προστασία Ζωής, και συγκεκριμένα μεταξύ των βημάτων 599 και 600.



Σχήμα 6.8: Καμπύλη ικανότητας πλαισίου με συνδέσεις INERD με στάθμες επιτελεστικότητας



Σχήμα 6.9: Διάγραμμα φάσματος ικανότητας από το SAP2000

#### 6.3.2 Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q

Για τον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς ακολουθήθηκε η διαδικασία που περιγράφεται στους κανονισμούς [13]. Προτείνεται η εκτίμηση του συντελεστή μέσω του γινομένου της πλαστιμότητας  $q_{\mu}$  και της υπεραντοχής  $\Omega$ .

$$q = q_{\mu} \cdot \Omega \tag{6.1}$$

Λαμβάνοτας υπόψη ότι οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής είναι πάνω από  $T_c=0,60$ sec, μπορεί να εφαρμοσθεί ο «κανόνας των ίσων μετακινήσεων». Επομένως, η πλαστιμότητα ορίζεται ως το πηλίκο μεταξύ της μετακίνησης δ<sub>LS</sub> προς τη μετακίνηση δ<sub>el</sub> όπως φαίνεται στην εξίσωση (6.2). Ως δ<sub>LS</sub> ορίζεται η πραγματική μετακίνηση της οροφής του κτιρίου όταν η σύνδεση πείρου φτάσει την αξονική παραμόρφωση για στάθμη επιτελεστικότητας Προστασίας Ζωής, ενώ δ<sub>el</sub> είναι η μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού μοντέλου για τέμνουσα βάσης V<sub>LS</sub>.

$$q_{\mu} = \frac{\delta_{LS}}{\delta_{el}} \tag{6.2}$$

Η υπεραντοχή Ω είναι το πηλίκο μεταξύ  $V_{LS}$  προς  $V_y$ , όπου  $V_{LS}$  είναι η τέμνουσα βάσης του κτιρίου για την αντίστοιχη μετακίνηση  $\delta_{LS}$  και  $V_y$  είναι η δύναμη διαρροής της κατασκευής, όπως φαίνεται αναλυτικά στο Σχήμα 6.10.



Σχήμα 6.10: Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς μέσω της καμπύλης ικανότητας

Όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 6.11, για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» (δηλαδή όταν η πρώτη σύνδεση πείρου, φτάσει τη στάθμη επιτελεστικότητας Life Safety, το οποίο συμβαίνει στο βήμα 757 για το link19) η μετακίνηση οροφής του κτιρίου είναι δ<sub>LS</sub>=0,312m και η τέμνουσα βάσης V<sub>LS</sub>=2470,85KN. Η τέμνουσα βάσης στο σημείο διαρροής είναι V<sub>y</sub>=849,194KN, και για τέμνουσα βάσης ίση με V<sub>LS</sub> στην αντίστοιχη ελαστική καμπύλη η μετακίνηση προκύπτει δ<sub>el</sub>=0,117m.



Σχήμα 6.11: Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς για τα πλαίσια με συνδέσεις INERD

Επομένως ο συντελεστής συμπεριφοράς προκύπτει από τον Πίνακας 6.10 ίσος με q=7,72, τιμή αρκετά μεγαλύτερη από το q=3 που είχαμε υποθέσει αρχικά για Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση.

$\delta_{LS}(m)$	$\delta_{el}(m)$	$q_{\mu}$	$V_{LS}(kN)$	V <sub>y</sub> (kN)	Ω	q
0,312	0,117	2,65	2470,85	849,19	2,91	7,72

Πίνακας 6.10: Εκτιμώμενος συντελεστής συμπεριφοράς

#### 6.3.3 Συμπεράσματα

Παρακάτω παρατίθενται οι καμπύλες ικανότητας για την διεύθυνση X όπου υπάρχουν τα πλαίσια ροπής και για τα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας που υπολογίστηκαν στο Κεφάλαιο 5.



Σχήμα 6.12: Καμπύλη ικανότητας για τα πλαίσια ροπής



Σχήμα 6.13: Απεικόνιση πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα για τα πλαίσια ροπής



Σχήμα 6.14: Καμπύλη ικανότητας για τα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας

Στη συνέχεια, στο Σχήμα 6.15 παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας για την Υ διεύθυνση με συνδέσμους δυσκαμψίας με και χωρίς συνδέσεις πείρου INERD, καθώς επίσης στο Σχήμα 6.16 έχουμε καμπύλες ικανότητας, όπου η τέμνουσα βάσης για κάθε σύστημα απορρόφησης ενέργειας αντιστοιχεί στην τέμνουσα βάσης/ανά πλαίσιο για τα τρία είδη πλαισίων MRF, CBF, INERD.



