

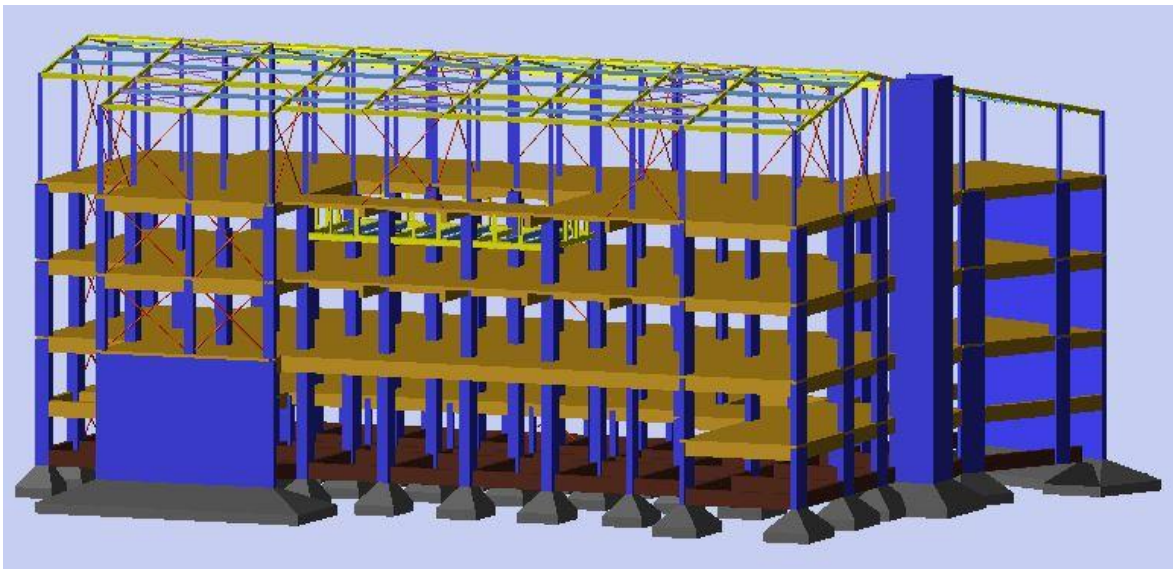


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Μελέτη ενίσχυσης ξενοδοχείου και προσθήκη πισίνας και μεταλλικού στεγάστρου στο δώμα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Γεώργιος-Μάριος Σ. Πουλημένος

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Νοέμβριος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/47

Πουλημένος Γ. Μ. (2016).  
Μελέτη ενίσχυσης ξενοδοχείου και προσθήκη πισίνας και μεταλλικού στεγάστρου στο δώμα  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/47  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Poulimenos G. M. (2016).  
Caste study of hotel reinforcement and construction of pool and steel roof in the terrace  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/47  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
1 Εισαγωγή .....	6
1.1 Γενικά .....	6
1.2 Πορεία εργασίας .....	6
2 Παρουσίαση λογισμικού H/Y .....	7
2.1 Εισαγωγή .....	7
2.2 Βήματα για την ολοκλήρωση μιας μελέτης .....	7
2.3 Τρόπος λειτουργίας FESPA .....	8
2.3.1 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων .....	8
2.3.2 Προσομοίωση μαζών .....	8
2.3.3 Ελευθερίες κίνησης .....	8
2.3.4 Επιλύσεις προσομοιώματος .....	8
2.3.5 Φορτίσεις .....	8
2.3.6 Στατική ανάλυση .....	9
2.3.7 Δυναμική φασματική μέθοδος αντισεισμικού υπολογισμού .....	9
3 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής .....	11
3.1 Εισαγωγή .....	11
3.2 Στοιχεία κτιρίου .....	12
3.3 Οπλισμοί υφισταμένου φορέα .....	12
3.3.1 Υποστυλώματα .....	12
3.3.2 Δοκοί .....	13
3.4 Προσομοίωση φορέα στο Fespa .....	13
4 Φορτία .....	14
4.1 Εισαγωγή .....	14
4.2 Μόνιμα Φορτία .....	14
4.3 Κινητά φορτία .....	14
4.4 Φορτίο Χιονιού .....	17
4.5 Φορτία Ανέμου .....	19
4.5.1 Βασική ταχύτητα ανέμου $v_b$ .....	19
4.5.2 Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$ .....	19
4.5.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ .....	21
4.5.4 Κατανομές Φόρτισης .....	22
4.6 Σεισμικές Δράσεις .....	31
4.6.1 Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης .....	31
4.6.2 Τρόποι επίλυσης .....	31
4.6.3 Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας .....	35
4.6.4 Κατηγορία εδάφους .....	35
4.6.5 Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας .....	36
4.6.6 Κατάταξη κτιρίου από Ω.Σ. ....	37
4.7 Υδροστατική πίεση .....	39
4.8 Συνδυασμοί δράσεων .....	39
4.8.1 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας .....	40
4.8.2 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας .....	41
4.8.3 Έλεγχος επάρκειας .....	42

4.8.4	Δράσεις FESPA.....	43
5	Προσθήκη μεταλλικών στοιχείων .....	44
5.1	Εισαγωγή.....	44
5.2	Δομικός χάλυβας.....	44
5.3	Μεταλλικές διατομές.....	44
5.4	Προσθήκη στεγάστρου.....	45
5.5	Προσθήκη κολυμβητικής δεξαμενής.....	46
6	Αποτίμηση και ενισχύσεις.....	47
6.1	Εισαγωγή.....	47
6.2	Έλεγχος επάρκειας.....	48
6.3	Ενισχύσεις.....	49
6.3.1	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	49
6.3.2	Δοκοί.....	50
6.3.3	Υποστυλώματα.....	52
6.4	Ενισχυμένος φορέας.....	53
6.5	Ανάλυση Pushover.....	55
7	Έλεγχοι μελών.....	64
7.1	Εισαγωγή.....	64
7.2	Έλεγχοι.....	64
7.2.1	Κατηγορία διατομής.....	64
7.2.2	Εφελκυσμός.....	68
7.2.3	Θλίψη.....	68
7.2.4	Μονοαξονική (απλή) κάμψη.....	69
7.2.5	Τέμνουσα.....	70
7.2.6	Κάμψη και αξονική.....	71
7.2.7	Διαξονική κάμψη.....	71
7.2.8	Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης.....	72
7.2.9	Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός.....	75
7.2.10	Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών υπό θλίψη και κάμψη.....	78
7.3	Έλεγχος κατακόρυφων διαγώνιων συνδέσμων.....	82
7.4	Έλεγχος υποστυλώματος.....	83
8	Συνδέσεις.....	87
8.1	Εισαγωγή.....	87
8.2	Σύνδεση ροπής κυρίας δοκού με υποστύλωμα.....	90
8.3	Σύνδεση τέμνουσας κύριας δοκού με τεγίδα.....	97
8.4	Σύνδεση διαγώνιου.....	101
8.5	Αρθρωτή έδραση υποστυλώματος.....	104
9	Συμπεράσματα.....	106
	Βιβλιογραφία.....	107

## **Μελέτη ενίσχυσης ξενοδοχείου και προσθήκη πισίνας και μεταλλικού στεγάστρου στο δώμα**

Πουλημένος Γ.Μ. (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

### **Περίληψη**

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη μετατροπής του δώματος ενός τετραώροφου κτιρίου μιας ξενοδοχειακής μονάδας σε roof garden, με την προσθήκη μεταλλικού στεγάστρου και κολυμβητικής δεξαμενής η οποία θα στηρίζεται σε μεταλλικά στοιχεία. Επίσης θα γίνει αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και πρόταση ενίσχυσης της με μανδύες σκυροδέματος και διαγώνιους μεταλλικούς συνδέσμους.

Αρχικά γίνεται μια σύντομη επεξήγηση της πορείας εργασίας που ακολουθήθηκε στη διπλωματική, και παρουσίαση του λογισμικού Η/Υ που χρησιμοποιήθηκε (FESPA).

Στην συνέχεια γίνεται μια παρουσίαση της υπό μελέτης υφισταμένου κατασκευής, και των απαραίτητων για τη διπλωματική στοιχείων αυτής.

Ακολούθως περιγράφονται αναλυτικά όλα τα φορτία και οι δράσεις που επενεργούν επί της κατασκευής, καθώς και οι απαραίτητοι συντελεστές ασφαλείας, όπως και οι συνδυασμοί δράσεων που προκύπτουν για την διαστασιολόγηση και τον έλεγχο επάρκειας της κατασκευής.

Έπειτα γίνεται η προσθήκη του μεταλλικού στεγάστρου και της πισίνας, και παρουσιάζονται οι ποιότητες υλικών και οι απαιτούμενες διατομές που προέκυψαν.

Κατόπιν γίνεται η αποτίμηση της συνολικής κατασκευής, με και χωρίς μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, και παρουσιάζεται η πρόταση ενίσχυσης αυτής.

Το επόμενο κεφάλαιο ασχολείται με τον έλεγχο των μεταλλικών μελών που προέκυψαν από την διαστασιολόγηση, στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι έλεγχοι των συνδέσεων των μελών της μεταλλικής προσθήκης.

Τέλος παρουσιάζονται κάποια σύντομα συμπεράσματα που προέκυψαν κατά της διάρκεια της μελέτης.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔE 2016/47

**Case study of hotel reinforcement and construction of pool and steel roof in  
the terrace**

Poulimenos G.M. (supervised by Avraam T.)

**Abstract**

The object of this diploma thesis is the study of converting the terrace of a 4 storey hotel building into a roof garden, by adding a steel roof, and a pool supported by steel compounds. In addition, assessment of the building using Eurocodes and Greek Retrofit Code (G.RE.CO) and retrofit of the structure using reinforced concrete jackets and steel lattice bracings.

At first, there is a brief explanation of the course of study and presentation of the software used (FESPA).

Following is the presentation of the existing building as it is today, and all the elements necessary for the dissertation.

Every load and action of the construction will be mentioned and described. Also the safety factors, and the actions that arise for the calculations and the inspection of the building's competence and sufficiency.

With the addition of the steel roof and the pool, we analyze the quality of the materials and the cross sections that resulted.

Following that, is the evaluation of the whole construction, with and without steel lattice bracings, in order to determine the inadequacy indexes and a retrofitting of the structure is suggested.

The next chapter deals with the calculation of the steel cross sections, as suggested from the analysis, in the ultimate limit state and serviceability limit state.

After that, the detailed design of steel connections is presented.

Finally, the results are summarized and the conclusions are listed.

## Ευχαριστίες

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κύριο Τάσο Αβραάμ, επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής μου εργασίας, για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με το συγκεκριμένο θέμα, την συνεχή καθοδήγησή του, τη βοήθεια που μου προσέφερε κατά τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής καθώς και για τις γνώσεις που μου μετέδωσε όλο αυτό το διάστημα.

Ακόμη, ευχαριστώ τη Μαριαλένα, τον Κώστα, τον Χρήστο, τον Περικλή, τον Θοδωρή και τον Μάριο για την κατανόηση, την στήριξη και την συμπαράσταση που μου έδειξαν. Επίσης ένα μεγάλο ευχαριστώ πρέπει να δώσω στον Γιώργο για την συνεχή αλληλοβοήθεια σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μας και για την στήριξη του στις δύσκολες στιγμές που με βοήθησε στο μέγιστο βαθμό στην ολοκλήρωση των σπουδών μου.

Το μεγαλύτερο ευχαριστώ το οφείλω στην οικογένεια μου, και ιδιαίτερα στους γονείς μου για την αδιάκοπη ηθική και υλική υποστήριξη που μου προσέφεραν και για την αμέριστη συμπαράσταση τους όλα αυτά τα χρόνια.

Τέλος ευχαριστώ ιδιαίτερα τον πατέρα μου Σάββα, για την προσπάθεια που έκανε και κάνει για να μου μεταλαμπαδεύσει τις γνώσεις και την εμπειρία του, καθώς και για το κίνητρο που μου δίνει να γίνομαι συνέχεια καλύτερος άνθρωπος και μηχανικός.

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως θέμα τη μελέτη προσθήκης μεταλλικού στεγάστρου και κολυμβητικής δεξαμενής επί μεταλλικών στοιχείων, σε υφιστάμενη τετραώροφη κατασκευή, καθώς και τον έλεγχο επάρκειας του υφιστάμενου φορέα και προτάσεις ενισχύσεων αυτού. Η ανάλυση πραγματοποιείται με το στατικό πρόγραμμα FESPA.

Η όλη μελέτη πραγματοποιήθηκε με βάση τους ακόλουθους κανονισμούς:

- Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός
- Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

## 1.2 Πορεία εργασίας

Για την εκπόνηση της διπλωματικής ακολουθήθηκε η ακόλουθη πορεία εργασίας:

1. Σχεδιασμός και όπλιση υφιστάμενου φορέα από την στατική μελέτη και τις επί τόπου μετρήσεις.
2. Αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής με βάση τους Ευρωκώδικες και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., και εντοπισμός τυχόν ανεπαρκειών.
3. Διαστασιολόγηση της προσθήκης μεταλλικού στεγάστρου και του πλαισίου της κολυμβητικής δεξαμενής βάσει Ευρωκωδίκων.
4. Πρώτος έλεγχος επάρκειας, με τη μέθοδο Pushover, της συνολικής κατασκευής και εντοπισμός ανεπαρκειών.
5. Νέος έλεγχος επάρκειας συνολικής κατασκευής αλλά με την προσθήκη διαγώνιων μεταλλικών συνδέσμων στην υφιστάμενη κατασκευή και εντοπισμός ανεπαρκειών.
6. Σύγκριση των δύο προηγούμενων ελέγχων και προτάσεις ενισχύσεων με μανδύες σκυροδέματος.
7. Συμπεράσματα.



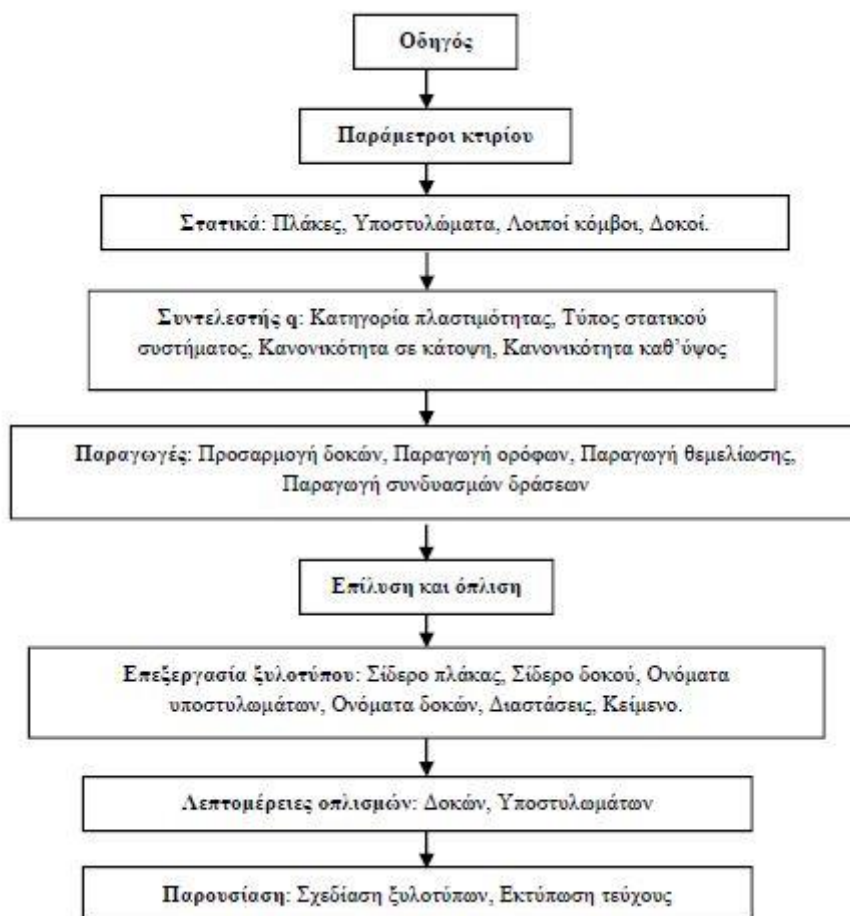
## 2 Παρουσίαση λογισμικού Η/Υ

### 2.1 Εισαγωγή

Η μελέτη της παρούσας διπλωματικής πραγματοποιήθηκε με το ολοκληρωμένο σύστημα λογισμικού FESPA της LH Λογισμική. Το πρόγραμμα αυτό χρησιμοποιείται για την ανάλυση, διαστασιολόγηση, απεικόνιση, έλεγχο και σχεδίαση δομημάτων τριών διαστάσεων. Το πρόγραμμα είναι βασισμένο στη λογική των οντοτήτων (ή αντικειμένων). Αυτό σημαίνει ότι το μοντέλο του φορέα αποτελείται από οντότητες (π.χ. πλάκες, δοκούς, υποστυλώματα, κόμβοι, οπλισμοί κλπ). Κάθε μια από τις οντότητες αυτές έχει το δικό της σύνολο παραμέτρων (π.χ. το πάχος της πλάκας, το ύψος της δοκού, η ποιότητας σκυροδέματος του υποστυλώματος κλπ), και εντολές (π.χ. η προσθήκη πλάκας, η κίνηση υποστυλώματος, η διαγραφή δοκού κλπ).

### 2.2 Βήματα για την ολοκλήρωση μιας μελέτης

Όλη η διαδικασία εισαγωγής και επεξεργασίας δεδομένων, επίλυσης, όπλισης, αλλαγών και σχεδίασης γίνεται μέσα στο ενοποιημένο περιβάλλον εργασίας του προγράμματος. Η πορεία εργασίας συνοψίζεται στο σχήμα 2.1.



Σχ. 2.1 Συνοπτική πορεία εργασίας στο FESPA

## 2.3 Τρόπος λειτουργίας FESPA

Παρακάτω παρουσιάζεται συνοπτικά ο τρόπος λειτουργίας του Fespa, όπως αυτός περιγράφεται στο manual του προγράμματος.

### 2.3.1 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

Το προσομοίωμα του δομήματος είναι πλαίσιο τριών διαστάσεων, εδραζόμενο επί ελαστικού εδάφους. Κατά συνέπεια η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής εισέρχεται εξ' αρχής στους υπολογισμούς και δεν απαιτείται εκ νέου διανομή των δράσεων λόγω εκκεντροτήτων των στοιχείων θεμελίωσης.

Λαμβάνονται υπόψη έργα από αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης. Οι καμπτικές και διατμητικές δυσκαμψίες στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοποιίας λαμβάνονται ίσες με το 1/2 της αρηγμάτωτης γεωμετρικής διατομής, ενώ η στρεπτική δυσκαμψία ίση με το 1/10 της αρηγμάτωτης γεωμετρικής διατομής.

### 2.3.2 Προσομοίωση μαζών

Σημεία συγκέντρωσης μάζας ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος. Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν στη θεμελίωση και απαλείφονται οι αντίστοιχοι βαθμοί ελευθερίας του συστήματος μια και οι κόμβοι αυτοί είναι οριζόντια παγιωμένοι.

### 2.3.3 Ελευθερίες κίνησης

Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν έξι βαθμοί ελευθερίας κίνησης, ενώ οι κόμβοι που αντιστοιχούν στη θεμελίωση θεωρούνται οριζόντια παγιωμένοι και έχουν τέσσερις βαθμούς ελευθερίας.

### 2.3.4 Επιλύσεις προσομοιώματος

Οι επιλύσεις γίνονται με την ακριβή μέθοδο αντιστροφής του μητρώου ακαμψίας (κατά Gauss) των μελών του χωρικού προσομοιώματος. Λαμβάνεται υπόψη έργα από αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης.

### 2.3.5 Φορτίσεις

Τα είδη των φορτίσεων που μπορούν να μελετηθούν από το FESPA είναι ομοιόμορφα κατανεμημένα, συγκεντρωμένα ή επικόμβια φορτία, διαφορές θερμοκρασίας, μετακινήσεις ή στροφές στηρίξεων, συνδυασμοί των πιο πάνω φορτίσεων καθώς και σεισμικά φορτία. Επίσης το πρόγραμμα μπορεί να υπολογίσει αυτόματα το ίδιο βάρος της κατασκευής βάσει των διατομών των μελών, και να το λάβει υπόψη του κατά την ανάλυση της κατασκευής, ως ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο σε κάθε μέλος. Η γεννήτρια σεισμικών φορτίσεων που είναι ενσωματωμένη στο πρόγραμμα, είναι ικανή να υπολογίσει τα στατικά σεισμικά φορτία σύμφωνα με την ισοδύναμη στατική ανάλυση. Θεωρείται ότι τα φορτία ενεργούν στο επίπεδο X,Z του καθολικού συστήματος συντεταγμένων, της κάτοψης της κατασκευής, ενώ τα φορτία βαρύτητας δρουν με αρνητική φορά στον άξονα Y.

### 2.3.6 Στατική ανάλυση

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η κατασκευή νοείται ως σύνθεση από διακριτά στοιχεία καθένα από τα οποία εξαναγκάζεται σε συγκεκριμένη μορφή παραμόρφωσης, που πρέπει να ικανοποιεί την ισορροπία δυνάμεων και το συμβιβαστό των παραμορφώσεων στους κόμβους. Για την πλήρη ανάλυση του δομήματος είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός του καθολικού μητρώου ακαμψίας  $[K]$  της κατασκευής, όσο και των μητρώων των φορτίων  $[R]$  και των μαζών  $[M]$ . Εδώ σημειώνεται ότι οι εξωτερικές φορτίσεις εξομοιώνονται με συγκεντρωμένα φορτία που δρουν στους κόμβους της κατασκευής. Το μητρώο ακαμψίας συσχετίζει τα φορτία αυτά με τις παραμορφώσεις μέσω της εξίσωσης:

$$K \bullet U = R, \quad (2.1)$$

όπου:  $U$  το διάνυσμα των παραμορφώσεων

$K$  το μητρώο ακαμψίας ή δυσκαμψίας  $K$  είναι συμμετρικό, ορισμένο θετικά και προκύπτει από συστηματική άθροιση των στοιχείων ακαμψίας των μελών της κατασκευής.

### 2.3.7 Δυναμική φασματική μέθοδος αντισεισμικού υπολογισμού

Συνοπτικά η δυναμική φασματικής μέθοδος ακολουθεί τα εξής βήματα:

1. Καθορισμός – επιλογή φάσματος σχεδιασμού που εξαρτάται από την τοποθεσία, την σπουδαιότητα του δομήματος, τον εδαφικό τύπο κλπ.
2. Εξιδανίκευση του δομήματος και καθορισμός προσομοιώματος.
3. Υπολογισμός του μητρώου ακαμψίας  $[K]$ .
4. Υπολογισμός του μητρώου μάζας  $[M]$ .
5. Λύση του προβλήματος των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό των υψηλότερων ιδιοπεριόδων  $T_i$  και των αντίστοιχων ιδιομορφών.

Για δυναμική ανάλυση με μετατόπιση μαζών η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται για κάθε έναν από τους τέσσερις φορείς, οι οποίοι προκύπτουν από τη μετάθεση του κέντρου μάζας κατά την τυχηματική εκκεντρότητα (+x, +z, -x, -z).

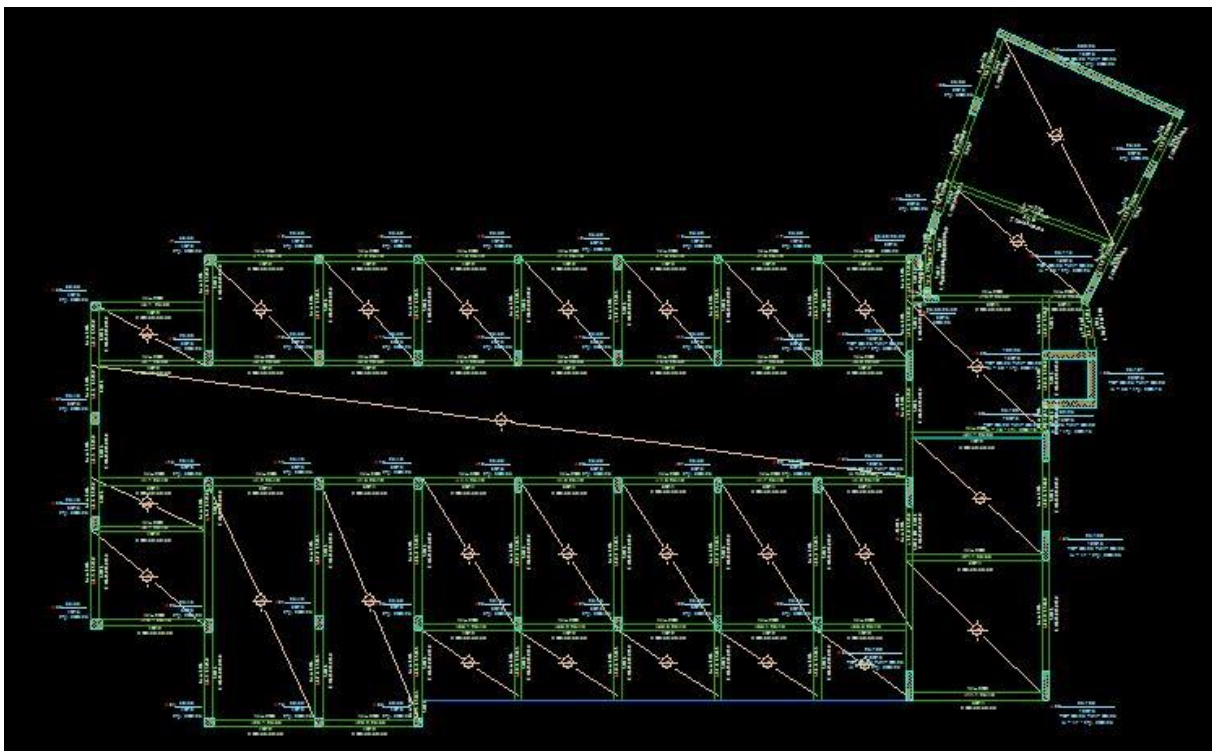
6. Υπολογισμός της μέγιστης ιδιομορφικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ως εξής:
  - a. Για κάθε ιδιοπερίοδο  $T_i$  ανάγνωση από το φάσμα σχεδιασμού των τεταγμένων επιτάχυνσης  $S_d(T)$ .
  - b. Με βάση τα  $S_d(T)$  υπολογισμός των ιδιομορφικών μετατοπίσεων.
  - c. Υπολογισμός των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών.
7. Υπολογισμός των μεγίστων των εντατικών μεγεθών από τις ιδιομορφικές τους συνιστώσες (μέθοδος πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CGC).
8. Χωρική επαλληλία. Υπολογισμός των μεγίστων μετατοπίσεων και δυνάμεων για τις δύο (ή τις τρεις) συνιστώσες της σεισμικής φόρτισης (μέθοδος τετραγωνικής επαλληλίας SRSS).
9. Υπολογισμός των ταυτόχρονων (με τις μέγιστες) τιμών των εντατικών μεγεθών (έλλειψη Gupta).
10. Έλεγχος δυστρεψίας και κανονικότητας σε κάτοψη του δομήματος βάσει των ποσοτικών κριτηρίων των σχέσεων του Ευρωκώδικα 8.

11. Υπολογισμός επιπρόσθετου κριτηρίου δυστρεψίας, βάσει του οποίου ελέγχεται εάν οι δύο σημαντικές ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές.
12. Υπολογισμός πλαστιμότητας καμπυλοτήτων  $\mu_{\phi}$  για τις δύο σεισμικές διευθύνσεις (κτίρια από σκυρόδεμα).
13. Υπολογισμός των αναγκαίων οπλισμών ώστε να προκύψει ανθεκτική και πλάστιμη κατασκευή:
  - a. Ανθεκτική κατασκευή: Διαστασιολόγηση μελών ώστε να τηρείται η συνθήκη αντοχής  $E_d < R_d$ .
  - b. Πλάστιμη κατασκευή: Εξασφάλιση ολικής και τοπικής πλαστιμότητας. Τα δομικά μέλη διαστασιολογούνται με τέτοιο τρόπο ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής. Σε πλαισιακά δομήματα εξασφαλίζεται ότι η αντοχή σε κάμψη των υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο θα είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο. Εξασφαλίζεται ακόμη, η τοπική πλαστιμότητα σε θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων.
14. Όταν κρίνεται αναγκαίο ή σκόπιμο πραγματοποιείται ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) ώστε να ελεγχθούν οι πλαστικοί μηχανισμοί, η ακολουθία δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων και τα περιθώρια του λόγου υπεραντοχής  $a_u/a_1$ .

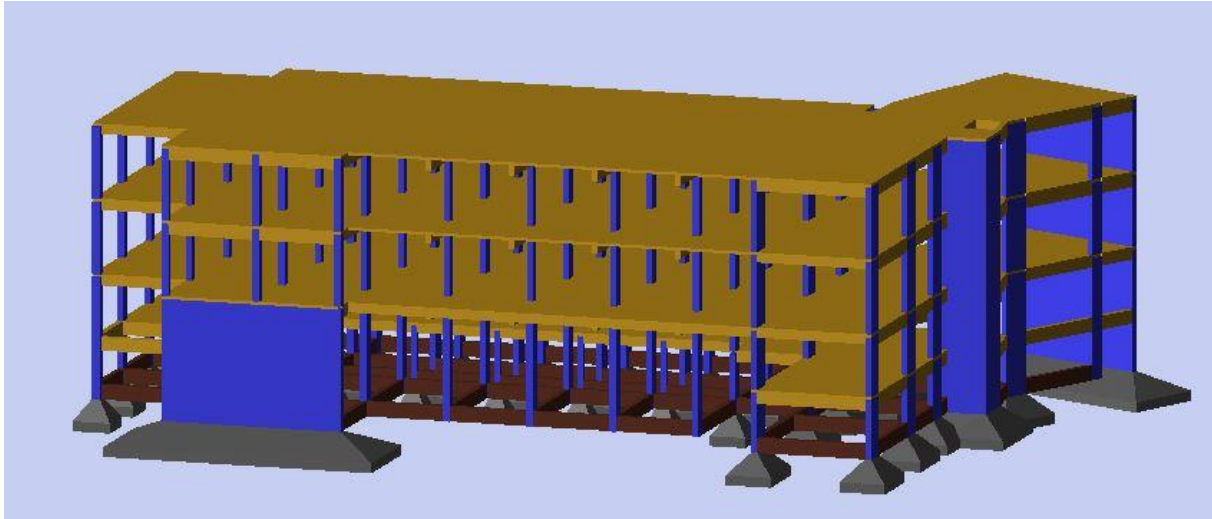
### 3 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής

#### 3.1 Εισαγωγή

Η μελετώμενη κατασκευή αποτελεί τμήμα μίας υφιστάμενης ξενοδοχειακής μονάδας στην περιοχή Πυργί, του νησιού της Κέρκυρας. Το συγκεκριμένο κτίριο είναι τετραώροφο με εμβαδόν τυπικής κάτοψης  $E = 534\tau.μ$ . Συγκεκριμένα αποτελείται από ισόγειο μεικτού ύψους 5.00μ, πατάρι που καταλαμβάνει τμήμα ίσο με το ήμισυ της καλύψεως του ισογείου με υψόμετρο 2.50μ και δύο ορόφους πλήρους καλύψεως με μεικτό ύψος 3.00μ έκαστος. Παρακάτω παρουσιάζονται ο ξυλότυπος οροφής ενός τυπικού ορόφου, καθώς και το τρισδιάστατο προσομοίωμα της κατασκευής.



Σχ. 3.1 Ξυλότυπος οροφής τυπικού ορόφου



Σχ. 3.2 Τρισδιάστατο προσομοίωμα υφιστάμενης κατασκευής

### 3.2 Στοιχεία κτιρίου

Το κτίριο είναι κατασκευασμένο τη δεκαετία του 1970. Αυτό σημαίνει ότι είναι μελετημένο με τους Παλαιούς Κανονισμούς και συγκεκριμένα με τον Κανονισμό Σκυροδέματος του '54 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του '59.

Τα υλικά της κατασκευής είναι για το σκυρόδεμα B160 και για τον χάλυβα οπλισμού St1. Σε σύγκριση με πιο καινούργια υλικά θα μπορούσαμε να πούμε ότι αντιστοιχούν σε σκυρόδεμα C16/20 και χάλυβα οπλισμού S220. Βάση αυτών, στον υφιστάμενο φορέα, για τη φάση της αποτίμησης χρησιμοποιήθηκαν τα εξής στοιχεία:

- Μέση αντοχή σκυροδέματος  $f_{cm} = 20\text{MPa}$
- Μέση αντοχή χάλυβα  $f_{ym} = 290\text{MPa}$

### 3.3 Οπλισμοί υφισταμένου φορέα

Η όπλιση του υφισταμένου φορέα έγινε με βάση την αρχική στατική μελέτη που είχε πραγματοποιηθεί στο παρελθόν, καθώς και με τα αποτελέσματα στατικής αποτύπωσης που έγινε σε αυτοψία στο κτίριο. Παρακάτω παρουσιάζονται οι διάφοροι τρόποι όπλισης για τα υποστυλώματα και τις δοκούς του φορέα.

#### 3.3.1 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα έχουν οπλισθεί ανά κατηγορίες, στις οποίες χωρίζονται βάσει της μεγάλης διάστασής τους. Παρακάτω παρουσιάζονται οι κυριότερες εξ αυτών.

- Τετραγωνικά πλευράς  $\geq 0.30\text{m}$ : 4Φ16 και ΣΦ8/25
- Ορθογωνικά πλευράς  $< 0.50\text{m}$ : 6Φ16 και ΣΦ8/25
- Ορθογωνικά πλευράς  $> 0.50\text{m}$ : 8Φ16 και ΣΦ8/25
- Τοιχώματα πλευράς  $\geq 1.00\text{m}$ : 10Φ16 και ΣΦ8/25

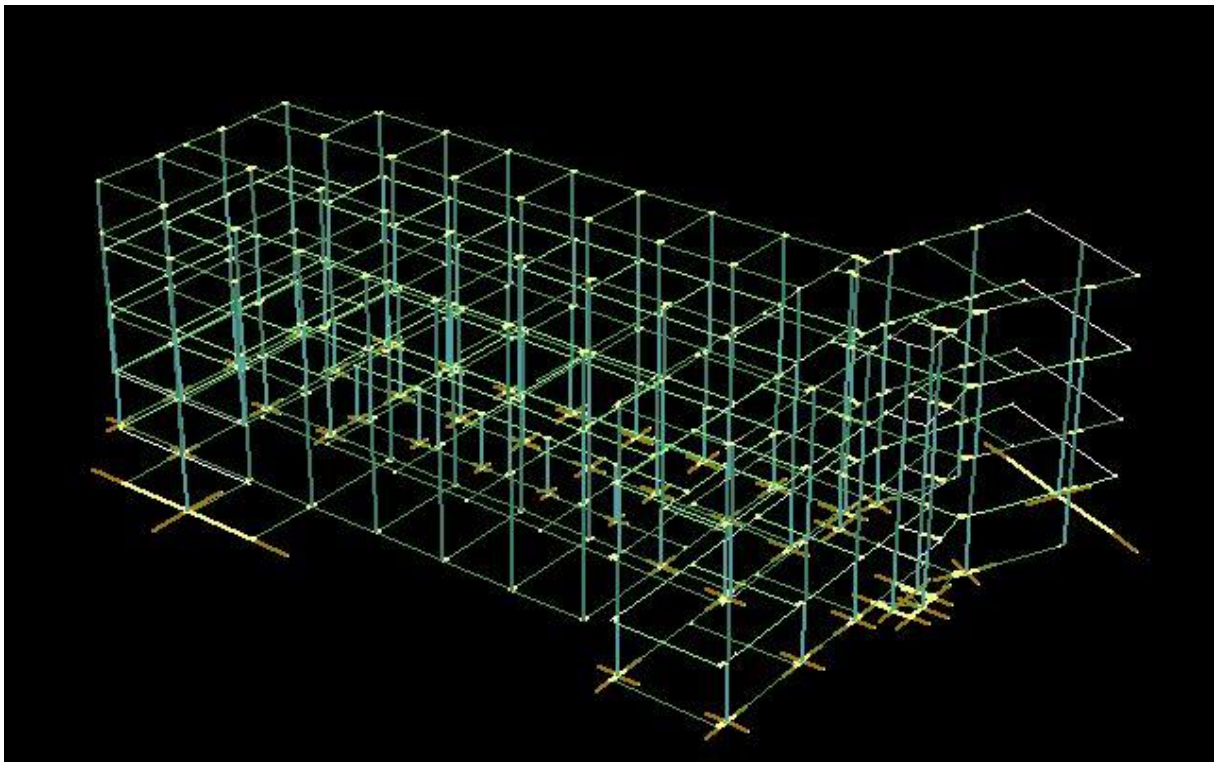
### 3.3.2 Δοκοί

Αρχικά να σημειωθεί ότι λόγω της χρήσης χάλυβα St1 (λείος) δεν έχουν εφαρμοστεί οι κανόνες αγκύρωσης, οπότε και στη μελέτη μας δε λάβαμε υπόψη τυχόν οπλισμούς που περνάνε στην άλλη μεριά του κόμβου σύνδεσης. Επίσης η διάτμηση, εκτός των συνδετήρων, παραλαμβάνεται από τον σπαστό κύριο οπλισμό ( $n+1$  σίδερα σπάνε και πάνε στην στήριξη). Οι δοκοί χωρίζονται σε 2 κύριες κατηγορίες όπλισης βάσει του πλάτους τους.

