



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ  
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ  
ΥΠΟ ΤΗΝ ΔΙΟΙΚΗΤΙΚΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΤΗΣ ΣΧΟΛΗΣ ΠΟΛ. ΜΗΧ/ΚΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΤΕΧΝΙΚΟΟΙΚΟΝΟΜΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ  
ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ  
ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ



**ΚΟΝΤΟΓΙΑΝΝΗΣ Ν. ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ**

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: **κ. ΒΑΓΙΑΣ ΙΩΑΝΝΗΣ**

ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2011

# ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 - ΕΙΣΑΓΩΓΗ

<i>1.1 ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ</i>	<i>1</i>
<i>1.2 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ – ΣΤΑΤΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ</i>	<i>2</i>
<i>1.3 ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ – ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ</i>	<i>8</i>

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 - ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΙΑΣΤΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

<i>2.1 ΣΤΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ</i>	<i>12</i>
<i>2.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ</i>	<i>13</i>
<i>2.3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΛΕΓΧΩΝ</i>	<i>14</i>
<i>2.4 ΕΠΙΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ</i>	<i>22</i>

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 - ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΛΑΜΔΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

<i>3.1 ΣΤΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ</i>	<i>23</i>
<i>3.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ</i>	<i>24</i>
<i>3.3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΛΕΓΧΩΝ</i>	<i>25</i>
<i>3.4 ΕΠΙΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ</i>	<i>33</i>

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 - ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΛΑΜΔΑ ΕΚΚΕΝΤΡΟΥΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

<i>4.1 ΣΤΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ</i>	<i>34</i>
<i>4.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ</i>	<i>35</i>
<i>4.3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΛΕΓΧΩΝ</i>	<i>36</i>
<i>4.4 ΕΠΙΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ</i>	<i>45</i>

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 - ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΠΛΑΙΣΙΑΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ

<i>5.1 ΣΤΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ</i>	<i>46</i>
<i>5.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ</i>	<i>47</i>
<i>5.3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΛΕΓΧΩΝ</i>	<i>48</i>
<i>5.4 ΕΠΙΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ</i>	<i>56</i>

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 - ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ INSTED

<i>6.1 ΣΤΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ</i>	<i>57</i>
<i>6.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ</i>	<i>58</i>
<i>6.3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΛΕΓΧΩΝ</i>	<i>59</i>
<i>6.4 ΕΠΙΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ</i>	<i>68</i>

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

<i>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</i>	<i>69</i>
<i>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</i>	<i>73</i>

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Με την ολοκλήρωση της παρούσας μεταπτυχιακής διατριβής, αισθάνομαι υποχρεωμένος να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν σε αυτή την προσπάθεια καθ' οποιοδήποτε τρόπο. Η συμπαράσταση τους ήταν αμέριστη και διαρκής καθ' όλη τη διάρκεια της συγγραφής, είτε σε γνωστικό, είτε σε πνευματικό, είτε σε επίπεδο τεχνογνωσίας.

Συγκεκριμένα, οφείλω να ευχαριστήσω θερμά τον Καθηγητή κ. Ιωάννη Βάγια, πρωτίστως που με εμπιστεύτηκε και μου έδωσε την ευκαιρία να ασχοληθώ με ένα θέμα ιδιαίτερα προσωπικού ενδιαφέροντος, δευτερευόντως για τον διαρκή συμβουλευτικό του ρόλο επί των θεμάτων που πραγματεύεται η εργασία, μα κυρίως επειδή αποτέλεσε άθελα του από τις προπτυχιακές ακόμα σπουδές μου μέντορα και έναυσμα ταυτόχρονα για την πιο ενδεδειγμένη ενασχόληση μου σε θέματα μεταλλικών – συμμίκτων κατασκευών.

Επίσης, νιώθω την ανάγκη να εκφράσω την απέραντη ευγνωμοσύνη μου στον φίλο και συνάδελφο Πολιτικό Μηχανικό Αριστείδη Ηλιόπουλο, ο οποίος στάθηκε δίπλα μου καθ' όλη τη διάρκεια αυτής της προσπάθειας, καθοδηγώντας με καίρια σε ζητήματα ακαδημαϊκού και όχι μόνο περιεχομένου. Η συνδρομή του ήταν εξίσου πολύτιμη, τόσο σε θέματα κανονισμών όσο και εξοικείωσης με το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε.

Τέλος, την οικογένεια μου για όλα όσα μου έχουν προσφέρει έως εδώ, σε ένα ακόμα κεφάλαιο της ζωής μου που κλείνει και σε όλα όσα θα έρθουν από εδώ και στο εξής στο νέο ξεκίνημα που επιχειρώ.

Αθήνα, Οκτώβριος 2011  
Βασίλειος Κοντογιάννης

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 - ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά την τεχνικοοικονομική αξιολόγηση ενός ήδη σχεδιασμένου διώροφου σύμμικτου κτιρίου με εναλλακτικά συστήματα δυσκαμψίας. Γίνεται με λίγα λόγια μια προσπάθεια παραμετρικής διερεύνησης επί των συνηθέστερων κατασκευαστικών λύσεων που προτείνονται για την ανάληψη σεισμικών φορτίων, τόσο από πλευράς κανονισμών που διέπουν μια στατική μελέτη όσο και από οικονομικής απόψεως. Η αντιμετώπιση της παρούσας μελέτης γίνεται μέσω μιας πιο «επαγγελματικής» θεώρησης των πραγμάτων, συνυπολογίζοντας σε κάθε περίπτωση, εκτός από τους ισχύοντες κανονισμούς που είναι αδιαπραγμάτευτοι, ζητήματα που ανακύπτουν σχεδόν βέβαια σε τέτοιες περιπτώσεις, όπως αρχιτεκτονικοί περιορισμοί με σκοπό την εύρυθμη διαβίωση και την καλαισθησία στην κατασκευή, συμμορφώσεις σύμφωνα με γεωτεχνικές μελέτες για την επιλογή της θεμελίωσης και κατά συνέπεια της ανωδομής, εξορθολογισμός των δαπανών και του κόστους ανέγερσης και συντήρησης, δυνατότητα ταχύτητας και άμεσης επισκευασιμότητας ύστερα από πιθανές βλάβες που οφείλονται σε φυσικά ή μη αίτια σε ένα κτίριο που δυνητικά θα κατοικηθεί, εκλογικοποίηση της μελέτης με βάση τους άγραφους νόμους της κατασκευής στο εργοτάξιο με σκοπό τη διευκόλυνση, μέσω μιας ομαλής μετάβασης από τη θεωρία στην πράξη, τόσο του μελετητή όσο και εκείνων που καλούνται να την πραγματώσουν. Καθίσταται λοιπόν σαφές πως το ενδιαφέρον επικεντρώνεται στην επιλογή του συστήματος δυσκαμψίας που επιφέρει το καλύτερο δυνατό αποτέλεσμα λαμβάνοντας υπόψη όλα τα ανωτέρω.

Εν κατακλείδι, στο 1<sup>ο</sup> Κεφάλαιο γίνεται μια λεπτομερής παρουσίαση της αρχιτεκτονικής και στατικής λύσης του υπό μελέτη κτιρίου καθώς και οι κανονισμοί και οι παραδοχές σύμφωνα με τα οποία έγινε η συμμόρφωση, στο 2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο αναλύεται η επιλογή των Χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας και όλων των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν με το γερμανικό λογισμικό RSTAB ενώ στο 3<sup>ο</sup>, 4<sup>ο</sup>, 5<sup>ο</sup> και 6<sup>ο</sup> Κεφάλαιο επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία για τα συστήματα δυσκαμψίας Λάμδα, Λάμδα έκκεντρα, της Πλαισιακής λειτουργίας και του καινοτόμου συστήματος απορρόφησης ενέργειας INSTED αντίστοιχα. Η εργασία ολοκληρώνεται στο 7<sup>ο</sup> Κεφάλαιο με τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τις αναλύσεις.

## 1.2 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ – ΣΤΑΤΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το υπο μελέτη κτίριο είναι 2 ορόφων με υπόγειο, σύμμικτης κατασκευής από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, συνολικού εμβαδού 1577.50 m<sup>2</sup> και ύψους 7.00 m άνω της στάθμης του εδάφους, ενώ η κάτοψη των ορόφων είναι μη κανονική καθ' ύψος με μέγιστες διαστάσεις καννάβου 30.00 m x 18.55 m. Το υπόγειο έχει ύψος 3.50 m και εμβαδόν 603.50 m<sup>2</sup>, το ισόγειο 3.00 m και 504.00 m<sup>2</sup> και ο όροφος 3.00 m και 470.00 m<sup>2</sup> με τις κατόψεις τους να φαίνονται στα Σχ. 1,2,3,4 που ακολουθούν.

Στην περίπτωση που έχουμε ανάληψη των σεισμικών φορτίων μέσω συστημάτων δυσκαμψίας X, Λ ή Λ έκκεντρα ο φορέας αποτελείται από 24 υποστυλώματα συνολικού ύψους 10.00 m. Οι θέσεις ΔΣ1 έως ΔΣ7 προβλέπονται για την τοποθέτηση των συστημάτων δυσκαμψίας με αντίστοιχα μήκη εφαρμογής τους 1.30, 1.30, 2.55, 5.80, 5.30, 3.40 και 3.40 m ανάμεσα στα υποστυλώματα, όπου οι ΔΣ3, ΔΣ6, ΔΣ7 αφορούν την περιοχή του ανελκυστήρα. Τα ΔΣ1-ΔΣ4 τοποθετούνται παράλληλα στον άξονα των x ενώ τα ΔΣ5-ΔΣ7 παράλληλα στον άξονα των y. Στις θέσεις ΔΣ1 και ΔΣ2 το εφαρμοζόμενο σύστημα δυσκαμψίας τοποθετείται καθ' ύψος από την οροφή του υπογείου έως την οροφή του ορόφου, με συνολικό ύψος 7.00 m, ενώ στις θέσεις ΔΣ3-ΔΣ7 από τη στάθμη της θεμελίωσης έως την οροφή του ορόφου, με συνολικό ύψος 10.00 m. Στις ΔΣ4 και ΔΣ5 έχουμε μια σειρά τοποθετούμενων συνδέσμων ανά όροφο ενώ στις υπόλοιπες δύο. Διευκρινίζεται ότι στην περίπτωση των Λ και Λ έκκεντρων μόνο τα μήκη των ΔΣ5 και ΔΣ6 κρίνονται επαρκή για την ικανοποιητική λειτουργία τους επομένως σε αυτή την περίπτωση οδηγούμαστε υποχρεωτικά σε ένα μεικτό σύστημα δυσκαμψίας από X και Λ όπου τα X εφαρμόζονται στα μικρότερα μήκη και τα Λ στα 2 μεγαλύτερα. Στις ανωτέρω περιπτώσεις όλες οι συνδέσεις είναι αρθρωτές, δεν μεταβιβάζουν δηλαδή ροπές.

Για την ανάλυση με το σύστημα δυσκαμψίας INSTED τα υποστυλώματα αυξάνονται σε 26 καθώς τοποθετούνται άλλα 2 στη μέση του μήκους των ΔΣ4, ΔΣ5 προκειμένου να λειτουργήσουν ικανοποιητικότερα οι συνδετήριες δοκοί σε μικρότερο μήκος. Με μήκος δοκών υποδοχής 0.30 m, οι συνδετήριες δοκοί έχουν μήκος 0.70, 0.70, 1.95, 2.30, 2.05, 2.80 και 2.80 αντίστοιχα σε κάθε θέση. Η διάταξη των INSTED είναι τρεις σειρές ανά όροφο, με ενδιάμεσες αποστάσεις 0.75 m στο υπόγειο ξεκινώντας από τη στάθμη των -2.25 m και ανά 0.875 m στους άλλους ορόφους με αφετηρία τα 0.875 m με τη διαφορά ότι στα ΔΣ1 και ΔΣ2 τοποθετούνται από την οροφή υπογείου και άνω. Η συγκεκριμένη επίλυση συνδυάζει πλαισιακή λειτουργία με συνδέσμους δυσκαμψίας με συνέπεια οι συνδέσεις στα πλαίσια να είναι ροπής και οι υπόλοιπες αρθρωτές.

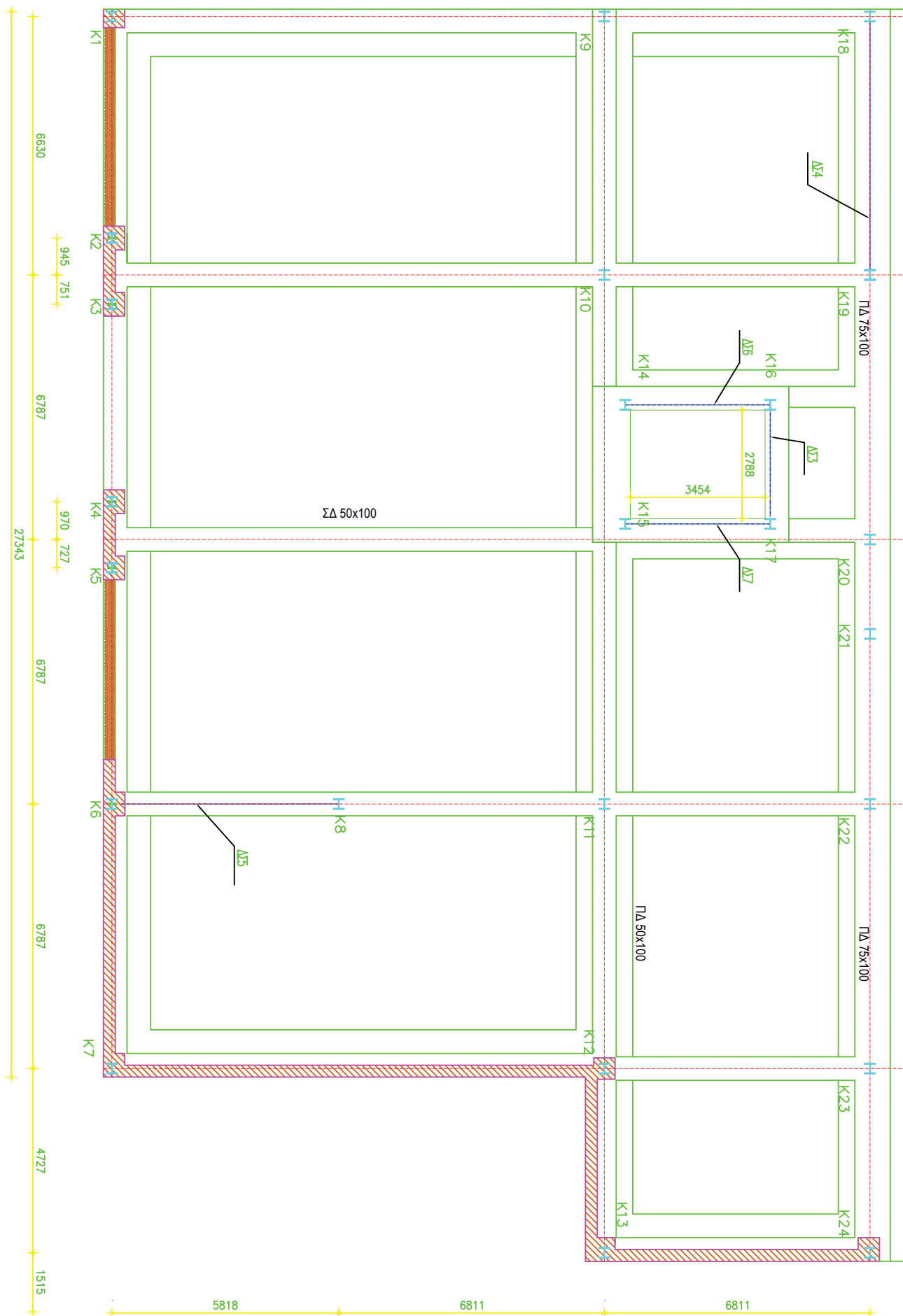
Με την επιλογή της πλαισιακής λειτουργίας τα υποστυλώματα μειώνονται σε 22 καθώς τα ζεύγη των υποστυλωμάτων που ορίζουν τα ΔΣ1, ΔΣ2 μετατρέπονται σε μονά. Οι συνδέσεις στις δοκούς που σχηματίζουν τα πλαίσια είναι συνδέσεις ροπής και οι υπόλοιπες αρθρωτές.

Το στατικό προσομοίωμα ειδικότερα, ακολουθεί με ακρίβεια τη γεωμετρία των κατασκευαστικών σχεδίων. Οι δοκοί, τα υποστυλώματα, οι συνδετήριες δοκοί και οι δοκοί υποδοχής προσομοιώνονται μέσω στοιχείων δοκού, οι διαγώνιοι με στοιχεία δικτύματος και οι πεδילוδοκοί με στοιχεία Winkler μέσω σταθερών ελατηρίου. Στην στάθμη των περιμετρικών τοιχείων τίθενται άκαμπτα στοιχεία και στηρίζεις προς δέσμευση των πλευρικών μετατοπίσεων του υπογείου ενώ η διαφραγματική λειτουργία των πλακών εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλων αβαρών χιαστί οριζόντιων συνδέσμων.

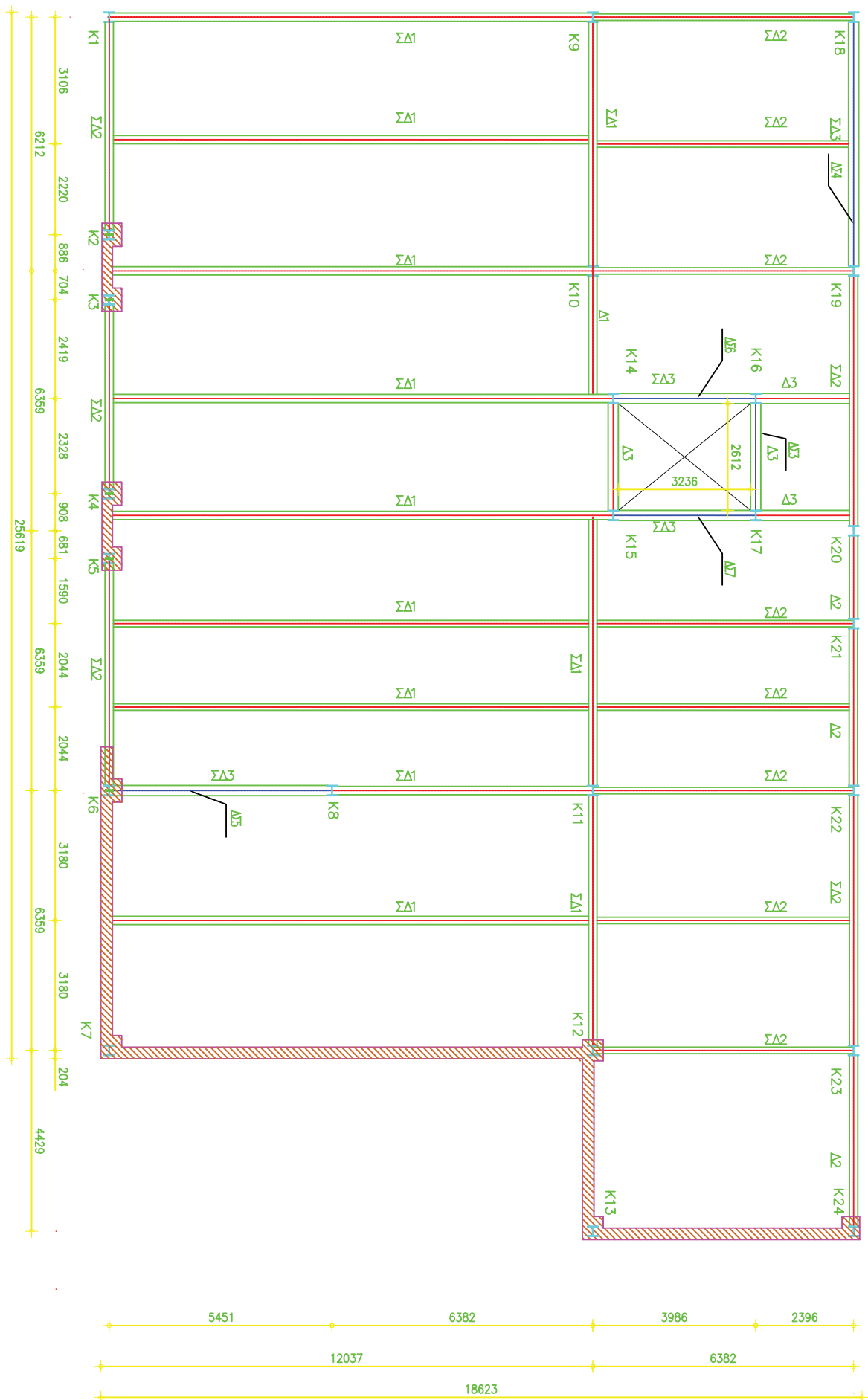
Το στατικό μοντέλο ακολουθεί επίσης εκτός από τους γνωστούς κανονισμούς που διέπουν μια τέτοια κατασκευή και τις συστάσεις της γεωτεχνικής μελέτης που επιβάλλει τάσεις εδάφους < 160 kPa, υποχώρηση του εδάφους < 60 mm (για τις μέγιστες τιμές τάσεων), πλάτος θεμελίου ≤ 1.50m και βάθος θεμελίωσης ≥ 1.0m. Κατά συνέπεια επιλέγεται σε κάθε περίπτωση για τη θεμελίωση,

εσχάρα πεδιλοδοκών με γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής (h/b/t/s) 1000/1000/400/500 και 1000/1200/400/750 για τα περιμετρικά τοιχεία υπογείου, 1000/1200/400/500 για τα ενδιάμεσα στοιχεία και συνδετήριων δοκών ορθογωνικής διατομής (h/b) 500/1000.

Όσον αφορά την επιλογή των υλικών, οι πλάκες διαμορφώνονται από σύμμικτη διατομή αποτελούμενη από στραντζαριστό χαλυβδόφυλλο ύψους 13.5 cm και επιτόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Η συνολική επιφάνεια των σύμμικτων πλακών είναι 1132.00 m<sup>2</sup>, άρα ο όγκος σκυροδέματος επί των πλακών είναι 152.82 m<sup>3</sup>. Η θεμελίωση των 118.12 m<sup>3</sup> αποτελείται από σκυρόδεμα ποιότητας C25/30, όπως και τα τοιχεία υπογείου συνολικού όγκου 36.81 m<sup>3</sup>. Τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία είναι αμιγώς χαλύβδινα από πρότυπες ευρωπαϊκές διατομές υψηλής ποιότητας S355 ενώ η όπλιση της θεμελίωσης γίνεται με διαμήκεις ράβδους Φ25 και συνδετήρες Φ10 BSt500C.

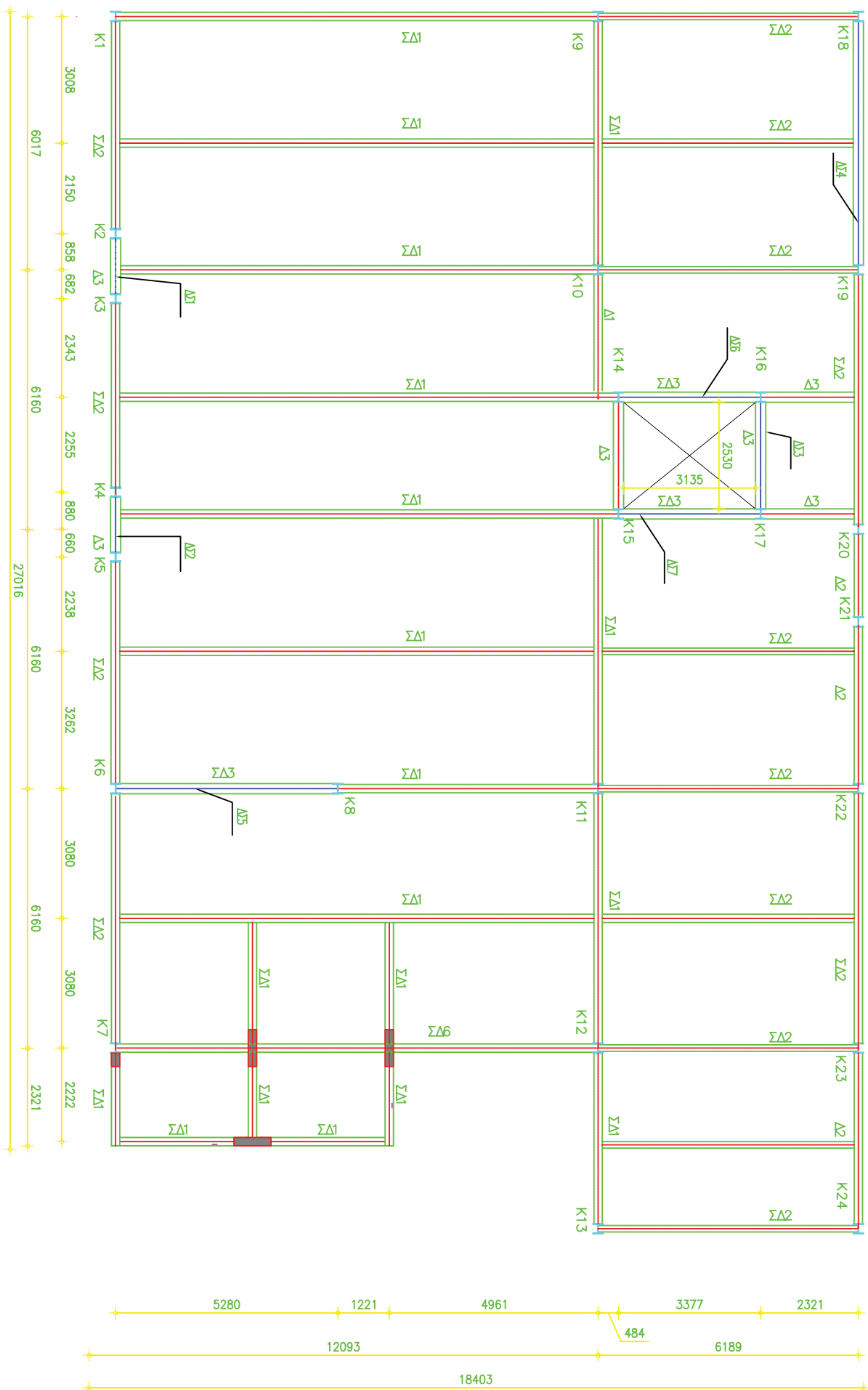


Σχήμα 1. Κάτοψη θεμελίωσης

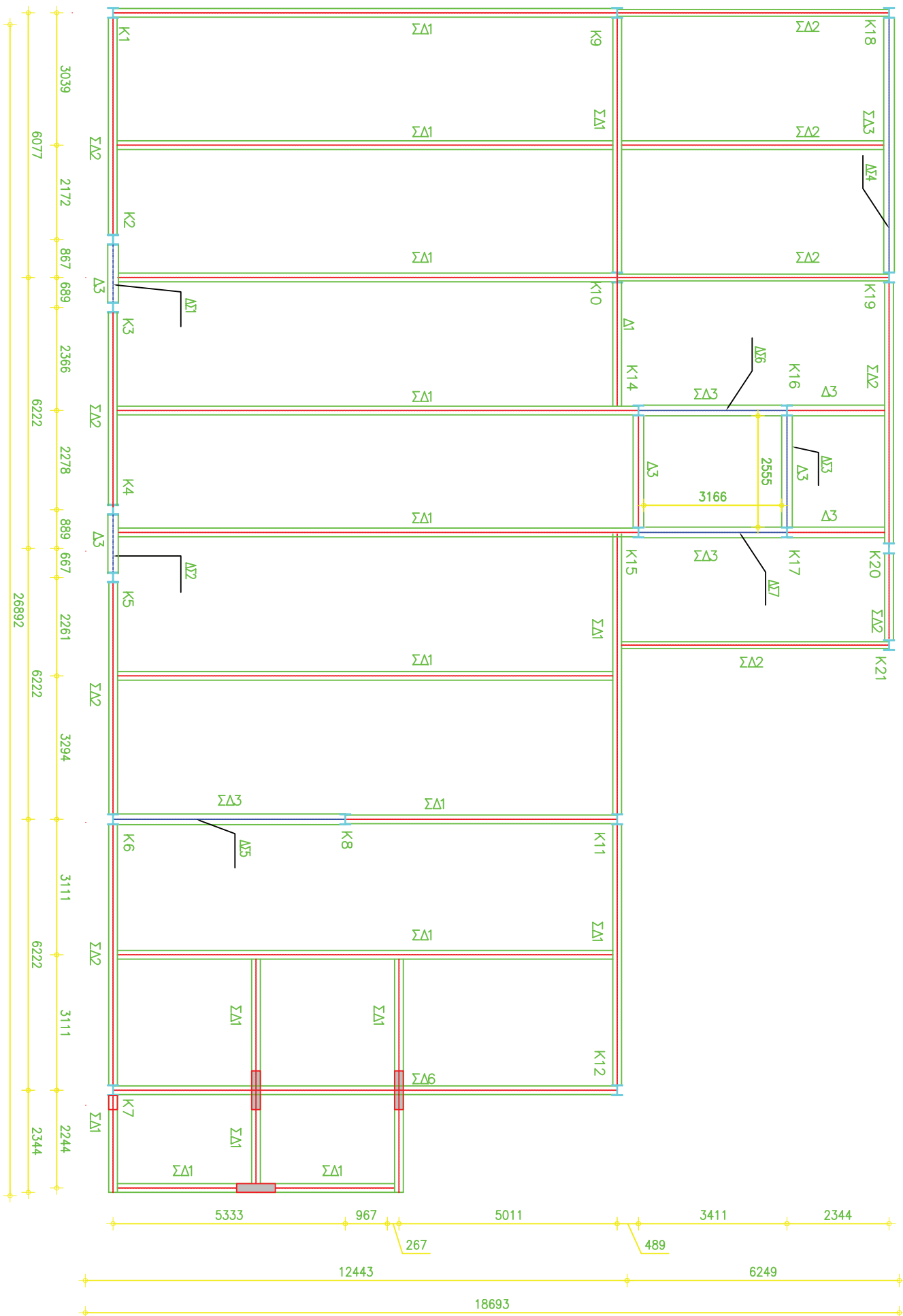


Σχήμα 2. Κάτοψη οροφής υπογείου





Σχήμα 3. Κάτοψη οροφής ισογείου



Σχήμα 4. Κάτοψη οροφής ορόφου

## 1.3 ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ – ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

### 1. Κανονισμοί

Ευρωκώδικας 1	Ευρωπαϊκός - ελληνικός κανονισμός φορτίσεων
Ευρωκώδικας 2	Ευρωπαϊκός κανονισμός διαστασιολόγησης κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα
Ευρωκώδικας 3	Ευρωπαϊκός κανονισμός διαστασιολόγησης σιδηρών κατασκευών
Ευρωκώδικας 4	Ευρωπαϊκός κανονισμός διαστασιολόγησης συμμίκτων κατασκευών από δομικό χάλυβα και ωπλισμένο σκυρόδεμα
ΕΑΚ 2000 ΦΕΚ 2184/Β/20-12-1999	Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός
ΕΑΚ 2003 ΦΕΚ 781/18-06-2003	
ΕΚΩΣ 2000 ΦΕΚ 1329/Β/16-11-2000	Ελληνικός κανονισμός ωπλισμένου σκυροδέματος
ΕΚΩΣ 2003 ΦΕΚ 1154/12-08-2003	
ΕΚΩΣ 2004 ΦΕΚ 447/05-03-2004	