Σχήμα 6.15: Καμπύλες ικανότητας για τα πλαίσια με και χωρίς συνδέσεις INERD



Σχήμα 6.16: Καμπύλες ικανότητας INERD, CBF, MRF ανά πλαίσιο

Από τα παραπάνω διαγράμματα εξάγουμε τα ακόλουθα συμπεράσματα:

Τα πλαίσια με κλασσικούς συνδέσμους δυσκαμψίας είναι πιο δύσκαμπτα από τα πλαίσια με συνδέσεις INERD με πείρο, καθώς επίσης τα πλαίσια με συνδέσεις INERD είναι πιο δύσκαμπτα από τα μεταθετά πλαίσια ροπής, όπως φαίνεται και στα παραπάνω διαγράμματα. Μετά τον λυγισμό των θλιβόμενων διαγωνίων, το πλαίσιο με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας χάνει απότομα την ευστάθεια του. Επίσης όσο αφορά την δυσκαμψία των πλαισίων, Στον Πίνακα 6.11 παρουσιάζονται τα drift κάθε ορόφου, όπου γίνεται εμφανές ότι οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων για το σύστημα των πλαισίων με συνδέσεις INERD είναι μικρότερες από αυτές των πλαισίων ροπής και μεγαλύτερες από τα κλασσικά πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας.

όροφος	drift (%) (CBF, q=4)	drift (%) (INERD, q=3)	drift (%) (MRF, q=4)
6 <sup>0ς</sup>	0,7	1,065	0,71
5 <sup>0ς</sup>	0,84	1,065	1,13
4 <sup>0ς</sup>	0,82	1,0575	1,42
3ος	0,94	1,0575	1,48
2° <sup>5</sup>	0,87	0,8925	1,48
1ος	0,89	0,72	0,92

Πίνακας 6.11: Drift (%) ορόφων για τις σεισμικές δράσεις (προσαυξημένες για τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης) για τα τρία συστήματα απορρόφησης ενέργειας

 Η πλευρική αντοχή των πλαισίων με συνδέσεις INERD είναι μικρότερη σε σχέση με τα κλασσικά πλαίσια (CBF) και τα πλαίσια ροπής (MRF). Το γεγονός αυτό δικαιολογείται στο ότι η οριακή αντοχή των πείρων P<sub>u,Rd</sub> περιορίζεται από την αντοχή σε λυγισμό των θλιβόμενων διαγωνίων. Επομένως, οι σύνδεσμοι με συνδέσεις INERD μπορούν να αντισταθούν σε μικρότερη τέμνουσα βάσης από την αντίστοιχη εφελκυόμενη και θλιβόμενη διαγώνιο.

- Όσο αφορά την απορρόφηση σεισμικής ενέργειας παρατηρούμε ότι η καμπύλη ικανότητας για τις συνδέσεις INERD με πείρο βρίσκεται ανάμεσα στα άλλα δύο συστήματα. Επομένως, τα πλαίσια με συνδέσεις INERD δείχνουν σημαντική πλαστιμότητα σε σύγκριση με τα αντίστοιχα CBF, λόγω της ικανότητας των πλάστιμων συνδέσεων να παραλαμβάνουν μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς πτώση της αντοχής τους, και χωρίς να λυγίζουν οι θλιβόμενες διαγώνιοι.
- Λόγω της απαίτησης οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας να προστατεύονται από λυγισμό στα πλαίσια με συνδέσεις INERD, απαιτήθηκαν αρκετά μεγαλύτερες διατομές για τους χιαστί συνδέσμους. Το βάρος του χάλυβα για το κτίριο με συνδέσεις INERD (μεταλλικός σκελετός και ίδιο βάρος πείρων) υπολογίστηκε ίσο με 47,93kg/m<sup>2</sup>, ενώ για το κτίριο με κλασσικούς συνδέσμους δυσκαμψίας ίσο με 47,37kg/m<sup>2</sup>.
- Επιπλέον, για τα πλαίσια με συνδέσεις INERD απαιτήθηκαν χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας μόνο στο μεσαίο φάτνωμα (Σχήμα 6.17α), ενώ για τα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (§5) για να επιτευχθεί ο έλεγχος σε θ<0,2 για τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης (με ταυτόχρονη ικανοποίηση της απαίτησης η λυγηρότητα των χιαστί να περιορίζεται σε 1,3≤ λ ≤2,0) απαιτήθηκε στο σχεδιασμό να διαμορφωθούν δύο φατνώματα με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (Σχήμα 6.17β).



(α)



(β) Σχήμα 6.17: (α) Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας και συνδέσεις INERD με πείρο (β) Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας

Εν τέλει, για τις συνδέσεις INERD εκτιμήθηκε κρίσιμη η αντοχή διαρροής τους, η οποία έκρινε και τον τελικό τους σχεδιασμό. Για τα πλαίσια ροπής, ως αρκετά εύκαμπτο σύστημα, η διαστασιολόγησή του καθορίστηκε από τον περιορισμό των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης (θ<0,2). Αντίθετα, το σύστημα κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας που υπολογίστηκε στο τέλος, λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας του, παρουσιάζεται κρίσιμο στους ελέγχους αντοχών των διατομών σε οριακή κατάσταση αστοχίας υπό σεισμική ένταση.