- Πλάτος = 0.20m: 4Φ12 κάτω + 2Φ8 άνω και ΣΦ8/30
- Πλάτος  $\geq$  0.25m: 5Φ12 κάτω + 2Φ8 άνω και ΣΦ8/30

### 3.4 Προσομοίωση φορέα στο Fespa

Το υπολογιστικό προσομοίωμα του φορέα στο FESPA είναι χωρικό και περιλαμβάνει όλα τα γραμμικά δομικά στοιχεία. Ο άξονας τους ταυτίζεται με τον κεντροβαρικό άξονα δοκών και υποστυλωμάτων. Στο παρακάτω σχήμα 3.3 φαίνεται το χωρικό αυτό προσομοίωμα.



Σχ. 3.3 Χωρικό προσομοίωμα υφιστάμενης κατασκευής

## 4 Φορτία

### 4.1 Εισαγωγή

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατή με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο :

- Μόνιμα φορτία (π.χ. ίδια βάρη κατασκευής, προσαρτήματα κλπ.)
- Κινητά φορτία (π.χ. φορτία ανέμου ή χιονιού, επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες)
- Τυχηματικά φορτία (π.χ. εκρήξεις ή προσκρούσεις οχημάτων)

### 4.2 Μόνιμα Φορτία

Τα μόνιμα ή νεκρά φορτία έχουν σταθερή διεύθυνση, διότι ενεργούν συνεχώς επί της κατασκευής με κατεύθυνση το κέντρο της γης, δηλαδή είναι στατικά φορτία. Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνονται όλα όσα αναμένεται να επενεργήσουν σε όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής και για τα οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Σε αυτά ανήκουν το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και τα φορτία από τα μόνιμα προσαρτημένα στοιχεία (π.χ. επικαλύψεις, μόνωση, ηλεκτρομηχανικός εξοπλισμός κλπ.). Στην ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα, εκτός από τα ίδια βάρη των στοιχείων που υπολογίστηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα, εκτιμήθηκαν τα εξής φορτία της κατασκευής:

- Μόνιμα φορτία πλακών:  $1.5\text{KN/m}^2$
- Μόνιμα φορτία προβόλων:  $1.5\text{KN/m}^2$
- Επικαλύψεις οροφής στεγάστρου:  $0.5\text{KN/m}^2$
- Μόνιμα φορτία περιμετρικών δοκών:  $9.0\text{KN/m}$
- Μόνιμα φορτία εσωτερικών δοκών:  $3.0\text{KN/m}$

### 4.3 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Τα φορτία αυτά, λόγω της φύσης τους, μπορεί να έχουν μόνιμο ή παροδικό χαρακτήρα και μεταβάλλονται ως προς τη θέση και το μέγεθος τους. Για το λόγο αυτό λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα και οι τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Στους παρακάτω πίνακες 4.1 έως 4.4 φαίνονται οι κατηγορίες χρήσης επιφανειών φορτίων και τα αντίστοιχα επιβαλλόμενα φορτία. Βάσει αυτών προκύπτουν στην κατασκευή μας τα εξής κινητά φορτία:



- Κινητά φορτία πλακών:  $2.0\text{KN/m}^2$
- Κινητά φορτία προβόλων:  $5.0\text{KN/m}^2$
- Κινητά φορτία πλακών τελευταίου ορόφου:  $7.5\text{KN/m}^2$
- Κινητά φορτία στεγάστρου:  $1.0\text{KN/m}^2$

**Πίν. 4.1** Κατηγορίες χρήσης επιφανειών κτιρίων

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
<b>A</b>	<b>Χώροι διαμονής</b>	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
<b>B</b>	<b>Χώροι γραφείων</b>	
<b>C</b>	<b>Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D<sup>1)</sup>)</b>	<b>C1:</b> Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνώστηρια, χώροι υποδοχής. <b>C2:</b> Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. <b>C3:</b> Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. <b>C4:</b> Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές <b>C5:</b> Χώροι προσβάσιμοι από μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
<b>D</b>	<b>Χώροι με εμπορικά καταστήματα</b>	<b>D1:</b> Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά <b>D2:</b> Χώροι σε πολυκαταστήματα

Πίν. 4.2 Επιβαλλόμενα φορτία δαπέδων κτιρίων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Κατηγορία Α και Κατηγορία Β</b>		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
<b>Κατηγορία C</b>		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
<b>Κατηγορία D</b>		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

Πίν. 4.3 Κατηγορίες οροφών

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

Πίν. 4.4 Επιβαλλόμενα φορτία στεγών

Στέγη (κλίση < 20°)	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Κατηγορία Η</b>	<b>0,5</b>	<b>1,0</b>
ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Το $q_k$ μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα είτε σε όλη τη στέγη είτε σε ένα τμήμα της στέγης εμβαδού, πάντως όχι μικρότερου, των 10m <sup>2</sup> .		

#### 4.4 Φορτίο Χιονιού

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις. Ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από την στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να συσσωρευθεί επί της στέγης κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσον είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης.

Το φορτίο χιονιού  $S$  σε μία στέγη θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην ορίζοντα προβολή της στέγης. Θεωρείται επιπλέον ότι στην περιοχή επικρατούν κανονικές συνθήκες, και επομένως προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$S = \mu_i * C_e * C_i * S_k, \quad (4.1)$$

όπου:  $\mu_i$  ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

$s_k$  η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

$C_e$  ο συντελεστής έκθεσης (για κανονικές συνθήκες ίσος με 1.00)

$C_i$  ο θερμικός συντελεστής (για κανονικές συνθήκες ίσος με 1.00)

Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές  $s_{k,0}$  των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας:

**ZΩNH I** ( $s_{k,0} = 0,4 \text{ KN/m}^2$ ): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

**ZΩNH II** ( $s_{k,0} = 0,8 \text{ KN/m}^2$ ): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

**ZΩNH III** ( $s_{k,0} = 1,7 \text{ KN/m}^2$ ): Υπόλοιπη χώρα.

Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε  $\text{KN/m}^2$  συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψόμετρου ( $A$ ), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από την σχέση:

$$s_k = s_{k,0} * \left[ 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right], \quad (4.2)$$

όπου:  $s_{k,0}$  η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας

$A$  το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας

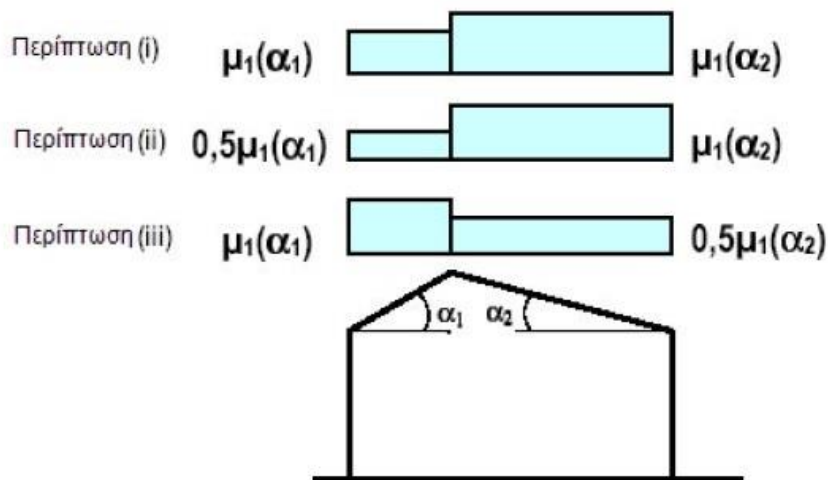
Η κατασκευή ανήκει στη Ζώνη χιονιού I (Κέρκυρα) άρα  $s_{k,0} = 0,4 \text{ KN/m}^2$  και υψόμετρο τοποθεσίας  $A = 30\text{m}$ . Συνεπώς:

$$s_k = s_{k,0} * \left[ 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right] = 0,4 * \left[ 1 + \left( \frac{30}{917} \right)^2 \right] = 0,40 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Για τον προσδιορισμό του αντίστοιχου συντελεστή μορφής, λαμβάνεται υπόψη ότι έχουμε μια δικλινή στέγη. Συνεπώς ο συντελεστής μορφής  $\mu_1$  δίνεται από τους παρακάτω πίνακα 4.5 και σχήμα 4.1 για τις διάφορες τιμές της γωνίας  $\alpha$  της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται. Συγκεκριμένα για  $\alpha = 11.31^\circ$ , προκύπτει  $\mu_1 = 0,8$ .

**Πίν. 4.5** Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8+0,8 \alpha/30$	1,6	--



**Σχ. 4.1** Συντελεστές μορφής σε δικλινείς στέγες

Άρα το τελικό φορτίο της στέγης ισούται με:

$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k = 0,8 * 1 * 1 * 0,4 = 0,32 \text{ KN/m}^2$$

όπου και κατανέμεται ανά τεγίδα σε KN/m, βάσει της ζώνης επιρροής της καθεμίας.

## 4.5 Φορτία Ανέμου

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές, ως προς το χρόνο, καθορισμένες δράσεις. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επί της κατασκευής (π.χ. χιόνι, κυκλοφορία, πάγος), που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά τη φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

Οι δράσεις του ανέμου επί των κατασκευών και επί των επιμέρους στοιχείων τους θα προσδιορίζονται λαμβάνοντας υπόψη τόσο τις εσωτερικές όσο και τις εξωτερικές πιέσεις ανέμου ταυτόχρονα προσημασμένες κατάλληλα ανάλογα με την φορά τους.

Η επίδραση του ανέμου στην απόκριση της κατασκευής, εξαρτάται από το μέγεθος, το σχήμα και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και γενικά, θεωρείται ότι δρα σαν το σύνολο μιας στατικής και μιας δυναμικής έντασης η οποία όμως, δυναμική ένταση, στις περισσότερες κατασκευές είναι αμελητέα.

Παρακάτω προσδιορίζονται τα βασικά μεγέθη για τον υπολογισμό της ανεμοπίεσης:

### 4.5.1 Βασική ταχύτητα ανέμου $v_b$

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0} = 1 * 1 * 33 = 33 \text{ m/s}, \quad (4.3)$$

όπου:  $C_{dir}$  ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1.00)

$C_{season}$  ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1.00)

$v_{b,0}$  η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα, ορίζεται σε 33m/s για τα νησιά και τα παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη χώρα.

### 4.5.2 Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b, \quad (4.4)$$

όπου: -  $c_0(z)$  ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (ίσος με 1,00)

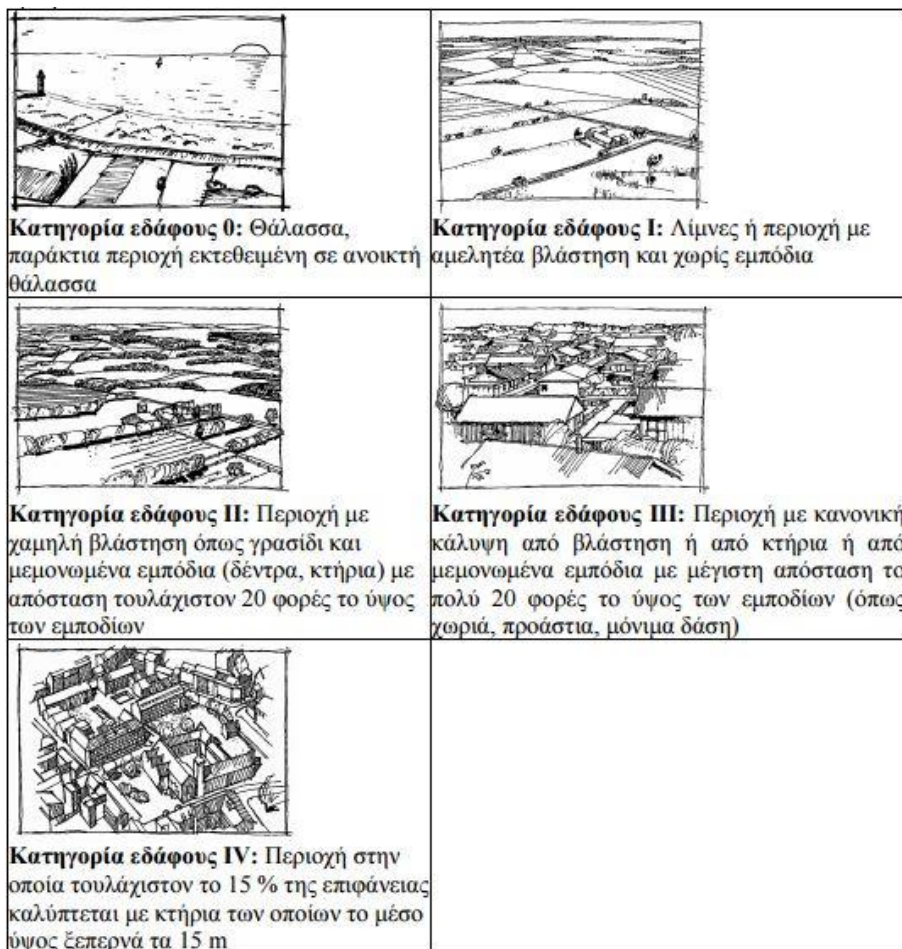
-  $c_r(z)$  ο συντελεστής τραχύτητας, λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου, υπολογίζεται δε συναρτήσει του ύψους  $z$  με τις ακόλουθες λογαριθμικές σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r * \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

$$c_r(z) = k_r * \ln \left( \frac{z_{\min}}{z_0} \right) \quad \text{για } z \leq z_{\min}$$

Πίν. 4.6 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Κατηγορία εδάφους		$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτήρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτήρια 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 κτήρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10



Σχ. 4.2 Απεικονίσεις της τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους

Από πίνακα 4.6 και σχήμα 4.2 προσδιορίζουμε την κατηγορία του εδάφους, άρα και τα  $z_0$ ,  $z_{\min}$ . Έχουμε κατηγορία εδάφους II, οπότε:  $z_0 = 0,05\text{m}$  και  $z_{\min} = 2\text{m}$ .

Επίσης ο συντελεστής εδάφους  $k_r$  ισούται με:

$$k_r = 0,19 * \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 * \left( \frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} = 0,19$$

$$\text{Άρα } c_r(16,14) = 0,19 * \ln \left( \frac{16,14}{0,05} \right) = 1,10$$

Άρα τελικά έχουμε μέση ταχύτητα ανέμου  $v_m(z)$

$$v_m(16,14) = c_r(16,14) * c_0(16,14) * v_b = 1,1 * 1 * 33 = 36,3\text{m/s}$$

#### 4.5.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * 0,5 * \rho * v_m^2(z), \quad (4.5)$$

όπου:  $I_v$  η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος  $z$ , υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v = k_I / [c_0(z) * \ln(z / z_0)] \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

$$I_v = I_v(z_{\min}) \quad \text{για } z \leq z_{\min}$$

Ισχύει ότι:  $k_I$  ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,00)  
 $c_0(z)$  ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (ίσος με 1,00)

$$\text{Άρα: } I_v = 1 / [1 * \ln(16,14 / 0,05)] = 0,173$$

Έτσι τελικά προκύπτει πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$

$$q_p(16,14) = [1 + 7 * I_v(16,14)] * 0,5 * \rho * v_m^2(16,14) =$$

$$= [1 + 7 * 0,173] * 0,5 * 0,00125 * 36,3^2 = 1,82\text{KN/m}^2 = 1,82\text{KPa}$$

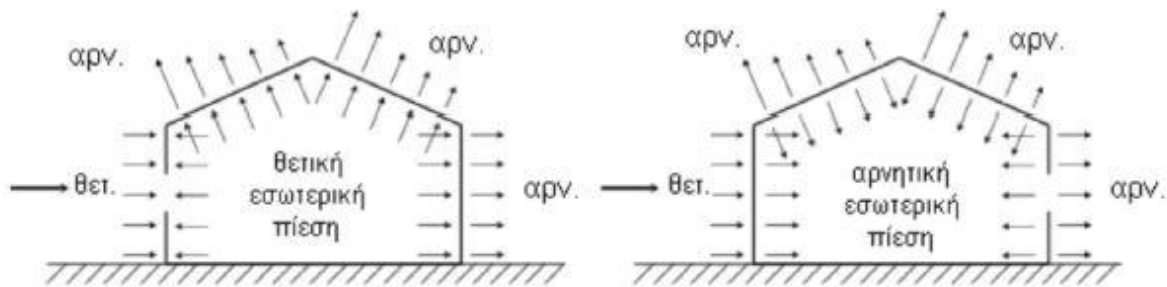
#### 4.5.4 Κατανομές Φόρτισης

Γίνονται τέσσερις κατανομές φόρτισης κατά τις διευθύνσεις +X, +Z, -X, -Z, στις οποίες φορτίζονται συγκεκριμένα υποστυλώματα και δοκοί του φορέα. Για κάθε μια διεύθυνση ανέμου προσδιορίζονται οι ζώνες των τοίχων και της στέγης και η αντίστοιχη πίεση που προκύπτει. Διακρίνονται δύο τμήματα του φορέα για τη διαδικασία αυτή. Μια δικλινής στέγη και μία μονοκλινής στέγη. Τα χαρακτηριστικά τους παρουσιάζονται στην εκάστοτε φόρτιση.

Η πίεση αυτή μετά μεταφέρεται στα υποστυλώματα και στις δοκούς βάσει τη ζώνη επιρροής του καθενός. Να σημειωθεί ότι πίεση ανέμου λαμβάνουν μόνο τα περιμετρικά υποστυλώματα και οι δοκοί της στέγης. Επίσης η εσωτερική πίεση  $C_{pi}$ , όπως προτείνει το πρόγραμμα, λαμβάνεται με τρόπο τέτοιο ώστε να δυσμενοποιείται το τελικό αποτέλεσμα. Συγκεκριμένα:

- Για άνεμο +X και +Z λαμβάνεται  $C_{pi} = +0.3$
- Για άνεμο -X και -Z λαμβάνεται  $C_{pi} = -0.2$

Στο σχήμα 4.3 απεικονίζεται διανυσματικά η εσωτερική  $C_{pi}$  και η εξωτερική  $C_{pe}$  πίεση, θετική και αρνητική.



Σχ. 4.3 Διανυσματική απεικόνιση εσωτερικής και εξωτερικής πίεσης, θετικής και αρνητικής

Παρακάτω φαίνονται για τις τέσσερις κατανομές, οι αντίστοιχες πληροφορίες καθώς και οι ζώνες τοίχων και στέγης που προκύπτουν.



### Διεύθυνση +X

Δικλινής	$\alpha=11,31^\circ$
$h = 16,14\text{m}$	$e = \min(b;2h) = \min(15,84;32,28) = 15,84\text{m}$
$b = 15,84\text{m}$	$h/d = 16,14/32,56 = 0,50$
$d = 32,56\text{m}$	$e < d : A, B, C$

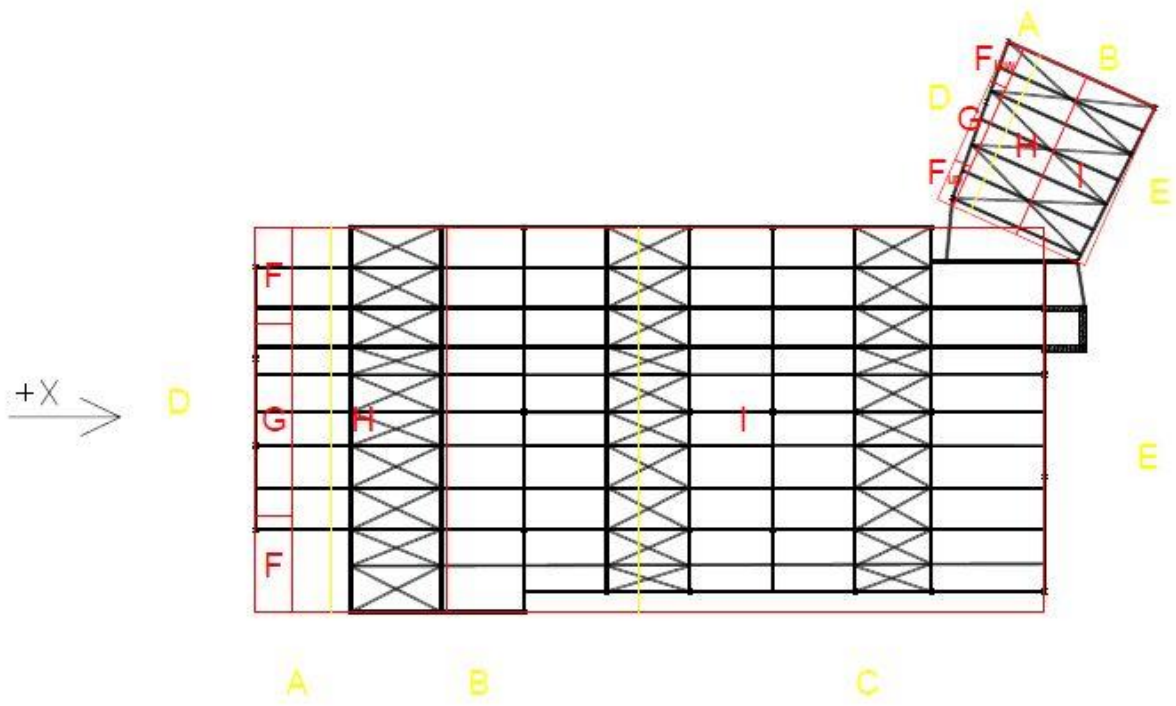
ΖΩΝΗ ΤΟΙΧΩΝ	A	B	C	D	E
Διάσταση (m)	3,17	12,67	16,72	15,84	15,84
$C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	+0,73	-0,37
$C_p$	-0,90	-0,50	-0,20	+1,03	-0,07
W(16,14)(KPa)	-1,64	-0,91	-0,36	+1,87	-0,13

ΖΩΝΗ ΣΤΕΓΩΝ	F	G	H	I
$L_x * L_z$ (m)	1,58*3,96	1,58*7,92	6,34*15,84	24,64*15,84
$C_{pe,10}$	-1,41	-1,30	-0,64	-0,54
$C_p$	-1,11	-1,00	-0,34	-0,24
W(16,14)(KPa)	-2,02	-1,82	-0,62	-0,44

Μονοκλινής	$\alpha=11,31^\circ$
$h = 14,90\text{m}$	$e = \min(b;2h) = \min(7,12;29,80) = 7,12\text{m}$
$b = 7,12\text{m}$	$h/d = 14,90/6,65 = 2,24$
$d = 6,65\text{m}$	$e > d : A, B$

ΖΩΝΗ ΤΟΙΧΩΝ	A	B	D	E
Διάσταση (m)	1,42	5,23	7,12	7,12
$C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	+0,80	-0,56
$C_p$	-0,90	-0,50	+1,10	-0,26
W(14,90)(KPa)	-1,64	-0,91	+2,00	-0,47

ΖΩΝΗ ΣΤΕΓΩΝ	Fup	Flow	G	H	I
$L_x * L_z$ (m)	0,71*1,78	0,71*1,78	0,71*3,56	2,85*7,12	3,09*7,12
$C_{pe,10}$	-2,29	-1,78	-1,86	-0,73	-0,63
$C_p$	-1,99	-1,48	-1,56	-0,43	-0,33
W(14,90)(KPa)	-3,62	-2,69	-2,84	-0,78	-0,60



**Σχ. 4.4** Ζώνες τοίχων και στέγης για φόρτιση ανέμου κατά την διεύθυνση +X

### Διεύθυνση +Z

Δικλινής	$\alpha=11,31^\circ$
$h = 16,14\text{m}$	$e = \min(b;2h) = \min(32,56;32,28) = 32,28\text{m}$
$b = 32,56\text{m}$	$h/d = 16,14/15,84 = 1,02 \approx 1,00$
$d = 15,84\text{m}$	$e > d : A, B$

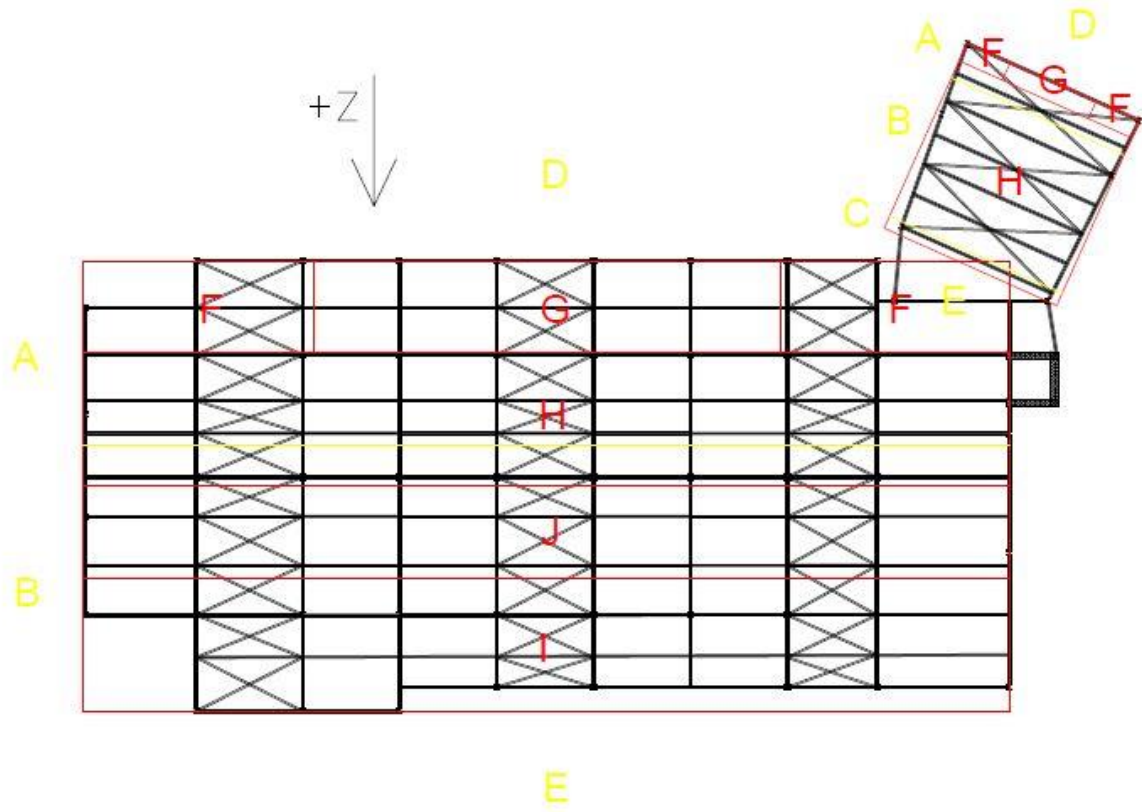
ΖΩΝΗ ΤΟΙΧΩΝ	A	B	D	E
Διάσταση (m)	6,46	9,38	32,56	32,56
$C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	+0,80	-0,50
$C_p$	-0,90	-0,50	+1,10	-0,20
W(16,14)(KPa)	-1,64	-0,91	+2,00	-0,36

ΖΩΝΗ ΣΤΕΓΩΝ	F	G	H	J	I
$L_x * L_z$ (m)	8,07*3,23	16,42*3,23	32,56*4,69	32,56*3,23	32,56*4,69
$C_{pe,10}$	-1,20	-0,95	-0,41	-0,85	-0,47
$C_p$	-0,9	-0,65	-0,11	-0,55	-0,17
W(16,14)(KPa)	-1,64	-1,18	-0,2	-1,00	-0,31

Μονοκλινής	$\alpha=11,31^\circ$
$h = 14,90\text{m}$	$e = \min(b;2h) = \min(6,65;29,80) = 6,65\text{m}$
$b = 6,65\text{m}$	$h/d = 14,90/7,12 = 2,1$
$d = 7,12\text{m}$	$E < d : A, B, C$

ΖΩΝΗ ΤΟΙΧΩΝ	A	B	C	D	E
Διάσταση (m)	1,33	5,32	0,47	6,65	6,65
$C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	+0,80	-0,56
$C_p$	-0,90	-0,50	-0,20	+1,10	-0,26
W(14,90)(KPa)	-1,64	-0,91	-0,36	+2,00	-0,47

ΖΩΝΗ ΣΤΕΓΩΝ	F	G	H
$L_x * L_z$ (m)	1,67*0,67	3,31*0,67	6,65*6,45
$C_{pe,10}$	-1,20	-0,95	-0,41
$C_p$	-0,90	-0,65	-0,11
W(14,90)(KPa)	-1,64	-1,18	-0,20



**Σχ. 4.5** Ζώνες τοίχων και στέγης για φόρτιση ανέμου κατά την διεύθυνση +Z

### Διεύθυνση -X

Δικλινής	$\alpha=11,31^\circ$
$h = 16,14\text{m}$	$e = \min(b;2h) = \min(15,84;32,28) = 15,84\text{m}$
$b = 15,84\text{m}$	$h/d = 16,14/32,56 = 0,50$
$d = 32,56\text{m}$	$e < d : A, B, C$

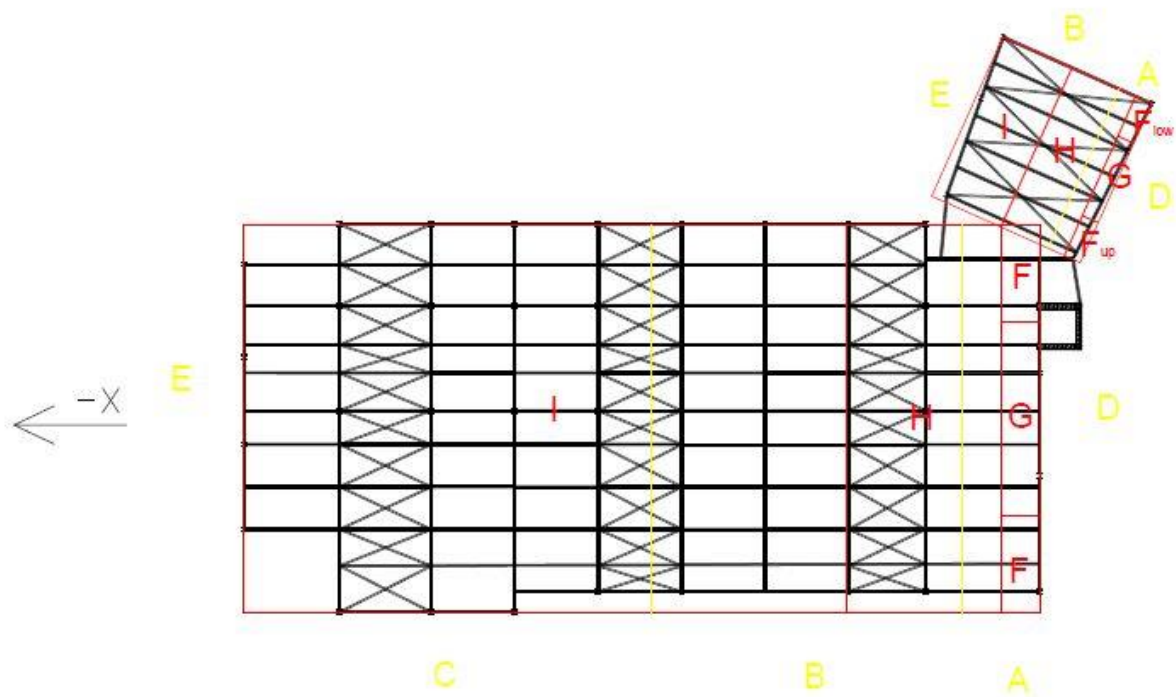
ΖΩΝΗ ΤΟΙΧΩΝ	A	B	C	D	E
Διάσταση (m)	3,17	12,67	16,72	15,84	15,84
$C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	+0,73	-0,37
$C_p$	-1,40	-1,00	-0,70	+0,53	-0,57
W(16,14)(KPa)	-2,55	-1,82	-1,27	+0,96	-1,04

ΖΩΝΗ ΣΤΕΓΩΝ	F	G	H	I
$L_x * L_z$ (m)	1,58*3,96	1,58*7,92	6,34*15,84	24,64*15,84
$C_{pe,10}$	-1,41	-1,30	-0,64	-0,54
$C_p$	-1,61	-1,50	-0,84	-0,74
W(16,14)(KPa)	-2,93	-2,73	-1,53	-1,35

Μονοκλινής	$\alpha=11,31^\circ$
$h = 14,90\text{m}$	$e = \min(b;2h) = \min(7,12;29,80) = 7,12\text{m}$
$b = 7,12\text{m}$	$h/d = 14,90/6,65 = 2,24$
$d = 6,65\text{m}$	$e > d : A, B$

ΖΩΝΗ ΤΟΙΧΩΝ	A	B	D	E
Διάσταση (m)	1,42	5,23	7,12	7,12
$C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	+0,80	-0,56
$C_p$	-1,40	-1,00	+0,60	-0,76
W(14,90)(KPa)	-2,55	-1,82	+1,09	-1,38

ΖΩΝΗ ΣΤΕΓΩΝ	Fup	Flow	G	H	I
$L_x * L_z$ (m)	0,71*1,78	0,71*1,78	0,71*3,56	2,85*7,12	3,09*7,12
$C_{pe,10}$	-2,29	-1,78	-1,86	-0,73	-0,63
$C_p$	-2,49	-1,98	-2,06	-0,93	-0,83
W(14,90)(KPa)	-4,53	-3,60	-3,75	-1,69	-1,51



**Σχ. 4.6** Ζώνες τοίχων και στέγης για φόρτιση ανέμου κατά την διεύθυνση  $-X$

### Διεύθυνση -Z

Δικλινής	$\alpha=11,31^\circ$
$h = 16,14\text{m}$	$e = \min(b;2h) = \min(32,56;32,28) = 32,28\text{m}$
$b = 32,56\text{m}$	$h/d = 16,14/15,84 = 1,02 \approx 1,00$
$d = 15,84\text{m}$	$e > d : A, B$

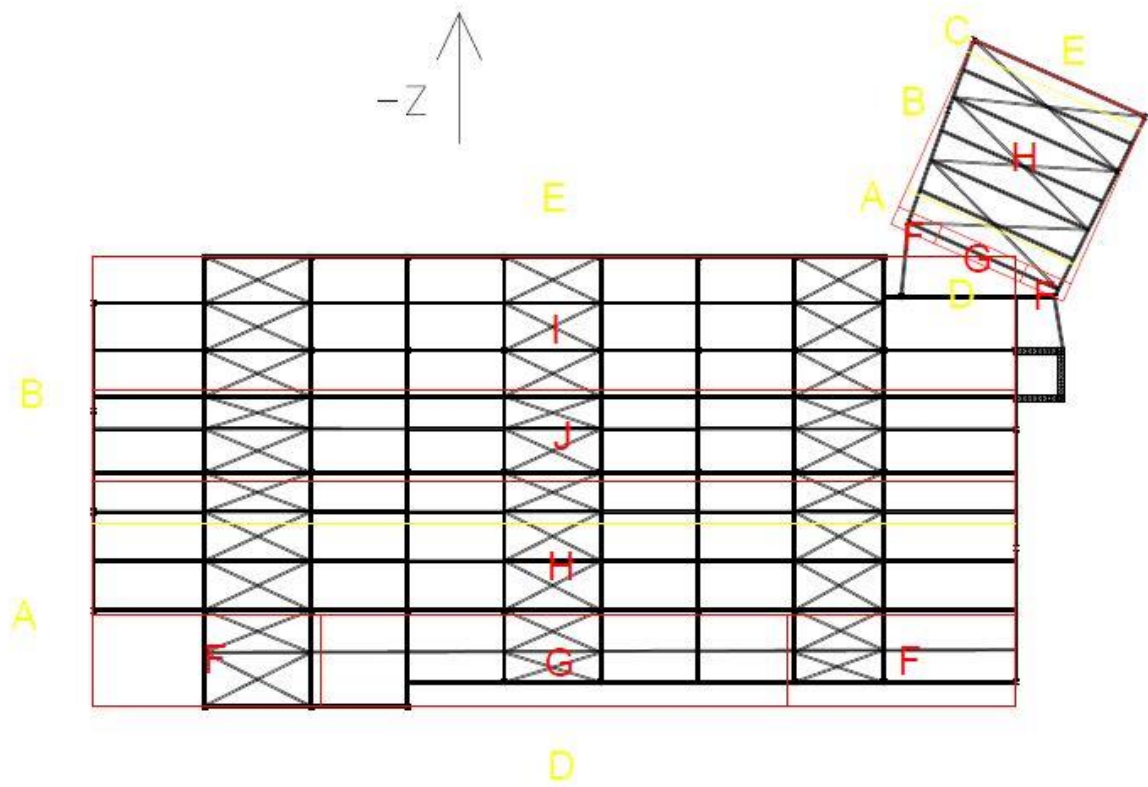
ΖΩΝΗ ΤΟΙΧΩΝ	A	B	D	E
Διάσταση (m)	6,46	9,38	32,56	32,56
$C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	+0,80	-0,50
$C_p$	-1,40	-1,00	+0,60	-0,70
W(16,14)(KPa)	-2,55	-1,82	+1,09	-1,27

ΖΩΝΗ ΣΤΕΓΩΝ	F	G	H	J	I
$L_x * L_z$ (m)	8,07*3,23	16,42*3,23	32,56*4,69	32,56*3,23	32,56*4,69
$C_{pe,10}$	-1,20	-0,95	-0,41	-0,85	-0,47
$C_p$	-1,40	-1,15	-0,61	-1,05	-0,67
W(16,14)(KPa)	-2,55	-2,09	-1,11	-1,91	-1,22

Μονοκλινής	$\alpha=11,31^\circ$
$h = 14,90\text{m}$	$e = \min(b;2h) = \min(6,65;29,80) = 6,65\text{m}$
$b = 6,65\text{m}$	$h/d = 14,90/7,12 = 2,1$
$d = 7,12\text{m}$	$E < d : A, B, C$

ΖΩΝΗ ΤΟΙΧΩΝ	A	B	C	D	E
Διάσταση (m)	1,33	5,32	0,47	6,65	6,65
$C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	+0,80	-0,56
$C_p$	-1,40	-1,00	-0,79	+0,60	-0,76
W(14,90)(KPa)	-2,55	-1,82	-1,27	+1,09	1,38

ΖΩΝΗ ΣΤΕΓΩΝ	F	G	H
$L_x * L_z$ (m)	1,67*0,67	3,31*0,67	6,65*6,45
$C_{pe,10}$	-1,20	-0,95	-0,41
$C_p$	-1,40	-1,15	-0,61
W(14,90)(KPa)	-2,55	-2,09	-1,11



Σχ. 4.7 Ζώνες τοίχων και στέγης για φόρτιση ανέμου κατά την διεύθυνση  $-z$



## 4.6 Σεισμικές Δράσεις

Στο σεισμό, αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις, τόσο οριζόντιες όσο και κατακόρυφες, που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από αυτές, ως πλέον σημαντικές θεωρούνται οι οριζόντιες. Αυτό βέβαια δεν σημαίνει ότι και οι κατακόρυφες δε μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Στην παρούσα εργασία, θεωρήθηκε μόνο η οριζόντια συνιστώσα του σεισμού.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντευτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνει ο σχεδιασμός των έργων. Οι κινήσεις αυτές ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους. Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά από μόνο μια παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού  $a_{GR}$ , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο.