### 2. Γεωτεχνική Μελέτη

τάσεις εδάφους  $< 160 \text{ kPa}$

υποχώρηση του εδάφους  $< 60 \text{ mm}$  (για τις μέγιστες τιμές τάσεων)

πλάτος θεμελίου  $\leq 1.50 \text{ m}$

βάθος θεμελίωσης  $\geq 1.0 \text{ m}$

	Σταθερές Ελατηρίων			
	C-1,x (kN/m) <sup>2</sup>	C-1,y (kN/m) <sup>2</sup>	C-1,z (kN/m) <sup>2</sup>	C-phi (kNm/rad/m)
Περιμετρικές Πεδιλοδοκοί	1000000.000	1000000.000	5000.000	1000000.000
Εσωτερικές Πεδιλοδοκοί και Συνδετήριες Δοκοί	1000000.000	1000000.000	4000.000	1000000.000

### 3. Υλικά

Δομικός χάλυβας	S355 / Fe510
Οπλισμοί	BSt500C
Σκυρόδεμα	C25/30

### 4. Φορτία

Σκυρόδεμα	25	kN/m <sup>3</sup>
Χάλυβας	78.5	kN/m <sup>3</sup>
Επικαλύψεις γενικώς	1.5	kN/m <sup>2</sup>
Μόνωση δώματος	2.5	kN/m <sup>2</sup>
Κινητά γενικώς	3.0	kN/m <sup>2</sup>
Κινητά εξωστών	5.0	kN/m <sup>2</sup>
Σεισμός	Επιτάχυνση εδάφους 0.24g (Ζώνη II)	
	Κατηγορία σπουδαιότητας (Σ4, $\gamma_1 = 1.30$ )	
	Κατηγορία εδάφους B( T1 = 0.15, T2 = 0.60 sec)	
	Συντελεστής συμπεριφοράς $q = 1.50$	
	Συντελεστής θεμελίωσης $\Theta = 1.0$	
	Απόσβεση 4% (κοχλιωτή κατασκευή)	
	Συνδυασμός $G + \psi_2 \cdot Q + E$ ( $\psi_2 = 0.30$ , Πιν.4.1 ΕΚΩΣ 2000)	

### 5. Συνδυασμοί Φορτίσεων

ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ (LOAD CASES)	
No. ΠΦ (LC No.)	Περιγραφή ΠΦ (LC Description)
1	Ίδιον Βάρος
2	Σύμμικτη πλάκα
3	Επικαλύψεις
4	Δρομικά
5	Κινητά
Σεισμός κατά x	
6	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 1
7	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 2
8	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 3
9	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 4
10	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 5
11	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 6
12	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 7
13	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 8
14	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 9
15	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 10

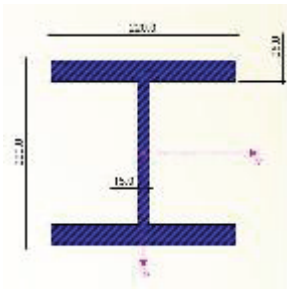
Σεισμός κατά y	
16	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 1
17	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 2
18	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 3
19	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 4
20	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 5
21	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 6
22	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 7
23	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 8
24	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 9
25	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 10
Σεισμός κατά xy	
26	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 1
27	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 2
28	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 3
29	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 4
30	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 5
31	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 6
32	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 7
33	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 8
34	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 9
35	Ισοδύναμα φορτία από ιδιορρυθμό (eigenmode) No. 10

<b>ΟΜΑΔΕΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ (LOAD GROUPS)</b>		
No. ΟΦ (LG No.)	Περιγραφή ΟΦ (LG Description)	Περιπτώσεις Φόρτισης σε ΟΦ (Load Cases in LG)
1	Ο.Κ.Α	$1.35*LC1 + 1.35*LC2 + 1.35*LC3 + 1.35*LC4 + 1.5*LC5$
2	Σεισμικός κατά x(i)	$LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.3*LC5 + LC6 - 0.3*LC16$
3	Σεισμικός κατά x(ii)	$LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.3*LC5 + LC6 + 0.3*LC16$
4	Σεισμικός κατά x(iii)	$LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.3*LC5 - LC6 - 0.3*LC16$
5	Σεισμικός κατά x(iv)	$LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.3*LC5 - LC6 + 0.3*LC16$
6	Σεισμικός κατά y(i)	$LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.3*LC5 + 0.3*LC6 + LC16$
7	Σεισμικός κατά y(ii)	$LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.3*LC5 + 0.3*LC6 - LC16$
8	Σεισμικός κατά y(iii)	$LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.3*LC5 - 0.3*LC6 + LC16$
9	Σεισμικός κατά y(iv)	$LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.3*LC5 - 0.3*LC6 - LC16$
10	Ο.Κ.Λ	$LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + LC5$

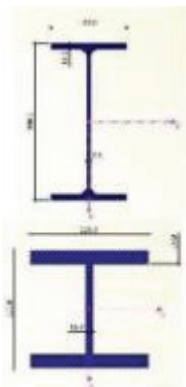
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ (LOAD COMBINATIONS)		
No.ΣΦ (CO No.)	Περιγραφή ΣΦ (LC Description)	Κριτήρια Συνδυασμών (Combination Criteria)
1	Ο.Κ.Α	$1.35*LC1/P + 1.35*LC2/P + 1.35*LC3/P + 1.35*LC4/P + 1.5*LC5$
2	Ο.Κ.Α	$LC1/P + LC2/P + LC3/P + LC4/P + LC5$
3	Επιρροή ισοδύναμων φορτίων από ιδιορρυθμούς 1-10 (Σεισμός κατά x)	$LC6/P + LC7/P + LC8/P + LC9/P + LC10/P + LC11/P + LC12/P + LC13/P + LC14/P + LC15/P$
4	Επιρροή ισοδύναμων φορτίων από ιδιορρυθμούς 1-10 (Σεισμός κατά y)	$LC16/P + LC17/P + LC18/P + LC19/P + LC20/P + LC21/P + LC22/P + LC23/P + LC24/P + LC25/P$
5	Επιρροή ισοδύναμων φορτίων από ιδιορρυθμούς 1-10 (Σεισμός κατά xy)	$LC26/P + LC27/P + LC28/P + LC29/P + LC30/P + LC31/P + LC32/P + LC33/P + LC34/P + LC35/P$
6	Σεισμικός κατά x	$LC1/P + LC2/P + LC3/P + LC4/P + 0.3*LC5 + CO3$ or $-1*CO3 + 0.3*CO4$ or $-0.3*CO4$
7	Σεισμικός κατά y	$LC1/P + LC2/P + LC3/P + LC4/P + 0.3*LC5 + CO4$ or $-1*CO4 + 0.3*CO3$ or $-0.3*CO3$

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 - ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΙΑΣΤΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

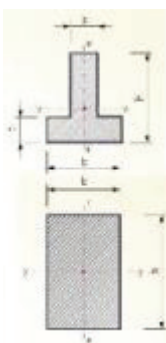
## 2.1 ΣΤΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ



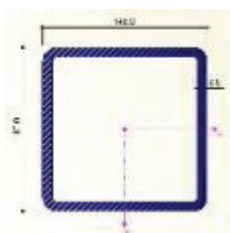
Υποστυλώματα



Δοκοί



Θεμελίωση



Διαγώνιοι

Τα υποστυλώματα είναι HEB 220 μιας και οι καταπονήσεις τους προέρχονται κυρίως από τα κατακόρυφα φορτία. Ικανοποιητικά συμπεριφέρεται επίσης στις θέσεις των διαγώνιων, όπου απαιτείται ανάληψη ισχυρών εφελκυστικών φορτίων λόγω σεισμού.

Επιλέχθηκαν οι δοκοί IPE 330 οι οποίες έχουν παρόμοια γεωμετρικά χαρακτηριστικά με τις συγκολλητές διατομές της αρχικής μελέτης και θεωρήθηκαν σύμμικτες. Στις θέσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων που τοποθετούνται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν οι πλατύπελμες HEB 220 για την ανάληψη ισχυρών εφελκυστικών φορτίων λόγω σεισμού.

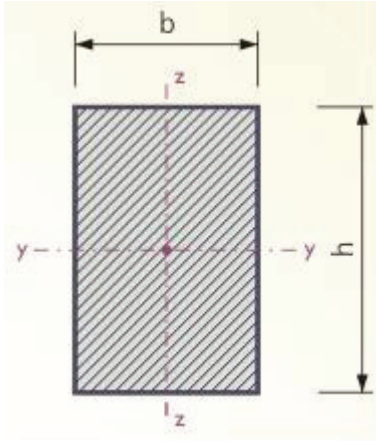
Η θεμελίωση πραγματοποιείται μέσω πεδιλοδοκών με γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής  $h/b/t/s$  και συνδετήριων δοκών ορθογωνικής διατομής  $h/b$ . Για τα περιμετρικά τοιχεία υπογείου επιλέχθηκαν πεδιλοδοκοί διατομών 1000/1000/400/500 και 1000/1200/400/750, ενώ για τα ενδιάμεσα στοιχεία πεδιλοδοκοί διατομής 1000/1200/400/500 και συνδετήριες δοκοί 500/1000. Η θεμελίωση ακολουθεί πιστά τις συστάσεις της γεωτεχνικής μελέτης (πλάτος θεμελίου  $\leq 1.50\text{m}$ , βάθος θεμελίωσης  $\geq 1.0\text{m}$  κ.α.)

Επιλέχθηκε διατομή τετραγωνικής κοιλοδοκού 140x8 λόγω ομοιόμορφης συμπεριφοράς προς όλες τις διευθύνσεις και υψηλής δυστρεψίας.



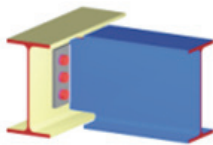
Ακαμπτα Στοιχεία Δοκού

Στην στάθμη των περιμετρικών τοιχείων τίθενται άκαμπτα, αβαρή στοιχεία δοκών και στηρίξεις προς δέσμευση των πλευρικών μετατοπίσεων του υπογείου.



Οριζόντιοι Σιαχτί Σύνδεσμοι

Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών των ορόφων εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλων αβαρών χιαστί οριζόντιων συνδέσμων ορθογωνικής διατομής 170/170.

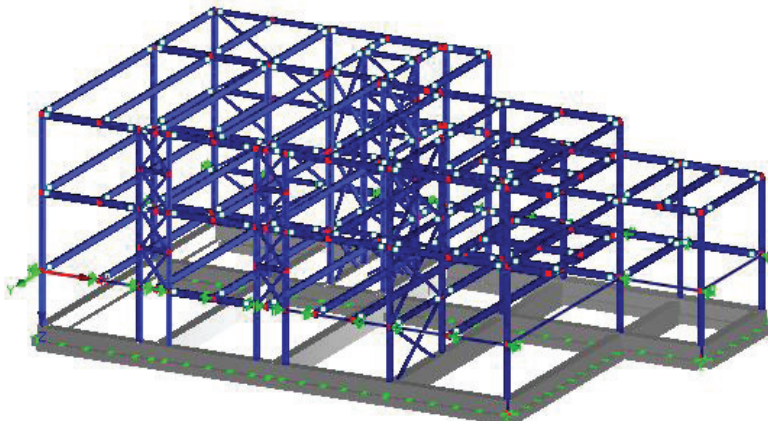


Συνδέσεις

Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων είναι αρθρωτές για λόγους ταχύτητας συναρμολόγησης και οικονομίας κατά τη βιομηχανική παραγωγή.

## 2.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Το στατικό προσομοίωμα φαίνεται στο Σχ. 1. Ακολουθεί με ακρίβεια τη γεωμετρία των κατασκευαστικών σχεδίων. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώνονται μέσω στοιχείων δοκού, οι διαγώνιοι με στοιχεία δικτύωματος και οι πεδιλοδοκοί με στοιχεία Winkler. Στην στάθμη των περιμετρικών τοιχείων τίθενται άκαμπτα στοιχεία και στηρίξεις προς δέσμευση των πλευρικών μετατοπίσεων του υπογείου.



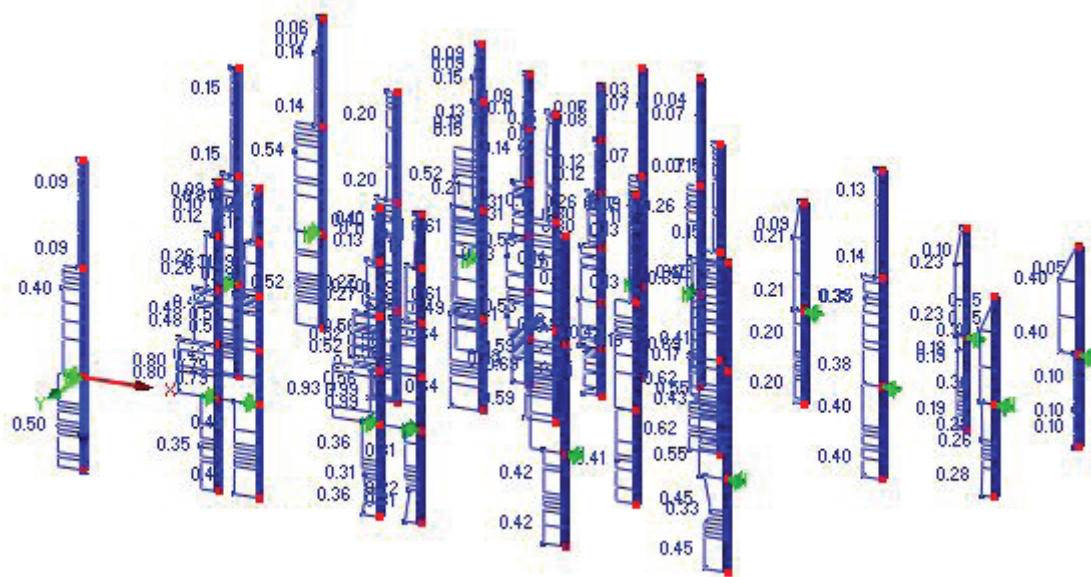
Σχήμα 1. Στατικό Προσομοίωμα



## 2.3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΛΕΓΧΩΝ

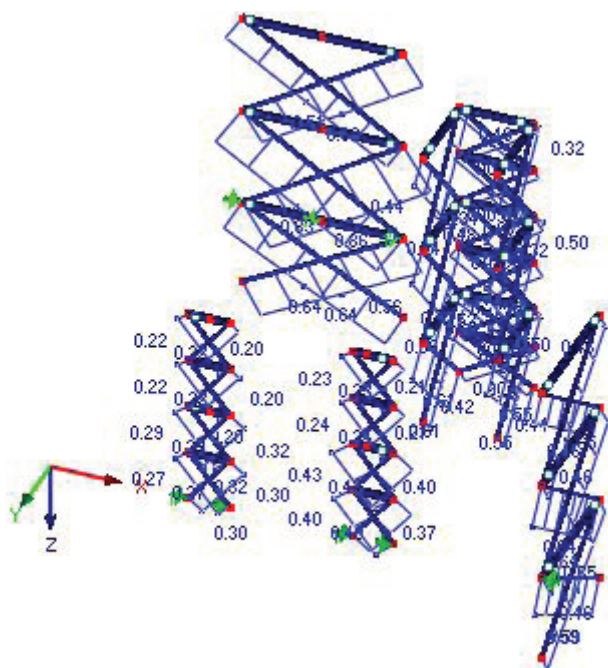
### 1. Έλεγχος υποστυλωμάτων - διαγωνίων

Τα υποστυλώματα - διαγώνιοι ελέγχονται έναντι καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού λαμβάνοντάς τα επί το δυσμενέστερο ως αμφιαρθρωτά βάσει των διατάξεων του Ευρωκώδικα 3. Οι μέγιστοι συντελεστές εκμετάλλευσης φαίνονται στο Σχ. 2. Για τις πλατύπελμες HEB 220 ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης είναι 0.99. Οι συντελεστές αυτοί εμφανίζονται σε μερικές μόνο κολώνες, μιας και οι περισσότερες εξ' αυτών υπολειπόμενες (υψηλά αποθέματα αντοχών).



Σχήμα 2. Συντελεστές εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων ( $maxSd/Rd=0.99$ )

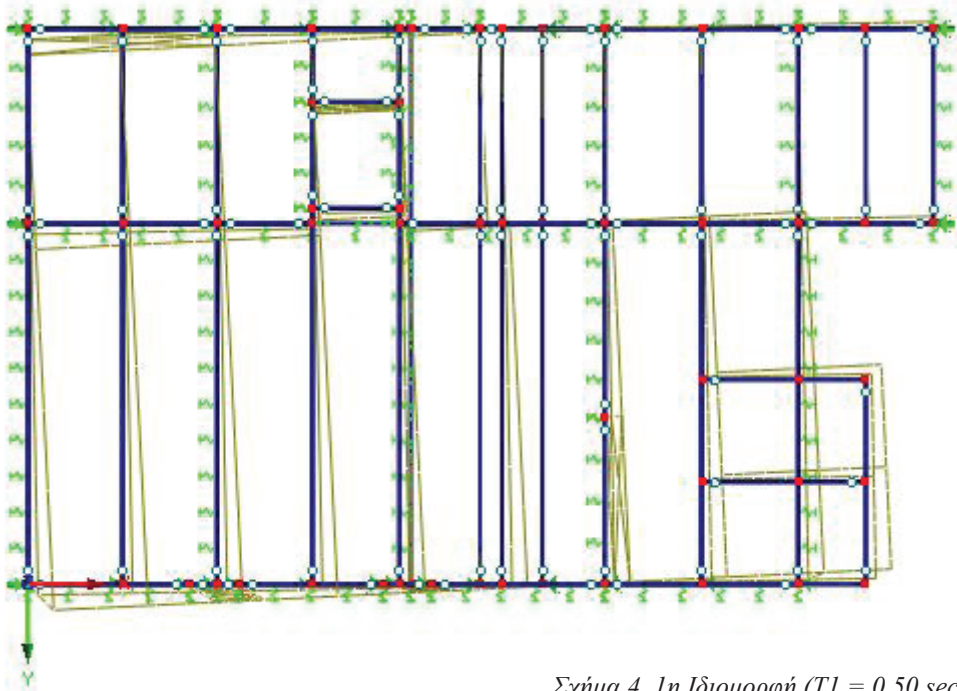
Τα στοιχεία των διαγωνίων παρουσιάζουν μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης 0.86



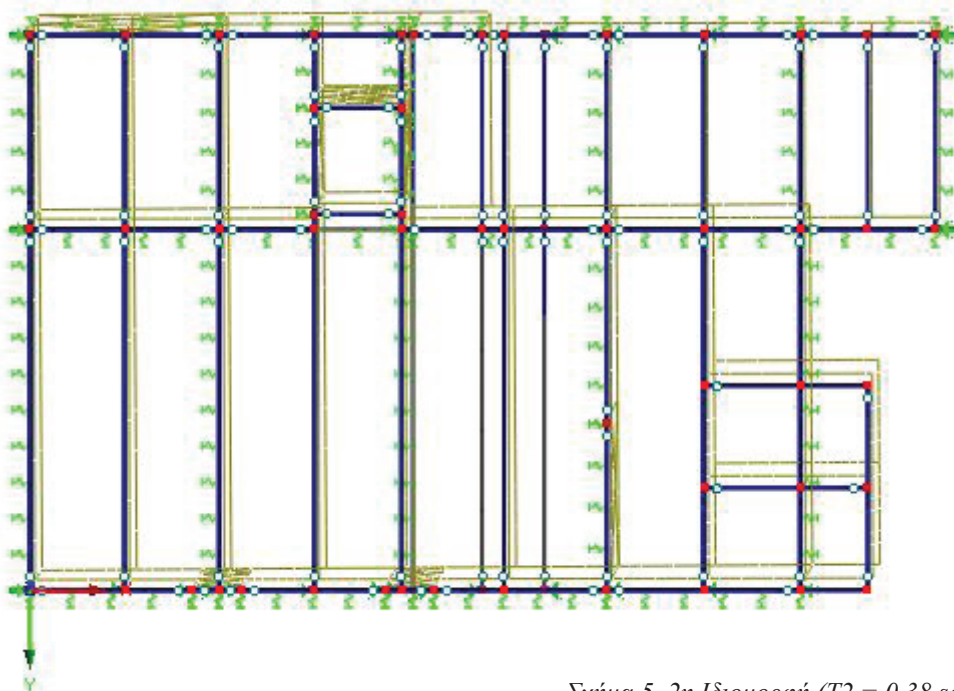
Σχήμα 3. Συντελεστές εκμετάλλευσης διαγωνίων ( $maxSd/Rd=0.86$ )

## 2. Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου

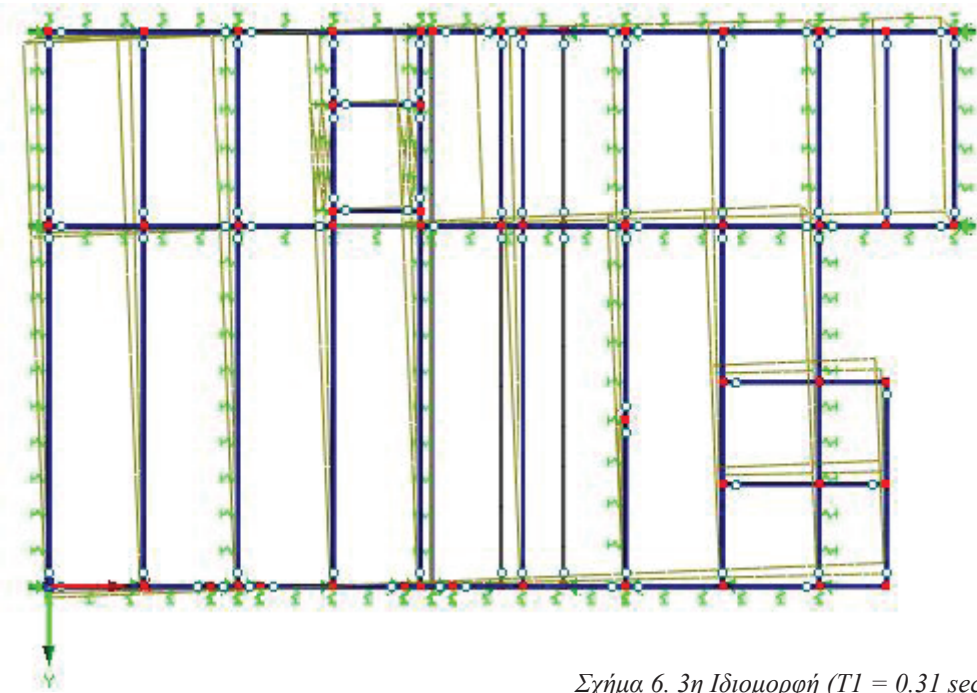
Λαμβάνονται υπόψη οι 10 πρώτες ιδιομορφές, στις οποίες αντιστοιχεί περισσότερο από το απαιτούμενο κατά NEAK 90% της ταλαντούμενης μάζας. Οι ιδιομορφές του κτιρίου είναι βασικά μεταφορικές και οι όποιες ασυμμετρίες αυτών ακολουθούν την καθύψος κατανομή της μάζας χωρίς να προβληματίζουν. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι 4 πρώτες εξ' αυτών που είναι και οι κυριότερες. Οι τρεις πρώτες ιδιομορφές αντιστοιχούν σε μετάθεση κατά τις δυο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Η τέταρτη αντιστοιχεί σε στρέψη, η συμμετέχουσα όμως μάζα είναι τόσο μικρή που η ιδιομορφή αυτή δεν δίνει ένταση στο φορέα.



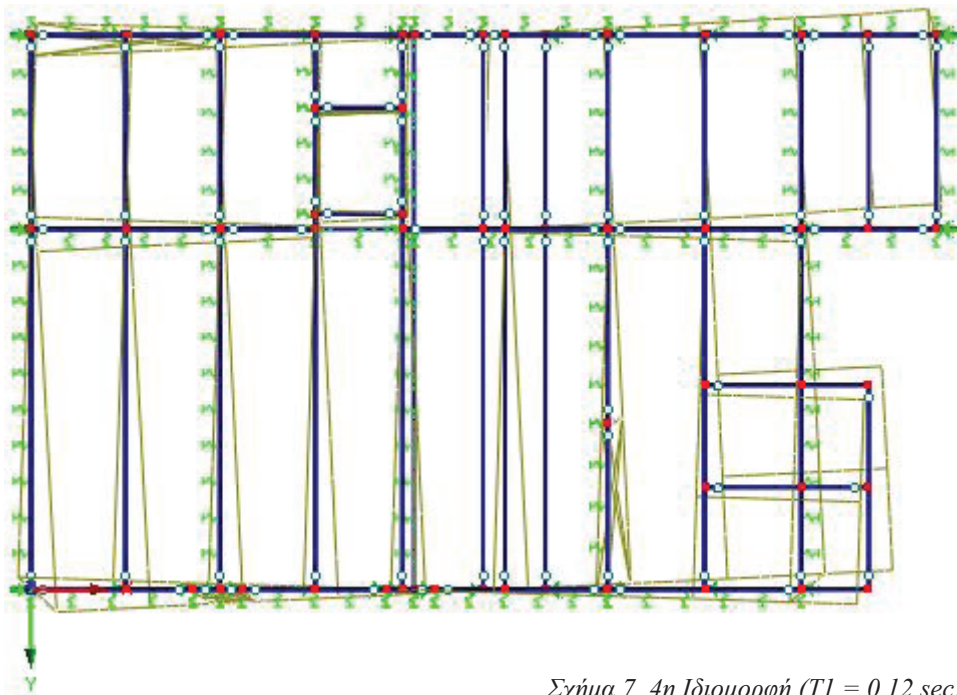
Σχήμα 4. 1η Ιδιομορφή ( $T1 = 0.50 \text{ sec}$ )



Σχήμα 5. 2η Ιδιομορφή ( $T2 = 0.38 \text{ sec}$ )



Σχήμα 6. 3η Ιδιομορφή ( $T1 = 0.31 \text{ sec}$ )



Σχήμα 7. 4η Ιδιομορφή ( $T1 = 0.12 \text{ sec}$ )

Αριθμός Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος T(sec)	Συμμετέχουσα μάζα % κατά	
		x	y
1	0,502374	29	47
2	0,383352	43	30
3	0,311795	0,6	4
4	0,11898	0,5	12
5	0,10192	14	1
6	0,0948509	3	2,7
7	0,0501607	2,5	-
8	0,041827	-	-
9	0,040066	-	-
10	0,039609	-	-

Πίνακας 1. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.