### 7 Βιβλιογραφία

- 1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Βάγιας Ι. (3<sup>η</sup> Έκδοση, 2010) «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Ερμόπουλος Ι. 2005. Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών & Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής. 2η Έκδοση, Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- 6. ΕΝ1990, Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού».
- ΕΝ1991-1,Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές»
- 8. ΕΝ1993-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα»
- 9. ΕΝ1994-1-1,Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
- 10. ΕΝ1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια
- 11. Θανόπουλος Π. (2006), «Αντισεισμική συμπεριφορά μεταλλικών φορέων με συστήματα απορρόφησης ενέργειας», Διδακτορική Διατριβή, ΕΜΠ, Αθήνα
- Νικολακόπουλος Α. (2017), «Σχεδιασμός Πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων με πλαίσια ροπής και συνδέσμους δυσκαμψίας», Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα
- 13. Tsarpalis P. (2017), "Design of buildings with innovative anti-seismic systems FUSEIS", Master Thesis, NTUA
- Vayas, I., Thanopoulos P., Tsarpalis P., Dimakogianni, D., Innovative anti-seismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Design Guides. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016.
- Vayas, I., Thanopoulos P., Tsarpalis P., Dimakogianni, D., Innovative anti-seismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Information Brochures. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016
- 16. Plumier, A., Doneux, C., Castiglioni, C., Brescianini, J., Crespi, A., Dell'Anna, S., Lazzarotto, L., Calado, L., Ferreira, J., Feligioni, S., Bursi, O., Ferrario, F., Sommavilla, M., Vayas, I., Thanopoulos, P. and Demarco, T. (2004). "Two Innovations for Earthquake Resistant Design The INERD Project, Final Report". Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel
- 17. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2003.
- European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, 2003
- 19. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., <u>www.csiberkeley.com</u>.

- 20. Computers and Technical Knowledgebase., Structures Inc. https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Link 21. SymDeck Designer, The ELASTRON Group, http://www.elastron.gr/en/home/

## Παράρτημα Α. Διαγράμματα εντατικών μεγεθών

Diagran	ns for Frame Object 409(composite bea	am)	×
Case Items	ENVELOPE_uls	End Length Offset (Location) Jt: 37 (LEnd: 0, m (0, m) Jt: 44 J-End: 0, m (8, m)	Display Options Scroll for Values Show Max
Resultan	t Shear		Shear V2
			111,868 KN at 8, m -111,868 KN at 0, m
Resultan	t Moment		
			Moment M3 223,7366 KN-m at 4, m 75,6567 KN-m at 4, m
Rese	t to Initial Units	Done	Units KN, m, C $\sim$

#### Α.1 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για την δευτερεύουσα δοκό

Σχήμα Α. 1: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών δοκού για τις μεσαίες διατομές 1<sup>ου</sup>,2<sup>ου</sup>,3<sup>ου</sup>,4<sup>ου</sup>,5<sup>ου</sup> ορόφου.

💢 Diagrams for Frame Object 406 (composite beamL)	×
Case       ENVELOPE_uls       End L         Items       Major (V2 and M3)       Max/Min Env       Item	Display Options       ution)     Jt: 9       ind:     0, m       (0, m)     Jt: 16       Jt: 16     0, m       (8, m)     0
Resultant Shear	Shear V2
	78,228 KN at 8, m -78,228 KN at 0, m
Resultant Moment	Moment M3
	156,4566 KN-m at 4, m 70,8567 KN-m at 4, m
Reset to Initial Units Done	Units KN, m, C $\sim$



🐹 Diagrar	ns for Frame Object 123 (composite	beam)		×
Case Items	ENVELOPE_uls Major (V2 and M3) V Max/Min Env	~	End Length Offset (Location) Jt: 248 I-End: 0, m (0, m) Jt: 239 J-End: 0, m (8, m)	Display Options Scroll for Values Show Max
Resultan	t Shear			Shear V2
				121,984 KN at 8, m -121,984 KN at 0, m
Resultan	t Moment			Moment M3
				243,9686 KN-m at 4, m 47,2567 KN-m at 4, m
Rese	t to Initial Units	Do	ne	Units KN, m, C 🗸

Σχήμα Α. 3: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών δοκού για τις μεσαίες διατομές  $6^{\rm ou}$ ορόφου

Case Items	ENVELOPE_uls ~ Major (V2 and M3) ~ Max/Min Env ~	End Length Offset (Location) Jt: 98 I-End: 0, m (0, m) Jt: 105 J-End: 0, m (8, m)	Display Options Scroll for Values Show Max
			Shear V2 72,486 KN at 8, m -72,486 KN at 0, m
Resultan	t Moment		Moment M3

Σχήμα Α. 4: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών δοκού για τις ακραίες διατομές  $6^{\rm ou}$ ορόφου

