



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

---

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός και αποτίμηση τυποποιημένου μεταλλικού  
6-ώροφου κτιρίου για τη βαθμονόμηση των διατάξεων του  
Ευρωκώδικα 8

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μεταπτυχιακό Πρόγραμμα Δομοστατικού Σχεδιασμού και Ανάλυσης των  
Κατασκευών

ΑΘΑΝΑΣΙΟΣ Ι. ΜΠΑΤΣΗΣ

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Ιούλιος 2019

ΕΜΚ ΜΕ 2019/2

Μπατσής Α. (2019).  
Σχεδιασμός και αποτίμηση τυποποιημένου μεταλλικού 6-ώροφου κτιρίου για τη βαθμονόμηση  
των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8  
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2019/2  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Batsis A. (2019).  
Design and assessment of a standardized 6-story steel building for the calibration of the  
provisions of Eurocode 8  
Master Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2019/2  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΜΕ 2019/2

**Σχεδιασμός και αποτίμηση τυποποιημένου μεταλλικού 6-ώροφου κτιρίου για τη βαθμονόμηση των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8**

Μπατσής Α. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

## Περίληψη

Πρωτεύον αντικείμενο της εργασίας αποτέλεσε η ανάλυση και ο σχεδιασμός, 6-ώροφου μεταλλικού κτιρίου με δύο υπόγεια, με την εφαρμογή της *Ιδιομορφικής Φασματικής Ανάλυσης*. Στη συνέχεια το κτίριο αποτιμήθηκε, ως προς τη σεισμική του ικανότητα, με την εφαρμογή της *Μη-Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης*. Η διαδικασία αυτή ακολουθήθηκε προκειμένου να ελεγχθούν και να βαθμονομηθούν οι διατάξεις του *Ευρωκώδικα 8*, οι οποίες αφορούν στη σεισμική ανάλυση πολυώροφων μεταλλικών κτιρίων. Δευτερεύον αντικείμενο της εργασίας αποτέλεσε ο έλεγχος της επάρκειας των διατάξεων του *Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1.8*, όσον αφορούν στην ανάλυση συνδέσεων μεταξύ διαγωνίων συνδέσμων και πλαισίων. Συγκεκριμένα εφαρμόστηκε ο έλεγχος έναντι συγκέντρωσης εφελκυστικών τάσεων κατά μήκος της *τομής του Whitmore*, η οποία εμφανίζεται στα κομβοελάσματα σύμφωνα με τις διατάξεις του *AISC-Steel Construction Manual 14<sup>th</sup> Edt.*

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

MASTER THESIS  
EMK ME 2019/2

**Design and assessment of a standardized 6-story steel building for the  
calibration of the provisions of Eurocode 8**

Batsis A. (supervised by Vamvatsikos D.)

## Abstract

The primary objective of this thesis is the analysis and design of a 6-story building with two underground stories, via the application of the *Seismic Modal Response Spectrum Analysis*. Furthermore, the seismic capacity of the building was assessed by means of the *Non-Linear Static Analysis*. The goal of this procedure was to assess and calibrate the provisions of *Eurocode 8* concerning the seismic analysis of multi-story steel buildings. An additional objective of this thesis is to assess the provisions of *Eurocode 3, Part 1.8*, concerning the analysis and design of truss connections. Particularly the gusset plates of the designed truss connection were checked against the concentration of tensile stress along the *Whitmore section*, as recommended by the provisions of *AISC-Steel Construction Manual 14<sup>th</sup> Edt.*

## Ευχαριστίες

Ευχαριστώ τον Αντώνη, την Ελένα, το Νίκο, τον Ξάνθο, τη Σύνθια, τον καθηγητή μου και τους γονείς μου, για τη βοήθεια, την έμπνευση, τις συμβουλές, τη φιλία, τη φιλοξενία, την υποστήριξη και την υπομονή τους.

## Περιεχόμενα

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
1 Εισαγωγή.....	8
1.1 Γενικά .....	8
1.2 Μόρφωση Κτιρίου.....	8
1.3 Φορτία Σχεδιασμού .....	8
2 Υπολογισμός Βαρυτικών Στοιχείων .....	10
2.1 Φορτία Ανέμου .....	10
2.2 Υπολογισμός Σύμμικτης Πλάκας.....	11
2.2.1 Ανάλυση στη φάση της κατασκευής .....	11
2.2.2 Ανάλυση στη φάση λειτουργίας.....	12
2.2.3 Διατμητική σύνδεση .....	13
2.3 Υπολογισμός Βαρυτικών Δοκών .....	14
2.3.1 Βαρυτικά πλαίσια 2 & 5.....	14
2.3.2 Βαρυτικές δοκοί πλαισίων A & F.....	16
2.3.3 Βαρυτικά πλαίσια B, C, D & E .....	17
3 Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση .....	19
3.1 Ιδιομορφική ανάλυση .....	19
3.2 Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση .....	19
3.3 Σεισμός κατα τη διεύθυνση X .....	19
3.3.1 Γενικά .....	19
3.3.2 Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου $\theta$ .....	19
3.3.3 Περιορισμός βλαβών .....	20
3.3.4 Έλεγχος δοκών .....	21
3.3.5 Έλεγχος κόμβων .....	26
3.3.6 Έλεγχος υποστυλωμάτων .....	27
3.4 Σεισμός κατα τη διεύθυνση Y .....	35
3.4.1 Γενικά .....	35

3.4.2	Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου $\theta$ .....	35
3.4.3	Περιορισμός βλαβών .....	35
3.4.4	Έλεγχος διαγωνίων χιαστί συνδέσμων .....	35
3.4.5	Έλεγχος υποστυλωμάτων .....	36
4	Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis) .....	39
4.1	Γενικά .....	39
4.2	Μη-γραμμική στατική ανάλυση κατά τη διεύθυνση Χ.....	39
4.3	Μη-γραμμική στατική ανάλυση κατά τη διεύθυνση Υ.....	40
5	Ανάλυση & Σχεδιασμός Κόμβου Σύνδεσης Μεταξύ Διαγωνίου Συνδέσμου και Πλαισίου .	41
5.1	Γενικά .....	41
5.2	Έλεγχος σύνδεσης σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 Μέρος 1.8.....	41
5.2.1	Αποστάσεις μεταξύ κοχλιών.....	41
5.2.2	Αντοχή σε ολίσθηση .....	41
5.2.3	Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας.....	42
5.2.4	Έλεγχος κοχλίωσης έναντι τέμνουσας.....	42
5.2.5	Έλεγχος κομβοελάσματος συνδεόμενου με τη διαγώνιο .....	43
5.2.6	Έλεγχος κομβοελασμάτων συγκολλούμενων στο πλαίσιο .....	43
5.3	Έλεγχος σύνδεσης σύμφωνα με τις διατάξεις του AISC – Steel Construction Manual 14 <sup>th</sup> Edition .....	45
5.3.1	Έλεγχος της αντοχής κατα μήκος της τομής του Whitmore.....	45
6	Συμπεράσματα.....	47
7	Βιβλιογραφία .....	48
	Παράρτημα – Εικόνες .....	49

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Σκοπός της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι η αξιολόγηση και ο έλεγχος των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8, και συγκεκριμένα των διατάξεων σύμφωνα με τις οποίες σχεδιάζονται και αναλύονται πολυώροφα μεταλλικά κτίρια. Στις ακόλουθες παραγράφους του πρώτου κεφαλαίου, περιγράφονται η μόρφωση και τα δεδομένα φόρτισης, του τυποποιημένου μεταλλικού 6-ώροφου κτιρίου που χρησιμοποιήθηκε για την εξαγωγή συμπερασμάτων. Στα επόμενα κεφάλαια περιγράφεται η ανάλυση του κτιρίου, σύμφωνα με τις μεθόδους που ορίζει ο Ευρωκώδικας 8, και με τη χρήση του στατικού προγράμματος *SAP2000*.

## 1.2 Μόρφωση Κτιρίου

Σχεδιάστηκε μεταλλικό κτίριο γραφείων, 6 ορόφων, με δύο υπόγεια. Η ποιότητα του χάλυβα των μεταλλικών διατομών είναι S355. Κατά τη διεύθυνση X το κτίριο αποτελείται από πέντε ανοίγματα, μήκους 8 μέτρων, και κατά τη διεύθυνση Y, από πέντε ανοίγματα μήκους 6 μέτρων. Ο πρώτος όροφος (στάθμη εδάφους έως οροφή ισογείου) έχει ύψος 4.5 μέτρα, ενώ οι υπόλοιποι όροφοι έχουν ύψος 4 μέτρα. Τα πατώματα των ορόφων και του δώματος αποτελούνται από σύμμικτες πλάκες, οι οποίες προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα ανάλυσης ως διαφράγματα ορόφου. Ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών έγινε με το πρόγραμμα *Sym Deck Designer 2* και ο υπολογισμός των δευτερευουσών δοκών έγινε στο χέρι. Για το σχεδιασμό του συστήματος παραλαβής της σεισμικής δράσης, επιλέχθηκαν *πλαίσια ροπής*, κατά τη διεύθυνση X και *πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα ανά δύο ορόφους*, κατά τη διεύθυνση Y. Τα βαρυτικά στοιχεία του κτιρίου αναλύθηκαν με τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Αστοχίας και Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας. Τα συστήματα παραλαβής του σεισμού αναλύθηκαν με τη μέθοδο *Ιδιομορφικής Φασματικής Ανάλυσης* και αποτιμήθηκαν με τη μέθοδο *Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης*, χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα *SAP2000*. Η τελική μορφή του κτιρίου και οι θέσεις των σεισμικών πλαισίων εμφανίζονται στην εικόνα Π.1 του παραρτήματος.

## 1.3 Φορτία Σχεδιασμού

Τα βαρυτικά και σεισμικά φορτία τα οποία εφαρμόστηκαν στο κτίριο, παρουσιάζονται στον πίνακα 1.1.



Πίνακας 1.1: Φορτία σχεδιασμού

<b>ΒΑΡΥΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ</b>	
ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ (DEAD LOADS)	2.75kN/m <sup>2</sup>
ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ (SUPERIMPOSED LOADS)	1.00kN/m <sup>2</sup> , στον 6 <sup>ο</sup> όροφο
	0.75kN/m <sup>2</sup> , στους υπόλοιπους ορόφους
ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ (LIVE LOADS)	3.80kN/m <sup>2</sup>
ΒΑΡΟΣ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΩΝ ΤΟΙΧΩΝ (PERIMETER WALLS)	4.00kN/m <sup>2</sup>
ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ (WIND LOADS)	Υπολογίζονται στο Κεφάλαιο 2, §2.1
ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ (SNOW LOADS)	Αγνοούνται
<b>ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ</b>	
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ $a_g$	0.2g
ΤΥΠΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ	D

## 2 Υπολογισμός Βαρυτικών Στοιχείων

### 2.1 Φορτία Ανέμου

Τα φορτία ανέμου, υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1994-1-4:2005. Για τους υπολογισμούς, θεωρήθηκε ταχύτητα αναφοράς ανέμου  $v_{ref} = 33\text{m/s}$  και κατηγορία εδάφους IV. Όσον αφορά τον υπολογισμό των ανεμοπιέσεων στην οροφή, το κτίριο σχεδιάστηκε με σθηαίο ύψους  $h_p = 1.20\text{m}$ . Τα φορτία βρέθηκαν για ανέμους κατά τη μια κατεύθυνση των διευθύνσεων X και Y, καθώς το κτίριο είναι συμμετρικό. Η κατανομή των ζωνών ανεμοπίεσης για άνεμο κατά τις δύο διευθύνσεις φαίνεται στις εικόνες Π.9 και Π.10 του παραρτήματος. Οι συντελεστές εξωτερικής και εσωτερικής ανεμοπίεσης,  $c_{pe}$  και  $c_{pi}$  αντίστοιχα, παρατίθενται στον πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1: Συντελεστές Ανεμοπίεσης

ΑΝΕΜΟΣ ΚΑΤΑ X – ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗΣ ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗΣ									
ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E	F	G	H	I
$c_{pe}$	-1.20	-0.80	-0.50	+0.80	-0.39	-1.40	-0.90	-0.70	$\pm 0.20$
ΑΝΕΜΟΣ ΚΑΤΑ Y – ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗΣ ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗΣ									
ΖΩΝΗ	A	B	D	E	F	G	H	I	
$c_{pe}$	-1.20	-0.80	+0.80	-0.45	-1.40	-0.90	-0.70	$\pm 0.20$	
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗΣ									
	ΑΝΕΜΟΣ ΚΑΤΑ X					ΑΝΕΜΟΣ ΚΑΤΑ Y			
$c_{pi}$	-0.23					-0.17			

Οι τελικές ανεμοπιέσεις ανα ζώνη, εσωτερικά και εξωτερικά του κτιρίου, για τις δύο διευθύνσεις του ανέμου, παρατίθενται στον πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.2: Τελικές Ανεμοπιέσεις  $Q_w$

ΑΝΕΜΟΣ ΚΑΤΑ X – ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ									
ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E	F	G	H	I
$Q_w(\text{kN/m})$	-1.428	-0.952	-0.595	+0.952	-0.464	-1.670	-1.071	-0.833	$\pm 0.238$
ΑΝΕΜΟΣ ΚΑΤΑ Y – ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ									
ΖΩΝΗ	A	B	D	E	F	G	H	I	
$Q_w(\text{kN/m})$	-1.428	-0.952	+0.952	-0.535	-1.670	-1.071	-0.833	$\pm 0.238$	
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ									
	ΑΝΕΜΟΣ ΚΑΤΑ X					ΑΝΕΜΟΣ ΚΑΤΑ Y			
$Q_w(\text{kN/m})$	-0.185					-0.250			

## 2.2 Υπολογισμός Σύμμικτης Πλάκας

Τα χαρακτηριστικά της σύμμικτης πλάκας των φατνωμάτων του κτιρίου, η οποία αναλύθηκε χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα SYMDECK DESIGNER 2, είναι τα ακόλουθα:

1. Εμβαδό πλάκας  $E=6 \times 8=48\text{m}^2$ .
2. Συνολικό ύψος σκυροδέματος  $h=15\text{cm}$ .
3. Ποιότητα σκυροδέματος C25/30.
4. Ύψος χαλυβδόφυλλου  $h_p=7.3\text{cm}$ .
5. Πάχος χαλυβδόφυλλου  $t=0.75\text{mm}$ .
6. Οπλισμός πλάκας  $\Phi 6/100$ .
7. Ποιότητα χάλυβα χαλυβδόφυλλου και οπλισμού, S500.

Τα διαγράμματα και τα αποτελέσματα της ανάλυσης που έδωσε το SYMDECK DESIGNER 2 παρουσιάζονται στις εικόνες Π.12, Π.13, Π.14 και Π.15 του παραρτήματος .

Η σύμμικτη πλάκα εδράζεται επι δευτερευουσών δοκών, ανα 1 μέτρο, ο υπολογισμός των οποίων έγινε στο χέρι σύμφωνα με τις μεθόδους ανάλυσης σε *οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας*. Οι δευτερεύουσες δοκοί επιλέχθηκαν απο τη σειρά μεταλλικών διατομών IPE και η ποιότητα χάλυβα επιλέχθηκε S355. Οι δοκοί συνδέθηκαν αμφιαρθρωτά με τα κυρίως δοκάρια και παρατάχθηκαν παράλληλα στη μικρότερη διάσταση των φατνωμάτων (φατνώματα  $6 \times 8$  μέτρα), ανα 1 μέτρο. Το χαλυβδόφυλλο τοποθετήθηκε έτσι ώστε οι αυλακώσεις του να διασταυρώνονται κάθετα με τις δευτερεύουσες δοκούς. Η ανάλυση έγινε για δύο φάσεις, πρώτα για τη φάση της κατασκευής και στη συνέχεια για τη φάση λειτουργίας του κτιρίου.

### 2.2.1 Ανάλυση στη φάση της κατασκευής

Στη φάση της κατασκευής, η σιδηροδοκός, με δραστικό πλάτος  $b_{eff}=1\text{m}$ , φέρει μόνη τα φορτία του νωπού σκυροδέματος, του οπλισμού και του χαλυβδόφυλλου. Τα φορτία περιέχονται στον πίνακα 2.3.

Πίνακας 2.3: Φορτία σιδηροδοκού στη φάση κατασκευής

Γσκυροδέματος	3.75 kN/m
Γσιδηροδοκού	0.224 kN/m
Γχαλυβδόφυλλου	0.0981 kN/m
Gtotal	4.07 kN/m

Μετά απο τους απαραίτητους ελέγχους για τη διατομή των δευτερευουσών δοκών επιλέχθηκε η IPE200. Οι έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας, περιέχονται στον πίνακα 2.4.

Πίνακας 2.4: Έλεγχοι δευτερεύουσας δοκού

ΟΚΑ : 1.35*Gtot=5.5 kN/m	
<b>ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
$V_{Ed} =$	16.5 kN
$V_{pl,Rd} =$	286.94 kN $\geq$ 16.5 kN
$0.5 * V_{pl,Rd} =$	143.47 kN $\geq$ 16.5 kN
<b>ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ</b>	
$M_{Ed} =$	24.75 kNm
$M_{pl,Rd} =$	78.31 kNm $\geq$ 24.75 kNm
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ ΕΝΑΝΤΙ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ</b>	
	Δεν απαιτείται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού καθώς λόγω της αμφιαρθρωτής σύνδεσης της δευτερεύουσας δοκού με τις κύριες, καθ' όλο το μήκος της, θλιβεται το πάνω πέλμα της, στο οποίο προσφέρει επαρκή αντίσταση σε στρέψη το χαλυβδόφυλλο.
ΟΚΛ : 1.00*Gtot=4.07 kN/m	
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΟΥΣ ΚΑΜΨΗΣ</b>	
$L/250 =$	2.40 cm
$\delta_{max} =$	1.68 cm $\leq$ 2.40 cm

## 2.2.2 Ανάλυση στη φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας η σιδηροδοκός (IPE200) συνεργάζεται με τη σύμμικτη πλάκα ως προς την παραλαβή των ροπών, με συνεργαζόμενο πλάτος  $b_{eff} = 1.0$  μέτρο. Η τέμνουσα δύναμη παραλαμβάνεται από τη σιδηροδοκό. Τα φορτία σε ΟΚΑ τα οποία δρούν στη σύνθετη διατομή, η οποία παρουσιάζεται στην εικόνα Π.12 του παραρτήματος, υπολογίζονται στον πίνακα 2.5.

Πίνακας 2.5: Φόρτιση ΟΚΑ σύνθετης διατομής και σιδηροδοκού

ΟΚΑ: 1.35*DEAD+1.35*SUPERIMPOSED+1.50*LIVE	
$M_{Ed} =$	46.62 kNm
$V_{Ed} =$	31.08 kN

Αναλύθηκε η σύνθετη διατομή για την εύρεση της πλαστικής ροπής αντοχής και η σιδηροδοκός αναλύθηκε μεμονωμένα για την εύρεση της πλαστικής αντοχής έναντι τέμνουσας. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων ελέγχθηκαν ως προς ΟΚΑ (πίνακας 2.6).

Πίνακας 2.6: Αποτελέσματα ανάλυσης και ελέγχων, σύνθετης διατομής και σιδηροδοκού

<b>ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
$V_{pl,Rd} =$	286.94 kN $\geq$ 31.08 kN = $V_{Ed}$
$0.5 * V_{pl,Rd} =$	143.47 kN $\geq$ 31.08 kN = $V_{Ed}$
<b>ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ</b>	
$M_{pl,Rd} =$	221.31 kNm $\geq$ 46.64 kNm = $M_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ ΕΝΑΝΤΙ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ</b>	
	Δεν απαιτείται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού καθώς η σύνδεση του θλιβόμενου άνω πέλματος των αμφιαρθρωτών δευτερευουσών δοκών, με τη σύμμικτη πλάκα, προσφέρει επαρκή αντίσταση σε στρέψη.

Στη συνέχεια, η σύνθετη διατομή αναλύθηκε ως προς ΟΚΛ (πίνακας 2.7).

Πίνακας 2.7: Φόρτιση ΟΚΛ σύνθετης διατομής

<b>ΟΚΛ-1: (1.00*DEAD+1.00*SUPERIMPOSED+1.15*LIVE)*b<sub>eff</sub></b>	
Q <sub>max</sub> =	7.82 kN/m
<b>ΟΚΛ-2: (1.15*LIVE)*b<sub>eff</sub></b>	
Q <sub>2</sub> =	4.37 kN/m

Η ροπή αδράνειας της σύνθετης διατομής, βρέθηκε ίση με  $I_e = 12726 \text{ cm}^4$ . Στη συνέχεια ελέγχθηκε η σύνθετη διατομή ως προς τα βέλη κάμψης για τις δύο φορτίσεις της ΟΚΛ (πίνακας 2.8).

Πίνακας 2.8: Έλεγχοι βέλους κάμψης σύνθετης διατομής

<b>ΟΚΛ-1</b>	
L/250=	2.40cm
$\delta_{\max}$ =	0.49cm ≤ 2.40cm
<b>ΟΚΛ-2</b>	
L/300=	2.00cm
$\delta_2$ =	0.27cm ≤ 2.00cm

Η διατομή ΙΡΕ200 ικανοποιεί όλους τους απαραίτητους ελέγχους και δεν απαιτείται εφαρμογή επιπλέον στηρίξεων στη φάση της κατασκευής.

### 2.2.3 Διατμητική σύνδεση

Για την εύρεση του απαιτούμενου αριθμού ήλων, έτσι ώστε να εξασφαλιστεί η πλήρης διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και σύμμικτης πλάκας, αρχικά υπολογίστηκε, απο την πλαστική ανάλυση της σύνθετης διατομής, η διατμητική δύναμη  $V_1 = 1011.04 \text{ kN}$  η οποία δρα στη μισή δοκό. Για την επιλογή της μεθόδου κατανομής της διατμητικής δύναμης κατα μήκος της δοκού, η πλαστική ροπή της σύνθετης διατομής, επαυξημένη επι 2.5, υπολογίστηκε ίση με  $2.5 * M_{pl,a,Rd} = 195.77 \text{ kNm}$  και συγκρίθηκε με την πλαστική ροπή της σιδηροδοκού,  $M_{pl,Rd,ΙΡΕ200} = 221.31 \text{ kNm}$ . Επειδή  $2.5 * M_{pl,a,Rd} \leq M_{pl,Rd,ΙΡΕ200}$ , επιλέχθηκε ελαστοπλαστική κατανομή της διαμήκους διάτμησης. Σύμφωνα με την ελαστοπλαστική κατανομή στα ακραία ένα και ένα τρίτα της δοκού, εφαρμόζεται ο διπλάσιος αριθμός ήλων απ' ότι στο μεσαίο ένα τρίτο. (Βάγιας, 2005)

Για την διατμητική σύνδεση επιλέχθηκαν ήλοι κατα παραγγελία, με διάμετρο  $d=28 \text{ mm}$  και ύψος  $h_{sc}=130 \text{ mm}$ . Στον πίνακα 2.9 εμπεριέχονται οι περιορισμοί εφαρμογής των ήλων.

Πίνακας 2.9: Περιορισμοί στην εφαρμογή διατμητικών ήλων

<b>ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΑΠΟΣΤΑΣΗ</b>	
min <sub>eL</sub> =	140mm
<b>ΜΕΓΙΣΤΗ ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΑΠΟΣΤΑΣΗ</b>	
max <sub>eL</sub> =	800mm
<b>ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ</b>	
min <sub>eT</sub> =	112mm
<b>ΥΠΕΡΚΑΛΥΨΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ</b>	
min <sub>c</sub> =	20mm ≥ 20mm
<b>ΥΨΟΣ ΗΛΟΥ ΜΕΙΟΝ ΥΨΟΣ ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟΥ</b>	
$h_{sc} - h_p =$	57mm ≥ 56mm

Η δύναμη που δέχεται κάθε ήλος υπολογίστηκε PRd, αρχική=200.97 kN. Η δύναμη αυτή πολλαπλασιάστηκε με τον μειωτικό συντελεστή, για χαλυβδόφυλλα με αυλακώσεις κάθετα στις δευτερεύουσες δοκούς,  $K_t=0.37$  και προέκυψε ίση με PRd, τελική=74.36 kN ανά ήλο. Διαιρώντας την διατμητική δύναμη με τη δύναμη του κάθε ήλου, προέκυψε απαιτούμενος αριθμός ήλων για όλη τη δοκό,  $n_{tot}=28$  ήλοι. Ελαστοπλαστικά, κατανέμονται από 10 ήλοι στα ακραία τρίτα της δοκού και 8 ήλοι στο μεσαίο τρίτο. Πρακτικά για να τηρούνται οι απαιτούμενοι περιορισμοί κατανομής των ήλων και λόγω της γεωμετρίας του χαλυβδόφυλλου (εικόνα Π.22 του παραρτήματος), τοποθετούνται 11 ήλοι στα ακραία τρίτα της δοκού, 10 ήλοι στο μεσαίο τρίτο και το σύνολό τους ανέρχεται σε  $n_{tot}=32$  ήλοι (εικόνα Π.23 του παραρτήματος).

## 2.3 Υπολογισμός Βαρυτικών Δοκών

Οι βαρυτικές δοκοί του κτιρίου επιλέχθηκαν από τη σειρά διατομών IPE, καθώς υπόκεινται σε καθαρή κάμψη και όλες οι διατομές της σειράς IPE, υπο αντίστοιχη φόρτιση, κατατάσσονται στην κατηγορία 1. Οι δοκοί, των πλαισίων κατά τη διεύθυνση X και Y, τοποθετήθηκαν αμφιαρθρωτά και ελέγχθηκαν ως προς τους συνδυασμούς Οριακής Κατάστασης Αστοχίας και Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας και συγκεκριμένα για τους συνδυασμούς του πίνακα 2.10.

Πίνακας 2.10: Συνδυασμοί εντατικών καταστάσεων OKA και OKL

<b>ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ</b>	
OKA-1	$1.35 \times \text{DEAD} + 1.35 \times \text{SUPERIMPOSED} + 1.50 \times \text{LIVE} + 0.9 \times \text{WINDX}$
OKA-2	$1.35 \times \text{DEAD} + 1.35 \times \text{SUPERIMPOSED} + 1.50 \times \text{LIVE} + 0.9 \times \text{WINDY}$
OKA-3	$1.35 \times \text{DEAD} + 1.35 \times \text{SUPERIMPOSED} + 1.05 \times \text{LIVE} + 1.50 \times \text{WINDX}$
OKA-4	$1.35 \times \text{DEAD} + 1.35 \times \text{SUPERIMPOSED} + 1.05 \times \text{LIVE} + 1.50 \times \text{WINDY}$
<b>ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ</b>	
OKL-1	$1.00 \times \text{DEAD} + 1.00 \times \text{SUPERIMPOSED} + 1.00 \times \text{LIVE} + 0.20 \times \text{WINDX}$
OKL-2	$1.00 \times \text{DEAD} + 1.00 \times \text{SUPERIMPOSED} + 1.00 \times \text{LIVE} + 0.20 \times \text{WINDY}$
OKL-3	$1.00 \times \text{DEAD} + 1.00 \times \text{SUPERIMPOSED} + 0.30 \times \text{LIVE} + 1.00 \times \text{WINDX}$
OKL-4	$1.00 \times \text{DEAD} + 1.00 \times \text{SUPERIMPOSED} + 0.30 \times \text{LIVE} + 1.00 \times \text{WINDY}$

Στις επόμενες παραγράφους παρουσιάζονται τα βαρυτικά φορτία ανά πλαίσιο και τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τον έλεγχο των δοκών ως προς Κάμψη, Τέμνουσα και Βέλος Κάμψης. Δεν απαιτείται έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό καθώς τα άνω πέλματα των δοκών τα οποία θλίβονται, εξασφαλίζονται πλευρικά, μέσω της διατμητικής σύνδεσης των δοκών με τη σύμμικτη πλάκα.

