

**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**

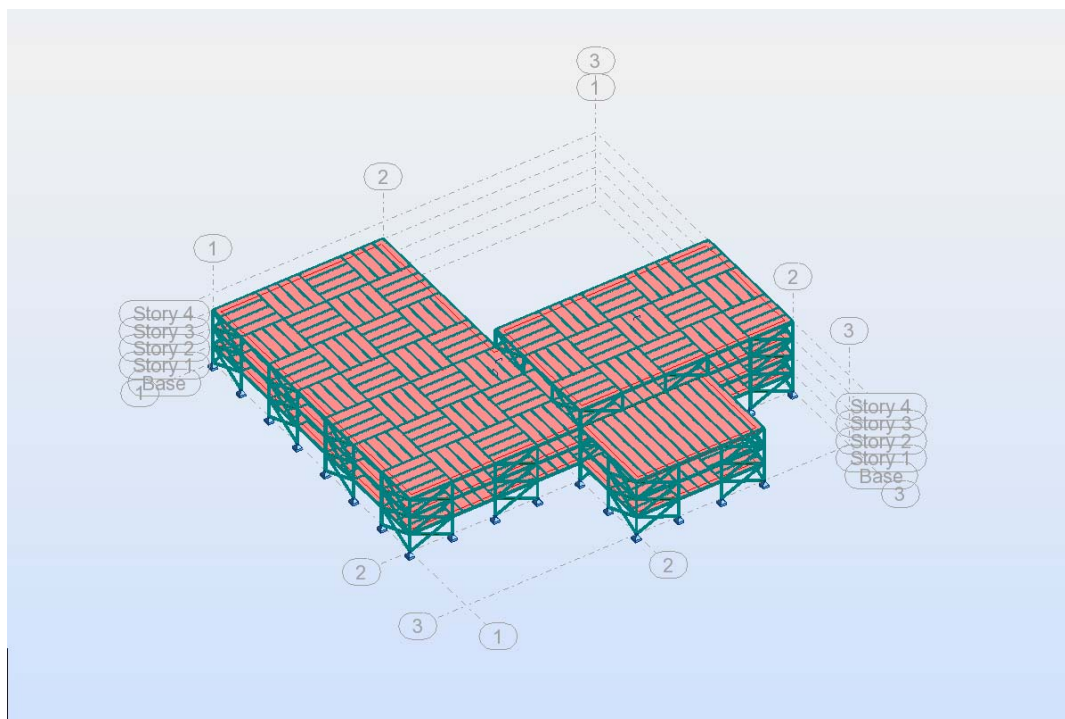
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΩΝ**

**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΜΕΛΕΤΗ ΤΕΤΡΑΟΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ  
ΓΡΑΦΕΙΩΝ**



EMK ΔΕ 2014/16

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ:**

**ΒΑΓΙΑΣ ΙΩΑΝΝΗΣ**

**ΕΚΠΟΝΗΣΗ:**

**ΤΣΙΑΚΜΑΚΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ**

**ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2014**



Τσιακμάκης Κωνσταντίνος (2014).  
ΜΕΛΕΤΗ ΤΕΤΡΑΟΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2014/16  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Tsiakmakis Konstantinos(2014)  
STUDY OF FOUR-STOREY STEEL BUILDING OF OFFICES  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ ΔΕ 2014/16  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece



## **ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ**

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1<sup>ο</sup> – ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

1.1 Συνοπτική περιγραφή

1.2 Αρχιτεκτονικά-Στατικά

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2<sup>ο</sup> – ΦΟΡΤΙΑ

2.1 Γενικά

2.2 Οριακές καταστάσεις – Δράσεις

2.2.1 Μόνιμα φορτία

2.2.2 Κινητά φορτία

2.2.3 Επιβαλλόμενα φορτία

2.2.4 Φορτία χιονιού

2.2.5 Φορτία ανέμου

2.3 Συνδυασμοί δράσεων

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3<sup>ο</sup> - ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

3.1 Εισαγωγή

3.2 Μέθοδοι γραμμικού υπολογισμού σεισμικής απόκρισης κατά EC8 και προσδιορισμός παραμέτρων φάσματος σχεδιασμού

3.2.1 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

3.2.2 Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

3.2.3 Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

3.2.4 Συντελεστής σπουδαιότητας

3.2.5 Συντελεστής συμπεριφοράς

3.2.6 Έλεγχος κανονικότητας φορέα

3.3 Φάσμα σχεδιασμού

3.4 Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης κτιρίου

3.5 Περιορισμός βλαβών

3.6 Έλεγχος επιρροών 2ης τάξης

3.7 Σύγκριση σεισμικών φορτίων και φορτίων αέρα

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4<sup>ο</sup> - ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ(ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ-ΔΙΑΤΟΜΕΣ-ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ)

4.1 Διατομές

4.2 Έλεγχος σεισμικού σχεδιασμού

4.2.1 Έλεγχος διαγωνίου ισογείου (πλαίσιο 10-10)

4.2.2 Έλεγχος ακραίου υποστυλώματος ισογείου (πλαίσιο 10-10)

4.3 Έλεγχος διατομών σε ΟΚΑ και ΟΚΛ

4.4 Γενικές παρατηρήσεις

4.5 Σχεδιασμός συνδέσεων με το Robot Structural Analysis 2014

Βιβλιογραφία

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΜΚ ΔΕ 2014/16

ΜΕΛΕΤΗ ΤΕΤΡΑΟΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ

Τσιακμάκης Κωνσταντίνος (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

**Περίληψη**

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά την μελέτη ενός νέου τετραόροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων.

Το συγκεκριμένο κτίριο επιλέχθηκε διότι παρουσιάζει ορισμένες ιδιομορφίες λόγω του σχήματος του. Είναι μη κανονικό σε κάτοψη και καθ' ύψος, ενώ σε ένα τμήμα του έχουν αφαιρεθεί ορισμένα υποστυλώματα από τον Α' και Β' όροφο δημιουργώντας ανοίγματα 16.00 m προκαλώντας έτσι αυξημένες απαιτήσεις ως προς τις διατομές.

Η έλλειψη συμμετρίας καθώς και η μη κανονικότητα συνέβαλαν στην ανομοιομορφία ως προς την καταπόνηση του φορέα. Τα σεισμικά μεγέθη κατά την διεύθυνση x-x παρουσιάζονται σαφώς μεγαλύτερα σε σχέση με αυτά της διεύθυνσης y-y. Επιπλέον από τα αποτελέσματα της μελέτης προκύπτει ότι το κρίσιμο μέγεθος σε σχέση με την διαστασιολόγηση των στοιχείων του φέροντος οργανισμού είναι η συνολική ευστάθεια του κτιρίου.

Η μελέτη έγινε σύμφωνα με τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες. Πιο συγκεκριμένα:

Ευρωκώδικας 0 - Βάσεις Σχεδιασμού

Ευρωκώδικας 1 - Δράσεις επί των Κατασκευών

Ευρωκώδικας 3 - Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα

Ευρωκώδικας 8 - Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών





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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2014/16

STUDY OF FOUR-STOUREY STEEL BUILDING OF OFFICES  
Tsiakmakis K. (supervised by Vayas I.)

**Abstract**

The present thesis deals with the structural study of a new four storey steel building of offices.

The specifi building was chosen since it has some peculiarities due to its shape.It is non regular both in plan and in elevation,while in one part of it some columns have been deleted from the 1<sup>st</sup> and 2<sup>nd</sup> floor creating openings of 16.00 m length,causing therefore higher demands in terms of section selection.

The lack of symmetry in plan and the non-regularity have contributed in the uneven loading of the building.Seismic loads in x-x direction are clearly bigger than those in the y-y direction.Moreover,from the results of the structural study we can see that the critical element in terms of section selection is the overall stability of the building

The study has been done according to the appropriate Eurocodes.More specifically:

Eurocode 0 - Basis of structural design

Eurocode 1 - Actions on Structures

Eurocode 3 - Design of Steel Structures

Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance



## Ευχαριστίες

Θέλω να ευχαριστήσω για αυτή την διπλωματική τον καθηγητή Ι.Βάγια για την πολύτιμη καθοδήγηση του κατά την διάρκεια της εκπόνησης.

Τον συνάδελφο Φίλη Χαράλαμπο για τις συμβουλές του.

Και τέλος τον συνάδελφο Κώστα Μαρουφίδη,συνεργάτη και μέντορα μου στον δύσκολο χώρο του έλευθερου επαγγέλματος εδώ και μία δεκαετία και πλέον.



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1<sup>ο</sup> – ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ**

### **1.1 Συνοπτική περιγραφή**

Σε αυτή την εργασία παρουσιάζεται ένα μεταλλικό κτίριο τεσσάρων ορόφων, το οποίο προορίζεται για χώρος γραφείων.

Το υπό μελέτη κτίριο είναι μη κανονικό ,τόσο σε κάτοψη όσο και σε όψη, όπως επεξηγήετε και παρακάτω. Τοποθετείται στο νομό Αττικής, εντός του ιστού της πόλης των Αθηνών και σε χαμηλό υψόμετρο σε σχέση με την στάθμη της θάλασσας.

Τα γεωγραφικά στοιχεία της θέσης του κτιρίου επηρεάζουν τις παραδοχές, οι οποίες γίνονται για τον υπολογισμό των φορτίων ανέμου ,χιονιού και σεισμού. Επιπλέον σε σχέση με την σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου σημαντικότερος παράγοντας όλων είναι η μη κανονικότητα που παρουσιάζει.

### **1.2 Αρχιτεκτονικά-Στατικά**

Το κτίριο έχει πραγματοποιούμενη κάλυψη 3136.00 m<sup>2</sup>.Οι τρεις πρώτοι όροφοι είναι τυπικοί ενώ ο τέταρτος έχει εμβαδόν κάτοψης 960.00 m<sup>2</sup>.Το συνολικό εμβαδόν του κτιρίου δηλαδή είναι 3160.00\*3+960.00=10.440 m<sup>2</sup>.Το ύψος κάθε ορόφου είναι 3.50 m και συνεπώς το μέγιστο ύψος του κτιρίου είναι 14.00 m.

Οι πλάκες των ορόφων είναι σύμμικτες με πάχος h=15 cm.Γενικά οι πλάκες επιτελούν στις πολυώροφες μεταλλικές κατασκευές διπλό ρόλο. Αφ' ενός συμβάλλουν στη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις διαδοκίδες με λειτουργία ως στοιχεία “πλάκας” και αφ' ετέρου επιτρέπουν τη μεταφορά των οριζόντιων δράσεων μέσω διαφραγματικής λειτουργίας.

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως ξυλότυπος στη φάση διάστρωσης του σκυροδέματος και ως οπλισμός της πλάκας στη φάση λειτουργίας. Συνήθως τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός στο χαμηλότερο σημείο των νευρώσεων για προστασία της πλάκας από αστοχία σε περίπτωση απενεργοποίησης του χαλυβδόφυλλου λόγω πυρκαγιάς. Ακόμα, τοποθετείται πλέγμα πρόσθετου οπλισμού στο πάνω μέρος της πλάκας για την παραλαβή αρνητικών ροπών σε περιπτώσεις συνεχών πλακών 2 ή περισσότερων ανοιγμάτων.

Σημειώνεται ότι η συνεργασία χαλυβδόφυλλων-σκυροδέματος επιτυγχάνεται με ειδικά διαμορφωμένες νευρώσεις, εγκοπές ή προεξοχές στα φύλλα, ή με την πρόβλεψη διατμητικών συνδέσμων στις στηρίξεις των χαλυβδόφυλλων.

Τα φορτία πλάκας μεταφέρονται στις κύριες δοκούς με διαδοκίδες, οι οποίες διατάσσονται ανά 2 μέτρα.

Χρησιμοποιείται το χαλυβδόφυλλο SYMDECK73 σύμφωνα με το παρακάτω πίνακα. Για το σχεδιασμό της πλάκας χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Sym Deck Designer

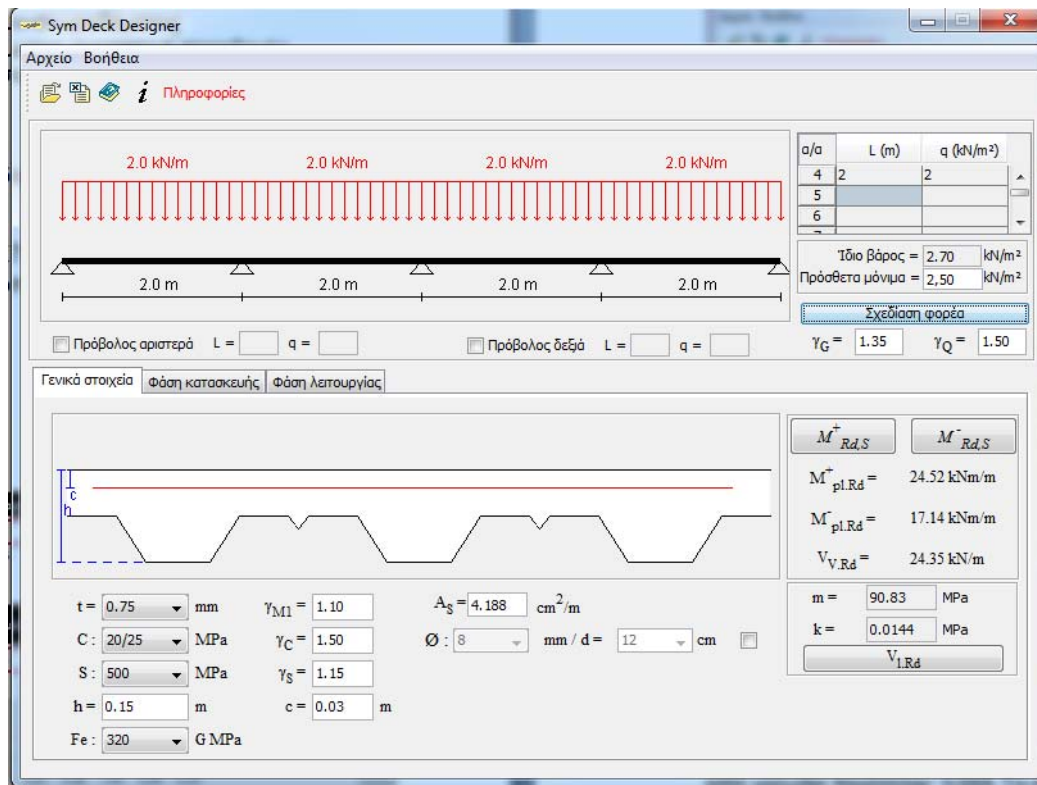


Πάχος χαλυβδόφυλλου:  $t=0,75$  mm  
 Σκυρόδεμα: C20/25  
 Χάλυβας οπλισμού: S500

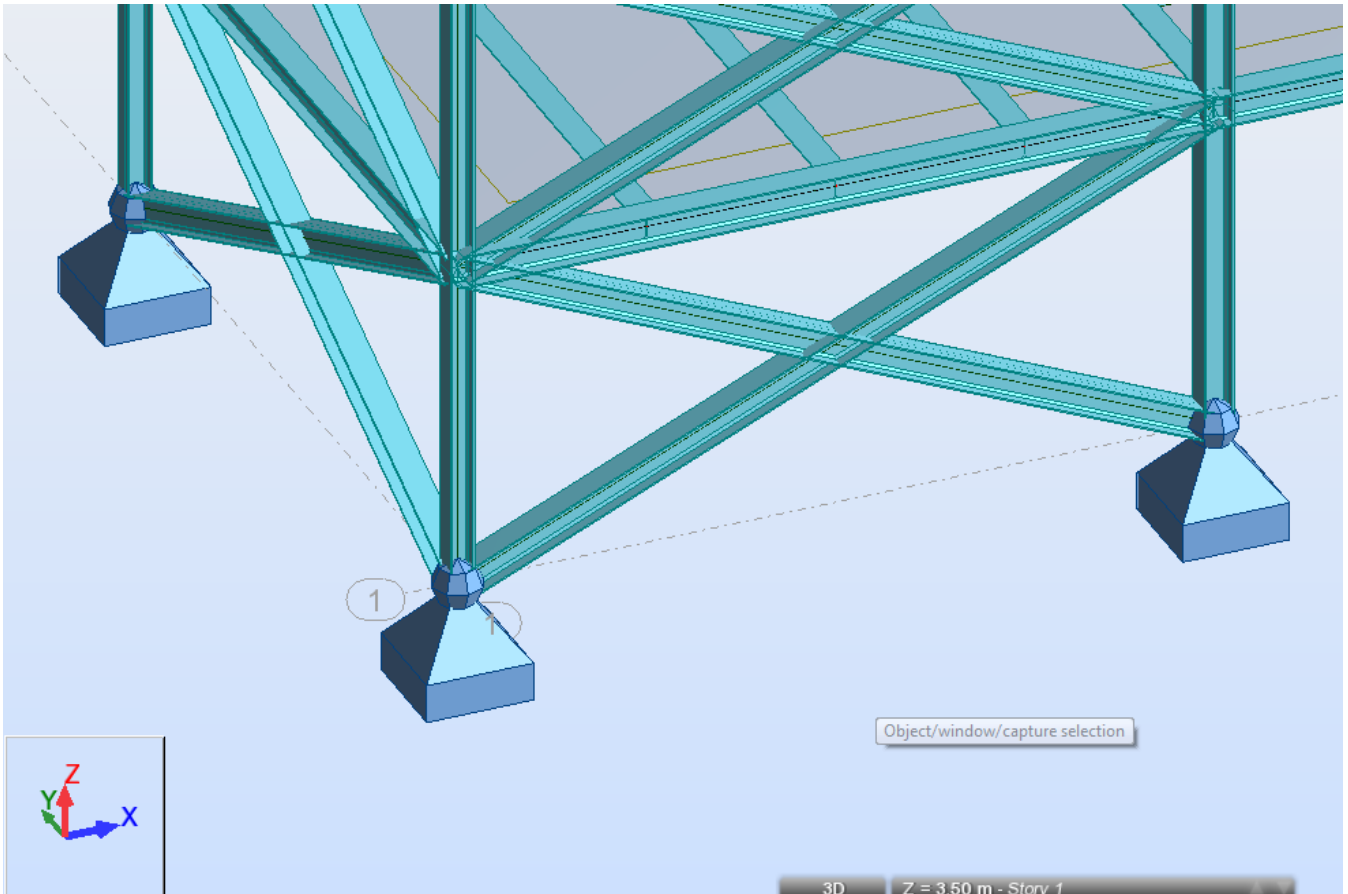
Οπλισμοί στις θέσεις των αρνητικών ροπών								
$h_s$ (m)	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20
Οπλισμός	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/15	Φ8/15	Φ10/20	Φ10/20	Φ10/15	Φ10/15

Πάχος πλάκας $h_s$ (m)	Άνοιγμα L (m)																			
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	
0,13	21,53	16,82	13,69	10,96	7,99	5,95	4,49	3,40	2,57	1,93	1,41	0,99	0,65							
0,14	23,09	18,03	14,66	12,21	8,91	6,64	5,00	3,79	2,87	2,15	1,57	1,11	0,72							
0,15	24,63	19,21	15,61	13,03	9,82	7,32	5,52	4,18	3,16	2,37	1,73	1,22	0,80							
0,16	26,14	20,38	16,54	13,80	10,73	8,00	6,03	4,57	3,46	2,59	1,90	1,34	0,88							
0,17	27,62	21,52	17,45	14,55	11,65	8,68	6,55	4,96	3,76	2,81	2,06	1,45	0,95	0,54						
0,18	29,08	22,64	18,35	15,29	12,56	9,36	7,06	5,35	4,05	3,03	2,22	1,57	1,03	0,58						
0,19	30,52	23,75	19,23	16,01	13,48	10,04	7,57	5,74	4,35	3,25	2,38	1,68	1,10	0,62						
0,20	31,92	24,83	20,10	16,72	14,18	10,72	8,09	6,13	4,60	3,48	2,55	1,80	1,18	0,67						

Μέγιστες τιμές του ωφέλιμου φορτίου (kN/m<sup>2</sup>)

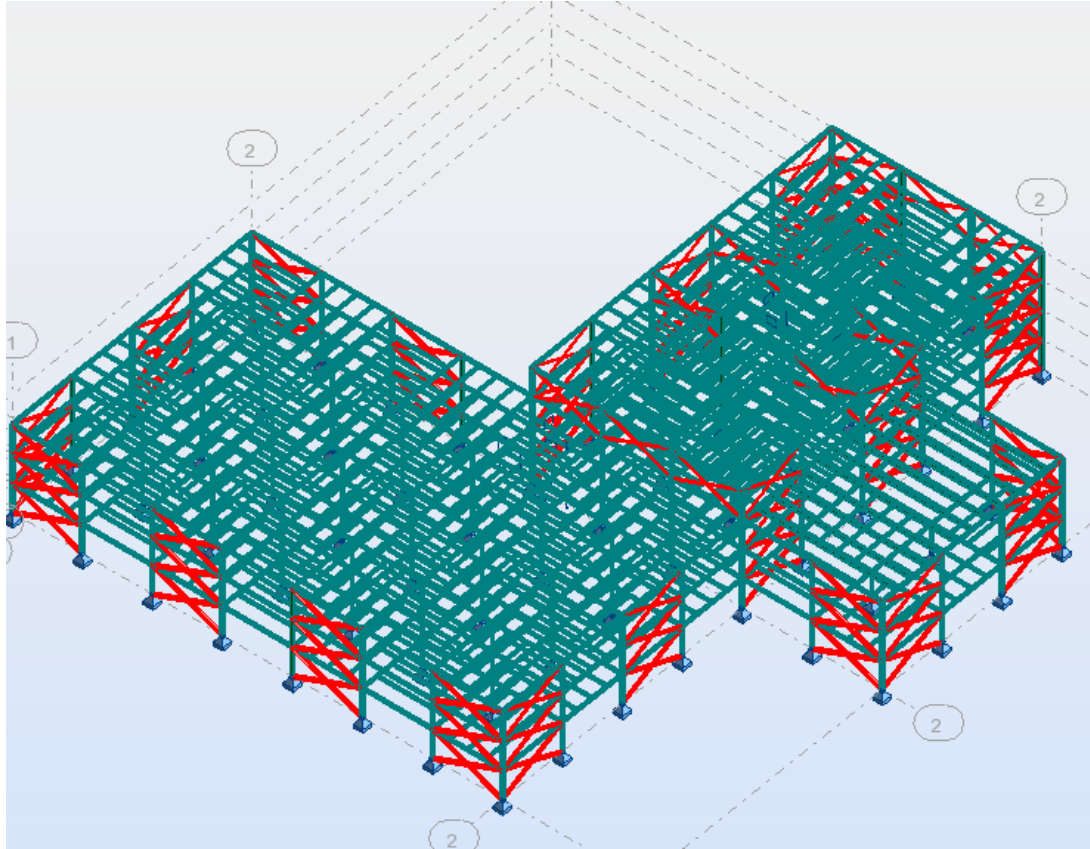


Τα υποστυλώματα και οι δοκοί(κύριες και δευτερεύουσες) του σκελετού είναι από χαλύβα ποιότητας S355.Το στατικό σύστημα του κτιρίου αποτελείται από πλαίσια μήκους 8.00 m παραλαβής ροπής προσανατολισμένα κατά την διεύθυνση x-x ,όπως φαίνεται και παρακάτω. Επίσης έχουν τοποθετηθεί σύνδεσμοι δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις x-x και y-y.Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκαν χάλυβας ποιότητας S355,S275 και S235.



εικόνα 1-προσανατολισμός υποστυλωμάτων



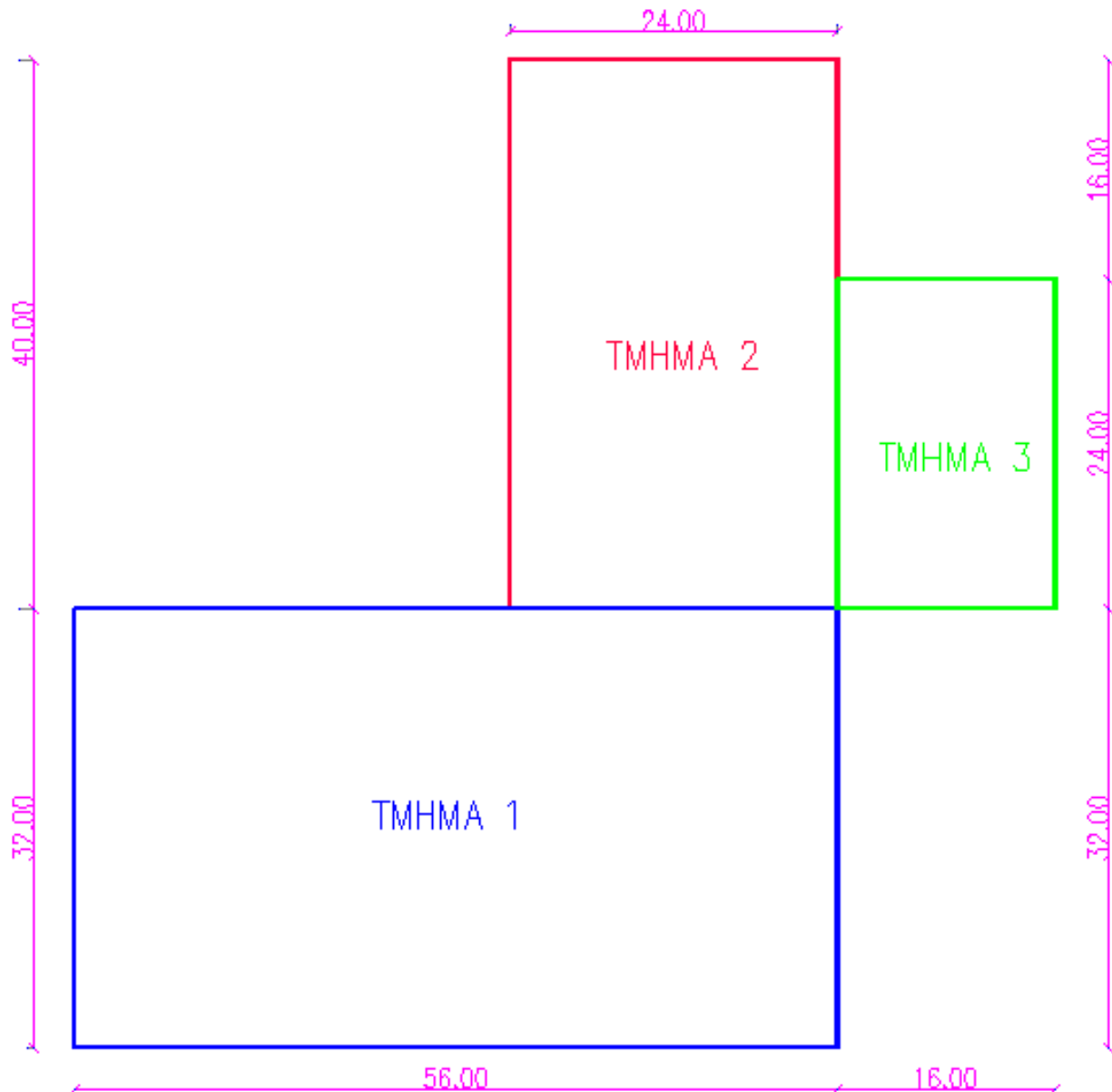


εικόνα 2-θέση συνδέσεων δυσκαμψίας

Ακολουθεί το περίγραμμα της κάτοψης του κτιρίου με τις διαστάσεις αυτού

Ο διαχωρισμός του κτιρίου σε 3 επιμέρους τμήματα αφορά κατ'αρχήν τον υπολογισμό των φορτίων ανέμου.

Στο 3<sup>ο</sup> τμήμα του κτιρίου έχουν αφαιρεθεί 2 υποστυλώματα στην διεύθυνση y καθώς επίσης και η οροφή του Β' ορόφου σχηματίζοντας έτσι μία ενιαία με τον Γ' όροφο στάθμη με συνολικό ύψος H=7.00m. Ο εν λόγω χώρος προορίζεται για να μετατραπεί σε αμφιθέατρο εξ' ου και η απαίτηση για ύψος μεγαλύτερο από αυτό του τυπικού ορόφου.



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2<sup>ο</sup> - ΦΟΡΤΙΑ**

### **2.1 Γενικά**

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Στον Ελλαδικό χώρο ως προς τις δράσεις επί των κατασκευών εφαρμόζεται ευρέως ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα μέσω των Παραρτημάτων είτε μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων πληροφορίες ως προς τις αναπτυσσόμενες δράσεις (πχ. χιόνι, άνεμος κλπ).

Προκειμένου να ελεγχθεί η κατασκευή έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας γίνεται χρήση των λεγόμενων «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτικών καταστάσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή τόσο κατά τη φάση της ανέγερσης όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της. Οι καταστάσεις σχεδιασμού, ταξινομούνται ως εξής:

- Καταστάσεις διάρκειας, που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, πχ κατά τη φάση ανέγερσης ή κατασκευών.
- Τυχηματικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, πχ σε πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τοπική αστοχία.
- Καταστάσεις σεισμού, που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

### **2.2 Οριακές καταστάσεις – Δράσεις**

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

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας, που αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές

- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής και σχετίζονται με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους ενοίκους

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού, διακρίνονται σε:

- Άμεσες, π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία
- Έμμεσες, π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού

Οι δράσεις αυτές ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

- Μόνιμες, π.χ. ίδια βάρη της κατασκευής
- Μεταβλητές, π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου

Ως προς τη θέση τους οι δράσεις ταξινομούνται σε:

- Καθορισμένες, πχ ίδιο βάρος
- Ελεύθερες, πχ κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών

Ως προς τη φύση τους ταξινομούνται σε:

- Στατικές
- Δυναμικές

### **2.2.1 Μόνιμα φορτία**

Τα μόνιμα ή νεκρά φορτία είναι φορτία που λαμβάνονται πάντοτε υπόψη στις κατασκευές και επιβάλλουν στατική φόρτιση δηλαδή πρόκειται για φορτία σταθερής θέσης και διεύθυνσης. Σε αυτά περιλαμβάνονται το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και τα μόνιμα προσαρτημένα στοιχεία (όπως υλικό στέγασης, επικαλύψεις και επενδύσεις, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, υδραυλικές εγκαταστάσεις κλπ). Τα μόνιμα φορτία διακρίνονται σε κύρια και σε δευτερεύοντα. Ως κύρια ορίζονται εκείνα που κατά μέγεθος είναι μεγαλύτερα και αποτελούν το κύριο ποσοστό των μόνιμων. Ως δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται τα μικρότερης τάξης μεγέθους μόνιμα φορτία.

- Ίδιο βάρος χάλυβα:  
Στην ανάλυση εκτιμήθηκε ίδιο βάρος δομικού χάλυβα  $78,5 \text{ kN/m}^3$
- Φορτίο επικάλυψης(μονώσεις-πατώματα):  
Θεωρούμε επιφανειακό φορτίο επικάλυψης  $2,00 \text{ kN/m}^2$
- Βάρος σύμμικτων πλακών  
Ειδικό βάρος σκυροδέματος  $25 \text{ kN/m}^3$ .  
Το φορτίο των σύμμικτων πλακών είναι  $g_{i,\beta.}=2,70 \text{ kN/m}^2$
- Βάρος ελαφριών εσωτερικών χωρισμάτων  
 $g_{\epsilon.\chi}=0,50 \text{ kN/m}^2$
- Λοιπά μόνιμα φορτία(ψευδοροφές,δίκτυα εγκαταστάσεων κλπ)  
 $g_{\lambda}=1,00 \text{ kN/m}^2$

**Συνολικό μόνιμο επιφανειακό φορτίο:**

$$g_{\text{tot},s}=2,00+2,70+0,50=6,20 \text{ kN/m}^2$$

- Βάρος υαλοπετάσματος στις ακραίες δοκούς  
Λόγω των υαλοπετασμάτων οι ακραίοι δοκοί, με εξέρεση όσες βρίσκονται στην ταράτσα φορτίστηκαν με επιπλέον βάρος  $2,00 \text{ kN/m}$ .
- Βάρος στηθαίων στις ακραίες δοκούς της ταράτσας  
Οι ακραίες δοκοί της ταράτσας φορτίστηκαν με επιπλέον φορτίο  $0,50 \text{ kN/m}$  λόγω της ύπαρξης στηθαίων από οπτοπλινθοδομή

## 2.2.2 Κινητά φορτία

Τα κινητά ή μεταβλητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν όταν η κατασκευή βρίσκεται σε λειτουργία. Τα μεταβλητά αυτά φορτία θα πρέπει να τοποθετούνται κατά δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

## 2.2.3 Επιβαλλόμενα φορτία

Τα επιβαλλόμενα φορτία είναι ομοιόμορφα κατανεμημένα ή συγκεντρωμένα κατακόρυφα φορτία και οφείλονται είτε σε κανονική χρήση από ανθρώπους, είτε σε έπιπλα, είτε σε μηχανήματα κλπ. Επίσης μπορεί να οφείλονται σε ασυνήθεις συγκεντρώσεις ανθρώπων ή επίπλων ή ακόμη και σε μετακίνηση ή στοίβαγμα εμπορευμάτων σε περιπτώσεις ανακαίνισης ή αναδιοργάνωσης. Λόγω της μη επακριβούς δυνατότητας υπολογισμού αυτών γίνεται στατιστικώς μόνο προσδιορισμός τους και οι τελικές τιμές λαμβάνονται από τους αντίστοιχους κανονισμούς.

Κατά τον Ευρωκώδικα 1 προκειμένου να γίνει ο καθορισμός των επιβαλλόμενων φορτίων, οι επιφάνειες κατατάσσονται σε κατηγορίες, αναλόγως με τη χρήση του κτιρίου σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα:

Category	Specific Use	Example
A	Areas for domestic and residential activities	Rooms in residential buildings and houses; bedrooms and wards in hospitals; bedrooms in hotels and hostels kitchens and toilets.
B	Office areas	
C	Areas where people may congregate (with the exception of areas defined under category A, B, and D <sup>1)</sup> )	<p><b>C1:</b> Areas with tables, etc. e.g. areas in schools, cafés, restaurants, dining halls, reading rooms, receptions.</p> <p><b>C2:</b> Areas with fixed seats, e.g. areas in churches, theatres or cinemas, conference rooms, lecture halls, assembly halls, waiting rooms, railway waiting rooms.</p> <p><b>C3:</b> Areas without obstacles for moving people, e.g. areas in museums, exhibition rooms, etc. and access areas in public and administration buildings, hotels, hospitals, railway station forecourts.</p> <p><b>C4:</b> Areas with possible physical activities, e.g. dance halls, gymnastic rooms, stages.</p> <p><b>C5:</b> Areas susceptible to large crowds, e.g. in buildings for public events like concert halls, sports halls including stands, terraces and access areas and railway platforms.</p>
D	Shopping areas	<p><b>D1:</b> Areas in general retail shops</p> <p><b>D2:</b> Areas in department stores</p>
<p><sup>1)</sup> Attention is drawn to 6.3.1.1(2), in particular for C4 and C5. See EN 1990 when dynamic effects need to be considered. For Category E, see Table 6.3</p> <p>NOTE 1 Depending on their anticipated uses, areas likely to be categorised as C2, C3, C4 may be categorised as C5 by decision of the client and/or National annex.</p> <p>NOTE 2 The National annex may provide sub categories to A, B, C1 to C5, D1 and D2</p> <p>NOTE 3 See 6.3.2 for storage or industrial activity</p>		

**Table 6.1 - Categories of use**

Το κτίριο προς μελέτη ανήκει στην κατηγορία B: Χώροι γραφείων. Οι τιμές των φορτίων των παραπάνω κατηγοριών δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Table 6.2 - Imposed loads on floors, balconies and stairs in buildings

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

Για κτίριο κατηγορίας B επιλέχθηκε τιμή  $q=2,00$  KN/m<sup>2</sup>.

## 2.2.4 Φορτία χιονιού

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις. Ο υπολογισμός στην παρούσα εργασία θα γίνει με βάση το Μέρος 1,3 του Ευρωκώδικα 1. Ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από την στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτηρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί επί της στέγης κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσο είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης. Επομένως για την εκτίμηση του φορτίου

χιονιού, συνήθως θεωρείται αρχικώς το ομοιόμορφο χιόνι υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή προκύπτει για συνθήκες όπου επικρατούν άνεμοι. Για τοποθεσίες όπου επικρατούν κανονικές συνθήκες( χωρίς πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων) όπως στην εν λόγω περίπτωση θα εφαρμόζεται ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

Επομένως το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται για την εν λόγω μελέτη ως εξής:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Όπου:

- $\mu_i$  είναι ο συντελεστής μορφής χιονιού
- $C_e$  είναι ο συντελεστής έκθεσης ο οποίος για κανονικές συνθήκες όπως εν προκειμένω λαμβάνεται ίσος 1.
- $C_t$  είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης στέγης
- $s_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους με  $s_k = s_{k,0} \cdot [1 + (A/917)^2]$ , όπου  
 $s_{k,0}$  : χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δλδ για  $A=0$ ), σε  $\text{KN/m}^2$   
 $A$ : το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας σε m.

Το φορτίο  $s$  θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης

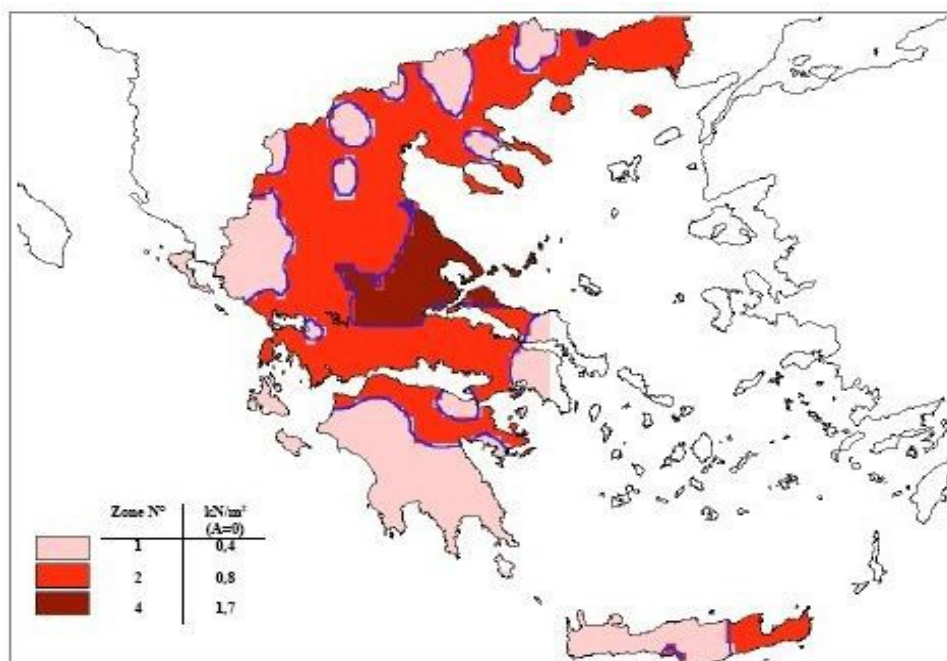


**Ζώνη I ( $s_{k,0} = 0,4 \text{ KN/m}^2$ ):** Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας

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

**Ζώνη III ( $s_{k,0} = 0,8 \text{ KN/m}^2$ ):** Υπόλοιπη χώρα

**Εικόνα 2.1: Χάρτης απεικόνισης ζωνών χιονιού-**



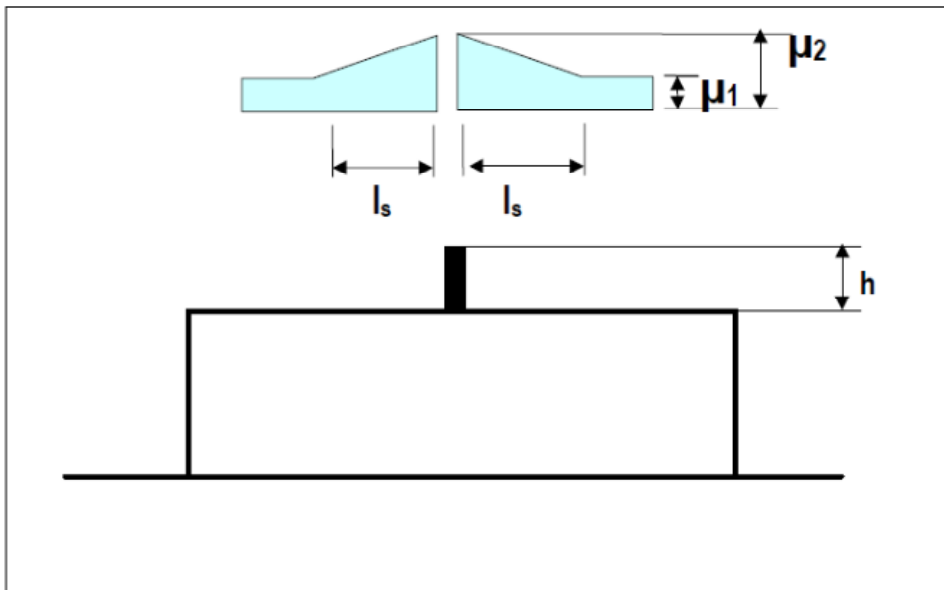
Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στο νομό Αττικής άρα:

$s_{k,0} = 0,4 \text{ KN/m}^2$ . Για λόγους απλούστευσης και δεδομένου ότι το χιόνι στο υπό μελέτη κτίριο δεν αποτελεί κρίσιμο φορτίο θεωρείτε ότι  $A=0$ . Συνεπώς:

$$s = 0,8 * 0,40 \text{ KN/m}^2 = 0,32 \text{ KN/m}^2$$

Πέραν της ομοιόμορφης κατανομής η τιμή του συντελεστή  $\mu_i$  διαφοροποιείται για την περίπτωση όπου υπάρχουν εμπόδια στην στέγη, τα οποία έχουν ως αποτέλεσμα την τοπική συσσώρευση χιονιού.

Οι συντελεστές μορφής για επίπεδες στέγες με την ύπαρξη εμποδίων δίνονται στο παρακάτω σχήμα. Στην περίπτωση του υπό μελέτη κτιρίου έχουμε αφενός το εμπόδιο του στηθαίου με  $h=1,20\text{m}$  και αφ' ετέρου το τμήμα της ταράτσας του Β' ορόφου για το οποίο το εμπόδιο είναι ο Γ' όροφος με ύψος  $h=3,50+1,20=4,70\text{ m}$

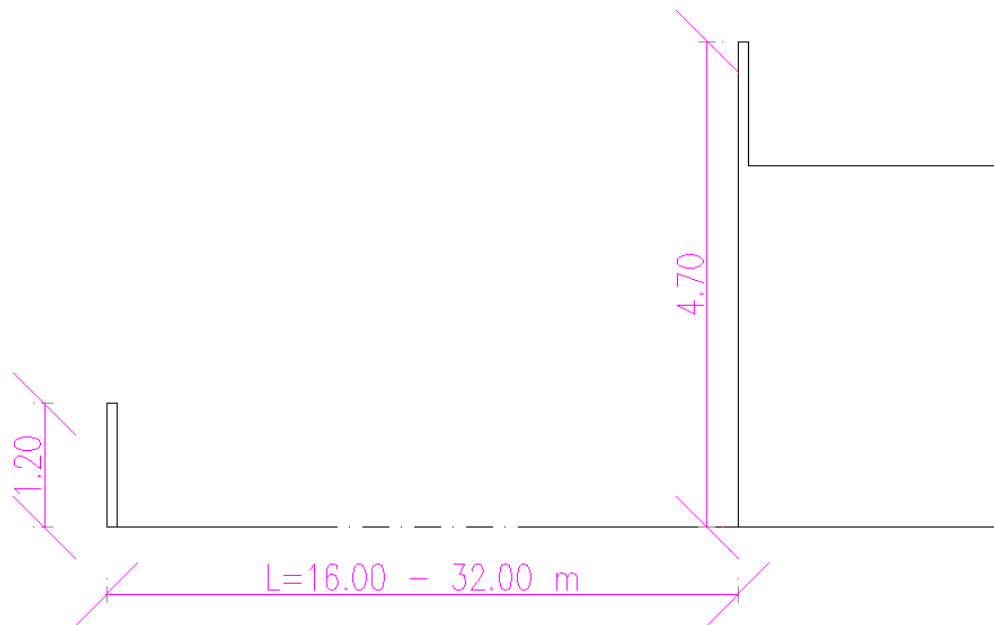


**Figure 6.1: Snow load shape coefficients at projections and obstructions**

Όπου  $\mu_1=0,8$  και  $\mu_2=\gamma^*h/s_k$  με τον περιορισμό  $0,8\leq\mu_2\leq 2,0$

$l_s=2*h$  με τον περιορισμό  $5\leq l_s\leq 15\text{m}$ .

### Σχηματική τομή ταρατσας Β' ορόφου



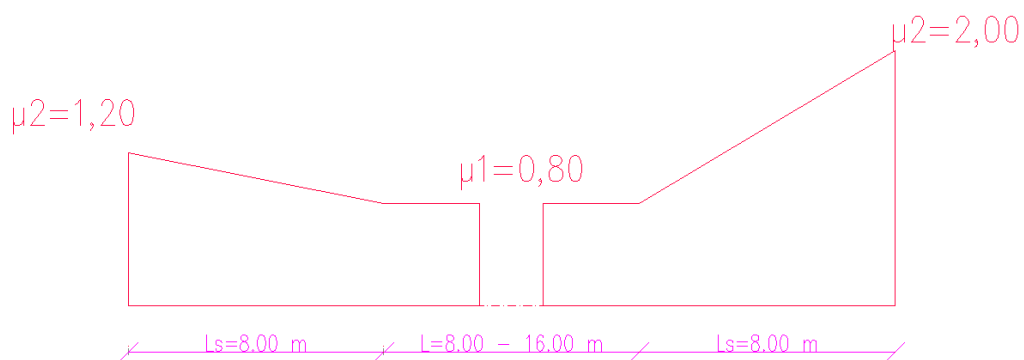
Στην περίπτωση μας έχει επιλεγθεί μήκος  $l_s=8,0$ m (δηλαδή όσο και το μήκος των δοκών).

Επίσης:

$\mu_2=1,2$  για την περίπτωση του στηθαίου και

$\mu_2=2,0$  για την περίπτωση του ορόφου Γ'

Ακολουθεί ενδεικτική απεικόνιση της μορφής των συντελεστών

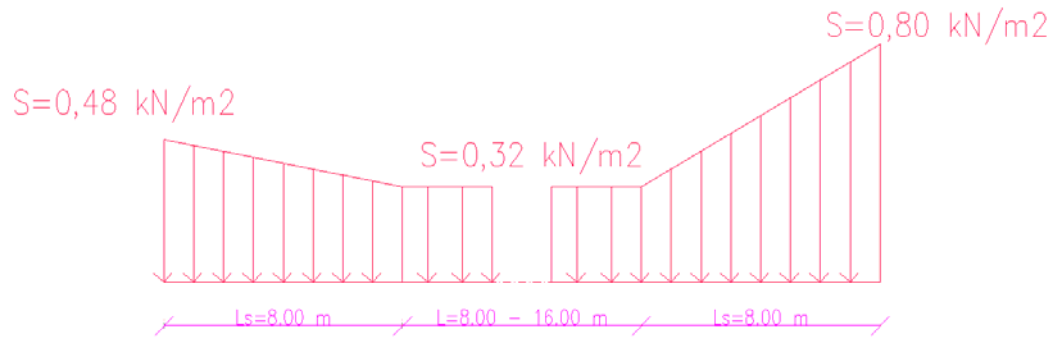


Οπότε το φορτίο του χιονιού είναι:

$$0,40 \cdot 0,8 = 0,32 \text{ KN/m}^2$$

$$0,40 \cdot 1,2 = 0,48 \text{ KN/m}^2$$

$$0,40 \cdot 2,0 = 0,80 \text{ KN/m}^2$$



## 2.2.5 Φορτία ανέμου

### Α)ΓΕΝΙΚΑ

#### Μέθοδοι υπολογισμού φορτίων ανέμου

Προκειμένου να πραγματοποιηθεί ο προσδιορισμός των φορτίων που αναπτύσσονται λόγω ανεμοπίεσης, προτείνονται από τον EC1 δύο μέθοδοι υπολογισμού :

- η απλή μέθοδος και
- η λεπτομερής μέθοδος

Η απλή μέθοδος εφαρμόζεται κυρίως σε κατασκευές οι οποίες δεν είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση, αλλά μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για κτίρια και καπνοδόχους με ύψος μικρότερο των 200m, καθώς επίσης και για οδικές ή σιδηροδρομικές γέφυρες με άνοιγμα μικρότερο των 200m με την προϋπόθεση ότι  $C_d < 1,2$  (όπου  $C_d$ : είναι ο συντελεστής δυναμικής απόκρισης της κατασκευής σε ανεμορριπή. Για ένταση εντός του επιπέδου ροής του ανέμου. Ο συντελεστής αυτός εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής (χάλυβα, σκυρόδεμα ή σύμμικτη), καθώς επίσης και από το ύψος και το πλάτος την κατασκευής. Τέλος, ο δυναμικός συντελεστής  $C_d$  μπορεί να εκτιμηθεί με τη βοήθεια των διαγραμμάτων.

Η λεπτομερής μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές οι οποίες είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση και ο δυναμικός συντελεστής  $C_d$  είναι μεγαλύτερος του 1,2. Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμόζεται σε κάθε περίπτωση, δίνοντας κάθε φορά τα πλέον ακριβή αποτελέσματα σε σχέση με την απλή μέθοδο. Συνιστάται δε να χρησιμοποιείται όταν  $1,0 \leq C_d \leq 1,2$  .

#### Φύση του φορτίου ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου μεταβάλλονται με το χρόνο και δρουν άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής (πίεση) και έμμεσα στις

εσωτερικές επιφάνειες αυτής (υποπίεση), μέσω του πορώδους των εξωτερικών επιφανειών.

Ενδέχεται επίσης, οι δράσεις του ανέμου να επιδρούν εμμέσως στις εσωτερικές επιφάνειες ανοικτών κατασκευών. Οι αναπτυσσόμενες πιέσεις προκαλούν δυνάμεις κάθετες στις επιφάνειες των κατασκευών ή των μεμονωμένων στοιχείων επένδυσης.

### **Πίεση του ανέμου σε επιφάνειες**

Οι εκφράσεις της πίεσης του ανέμου, που δίνονται στη συνέχεια, ισχύουν για επιφάνειες αρκετά δύσκαμπτες, ώστε να μπορούν να αγνοηθούν τα φαινόμενα ταλάντωσης, λόγω συντονισμού, που προκαλούνται από τον άνεμο.

### **Πίεση αναφοράς ανέμου ( $q_{ref}$ )**

Η πίεση αναφοράς του ανέμου ( $q_{ref}$ ) υπολογίζεται από τη σχέση (3.3).

$$q_{ref} = (\rho/2) \cdot v_{ref}^2 \quad (3.3)$$

Όπου:

$v_{ref}$  είναι η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου.

$\rho$  είναι η πυκνότητα του αέρα, η οποία επηρεάζεται από το υψόμετρο και εξαρτάται από τη θερμοκρασία και την αναμενόμενη βαρομετρική πίεση στην περιοχή κατά τη διάρκεια της καταιγίδας, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Παράρτημα Α, Μέρος 2-4 του EC1. Συνήθως η τιμή της πυκνότητας του αέρα λαμβάνεται ίση με  $1,25 \text{ Kg/m}^3$ .

### **Ταχύτητα αναφοράς του ανέμου ( $v_{ref}$ )**

Η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου ( $v_{ref}$ ):

- Ορίζεται ως η μέση ταχύτητα δεκαλέπτου σε ύψος 10m από την επιφάνεια του εδάφους κατηγορίας II. Έχει πιθανότητα υπέρβασης 2% ετησίως, με μέση περίοδο επαναφοράς 50 έτη.

- Προσδιορίζεται μέσω της σχέσης (3.4).

$$v_{ref} = C_{DIR} * C_{TEM} * C_{ALT} * v_{ref,0} \quad (3.4)$$

Όπου:

$v_{ref,0}$  είναι η βασική τιμή της ταχύτητας αναφοράς του ανέμου, όπως ορίζεται στο Παράρτημα Α, Μέρος 2-4 του EC1.

$C_{DIR}$  : συντελεστής διεύθυνσης, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.0, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Παράρτημα Α.

$C_{TEM}$  : συντελεστής προσωρινότητας, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.0, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Παράρτημα Α.

$C_{ALT}$  : συντελεστής υψομέτρου, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.0, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Παράρτημα Α.

Σύμφωνα με στοιχεία του Παραρτήματος Α, του EC1, Τμήμα Α7 (πληροφοριακό για τις συνθήκες της Ελλάδας), οι ζώνες στις οποίες χωρίζεται ο Ελλαδικός χώρος για τον προσδιορισμό της ταχύτητας αναφοράς του ανέμου είναι:

- Νησιά και παραθαλάσσια ζώνη της ηπειρωτικής χώρας σε βάθος 10 km από την θάλασσα έχουν:  $v_{ref,0}=33$  m/sec

- Υπόλοιπο της χώρας:  $v_{ref,0}=27$  m/sec

και για τις δύο ζώνες ισχύει:  $C_{DIR}=C_{TEM}=C_{ALT}=1,0$

### **Συντελεστής έκθεσης $C_e(z)$**

Ο συντελεστής έκθεσης υπολογίζεται αναλυτικά μέσω της σχέσης:

$$C_e(z) = C_r^2(z) * C_t^2(z) * [1 + 2 * g * I_v(z)]$$

Όπου:

i)  $z$  είναι το εκάστοτε θεωρούμενο ύψος αναφοράς και διακρίνεται σε:

- $z_e$  , όταν μιλάμε για εξωτερική πίεση.

•  $z_i$  , όταν μιλάμε για εσωτερική πίεση

ii)  $g$  είναι ο συντελεστής αιχμής (μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 3.5 για κατασκευές με δυναμικό συντελεστή )

iii) Και  $I_v$  είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του την ένταση των στροβιλισμών και δίνεται από την σχέση:

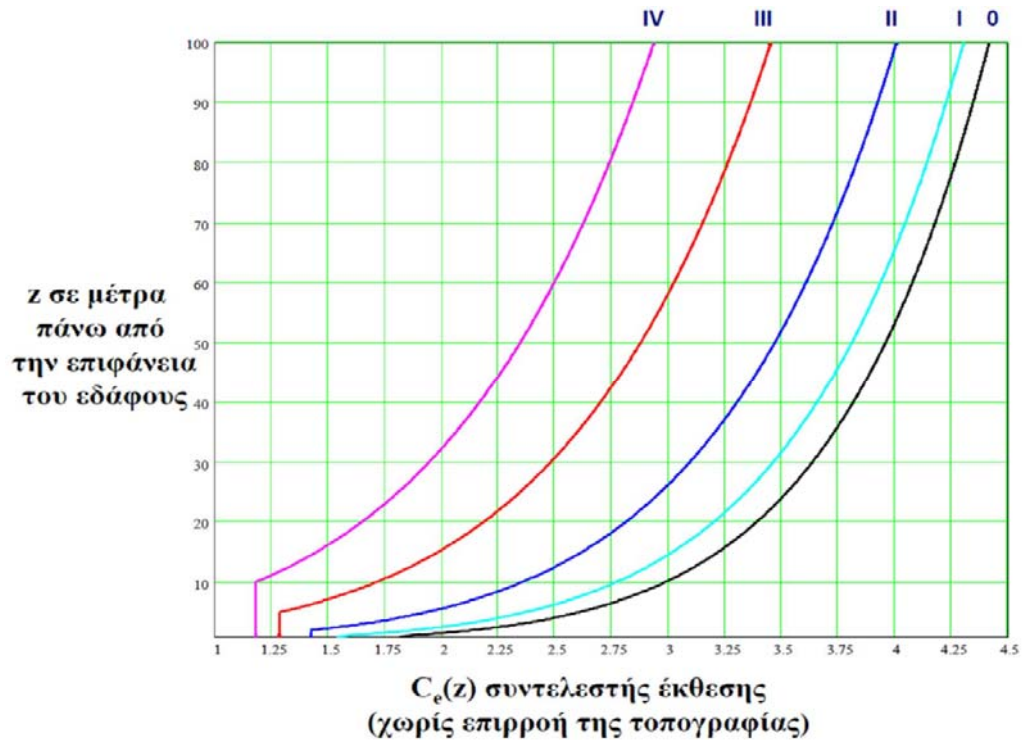
$$I_v(z) = k_T / [c_r(z) * c_i(z)], \text{ όπου}$$

$k_T$  είναι ο συντελεστής εδάφους και υπολογίζεται από πίνακα

$c_r$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας.

$c_i$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης.

Εναλλακτικά, όμως ο συντελεστής  $C_e(z)$  μπορεί να υπολογιστεί από το παρακάτω διάγραμμα



-Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης  $C_e(z)$  χωρίς την επιρροή της τοπογραφίας-

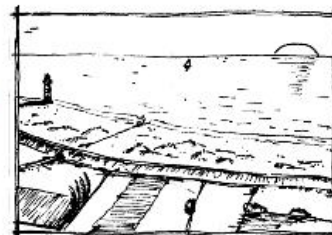


Το παραπάνω σχήμα λαμβάνει υπόψη την κατηγορία εδάφους στην οποία βρίσκεται το κτίριο. Οι κατηγορίες εδάφους είναι 4 και παρουσιάζονται στο παρακάτω σχήμα:

### Απεικονίσεις της ανώτερης τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους

#### Κατηγορία εδάφους 0

Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα



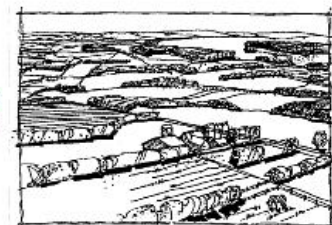
#### Κατηγορία εδάφους I

Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια



#### Κατηγορία εδάφους II

Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων



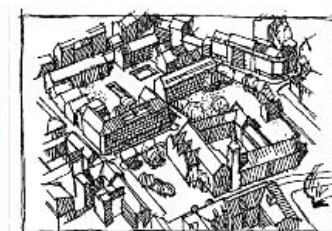
#### Κατηγορία εδάφους III

Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)



#### Κατηγορία εδάφους IV

Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m



-Απεικονίσεις της ανώτερης τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους-

Επίσης στον επόμενο πίνακα παρουσιάζονται οι κατηγορίες εδάφους με τις αντίστοιχες παραμέτρους τους

Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους	$z_0$ m	$z_{min}$ m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10
Οι κατηγορίες εδάφους εικονογραφούνται στο Παράρτημα Α.1.		

-Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι-

## Β)ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ ΚΑΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Για το υπό μελέτη κτίριο έγιναν οι εξής παραδοχές:

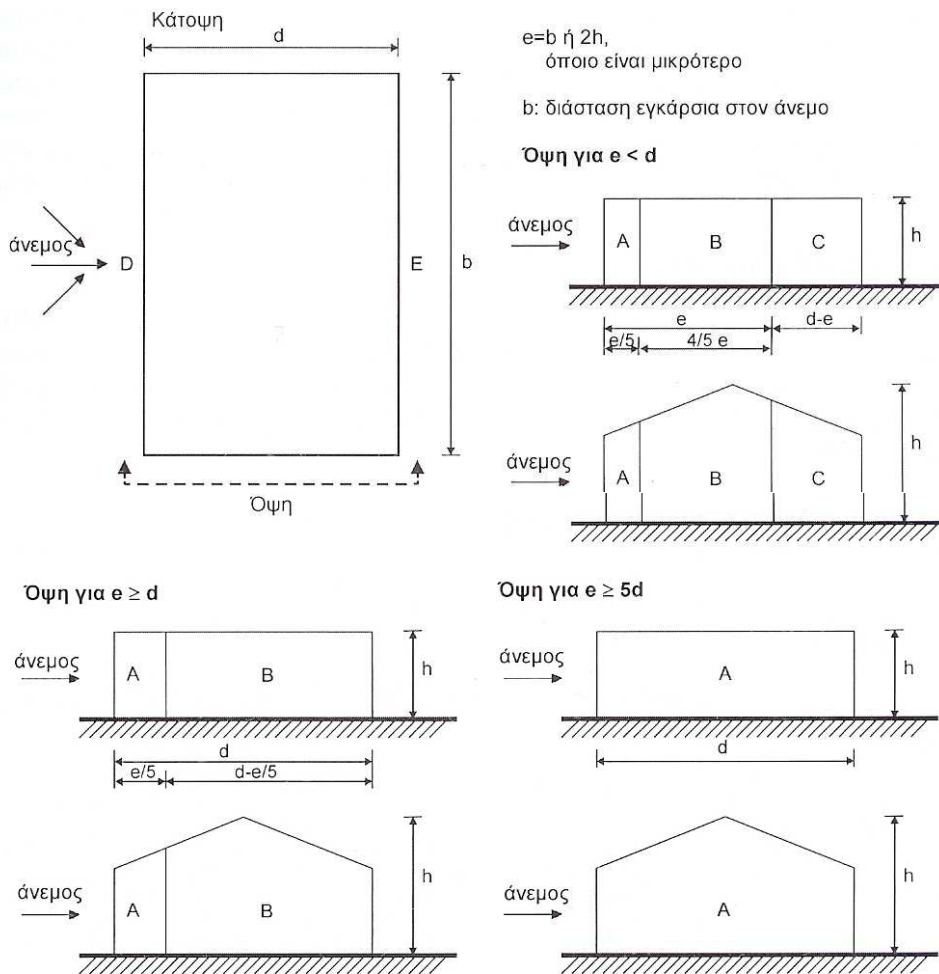
- $v_{ref,0}=33$  m/sec
- Κατηγορία εδάφους IV
- Συντελεστής έκθεσης  $C_e(z)=1,50$  ,από το αντίστοιχο διάγραμμα

Ο άνεμος εξετάστηκε σε 4 διευθύνσεις  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $180^\circ$  και  $270^\circ$  λόγω της έλλειψης συμμετρίας του κτιρίου τόσο καθ' ύψος όσο και στην κάτοψη.

$$q_{ref}=(1,25/2)*33^2*10^{-3} \text{ KN/m}^2 =0,68025 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p=1,5*q_{ref}=1,02 \text{ KN/m}^2$$

Η δύναμη που ασκεί ο άνεμος ,με την θεώρηση ότι δρα κάθετα σε μία επιφάνεια ενός ορθογωνικού κτιρίου ,δεν είναι ομοιόμορφη σε κάθε πλευρά αυτού ,αλλά διαφοροποιείται. Η επιφάνεια χωρίζεται σε ζώνες όπως δείχνουν τα παρακάτω σχήματα.



-Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους-

Όπου:

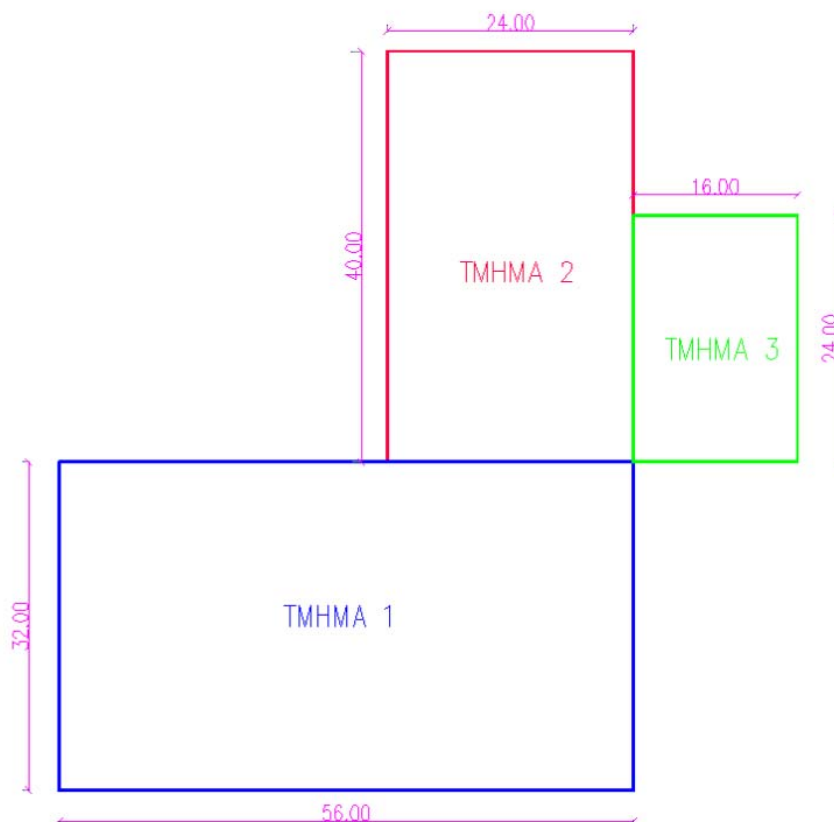
- $h$  το ύψος του κτιρίου
- $d$  το μήκος της πλευράς του κτιρίου παράλληλο με την διεύθυνση του ανέμου

Οι δε συντελεστές κάθε ζώνης υπολογίζονται με βάση τον παρακάτω πίνακα.

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

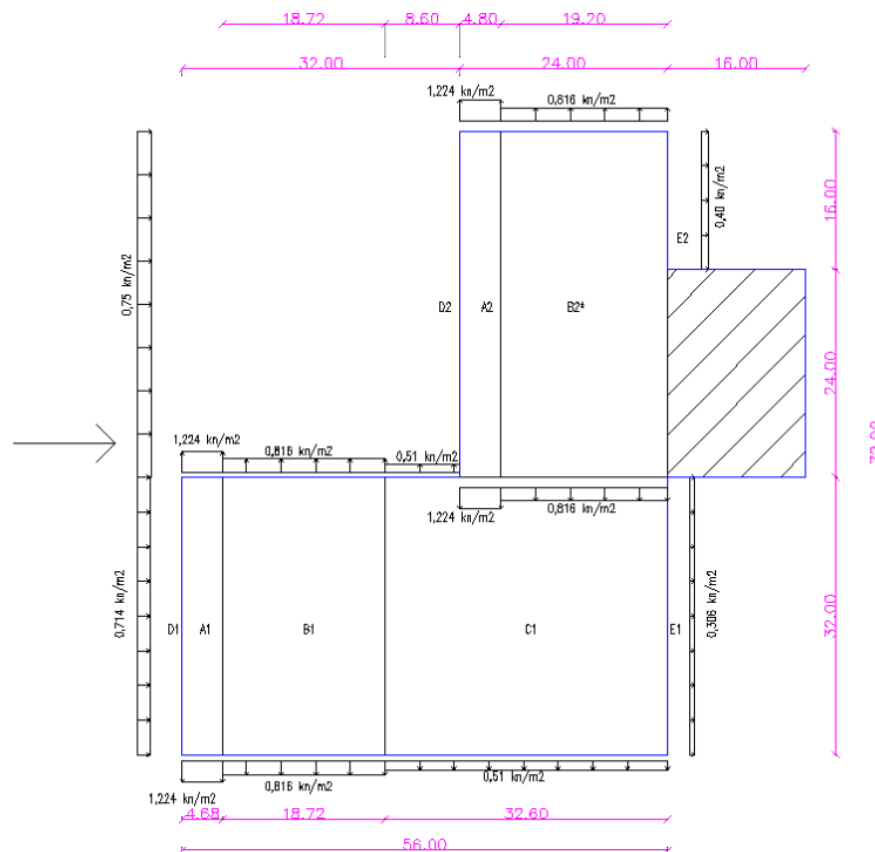
-Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτηρίων-

Το κτίριο χωρίζεται σε 3 επιμέρους τμήματα όπως φαίνεται παρακάτω

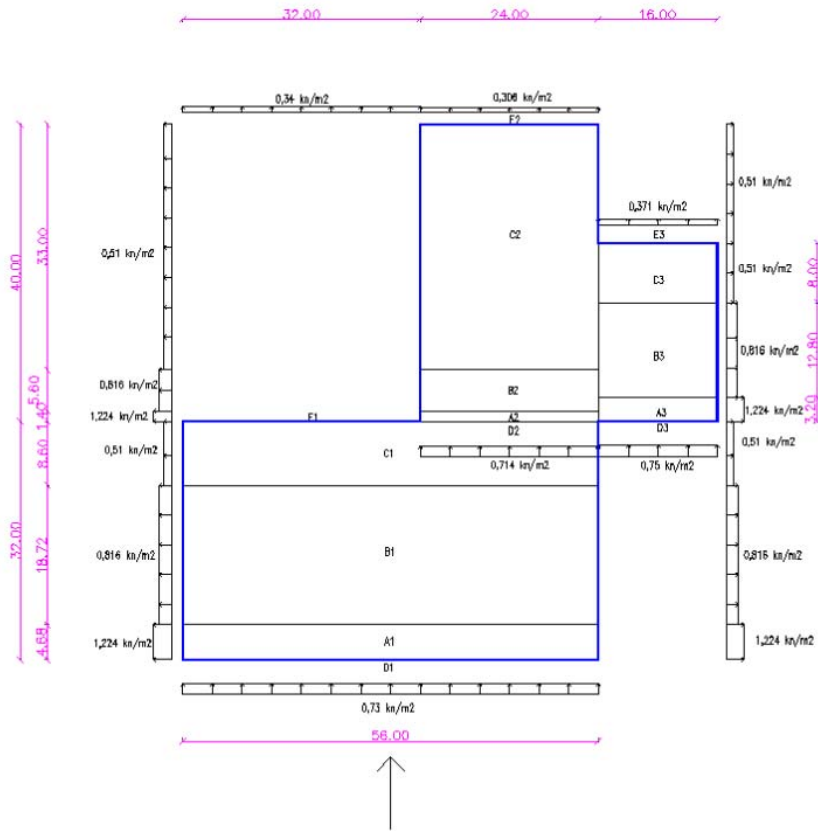


Ο υπολογισμός των φορτίων ανέμου γίνεται για τέσσερις διευθύνσεις ( $0^\circ - 90^\circ - 180^\circ - 270^\circ$ ) και κατ' αρχήν για το κάθε επιμέρους τμήμα ξεχωριστά. Παρακάτω παρουσιάζονται τα συγκεντρωτικά φορτία για ολόκληρο το κτίριο κατά τις τέσσερις διευθύνσεις του ανέμου

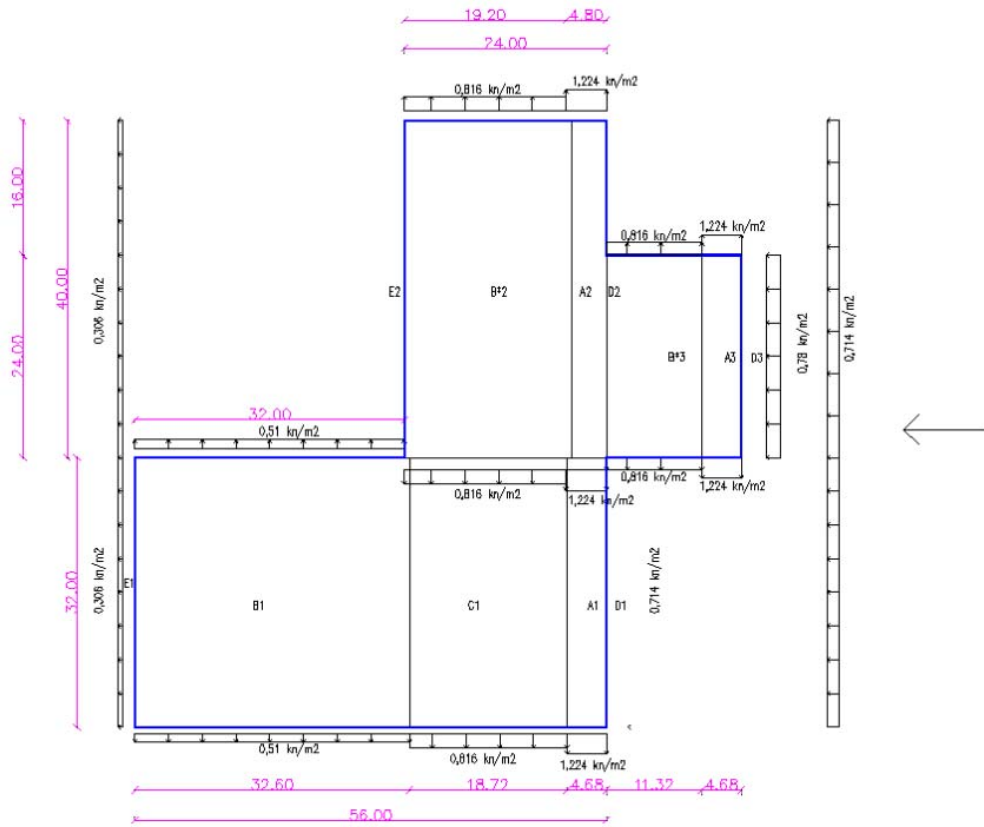
### ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $0^\circ$



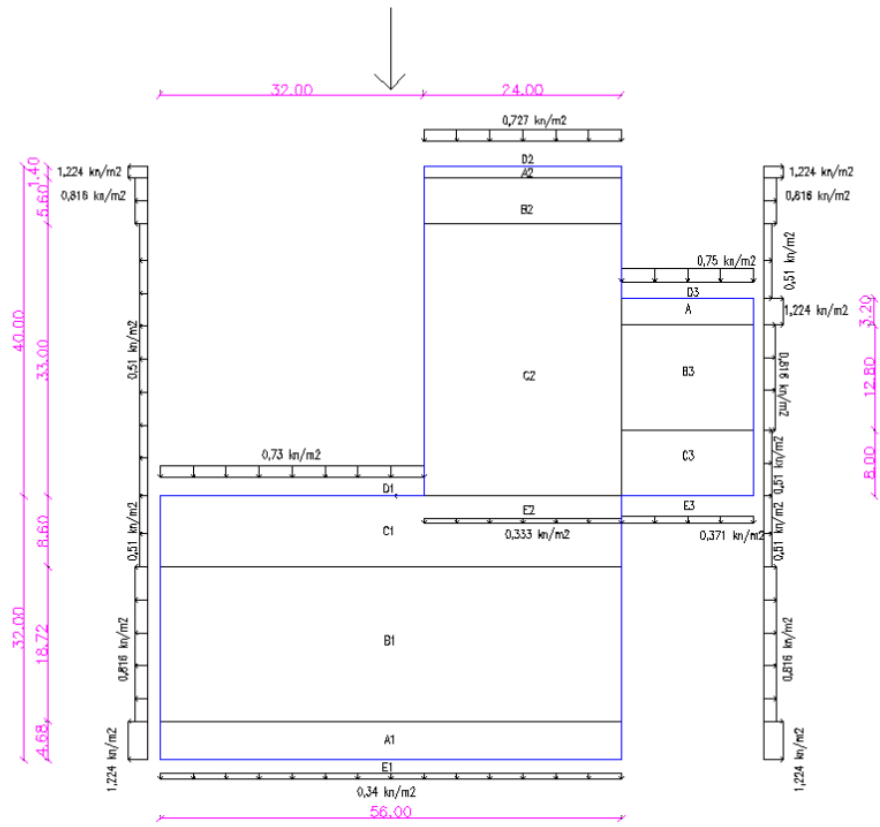
# ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ 90°



# ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ 180°



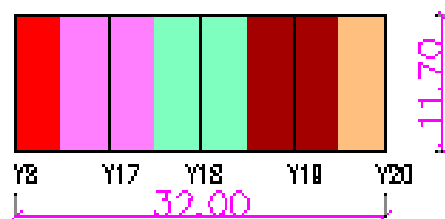
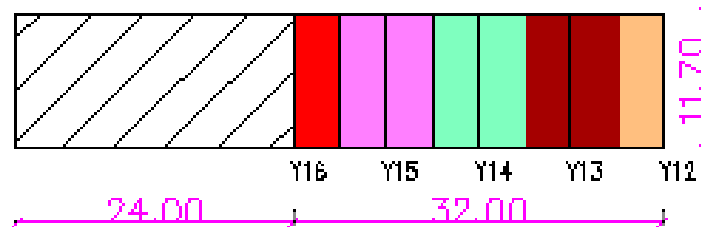
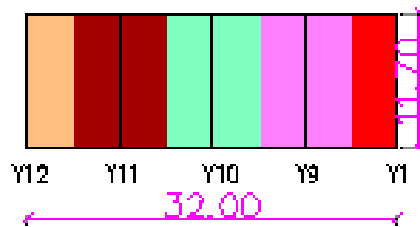
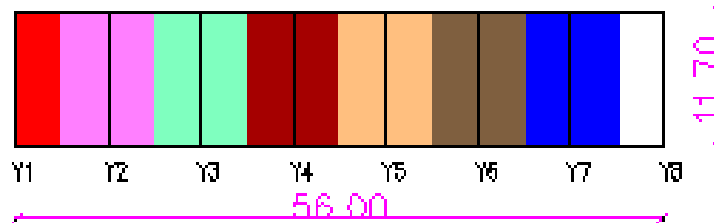
# ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ 270°



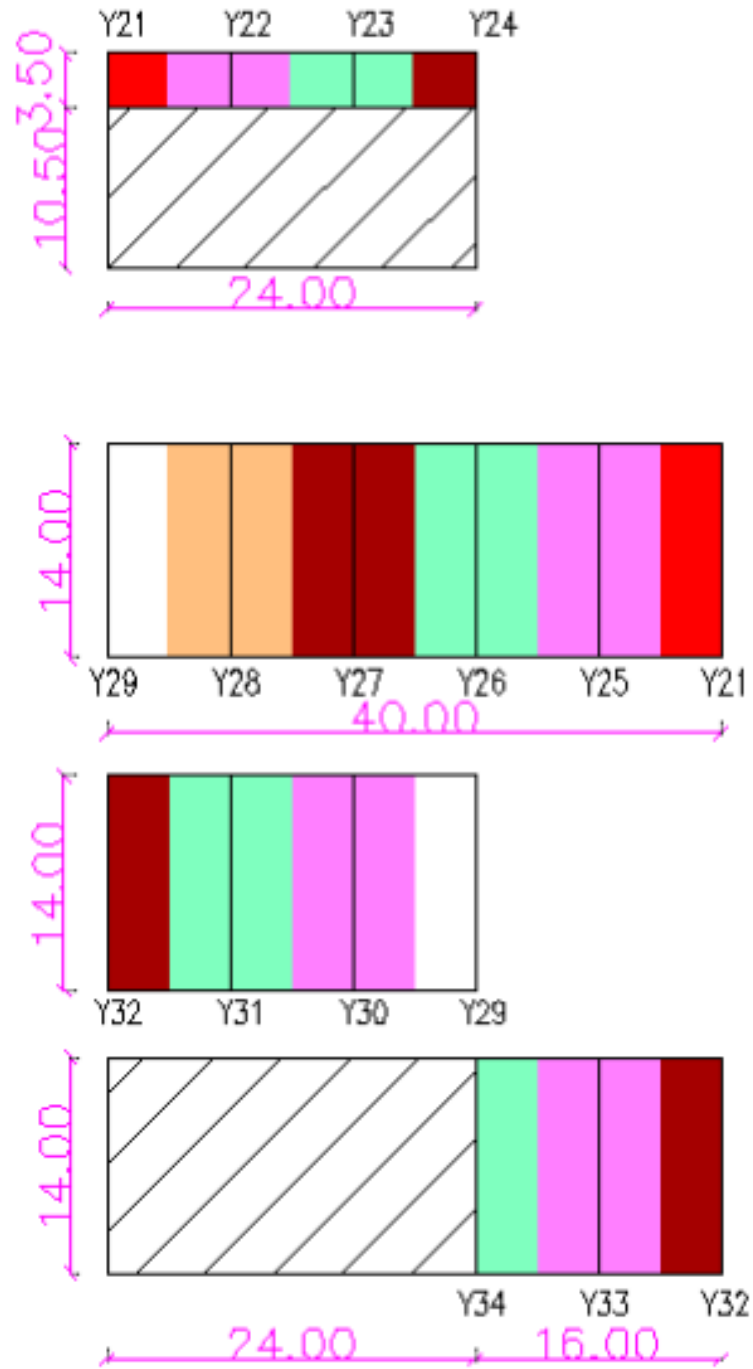


Η κατανομή των φορτίων στα υποστυλώματα γίνεται με βάση τις φορτικές επιφάνειες που παρουσιάζονται παρακάτω

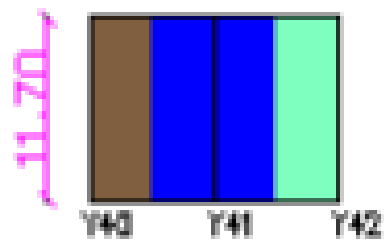
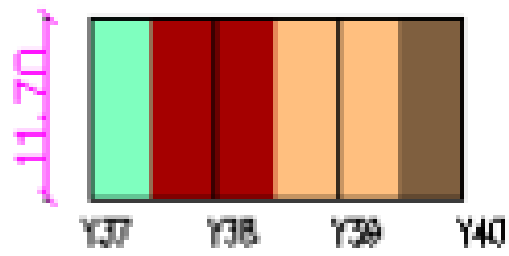
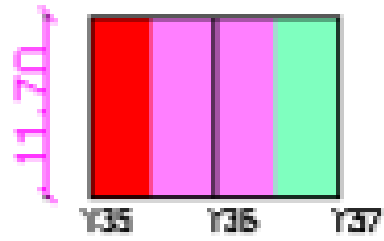
### ΦΟΡΤΙΚΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ ΥΠ/ΤΩΝ ΤΜΗΜΑΤΟΣ 1



## ΦΟΡΤΙΚΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ ΥΠ/ΤΩΝ ΤΜΗΜΑΤΟΣ 2



### ΦΟΡΤΙΚΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ ΥΠ/ΤΩΝ ΤΜΗΜΑΤΟΣ 3



## **1)ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ–ΑΝΕΜΟΣ 0°**

$$Y_{1x}: 1,224 *4,00=4,896 \text{ kn/m} , Y_{1y}: 0,714 *4,00=2,856 \text{ kn/m}$$

$$Y_2: 1,224*0,68 + 0,816*7,32=6,805 \text{ kn/m}$$

$$Y_3: 0,816*8,00=6,528 \text{ kn/m}$$

$$Y_4: 0,816*3,40 + 0,51*4,60=5,12 \text{ kn/m}$$

$$Y_5, Y_6, Y_7: 0,51*8,00=4,08 \text{ kn/m}$$

$$Y_{8x}: 0,51*4=2,04 \text{ kn/m}, Y_{8y}: 0,306*4,00=1,224 \text{ kn/m},$$

$$Y_9, Y_{10}, Y_{11}: 0,714*8,00=5,712 \text{ kn/m}$$

$$Y_{12x}: 0,714*4,00=2,856 \text{ kn/m} , Y_{12y}: 0,714 *4,00=2,856 \text{ kn/m}$$

$$Y_{13}: 1,224*0,68 + 0,816*7,32=6,805 \text{ kn/m}$$

$$Y_{14}: 0,816*8,00=6,528 \text{ kn/m}$$

$$Y_{15}: 0,816*3,40 + 0,51*4,60=5,12 \text{ kn/m}$$

$$Y_{16}: 0,51*4,00=2,04 \text{ kn/m}$$

$$Y_{17}, Y_{18}, Y_{19}: 0,306*8,00=2,448 \text{ kn/m}$$

$$Y_{20}: 0,306*4,00=1,224 \text{ kn/m}$$

$$Y_{21x}: 1,224*4,00=4,896 \text{ kn/m} , Y_{21y}: 0,75*4,00=3,00 \text{ kn/m}$$

$$Y_{22}: 1,224*0,80 + 0,816*7,20=6,854 \text{ kn/m}$$

$$Y_{23}: 0,816*8,00=6,854 \text{ kn/m}$$

$$Y_{24}: 0,816*4,00=3,264 \text{ kn/m}$$

$$Y_{25}, Y_{26}, Y_{27}, Y_{28}: 0,75*8,00=6,00 \text{ kn/m}$$

$$Y_{29x}: 1,224*4,00=4,896 \text{ kn/m} , Y_{29y}: 0,75*4,00=3,00 \text{ kn/m}$$

$$Y_{30}: 1,224*0,80+0,816*7,20= 6,854 \text{ kn/m}$$

$$Y_{31}: 0,816*8,00=6,854 \text{ kn/m}$$

$$Y_{32x} : 0,816*4,00=3,264 \text{ kn/m} , Y_{32y} : 0,40*4,00=1,60 \text{ kn/m}$$

$$Y_{33} : 0,40*8,00=3,20 \text{ kn/m}$$

$$Y_{34} : 0,40*4,00=1,60 \text{ kn/m (για τον Γ' όροφο } Y_{34} : 0,40*8,00=3,20 \text{ kn/m)}$$

## **2)ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ–ΑΝΕΜΟΣ 90°**

$$Y_{1x} : 0,73 *4,00=2,92 \text{ kn/m} , Y_{1y} : 1,224 *4,00=4,896 \text{ kn/m}$$

$$Y_2, Y_3, Y_4, Y_5, Y_6, Y_7 : 0,73*8,00=5,840 \text{ kn/m}$$

$$Y_{8x} : 0,73*4,00=2,92 \text{ kn/m}, Y_{8y} : 1,224*4,00=4,896 \text{ kn/m},$$

$$Y_9 : 1,224*0,68+0,816*7,32=6,805 \text{ kn/m}$$

$$Y_{10} : 0,816*8,00=6,528 \text{ kn/m}$$

$$Y_{11} : 0,816*3,40+0,51*4,60=5,12 \text{ kn/m}$$

$$Y_{12y} : 0,51*4,00=2,04 \text{ kn/m} , Y_{12x} : 0,34 *4,00=1,36 \text{ kn/m}$$

$$Y_{13} , Y_{14} , Y_{15} : 0,34*8,00=2,72 \text{ kn/m}$$

$$Y_{16x} : 0,34*4,00=1,36 \text{ kn/m}$$

$$Y_{17} : 1,224*0,68+0,816*7,32=6,805 \text{ kn/m}$$

$$Y_{18} : 0,816*8,00=6,528 \text{ kn/m}$$

$$Y_{19} : 0,816*3,40+0,51*4,60=5,12 \text{ kn/m}$$

$$Y_{20y} : 0,51*4,00=2,04 \text{ kn/m}$$

$$Y_{21x} : 0,714*4,00=2,856 \text{ kn/m} , Y_{16y} : 1,224*1,40+0,816*2,60=3,835 \text{ kn/m}$$

$$Y_{22} , Y_{23} : 0,714*8,00 =5,712 \text{ kn/m}$$

$$Y_{24} : 0,714*4,00=2,856 \text{ kn/m}$$

$$Y_{25} : 0,816*3,00+0,51*5,00=5,00 \text{ kn/m}$$

$$Y_{26}, Y_{27}, Y_{28} : 0,51*8,00=4,08 \text{ kn/m}$$

$$Y_{29y} : 0,51*4,00=2,04 \text{ kn/m}, Y_{29x} : 0,306*4,00=1,224 \text{ kn/m}$$

$$Y_{30}, Y_{31} : 0,306*8,00= 2,448 \text{ kn/m}$$

$$Y_{32x} : 0,306*4,00=1,224 \text{ kn/m}, Y_{32y} : 0,51*4,00=2,04 \text{ kn/m}$$

$$Y_{33} : 0,51*8,00=4,08 \text{ kn/m}$$

$$Y_{34y} : 0,51*4,00=2,04 \text{ kn/m (για τον Γ' όροφο } Y_{34} : 0,40*8,00=4,08 \text{ kn/m)}$$

$$Y_{20x} : 0,75*4,00=3,00 \text{ kn/m}$$

$$Y_{36} : 0,75*8,00=6,00 \text{ kn/m}$$

$$Y_{37x} : 0,75 *4,00=3,00 \text{ kn/m}, Y_{37y} : 1,224 *3,20+0,80*0,816=4,57 \text{ kn/m}$$

$$Y_{38} : 0,816*8,00=6,528 \text{ kn/m}$$

$$Y_{39} : 0,816*4,00+0,51*4,00=5,304 \text{ kn/m}$$

$$Y_{40y} : 0,51*4,00=2,04 \text{ kn/m}, Y_{40x} : 0,371 *4,00=1,484 \text{ kn/m}$$

$$Y_{41} : 0,371*8,00=2,968 \text{ kn/m}$$

$$Y_{34x} : 0,371*4,00=1,484 \text{ kn/m}$$

$$Y_{43} : 0,816*4,00+0,51*4,00=5,304 \text{ kn/m}$$

$$Y_{44} : 0,816*8,00=6,528 \text{ kn/m}$$

### **3)ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ-ΑΝΕΜΟΣ**

#### **180°**

$$Y_{1x} : 0,51 *4,00=2,04 \text{ kn/m}, Y_{1y} : 0,306 *4,00=1,224 \text{ kn/m}$$

$$Y_2, Y_3, Y_4 : 0,51*8,00=4,08 \text{ kn/m}$$

$$Y_5 : 0,51*4,60+0,816*3,40=5,12 \text{ kn/m}$$

$Y_6 : 0,816*8,00=6,528 \text{ kn/m}$   
 $Y_7 : 0,816*7,32+1,224*0,68=6,805 \text{ kn/m}$   
 $Y_{8x} : 1,224*4,00=4,896 \text{ kn/m}, Y_{8y} : 0,714*4,00=2,856 \text{ kn/m},$   
 $Y_9, Y_{10}, Y_{11} : 0,306*8,00=2,448 \text{ kn/m}$   
 $Y_{12y} : 0,306*4,00=1,224 \text{ kn/m}, Y_{12x} : 0,51 *4,00=2,04 \text{ kn/m}$   
 $Y_{13}, Y_{14}, Y_{15} : 0,51*8,00=4,08 \text{ kn/m}$   
 $Y_{16x} : 0,51*4,00=2,04 \text{ kn/m}$   
 $Y_{17}, Y_{18}, Y_{19} : 0,714*8,00=5,712 \text{ kn/m}$   
 $Y_{20y} : 0,712*4,00=2,848 \text{ kn/m}, Y_{20x} : 0,816*4,00=3,264 \text{ kn/m}$   
 $Y_{21x} : 0,816*4,00=3,264 \text{ kn/m}$   
 $Y_{22}, Y_{23} : 0,816*8,00 =6,528 \text{ kn/m}$   
 $Y_{24} : 0,816*4,00=3,264 \text{ kn/m}$   
 $Y_{16y} : 0,306*4,00=1,224 \text{ kn/m}$   
 $Y_{25}, Y_{26}, Y_{27}, Y_{28} : 0,306*8,00=2,448 \text{ kn/m}$   
 $Y_{29x} : 0,816*4,00=3,264 \text{ kn/m}, Y_{29y} : 0,306*4,00=1,224 \text{ kn/m}$   
 $Y_{30} : 0,816*8,00= 6,528\text{kn/m}$   
 $Y_{31} : 1,224*0,80+0,816*7,20= 6,854 \text{ kn/m}$   
 $Y_{32x} : 1,224*4,00=4,896 \text{ kn/m}, Y_{32y} : 0,714*4,00=2,856 \text{ kn/m}$   
 $Y_{33} : 0,714*8,00=5,712 \text{ kn/m}$   
 $Y_{34y} : 0,714*4,00=2,856 \text{ kn/m}$  (για τον Γ' όροφο  $Y_{34} : 0,714*8,00=5,712 \text{ kn/m}$ )  
 $Y_{20x} : 0,816*4,00=3,264 \text{ kn/m}$   
 $Y_{36} : 0,816*7,32+1,224*0,68=6,805 \text{ kn/m}$   
 $Y_{37x} : 1,224*4,00=4,896 \text{ kn/m}, Y_{37y} : 0,78 *4,00=3,12 \text{ kn/m}$   
 $Y_{38}, Y_{39} : 0,78*8,00=6,24 \text{ kn/m}$

$$Y_{40y} : 0,78*4,00=3,12 \text{ kn/m} , Y_{40x} : 1,224 *4,00=4,896 \text{ kn/m}$$

$$Y_{41} : 0,816*7,32+1,224*0,68=6,805 \text{ kn/m}$$

$$Y_{34x} : 0,816*4,00=3,264 \text{ kn/m}$$

$$Y_{43} , Y_{44} : 0,78*8,00=6,24 \text{ kn/m}$$

#### **4)ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ–ΑΝΕΜΟΣ**

##### **270°**

$$Y_{1x} : 0,34 *4,00=1,36 \text{ kn/m} , Y_{1y} : 0,51 *4,00=2,04 \text{ kn/m}$$

$$Y_2, Y_3 , Y_4, Y_5 , Y_6, Y_7 : 0,34*8,00=2,72 \text{ kn/m}$$

$$Y_{8x} : 0,34*4,00=1,36 \text{ kn/m}, Y_{8y} : 0,51*4,00=2,04 \text{ kn/m},$$

$$Y_9 : 0,51*4,60+0,816*3,40=5,12 \text{ kn/m}$$

$$Y_{10} : 0,816*8,00=6,528 \text{ kn/m}$$

$$Y_{11} : 0,816*7,32+1,224*0,68=6,805 \text{ kn/m}$$

$$Y_{12y} : 1,224*4,00=4,896 \text{ kn/m} , Y_{12x} : 0,73 *4,00=2,92 \text{ kn/m}$$

$$Y_{13} , Y_{14} , Y_{15} : 0,73*8,00=5,84 \text{ kn/m}$$

$$Y_{16x} : 0,73*4,00=2,92 \text{ kn/m}$$

$$Y_{17} : 0,51*4,60+0,816*3,40=5,12 \text{ kn/m}$$

$$Y_{18} : 0,816*8,00=6,528 \text{ kn/m}$$

$$Y_{19} : 0,816*7,32+1,224*0,68=6,805 \text{ kn/m}$$

$$Y_{20y} : 1,224*4,00=4,896 \text{ kn/m}$$

$$Y_{21x} : 0,333*4,00=1,332 \text{ kn/m} , Y_{16y} : 0,51*4,00=2,04 \text{ kn/m}$$



$$Y_{22}, Y_{23} : 0,333*8,00 =2,664 \text{ kn/m}$$

$$Y_{24} : 0,333*4,00=1,332 \text{ kn/m}$$

$$Y_{25}, Y_{26}, Y_{27} : 0,51*8,00=4,08 \text{ kn/m}$$

$$Y_{28} : 0,816*3,00+0,51*5,00=5,00 \text{ kn/m}$$

$$Y_{29y} : 0,816*2,60+1,224*1,40=4,162 \text{ kn/m}, Y_{29x} : 0,727*4,00=2,908 \text{ kn/m}$$

$$Y_{30}, Y_{31} : 0,727*8,00= 5,816 \text{ kn/m}$$

$$Y_{32x} : 0,727*4,00=2,908 \text{ kn/m}, Y_{32y} : 0,816*2,60+1,224*1,40=4,162 \text{ kn/m}$$

$$Y_{33} : 0,816*3,00+0,51*5,00=5,00 \text{ kn/m}$$

$$Y_{34} : 0,51*4,00=2,04 \text{ kn/m (για τον Γ' όροφο } Y_{34} :0,40*8,00=4,08 \text{ kn/m)}$$

$$Y_{20x} : 0,371*4,00=1,484 \text{ kn/m}$$

$$Y_{36} : 0,371*8,00=2,968 \text{ kn/m}$$

$$Y_{37x} : 0,371*4,00=1,484 \text{ kn/m}, Y_{37y} : 0,51*4,00=2,04 \text{ kn/m}$$

$$Y_{38} : 0,51*4,00+0,816*4,00=5,304 \text{ kn/m}$$

$$Y_{39} : 0,816*8,00=6,528 \text{ kn/m}$$

$$Y_{40y} : 1,224*3,20+0,816*0,80=4,567 \text{ kn/m}, Y_{40x} : 0,75 *4,00=3,00 \text{ kn/m}$$

$$Y_{41} : 0,75*8,00=6,00 \text{ kn/m}$$

$$Y_{34x} : 0,75*4,00=3,00 \text{ kn/m}$$

$$Y_{43} : 0,816*8,00=6,528 \text{ kn/m}$$

$$Y_{44} : 0,51*4,00+0,816*4,00=5,304 \text{ kn/m}$$

## 2.3 Συνδυασμοί δράσεων

Για τον έλεγχο επάρκειας της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας χρησιμοποιούνται οι συνδυασμοί δράσεων σύμφωνα με το Μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1

α. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές.

$$\sum_{1 \leq j} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{1 \leq i} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{oi} \cdot Q_{ki}$$

β. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{1 \leq j} \gamma_{GAj} \cdot G_{kj} + \gamma_{PA} \cdot P_k + A_d + \psi_{1i} \cdot Q_{k1} + \sum_{1 \leq i} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

γ. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{1 \leq j} G_{kj} + P_k + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \sum_{1 \leq i} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής :

+ σημαίνει “επαλληλία με” (και όχι αλγεβρικό ή γεωμετρικό άθροισμα των δράσεων)

$G_{kj}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων

$P_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{ki}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης  $i$

$A_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

$A_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{Gi}$ ,  $\gamma_{GAj}$  είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση  $j$

$\gamma_p$ ,  $\gamma_{PA}$  είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη προένταση

$\gamma_{Qi}$  είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας ( βλέπε EC8 NEAK )

$\psi_{oi}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

$\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Στους παραπάνω συνδυασμούς δε συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα. Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στο προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις). Οι τιμές των συντελεστών αυτών για περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή ενός μέλους είναι:

i. Καταστάσεις διαρκείας και παροδικές.

- Για μόνιμες δράσεις :

$$\gamma_{Gsup} = 1,35 \text{ (δυσμενής επιρροή)}$$

$$\gamma_{Ginf} = 1,00 \text{ (ευμενής επιρροή)}$$

- Για μεταβλητές δράσεις :

$$\gamma_Q = 1,50$$

ii Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς :

$$\gamma_A = 1,00$$

Οι συντελεστές σπουδαιότητας  $\gamma_i$  των κατασκευών αντιστοιχούν στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι αυτές, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο, αλλά και για τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργία τους.

Οι δε συντελεστές  $\psi_i$  των μεταβλητών δράσεων χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για τη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων. Στους παρακάτω πίνακες φαίνονται οι τιμές του  $\psi_i$ .

Δράσεις	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
<sup>1</sup> ΜΕΤΑΒΛΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ			
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ Α : κατοικίες	0.7	0.5	0.3
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ Β : γραφεία	0.7	0.5	0.3
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ Γ : επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, θέατρα, μουσεία κτλ)	0.7	0.7	0.6
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ Δ : καταστήματα	0.7	0.7	0.6
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ Ε : αποθηκευτικοί χώροι	1.0	0.9	0.8
ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ	<sup>2</sup> 0.6	<sup>2</sup> 0.2	<sup>2</sup> 0
ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ	<sup>2</sup> 0.6	<sup>2</sup> 0.5	<sup>2</sup> 0
<sup>3</sup> ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ ΕΚΤΟΣ ΦΩΤΙΑΣ	<sup>2</sup> 0.6	<sup>2</sup> 0.5	<sup>2</sup> 0
<sup>1</sup> Για συνδυασμούς μεταβλητών δράσεων σε πολυώροφα κτίρια βλέπε EC1			
<sup>2</sup> Μπορεί να απαιτηθούν τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές περιοχές			
<sup>3</sup> Βλέπε EC1 : Μέρος 2-5			

Πίνακας 4.1: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_i$  κατά τον EC1

Κατά την επίλυση του κτιρίου έγινε έλεγχος με βάση τους παρακάτω συνδυασμούς

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature	Definition
18 (C)	ULS/1=1*1.3500 + 2*1.5000 + 3*0.7500	Linear Combination		MONIMO	1*1.35000+2*1.50000+3*0.75000
19 (C)	ULS/3=1*1.3500 + 2*1.5000 + 4*0.9000 + 3*0.7500	Linear Combination		MONIMO	1*1.35000+2*1.50000+4*0.90000+3*0.75000
20 (C)	ULS/5=1*1.3500 + 2*1.5000 + 5*0.9000 + 3*0.7500	Linear Combination		MONIMO	1*1.35000+2*1.50000+5*0.90000+3*0.75000
21 (C)	ULS/7=1*1.3500 + 2*1.5000 + 6*0.9000 + 3*0.7500	Linear Combination		MONIMO	1*1.35000+2*1.50000+6*0.90000+3*0.75000
22 (C)	ULS/9=1*1.3500 + 2*1.5000 + 7*0.9000 + 3*0.7500	Linear Combination		MONIMO	1*1.35000+2*1.50000+7*0.90000+3*0.75000
23 (C)		SLS1 Linear Combination	SLS		(1+2+4)*1.00000+3*0.50000
25 (C)		SLS2 Linear Combination	SLS		(1+2+5)*1.00000+3*0.50000
26 (C)		SLS3 Linear Combination	SLS		(1+2+6)*1.00000+3*0.50000
27 (C)		SLS3 Linear Combination	SLS		(1+2+6)*1.00000+3*0.50000
28 (C)		SLS4 Linear Combination	SLS		(1+2+7)*1.00000+3*0.50000
29 (C)		SLS5 Linear Combination	SLS		(1+2+3)*1.00000+4*0.60000
30 (C)		SLS6 Linear Combination	SLS		(1+2+3)*1.00000+5*0.60000
31 (C)		SLS7 Linear Combination	SLS		(1+2+3)*1.00000+6*0.60000
32 (C)		SLS8 Linear Combination	SLS		(1+2+3)*1.00000+7*0.60000

Στον παρακάτω πίνακα τα φορτία είναι τα εξής:

- 1 Μόνιμο
- 2 Κινητό
- 3 Χιόνι
- 4 Άνεμος υπό γωνία 0<sup>0</sup>
- 5 Άνεμος υπό γωνία 90<sup>0</sup>
- 6 Άνεμος υπό γωνία 180<sup>0</sup>
- 7 Άνεμος υπό γωνία 270<sup>0</sup>
- 9 Σεισμική διέγερση κατά x
- 10 Σεισμική διέγερση κατά y
- 11 Σεισμική διέγερση κατά z



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3<sup>ο</sup> - ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ**

### **3.1 Εισαγωγή**

Ως σεισμός, ορίζεται η εδαφική δόνηση που γεννιέται κατά την παροδική διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων σ' ορισμένο μέρος της στερεάς Γης, από φυσικά αίτια που βρίσκονται στο εσωτερικό της. Σύμφωνα με τη δεσπτόζουσα σήμερα επιστημονική αντίληψη, την παροδική διατάραξη αποτελεί η σχετική ολίσθηση των δύο πλευρών του σεισμογόνου ρήγματος και τις εδαφικές δονήσεις αποτελούν τα σεισμικά κύματα που παράγονται στο ρήγμα, διαδίδονται στο εσωτερικό της Γης και φθάνουν στην επιφάνεια της όπου γίνονται αισθητά, προκαλούν βλάβες και καταγράφονται από τους σεισμογράφους.

#### **Αδρανειακές δυνάμεις**

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος και επομένως και η βάση μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη επ' αυτού, κινείται με εναλλασσόμενο πρόσημο, περί μιας αρχικής θέσης ηρεμίας. Τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος, αντιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους σε κάμψη, διάτμηση, θλίψη κλπ. Επομένως ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή, αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου προσήμου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Αναφερόμενοι στις αναπτυσσόμενες αδρανειακές δυνάμεις, εννοούμε ουσιαστικά τις δυνάμεις εκείνες οι οποίες τείνουν να διατηρήσουν την αρχική κατάσταση της κατασκευής έναντι της εναλλασσόμενης κίνησης του εδάφους στο οποίο εδράζεται αυτή.

#### **Σεισμικές κινήσεις εδάφους**

Οι σεισμικές κινήσεις του εδάφους συνίστανται σε δύο οριζόντιες (σεισμός κατά x, σεισμός κατά y), κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες οι οποίες μπορεί να έχουν οποιοδήποτε προσανατολισμό ως προς τη κατασκευή καθώς και μία κατακόρυφη (σεισμός κατά z). Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρείται ότι είναι στατικώς ανεξάρτητες μεταξύ τους.

## 3.2 Μέθοδοι γραμμικού υπολογισμού σεισμικής απόκρισης κατά EC8 και προσδιορισμός παραμέτρων φάσματος σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον EC8 ανάλογα με τα δομικά χαρακτηριστικά της κατασκευής μπορούν να χρησιμοποιηθούν μια από τις δύο παρακάτω μεθόδους γραμμικής ελαστικής ανάλυσης:

1) Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης: Αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτήρια η απόκριση των οποίων σε κάθε διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή. Αυτό το κριτήριο υλοποιείται σε κτήρια όπου α)  $T_1 < \{4T_c, 2\text{sec}\}$ , β) ικανοποιούν τα κριτήρια για κανονικότητα σε όψη

2) Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης: Η ανάλυση αυτή λαμβάνει υπόψη την απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από 5% της συνολικής μάζας, ενώ το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για της εν λόγω ιδιομορφές είναι τουλάχιστον το 90% της ολικής μάζας του φορέα.

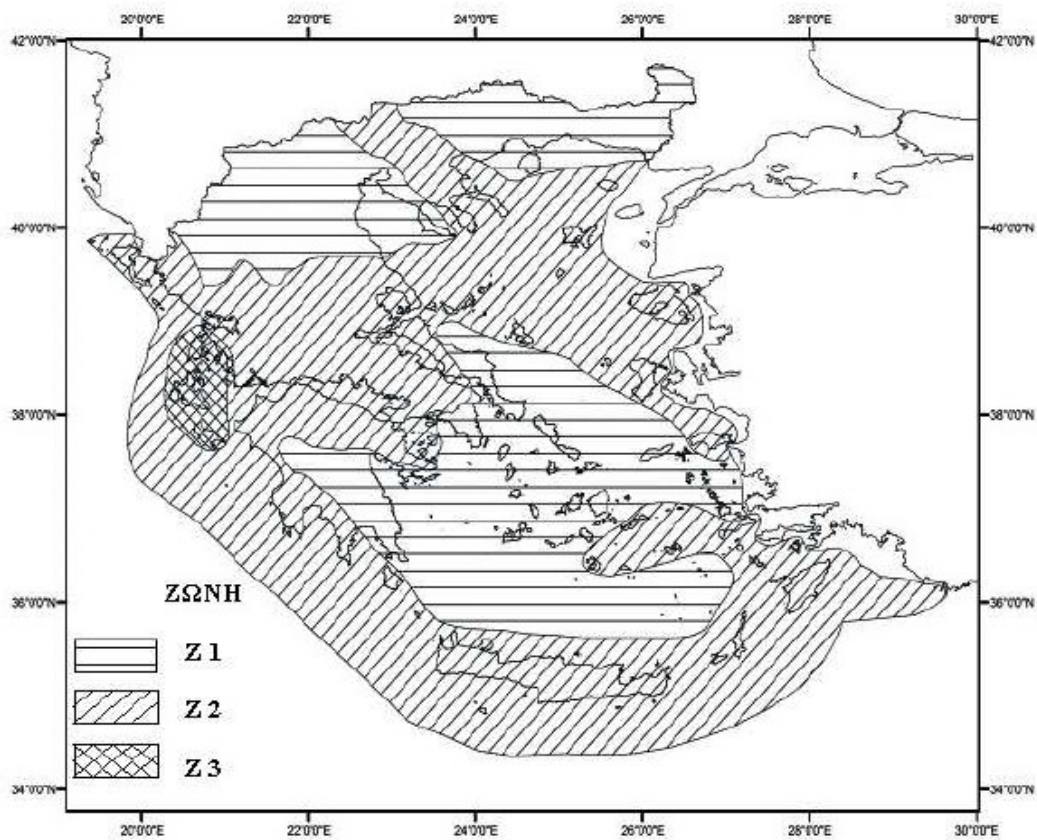
Για το συγκεκριμένο κτίριο η μελέτη έναντι σεισμού έγινε με την μέθοδο της Ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης. Όπως παρουσιάζεται και παρακάτω το κτίριο είναι μη κανονικό τόσο καθ' ύψος, όσο και σε κάτοψη.

### 3.2.1 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη).

Όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα ο νομός Αττικής βρίσκεται στην Ζώνη I





### 3.2.2 Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $A$  που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια), με βάση την σχέση  $A = a \times g$ .

Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι

$$A = 0,16 \times g.$$

Ζώνη	$agR$
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 5.1: Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

### 3.2.3 Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Οι κατηγορίες εδάφους A, B, C, D, και E, που καθορίζονται από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται στον πίνακα 3.1 του EC8 και που περιγράφονται παρακάτω, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση. Αυτό μπορεί επίσης να γίνει λαμβάνοντας επιπλέον υπόψη την επιρροή της γεωλογίας των βαθύτερων στρωμάτων στη σεισμική δράση.

Στο υπό μελέτη κτίριο το έδαφος ανήκει στην κατηγορία B. Η εν λόγω κατηγορία είναι αρκετά συνηθισμένη στην περιοχή της Αττικής.

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (κρούσεις/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές $v_s$ κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
$S_1$	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ( $PI > 40$ ) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
$S_2$	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή $S_1$			

**Πίνακας 3.1: Κατηγορία Εδάφους**

### 3.2.4 Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_i$ .

Η κατηγοριοποίηση των κτιρίων γίνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 4.3 του EN1998

Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.τ.λ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_i=1,00$ .

Πίνακας 4.3 EC8 Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

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

### 3.2.5 Συντελεστής Συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριορίστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις. Σύμφωνα με τον πίνακα 6.2 του EN1998 για κτίρια από χάλυβα με πλαίσια και δικτυωτούς διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα είναι  $q=4,00$  εφ' όσον πρόκειται για κανονικό κτίριο

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	2	2
	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

**Πίνακας 6.2: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη**

Επιπλέον όμως σύμφωνα με τον EN1998 εφόσον ένα κτίριο δεν είναι κανονικό καθ' ύψος οι προηγούμενες τιμές πρέπει να μειώνονται κατά 20%

Όπως εξηγείται παρακάτω το κτίριο δεν είναι κανονικό καθ' ύψος επομένως ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι  $q=4,00 \cdot 0,80=3,20$

### 3.2.6 Έλεγχος κανονικότητας φορέα

#### 1)Γενικά

Για την αντισεισμική μελέτη, οι φορείς κτιρίων ταξινομούνται σε κανονικούς ή μη-κανονικούς.

Αυτή η διάκριση έχει επιπτώσεις στα ακόλουθα θέματα της σεισμικής μελέτης:

α)στο στατικό προσομοίωμα, το οποίο μπορεί να είναι είτε απλουστευμένο επίπεδο προσομοίωμα ή χωρικό προσομοίωμα

β)στην μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι είτε απλουστευμένη ανάλυση φάσματος απόκρισης (διαδικασία οριζόντιας φόρτισης) ή ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

γ) στην τιμή του συντελεστή  $\alpha$ , η οποία θα είναι μειωμένη για μη-κανονικά σε ύψη κτίρια

Οι παραπάνω επιπτώσεις αποτυπώνονται στον Πίνακα 4.1 του EN1998

**Πίνακας 4.1: Επιπτώσεις στατικής κανονικότητας στην σεισμική ανάλυση και μελέτη**

Κανονικότητα σε		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς
Κάτοψη	Όψη	Προσομοίωμα	Γραμμική-ελαστική ανάλυση	(για γραμμική ανάλυση)
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Οριζόντια φόρτιση <sup>a</sup>	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι.	Επίπεδο	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι.	Ναι	Χωρικό <sup>b</sup>	Οριζόντια φόρτιση <sup>a</sup>	Τιμή αναφοράς
Όχι.	Όχι.	Χωρικό	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή

## 2) Κριτήρια για κανονικότητα σε κάτοψη

Σύμφωνα με τον EN1998:

Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους όρους που αναφέρονται στις παρακάτω παραγράφους.

Όσον αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας, το κτίριο θα είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες.

Η διαμόρφωση της κάτοψης θα είναι συμπαγής, δηλ., κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο), η κανονικότητα σε κάτοψη μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται, υπό τον όρο ότι οι ανωμαλίες αυτές δεν έχουν επιπτώσεις στην δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδό της και ότι, σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν υπερβαίνει 5% της επιφάνειας του ορόφου.

Η δυσκαμψία των πλακών ορόφων μέσα στο επίπεδό τους θα είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων. Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά, ειδικότερα όσον αφορά την δυσκαμψία των κλάδων, που πρέπει να είναι συγκρίσιμη με αυτήν του κεντρικού σκέλους, προκειμένου να ικανοποιηθεί η συνθήκη άκαμπτου διαφράγματος. Η παρούσα παράγραφος έχει εφαρμογή για τη γενική συμπεριφορά του κτιρίου.

Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη,  $I = L_{max}/L_{min}$ , δεν θα είναι μεγαλύτερη του 4, όπου το  $L_{max}$  και το  $L_{min}$  είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.



Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης  $x$  και  $y$ , η στατική εκκεντρότητα  $e_{ox}$  και η ακτίνα δυστροπείας  $r$  ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες οι οποίες δίνονται για την διεύθυνση  $y$  της ανάλυσης:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (4.1a)$$

$$r_x \geq l_s \quad (4.1b)$$

όπου

$e_{ox}$  είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση  $x$ , κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης

$r_x$  είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστροπείας προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση  $y$  («ακτίνα δυστροπείας»), και

$l_s$  είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου ( $\alpha$ ) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου προς ( $\beta$ ) την μάζα της πλάκας του ορόφου).

Σε μονώροφα κτίρια το κέντρο δυσκαμψίας ορίζεται ως το κέντρο της μεταφορικής δυσκαμψίας όλων των βασικών σεισμικών μελών. Η ακτίνα δυστροπείας  $r$  ορίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου της γενικής δυστροπείας ως προς το κέντρο της μεταφορικής δυσκαμψίας, προς την γενική μεταφορική δυσκαμψία, σε μία διεύθυνση, στην οποία λαμβάνονται υπόψη όλα τα βασικά σεισμικά μέλη που δρουν στην διεύθυνση αυτή.

Σε πολυώροφα κτίρια είναι δυνατοί μόνο κατά προσέγγιση ορισμοί του κέντρου δυσκαμψίας και της ακτίνας δυστροπείας. Απλουστευμένος ορισμός για την ταξινόμηση της στατικής κανονικότητας σε κάτοψη και για την κατά προσέγγιση ανάλυση των στρεπτικών αποτελεσμάτων, είναι δυνατός όταν ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

α) όλα τα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, είναι συνεχή, χωρίς διακοπή, από τα θεμέλια έως την κορυφή του κτιρίου

β) οι μορφές παραμόρφωσης των επιμέρους συστημάτων υπό οριζόντια φορτία δεν παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές. Η συνθήκη αυτή μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται στις περιπτώσεις πλαισιωτών συστημάτων ή

συστημάτων τοιχωμάτων. Γενικά η συνθήκη αυτή δεν ικανοποιείται σε διπλά συστήματα.

Σε πλαισιωτά συστήματα και σε συστήματα εύκαμπτων τοιχωμάτων στα οποία επικρατεί η παραμόρφωση σε κάμψη των στοιχείων, η θέση των κέντρων δυσκαμψίας και η ακτίνα δυστρεψίας όλων των ορόφων μπορούν να υπολογιστούν με βάση τις ροπές αδρανείας των διατομών των κατακόρυφων στοιχείων. Εάν, εκτός των καμπτικών, είναι επίσης σημαντικές οι διατμητικές παραμορφώσεις, οι τελευταίες μπορούν να ληφθούν υπόψη με τη χρήση ισοδύναμης ροπής αδρανείας της διατομής.

Δεδομένου ότι υπάρχει ασυμμετρία του κτιρίου τόσο κατά τον άξονα x-x όσο και κατά τον άξονα y-y το κτίριο θεωρείται μη κανονικό σε κάτοψη

### 3) Κριτήρια για κανονικότητα σε όψη

Για να ταξινομηθεί ένα κτίριο ως κανονικό σε όψη, θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους όρους που απαριθμούνται στις ακόλουθες παραγράφους.

Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, θα είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου.

Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή ενός κτιρίου.

Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων. Σχετικά με αυτήν την συνθήκη τα ειδικά θέματα που αφορούν πλαίσια με τοιχοπληρώσεις εξετάζονται στην 4.3.6.3.2.

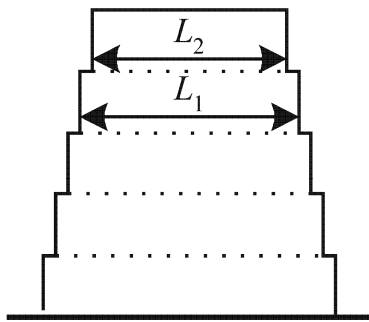
Όταν υπάρχουν εσοχές, ισχύουν οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες:

α) για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη στην διεύθυνση της εσοχής (Σχήμα 4.1.a και Σχήμα 4.1.b)

β) για μια μεμονωμένη εσοχή μέσα σε ύψος μικρότερο από 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος, η εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη (Σχήμα 4.1.c). Σε τέτοια περίπτωση το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων πρέπει να μελετηθεί ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους

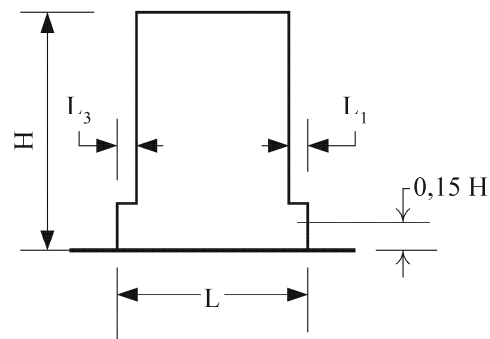
γ) εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν θα είναι μεγαλύτερο από το 30% της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο επάνω από την θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου, και κάθε επιμέρους εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης (σχήμα 4.1.d).

(a)



Κριτήριο για (a):  $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$

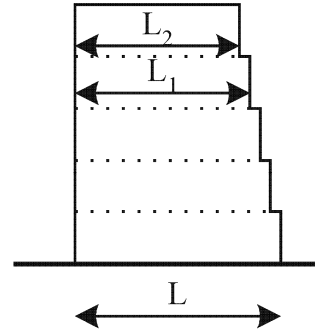
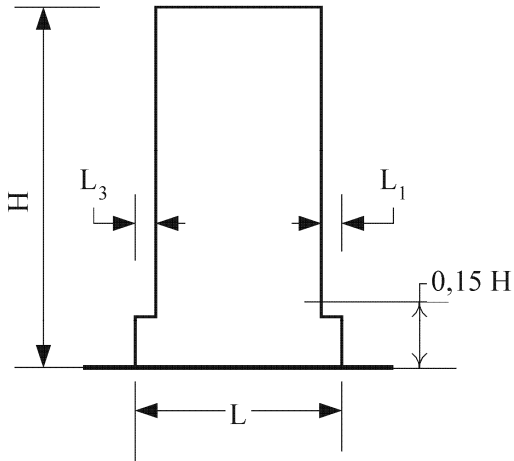
(b) (εσοχή πάνω από 0,15H)



Κριτήριο για (b):  $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

(c) (εσοχή κάτω από 0,15H)

d)



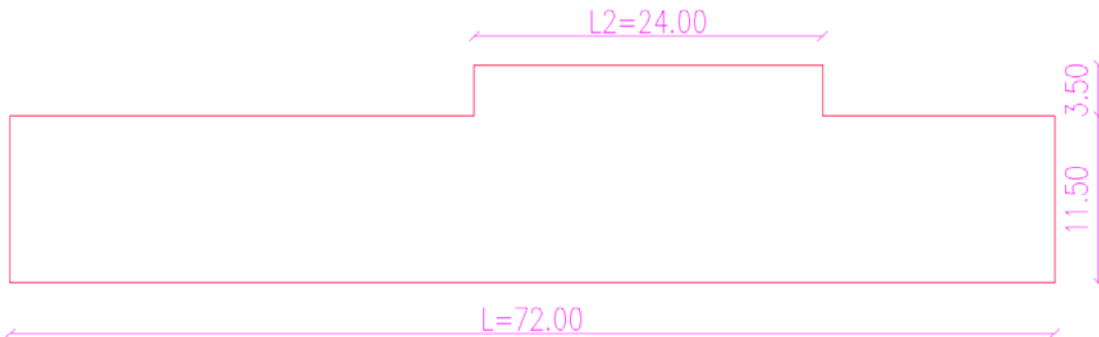
Κριτήρια για (d):  $\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

Κριτήριο για (c):  $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$

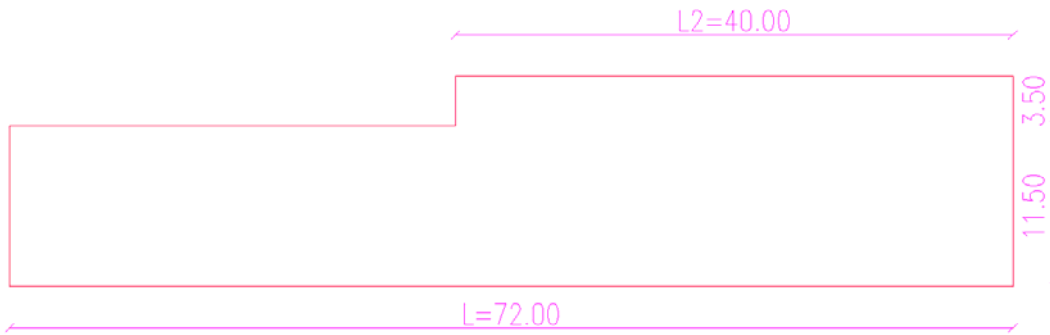
Στο κτίριο μας κατά τον άξονα x-x σύμφωνα με την παρακάτω σχηματική τομή

$L=72.00$  m και  $L_2=24.00$  m. Συνεπώς  $(L-L_2)/L=0,333 > 0,30$



Σχηματική τομή x-x

Επίσης και κατά τον άξονα y-y  $L=72.00$  m,  $L_2=40.00$  m, επομένως  $(L-L_2)/L=0,444$  )  $>0,30$



Σχηματική τομή y-y

Συνεπώς το κτίριο θεωρείται μη κανονικό σε όψη.

### 3.3 Φάσμα σχεδιασμού

Για τον υπολογισμό πήραμε απόσβεση  $\xi=0.05$   
Εκκεντρότητες 5.00% κατά x και κατά y

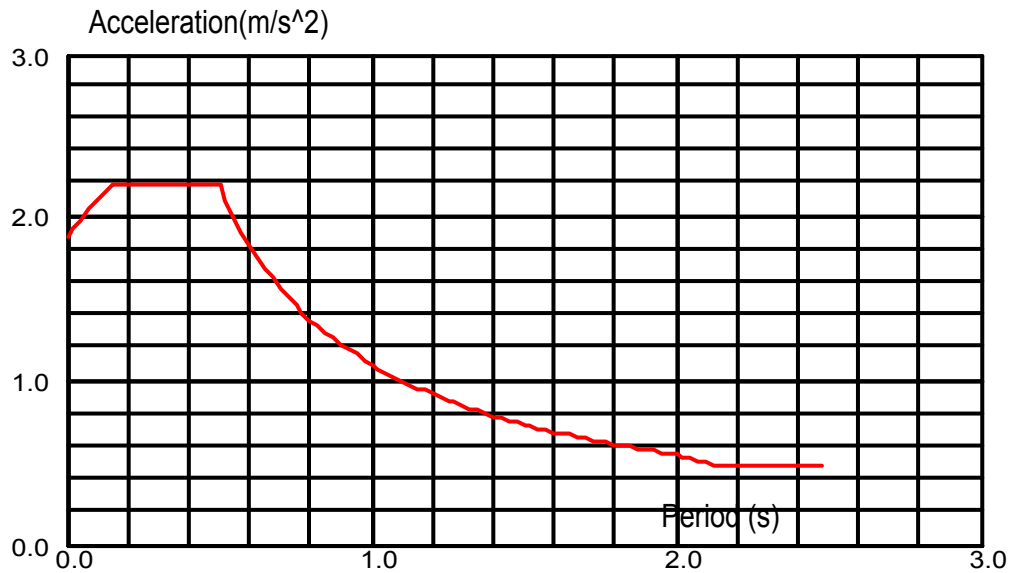
Case 9 : Seismic EC 8 Direction\_X  
Analysis type: Seismic-EC8

Excitation direction:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



**Data:**

Spectrum : Dimensioning

Direction : Horizontal

Behavior factor : 3.200

**Spectrum parameters:**

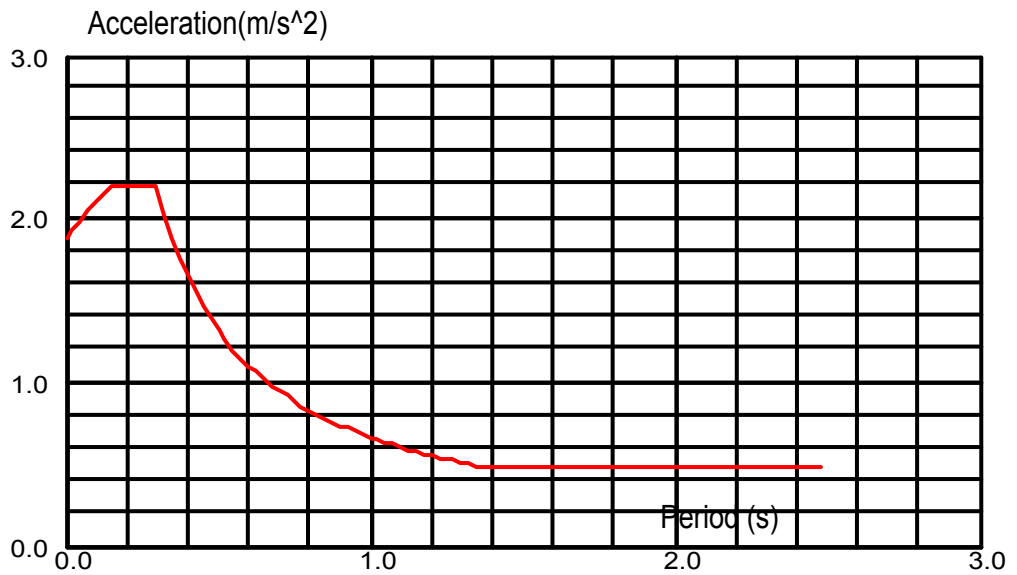
Acceleration :  $a_g = 2.350$   
Damping :  $\zeta = 5.00 \%$   
Damping correction :  $\eta = [10/(5+\zeta)]^{0.5} = 1.000$

S = 1.200  $\beta = 0.200$   $T_B = 0.150$   $T_C = 0.500$   $T_D = 2.000$

**Case 10** : **Seismic EC 8 Direction\_Y**  
**Analysis type: Seismic-EC8**

Excitation direction:

X = 0.000  
Y = 1.000  
Z = 0.000



**Data:**

Spectrum : Dimensioning  
Direction : Horizontal  
Behavior factor : 3.200

**Spectrum parameters:**

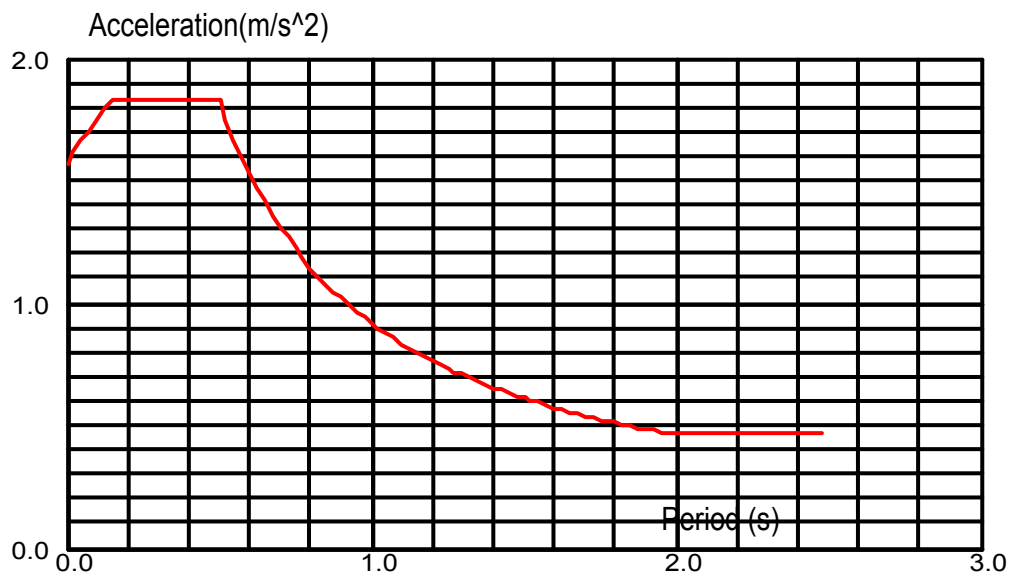
Acceleration :  $a_g = 2.350$   
Damping :  $\xi = 5.00 \%$   
Damping correction :  $\eta = [10/(5+\xi)]^{0.5} = 1.000$

S = 1.200  $\beta = 0.200$   $T_B = 0.150$   $T_C = 0.300$   $T_D = 2.000$

**Case 11** : **Seismic EC 8 Direction\_Z**  
**Analysis type: Seismic-EC8**

Excitation direction:

X = 0.000  
Y = 0.000  
Z = 1.000



**Data:**

Spectrum : Dimensioning  
Direction : Vertical  
Behavior factor : 3.200

**Spectrum parameters:**



Acceleration :  $a_g = 2.350$   
Damping :  $\xi = 5.00 \%$   
Damping correction :  $\eta = [10/(5+\xi)]^{0.5} = 1.000$

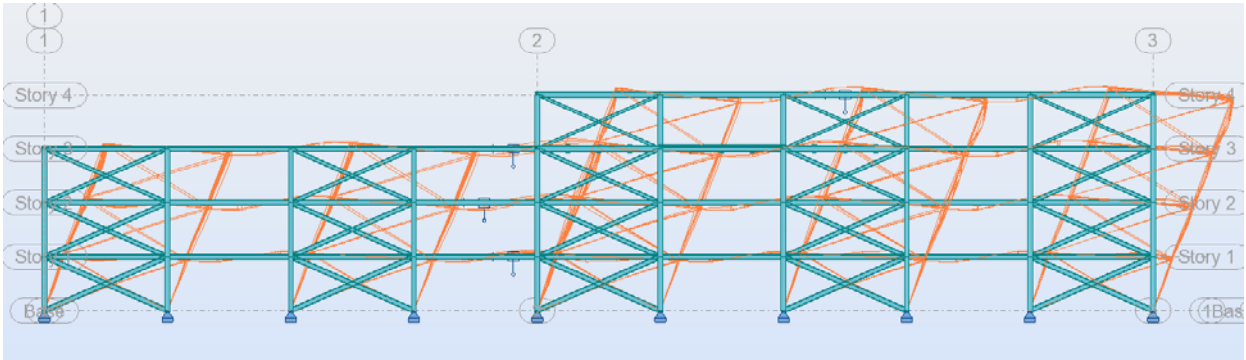
S = 1.200  $\beta = 0.200$   $T_B = 0.150$   $T_C = 0.500$   $T_D = 2.000$

### 3.4 Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης κτιρίου

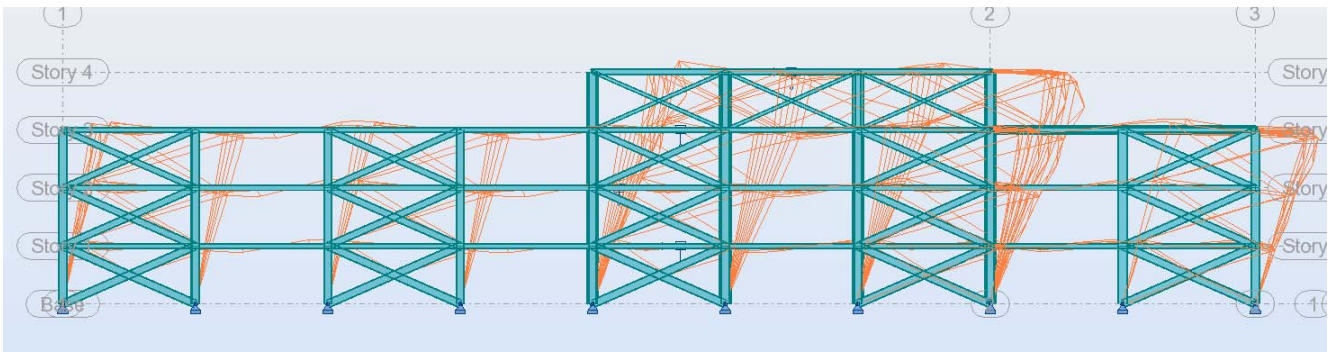
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/Δ ΙΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ (Hz)	ΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ X (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ Y (%)
8/ 1	2,45809	0,40682	0,12100	79,38042
8/ 2	2,83716	0,35247	73,03281	79,50503
8/ 3	4,29406	0,23288	83,14059	79,63485
8/ 4	5,70726	0,17522	83,30388	90,51632
8/ 5	6,00431	0,16655	83,33088	90,82356
8/ 6	6,20120	0,16126	83,35736	90,95063
8/ 7	6,41024	0,15600	83,35736	90,95063
8/ 8	6,41086	0,15599	83,35736	90,95065
8/ 9	6,41740	0,15583	83,35757	90,95070
8/ 10	6,81877	0,14665	83,36078	90,95073
8/ 11	6,81921	0,14664	83,36517	90,95077
8/ 12	6,81995	0,14663	83,37113	90,95093
8/ 13	6,82023	0,14662	83,37979	90,95121
8/ 14	7,90373	0,12652	91,49418	91,67445

Τα παραπάνω αποτελέσματα αντιστοιχούν στις 14 πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου

## Ταλάντωση κτιρίου



$T_1=0,40682 \text{ sec}$



$T_2=0,35247 \text{ sec}$

### 3.5 Περιορισμός βλαβών

#### α) Σεισμός κατά Χ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΟΡΟΦΟΣ	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)
9/ 1	0,678	0,154	0,678	0,154
9/ 2	1,450	0,303	0,772	0,149
9/ 3	2,261	0,488	0,810	0,185
9/ 4	3,270	0,388	1,009	-0,100

#### β) Σεισμός κατά Υ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΟΡΟΦΟΣ	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)
10/ 1	0,045	0,741	0,045	0,741
10/ 2	0,086	1,665	0,041	0,924
10/ 3	0,125	2,536	0,039	0,871
10/ 4	0,194	3,460	0,070	0,924

Από τους παραπάνω πίνακες προκύπτει ότι ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται αφού παντού ισχύει

$$d_r < (0,005 \cdot h) / (q \cdot v) = (0,005 \cdot 350) / (3,20 \cdot 0,50) = 1,094 \text{ cm}$$

( max  $d_r = 1,009 \text{ cm}$  )

### 3.6 Έλεγχος επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης

Για κάθε όροφο προσδιορίζεται ο δείκτης  $\theta = (P_{tot} \cdot d_r) / (V_{tot} \cdot h)$ . Ο προσδιορισμός γίνεται και κατά τις δύο διευθύνσεις x-x και y-y. Για  $0,10 \leq \theta \leq 0,20$  λαμβάνονται υπ' όψη οι επιρροές 2<sup>ης</sup> τάξης. Στο κτίριο δεν χρειάζεται να ληφθούν πουθενά υπ' όψη οι επιρροές 2<sup>ης</sup> τάξης

Οροφος	$P_{tot}(kN)$	$V_{tot,x}(kN)$	$d_{rx}(cm)$	$\theta_x$
3	6230,62	2214,49	1,009	2,60%
2	26487,05	7030,63	0,810	2,79%
1	47941,72	10210,41	0,722	3,10%
0	72406,12	11996,41	0,678	3,74%

Οροφος	$P_{tot}(kN)$	$V_{tot,y}(kN)$	$d_{ry}(cm)$	$\theta_y$
3	6230,62	1991,51	0,924	2,64%
2	26487,05	5538,69	0,871	3,81%
1	47941,72	8178,35	0,924	4,95%
0	72406,12	9666,66	0,741	5,07%

### 3.7 Σύγκριση σεισμικών φορτίων και φορτίων αέρα

- Δυσμενέστερα φορτία ανέμου κατά x:

Για γωνία ανέμου 270° είναι  $V_{tot,x,air}=871,75$  kN

- Δυσμενέστερα φορτία ανέμου κατά y:

Για γωνία ανέμου 180° είναι  $V_{tot,y,air}=846,21$  kN

- Σύγκριση:

$$V_{tot,x,air}/V_{tot,x}=871,75/11996,41=7,27\%$$

$$V_{tot,y,air}/V_{tot,y}=846,21/9666,66=8,75\%$$

Διαπιστώνετε ότι τα φορτία ανέμου είναι αμελητέα σε σχέση με τα σεισμικά



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4<sup>ο</sup> - ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ(ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ-ΔΙΑΤΟΜΕΣ-ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ)**

### **4.1 Διατομές**

#### **α)Σύνδεσμοι δυσκαμψίας**

Οι διατομές των συνδέσμων καθώς και η ποιότητα χάλυβα ανά διεύθυνση και όροφο παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Όροφος	διεύθυνση x-x	Χάλυβας	διεύθυνση γ-γ	Χάλυβας
3	HEA180	S235	HEA140	S275
2	HEA300	S355	HEA200	S275
1	HEB320	S355	HEA240	S275
0	HEB340	S355	HEA280	S275

#### **β)Κύριες δοκοί**

Για τις κύριες δοκούς του κτιρίου έχουν χρησιμοποιηθεί οι παρακάτω διατομές(ποιότητα χάλυβα S355):

HEA 300 στο ισόγειο

HEA 300 για τον Α' όροφο

HEA 300,HEA340,HEA400 ,HEA450 & HEB500 για τον Β' όροφο

HEA 300 για τον Γ' όροφο

#### **γ)Δευτερεύουσες δοκοί**

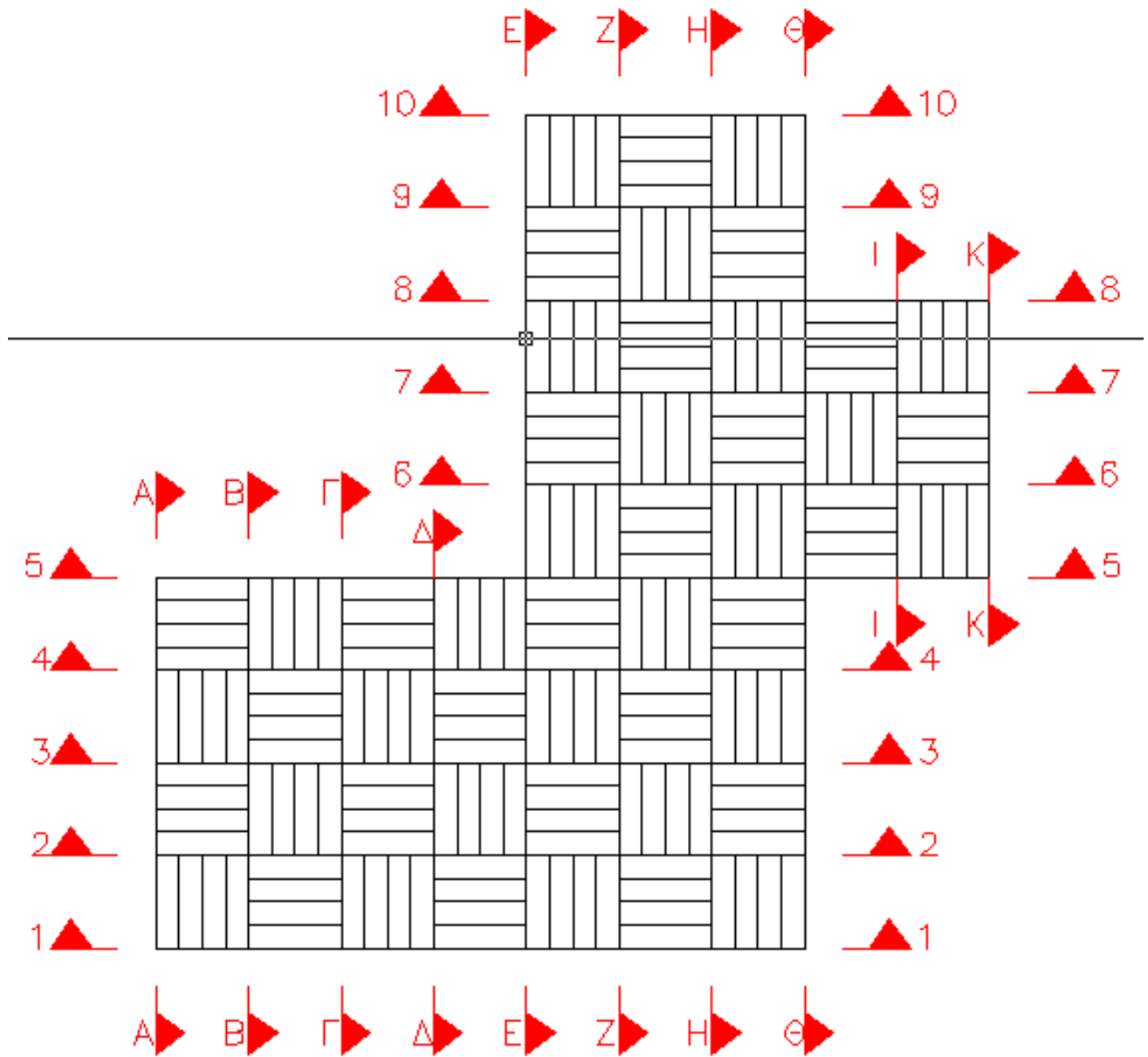
Για τις διαδοκίδες του κτιρίου έχουν χρησιμοποιηθεί οι παρακάτω διατομές:

HEA 280 και HEB 500 από χάλυβα S355

#### **δ)Υποστυλώματα**

Για τα υποστυλώματα έχουν χρησιμοποιηθεί οι παρακάτω διατομές:

HEB500,HEB 340,HEB 280 &HEB240 από χάλυβα S355







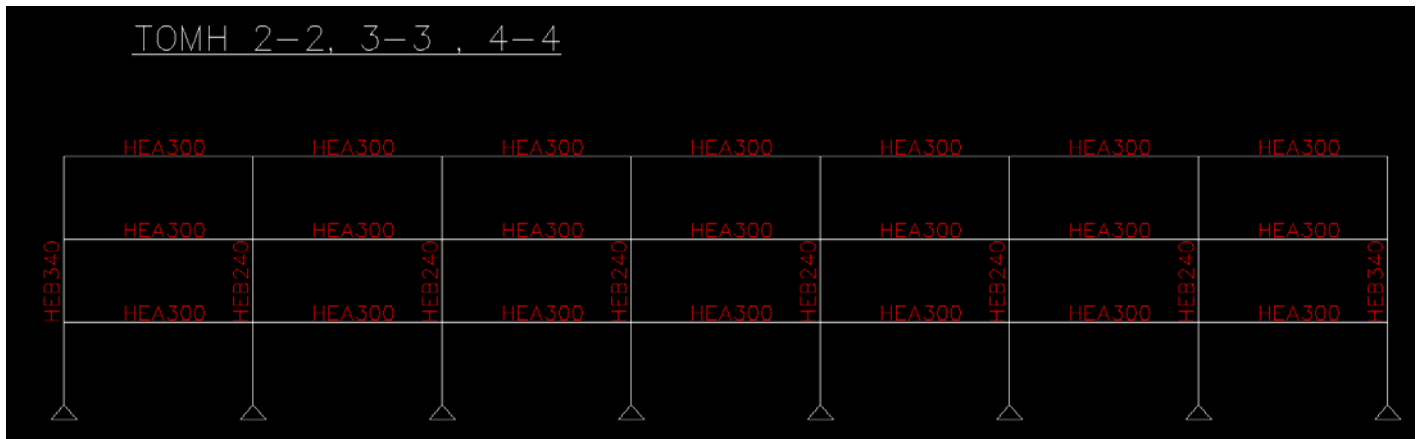
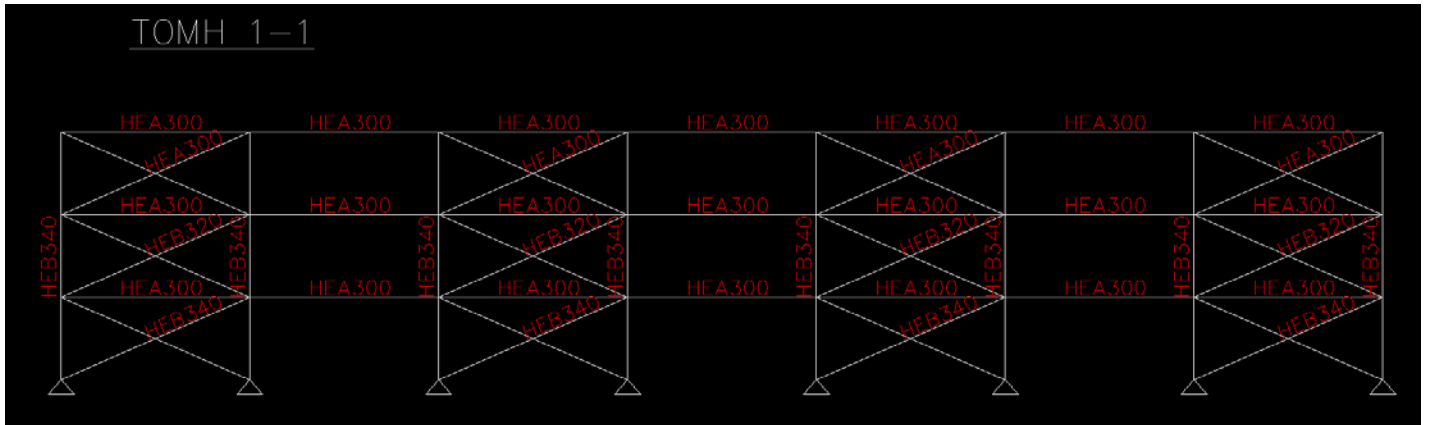




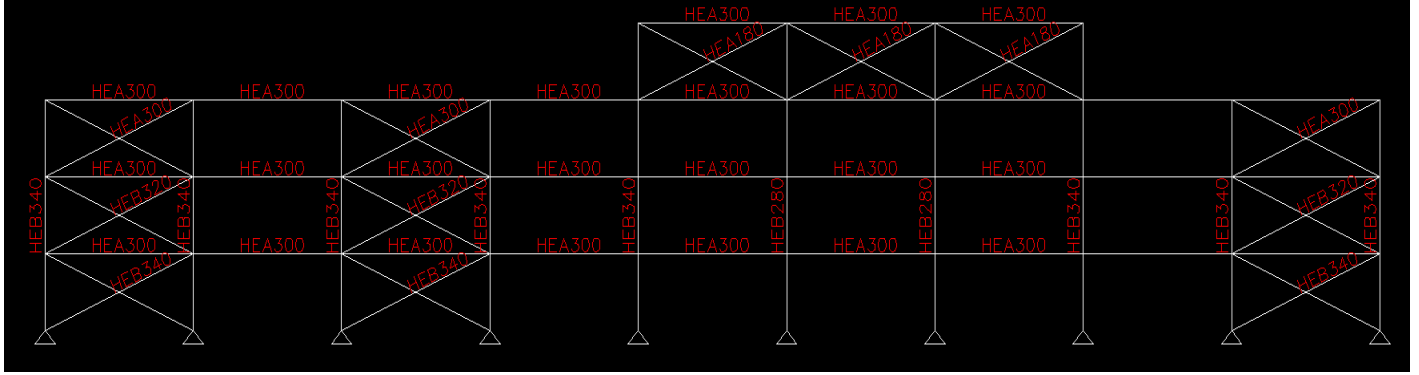
# ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΔΟΚΟΙ ΟΡΟΦΗΣ Γ' ΟΡΟΦΟΥ

HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280
HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280
HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280
HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280
HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280
HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280
HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280
HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280
HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280
HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280	HEA280

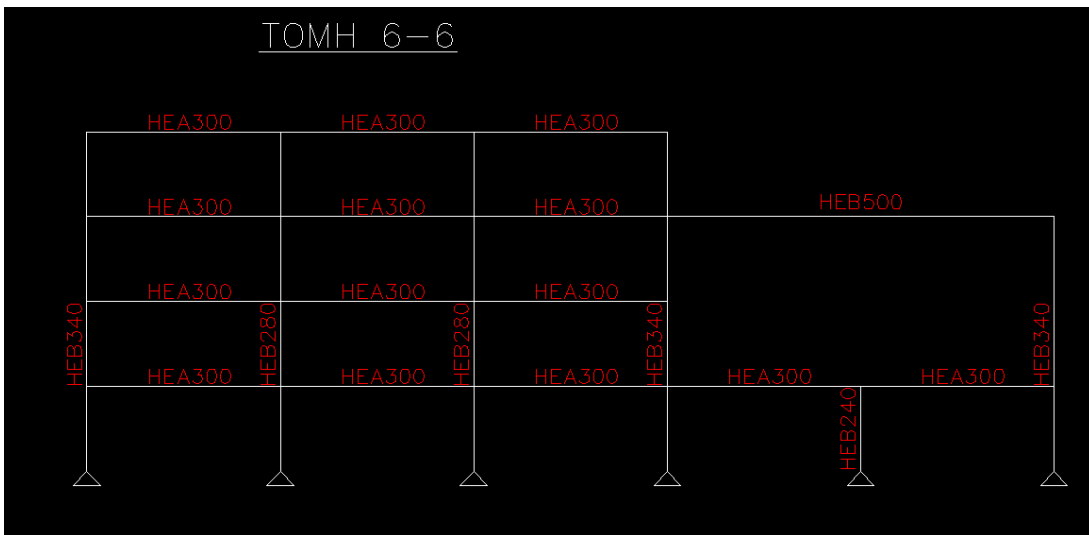
## TOMEΣ X-X



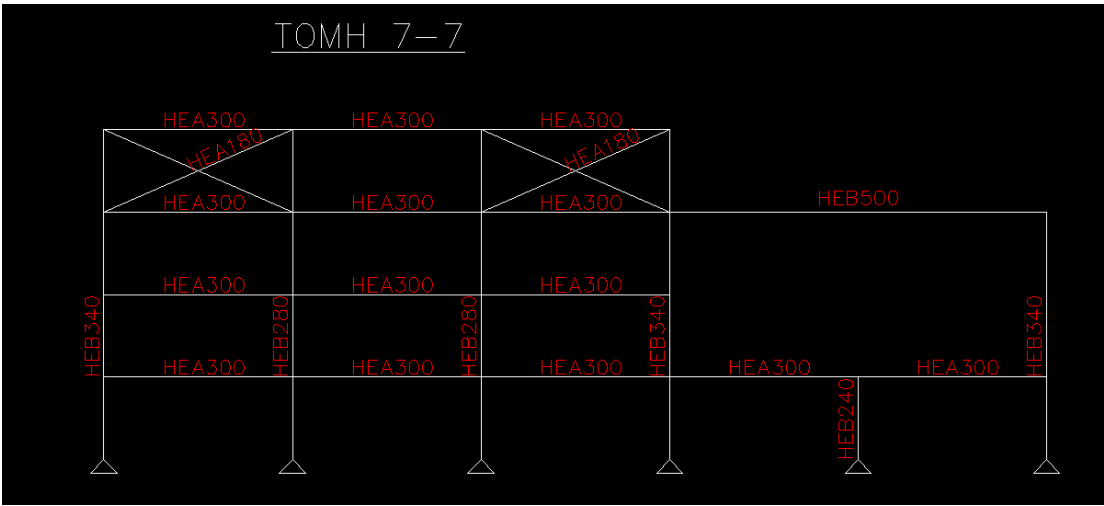
TOMH 5-5



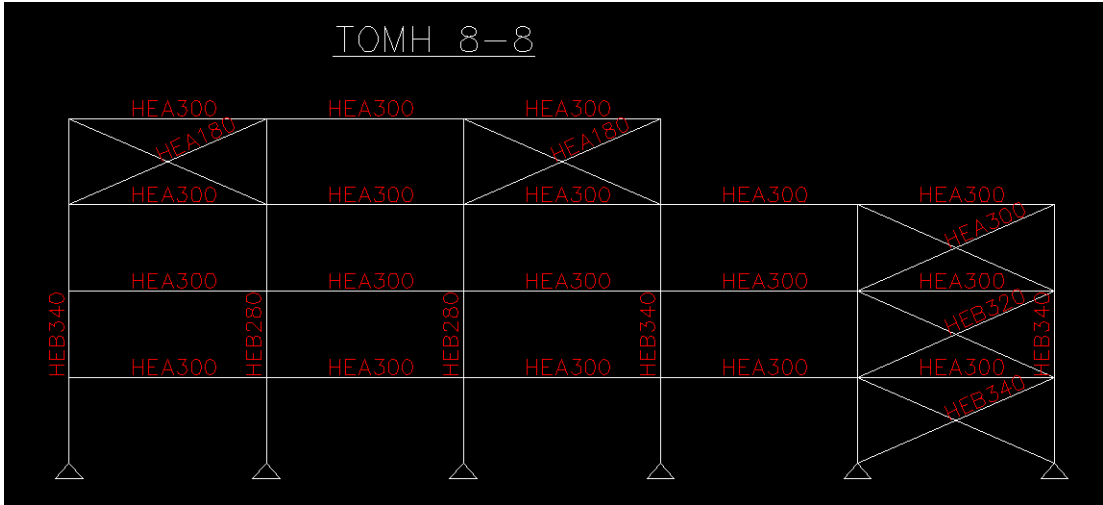
TOMH 6-6



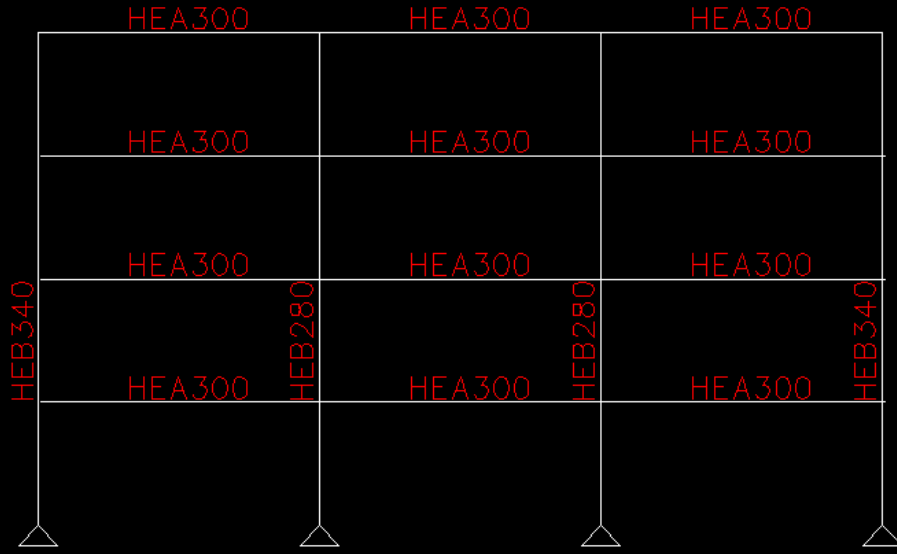
TOMH 7-7



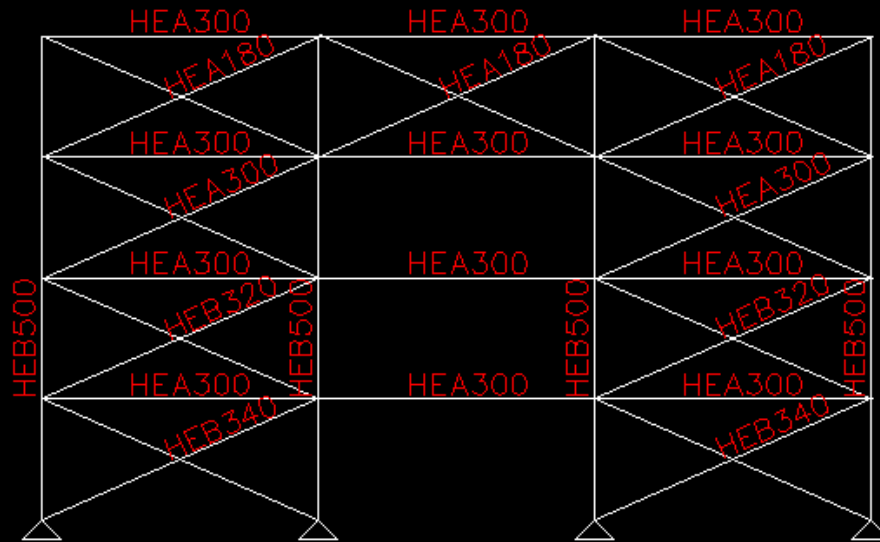
TOMH 8-8



TOMH 9-9

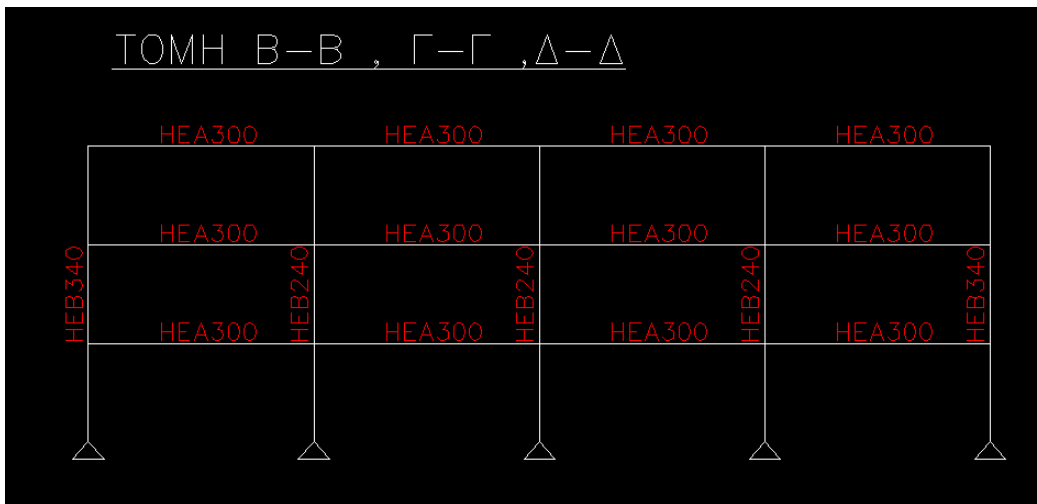
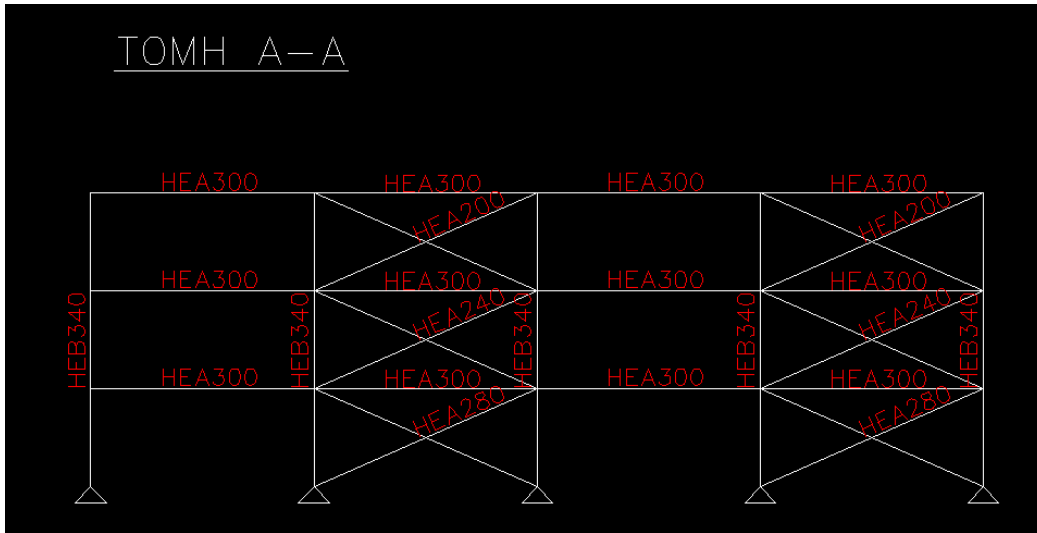


TOMH 10-10



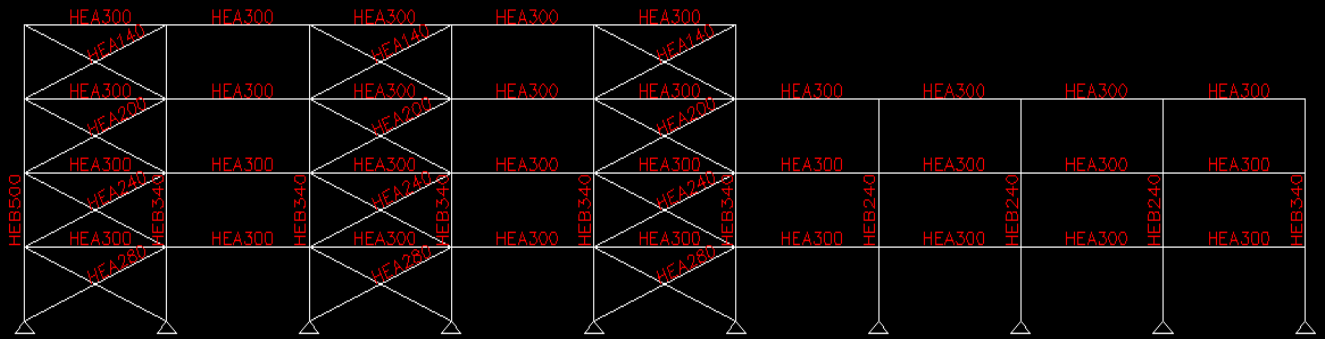


## ΤΟΜΕΣ Y-Y

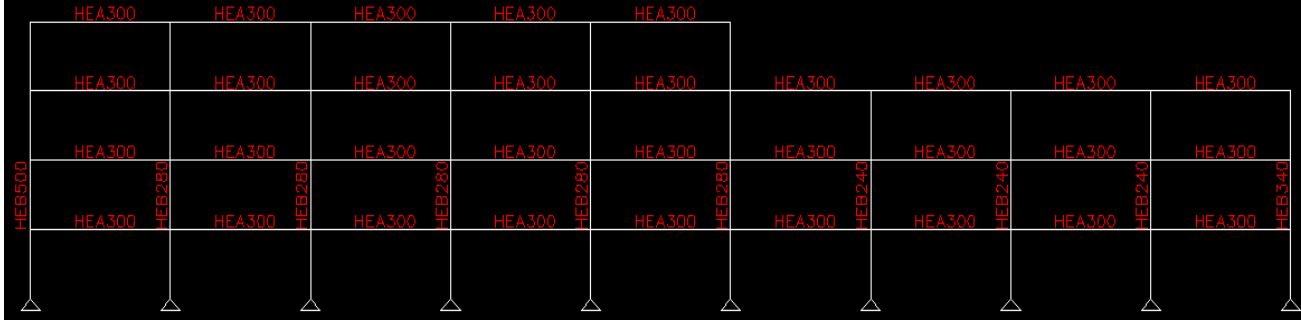


TOMH E-E

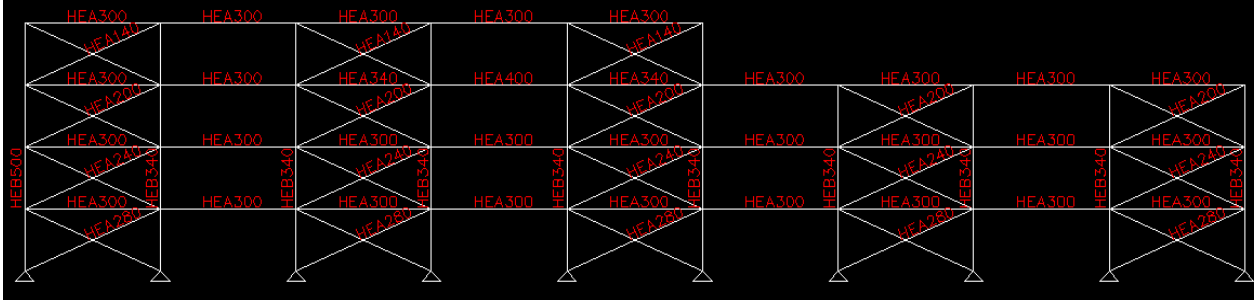
WCS



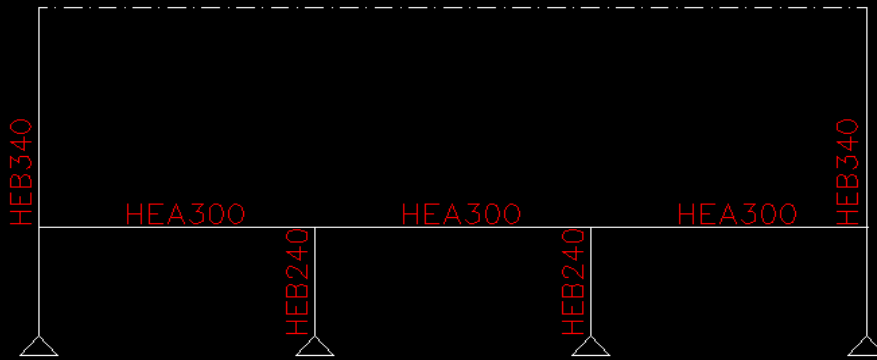
TOMH Z-Z , H-H



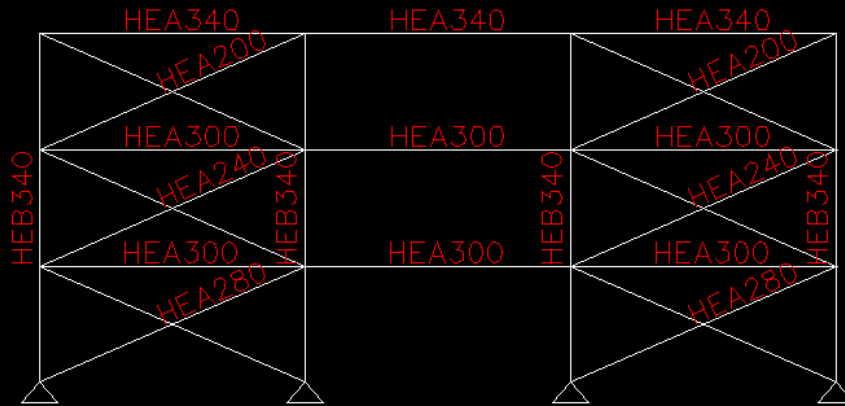
TOMH 0-0



TOMH I-I



TOMH K-K



## 4.2 Έλεγχος σεισμικού σχεδιασμού

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμεύουν κυρίως στην παραλαβή και μεταφορά στη θεμελίωση των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα του κτιρίου. Συμβάλλουν επί πλέον στην εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας των μελών των κύριων πλαισίων και αποτελούν κεντρικά στοιχεία της διαδικασίας ανέγερσης.

Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας μπορούν να συνοψισθούν στα εξής:

- παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υπόστεγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση
- παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος που παρέχει πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα
- παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της κατασκευής.

Στο κτίριο μας έχουμε μόνο κατακόρυφους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας και συνεπώς ο έλεγχος θα ξεκινήσει από την εφελκυσόμενη διαγώνιο η οποία είναι το πλάστιμο μέλος, ώστε η διατιθέμενη αντοχή σε εφελκυσμό να καλύπτει τις δράσεις που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό, ο οποίος περιέχει οριζόντια φορτία.

Στους συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα, όπως στην περίπτωση μας όλες οι ράβδοι συνδέονται στα άκρα τους με απλές κοχλιωτές συνδέσεις και συνεπώς καταπονούνται μόνο με αξονικές δυνάμεις.

#### 4.2.1 Έλεγχος διαγωνίου ισογείου (πλαίσιο 10-10)

Εξετάζεται η διατομή 381 του ισογείου. Στο συγκεκριμένο πλαίσιο έχουμε και τα δυσμενέστερα σεισμικά φορτία

1) Χαρακτηριστικά διατομής HEB 340:

$$A=170,90 \text{ cm}^2$$

$$h=340 \text{ mm}$$

$$b=300 \text{ mm}$$

$$i_y=14,65 \text{ cm}$$

$$i_z=7,53 \text{ cm}$$

$$t_f=21 \text{ mm}$$

2) Δρώσα αξονική δύναμη

$$N_{Ed}=990,00+141,64=1131,64 \text{ kN} , \text{ όπου}$$

$N_{Ed,E}=990,00$  η αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{Ed,G}=141,64 \text{ kN}$  η αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού σχεδιασμού

3) Θλιβόμενη διαγώνιος

Μήκος διαγωνίου  $l=8,37 \text{ m}$ . Ως μήκος λυγισμού θεωρούμε το μισό του παραπάνω μήκους με την προϋπόθεση ότι οι δύο διαγώνιοι συνδέονται μεταξύ τους στην θέση τομής τους

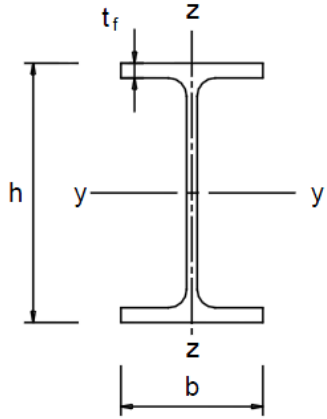
4) Λυγηρότητα εντός και εκτός πλαισίου

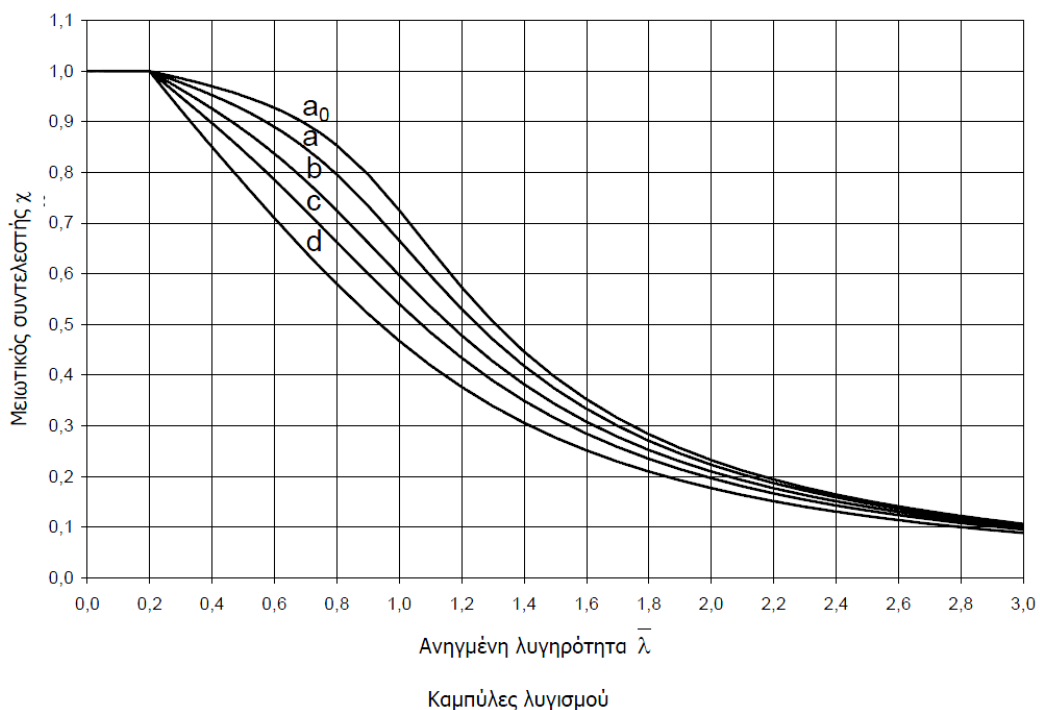
$$\lambda_1=93,9 \cdot \epsilon=93,9 \cdot \sqrt{\left(\frac{235}{275}\right)}=86,80$$

$$\lambda_y=(437/14,65) \cdot (1/86,80)=0,390$$

$$\lambda_z=(437/7,53) \cdot (1/86,80)=0,759$$

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα γίνεται η επιλογή της καμπύλης λυγισμού

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
	$h/b > 1,2$	y - y z - z	a	a <sub>0</sub>
			$t_f \leq 40 \text{ mm}$	b
	$h/b \leq 1,2$	y - y z - z	b	a
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	c
$h/b \leq 1,2$	y - y z - z	b	a	
		$t_f \leq 100 \text{ mm}$	c	a
$h/b \leq 1,2$	y - y z - z	d	c	
		$t_f > 100 \text{ mm}$	d	c



Έχουμε  $h/b=340/300=1,133 < 1,2$  και  $t_f=21 \text{ mm}$  συνεπώς έχουμε καμπύλη λυγισμού b περί τον ισχυρό άξονα και καμπύλη λυγισμού c περί των ασθενή,

ενώ από τον δεύτερο πίνακα προκύπτουν  $X_y = 0,930$  και  $X_z = 0,688$ , οπότε  $X_{min}=0,688$

#### 5) Έλεγχος αντοχής

$$N_{pl,Rd} = (X_{min} * A * f_y) / \gamma_M = (0,688 * 170,90 * 35,50) / 1,00 = 4173,98 \text{ kN} > N_{Ed} = 1131,64 \text{ kN}$$

#### 6) Εφελκυσόμενη διαγώνιος

$$N_{pdI} = (A * f_y) / \gamma_M = (170,90 * 35,50) / 1,00 = 6066,88 \text{ kN} > N_{Ed} = 1131,64 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = (978,42 - 81,53) + |(-990,00 - 141,64)| = 2028,53 \text{ kN} < N_{pd} = 6066,88 \text{ kN}$$

Θεωρήθηκε δηλαδή ότι οι διαγώνιες του χιαστί συνδέσμου είναι ενεργές τόσο σε θλίψη, όσο και σε εφελκυσμό και ο έλεγχος επάρκειας ικανοποιείται σε κάθε περίπτωση

#### 7) Δοκοί και υποστυλώματα

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει να πληρούν την παρακάτω απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,10 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάσιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega_i$  δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή  $\Omega$  κατά περισσότερο από 25%. Εξ' ου και η μεταβολή καθ' ύψος των διατομών των διαγωνίων

Οροφος	Διατομή	$N_{c,Edi,x}$ (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$\Omega$	$(\Omega - \Omega_{min}) / \Omega_{min}$
3	HEA 180	151,04	1063,41	7,04	31,33%
2	HEA 300	639,81	3994,74	6,24	16,46%
1	HEB 320	862,78	5727,68	6,64	23,83%
0	HEB 340	1131,64	6066,88	5,36	0,00%

Οροφος	Διατομή	$N_{c,Edi,y}(kN)$	$N_{pl,Rd}(kN)$	$\Omega$	$(\Omega - \Omega_{min})/\Omega_{min}$
3	HEA 140	167,73	863,94	5,15	0,53%
2	HEA 200	287,75	1480,36	5,14	0,41%
1	HEA 240	393,73	2112,98	5,37	4,74%
0	HEA 280	522,06	2674,77	5,12	0,00%

#### 4.2.2 Έλεγχος ακραίου υποστυλώματος ισογείου (πλαίσιο 10-10)

Διατομή υποστυλώματος 172 HEB 500 και υλικό χάλυβας S355

1) Δρώσες δυνάμεις

$N_{Ed,E} = 1403,92$  kN η αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{Ed,G} = 626,81$  kN η αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού σχεδιασμού

$N_{Ed} = 626,81 + 1,1 * 1,25 * 3,20 * 1441,57 = 6969,72$  kN

$M_{Ed,y,max} = -38,54$  kNm

$M_{Ed,z,max} = 1,19$  kNm

2) Λυγηρότητες

$$\lambda_1 = 93,9 * \epsilon = 93,9 * \sqrt{\left(\frac{235}{355}\right)} = 76,40$$

$$\lambda_y = (350/21,19) * (1/76,40) = 0,216$$

$$\lambda_z = (350/7,27) * (1/76,40) = 0,630$$

$h/b = 500/300 = 1,633 > 1,20 \rightarrow$  καμπύλες λυγισμού a & b

$X_y = 0,996$ ,  $X_z = 0,821$  και  $X_{LT} = 0,969$

3) Έλεγχος επάρκειας διατομής

$k_{yy} = 0,903$   $k_{yz} = 0,609$   $k_{zy} = 0,476$   $k_{zz} = 0,887$

Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με τις 2 παρακάτω εξισώσεις:



$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) / (X_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1}) = 1,00$$

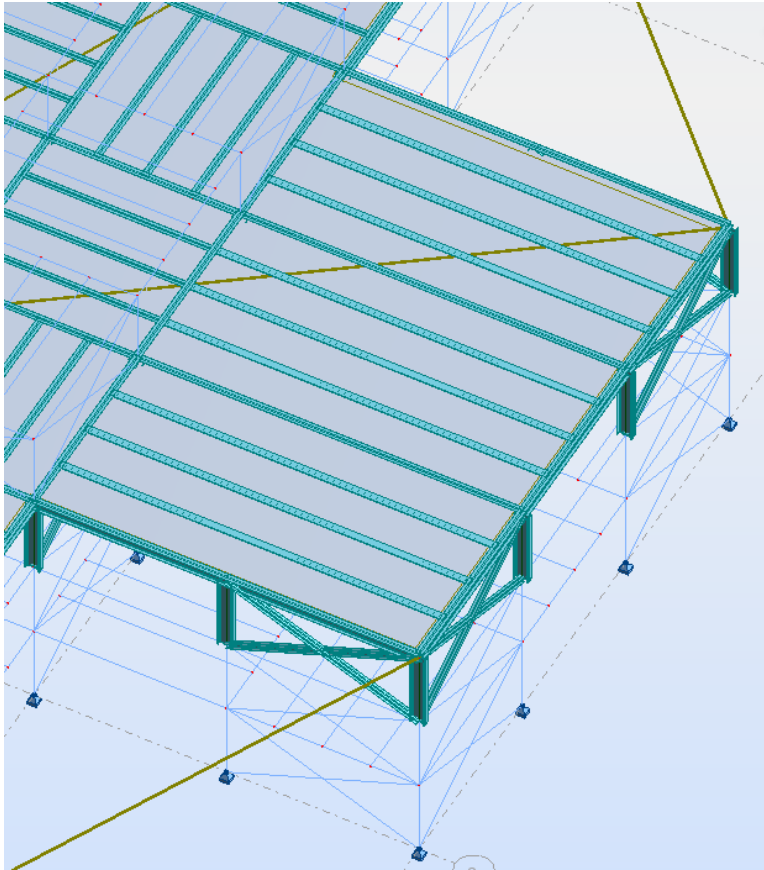
$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) / (X_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1}) = 1,00$$

Όπου  $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  η ελάχιστη τιμή εκ των δύο

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) = 7023,32 \text{ kN} > N_{Ed} = 6969,72 \text{ kN}$$

Συνεπώς ο έλεγχος ικανοποιείται.

### 4.3 Έλεγχος διατομών σε ΟΚΑ και ΟΚΛ



Γίνεται ενδεικτικά ο έλεγχος για ορισμένες διατομές του κτιρίου. Στο συγκεκριμένο τμήμα του κτιρίου συναντάμε την ιδιαιτερότητα ότι έχουμε ανοίγματα μήκους  $l=16.00$  m με αποτέλεσμα τις αυξημένες απαιτήσεις ως προς το μέγεθος των διατομών τόσο στον έλεγχο ΟΚΛ, όσο και στην περίπτωση της ΟΚΑ.

1) Έλεγχος μεσαίας δοκού ανοίγματος 16.00 m

$$w_{\max, \varepsilon \pi} = (5 \cdot q_{\text{ser}} \cdot l^4) / (384 \cdot E \cdot I) \leq l / 250 = 1600 / 250 = 6,40 \text{ cm}$$

$$q_{\text{ser}} = 14,96 \text{ kN/m (G+Q+S)}$$

με αντικατάσταση στην παραπάνω εξίσωση προκύπτει  $I_{\min, \text{req}} = 94984 \text{ cm}^2$

Διατομές που καλύπτουν την παραπάνω απαίτηση είναι οι:

HEA 550, HEB 500 και HEM 400

Επιλέγεται διατομή HEB 500

$$M_{y,ED}=722,22 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,rd}=(W_{pl} \cdot f_y)/\gamma_M \rightarrow M_{pl,rd}=[(4814,79 \cdot 35,5)/1,00] \cdot 10^{-2}=1709,25 \text{ kNm} > M_{y,ED}$$

Επίσης έχουμε:

$$V_{Ed}=200,34 \text{ kN}$$

$$A_v=A-2 \cdot b \cdot t_f+(t_w+2 \cdot r) \cdot t_f=238,60-2 \cdot 30 \cdot 2,80+(1,45+2 \cdot 2,7) \cdot 2,80=89,78 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd}=(A_v \cdot f_y)/(\sqrt{3} \cdot \gamma_M)=(89,78 \cdot 35,50)/(\sqrt{3} \cdot 1,00)=1840,13 \text{ kN} > V_{Ed}=200,34 \text{ kN}$$

$V_{Ed}/V_{pl,rd}=200,34/1840,13=0,11 < 0,50$  συνεπώς δεν απαιτείται απομίωση της ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας

Γίνεται έλεγχος της διατομής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

Η κρίσιμη ροπή για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπολογίζεται από τον τύπο:

$$M_{cr}=C_1 \cdot (\pi^2 \cdot E \cdot I_z)/k \cdot L^2 \cdot \{[(k/k_w)^2 \cdot I_w/I_z + (k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t/\pi^2 \cdot E \cdot I_z + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2]^{0,5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)\}=852,77 \text{ kNm}$$

Όπου:

$$C_1=1,142$$

$$C_2=0$$

$$C_3=-0,998$$

(συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης)

$$G=E/(2 \cdot \nu+1)=8077 \text{ kN/cm}^2 \text{ το μέτρο διάτμησης}$$

$$I_t=605,00 \text{ cm}^4 \text{ η σταθερά στρέψης}$$

$$I_w=7031007,30 \text{ cm}^6 \text{ η σταθερά στρέβλωσης}$$

$$I_z=12623,90 \text{ cm}^4 \text{ η ροπή αδράνειας ως προς τον ασθενή άξονα}$$

$$L=16,00 \text{ m το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων}$$

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

$$k=1 \text{ για απλές στρεπτικές στηρίξεις}$$

$$k=0,5 \text{ για πακτωμένα άκρα}$$

$$k=0,7 \text{ για ένα πακτωμένο κ ένα με απλή στρεπτική στήριξη άκρο}$$

$$k_w=1 \text{ συνίσταται ως συντηρητική τιμή για όλες τις περιπτώσεις}$$

$z_j = 0$  για δοκούς διπλής συμμετρίας όπου το κέντρο βάρους συμπίπτει με το κέντρο διάτμησης  
 $z_g = 25,00$  cm η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου

Η ανοιγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού είναι:  
 $\lambda_{LT} = [(W_{pl,y} * f_y) / M_{cr}]^{0,5} = 1,416 > 0,40$  άρα πρέπει να ληφθεί υπ' όψην ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Ο μειωτικός συντελεστής  $\chi_{LT}$  υπολογίζεται από την σχέση:  
 $\chi_{LT} = 1 / [\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0,5}] \leq \phi_{LT} = 0,5 * [1 + a_{LT} * (\lambda_{LT} - 0,20)] + \lambda_{LT}^2$   
 με  $a_{LT} = 0,34$   
 $\chi_{LT} = 0,470$

Οπότε:

$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{pl,y,Rd} = 0,470 * W_{pl,y} * f_y / \gamma_M = 0,470 * 4814,79 * 35,50 / 1,00 = 803,55$  kNm  
 $M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 722,32 / 803,55 = 0,90$

2) Έλεγχος εσωτερικού υποστυλώματος ισογείου

Διατομή HEB 360, υλικό χάλυβας S355

Δρώντα εντατικά μεγέθη:  $N_{Ed} = 3969,59$  kN,  $M_{y,Ed,max} = 4,78$  kNm,

$M_{z,Ed,max} = -8,76$  kNm,  $V_{y,Ed} = 2,50$  kn,  $V_{z,Ed} = 1,37$  kn

Αξονική αντοχή σχεδιασμού:  $N_{pl,Rd} = (A * f_y) / \gamma_M = (180,63 * 35,50) / 1,00 = 6412,47$  kN

$N_{Ed} < N_{pl,Rd}$  ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σε αξονική

Ροπές αντοχής σχεδιασμού :

$M_{pl,y,Rd} = (W_{pl,y} * f_y) / \gamma_M = 925,21$  kNm

$M_{pl,z,Rd} = (W_{pl,z} * f_y) / \gamma_M = 366,54$  kNm

Τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού:

$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f = 180,63 - 2 * 30 * 2,30 + (1,30 + 2 * 2,70) * 2,30 = 58,04$  cm<sup>2</sup>

$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_M) = (58,04 * 35,50) / (\sqrt{3} * 1,00) = 1189,58$  kN

Επομένως ισχύουν  $V_{pl,Rd} > V_{Ed}$  και  $V_{Ed} / V_{pl,Rd} < 0,50$  . Συνεπώς δεν απαιτείται μείωση της ροπής αντοχής λόγω ταυτόχρονης παρουσίας τέμνουσας.

Επίσης:

$$N_{Ed} > 0,25 * N_{pl,rd} = 0,25 * 6412,47 = 1603,11 \text{ kN} \text{ και } N_{Ed} > (0,5 * h_w * t_w * f_y) = 830,70 \text{ kN}$$

Επομένως απαιτείται απομίωση της ροπής αντοχής λόγω παρουσίας αξονικής δύναμης

$$M_{N,y,Rd} = [M_{y,pl,Rd} * (1-n)] / (1-0,50*a) \text{ (με } M_{N,y,Rd} \leq M_{y,pl,Rd})$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,rd} = 3969,59 / 6412,47 = 0,62$$

$$a = (A - 2*b*t_f) / A = (180,63 - 2*30*2,30) / 180,63 = 0,24$$

$$M_{N,y,Rd} = [925,21 * (1-0,62)] / (1-0,50*0,24) = 399,52 \text{ kNm} > M_{y,Ed,max}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,rd} * [1 - (\frac{n-a}{1-a})^2] = 298,19 \text{ kNm} > M_{z,Ed,max}$$

Επομένως οι έλεγχοι της διατομής ικανοποιούνται

Έλεγχος μέλους:

Μήκος λυγισμού  $l = 3,50 \text{ m}$

$$\lambda_y = 0,296$$

$$\lambda_z = 0,611$$

Καμπύλες λυγισμού  $a$  και  $b$

$$X_y = 0,965, X_z = 0,779 \text{ και } X_{LT} = 1,000$$

$$k_{yy} = 0,762, k_{yz} = 0,459, k_{zy} = 0,370, k_{zz} = 0,647$$

$$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1}) = 0,668 < 1,00$$

$$N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1}) = 0,829 < 1,00$$

#### 4.4 Γενικές παρατηρήσεις

Όπως προκύπτει από τους ελέγχους που γίνανε για την κατασκευή τελικά κρισιμότερη αποδुकνεύεται η σχετική μετατόπιση των ορόφων. Ο τελευταίος

όροφος ενισχύθηκε με 6 επιπλέον ζεύγη χιαστί συνδέσμων προκειμένου η σχετική μετατόπιση του να είναι εντός ορίων.

Για την διαστασιολόγηση ορισμένων υποστυλωμάτων κρίσιμα αποδείχθηκαν τα σεισμικά φορτία. Έγινε επομένως επιλογή αρκετά μεγαλύτερων διατομών (HEB500) σε σχέση με τα υπόλοιπα υποστυλώματα προκειμένου αυτές να ανταποκρίνονται στους ελέγχους για τον σεισμικό σχεδιασμό

Όσον αφορά την περίπτωση των μεγαλύτερων ανοιγμάτων εξίσου κρίσιμοι για την επιλογή αποδείχτηκαν οι έλεγχοι μέγιστων επιτρεπόμενων βελών καθώς και ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η γενικότερη έλλειψη συμμετρίας ως προς την κάτοψη του κτιρίου καθώς και η μη κανονικότητα καθ' ύψος αυτού είχε ως αποτέλεσμα να παρατηρείται μια σχετική ανομοιογένεια ώσον αφορά την φόρτιση της κατασκευής. Τα δε σεισμικά μεγέθη είναι μεγαλύτερα κατά την x-x διεύθυνση για αυτό και προέκυψε και απαίτηση για σαφώς μεγαλύτερες διατομές συνδέσμων δυσκαμψίας σε αυτή τη διεύθυνση.

Το συνολικό βάρος των μεταλλικών στοιχείων της κατασκευής υπολογίστηκε σε 827363 kg ή 827,36t. Το δε συνολικό εμβαδό της κατασκευής είναι 10440,00 m<sup>2</sup>. Έτσι προκύπτουν 79,25 kg/m<sup>2</sup> χάλυβα.

## **4.5 Σχεδιασμός συνδέσεων με το Robot Structural Analysis 2014**

Ο σχεδιασμός των διαφόρων τύπων συνδέσεων έγινε επίσης με το Robot Structural Analysis

Στην κατασκευή έχουμε 3 τύπους συνδέσεων:

- 1)Σύνδεση άρθρωσης βάσης υποστυλώματος
- 2)Σύνδεση παραλαβής ροπής(frame knee)
- 3)Σύνδεση δοκού με κορμό υποστυλώματος

Ακολουθεί η παρουσίαση κάθε ενός τύπου σύνδεσης



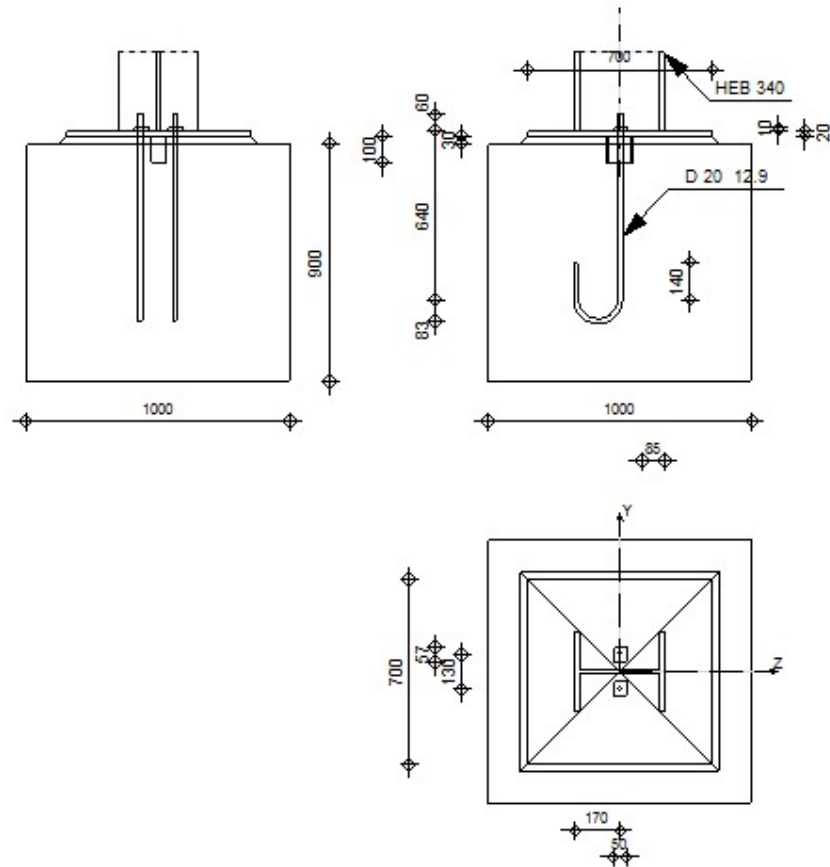
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΡΘΡΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design  
Guide: Design of fastenings on concrete



ΛΟΓΟΣ  
0,83133



### ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 1

Όνομα σύνδεσης: Pinned column base

ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ 5

ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ: 4



## ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΒ 340

ΡΑΒΔΟΣ no.: 4

$L_c = 3,50$  [m] ΜΗΚΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$\alpha = 0,000$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

$h_c = 340$  [mm] ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$b_{fc} = 300$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$t_{wc} = 12$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$t_{fc} = 22$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$r_c = 27$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$A_c = 170,90$  [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$I_{yc} = 36656,40$  [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yc} = 355,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

$f_{uc} = 490,00$  [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

### ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$l_{pd} = 700$  [mm] ΜΗΚΟΣ

$b_{pd} = 700$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ

$t_{pd} = 20$  [mm] ΠΑΧΟΣ

ΥΛΙΚΟ Def

$f_{ypd} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

$f_{upd} = 365,00$  [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

### ΑΓΚΥΡΩΣΗ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	12.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ
$f_{yb}$ =	1080,00	[MPa]	ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ
$f_{ub}$ =	1200,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ
d =	20	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_s$ =	2,45	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v$ =	3,14	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
n =	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_v$ =	130	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

#### ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

$L_1$ =	60	[mm]
$L_2$ =	640	[mm]
$L_3$ =	165	[mm]
$L_4$ =	140	[mm]

#### ΔΑΚΤΥΛΙΟΣ

$l_{wd}$ =	50	[mm]	ΜΗΚΟΣ
$b_{wd}$ =	57	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ
$t_{wd}$ =	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ

#### ΠΤΕΡΥΓΙΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΙΡΕ 100

$l_w$ =	100	[mm]	ΜΗΚΟΣ
ΥΛΙΚΟ	S 235		
$f_{yw}$ =	0,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

#### ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0}$ =	1,00000	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
$\gamma_{M2}$ =	1,25000	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

## ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00000$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

$\gamma_C = 1,50000$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

## ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$L = 1000$  [mm] ΜΗΚΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

$B = 1000$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

$H = 900$  [mm] ΥΨΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

## ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΠΟΙΟΤΗΤΑ C20/25

$f_{ck} = 20,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

## ΣΤΡΩΣΗ ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑΤΟΣ

$t_g = 30$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑ)

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$C_{f,d} = 0,3000$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

## ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

$a_p = 7$  [mm] ΠΛΑΚΑ ΠΕΔΙΛΟΥ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$a_w = 4$  [mm] ΠΤΕΡΥΓΙΟ

## ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 10: Seismic EC 8 Direction\_Y

$N_{j,Ed} = -891,87$  [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{j,Ed,y} = -448,01$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{j,Ed,z} = 0,10$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

## ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

### ΘΛΙΨΗ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$$f_{cd} = 13,33 \text{ [MPa]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.6.(1)]}$$

$$f_j = 12,70 \text{ [MPa]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΠΟ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΒΑΣΕΩΣ} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$c = t_p \\ \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$$c = 50 \text{ [m]} \text{ ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΖΩΝΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ} \quad [6.2.5.(4)]$$

$$b_{eff} = 121 \text{ [m]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 399 \text{ [m]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$A_{c0} = 482,6 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$A_{c1} = 3625,44 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΦΟΡΤΙΟΥ} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$$A_{c1} = 3625,44 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΦΟΡΤΙΟΥ} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$\beta_j = 0,66667 \text{ ΘΛΙΠΤΙΚΟΣ ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$$f_{jd} = 24,36 \text{ [MPa]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$A_{c,n} = 1185,29 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,n} = 2887,73 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

### ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 2887,73 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,30885 < 1,00000$  **ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,30885)

### ΔΙΑΤΜΗΣΗ

#### ΠΙΕΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ

##### ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 4,31$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΣΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ [ΠΙΝΑΚΑ Σ 3.4]

$\alpha_{b,y} = 1,00$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ  $F_{1,vb,Rd}$  [ΠΙΝΑΚΑ Σ 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΚΑΘΕΤΑ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ [ΠΙΝΑΚΑ Σ 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 292,00$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ [6.2.2.(7)]

##### ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 5,30$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΣΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ [ΠΙΝΑΚΑ Σ 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,00$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ  $F_{1,vb,Rd}$  [ΠΙΝΑΚΑ Σ 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΚΑΘΕΤΑ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ [ΠΙΝΑΚΑ Σ 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 292,00$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ [6.2.2.(7)]

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

$\alpha_b = 0,24800$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 3,14$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1200,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25000$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 74,80$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΧΩΡΙΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟ [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = \frac{2,000}{00}$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 1,27$  [kN\*m] ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 50$  [mm] ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟΥ CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = \frac{1,200}{00}$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 42,41$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ CEB [9.3.1]

#### ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$N_{Rk,c} = 157,08$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00000$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16000$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 145,44$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗ CEB [9.3.1]

#### ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΡΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

##### ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = \frac{689}{21}$  [kN] ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ CEB [9.3.4] .(a)]

$\psi_{A,V,y} = \frac{0,63}{602}$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΜΗ CEB [9.3.4] ]

$\psi_{h,V,y} = \frac{1,00}{000}$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ CEB [9.3.4] .(c)]

$\psi_{s,V,y} = \frac{0,89}{080}$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΑΚΜΩΝ ΠΟΥ ΕΙΝΑΙ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ CEB [9.3.4]

$V_{Rk,c,y}^0$	689,	[kN]	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ	CEB
=	21			[9.3.4 . (a)]
				. (d)]
$\Psi_{ec,V,y}$	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Ο ΟΠΟΙΟΣ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ	CEB
=	000		ΟΜΑΔΑΣ ΟΤΑΝ ΑΣΚΟΥΝΤΑΙ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ	[9.3.4 . (e)]
			ΚΑΘΕ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟ ΑΓΚΥΡΙΟ ΣΤΗΝ ΟΜΑΔΑ	
$\Psi_{\alpha,V,y}$	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΓΩΝΙΑ ΥΠΟ ΤΗΝ ΟΠΟΙΑ	CEB
=	000		ΕΠΙΒΑΛΛΕΤΑΙ Η ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[9.3.4 . (f)]
$\Psi_{ucr,V,y}$	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟΝ ΤΥΠΟ ΤΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΠΟΥ	CEB
=	000		ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΕΤΑΙ ΣΤΙΣ ΑΚΡΕΣ	[9.3.4 . (g)]
$\gamma_{Mc}$	2,16		ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	CEB
=	000			[3.2.3 . 1]

$$F_{v,Rd,c,y} = \frac{V_{Rk,c,y}^0 \cdot \Psi_{A,V,y} \cdot \Psi_{h,V,y} \cdot \Psi_{s,V,y} \cdot \Psi_{ec,V,y} \cdot \Psi_{\alpha,V,y} \cdot \Psi_{ucr,V,y}}{\gamma_{Mc}}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 180,78$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ CEB [9.3.1]

#### ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$	642	[kN]	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ	CEB
=	23			[9.3.4 . (a)]
$\Psi_{A,V,z}$	0,6		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ	CEB
$V_{z}$	988		ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΜΗ	[9.3.4]
=	0			
$\Psi_{h,V,z}$	1,0		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	CEB
$.z$	000			[9.3.4 . (c)]
=	0			
$\Psi_{s,V,z}$	0,9		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΑΚΜΩΝ ΠΟΥ ΕΙΝΑΙ	CEB
$.z$	096		ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	[9.3.4 . (d)]
=	4			
$\Psi_{ec,V,z}$	1,0		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Ο ΟΠΟΙΟΣ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΟΜΑΔΑΣ ΟΤΑΝ	CEB
$V_{z}$	000		ΑΣΚΟΥΝΤΑΙ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΚΑΘΕ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟ	[9.3.4 . (e)]
=	0		ΑΓΚΥΡΙΟ ΣΤΗΝ ΟΜΑΔΑ	

### ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = \frac{V_{Rk,c,z}}{0,23} = 642,23 \text{ [kN]} \quad \text{N ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ} \quad \text{CEB [9.3.4. (a)]}$$

$$\Psi_{\alpha,v,z} = \frac{1,0}{0,00} = 1,0 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΓΩΝΙΑ ΥΠΟ ΤΗΝ ΟΠΟΙΑ ΕΠΙΒΑΛΛΕΤΑΙ Η ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{CEB [9.3.4. (f)]}$$

$$\Psi_{ucr,v,z} = \frac{1,0}{0,00} = 1,0 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟΝ ΤΥΠΟ ΤΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΕΙΤΑΙ ΣΤΙΣ ΑΚΡΕΣ} \quad \text{CEB [9.3.4. (g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = \frac{2,1}{600} = 0,0035 \quad \text{ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ} \quad \text{CEB [3.2.3. 1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \Psi_{A,v,z} \cdot \Psi_{h,v,z} \cdot \Psi_{s,v,z} \cdot \Psi_{ec,v,z} \cdot \Psi_{\alpha,v,z} \cdot \Psi_{ucr,v,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 189,00 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

### ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΥ

$$C_{f,d} = \frac{0,300}{0,00} = 0,300 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = \frac{891,8}{7} = 127,4 \text{ [kN]} \quad \text{ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 267,56 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

### ΠΙΕΣΗ ΕΠΑΦΗΣ ΤΗΣ ΣΦΗΝΑΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1,4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 186,67 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΕΠΑΦΗΣ ΤΗΣ ΣΦΗΝΑΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1,4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 102,67 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΕΠΑΦΗΣ ΤΗΣ ΣΦΗΝΑΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ}$$

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 539,05 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$



$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,83111 < 1,00000$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,83111)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 455,05$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00022 < 1,00000$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,00022)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,83133 < 1,00000$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,83133)

**ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΗΣ**

$\sigma_{\perp} = 38,17$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 38,17$ [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = -54,42$ [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = 0,02$ [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = \frac{0,8500}{0}$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,14526 < 1,00000$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤ ΑΙ	(0,14526)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,35312 < 1,00000$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤ ΑΙ	(0,35312)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,22225 < 1,00000$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤ ΑΙ	(0,22225)

**ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:**  
ΑΓΚΥΡΙΟ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ - ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ

<b>Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ</b>	ΛΟΓΟΣ	0,83133
---	-------	---------



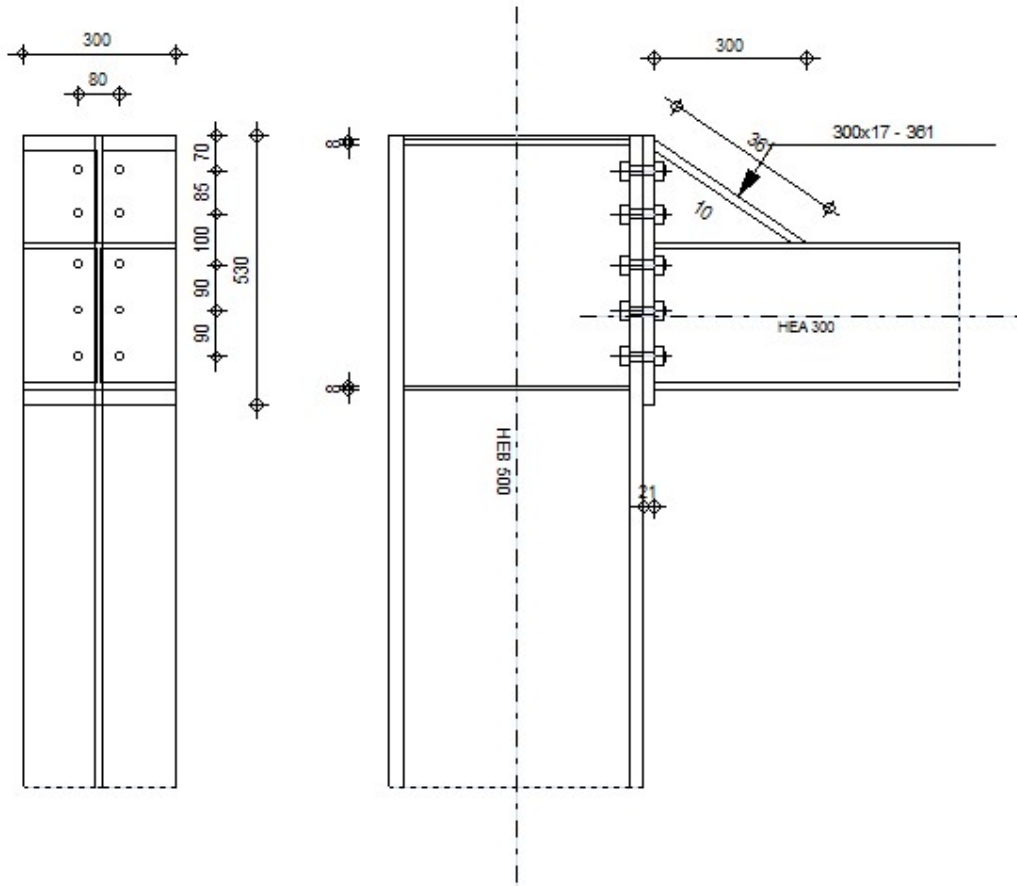
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΑΚΤΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



ΛΟΓΟΣ  
0,86717



### ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 3

Όνομα σύνδεσης: Frame knee

ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ 129

ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ: 172, 175

### ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

## ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΒ 500

ΡΑΒΔΟΣ no.: 172

$\alpha = -90,000$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ  
 $h_c = 500$  [mm] ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $b_{fc} = 300$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $t_{wc} = 15$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $t_{fc} = 28$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $r_c = 27$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $A_c = 238,64$  [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $I_{xc} = 107176,00$  [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
ΥΛΙΚΟ S355  
 $f_{yc} = 355,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

## ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΑ 300

ΡΑΒΔΟΣ no.: 175

$\alpha = 0,000$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ  
 $h_b = 290$  [mm] ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $b_f = 300$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $t_{wb} = 9$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $t_{fb} = 14$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $r_b = 27$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $r_b = 27$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $A_b = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ  
 $I_{xb} = 18263,50$  [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΥΛΙΚΟ S 355

$f_{yb} = 355,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

### ΚΟΧΛΙΕΣ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

$d = 18$  [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 12.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{IRd} = 165,89$  [kN] Εφελκυστική αντοχή κοχλία

$n_h = 2$  ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

$n_v = 5$  ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ

$h_1 = 70$  [mm] Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ  $e_i = 80$  [mm]

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ  $p_i = 85; 100; 90; 90$  [mm]

### ΠΛΑΚΑ

$h_p = 530$  [mm] ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

$b_p = 300$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

$t_p = 21$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{yp} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

### ΑΝΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$w_u = 300$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

$t_{fu} = 17$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

$h_u = 200$  [mm] ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

$t_{wu} = 10$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ

$l_u = 300$  [mm] ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

## ΑΝΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$w_u = 300$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

$\alpha = 33,690$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{ybu} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

## ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

### ΑΝΩ

$h_{su} = 444$  [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

$b_{su} = 143$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ

$t_{hu} = 8$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

### ΚΑΤΩ

$h_{sd} = 444$  [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

$b_{sd} = 143$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ

$t_{hd} = 8$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

## Συγκολλήσεις εξωραφής

$a_w = 9$  [mm] ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ

$a_f = 15$  [mm] ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

$a_s = 9$  [mm] ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$a_{fu} = 5$  [mm] ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ

## ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00000$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

[2.2]

## ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00000$	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,00000$	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25000$	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,25000$	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

## ΦΟΡΤΙΑ

### ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩ 21:  $ULS/7=1*1.3500 + 2*1.5000 + 6*0.9000 + 3*0.7500$   
ΣΗ:  $1*1.35000+2*1.50000+6*0.90000+3*0.75000$

$M_{b1,Ed} = 255,12$ [kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{b1,Ed} = 157,95$ [kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$N_{b1,Ed} = 0,01$ [kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$M_{c1,Ed} = 81,81$ [kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$V_{c1,Ed} = 27,60$ [kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$N_{c1,Ed} = -1061,30$ [kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$M_{c2,Ed} = -135,58$ [kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
$V_{c2,Ed} = -76,90$ [kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
$N_{c2,Ed} = -776,60$ [kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

#### ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ

$A_b = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ EN1993-1-1:[6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{tb,Rd} = 3994,74$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ EN1993-1-1:[6.2.3]

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$A_{vb} = 57,28 \text{ [cm}^2\text{]}$  ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 1173,97 \text{ [kN]}$  ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,13454 < 1,00000$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,13454)

#### **ΚΑΜΨΗ - ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ(ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)**

$W_{plb} = 1383,40 \text{ [cm}^3\text{]}$  ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 491,1 \text{ [kN* m]}$  ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

#### **ΚΑΜΨΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕ ΠΛΑΚΑ Η' ΣΕ ΣΥΝΔΕΔΕΜΕΝΟ ΜΕΛΟΣ**

$W_{el} = 2291,18 \text{ [cm}^3\text{]}$  ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{el} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 813,37 \text{ [kN*m]}$  ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

#### **ΚΑΜΨΗ ΜΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕ ΠΛΑΚΑ Η' ΣΕ ΣΥΝΔΕΔΕΜΕΝΟ ΜΕΛΟΣ -**

$n = 0,00000$  ΛΟΓΟΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΠΡΟΣ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]

$$M_{Nb,Rd} = M_{cb,Rd} (1 - n)$$

$M_{Nb,Rd} = 813,3 \text{ [kN* m]}$  ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ(ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ)ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.9.2.(1)]

#### **ΠΕΛΑΜΑ-ΚΟΡΜΟΣ ΘΛΙΨΗ**

$M_{cb,Rd} = 813,37 \text{ [kN*m]}$  ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 473 \text{ [mm]}$  ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1720,38 \text{ [kN]}$  ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ [6.2.6.7.(1)]

## **ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ**

### **ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ**

$$M_{b1,Ed} = 255,12 \text{ [kN*m]} \text{ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ)} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \text{ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΔΟΚΑΡΙ)} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 27,60 \text{ [kN]} \text{ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ)} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = -76,90 \text{ [kN]} \text{ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΑΝΩΤΕΡΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ)} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 381 \text{ [mm]} \text{ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 618,23 \text{ [kN]} \text{ ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΣΕ ΚΟΡΜΟ} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = \frac{89,82}{82} \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = \frac{89,82}{82} \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 462 \text{ [mm]} \text{ ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = \frac{20,87}{87} \text{ [kN*m]} \text{ ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = \frac{1,1}{3} \text{ [kN*m]} \text{ ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΥΨΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = \frac{1,1}{3} \text{ [kN*m]} \text{ ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΧΑΜΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 ( A_{vs} * f_{y,wc} ) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{1752,0}{6} \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,35286 < 1,00000 \text{ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,35286)$$

#### ΚΟΡΜΟΣ- ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:

$$t_{wc} = 15 \text{ [mm]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 373 \text{ [mm]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 89,82 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$



$$t_{wc} = 15 \text{ [mm]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$\omega = \frac{0,824}{10} \text{ ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 59,36 \text{ [MPa]} \text{ ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = \frac{1,000}{00} \text{ ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19,86 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 2050,92 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

$$d_{wc} = 390 \text{ [mm]} \text{ ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,00853 \text{ ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,79491 \text{ ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 4,39340 \text{ ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00000 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1726,04 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1726,04 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

## ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

### ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	11	-	110	-	85	70	119	70	119	120	70	70	70
2	11	-	110	-	93	70	182	70	182	185	93	93	93

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	ρ	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
3	11	-	110	-	95	70	182	70	182	190	95	95	95
4	11	-	110	-	90	70	182	70	182	180	90	90	90
5	11	-	110	-	90	70	112	70	112	125	66	66	66

#### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ-ΜΠΡΟΣΤΙΝΟ ΕΛΑΣΜΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	ρ	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	26	-	110	-	85	161	263	161	263	165	185	165	185
2	26	-	110	-	93	161	240	161	240	185	93	93	93
3	26	-	110	-	95	161	240	161	240	190	95	95	95
4	26	-	110	-	90	161	240	161	240	180	90	90	90
5	26	-	110	-	90	161	240	161	240	170	165	165	165

m – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΟΝ ΚΟΡΜΟ

m<sub>x</sub> – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

e – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΡΑΙΑ ΑΚΜΗ

e<sub>x</sub> – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΕΞΩ ΑΚΜΗ

ρ – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΧΛΙΩΝ

l<sub>eff,cp</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l<sub>eff,nc</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΜΗ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l<sub>eff,1</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 1

l<sub>eff,2</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 2

l<sub>eff,cp,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l<sub>eff,nc,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΜΗ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l<sub>eff,1,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ mode 1

l<sub>eff,2,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ mode 2

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$F_{t,Rd} = 165,89$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$B_{p,Rd} = 307,81$  [kN] Διατρητική διατμητική αντοχή κοχλία [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd} = 1658,88$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,00001 < 1,00000$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,00001)

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

$F_{t,Rd} = 165,89$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$B_{p,Rd} = 307,81$  [kN] Διατρητική διατμητική αντοχή κοχλία [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$F_{t,wc,Rd}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$F_{t,ep,Rd}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΜΕΤΩΠΙΚΗΣ ΠΛΑΚΑΣ

$F_{t,wb,Rd}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$  [6.2.6.4], [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$  [6.2.6.5], [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.8.(1)]

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t1,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	331,78	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(1)} = 331,78$	331,78	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(1)} = 357,66$	357,66	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(1)} = 331,78$	331,78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(1)} = 484,75$	484,75	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 615,61$	615,61	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta = 1752,06$	1752,06	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$F_{t1,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t1,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{c,wc,Rd} = 1726,04$	1726,04	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} = 1720,38$	1720,38	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t2,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	286,94	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(2)} = 331,78$	331,78	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(2)} = 357,66$	357,66	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(2)} = 331,78$	331,78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(2)} = 484,75$	484,75	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 615,61$	615,61	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1752,06 - 331,78$	1420,28	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1726,04 - 331,78$	1394,26	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1720,38 - 331,78$	1388,61	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 663,55 - 331,78$	331,78	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 801,59 - 331,78$	469,82	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 618,71 - 331,78$	286,94	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 837,75 - 331,78$	505,97	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

#### ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} \cdot h_2/h_1$$

**ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 3**

<b><math>F_{t3,Rd,comp}</math> - ΤΥΠΟΣ</b>	<b><math>F_{t3,Rd,comp}</math></b>	<b>ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	272,42	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(3)} = 331,78$	331,78	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(3)} = 357,66$	357,66	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(3)} = 331,78$	331,78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(3)} = 484,75$	484,75	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 615,61$	615,61	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1752,06 - 596,88$	1155,18	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1726,04 - 596,88$	1129,16	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1720,38 - 596,88$	1123,50	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 663,55 - 265,11$	398,44	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 912,35 - 265,11$	647,24	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 995,33 - 596,88$	398,44	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1197,93 - 596,88$	601,04	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 537,53 - 265,11$	272,42	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 565,78 - 265,11$	300,67	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 888,61 - 596,88$	291,72	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1124,41 - 596,88$	527,53	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

### ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 186,67 \text{ [kN]} \quad \text{ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t4,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	331,78	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(4)} = 331,78$	331,78	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(4)} = 357,66$	357,66	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(4)} = 331,78$	331,78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(4)} = 484,75$	484,75	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 615,61$	615,61	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1752,06 - 783,56$	968,50	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1726,04 - 783,56$	942,48	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1720,38 - 783,56$	936,83	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 663,55 - 186,67$	476,88	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 901,46 - 186,67$	714,78	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 995,33 - 451,78$	543,55	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1272,09 - 451,78$	820,31	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1327,10 - 783,56$	543,55	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1507,01 - 783,56$	723,45	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 535,28 - 186,67$	348,61	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ

$F_{t4,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t4,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 558,24 - 186,67$	371, 56	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 802,92 - 451,78$	351, 14	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 837,36 - 451,78$	385, 58	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1153,99 - 783,56$	370, 44	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1395,99 - 783,56$	612, 43	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

#### ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 116,08 \text{ [kN]} \quad \text{ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t5,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	331, 78	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(5)} = 331,78$	331, 78	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(5)} = 357,66$	357, 66	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(5)} = 331,78$	331, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(5)} = 484,75$	484, 75	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 615,61$	615, 61	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1752,06 - 899,64$	852, 42	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1726,04 - 899,64$	826, 40	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1720,38 - 899,64$	820, 75	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 663,55 - 116,08$	547, 47	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - ΤΥΠΟΣ</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ</b>
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 772,59 - 116,08$	656,50	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 995,33 - 302,76$	692,57	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 1173,54 - 302,76$	870,78	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1327,10 - 567,86$	759,24	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1495,02 - 567,86$	927,16	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1658,88 - 899,64$	759,24	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1694,26 - 899,64$	794,63	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 598,23 - 116,08$	482,14	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 769,12 - 116,08$	653,03	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 868,12 - 302,76$	565,36	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 1055,78 - 302,76$	753,02	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1135,76 - 567,86$	567,89	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1334,90 - 567,86$	767,04	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1486,83 - 899,64$	587,19	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1893,53 - 899,64$	993,89	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

#### ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$



$$F_{t5,Rd} = 45,49 \text{ [kN]} \quad \text{ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ}$$

[6.2.7.2.(9)]

### ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	423	331,78	331,78	357,66	331,78	484,75	331,78	615,61
2	338	265,11	331,78	357,66	331,78	484,75	331,78	615,61
3	238	186,67	331,78	357,66	331,78	484,75	331,78	615,61
4	148	116,08	331,78	357,66	331,78	484,75	331,78	615,61
5	58	45,49	331,78	357,66	331,78	484,75	331,78	615,61

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ M<sub>j,Rd</sub>

$$M_{j,Rd} = \infty h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 294,19 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ}$$

[6.2]

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,86717 < 1,00000 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,86717)$$

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$\alpha_v = 0,60000 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{v,Rd} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$\beta_{Lf} = 0,97361 \quad \text{ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΜΕΓΑΛΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ} \quad \text{[3.8]}$$

$$F_{v,Rd} = 142,71 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$F_{t,Rd,max} = 165,89 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$F_{b,Rd,int} = 272,16 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΔΙΑΜΕΣΟΥ ΚΟΧΛΙΑ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$F_{b,Rd,ext} = 272,16 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΠΙΟ ΑΠΟΜΑΚΡΥΣΜΕΝΟΥ ΚΟΧΛΙΑ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

Nr	F <sub>tj,Rd,N</sub>	F <sub>tj,Ed,N</sub>	F <sub>tj,Rd,M</sub>	F <sub>tj,Ed,M</sub>	F <sub>tj,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
1	331,78	0,00	331,78	287,71	287,71	108,62
2	331,78	0,00	265,11	229,89	229,90	144,15
3	331,78	0,00	186,67	161,88	161,88	185,94
4	331,78	0,00	116,08	100,66	100,67	223,56
5	331,78	0,00	45,49	39,45	39,45	261,17

$F_{tj,Rd,N}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ  
 $F_{tj,Ed,N}$  – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ  
 $F_{tj,Rd,M}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΗ ΚΑΜΨΗ  
 $F_{tj,Ed,M}$  – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΡΟΠΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ  
 $F_{tj,Ed}$  – ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ  
 $F_{vj,Rd}$  – ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max}), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 923,44 \quad \text{[kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,17104 < 1,00000 \quad \text{ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,17104)$$

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$$A_w = 281,11 \quad \left[ \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \right] \quad \text{ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 211,35 \quad \left[ \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \right] \quad \text{ΕΜΒΑΔΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 69,76 \quad \left[ \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \right] \quad \text{ΕΜΒΑΔΟ ΚΑΘΕΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 80574,94 \quad \left[ \frac{\text{cm}^4}{\text{cm}} \right] \quad \text{ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ ΜΕ ΣΕΒΑΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 55,82 \quad \left[ \frac{\text{MPa}}{\text{cm}} \right] \quad \text{ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 55,82 \quad \left[ \frac{\text{MPa}}{\text{cm}} \right] \quad \text{ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = 22,64 \quad \left[ \frac{\text{MPa}}{\text{cm}} \right] \quad \text{ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$$A_w = 281,11 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$\beta_w = \frac{0,8000}{0} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	111,64 < 360,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,31011)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	118,33 < 360,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,32869)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	55,82 < 259,20	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,21536)

## ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$$t_{\text{wash}} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Washer ΠΑΧΟΣ} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{head}} = 13 \text{ [mm]} \quad \text{ΥΨΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{nut}} = 18 \text{ [mm]} \quad \text{ΥΨΟΣ ΠΕΡΙΚΟΧΛΙΟΥ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 73 \text{ [mm]} \quad \text{ΜΗΚΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ} \quad [6.3.2.(1)]$$

## ΑΚΑΜΨΙΑ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					ΣΥΝΟΛΟ	13,68	426,76
1	423	2	998	80	1	4,84	204,73
2	338	2	998	46	1	3,83	129,37
3	238	2	998	47	1	2,70	64,19
4	148	2	998	45	1	1,67	24,79
5	58	2	943	80	1	0,64	3,69

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j^2 / \sum_j k_{\text{eff},j} h_j$$

$$z_{\text{eq}} = 312 \text{ [mm]} \quad \text{ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΔΥΝΑΜΗ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑ} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j / z_{\text{eq}}$$

$$k_{eq} = 4 \text{ [mm]} \text{ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΔΙΕΥΘΕΤΗΣΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ [6.3.3.1.(1)]}$$

$$A_{vc} = 89,82 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = \frac{1,000}{00} \text{ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ} \quad \text{[5.3.(7)]}$$

$$z = 312 \text{ [m]} \text{ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ} \quad \text{[6.2.5]}$$

$$k_1 = 11 \text{ [m]} \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

$$k_2 = \infty \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad \text{[6.3.1.(4)]}$$

$$S_{j,ini} = 63982,65 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad \text{[6.3.1.(4)]}$$

$$\mu = 2,03390 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad \text{[6.3.1.(6)]}$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad \text{[6.3.1.(4)]}$$

$$S_j = 31458,17 \text{ [kN*m]} \text{ ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad \text{[6.3.1.(4)]}$$

#### ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

$$S_{j,rig} = 38353,35 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad \text{[5.2.2.5]}$$

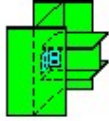
$$S_{j,pin} = 2397,08 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad \text{[5.2.2.5]}$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ ΣΤΑΘΕΡΗ}$$

#### ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΜΠΡΟΣΤΙΝΟ ΕΛΑΣΜΑ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ

<b>Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ</b>	ΛΟΓΟΣ	0,86717
---	-------	---------



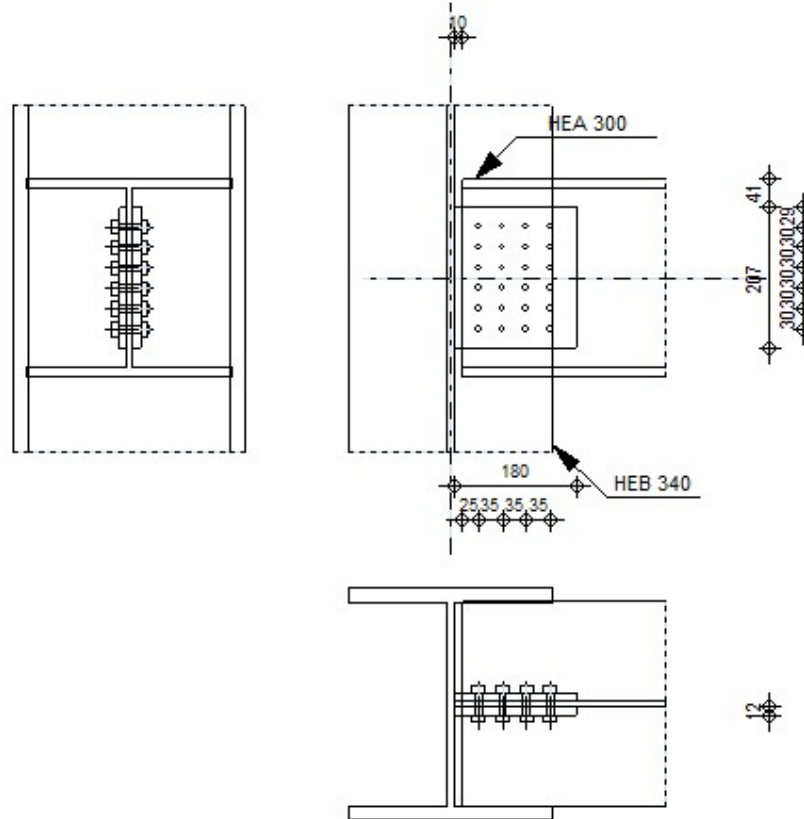
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



ΛΟΓΟΣ  
0,89584



### ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 2

Όνομα σύνδεσης: Beam-column (web)

ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ 72

ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ: 94, 98

### ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

## ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΒ 340

ΡΑΒΔΟΣ no.: 94

$\alpha = -90,000$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

$h_c = 340$  [mm] ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$b_{fc} = 300$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$t_{wc} = 12$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$t_{fc} = 22$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$r_c = 27$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$A_c = 170,90$  [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$I_{yc} = 36656,40$  [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yc} = 355,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

$f_{uc} = 490,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΑ 300

ΡΑΒΔΟΣ no.: 98

$\alpha = 0,000$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

$h_b = 290$  [mm] ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$b_b = 300$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$t_{wb} = 9$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$t_{fb} = 14$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$r_b = 27$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$A_b = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ

$I_{yb} = 18263,50$  [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΥΛΙΚΟ S 355  
 $f_{yb} = 355,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ  
 $f_{ub} = 470,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΠΛΑΚΑ

ΤΥΠΟΣ: ΔΙΠΛΕΥΡΟ  
 $l_p = 180$  [mm] ΜΗΚΟΣ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ  
 $h_p = 207$  [mm] ΥΨΟΣ ΠΛΑΚΑΣ  
 $t_p = 12$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ  
ΥΛΙΚΟ S355  
 $f_{yp} = 355,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ  
 $f_{up} = 490,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΚΟΧΛΙΕΣ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ  
 $d = 10$  [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  
 $d_0 = 11$  [mm] Διάμετρος οπής κοχλίας  
 $A_s = 0,58$  [cm<sup>2</sup>] ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ  
 $A_v = 0,79$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ  
 $k = 4$  ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ  
 $w = 6$  ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ  
 $e_1 = 29$  [mm] ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ  
 $p_2 = 35$  [mm] ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ  
 $p_1 = 30$  [mm] ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

## ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

$a_{cp} = 16$  [mm] Συγκολλήσεις εσωραφής λεπίδας και υποστυλώματος

## ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00000$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25000$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

## ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩ 22:  $ULS/9 = 1 \cdot 1.3500 + 2 \cdot 1.5000 + 7 \cdot 0.9000 + 3 \cdot 0.7500$

ΣΗ:  $1 \cdot 1.35000 + 2 \cdot 1.50000 + 7 \cdot 0.90000 + 3 \cdot 0.75000$

$N_{b,Ed} = 0,00$  [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{b,Ed} = 53,91$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$M_{b,Ed} = 56,06$  [kN\*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 75,40$  [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλίας  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = \frac{2,1181}{8 F_{b,Rd}}$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,11818 > 0,00000$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = \frac{0,7575}{8 F_{b,Rd}}$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,75758 > 0,00000$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1x} = 51,29$  [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z



$$k_{1z} = 2,500 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$k_{1z} > 0.0$	$2,50000 > 0,00000$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
----------------	---------------------	--------------

$$\alpha_{bz} = 0,659 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,65909 > 0,00000$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
---------------------	---------------------	--------------

$$F_{b,Rd1z} = 52,66 \text{ [kN]} \text{ ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΣ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = 2,1181 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$k_{1x} > 0.0$	$2,11818 > 0,00000$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
----------------	---------------------	--------------

$$\alpha_{bx} = 0,8106 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,81061 > 0,00000$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
---------------------	---------------------	--------------

$$F_{b,Rd2x} = 161,54 \text{ [kN]} \text{ ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = 2,500 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$k_{1z} > 0.0$	$2,50000 > 0,00000$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
----------------	---------------------	--------------

$$\alpha_{bz} = 0,659 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,65909 > 0,00000$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
---------------------	---------------------	--------------

$$F_{b,Rd2z} = 155,02 \text{ [kN]} \text{ ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

### ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗ ΛΕΠΙΔΑ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 94$  [m ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ]

$M_0 = 61,1$  [kN\*m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ  $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$

$F_{Nx} = 0,00$  [kN ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ]  $F_{Nx} = |N_{b,Ed}|/n$

$F_{Vz} = 2,25$  [kN ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ]  $F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$

$F_{Mx} = 45,94$  [kN ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ]  $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 32,16$  [kN ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Ζ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ]  $F_{Mz} = |M_0| * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 45,94$  [kN Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y]  $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 34,16$  [kN Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z]  $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Rdx} = 51,29$  [kN Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x]  $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 52,66$  [kN Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z]  $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 45,94  < 51,29$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,89584)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 34,16  < 52,66$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,65336)

## Έλεγχος διατομής σε απότμηση

### ΠΛΑΚΑ

$A_{nt} = 12,78$  [cm<sup>2</sup>] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$A_{nv} = 14,16$  [cm<sup>2</sup>] ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$A_{nt} = 12,7 \frac{[cm^2]}{8} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$V_{effRd} = 540,71 \text{ [kN ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ]}$$

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |26,96| < 540,71 \quad \text{ΕΠΛΗΘΕΥ ΕΤΑΙ} \quad (0,04985)$$

### ΔΟΚΟΣ

$$A_{nt} = 7,78 \frac{[cm^2]}{2} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$A_{nv} = 13,56 \frac{[cm^2]}{2} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

$$V_{effRd} = 424,09 \text{ [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ}$$

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |53,91| < 424,09 \quad \text{ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,12713)$$

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

#### ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΣΩΡΑΦΗΣ ΛΕΠΙΔΑΣ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$$A_s = 33,12 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ}$$

$$\sigma_N = 0,00 \text{ [MPa]} \text{ ΤΑΣΗ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ}$$

$$\sigma_N = 0.5 * N_{b,Ed} / A_s$$

$$\sigma_M = 245,33 \text{ [MPa]} \text{ ΤΑΣΗ ΛΟΓΩ ΚΑΜΨΗΣ}$$

$$\sigma_M = 0.5 * M_{b,Ed} / W_{ys}$$

$$\sigma = 245,33 \text{ [MPa]} \text{ ΜΕΓΙΣΤΗ ΚΑΘΕΤΗ ΤΑΣΗ}$$

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M$$

$$\tau = 8,14 \text{ [MPa]} \text{ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ}$$

$$\tau = 0.5 * V_{b,Ed} / A_s$$

$$\beta_w = 0,90000 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ}$$

$$[\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1}]$$

$$\sqrt{[\sigma^2 + 3 * \tau^2]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 245,73 < 435,56 \quad \text{ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,56418)$$

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ**

ΛΟΓΟΣ 0,89584



## Βιβλιογραφία

- EN 1990 - Eurocode :Basis of structural design
- EN1993-1-1, Eurocode1: Actions on structures, Part 1-1: General actions-Densities, self weight, imposed loads for buildings, CEN, April 2002
- EN 1994-1-1, Eurocode4: Design of composite steel and concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings., CEN, January 2002
- EN1998-1, Eurocode8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, December 2004
  
- Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. 2005. Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- Βάγιας Ι, Χ.Γαντές,Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. 2005. Παραδείγματα Εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.