# Παράρτημα Β. Έλεγχοι κοχλιώσεων και συγκολλήσεων συνδεόμενων πλακών για τις συνδέσεις INERD

## Β.1 Υπολογισμοί

		2ος ό	ροφος	•		-
Rd	2	Ned=	1,1*γ <sub>ον</sub>	*P <sub>u,Rd</sub>	KN	
Rd	≥	Ned=	1173,34	1367	KN	
P <sub>u,Rd</sub> =	853,339176	KN				
N <sub>Ed</sub> =	1173,34137	KN				
f <sub>y</sub> =	35,5	KN/cm <sup>2</sup>				
f <sub>u</sub> =	51	KN/cm <sup>2</sup>				
γ <sub>M1</sub> =	1					
γ <sub>M2</sub> =	1,25					
πάχος εξωτερικών πλακών <b>t<sub>ext</sub> =</b>	4	cm				
πλάτος εξωτερικών πλακών <b>h<sub>ext</sub>=</b>	20	cm				
πάχος εσωτερικών πλακών <b>t<sub>int</sub>=</b>	2,5	cm				
πλάτος εσωτερικών πλακών <b>h<sub>int</sub>=</b>	20	cm				
ανοχή οπής Ø =	0,1	cm				
b (πείρου) =	6,2	cm				
h (πείρου)=	5	cm				
bo=	6,3	cm				
Εφελκυσική α	χντοχή εσω	τερικών	και εξωτερικών πλι	ακών:		
N <sub>t,ext,rd</sub> =	2012,256	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	586,6706835	KN	29,15%
N <sub>t,int,rd</sub> =	1257,66	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	586,6706835	KN	46,65%
Αντοχι	ή συγκόλλη	σης εσω	περικών πλακών:			
ελαχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκολληδης	3	mm				
μέγιστο συνιστώμενο πάχος συγκόλλησης: 0,7*t <sub>min</sub> =	17,5	mm				
πάχος συγκόλλησης a =	7	mm				
μήκος συγκόλλησης $\ell_{w}$ =	45	cm				
για S355: β <sub>w</sub> =	0,9					
N <sub>w.int.Rd</sub> =	824,46	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	586,6706835	KN	71,16%

Έλεγχος κοχλίως	Έλεγχος κοχλίωσης εξωτερικών πλακών στο πέλμα του υποστυλώματος:						
πάχος πέλματος	26	~~~					
υποστυλώματος t <sub>f</sub> =	20						
tmin = (tf; text)	2,6	cm					
Κατηγορία Κοχλίωσης Ο	: 4 κοχλίες	M30 πο	ιότητας 10.9				
f <sub>yb</sub> =	90	KN/cm <sup>2</sup>					
f <sub>ub</sub> =	100	KN/cm <sup>2</sup>					
διάμετρος κοχλιών d=	30	mm					
διάμετρος οπής κοχλιών d₀=	33	mm					
A=	707	mm <sup>2</sup>					
εμβαδόν διάτμησης κοχλιών Α <sub>s</sub> =	561	mm <sup>2</sup>					
Έλεγχοι	ς αποστάσε	ων:					
απόσταση από ελεύθερο άκρο,							
παράλληλα στη φορά της	1,2*do=	39,6	< e <sub>1</sub> = 83,85mm <	4*t <sub>min</sub> +40=	144		
δύναμης <b>e</b> 1 :							
απόσταση μεταξύ κοχλιών,							
παράλληλα στη φορά της	2,2*do=	72,6	< p <sub>1</sub> = 167,71mm <	min(14*t <sub>min</sub> ;200)	200		
δύναμης <b>p</b> 1:							
απόσταση από ελεύθερο άκρο,							
εγκάρσια στη φορά της	1,2*do=	39,6	< e <sub>2</sub> = 50 mm <	4*t <sub>min</sub> +40=	144		
δύναμης <b>e₂</b> ∶							
απόσταση μεταξύ κοχλιών,							
εγκάρσια στη φορά της	2,4*do=	79,2	< p <sub>2</sub> = 100mm <	min(14*t <sub>min</sub> ;200)	200		
δύναμης <b>p</b> 2:							
Έλεγχος κοχλία	οσης έναντι ά	ολισθηση	ις:				
αριθμός κοχλιών m=	4						
κανονικές οπές ks=	1						
γ <sub>M3</sub> =	1,1						
επιφάνειες τριβής=	1						
συντελ. Τριβής (Α) μ=	0,5						
δύναμη προέντασης κοχία <b>F<sub>p,C</sub>=</b>	392,7	KN					
αντοχή έναντι ολίσθησης <b>F<sub>s,Rd</sub>=</b>	714	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	586,6706835	KN	82,17%	
Έλεγχος κοχλίωσ	ης σε σύνθλι	ψη άντυ	γας:				
k <sub>1</sub> =	2,50						
a <sub>b</sub> =	0,85						
αριθμός κοχλιών m =	4						
F <sub>b.Rd</sub> =	2695,47831	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	586,6706835	KN	21,76%	
Έλεγχος απομειωμένης	διατομής ελ	λάσματο	ς για 2M30				
εμβαδόν απομειωμένης		2					
διατομής <b>Α<sub>net</sub>=</b>	58,35644	cm⁴					
γ <sub>м0</sub> =	1						
N <sub>net,Rd</sub> =	2071,65362	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	586,6706835	KN	28,32%	