### 4.6.1 Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης

Οι φορείς σε σεισμικές περιοχές θα σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8:

- Απαίτηση μη κατάρρευσης: ο φορέας πρέπει να αναλαμβάνει τη σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητα του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα.
- Απαίτηση περιορισμού βλαβών: ο φορέας πρέπει να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση σημαντικών βλαβών και άρα περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα.

### 4.6.2 Τρόποι επίλυσης

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν βάσει της γραμμικής-ελαστικής συμπεριφοράς του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης
- Μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover)
- Μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική)

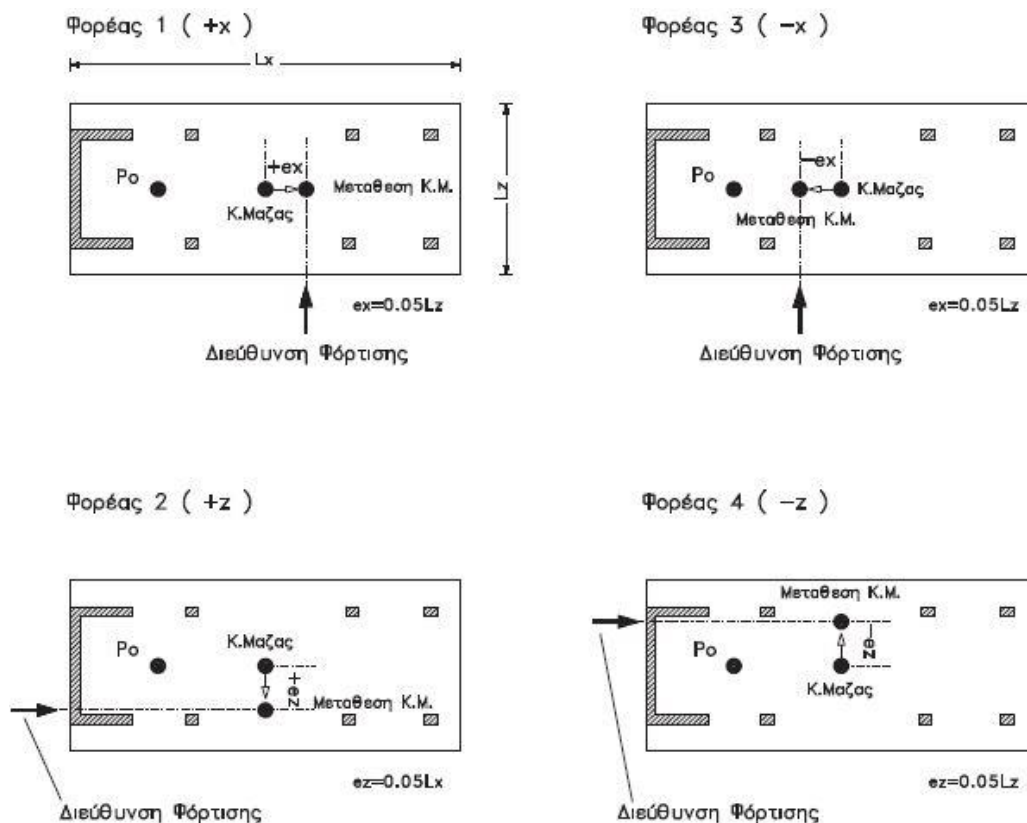
## Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων. Λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στην συνολική απόκριση, και η τέμνουσα βάσης μοιράζεται σε κάθε όροφο ιδιομορφικά. Επίσης εισάγεται ο όρος της δρώσας ιδιομορφικής μάζας, που δείχνει το ποσοστό της μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιοπερίοδο, σε κάθε διεύθυνση.

Το πλήθος των ιδιομορφών που αναλύονται, επιλέγεται έτσι ώστε να πληρούνται τα κριτήρια του EC8-1§4.3.3.1(3). Το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα τις ιδιομορφές που απαιτούνται, ώστε να καλυφθεί τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα στις δύο οριζόντιες συνιστώσες.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η δρώσα ιδιομορφική μάζα  $m_k$ , που αντιστοιχεί στην ιδιομορφή  $k$ , καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα βάσης που δρα στη διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δύναμης, να μπορεί να εκφραστεί ως  $F_{bk} = S_d * T_k * m_k$ . Αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών, για όλες τις ιδιομορφές κατά μια δεδομένη διεύθυνση, είναι ίση με τη μάζα του φορέα. Επίσης οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης  $i$  και  $j$  (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες, εφόσον οι ιδιοπερίοδοι τους  $T_i$  και  $T_j$  ικανοποιούν την συνθήκη:  $T_j < 0.9 * T_i$ .

Το κέντρο μάζας κάθε ορόφου λαμβάνεται μετατοπισμένο από την ονομαστική του θέση κατά την τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{ai} = 0.05 * L_i$ , όπου  $L_i$  το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για κάθε διεύθυνση, οπότε με τον τρόπο αυτό προκύπτουν τέσσερις ανεξάρτητοι φορείς προς επίλυση, όπως φαίνεται και στο σχήμα 4.8. Ουσιαστικά με τη μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η τυχηματική εκκεντρότητα και στην ανελαστική ανάλυση (pushover).



Σχ. 4.8 Φορείς που προκύπτουν από τη μετατόπιση μαζών εκατέρωθεν του Κ.Μ.

Σε περίπτωση που η κατασκευή σχεδιάζεται να συμπεριφέρεται ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού (απορρόφηση ενέργειας μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων), δεν απαιτείται ανελαστική ανάλυση, αλλά γίνεται ελαστική ανάλυση με βάση μειωμένο φάσμα σχεδιασμού σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα. Η μείωση του ελαστικού φάσματος γίνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

Για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής φόρτισης, οι σχέσεις που δίνουν την επιτάχυνση σχεδιασμού  $S_d(T)$  σε κάθε περιοχή του φάσματος φαίνονται στον πίνακα 4.7, από το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού.

**Πίν. 4.7** *Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού*

$0 \leq T < T_B :$ $S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$
$T_B \leq T \leq T_C :$ $S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$
$T_C < T \leq T_D :$ $S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]$ $S_d(T) \geq \beta \cdot \alpha_g$
$T_D < T :$ $S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$ $S_d(T) \geq \beta \cdot \alpha_g$

### **Μη-γραμμική ανάλυση Pushover**

Για τον έλεγχο επάρκειας του τελικού φορέα, το υφιστάμενο μαζί με την προσθήκη χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος Pushover. Κάνοντας αποτίμηση με τη μέθοδο αυτή, ανάλογα με τις στάθμες επιτελεσματικότητας και την πιθανότητα υπέρβασης που έχουν τεθεί ελέγχει την επάρκεια της κατασκευής. Σε κάθε επίπεδο επιτελεσματικότητας αντιστοιχούν όρια αποδεκτών παραμορφώσεων μέλους σε όρους γωνίας στροφής χορδής, ενώ η αστοχία σε τέμνουσα

πρακτικά ισοδυναμεί με οιονοί κατάρρευση. Όσο υψηλότερες είναι οι απαιτήσεις, τόσο χαμηλότερα είναι τα όρια των παραμορφώσεων. Στους παρακάτω πίνακες 4.8 και 4.9 δείχνονται οι προτάσεις της επιτροπής του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τους στόχους αποτίμησης μιας κατασκευής.

**Πίν. 4.8** Ελάχιστοι στόχοι αποτίμησης συναρτήσει της κατηγορίας σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	Πρόταση επιτροπής ΚΑΝ.ΕΠΕ. για στόχους αποτίμησης ή ανασχεδιασμού	Πιθανοί συνδυασμοί στόχων	απαιτήση
I	A1, A2, B1, B2, Γ1, Γ2	Γ2 (μόνο για σπ. I)	πολύ χαμηλή
		B2+Γ1	Ελάχιστη
		A3+B2+Γ1	Συνιστώμενη
II	A1, A2, B1, B2, Γ1	A2+B1+Γ0	Μέση
		A1	υψηλή
		B1+Γ0	Χαμηλή
III & IV	A1, A2, B1	A2+B1	Ελάχιστη
		A2+B1+Γ0	Συνιστώμενη
		A1	υψηλή
		B1+Γ0	Χαμηλή

**Πίν. 4.9** Στόχοι αποτίμησης βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Περίοδος T (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης P στα 50 έτη	$\alpha_\theta/\alpha_{\theta R} = (T/475)^{1/\lambda}$	Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού		
			Περιορισμός βλαβών (DL) Άμεση χρήση [A]	Σημαντικές βλάβες (SD) Προστασία ζωής [B]	Οιονοί κατάρ. (NC) Αποφυγή κατάρ. [Γ]
975	5%	>1.00	A0	B0	Γ0
Πίν. 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.	475	10%	A1	B1	Γ1
	72	50%	A2	B2	Γ2
31	80%	<<1.00	A3	B3	Γ3
Κριτήρια αποδοχής (ελέγχου επιτελεστικότητας)			$\theta \leq \theta_y$	$\theta \leq (\theta_y + \theta_u)/2 \cdot \gamma_{RD}$	$\theta \leq \theta_u/\gamma_{RD}$ $V_{ED} \leq V_{RD}$
← Αύξηση απαιτήσεων στα μέλη					

### 4.6.3 Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας

Η αξιοπιστία ενός κτιρίου καθορίζεται από τις Εθνικές Αρχές για τους διαφορετικούς τύπους κτιρίων ή έργων πολιτικού μηχανικού βάσει των συνεπειών της αστοχίας.

Διαφοροποίηση της αξιοπιστίας επιτυγχάνεται μέσω της ταξινόμησης των κατασκευών σε διαφορετικές κατηγορίες σπουδαιότητας. Τα κτίρια ταξινομούνται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης τους σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο, και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης.

Σε κάθε κατηγορία καθορίζεται ένας συντελεστής σπουδαιότητας με τον οποίο πολλαπλασιάζεται η σεισμική δράση αναφοράς ή εφόσον χρησιμοποιείται γραμμική ανάλυση το αντίστοιχο εντατικό μέγεθος ή μετακίνηση. Η κατασκευή που μελετάται στην παρούσα διπλωματική ανήκει στην κατηγορία II (συνήθη κτίρια), με συντελεστή σπουδαιότητας ίσο με 1,00. Στον πίνακα 4.10 παρουσιάζονται οι διάφορες κατηγορίες σπουδαιότητας, με τους αντίστοιχους συντελεστές.

**Πίν. 4.10** Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ	ΚΤΙΡΙΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια π.χ. γεωργικά κτίρια	0,8
II	<b>Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες</b>	<b>1,0</b>
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης	1,2
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για τη προστασία των πολιτών π.χ. νοσοκομεία	1,4

### 4.6.4 Κατηγορία εδάφους

Ένας από τους σημαντικότερους παράγοντες που επηρεάζουν την απόκριση και την συμπεριφορά των κατασκευών είναι οι εδαφικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή μελέτης. Βάσει της στρωματογραφίας και των χαρακτηριστικών των εδαφών (π.χ. ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, διατμητική αντοχή), αυτά χωρίζονται σε πέντε κατηγορίες, οι οποίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση. Η μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_1^n V_i}, \quad (4.6)$$

όπου  $h_i$  και  $v_i$  υποδηλώνουν το πάχος και την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων.

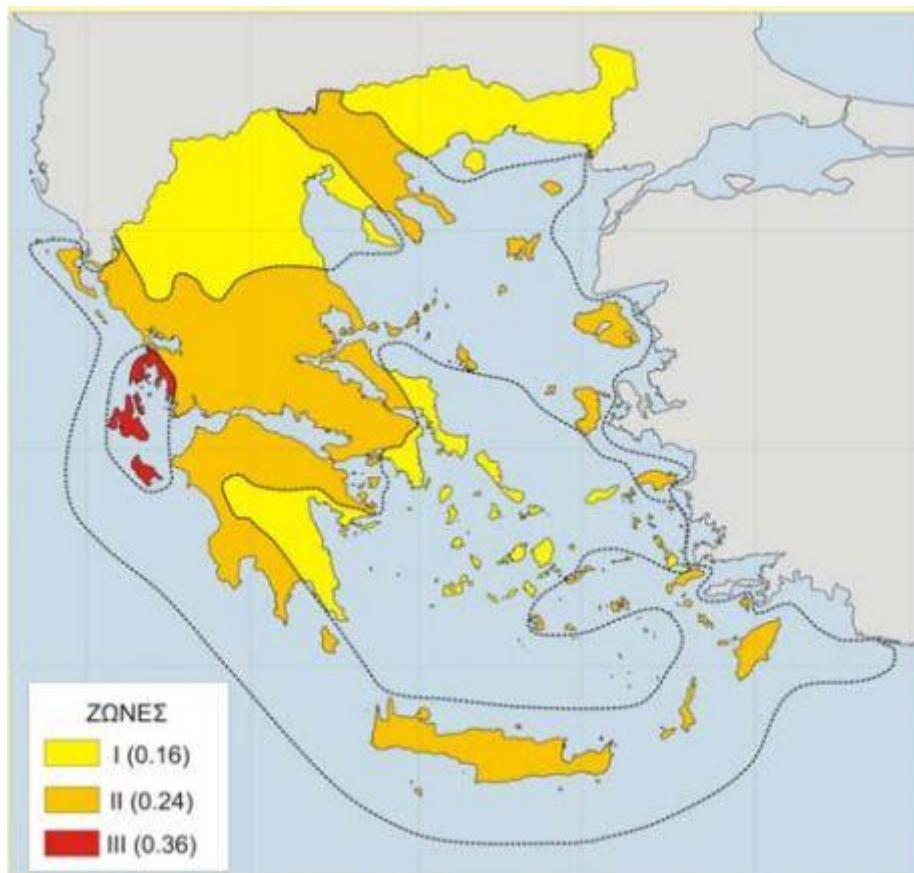
Στον πίνακα 4.11 φαίνονται οι διάφορες κατηγορίες εδάφους. Εν προκειμένω, έχουμε κατηγορία εδάφους B (ξηρή και σκληρή άργιλος).

**Πίν. 4.11** Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{6PT}$ (κρούσεις/ 30cm)	$c_u$ (kPa)
<b>A</b>	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
<b>B</b>	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
<b>C</b>	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
<b>D</b>	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
<b>E</b>	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές $v_s$ κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			

#### 4.6.5 Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους καθορίζεται από τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας που βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα διαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, σε κάθε μια εκ των οποίων αντιστοιχεί μια τιμή επιτάχυνσης εδάφους. Στο σχήμα 4.9 φαίνεται ο χάρτης με τις ζώνες αυτές. Το κτίριο μας, το οποίο βρίσκεται στην Κέρκυρα, ανήκει στην ζώνη επικινδυνότητας II με  $a_{gR} = 0,24g$ .



Σχ. 4.9 Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας

#### 4.6.6 Κατάταξη κτιρίου από Ω.Σ.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο ως «ελαστικό φάσμα απόκρισης». Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρους ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται «φάσμα σχεδιασμού». Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Ο συντελεστής αυτός είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας, εάν η απόκριση του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Τα κτίρια από Ω.Σ. κατατάσσονται σε μία από τις κατηγορίες του πίνακα 4.12 με βάση το στατικό τους σύστημα. Στον ορισμό κάθε κατηγορίας, ο όρος «διατμητική αντοχή» μπορεί να αντικατασταθεί από τον όρο «διατμητική σεισμική δύναμη». Δηλαδή, ο προσδιορισμός της κατηγορίας ενός κτιρίου επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την κατανομή των σεισμικών

δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία του κατωτέρου ορόφου (βάση) αντί της αντίστοιχης διατμητικής τους αντοχής.

Η κατάταξη ενός κτιρίου μπορεί να είναι διαφορετική στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, εκτός από τις περιπτώσεις στρεπτικά ευκάμπτων κτιρίων και συστημάτων ανεστραμμένου εκκρεμούς, όπου η κατάταξη είναι ενιαία για όλες τις διευθύνσεις.

Το πρόγραμμα καθορίζει αυτόματα τον χαρακτηρισμό του κτιρίου και τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , σε κάθε διεύθυνση, ελέγχοντας το υλικό, την κατηγορία πλαστιμότητας και το στατικό σύστημα, προσδιορίζοντας έτσι τις προσεγγιστικές τιμές του «σταθερού παράγοντα του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , κατά  $X$  και κατά  $Z$ ». Συγκεκριμένα το κτίριο μας, χαρακτηρίστηκε ως «Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων» κατά  $X$  και ως «Πλαισιωτό, ή ισοδύναμο διπλό, πολυώροφο (πολλών ανοιγμάτων)» κατά  $Z$  με αντίστοιχους συντελεστές συμπεριφοράς  $q_x = 3.00$  και  $q_z = 4.50$ . Να σημειωθεί ότι μετά τις ενισχύσεις το κτίριο χαρακτηρίστηκε και κατά  $X$  ως «Πλαισιωτό, ή ισοδύναμο διπλό, πολυώροφο (πολλών ανοιγμάτων)».

**Πίν. 4.12 Κατάταξη κτιρίων Ω.Σ.**

Χαρακτηρισμός	Επεξήγηση
Τοιχωματικό σύστημα	Στατικό σύστημα με συζευγμένα ή ασύζευκτα τοιχώματα, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Πλαισιωτό σύστημα	Στατικό σύστημα με χωρικά πλαίσια, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Διπλό σύστημα (γενικά)	Τα κατακόρυφα φορτία παραλαμβάνονται κυρίως από τα πλαίσια και τα οριζόντια εν μέρει από πλαίσια και εν μέρει από τοιχώματα.
Διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως πλαισιωτό	Διπλό στατικό σύστημα, στο οποίο τα πλαίσια έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 50\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως τοιχωματικό	Διπλό στατικό σύστημα, στο οποίο τα τοιχώματα έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 50\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Σύστημα με μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα	Τοιχωματικό σύστημα με τις παρακάτω πρόσθετες προϋποθέσεις: i. Τουλάχιστον δύο μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα στην υπόψη διεύθυνση, τα οποία παραλαμβάνουν τουλάχιστον το 20% των φορτίων βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού. ii. Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην υπόψη διεύθυνση $\leq 0.5$ sec (με θεώρηση πάκτωσης στη βάση).
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	Διπλό ή τοιχωματικό σύστημα χωρίς την ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία έστω και σε μία οριζόντια διεύθυνση, δηλ. δεν ικανοποιείται η σχέση: $r_x \geq l_z$ ή $r_y \geq l_x$ .
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	Σύστημα στο οποίο μάζα μεγαλύτερη από το 50% της συνολικής είναι συγκεντρωμένη στο ανώτερο 1/3 του ύψους. Δεν υπάγονται σε αυτή την κατηγορία μονώροφα με $v_d \leq 0.3$ σε όλα τα υποστυλώματα.



## 4.7 Υδροστατική πίεση

Υδροστατική πίεση ονομάζεται η πίεση που ασκεί ένα ρευστό το οποίο βρίσκεται σε ισορροπία σε αντικείμενο ή επιφάνεια που βρίσκεται μέσα σ' αυτό. Η πίεση οφείλεται στην εξωτερική δύναμη της βαρύτητας και μόνο, δηλαδή στο βάρος του ρευστού που βρίσκεται υπεράνω του αντικειμένου ή της επιφάνειας. Διαπιστώνεται πως όσο μεγαλύτερο είναι το στατικό ύψος (βάθος) τόσο μεγαλύτερη και η υδροστατική πίεση. Η υδροστατική πίεση προσδιορίζεται από την σχέση:

$$P_{υδρ} = \rho * h * g , \quad (4.7)$$

όπου:  $\rho$  η πυκνότητα του υγρού ( $= 1\text{Kg/m}^3$  για νερό)

$h$  το βάθος

$g$  η επιτάχυνση της βαρύτητας ( $\approx 10\text{m/s}^2$ )

Σε τμήμα της ανωδομής του κτιρίου μας θα τοποθετηθεί κολυμβητική δεξαμενή. Αυτή θα έχει καθαρό βάθος  $h = 1.40\text{m}$ . Η δεξαμενή θα είναι ορθογώνια διαστάσεων  $4\text{m} * 9\text{m}$  και θα τοποθετηθεί επί μεταλλικών δοκών οι οποίες θα εδραστούν σε υφιστάμενα υποστυλώματα. Θεωρώντας, δυσμενώς, ομοιόμορφη κατανομή της υδροστατικής πίεσης και όχι τριγωνική (λόγω περιορισμών του προγράμματος) βάθους  $1.4\text{m}$ , προκύπτει  $P_{υδρ} = 14\text{KN/m}^2$ . Αυτό θα κατανεμηθεί στις μεταλλικές δοκούς και τεγίδες βάσει των αντίστοιχων ζωνών επιρροής, ως κινητό φορτίο.

## 4.8 Συνδυασμοί δράσεων

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS: ultimate limit states)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (SLS: serviceability limit states)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους ενοίκους κλπ).

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί της κατασκευής.

Προκειμένου να ελεγχθεί ή επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS) και λειτουργικότητας (SLS), χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών, οι οποίες καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διαρκείας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα μόνον.

#### 4.8.1 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,i} (\text{ή } \psi_{2,i}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Πρέπει να γίνει σαφές, ότι η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων). Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

«+»	σημαίνει «επαλληλία με»
$G_{k,j}$	η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
$P$	η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,1}$	η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$	η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων $i$
$A_d$	η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
$A_{Ed}$	η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{G,j}$	οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για μόνιμη δράση $j$
$\gamma_P$	οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
$\gamma_{Q,i}$	οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση $i$
$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$	συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Στους παραπάνω συνδυασμούς δεν συμπεριλαμβάνονται δράσεις, οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανισθούν ταυτόχρονα.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ).

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή μέλους του είναι:

1. Καταστάσεις διαρκείας και παροδικές:
  - a. για μόνιμες δράσεις
    - $\gamma_{G,sup} = 1,35$  (δυσμενής επιρροή)
    - $\gamma_{G,inf} = 1,00$  (ευμενής επιρροή)
  - b. για μεταβλητές δράσεις
    - $\gamma_{Q,i} = 1,50$  (ή  $\gamma_{Q,i} = 0$  για την περίπτωση ευμενούς επιρροής)

2. Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς  $\gamma_A = 1,0$

Πίν. 4.13 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_i$  κατά τον Ευρωκώδικα

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός-πυρκαϊάς) σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

#### 4.8.2 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικός (characteristic) συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Συχνός (frequent) συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3. Οιονεί μόνιμος (quasi-permanent) συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

### 4.8.3 Έλεγχος επάρκειας

Ο βασικός έλεγχος, ο οποίος επιτάσσεται από τους Ευρωκώδικες, προκειμένου να διαπιστωθεί η επάρκεια της κατασκευής σε κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, περιγράφεται από την ανίσωση:

$$E_d \leq R_d$$

όπου:  $E_d$  είναι το αποτέλεσμα (Effect) των συνδυασμών δράσεων σχεδιασμού (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ.)

$R_d$  είναι η αντίστοιχη αντοχή (Resistance) σχεδιασμού της διατομής ή του μέλους που ελέγχεται, ή επιτρεπόμενη παραμόρφωση, εφόσον πρόκειται για έλεγχο σε λειτουργικότητα.

Η αντοχή σχεδιασμού προσδιορίζεται από την σχέση:

$$R_d = R_k / \gamma_M$$

όπου:  $R_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της συγκεκριμένης ιδιότητας του υλικού (π.χ. αντοχή διαρροής ή θραύσης)

$\gamma_M$  επιμέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού, που λαμβάνει υπόψη τυχόν δυσμενείς αποκλίσεις από τις χαρακτηριστικές τιμές, ανακρίβειες στους συντελεστές μετατροπής και αβεβαιότητες στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και στην προσομοίωση του φορέα.

Η πρώτη σχέση είναι γενική και εφαρμόζεται σε κάθε έλεγχο οποίος απαιτείται κατά περίπτωση (π.χ. έλεγχος στατικής ισορροπίας, έλεγχος βελών κλπ.), μπορεί δε σε ορισμένες περιπτώσεις να αντικαθίσταται από μια σχέση αλληλεπίδρασης (π.χ. μεταξύ αξονικών δυνάμεων και ροπών σε μια διατομή), η οποία όπως είναι γνωστό, ουσιαστικώς ικανοποιεί την ίδια απαίτηση με τη σχέση αυτή, δηλαδή την απαίτηση, «το αποτέλεσμα των δράσεων να μην υπερβαίνει την αντοχή της διατομής ή του μέλους».

#### 4.8.4 Δράσεις FESPA

Το πρόγραμμα FESPA κάνει αυτόματη παραγωγή όλων των απαραίτητων συνδυασμών δράσεων, οι οποίοι και παρουσιάζονται στον πίνακα 4.14.

**Πίν. 4.14 Συνδυασμοί δράσεων FESPA**

1	1.35G + 1.50*0.7Q
2	1.35G + 1.50*0.7QA
3	1.35G + 1.50*0.7QB
4	1.35G + 1.50*0.7QC
5	1.35G + 1.50*0.7QD
6	1.35G + 1.50*0.7QE
7	ξ*1.35G + 1.50Q
8	ξ*1.35G + 1.50QA
9	ξ*1.35G + 1.50QB
10	ξ*1.35G + 1.50QC
11	ξ*1.35G + 1.50QD
12	ξ*1.35G + 1.50QE
13	ξ*1.35G+1.50Q+1.50*0.5S
14	ξ*1.35G+1.50S+1.50*0.7Q
15	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.5S
16	1.00 * G + 1.00 * Q
17	G + ψ2*Q
18	1.00G+1.50W(+x)
19	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(+x)+1.50*0.5S
20	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.5S
21	ξ*1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(+z)+1.50*0.5S
22	ξ*1.35G+1.50W(+z)+1.50*0.7Q+1.50*0.5S
23	ξ*1.35G+1.50S+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(+z)
24	1.00G+1.50W(+z)
25	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(+z)+1.50*0.5S
26	ξ*1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(-x)+1.50*0.5S
27	ξ*1.35G+1.50W(-x)+1.50*0.7Q+1.50*0.5S
28	ξ*1.35G+1.50S+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(-x)
29	1.00G+1.50W(-x)
30	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(-x)+1.50*0.5S
31	ξ*1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(-z)+1.50*0.5S
32	ξ*1.35G+1.50W(-z)+1.50*0.7Q+1.50*0.5S
33	ξ*1.35G+1.50S+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(-z)
34	1.00G+1.50W(-z)
35	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(-z)+1.50*0.5S
36	1.00 * G + 1.00 * Q
37	G + ψ2*Q

## 5 Προσθήκη μεταλλικών στοιχείων

### 5.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιαστεί η διαστασιολόγηση του μεταλλικού στεγάστρου και των μεταλλικών μελών του πλαισίου της πισίνας. Οι μεταλλικές κατασκευές προσφέρουν κάποια σημαντικά πλεονεκτήματα έναντι του σκυροδέματος όπως το πολύ μικρότερο βάρος, η μεγαλύτερη αντοχή ως προς το βάρος που προσφέρουν και ο μικρότερος χρόνος ανέγερσης. Αυτά όλα είναι στοιχεία που συντέλεσαν στο να προκριθεί μια μεταλλική προσθήκη έναντι μιας από σκυρόδεμα, αφού για το υφιστάμενο κτίριο θέλουμε αφενός να το επιβαρύνουμε όσο το δυνατόν λιγότερο με νέα μόνιμα φορτία, αφετέρου να ολοκληρωθεί η προσθήκη όσο το δυνατόν συντομότερα ώστε να συνεχιστεί η χρήση του κτιρίου.

Πραγματοποιήθηκε συζευγμένη ανάλυση του μεταλλικού μέρους, έτσι αναλύθηκε η σεισμική συμπεριφορά ολόκληρου του κτιρίου, ως ένα ενιαίο. Γι' αυτό το λόγο το πρόγραμμα λειτουργεί με το στατικό σύστημα του υφισταμένου κτιρίου (όπως αυτό ορίστηκε στην §4.6.6).

### 5.2 Δομικός χάλυβας

Χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας ποιότητας S235 με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Ειδικό βάρος  $\gamma = 78,5 \text{KN/m}^3$
- Ονομαστική τιμή της αντοχής διαρροής  $f_y = 235 \text{MPa}$
- Ονομαστική τιμή της οριακής εφελκυστικής αντοχής  $f_u = 360 \text{MPa}$
- Μέτρο ελαστικότητας  $E = 210 \text{GPa}$
- Μέτρο διάτμησης  $G = E/[2*(\nu+1)] = 81 \text{GPa}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή  $\nu = 0.3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής  $\alpha = 12*10^{-6}$

### 5.3 Μεταλλικές διατομές

Για τα υποστυλώματα, τις δοκούς και τις τεγίδες επιλέχθηκαν διατομές διπλού T ενώ για τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας κοίλες διατομές. Συγκεκριμένα οι κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι είναι κυκλικής διατομής, ενώ οι αντιανέμοιοι οριζόντιοι σύνδεσμοι είναι ορθογωνικής διατομής.

Τα υποστυλώματα της προσθήκης εδράζονται αρθρωτά επί των υφιστάμενων στύλων από σκυρόδεμα και είναι τοποθετημένα όσο το πιο δυνατόν πιο κεντρικά, ώστε να τηρούνται οι ελάχιστες αποστάσεις από άκρο πλάκας έδρασης. Επιπλέον βρίσκονται με την ισχυρή τους πλευρά παράλληλα με τον άξονα Z.