#### **Περιορισμός βλαβών (ΕΑΚ 2000, παρ.4.2)**

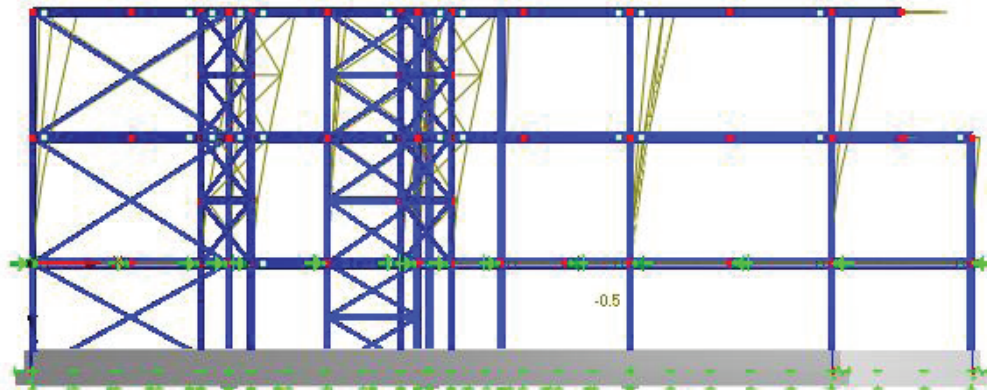
Οι διατμητικές παραμορφώσεις  $\gamma$  του κτιρίου λόγω πλευρικών μεταθέσεων από σεισμό είναι και στις δύο κατευθύνσεις x και y  $<0.7\%$  που επιβάλλει ο ΕΑΚ 2000 για την περίπτωση μη ευαίσθητων διαχωριστικών (περιορισμός βλαβών), βλ. συνημμένους υπολογισμούς στο 5.

#### **Επιρροές 2ας τάξεως (ΕΑΚ 2000, παρ. 4.1.2.2)**

Η ανάλυση του κτιρίου έχει γίνει για όλες τις περιπτώσεις Οριακής Κατάστασης Αστοχία μέσω θεωρίας 2ας τάξης. Κατά συνέπεια πρόσθετες μεγενθύνσεις εντατικών μεγεθών λαμβάνονται από το πρόγραμμα RSTAB αυτόματα υπόψη. Γενικώς, το κτίριο ανήκει και στις δύο καταυθύνσεις x και y στην κατηγορία των μη μεταθετών πλαισίων ( $\theta < 0.1$ ).

Παραμορφώσεις λόγω σεισμικού συνδυασμού φαίνονται στα Σχ. 8. και Σχ. 9.

Deformations u-X  
LG3 - Seismikos kata x(ii)

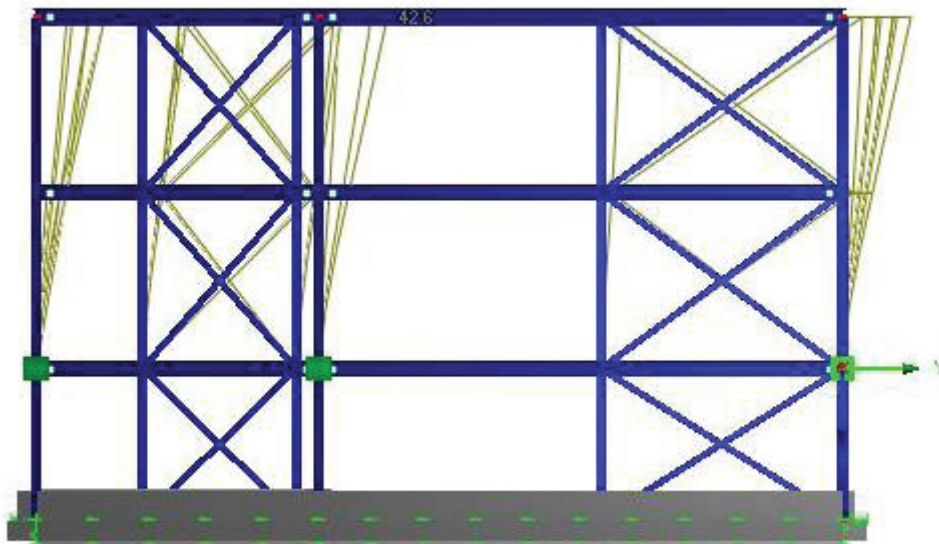


Max u-X: 39.1, Min u-X: -0.5 mm

max.  $u_x = 39.1$  mm

Σχήμα 8. Παραμόρφωση κτιρίου κατά x

Deformations u-Y  
LG6 - Seismikos kata y(i)



Max u-Y: 42.6, Min u-Y: -1.1 mm

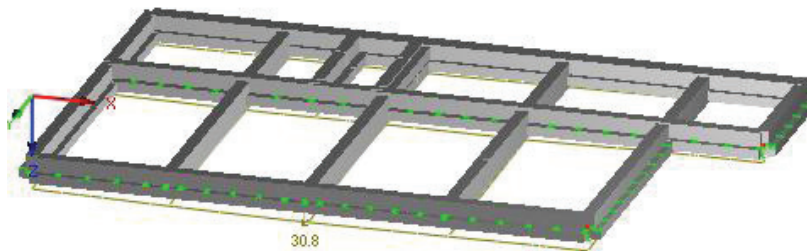
max.  $u_y = 42.6$  mm

Σχήμα 9. Παραμόρφωση κτιρίου κατά y

### 3. Τάσεις εδάφους - Βυθίσεις

Από τον έλεγχο για Οριακή Κατάσταση Αστοχίας υπολογίζονται οι τάσεις εδάφους οι οποίες πρέπει να είναι  $< 160 \text{ kPa}$ . Η υποχώρηση του εδάφους για τις μέγιστες τιμές τάσεων είναι  $30.8 \text{ mm} < 60 \text{ mm}$ . Η θεμελίωση φαίνεται στο Σχ.10

Deformations u-Z  
LG1 - O.K.A

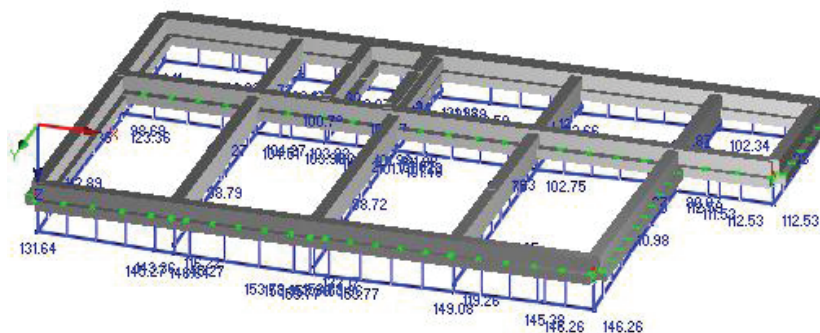


Max u-Z: 30.8, Min u-Z: 19.6 mm

Σχήμα 10. Εσχάρα πεδιλοδοκών με στοιχεία Winkler

Το πρόγραμμα RSTAB δίνει δυνάμεις επαφής στα θεμέλια, οι οποίες πρέπει να διαιρεθούν με το πλάτος της πεδιλοδοκού για να προκύψουν οι τάσεις έδρασης. Στις πεδιλοδοκούς με πλάτος  $1000 \text{ mm}$ , βλ. Σχ.11, εμφανίζεται η μέγιστη γραμμική δύναμη επαφής, η οποία είναι  $153.96 \text{ kN/m}$ , άρα η μέγιστη τάση εδάφους είναι  $153.96 \text{ kPa} < 160 \text{ kPa}$ .

Contact Forces p-z  
LG1 - O.K.A



Max p-z: 153.96, Min p-z: 81.87 kN/m

$\text{max} p_z = 153.96 \text{ kN/m}$

Σχήμα 11. Γραμμικές δυνάμεις επαφής σε πεδιλοδοκούς

#### 4. Όπλιση πεδιλοδοκών – συνδετήριων δοκών

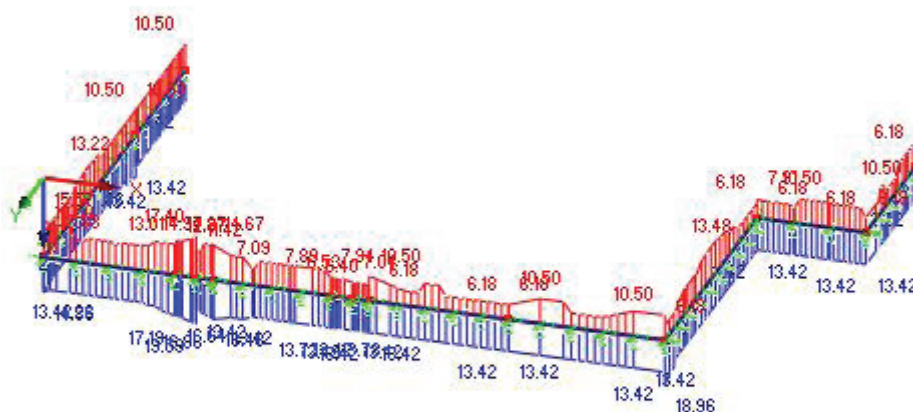
Το RSTAB υπολογίζει τους οπλισμούς σε  $\text{cm}^2$  για κάθε διατομή της θεμελίωσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2. Επιλέγοντας διατομή ράβδων διαμήκους οπλισμού και συνδετήριων έχει τη δυνατότητα να υπολογίσει το σύνολο του οπλισμού σε  $\text{kg}$ . Για διαμήκεις οπλισμούς  $\Phi 25$  και συνδετήρες  $\Phi 10$  προκύπτουν τα παρακάτω.

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε  $\text{cm}^2$   $A_{s,top}$  άνω σίδερα και  $A_{s,bottom}$  κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1000/400/500 φαίνονται στο Σχ.12.

Ισχύει για τα άνω σίδερα  $\max A_{s,top} = 17.40 \text{ cm}^2$

Ισχύει για τα κάτω σίδερα  $\max A_{s,bottom} = 19.59 \text{ cm}^2$

CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 19.59  $\text{cm}^2$   
Max A-s,top: 17.40  $\text{cm}^2$

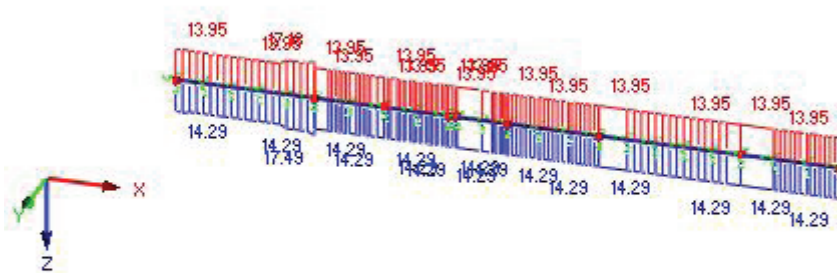
Σχήμα 12. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού ( $\text{cm}^2$ ) για τις κεντρικές πεδιλοδοκούς

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε  $\text{cm}^2$   $A_{s,top}$  άνω σίδερα και  $A_{s,bottom}$  κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1200/400/750 φαίνονται στο Σχ.13.

Ισχύει για τα άνω σίδερα  $\max A_{s,top} = 17.18 \text{ cm}^2$

Ισχύει για τα κάτω σίδερα  $\max A_{s,bottom} = 17.49 \text{ cm}^2$

CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 17.49 cm<sup>2</sup>  
 Max A-s,top: 17.18 cm<sup>2</sup>

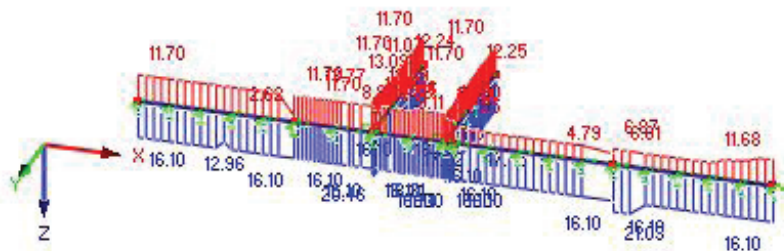
Σχήμα 13. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε cm<sup>2</sup> A<sub>s,top</sub> άνω σίδερα και A<sub>s,bottom</sub> κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1200/400/500 φαίνονται στο Σχ.14.

Ισχύει για τα άνω σίδερα maxA<sub>s,top</sub> = 13.77 cm<sup>2</sup>

Ισχύει για τα κάτω σίδερα maxA<sub>s,bottom</sub> = 21.03 cm<sup>2</sup>

CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 21.03 cm<sup>2</sup>  
 Max A-s,top: 13.77 cm<sup>2</sup>

Σχήμα 14. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

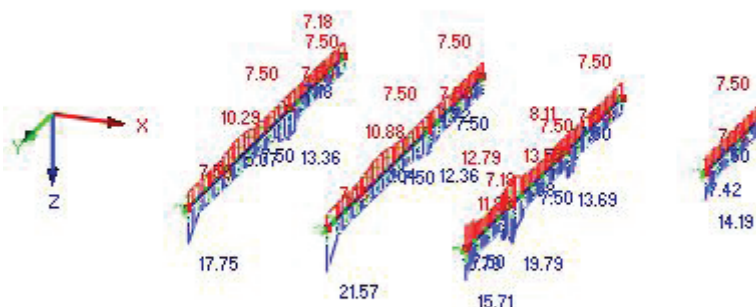


Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε cm<sup>2</sup> A<sub>s,top</sub> άνω σίδερα και A<sub>s,bottom</sub> κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 500/1000 φαίνονται στο Σχ.15.

Ισχύει για τα άνω σίδερα maxA<sub>s,top</sub> =13.55 cm<sup>2</sup>

Ισχύει για τα κάτω σίδερα maxA<sub>s,bottom</sub> =21.57 cm<sup>2</sup>

CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 21.57 cm<sup>2</sup>  
Max A-s,top: 13.55 cm<sup>2</sup>

Σχήμα 15. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

Ο συνολικός οπλισμός που απαιτείται για τη θεμελίωση είναι 8793,8 kg.

5. Έλεγχος περιορισμού βλαβών				
Για τον περιορισμό των βλαβών θα δειχθεί ότι				
$\gamma = \frac{\Delta u \cdot q}{2.5 \cdot h} = 0.6 \cdot \frac{\Delta u}{h} \leq \frac{\Delta u}{h} \Rightarrow \gamma = \frac{\Delta u}{3500} \leq 0.7\%$				
Όροφος	maxΔu <sub>x</sub> (mm)	maxγ <sub>x</sub> (%)	maxΔu <sub>y</sub> (mm)	maxγ <sub>y</sub> (%)
2ος	39.1-15.3=23.8	0.68%	42.6-18.7=23.9	0.68%
1ος	15.3-0=15.3	0.44%	18.7-0=18.7	0.53%

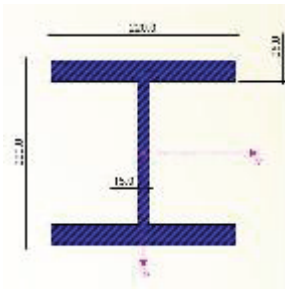
## 2.4 ΕΠΙΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ

Συμμεκτη πλάκα	152,82 m <sup>3</sup>
Θεμελίωση	118,12 m <sup>3</sup>
Οπλισμοί	8793,8 kg
Μεταλλικός Σκελετος	57.574 tn

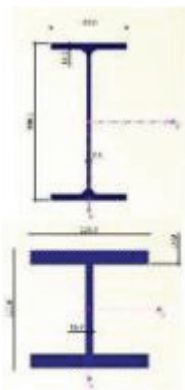
Πίνακας 2. Συγκεντρωτική επιμέτρηση υλικών

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 - ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΛΑΜΔΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

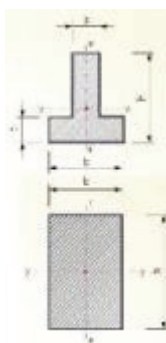
## 3.1 ΣΤΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ



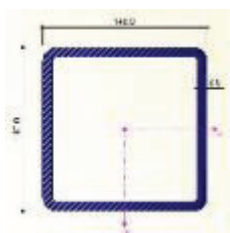
Υποστυλώματα



Δοκοί



Θεμελίωση



Διαγώνιοι

Τα υποστυλώματα είναι HEB 220 μιας και οι καταπονήσεις τους προέρχονται κυρίως από τα κατακόρυφα φορτία. Ικανοποιητικά συμπεριφέρεται επίσης στις θέσεις των διαγώνιων, όπου απαιτείται ανάληψη ισχυρών εφελκυστικών φορτίων λόγω σεισμού.

Επιλέχθηκαν οι δοκοί IPE 330 οι οποίες έχουν παρόμοια γεωμετρικά χαρακτηριστικά με τις συγκολλητές διατομές της αρχικής μελέτης και θεωρήθηκαν σύμμικτες. Στις θέσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων που τοποθετούνται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν οι πλατύπελμες HEB 220 για την ανάληψη ισχυρών εφελκυστικών φορτίων λόγω σεισμού.

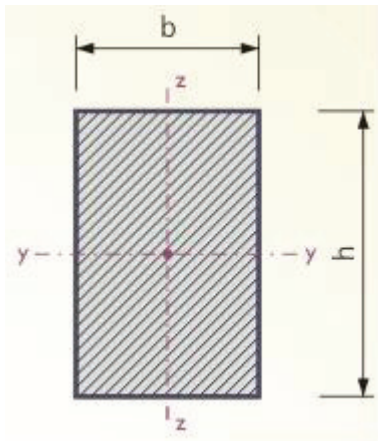
Η θεμελίωση πραγματοποιείται μέσω πεδιλοδοκών με γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής  $h/b/t/s$  και συνδετήριων δοκών ορθογωνικής διατομής  $h/b$ . Για τα περιμετρικά τοιχεία υπογείου επιλέχθηκαν πεδιλοδοκοί διατομών 1000/1000/400/500 και 1000/1200/400/750, ενώ για τα ενδιάμεσα στοιχεία πεδιλοδοκοί διατομής 1000/1200/400/500 και συνδετήριες δοκοί 500/1000. Η θεμελίωση ακολουθεί πιστά τις συστάσεις της γεωτεχνικής μελέτης (πλάτος θεμελίου  $\leq 1.50\text{m}$ , βάθος θεμελίωσης  $\geq 1.0\text{m}$  κ.α.)

Επιλέχθηκε διατομή τετραγωνικής κοίλοδοκού 140x8 λόγω ομοιόμορφης συμπεριφοράς προς όλες τις διευθύνσεις και υψηλής δυστρεψίας.



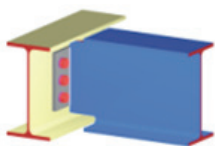
Άκαμπτα Στοιχεία Δοκού

Στην στάθμη των περιμετρικών τοιχείων τίθενται άκαμπτα, αβαρή στοιχεία δοκών και στηρίξεις προς δέσμευση των πλευρικών μετατοπίσεων του υπογείου.



Οριζόντιοι Σιαχτί Σύνδεσμοι

Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών των ορόφων εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλων αβαρών χιαστί οριζόντιων συνδέσμων ορθογωνικής διατομής 170/170.

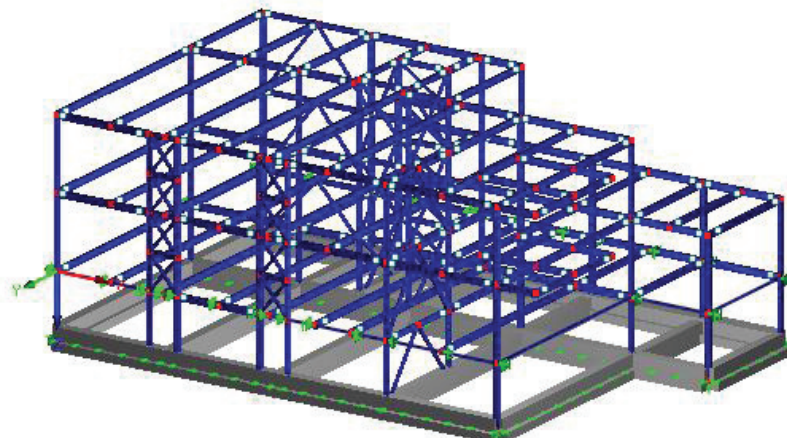


Συνδέσεις

Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων είναι αρθρωτές για λόγους ταχύτητας συναρμολόγησης και οικονομίας κατά τη βιομηχανική παραγωγή.

### 3.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Το στατικό προσομοίωμα φαίνεται στο Σχ. 1. Ακολουθεί με ακρίβεια τη γεωμετρία των κατασκευαστικών σχεδίων. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώνονται μέσω στοιχείων δοκού, οι διαγώνιοι με στοιχεία δικτύωματος και οι πεδιλοδοκοί με στοιχεία Winkler. Στην στάθμη των περιμετρικών τοιχείων τίθενται άκαμπτα στοιχεία και στηρίξεις προς δέσμευση των πλευρικών μετατοπίσεων του υπογείου.

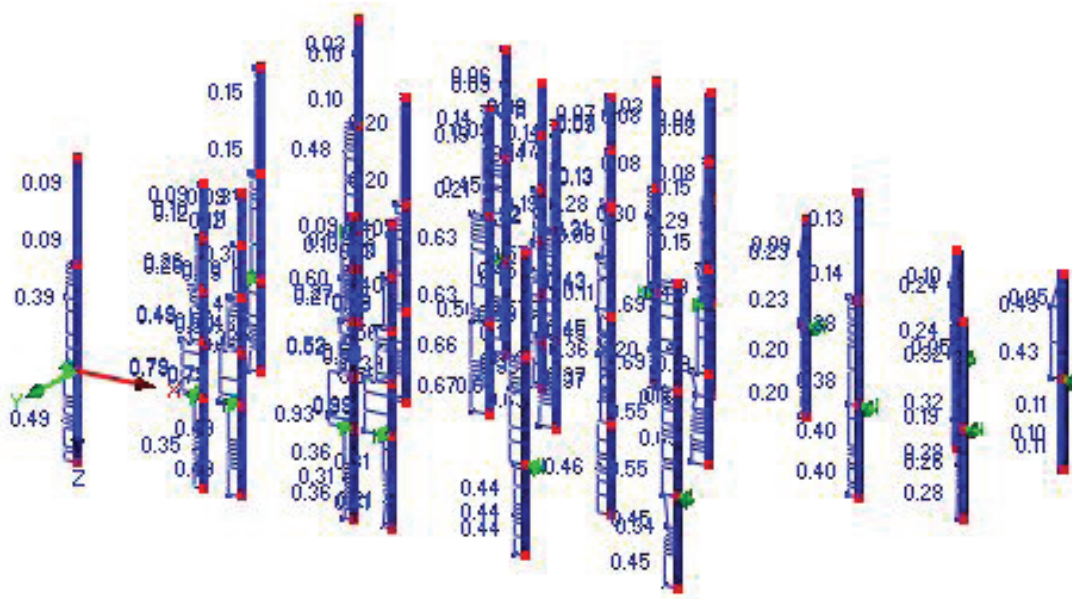


Σχήμα 1. Στατικό Προσομοίωμα

### 3.3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΛΕΓΧΩΝ

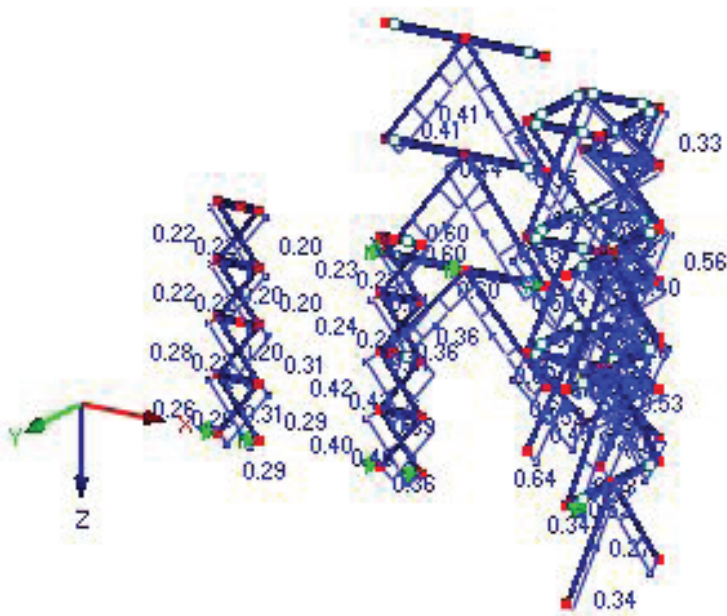
#### 1. Έλεγχος υποστυλωμάτων - διαγωνίων

Τα υποστυλώματα - διαγώνιοι ελέγχονται έναντι καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού λαμβάνοντάς τα επί το δυσμενέστερο ως αμφιαρθρωτά βάσει των διατάξεων του Ευρωκώδικα 3. Οι μέγιστοι συντελεστές εκμετάλλευσης φαίνονται στο Σχ. 2. Για τις πλατύπελμες HEB 220 ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης είναι 0.99. Οι συντελεστές αυτοί εμφανίζονται σε μερικές μόνο κολώνες, μιας και οι περισσότερες εξ' αυτών υπολειπόμενες (υψηλά αποθέματα αντοχών).