Σχήμα Β. 1: Έλεγχος κοχλίωσης και συγκόλλησης σύνδεσης  $2^{\rm ou}$ ορόφου

		<b>3ος ό</b>	ροφος			
Rd	≥	Ned=	1,1*γ <sub>ον</sub>	*P <sub>u.Rd</sub>	KN	
Rd	≥	Ned=	891,9590907		KN	
P <sub>u.Rd</sub> =	648,697521	KN				
N <sub>Ed</sub> =	891,959091	KN				
f <sub>v</sub> =	35,5	KN/cm <sup>2</sup>				
f <sub>u</sub> =	51	KN/cm <sup>2</sup>				
γ <sub>M1</sub> =	1					
γ <sub>M2</sub> =	1,25					
πάχος εξωτερικών πλακών <b>t<sub>ext</sub> =</b>	4	cm				
πλάτος εξωτερικών πλακών <b>h<sub>ext</sub>=</b>	20	cm				
πάχος εσωτερικών πλακών <b>t</b> <sub>int</sub> =	2,7	cm				
πλάτος εσωτερικών πλακών <b>h<sub>int</sub>=</b>	20	cm				
ανοχή οπής Ø =	0,1	cm				
b (πείρου) =	5,5	cm				
h (πείρου)=	4,5	cm				
bo=	5,6	cm				
Εφελκυσική α	αντοχή εσω	τερικών	και εξωτερικών πλι	ακών:		
N <sub>t,ext,rd</sub> =	2115,072	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	445,9795453	KN	21,09%
N <sub>t,int,rd</sub> =	1427,6736	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	445,9795453	KN	31,24%
Αντοχι	ή συγκόλλη	σης εσω	περικών πλακών:			
ελαχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκολληδης	3	mm				
μέγιστο συνιστώμενο πάχος συγκόλλησης: 0,7*t <sub>min</sub> =	18,9	mm				
πάχος συγκόλλησης a =	6	mm				
μήκος συγκόλλησης $\ell_{w}$ =	45,4	cm				
για S355: β <sub>w</sub> =	0,9					
N <sub>w,int,Rd</sub> =	712,96	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	445,9795453	KN	62,55%
Έλεγχος κοχλίωσης ε	ξωτερικών	πλακών	στο πέλμα του υπο	στυλώματος:		
πάχος πέλματος υποστυλώματος t <sub>f</sub> =	26	mm				
tmin = (tf; text)	2,6	cm				
Κατηγορία Κοχλίωσης Ο	:: <mark>4 κοχλίες</mark>	M27 πο	ιότητας 10. <b>9</b>			
f <sub>yb</sub> =	90	KN/cm <sup>2</sup>				
f <sub>ub</sub> =	100	KN/cm <sup>2</sup>				
διάμετρος κοχλιών d=	27	mm				
διάμετρος οπής κοχλιών d <sub>o</sub> =	30	mm				
A=	573	mm <sup>2</sup>				
εμβαδόν διάτμησης κοχλιών Α <sub>s</sub> =	459	mm <sup>2</sup>				

Έλεγχο	ς αποστάσε	ων:				
απόσταση από ελεύθερο άκρο,						
παράλληλα στη φορά της	1,2*do=	36	< e <sub>1</sub> = 83,85mm <	4*t <sub>min</sub> +40=	144	
δύναμης <b>e</b> 1 :						
απόσταση μεταξύ κοχλιών,						
παράλληλα στη φορά της	2,2*do=	66	< p <sub>1</sub> = 167,71mm <	min(14*t <sub>min</sub> ;200)	200	
δύναμης <b>p</b> <sub>1</sub> :						
απόσταση από ελεύθερο άκρο,						
εγκάρσια στη φορά της	1,2*do=	36	< e <sub>2</sub> = 50 mm <	4*t <sub>min</sub> +40=	144	
δύναμης <b>e₂</b> ∶						
απόσταση μεταξύ κοχλιών,						
εγκάρσια στη φορά της	2,4*do=	72	< p <sub>2</sub> = 100mm <	min(14*t <sub>min</sub> ;200)	200	
δύναμης <b>p</b> ₂:						
Έλεγχος κοχλίω	σης έναντι	ολισθησ	ης:			
αριθμός κοχλιών m=	4					
κανονικές οπές ks=	1					
γ <sub>M3</sub> =	1,1					
επιφάνειες τριβής=	1					
συντελ. Τριβής (Α) μ=	0,5					
δύναμη προέντασης κοχία <b>F<sub>p,C</sub>=</b>	321,3	KN				
αντοχή έναντι ολίσθησης <b>F<sub>s,Rd</sub>=</b>	584,181818	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	445,9795453	KN	76,34%
Έλεγχος κοχλίωσι	ης σε σύν <del>θ</del> λ	ιψη άντ	υγας:			
k <sub>1</sub> =	2,50					
a <sub>b</sub> =	0,93					
αριθμός κοχλιών m =	4					
F <sub>b.Rd</sub> =	2668,52352	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	445,9795453	KN	16,71%
Έλεγχος απομειωμένης	διατομής ελ	λάσματο	ς για 2M27:			
εμβαδόν απομειωμένης	60 75644	cm <sup>2</sup>				
διατομής <b>A<sub>net</sub>=</b>	00,73044	un				
γ <sub>M0</sub> =	1					
N <sub>net,Rd</sub> =	2156,85362	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	445,9795453	KN	20,68%