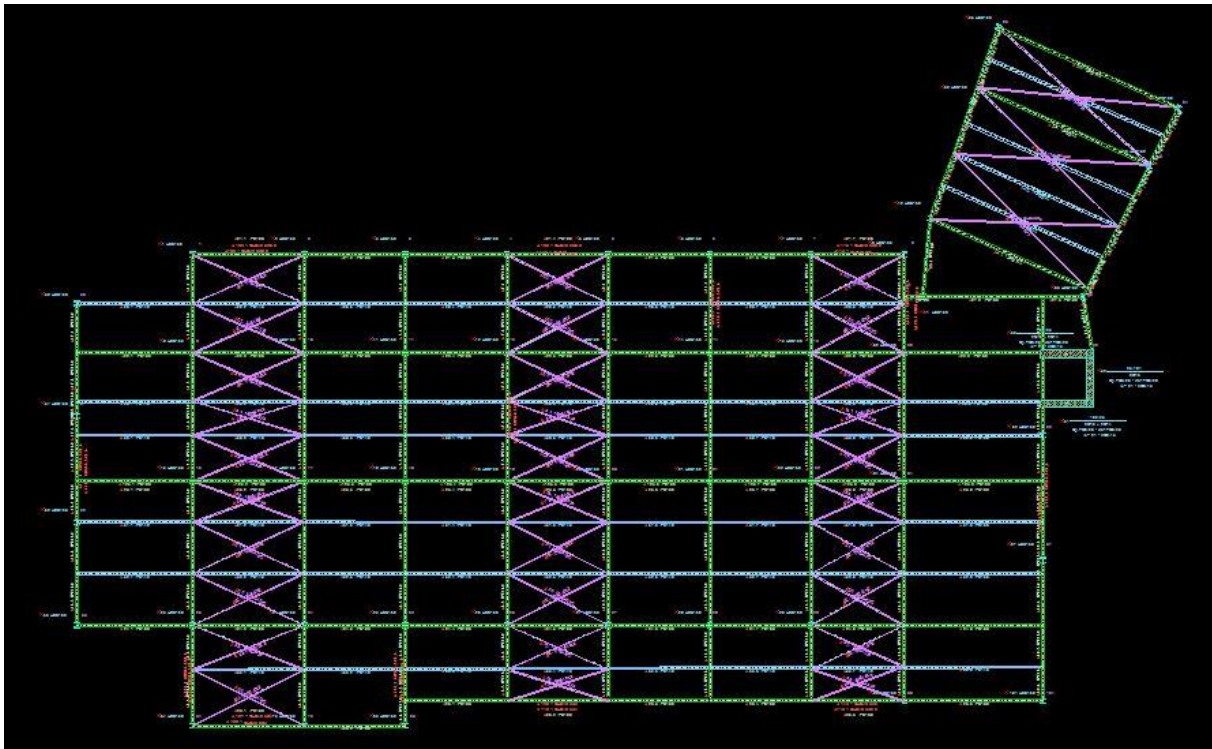
Οι δοκοί των πλαισίων (παράλληλα με την ισχυρή διεύθυνση των διατομών των υποστυλωμάτων) συνδέονται με τα υποστυλώματα με συνδέσεις ροπής, αν και η αναπτυσσόμενη ροπή είναι πολύ μικρή, λόγω της παρουσίας συνδέσμων δυσκαμψίας κατ' αυτή τη διεύθυνση. Οι δευτερεύουσες δοκοί (παράλληλα με την ασθενή διεύθυνση των διατομών των υποστυλωμάτων), καθώς και οι τεγίδες, συνδέονται με τα υποστυλώματα με αρθρωτές συνδέσεις τέμνουσας.

Τέλος να σημειωθεί ότι για καλύτερο διαμοιρασμό της δυσκαμψίας κατά τις δύο διευθύνσεις, έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και κατά X και κατά Z. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι εξής:

- Υποστυλώματα HEB160
- Δοκοί IPE180, IPE200
- Τεγίδες IPE140, IPE160
- Κατακόρυφοι σύνδεσμοι CHS48.3X2.6, CHS48.3X5
- Οριζόντιοι σύνδεσμοι SHS40X3

#### 5.4 Προσθήκη στεγάστρου

Παρακάτω στο σχήμα 5.1 φαίνεται ο ξυλότυπος οροφής της προσθήκης του μεταλλικού στεγάστρου, όπου διακρίνονται τα υποστυλώματα, οι δοκοί και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.



Σχ. 5.1 Ξυλότυπος προσθήκης μεταλλικού στεγάστρου

## 5.5 Προσθήκη κολυμβητικής δεξαμενής

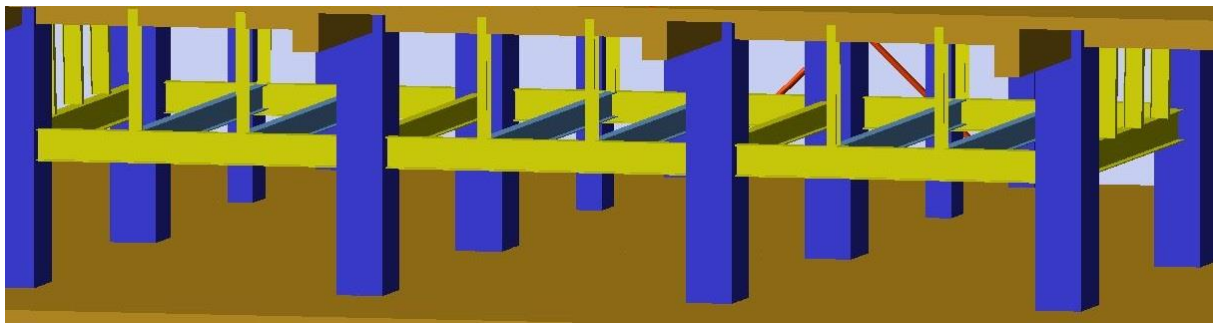
Στην οροφή του τελευταίου ορόφου του υφισταμένου κτιρίου θα κατασκευασθεί πισίνα, διαστάσεων  $10 \times 4 \text{m}^2$  και βάθος  $1.40 \text{m}$ , η οποία θα εδράζεται επί μεταλλικών μελών.

Στο ήμισυ του ύψους των στύλων του υποκείμενου ορόφου τοποθετούνται περιμετρικές δοκοί από δομικό χάλυβα στις οποίες εδράζονται τα μεταλλικά περιμετρικά υποστυλώματα παραλαβής της υδροστατικής πίεσης και οι οριζόντιες δοκοί παραλαβής του βάρους του νερού. Να σημειωθεί ότι η σύνδεση στην έδραση των μεταλλικών στοιχείων με τα υφιστάμενα υποστυλώματα και δοκούς από σκυρόδεμα απαιτεί πρόσθετη διερεύνηση που δεν πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής.

Η κολυμβητική δεξαμενή θα κατασκευαστεί από ελαφροσκυρόδεμα και θα τοποθετηθεί επί των φερόντων στοιχείων που παρουσιάζονται στην προηγούμενη παράγραφο.

Ακολουθούν οι διατομές που επιλέχθηκαν κατά τη διαστασιολόγηση και στο σχήμα 5.2 παρουσιάζεται το τρισδιάστατο προσομοίωμα της κολυμβητικής δεξαμενής, όπως αυτό προέκυψε από το πρόγραμμα FESPA.

- Υποστυλώματα IPE180
- Δοκοί περιμετρικές IPE300
- Δοκοί οριζόντιες IPE240



Σχ. 5.2 Τρισδιάστατο προσομοίωμα κολυμβητικής δεξαμενής

Τα βέλη κάμψης των οριζόντιων δοκών είναι της τάξης του  $1/1000$ , πολύ μικρό για άνοιγμα ρωγμών στον πυθμένα της κολυμβητικής δεξαμενής.



## 6 Αποτίμηση και ενισχύσεις

### 6.1 Εισαγωγή

Ένα πρόβλημα εξαιρετικής σημασίας στη δομοστατική μηχανική είναι ο υπολογισμός της απόκρισης ελαστοπλαστικών φορέων υπό στατική ή δυναμική φόρτιση. Οι ισοδύναμες στατικές αναλύσεις που προτείνονταν από τους κανονισμούς τα προηγούμενα χρόνια αδυνατούσαν να ανακαλύψουν την πραγματική συμπεριφορά των κατασκευών. Για το λόγο αυτό όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί, όπως ο Ευρωκώδικας 8 και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., προτείνουν ότι η διαθέσιμη πλαστιμότητα μιας κατασκευής θα πρέπει να προσδιορίζεται μέσω μια στατικής ανελαστικής ανάλυσης pushover.

Στην ανάλυση pushover η σεισμική ένταση εκφράζεται μέσω μιας αυξανόμενης οριζόντιας στατικής φόρτισης. Η οριζόντια αυτή φόρτιση κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση του δομήματος. Ως κατάρρευση ορίζεται η δημιουργία πλαστικού μηχανισμού, ή η αδυναμία του φορέα να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας. Οι προκύπτουσες παραμορφώσεις της κατασκευής συγκρίνονται έπειτα με τα όρια παραμόρφωσης που ορίζουν οι στάθμες επιτελεστικότητας.

Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής για το σεισμό σχεδιασμού και τη λήψη αποφάσεων που αφορούν σε μια ενδεχόμενη ενίσχυσή της, είναι απαραίτητο να προηγηθεί ανάλυση για να υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις των στοιχείων του φέροντα οργανισμού. Με την ανάλυση εξετάζεται εάν η κατασκευή ανταποκρίνεται στους στόχους αποτίμησης και ανασχεδιασμού που έχουν οριστεί. Οι στόχοι αυτοί προκύπτουν με βάση την επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού, δηλαδή την σεισμική δράση με δεδομένη αποδεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια της συμβατικής ζωής του έργου. Οι στάθμες επιτελεστικότητας για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό της κατασκευής διακρίνονται με βάση το είδος και το επίπεδο των βλαβών που αναπτύσσονται στην κατασκευή. Οι προτεινόμενες στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπως αυτές παρουσιάζονται στο FESPA, φαίνονται στον πίνακα 6.1.

Πιν. 6.1 Στάθμες επιτελεστικότητας που τέθηκαν στο FESPA

<b>DL - Περιορισμός βλαβών</b>			
Στάθμη επιτελεστικότητας DL	?	1η διαρροή δοκού ή υποστ./τος*	
DL - Περίοδος επαναφοράς T <sub>DLR</sub> [Ετη]	?	31.1	
DL - Πιθανότητα υπέρβασης P <sub>DLR</sub> [%]	?	80.00	
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (γ <sup>l</sup> *agR) <sub>DL</sub>	?	0.097	
<b>SD - Σημαντικές βλάβες</b>			
Στάθμη επιτελεστικότητας SD	?	1η υπέρβαση ορίου σε υποστ./μα ή κύρια δοκού*	
SD - Περίοδος επαναφοράς T <sub>SDR</sub> [Ετη]	?	72.1	
SD - Πιθανότητα υπέρβασης P <sub>SDR</sub> [%]	?	50.00	
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (γ <sup>l</sup> *agR) <sub>SD</sub>	?	0.128	
<b>NC - Διανεί κατάρρευση</b>			
Στάθμη επιτελεστικότητας NC	?	1η αστοχία υποστ./τος ή κύριας δοκού*	
NC - Περίοδος επαναφοράς T <sub>NCR</sub> [Ετη]	?	474.6	
NC - Πιθανότητα υπέρβασης P <sub>NCR</sub> [%]	?	10.00	
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (γ <sup>l</sup> *agR) <sub>NC</sub>	?	0.240	

## 6.2 Έλεγχος επάρκειας

Αρχικά πραγματοποιήθηκαν δύο έλεγχοι επάρκειας του φορέα, μια στο κτίριο ως ήταν, και μια με κατακόρυφους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας σε επιλεγμένα φατνώματα του υφιστάμενου φορέα. Όπως ήταν αναμενόμενο, η συμπεριφορά του κτιρίου βελτιώθηκε αισθητά με την προσθήκη των συνδέσμων, άρα και την αύξηση της δυσκαμψίας, και αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθούν ως τρόπος ενίσχυσης των υφιστάμενων μελών. Πιο συγκεκριμένα χωρίς τους συνδέσμους είχαμε ανεπάρκεια σε 45 υποστυλώματα και 55 δοκούς, ενώ με τους συνδέσμους δυσκαμψίας σε 20 υποστυλώματα και 57 δοκούς. Έτσι προκρίθηκε ένας μεικτός τρόπος ενίσχυσης του υφισταμένου κτιρίου, τόσο με ενισχύσεις με μανδύες σκυροδέματος στα φέροντα στοιχεία, όσο και με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας σε κάποια φατνώματα του υφιστάμενου φορέα. Αναλυτικά σε επόμενες παραγράφους, περιγράφονται οι ενισχύσεις αυτές. Στους παρακάτω πίνακες φαίνονται οι δυσκαμψίες, οι μάζες, καθώς και οι μετακινήσεις κατά τις δύο διευθύνσεις X και Z για κάθε όροφο στις δύο επιλύσεις που πραγματοποιήθηκαν.

**Πίν. 6.2** Υφιστάμενος φορέας χωρίς χιαστί συνδέσμους

Επίπεδο	Υψόμετρο οροφής (m)	Δυσκαμψία KXi (KN/m)	Δυσκαμψία KZi (KN/m)	Μάζα mi (ton)	dsX (cm)	dsZ (cm)
5	15.20	0.33823E+05	0.62028E+05	0.66317E+02	11.05	10.41
4	11.00	0.49765E+06	0.70148E+06	0.52003E+03	7.31	9.48
3	8.00	0.27980E+06	0.43310E+06	0.50441E+03	5.35	7.09
2	5.00	0.63311E+06	0.74992E+06	0.50574E+03	2.88	3.73
1	2.50	0.10258E+07	0.87331E+06	0.35305E+03	1.40	1.80

**Πίν. 6.3** Υφιστάμενος φορέας με χιαστί συνδέσμους

Επίπεδο	Υψόμετρο οροφής (m)	Δυσκαμψία KXi (KN/m)	Δυσκαμψία KZi (KN/m)	Μάζα mi (ton)	dsX (cm)	dsZ (cm)
5	15.20	0.33495E+05	0.61607E+05	0.66317E+02	11.11	11.06
4	11.00	0.56396E+06	0.78864E+06	0.52036E+03	6.78	8.77
3	8.00	0.34342E+06	0.48962E+06	0.50461E+03	4.95	6.63
2	5.00	0.66904E+06	0.79435E+06	0.50589E+03	2.81	3.71
1	2.50	0.10222E+07	0.91824E+06	0.35314E+03	1.37	1.79

Παρατηρούμε ότι με τον τρόπο αυτό έχουμε αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα, καθώς και μια μικρή μείωση των μετακινήσεων σε κάθε στάθμη, με πρακτικά αμετάβλητη μεταβολή της μάζας του φορέα. Αν και η μείωση των μετακινήσεων και η αύξηση της δυσκαμψίας δεν είναι ιδιαίτερα σημαντική, η χρήση των συνδέσμων είναι πολύ σημαντική γιατί θα συμβάλλουν στα να ενισχυθούν αρκετά λιγότερα υποστυλώματα, όπως έχουμε ήδη αναφέρει.

## 6.3 Ενισχύσεις

### 6.3.1 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

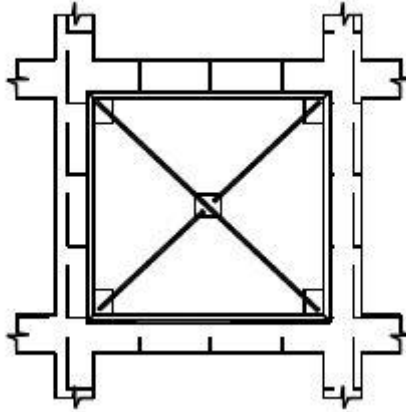
Πραγματοποιήθηκε προσθήκη μεταλλικών διαγώνιων κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, σε επιλεγμένα φατνώματα του υφιστάμενου φορέα, κάτι το οποίο αποτελεί μια από τις πιο συνήθεις μεθόδους ενίσχυσης κατασκευών με πλαισιακό φέροντα οργανισμό για ανάληψη σεισμικών φορτίων. Με την προσθήκη των συνδέσμων οι σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο πλαίσιο αναλαμβάνονται κυρίως από τις αξονικές δυνάμεις των συνδέσμων. Ο χάλυβας λόγω των όλκιμων χαρακτηριστικών του μπορεί να αναλάβει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις και κατά συνέπεια ενδείκνυται για την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας. Με την συγκεκριμένη μέθοδο ενίσχυσης επιτυγχάνεται κατά κύριο λόγο αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής και μπορεί να επιτευχθεί και σημαντική αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας.



**Σχ. 6.1** Αντισεισμική ενίσχυση κατασκευής με χιαστί διαγώνιους συνδέσμους

Πέραν της εύκολης τοποθέτησης, οι δικτυωτοί σύνδεσμοι παρουσιάζουν επίσης το πλεονέκτημα της μικρής επιβάρυνσης των κατακόρυφων φορτίων του φορέα, ενώ και από αρχιτεκτονικής πλευράς ελάχιστα αλλοιώνουν τη φυσιογνωμία του κτιρίου και επηρεάζουν τον φωτισμό των εσωτερικών του χώρων. Όσον αφορά στη διαστασιολόγηση των συνδέσμων, ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στις θέσεις των συνδέσεων με την υφιστάμενη κατασκευή, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η ασφαλής μεταφορά δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων που προστίθενται και αυτών που προϋπάρχουν. Επίσης η χρήση δικτυωτών συνδέσμων μπορεί να μεταβάλλει εξ ολοκλήρου την σεισμική συμπεριφορά του αρχικού φορέα και να απαιτήσει πληθώρα άλλων επεμβάσεων λόγω ανακατανομής των δυνάμεων στα διάφορα στοιχεία του φέροντα οργανισμού.

Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι οφείλουν την ονομασία τους στο γεγονός ότι διατάσσονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να σχηματίζουν δικτύωμα με το ζύγωμα και τα υποστυλώματα του φατνώματος στο οποίο τοποθετούνται. Για τη διαστασιολόγηση δικτυωτών χιαστί συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα θεωρούμε ότι οι εναλλασσόμενης φοράς οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται από τους εκάστοτε εφελκόμενους διαγώνιους, ενώ η συνεισφορά των αντίστοιχων θλιβόμενων διαγώνιων μπορεί να αγνοείται.



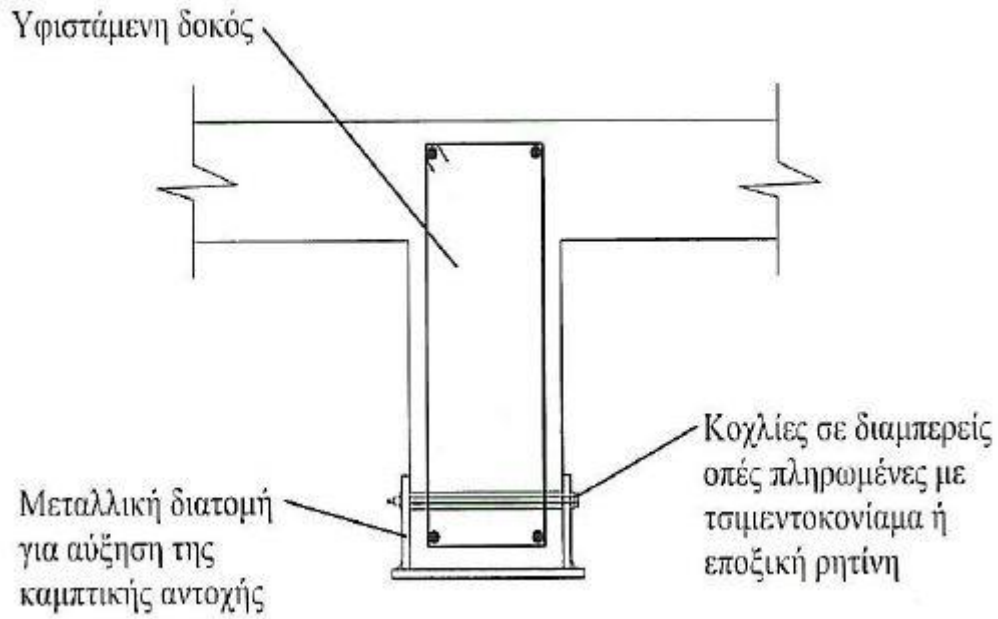
Σχ. 6.2 Διαγώνιοι χιαστί δικτυωτοί σύνδεσμοι

Η σημαντικότερη παράμετρος όσον αφορά στη συμπεριφορά των διαγώνιων συνδέσμων είναι η εξασφάλιση επαρκούς πλαστιμότητας ώστε να αναληφθούν με ασφάλεια τα σεισμικά φορτία. Το φαινόμενο που ενδέχεται να αποτρέψει την ανάπτυξη της πλήρους εφελκυστικής αντοχής των συνδέσμων και τη δυνατότητα μετελαστικής συμπεριφοράς είναι ο λυγισμός των μεταλλικών στοιχείων. Μια άλλη κρίσιμη παράμετρος για τον σωστό σχεδιασμό των δικτυωτών συνδέσμων είναι η επάρκεια των συνδέσεων. Γενικά προτείνεται οι συνδέσεις να σχεδιάζονται ώστε να έχουν υπεραντοχή που εξασφαλίζει ότι η διαρροή περιορίζεται στα πλαστικά μέλη, δηλαδή στα διαγώνια στοιχεία. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στον έλεγχο των κόμβων του υφισταμένου φορέα μετά την τοποθέτηση των συνδέσμων, όπου πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα επιπλέον εντατικά μεγέθη που εισάγονται σε αυτούς λόγω της ανακατανομής της έντασης στο φορέα.

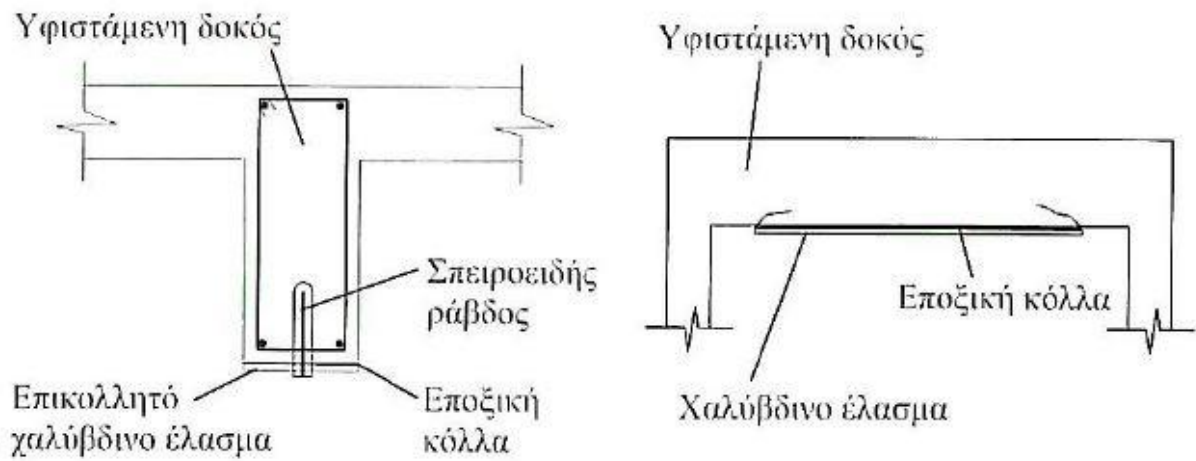
### 6.3.2 Δοκοί

Οι δοκοί του κτιρίου μας κατά κύριο λόγο παρουσιάζουν αστοχία σε κάμψη υπό στατικά κατακόρυφα φορτία βαρύτητας. Όταν η καμπτική αντοχή της υφισταμένου δοκού δεν επαρκεί, μπορεί να ενισχυθεί με την προσθήκη χαλύβδινων ελασμάτων που κοχλιώνονται στη δοκό ή που επικολλώνται με χρήση εποξικής κόλλας, όπως φαίνεται και στα Σχ. 6.3 και 6.4. Μια άλλη εναλλακτική λύση για την καμπτική ενίσχυση της δοκού θα ήταν η ενίσχυση του εφελκυσμένου πέλματος με νέους διαμήκεις οπλισμούς που καλύπτονται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε όλο το πλάτος της δοκού, με πάχος σκυροδέματος 7-10cm (Σχ. 6.5).

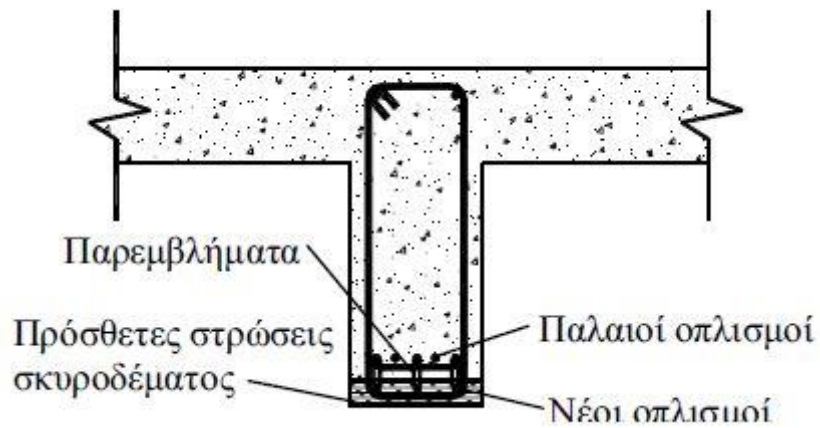
Μία από αυτές θα ήταν και η προτεινόμενη μορφή ενίσχυσης στην συγκεκριμένη περίπτωση, αλλά στα πλαίσια της διπλωματικής προτιμήθηκε να γίνει ενίσχυση με ανοικτούς μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Αποτελεί την συνηθέστερη και αποτελεσματικότερη μέθοδο ενίσχυσης δοκών, όταν απαιτείται ταυτόχρονη αύξηση της καμπτικής και διατμητικής αντοχής αυτών. Πριν την σκυροδέτηση του μανδύα τοποθετούνται νέοι διαμήκεις οπλισμοί στην εφελκυσμένη παρειά της δοκού και νέοι συνδετήρες περιμετρικά του στοιχείου. Για τη δημιουργία του μανδύα προτιμάται για λόγους κατασκευαστικής ευκολίας εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.



Σχ. 6.3 Ενίσχυση δοκού με προσθήκη κοχλιωμένου εφελκόμενου οπλισμού



Σχ. 6.4 Ενίσχυση δοκού με προσθήκη επικολλητών χαλύβδινων ελασμάτων



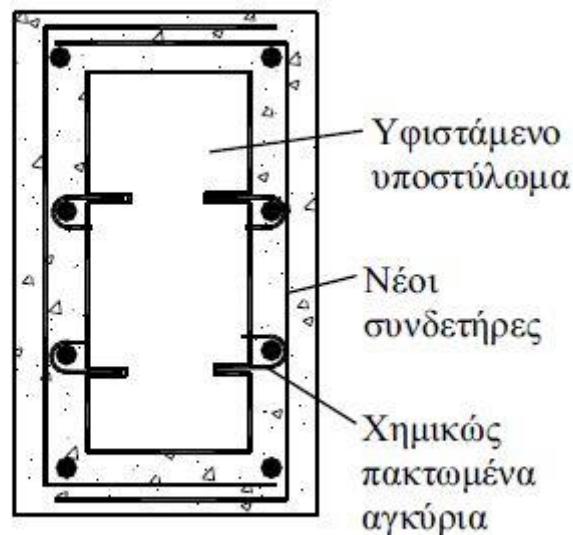
Σχ. 6.5 Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος

### 6.3.3 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα λόγω της ιδιαίτερης σημασίας που έχουν για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μια υφιστάμενης κατασκευής, αποτελούν τα στοιχεία όπου συγκεντρώνονται οι επεμβάσεις σε μια μελέτη αποτίμησης και ενισχύσεων. Τα υποστυλώματα (τα κατακόρυφα μέλη γενικότερα) είναι αυτά που συγκεντρώνουν το μεγαλύτερο ποσοστό βλαβών εξαιτίας σεισμού, κυρίως λόγω των μεγάλων επιβαλλόμενων παραμορφώσεων και των αυξημένων απαιτήσεων πλαστιμότητας. Η ανάγκη ενίσχυσης υφιστάμενων υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα προκύπτει όταν τα στοιχεία καλούνται να παραλάβουν φορτία τα οποία υπερβαίνουν την διαθέσιμη αντοχή τους. Τυπικό παράδειγμα ενίσχυσης υποστυλωμάτων αποτελεί η καθ' ύψος προσθήκη ορόφων σε υφιστάμενη κατασκευή.

Η τεχνική της αύξησης των διαστάσεων της διατομής με κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί την συνηθέστερη μέθοδο ενίσχυσης υφιστάμενων υποστυλωμάτων που εμφανίζουν ανεπάρκεια όσον αφορά στην αντοχή, τη δυσκαμψία και την πλαστιμότητα τους. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι ότι αφενός δεν μεταβάλλεται η αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής με την προσθήκη νέων υλικών και αφετέρου αυξάνεται ο βαθμός πυροπροστασίας. Επιπλέον η κατασκευή μανδύα που περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της λυγηρότητας καθώς και την αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής.

Στα πλαίσια της διπλωματικής, χρησιμοποιήθηκαν κλειστοί μανδύες έγχυτου σκυροδέματος. Ο μανδύας που κατασκευάζεται έχει πλάτος 10cm και είναι υποχρεωτική η χρήση ξυλοτύπου. Το συμβιβαστό των παραμορφώσεων μεταξύ παλαιού και νέου στοιχείου εξασφαλίζεται με συνδυασμό ηλεκτροσυγκολλήσεων των νέου οπλισμού στον παλιό ή/και χημικών πακτωμένων αγκυρίων (μηχανισμός δράσης βλήτρων), όπως φαίνεται και στο Σχ. 6.6.



Σχ. 6.6 Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα σκυροδέματος

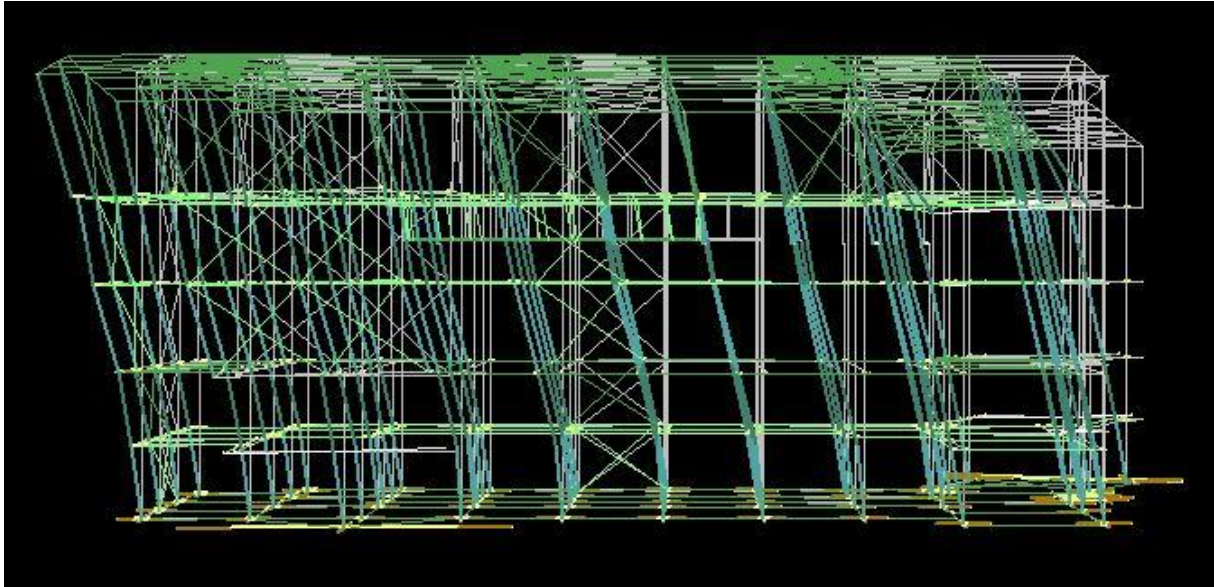
## 6.4 Ενισχυμένος φορέας

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει σε προηγούμενες παραγράφους στον φορέα μας πραγματοποιήθηκαν ενισχύσεις σε όσα μέλη παρουσίαζαν ανεπάρκειες κατά την επίλυση pushover. Συγκεκριμένα ενισχύθηκαν υποστυλώματα με κλειστούς μανδύες και δοκοί με ανοικτούς μανδύες, με σκοπό να μπορούν να παραλάβουν τα φορτία τους, στατικά και δυναμικά. Επίσης έγινε προσθήκη μεταλλικών διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας με σκοπό την αύξηση της δυσκαμψίας και τη μείωση των μετακινήσεων του όλου φορέα. Να σημειωθεί ότι μετά την πρώτη ενίσχυση των μελών, εμφανίστηκε οριακή ανεπάρκεια σε κάποια υποστυλώματα, ενισχυόμενα και μη, λόγω της ανακατανομής της έντασης. Εν συνεχεία ενισχύθηκαν και αυτά. Παρακάτω στα σχήματα 6.7 και 6.8 παρουσιάζονται οι κύριες ιδιομορφές του τελικού ενισχυμένου φορέα κατά τις 2 διευθύνσεις X και Z, καθώς και ο πίνακας 6.4 όπου φαίνονται για τον φορέα οι δυσκαμψίες, οι μάζες και οι μετακινήσεις, ανά όροφο και διεύθυνση.

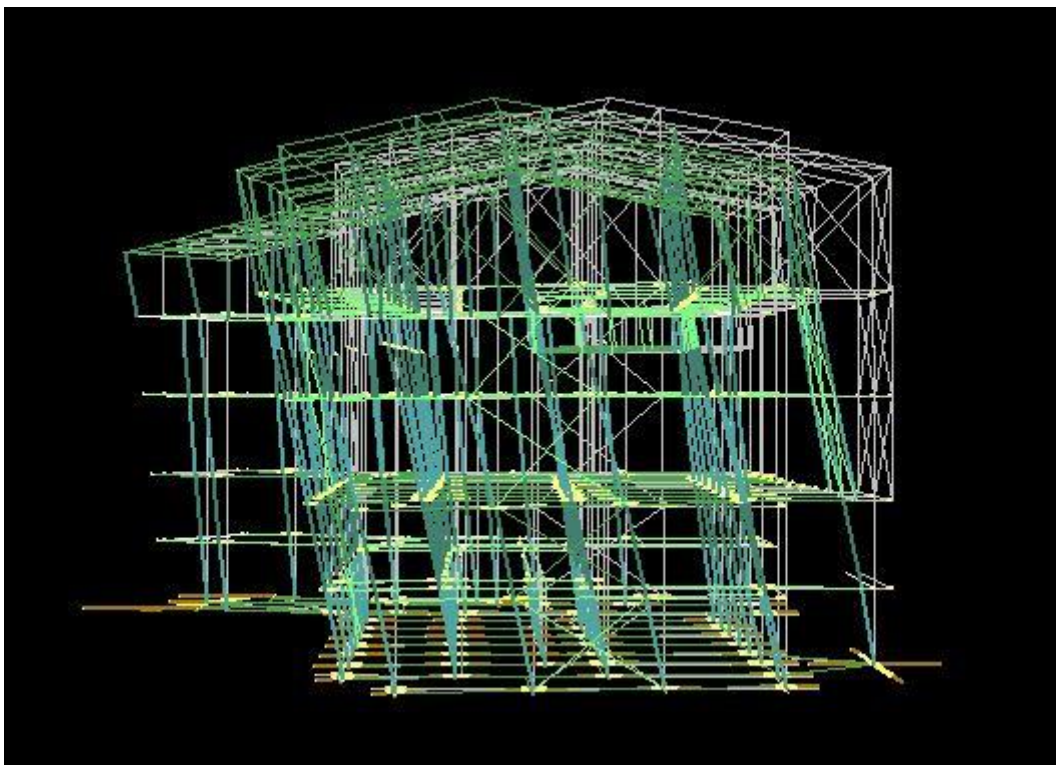
**Πίν. 6.4** Τελικός ενισχυμένος φορέας

Επίπεδο	Υψόμετρο οροφής (m)	Δυσκαμψία KXi (KN/m)	Δυσκαμψία KZi (KN/m)	Μάζα mi (ton)	dsX (cm)	dsZ (cm)
5	15.20	0.38083E+05	0.67759E+05	0.66317E+02	8.92	7.11
4	11.00	0.79254E+06	0.11882E+07	0.53698E+03	5.68	5.50
3	8.00	0.49759E+06	0.11553E+07	0.53858E+03	4.18	3.99
2	5.00	0.88639E+06	0.17449E+07	0.54826E+03	2.48	2.37
1	2.50	0.13483E+07	0.20473E+07	0.40224E+03	1.20	1.17

Όπως μπορεί να παρατηρήσει κανείς, πλέον ο ενισχυμένος φορέας, έχει πολύ μεγαλύτερη δυσκαμψία και κατά τις δύο διευθύνσεις, όπως και αρκετά μειωμένες μετακινήσεις ορόφων.