Σχήμα 2. Συντελεστές εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων ( $\max Sd/Rd=0.99$ )

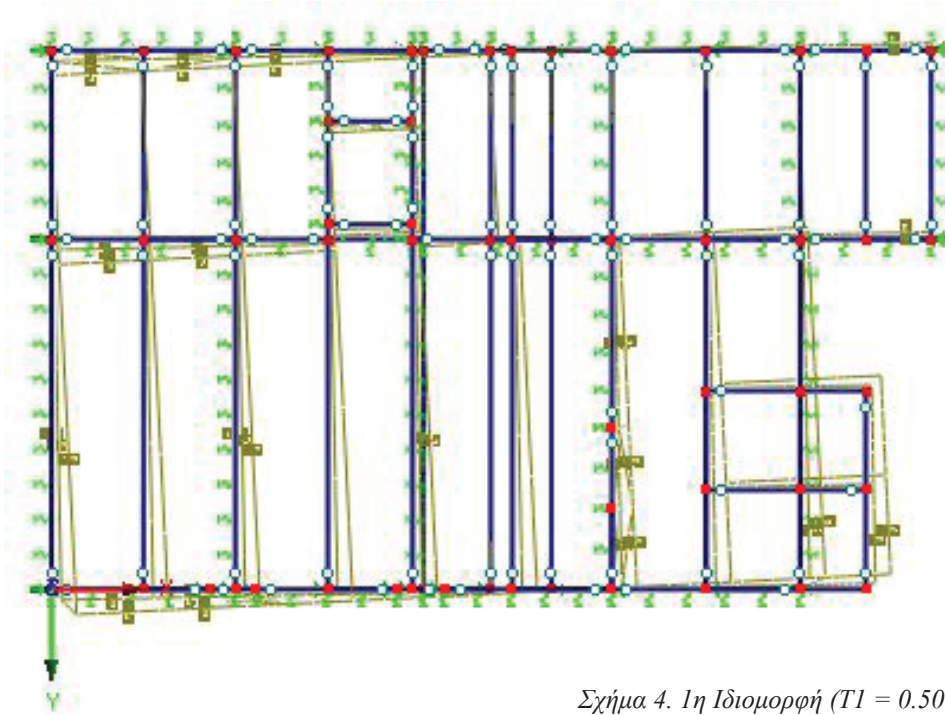
Τα στοιχεία των διαγωνίων παρουσιάζουν μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης 0.68



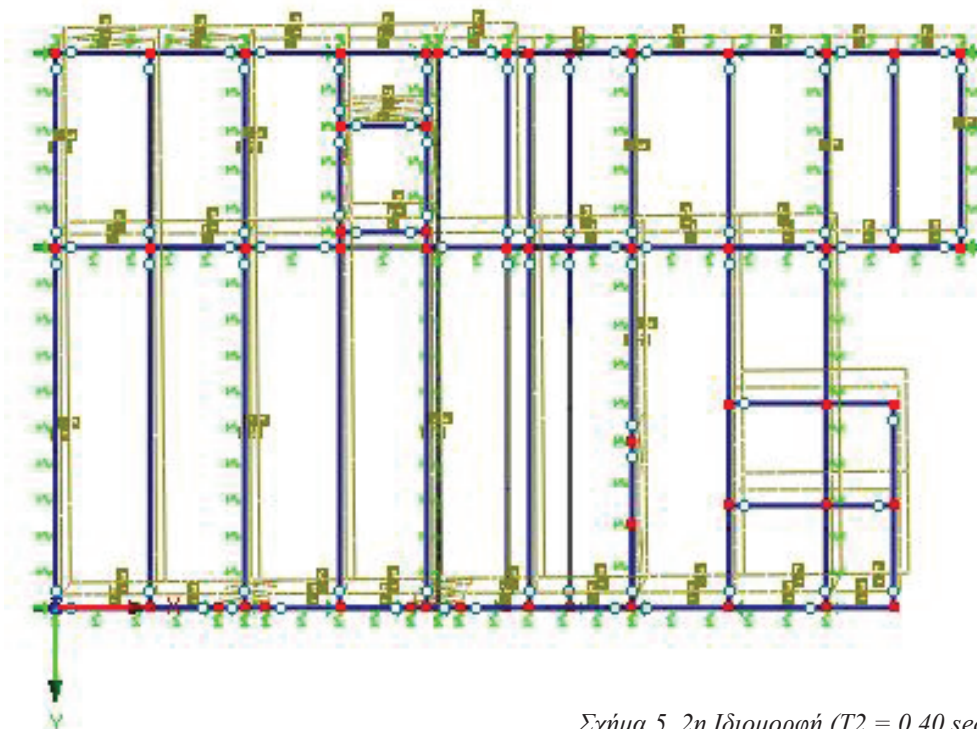
Σχήμα 3. Συντελεστές εκμετάλλευσης διαγωνίων ( $\max Sd/Rd=0.68$ )

## 2. Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου

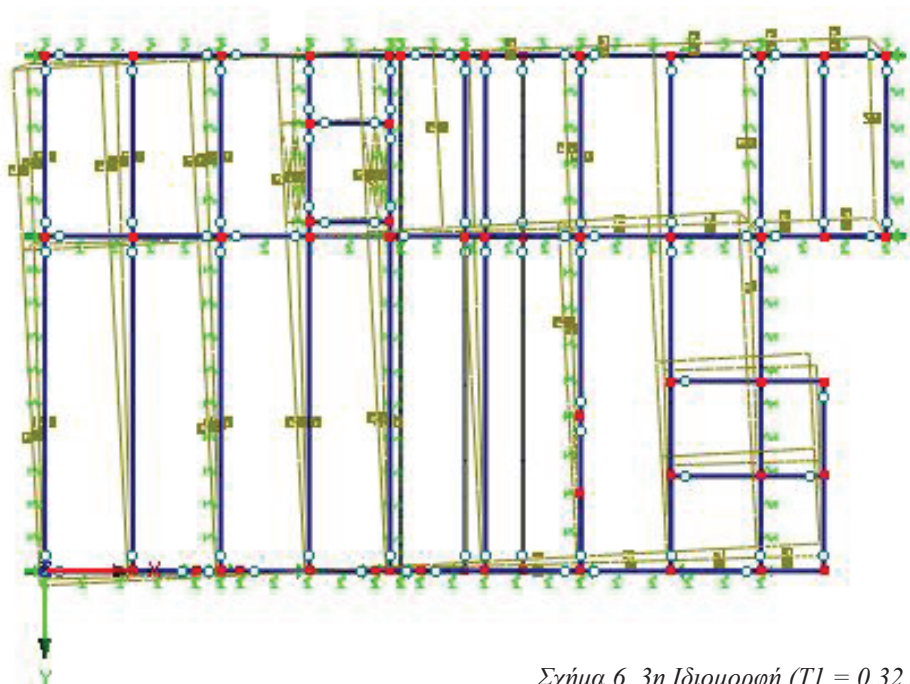
Λαμβάνονται υπόψη οι 10 πρώτες ιδιομορφές, στις οποίες αντιστοιχεί περισσότερο από το απαιτούμενο κατά NEAK 90% της ταλαντούμενης μάζας. Οι ιδιομορφές του κτιρίου είναι βασικά μεταφορικές και οι όποιες ασυμμετρίες αυτών ακολουθούν την καθύψος κατανομή της μάζας χωρίς να προβληματίζουν. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι 4 πρώτες εξ' αυτών που είναι και οι κυριότερες. Οι τρεις πρώτες ιδιομορφές αντιστοιχούν σε μετάθεση κατά τις δυο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Η τέταρτη αντιστοιχεί σε στρέψη, η συμμετέχουσα όμως μάζα είναι τόσο μικρή που η ιδιομορφή αυτή δεν δίνει ένταση στο φορέα.



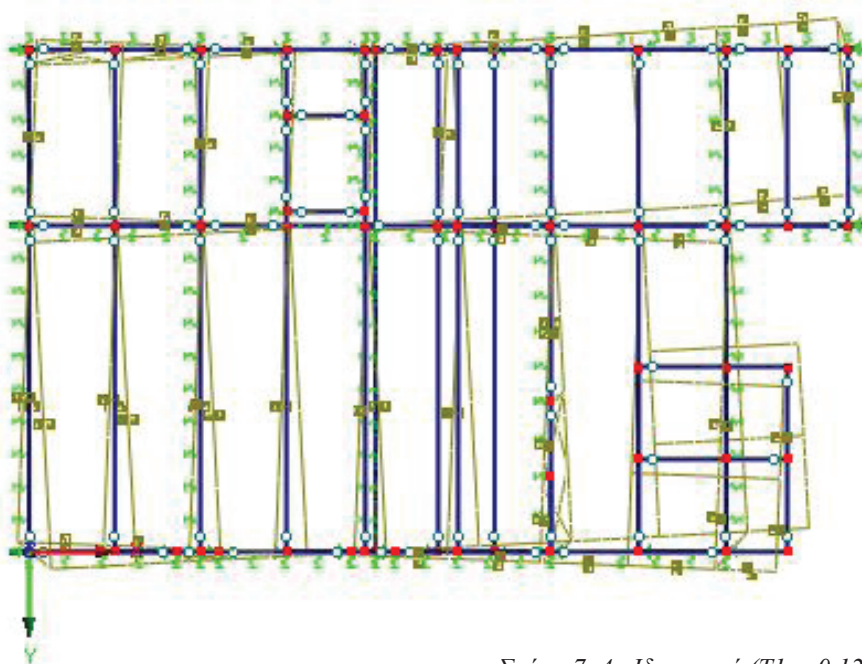
Σχήμα 4. 1η Ιδιομορφή ( $T1 = 0.50 \text{ sec}$ )



Σχήμα 5. 2η Ιδιομορφή ( $T2 = 0.40 \text{ sec}$ )



Σχήμα 6. 3η Ιδιομορφή ( $T1 = 0.32 \text{ sec}$ )



Σχήμα 7. 4η Ιδιομορφή ( $T1 = 0.12 \text{ sec}$ )

Αριθμός Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος T(sec)	Συμμετέχουσα μάζα % κατά	
		x	y
1	0,502602	32	38
2	0,395302	37	35
3	0,324385	14	3
4	0,122251	3,5	12
5	0,1083808	5	2,1
6	0,099212	3	5,6
7	0,050532	-	-
8	0,041857	-	-
9	0,040048	-	-
10	0,039609	-	-

Πίνακας 1. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.

#### **Περιορισμός βλαβών (ΕΑΚ 2000, παρ.4.2)**

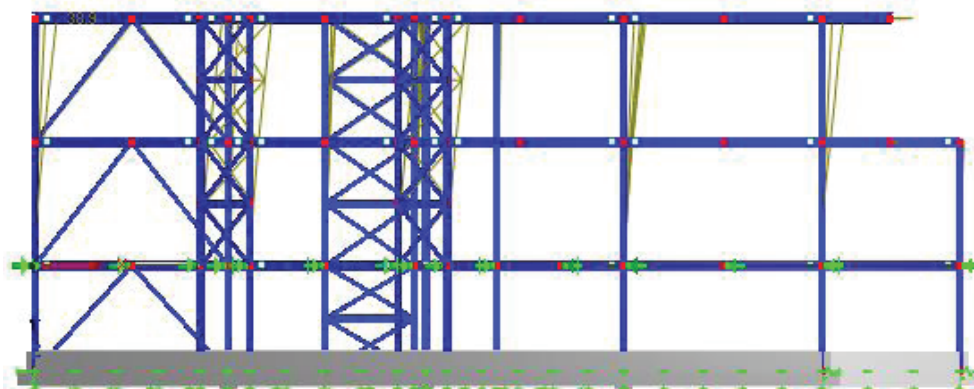
Οι διατμητικές παραμορφώσεις  $\gamma$  του κτιρίου λόγω πλευρικών μεταθέσεων από σεισμό είναι και στις δύο κατευθύνσεις x και y  $<0.7\%$  που επιβάλλει ο ΕΑΚ 2000 για την περίπτωση μη ευαίσθητων διαχωριστικών (περιορισμός βλαβών), βλ. συνημμένους υπολογισμούς στο 5.

#### **Επιρροές 2ας τάξεως (ΕΑΚ 2000, παρ. 4.1.2.2)**

Η ανάλυση του κτιρίου έχει γίνει για όλες τις περιπτώσεις Οριακής Κατάστασης Αστοχία μέσω θεωρίας 2ας τάξης. Κατά συνέπεια πρόσθετες μεγεθύνσεις εντατικών μεγεθών λαμβάνονται από το πρόγραμμα RSTAB αυτόματα υπόψη. Γενικώς, το κτίριο ανήκει και στις δύο καταυθύνσεις x και y στην κατηγορία των μη μεταθετών πλαισίων ( $\theta < 0.1$ ).

Παραμορφώσεις λόγω σεισμικού συνδυασμού φαίνονται στα Σχ. 8. και Σχ. 9.

Deformations u-X  
LG3 - Seismikos kata x(ii)

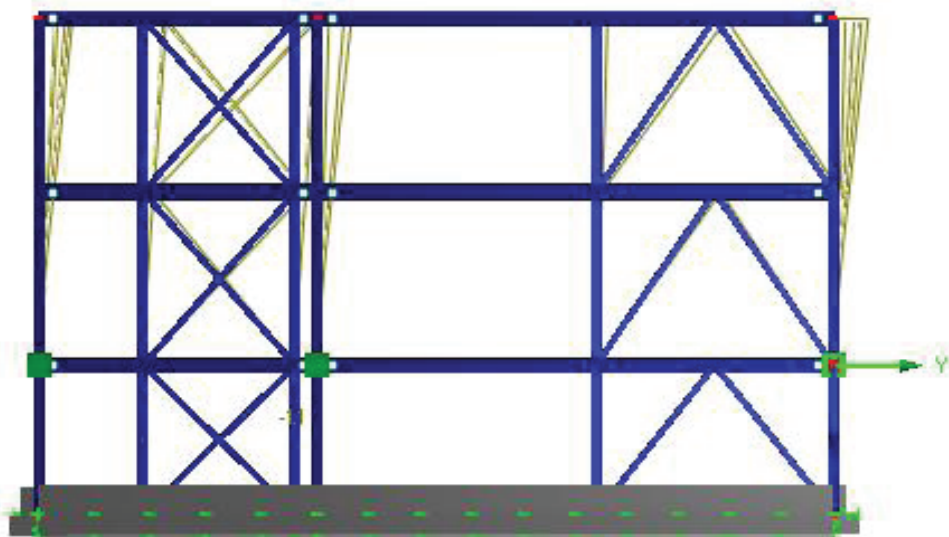


Max u-X: 38.9, Min u-X: -0.5 mm

max.  $u_x = 38.9$  mm

Σχήμα 8. Παραμόρφωση κτιρίου κατά x

Deformations u-Y  
LG6 - Seismikos kata y(i)



Max u-Y: 43.3, Min u-Y: -1.1 mm

max.  $u_y = 43.3$  mm

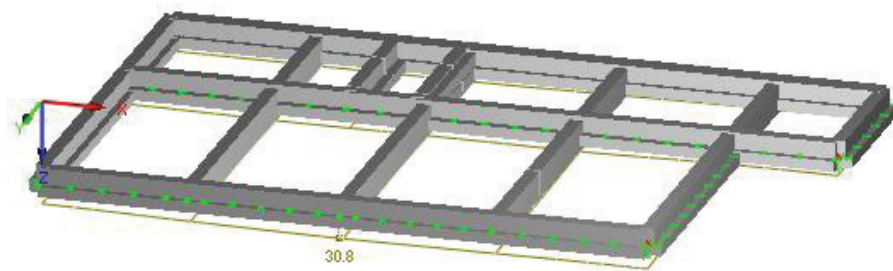
Σχήμα 9. Παραμόρφωση κτιρίου κατά y



### 3. Τάσεις εδάφους - Βυθίσεις

Από τον έλεγχο για Οριακή Κατάσταση Αστοχίας υπολογίζονται οι τάσεις εδάφους οι οποίες πρέπει να είναι  $< 160 \text{ kPa}$ . Η υποχώρηση του εδάφους για τις μέγιστες τιμές τάσεων είναι  $30.8 \text{ mm} < 60 \text{ mm}$ . Η θεμελίωση φαίνεται στο Σχ.10

Deformations u-z  
LG1 - O.K.A

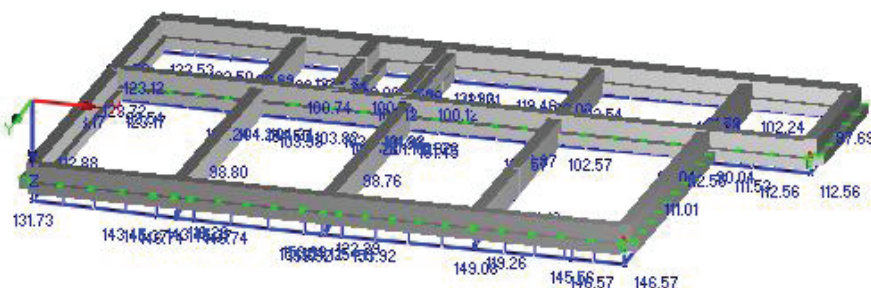


Max u-z: 30.8, Min u-z: 19.5 mm

Σχήμα 10. Εσχάρα πεδιλοδοκών με στοιχεία Winkler

Το πρόγραμμα RSTAB δίνει δυνάμεις επαφής στα θεμέλια, οι οποίες πρέπει να διαιρεθούν με το πλάτος της πεδιλοδοκού για να προκύψουν οι τάσεις έδρασης. Στις πεδιλοδοκούς με πλάτος 1000mm, βλ. Σχ.11, εμφανίζεται η μέγιστη γραμμική δύναμη επαφής, η οποία είναι 154.12 kN/m, άρα η μέγιστη τάση εδάφους είναι  $154.12 \text{ kPa} < 160 \text{ kPa}$ .

Contact Forces p-z  
LG1 - O.K.A



Max p-z: 154.12, Min p-z: 81.79 kN/m

maxp-z = 154.12 kN/m

Σχήμα 11. Γραμμικές δυνάμεις επαφής σε πεδιλοδοκούς

#### 4. Όπλιση πεδιλοδοκών – συνδετήριων δοκών

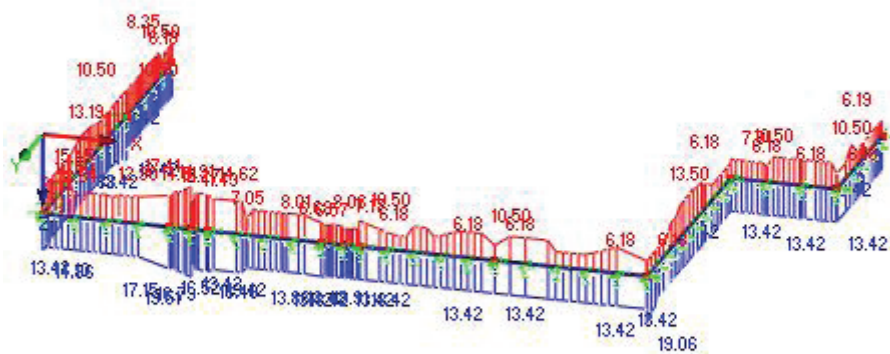
Το RSTAB υπολογίζει τους οπλισμούς σε cm<sup>2</sup> για κάθε διατομή της θεμελίωσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2. Επιλέγοντας διατομή ράβδων διαμήκους οπλισμού και συνδετήριων έχει τη δυνατότητα να υπολογίσει το σύνολο του οπλισμού σε kg. Για διαμήκεις οπλισμούς Φ25 και συνδετήρες Φ10 προκύπτουν τα παρακάτω.

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε cm<sup>2</sup>  $A_{s,top}$  άνω σίδερα και  $A_{s,bottom}$  κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1000/400/500 φαίνονται στο Σχ.12.

Ισχύει για τα άνω σίδερα  $max A_{s,top} = 17.41 \text{ cm}^2$

Ισχύει για τα κάτω σίδερα  $max A_{s,bottom} = 19.51 \text{ cm}^2$

CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 19.51 cm<sup>2</sup>  
Max A-s,top: 17.41 cm<sup>2</sup>

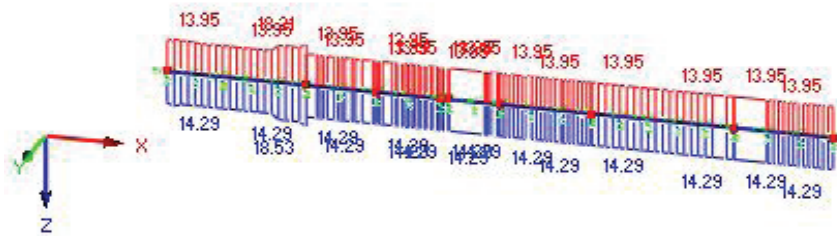
Σχήμα 12. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις κεντρικές πεδιλοδοκούς

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε cm<sup>2</sup>  $A_{s,top}$  άνω σίδερα και  $A_{s,bottom}$  κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1200/400/750 φαίνονται στο Σχ.13.

Ισχύει για τα άνω σίδερα  $max A_{s,top} = 18.21 \text{ cm}^2$

Ισχύει για τα κάτω σίδερα  $max A_{s,bottom} = 18.53 \text{ cm}^2$

CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 18.53 cm<sup>2</sup>  
Max A-s,top: 18.21 cm<sup>2</sup>

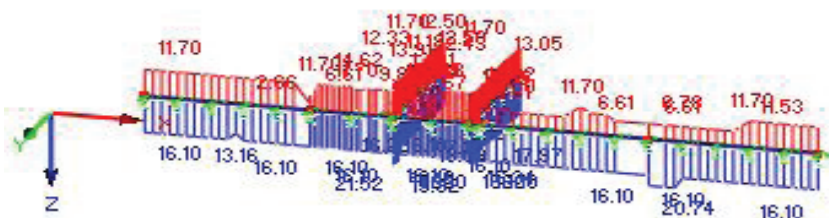
Σχήμα 13. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε cm<sup>2</sup> As,top άνω σίδερα και As,bottom κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1200/400/500 φαίνονται στο Σχ.14.

Ισχύει για τα άνω σίδερα maxAs,top =14.62 cm<sup>2</sup>

Ισχύει για τα κάτω σίδερα maxAs,bottom =21.52 cm<sup>2</sup>

CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 21.52 cm<sup>2</sup>  
Max A-s,top: 14.62 cm<sup>2</sup>

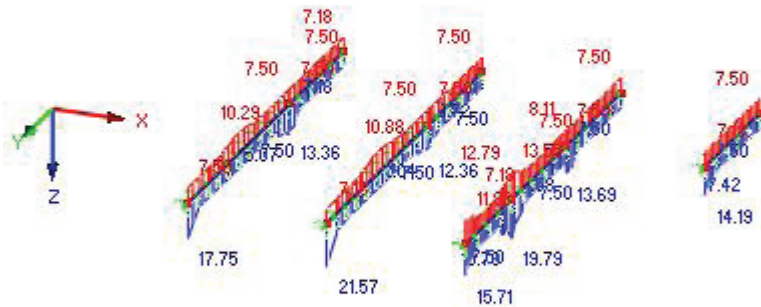
Σχήμα 14. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε cm<sup>2</sup> As,top άνω σίδερα και As,bottom κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 500/1000 φαίνονται στο Σχ.15.

Ισχύει για τα άνω σίδερα maxAs,top =14.62 cm<sup>2</sup>

Ισχύει για τα κάτω σίδερα maxAs,bottom =21.65 cm<sup>2</sup>

CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 21.57 cm<sup>2</sup>  
Max A-s,top: 13.55 cm<sup>2</sup>

Σχήμα 15. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

Ο συνολικός οπλισμός που απαιτείται για τη θεμελίωση είναι 8837,8 kg.

5.	Έλεγχος περιορισμού βλαβών			
Για τον περιορισμό των βλαβών θα δειχθεί ότι				
$\gamma = \frac{\Delta u \cdot q}{2.5 \cdot h} = 0.6 \cdot \frac{\Delta u}{h} \leq \frac{\Delta u}{h} \Rightarrow \gamma = \frac{\Delta u}{3500} \leq 0.7\%$				
Όροφος	maxΔux(mm)	maxγx(%)	maxΔuy(mm)	maxγγ(%)
2ος	38.9-15.2=23.7	0.68%	43.3-19.1=24.2	0.69%
1ος	15.2-0=15.2	0.43%	19.1-0=19.1	0.55%

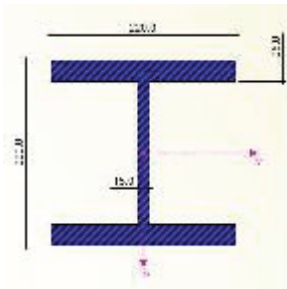
### 3.4 ΕΠΙΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ

Συμμικτη πλάκα	152,82 m <sup>3</sup>
Θεμελίωση	118,12 m <sup>3</sup>
Οπλισμοί	8837,8 kg
Μεταλλικός Σκελετος	56.828 tn

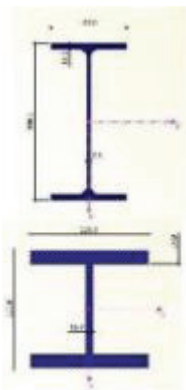
Πίνακας 2. Συγκεντρωτική επιμέτρηση υλικών

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 - ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΛΑΜΛΑ ΕΚΚΕΝΤΡΟΥΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

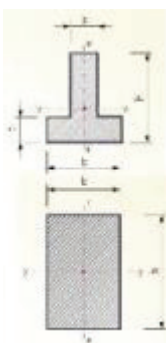
## 4.1 ΣΤΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ



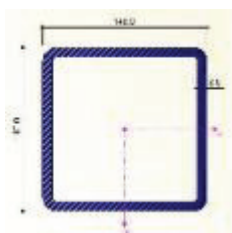
Υποστυλώματα



Δοκοί



Θεμελίωση



Διαγώνιοι

Τα υποστυλώματα είναι HEB 260 μιας και οι καταπονήσεις τους προέρχονται κυρίως από τα κατακόρυφα φορτία. Ικανοποιητικά συμπεριφέρεται επίσης στις θέσεις των διαγώνιων, όπου απαιτείται ανάληψη ισχυρών εφελκυστικών φορτίων λόγω σεισμού.

Επιλέχθηκαν οι δοκοί IPE 330 οι οποίες έχουν παρόμοια γεωμετρικά χαρακτηριστικά με τις συγκολλητές διατομές της αρχικής μελέτης και θεωρήθηκαν σύμμικτες. Στις θέσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων που τοποθετούνται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν οι πλατύπελμες HEB 260 για την ανάληψη ισχυρών εφελκυστικών φορτίων λόγω σεισμού.

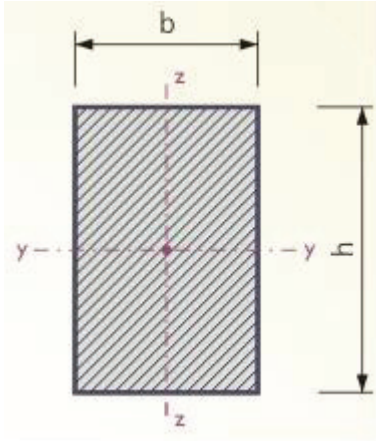
Η θεμελίωση πραγματοποιείται μέσω πεδιλοδοκών με γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής  $h/b/t/s$  και συνδετήριων δοκών ορθογωνικής διατομής  $h/b$ . Για τα περιμετρικά τοιχεία υπογείου επιλέχθηκαν πεδιλοδοκοί διατομών 1000/1000/400/500 και 1000/1200/400/750, ενώ για τα ενδιάμεσα στοιχεία πεδιλοδοκοί διατομής 1000/1200/400/500 και συνδετήριες δοκοί 500/1000. Η θεμελίωση ακολουθεί πιστά τις συστάσεις της γεωτεχνικής μελέτης (πλάτος θεμελίου  $\leq 1.50\text{m}$ , βάθος θεμελίωσης  $\geq 1.0\text{m}$  κ.α.)

Επιλέχθηκε διατομή τετραγωνικής κοίλοδοκού 140x6.3 λόγω ομοιόμορφης συμπεριφοράς προς όλες τις διευθύνσεις και υψηλής δυστρεψίας.



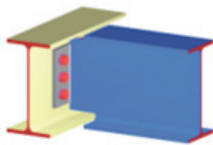
Άκαμπτα Στοιχεία Δοκού

Στην στάθμη των περιμετρικών τοιχείων τίθενται άκαμπτα, αβαρή στοιχεία δοκών και στηρίξεις προς δέσμευση των πλευρικών μετατοπίσεων του υπογείου.



Οριζόντιοι Σιαχτί Σύνδεσμοι

Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών των ορόφων εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλων αβαρών χιαστί οριζόντιων συνδέσμων ορθογωνικής διατομής 170/170.

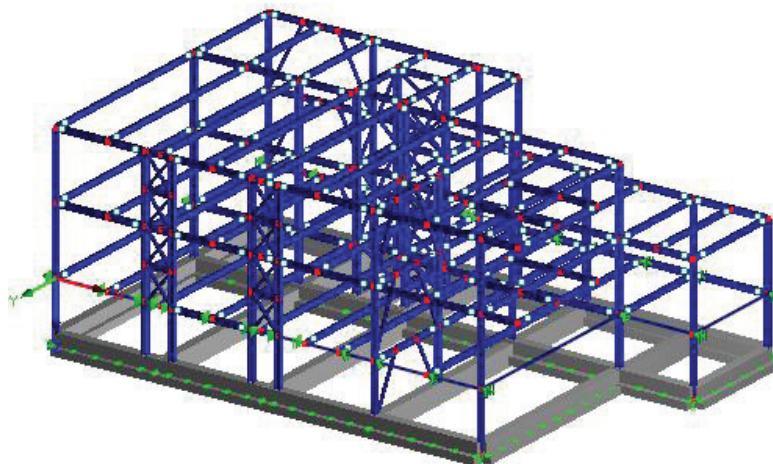


Συνδέσεις

Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων είναι αρθρωτές για λόγους ταχύτητας συναρμολόγησης και οικονομίας κατά τη βιομηχανική παραγωγή.

## 4.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Το στατικό προσομοίωμα φαίνεται στο Σχ. 1. Ακολουθεί με ακρίβεια τη γεωμετρία των κατασκευαστικών σχεδίων. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώνονται μέσω στοιχείων δοκού, οι διαγώνιοι με στοιχεία δικτύωματος και οι πεδιλοδοκοί με στοιχεία Winkler. Στην στάθμη των περιμετρικών τοιχείων τίθενται άκαμπτα στοιχεία και στηρίξεις προς δέσμευση των πλευρικών μετατοπίσεων του υπογείου.