Σχήμα Β. 2: Έλεγχος κοχλίωσης και συγκόλλησης σύνδεσης  $3^{\rm ou}$ ορόφου

		4ος ό	ροφος				
Rd	≥	Ned=	1,1*γ <sub>ον</sub>	*P <sub>u.Rd</sub>	KN		
Rd	≥	Ned=	746,4722114		KN		
P <sub>u.Rd</sub> =	542,888881	KN					
N <sub>Ed</sub> =	746,472211	KN					
f <sub>v</sub> =	35,5	KN/cm <sup>2</sup>					
f <sub>u</sub> =	51	KN/cm <sup>2</sup>					
γ <sub>M1</sub> =	1						
γ <sub>M2</sub> =	1,25						
πάχος εξωτερικών πλακών <b>t<sub>ext</sub> =</b>	3	cm					
πλάτος εξωτερικών πλακών <b>h<sub>ext</sub>=</b>	16	cm					
πάχος εσωτερικών πλακών <b>t</b> <sub>int</sub> =	2,5	cm					
πλάτος εσωτερικών πλακών <b>h<sub>int</sub>=</b>	16	cm					
ανοχή οπής Ø =	0,1	cm					
b (πείρου) =	5,5	cm					
h (πείρου)=	4	cm					
bo=	5,6	cm					
Εφελκυσική αντοχή εσωτερικών και εξωτερικών πλακών:							
N <sub>t,ext,rd</sub> =	1145,664	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	373,2361057	KN	32,58%	
N <sub>t,int,rd</sub> =	954,72	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	373,2361057	KN	39,09%	
Αντοχή συγκόλλησης εσωτερικών πλακών:							
ελαχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης	3	mm					
μέγιστο συνιστώμενο πάχος συγκόλλησης: 0,7*t <sub>min</sub> =	17,5	mm					
πάχος συγκόλλησης a =	6	mm					
μήκος συγκόλλησης $\ell_{w}$ =	37	cm					
για S355: β <sub>w</sub> =	0,9						
N <sub>w,int,Rd</sub> =	581,05	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	373,2361057	KN	64,24%	
Έλεγχος κοχλίωσης ε	ξωτερικών	πλακών	στο πέλμα του υπο	στυλώματος:			
πάχος πέλματος υποστυλώματος <b>HEB360</b> t <sub>f</sub> =	22,5	mm					
tmin = (tf; text)	2,25	cm					
Κατηγορία Κοχλίωσης Ο	: 4 κοχλίες	M24 πο	ιότητας 10.9				
f <sub>yb</sub> =	90	KN/cm <sup>2</sup>					
f <sub>ub</sub> =	100	KN/cm <sup>2</sup>					
διάμετρος κοχλιών d=	24	mm					
διάμετρος οπής κοχλιών d <sub>0</sub> =	26	mm					
A=	452	mm <sup>2</sup>					
εμβαδόν διάτμησης κοχλιών Α <sub>s</sub> =	353	mm <sup>2</sup>					

Έλεγχο	ς αποστάσει	uv:				
απόσταση από ελεύθερο άκρο, παράλληλα στη φορά της	1,2*do=	31,2	< e <sub>1</sub> = 83,85mm <	4*t <sub>min</sub> +40=	130	
δύναμης <b>e</b> 1 :						
απόσταση μεταξύ κοχλιών,						
παράλληλα στη φορά της	2,2*do=	57,2	< p <sub>1</sub> = 167,71mm <	min(14*t <sub>min</sub> ;200)	200	
δύναμης <b>p</b> 1:						
απόσταση από ελεύθερο άκρο,						
εγκάρσια στη φορά της	1,2*do=	31,2	< e <sub>2</sub> = 40 mm <	4*t <sub>min</sub> +40=	130	
δύναμης <b>e₂</b> :						
απόσταση μεταξύ κοχλιών,						
εγκάρσια στη φορά της	2,4*do=	62,4	< p <sub>2</sub> = 80mm <	min(14*t <sub>min</sub> ;200)	200	
δύναμης <b>p</b> ₂:						
Έλεγχος κοχλίω						
αριθμός κοχλιών m=	4					
κανονικές οπές ks=	1					
γ <sub>M3</sub> =	1,1					
επιφάνειες τριβής=	1					
συντελ. Τριβής (Α) μ=	0,5					
δύναμη προέντασης κοχία <b>F<sub>p,c</sub>=</b>	247,1	KN				
αντοχή έναντι ολίσθησης <b>F<sub>s,Rd</sub>=</b>	449,272727	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	373,2361057	KN	83,08%
Έλεγχος κοχλίωσι	ης σε σύνθλ	ιψη άντ	τυγας:			
k <sub>1</sub> =	2,50					
a <sub>b</sub> =	1,00					
αριθμός κοχλιών m =	4					
F <sub>b.Rd</sub> =	2203,2	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	373,2361057	KN	16,94%
Έλεγχος απομειωμένης						
εμβαδόν απομειωμένης	25.25	2				
διατομής <b>A<sub>net</sub>=</b>	35,25	cm				
γ <sub>M0</sub> =	1					
N <sub>net,Rd</sub> =	1251,375	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	373,2361057	KN	29,83%