*Σχ. 6.7 Ιδιομορφή 1 κατά +X*



*Σχ. 6.8 Ιδιομορφή 2 κατά +Z*



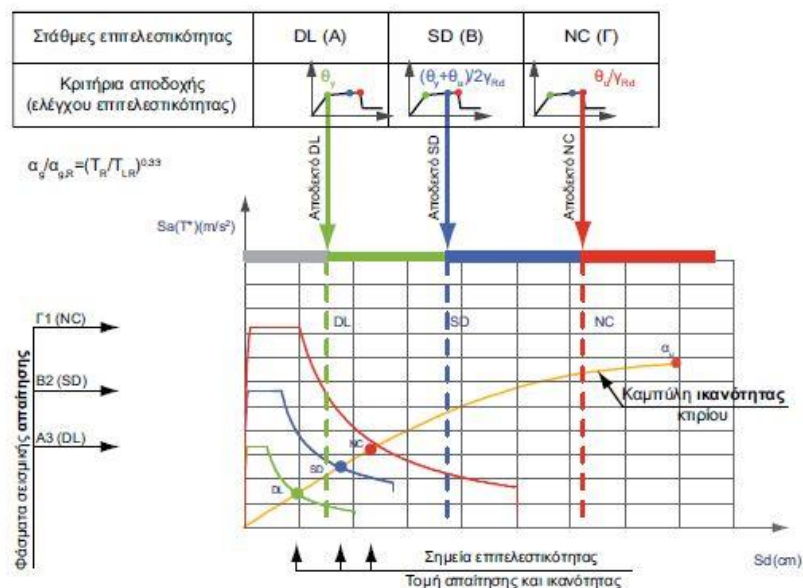
## 6.5 Ανάλυση Pushover

Στους σύγχρονους κανονισμούς προτείνεται η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover), η οποία έχει τρεις κύριους στόχους. Αρχικά τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζώντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Έπειτα την τεκμηρίωση της επαρκούς υπεραντοχής του κτιρίου (λόγος  $a_u/a_1$ ) και τρίτον την εσοπτεία της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος – ασθενούς δοκού.

Σε υφιστάμενες κατασκευές που αποτιμώνται ή ανασχεδιάζονται, στόχος της ανάλυσης Pushover είναι η χάραξη της καμπύλης αντίστασης και βάσει αυτής, ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας για δεδομένη σεισμική διέγερση. Με βάσει το σημείο επιτελεστικότητας πραγματοποιούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων ή δυνάμεων.

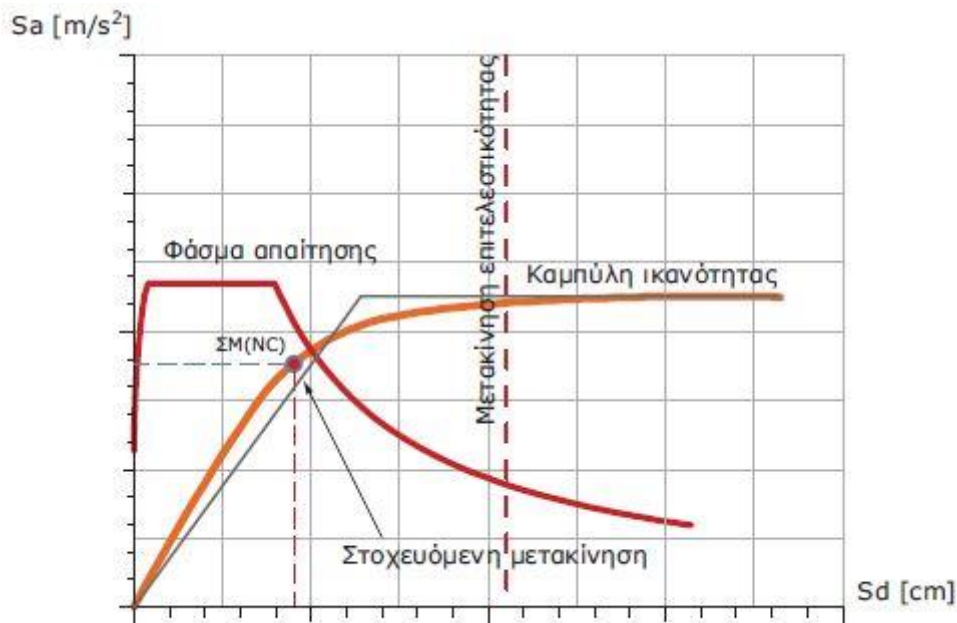
Ως στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται η ελάχιστη στάθμη αντοχής (δηλαδή το αποδεκτό επίπεδο βλαβών) που θα πρέπει να έχει η κατασκευή με βάση την επιλογή του Κύριου του Έργου. Ο καθορισμός του στόχου σχεδιασμού εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφαλείας και κόστους λαμβάνοντας υπόψη και την σπουδαιότητα της κατασκευής. Η κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται βάσει της οριακής γωνίας στροφής χορδής.

Στο σχήμα 6.9 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης για μια συγκεκριμένη κατασκευή καθώς και τα ελαστικά σεισμικά φάσματα απαίτησης για τις 3 στάθμες επιτελεστικότητας. Με τις χρωματιστές κουκκίδες πάνω στην καμπύλη σημειώνονται οι στοχευμένες μετακινήσεις και με κατακόρυφες διακεκομμένες οι αντίστοιχες ικανότητες μετακίνησης της κατασκευής για κάθε στάθμη. Το γεγονός ότι και οι 3 διακεκομμένες γραμμές βρίσκονται δεξιά των στοχευμένων μετακινήσεων καθιστά την παρούσα κατασκευή επαρκή στις απαιτήσεις αποτίμησης.



Σχ. 6.9 Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας ADRS και στάθμες επιτελεστικότητας για συγκεκριμένη κατασκευή στο FESPA

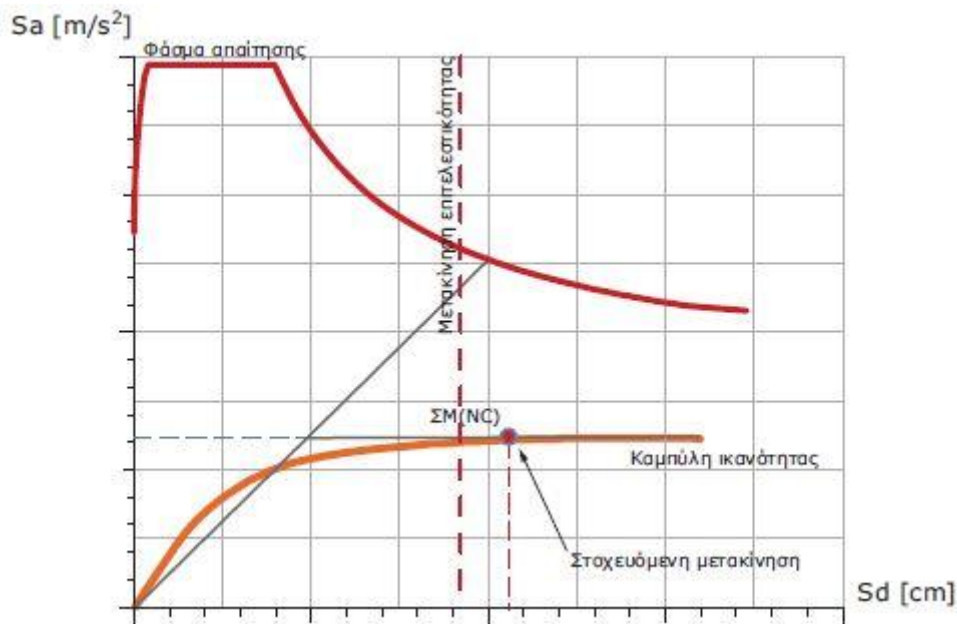
Ο έλεγχος γίνεται με βάση τις μετακινήσεις και συγκεκριμένα αν η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας είναι μεγαλύτερη από την στοχευόμενη. Η διαδικασία αυτή έγκειται στην παρατήρηση αν η διακεκομμένη γραμμή (μετακίνηση για την αστοχία του πρώτου κύριου μέλους της κατασκευής) βρίσκεται δεξιά της στοχευμένης μετατόπισης, γεγονός που θα σήμαινε την επάρκεια της κατασκευής.



Σχ. 6.10 Έλεγχος επάρκειας κατασκευής (επάρκεια)

Έπειτα από την εύρεση της στοχευμένης μετακίνησης της κατασκευής, βρίσκονται για κάθε μέλος ξεχωριστά οι γωνίες στροφής-χορδής που αντιστοιχούν στο βήμα επίλυσης όπου παρατηρείται η μετακίνηση αυτή. Ως συντελεστής επάρκειας της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας ορίζεται ο λόγος της ευρισκόμενης αυτής τιμής προς την αντίστοιχη τιμή που ορίζει το κριτήριο επιτελεστικότητας. Τα παραπάνω ισχύουν για την περίπτωση της κάμψης, ενώ όσον αφορά την τέμνουσα ο λόγος επάρκειας αφορά μόνο την Αποφυγή Κατάρρευσης και υπολογίζεται ως ο λόγος της τέμνουσας του μέλους που αντιστοιχεί στην στοχευόμενη μετακίνηση προς την διατμητική αντοχή του μέλους. Για κάθε μέλος υπολογίζονται οι λόγοι επάρκειας της της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας για όλες τις σεισμικές φορτίσεις που εκτελούνται. Στην περίπτωση που η κατασκευή δεν πληροί των καθολικό έλεγχο επάρκειας (σχήμα 6.11) κάποια λόγοι επάρκειας θα υπερβαίνουν τη μονάδα. Συνεπώς, απαιτείται επανασχεδιασμός του φορέα σε περίπτωση νέου δομήματος ή ενίσχυση σε περίπτωση υφισταμένου. Στόχος είναι η εκπλήρωση όλων των στόχων επιτελεστικότητας.

$$\lambda = \frac{\theta}{\theta_{\text{lim}}} , \lambda = \frac{V}{V_R}$$



Σχ. 6.11 Έλεγχος επάρκειας κατασκευής (ανεπάρκεια)

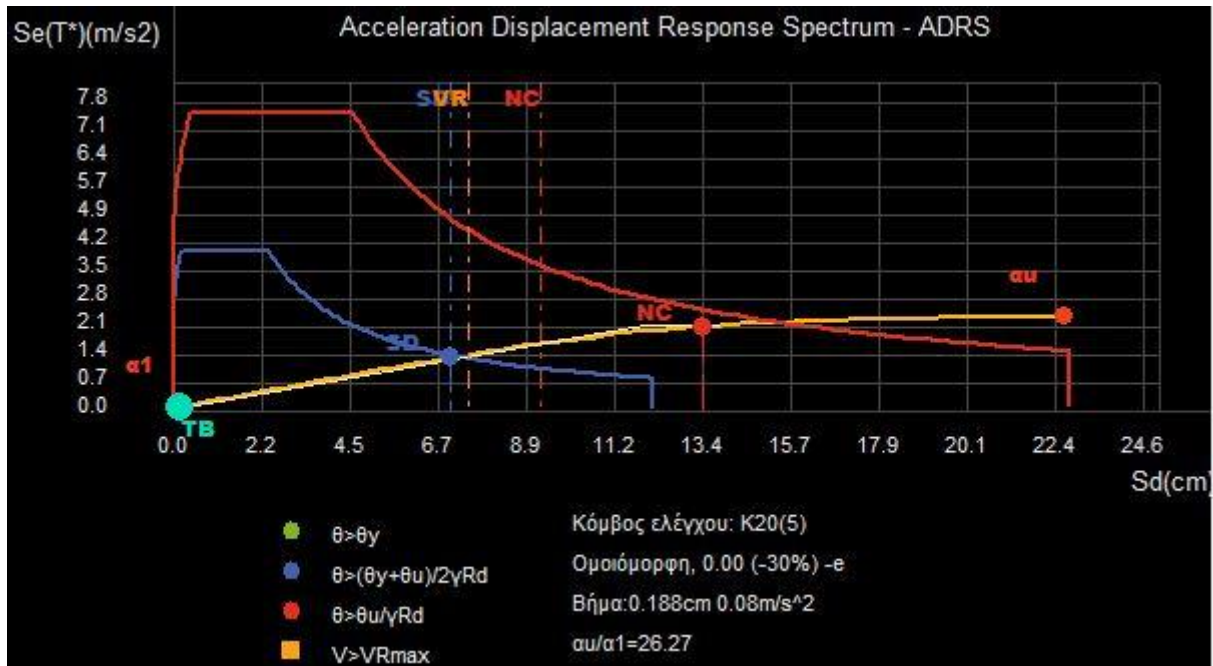
Πλεονέκτημα της μη γραμμικής ανάλυσης pushover αποτελεί η δυνατότητα προσδιορισμού του μέγιστου σεισμικού συντελεστή που μπορεί να επιβληθεί σε μια κατασκευή έτσι ώστε αυτή να μην ξεπεράσει οριακά την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. Παράλληλα είναι εφικτός ο υπολογισμός της πιθανότητας υπέρβασης του μέγιστου σεισμικού γεγονότος κατά την συμβατική διάρκεια ζωής του έργου.

Σύμφωνα με τα παραπάνω στο τέλος μια στατικής ανάλυσης με βάση τη μη γραμμική ανάλυση επιτυγχάνεται ο πληρέστερος έλεγχος της συμπεριφοράς της κατασκευής, ενώ παράλληλα εξασφαλίζεται η οικονομικότητα χωρίς υποχωρήσεις στην ασφάλεια.

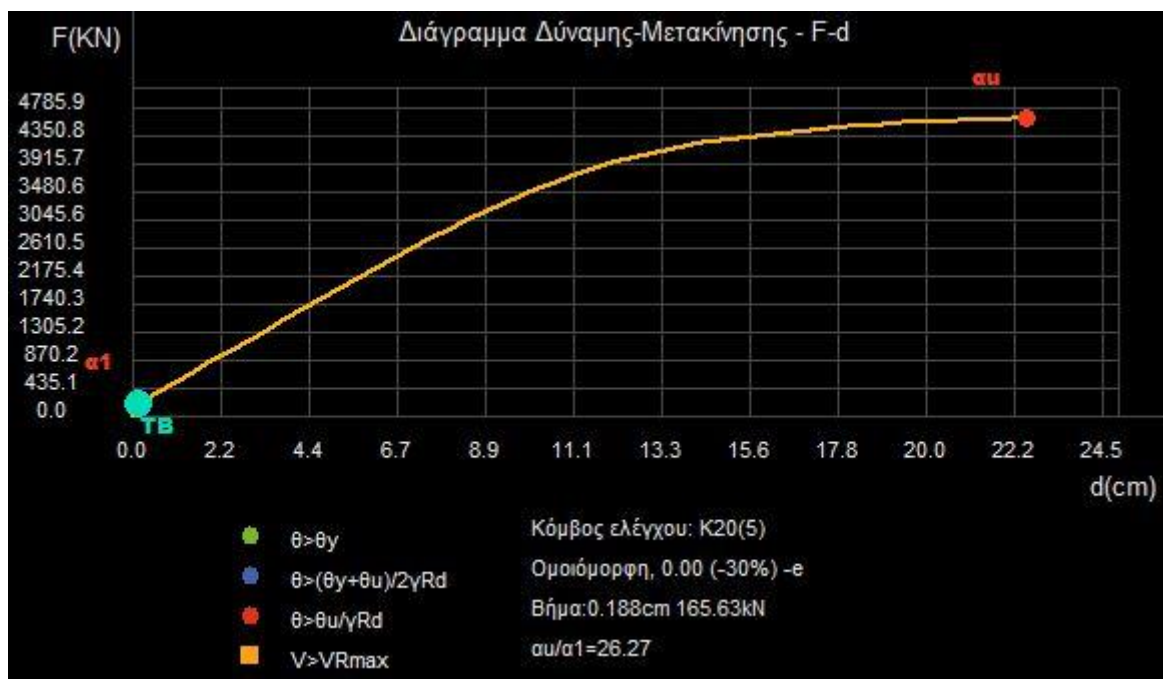
Στην συνέχεια παρουσιάζονται για τον αρχικό υφιστάμενο φορέα καθώς και για τον τελικό ενισχυμένο, διαγράμματα απαίτησης ικανότητας ADRS και οι αντίστοιχες καμπύλες αντίστασης F-d, για δύο από τις 32 αναλύσεις pushover που πραγματοποιήθηκαν. Έπειτα παρουσιάζονται διαγράμματα των χαρακτηριστικών σημείων των διαγραμμάτων ADRS με σκοπό την σύγκριση των δύο φορέων για τις δύο φορτίσεις.

Είναι προφανές η μεγαλύτερη αντοχή του ενισχυμένου κτιρίου, όπου όλα τα χαρακτηριστικά του σημεία εκπληρώνουν την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας, και αντιστοιχούν σε μεγαλύτερη επιτάχυνση, μετατόπιση και σεισμική δύναμη.

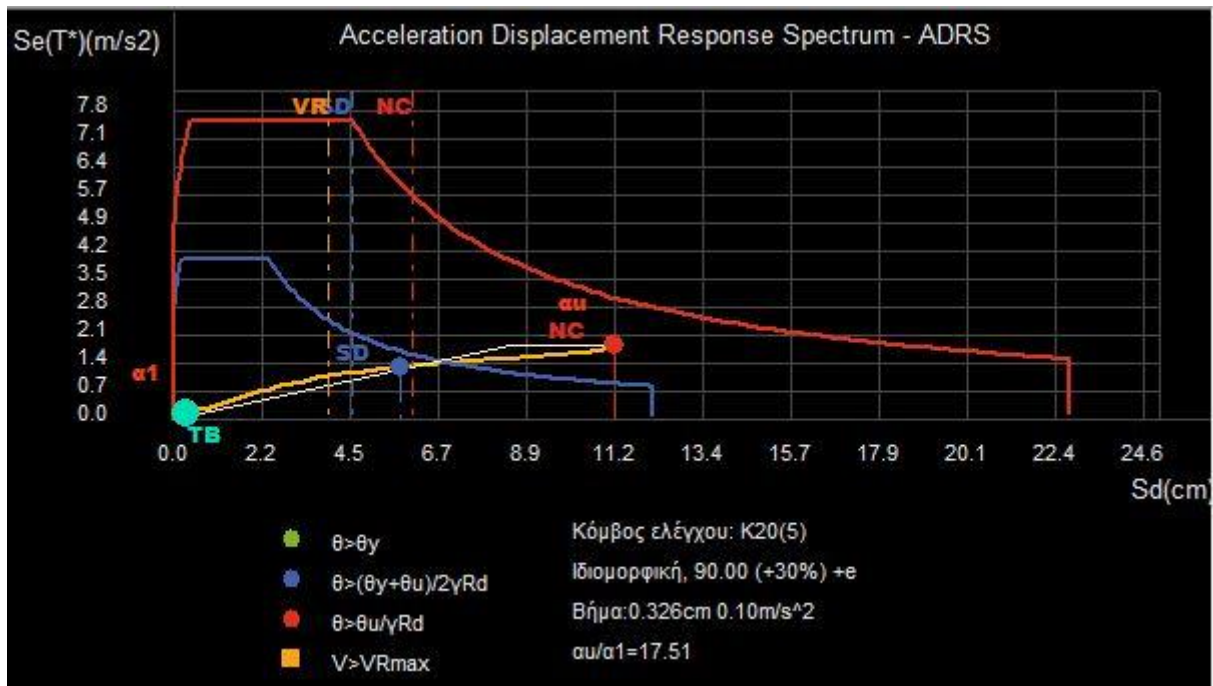
## Υφιστάμενος φορέας



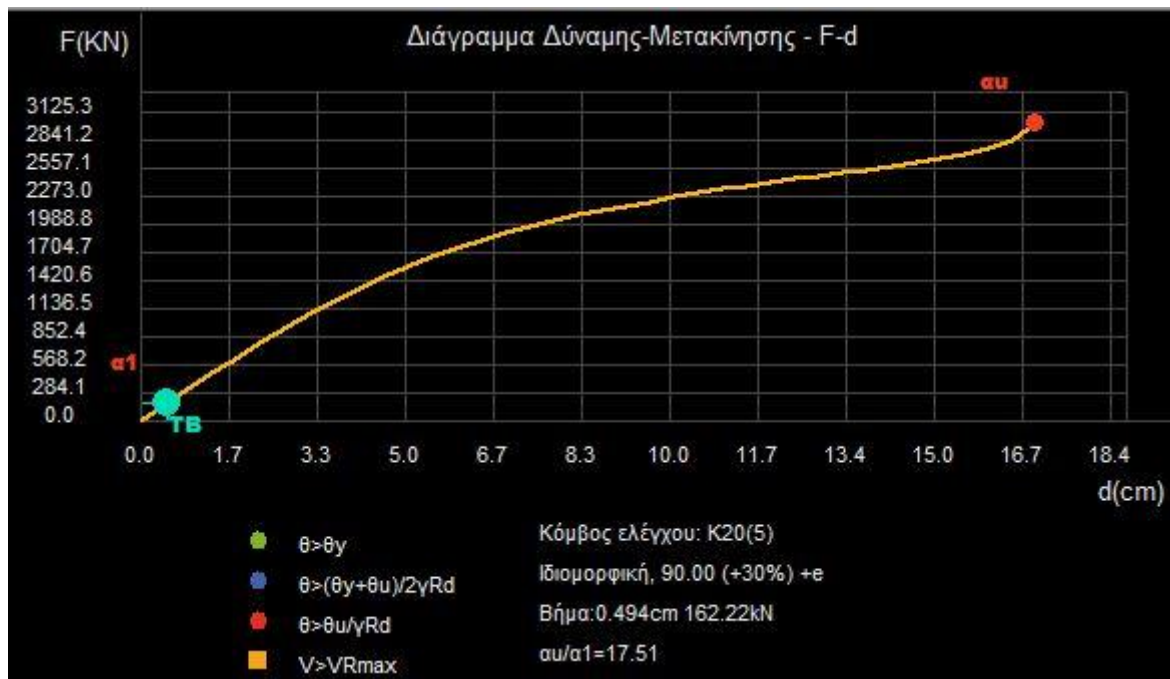
Σχ. 6.12 Διάγραμμα ADRS [Ομοιότητα, 0.00 (-30%) -e]



Σχ. 6.13 Καμπύλη αντίστασης [Ομοιότητα, 0.00 (-30%) -e]

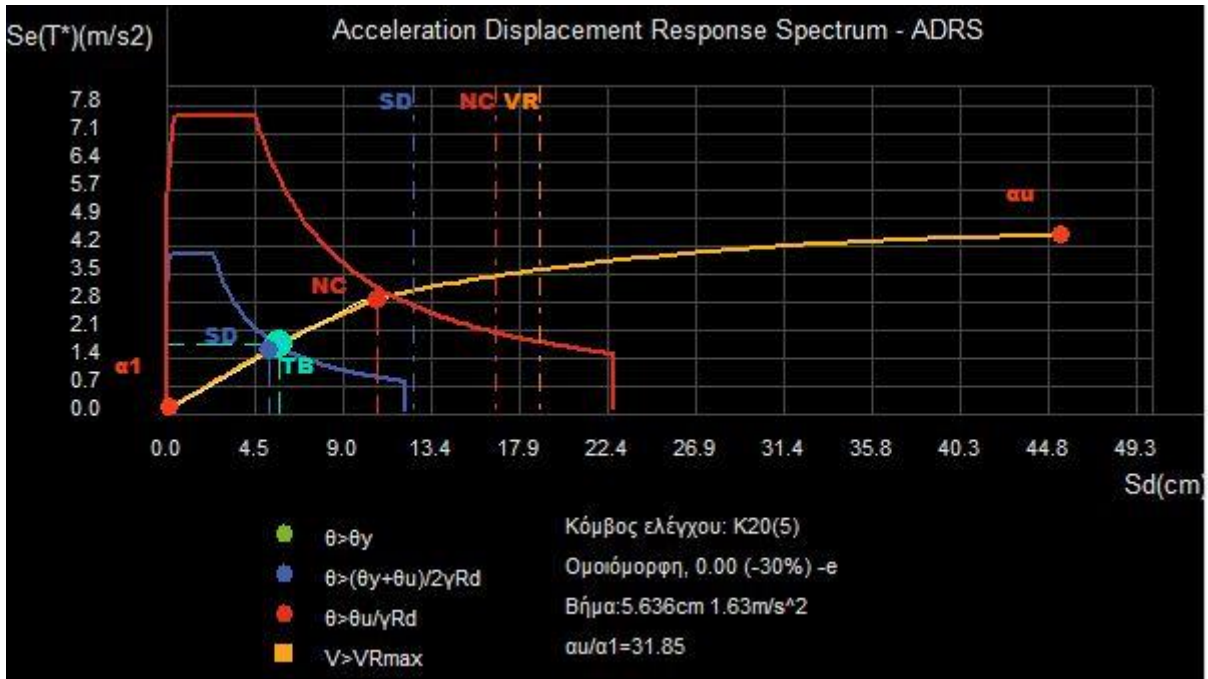


Σχ. 6.14 Διάγραμμα ADRS [Ιδιομορφική, 90.00 (+30%) +e]

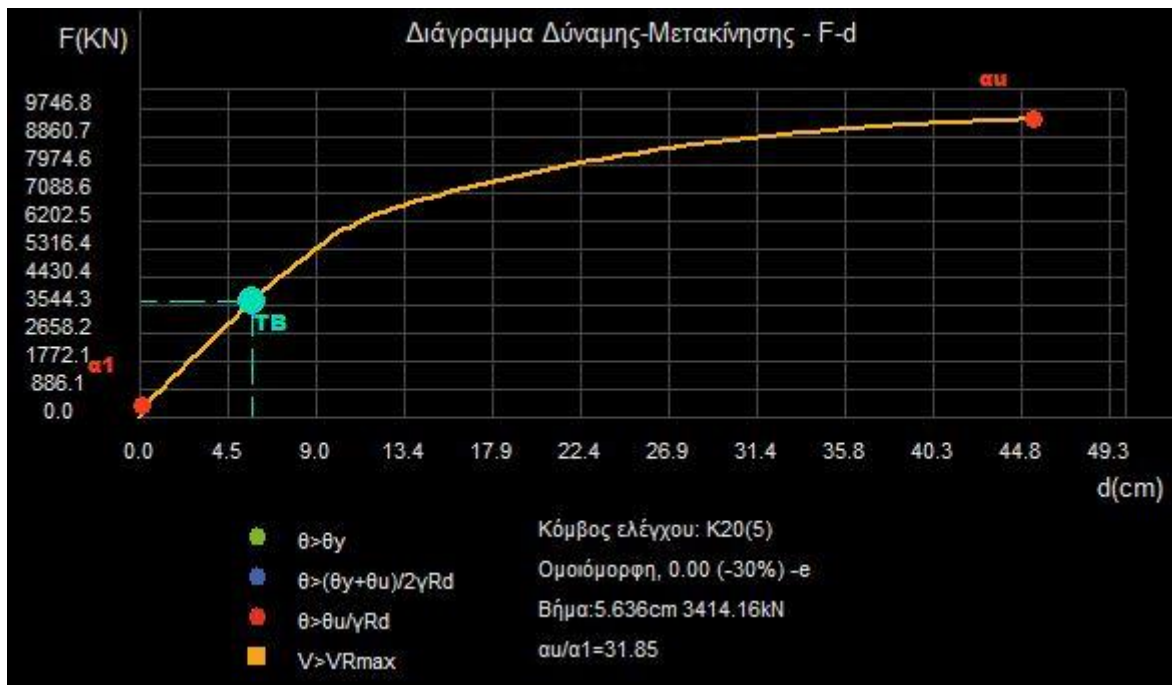


Σχ. 6.15 Καμπύλη αντίστασης [Ιδιομορφική, 90.00 (+30%) +e]

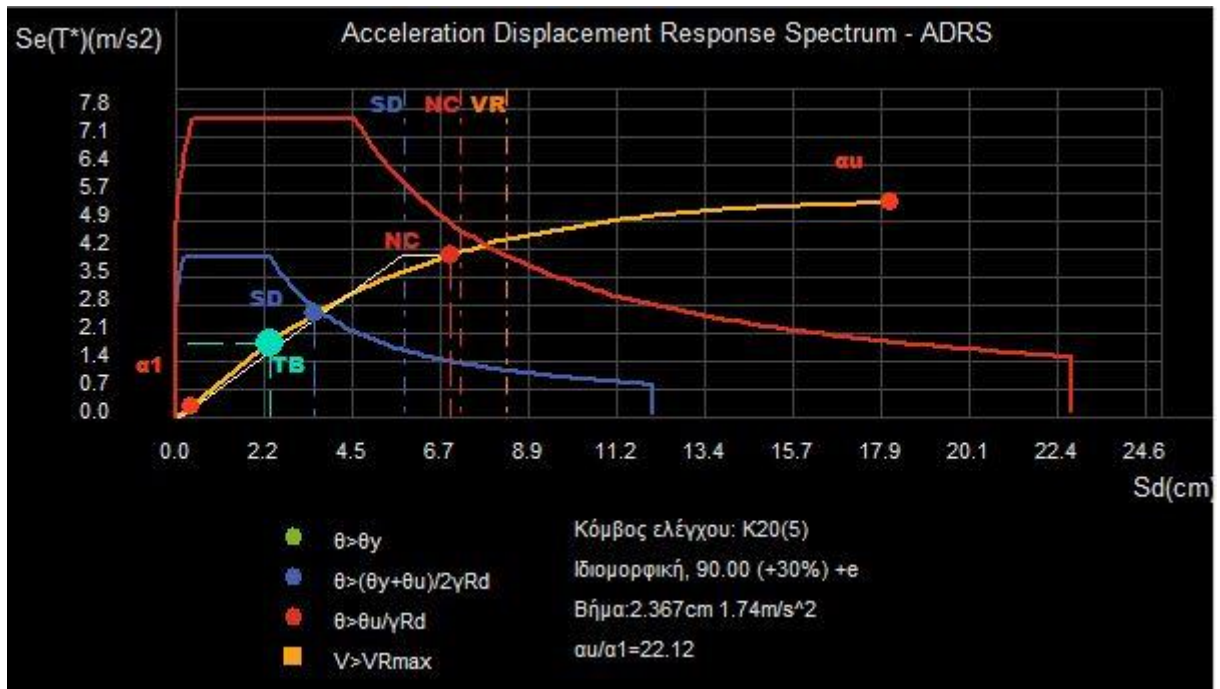
Ενισχυμένος φορέας



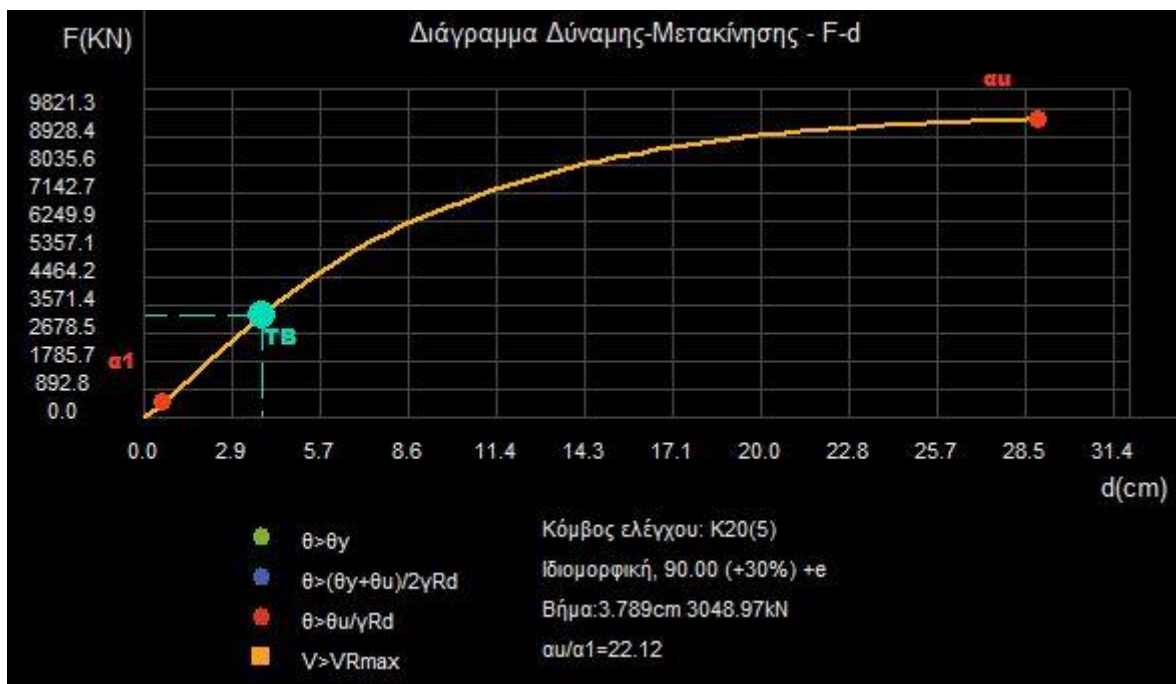
Σχ. 6.16 Διάγραμμα ADRS [Ομοιότητα, 0.00 (-30%) -e]



Σχ. 6.17 Καμπύλη αντίστασης [Ομοιότητα, 0.00 (-30%) -e]