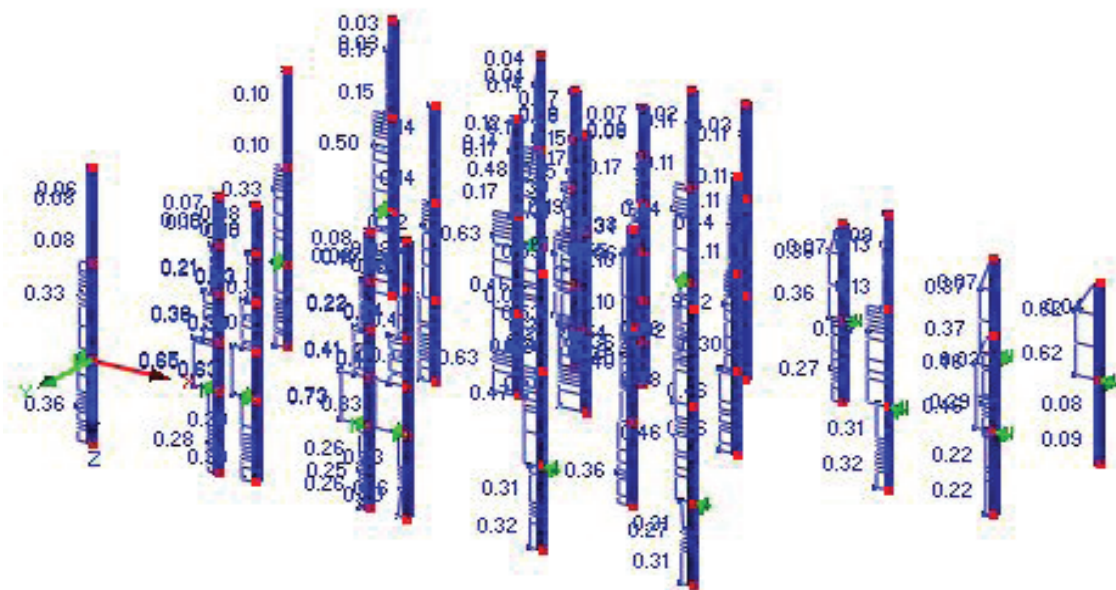


Σχήμα 1. Στατικό Προσομοίωμα

### 4.3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΛΕΓΧΩΝ

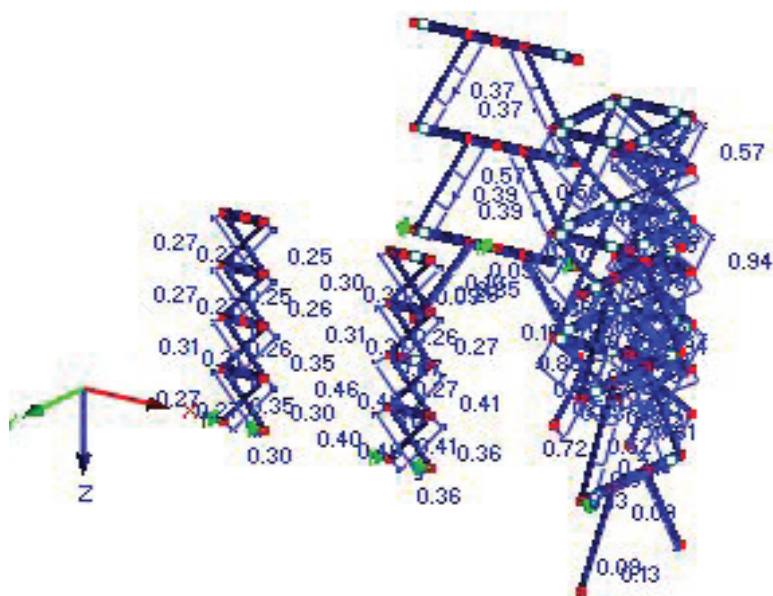
#### 1. Έλεγχος υποστυλωμάτων - διαγωνίων

Τα υποστυλώματα - διαγώνιοι ελέγχονται έναντι καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού λαμβάνοντάς τα επί το δυσμενέστερο ως αμφιαρθρωτά βάσει των διατάξεων του Ευρωκώδικα 3. Οι μέγιστοι συντελεστές εκμετάλλευσης φαίνονται στο Σχ. 2. Για τις πλατύπελμες HEB 220 ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης είναι 0.83. Οι συντελεστές αυτοί εμφανίζονται σε μερικές μόνο κολώνες, μιας και οι περισσότερες εξ' αυτών υπολειπόμενες (υψηλά αποθέματα αντοχών).



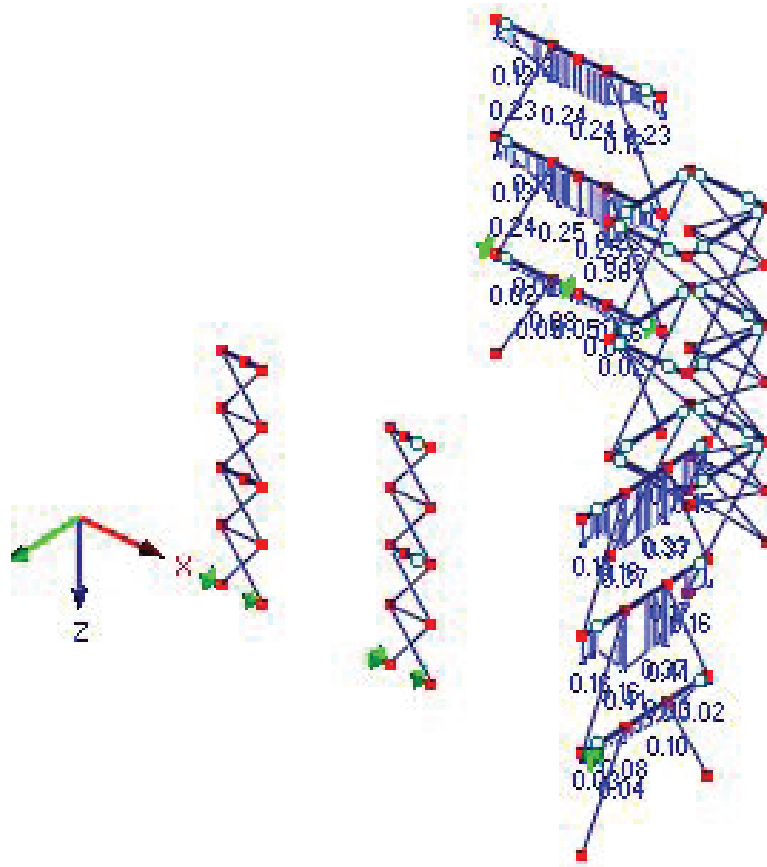
Σχήμα 2. Συντελεστές εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων ( $maxSd/Rd=0.83$ )

Τα στοιχεία των διαγωνίων παρουσιάζουν μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης 0.95



Σχήμα 3. Συντελεστές εκμετάλλευσης διαγωνίων ( $maxSd/Rd=0.95$ )

Οι δοκοί στις οποίες γίνεται η σύνδεση των διαγωνίων παρουσιάζουν μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης 0.41

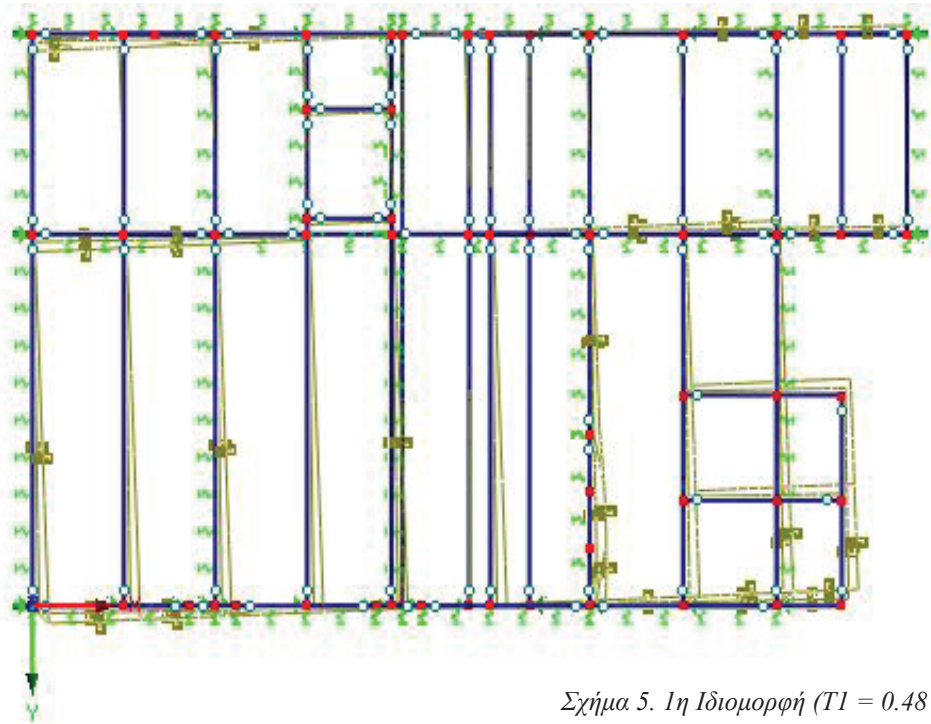


Σχήμα 4. Συντελεστές εκμετάλλευσης δοκών σύνδεσης διαγωνίων ( $maxSd/Rd=0.41$ )

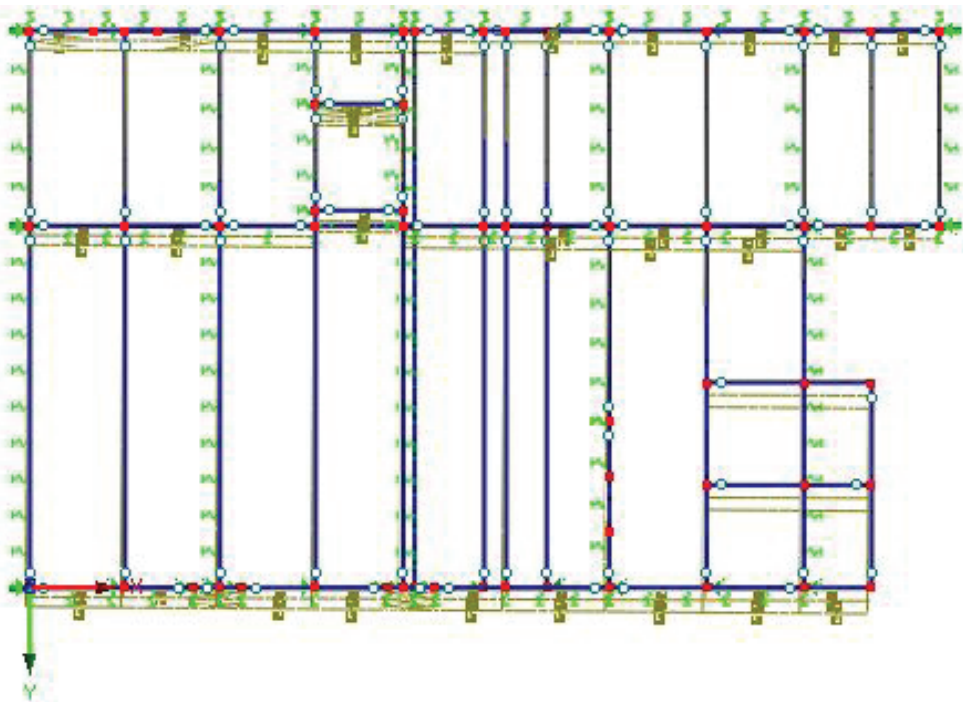
## 2. Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου

Λαμβάνονται υπόψη οι 10 πρώτες ιδιομορφές, στις οποίες αντιστοιχεί περισσότερο από το απαιτούμενο κατά NEAK 90% της ταλαντούμενης μάζας. Οι ιδιομορφές του κτιρίου είναι βασικά μεταφορικές και οι όποιες ασυμμετρίες αυτών ακολουθούν την καθύψος κατανομή της μάζας χωρίς να προβληματίζουν. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι 4 πρώτες εξ' αυτών που είναι και οι κυριότερες. Οι τρεις πρώτες ιδιομορφές αντιστοιχούν σε μετάθεση κατά τις δυο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Η τέταρτη αντιστοιχεί σε στρέψη, η συμμετέχουσα όμως μάζα είναι τόσο μικρή που η ιδιομορφή αυτή δεν δίνει ένταση στο φορέα.

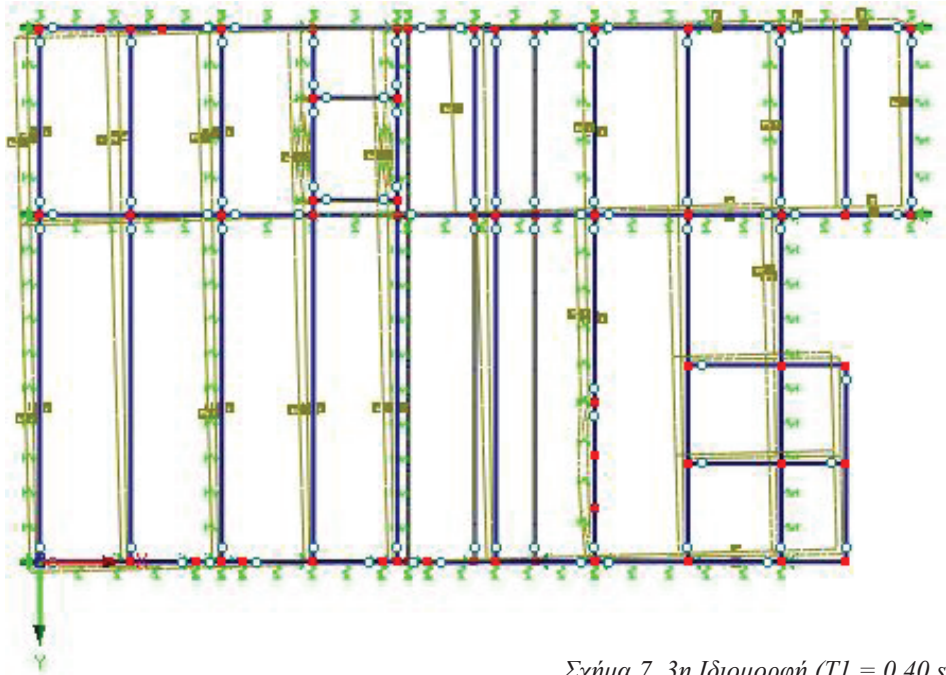




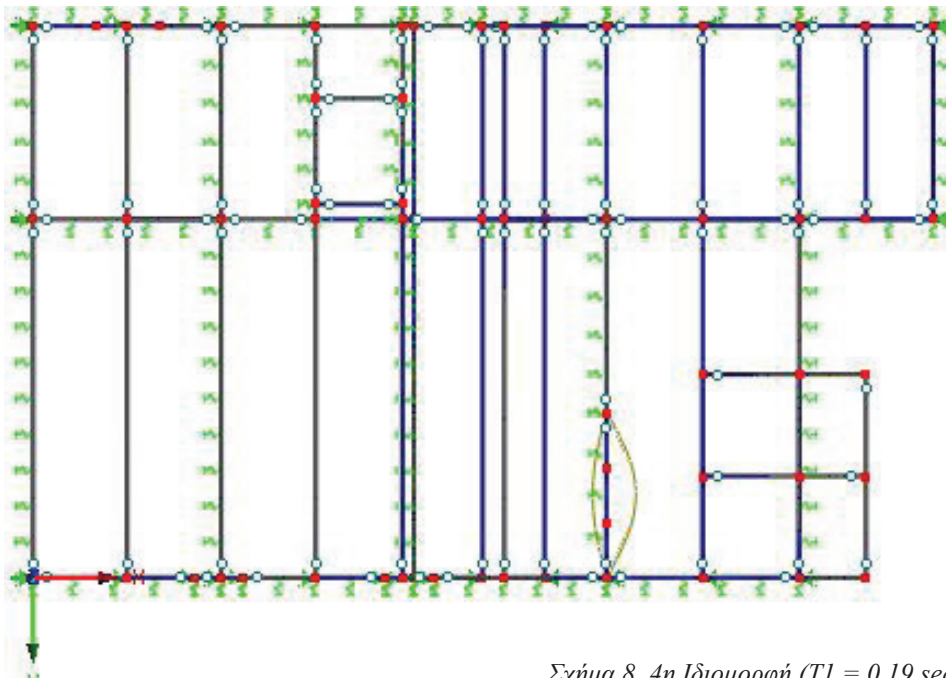
Σχήμα 5. 1η Ιδιομορφή ( $T1 = 0.48 \text{ sec}$ )



Σχήμα 6. 2η Ιδιομορφή ( $T2 = 0.45 \text{ sec}$ )



Σχήμα 7. 3η Ιδιομορφή ( $T1 = 0.40 \text{ sec}$ )



Σχήμα 8. 4η Ιδιομορφή ( $T1 = 0.19 \text{ sec}$ )

Αριθμός Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος T(sec)	Συμμετέχουσα μάζα % κατά	
		x	y
1	0,480199	52	29
2	0,454743	26	50
3	0,3968105	10	8
4	0,192305	4	2,3
5	0,187797	0,6	6
6	0,176017	4,2	0,9
7	0,147306	-	-
8	0,121566	-	-
9	0,108764	-	-
10	0,051553	-	-

Πίνακας 1. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.

#### **Περιορισμός βλαβών (ΕΑΚ 2000, παρ.4.2)**

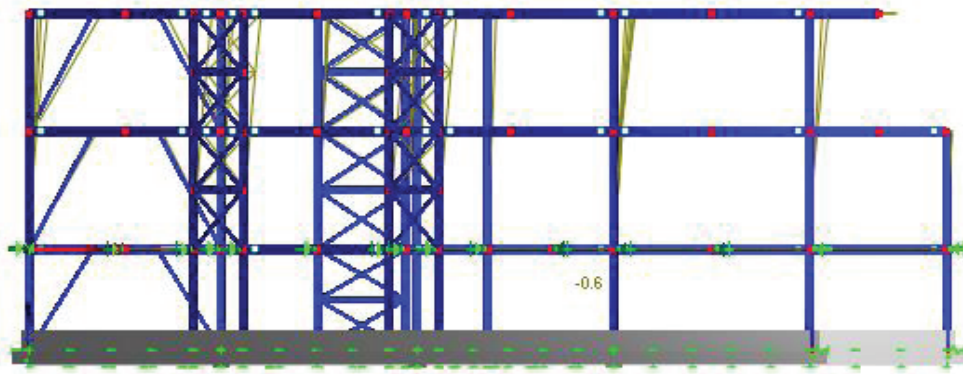
Οι διατμητικές παραμορφώσεις  $\gamma$  του κτιρίου λόγω πλευρικών μεταθέσεων από σεισμό είναι και στις δύο κατευθύνσεις x και y <0.7% που επιβάλλει ο ΕΑΚ 2000 για την περίπτωση μη ευαίσθητων διαχωριστικών (περιορισμός βλαβών), βλ. συνημμένους υπολογισμούς στο 5.

#### **Επιρροές 2ας τάξεως (ΕΑΚ 2000, παρ. 4.1.2.2)**

Η ανάλυση του κτιρίου έχει γίνει για όλες τις περιπτώσεις Οριακής Κατάστασης Αστοχία μέσω θεωρίας 2ας τάξης. Κατά συνέπεια πρόσθετες μεγεθύνσεις εντατικών μεγεθών λαμβάνονται από το πρόγραμμα RSTAB αυτόματα υπόψη. Γενικώς, το κτίριο ανήκει και στις δύο καταυθύνσεις x και y στην κατηγορία των μη μεταθετών πλαισίων ( $\theta < 0.1$ ).

Παραμορφώσεις λόγω σεισμικού συνδυασμού φαίνονται στα Σχ. 9. και Σχ. 10.

Deformations u-X  
LG3 - Seismikos kata x(ii)

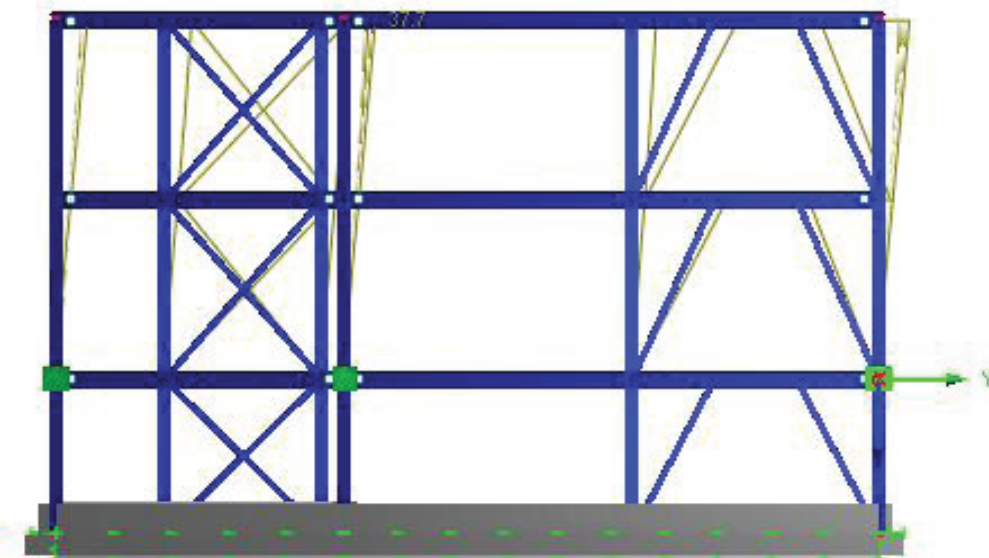


Max u-X: 38.3, Min u-X: -0.6 mm

max.  $u_x = 38.3$  mm

Σχήμα 9. Παραμόρφωση κτιρίου κατά x

Deformations u-Y  
LG6 - Seismikos kata y(i)



Max u-Y: 37.7, Min u-Y: -0.9 mm

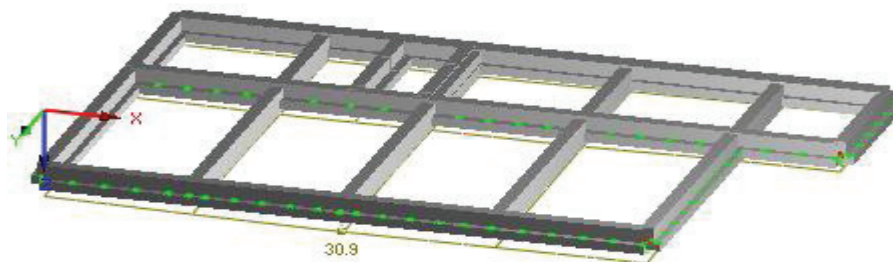
max.  $u_y = 37.7$  mm

Σχήμα 10. Παραμόρφωση κτιρίου κατά y

### 3. Τάσεις εδάφους - Βυθίσεις

Από τον έλεγχο για Οριακή Κατάσταση Αστοχίας υπολογίζονται οι τάσεις εδάφους οι οποίες πρέπει να είναι  $< 160 \text{ kPa}$ . Η υποχώρηση του εδάφους για τις μέγιστες τιμές τάσεων είναι  $30.9 \text{ mm} < 60 \text{ mm}$ . Η θεμελίωση φαίνεται στο Σχ.11

Deformations u-Z  
LG1 - O.K.A

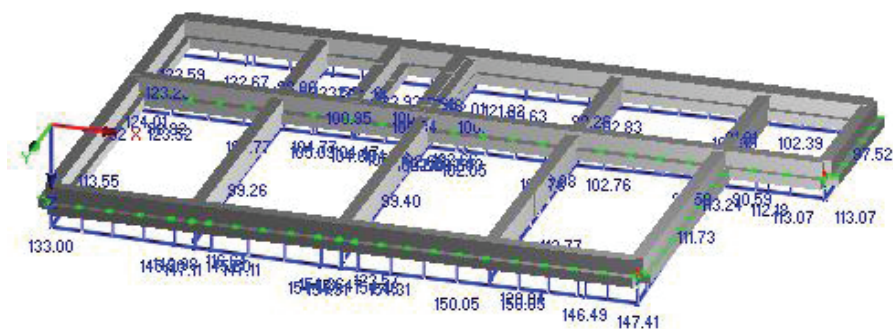


Max u-Z: 30.9, Min u-Z: 19.5 mm

Σχήμα 11. Εσχάρα πεδιλοδοκών με στοιχεία Winkler

Το πρόγραμμα RSTAB δίνει δυνάμεις επαφής στα θεμέλια, οι οποίες πρέπει να διαιρεθούν με το πλάτος της πεδιλοδοκού για να προκύψουν οι τάσεις έδρασης. Στις πεδιλοδοκούς με πλάτος 1000mm, βλ. Σχ.12, εμφανίζεται η μέγιστη γραμμική δύναμη επαφής, η οποία είναι  $154.47 \text{ kN/m}$ , άρα η μέγιστη τάση εδάφους είναι  $154.47 \text{ kPa} < 160 \text{ kPa}$ .

Contact Forces p-z  
LG1 - O.K.A



Max p-z: 154.47, Min p-z: 81.91 kN/m

maxpz = 154.47kN/m

Σχήμα 12. Γραμμικές δυνάμεις επαφής σε πεδιλοδοκούς

#### 4. Όπλιση πεδιλοδοκών – συνδετήριων δοκών

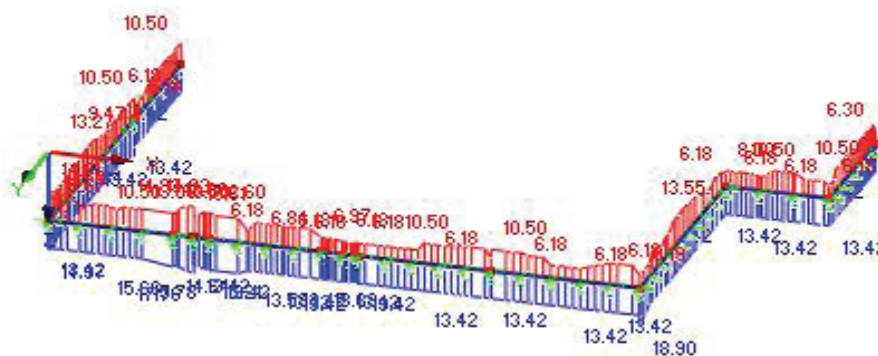
Το RSTAB υπολογίζει τους οπλισμούς σε cm<sup>2</sup> για κάθε διατομή της θεμελίωσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2. Επιλέγοντας διατομή ράβδων διαμήκους οπλισμού και συνδετήριων έχει τη δυνατότητα να υπολογίσει το σύνολο του οπλισμού σε kg. Για διαμήκεις οπλισμούς Φ25 και συνδετήρες Φ10 προκύπτουν τα παρακάτω.

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε cm<sup>2</sup>  $A_{s,top}$  άνω σίδερα και  $A_{s,bottom}$  κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1000/400/500 φαίνονται στο Σχ.13.

Ισχύει για τα άνω σίδερα  $max A_{s,top} = 14.93 \text{ cm}^2$

Ισχύει για τα κάτω σίδερα  $max A_{s,bottom} = 18.90 \text{ cm}^2$

#### CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 18.90 cm<sup>2</sup>  
Max A-s,top: 14.93 cm<sup>2</sup>

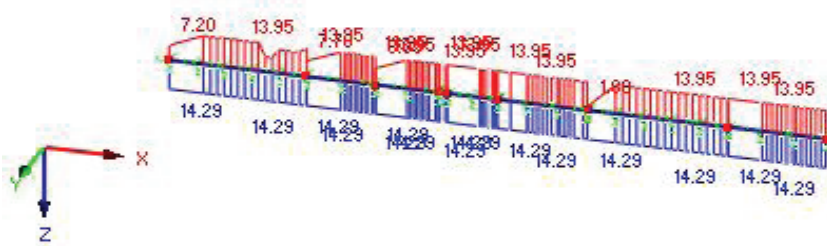
Σχήμα 13. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις κεντρικές πεδιλοδοκούς

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε cm<sup>2</sup>  $A_{s,top}$  άνω σίδερα και  $A_{s,bottom}$  κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1200/400/750 φαίνονται στο Σχ.14.

Ισχύει για τα άνω σίδερα  $max A_{s,top} = 13.95 \text{ cm}^2$

Ισχύει για τα κάτω σίδερα  $max A_{s,bottom} = 14.29 \text{ cm}^2$

### CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 14.29 cm<sup>2</sup>  
Max A-s,top: 13.95 cm<sup>2</sup>

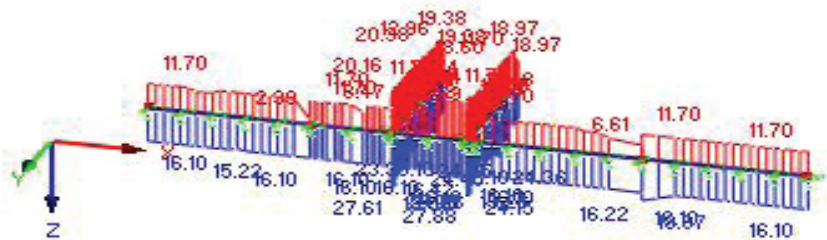
Σχήμα 14. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε cm<sup>2</sup> As,top άνω σίδερα και As,bottom κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1200/400/500 φαίνονται στο Σχ.15.

Ισχύει για τα άνω σίδερα maxAs,top =20.38 cm<sup>2</sup>

Ισχύει για τα κάτω σίδερα maxAs,bottom =27.88 cm<sup>2</sup>

### CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 27.88 cm<sup>2</sup>  
Max A-s,top: 20.38 cm<sup>2</sup>

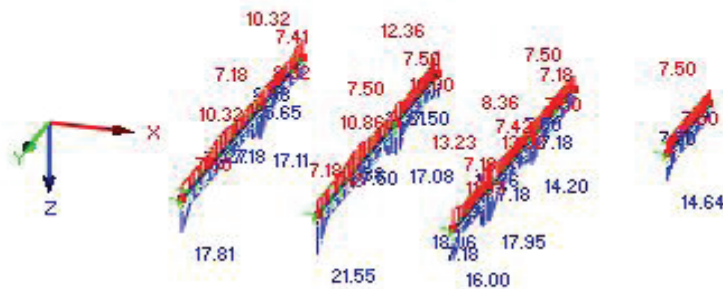
Σχήμα 15. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε cm<sup>2</sup> As,top άνω σίδερα και As,bottom κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 500/1000 φαίνονται στο Σχ.16.

Ισχύει για τα άνω σίδερα maxAs,top =13.23 cm<sup>2</sup>

Ισχύει για τα κάτω σίδερα maxAs,bottom =21.55 cm<sup>2</sup>

#### CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 21.55 cm<sup>2</sup>  
Max A-s,top: 13.23 cm<sup>2</sup>

Σχήμα 16. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

Ο συνολικός οπλισμός που απαιτείται για τη θεμελίωση είναι 8837,8 kg.

5.	Έλεγχος περιορισμού βλαβών			
Για τον περιορισμό των βλαβών θα δειχθεί ότι				
$\gamma = \frac{\Delta u \cdot q}{2.5 \cdot h} = 0.6 \cdot \frac{\Delta u}{h} \leq \frac{\Delta u}{h} \Rightarrow \gamma = \frac{\Delta u}{3500} \leq 0.7\%$				
Όροφος	maxΔux(mm)	maxγx(%)	maxΔuy(mm)	maxγγ(%)
2ος	38.3-15.5=22.8	0.65%	37.7-17.5=20.2	0.58%
1ος	15.5-0=15.5	0.44%	17.5-0=17.5	0.50%

#### 4.4 ΕΠΙΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ

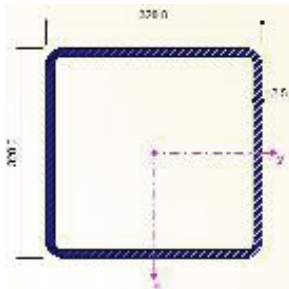
Συμμικτη πλάκα	152,82 m <sup>3</sup>
Θεμελίωση	118,12 m <sup>3</sup>
Οπλισμοί	9112,7 kg
Μεταλλικός Σκελετος	62.096 tn

Πίνακας 2. Συγκεντρωτική επιμέτρηση υλικών

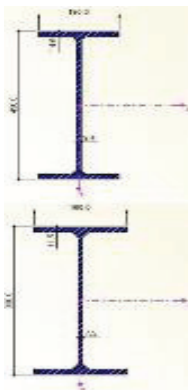


# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 - ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΠΛΑΙΣΙΑΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ

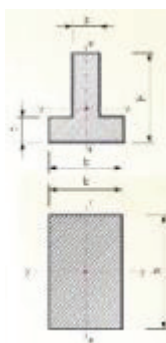
## 5.1 ΣΤΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ



Υποστυλώματα



Δοκοί



Θεμελίωση

Τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικές κοιλοδοκοί διατομής 320x12.5 ώστε να γίνεται απρόσκοπτα η σύνδεση των δοκών στον ισχυρό και στον ασθενή άξονα. Οι κοιλοδοκοί εξασφαλίζουν επίσης την κατασκευή από την καταπόνηση μεγάλων στρεπτικών φορτίων.

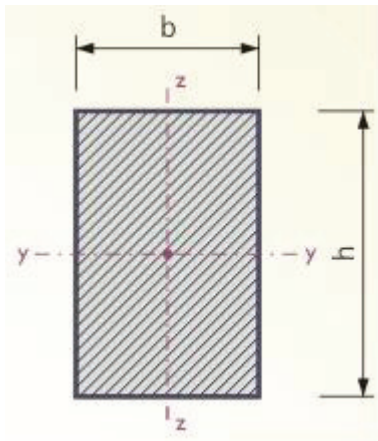
Στις θέσεις που δημιουργούνται πλαίσια και κατά συνέπεια συνδέσεις ροπής επιλέχθηκαν οι δοκοί IPE 450 οι οποίες καλούνται να αναλάβουν ισχυρές ροπές και τέμνουσες για την ανάληψη των σεισμικών φορτίων. Στις θέσεις που παρεμβάλλονται μεταξύ των πλαισίων η διαδοκίδωση γίνεται με IPE 330, καθώς μέσω των αρθρωτών συνδέσεων μεταβιβάζονται μόνο δυνάμεις τέμνουσας.

Η θεμελίωση πραγματοποιείται μέσω πεδιλοδοκών με γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής  $h/b/t/s$  και συνδετήριων δοκών ορθογωνικής διατομής  $h/b$ . Για τα περιμετρικά τοιχεία υπογείου επιλέχθηκαν πεδιλοδοκοί διατομών 1000/1000/400/500 και 1000/1200/400/750, ενώ για τα ενδιάμεσα στοιχεία πεδιλοδοκοί διατομής 1000/1200/400/500 και συνδετήριες δοκοί 500/1000. Η θεμελίωση ακολουθεί πιστά τις συστάσεις της γεωτεχνικής μελέτης (πλάτος θεμελίου  $\leq 1.50\text{m}$ , βάθος θεμελίωσης  $\geq 1.0\text{m}$  κ.α.)



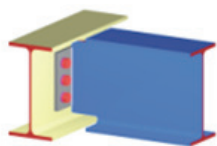
Άκαμπτα Στοιχεία Δοκού

Στην στάθμη των περιμετρικών τοιχείων τίθενται άκαμπτα, αβαρή στοιχεία δοκών και στηρίξεις προς δέσμευση των πλευρικών μετατοπίσεων του υπογείου.



Οριζόντιοι Σιαχτί Σύνδεσμοι

Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών των ορόφων εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλων αβαρών χιαστί οριζόντιων συνδέσμων ορθογωνικής διατομής 170/170.

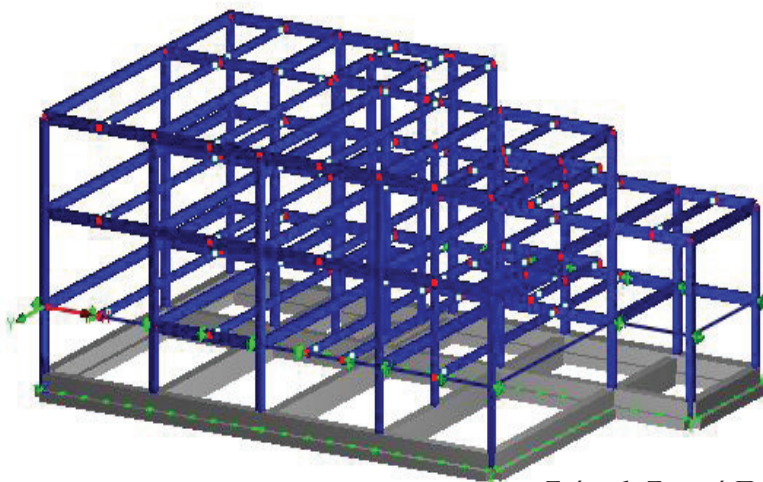


Συνδέσεις

Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων είναι αρθρωτές για λόγους ταχύτητας συναρμολόγησης και οικονομίας κατά τη βιομηχανική παραγωγή.

## 5.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Το στατικό προσομοίωμα φαίνεται στο Σχ. 1. Ακολουθεί με ακρίβεια τη γεωμετρία των κατασκευαστικών σχεδίων. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώνονται μέσω στοιχείων δοκού και οι πεδילוδοκοί με στοιχεία Winkler. Στην στάθμη των περιμετρικών τοιχείων τίθενται άκαμπτα στοιχεία και στηρίξεις προς δέσμευση των πλευρικών μετατοπίσεων του υπογείου.

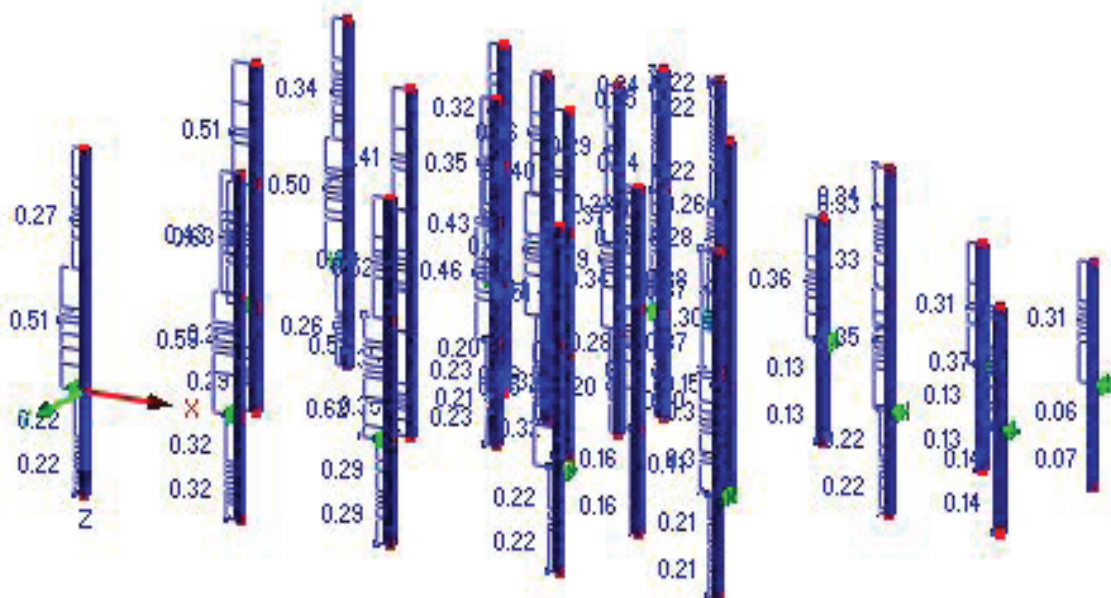


Σχήμα 1. Στατικό Προσομοίωμα

## 5.3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΛΕΓΧΩΝ

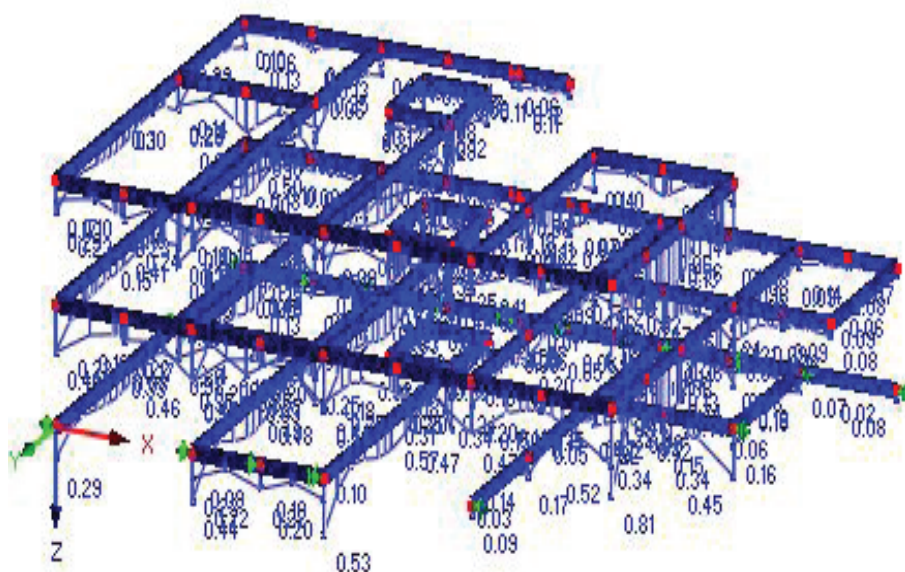
### 1. Έλεγχος υποστυλωμάτων - διαγωνίων

Τα υποστυλώματα ελέγχονται έναντι καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού λαμβάνοντάς τα επί το δυσμενέστερο ως αμφιαρθρωτά βάσει των διατάξεων του Ευρωκώδικα 3. Οι μέγιστοι συντελεστές εκμετάλλευσης φαίνονται στο Σχ. 2. Για τα υποστυλώματα ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης είναι 0.63. Οι συντελεστές αυτοί εμφανίζονται σε μερικές μόνο κολώνες, μιας και οι περισσότερες εξ' αυτών υπολειπόμενες (υψηλά αποθέματα αντοχών).



Σχήμα 2. Συντελεστές εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων ( $maxSd/Rd=0.63$ )

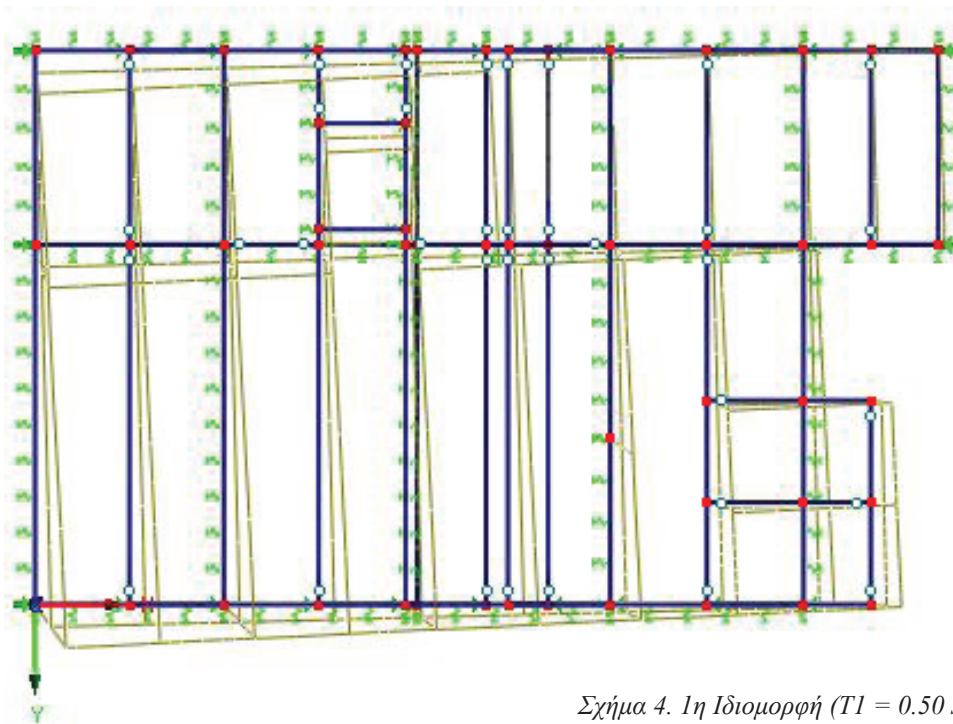
Οι δοκοί στις θέσεις των πλαισίων, διατομής IPE 450, παρουσιάζουν μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης 0.81



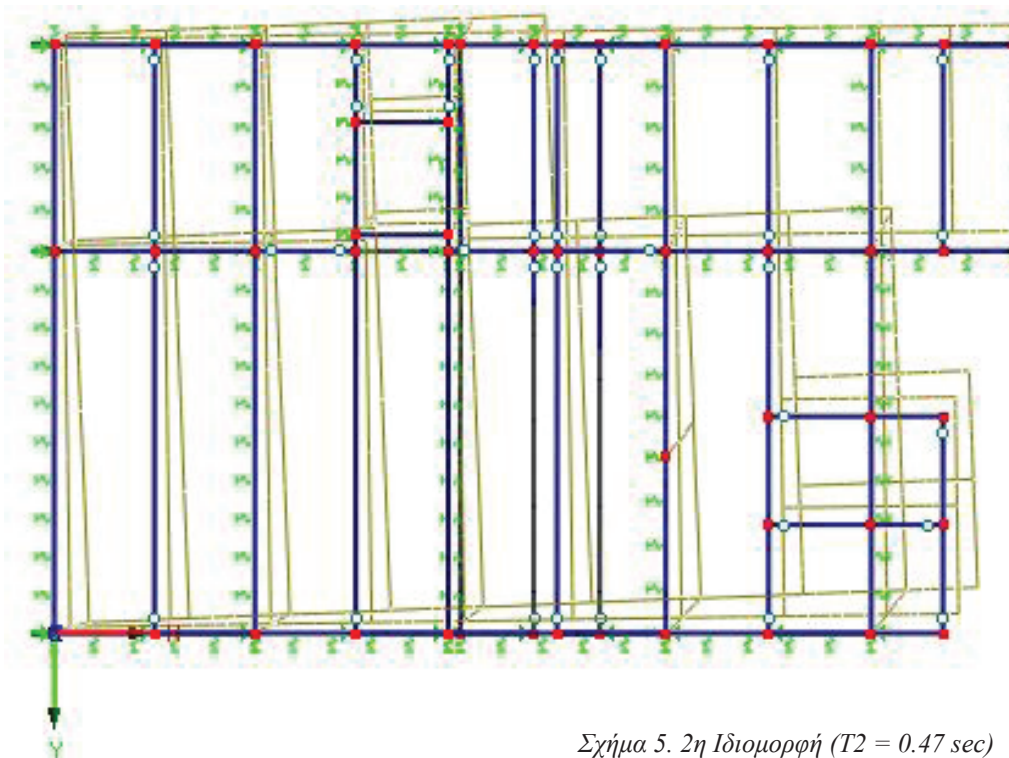
Σχήμα 3. Συντελεστές εκμετάλλευσης διαγωνίων ( $maxSd/Rd=0.81$ )

## 2. Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου

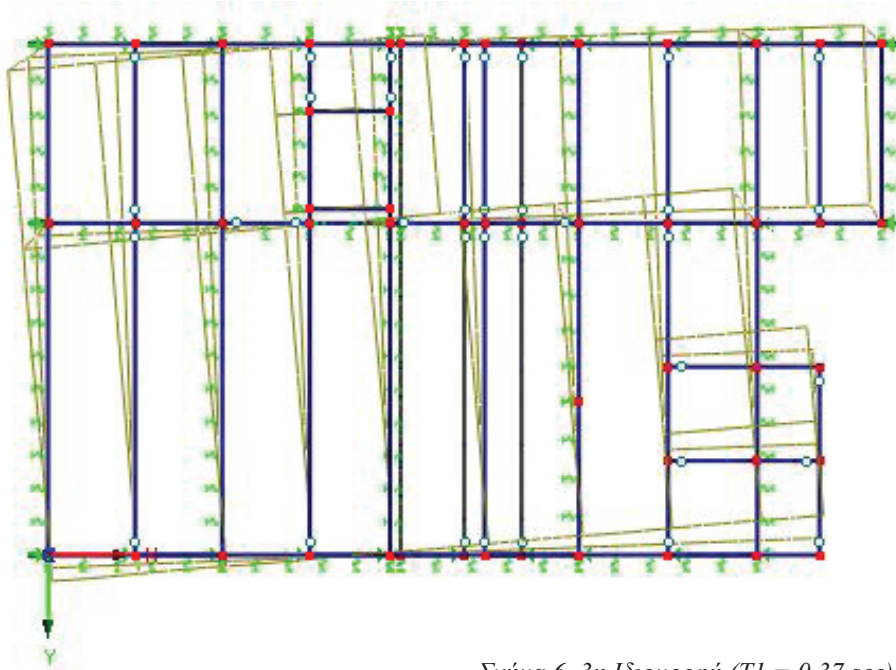
Λαμβάνονται υπόψη οι 10 πρώτες ιδιομορφές, στις οποίες αντιστοιχεί περισσότερο από το απαιτούμενο κατά ΝΕΑΚ 90% της ταλαντούμενης μάζας. Οι ιδιομορφές του κτιρίου είναι βασικά μεταφορικές και οι όποιες ασυμμετρίες αυτών ακολουθούν την καθύψος κατανομή της μάζας χωρίς να προβληματίζουν. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι 4 πρώτες εξ' αυτών που είναι και οι κυριότερες. Οι τρεις πρώτες ιδιομορφές αντιστοιχούν σε μετάθεση κατά τις δυο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Η τέταρτη αντιστοιχεί σε στρέψη, η συμμετέχουσα όμως μάζα είναι τόσο μικρή που η ιδιομορφή αυτή δεν δίνει ένταση στο φορέα.



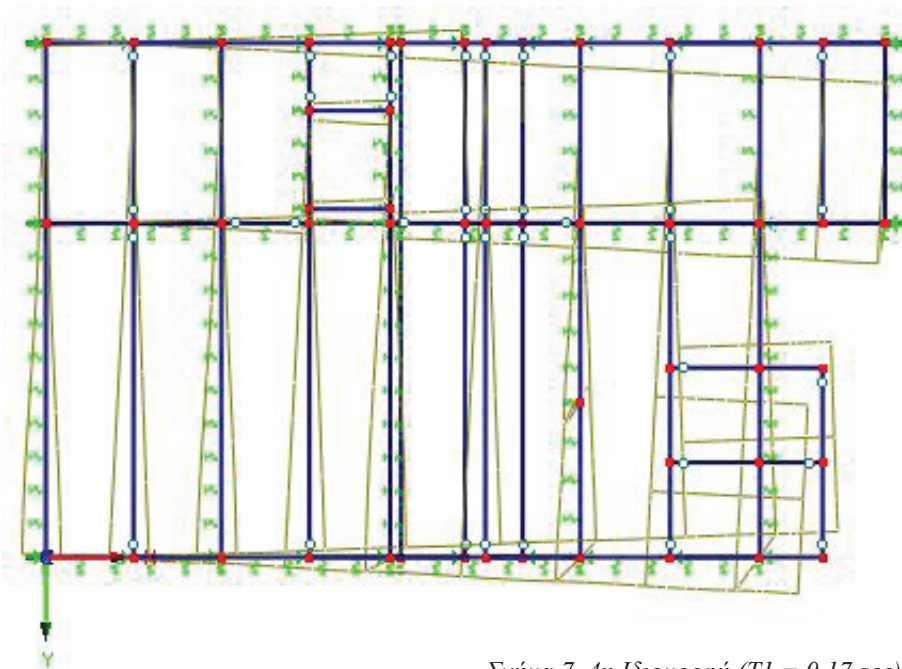
Σχήμα 4. 1η Ιδιομορφή ( $T_1 = 0.50 \text{ sec}$ )



Σχήμα 5. 2η Ιδιομορφή ( $T_2 = 0.47 \text{ sec}$ )



Σχήμα 6. 3η Ιδιομορφή ( $T1 = 0.37 \text{ sec}$ )



Σχήμα 7. 4η Ιδιομορφή ( $T1 = 0.17 \text{ sec}$ )

Αριθμός Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος T(sec)	Συμμετέχουσα μάζα % κατά	
		x	y
1	0,503991	44	23
2	0,471205	20	47
3	0,370364	14	5
4	0,172516	4	12
5	0,157678	4,3	5,7
6	0,141852	3,8	4,6
7	0,043402	-	-
8	0,041697	-	-
9	0,041065	4,6	-
10	0,033773	-	-

Πίνακας 1. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.

#### **Περιορισμός βλαβών (ΕΑΚ 2000, παρ.4.2)**

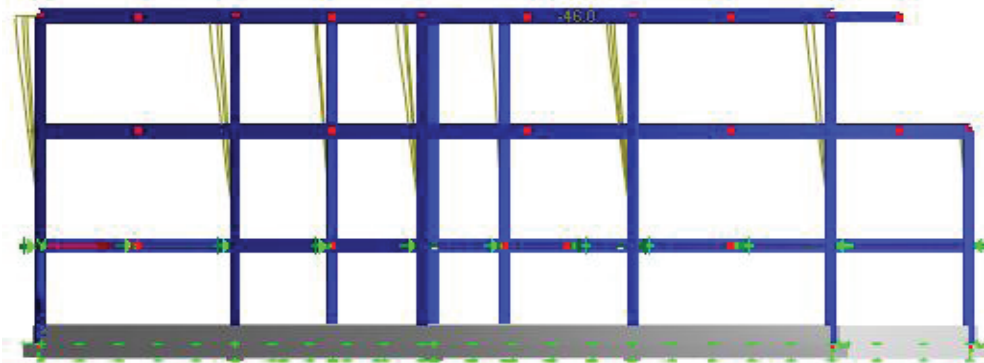
Οι διατμητικές παραμορφώσεις  $\gamma$  του κτιρίου λόγω πλευρικών μεταθέσεων από σεισμό είναι και στις δύο κατευθύνσεις x και y  $<0.7\%$  που επιβάλλει ο ΕΑΚ 2000 για την περίπτωση μη ευαίσθητων διαχωριστικών (περιορισμός βλαβών), βλ. συνημμένους υπολογισμούς στο 5.

#### **Επιρροές 2ας τάξεως (ΕΑΚ 2000, παρ. 4.1.2.2)**

Η ανάλυση του κτιρίου έχει γίνει για όλες τις περιπτώσεις Οριακής Κατάστασης Αστοχία μέσω θεωρίας 2ας τάξης. Κατά συνέπεια πρόσθετες μεγεθύνσεις εντατικών μεγεθών λαμβάνονται από το πρόγραμμα RSTAB αυτόματα υπόψη. Γενικώς, το κτίριο ανήκει και στις δύο καταυθύνσεις x και y στην κατηγορία των μη μεταθετών πλαισίων ( $\theta < 0.1$ ).

Παραμορφώσεις λόγω σεισμικού συνδυασμού φαίνονται στα Σχ. 8. και Σχ. 9.

Deformations u-X  
LG4 - Seismikos kata x(iii)

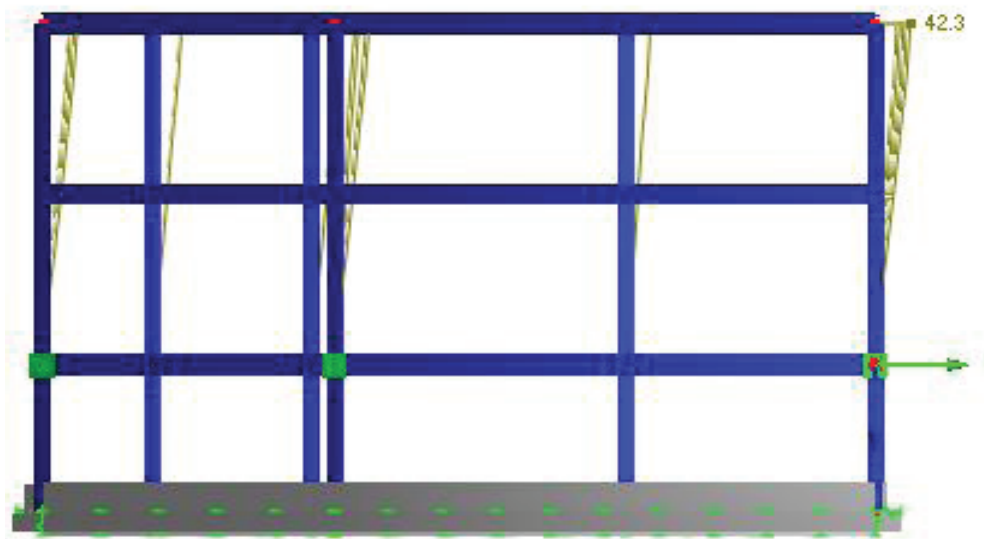


Max u-X: 1.1, Min u-X: -46.0 mm

max.  $u_x = 46.0$  mm

Σχήμα 8. Παραμόρφωση κτιρίου κατά x

Deformations u-Y  
LG6 - Seismikos kata y(i)



Max u-Y: 42.3, Min u-Y: -1.1 mm

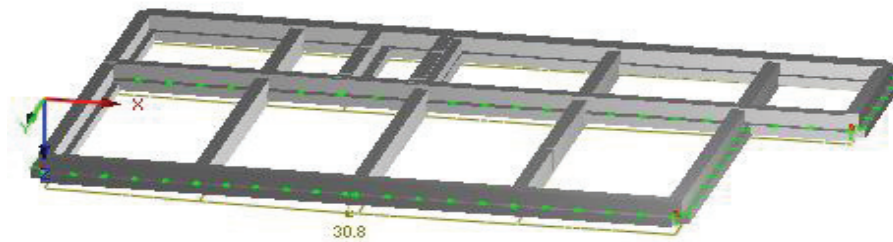
max.  $u_y = 42.3$  mm

Σχήμα 9. Παραμόρφωση κτιρίου κατά y

### 3. Τάσεις εδάφους - Βυθίσεις

Από τον έλεγχο για Οριακή Κατάσταση Αστοχίας υπολογίζονται οι τάσεις εδάφους οι οποίες πρέπει να είναι  $<160\text{kPa}$ . Η υποχώρηση του εδάφους για τις μέγιστες τιμές τάσεων είναι  $30.8\text{mm}<60\text{mm}$ . Η θεμελίωση φαίνεται στο Σχ.10

Deformations u-Z  
LG1 - O.K.A

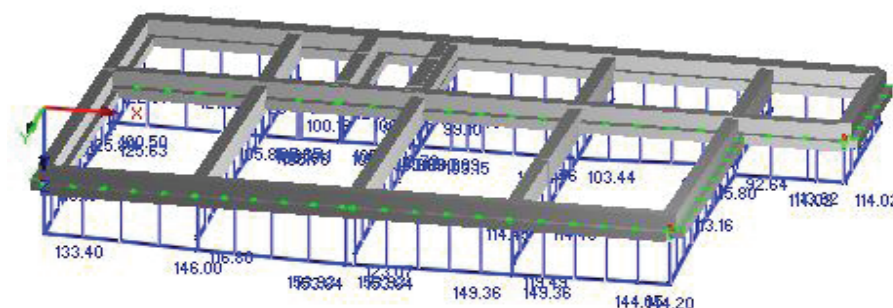


Max u-Z: 30.8, Min u-Z: 20.2 mm

Σχήμα 10. Εσχάρα πεδιλοδοκών με στοιχεία Winkler

Το πρόγραμμα RSTAB δίνει δυνάμεις επαφής στα θεμέλια, οι οποίες πρέπει να διαιρεθούν με το πλάτος της πεδιλοδοκού για να προκύψουν οι τάσεις έδρασης. Στις πεδιλοδοκούς με πλάτος 1000mm, βλ. Σχ.11, εμφανίζεται η μέγιστη γραμμική δύναμη επαφής, η οποία είναι 153.93 kN/m, άρα η μέγιστη τάση εδάφους είναι  $153.93\text{ kPa} < 160\text{ kPa}$ .

Contact Forces p-z  
LG1 - O.K.A



Max p-z: 153.93, Min p-z: 84.03 kN/m

maxpz = 153.93kN/m

Σχήμα 11. Γραμμικές δυνάμεις επαφής σε πεδιλοδοκούς



#### 4. Όπλιση πεδιλοδοκών – συνδετήριων δοκών

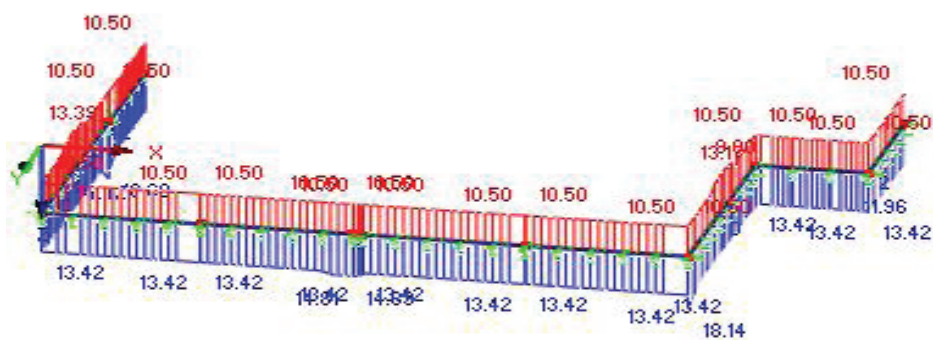
Το RSTAB υπολογίζει τους οπλισμούς σε  $\text{cm}^2$  για κάθε διατομή της θεμελίωσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2. Επιλέγοντας διατομή ράβδων διαμήκους οπλισμού και συνδετήριων έχει τη δυνατότητα να υπολογίσει το σύνολο του οπλισμού σε  $\text{kg}$ . Για διαμήκεις οπλισμούς  $\Phi 25$  και συνδετήρες  $\Phi 10$  προκύπτουν τα παρακάτω.

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε  $\text{cm}^2$   $A_{s,top}$  άνω σίδερα και  $A_{s,bottom}$  κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1000/400/500 φαίνονται στο Σχ.12.

Ισχύει για τα άνω σίδερα  $\max A_{s,top} = 13.39 \text{ cm}^2$

Ισχύει για τα κάτω σίδερα  $\max A_{s,bottom} = 19.77 \text{ cm}^2$

#### CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 19.77  $\text{cm}^2$   
Max A-s,top: 13.39  $\text{cm}^2$

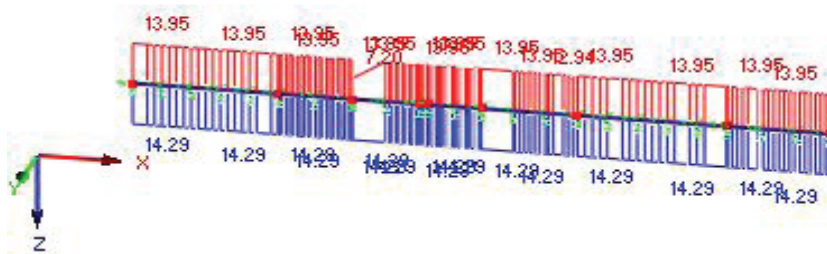
Σχήμα 12. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού ( $\text{cm}^2$ ) για τις κεντρικές πεδιλοδοκούς

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε  $\text{cm}^2$   $A_{s,top}$  άνω σίδερα και  $A_{s,bottom}$  κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1200/400/750 φαίνονται στο Σχ.13.

Ισχύει για τα άνω σίδερα  $\max A_{s,top} = 13.95 \text{ cm}^2$

Ισχύει για τα κάτω σίδερα  $\max A_{s,bottom} = 14.29 \text{ cm}^2$

### CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 14.29 cm<sup>2</sup>  
Max A-s,top: 13.95 cm<sup>2</sup>

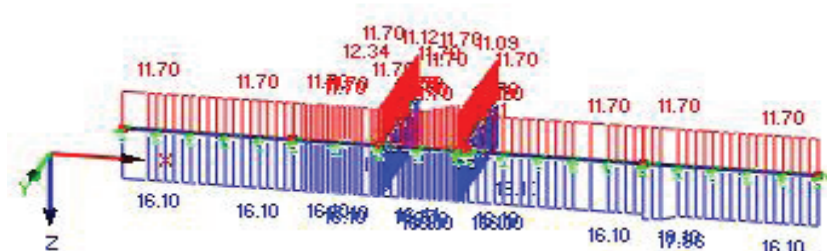
Σχήμα 13. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε cm<sup>2</sup> As,top άνω σίδερα και As,bottom κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1200/400/500 φαίνονται στο Σχ.14.

Ισχύει για τα άνω σίδερα maxAs,top = 14.59 cm<sup>2</sup>

Ισχύει για τα κάτω σίδερα maxAs,bottom = 17.86 cm<sup>2</sup>

### CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 17.86 cm<sup>2</sup>  
Max A-s,top: 14.59 cm<sup>2</sup>

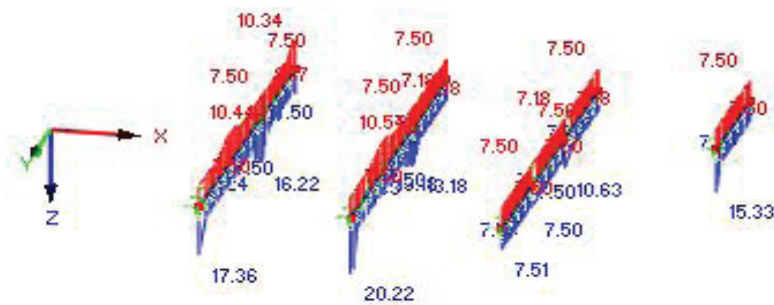
Σχήμα 14. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε cm<sup>2</sup> As,top άνω σίδερα και As,bottom κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 500/1000 φαίνονται στο Σχ.15.

Ισχύει για τα άνω σίδερα maxAs,top =10.54 cm<sup>2</sup>

Ισχύει για τα κάτω σίδερα maxAs,bottom =20.22 cm<sup>2</sup>

#### CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s, bottom: 20.22 cm<sup>2</sup>  
Max A-s, top: 10.54 cm<sup>2</sup>

Σχήμα 15. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

Ο συνολικός οπλισμός που απαιτείται για τη θεμελίωση είναι 8373,7 kg.

5.	Έλεγχος περιορισμού βλαβών			
Για τον περιορισμό των βλαβών θα δειχθεί ότι				
$\gamma = \frac{\Delta u \cdot q}{2.5 \cdot h} = 0.6 \cdot \frac{\Delta u}{h} \leq \frac{\Delta u}{h} \Rightarrow \gamma = \frac{\Delta u}{3500} \leq 0.7\%$				
Όροφος	maxΔux(mm)	maxγx(%)	maxΔuy(mm)	maxγγ(%)
2ος	46.0-22.8=23.2	0.66%	42.3-22.3=20.0	0.57%
1ος	22.8-0=22.8	0.65%	22.3-0=22.3	0.64%

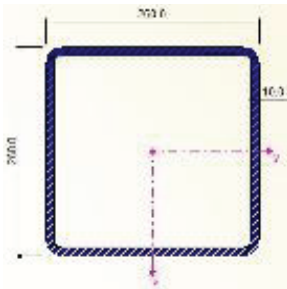
## 5.4 ΕΠΙΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ

Συμμεκτη πλάκα	152,82 m <sup>3</sup>
Θεμελίωση	118,12 m <sup>3</sup>
Οπλισμοί	8373,7 kg
Μεταλλικός Σκελετος	67.975 tn

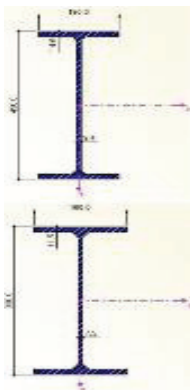
Πίνακας 2. Συγκεντρωτική επιμέτρηση υλικών

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 - ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ INSTED

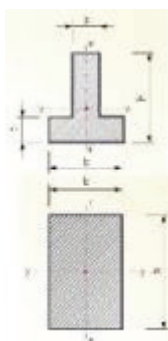
## 6.1 ΣΤΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ



Υποστυλώματα



Δοκοί



Θεμελίωση

Τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικές κοιλοδοκοί διατομής 260x10 ώστε να γίνεται απρόσκοπτα η σύνδεση των δοκών στον ισχυρό και στον ασθενή άξονα. Οι κοιλοδοκοί εξασφαλίζουν επίσης την κατασκευή από την καταπόνηση μεγάλων στρεπτικών φορτίων.

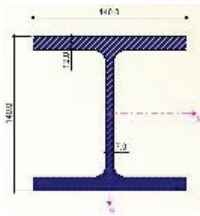
Στις θέσεις που δημιουργούνται πλαίσια και κατά συνέπεια συνδέσεις ροπής επιλέχθηκαν οι δοκοί IPE 450 οι οποίες καλούνται να αναλάβουν ισχυρές ροπές και τέμνουσες για την ανάληψη των σεισμικών φορτίων. Στις θέσεις που παρεμβάλλονται μεταξύ των πλαισίων η διαδοκίδοση γίνεται με IPE 330, καθώς μέσω των αρθρωτών συνδέσεων μεταβιβάζονται μόνο δυνάμεις τέμνουσας.

Η θεμελίωση πραγματοποιείται μέσω πεδιλοδοκών με γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής  $h/b/t/s$  και συνδετήριων δοκών ορθογωνικής διατομής  $h/b$ . Για τα περιμετρικά τοιχεία υπογείου επιλέχθηκαν πεδιλοδοκοί διατομών 1000/1000/400/500 και 1000/1200/400/750, ενώ για τα ενδιάμεσα στοιχεία πεδιλοδοκοί διατομής 1000/1200/400/500 και συνδετήριες δοκοί 500/1000. Η θεμελίωση ακολουθεί πιστά τις συστάσεις της γεωτεχνικής μελέτης (πλάτος θεμελίου  $\leq 1.50m$ , βάθος θεμελίωσης  $\geq 1.0m$  κ.α.)

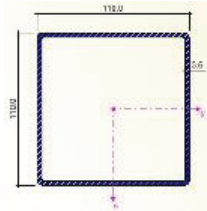


Ακαμπτα Στοιχεία Δοκού

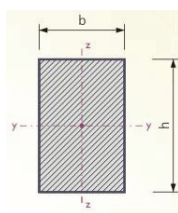
Στην στάθμη των περιμετρικών τοιχείων τίθενται άκαμπτα, αβαρή στοιχεία δοκών και στηρίζεις προς δέσμευση των πλευρικών μετατοπίσεων του υπογείου.



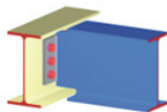
Δοκοί Υποδοχής



Συνδετήριες Δοκοί



Οριζόντιοι Σιαχτί Σύνδεσμοι



Συνδέσεις

Οι δοκοί που τοποθετούνται στα υποστυλώματα για να γίνει η αποκατάσταση με τις συνδετήριες δοκούς είναι διατομής HEB 140. Διαθέτουν επαρκές ύψος για την σύνδεση δια μέσου μετωπικής πλάκας με τις κοιλοδοκούς διατομής 110x3.6

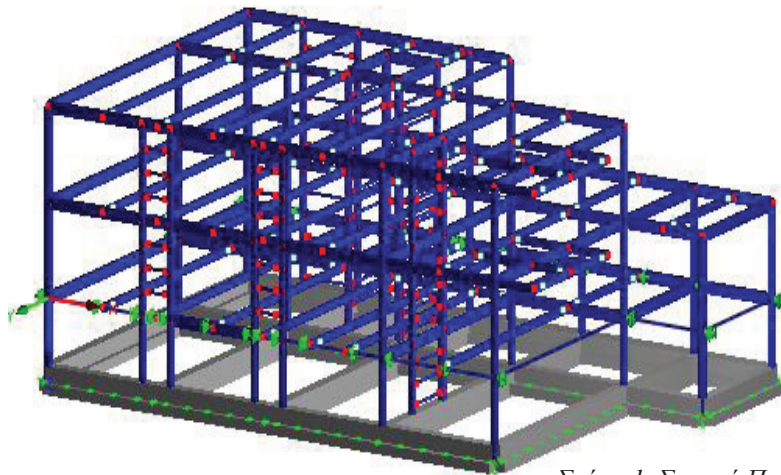
Οι συνδετήριες δοκοί που αποτελούν μέρος της κατακόρυφης δοκού Vierendeel είναι τετραγωνικές κοιλοδοκοί διατομής 110x3.6.

Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών των ορόφων εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλων αβαρών χιαστί οριζόντιων συνδέσμων ορθογωνικής διατομής 170/170.

Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων είναι αρθρωτές για λόγους ταχύτητας συναρμολόγησης και οικονομίας κατά τη βιομηχανική παραγωγή.

## 6.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Το στατικό προσομοίωμα φαίνεται στο Σχ. 1. Ακολουθεί με ακρίβεια τη γεωμετρία των κατασκευαστικών σχεδίων. Οι δοκοί, τα υποστυλώματα, οι συνδετήριες δοκοί και οι δοκοί υποδοχής προσομοιώνονται μέσω στοιχείων δοκού και οι πεδילוδοκοί με στοιχεία Winkler. Στην στάθμη των περιμετρικών τοιχείων τίθενται άκαμπτα στοιχεία και στηρίζεις προς δέσμευση των πλευρικών μετατοπίσεων του υπογείου.

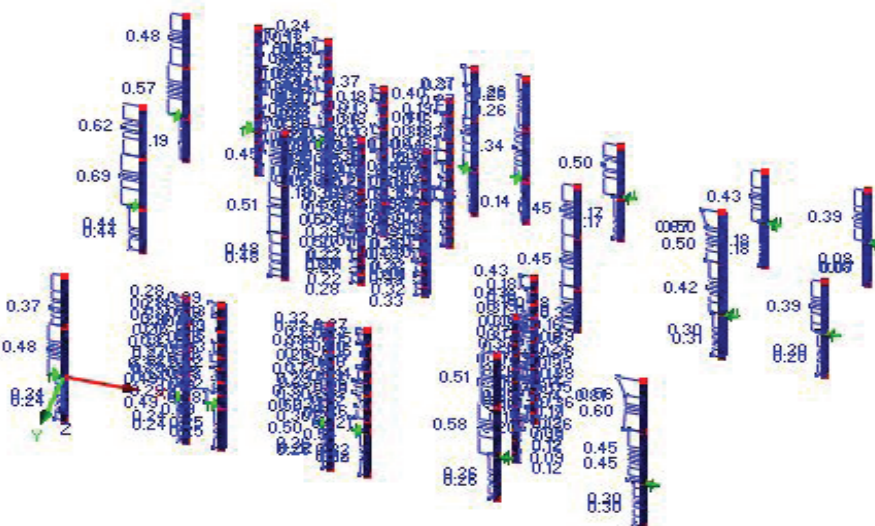


Σχήμα 1. Στατικό Προσομοίωμα

## 6.3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΛΕΓΧΩΝ

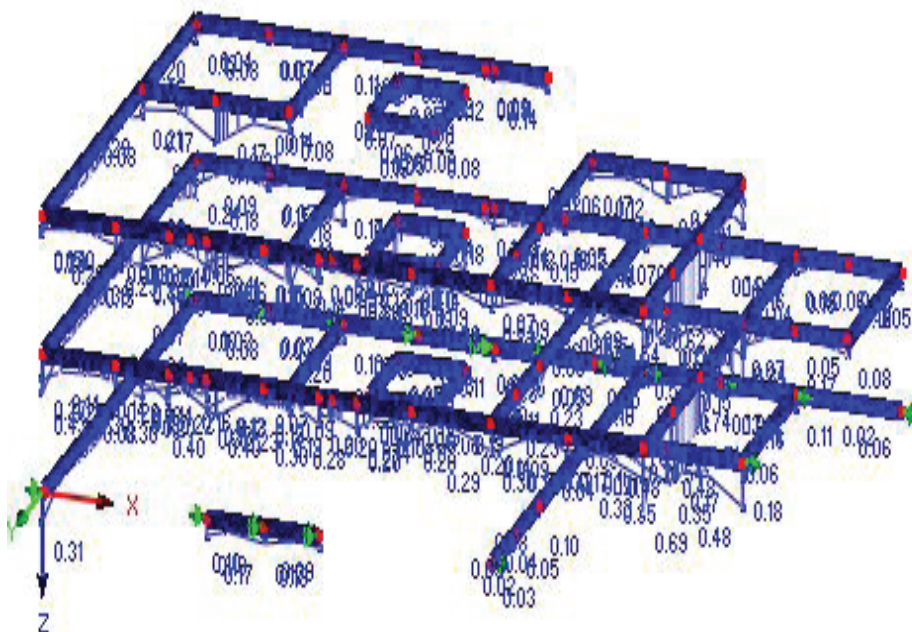
### 1. Έλεγχος υποστυλωμάτων - διαγωνίων

Τα υποστυλώματα ελέγχονται έναντι καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού λαμβάνοντάς τα επί το δυσμενέστερο ως αμφιαρθρωτά βάσει των διατάξεων του Ευρωκώδικα 3. Οι μέγιστοι συντελεστές εκμετάλλευσης φαίνονται στο Σχ. 2. Για τις πλατύπελμες HEB 220 ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης είναι 0.81. Οι συντελεστές αυτοί εμφανίζονται σε μερικές μόνο κολώνες, μιας και οι περισσότερες εξ' αυτών υπολειπονται (υψηλά αποθέματα αντοχών).



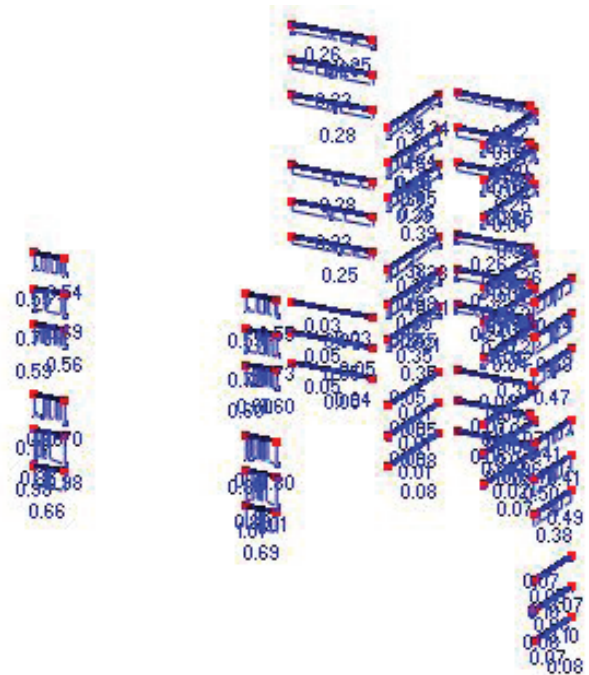
Σχήμα 2. Συντελεστές εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων ( $maxSd/Rd=0.81$ )

Οι δοκοί στις θέσεις των πλαισίων, διατομής IPE 450, παρουσιάζουν μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης 0.81



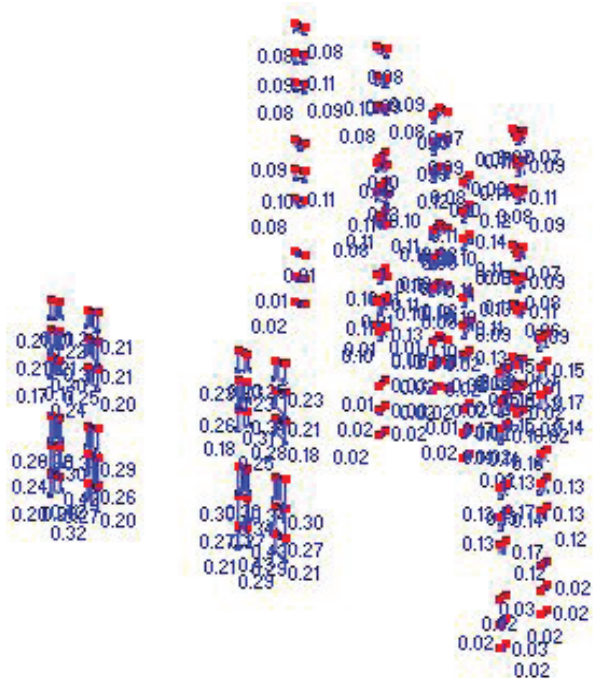
Σχήμα 3. Συντελεστές εκμετάλλευσης διαγωνίων ( $maxSd/Rd=0.99$ )

Οι δοκοί υποδοχής μεταξύ υποστυλωμάτων και συνδετήριων δοκών, διατομής HEB 140, παρουσιάζουν μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης 0.43



Σχήμα 4. Συντελεστές εκμετάλλευσης συνδετήριων δοκών ( $\max Sd/Rd=0.99$ )

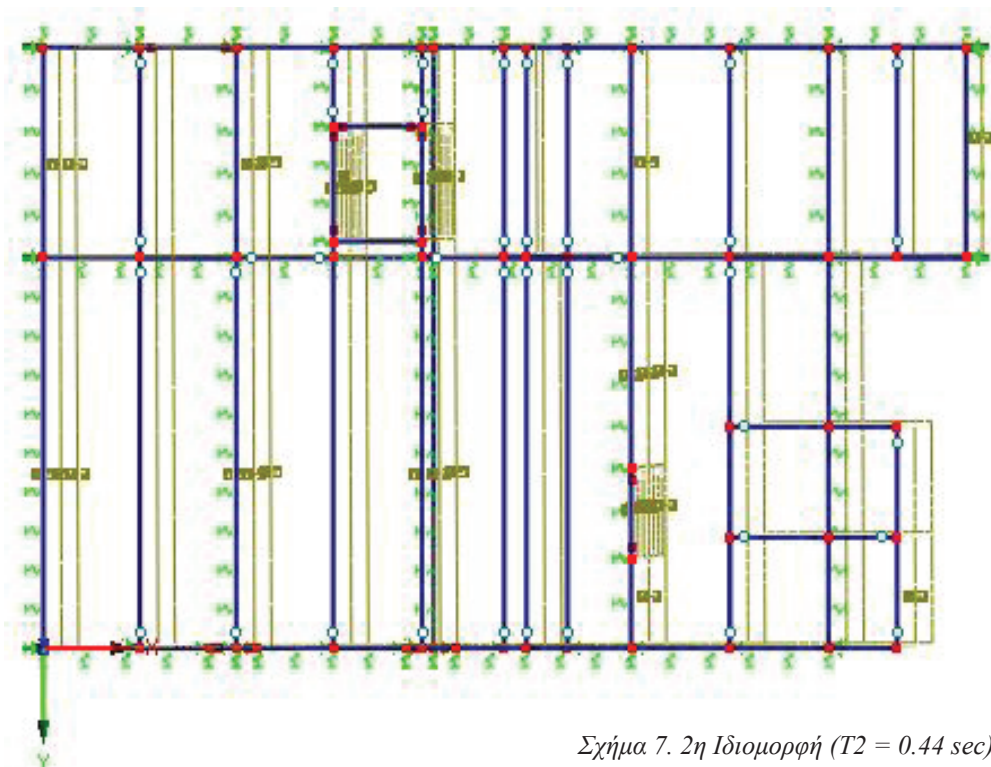
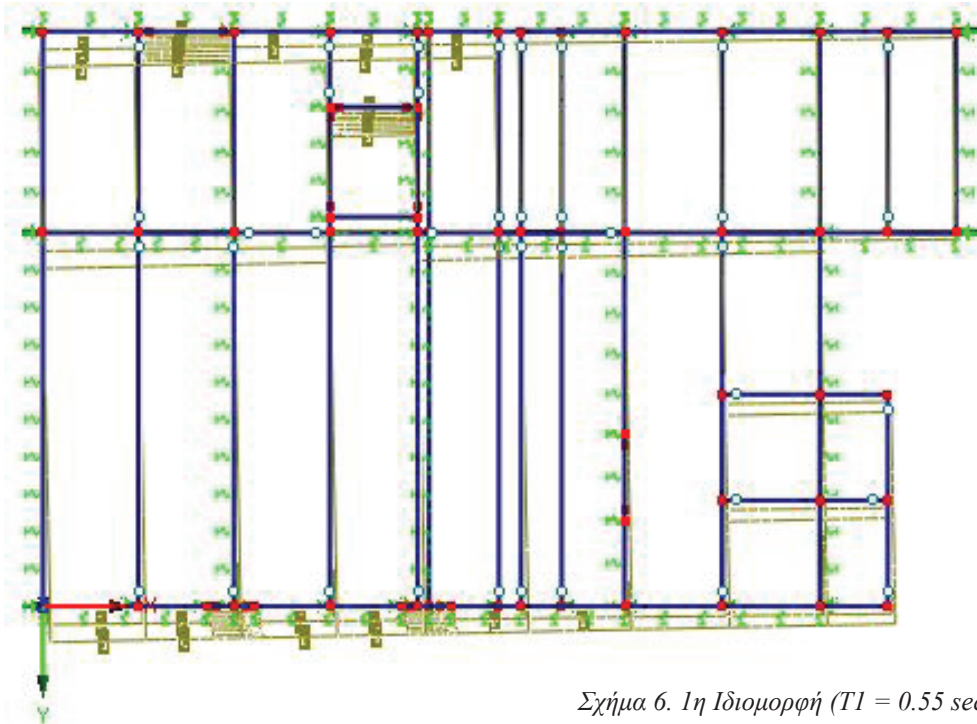
Οι δοκοί υποδοχής μεταξύ υποστυλωμάτων και συνδετήριων δοκών, διατομής HEB 140, παρουσιάζουν μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης 0.43



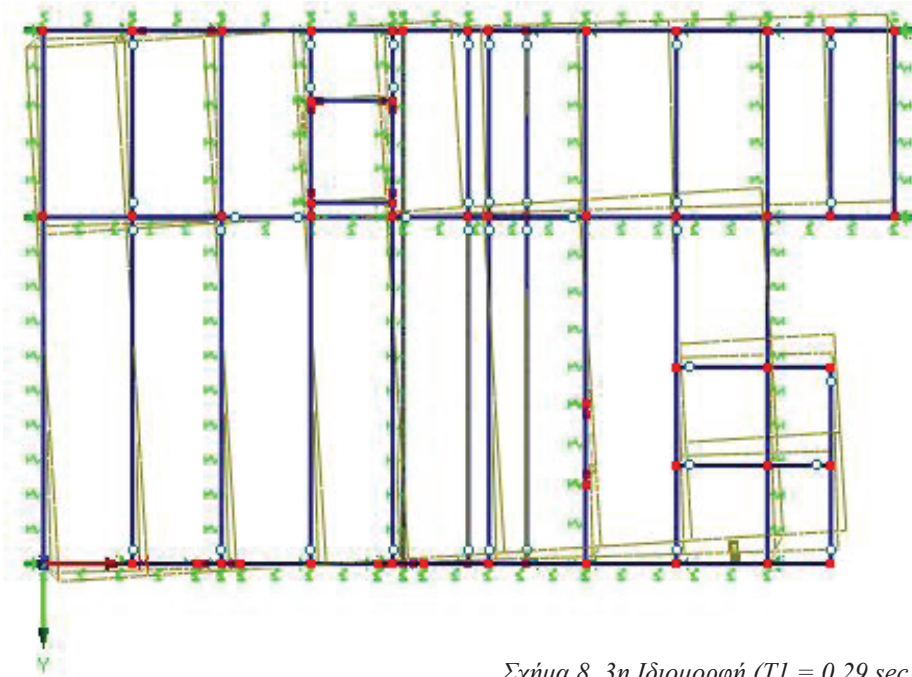
Σχήμα 5. Συντελεστές εκμετάλλευσης δοκών υποδοχής ( $\max Sd/Rd=0.43$ )

## 2. Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου

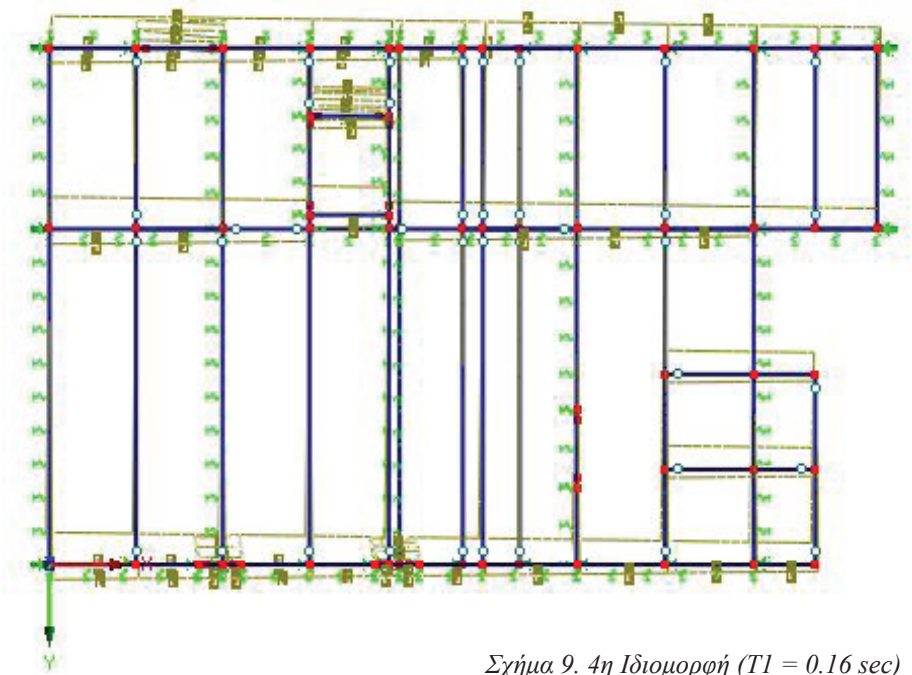
Λαμβάνονται υπόψη οι 10 πρώτες ιδιομορφές, στις οποίες αντιστοιχεί περισσότερο από το απαιτούμενο κατά NEAK 90% της ταλαντούμενης μάζας. Οι ιδιομορφές του κτιρίου είναι βασικά μεταφορικές και οι όποιες ασυμμετρίες αυτών ακολουθούν την καθύψος κατανομή της μάζας χωρίς να προβληματίζουν. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι 4 πρώτες εξ' αυτών που είναι και οι κυριότερες. Οι τρεις πρώτες ιδιομορφές αντιστοιχούν σε μετάθεση κατά τις δυο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Η τέταρτη αντιστοιχεί σε στρέψη, η συμμετέχουσα όμως μάζα είναι τόσο μικρή που η ιδιομορφή αυτή δεν δίνει ένταση στο φορέα.







Σχήμα 8. 3η Ιδιομορφή ( $T1 = 0.29 \text{ sec}$ )



Σχήμα 9. 4η Ιδιομορφή ( $T1 = 0.16 \text{ sec}$ )

Αριθμός Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος T(sec)	Συμμετέχουσα μάζα % κατά	
		x	y
1	0,544919	29	33
2	0,436739	31	28
3	0,289197	17	7
4	0,158767	6	15
5	0,139754	1,8	2,4
6	0,101737	6,9	5,4
7	0,056843	-	-
8	0,054893	-	6,1
9	0,050287	3,5	-
10	0,045166	-	-

Πίνακας 1. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.

#### **Περιορισμός βλαβών (ΕΑΚ 2000, παρ.4.2)**

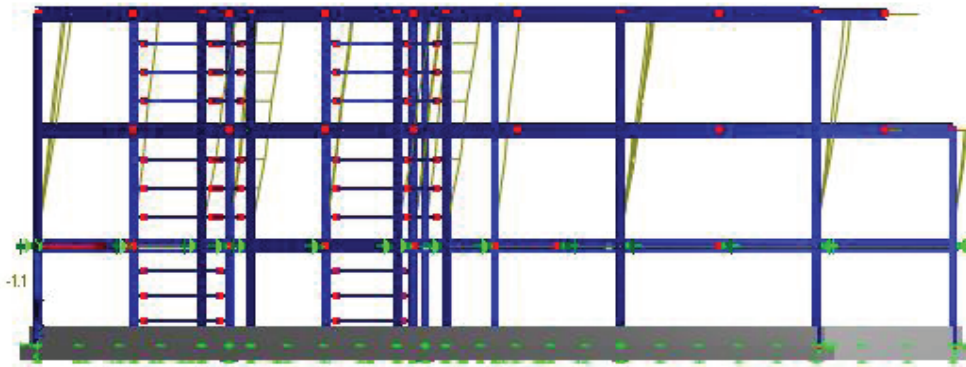
Οι διατμητικές παραμορφώσεις  $\gamma$  του κτιρίου λόγω πλευρικών μεταθέσεων από σεισμό είναι και στις δύο κατευθύνσεις x και y  $<0.7\%$  που επιβάλλει ο ΕΑΚ 2000 για την περίπτωση μη ευαίσθητων διαχωριστικών (περιορισμός βλαβών), βλ. συνημμένους υπολογισμούς στο 5.

#### **Επιρροές 2ας τάξεως (ΕΑΚ 2000, παρ. 4.1.2.2)**

Η ανάλυση του κτιρίου έχει γίνει για όλες τις περιπτώσεις Οριακής Κατάστασης Αστοχία μέσω θεωρίας 2ας τάξης. Κατά συνέπεια πρόσθετες μεγεθύνσεις εντατικών μεγεθών λαμβάνονται από το πρόγραμμα RSTAB αυτόματα υπόψη. Γενικώς, το κτίριο ανήκει και στις δύο καταυθύνσεις x και y στην κατηγορία των μη μεταθετών πλαισίων ( $\theta < 0.1$ ).

Παραμορφώσεις λόγω σεισμικού συνδυασμού φαίνονται στα Σχ. 10. και Σχ. 11.

Deformations u-X  
LG3 - Seismikos kata x(ii)

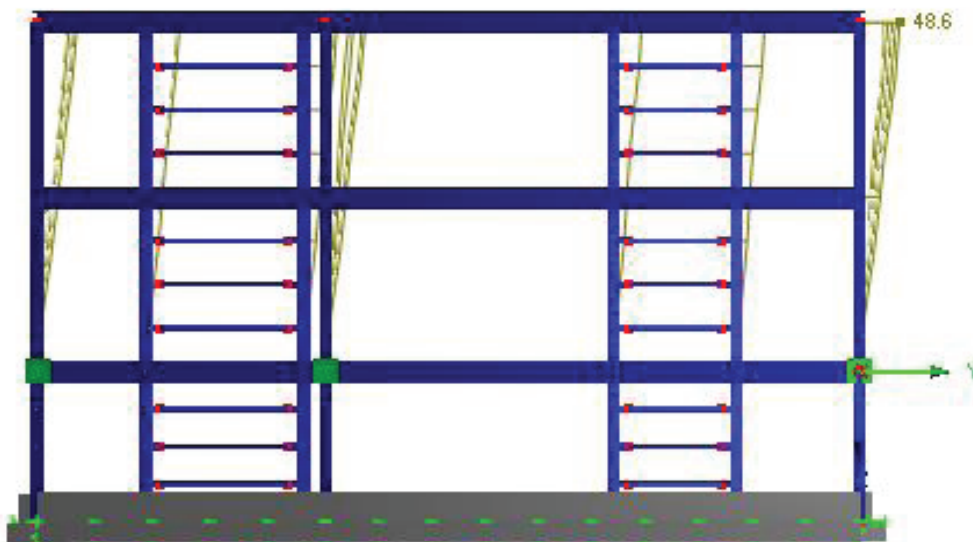


Max u-X: 29.9, Min u-X: -1.1 mm

max.  $u_x = 29.9$  mm

Σχήμα 10. Παραμόρφωση κτιρίου κατά x

Deformations u-Y  
LG6 - Seismikos kata y(i)



Max u-Y: 48.6, Min u-Y: -1.3 mm

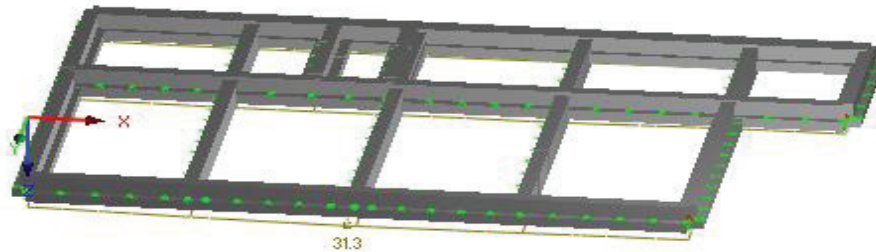
max.  $u_y = 48.6$  mm

Σχήμα 11. Παραμόρφωση κτιρίου κατά y

### 3. Τάσεις εδάφους - Βυθίσεις

Από τον έλεγχο για Οριακή Κατάσταση Αστοχίας υπολογίζονται οι τάσεις εδάφους οι οποίες πρέπει να είναι  $< 160 \text{ kPa}$ . Η υποχώρηση του εδάφους για τις μέγιστες τιμές τάσεων είναι  $31.3 \text{ mm} < 60 \text{ mm}$ . Η θεμελίωση φαίνεται στο Σχ.12

Deformations u-Z  
LG1 - O.K.A

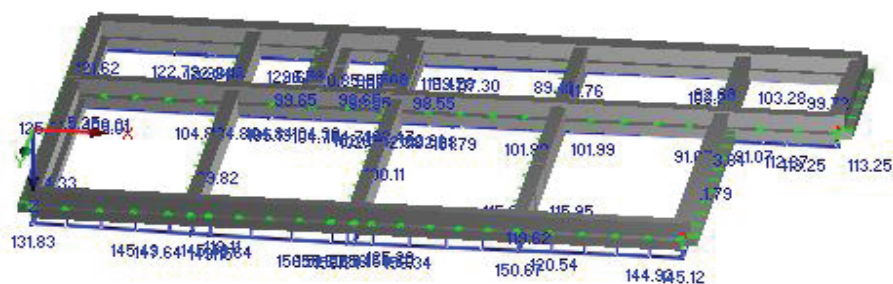


Max u-Z: 31.3, Min u-Z: 19.9 mm

Σχήμα 12. Εσχάρα πεδιλοδοκών με στοιχεία Winkler

Το πρόγραμμα RSTAB δίνει δυνάμεις επαφής στα θεμέλια, οι οποίες πρέπει να διαιρεθούν με το πλάτος της πεδιλοδοκού για να προκύψουν οι τάσεις έδρασης. Στις πεδιλοδοκούς με πλάτος  $1000 \text{ mm}$ , βλ. Σχ.13, εμφανίζεται η μέγιστη γραμμική δύναμη επαφής, η οποία είναι  $156.94 \text{ kN/m}$ , άρα η μέγιστη τάση εδάφους είναι  $156.94 \text{ kPa} < 160 \text{ kPa}$ .

Contact Forces p-z  
LG1 - O.K.A



Max p-z: 156.64, Min p-z: 82.63 kN/m

maxp-z = 156.94 kN/m

Σχήμα 13. Γραμμικές δυνάμεις επαφής σε πεδιλοδοκούς

#### 4. Όπλιση πεδιλοδοκών – συνδετήριων δοκών

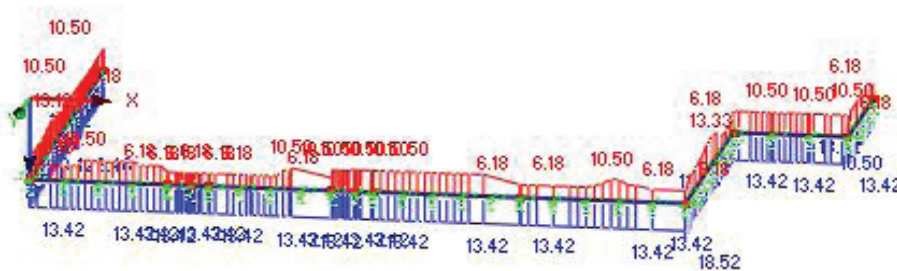
Το RSTAB υπολογίζει τους οπλισμούς σε  $\text{cm}^2$  για κάθε διατομή της θεμελίωσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2. Επιλέγοντας διατομή ράβδων διαμήκους οπλισμού και συνδετήριων έχει τη δυνατότητα να υπολογίσει το σύνολο του οπλισμού σε  $\text{kg}$ . Για διαμήκεις οπλισμούς  $\Phi 25$  και συνδετήρες  $\Phi 10$  προκύπτουν τα παρακάτω.

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε  $\text{cm}^2$   $A_{s,top}$  άνω σίδερα και  $A_{s,bottom}$  κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1000/400/500 φαίνονται στο Σχ.14.

Ισχύει για τα άνω σίδερα  $\max A_{s,top} = 13.33 \text{ cm}^2$

Ισχύει για τα κάτω σίδερα  $\max A_{s,bottom} = 19.74 \text{ cm}^2$

#### CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max  $A_{s,bottom}$ : 19.74  $\text{cm}^2$   
Max  $A_{s,top}$ : 13.33  $\text{cm}^2$

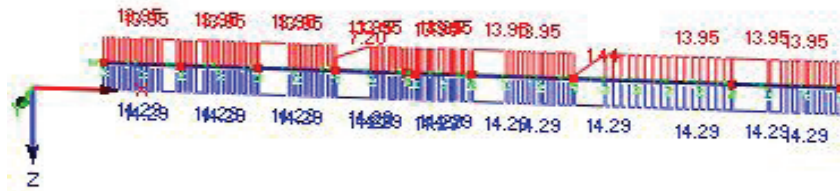
Σχήμα 14. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού ( $\text{cm}^2$ ) για τις κεντρικές πεδιλοδοκούς

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε  $\text{cm}^2$   $A_{s,top}$  άνω σίδερα και  $A_{s,bottom}$  κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1200/400/750 φαίνονται στο Σχ.15.

Ισχύει για τα άνω σίδερα  $\max A_{s,top} = 13.95 \text{ cm}^2$

Ισχύει για τα κάτω σίδερα  $\max A_{s,bottom} = 14.29 \text{ cm}^2$

CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 14.29 cm<sup>2</sup>  
Max A-s,top: 13.95 cm<sup>2</sup>

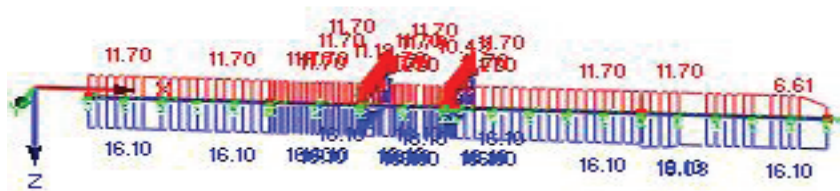
Σχήμα 15. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε cm<sup>2</sup> As,top άνω σίδερα και As,bottom κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 1000/1200/400/500 φαίνονται στο Σχ.16.

Ισχύει για τα άνω σίδερα maxAs,top = 11.70 cm<sup>2</sup>

Ισχύει για τα κάτω σίδερα maxAs,bottom = 18.08 cm<sup>2</sup>

CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 18.08 cm<sup>2</sup>  
Max A-s,top: 11.70 cm<sup>2</sup>

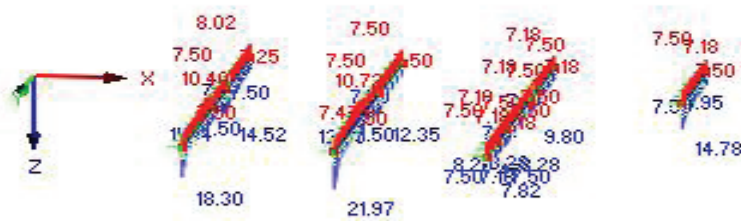
Σχήμα 16. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

Οι απαιτούμενες οπλίσεις σε cm<sup>2</sup> As,top άνω σίδερα και As,bottom κάτω σίδερα για τις πεδιλοδοκούς με διατομή 500/1000 φαίνονται στο Σχ.17.

Ισχύει για τα άνω σίδερα maxAs,top =10.72 cm<sup>2</sup>

Ισχύει για τα κάτω σίδερα maxAs,bottom =21.97 cm<sup>2</sup>

#### CONCRETE CA1 - Reinforced concrete design



Max A-s,bottom: 21.97 cm<sup>2</sup>  
Max A-s,top: 10.72 cm<sup>2</sup>

Σχήμα 17. Απαιτούμενα ποσοστά οπλισμού (cm<sup>2</sup>) για τις περιμετρικές πεδιλοδοκούς

Ο συνολικός οπλισμός που απαιτείται για τη θεμελίωση είναι 8371,5 kg.

5.	Έλεγχος περιορισμού βλαβών			
Για τον περιορισμό των βλαβών θα δειχθεί ότι				
$\gamma = \frac{\Delta u \cdot q}{2.5 \cdot h} = 0.6 \cdot \frac{\Delta u}{h} \leq \frac{\Delta u}{h} \Rightarrow \gamma = \frac{\Delta u}{3500} \leq 0.7\%$				
Όροφος	maxΔux(mm)	maxγx(%)	maxΔuy(mm)	maxγγ(%)
2ος	29.9-15.6=14.3	0.41%	48.6-24.4=24.2	0.69%
1ος	15.6-0=15.6	0.45%	24.4-0=24.4	0.70%

## 6.4 ΕΠΙΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ

Συμμεκτη πλάκα	152,82 m <sup>3</sup>
Θεμελίωση	118,12 m <sup>3</sup>
Οπλισμοί	8371,5 kg
Μεταλλικός Σκελετος	63.048 tn

Πίνακας 2. Συγκεντρωτική επιμέτρηση υλικών

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται μια προσπάθεια να εξαχθεί ένα ασφαλές συμπέρασμα για την επιλογή του καταλληλότερου συστήματος δυσκαμψίας στην προκείμενη περίπτωση και ει δυνατόν να γενικευτεί και σε παρόμοιες περιπτώσεις. Εξετάζοντας το ζήτημα τεχνικοοικονομικά σημαίνει με λίγα λόγια ποιο σύστημα δυσκαμψίας παρουσιάζει την καλύτερη συμπεριφορά σε σχεδιασμό έναντι σεισμού κυρίως και μάλιστα με το μικρότερο δυνατό κόστος. Γιατί είναι δεδομένο πως το ίδιο και ακόμα καλύτερο αποτέλεσμα μπορούμε να πετύχουμε με πολλούς τρόπους, το ζήτημα είναι όταν θα καλεστούμε σε πραγματικές συνθήκες να φανούμε πρωτίστως αξιόπιστοι αλλά και οικονομικά ανταγωνιστικοί να έχουμε την ευχέρεια να το κάνουμε, κυρίως με μείωση του tonnage της κατασκευής, μείωση των ποσοστών όπλισης θεμελίων και όλα όσα αναφέρθηκαν σε προηγούμενα κεφάλαια. Στη συνέχεια παρουσιάζονται μια σειρά από συγκριτικούς πίνακες με συγκεντρωμένα τα αποτελέσματα των αναλύσεων και διανθίζονται με ένα σύντομο σχολιασμό.

	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ (maxSd/Rd)		
	Υποστυλώματα	Διαγώνιοι	Δοκοί Πλαισίων
Με Χ	0,99	0,86	
Με Λ	0,99	0,68	
Με Λ (έκκεντρα)	0,83	0,95	
Με Πλάισια	0,63		0,81
Με INSTED	0,81	0,99	0,81

Πίνακας 1. Συντελεστές εκμετάλλευσης κρίσιμων μελών της κατασκευής

	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ (sec)			
	1η Ιδιομορφή	2η Ιδιομορφή	3η Ιδιομορφή	4η Ιδιομορφή
Με Χ	0,502374	0,383352	0,311795	0,118980
Με Λ	0,502602	0,395302	0,324385	0,122251
Με Λ (έκκεντρα)	0,480199	0,454743	0,396811	0,192305
Με Πλάισια	0,503991	0,471205	0,370364	0,172516
Με INSTED	0,544919	0,436739	0,289197	0,158767

Πίνακας 2. Ιδιοπερίοδοι κατασκευής για τις 4 πρώτες ιδιομορφές



	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ (mm)			
	2ου Ορόφου		1ου Ορόφου	
	ux2	uy2	ux1	uy1
Με Χ	39,1	42,6	15,3	18,7
Με Λ	38,9	43,3	15,2	19,1
Με Λ (έκκεντρα)	38,3	37,7	15,5	17,5
Με Πλάισια	46,0	42,3	22,8	22,3
Με INSTED	29,9	48,6	15,6	24,4

Πίνακας 3. Μετατοπίσεις κτιρίου ανα όροφο στους άξονες x,y

	ΤΑΣΕΙΣ ΕΛΑΦΟΥΣ - ΒΥΘΙΣΕΙΣ	
	uz	Pz
Με Χ	30,8	153,96
Με Λ	30,8	154,12
Με Λ (έκκεντρα)	30,9	154,47
Με Πλάισια	30,8	153,93
Με INSTED	31,3	156,94

Πίνακας 4. Βύθιση και τάσεις εδάφους θεμελίων

	ΟΠΛΙΣΗ ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΩΝ - ΣΥΝΔΕΤΗΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ							
	1000/1000/400/500		1000/1200/400/750		1000/1200/400/500		500/1000	
	As,top	As,bottom	As,top	As,bottom	As,top	As,bottom	As,top	As,bottom
Με Χ	17,4	19,59	17,18	17,49	13,77	21,03	13,55	21,57
Με Λ	17,41	19,51	18,21	18,53	14,62	21,52	14,62	21,65
Με Λ (έκκεντρα)	14,93	18,90	13,95	14,29	20,38	27,88	13,23	21,55
Με Πλάισια	13,39	19,77	13,95	14,29	14,59	17,86	10,54	20,22
Με INSTED	13,33	19,74	13,95	14,29	11,7	18,08	10,72	21,97

Πίνακας 5. Συντελεστές εκμετάλλευσης κρίσιμων μελών της κατασκευής

	<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ (άξονας x)</b>			
	<b>2ου Ορόφου</b>		<b>1ου Ορόφου</b>	
	<b>Δux(mm)</b>	<b>γx(%)</b>	<b>Δux(mm)</b>	<b>γx(%)</b>
Με Χ	23,8	0,68	15,3	0,44
Με Λ	23,7	0,68	15,2	0,43
Με Λ (έκκεντρα)	22,8	0,65	15,5	0,44
Με Πλάισια	23,2	0,66	22,8	0,65
Με INSTED	14,3	0,41	15,6	0,45

Πίνακας 6. Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων και γωνιακές παραμορφώσεις στον άξονα των x

	<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ (άξονας y)</b>			
	<b>2ου Ορόφου</b>		<b>1ου Ορόφου</b>	
	<b>Δuy(mm)</b>	<b>γγ(%)</b>	<b>Δuy(mm)</b>	<b>γγ(%)</b>
Με Χ	23,9	0,68	18,7	0,53
Με Λ	24,2	0,69	19,1	0,55
Με Λ (έκκεντρα)	20,2	0,58	17,5	0,50
Με Πλάισια	20,0	0,57	22,3	0,64
Με INSTED	24,2	0,69	24,4	0,70

Πίνακας 7. Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων και γωνιακές παραμορφώσεις στον άξονα των y

	<b>ΕΠΙΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ</b>	
	<b>Tonnage (tn)</b>	<b>Οπλισμοί (tn)</b>
Με Χ	57,574	8,7938
Με Λ	56,828	8,8378
Με Λ (έκκεντρα)	62,096	9,1127
Με Πλάισια	67,975	8,3737
Με INSTED	63,048	8,3715

Πίνακας 8. Βάρος μεταλλικού σκελετού και οπλισμών (tn)

Μελετώντας προσεκτικά τους παραπάνω πίνακες οφείλουμε να καταλήξουμε εν πρώτοις για το ποιος πρέπει να είναι ο στόχος μιας σωστής στατικής μελέτης. Ο σχεδιασμός με  $\Lambda$  έκκεντρα δείχνει για παράδειγμα πολύ αξιόπιστος, με πολύ μικρές τιμές παραμορφώσεων και με περιθώρια αντοχής όσων αφορά τους συντελεστές εκμετάλλευσης. Δείχνει με λίγα λόγια αν υπερέχει σε σχέση με όλους τους υπόλοιπους. Παρατηρώντας πιο προσεκτικά όμως και με αναδρομή στα προηγούμενα κεφάλαια, πως τα αποτελέσματα αυτά οφείλονται στην επιλογή μεγαλύτερων διατομών υποστυλωμάτων κάτι που κάνει τον φορέα πιο δύσκαμπτο έναντι σεισμού. Οι μη ανεκτές τιμές σε μετατοπίσεις και γωνιακές παραμορφώσεις οδήγησαν στον επανασχεδιασμό της συγκεκριμένης επίλυσης κάτι που επέφερε μεγαλύτερες διατομές σε υποστυλώματα και μικρότερες κατάτι στις διαγώνιους, με οδυνηρό αποτέλεσμα όμως να αυξηθεί το tonnage της κατασκευής σε σχέση με την πιο οικονομική λύση του σχεδιασμού με χιαστί κατά περίπου 8% και 3,6% στους οπλισμούς της θεμελίωσης. Τα ποσοστά αυτά μπορεί να μην τρομάζουν αρχικά αλλά εδώ μιλάμε για μια κατασκευή 57,5 tn μεταλλικού σκελετού και περίπου 9 tn οπλισμών. Μπορούμε άνετα να φανταστούμε τα ανάλογα αποτελέσματα σε μια κατασκευή πιο απαιτητικής αρχιτεκτονικής.

Τα ίδια πράγματα ισχύουν λίγο πολύ και για το σχεδιασμό με πλαίσια η με το σύστημα δυσκαμψίας INSTED. Έχουν και τα δύο αρκετά ικανοποιητική συμπεριφορά έναντι σεισμού, ιδίως το INSTED δίνει πολύ καλά αποτελέσματα στη άξονα των  $x$ , αλλά λόγω και της πλαισιακής συμπεριφοράς και των δύο που απαιτεί μεγαλύτερες διατομές στο σχεδιασμό, το tonnage εκτοξεύεται για τα πλαίσια, κινείται σε πιο λογικά πλαίσια μεν είναι η αλήθεια για το INSTED, στα ίδια περίπου με τα  $\Lambda$  έκκεντρα δε. Το γεγονός επίσης της μεγαλύτερης δυσκολίας κατασκευής και επισκευασιμότητας, ιδίως των πλαισίων, σε σχέση με τους φορείς που σχεδιάζονται με συστήματα δυσκαμψίας, κάνει την επιλογή να μοιάζει μη ελκυστική.

Είναι ξεκάθαρο λοιπόν πως ο σχεδιασμός είτε με Χιαστί είτε με Λάμδα συνδέσμους δυσκαμψίας αναδεικνύεται ως πιο συμφέρων τόσο από οικονομικής όσο και από στατικής σκοπιάς καθώς λόγω του μικρότερου συνολικού βάρους των επιμέρους επιλύσεων, οι φορείς καθίστανται περισσότερο αντισεισμικοί και σαφώς περισσότερο οικονομικοί. Τα συγκριτικά αποτελέσματα μεταξύ των δύο δείχνουν μια μικρή υπεροχή των Λάμδα όσον αφορά το οικονομικό σκέλος κυρίως για τον λόγο ότι πρόκειται περισσότερο για ένα μικτό σύστημα δυσκαμψίας το οποίο συνδυάζει τα αντισεισμικά οφέλη των Χιαστί καθώς τα Λάμδα δεν λειτουργούν σε μικρά μήκη. Επομένως είναι λογικό με παραμένουσες τις υπόλοιπες διατομές ίδιες τα Λάμδα ως έχοντα μικρότερο συνολικό μήκος στα φαντώματα που αντικαθιστούν τα Χιαστί να παρουσιάζουν μικρότερο αναλογικά βάρος κατασκευής. Εντούτοις τα χιαστί υπερέχουν σε θέματα σχεδιασμού και με δεδομένο την αξιόπιστη εφαρμογή τους σε πολυποίκιλες εφαρμογές κάνουν την επιλογή να μοιάζει σχεδόν βέβαιη.

Συνοψίζοντας, η ουσία της μελέτης ενός τέτοιου κτιρίου δεν είναι μόνο να βρεθεί εκείνο το σύστημα δυσκαμψίας που κάνει την κατασκευή μας άτρωτη. Θα πρέπει να μπορούμε να συνδυάσουμε κάθε στιγμή, πρώτα την ασφάλεια των όσων διαμένουν μέσα σε ένα τέτοιο κτίριο και έπειτα να αναζητήσουμε εκείνο το συνδυασμό που θα κάνει τη μελέτη μας ανταγωνιστική σε θέματα κατασκευής με κάθε τρόπο.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές
2. Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα
3. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός χαλύβδινων κατασκευών
4. Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
5. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ2000
6. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.: Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005
7. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.: Σιδηρές κατασκευές, Τόμος 1, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005
8. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.: Σιδηρές κατασκευές, Τόμος 2, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2004
9. Βάγιας Ι.: Σύμμικτες κατασκευές, 2η έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2001
10. Chopra A.: Dynamics of Structures, Theory and applications to earthquake Engineering, Pearson, 2007



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ  
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ  
ΥΠΟ ΤΗΝ ΔΙΟΙΚΗΤΙΚΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΤΗΣ ΣΧΟΛΗΣ ΠΟΛ. ΜΗΧ./ΚΩΝ

---

**ΚΟΝΤΟΓΙΑΝΝΗΣ Ν. ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ**

**ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2011**