Σχήμα Β. 3: Έλεγχος κοχλίωσης και συγκόλλησης σύνδεσης 4<br/>ου ορόφου

		5ος ό	ροφος			
Rd	≥	Ned=	1,1*γ <sub>ον</sub>	*P <sub>u.Rd</sub>	KN	
Rd	≥	Ned=	607,2959634		KN	
P <sub>u,Rd</sub> =	441,669792	KN				
N <sub>Ed</sub> =	607,295963	KN				
f <sub>y</sub> =	35,5	KN/cm <sup>2</sup>				
f <sub>u</sub> =	51	KN/cm <sup>2</sup>				
γ <sub>M1</sub> =	1					
γ <sub>M2</sub> =	1,25					
πάχος εξωτερικών πλακών <b>t<sub>ext</sub> =</b>	3	cm				
πλάτος εξωτερικών πλακών <b>h<sub>ext</sub>=</b>	14	cm				
πάχος εσωτερικών πλακών <b>t</b> <sub>int</sub> =	2,5	cm				
πλάτος εσωτερικών πλακών <b>h</b> <sub>int</sub> =	14	cm				
ανοχή οπής Ø =	0,1	cm				
b (πείρου) =	5	cm				
h (πείρου)=	4	cm				
bo=	5,1	cm				
Εφελκυσική αντοχή εσωτερικών και εξωτερικών πλακών:						
N <sub>t,ext,rd</sub> =	980,424	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	303,6479817	KN	30,97%
N <sub>t,int,rd</sub> =	817,02	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	303,6479817	KN	37,17%
Αντοχι	ή συγκόλλη	σης εσω	τερικών πλακών:		-	
ελαχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης	3	mm				
μέγιστο συνιστώμενο πάχος συγκόλλησης: 0,7*t <sub>min</sub> =	17,5	mm				
πάχος συγκόλλησης a =	5	mm				
μήκος συγκόλλησης $\ell_{w}$ =	33	cm				
για S355: β <sub>w</sub> =	0,9					
N <sub>w,int,Rd</sub> =	431,86	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	303,6479817	KN	70,31%
Έλεγχος κοχλίωσης ε	ξωτερικών	πλακών	στο πέλμα του υπο	στυλώματος:		
πάχος πέλματος υποστυλώματος <b>HEB360</b> t <sub>f</sub> =	22,5	mm				
tmin = (tf; text)	2,25	cm				
Κατηγορία Κοχλίωσης C: 4 κοχλίες Μ20 ποιότητας 10.9						
f <sub>yb</sub> =	90	KN/cm <sup>2</sup>				
f <sub>ub</sub> =	100	KN/cm <sup>2</sup>				
διάμετρος κοχλιών d=	20	mm				
διάμετρος οπής κοχλιών d <sub>0</sub> =	22	mm				
A=	314	mm <sup>2</sup>				
εμβαδόν διάτμησης κοχλιών Α <sub>s</sub> =	245	mm <sup>2</sup>				

Έλεγχο	ς αποστάσε	ων:				
απόσταση από ελεύθερο άκρο,						
παράλληλα στη φορά της	1,2*do=	26,4	< e <sub>1</sub> = 83,85mm <	4*t <sub>min</sub> +40=	130	
δύναμης <b>e<sub>1</sub></b> :						
απόσταση μεταξύ κοχλιών,						
παράλληλα στη φορά της	2,2*do=	48,4	< p <sub>1</sub> = 167,71mm <	min(14*t <sub>min</sub> ;200)	200	
δύναμης <b>p</b> 1:						
απόσταση από ελεύθερο άκρο,						
εγκάρσια στη φορά της	1,2*do=	26,4	< e <sub>2</sub> = 35mm <	4*t <sub>min</sub> +40=	130	
δύναμης <b>e₂</b> :						
απόσταση μεταξύ κοχλιών,						
εγκάρσια στη φορά της	2,4*do=	52,8	< p <sub>2</sub> = 70mm <	min(14*t <sub>min</sub> ;200)	200	
δύναμης <b>p</b> ₂:						
Έλεγχος κοχλίω	σης έναντι	ολισθησ	της:			
αριθμός κοχλιών m=	4					
κανονικές οπές ks=	1					
γ <sub>M3</sub> =	1,1					
επιφάνειες τριβής=	1					
συντελ. Τριβής (Α) μ=	0,5					
δύναμη προέντασης κοχία <b>F<sub>p,C</sub>=</b>	171,5	KN				
αντοχή έναντι ολίσθησης <b>F<sub>s,Rd</sub>=</b>	311,818182	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	303,6479817	KN	97,38%
Έλεγχος κοχλίωσι	ης σε σύν <del>θ</del> λ	ιψη άντ	τυγας:			
k <sub>1</sub> =	2,50					
a <sub>b</sub> =	1,00					
αριθμός κοχλιών m =	4					
F <sub>b.Rd</sub> =	1836	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	303,6479817	KN	16,54%
Έλεγχος απομειωμένης	διατομής ε	λάσματο	ος για 2Μ20:			
εμβαδόν απομειωμένης	21 20016	am <sup>2</sup>				
διατομής <b>A<sub>net</sub>=</b>	51,29846	cm				
γ <sub>M0</sub> =	1					
N <sub>net,Rd</sub> =	1111,09533	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	303,6479817	KN	27,33%

Σχήμα Β. 4: Έλεγχος κοχλίωσης και συγκόλλησης σύνδεσης  $5^{\rm ou}$ ορόφου

		6ος ό	ροφος				
Rd	≥	Ned=	1,1*γ <sub>ον</sub>	*P <sub>u.Rd</sub>	KN		
Rd	≥	Ned=	411,3379714		KN		
P <sub>u Bd</sub> =	299,154888	KN					
N <sub>Ed</sub> =	411,337971	KN					
f <sub>v</sub> =	35,5	KN/cm <sup>2</sup>					
f <sub>11</sub> =	51	KN/cm <sup>2</sup>					
V <sub>M1</sub> =	1						
V <sub>M2</sub> =	1,25						
πάχος εξωτερικών πλακών <b>t</b> ext =	3	cm					
πλάτος εξωτερικών πλακών <b>h</b>	14	cm					
πάχος εσωτερικών πλακών t=	2	cm					
πλάτος εσωτερικών πλακών <b>h</b> . =	14	cm					
	0.1	cm					
$h(\pi s(oou)) =$	5	cm					
$h(\pi\epsilon(\rho o u))=$	3	cm					
bo=	5.1	cm					
Εφελκυσική αντοχή εσωτερικών και εξωτερικών πλακών:							
N <sub>t.ext.rd</sub> =	980,424	ĸN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	205,6689857	KN	20.98%	
N <sub>t.int.rd</sub> =	653,616	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	205,6689857	KN	31.47%	
Αντοχή συγκόλλησης εσωτεοικών πλακών:							
ελαχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης	3	mm					
μέγιστο συνιστώμενο πάχος συγκόλλησης: 0,7*t <sub>min</sub> =	14	mm					
πάχος συγκόλλησης a =	5	mm					
μήκος συγκόλλησης $\ell_{ m w}$ =	32	cm					
για S355: β <sub>w</sub> =	0,9						
N <sub>w,int,Rd</sub> =	418,77	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	205,6689857	KN	49,11%	
Έλεγχος κοχλίωσης ε	ξωτερικών α	πλακών	στο πέλμα του υπο	στυλώματος:			
πάχος πέλματος υποστυλώματος <b>HEB360</b> t <sub>f</sub> =	22,5	mm					
tmin = (tf; text)	2,25	cm					
Κατηγορία Κοχλίωσης Ο	: 4 κοχλίες	M20 πο	ιότητας 10.9				
f <sub>yb</sub> =	90	KN/cm <sup>2</sup>					
f <sub>ub</sub> =	100	KN/cm <sup>2</sup>					
διάμετρος κοχλιών d=	20	mm					
διάμετρος οπής κοχλιών d₀=	22	mm					
A=	314	mm <sup>2</sup>					
εμβαδόν διάτμησης κοχλιών Α <sub>s</sub> =	245	mm <sup>2</sup>					

Έλεγχο	ς αποστάσει	uv:				
απόσταση από ελεύθερο άκρο,						
παράλληλα στη φορά της	1,2*do=	26,4	< e <sub>1</sub> = 83,85mm <	4*t <sub>min</sub> +40=	130	
δύναμης <b>e</b> 1 :						
απόσταση μεταξύ κοχλιών,						
παράλληλα στη φορά της	2,2*do=	48,4	< p <sub>1</sub> = 167,71mm <	min(14*t <sub>min</sub> ;200)	200	
δύναμης <b>p</b> 1:						
απόσταση από ελεύθερο άκρο,						
εγκάρσια στη φορά της	1,2*do=	26,4	< e <sub>2</sub> = 35mm <	4*t <sub>min</sub> +40=	130	
δύναμης <b>e</b> ₂:						
απόσταση μεταξύ κοχλιών,						
εγκάρσια στη φορά της	2,4*do=	52,8	< p <sub>2</sub> = 70mm <	min(14*t <sub>min</sub> ;200)	200	
δύναμης <b>p</b> ₂:						
Έλεγχος κοχλίω						
αριθμός κοχλιών m=	4					
κανονικές οπές ks=	1					
γ <sub>M3</sub> =	1,1					
επιφάνειες τριβής=	1					
συντελ. Τριβής (Α) μ=	0,5					
δύναμη προέντασης κοχία <b>F<sub>p,c</sub>=</b>	171,5	KN				
αντοχή έναντι ολίσθησης <b>F<sub>s,Rd</sub>=</b>	311,818182	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	205,6689857	KN	65,96%
Έλεγχος κοχλίωσι	ης σε σύν <del>θ</del> λ	ιψη άνι	τυγας:			
k <sub>1</sub> =	2,50					
a <sub>b</sub> =	1,00					
αριθμός κοχλιών m =	4					
F <sub>b.Rd</sub> =	1836	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	205,6689857	KN	11,20%
Έλεγχος απομειωμένης						
εμβαδόν απομειωμένης	21 20040	2				
διατομής <b>A<sub>net</sub>=</b>	31,29846	cm				
γ <sub>M0</sub> =	1					
N <sub>net,Rd</sub> =	1111,09533	KN	> 0,5* N <sub>ed</sub> =	205,6689857	KN	18,51%

Σχήμα Β. 5: Έλεγχος κοχλίωσης και συγκόλλησης σύνδεσης  $6^{\rm ou}$ ορόφου



Σχήμα Β. 6: Λεπτομέρειες σύνδεσης 1<sup>ου</sup> ορόφου, όψη σύνδεσης, όψη εξωτερικής και εσωτερικής πλάκας

# TOMH A-A'



Σχήμα Β. 7: Τομή Α-Α', Β-Β'