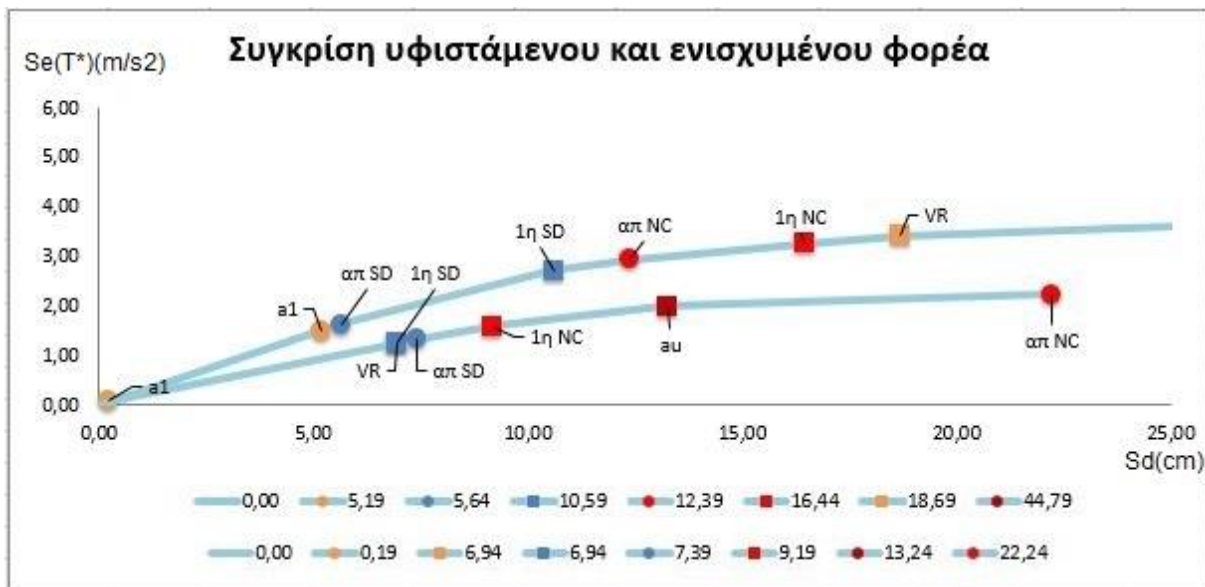
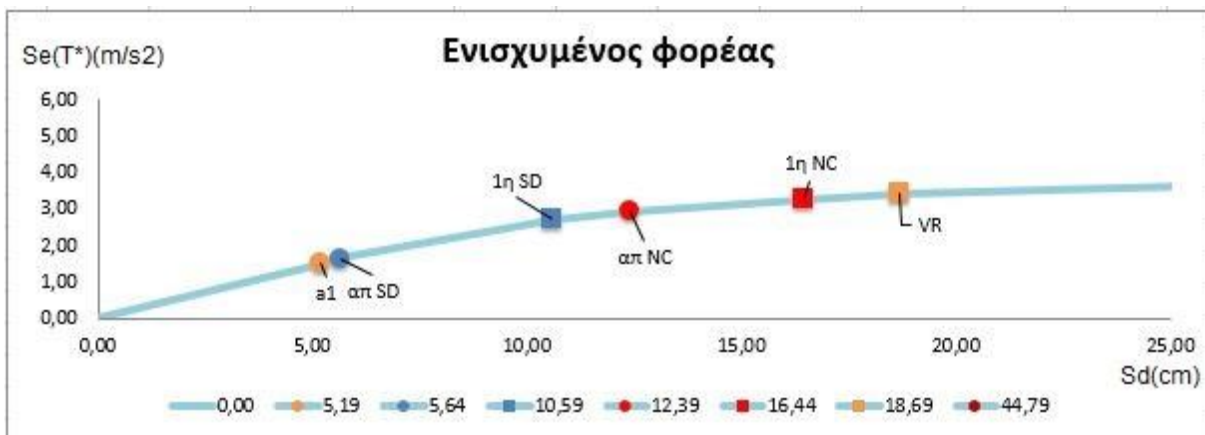
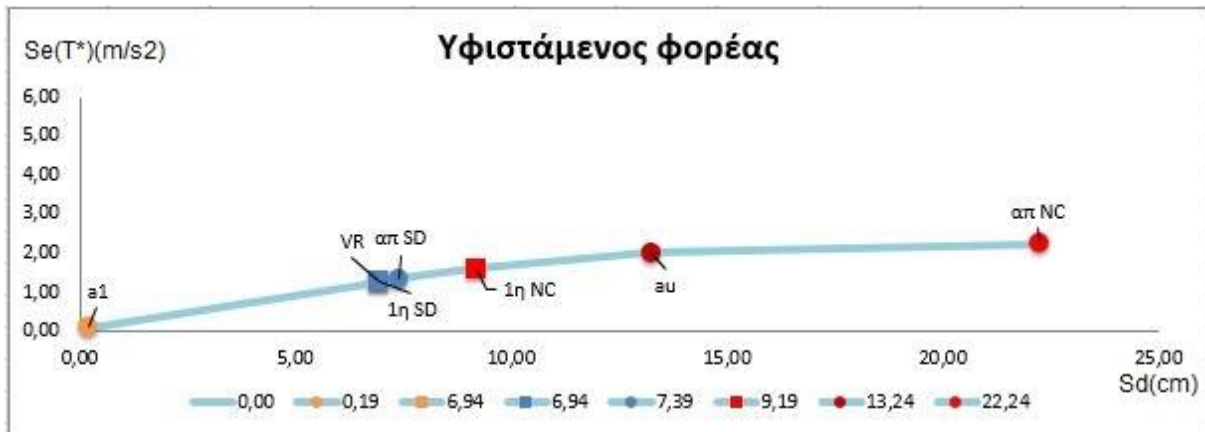


Σχ. 6.18 Διάγραμμα ADRS [Ιδιομορφική, 90.00 (+30%) +e]



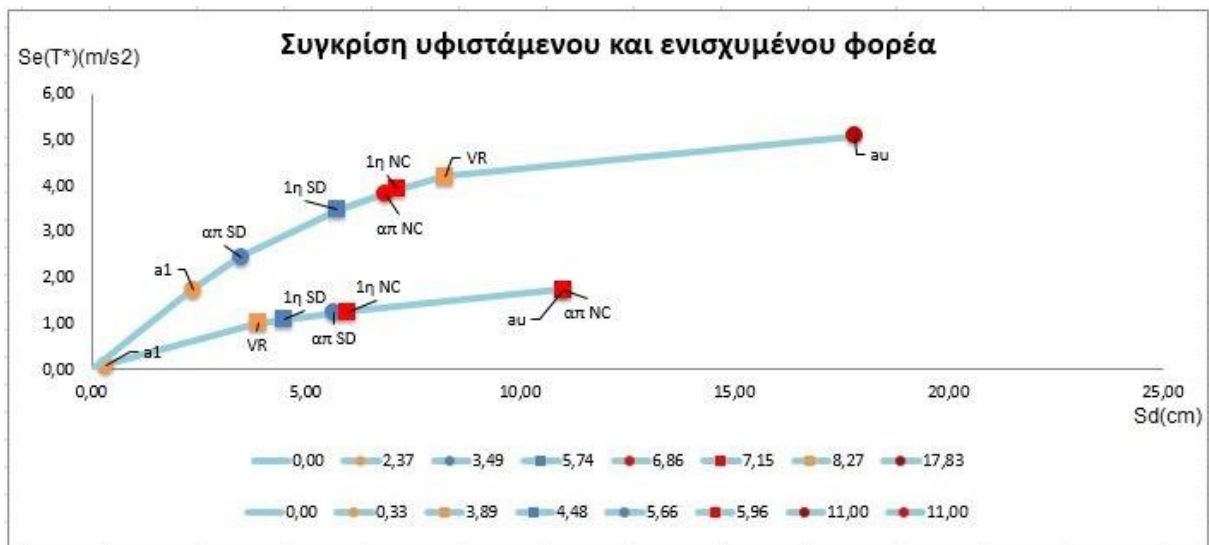
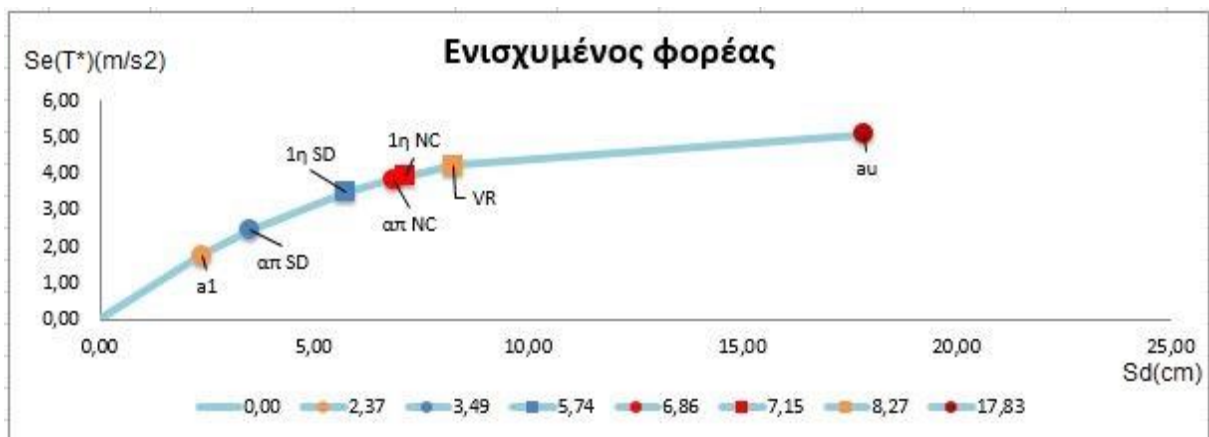
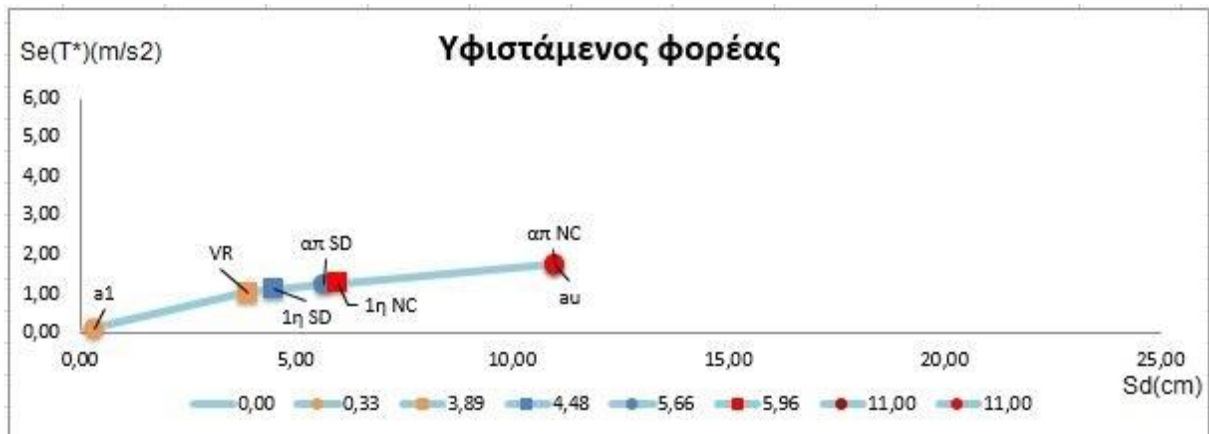
Σχ. 6.19 Καμπύλη αντίστασης [Ιδιομορφική, 90.00 (+30%) +e]

## Σύγκριση (Ομοιόμορφη)





## Σύγκριση (Ιδιομορφική)



## 7 Έλεγχοι μελών

### 7.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό θα δοθούν αναλυτικά όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι του Ευρωκώδικα 3 για τα διάφορα μεταλλικά στοιχεία της κατασκευής. Στην συνέχεια θα παρουσιαστούν οι έλεγχοι για κάποια χαρακτηριστικά μεταλλικά μέλη.

### 7.2 Έλεγχοι

#### 7.2.1 Κατηγορία διατομής

Η κατάταξη των διατομών καθορίζει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό. Οι κατηγορίες των διατομών είναι οι εξής τέσσερις:

- Κατηγορία 1: διατομές που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Κατηγορία 2: διατομές που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους αλλά έχουν περιορισμένη ικανότητα στροφής λόγω του τοπικού λυγισμού.
- Κατηγορία 3: διατομές όπου οι η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα θεωρώντας ελαστική κατανομή τάσεων μπορεί να φτάσει την τάση διαρροής τους, αλλά ο τοπικός λυγισμός μπορεί να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής τους.
- Κατηγορία 4: διατομές στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από την σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων που υπόκεινται σε θλίψη. Τα θλιβόμενα τμήματα περιλαμβάνουν κάθε τμήμα μιας διατομής το οποίο θλίβεται εξ ολοκλήρου ή εν μέρει για τον υπό θεώρηση συνδυασμό φορτίων. Τα διάφορα θλιβόμενα τμήματα σε μια διατομή (όπως ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες. Μια διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (δυσμενέστερη) των θλιβόμενων τμημάτων τους. Εναλλακτικά, η κατάταξη μιας διατομής μπορεί να ορισθεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο την κατηγορία των πελμάτων, όσο και την κατηγορία του κορμού. Τα όρια για τα θλιβόμενα τμήματα κατηγορίας 1,2 και 3 θα πρέπει να λαμβάνονται από τους πίνακες 7.1α έως 7.1γ παρακάτω. Ένα τμήμα της διατομής που δεν ικανοποιεί τα όρια της κατηγορίας 3 πρέπει να κατατάσσεται στην κατηγορία 4. Οι διατομές κατηγορίας 4 μπορούν να αντιμετωπίζονται ως διατομές κατηγορίας 3 εάν ο λόγος πλάτους προς πάχος είναι μικρότερος από το όριο για διατομές κατηγορίας 3 των παρακάτω πινάκων

όταν το  $\varepsilon$  πολλαπλασιάζεται με  $\sqrt{(f_y/\gamma_{M0})/\sigma_{com,Ed}}$ , όπου  $\sigma_{com,Ed}$  είναι η μέγιστη θλιπτική τάση σχεδιασμού του τμήματος η οποία έχει ληφθεί από ανάλυση πρώτης τάξης, ή από ανάλυση δευτέρας τάξης. Διατομές με κορμό κατηγορίας 3 και πέλματα κατηγορίας 1 ή 2 μπορεί να ταξινομούνται ως διατομές κατηγορίας 2 με ενεργό κορμό. Όπου ο κορμός θεωρείται ότι αναλαμβάνει μόνο διατμητικές δυνάμεις και υποτίθεται ότι δεν συνεισφέρει στην αντοχή της διατομής σε κάμψη και ορθή δύναμη, η διατομή μπορεί να σχεδιάζεται ως κατηγορίας 2,3 ή 4 ανάλογα με την κατηγορία των πελμάτων μόνο.

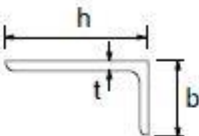
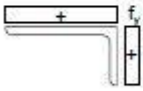
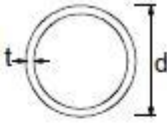
Πίν. 7.1α Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
					Άξονας κάμψης	
					Άξονας Κλίσης	
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 33 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36 \cdot \epsilon}{a}$			
2	$c/t \leq 83 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5 \cdot \epsilon}{a}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 42 \cdot \epsilon$	$\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42 \cdot \epsilon}{0,67 + 0,33 \cdot \psi}$ $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62 \cdot \epsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίν. 7.1β Κατάταξη προεξέχοντων ελασμάτων

Προεξέχοντα πέλματα						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}}$ Για $k_{\sigma}$ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

**Πίν. 7.1γ Κατάταξη γωνιακών και σωληνωτών διατομών**

<p>Γωνιακά</p>  <p>Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε φύλο 2 από 3)</p> <p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>						
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη					
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\epsilon: \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
<p>Σωληνωτές διατομές</p> 						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
	<b>ΣΗΜΕΙΩΣΗ</b> Για $d/t > 90\epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

### 7.2.2 Εφελκυσμός

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.00, \quad (7.1)$$

Όπου για διατομές με οπές η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό  $N_{t,Rd}$  θα πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

1. Την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

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

2. Την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Όπου: A το εμβαδόν της πλήρους διατομής  
f<sub>y</sub> το όριο διαρροής του χάλυβα  
γ<sub>M0</sub> ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα  
A<sub>net</sub> το εμβαδόν της καθαρής διατομής  
f<sub>u</sub> η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα  
γ<sub>M2</sub> ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

### 7.2.3 Θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.00, \quad (7.2)$$

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφη θλίψη  $N_{c,Rd}$  πρέπει να καθορίζεται όπως παρακάτω:

1. Για διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3

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

## 2. Για διατομές κατηγορίας 4

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Όπου: A το εμβαδόν της πλήρους διατομής  
f<sub>y</sub> το όριο διαρροής του χάλυβα  
γ<sub>M0</sub> ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα  
A<sub>eff</sub> το εμβαδόν της ενεργού διατομής

Η διατομή σε θλίψη συμπίπτει με την αντοχή του μέλους μόνο για μέλη με συνεχή ή πολύ πυκνή πλευρική στήριξη, ή για μέλη με πολύ μικρή λυγηρότητα.

### 7.2.4 Μονοαξονική (απλή) κάμψη

Σε περιπτώσεις όπου η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί αρκετά μικρή ώστε η επίδραση της επί της καμπτικής αντοχής μπορεί να αμεληθεί (50% της πλαστικής αντοχής σε διάτμηση), η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης πρέπει να ικανοποιεί την σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.00, \quad (7.3)$$

Όπου M<sub>c,Rd</sub> καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις οπές κοχλιών.

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί έναν κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται ως εξής:

#### 1. Για διατομές κατηγορίας 1 και 2

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

#### 2. Για διατομές κατηγορίας 3

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}}$$

#### 3. Για διατομές κατηγορίας 4

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Για διατομές όπου ο άξονας κάμψης είναι ταυτόχρονα και άξονας συμμετρίας η W<sub>el</sub> αντιστοιχεί σε πρώτη διαρροή των ακραίων ινών. Για μονοσυμμετρικές διατομές η W<sub>el</sub> αντιστοιχεί σε πρώτη διαρροή της ακραίας θλιβόμενης ίνας. Η W<sub>eff</sub> αναφέρεται αντιστοίχως στην ενεργό διατομή.

### 7.2.5 Τέμνουσα

Όταν η τέμνουσα δύναμη γίνεται αρκετά σημαντική, η αντοχή σε τέμνουσα μπορεί να γίνεται κρίσιμη. Για τον έλεγχο επάρκειας ενός μέλους έναντι τέμνουσας, θα πρέπει η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης σε κάθε διατομή να ικανοποιεί την σχέση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.00, \quad (7.4)$$

Όπου  $V_{c,Rd}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα.

Για πλαστικό σχεδιασμό  $V_{c,Rd}$  είναι η πλαστική διατμητική αντοχή  $V_{pl,Rd}$ . Ενώ για ελαστικό σχεδιασμό  $V_{c,Rd}$  είναι η ελαστική διατμητική αντοχή.

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από την σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}, \quad (7.5)$$

Όπου  $A_v$  είναι η επιφάνεια διάτμησης. Αυτή μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

1. Ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό  
 $A - 2 b t_f + (t_w + 2 r)t_f \geq \eta h_w t_w$
2. Ελατές διατομές U, με φορτίο παράλληλο στον κορμό  
 $A - 2 b t_f + (t_w + r)t_f \geq \eta h_w t_w$
3. Ελατές διατομές T, με φορτίο παράλληλο στον κορμό  
 $0.9(A - b t_f)$
4. Συγκολλητές διατομές I, H και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στον κορμό  
 $\eta \sum(h_w t_w)$
5. Συγκολλητές διατομές I, H, U και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στα πέλματα  
 $A - \sum(h_w t_w)$
6. Ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές, ομοιόμορφου πάχους
  - i) Φορτίο παράλληλο προς το ύψος:  $Ah/(b+h)$
  - ii) Φορτίο παράλληλο προς το πλάτος:  $Ab/(b+h)$
7. Κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιόμορφου πάχους  
 $2A/\pi$

Όπου: A η επιφάνεια της διατομής  
b το συνολικό πλάτος  
h το συνολικό ύψος  
 $h_w$  το ύψος του κορμού  
r η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος  
 $t_f$  το πάχος του πέλματος  
 $t_w$  το πάχος του κορμού (εάν είναι μεταβλητό, θεωρούμε το ελάχιστο)



## 7.2.6 Κάμψη και αξονική

Ο συνδυασμός των εντατικών μεγεθών αυτών αφορά κυρίως στα μέλη πλαισίων με σημαντικές τιμές αξονικών δυνάμεων, κυρίως τα υποστυλώματα και λιγότερο τις δοκούς. Μέρος της διατομής αναλύεται στην αντιμετώπιση της αξονικής δύναμης, άρα η καμπτική της αντοχή μειώνεται. Η απομειωμένη αντοχή σε κάμψη υπολογίζεται ανάλογα με την κατηγορία της διατομής. Για διατομές κατηγορίας 1 και 2 πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1.00, \quad (7.6)$$

όπου  $M_{N,Rd}$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής απομειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης  $N_{Ed}$ .

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν απαιτείται να γίνει μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα y-y λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης όταν ικανοποιούνται συγχρόνως τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \text{ και } N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ όπου:}$$

$h_w$  η εσωτερική απόσταση μεταξύ των πελμάτων  
 $t_w$  το πάχος του κορμού

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν απαιτείται να γίνει μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα z-z λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

## 7.2.7 Διαξονική κάμψη

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1.00, \quad (7.7)$$

Όπου:  $\alpha$  και  $\beta$  σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

- I και H διατομές:  $\alpha=2, \beta=5n$  με  $\beta \geq 1$
- Κοίλες κυκλικές διατομές:  $\alpha=2, \beta=2$
- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:  $\alpha=\beta=\frac{1.66}{1-1.13n^2}$  με  $\alpha=\beta \leq 6$

Όπου:  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$

## 7.2.8 Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Αποτελεί την συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωση του σε μια καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής διατομών. Το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική ροπή αντοχής της διατομής του.

Η επάρκεια ενός θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.00, \quad (7.8)$$

Όπου:  $N_{Ed}$  η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης  
 $N_{b,Rd}$  η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό λαμβάνεται από την σχέση:

- Για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (7.9)$$

- Για διατομές κατηγορίας 4

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (7.10)$$

Όπου  $\chi$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού. Κατά τον καθορισμό των  $A$  και  $A_{eff}$  δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη οπές για κοχλίες στα άκρα υποστυλώματος.

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του  $\chi$  για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με την σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.00, \quad (7.11)$$

Όπου:  $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \text{ για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \text{ για διατομές κατηγορίας 4}$$

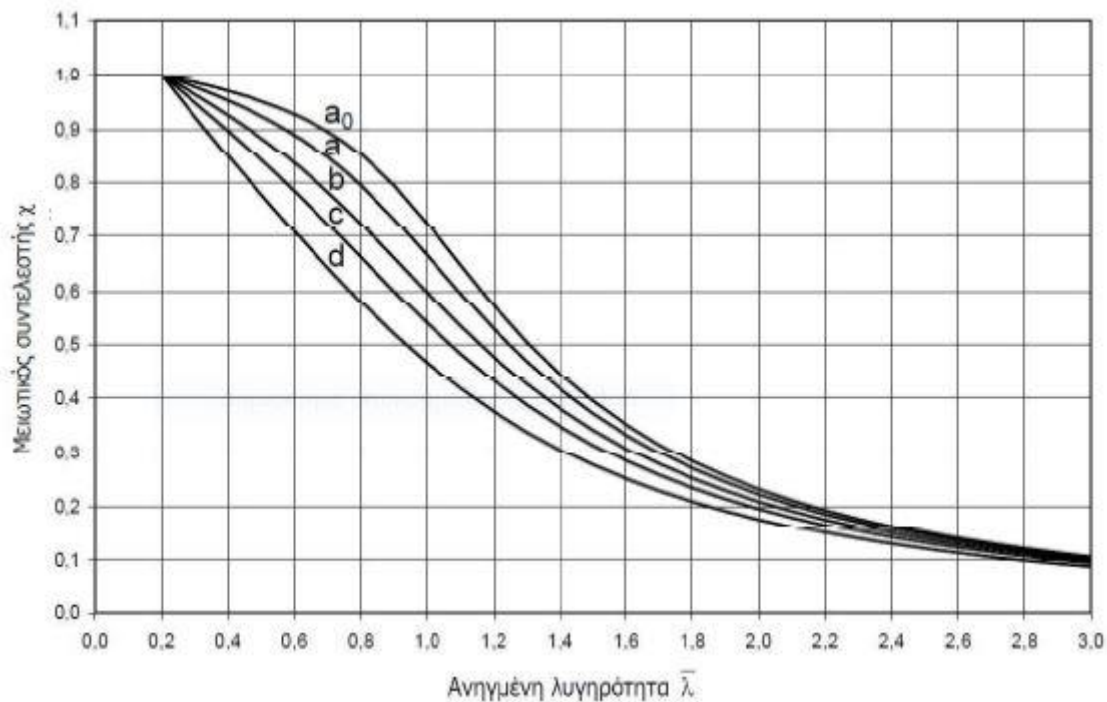
$\alpha$  είναι ένας συντελεστής ατελειών (Πίν. 7.2)

$N_{cr}$  είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής

Πίν. 7.2 Συντελεστής ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	$a_0$	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Για καμπτικό λυγισμό, η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού καθορίζεται από τον ακόλουθο πίνακα 7.3, ενώ οι τιμές του μειωτικού συντελεστή  $\chi$  για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα μπορούν να λαμβάνονται και από το σχήμα 7.1.



Σχ. 7.1 Καμπύλες λυγισμού

Να σημειωθεί ότι για λυγηρότητα  $\bar{\lambda} \leq 0.2$  ή για  $N_{Ed}/N_{cr} \leq 0.04$  οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

Η ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  δίνεται από τις εξής σχέσεις:

- Για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1}, \quad (7.12)$$

- Για διατομές κατηγορίας 4

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{\sqrt{A_{eff}/A}}{\lambda_1}, \quad (7.13)$$

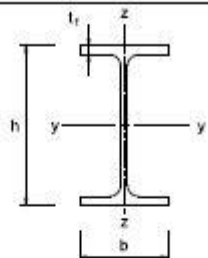
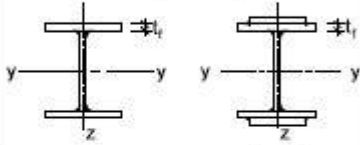
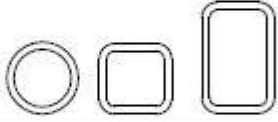
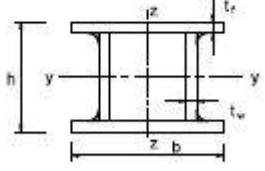
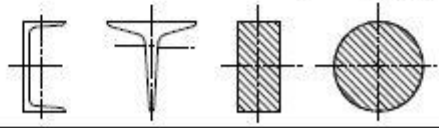
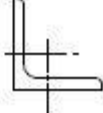
Όπου:  $L_{cr}$  είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επιπέδου λυγισμού

i είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.0\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ σε N/mm}^2)$$

Πίν. 7.3 Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S235 S275 S355 S420	S460
Ελαττές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	$\gamma - \gamma$ $z - z$	$a_0$ $a_0$
			$\gamma - \gamma$ $z - z$	$b$ $c$
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$\gamma - \gamma$ $z - z$	$b$ $a$
			$\gamma - \gamma$ $z - z$	$c$ $c$
Συγκολλητές T-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$\gamma - \gamma$ $z - z$	$b$ $c$	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	$\gamma - \gamma$ $z - z$	$c$ $d$	
Κολίες Διατομές 	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	$a$	$a_0$
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	$c$	$c$
Συγκολλητές κίβωτιοειδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	$b$	$b$
	Μεγάλα πάχη ραφής: $a > 0,5 \cdot t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	$c$	$c$
U-, T- και συμπαγείς διατομές 		Κάθε	$c$	$c$
L-διατομές 		Κάθε	$b$	$b$

## 7.2.9 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του μειωτικού συντελεστή  $\chi_{LT}$  προσδιορίζεται από τον πίνακα 7.4, όπου η καμπύλη λυγισμού επιλέγεται από τον παρακάτω πίνακα 7.5 και η τιμή  $\lambda_{LT}$  για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα, πρέπει να καθορίζεται από την σχέση:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}, \quad (7.14)$$

Όπου:  $M_{cr}$  η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού, υπολογιζόμενη με βάση τις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες φόρτισης, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

Πίν. 7.4 Καμπύλες πλευρικού λυγισμού

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	<b>b</b>
	$h/b > 2$	<b>c</b>
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	<b>c</b>
	$h/b > 2$	<b>d</b>
Άλλες διατομές	-	<b>d</b>

Να σημειωθεί ότι για λυγηρότητα  $\bar{\lambda} \leq 0.2$  ή για  $M_{Ed}/M_{cr} \leq 0.04$  ο κίνδυνος αστοχίας μέσω πλευρικού λυγισμού μπορεί να αμεληθεί και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομών.

Στην περίπτωση δοκού σταθερής διατομής, με συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, συμμετρική ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας και υποκειμένης σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού, όπως προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 3, δίνεται από το γενικό τύπο:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\}, \quad (7.15)$$

Όπου:  $C_1, C_2, C_3$  συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

$I_t$  η σταθερά στρέψης

$I_w$  η σταθερά στρέβλωσης

$I_z$  η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα

$L$  το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

$k, k_w$  συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος

$z_g = z_a - z_s$	η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου
$z_a$	η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y
$z_s$	η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y

Οι τεταγμένες  $z_a$  και  $z_s$  μετρούνται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένες με θετική φορά προς το θλιβόμενο πέλμα της διατομής.

Για δοκούς διπλής συμμετρίας είναι  $z_j = 0$ , ενώ όταν τα εξωτερικά φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της διατομής είναι  $z_g = 0$

Ο συντελεστής  $k$  λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα, όταν και τα δύο άκρα του πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος μπορούν να προσομοιωθούν με απλές στρεπτικές στηρίξεις. Εάν και τα δύο άκρα είναι πακτωμένα αντιστοιχεί τιμή  $k = 0.50$ , ενώ για την περίπτωση ενός άκρου πακτωμένου και ενός μέλους με απλή στρεπτική στήριξη  $k = 0.7$ . Ο συντελεστής αφορά την στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο, είναι δε ανάλογος του συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού  $L_{cr}/L$  ενός θλιβόμενου στοιχείου, για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα, σε συνδυασμό με την ελευθερία στροφών λόγω κάμψης στα άκρα.


Ο συντελεστής  $k_w$  αφορά την στρέβλωση του άκρου και λαμβάνεται ίσος με 1.0 για άκρα με ελεύθερη στρέβλωση. Συνίσταται γενικά και σε άλλες περιπτώσεις να χρησιμοποιείται η συντηρητική τιμή  $k_w = 1.0$ .

Οι συντελεστές  $C_1, C_2, C_3$  δίνονται στους παρακάτω πίνακες (7.5α και 7.5β) για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης και διάφορες τιμές του  $k$ , ανάλογα με τη μορφή του διαγράμματος καμπτικών ροπών στο μήκος  $L$  μεταξύ πλευρικών στηρίξεων.

**Πίν. 7.5α** Συντελεστές  $C_1, C_2, C_3$  για διάφορες τιμές του  $k$ , με φόρτιση εγκάρσιων φορτίων

Συνθήκες φόρτισης και στηρίξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής $k$	Συντελεστής		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

**Πίν. 7.5β** Συντελεστές  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  για διάφορες τιμές του  $k$ , με φόρτιση μόνο σε ακραίες ίνες

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής $k$	Συντελεστής		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
	$\psi = + 1$	1,0	1,000		1,000
		0,7	1,000	—	1,113
		0,5	1,000		1,144
	$\psi = + \frac{3}{4}$	1,0	1,141		0,998
		0,7	1,270	—	1,565
		0,5	1,305		2,283
	$\psi = + \frac{1}{2}$	1,0	1,323		0,992
		0,7	1,473	—	1,556
		0,5	1,514		2,271
	$\psi = + \frac{1}{4}$	1,0	1,563		0,977
		0,7	1,739	—	1,531
		0,5	1,788		2,235
	$\psi = 0$	1,0	1,879		0,939
		0,7	2,092	—	1,473
		0,5	2,150		2,150
	$\psi = - \frac{1}{4}$	1,0	2,281		0,855
		0,7	2,538	—	1,340
		0,5	2,609		1,957
	$\psi = - \frac{1}{2}$	1,0	2,704		0,676
		0,7	3,009	—	1,059
		0,5	3,093		1,546
	$\psi = - \frac{3}{4}$	1,0	2,927		0,366
		0,7	3,009	—	0,575
		0,5	3,093		0,837
$\psi = - 1$	1,0	2,752		0,000	
	0,7	3,063	—	0,000	
	0,5	3,149		0,000	

Δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα, όπως σύμμικτη δοκός με πλάκα σκυροδέματος, δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επιπλέον, δοκοί κάποιων τύπων διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

### 7.2.10 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών υπό θλίψη και κάμψη

Μέλη σταθερής διατομής, καταπονούμενα ταυτόχρονα από αξονική θλιπτική δύναμη και ροπές κάμψης περί τον ισχυρό και τον ασθενή άξονα της διατομής, αποτελούν τη γενική περίπτωση καταπόνησης, ιδιαίτερα σε ότι αφορά κατακόρυφα μέλη χωρικών πλαισιωτών φορέων. Ο έλεγχος επάρκειας σε αυτή την περίπτωση γίνεται ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1, \quad (7.16)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1, \quad (7.17)$$

Όπου:  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  και  $M_{z,Ed}$  οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής αξονικής δύναμης και των μέγιστων ροπών κάμψης ως προς τους άξονες y-y και z-z κατά μήκος του μέλους

$\Delta M_{y,Ed}$  και  $\Delta M_{z,Ed}$  οι ροπές της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4

$\chi_y$  και  $\chi_z$  οι μειωτικοί συντελεστές λόγω λυγισμού

$\chi_{LT}$  ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού. Για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτική παραμόρφωση είναι ίσος με 1.00

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  και  $k_{zz}$  οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, εξαρτώμενοι από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί και παρουσιάζονται στους ακόλουθους πίνακες

- **Μέθοδος 1**

Πίν. 7.6α Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{M_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{M_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{1}{C_{yf}}$
$k_{yz}$	$C_{mz} \cdot \frac{M_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \cdot \frac{M_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{1}{C_{zf}} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{\frac{W_z}{W_y}}$
$k_{zy}$	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{M_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{M_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{1}{C_{zf}} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{\frac{W_y}{W_z}}$
$k_{zz}$	$C_{mz} \cdot \frac{M_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \cdot \frac{M_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{1}{C_{zz}}$



Πίν. 7.6β Βοηθητικοί συντελεστές

Βοηθητικοί συντελεστές	
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[ \left( 2 - \frac{1,6}{w_y} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 \right) \cdot \eta_M - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{d,y}}{W_{pl,y}}$ <p>με <math>b_{LT} = 0,5 \cdot a_{LT} \cdot \bar{\lambda}_0^2 \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}</math></p>
$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} = 1 + (w_z - 1) \cdot \left[ \left( 2 - 14 \cdot \frac{C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^3} \right) \cdot \eta_M - c_{LT} \right] \geq 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \cdot \frac{W_{d,z}}{W_{pl,z}}$ <p>με <math>c_{LT} = 10 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}}</math></p>
$w_y = \frac{W_{d,y}}{W_{pl,y}} \leq 1,5$	$C_{my} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[ \left( 2 - 14 \cdot \frac{C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^3} \right) \cdot \eta_M - d_{LT} \right] \geq 0,6 \cdot \sqrt{w_y} \cdot \frac{W_{d,y}}{W_{pl,y}}$ <p>με <math>d_{LT} = 2 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} \cdot M_{pl,z,Rd}}</math></p>
$w_z = \frac{W_{d,z}}{W_{pl,z}} \leq 1,5$	
$\eta_M = \frac{N_{Ed}}{N_{sk} / \gamma_{M1}}$	$C_{mz} = 1 + (w_z - 1) \cdot \left[ \left( 2 - \frac{1,6}{w_z} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_z} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 \right) \cdot \eta_M - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{d,z}}{W_{pl,z}}$ <p>με <math>e_{LT} = 1,7 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}}</math></p>
$C_{my} \text{ βλ. Πίν. A.2}$	
$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$	

Πίν. 7.6γ Βοηθητικοί συντελεστές (συνέχεια)

$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$
$\bar{\lambda}_0$ = ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω σταθερής καμπτικής ροπής, δηλαδή: $\psi_M = 1,0$ στον Πίνακα A.2
$\bar{\lambda}_{LT}$ = ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό
Για $\bar{\lambda}_0 = 0$ : $C_{my} = C_{my,0}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = 1,0$
Για $\bar{\lambda}_0 > 0$ : $C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \cdot \frac{\sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = C_{my}^2 \cdot \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}}$
$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_{d,y}}$ για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3
$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}}$ για διατομές κατηγορίας 4
$N_{cr,y}$ = ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα $y-y$
$N_{cr,z}$ = ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα $z-z$
$N_{cr,T}$ = ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού
$I_T$ = σταθερά στρέψης St, Venant
$I_y$ = ροπή αδρανείας ως προς τον άξονα $y-y$

Πίν. 7.7 Συντελεστές  $C_{mi,0}$  ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

Διάγραμμα ροπής	$C_{mi,0}$
	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21 \cdot \psi_1 + 0,36 \cdot (\psi_1 - 0,33) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + \left( \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x \cdot  \delta_x }{L^2 \cdot  M_{1,Ed}(x) } - 1 \right) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ <p><math>M_{1,Ed}(x)</math> είναι η μέγιστη ροπή <math>M_{y,Ed}</math> ή <math>M_{z,Ed}</math>  <math> \delta_x </math> είναι η μέγιστη μετατόπιση του μέλους κατά το μήκος του</p>
	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + 0,03 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

- Μέθοδος 2

Πίν. 7.8 Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$


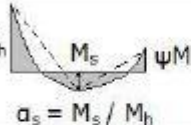
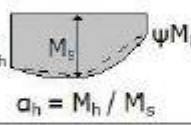
Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχή σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	διατομές I και RHS	$C_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	διατομές I και RHS	$k_{yz}$	$0,6 k_{yz}$
$k_{zy}$	διατομές I και RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
$k_{zz}$	διατομές I	$C_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \cdot \left( 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left( 1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS	$\leq C_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη  $M_{y,Ed}$  ο συντελεστής  $k_{zy}$  μπορεί να είναι  $k_{zy} = 0$ .