### 2.3.1 Βαρυτικά πλαίσια 2 & 5

Για του συνδυασμούς σε OKA και OKL, υπολογίστηκαν τα φορτία σχεδιασμού στον 6<sup>ο</sup> όροφο (πίνακας 2.11) και στους υπόλοιπους ορόφους (πίνακας 2.12) των βαρυτικών πλαισίων 2 και 5 (εικόνα Π.4 του παραρτήματος).

Πίνακας 2.11: Φορτία σχεδιασμού στον 6ο όροφο

	ΟΚΑ-1	ΟΚΑ-2	ΟΚΑ-3	ΟΚΑ-4
$\max M_{Ed}$ (kNm)=	389.07	356.94	358.06	304.50
$\max V_{Ed}$ (kN)=	194.54	178.47	179.03	152.25
	ΟΚΛ-1	ΟΚΛ-2	ΟΚΛ-3	ΟΚΛ-4
$Q_{\max}$ (kN/m)=	33.51	32.53	27.14	22.23
$Q_2$ (kN/m)=	12.71	11.42	6.14	1.68

Πίνακας 2.12: Φορτία σχεδιασμού στα υπόγεια και στους ορόφους 1 έως και 5

	ΟΚΑ-1	ΟΚΑ-2	ΟΚΑ-3	ΟΚΑ-4
$\max M_{Ed}$ (kNm)=	417.42	417.42	355.86	355.86
$\max V_{Ed}$ (kN)=	208.71	208.71	177.93	177.93
	ΟΚΛ-1	ΟΚΛ-2	ΟΚΛ-3	ΟΚΛ-4
$Q_{\max}$ (kN/m)=	36.75	36.75	24.78	24.78
$Q_2$ (kN/m)=	17.10	17.10	5.13	5.13

Για τα φορτία σχεδιασμού που προέκυψαν από τους συνδυασμούς ΟΚΑ-1 και ΟΚΛ-1 έγιναν οι έλεγχοι σε Κάμψη, Τέμνουσα και Βέλος Κάμψης για τις δοκούς του 6<sup>ου</sup> ορόφου (πίνακας 2.13) και για τις δοκούς των υπόλοιπων ορόφων (πίνακας 2.14). Επιλέχθηκε διατομή ΙΡΕ450 σε όλους τους ορόφους.

Πίνακας 2.13: Έλεγχος δοκών 6ου ορόφου

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ	
$V_{pl,Rd}$ (kN)=	$1042.21 \geq 194.54$
$0.5 \cdot V_{pl,Rd}$ (kN)=	$521.10 \geq 194.54$
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	
$M_{pl,Rd}$ (kNm)=	$604.21 \geq 389.07$
ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΟΥΣ ΚΑΜΨΗΣ	
$L/250$ (cm)=	3.20
$\delta_{\max}$ (cm)=	$2.52 \leq 3.20$
$L/300$ (cm)=	2.67
$\delta_2$ (cm)=	$0.95 \leq 2.67$

Πίνακας 2.14: Έλεγχος δοκών υπογείων και ορόφων 1ου – 5ου

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ	
$V_{pl,Rd}$ (kN)=	$1041.21 \geq 208.71$
$0.5 \cdot V_{pl,Rd}$ (kN)=	$521.10 \geq 208.71$
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	
$M_{pl,Rd}$ (kNm)=	$604.21 \geq 417.42$
ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΟΥΣ ΚΑΜΨΗΣ	
$L/250$ (cm)=	3.20
$\delta_{\max}$ (cm)=	$2.76 \leq 3.20$
$L/300$ (cm)=	2.67
$\delta_2$ (cm)=	$1.28 \leq 2.67$

### 2.3.2 Βαρυτικές δοκοί πλαισίων A & F

Για του συνδυασμούς σε ΟΚΑ και ΟΚΛ, υπολογίστηκαν τα φορτία σχεδιασμού στον 6<sup>ο</sup> όροφο (πίνακας 2.15) και στους υπόλοιπους ορόφους (πίνακας 2.16) των πλαισίων A και F (εικόνα Π.5 του παραρτήματος).

Πίνακας 2.15: Φορτία σχεδιασμού στον 6ο όροφο

	ΟΚΑ-1	ΟΚΑ-2	ΟΚΑ-3	ΟΚΑ-4
$\max M_{Ed}$ (kNm)=	24.78	25.04	21.87	22.31
$\max V_{Ed}$ (kN)=	16.52	16.96	14.58	14.87
	ΟΚΛ-1	ΟΚΛ-2	ΟΚΛ-3	ΟΚΛ-4
$Q_{\max}$ (kN/m)=	3.66	3.67	2.60	2.66
$Q_2$ (kN/m)=	2.13	2.15	1.02	1.09

Πίνακας 2.16: Φορτία σχεδιασμού στα υπόγεια και στους ορόφους 1 έως και 5

	ΟΚΑ-1	ΟΚΑ-2	ΟΚΑ-3	ΟΚΑ-4
$\max M_{Ed}$ (kNm)=	57.70	57.70	50.00	50.00
$\max V_{Ed}$ (kN)=	38.46	38.46	33.33	33.33
	ΟΚΛ-1	ΟΚΛ-2	ΟΚΛ-3	ΟΚΛ-4
$Q_{\max}$ (kN/m)=	9.08	9.08	6.42	6.42
$Q_2$ (kN/m)=	3.80	3.80	1.14	1.14

Για τα φορτία σχεδιασμού που προέκυψαν απο τους συνδυασμούς ΟΚΑ-2 και ΟΚΛ-2 έγιναν οι έλεγχοι σε Κάμψη, Τέμνουσα και Βέλος Κάμψης για τις δοκούς του 6ου ορόφου (πίνακας 2.17) και η διατομή η οποία επιλέχθηκε είναι η ΙΡΕ200. Οι δοκοί των υπολοίπων ορόφων, για τις οποίες επιλέχθηκε διατομή ΙΡΕ240, ελέγχθηκαν για τα φορτία σχεδιασμού που προέκυψαν απο τους συνδυασμούς ΟΚΑ-1 και ΟΚΛ-1 (πίνακας 2.18).

Πίνακας 2.17: Έλεγχος δοκών 6ου ορόφου

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ	
$V_{pl,Rd}$ (kN)=	$286.94 \geq 16.96$
$0.5 * V_{pl,Rd}$ (kN)=	$134.47 \geq 16.96$
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	
$M_{pl,Rd}$ (kNm)=	$78.31 \geq 25.04$
ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΟΥΣ ΚΑΜΨΗΣ	
$L/250$ (cm)=	2.40
$\delta_{\max}$ (cm)=	$1.51 \leq 2.40$
$L/300$ (cm)=	2.00
$\delta_2$ (cm)=	$0.88 \leq 2.00$



Πίνακας 2.18: Έλεγχος δοκών υπογείων και ορόφων 1ου – 6ου

<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
$V_{pl,Rd}$ (kN)=	$392.25 \geq 38.46$
$0.5 \cdot V_{pl,Rd}$ (kN)=	$196.12 \geq 38.46$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ</b>	
$M_{pl,Rd}$ (kNm)=	$130.14 \geq 57.70$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΟΥΣ ΚΑΜΨΗΣ</b>	
$L/250$ (cm)=	2.40
$\delta_{max}$ (cm)=	$1.87 \leq 2.40$
$L/300$ (cm)=	2.00
$\delta_2$ (cm)=	$0.78 \leq 2.00$

### 2.3.3 Βαρυτικά πλαίσια Β, C, D & E

Για του συνδυασμούς σε ΟΚΑ και ΟΚΛ, υπολογίστηκαν τα φορτία σχεδιασμού στον 6ο όροφο (πίνακας 2.19) και στους υπόλοιπους ορόφους (πίνακας 2.20) των πλαισίων Β, C, D και E (εικόνα Π.6 του παραρτήματος).

Πίνακας 2.19: Φορτία σχεδιασμού στον 6ο όροφο

	<b>ΟΚΑ-1</b>	<b>ΟΚΑ-2</b>	<b>ΟΚΑ-3</b>	<b>ΟΚΑ-4</b>
$\max M_{Ed}$ (kNm)=	49.56	50.09	43.75	44.62
$\max V_{Ed}$ (kN)=	33.04	33.39	29.16	29.75
	<b>ΟΚΛ-1</b>	<b>ΟΚΛ-2</b>	<b>ΟΚΛ-3</b>	<b>ΟΚΛ-4</b>
$Q_{max}$ (kN/m)=	7.32	7.35	5.20	5.33
$Q_2$ (kN/m)=	4.25	4.29	2.05	2.18

Πίνακας 2.20: Φορτία σχεδιασμού στα υπόγεια και στους ορόφους 1 έως και 5

	<b>ΟΚΑ-1</b>	<b>ΟΚΑ-2</b>	<b>ΟΚΑ-3</b>	<b>ΟΚΑ-4</b>
$\max M_{Ed}$ (kNm)=	66.79	66.79	51.40	51.40
$\max V_{Ed}$ (kN)=	44.53	44.53	34.26	34.26
	<b>ΟΚΛ-1</b>	<b>ΟΚΛ-2</b>	<b>ΟΚΛ-3</b>	<b>ΟΚΛ-4</b>
$Q_{max}$ (kN/m)=	10.15	10.15	4.83	4.83
$Q_2$ (kN/m)=	7.60	7.60	2.28	2.28

Για τα φορτία σχεδιασμού που προέκυψαν από τους συνδυασμούς ΟΚΑ-2 και ΟΚΛ-2 έγιναν οι έλεγχοι σε Κάμψη, Τέμνουσα και Βέλος Κάμψης για τις δοκούς του 6ου ορόφου (πίνακας 2.21) και η διατομή η οποία επιλέχθηκε είναι η ΙΡΕ220. Οι δοκοί των υπολοίπων ορόφων, για τις οποίες επιλέχθηκε διατομή ΙΡΕ240, ελέγχθηκαν για τα φορτία σχεδιασμού που προέκυψαν από τους συνδυασμούς ΟΚΑ-1 και ΟΚΛ-1 (πίνακας 2.22).

Πίνακας 2.21: Έλεγχος δοκών 6ου ορόφου

<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
$V_{pl,Rd}$ (kN)=	$325.47 \geq 33.39$
$0.5 \cdot V_{pl,Rd}$ (kN)=	$162.73 \geq 33.39$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ</b>	
$M_{pl,Rd}$ (kNm)=	$101.32 \geq 50.09$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΟΥΣ ΚΑΜΨΗΣ</b>	
$L/250$ (cm)=	2.40
$\delta_{max}$ (cm)=	$2.13 \leq 2.40$
$L/300$ (cm)=	2.00
$\delta_2$ (cm)=	$1.24 \leq 2.00$

Πίνακας 2.22: Έλεγχος δοκών υπογείων και ορόφων 1ου – 6ου

<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
$V_{pl,Rd}$ (kN)=	$392.25 \geq 44.53$
$0.5 \cdot V_{pl,Rd}$ (kN)=	$196.12 \geq 44.53$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ</b>	
$M_{pl,Rd}$ (kNm)=	$130.14 \geq 66.79$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΟΥΣ ΚΑΜΨΗΣ</b>	
$L/250$ (cm)=	2.40
$\delta_{max}$ (cm)=	$2.09 \leq 2.40$
$L/300$ (cm)=	2.00
$\delta_2$ (cm)=	$1.56 \leq 2.00$

## 3 Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση

### 3.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Απο την ιδιομορφική ανάλυση που έγινε με το πρόγραμμα *SAP2000*, προέκυψαν οι εξής κύριες ιδιομορφές:

1. Ιδιομορφή 1<sup>η</sup>, μεταφορική κατα τη διεύθυνση Χ, περίοδος  $T_1=1.501\text{sec}$  και ποσοστό συμμετοχής ιδιομορφικής μάζας 56.06%.
2. Ιδιομορφή 2<sup>η</sup>, μεταφορική κατα τη διεύθυνση Υ, περίοδος  $T_2=1.487\text{sec}$  και ποσοστό συμμετοχής ιδιομορφικής μάζας 58.28%.
3. Ιδιομορφή 3<sup>η</sup>, στρεπτική, περίοδος  $T=0.986\text{sec}$ .

Τα ποσοστά συμμετοχής ιδιομορφικών μαζών δεν αποτυπώνουν την πραγματικότητα, καθώς υπάρχουν στο κτίριο δύο υπόγεια τα οποία δεν ενεργοποιούνται και τη μάζα των οποίων, λαμβάνει υπόψιν το πρόγραμμα. Μετά απο κανονικοποίηση, τα ποσοστά γίνονται:

1. Ιδιομορφή 1<sup>η</sup>, κανονικοποιημένο ποσοστό συμμετοχής ιδιομορφικής μάζας 74.74%.
2. Ιδιομορφή 2<sup>η</sup>, κανονικοποιημένο ποσοστό συμμετοχής ιδιομορφικής μάζας 77.70 %.

Το άθροισμα των κανονικοποιημένων δρυσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψιν στην ανάλυση είναι κατα τη διεύθυνση Χ ίσο με 98.05% και κατα τη διεύθυνση Υ ίσο με 98.28%.

### 3.2 Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση

Προκειμένου ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου  $\theta$  να βρίσκεται εντός των ορίων (0.1,0.2), ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς στην ανάλυση του κτιρίου επιλέχθηκε ίσος με  $q=2$ . Το φάσμα σχεδιασμού, ελέγχθηκε για το επιλεγόμενο  $q$  (EN 1998-1:2004 §3.2.2.5):

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T_1} \right] \geq \beta \cdot a_g, \quad (3.1)$$

Απο την οποία εξάγεται  $0.89 \geq 0.2$ .

### 3.3 Σεισμός κατα τη διεύθυνση Χ

#### 3.3.1 Γενικά

Η σεισμική δράση κατα τη διεύθυνση Χ, παραλαμβάνεται απο τέσσερα πλαίσια ροπής, η διάταξη και οι διατομές των οποίων παρατίθενται στις εικόνες Π.1, Π.2 και Π.3 του παραρτήματος.

#### 3.3.2 Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου $\theta$

Για τον υπολογισμό του συντελεστή  $\theta$ , έγινε αρχικά κατανομή των οριζόντιων φορτίων στους ορόφους του κτιρίου (EN 1998-1:2004 § 4.3.3.2.3):

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}, \quad (3.2)$$

όπου,

$F_i$ , το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο  $i$

$F_b$ , η σεισμική τέμνουσα βάσης η οποία εξάχθηκε από την ανάλυση με το *SAP2000*

$s_i, s_j$ , οι μετακινήσεις των μαζών  $m_i, m_j$  που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή

$m_i, m_j$ , οι μάζες των ορόφων.

Τα οριζόντια φορτία ανα όροφο, παρατίθενται στον πίνακα 3.1

Πίνακας 3.1: Οριζόντια φορτία ορόφου

ΟΡΟΦΟΣ	1	2	3	4	5	6
$F_i(\text{kN})$	5407.85	3774.13	2985.63	2390.81	1971.16	1565.57

Οι μάζες των ορόφων υπολογίστηκαν από το συνδυασμό βαρυτικών φορτίων:

$$1.00 \cdot \text{DEAD} + 1.00 \cdot \text{SUPERIMPOSED} + 0.30 \cdot \text{LIVE}, \quad (3.3)$$

και προέκυψαν ίσες με 6068kN για κάθε όροφο πλην του δώματος, η μάζα του οποίου είναι ίση με 5580kN. Στον πίνακα 3.2 συγκεντρώνονται τα απαραίτητα μεγέθη για τον υπολογισμό του συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου  $\vartheta$  καθώς και τα αποτελέσματα των υπολογισμών.

Πίνακας 3.2: Υπολογισμός συντελεστή  $\vartheta$

ΟΡΟΦΟΣ	1	2	3	4	5	6
$P_{\text{tot}}(\text{kN})$	35920	29852	23784	17716	11648	5580
$V_{\text{tot}}(\text{kN})$	5407.85	3774.13	2985.63	2390.81	1971.16	1565.57
$d_r(\text{cm})$	3.26	4.20	5.20	5.42	5.34	5.18
$h(\text{cm})$	450	400	400	400	400	400
$\vartheta$	0.048	0.083	0.104	0.100	0.078	0.046

Οι τιμές του συντελεστή  $\vartheta$  ξεπερνούν το όριο του 0.1, οπότε χρειάζεται να ληφθούν υπόψιν τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (P-Δ), προσεγγιστικά, μέσω της προσάυξης των σεισμικών μεγεθών επί το συντελεστή  $1/(1-\vartheta)=1.11$ .

### 3.3.3 Περιορισμός βλαβών

Ελέγχεται ο περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία (EN 1998-1:2004 §4.4.3.2):

$$d_r \cdot \nu \leq 0.0075 \cdot h, \quad (3.4)$$

όπου  $\nu=0.5$  για κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου II, και τελικά για τον όροφο 4 με τη μεγαλύτερη σχετική μετακίνηση, ο έλεγχος επαληθεύεται καθώς  $2.71 \leq 3.00$ .

### 3.3.4 Έλεγχος δοκών

Οι δοκοί ελέγχθηκαν ικανοτικά, για την ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης στο κάθε άκρο της δοκού, εναλλάξ. Παρουσιάζονται οι έλεγχοι, των δυσμενέστερα φορτιζόμενων δοκών κάθε ορόφου, των δύο πλαισίων ροπής (πίνακας 3.3-3.14), έναντι *Τέμνουσας* και *Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού*. Ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, απαιτείται στις περιοχές αρνητικών ροπών κάμψης, όπου τα κάτω θλιβόμενα πέλματα των δοκών δεν εξασφαλίζονται πλευρικά έναντι στρέψης. Στις περιοχές θετικής ροπής κάμψης, στα πάνω θλιβόμενα πέλματα των δοκών, η διατμητική σύνδεση με τη σύμμικτη πλάκα, παρέχει επαρκή αντίσταση σε στρέψη. Η ύπαρξη δευτερευουσών δοκών ανά ένα μέτρο, περιορίζει το στρεπτοκαμπτικό μήκος λυγισμού των δοκών, αντίστοιχα, σε ένα μέτρο.

Πίνακας 3.3: Ικανοτικός έλεγχος δοκαριών πλαισίων 1&6 – όροφος 6<sup>ος</sup>

<b>ΟΡΟΦΟΣ 6<sup>ος</sup> (HEB220)</b>	
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
	$V_{Ed,M}=73.39 \text{ kN}$
	$V_{Ed,G+0,3Q}=49.20 \text{ kN}$
	$V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}=122.59 \text{ kN}$
	$V_{pl,Rd}=572.24 \text{ kN} \geq V_{Ed,M}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=286.12 \text{ kN} \geq V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ</b>	
Διάστημα 1 <sup>ο</sup> (Κόμβος – 1 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.20 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=293.58 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=293.58 \text{ kNm}$
Διάστημα 2 <sup>ο</sup> (1 <sup>η</sup> – 2 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.18 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=293.58 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=193.18 \text{ kNm}$
<b>ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗ <math>\Omega</math></b>	
	$\Omega=1.83$

Πίνακας 3.4: Ικανοτικός έλεγχος δοκαριών πλαισίων 1&6 – όροφος 5<sup>ος</sup>

<b>ΟΡΟΦΟΣ 5<sup>ος</sup> (HEB340)</b>	
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
	$V_{Ed,M}=213.71 \text{ kN}$
	$V_{Ed,G+0,3Q}=65.59 \text{ kN}$
	$V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}=279.31 \text{ kN}$
	$V_{pl,Rd}=1146.61 \text{ kN} \geq V_{Ed,M}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=574.80 \text{ kN} \geq V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ</b>	
Διάστημα 1 <sup>ο</sup> (Κόμβος – 1 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=854.84 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=854.84 \text{ kNm}$
Διάστημα 2 <sup>ο</sup> (1 <sup>η</sup> – 2 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=854.84 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=517.81 \text{ kNm}$
<b>ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗ <math>\Omega</math></b>	
	$\Omega=1.93$

Πίνακας 3.5: Ικανοτικός έλεγχος δοκαριών πλαισίων 1&6 – όροφος 4<sup>ος</sup>

<b>ΟΡΟΦΟΣ 4<sup>ος</sup> (HEB360)</b>	
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
	$V_{Ed,M}=238.11 \text{ kN}$
	$V_{Ed,G+0,3Q}=65.58 \text{ kN}$
	$V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}=303.69 \text{ kN}$
	$V_{pl,Rd}=1242.05 \text{ kN} \geq V_{Ed,M}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=621.02 \text{ kN} \geq V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ</b>	
Διάστημα 1 <sup>ο</sup> (Κόμβος – 1 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=952.46 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=952.46 \text{ kNm}$
Διάστημα 2 <sup>ο</sup> (1 <sup>η</sup> – 2 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=952.46 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=677.54 \text{ kNm}$
<b>ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗ <math>\Omega</math></b>	
	$\Omega=1.87$

Πίνακας 3.6: Ικανοτικός έλεγχος δοκαριών πλαισίων 1&6 – όροφος 3<sup>ος</sup>

<b>ΟΡΟΦΟΣ 3<sup>ος</sup> (HEB400)</b>	
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
	$V_{Ed,M}=286.84 \text{ kN}$
	$V_{Ed,G+0,3Q}=65.60 \text{ kN}$
	$V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}=352.44 \text{ kN}$
	$V_{pl,Rd}=1434.3 \text{ kN} \geq V_{Ed,M}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=717.15 \text{ kN} \geq V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ</b>	
Διάστημα 1 <sup>ο</sup> (Κόμβος – 1 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=1147.36 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=1147.36 \text{ kNm}$
Διάστημα 2 <sup>ο</sup> (1 <sup>η</sup> – 2 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=1147.36 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=824.70 \text{ kNm}$
<b>ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗ <math>\Omega</math></b>	
	$\Omega=1.91$

Πίνακας 3.7: Ικανοτικός έλεγχος δοκαριών πλαισίων 1&6 – όροφος 2<sup>ος</sup>

<b>ΟΡΟΦΟΣ 2<sup>ος</sup> (HEB450)</b>	
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
	$V_{Ed,M}=353.40 \text{ kN}$
	$V_{Ed,G+0,3Q}=65.59 \text{ kN}$
	$V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}=418.99 \text{ kN}$
	$V_{pl,Rd}=1632.70 \text{ kN} \geq V_{Ed,M}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=816.33 \text{ kN} \geq V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ</b>	
Διάστημα 1 <sup>ο</sup> (Κόμβος – 1 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=1413.61 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=1413.61 \text{ kNm}$
Διάστημα 2 <sup>ο</sup> (1 <sup>η</sup> – 2 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=1413.61 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=1022.54 \text{ kNm}$
<b>ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗ <math>\Omega</math></b>	
	$\Omega=2.07$

Πίνακας 3.8: Ικανοτικός έλεγχος δοκαριών πλαισίων 1&6 – όροφος 1<sup>ος</sup>

<b>ΟΡΟΦΟΣ 1<sup>ος</sup> (HEB500)</b>	
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
	$V_{Ed,M}=427.33 \text{ kN}$
	$V_{Ed,G+0,3Q}=65.60 \text{ kN}$
	$V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}=492.93 \text{ kN}$
	$V_{pl,Rd}=1840.94 \text{ kN} \geq V_{Ed,M}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=920.47 \text{ kN} \geq V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ</b>	
Διάστημα 1 <sup>ο</sup> (Κόμβος – 1 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=1709.32 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=1709.32 \text{ kNm}$
Διάστημα 2 <sup>ο</sup> (1 <sup>η</sup> – 2 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=1709.32 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=1245.14 \text{ kNm}$
<b>ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗ <math>\Omega</math></b>	
	$\Omega=2.82$

Πίνακας 3.9: Ικανοτικός έλεγχος δοκαριών πλαισίων 3&4 – όροφος 6<sup>ος</sup>

<b>ΟΡΟΦΟΣ 6<sup>ος</sup> (HEB220)</b>	
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
	$V_{Ed,M}=73.39 \text{ kN}$
	$V_{Ed,G+0,3Q}=98.42 \text{ kN}$
	$V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}=171.81 \text{ kN}$
	$V_{pl,Rd}=572.24 \text{ kN} \geq V_{Ed,M}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=286.12 \text{ kN} \geq V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ</b>	
Διάστημα 1 <sup>ο</sup> (Κόμβος – 1 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.18 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=293.58 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=293.58 \text{ kNm}$
Διάστημα 2 <sup>ο</sup> (1 <sup>η</sup> – 2 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.18 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=293.58 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=166.08 \text{ kNm}$
<b>ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗ <math>\Omega</math></b>	
	$\Omega=1.30$

Πίνακας 3.10: Ικανοτικός έλεγχος δοκαριών πλαισίων 3&4 – όροφος 5<sup>ος</sup>

<b>ΟΡΟΦΟΣ 5<sup>ος</sup> (HEB340)</b>	
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
	$V_{Ed,M}=213.71 \text{ kN}$
	$V_{Ed,G+0,3Q}=99.20 \text{ kN}$
	$V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}=312.91 \text{ kN}$
	$V_{pl,Rd}=1149.61 \text{ kN} \geq V_{Ed,M}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=574.80 \text{ kN} \geq V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ</b>	
Διάστημα 1 <sup>ο</sup> (Κόμβος – 1 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=854.84 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=854.84 \text{ kNm}$
Διάστημα 2 <sup>ο</sup> (1 <sup>η</sup> – 2 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=854.84 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=585.88 \text{ kNm}$
<b>ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗ <math>\Omega</math></b>	
	$\Omega=1.69$



Πίνακας 3.11: Ικανοτικός έλεγχος δοκαριών πλαισίων 3&4 – όροφος 4<sup>ος</sup>

<b>ΟΡΟΦΟΣ 4<sup>ος</sup> (HEB360)</b>	
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
	$V_{Ed,M}=238.11 \text{ kN}$
	$V_{Ed,G+0,3Q}=99.16 \text{ kN}$
	$V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}=337.27 \text{ kN}$
	$V_{pl,Rd}=1242.05 \text{ kN} \geq V_{Ed,M}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=621.02 \text{ kN} \geq V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ</b>	
Διάστημα 1 <sup>ο</sup> (Κόμβος – 1 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=952.46 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=952.46 \text{ kNm}$
Διάστημα 2 <sup>ο</sup> (1 <sup>η</sup> – 2 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=952.46 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=660.14 \text{ kNm}$
<b>ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗ <math>\Omega</math></b>	
	$\Omega=1.67$

Πίνακας 3.12: Ικανοτικός έλεγχος δοκαριών πλαισίων 3&4 – όροφος 3<sup>ος</sup>

<b>ΟΡΟΦΟΣ 3<sup>ος</sup> (HEB400)</b>	
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
	$V_{Ed,M}=286.84 \text{ kN}$
	$V_{Ed,G+0,3Q}=99.20 \text{ kN}$
	$V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}=386.04 \text{ kN}$
	$V_{pl,Rd}=1434.3 \text{ kN} \geq V_{Ed,M}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=717.15 \text{ kN} \geq V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ</b>	
Διάστημα 1 <sup>ο</sup> (Κόμβος – 1 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.14 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=1147.36 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=1147.36 \text{ kNm}$
Διάστημα 2 <sup>ο</sup> (1 <sup>η</sup> – 2 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.14 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=1147.36 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=805.79 \text{ kNm}$
<b>ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗ <math>\Omega</math></b>	
	$\Omega=1.70$

Πίνακας 3.13: Ικανοτικός έλεγχος δοκαριών πλαισίων 3&4 – όροφος 2<sup>ος</sup>

<b>ΟΡΟΦΟΣ 2<sup>ος</sup> (HEB450)</b>	
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
	$V_{Ed,M}=353.40 \text{ kN}$
	$V_{Ed,G+0,3Q}=99.22 \text{ kN}$
	$V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}=452.62 \text{ kN}$
	$V_{pl,Rd}=1632.70 \text{ kN} \geq V_{Ed,M}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=816.33 \text{ kN} \geq V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ</b>	
Διάστημα 1 <sup>ο</sup> (Κόμβος – 1 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=1413.61 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=1413.61 \text{ kNm}$
Διάστημα 2 <sup>ο</sup> (1 <sup>η</sup> – 2 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=1413.61 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=958.06 \text{ kNm}$
<b>ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗ <math>\Omega</math></b>	
	$\Omega=1.86$

Πίνακας 3.14: Ικανοτικός έλεγχος δοκαριών πλαισίων 3&4 – όροφος 1<sup>ος</sup>

<b>ΟΡΟΦΟΣ 1<sup>ος</sup> (HEB500)</b>	
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>	
	$V_{Ed,M}=427.33 \text{ kN}$
	$V_{Ed,G+0,3Q}=99.23 \text{ kN}$
	$V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}=526.56 \text{ kN}$
	$V_{pl,Rd}=1840.94 \text{ kN} \geq V_{Ed,M}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=920.47 \text{ kN} \geq V_{Ed,M} + V_{Ed,G+0,3Q}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ</b>	
Διάστημα 1 <sup>ο</sup> (Κόμβος – 1 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=1709.32 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=1709.32 \text{ kNm}$
Διάστημα 2 <sup>ο</sup> (1 <sup>η</sup> – 2 <sup>η</sup> Δευτερεύουσα)	$\lambda_{LT}=0.15 \leq 0.20$
	$M_{pl,Rd}=1709.32 \text{ kNm}$
	$M_{Ed}=1180.58 \text{ kNm}$
<b>ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗ <math>\Omega</math></b>	
	$\Omega=2.19$

Οι δοκοί των πλαισίων ροπής, παρουσιάζουν επαρκή αντοχή έναντι του σεισμού κατα Χ.

### 3.3.5 Έλεγχος κόμβων

Σε όλους τους κόμβους του πλαισίου (εικόνα Π.21), εξαιρουμένης της κορυφής των υποστυλωμάτων, εξασφαλίζεται η ακόλουθη συνθήκη (EN1998-1:2004 §4.4.2.3):

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \cdot \sum M_{Rb} , \quad (3.5)$$

Τα αποτελέσματα του ελέγχου των κόμβων των πλαισίων ροπής παρουσιάζονται στους πίνακες 3.15 και 3.16.

Πίνακας 3.15: Ικανοτικός έλεγχος κόμβων πλαισίων 1&6

ΚΟΜΒΟΣ	$\Sigma M_{Rc}$	$1.3 \cdot \Sigma M_{Rb}$	ΚΟΜΒΟΣ	$\Sigma M_{Rc}$	$1.3 \cdot \Sigma M_{Rb}$
1&36	2294.72	1111.29	8,12,22&29	3418.64	2222.58
2&37	2560.97	1238.19	9,16,23&30	3694.12	2476.39
3&38	2827.22	1497.10	10,17,24&31	3969.60	2983.13
4&39	3122.93	1837.69	11,18,25&32	5098.86	3675.38
5&40	3418.64	2222.16	12,19,26&33	6228.12	4444.23
6&41	4227.69	2222.16	13,20,27&34	6542.29	4444.23
7&42	5036.74	2222.16	14,21,28&35	6856.46	4444.23

Πίνακας 3.16: Ικανοτικός έλεγχος κόμβων πλαισίων 3&4

ΚΟΜΒΟΣ	$\Sigma M_{Rc}$	$1.3 \cdot \Sigma M_{Rb}$	ΚΟΜΒΟΣ	$\Sigma M_{Rc}$	$1.3 \cdot \Sigma M_{Rb}$
8&29	3418.64	1111.29	8,12,22&29	3418.64	2222.58
9&30	3694.12	1237.60	9,16,23&30	3694.12	2476.39
10&31	3969.60	1491.56	10,17,24&31	3969.60	2983.13
11&32	5098.86	1837.69	11,18,25&32	5098.86	3675.38
12&33	6228.12	2222.16	12,19,26&33	6228.12	4444.23
13&34	6542.29	2222.16	13,20,27&34	6542.29	4444.23
14&35	6856.46	2222.16	14,21,28&35	6856.46	4444.23

### 3.3.6 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Απο τη διενέργεια του ικανοτικού ελέγχου των δοκών, προέκυψε ο ελάχιστος συντελεστής υπεραντοχής,  $\Omega_{\min}=1.30$ . Για τον έλεγχο των υποστυλωμάτων, του 2<sup>ου</sup> έως και του 6<sup>ου</sup> ορόφου, τα σεισμικά μεγέθη προσαυξήθηκαν επί το συντελεστή  $1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot 1.11=1.98$ . Τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν έναντι των δυσμενέστερων ελέγχων *Τέμνουσας* και *Θλίψης* και *Κάμψης* (πίνακες 3.17-3.18). Ο έλεγχος σε *Θλίψη* και *Κάμψη* (εξισώσεις 3.6 και 3.7) εκτελέστηκε για μονοαξονική κάμψη ως προς τον ισχυρό άξονα των υποστυλωμάτων.

1<sup>ος</sup> Έλεγχος Θλίψης και Κάμψης:

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1} \cdot x_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{x_{LT} \cdot \gamma_{M1} \cdot M_{y,Rk}}, \quad (3.6)$$

2<sup>ος</sup> Έλεγχος Θλίψης και Κάμψης:

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1} \cdot x_z \cdot N_{Rk}}, \quad (3.7)$$

Πίνακας 3.17: Έλεγχος υποστυλωμάτων πλαισίων 1&6 – σειρά Α – όροφοι 6&5

<b>ΟΡΟΦΟΣ 6<sup>ος</sup> (HEB400)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=138.758 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$1434.306 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$717.152 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=96.46 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.295 \leq 1.0$
$M_{Ed}=332.51 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.017 \leq 1.0$
$x_y=0.657, x_z=0.779, x_{LT}=0.966, k_{yy}=0.915$		
<b>ΟΡΟΦΟΣ 5<sup>ος</sup> (HEB400)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=194.866 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$1434.306 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$717.152 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=335.463 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.402 \leq 1.0$
$M_{Ed}=401.192 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.061 \leq 1.0$
$x_y=0.760, x_z=0.779, x_{LT}=0.964, k_{yy}=0.937$		

Πίνακας 3.18: Έλεγχος υποστυλωμάτων πλαισίων 1&6 – σειρά Α – όροφοι 4&3

<b>ΟΡΟΦΟΣ 4<sup>ος</sup> (HEB450)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=253.495 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$1632.706 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$816.353 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=602.825 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.473 \leq 1.0$
$M_{Ed}=545.878 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.100 \leq 1.0$
$x_y=0.828, x_z=0.775, x_{LT}=0.963, k_{yy}=0.945$		
<b>ΟΡΟΦΟΣ 3<sup>ος</sup> (HEB450)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=291.679 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$1632.706 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$816.353 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=909.35 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.610 \leq 1.0$
$M_{Ed}=666.803 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.151 \leq 1.0$
$x_y=0.842, x_z=0.775, x_{LT}=0.965, k_{yy}=0.964$		

Πίνακας 3.19: Έλεγχος υποστυλωμάτων πλαισίων 1&6 – σειρά Α – όροφος 2ος

<b>ΟΡΟΦΟΣ 2<sup>ος</sup> (HEB500)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=310.537 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$1840.945 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$920.472 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=1243.256 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.603 \leq 1.0$
$M_{Ed}=746.253 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.191 \leq 1.0$
$x_y=0.883, x_z=0.772, x_{LT}=0.961, k_{yy}=0.962$		

Πίνακας 3.20: Έλεγχος υποστυλωμάτων πλαισίων 1&6 – σειρά C – όροφοι 6&5

<b>ΟΡΟΦΟΣ 6<sup>ος</sup> (HEB500)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=226.662 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$1840.945 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$920.472 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=111.464 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.336 \leq 1.0$
$M_{Ed}=577.783 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.017 \leq 1.0$
$x_y=0.772, x_z=0.772, x_{LT}=0.961, k_{yy}=0.909$		
<b>ΟΡΟΦΟΣ 5<sup>ος</sup> (HEB500)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=359.510 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$1840.945 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$920.472 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=257.194 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.446 \leq 1.0$
$M_{Ed}=737.822 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.039 \leq 1.0$
$x_y=0.851, x_z=0.772, x_{LT}=0.962, k_{yy}=0.962$		

Πίνακας 3.21: Έλεγχος υποστυλωμάτων πλαισίων 1&6 – σειρά C – όροφοι 4&3

<b>ΟΡΟΦΟΣ 4<sup>ος</sup> (HEB550)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=459.960 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$2051.643 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$1025.322 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=402.907 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.529 \leq 1.0$
$M_{Ed}=996.471 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.058 \leq 1.0$
$x_y=0.894, x_z=0.766, x_{LT}=0.960, k_{yy}=0.917$		
<b>ΟΡΟΦΟΣ 3<sup>ος</sup> (HEB550)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=514.73 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$2051.643 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$1025.322 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=548.598 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.624 \leq 1.0$
$M_{Ed}=1152.604 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.079 \leq 1.0$
$x_y=0.903, x_z=0.766, x_{LT}=0.960, k_{yy}=0.922$		

Πίνακας 3.22: Έλεγχος υποστυλωμάτων πλαισίων 1&6 – σειρά C – όροφος 2ος

<b>ΟΡΟΦΟΣ 2<sup>ος</sup> (HEM600)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=641.360 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$3068.241 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$1534.121 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=694.429 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.522 \leq 1.0$
$M_{Ed}=1524.507 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.069 \leq 1.0$
$x_y=0.926, x_z=0.769, x_{LT}=0.964, k_{yy}=0.915$		

Πίνακας 3.23: Έλεγχος υποστυλωμάτων πλαισίων 3&4 – σειρά Β – όροφοι 6&5

<b>ΟΡΟΦΟΣ 6<sup>ος</sup> (HEB500)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=171.387 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd}=\quad$	$1840.945 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=\quad$	$920.472 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=264.874 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.269 \leq 1.0$
$M_{Ed}=405.113 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.041 \leq 1.0$
$x_y=0.756, x_z=0.772, x_{LT}=0.961, k_{yy}=0.924$		
<b>ΟΡΟΦΟΣ 5<sup>ος</sup> (HEB500)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=222.767 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd}=\quad$	$1840.945 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=\quad$	$920.472 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=653.446 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.388 \leq 1.0$
$M_{Ed}=485.360 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.099 \leq 1.0$
$x_y=0.740, x_z=0.772, x_{LT}=0.962, k_{yy}=0.964$		

Πίνακας 3.24: Έλεγχος υποστυλωμάτων πλαισίων 3&4 – σειρά Β – όροφοι 4&3

<b>ΟΡΟΦΟΣ 4<sup>ος</sup> (HEB550)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=282.010 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd}=\quad$	$2051.643 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=\quad$	$1025.322 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=1069.541 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.479 \leq 1.0$
$M_{Ed}=639.100 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.154 \leq 1.0$
$x_y=0.788, x_z=0.766, x_{LT}=0.960, k_{yy}=0.982$		
<b>ΟΡΟΦΟΣ 3<sup>ος</sup> (HEB550)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=334.069 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd}=\quad$	$2051.643 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=\quad$	$1025.322 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=1526.681 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.642 \leq 1.0$
$M_{Ed}=812.02 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.220 \leq 1.0$
$x_y=0.801, x_z=0.766, x_{LT}=0.960, k_{yy}=1.010$		

Πίνακας 3.25: Έλεγχος υποστυλωμάτων πλαισίων 3&4 – σειρά Β – όροφος 2ος

<b>ΟΡΟΦΟΣ 2<sup>ος</sup> (HEM600)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=368.530 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd}=\quad$	$3068.241 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd}=\quad$	$1534.121 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=2015.088 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.490 \leq 1.0$
$M_{Ed}=985.640 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.202 \leq 1.0$
$x_y=0.892, x_z=0.769, x_{LT}=0.964, k_{yy}=0.962$		

Πίνακας 3.26: Έλεγχος υποστυλωμάτων πλαισίων 3&4 – σειρά C – όροφοι 6&5

<b>ΟΡΟΦΟΣ 6<sup>ος</sup> (HEB500)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=227.209 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$1840.945 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$920.472 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=224.707 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.356 \leq 1.0$
$M_{Ed}=580.302 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.034 \leq 1.0$
$x_y=0.814, x_z=0.772, x_{LT}=0.961, k_{yy}=0.916$		
<b>ΟΡΟΦΟΣ 5<sup>ος</sup> (HEB500)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=360.220 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$1840.945 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$920.472 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=455.839 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.480 \leq 1.0$
$M_{Ed}=738.990 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.069 \leq 1.0$
$x_y=0.851, x_z=0.772, x_{LT}=0.962, k_{yy}=0.927$		

Πίνακας 3.27: Έλεγχος υποστυλωμάτων πλαισίων 3&4 – σειρά C – όροφοι 4&3

<b>ΟΡΟΦΟΣ 4<sup>ος</sup> (HEB550)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=462.129 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$2051.643 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$1025.322 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=687.488 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.573 \leq 1.0$
$M_{Ed}=1001.984 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.099 \leq 1.0$
$x_y=0.894, x_z=0.766, x_{LT}=0.960, k_{yy}=0.929$		
<b>ΟΡΟΦΟΣ 3<sup>ος</sup> (HEB550)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=517.386 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$2051.643 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$1025.322 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=922.349 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.681 \leq 1.0$
$M_{Ed}=1157.037 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.133 \leq 1.0$
$x_y=0.903, x_z=0.766, x_{LT}=0.960, k_{yy}=0.937$		

Πίνακας 3.28: Έλεγχος υποστυλωμάτων πλαισίων 3&4 – σειρά C – όροφος 2ος

<b>ΟΡΟΦΟΣ 2<sup>ος</sup> (HEM600)</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=645.93 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$3068.241 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$1534.121 \text{ kN} \geq V_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=1157.750 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.571 \leq 1.0$
$M_{Ed}=1534.596 \text{ kN}$	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.097 \leq 1.0$
$x_y=0.920, x_z=0.769, x_{LT}=0.963, k_{yy}=0.927$		

Στα πλαίσια 1&6, παρουσιάζονται οι έλεγχοι της σειράς υποστυλωμάτων C καθώς αποτελούνται από τις ίδιες διατομές με τα υποστυλώματα της σειράς B και είναι δυσμενέστερα φορτισμένα.

Αντίθετα με τους ελέγχους των υπόλοιπων ορόφων, οι έλεγχοι των υποστυλωμάτων βάσης δεν επαληθεύονται, καθώς η απαίτηση του ευρωκώδικα για ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης στη βάση, οδηγεί σε υπερβολική αύξηση των σεισμικών μεγεθών, με αποτέλεσμα το υποστυλώμα να αστοχεί στο συνδυασμό *θλίψης και κάμψης*, προτού αναπτυχθεί η πλαστική άρθρωση. Στην προσπάθεια παράκαμψης του παραπάνω αδιεξόδου, επιχειρήθηκε στον έλεγχο των ακραίων υποστυλωμάτων, στα οποία αναπτύσσεται σημαντική αξονική δύναμη λόγω σεισμού *EX*, να αντικατασταθεί (στην 1<sup>η</sup> συνθήκη του ελέγχου σε θλίψη και κάμψη (εξίσωση 3.6)) η  $M_{Ed}=M_{pl,Rd}$ , με την  $M_{Ed}=M_{N,y,Rd}$ . Με αυτό το τέχνασμα το δεύτερο μέλος της πρώτης συνθήκης του ελέγχου γίνεται μικρότερο της μονάδας. Ωστόσο η πρόσθεση του δεύτερου μέλους με το πρώτο, οδηγεί και πάλι σε μη ικανοποίηση της συνθήκης. Προκειμένου να ξεπεραστεί το συγκεκριμένο πρόβλημα, η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε και προτείνεται, είναι τα υποστυλώματα της βάσης να μην ελέγχονται με γνώμονα την ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης στη βάση, αλλά την εξάντληση της αντοχής τους έναντι συνδυασμένης θλίψης και κάμψης. Ακολουθούν οι έλεγχοι των υποστυλωμάτων βάσης (πίνακες 3.29-3.33), αρχικά σύμφωνα με τις διατάξεις του *Ευρωκώδικα 8* και εν συνεχεία, σύμφωνα με την προτεινόμενη μεθοδολογία, που αναπτύχθηκε παραπάνω.

Πίνακας 3.29: Έλεγχος υποστυλώματος βάσης πλαισίων 1&6 – σειρά Α (HEB500)

<b>EN 1998-1:2004 – ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ×3.76</b>		
<b>ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ</b>		
$N_{Ed}=2577.195 \text{ kN}$	$0.25 * N_{pl,Rd} =$	$2117.575 \text{ kN} \leq N_{Ed}$
$M_{pl,Rd}=1709.325 \text{ kNm}$	$M_{N,y,Rd} =$	$1395.530 \text{ kNm} = M_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}= 550.868 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$1840.950 \text{ kN}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$920.720 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=2577.195 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$1.261 \leq 1.0$
$M_{Ed}=1395.530 \text{ kNm}$	1 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.352
$x_y=0.862, x_z=0.718, x_{LT}=0.941, k_{yy}=1.048$	2 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.908
	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.423 \leq 1.0$
<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ – ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ×2.55</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}= 378.599 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$1840.950 \text{ kN}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$920.720 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=1901.310 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.994 \leq 1.0$
$M_{Ed}=1170.337 \text{ kNm}$	1 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.260
$x_y=0.862, x_z=0.718, x_{LT}=0.941, k_{yy}=1.009$	2 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.733
	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.312 \leq 1.0$



Πίνακας 3.30: Έλεγχος υποστυλώματος βάσης πλαισίων 1&6 – σειρά Β (HEM600)

<b>EN 1998-1:2004 – ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ×3.46</b>		
<b>ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ</b>		
$N_{Ed}=893.057 \text{ kN}$	$0.25 * N_{pl,Rd} =$	$3227.837 \text{ kN} \geq N_{Ed}$
$M_{pl,Rd}=3114.06 \text{ kNm}$	$M_{N,y,Rd} =$	$3114.060 \text{ kNm} = M_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=975.341 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$3068.841 \text{ kN}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$1534.121 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=893.057 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$1.055 \leq 1.0$
$M_{Ed}=3114.060 \text{ kNm}$	1 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.076
$x_y=0.898, x_z=0.714, x_{LT}=0.954, k_{yy}=0.925$	2 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.978
	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.096 \leq 1.0$
<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ – ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ×3.25</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=914.313 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$3068.841 \text{ kN}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$1534.121 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=889.873 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.993 \leq 1.0$
$M_{Ed}=2919.894 \text{ kNm}$	1 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.076
$x_y=0.898, x_z=0.714, x_{LT}=0.954, k_{yy}=0.925$	2 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.917
	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.096 \leq 1.0$

Πίνακας 3.31: Έλεγχος υποστυλώματος βάσης πλαισίων 1&6 – σειρά C (HEM600)

<b>EN 1998-1:2004 – ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ×3.43</b>		
<b>ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ</b>		
$N_{Ed}=841.159 \text{ kN}$	$0.25 * N_{pl,Rd} =$	$3227.837 \text{ kN} \geq N_{Ed}$
$M_{pl,Rd}=3114.06 \text{ kNm}$	$M_{N,y,Rd} =$	$3114.060 \text{ kNm} = M_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=975.315 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$3068.841 \text{ kN}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$1534.121 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=841.159 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$1.049 \leq 1.0$
$M_{Ed}=3114.060 \text{ kNm}$	1 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.072
$x_y=0.898, x_z=0.714, x_{LT}=0.954, k_{yy}=0.923$	2 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.976
	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.091 \leq 1.0$
<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ – ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ×3.24</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=923.720 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$3068.841 \text{ kN}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$1534.121 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=841.075 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.993 \leq 1.0$
$M_{Ed}=2937.527 \text{ kNm}$	1 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.072
$x_y=0.898, x_z=0.714, x_{LT}=0.954, k_{yy}=0.923$	2 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.921
	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.091 \leq 1.0$

Πίνακας 3.32: Έλεγχος υποστυλώματος βάσης πλαισίων 3&4 – σειρά Β (HEM600)

ΕΝ 1998-1:2004 – ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ×3.94		
<b>ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ</b>		
$N_{Ed}=3676.947 \text{ kN}$	$0.25 * N_{pl,Rd} =$	$3227.837 \text{ kN} \leq N_{Ed}$
$M_{pl,Rd}=3114.06 \text{ kNm}$	$M_{N,y,Rd} =$	$2668.660 \text{ kNm} = M_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=841.266 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$3068.841 \text{ kN}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$1534.121 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=3676.947 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$1.260 \leq 1.0$
$M_{Ed}=2668.660 \text{ kNm}$	1 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.326
$x_y=0.871, x_z=0.714, x_{LT}=0.954, k_{yy}=1.039$	2 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.934
	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.398 \leq 1.0$
<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ – ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ×2.67</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=577.194 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$3068.841 \text{ kN}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$1534.121 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=2924.440 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.992 \leq 1.0$
$M_{Ed}=2125.909 \text{ kNm}$	1 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.262
$x_y=0.871, x_z=0.714, x_{LT}=0.945, k_{yy}=1.010$	2 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.729
	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.316 \leq 1.0$

Πίνακας 3.33: Έλεγχος υποστυλώματος βάσης πλαισίων 3&4 – σειρά C (HEM600)

ΕΝ 1998-1:2004 – ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ×3.44		
<b>ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ</b>		
$N_{Ed}=1419.121 \text{ kN}$	$0.25 * N_{pl,Rd} =$	$3227.837 \text{ kN} \geq N_{Ed}$
$M_{pl,Rd}=3114.06 \text{ kNm}$	$M_{N,y,Rd} =$	$3114.060 \text{ kNm} = M_{Ed}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=983.309 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$3068.841 \text{ kN}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$1534.121 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=1419. \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$1.118 \leq 1.0$
$M_{Ed}=3114.060 \text{ kNm}$	1 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.122
$x_y=0.898, x_z=0.714, x_{LT}=0.954, k_{yy}=0.941$	2 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.995
	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.153 \leq 1.0$
<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ – ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ×3.03</b>		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</b>		
$V_{Ed}=874.781 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} =$	$3068.841 \text{ kN}$
	$0.5 * V_{pl,Rd} =$	$1534.121 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</b>		
$N_{Ed}=1413.494 \text{ kN}$	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.998 \leq 1.0$
$M_{Ed}=2770.874 \text{ kNm}$	1 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.121
$x_y=0.871, x_z=0.714, x_{LT}=0.945, k_{yy}=0.941$	2 <sup>ο</sup> Μέλος:	0.876
	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος:	$0.153 \leq 1.0$

Οι συντελεστές προσαύξεσης οι οποίοι οδήγησαν σε οριακή ικανοποίηση του ελέγχου σε θλίψη και κάμψη, προέκυψαν με επαναληπτική διαδικασία, με τη χρήση του προγράμματος EXCEL 2013.

### 3.4 Σεισμός κατα τη διεύθυνση Y

#### 3.4.1 Γενικά

Ο σεισμός, κατα τη διεύθυνση Y, αναλαμβάνεται από πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας σχήματος X, ανά δύο ορόφους (split X CBFs). Η διάταξη των πλαισίων παρουσιάζεται στην εικόνα Π.5 του παραρτήματος .

#### 3.4.2 Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου $\theta$

Τα οριζόντια σεισμικά φορτία του πίνακα 3.34, προκύπτουν απο κατανομή της σεισμικής τέμνουσας (EN 1998-1:2004 §4.3.3.2.3).

Πίνακας 3.34: Οριζόντια φορτία ορόφου

ΟΡΟΦΟΣ	1	2	3	4	5	6
$F_i$ (kN)	5581.62	3714.90	2797.23	2233.36	1879.56	1509.17

Οι μάζες των ορόφων υπολογίστηκαν για το σεισμό κατά τη διεύθυνση X (§3.3.2) και προέκυψαν ίσες με 6068kN για κάθε όροφο πλὴν του δώματος, η μάζα του οποίου είναι ίση με 5580kN. Στον πίνακα 3.35 συγκεντρώνονται τα απαραίτητα μεγέθη για τον υπολογισμό του συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου  $\theta$  καθώς και τα αποτελέσματα των υπολογισμών.

Πίνακας 3.35: Υπολογισμός συντελεστή  $\theta$

ΟΡΟΦΟΣ	1	2	3	4	5	6
$P_{tot}$ (kN)	35920	29852	23784	17716	11648	5580
$V_{tot}$ (kN)	5581.62	3714.90	2797.23	2233.36	1879.56	1509.17
$d_r$ (cm)	4.08	4.78	4.80	4.88	5.10	5.00
$h$ (cm)	450	400	400	400	400	400
$\theta$	0.058	0.096	0.102	0.096	0.079	0.046

Οι τιμές του συντελεστή  $\theta$  ξεπερνούν το όριο του 0.1, οπότε χρειάζεται να ληφθούν υπόψιν τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (P- $\Delta$ ), προσεγγιστικά, μέσω της προσάυξης των σεισμικών μεγεθών επί το συντελεστή  $1/(1-\theta)=1.11$ .

#### 3.4.3 Περιορισμός βλαβών

Ελέγχθηκε ο περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου κατα τη διεύθυνση Y για κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία, στον 5<sup>ο</sup> όροφο με τη μέγιστη σχετική μετακίνηση και επαληθεύτηκε καθώς  $2.55 \leq 3.00$  (εξίσωση 3.4).

#### 3.4.4 Έλεγχος διαγωνίων χιαστί συνδέσμων

Οι χιαστί σύνδεσμοι ελέγχθηκαν κατα όροφο ως προς την ανηγμένη λυγηρότητα τους (πίνακας 3.36). Οι διατομές των χιαστί συνδέσμων επιλέχθηκαν απο τη σειρά RHS, προκειμένου να ικανοποιείται ο περιορισμός ανηγμένης λυγηρότητας (EN 1998-1 §6.7), ως προς τον ασθενή τους άξονα και να έχουν επαρκή διατομή για την παραλαβή της σεισμικής αξονικής δύναμης.

Πίνακας 3.36: Έλεγχος διαγώνιων συνδέσμων

<b>Όροφος 6<sup>ος</sup> - RHS 120×84×5.4, A=20.87cm<sup>2</sup>, i<sub>z</sub>=3.36cm, L=500.00cm</b>	
1.11*N <sub>ed</sub> =422.37 kN	1.3 ≤ $\bar{\lambda}$ =1.94 ≤ 2.0
N <sub>pl,Rd</sub> =740.88 kN	Ω=1.75
<b>Όροφος 5<sup>ος</sup> - RHS 140×98×7.1, A=31.78cm<sup>2</sup>, i<sub>z</sub>=3.89cm, L=500.00cm</b>	
1.11*N <sub>ed</sub> =660.69 kN	1.3 ≤ $\bar{\lambda}$ =1.68 ≤ 2.0
N <sub>pl,Rd</sub> =1128.19 kN	Ω=1.70
<b>Όροφος 4<sup>ος</sup> - RHS 160×112×10, A=50.40cm<sup>2</sup>, i<sub>z</sub>=4.38cm, L=500.00cm</b>	
1.11*N <sub>ed</sub> =902.84 kN	1.3 ≤ $\bar{\lambda}$ =1.49 ≤ 2.0
N <sub>pl,Rd</sub> =1789.20 kN	Ω=1.98
<b>Όροφος 3<sup>ος</sup> - RHS 160×112×10, A=50.40cm<sup>2</sup>, i<sub>z</sub>=4.38cm, L=500.00cm</b>	
1.11*N <sub>ed</sub> =1055.35 kN	1.3 ≤ $\bar{\lambda}$ =1.49 ≤ 2.0
N <sub>pl,Rd</sub> =1789.20 kN	Ω=1.69
<b>Όροφος 2<sup>ος</sup> - RHS 180×126×10, A=57.20cm<sup>2</sup>, i<sub>z</sub>=4.97cm, L=500.00cm</b>	
1.11*N <sub>ed</sub> =1182.63 kN	1.3 ≤ $\bar{\lambda}$ =1.31 ≤ 2.0
N <sub>pl,Rd</sub> =2030.60 kN	Ω=1.73
<b>Όροφος 1<sup>ος</sup> - RHS 180×126×10, A=57.20cm<sup>2</sup>, i<sub>z</sub>=4.97cm, L=540.80cm</b>	
1.11*N <sub>ed</sub> =1004.44 kN	1.3 ≤ $\bar{\lambda}$ =1.42 ≤ 2.0
N <sub>pl,Rd</sub> =2030.60 kN	Ω=2.02

Ελέγχθηκε και επαληθεύτηκε η συνθήκη για την εξασφάλιση ομοιογενούς πλάστιμης συμπεριφοράς των διαγώνιων καθ' ύψος των πλαισίων (EN 1998-1 §6.7) κατά την οποία η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής πρέπει να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή κατά περισσότερο από 25%:

$$(\Omega_{\max} - \Omega_{\min}) / \Omega_{\min} \leq 0.25, \quad (3.6)$$

απο την οποία εξίσωση προέκυψε  $0.19 \leq 0.25$ .

### 3.4.5 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Απο τον έλεγχο των διαγώνιων συνδέσμων προέκυψε ο ελάχιστος συντελεστής υπεραντοχής  $\Omega_{\min}=1.69$ . Προκειμένου να ελεγχθούν τα υποστυλώματα τα οποία πλαισιώνουν τους χιαστί συνδέσμους, υπολογίστηκε ο συντελεστής προσαύξησης των σεισμικών μεγεθών ίσος με  $1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot 1.11=2.57$ . Καθώς τα παραπάνω υποστυλώματα δεν συνδέονται με πλαίσια ροπής και λόγω της ανάπτυξης σημαντικής ροπής κατά τη διεύθυνση Y του σεισμού, στη βάση του κτιρίου, επιλέχθηκε τα υποστυλώματα να τοποθετηθούν με τον ισχυρό τους άξονα κάθετο στη διεύθυνση του σεισμού. Τα δυσμενέστερα φορτισμένα υποστυλώματα των πλαισίων 3&4, ελέγχθηκαν ως προς *Θλίψη και Κάμψη* (εξισώσεις 3.8 και 3.9) κατά τους δύο άξονες τους (πίνακες 3.37-3.42). Οι έλεγχοι σε *Τέμνουσα* δεν παρουσιάζονται καθώς τα αποτελέσματα είναι αμελητέα.

1<sup>ος</sup> Έλεγχος Θλίψης και Κάμψης:

$$\frac{N_{Ed}}{x_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}, \quad (3.8)$$

2<sup>ος</sup> Έλεγχος Θλίψης και Κάμψης:

$$\frac{N_{Ed}}{x_z \cdot N_{Rk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}, \quad (3.9)$$

Πίνακας 3.37: Έλεγχος υποστυλώματος 1ου ορόφου (HEM500)

$N_{Ed}= 8289.41$ kN	<b>ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ – ΚΑΤΑ Υ</b>
$N_{pl,Rd}=12222.65$ kN	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.91 \leq 1.0$
$M_{Ed,y}=1342.96$ kNm	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.92 \leq 1.0$
$M_{pl,Rd,y}=2518.37$ kNm	<b>ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ – ΚΑΤΑ Ζ</b>
$M_{Ed,z}=17.67$ kNm	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.69 \leq 1.0$
$M_{pl,Rd,z}=685.86$ kNm	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.94 \leq 1.0$
$x_y=0.984, x_z=0.730, x_{LT}=0.941$	
$k_{yy}=0.570, k_{zz}=0.960, k_{zy}=0.570$	

Πίνακας 3.38: Έλεγχος υποστυλώματος 2ου ορόφου (HEM500)

$N_{Ed}= 8289.41$ kN	<b>ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ – ΚΑΤΑ Υ</b>
$N_{pl,Rd}=12222.65$ kN	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.91 \leq 1.0$
$M_{Ed,y}=195.27$ kNm	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.91 \leq 1.0$
$M_{pl,Rd,y}=2518.37$ kNm	<b>ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ – ΚΑΤΑ Ζ</b>
$M_{Ed,z}=5.56$ kNm	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.69 \leq 1.0$
$M_{pl,Rd,z}=685.86$ kNm	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.94 \leq 1.0$
$x_y=0.984, x_z=0.730, x_{LT}=0.970$	
$k_{yy}=0.410, k_{zz}=0.712, k_{zy}=0.423$	

Πίνακας 3.39: Έλεγχος υποστυλώματος 3ου ορόφου (HEB500)

$N_{Ed}= 4126.35$ kN	<b>ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ – ΚΑΤΑ Υ</b>
$N_{pl,Rd}=8470.30$ kN	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.53 \leq 1.0$
$M_{Ed,y}=162.51$ kNm	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.68 \leq 1.0$
$M_{pl,Rd,y}=1709.32$ kNm	<b>ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ – ΚΑΤΑ Ζ</b>
$M_{Ed,z}=5.56$ kNm	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.50 \leq 1.0$
$M_{pl,Rd,z}=458.66$ kNm	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.69 \leq 1.0$
$x_y=0.989, x_z=0.772, x_{LT}=0.962$	
$k_{yy}=0.409, k_{zz}=0.716, k_{zy}=0.429$	

Πίνακας 3.40: Έλεγχος υποστυλώματος 4ου ορόφου (HEB500)

$N_{Ed}=3995.23$ kN	<b>ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ – ΚΑΤΑ Υ</b>
$N_{pl,Rd}=8470.30$ kN	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.51 \leq 1.0$
$M_{Ed,y}=160.46$ kNm	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.61 \leq 1.0$
$M_{pl,Rd,y}=1709.32$ kNm	<b>ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ – ΚΑΤΑ Ζ</b>
$M_{Ed,z}=3.61$ kNm	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.48 \leq 1.0$
$M_{pl,Rd,z}=458.66$ kNm	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.61 \leq 1.0$
$x_y=0.989, x_z=0.772, x_{LT}=0.962$	
$k_{yy}=0.409, k_{zz}=0.716, k_{zy}=0.429$	

Πίνακας 3.41: Έλεγχος υποστυλώματος 5ου ορόφου (HEB450)

$N_{Ed}=1035.90$ kN	<b>ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ – ΚΑΤΑ Υ</b>
$N_{pl,Rd}=7739.00$ kN	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.18 \leq 1.0$
$M_{Ed,y}=156.75$ kNm	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.17 \leq 1.0$
$M_{pl,Rd,y}=1413.61$ kNm	<b>ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ – ΚΑΤΑ Ζ</b>
$M_{Ed,z}=3.61$ kNm	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.13 \leq 1.0$
$M_{pl,Rd,z}=425.29$ kNm	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.17 \leq 1.0$
$x_y=0.983, x_z=0.775, x_{LT}=0.963$	
$k_{yy}=0.403, k_{zz}=0.457, k_{zy}=0.274$	

Πίνακας 3.42: Έλεγχος υποστυλώματος 6ου ορόφου (HEB450)

$N_{Ed}=902.50$ kN	<b>ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ – ΚΑΤΑ Υ</b>
$N_{pl,Rd}=7739.00$ kN	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.17 \leq 1.0$
$M_{Ed,y}=132.98$ kNm	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.15 \leq 1.0$
$M_{pl,Rd,y}=1413.61$ kNm	<b>ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ – ΚΑΤΑ Ζ</b>
$M_{Ed,z}=3.13$ kNm	1 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.12 \leq 1.0$
$M_{pl,Rd,z}=425.29$ kNm	2 <sup>ος</sup> Έλεγχος: $0.15 \leq 1.0$
$x_y=0.983, x_z=0.775, x_{LT}=0.963$	
$k_{yy}=0.604, k_{zz}=0.685, k_{zy}=0.411$	

Τα υποστυλώματα επαρκούν έναντι της σεισμικής διέγερσης κατά Υ.

## 4 Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis)

### 4.1 Γενικά

Το κτίριο αναλύθηκε με την *Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση* και στη συνέχεια ελέγχθηκε με τη *Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis)*, προκειμένου να αποτιμηθεί η ικανότητα του, για ανάληψη της σεισμικής διέγερσης κατά *X* και κατά *Y*, σεισμού με περίοδο επαναφοράς  $T_{NCR}=475$  έτη, συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_{II}=1.00$  και σεισμική επιτάχυνση  $a_g=0.2g$ . Η ανάλυση έγινε με το στατικό πρόγραμμα *SAP2000*.

### 4.2 Μη-γραμμική στατική ανάλυση κατά τη διεύθυνση *X*

Κατά τη διεύθυνση *X*, το κτίριο προσομοιώθηκε με τα πλαίσια 1 και 3 (εικόνα Π.7 του παραρτήματος), τοποθετημένα εν σειρά και συνδεδεμένα, μέσω διαφραγμάτων, αφενός μεταξύ τους και αφετέρου με στήλη βαρυτικών υποστυλωμάτων μεγάλου εμβαδού διατομής και μεγάλης ροπής αδράνειας. Τοποθετήθηκαν συνολικά 288 αρθρώσεις ροπής, στα άκρα κάθε δοκού και υποστυλώματος. Από το διάγραμμα *Τέμνουσας Βάσης προς Μετατόπιση Οροφής (καμπύλη Pushover)*, κατά *FEMA 440*, προέκυψε η απαίτηση του σεισμού (*Performance Point*), στον ελαστικό κλάδο της καμπύλης, με τεταγμένη  $V=7882.974$  kN και τετμημένη  $\delta_{roof}=20.3$  cm (εικόνα Π.16 του παραρτήματος). Στον πίνακα 4.1 παρουσιάζεται ο σχηματισμός και η κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων στα διαδοχικά βήματα της ανάλυσης.

Πίνακας 4.1: Σχηματισμός και κατάσταση πλαστικών αρθρώσεων στα διαδοχικά βήματα της ανάλυσης

ΒΗΜΑ	$\delta_{roof}$ (cm)	ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ							
		<B	B – IO	IO – LS	LS – CP	CP – C	C – D	D – E	>E
0	0	288	0	0	0	0	0	0	0
1	20.03	288	0	0	0	0	0	0	0
2	29.66	288	0	0	0	0	0	0	0
3	34.81	287	1	0	0	0	0	0	0
4	38.98	256	31	1	0	0	0	0	0
5	42.65	235	52	1	0	0	0	0	0
6	53.27	219	28	41	0	0	0	0	0
7	67.76	214	16	58	0	0	0	0	0
8	75.77	213	16	58	0	0	1	0	0
9	75.77	213	16	58	0	0	0	0	1
10	86.79	203	13	71	0	0	0	0	1
11	87.84	202	14	70	0	0	1	0	1
12	87.84	202	14	70	0	0	0	0	2
13	111.19	196	16	74	0	0	0	0	2
14	121.19	192	12	82	0	0	0	0	2
15	128.72	189	15	81	0	0	1	0	2

Το *Performance Point*, λαμβάνεται ως το βήμα 1, στο οποίο δεν έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις. Απο αυτό προκύπτει ότι το κτίριο μπορεί να παραλάβει το σεισμό κατά *X*, χωρίς να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις. Στο παράρτημα παρουσιάζονται σχηματικά τα δεδομένα του πίνακα 4.1 ανά τα βήματα της ανάλυσης (εικόνες Π.24-Π.37 του παραρτήματος).

### 4.3 Μη-γραμμική στατική ανάλυση κατά τη διεύθυνση Υ

Κατά τη διεύθυνση Υ το κτίριο προσομοιώθηκε με το πλαίσιο Α, συνδεδεμένο μέσω διαφραγμάτων με στήλη βαρυτικών υποστυλωμάτων μεγάλου εμβαδού διατομής και μεγάλης ροπής αδράνειας (εικόνα Π.8 του παραρτήματος). Τοποθετήθηκαν συνολικά 188 αρθρώσεις. Στα δύο άκρα κάθε δοκού και υποστυλώματος τοποθετήθηκαν αρθρώσεις ροπής και στα μέσα των διαγωνίων συνδέσμων τοποθετήθηκαν αξονικές αρθρώσεις. Από το διάγραμμα *Τεμνουσας Βάσης προς Μετατόπιση Οροφής (καμπύλη Pushover)*, κατά *FEMA 440*, προέκυψε η απαίτηση του σεισμού (*Performance Point*), στον πλαστικό κλάδο της καμπύλης, με τεταγμένη  $V=5213.571$  kN και τετμημένη  $\delta_{roof}=21.1$  cm (εικόνα Π.17 του παραρτήματος). Στον πίνακα 4.2 παρουσιάζεται ο σχηματισμός και η κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων στα διαδοχικά βήματα της ανάλυσης.

Πίνακας 4.2: Σχηματισμός και κατάσταση πλαστικών αρθρώσεων στα διαδοχικά βήματα της ανάλυσης

ΒΗΜΑ	$\delta_{roof}$ (cm)	ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ							
		<B	B – IO	IO – LS	LS – CP	CP – C	C – D	D – E	>E
0	0	188	0	0	0	0	0	0	0
1	10.07	188	0	0	0	0	0	0	0
2	12.87	186	2	0	0	0	0	0	0
3	18.39	180	6	2	0	0	0	0	0
4	28.39	180	0	8	0	0	0	0	0
5	35.41	176	2	10	0	0	0	0	0
6	45.41	176	0	12	0	0	0	0	0
7	56.30	174	2	12	0	0	0	0	0
8	72.63	174	0	12	2	0	2	0	0
9	77.00	174	0	12	0	0	4	0	0
10	77.00	174	0	8	0	0	2	0	4
11	92.79	168	4	10	0	0	2	0	4
12	100.07	168	0	14	0	0	2	0	4

Το *Performance Point* λαμβάνεται ως το βήμα 3 (πρακτικά βρίσκεται ανάμεσα στο βήμα 3 και 4, αμέσως μετά το βήμα 3), στο οποίο βήμα έχουν αναπτυχθεί αξονικές πλαστικές αρθρώσεις, όπως είναι επιθυμητό, στους διαγωνίους συνδέσμους (εικόνα Π.40 του παραρτήματος). Το 25% των αρθρώσεων βρίσκονται στην κατάσταση *Άμεσης Χρήσης (Immediate Occurance)* και το 75% των αρθρώσεων έχουν μόλις σχηματιστεί. Από αυτό προκύπτει ότι το κτίριο μπορεί να παραλάβει, μέσω των προκαθορισμένων σεισμικών στοιχείων, το σεισμό κατά Υ, αναπτύσσοντας πλαστικές αρθρώσεις οι οποίες δεν θέτουν σε κίνδυνο τη στατικότητα του κτιρίου. Στο παράρτημα παρουσιάζονται σχηματικά τα δεδομένα του πίνακα 4.2 ανά τα βήματα της ανάλυσης (εικόνες Π.38-Π.47 του παραρτήματος).



## 5 Ανάλυση & Σχεδιασμός Κόμβου Σύνδεσης Μεταξύ Διαγωνίου Συνδέσμου και Πλαισίου

### 5.1 Γενικά

Επιλέχθηκε και μελετήθηκε ο κόμβος 13 του πλαισίου Α (εικόνα Π.20 του παραρτήματος). Η σύνδεση μεταξύ της διαγωνίου RHS180×120×10 και του πλαισίου (εικόνα Π.18 του παραρτήματος), ελέγχθηκε και σχεδιάστηκε ως σύνδεση κατηγορίας C, ανθεκτική σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας (EN 1993-1-8:2003). Επιπροσθέτως ελέγχθηκε η σύνδεση έναντι της συγκέντρωσης των εφελκυστικών τάσεων στην *τομή του Whitmore* (AISC, Steel Construction Manual, 14<sup>th</sup> Edition, Part 9). Η σύνδεση η οποία ελέγχθηκε ικανοτικά έναντι της αξονικής εφελκυστικής δύναμης  $N_{ed}=1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd}=2792.075 \text{ kN}$ , σχεδιάστηκε με 12 κοχλίες, διαμέτρου M30 και ποιότητας 10.9. Τα υπόλοιπα συστατικά μέρη της σύνδεσης αποτελούνται από χάλυβα ποιότητας S355. Στις επόμενες παραγράφους παρουσιάζονται αναλυτικά οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν.

### 5.2 Έλεγχος σύνδεσης σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 Μέρος 1.8

#### 5.2.1 Αποστάσεις μεταξύ κοχλιών

Αρχικά, προσδιορίστηκαν τα όρια των αποστάσεων των κοχλιών, για διάμετρο οπής  $d_o=33 \text{ mm}$  και πάχος λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέλους  $t=15 \text{ mm}$ . Στον πίνακα 5.1, παρουσιάζονται τα όρια και οι διαστάσεις των τελικών αποστάσεων.

Πίνακας 5.1: Όρια και διαστάσεις αποστάσεων μεταξύ κοχλιών

ΕΛΑΧΙΣΤΑ ΚΑΙ ΜΕΓΙΣΤΑ ΟΡΙΑ		ΤΕΛΙΚΕΣ ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ
$\text{min}e_1=39.6 \text{ mm}$	$\text{max}e_1=100 \text{ mm}$	$e_1=50 \text{ mm}$
$\text{min}e_2=39.6 \text{ mm}$	$\text{max}e_2=100 \text{ mm}$	$e_2=100 \text{ mm}$
$\text{min}p_1=72.6 \text{ mm}$	$\text{max}p_1=200 \text{ mm}$	$p_1=80 \text{ mm}$
$\text{min}p_2=79.2 \text{ mm}$	$\text{max}p_2=200 \text{ mm}$	$p_2=150 \text{ mm}$

Οι τελικές αποστάσεις βρίσκονται εντός των επιτρεπτών ορίων.

#### 5.2.2 Αντοχή σε ολίσθηση

Τα αποτελέσματα του ελέγχου αντοχής σε ολίσθηση, εμπεριέχονται στον πίνακα 5.2.

Πίνακας 5.2: Αντοχή σε ολίσθηση

<b>ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ</b>
$F_{p,C}=392.700 \text{ kN}$
<b>ΑΝΤΟΧΗ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟΥ ΚΟΧΛΙΑ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ</b>
$F_{s,Rd}=314.160 \text{ kN}$
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ</b>
$12 \times F_{s,Rd}=3769.920 \text{ kN}$
<b>ΔΥΝΑΜΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ</b>
$F_{v,Ed}=2792.075 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ</b>
$12 \times F_{s,Rd}=3769.920 \text{ kN} \geq F_{v,Ed}=2792.075 \text{ kN}$

Ο έλεγχος σε ολίσθηση ικανοποιείται.

### 5.2.3 Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

Τα αποτελέσματα του ελέγχου αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας, εμπεριέχονται στον πίνακα 5.3.

Πίνακας 5.3: Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

<b>ΑΝΤΟΧΗ ΑΝΤΥΓΑΣ</b>
$a_b=0.505$
$k_1=2.5$
$F_{b,Rd}=309.600 \text{ kN}$
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΝΤΥΓΑΣ</b>
$12 \times F_{b,Rd}=3708.720 \text{ kN}$
<b>ΔΥΝΑΜΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ</b>
$F_{v,Ed}=2792.075 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΑΝΤΥΓΑΣ</b>
$12 \times F_{b,Rd}=3708.720 \text{ kN} \geq F_{v,Ed}=2792.075 \text{ kN}$

Ο έλεγχος αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας, ικανοποιείται.

### 5.2.4 Έλεγχος κοχλίωσης έναντι τέμνουσας

Η σύνδεση είναι τύπου C και δεν απαιτείται ο έλεγχος της κοχλίωσης έναντι τέμνουσας. Ωστόσο επειδή η σύνδεση βρίσκεται σε ζώνη απορρόφησης ενέργειας, απαιτείται ο ικανοτικός σχεδιασμός της έτσι ώστε η αντοχή έναντι τέμνουσας, για κοχλίες των οποίων το σπείρωμα διέρχεται από τις επιφάνειες διάτμησης, να ξεπερνά την αντοχή έναντι σύνθλιψης άντυγας κατά τουλάχιστον 20% (πίνακας 5.4).

Πίνακας 5.4: Αντοχή κοχλίωσης έναντι τέμνουσας

<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΑΝΑ ΕΠΙΠΕΔΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ</b>
$F_{v,Rd}=5385.600 \text{ kN}$
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΝΤΥΓΑΣ</b>
$F_{b,Rd}=3708.720 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΧΛΙΩΣΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ</b>
$F_{v,Rd}=5385.600 \text{ kN} \geq 1.20 \times F_{b,Rd}=4450.460 \text{ kN}$

Ο έλεγχος της κοχλίωσης έναντι τέμνουσας, ικανοποιείται.

### 5.2.5 Έλεγχος κομβοελάσματος συνδεόμενου με τη διαγώνιο

Ελέγχθηκε η επιφάνεια αστοχίας η οποία διέρχεται από τις οπές των κοχλιών, λαμβάνοντας συντηρητικά το πλάτος του ελάσματος ( $t=20\text{mm}$ ) στη θέση της πρώτης σειράς κοχλιών (πίνακας 5.5).

Πίνακας 5.5: Αντοχή ελάσματος σε εφελκυσμό

<b>ΚΑΘΑΡΗ ΔΙΑΤΟΜΗ</b>
$A_{\text{net}}=80.20 \text{ cm}^2$
<b>ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ</b>
$N_{\text{net,Rd}}=2947.10 \text{ kN}$
<b>ΔΥΝΑΜΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ</b>
$F_{\text{v,Ed}}=2792.075 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ</b>
$N_{\text{net,Rd}}=2947.10 \text{ kN} \geq F_{\text{v,Ed}}=2792.075 \text{ kN}$

Το κομβοέλασμα παρουσιάζει επαρκή αντοχή σε εφελκυσμό.

Στη συνέχεια ελέγχθηκε η αντοχή της συγκόλλησης μεταξύ ελάσματος και διαγωνίου (πίνακας 5.6).

Πίνακας 5.6: Αντοχή συγκόλλησης μεταξύ διαγωνίου και ελάσματος

<b>ΕΛΑΧΙΣΤΟ ΠΑΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$a_{\text{min}}=3 \text{ mm}$
<b>ΜΕΓΙΣΤΟ ΠΑΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$a_{\text{max}}=14 \text{ mm}$
<b>ΤΕΛΙΚΟ ΠΑΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$a=7 \text{ mm}$
<b>ΕΛΑΧΙΣΤΟ ΜΗΚΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$l_{\text{w,min}}=42\text{mm}$
<b>ΤΕΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$l_{\text{w}}=400 \times 4=1600 \text{ mm}$
<b>ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$F_{\text{w,Rd}}=2932,20 \text{ kN}$
<b>ΔΥΝΑΜΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ</b>
$F_{\text{w,Ed}}=2792.075 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$F_{\text{w,Rd}}=2932,20 \text{ kN} \geq F_{\text{w,Ed}}=2792.075 \text{ kN}$

Η αντοχή της συγκόλλησης επαρκεί.

### 5.2.6 Έλεγχος κομβοελασμάτων συγκολλούμενων στο πλαίσιο

Ελέγχθηκε η αντοχή των ελασμάτων ( $t=15\text{mm}$ ) έναντι απόσχισης, για συμμετρική ομάδα κοχλιών υπό κεντρική φόρτιση (πίνακας 5.7).

Πίνακας 5.7: Αντοχή έναντι απόσχισης τεμαχίου

<b>ΚΑΘΑΡΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΠΟΥ ΥΠΟΚΕΙΤΑΙ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ</b>
$A_{nt}=35.10 \text{ cm}^2$
<b>ΚΑΘΑΡΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΠΟΥ ΥΠΟΚΕΙΤΑΙ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>
$A_{nv}=2.55 \text{ cm}^2$
<b>ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΑΝΤΙ ΑΠΟΣΧΙΣΗΣ</b>
$V_{eff,1,Rd}=2968.68 \text{ kN}$
<b>ΔΥΝΑΜΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ</b>
$F_{v,Ed}=2792.075 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΠΟΣΧΙΣΗΣ ΤΕΜΑΧΙΟΥ</b>
$V_{eff,1,Rd}=2968.68 \text{ kN} \geq F_{v,Ed}=2792.075 \text{ kN}$

Τα κομβοελάσματα επαρκούν έναντι απόσχισης.

Στη συνέχεια ελέγχθηκαν οι συγκολλήσεις μεταξύ των ελασμάτων και του πλαισίου κατά τις διευθύνσεις Χ και Υ (πίνακες 5.8 & 5.9).

Πίνακας 5.8: Αντοχή συγκολλήσεων μεταξύ ελασμάτων και πλαισίου κατά Υ

<b>ΕΛΑΧΙΣΤΟ ΠΑΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$a_{min}=3 \text{ mm}$
<b>ΜΕΓΙΣΤΟ ΠΑΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$a_{max}=10.5 \text{ mm}$
<b>ΤΕΛΙΚΟ ΠΑΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$a=6 \text{ mm}$
<b>ΕΛΑΧΙΣΤΟ ΜΗΚΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$l_{w,y,min}=48 \text{ mm}$
<b>ΤΕΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$l_{w,y}=910.81 \text{ mm}$
<b>ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$F_{w,Rd,y}=2850.12 \text{ kN}$
<b>ΔΥΝΑΜΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ</b>
$F_{w,Ed,y}=2323.14 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$F_{w,Rd,y}=2715.27 \text{ kN} \geq F_{w,Ed,y}=2323.14 \text{ kN}$

Πίνακας 5.9: Αντοχή συγκολλήσεων μεταξύ ελασμάτων και πλαισίου κατά Χ

<b>ΕΛΑΧΙΣΤΟ ΠΑΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$a_{\min}=3 \text{ mm}$
<b>ΜΕΓΙΣΤΟ ΠΑΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$a_{\max}=10.5 \text{ mm}$
<b>ΤΕΛΙΚΟ ΠΑΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$a=6 \text{ mm}$
<b>ΕΛΑΧΙΣΤΟ ΜΗΚΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$l_{w,x,\min}=36 \text{ mm}$
<b>ΤΕΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$l_{w,x}=603.53 \text{ mm}$
<b>ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$F_{w,Rd,x}=1618.80 \text{ kN}$
<b>ΔΥΝΑΜΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ</b>
$F_{w,Ed,x}=1548.76 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ</b>
$F_{w,Rd,x}=1618.80 \text{ kN} \geq F_{w,Ed,x}=1548.76 \text{ kN}$

Η αντοχή των συγκολλήσεων κατά Υ και Χ, επαρκούν.

## 5.3 Έλεγχος σύνδεσης σύμφωνα με τις διατάξεις του AISC – Steel Construction Manual 14<sup>th</sup> Edition

### 5.3.1 Έλεγχος της αντοχής κατά μήκος της τομής του Whitmore

Σύμφωνα με τον αμερικάνικο κανονισμό για τις μεταλλικές κατασκευές (AISC, Steel Construction Manual, 14<sup>th</sup> Edition), η αστοχία των κομβοελασμάτων που συγκολλούνται στο πλαίσιο, συμβαίνει κατά μήκος της τομής του *Whitmore*, η οποία διέρχεται από τα κέντρα των κοχλιών της τελευταίας σειράς. Γι' αυτό το λόγο υπολογίστηκε το μήκος της τομής σύμφωνα με το σχήμα της εικόνας Π.19 του παραρτήματος, και εν συνεχεία υπολογίστηκε και ελέγχθηκε η αντοχή της επιφάνειας της τομής έναντι εφελκυσμού (πίνακας 5.10).

Πίνακας 5.10: Αντοχή κατά την τομή του Whitmore

<b>ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΤΟΜΗΣ</b>
$l_w=579 \text{ mm}$
<b>ΚΑΘΑΡΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΠΟΥ ΥΠΟΚΕΙΤΑΙ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ</b>
$A_{\text{net}}=144 \text{ cm}^2$
<b>ΑΝΤΟΧΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΠΟΥ ΥΠΟΚΕΙΤΑΙ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ</b>
$N_{\text{net,Rd}}=5112 \text{ kN}$
<b>ΔΥΝΑΜΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ</b>
$F_{v,Ed}=2792.07 \text{ kN}$
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ</b>
$N_{\text{net,Rd}}=5112 \text{ kN} \geq F_{v,Ed}=2792.07 \text{ kN}$

Στην περίπτωση της παρούσας σύνδεσης η τομή του *Whitmore*, βρίσκεται εξολοκλήρου στην επιφάνεια των κομβοελασμάτων (εικόνα Π.18 του παραρτήματος) και καλύπτεται η ανάγκη σε αντοχή στη ζητούμενη περιοχή. Προσοχή χρειάζεται σε περιπτώσεις όπου η τομή

εκτείνεται εκτός της επιφάνειας του ελάσματος και είτε εκτείνεται στο κενό, είτε διασχίζει διεπιφάνειες διακοπτόμενης σύνδεσης, στερούμενη της δυνατότητας μεταφοράς των τάσεων.

## 6 Συμπεράσματα

Η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων, των πλαισίων ροπής κατά  $X$ , μεταξύ ισογείου και 1<sup>ου</sup> ορόφου, με γνώμονα την εξάντληση της αντοχής τους σε συνδυασμένη *Θλίψη και Κάμψη* και όχι την ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης στη βάση τους, όπως ορίζει ο *Ευρωκώδικας 8* για την *Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση*, οδήγησε στο σχεδιασμό κτιρίου το οποίο, αποτιμώμενο με τη *Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση*, προέκυψε αρκετά στιβαρό ώστε να παραλάβει τον εξεταζόμενο σεισμό κατά  $X$ , χωρίς να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις. Το γεγονός αυτό ενισχύει τον ισχυρισμό, ότι η απαίτηση του *Ευρωκώδικα 8* για έλεγχο των υποστυλωμάτων έναντι ανάπτυξης πλαστικής άρθρωσης στη βάση, εκτός από ανέφικτη, είναι υπερβολική.

Από την ανάλυση των πλαισίων με διαγώνιους, χιαστί συνδέσμους, ανά δύο ορόφους, κατά τη διεύθυνση  $Y$ , (σύμφωνα με τις διατάξεις του *Ευρωκώδικα 8* για την *Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση*) σχεδιάστηκε κτίριο το οποίο αποτιμώμενο με τη *Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση* προέκυψε ικανό να παραλάβει τον εξεταζόμενο σεισμό κατά  $Y$ , αναπτύσσοντας αξονικές πλαστικές αρθρώσεις στους διαγώνιους συνδέσμους κοντύτερα στη βάση, οι οποίες δε θίγουν τη στατικότητα του κτιρίου.

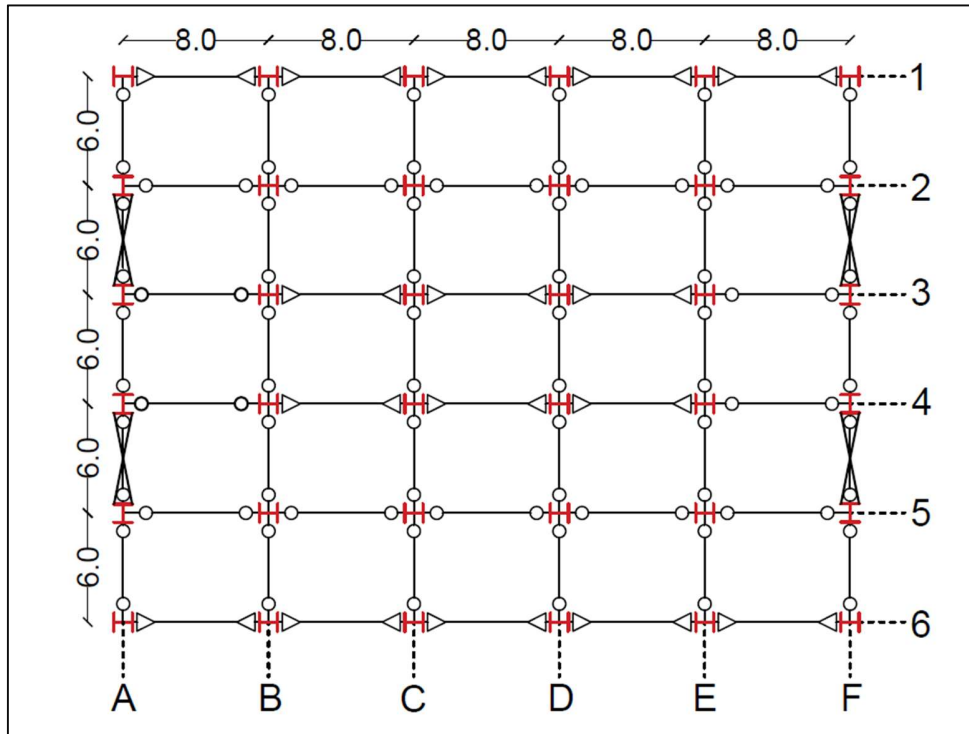
Όσον αφορά στην διαστασιολόγηση του κόμβου, ο έλεγχος των τάσεων που συγκεντρώνονται στην *τομή του Whitmore* αποτελεί ένα σημαντικό εργαλείο, το οποίο δεν εμπεριέχεται στις διατάξεις του *Ευρωκώδικα 3 (Μέρος 1.8)*. Η βαρύτητα αυτού του ελέγχου έγκειται στο γεγονός ότι οι τάσεις που μεταφέρει η διαγώνιος στο κομβοέλασμα δεν κατανέμονται ομοιόμορφα στην επιφάνεια του τελευταίου, αλλά συγκεντρώνονται στην εν λόγω τομή. Στην τομή αυτή θα επέλθει αστοχία με τη μορφή απόσχισης σε περίπτωση υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής του κομβοελάσματος. Ορθή πρακτική συνιστά η υπολογιζόμενη *τομή του Whitmore* να εμπεριέχεται στην επιφάνεια του κομβοελάσματος. Σε περίπτωση που σχεδιαστικά η τόμη πρέπει να επεκταθεί πέρα του κομβοελάσματος, πρέπει να διασχίζει διεπιφάνειες συνεχόμενης σύνδεσης, ώστε να εξασφαλίζεται η δυνατότητα μεταφοράς των τάσεων στα συνδεδεμένα μέλη.

## 7 Βιβλιογραφία

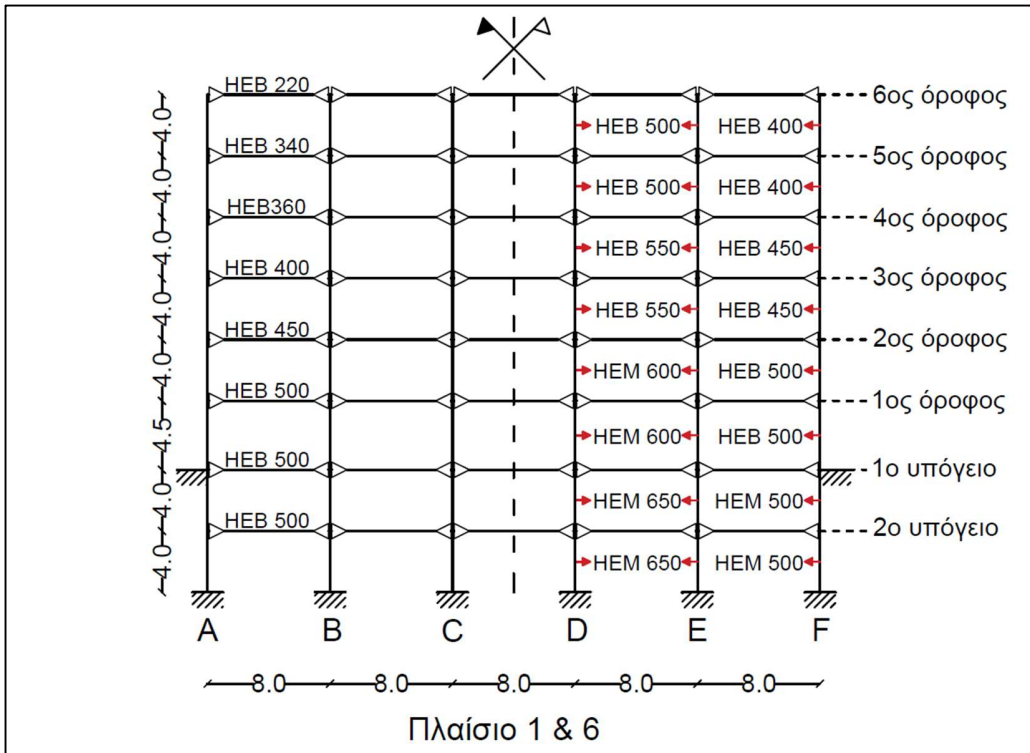
1. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές απο χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3<sup>η</sup> έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2009). «Σχεδιασμός δομικών έργων απο χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Ευρωπαϊκό Πρότυπο (2002). «Ευρωκώδικας 0, Βάση για το σχεδιασμό των κατασκευών». Ευρωπαϊκή Επιτροπή για την Τυποποίηση, Βρυξέλλες.
4. Ευρωπαϊκό Πρότυπο (2002). «Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, Ίδιον βάρος, Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια». Ευρωπαϊκή Επιτροπή για την Τυποποίηση, Βρυξέλλες.
5. Ευρωπαϊκό Πρότυπο (2005). «Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις – Δράσεις ανέμου». Ευρωπαϊκή Επιτροπή για την Τυποποίηση, Βρυξέλλες.
6. Ευρωπαϊκό Πρότυπο (1992). «Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών απο χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια». Ευρωπαϊκή Επιτροπή για την Τυποποίηση, Βρυξέλλες.
7. Ευρωπαϊκό Πρότυπο (2005). «Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών απο χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια». Ευρωπαϊκή Επιτροπή για την Τυποποίηση, Βρυξέλλες.
8. Ευρωπαϊκό Πρότυπο (2005). «Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών απο χάλυβα, Μέρος 1.8: Σχεδιασμός κόμβων». Ευρωπαϊκή Επιτροπή για την Τυποποίηση, Βρυξέλλες.
9. Ευρωπαϊκό Πρότυπο (2004). «Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια». Ευρωπαϊκή Επιτροπή για την Τυποποίηση, Βρυξέλλες.
10. Κίρτας Ε., Παναγόπουλος Γ. (2015). «Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα ηλεκτρονικού υπολογιστή, Εφαρμογές με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000». Ελληνικά ακαδημαϊκά ηλεκτρονικά συγγράμματα και βοηθήματα, Αθήνα.
11. Μιχάλτσος Γ. (1999). «Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές, Θεωρία της παραμορφώσιμου διατομής, Διαφραγματική θεωρία, Εφαρμογές στα οικοδομικά έργα, Στοιχεία του ENV 1993.1.3». Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα.
12. Μπανιωτόπουλος Χ. (2009). «Κατασκευές από χάλυβα, Αρχές σχεδιασμού στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 3». Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
13. AISC (2011). «Steel construction manual, 14<sup>th</sup> Edition». American Institute of Steel Construction, Chicago.



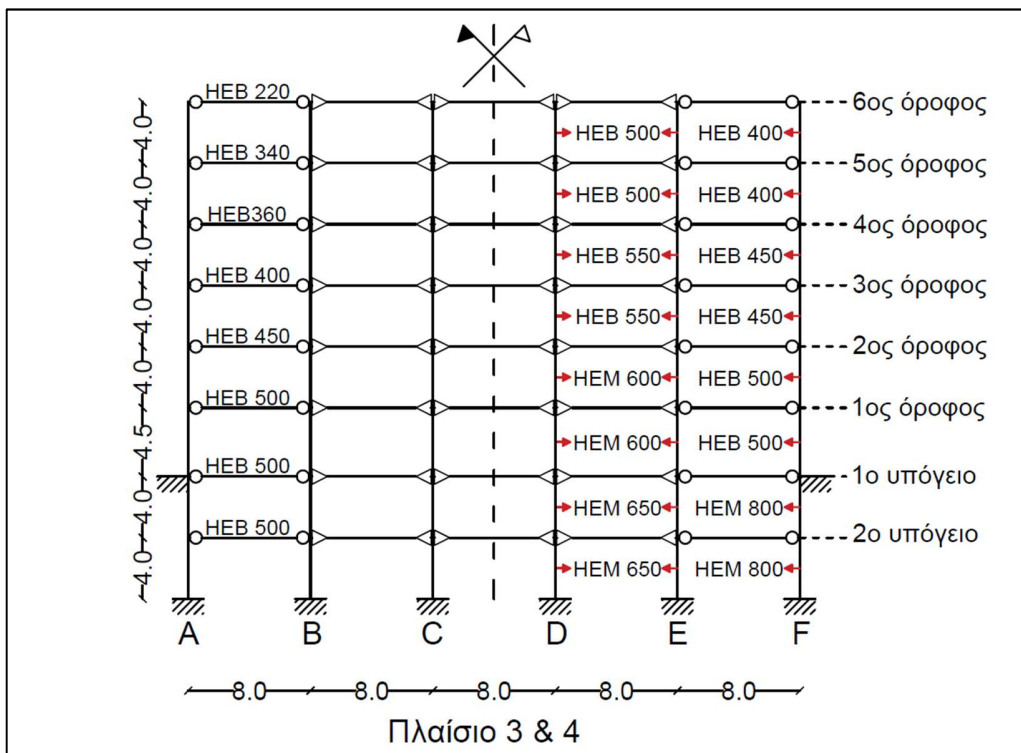
## Παράρτημα – Εικόνες



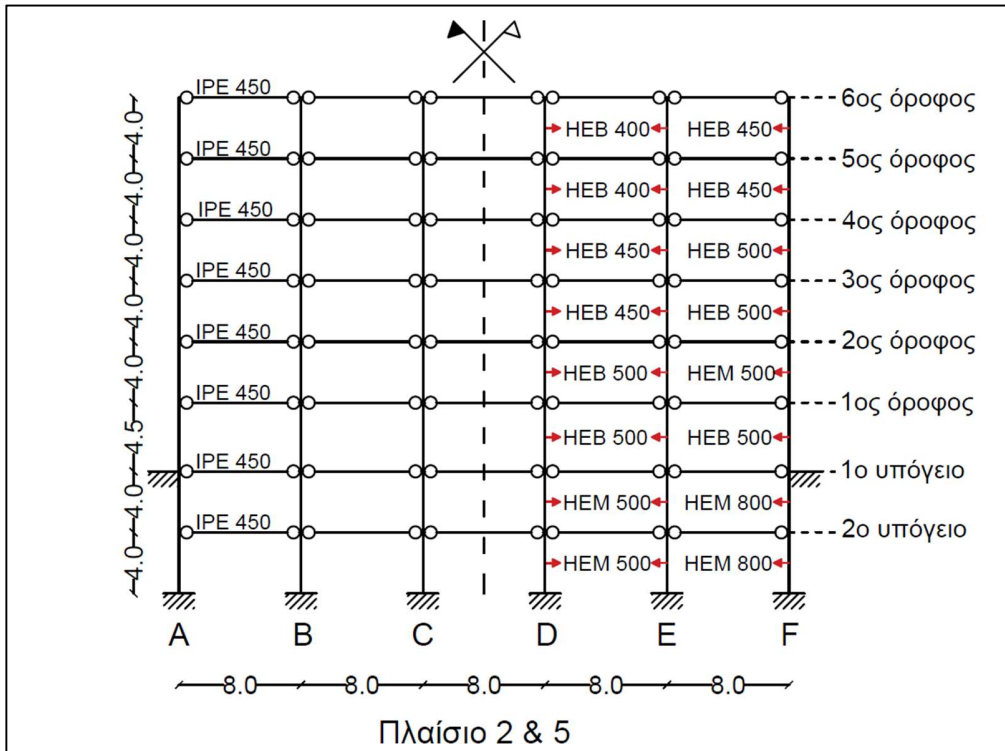
Εικόνα Π.1: Κάτοψη στατικού συστήματος



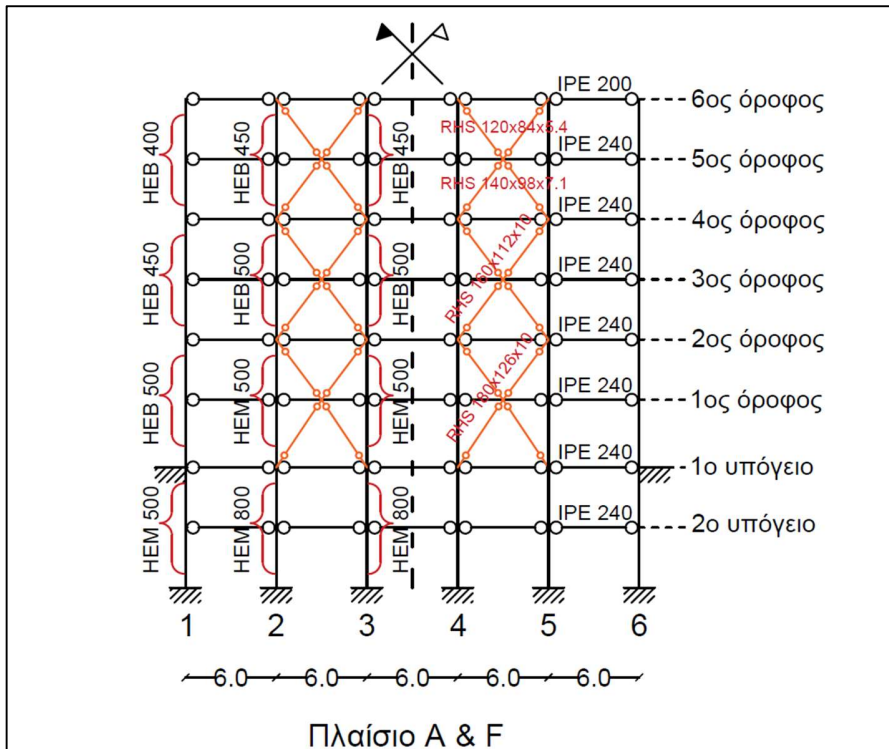
Εικόνα Π.2: Πλαίσια ροπής 1 & 6



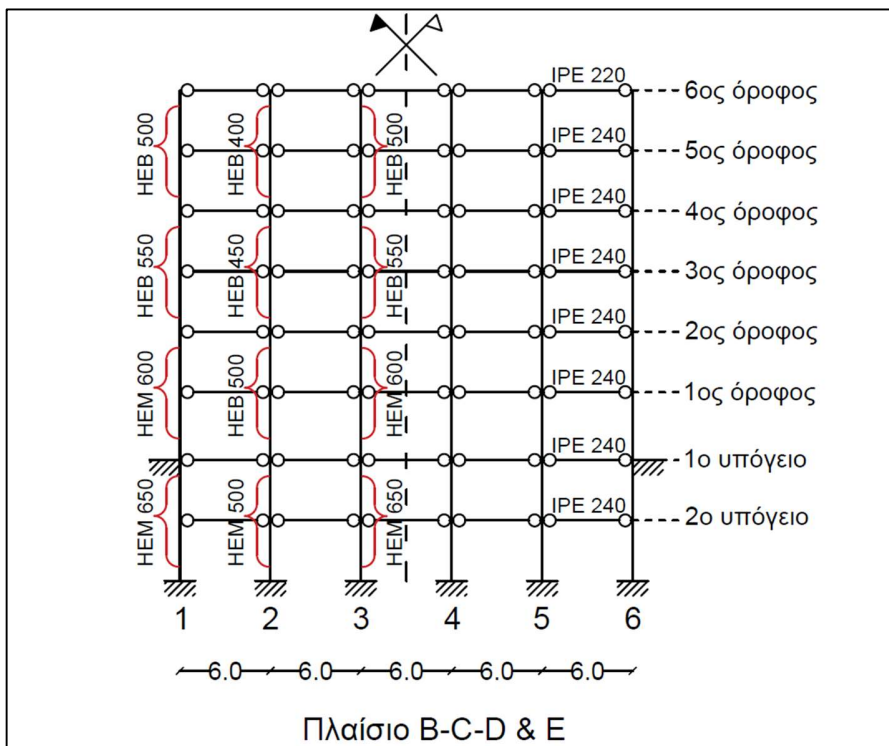
Εικόνα Π.3: Πλαίσια ροπής 3 & 4



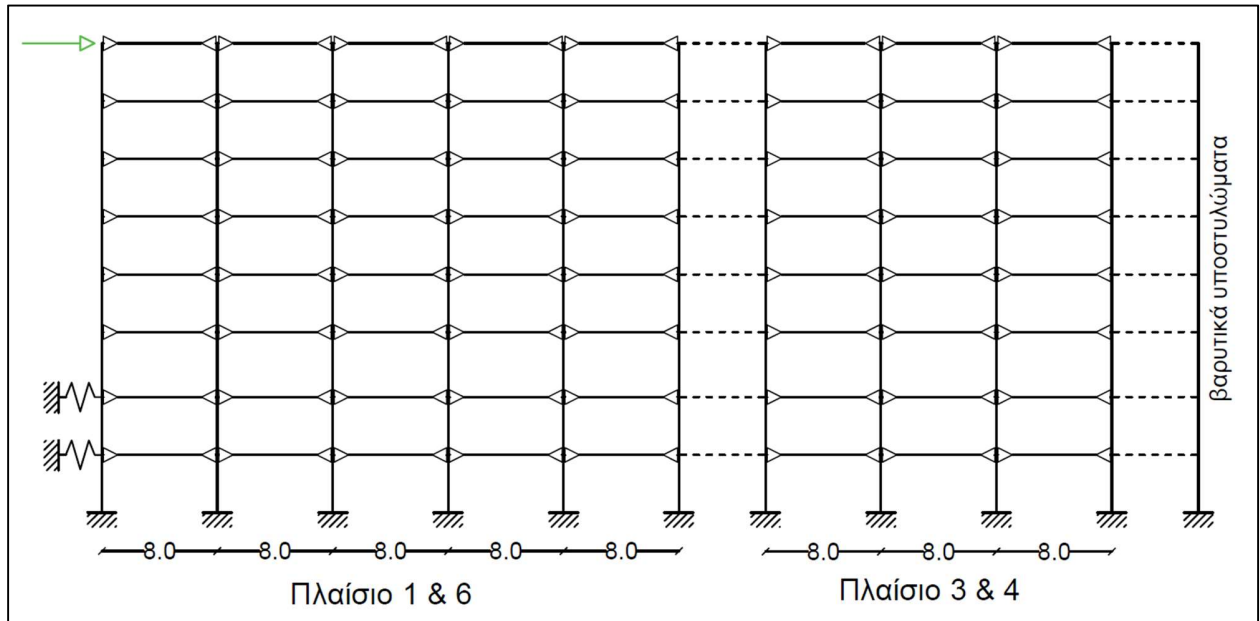
Εικόνα Π.4: Βαρυτικά πλαίσια 2 & 5



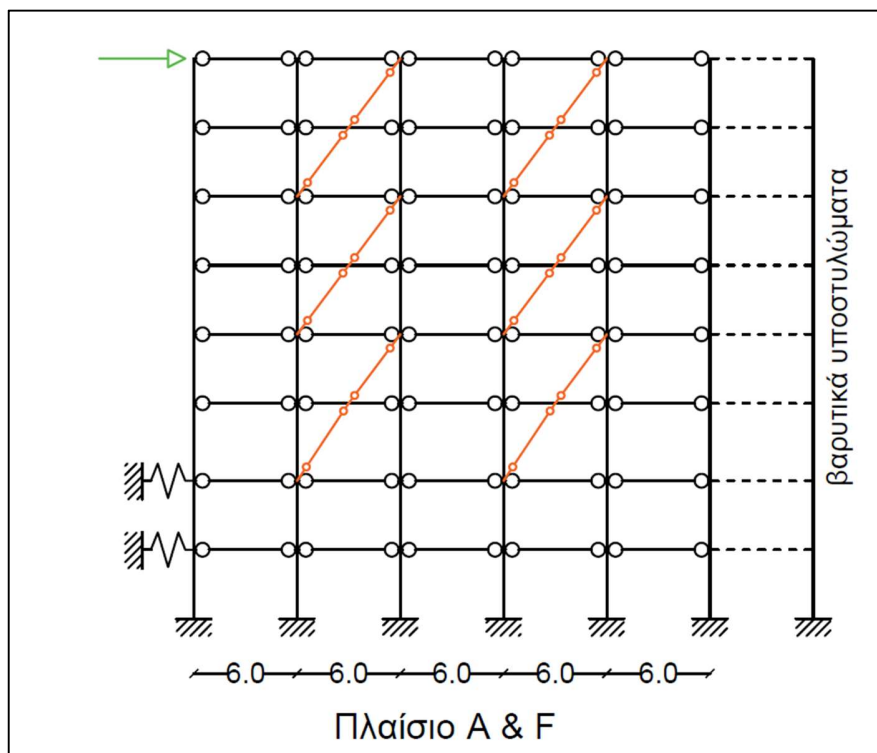
Εικόνα Π.5: Πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους A & F



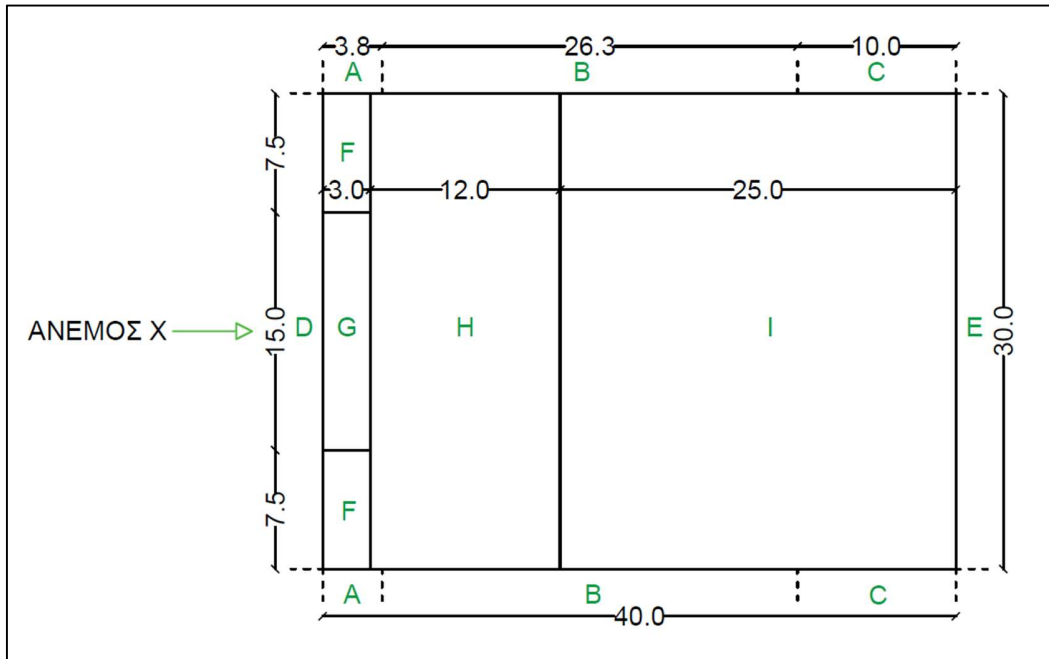
Εικόνα Π.6: Βαρυτικά πλαίσια B,C,D & E



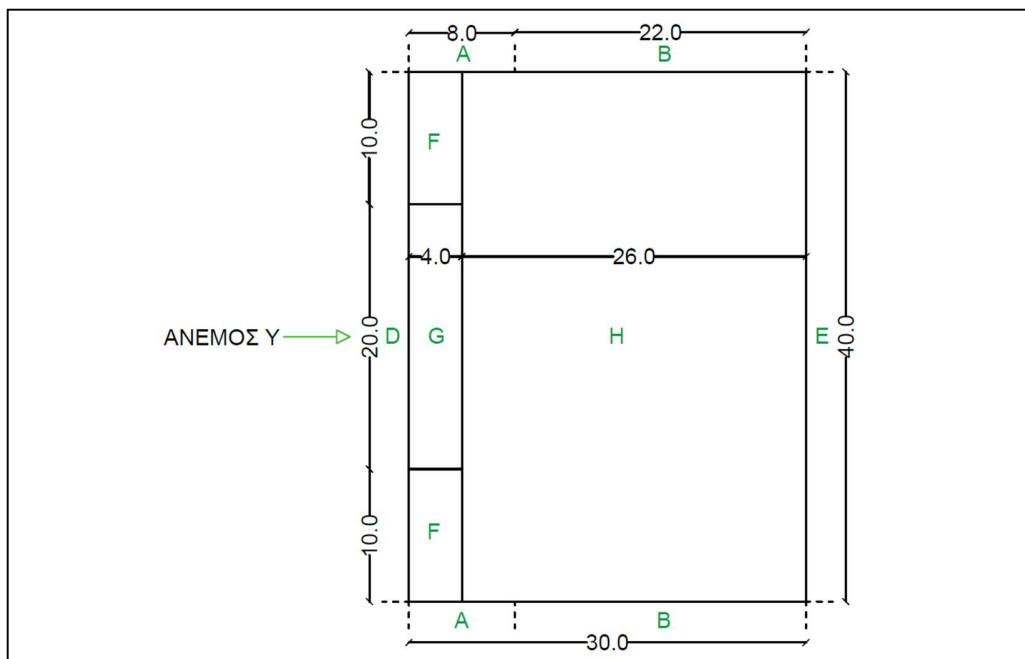
Εικόνα Π.7: Στατικό σύστημα Pushover κατά X



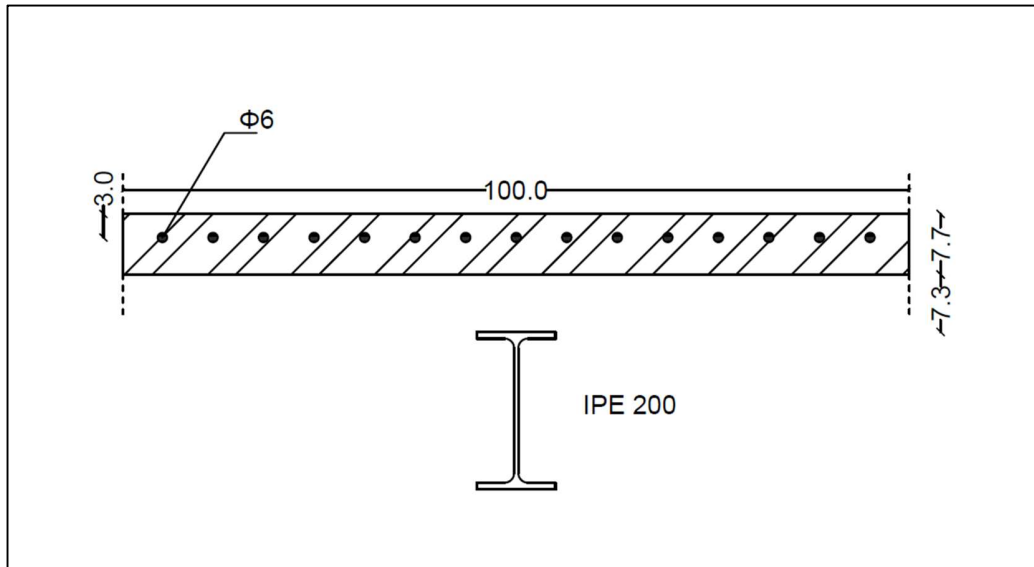
Εικόνα Π.8: Στατικό σύστημα Pushover κατά Y



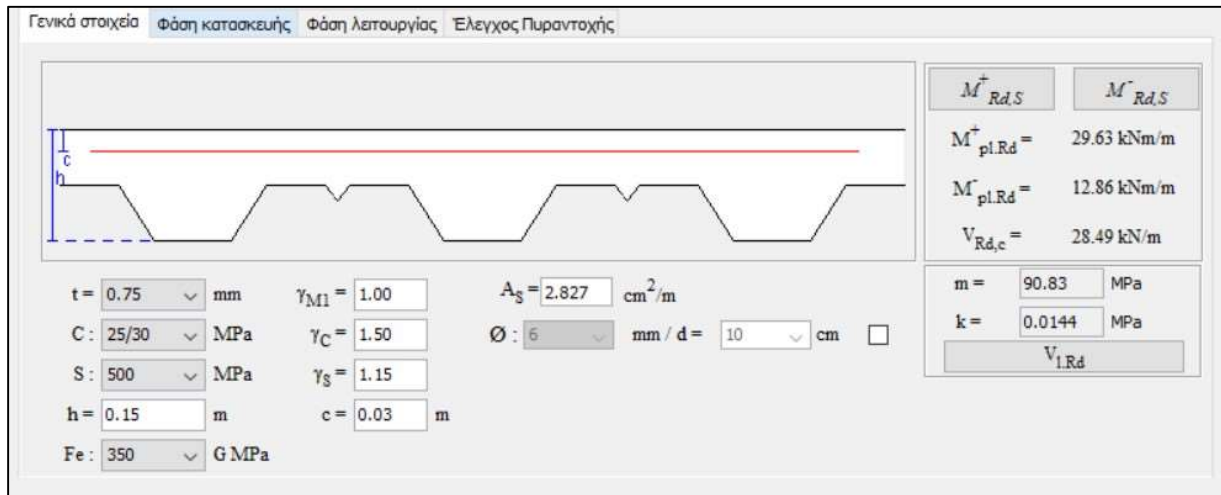
Εικόνα Π.9: Ζώνες ανεμοπιέσεων κατά Χ



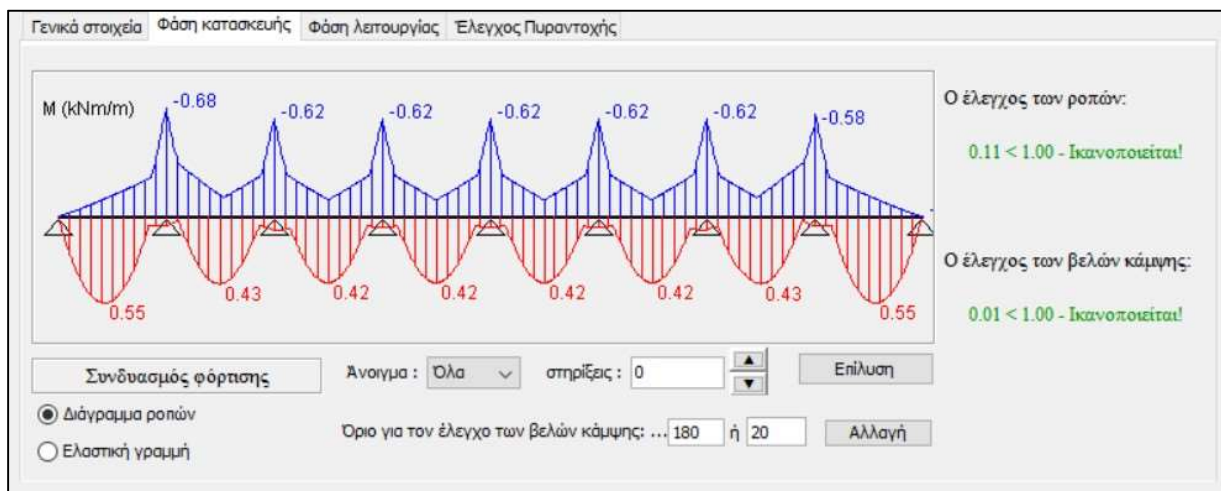
Εικόνα Π.10: Ζώνες ανεμοπιέσεων κατά Υ



Εικόνα Π.11: Ισοδύναμη σύνθετη διατομή σύμμικτης πλάκας-σιδηροδοκού

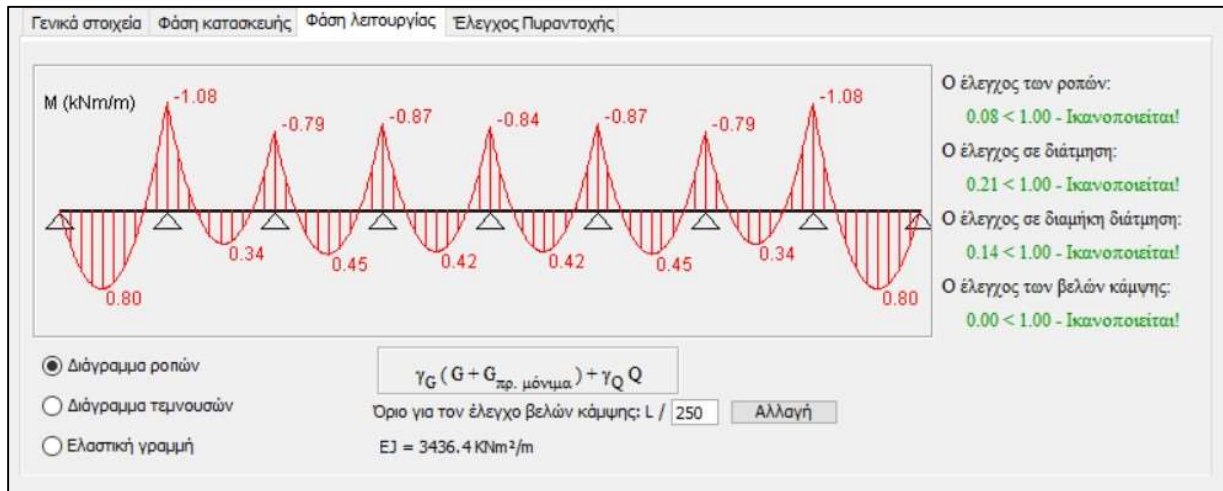


Εικόνα Π.12: Γενικά στοιχεία σύμμεκτης πλάκας

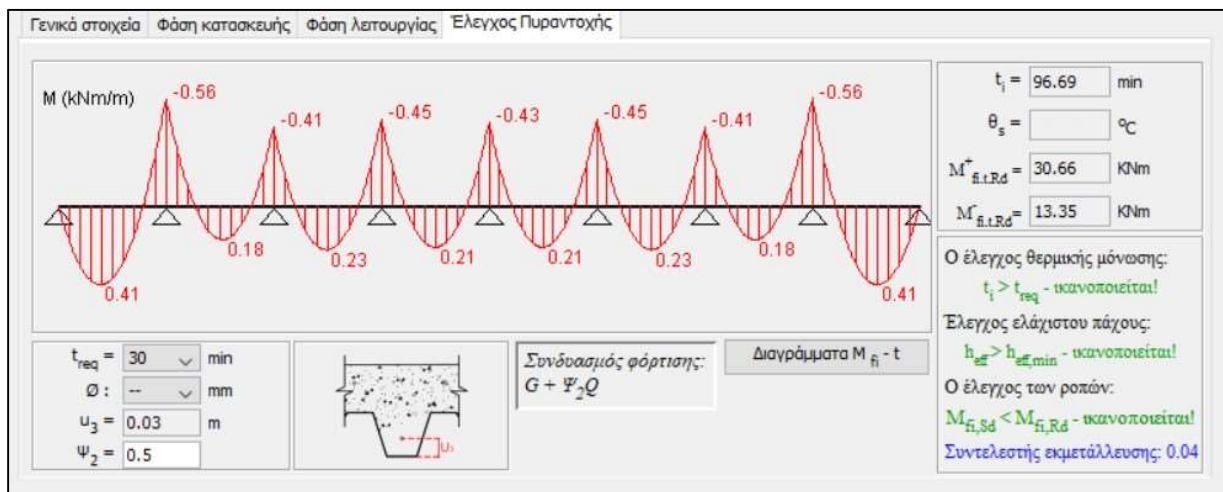


Εικόνα Π.13: Έλεγχος σύμμεκτης πλάκας στη φάση κατασκευής

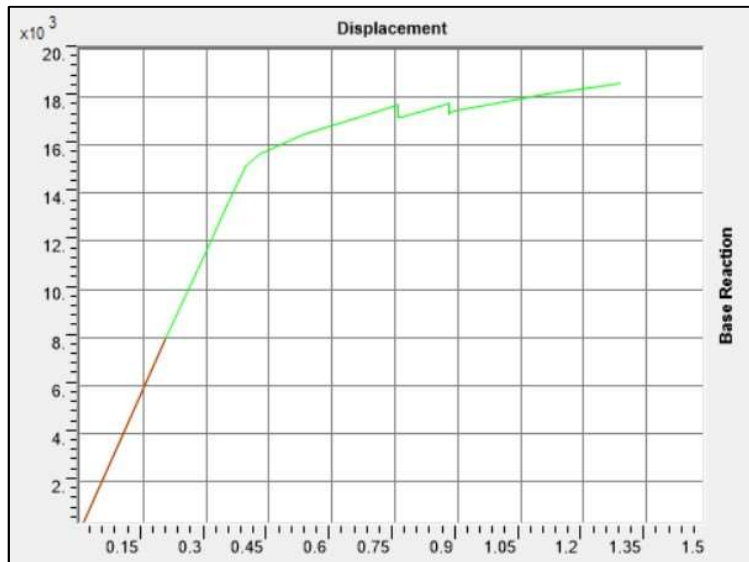




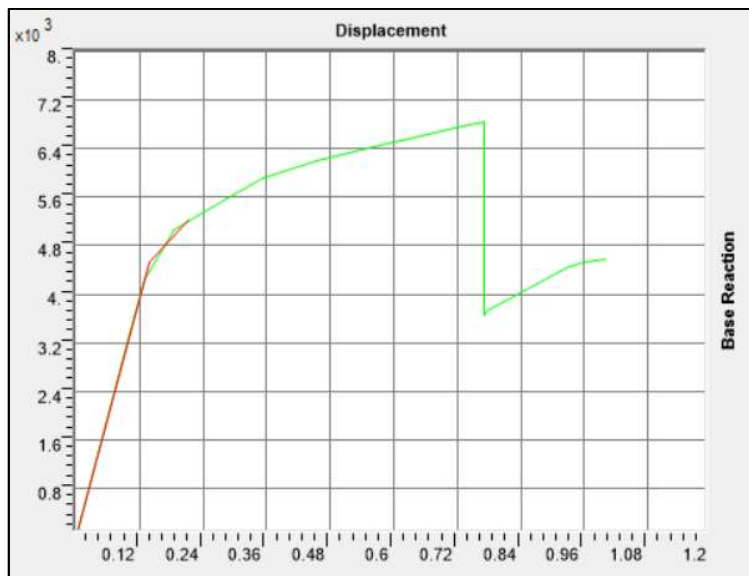
Εικόνα Π.14: Έλεγχος σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας



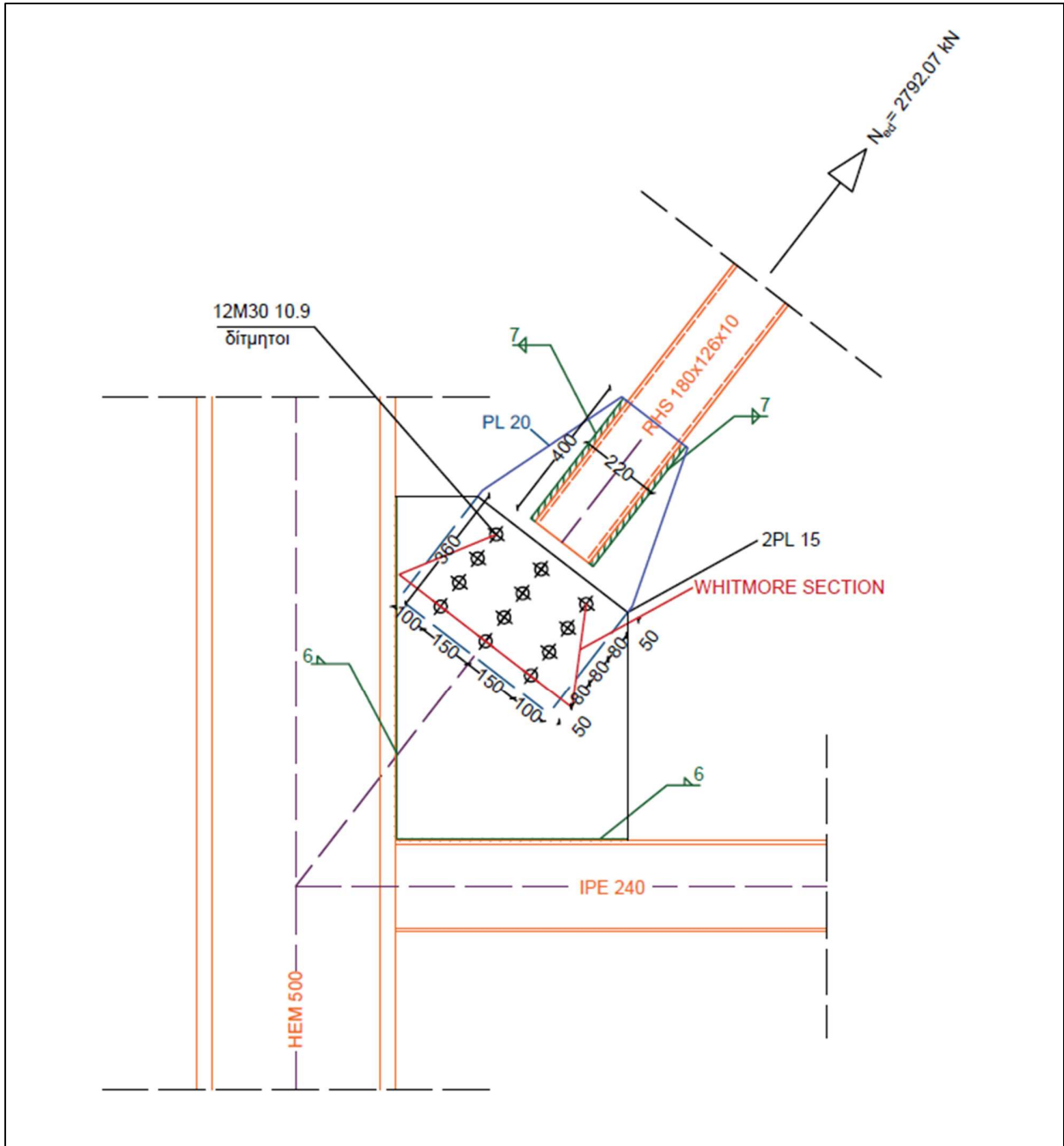
Εικόνα Π.15: Έλεγχος πυραντοχής σύμμικτης πλάκας



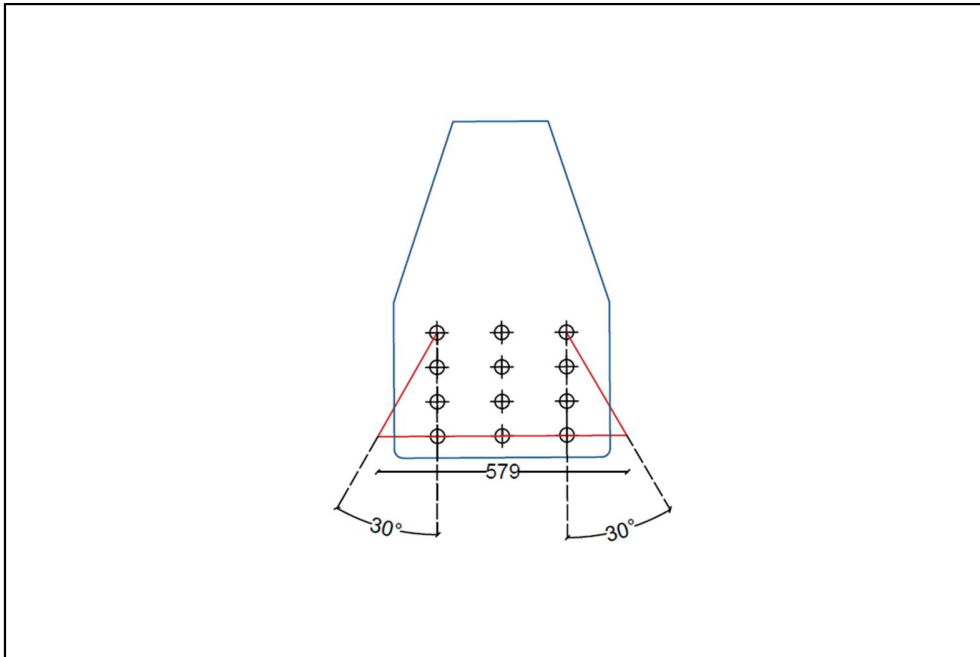
Εικόνα Π.16: Καμπύλη Pushover-X κατά FEMA 440



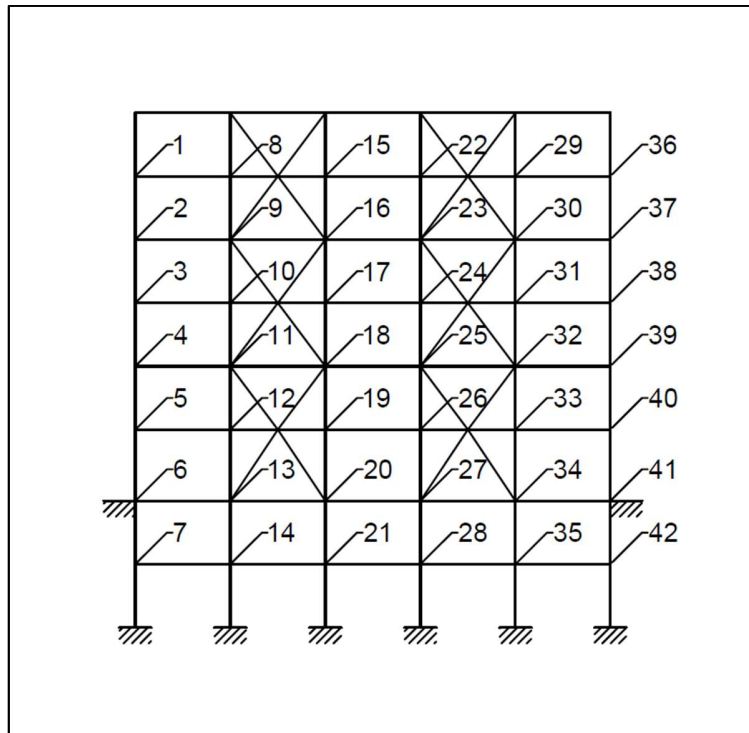
Εικόνα Π.17: Καμπύλη Pushover-Y κατά FEMA 440



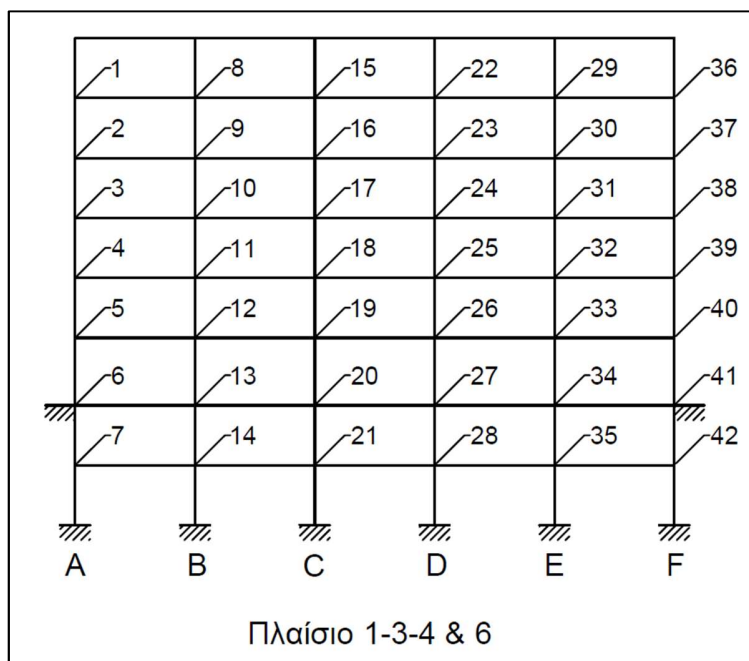
Εικόνα Π.18: Σύνδεση διαγωνίου συνδέσμου – πλαισίου



Εικόνα Π.19: Υπολογισμός της τομής του Whitmore

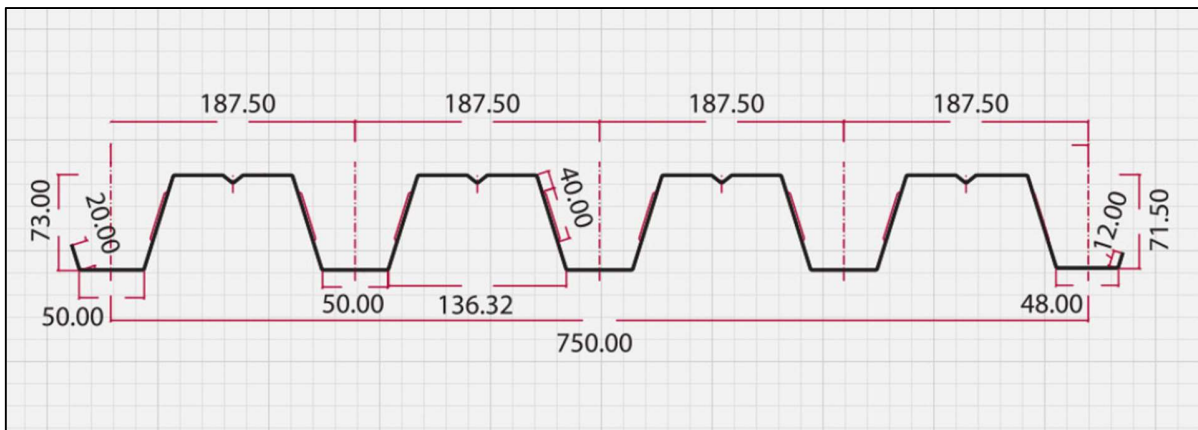


Εικόνα Π.20: Κόμβοι πλαισίων A & F

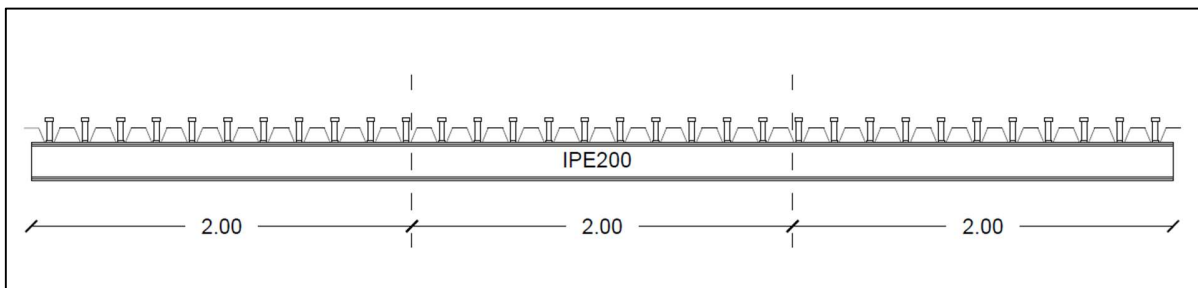


Πλαίσιο 1-3-4 & 6

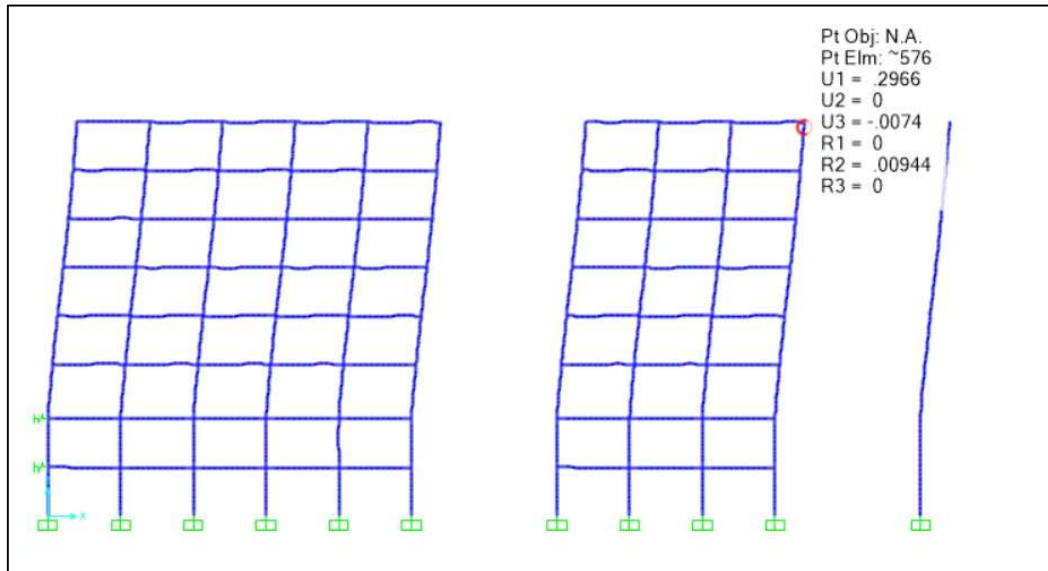
Εικόνα Π.21: Κόμβοι πλαισίων 1,3,4 & 6



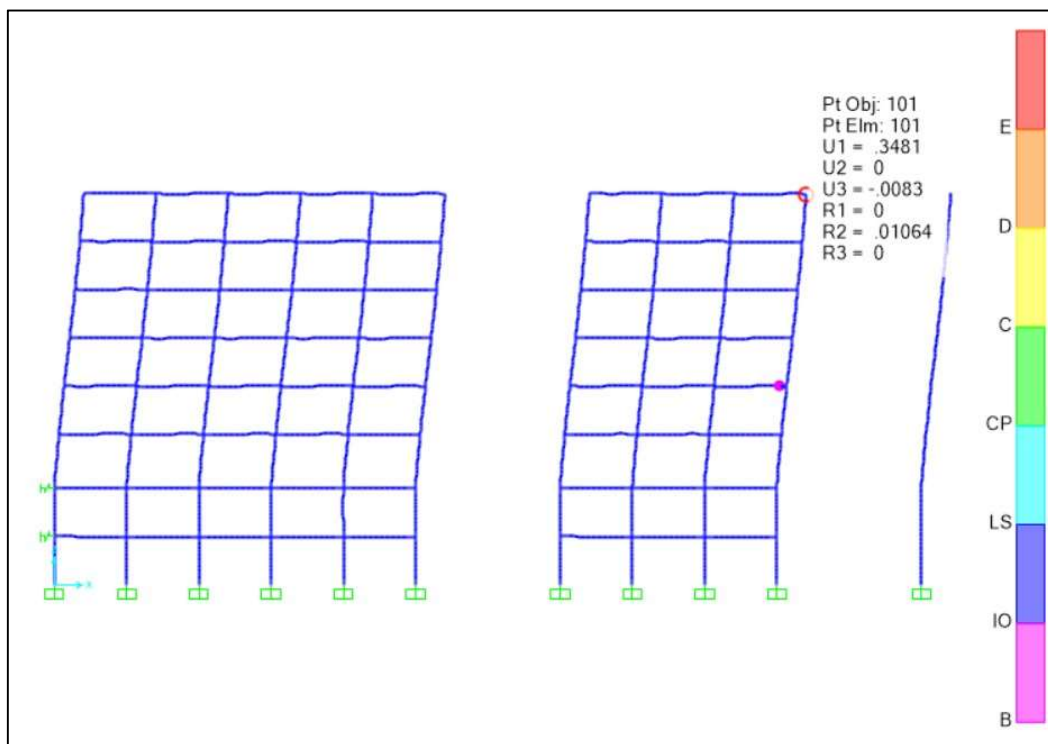
Εικόνα Π.22: Τεχνικό διάγραμμα εφαρμοζόμενου χαλυβδόφυλλου



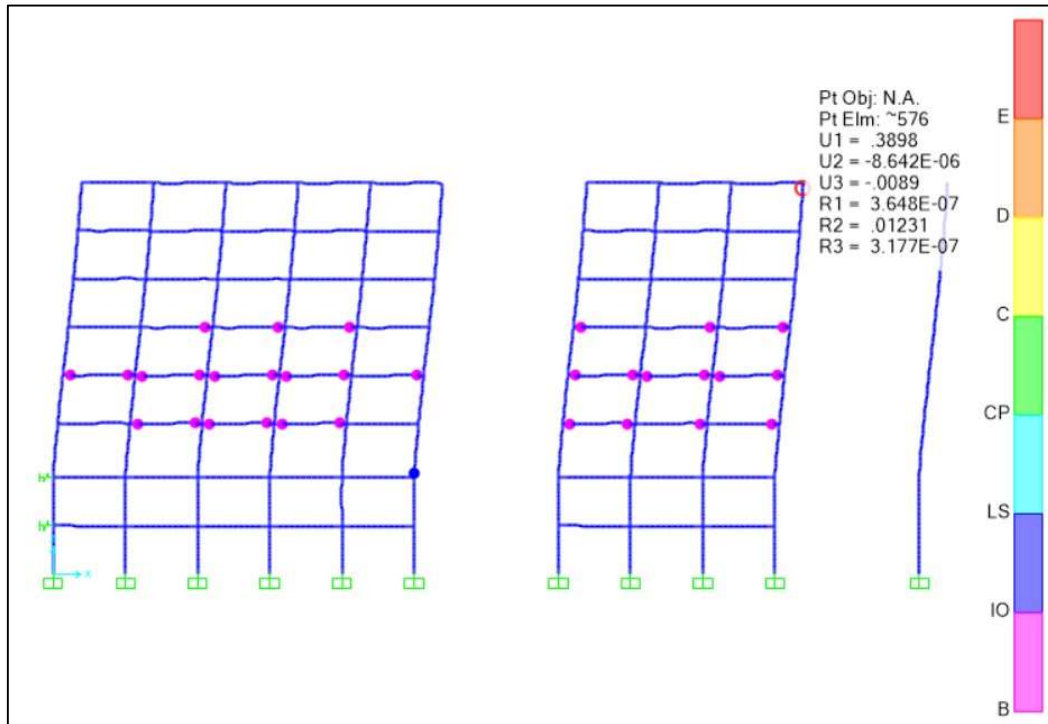
Εικόνα Π.23: Κατανομή ήλων στη δευτερεύουσα δοκό



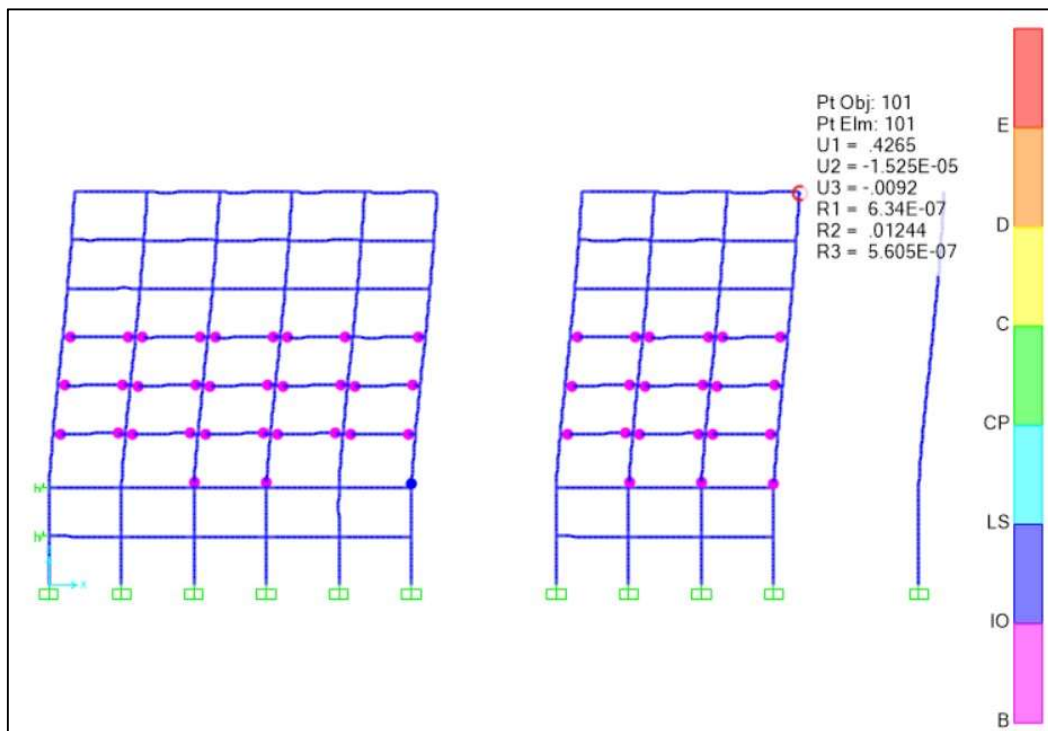
Εικόνα Π.24: Βήμα 2 -  $d_{\text{roof}}=29.66$  cm



Εικόνα Π.25: Βήμα 3 -  $d_{\text{roof}}=34.81$  cm

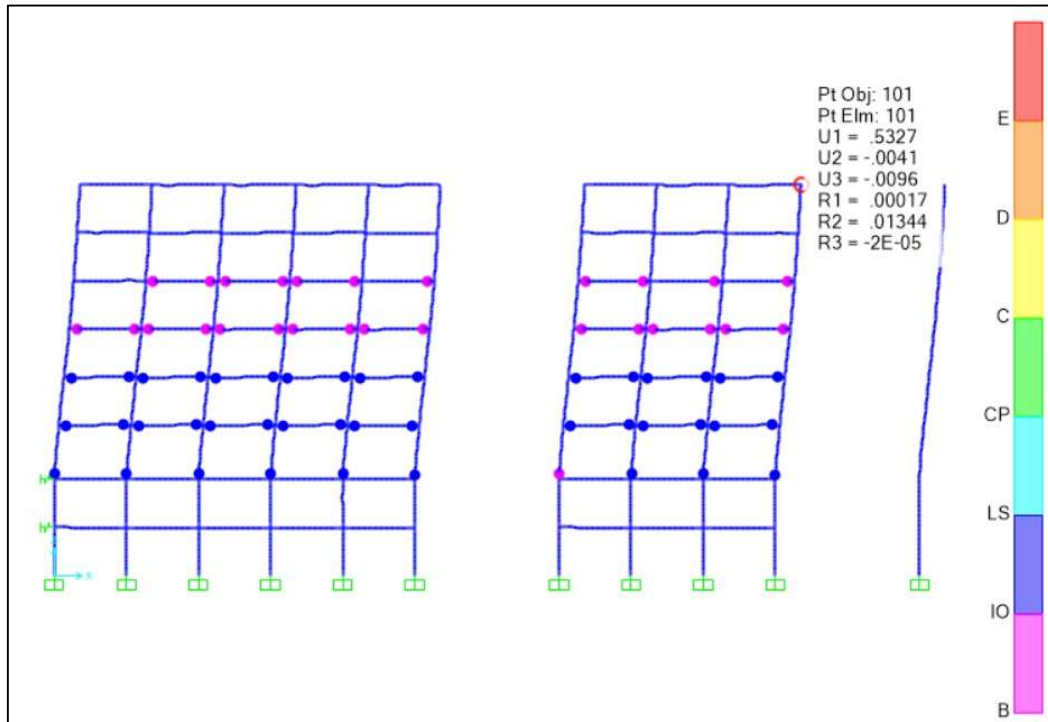


Εικόνα Π.26: Βήμα 4 -  $d_{\text{roof}}=38.98$  cm

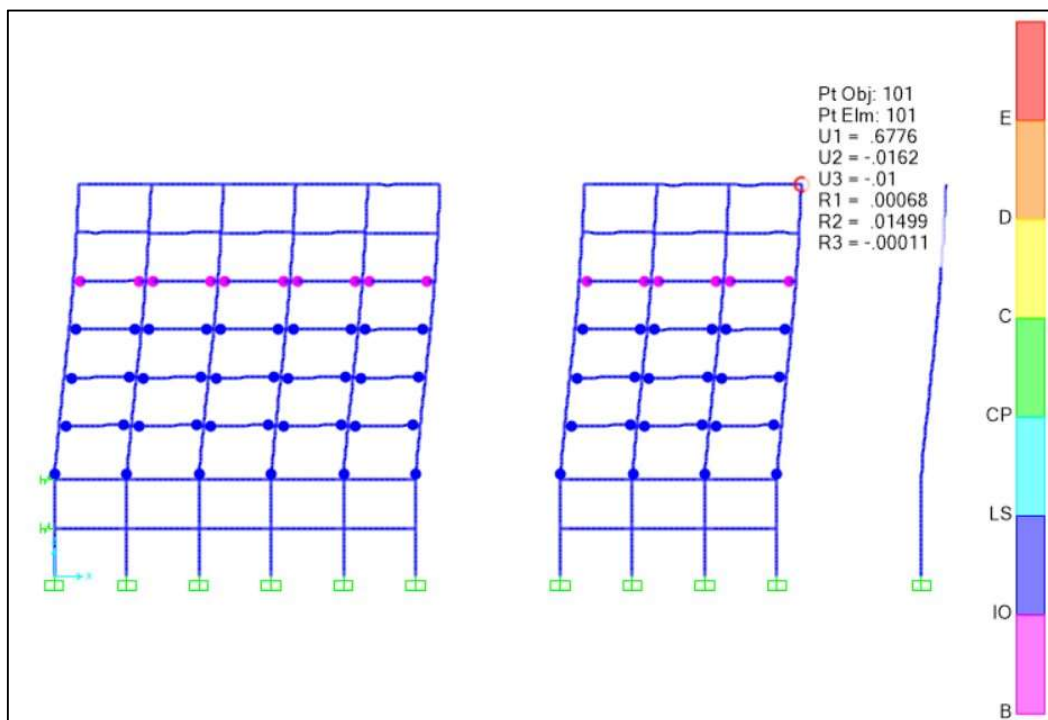


Εικόνα Π.27: Βήμα 5 -  $d_{\text{roof}}=42.65$  cm

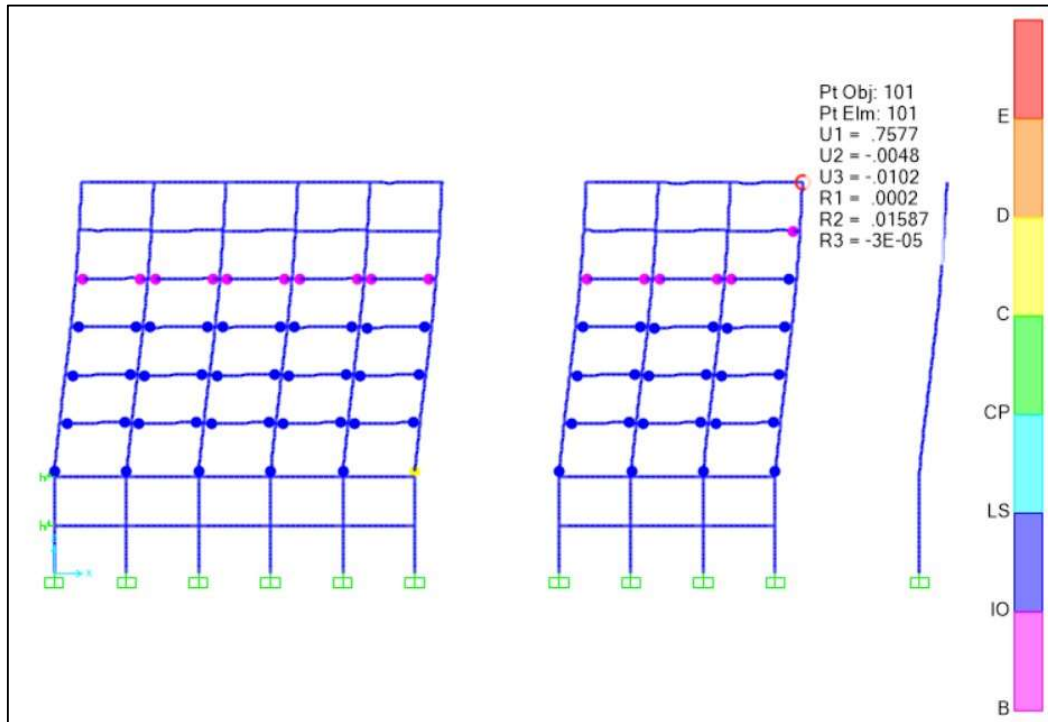




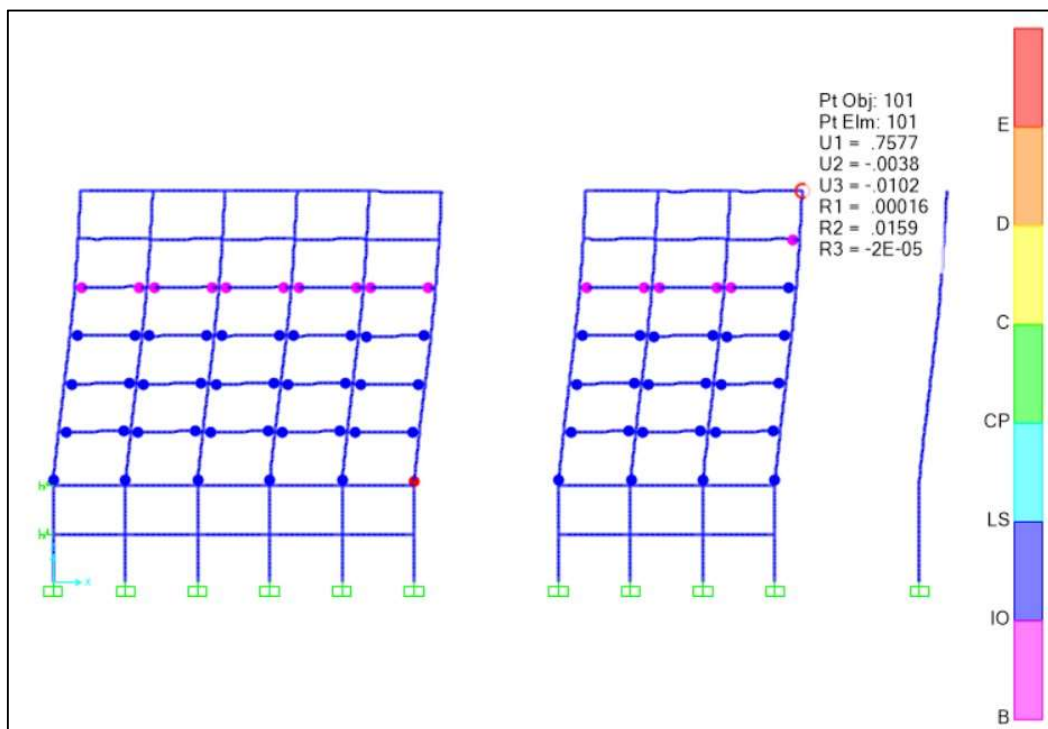
Εικόνα Π.28: Βήμα 6 -  $d_{roof}=53.27$  cm



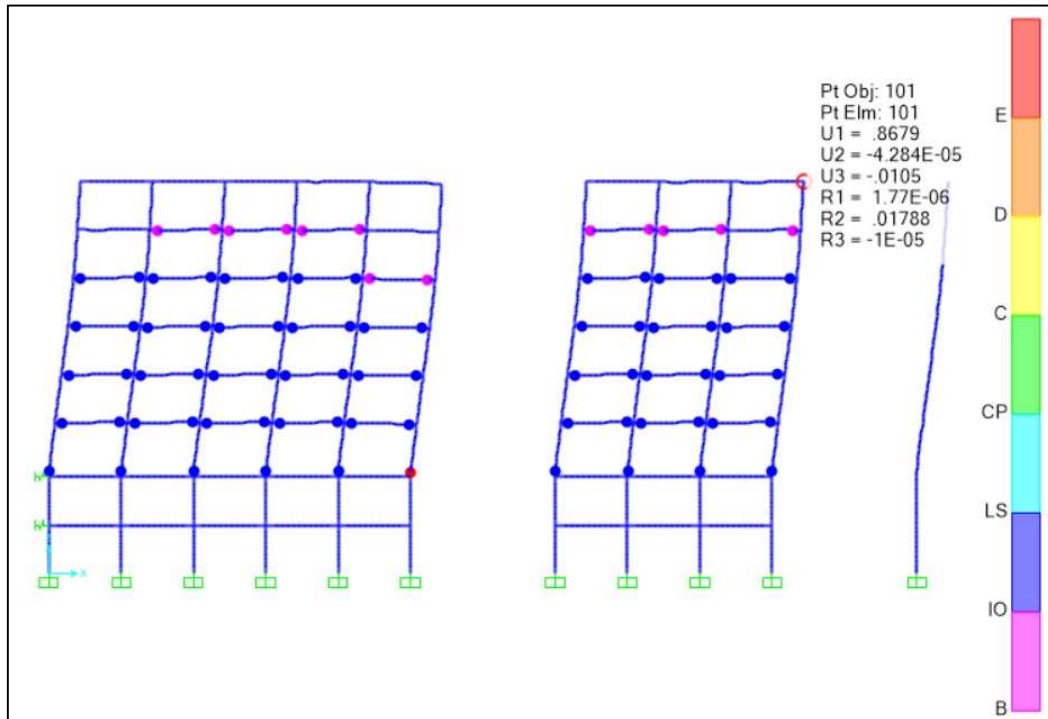
Εικόνα Π.29: Βήμα 7  $d_{roof}=67.76$  cm



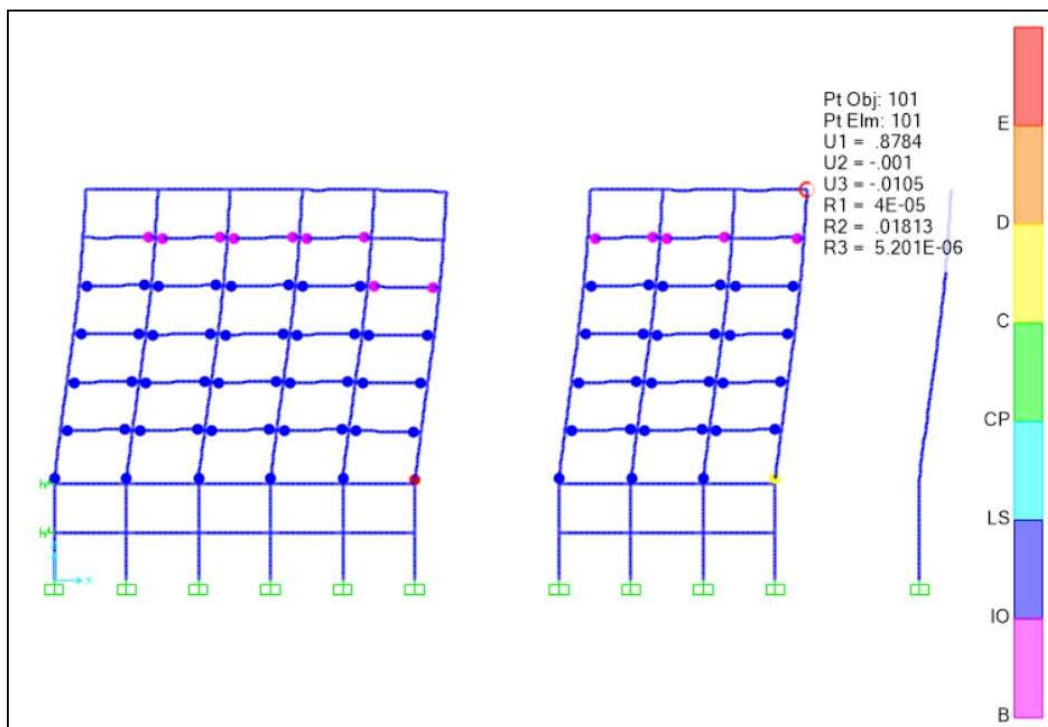
Εικόνα Π.30: Βήμα 8 -  $d_{roof}=75.77$  cm



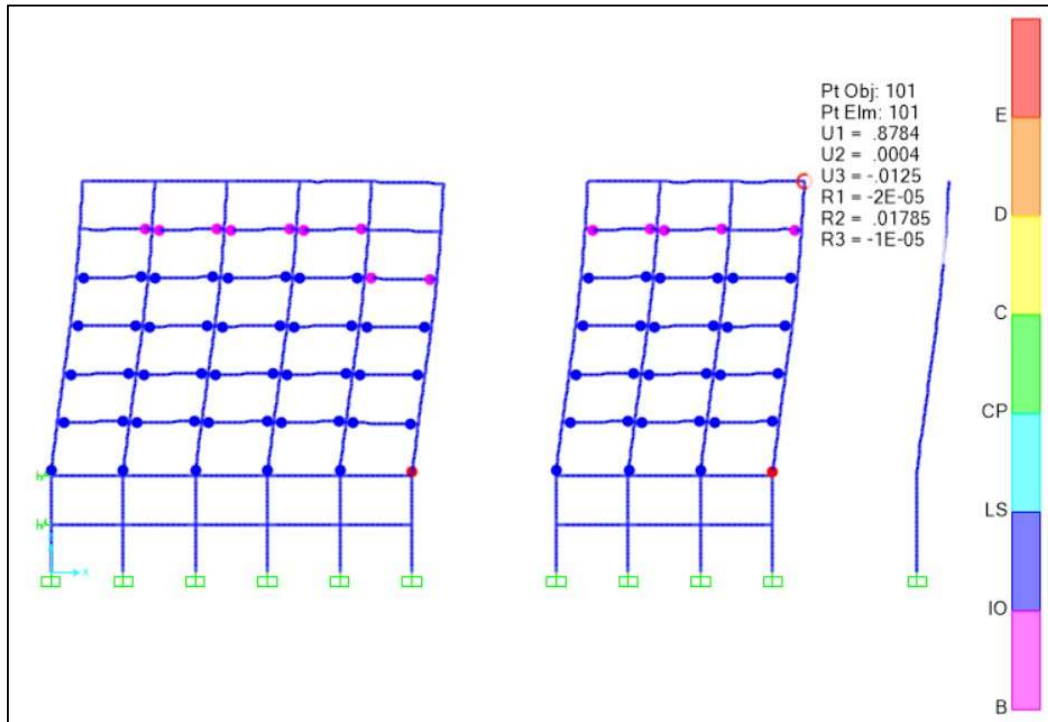
Εικόνα Π.31: Βήμα 9 -  $d_{roof}=75.77$  cm



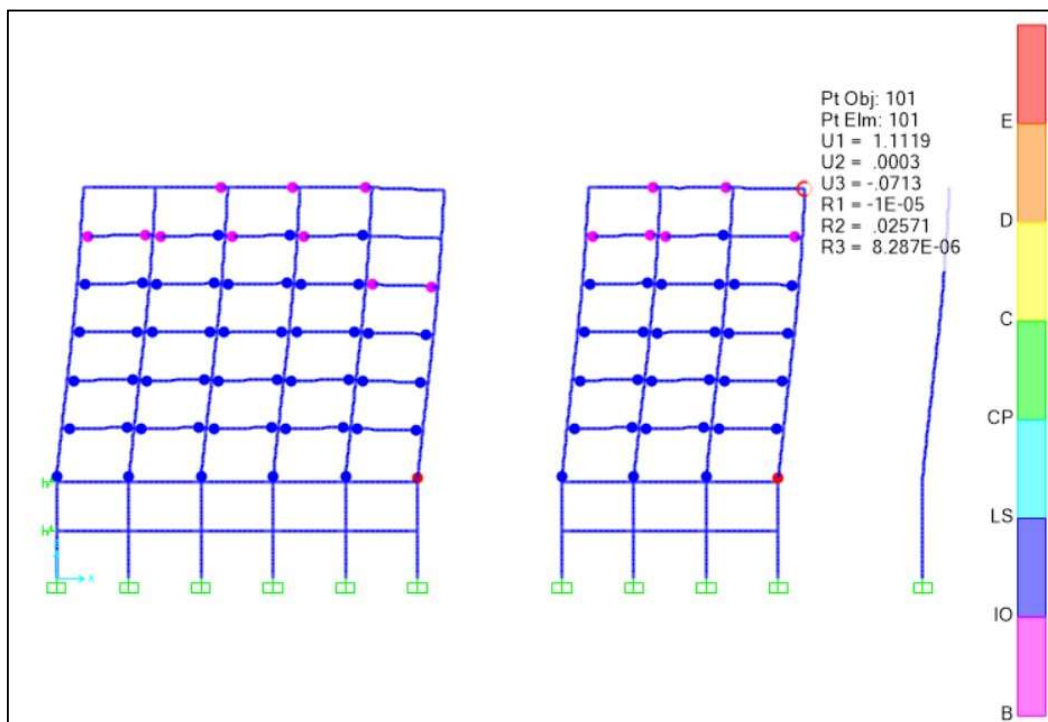
Εικόνα Π.32: Βήμα 10 -  $d_{roof}=86.79$  cm



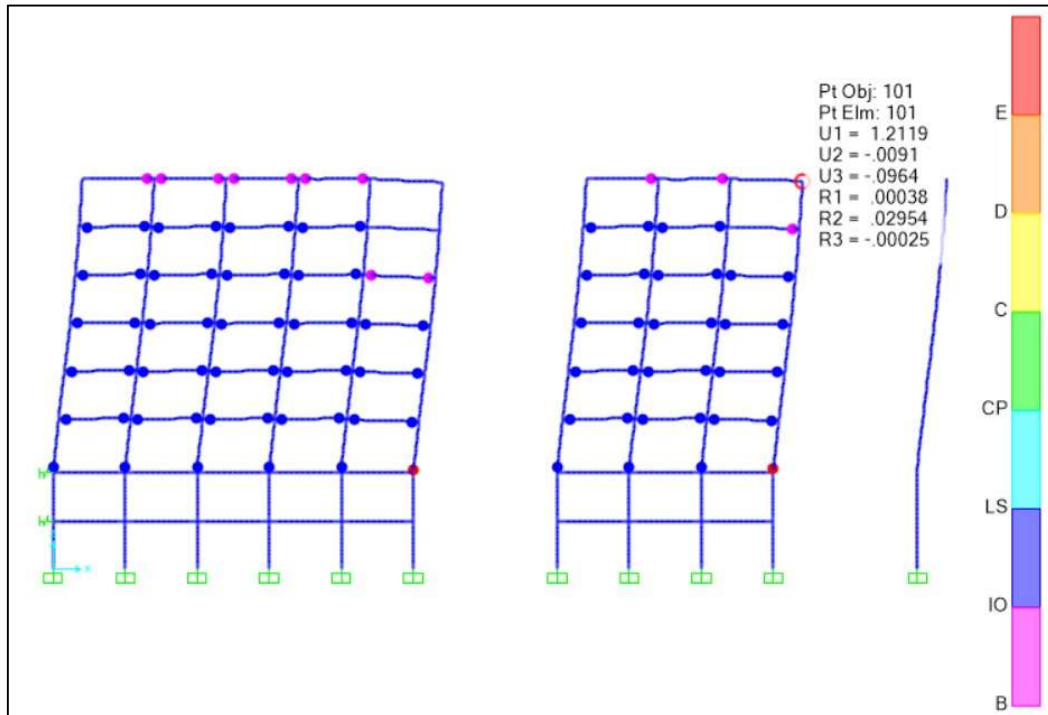
Εικόνα Π.33: Βήμα 11 -  $d_{roof}=87.84$  cm



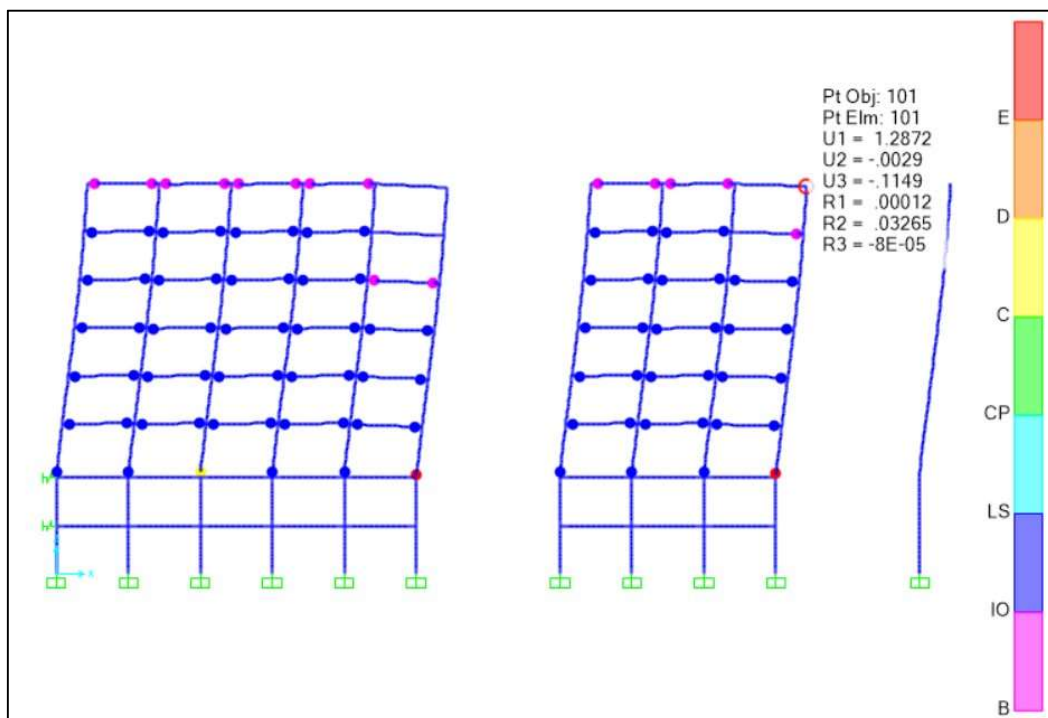
Εικόνα Π.34: Βήμα 12 -  $d_{\text{roof}}=87.84$  cm



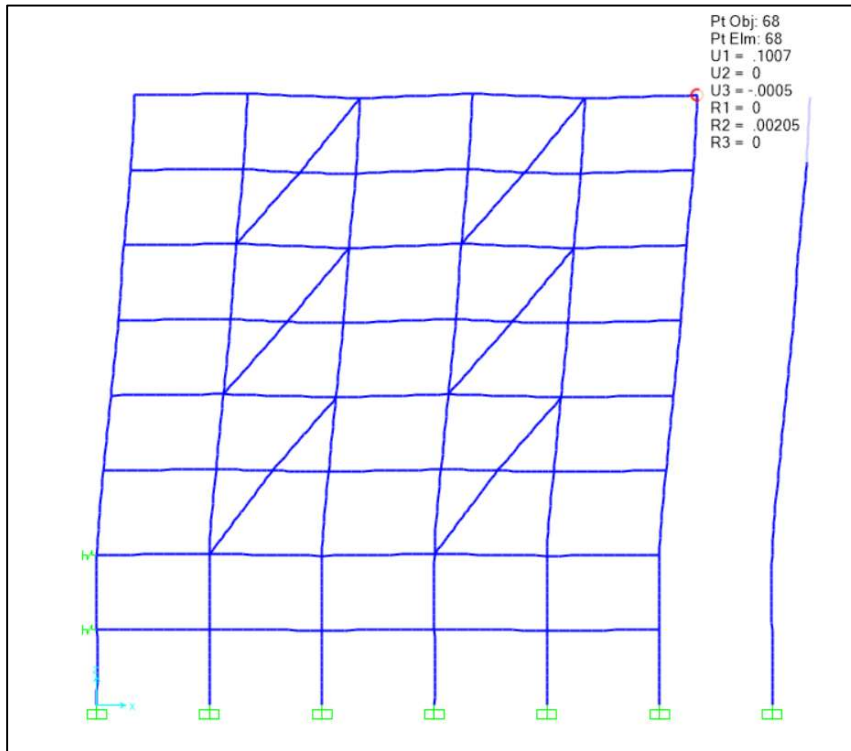
Εικόνα Π.35: Βήμα 13 -  $d_{\text{roof}}=111.19$  cm



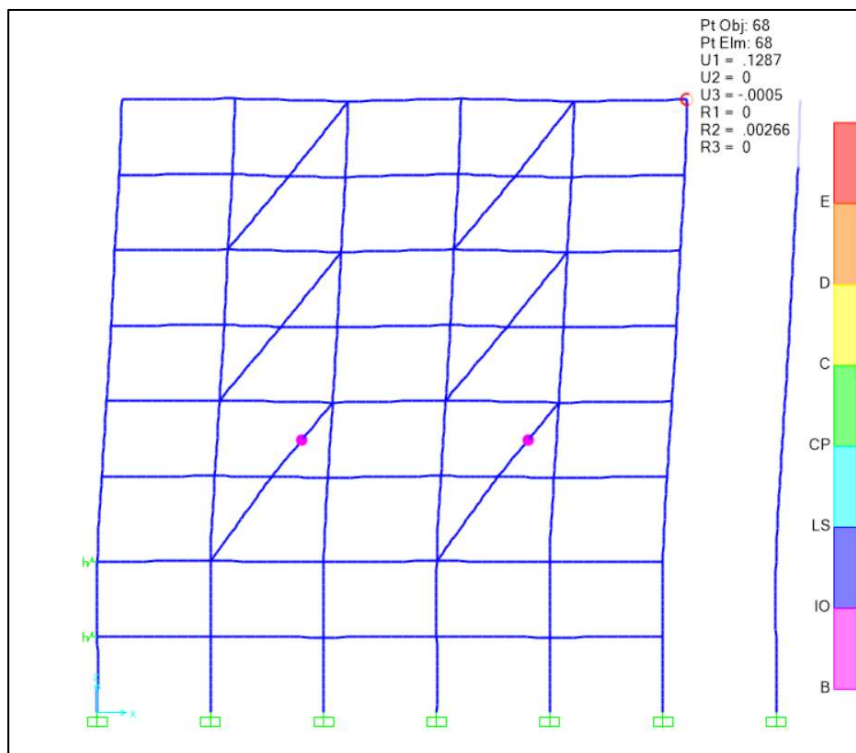
Εικόνα Π.36: Βήμα 14 -  $d_{\text{roof}}=121.19$  cm



Εικόνα Π.37: Βήμα 15 -  $d_{\text{roof}}=128.72$  cm

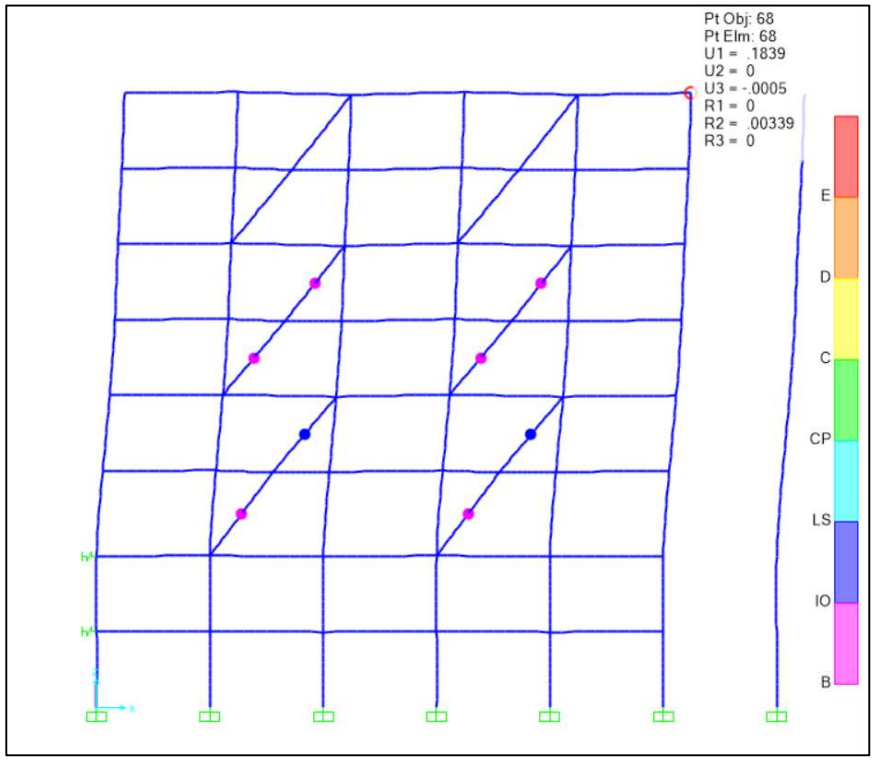


Εικόνα Π.38: Βήμα 1 -  $d_{\text{roof}}=10.07$  cm

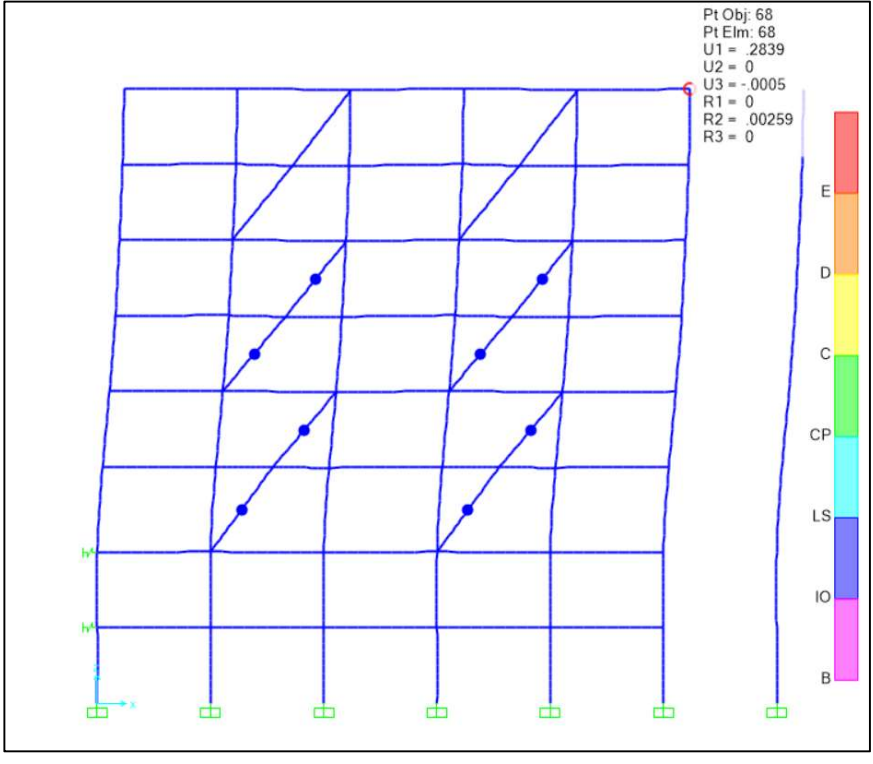


Εικόνα Π.39: Βήμα 2 -  $d_{\text{roof}}=12.87$  cm

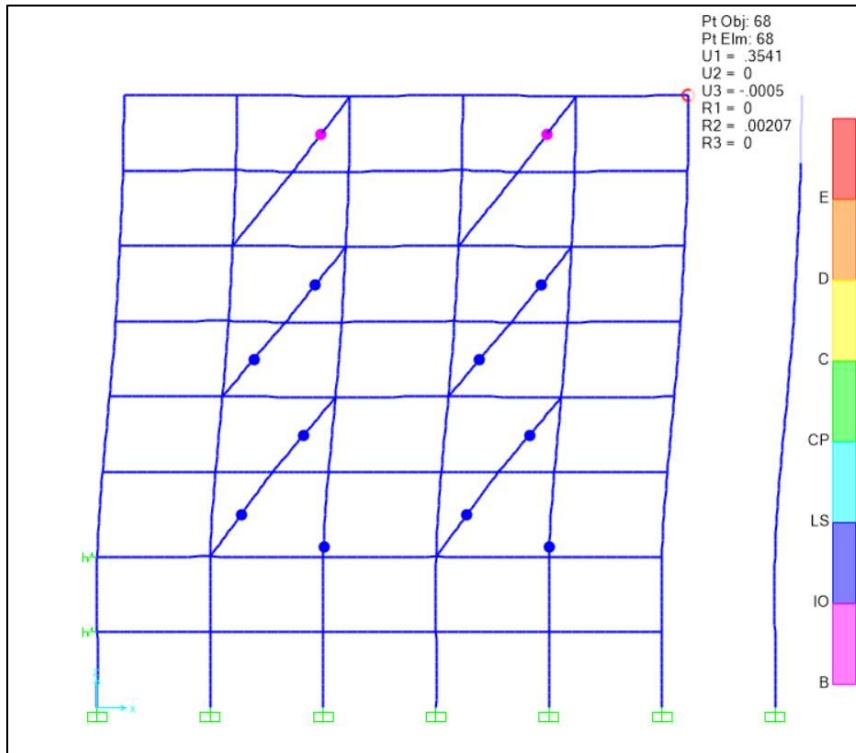




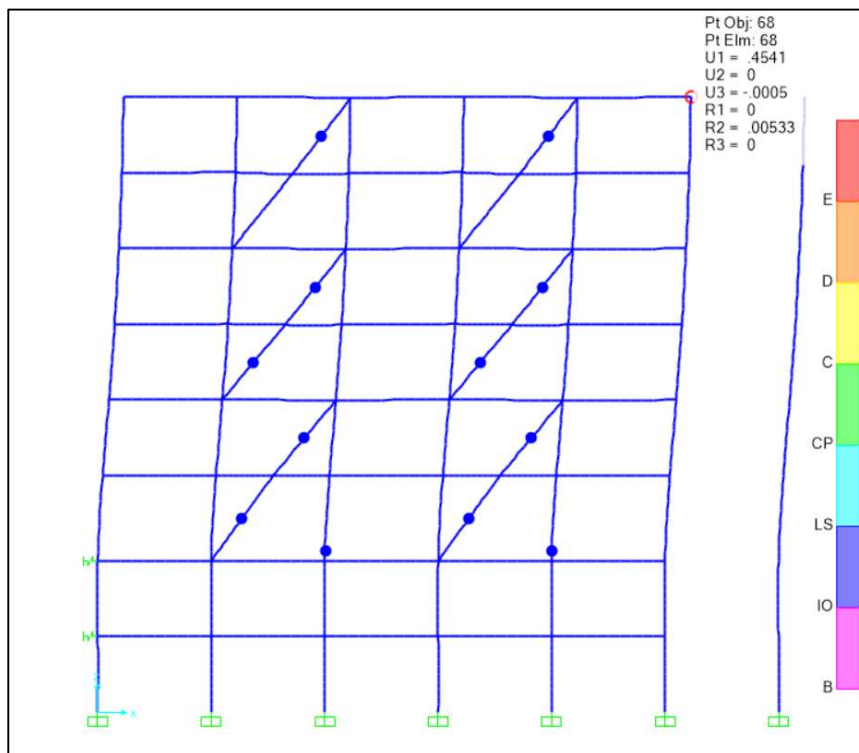
Εικόνα Π.40: Βήμα 3 -  $d_{roof}=18.39$  cm



Εικόνα Π.41: Βήμα 4 -  $d_{roof}=28.39$  cm

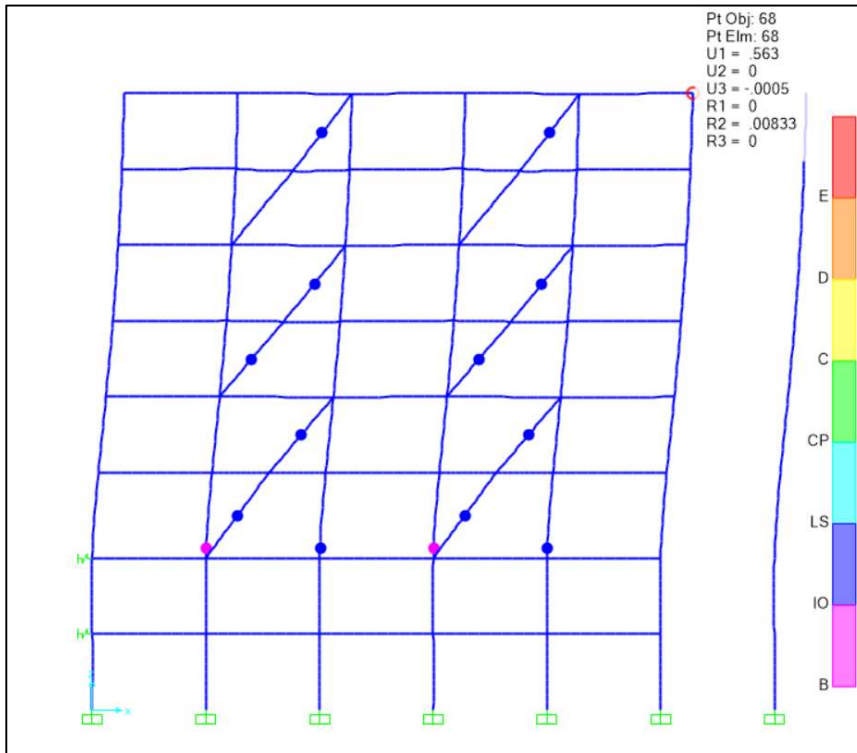


Εικόνα Π.42: Βήμα 5 -  $d_{roof}=35.41$  cm

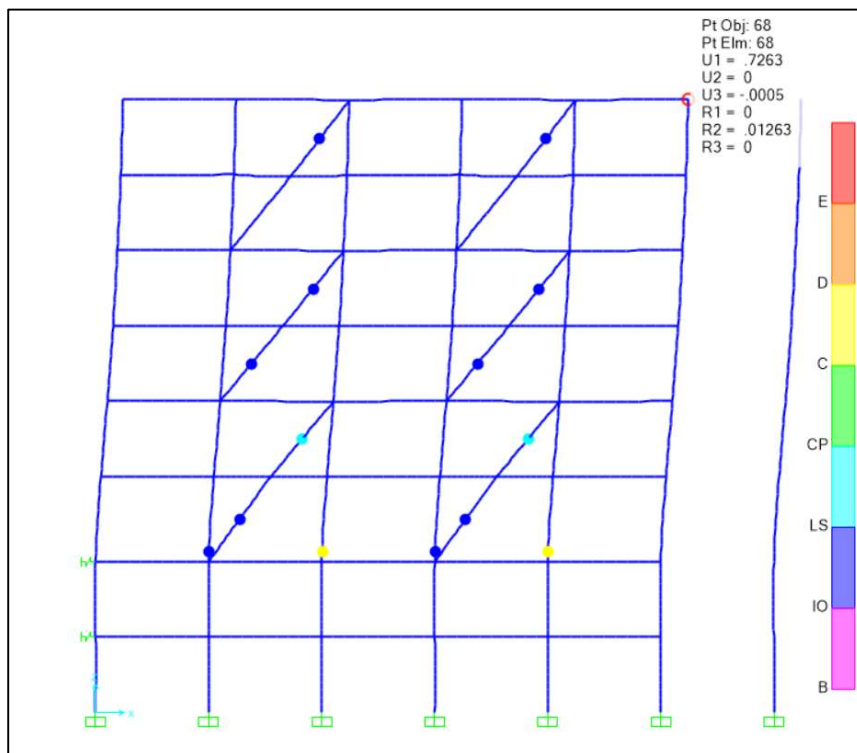


Εικόνα Π.43: Βήμα 6 -  $d_{roof}=45.41$  cm

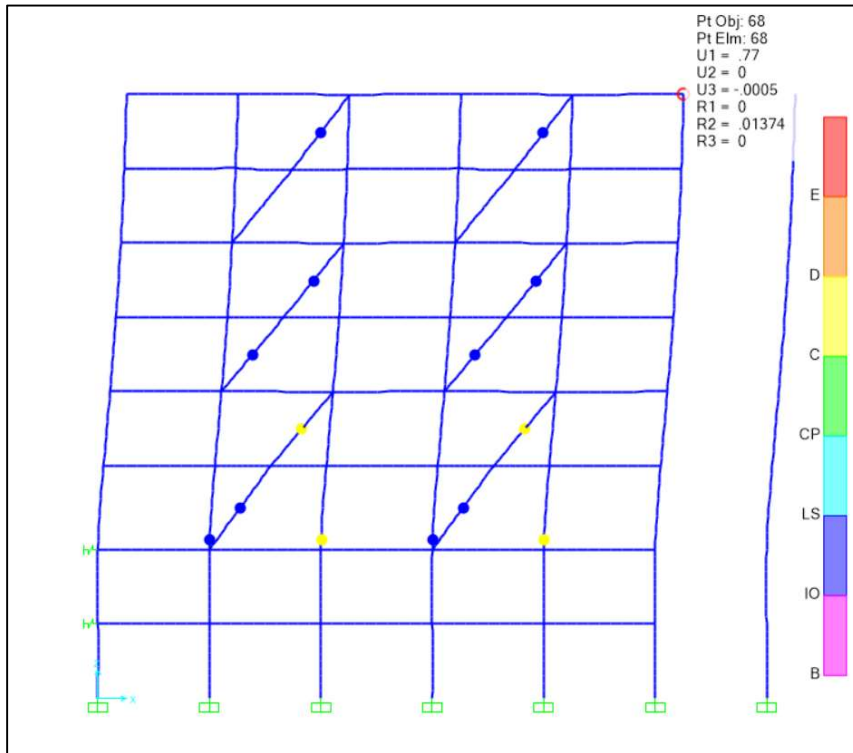




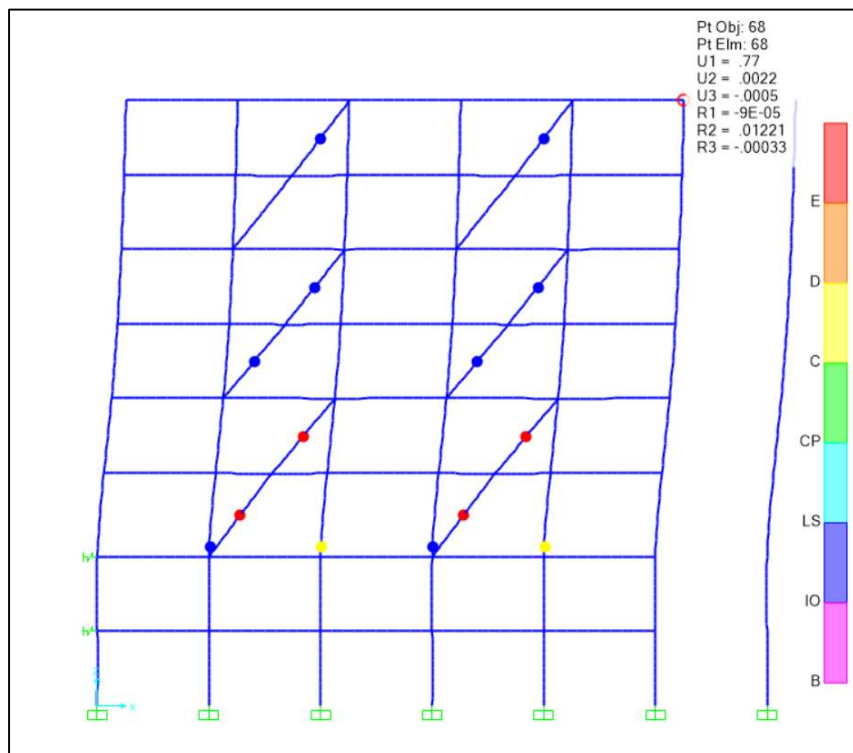
Εικόνα Π.44: Βήμα 7 -  $d_{\text{roof}}=56.30$  cm



Εικόνα Π.45: Βήμα 8 -  $d_{\text{roof}}=72.63$  cm



Εικόνα Π.46: Βήμα 9 -  $d_{\text{roof}}=77.00$  cm



Εικόνα Π.47: Βήμα 10 -  $d_{\text{roof}}=77.00$  cm