Πίν. 7.9 Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  για μέλη που υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	$k_{yy}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{yy}$ από τον Πίνακα Β.1
$k_{yz}$	$k_{yz}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{yz}$ από τον Πίνακα Β.1
$k_{zy}$	$\begin{cases} 1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M0}} \\ \geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M0}} \right] \end{cases}$	$\begin{cases} 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M0}} \\ \geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M0}} \right] \end{cases}$ <p>για <math>\bar{\lambda}_z &lt; 0,4</math> :</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M0}}$
$k_{zz}$	$k_{zz}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{zz}$ από τον Πίνακα Β.1

Πίν. 7.10 Συντελεστές  $C_m$  ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή	$C_{my}$ και $C_{mz}$ και $C_{mLT}$		
		Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο	
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$		
 $a_s = M_s / M_h$	$0 \leq a_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$
	$-1 \leq a_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$	$-0,8 \cdot a_s \geq 0,4$
 $a_h = M_h / M_s$	$-1 \leq a_h < 0$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,1 \cdot (1 - \psi) - 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$	$0,2 \cdot (-\psi) - 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$
		$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h$	$0,90 + 0,10 \cdot a_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h$	$0,90 + 0,10 \cdot a_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h \cdot (1 + 2 \cdot \psi)$	$0,90 - 0,10 \cdot a_h \cdot (1 + 2 \cdot \psi)$
Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{mz} = 0,9$ αντίστοιχα.				
Τα $C_{my}$ , $C_{mz}$ και $C_{mLT}$ πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:				
συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση		
$C_{my}$	$y-y$	$z-z$		
$C_{mz}$	$z-z$	$y-y$		
$C_{mLT}$	$y-y$	$y-y$		

### 7.3 Έλεγχος κατακόρυφων διαγώνιων συνδέσμων

Θα γίνουν όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι ενός κατακόρυφου διαγώνιου συνδέσμου στον όροφο της προσθήκης (Δ143.1). Συγκεκριμένα είναι διατομής CHS 48.3x5 και έχει μήκος 4.82m. Παρακάτω στον πίνακα 7.11 παρουσιάζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής.

Πίν. 7.11 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής CHS 48.3x5

CHS 48.3x5		Section properties
Geometry		
D = 48.3 mm		$I_y = I_z = 1.62E+5 \text{ mm}^4$
T = 5 mm		$W_{y,el} = W_{z,el} = 6690 \text{ mm}^3$
A = 680 mm <sup>2</sup>		$W_{y,pl} = W_{z,pl} = 9420 \text{ mm}^3$
$A_L = 0.152 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$i_y = i_z = 15.4 \text{ mm}$
G = 5.34 kg·m <sup>-1</sup>		$I_t = 3.23E+5 \text{ mm}^4$
		$C_t = 1.34E+4 \text{ mm}^3$

Στους χιαστί διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, επιτρέπεται να υποτεθεί ότι κατά τη δράση των οριζόντιων φορτίων, εκ των δύο διαγώνιων κάθε φατνώματος του συνδέσμου, ενεργός είναι μόνον η εφελκόμενη και έτσι αγνοείται η συμμετοχή της θλιβόμενης διαγώνιου. Η εφελκυστική αξονική καταπόνηση, όπως προκύπτει από το FESPA είναι:  $N_{Ed} = 67.25 \text{ KN}$ .

- **Έλεγχος λυγηρότητας**

Ισχύει ότι:  $L_{cr} = 0.5 \times 4.82 = 2.41 \text{ m}$

Πρέπει:  $1.3 \leq \lambda \leq 2.0$

Όμως:  $\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{\pi^2 \cdot E \cdot I}} \cdot L_{cr} = \sqrt{\frac{6,8 \cdot 23,5}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 16,2}} \cdot 241 = 1,66$

Άρα:  $1,3 < \lambda = 1,66 < 2,0$  OK

- **Έλεγχος σε εφελκυσμό**

$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6,8 \cdot 23,5}{1,00} = 159,8 \text{ KN} > N_{Ed} = 67,25 \text{ KN}$  OK

## 7.4 Έλεγχος υποστυλώματος

Ελέγχεται ένα μεταλλικό υποστώλωμα της προσθήκης (K69) με διατομή HEB 160. Στον πίνακα 7.12 φαίνονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής αυτής.

Πίν. 7.12 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής HEB 160

HEB160B				
Geometry		Section properties		
h = 160 mm		Axis y	Axis z	
b = 160 mm		$I_y = 2.49E+7 \text{ mm}^4$	$I_z = 8.89E+6 \text{ mm}^4$	
$t_f = 13 \text{ mm}$		$W_{y1} = 3.11E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z1} = 1.11E+5 \text{ mm}^3$	
$t_w = 8 \text{ mm}$		$W_{y,pl} = 3.54E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z,pl} = 1.69E+5 \text{ mm}^3$	
$r_1 = 15 \text{ mm}$		$i_y = 67.8 \text{ mm}$	$i_z = 40.5 \text{ mm}$	
$y_s = 80 \text{ mm}$		$S_y = 1.77E+5 \text{ mm}^3$	$S_z = 8.45E+4 \text{ mm}^3$	
d = 104 mm		<b>Warping and buckling</b>		
A = 5430 mm <sup>2</sup>		$I_w = 4.79E+10 \text{ mm}^6$	$I_t = 3.11E+5 \text{ mm}^4$	
$A_L = 0.92 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		G = 42.6 kg·m <sup>-1</sup>	$i_w = 37.7 \text{ mm}$	$i_{pc} = 78.9 \text{ mm}$

Τα εντατικά μεγέθη του συγκεκριμένου υποστυλώματος είναι:

- ο .3

- **Κατηγορία διατομής**

Η διατομή μας είναι κατηγορίας 1 και για τα πέλματα και για τον κορμό, άρα θα γίνει πλαστική ανάλυση.

- **Διάτμηση**

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2 ο έλεγχος έναντι τέμνουσας γίνεται με την πλαστική αντοχή. Αυτή δίνεται από την εξής σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Για τον άξονα Y, όπου τα πέλματα αναλαμβάνουν τη διάτμηση:

$$A_{vy} = A \cdot b / (b + h) = 54,25 \cdot 8 / (8 + 16) = 18,08 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{18,08 \cdot 23,5}{1,00 \cdot \sqrt{3}} = 245,3 \text{ KN}$$

Για τον άξονα Z, όπου ο κορμός αναλαμβάνει τη διάτμηση:

$$A_{vz} = A \cdot h / (b + h) = 54,25 \cdot 16 / (8 + 16) = 36,17 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{36,17 \cdot 23,5}{1,00 \cdot \sqrt{3}} = 490,74 \text{ KN}$$

Επειδή  $V_{Ed,y} < 0,5V_{pl,Rd,y}$  και  $V_{Ed,z} < 0,5V_{pl,Rd,z}$  δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής λόγω παρουσίας τέμνουσας.

- **Επίδραση της αξονικής στην αντοχή σε ροπή κάμψης**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{54,25 \cdot 23,5}{1,00} = 1274,88 \text{ KN}$$

Ελέγχουμε αν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας αξονικής δύναμης:

$$1. N_{Ed} < 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 318,72 \text{ KN} \text{ και } N_{Ed} < \frac{0,50 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 125,96 \text{ KN}$$

$$2. N_{Ed} < \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 251,92 \text{ KN}$$

Οπότε δεν χρειάζεται απομείωση της ροπής αντοχής κατά τους άξονες Y και Z λόγω ταυτόχρονης παρουσίας αξονικής.

- **Διαξονική κάμψη**

Για διαξονική κάμψη οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία η οποία εξαρτάται από το λόγο ροπών  $M_{y,Rd}$  και  $M_{z,Rd}$  που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στην περίπτωση αυτή χρησιμοποιείται το ακόλουθο κριτήριο αλληλεπίδρασης:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Όπου για ελατές διατομές I και H είναι:  $\alpha=2$  και  $\beta=\max(5 \cdot N_{Ed}/N_{pl,Rd}; 1)=1$ . Ισχύει ότι:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 80,32 \text{ KNm} \quad M_{Ed,y} = -10,81 \text{ KNm}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 39,95 \text{ KNm} \quad M_{Ed,z} = -11,06 \text{ KNm}$$

$$\text{Άρα: } \left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = 0,295 \leq 1$$

- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Κρίσιμο μήκος λυγισμού:  $L_{cr,y} = L_{cr,z} = 2,92\text{m}$

Λυγηρότητα:  $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y} \cdot 1}{i_y \cdot \lambda_1} = \frac{292}{6,78 \cdot 93,9} = 0,459$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z} \cdot 1}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{292}{4,05 \cdot 93,9} = 0,768$$

Μειωτικοί συντελεστές  $\chi$ :  $h/b=1 < 1.20$  και  $t_f=13\text{mm} < 100\text{mm}$

Σύμφωνα με τον πίνακα 7.3 οι καμπύλες λυγισμού που θα χρησιμοποιηθούν είναι:

Κατά y-y: καμπύλη b

Κατά z-z: καμπύλη c

Έτσι από το σχήμα 7. Προκύπτουν οι συντελεστές  $\chi_y = 0,89$  και  $\chi_z = 0,75$ .

$$\text{Άρα: } N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M0}} = \frac{0,75 \cdot 23,5 \cdot 54,25}{1} = 956,16\text{KN} > N_{Ed}$$

Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από τον εξής τύπο:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L^2)} \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\}$$

Στην περίπτωση μας όμως το κέντρο διάτμησης ταυτίζεται με το κέντρο βάρους της διατομής και η φόρτιση του υποστυλώματος είναι κεντρική. Επιπλέον η διατομή είναι διατομή διπλής συμμετρίας. Τελικά λόγω αυτών, ο τύπος απλοποιείται στον:

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

$$= 1,879 \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 889,2}{(1 \cdot 292^2)} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{47940}{889,2} + \frac{(1 \cdot 292)^2 \cdot 8077 \cdot 31,24}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 889,2} \right]^{0.5} \right\} = 530,56\text{KNm}$$

$\lambda_{LT} = \sqrt{W_y \cdot f_y / M_{cr}} = \sqrt{3540 \cdot 23,5 / 530560} = 0,396 > 0,20$  άρα η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δε μπορεί να αγνοηθεί και πρέπει να γίνει έλεγχος αυτού.

Σύμφωνα με τη γενική περίπτωση η καμπύλη πλευρικού λυγισμού είναι η α και ο συντελεστής ατελειών θα είναι  $a_{LT} = 0,21$ . Ο μειωτικός συντελεστής  $\chi_{LT}$  προσδιορίζεται βάσει των ακόλουθων τύπων:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + a_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,21(0,396 - 0,2) + 0,396^2 \right] = 0,599$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0,599 + \sqrt{0,599^2 - 0,396^2}} = 0,953 < 1$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης κάμψης-θλίψης με τη μέθοδο 2:

Υπάρχουν δύο εναλλακτικές μέθοδοι για τον προσδιορισμό των συντελεστών αλληλεπίδρασης. Εδώ παρατίθεται η δεύτερη μέθοδος. Βάσει των πινάκων 7.8 7.9 και 7.10 και θεωρώντας τριγωνική κατανομή ροπών προκύπτουν:

$C_{mLT} = C_{my} = 0,60$  και  $C_{mz} = 0,90$ .

Άρα:  $k_{yy} = 0,61$

$k_{zz} = 0,93$

$k_{zy} = 0,98$

$k_{yz} = 0,56$

Έλεγχος σε θλίψη και κάμψη

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0$$

Όπου:  $N_{Rk} = f_y \cdot A_i$ ,  $M_{i,Rk} = f_y \cdot W_i$  και  $\Delta M_{i,Ed}$  από τον παρακάτω πίνακα:

Κατηγορία	1	2	3	4
$A_i$	A	A	A	$A_{eff}$
$W_y$	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
$W_z$	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} \cdot N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} \cdot N_{Ed}$
$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$	Από Πίνακες Παραρτημάτων Α ή Β (EN 1993-1-1)			

$$\text{Άρα: } \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = 0,495 \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = 0,599 \leq 1,0$$

Οπότε η διατομή μας επαρκεί.



## 8 Συνδέσεις

### 8.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιάσουμε ενδεικτικά κάποιες από τις συνδέσεις μελών της μεταλλικής προσθήκης, όπως αυτές πραγματοποιήθηκαν από το πρόγραμμα μεταλλικών συνδέσεων του FESPA.

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν τον συνολικό φορέα. Αλλά και κάθε προκατασκευασμένο τμήμα αποτελείται από επιμέρους στοιχεία (μέλη), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Έτσι, σκοπός των συνδέσεων είναι α) η διαμόρφωση των μελών και προκατασκευασμένων τμημάτων και β) η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων. Οι θέσεις αποκατάστασης της συνέχειας αποκαλούνται κόμβοι. Η *σύνδεση* ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη. Ο όρος *κόμβος* χρησιμοποιείται όταν η σύνδεση θεωρείται μαζί με την αντίστοιχη ζώνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεόμενων μελών.

Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

#### **Απλές συνδέσεις**

Ονομάζονται οι συνδέσεις οι οποίες παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις (αξονικές και τέμνουσες), επιτρέποντας τις στροφές που προκύπτουν λόγω των δράσεων σχεδιασμού, χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές. Αυτές χωρίζονται σε συνδέσεις τέμνουσας (κοχλιωτή σύνδεση δοκού στο πέλμα υποστυλώματος μέσω γωνιακών ελασμάτων, κοχλιωτή σύνδεση δοκού στον κορμό υποστυλώματος μέσω γωνιακών ελασμάτων, κοχλιωτή σύνδεση δοκού με δοκό μέσω γωνιακών ελασμάτων) και αξονικές συνδέσεις (κοχλιωτή ή συγκολλητή σύνδεση διαγώνιου μέλους).

#### **Συνδέσεις ροπής**

Ονομάζονται οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές (κοχλιωτή σύνδεση δοκού σε υποστύλωμα μέσω μετωπικής πλάκας, κοχλιωτή σύνδεση δοκού με δοκό μέσω μετωπικής πλάκας, σύνδεση έδρασης υποστυλώματος σε μέλος από οπλισμένο σκυρόδεμα μέσω αγκυρίων).

Ανάλογα με την αντοχή τους έναντι ροπών σε σχέση με τα μέλη τα οποία συνδέουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

#### **Συνδέσεις πλήρους αντοχής**

Πρόκειται για συνδέσεις των οποίων η ροπή αντοχής είναι μεγαλύτερη από την ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών (πχ αποκατάσταση συνέχειας διατομών).

#### **Συνδέσεις μερικής αντοχής**

Πρόκειται για συνδέσεις των οποίων η ροπή αντοχής είναι μικρότερη από την ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών (πχ κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων).

Ανάλογα με τη δυσκαμψία τους, οι κόμβοι διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

#### **Άκαμπτοι κόμβοι**

Πρόκειται για κόμβους στους οποίους δε μεταβάλλεται η αρχική γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως άρακτηση.

#### **Άρθρωτοί κόμβοι**

Πρόκειται για κόμβους με ελεύθερη δυνατότητα σχετικής στροφής μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Επομένως η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως άρθρωση.

### Ημιάκαμπτοι κόμβοι

Πρόκειται για κόμβους στους οποίους η γωνία  $\varphi$  μεταξύ του συνδεόμενου μέλους και του υπόλοιπου κόμβου μεταβάλλεται ανάλογα με την επιβαλλόμενη ροπή  $M$  στο μέλος. Η σύνδεση λειτουργεί ως ελαστική πάκτωση και προσομοιώνεται συνήθως με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Στον πίνακα 8.1 συνοψίζονται οι κατηγορίες συνδέσεων και κόμβων ανάλογα με τα διάφορα κριτήρια:

**Πίν. 8.1** Κατάταξη συνδέσεων και κόμβων

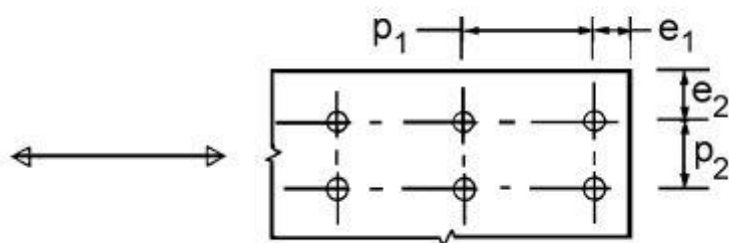
Κριτήριο κατάταξης	Τύπος σύνδεσης ή κόμβου
Τρόπος σύνδεσης	<ul style="list-style-type: none"><li>• Συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλοι, πείροι κλπ)</li><li>• Συγκολλητές συνδέσεις (εσωραφές και εξωραφές)</li></ul>
Κόμβοι	<ul style="list-style-type: none"><li>• Αποκαταστάσεις συνέχειας μελών</li><li>• Κόμβοι δικτυωμάτων</li><li>• Κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων</li><li>• Συνδέσεις δοκών με δοκούς</li><li>• Βάσεις υποστυλωμάτων</li></ul>
Ένταση	<ul style="list-style-type: none"><li>• Απλές συνδέσεις (τέμνουσας ή αξονικής δύναμης)</li><li>• Συνδέσεις ροπής</li></ul>
Αντοχή κόμβων	<ul style="list-style-type: none"><li>• Πλήρους αντοχής</li><li>• Μερικής αντοχής</li></ul>
Δυσκαμψία κόμβων	<ul style="list-style-type: none"><li>• Αρθρωτοί</li><li>• Ημιάκαμπτοι</li><li>• Άκαμπτοι</li></ul>

Οι συνδέσεις λοιπόν αποτελούν ένα πολύ σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μια μεταλλικής κατασκευής, λόγω του ότι συνεισφέρουν στο να μεταφέρονται κατάλληλα και σωστά τα φορτία και τα εντατικά μεγέθη. Επίσης οι συνδέσεις πρέπει να μπορούν να παρέχουν τη δυνατότητα ανάπτυξης όλης της πλαστικής ικανότητας των μελών, ώστε να υπάρχει η όσο το δυνατόν καλύτερη εκμετάλλευση της αντοχής και της πλαστιμότητας των μεταλλικών μελών.

Εκτός από τους ελέγχους αντοχής θα πραγματοποιηθούν και οι απαραίτητοι έλεγχοι για τις ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών. Παρακάτω στο σχήμα 8.1 και στους πίνακες 8.2 και 8.3 παρουσιάζονται οι ελάχιστες και οι μέγιστες αποστάσεις κοχλιών όπως ορίζονται στον Ευρωκώδικα 3 - Μέρος 1.8 καθώς και τα όρια θραύσης και διαρροής για τους κοχλίες ανάλογα με την ποιότητά τους.

**Πίν. 8.1** Κατάταξη συνδέσεων και κόμβων

Αποστάσεις και κενά	Ελάχιστο	Μέγιστο	
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες	Χάλυβας μη εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες
$e_1$	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
$e_2$	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
$p_1$	$2,2d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$
$p_2$	$2,4d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$



**Σχ. 8.1** Συμβολισμοί για τις αποστάσεις μέσωσν σύνδεσης

**Πίν. 8.2** Ποιότητα κοχλιών και μηχανικά χαρακτηριστικά

Ποιότητα κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα παρουσιαστούν οι συνδέσεις: α) κύριας δοκού σε υποστύλωμα με σύνδεση ροπής, β) τεγίδας με κύρια δοκό με σύνδεση τέμνουσας, γ) σύνδεση διαγώνιου και δ) αρθρωτή έδραση υποστυλώματος.

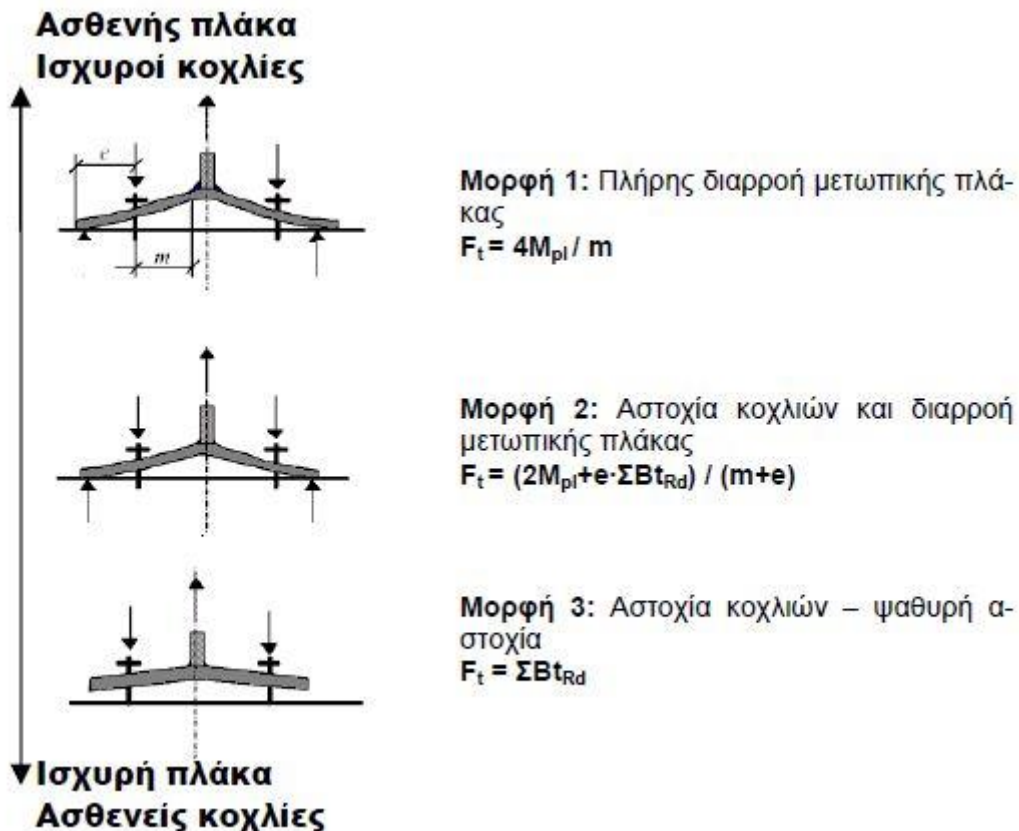
## 8.2 Σύνδεση ροπής κυρίας δοκού με υποστύλωμα

Πραγματοποιήθηκαν οι ακόλουθοι έλεγχοι επάρκειας για την σύνδεση σε ροπή:

1. Κορμός στύλου σε τέμνουσα
2. Κορμός στύλου σε θλίψη
3. Κορμός στύλου σε εφελκυσμό
4. Πέλμα στύλου σε κάμψη
5. Μετωπική πλάκα σε κάμψη
6. Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη
7. Έλεγχος βραχέων T ανεξάρτητα αλλά και σαν ομάδες. Εξετάζονται τρεις πιθανοί τρόποι αστοχίας:
  - a. Αστοχία πέλματος του βραχέος T
  - b. Αστοχία των κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία του πέλματος
  - c. Αστοχία των κοχλιών
8. Αντοχή κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυνας

Η μέθοδος των «Βραχέων T»

Ειδικά για τους ελέγχους αντοχής της μετωπικής πλάκας σε κάμψη και του πέλματος υποστυλώματος σε κάμψη εφαρμόζεται η μέθοδος των «Βραχέων T» και ελέγχονται όλες οι πιθανές μορφές/ μηχανισμοί αστοχίας. Οι πιθανές μορφές αστοχίας ενός βραχέως T παρουσιάζονται στο σχήμα 8.2.



Σχ. 8.2 Μορφές αστοχίας βραχέως T

### Έλεγχοι για αντοχή της πλάκας σε διάτμηση:

1. Αντοχή των κοχλιών σε τέμνουσα
2. Αντοχή των ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας

Σε κάθε σειρά κοχλιών προκύπτει η ελάχιστη αντοχή σε τέμνουσα και η συνολική αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει από το άθροισμα των αντοχών όλων των σειρών κοχλιών της σύνδεσης. Παρακάτω παρουσιάζονται τα γεωμετρικά στοιχεία των χαλύβδινων μελών που αποτελούν τα μέλη της σύνδεσης καθώς και ένα τρισδιάστατο προσομοίωμα της σύνδεσης, όπως αυτό προκύπτει από το πρόγραμμα μεταλλικών συνδέσεων του FESPA.



### Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης:

#### 2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 160
Ύψος διατομής [h]	160,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	160,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	8,00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	13,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	15,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

### 2.1.2 Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	IPE 180
Υψος διατομής [h]	180,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	91,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	5,30 mm
Πάχος πέλματος [tf]	8,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	9,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

### 2.1.3 Μετωπική πλάκα

Πλάτος πλάκας	160,00 mm
Υψος πλάκας	455,90 mm
Πάχος πλάκας	16,00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	4,00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	6,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

### 2.1.4 Ενίσχυση κάτω πέλματος

Υψος κάτω	120,00 mm
Πάχος κορμού	5,30 mm
Μήκος πέλματος	91,00 mm
Πάχος πέλματος	8,00 mm
Μήκος κάτω	395,00 m
Ποιότητα υλικού	S235

### 2.1.5 Δεδομένα κοχλιών

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [As]	201,00 mm <sup>2</sup>
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm <sup>2</sup>

### Συνολικές αντοχές του κόμβου στην κρίσιμη φόρτιση:

- Λόγοι ικανότητας έναντι ροπής και τέμνουσας

$$m_j = \frac{M_{bl}}{M_{jRd}} \leq 1 \quad \text{και} \quad v_j = \frac{V_{bl}}{V_{jRd}} \leq 1$$

- Ορθή τάση στην συγκόλληση του πέλματος της δοκού με την μετωπική πλάκα (MPa)

$$\sigma_w \leq \sigma_{wRd} = \frac{f_y}{\gamma_{M2}}$$

- Διατμητική τάση στην συγκόλληση του κορμού της δοκού με την μετωπική πλάκα

$$\tau_w \leq \tau_{wRd} = \frac{f_y}{\beta \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}}$$

Φόρτ.	Nc (kN)	Mc (kNm)	k <sub>wc</sub>	Mb2 (kNm)	Mb1 (kNm)	β	Vb1 (kN)	Mj,Rd (kNm)	Vj,Rd (kN)	m <sub>j</sub>	v <sub>j</sub>	σ <sub>w</sub> (MPa)	τ <sub>w</sub> (MPa)	σ <sub>w</sub> / σ <sub>wRd</sub>	τ <sub>w</sub> / τ <sub>wRd</sub>	S <sub>j,ini</sub> / (EI/L)
33	3,44	-1,11	1,00	0,00	1,11	1,00	-2,14	<b>64,04</b>	<b>795,26</b>	0,02	0,00	3,81	1,00	0,01	0,00	26,40
34	-11,80	3,02	1,00	0,00	-3,02	1,00	5,58	<b>-64,88</b>	<b>795,26</b>	<b>0,05</b>	<b>0,01</b>	10,96	2,62	<b>0,04</b>	<b>0,01</b>	25,22
35	-10,63	2,78	1,00	0,00	-2,78	1,00	5,16	<b>-64,88</b>	<b>795,26</b>	0,04	0,01	10,16	2,42	0,04	0,01	25,22

Σχ. 8.3 Κρίσιμη φόρτιση

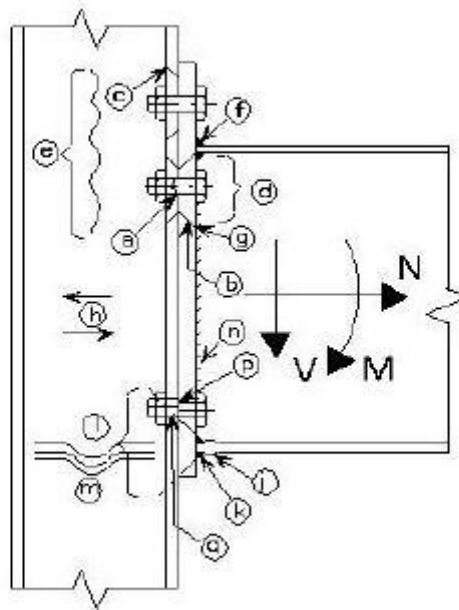
### Ανάλυση κρίσιμης φόρτισης:

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ (kN)																	
σειρά	ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ										ΔΙΑΤΜΗΣΗ						
	2Bt,Rd	Ft_lim, v,wp	Ft_lim, c,wc	Ft_lim, c,fb	Ft_lim, t,fc	Ft_lim, t,wc	Ft_lim, t,ep	Ft_lim, t,wb	Ft_lim, 1.9Bt,Rd	Fti,Rd	a	2Fv,Rd	2Fb,Rd	Fvi,Rd			
1	180,9	214,8	256,1	1350,1	141,6	M2,i	187,3	i	<b>139,8</b>	M2,i			<b>139,8</b>	100%	154,4	286,7	<b>69,1</b>
2	180,9	<b>75,0</b>	116,3	1210,4	90,6	v1,g1	78,1	g1	180,9	M3,i	254,4	i	<b>75,0</b>	76%	154,4	180,3	<b>108,6</b>
3	180,9	<b>0,0</b>	41,3	1135,3	88,6	v1,g1	40,3	g1	172,9	M2,i	161,3	g2	<b>0,0</b>	62%	154,4	180,3	<b>154,4</b>
4	180,9	<b>0,0</b>	41,3	1135,3	153,0	M2,i	78,7	g1	172,9	M2,i	150,7	g3	<b>0,0</b>	48%	154,4	221,9	<b>154,4</b>
5	180,9	<b>0,0</b>	41,3	1135,3	153,0	M2,i	106,0	g1	172,9	M2,i	229,2	i	<b>0,0</b>	16%	154,4	299,5	<b>154,4</b>

σε μορφή ποσοτών (%) Μέγιστης Αντοχής σειρές κοχλιών

Μέγιστη Εφελκυστική Αντοχή σειρές κοχλιών: 2\*Bt,Rd = 2\*90,4 kN = 180,9 kN  
Μέγιστη Διατμητική Αντοχή σειρές κοχλιών: 2\*Fv,Rd = 2\*77,2 kN = 154,4 kN

Σχ. 8.4 Ανάλυση κρίσιμης φόρτισης



Σχ. 8.5 Σημεία ελέγχου

Κατά την εφαρμογή αρνητικής ροπής στον κόμβο πάνω από το κέντρο θλίψης που φαίνεται στο σχήμα 8.5 (σημείο j) παρουσιάζονται εφελκυστικές δυνάμεις ενώ κάτω από το κέντρο θλίψης, θλιπτικές δυνάμεις οι οποίες εξετάζονται αναλυτικά στην ανάλυση κρίσιμης φόρτισης. Επίσης η ονοματολογία σειρών είναι ανάλογη με την απόσταση από το κέντρο θλίψης με τη νούμερο 1 σειρά να είναι η πιο μακρινή στο πάνω μέρος.

Οι συμβολισμοί που χρησιμοποιούνται από το πρόγραμμα περιγράφονται παρακάτω:

ο Εφελκυσμός

- $2Bt$  Εφελκυστική αντοχή σειράς κοχλιών [kN] (θέση a)
- $F_{t,v,wp}$  Εφελκυστικό όριο λόγω τέμνουσας του κορμού του υποστυλώματος [kN] (θέση h). Για την 1<sup>η</sup> σειρά κοχλιών:

$$F_{t,v,wp} = V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{y,wc} \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

- $F_{t,c,wc}$  Εφελκυστικό όριο λόγω θλίψης του κορμού του υποστυλώματος [kN] (θέση j). Για την 1<sup>η</sup> σειρά κοχλιών:

$$F_{t,c,wc} = F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{\text{eff},c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} \cdot k_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

- $F_{t,c,fb}$  Εφελκυστικό όριο λόγω θλίψης του πέλματος της δοκού [kN] (θέση i). Για την 1<sup>η</sup> σειρά κοχλιών:

$$F_{t,c,fb} = F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{b,Rd}}{h - t_{fb}}$$

- $F_{t,t,fc}$  Εφελκυστικό όριο λόγω εγκάρσιας κάμψης του πέλματος του υποστυλώματος (Βραχύ-T) [kN] (θέση c)
- $F_{t,t,wc}$  Εφελκυστικό όριο λόγω εγκάρσιου εφελκυσμού του κορμού του υποστυλώματος (Βραχύ-T) [kN] (θέση e)
- $F_{t,t,ep}$  Εφελκυστικό όριο λόγω κάμψης της μετωπικής πλάκας (Βραχύ-T) (θέση b)
- $F_{t,t,wb}$  Εφελκυστικό όριο λόγω εφελκυσμού του κορμού της δοκού (Βραχύ-T) [kN] (θέση d). Για την 1<sup>η</sup> σειρά κοχλιών:

$$F_{t,t,wb} = F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{\text{eff},t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}$$

- $F_{ti}$  Τελική (κρίσιμη) διαθέσιμη δύναμη σειράς. Προκύπτει ως η ελάχιστη των τιμών των προηγούμενων [kN]

ο Διάτμηση

- $2F_v$  Διατμητική αντοχή σειράς κοχλιών [kN] (θέση p)

$$F_v = F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

- $2F_b$  Αντοχή σύνθλιψης άντυγας σειράς [kN]. Η ελάχιστη μεταξύ των τιμών αντοχής της μετωπικής πλάκας και πέλματος στύλου (θέση q)

$$F_b = F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

- $F_{vi}$  Τελική (κρίσιμη) διατμητική δύναμη σειράς. Προκύπτει ως η ελάχιστη τιμή από τα προηγούμενα [kN]. Λαμβάνεται υπόψη και η ταυτόχρονη παρουσία εφελκυσμού βάσει του τύπου:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0$$



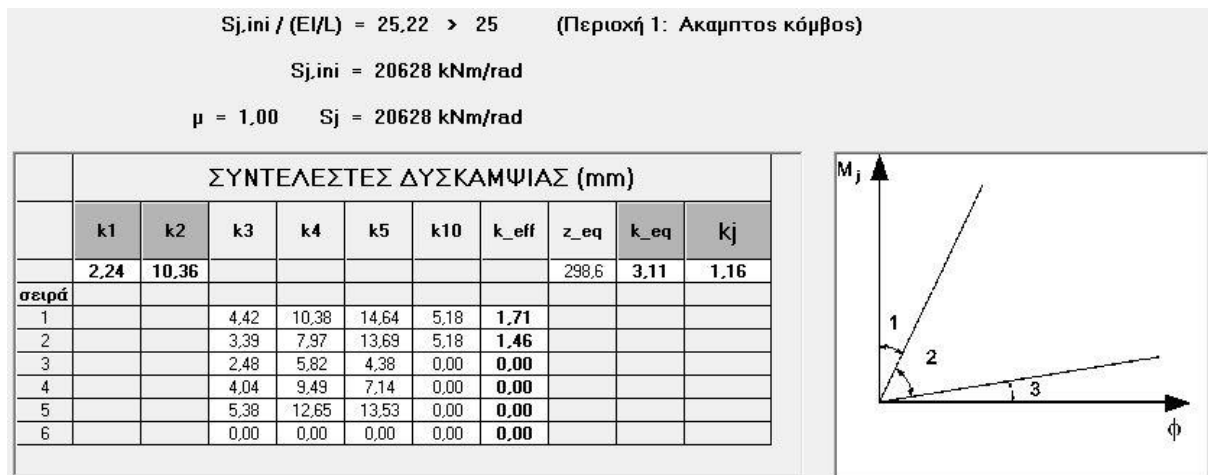
### Στροφική δυσκαμψία κρίσιμης φόρτισης:

Η στροφική δυσκαμψία ενός κόμβου πρέπει να προσδιορίζεται από τις ευκαμψίες των βασικών συστατικών μερών του, η κάθε μια από τις οποίες χαρακτηρίζεται από έναν ελαστικό συντελεστής δυσκαμψίας  $k_i$ . Με βάση την παραδοχή που κάναμε κατά την επίλυση του φορέα, επιθυμούμε οι κόμβοι να είναι άκαμπτοι έτσι ώστε να μεταφέρονται επαρκώς οι ροπές. Πρέπει δηλαδή η στροφική δυσκαμψία ενός κόμβου δοκού-υποστυλώματος να είναι:

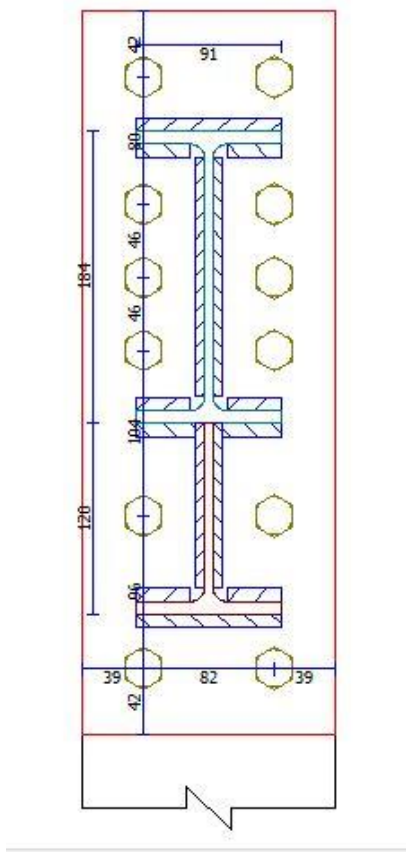
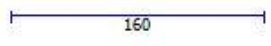
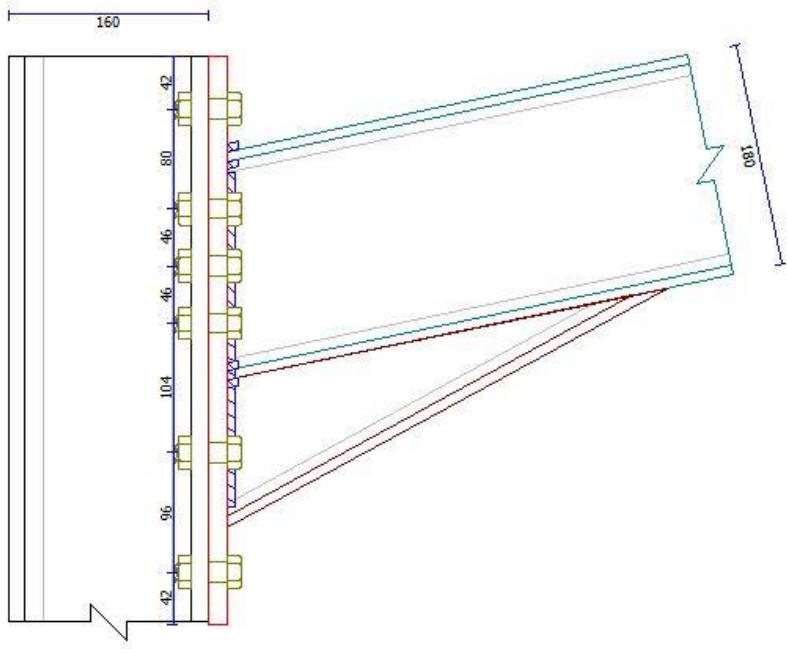
$$S_{j,ini} = \frac{Ez^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} > 25, \quad (8.1)$$

Όπου:  $k_i$  ο συντελεστής δυσκαμψίας του βασικού συστατικού μέρους  $i$   
 $z$  ο μοχλοβραχίονας

Δηλαδή να είμαστε στο 1<sup>ο</sup> τμήμα του διαγράμματος ροπών καμπυλοτήτων, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα 8.6.



Σχ. 8.6 Συντελεστές δυσκαμψίας



### 8.3 Σύνδεση τέμνουσας κύριας δοκού με τεγίδα

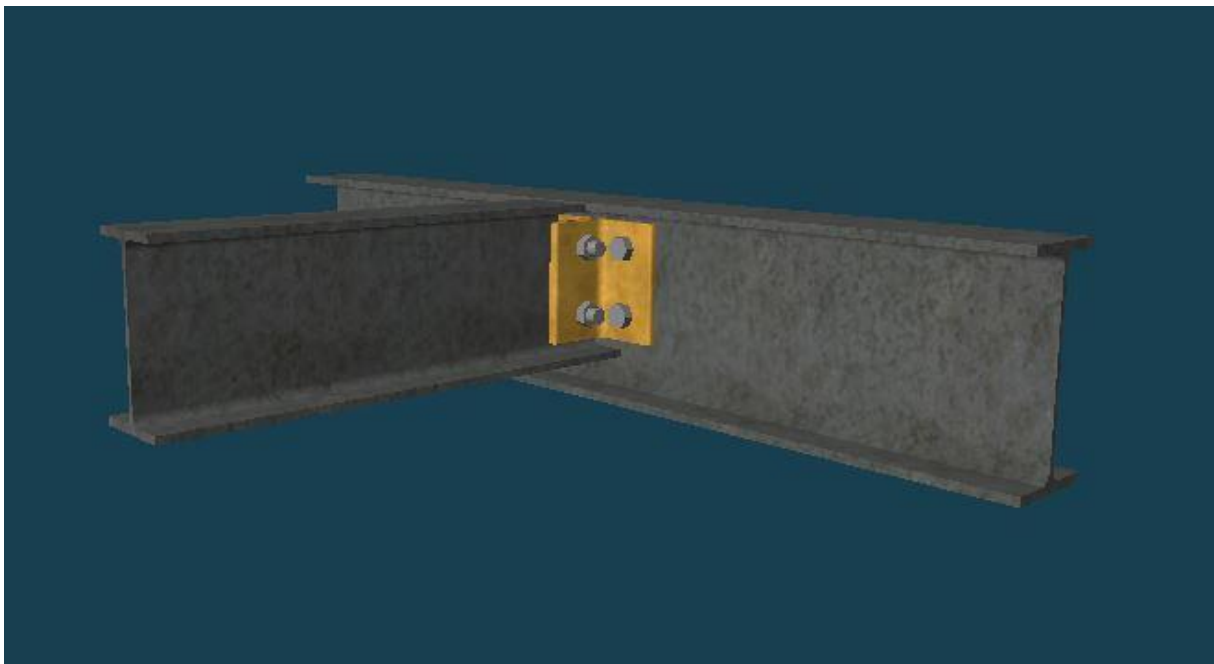
Η σύνδεση τέμνουσας δεν μεταφέρει ροπή, παρά μόνο τέμνουσες δυνάμεις. Ο υπολογισμός της σύνδεσης αυτής γίνεται υπολογίζοντας τις αντοχές όλων των μερών της σύνδεσης (κύρια και δευτερεύουσα δοκό) και συγκρίνοντας αυτές με τις αντίστοιχες δράσεις που καλούνται να αναλάβουν. Η σύνδεση πραγματοποιείται μέσω γωνιακού.

#### Έλεγχοι που απαιτούνται στο κύριο μέλος:

1. Αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση
2. Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας
3. Αντοχή του κορμού δοκού σε σύνθλιψη άντυγας
4. Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε διάτμηση
5. Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε απόσχιση

#### Έλεγχοι που απαιτούνται για τη δευτερεύουσα δοκό (τεγίδα):

1. Αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση
2. Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων και του κορμού της δοκού σε σύνθλιψη άντυγας
3. Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων και του κορμού της δοκού σε απόσχιση
4. Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε διάτμηση και σε σύνθλιψη άντυγας
5. Αντοχή της δοκού σε διάτμηση και σε σύνθλιψη άντυγας



## Δεδομένα σύνδεσης:

### 2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία Κύριας Δοκού

Όνομα διατομής	IPE 200
Υψος διατομής [h]	200,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	100,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	5,60 mm
Πάχος πέλματος [tf]	8,50 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	12,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

### 2.1.2 Γεωμετρικά στοιχεία Δευτερεύουσας Δοκού

Όνομα διατομής	IPE 160
Υψος διατομής [h]	160,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	82,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	5,00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	7,40 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	9,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

### 2.1.3 Δεδομένα Γωνιακού

Όνομα διατομής	7
Υψος διατομής [h]	75,00 mm
Πάχος κορμού [t]	8,00 mm
Επιφάνεια [A]	11,40 cm <sup>2</sup>
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	9,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

### 2.1.4 Στοιχεία Τοποθέτησης Γωνιακού Σύνδεσης

Μήκος γωνιακού [L]	123,10 mm
Ανοχή γωνιακού [a]	10,00 mm
Κατακόρυφη θέση [v]	20,50 mm

### 2.1.5 Δεδομένα κοχλιών (επί του υποστυλώματος)

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa

Ονομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [As]	201,00 mm <sup>2</sup>
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm <sup>2</sup>

Αριθμός γραμμών κοχλιών	2
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο [e1]	27
Καθετη απόσταση [p1]	69
Απόσταση από άκρο [e2]	34
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

## 2.1.6 Δεδομένα κοχλιών (επί της δοκού)

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [ $f_u$ ]	800 MPa
Όριο διαρροής [ $f_y$ ]	640 MPa
Όνομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [ $A_s$ ]	201,00 mm <sup>2</sup>
Καθαρή επιφάνεια [ $A_n$ ]	157,00 mm <sup>2</sup>
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο [e1]	27
Καθετη απόσταση [p1]	69
Απόσταση από άκρο [e2]	34
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

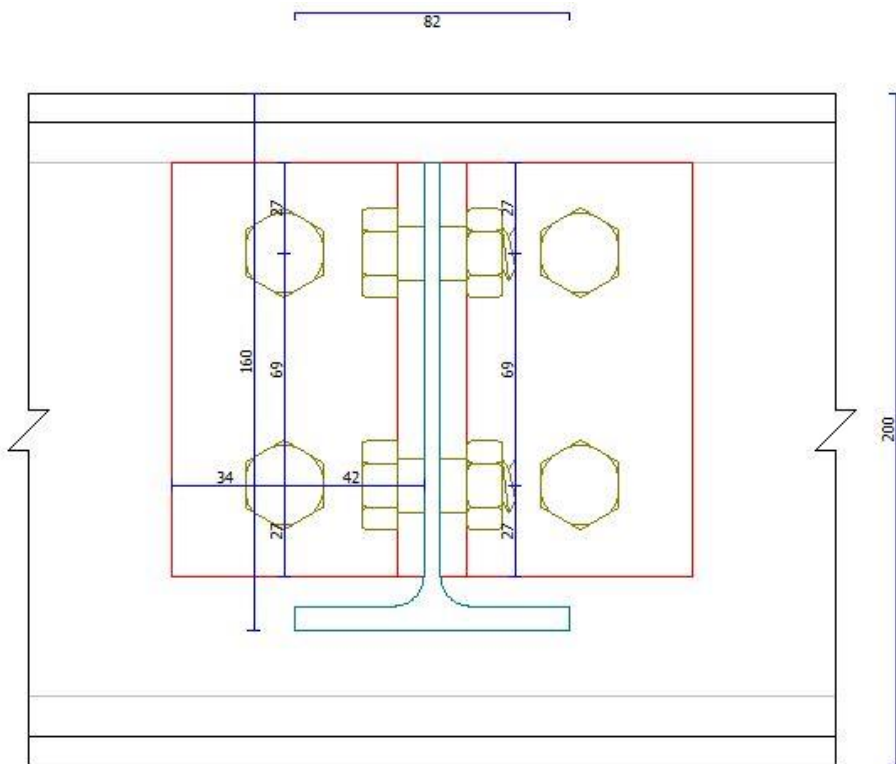
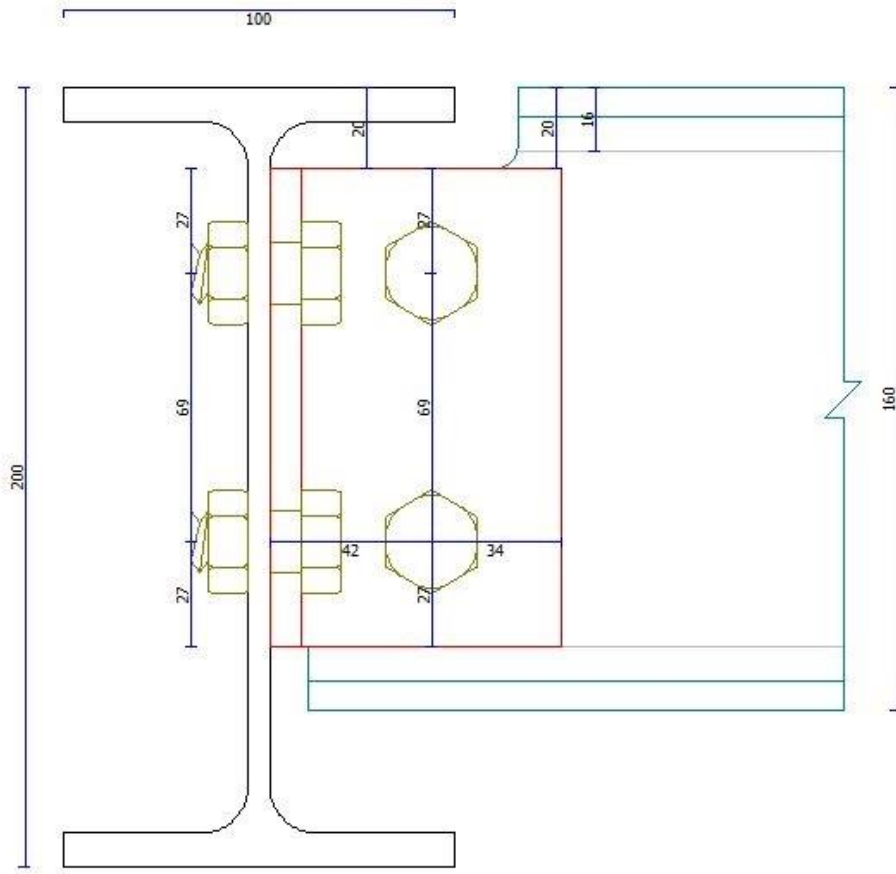
### Υπολογισμός αντοχών:

#### 3.1 Έλεγχοι στηρίζοντος (κύριου) μέλους

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία:	$F_{v,Ed} = 2,50 \text{ kN}$
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,c,Rd} = 77,18 \text{ kN} \geq 2,50 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας γωνιακού:	$F_{b,Lc,Rd} = 46,08 \text{ kN} \geq 2,50 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας κύριου μέλους:	$F_{b,c,Rd} = 64,51 \text{ kN} \geq 2,50 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lc,Rd} = 206,45 \text{ kN} \geq 10,02 \text{ kN}$

#### 3.2 Έλεγχοι στηριζόμενης δοκού (δευτερεύον μέλος)

Εισαγόμενη Ροπή (λόγω εκκεντρότητας):	$M_{Ed} = 0,42 \text{ kNm}$
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (κατακόρυφα):	$F_{vy,b,Ed} = 5,01 \text{ kN}$
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (οριζόντια):	$F_{vx,b,Ed} = 6,02 \text{ kN}$
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (συνισταμένη):	$F_{v,b,Ed} = 7,83 \text{ kN}$
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,b,Rd} = 154,37 \text{ kN} \geq 7,83 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (κατακόρυφα):	$F_{by,Lb,Rd} = 46,08 \text{ kN} \geq 5,01 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (οριζόντια):	$F_{bx,Lb,Rd} = 57,17 \text{ kN} \geq 6,02 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (κατακόρυφα):	$F_{by,b,Rd} = 28,80 \text{ kN} \geq 5,01 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (οριζόντια):	$F_{bx,b,Rd} = 33,60 \text{ kN} \geq 6,02 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική):	$V_{pl,L,Rd} = 267,23 \text{ kN} \geq 10,02 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική):	$M_{pl,L,Rd} = 11,91 \text{ kNm} \geq 0,42 \text{ kNm}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lb,Rd} = 206,45 \text{ kN} \geq 10,02 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε διάτμηση:	$V_{pl,b,Rd} = 117,16 \text{ kN} \geq 10,02 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε κάμψη:	$M_{pl,b,Rd} = 17,22 \text{ kNm} \geq 0,42 \text{ kNm}$
Αντοχή δοκού σε απόσχιση:	$V_{eff,2,b,Rd} = 63,08 \text{ kN} \geq 10,02 \text{ kN}$

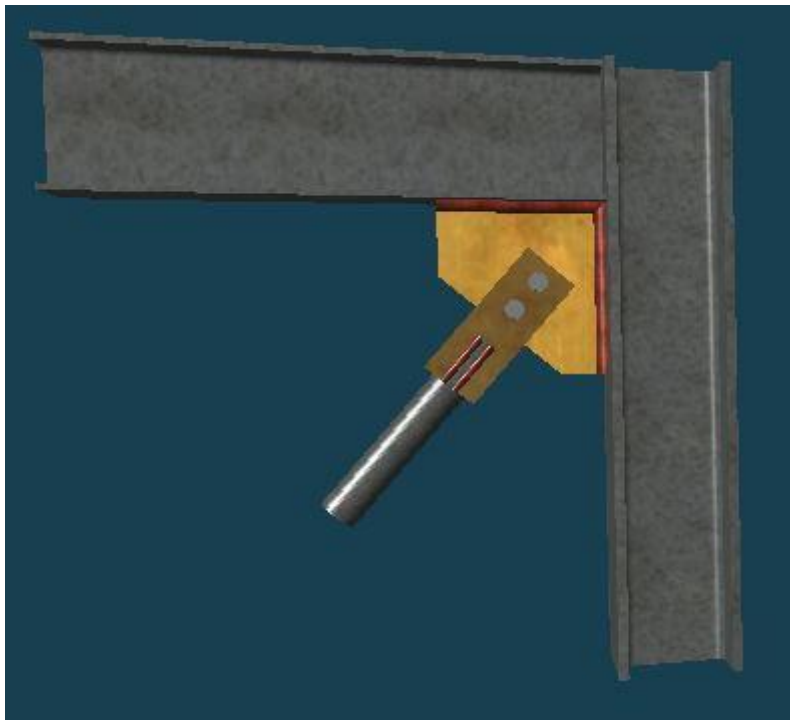


## 8.4 Σύνδεση διαγώνιου

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι συνδέσεις των εγκάρσιων στοιχείων ακαμψίας ενός μεταλλικού φορέα πάνω σε κόμβο δοκού και υποστυλώματος. Στην συγκεκριμένη εφαρμογή υπολογίστηκε κοχλιωτή σύνδεση διαγώνιου μέσω κομβοελάσματος σε κόμβο δοκού υποστυλώματος.

### Οι απαραίτητοι έλεγχοι για τη διαστασιολόγηση της σύνδεσης του διαγώνιου μέλους:

1. Έλεγχος σε διαρροή
2. Έλεγχος σε θραύση
3. Έλεγχος της κοχλιώσης σύνδεσης του διαγώνιου με το κομβοέλασμα
4. Έλεγχος σε τέμνουσα
5. Έλεγχος σε διάτμηση
6. Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας διαγώνιου
7. Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας κομβοελάσματος
8. Έλεγχος της σύνδεσης κομβοελάσματος με δοκό και υποστύλωμα



## Δεδομένα σύνδεσης:

### 2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία διαγωνίου μέλους

Όνομα διατομής	CHS 48.3x5
Ποιότητα υλικού	S235

### 2.1.2 Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 160
Υψος διατομής [h]	160,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	160,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	8,00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	13,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	15,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

### 2.1.3 Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	IPE 180
Υψος διατομής [h]	180,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	91,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	5,30 mm
Πάχος πέλματος [tf]	8,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	9,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

### 2.1.4 Δεδομένα κομβοελάσματος σύνδεσης

Μήκος κομβοελάσματος [Lx1]	208,7 mm
Πάχος συγκόλλησης [sy1]	10,0 mm
Μήκος κομβοελάσματος [Lx2]	224,0 mm
Πάχος συγκόλλησης [sy2]	10,0 mm
Πάχος κομβοελάσματος [ t ]	15,0 mm
Ποιότητα υλικού	S235

### 2.1.5 Δεδομένα κοχλιών (επί του διαγωνίου)

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa

Ονομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [As]	201,00 mm <sup>2</sup>
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm <sup>2</sup>

Αριθμός γραμμών κοχλιών	1
Αριθμός στηλών κοχλιών	2
Απόσταση από άκρο [e1]	27
Καθετη απόσταση [p1]	46
Απόσταση από άκρο [e2]	38
Οριζόντια απόσταση [p2]	0



## Υπολογισμός αντογών:

Μέγιστη Αξονική δύναμη:

$$N_{Ed} = 134,69 \text{ kN}$$

### 3.1 Ελεγχοι Διαγωνίου μέλους

Αντοχή σε διαρροή:

$$N_{pl,Rd} = 159,80 \text{ kN} \geq 134,69 \text{ kN}$$

### 3.2 Αντοχή Ενδιάμεσου Ελάσματος (συνολική)

Αντοχή σε διαρροή:

$$N_{q,Rd} = 537,92 \text{ kN} \geq 134,69 \text{ kN}$$

Αντοχή σε Θραύση:

$$N_{qu,Rd} = 503,71 \text{ kN} \geq 134,69 \text{ kN}$$

### 3.3 Έλεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Ενδιάμ.Ελάσματος-Διαγωνίου

Διατμητική τάση συγκόλλησης:

$$T_w = 65,9 \text{ MPa}$$

Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης:

$$f_{vw,d} = 207,8 \text{ MPa} \geq 65,9 \text{ MPa}$$

Αντοχή συγκόλλησης (συνολική):

$$N_{w,Rd} = 424,84 \text{ kN} \geq 134,69 \text{ kN}$$

### 3.4 Ελεγχοι κοιλίωσης

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοιλία:

$$F_{v,Ed} = 67,35 \text{ kN}$$

Αντοχή σε διάτμηση κοιλία:

$$F_{v0,d,Rd} = 154,37 \text{ kN} \geq 67,35 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλίψη άντυγας Ενδιάμεσου Ελάσματος (συνολική):

$$F_{b,q,Rd} = 86,40 \text{ kN} \geq 67,35 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλίψη άντυγας Κομβοελάσματος

$$F_{b,p,Rd} = 86,40 \text{ kN} \geq 67,35 \text{ kN}$$

### 3.5 Έλεγχος αντοχής Κομβοελάσματος

Αναπτυσσόμενη οριζόντια δύναμη:

$$N_{x,Ed} = 87,58 \text{ kN}$$

Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη δύναμη:

$$N_{y,Ed} = 102,33 \text{ kN}$$

Αντοχή Κομβοελάσματος (οριζόντια):

$$N_{px,Rd} = 668,05 \text{ kN} \geq 87,58 \text{ kN}$$

Αντοχή Κομβοελάσματος (κατακόρυφα):

$$N_{py,Rd} = 672,19 \text{ kN} \geq 102,33 \text{ kN}$$

Αντοχή Κομβοελάσματος (συνολική):

$$N_{p,Rd} = 884,78 \text{ kN} \geq 134,69 \text{ kN}$$

### 3.6 Έλεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού/Στύλου

Αναπτυσσόμενη ροπή (εντός επιπέδου συγκόλλησης):

$$M_{w,Ed} = 0,38 \text{ kNm}$$

Μέγιστη τάση συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού:

$$\sigma_{w,b} = 16,3 \text{ MPa}$$

Μέγιστη τάση συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Στύλου:

$$\sigma_{w,c} = 16,2 \text{ MPa}$$

Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού:

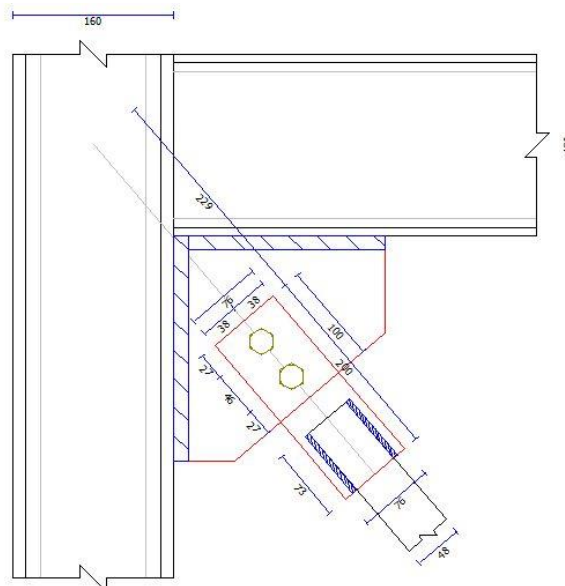
$$f_{vw,d} = 207,8 \text{ MPa} \geq 16,3 \text{ MPa}$$

Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Στύλου:

$$f_{vw,d} = 207,8 \text{ MPa} \geq 16,2 \text{ MPa}$$

Αντοχή συγκόλλησης (Συνολική):

$$N_{w,Rd} = 1720,73 \text{ kN} \geq 134,69 \text{ kN}$$



## 8.5 Αρθρωτή έδραση υποστυλώματος

Λόγω του ότι η κατασκευή μας έχει κατακόρυφους διαγώνιους συνδέσμους αποφασίστηκε τα υποστυλώματα να εδράζονται αρθρωτά και προς τις δύο διευθύνσεις. Αυτό λόγω περιορισμών του προγράμματος συνδέσεων, πραγματοποιήθηκε με συνολικά 4 αγκύρια, και όχι με 2 όπως θα ήταν προτιμότερο.



### Δεδομένα σύνδεσης:

#### 2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 160
Ύψος διατομής [h]	160,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	160,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	8,00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	13,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	15,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

#### 2.1.2 Στοιχεία πλάκας έδρασης

Μήκος πλάκας	188,00 mm
Πλάτος πλάκας	188,00 mm
Πάχος πλάκας	5,00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	6,00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	10,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

### 2.1.3 Στοιχεία βάσης έδρασης

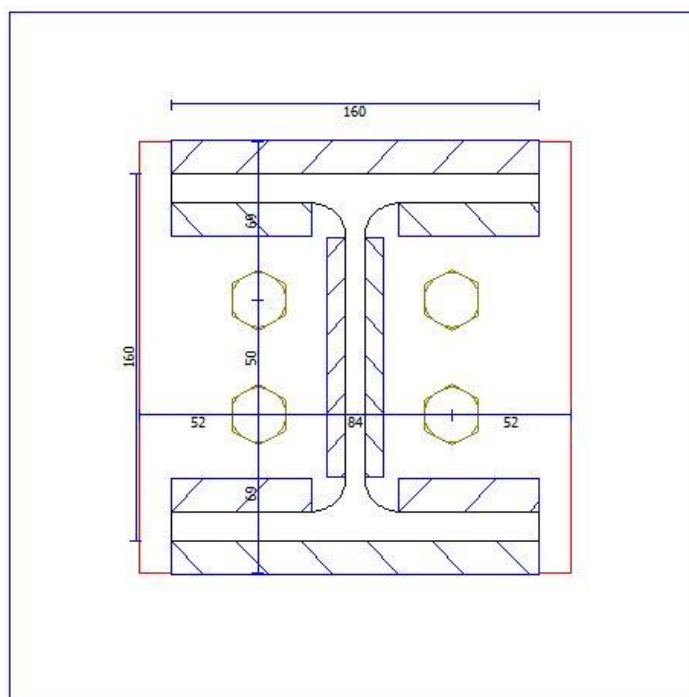
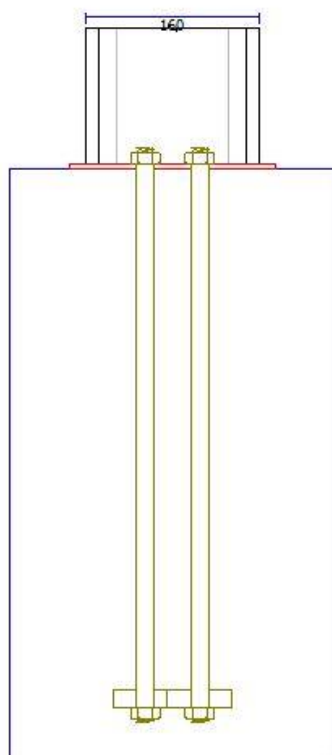
Μήκος βάσης έδρασης	300,00 mm
Πλάτος βάσης έδρασης	300,00 mm
Υψος βάσης έδρασης	500,00 mm
Ανύψωση βάσης έδρασης	0,00 mm
Ποιότητα σκυροδέματος	C20/25

### 2.1.4 Δεδομένα αγκυρίων

Ποιότητα αγκυρίων	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa

Ονομασία αγκυρίου [/]	M16
Διάμετρος αγκυρίου [D]	16,00 mm
Ανοχή αγκυρίου [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [As]	201,00 mm <sup>2</sup>
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm <sup>2</sup>

Φόρτ.	Nc (kN)	Mc (kNm)	e/zi	Vc (kN)	Nj,Rd (kN)	Mj,Rd (kNm)	Vj,Rd (kN)	nj	mj	vj	σw (MPa)	τw (MPa)	σw / σwRd	τw / τwRd	Sj,ini / (EI/L)
32	4,69	0,00	0,00	0,81	<b>73,83</b>	<b>0,00</b>	<b>176,27</b>	0,06	-0,06	0,00	0,83	0,65	0,00	0,00	0,40
33	7,59	0,00	0,00	1,14	<b>73,83</b>	<b>0,00</b>	<b>176,27</b>	<b>0,10</b>	-0,10	0,01	1,35	0,91	<b>0,00</b>	0,00	0,40
34	-14,00	0,00	0,00	0,88	<b>-276,21</b>	<b>0,00</b>	<b>193,07</b>	0,05	0,05	0,00	0,00	0,70	0,00	0,00	10,66



## 9 Συμπεράσματα

Όταν πρόκειται να γίνει προσθήκη καθ' ύψος σε υφιστάμενο κτίριο από σκυρόδεμα, η επιλογή του χάλυβα σαν υλικό κατασκευής της προσθήκης έχει σημαντικά πλεονεκτήματα. Κατ' αρχάς ο χάλυβας έχει πολύ μειωμένο βάρος σε σχέση με το σκυρόδεμα. Τα χαλύβδινα στοιχεία του φορέα έχουν μικρότερο ειδικό βάρος σε σχέση με τα ισοδύναμα από οπλισμένο σκυρόδεμα, έτσι παρέχουν την ευχέρεια προσθήκης καθ' ύψος υφιστάμενων καταπονούμενων κτιρίων, ενώ ταυτόχρονα μειώνουν τις απαιτήσεις θεμελίωσης, πράγμα που οδηγεί σε οικονομικό όφελος. Έπειτα, ο χρόνος αποπεράτωσης του έργου μειώνεται αισθητά, με αποτέλεσμα το έργο να έχει μικρότερο κόστος. Αυτό συμβαίνει λόγω της εύκολης και αυτοματοποιημένης πλέον παραγωγής του χάλυβα και της απλής διαδικασίας ανέγερσης των χαλύβδινων φορέων. Τέλος, η κατασκευή από χάλυβα παρέχει εξασφάλιση ποιότητας, διότι οι δοκοί και τα υποστυλώματα που συνθέτουν την κατασκευή είναι τυποποιημένες βιομηχανικές διατομές υψηλών προδιαγραφών, χωρίς αποκλίσεις μεταξύ τους, σε αντίθεση με τα μέλη μιας συμβατικής κατασκευής που κατασκευάζονται στο εργοτάξιο.

Η κατασκευή του πλαισίου της κολυμβητικής δεξαμενής με μεταλλικά στοιχεία, μας επιτρέπει να την κατασκευάσουμε σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα με την ελάχιστη επιβάρυνση του υφιστάμενου κτιρίου, αφού εάν είχαμε χρησιμοποιήσει σκυρόδεμα ως υλικό κατασκευής θα είχαμε πολύ μεγαλύτερα βάρη και δυσκολίες κατασκευής, ώστε να επιτευχθεί η σύνδεση με τα υφιστάμενα υποστυλώματα. Απαιτείται όμως επιπλέον διερεύνηση για τον ακριβή κατασκευαστικό τρόπο σύνδεσης μεταλλικών μελών με τα υφιστάμενα από σκυρόδεμα.

Για την χρήση των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας ως τρόπο ενίσχυσης στο υφιστάμενο κτίριο, επιλέχθηκαν οι διατομές και τα φαντώματα με σκοπό την ικανοποίηση των κανονισμών για ομαλή κατανομή της υπεραντοχής τόσο καθ' ύψος όσο και σε κάτοψη, αλλά και την πλήρωση των περιορισμών της ανηγμένης λυγηρότητας ώστε να διασφαλισθεί ότι τα μέλη δε θα είναι πολύ λυγηρά, αλλά ούτε και πολύ δύσκαμπτα ώστε να μεταβιβάσουν μεγάλα φορτία στα μέλη του πλαισίου. Με τη χρήση των χιαστί συνδέσμων και την αυξημένη δυσκαμψία που αυτοί προσφέρουν στο υφιστάμενο κτίριο, όπως δείξαμε και στο αντίστοιχο κεφάλαιο, μπορούμε να αποφύγουμε την προσθήκη τοιχωμάτων αλλά και αρκετές ενισχύσεις σε υποστυλώματα, πράγμα το οποίο επιθυμούμε για λόγους οικονομίας, αρχιτεκτονικής και χρόνου επισκευών. Αυτά ισχύουν διότι η τοποθέτηση των συνδέσμων γίνεται γρηγορότερα από την κατασκευή μανδύων σκυροδέματος, και το συνολικό κόστος θα είναι μικρότερο αν συνυπολογίσουμε και την εργατική δαπάνη. Επίσης με την αύξηση των διατομών των επιπλέον στύλων που θα απαιτούνται θα μειωνόταν κατά πολύ ο ωφέλιμος χώρος της κατασκευής. Να σημειωθεί ότι απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στον έλεγχο των κόμβων του υφιστάμενου φορέα μετά την τοποθέτηση των διαγώνιων συνδέσμων, όπου πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα επιπλέον εντατικά μεγέθη που εισάγονται σε αυτούς λόγω ανακατανομής της έντασης στο φορέα. Εφόσον διαπιστωθεί ανεπάρκεια των κόμβων λόγω αλληλεπίδρασης με τα πρόσθετα στοιχεία, επιβάλλεται η αναθεώρηση του σχεδιασμού ενίσχυσης του φέροντος οργανισμού, ώστε να περιλαμβάνει και την ενίσχυση των κόμβων που παρουσιάζουν πρόβλημα.

Κατά την εκπόνηση της διπλωματικής, καταλήξαμε στο συμπέρασμα, ότι μια υφιστάμενη κατασκευή, μπορεί να ενισχυθεί με μεικτό τρόπο, με ταυτόχρονη χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας καθώς και με μανδύες σκυροδέματος σε υποστυλώματα και δοκούς (ή και άλλους τρόπους όπως με χρήση χαλύβδινων ελασμάτων, που δεν χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία) για την βελτιστοποίηση της συμπεριφοράς της κατασκευής, αλλά και την ευκολία ενίσχυσης της (χρόνος, κόστος).

## Βιβλιογραφία

- Ι. Ερμόπουλος, «Ευρωκώδικας 1 - Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ Με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ι. Βάγιας, «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ - Ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ - Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τεύχος Ι», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ - Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τεύχος ΙΙ», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Anil K. Chopra, «ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ - Θεωρία και εφαρμογές στην σεισμική μηχανική», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας
- Κ. Σπυράκος, «Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία»
- Γ. Ψυχάρης, «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1»
- Γ. Ψυχάρης, «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 2»
- Γ. Ψυχάρης, «Βασικές διατάξεις Ευρωκώδικα 8»
- Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
- Ευρωκώδικας 1 (EN 1991)
- Ευρωκώδικας 2 (EN 1992)
- Ευρωκώδικας 3 (EN 1993)
- Ευρωκώδικας 8 (EN 1998)
- LH Logismiki, «FESPA 15, Ευρωκώδικες - ΚΑΝ.ΕΠΕ., Επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς»