



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΕΜΠΟΡΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

των

Ζώταλη Μιχαήλ Τζούρου Σταύρου

Επιβλέπων: Γ. Ιωαννίδης
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2011



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΕΜΠΟΡΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

των

Ζώταλη Μιχαήλ Τζούρου Σταύρου

Επιβλέπων: Γ. Ιωαννίδης
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Εγκρίθηκε από την τριμελή επιτροπή:

.....
Γ. Ιωαννίδης
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

.....
Ι. Ραυτογιάννης
Επ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

.....
Τ. Αβραάμ
Λέκτορας Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2011

.....

ΜΙΧΑΗΛ Η. ΖΩΤΑΛΗΣ

Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

.....

ΣΤΑΥΡΟΣ Σ. ΤΖΟΥΡΟΣ

Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

Copyright © Ζώταλης Η. Μιχαήλ, Τζούρος Σ. Σταύρος, 2011

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς του συγγραφείς.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν του συγγραφείς και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν τις επίσημες θέσεις του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Πρόλογος

Θα θέλαμε να εκφράσουμε τις θερμές μας ευχαριστίες προς τον κ. Γ. Ιωαννίδη, καθηγητή του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών, του τομέα Δομοστατικής του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για τη συμπαράσταση και τη συμβολή του στην εκπόνηση αυτής της διπλωματικής εργασίας.

Επίσης θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τους γονείς μας για την αμέριστη συμπαράσταση και τη βοήθεια που μας προσέφεραν, ώστε να ολοκληρώσουμε τις σπουδές μας αδιάκοπτα και απερίσπαστα.

Αθήνα, 21 Ιουλίου 2011

Ζώταλης Μιχαήλ

Τζούρος Σταύρος

Περίληψη

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός ενός διώροφου σύμμικτου εμπορικού κτηρίου, βάσει των προδιαγραφών του Ευρωκώδικα 3 και 4, και η σύγκρισή του, ως προς χρονικά, οικονομικά και λειτουργικά κριτήρια, με το υφιστάμενο μεταλλικό εμπορικό κτήριο.

Τις τελευταίες δεκαετίες παρατηρούνται μεγάλες αλλαγές σε όλους τους τομείς της ανθρώπινης ζωής, τις κοινωνικές δραστηριότητες και τις αντίστοιχες απαιτήσεις. Όσον αφορά τον κλάδο των κατασκευών, νέες τεχνολογίες, νέες μέθοδοι σχεδιασμού, νέοι κατασκευαστικοί τρόποι και μέσα έχουν δώσει στο σύγχρονο μηχανικό δυνατότητα μελέτης και εκτέλεσης σύνθετων και πιο πολύπλοκων έργων από ό,τι στο παρελθόν. Τη δυνατότητα αυτή ενίσχυσαν τα σύγχρονα πακέτα λογισμικού στατικής ή δυναμικής ανάλυσης και διαστασιολόγησης κατασκευών, που μειώνουν θεαματικά τους, άλλοτε τεράστιους, υπολογιστικούς χρόνους.

Ένα από τα πιο καινοτόμα δημιουργήματα είναι οι σύμμικτες κατασκευές από σκυρόδεμα και δομικό χάλυβα. Οι σύμμικτες κατασκευές κερδίζουν συνεχώς έδαφος λόγω της ευελιξίας που προσφέρουν τόσο στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό (πχ. μεγάλα ανοίγματα), όσο και στη διαδικασία κατασκευής τους. Σημαντικό πλεονέκτημά τους επίσης, είναι η αντισεισμικότητά τους. Για το λόγο αυτό στην παρούσα διπλωματική μελετήθηκε η εναλλακτική κατασκευή, ως σύμμικτου κτηρίου, ενός μεταλλικού εμπορικού κέντρου. Αρχικά μελετήθηκε η μορφή του κτηρίου και διαπιστώθηκαν οι αρχιτεκτονικές του απαιτήσεις. Παρουσιάστηκαν εκτενώς και υπολογίστηκαν οι επιβαλλόμενες στατικές, δυναμικές και παροδικές φορτίσεις, βάσει των Ευρωκωδίκων 0 & 1, και οι συνδυασμοί τους στις οριακές καταστάσεις σχεδιασμού. Κατόπιν περιγράφηκαν τα στοιχεία που συνθέτουν την κατασκευή και οι απαιτούμενοι για το καθένα έλεγχοι, βάσει των Ευρωκωδίκων 3 και 4, που αφορούν τις μεταλλικές και τις σύμμικτες κατασκευές αντίστοιχα. Σε επόμενο κεφάλαιο διαστασιολογήθηκαν και ελέγχθηκαν με το πακέτο λογισμικού SAP2000v.14, όλα τα μέλη της κατασκευής. Ενδεικτικά παρουσιάστηκαν μερικοί έλεγχοι για χαρακτηριστικά μέλη. Τέλος πραγματοποιήθηκε σύγκριση της μελέτης του σύμμικτου κτηρίου που υπολογίστηκε, με τη μελέτη του υπάρχοντος μεταλλικού εμπορικού κέντρου και εξήχθη συμπέρασμα όσον αφορά το βέλτιστο τρόπο κατασκευής του εμπορικού κέντρου.

Λέξεις Κλειδιά: σύμμικτα κτήρια, μεταλλικά κτήρια, εμπορικά κέντρα, σύμμικτη πλάκα, σύμμικτες δοκοί, sap2000v.14, σύγκριση σύμμικτων μεταλλικών κτηρίων, Robot Structural Analysis2010 Professional.

Abstract

The aim of this diploma is the study and design of a two-storey composite commercial center, under the requirements of Eurocode 3 and 4, and compare, in time, cost and functional criteria, with the existing metal steel mall.

In recent decades there are big changes in all areas of life, social activities and the corresponding requirements. Regarding the construction industry, new technologies, design and construction methods and tools, have given the modern engineer the capability to design and execute more complex projects than in the past. The possibility is strengthened by modern software packages in static or dynamic analysis and design of structures to reduce dramatically, their sometimes huge, computational times.

One of the most innovative creations is composite structures, made of concrete and structural steel. These composite structures are gaining ground because of the flexibility they offer both in architectural design (exp. large beam opens) and in the process of manufacture. An important advantage also is the earthquake resistance. For this reason, in this diploma thesis is studied alternative construction, a composite building, of a metal shopping mall. Initially we studied the shape of the building and found the architectural requirements. Presented extensively and calculated the imposed static, dynamic and transient loads, based on Eurocodes 0 and 1, and their combinations to limit states of design. Then the elements of construction are described and the required inspections for each, based on Eurocode 3 and 4 on metal steel and composite structures, respectively. In the next chapter all construction members were designed and checked using the software package SAP2000v.14. Examples of checks are presented for some typical members. Finally it's done a comparison study of the composite building, that was calculated, and the existing shopping center and conclusions are extracted, concerning the optimal design of the shopping center.

Keywords: composite buildings, metal steel buildings, shopping centers, composite slabs, composite beams, sap2000v.14, comparing composite-metal buildings.

Περιεχόμενα

	Σελ.
Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή	17
1.1 Αντικείμενο διπλωματικής	17
1.2 Περιγραφή κατασκευών	17
1.2.1 Μεταλλικό δώροφο εμπορικό κτήριο	17
1.2.2 Σύμμικτο δώροφο εμπορικό κτήριο	21
1.3 Οργάνωση τόμου	27
Κεφάλαιο 2: Φορτία κατασκευής - Συνδυασμοί φορτίσεων	28
2.1 Μόνιμα φορτία (G)	28
2.1.1 Γενικά	28
2.1.2 Παράμετροι υπολογισμών	29
2.1.3 Υπολογισμός	30
2.2 Κινητά φορτία (Q)	31
2.2.1 Γενικά	31
2.2.2 Παράμετροι υπολογισμών	31
2.2.3 Υπολογισμός	35
2.3 Φορτίο Ανέμου (W)	36
2.3.1 Γενικά	36
2.3.2 Παράμετροι υπολογισμών	36
2.3.3 Υπολογισμός	43
2.4 Φορτίο Χιονιού (S)	53
2.4.1 Γενικά	53
2.4.2 Παράμετροι υπολογισμών	53
2.4.3 Υπολογισμός	58
2.5 Σεισμικά Φορτία (E)	59
2.5.1 Γενικά	59
2.5.2 Παράμετροι υπολογισμών	59
2.5.3 Υπολογισμός	67
2.6 Συνδυασμοί Φορτίσεων	79
2.6.1 Βασικές απαιτήσεις	79
2.6.2 Καταστάσεις σχεδιασμού	79
2.6.3 Συνδυασμοί Δράσεων	81
2.6.4 Παράμετροι συνδυασμών	82
2.6.5 Φορτία κατασκευής και Συνδυασμοί φόρτισης	84
Κεφάλαιο 3: Βασικά στοιχεία σχεδιασμού – Έλεγχοι	89
3.1 Γενικά	89
3.2 Δομικά στοιχεία	89
3.3 Σχεδιασμός	99

3.3.1	Συντελεστές ασφαλείας	99
3.3.2	Κατάταξη μελών	99
3.4	Έλεγχοι	100
3.5	Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας	135
Κεφάλαιο 4: Ανάλυση- Διαστασιολόγηση		137
4.1	Γενικά	137
4.2	Ανάλυση – διαστασιολόγηση δομικών στοιχείων	137
4.2.1	Υποστυλώματα	137
4.2.2	Σύμμικτες δοκοί	143
4.2.3	Απλοί δοκοί	145
4.2.4	Ράβδοι δικτύματος	147
4.2.5	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	150
4.3	Ανάλυση – διαστασιολόγηση συνδέσεων	154
4.3.1	Συνδέσεις κύριων κόμβων	154
4.3.2	Διατμητικοί ήλοι	174
4.3.3	Συνδέσεις δευτερευόντων κόμβων	175
4.4	Ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας	216
4.4.1	Γενικά	216
4.4.2	Χαλυβδόφυλλα	217
4.4.3	Σύμμικτη πλάκα σκυροδέματος	218
4.4.4	Υπολογισμοί	218
Κεφάλαιο 5: Σύγκριση κτηρίων – Συμπεράσματα		230
5.1	Εισαγωγή	230
5.2	Σύγκριση κτηρίων	230
5.3	Συμπεράσματα	239
Κατάλογος πινάκων		11
Κατάλογος σχημάτων		14
Βιβλιογραφία		241

Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 2.1 : Ομάδες χρήσεως	33
Πίνακας 2.2 : Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	34
Πίνακας 2.3 : Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών στέγης	34
Πίνακας 2.4 : Φορτία κατηγορίας Η	35
Πίνακας 2.5 : Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους	36
Πίνακας 2.6 : Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτηρίων ορθογωνικής κάτοψης	41
Πίνακας 2.7 : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες διεύθυνσης $\theta=0^\circ$	42
Πίνακας 2.8 : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες διεύθυνσης $\theta=90^\circ$	43
Πίνακας 2.9 : Αποτελέσματα βασικών παραδοχών	44
Πίνακας 2.10 : Υπολογισμός ταχύτητας αιχμής	44
Πίνακας 2.11 : Δεδομένα κατακόρυφων πλευρών κτηρίου	45
Πίνακας 2.12 : Φορτία μεσαίας μηκίδας για $\theta=0^\circ$	45
Πίνακας 2.13 : Ανεμοφορτία υποστυλωμάτων	46
Πίνακας 2.14 : Πιέσεις στέγης για $\theta=0^\circ$	46
Πίνακας 2.15 : Συνδυασμοί πιέσεων για $\theta=0^\circ$	47
Πίνακας 2.16 : Στοιχεία σχεδιασμού για $\theta=0^\circ$	48
Πίνακας 2.17 : Φορτία τεγίδων $\theta=0^\circ$	48
Πίνακας 2.18 : Συνδυασμοί φορτίσεων τεγίδων για $\theta=0^\circ$	49
Πίνακας 2.19 : Δεδομένα κτηρίου ($\theta=90^\circ$)	49
Πίνακας 2.20 : Φορτία μηκίδας ($\theta=90^\circ$)	49
Πίνακας 2.21 : Φορτία υποστυλωμάτων ($\theta=90^\circ$)	50
Πίνακας 2.22 : Ανεμοπιέσεις στέγης ($\theta=90^\circ$)	50

Πίνακας 2.23 : Στοιχεία σχεδιασμού για $\theta=90^\circ$	51
Πίνακας 2.24 : Φορτία τεγίδας για $\theta=90^\circ$	51
Πίνακας 2.25 : Συγκεντρωτικά στοιχεία για $\theta=0^\circ$	51
Πίνακας 2.26 : Συγκεντρωτικά στοιχεία για $\theta=90^\circ$	52
Πίνακας 2.27 : Κατηγορίες Σπουδαιότητας για κτήρια, Συντελεστές Σπουδαιότητας και Συντελεστής Μείωσης ν για τη σεισμική δράση περιορισμού βλαβών	60
Πίνακας 2.28 : Κατηγορίες εδάφους κατά EC8	61
Πίνακας 2.29 : Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης	62
Πίνακας 2.30 : Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος για τις τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους σύμφωνα με τον EC8	63
Πίνακας 2.31 : Παράμετροι κατακόρυφου φάσματος κατά EC8	64
Πίνακας 2.32 : Ιδιομορφές- Ιδιομορφικές μάζες κατασκευής	68
Πίνακας 2.33 : Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτήρια	83
Πίνακας 2.34 : Τιμές σχεδιασμού δράσεων στους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς για Ο.Κ.Α.	83
Πίνακας 2.35 : Τιμές σχεδιασμού δράσεων στους συνδυασμούς τυχηματικών και σεισμικών δράσεων για Ο.Κ.Α.	84
Πίνακας 2.36 : Τιμές σχεδιασμού δράσεων για χρήση κατά τον συνδυασμό δράσεων	84
Πίνακας 3.1 : Σύμμικτη δοκός – χαλύβδινη δοκός	91
Πίνακας 3.2 : Κατηγορίες διατομών	104
Πίνακας 3.3 : Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού	109
Πίνακας 3.4 : Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή	109
Πίνακας 3.5 : Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού	113
Πίνακας 3.6 : Επιλογή της καμπύλης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για ελατές ή ισοδύναμες συγκολλητές διατομές	114
Πίνακας 3.7 : Διορθωτικοί Συντελεστές k_c	114

Πίνακας 3.8 : Τιμές για $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$	117
Πίνακας 3.9 : Ποιότητες κοχλιών	124
Πίνακας 3.10 : Έλεγχοι για μεμονωμένους κοχλίες	125
Πίνακας 3.11 : Έλεγχοι αναλυτικά για μεμονωμένους κοχλίες	126
Πίνακας 3.12 : Τιμές συντελεστή k_s	127
Πίνακας 3.13 : Τιμές συντελεστή ολίσθησης	127
Πίνακας 3.14 : Ελάχιστες αποστάσεις κοχλιών	128
Πίνακας 3.15 : Συντελεστής συσχέτισης	132
Πίνακας 3.16 : Συνήθεις διαστάσεις ήλων	133
Πίνακας 5.1 : Προμέτρηση Αμιγώς Μεταλλικού Κτηρίου	232
Πίνακας 5.2 : Προμέτρηση Σύμμικτου Κτηρίου	234

Κατάλογος Σχημάτων

Σχήμα 1.1 : Κάτοψη μεταλλικού κτηρίου, οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	19
Σχήμα 1.2 : Χαρακτηριστική τομή μεταλλικού κτηρίου κατά Y	20
Σχήμα 1.3 : Τρισδιάστατη άποψη σύμμικτου κτηρίου	22
Σχήμα 1.4 : Κάτοψη σύμμικτου κτηρίου	23
Σχήμα 1.5 : Νότια όψη σύμμικτου κτηρίου	24
Σχήμα 1.6 : Βόρεια όψη σύμμικτου κτηρίου	24
Σχήμα 1.7 : Δυτική όψη σύμμικτου κτηρίου	25
Σχήμα 1.8 : Ανατολική όψη σύμμικτου κτηρίου	26
Σχήμα 2.1 : Διάγραμμα συντελεστής έκθεσης	37
Σχήμα 2.2 : Διάγραμμα συντελεστή c_{scd}	38
Σχήμα 2.3 : Ύψος αναφοράς Z_e	39
Σχήμα 2.4 : Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους	40
Σχήμα 2.5 : Υπόμνημα για δικλινείς στέγες	41
Σχήμα 2.6 : Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού	54
Σχήμα 2.7 : Ελαστικό φάσμα EC8 στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5%	62
Σχήμα 2.8 : Κύρια Ιδιομορφή κατά X- Προφίλ κτηρίου y-z	75
Σχήμα 2.9 : Κύρια Ιδιομορφή κατά X- Προφίλ κτηρίου x-z	76
Σχήμα 2.10 : Κύρια Ιδιομορφή κατά Y- Προφίλ κτηρίου y-z	77
Σχήμα 2.11 : Κύρια Ιδιομορφή κατά Y- Προφίλ κτηρίου x-z	78
Σχήμα 3.1 : Καμπύλες λυγισμού	111
Σχήμα 3.2 : Πλαστική κατανομή τάσεων	121
Σχήμα 3.3 : Αποστάσεις κοχλιών	129
Σχήμα 3.4 : Πάχη εξωραφής	130
Σχήμα 3.5 : Πάχος γωνιακής εξωραφής	131

Σχήμα 3.6 : Τάσεις εξωραφής	133
Σχήμα 4.1 : Φατνωματική διάστρωση	221
Σχήμα 4.2 : Σταδιακή διάστρωση	222
Σχήμα 4.3 : Διάγραμμα ροπών κάμψης χαλυβδόφυλλου σε φάση κατασκευής	223
Σχήμα 4.4 : Ελαστική γραμμή χαλυβδόφυλλου σε φάση κατασκευής	223
Σχήμα 4.5 : Διάγραμμα ροπών κάμψης χαλυβδόφυλλου σε φάση λειτουργίας	228
Σχήμα 4.6 : Διάγραμμα τεμνουσών χαλυβδόφυλλου σε φάση λειτουργίας	228
Σχήμα 4.7 : Ελαστική γραμμή χαλυβδόφυλλου σε φάση λειτουργίας	229

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Εισαγωγή

1.1 Αντικείμενο διπλωματικής

Τα τελευταία χρόνια έχουν παρατηρηθεί ραγδαίες και μεγάλες αλλαγές σε όλους τους τομείς της ανθρώπινης ζωής. Οι κοινωνικές δραστηριότητες έχουν πολλαπλασιαστεί και μαζί με αυτές έχουν προκύψει αντίστοιχες κοινωνικές ανάγκες και απαιτήσεις. Οι ανάγκες και απαιτήσεις αυτές ωθούν την επιστημονική κοινότητα σε ανακαλύψεις νέων ή και βελτιώσεις υφιστάμενων τεχνολογιών και τεχνοτροπιών προκειμένου να τις καλύψουν. Μέρος αυτής της επιστημονικής και οικονομικής κοινότητας είναι και ο κατασκευαστικός κλάδος. Όσον αφορά τον κλάδο των κατασκευών, συνεχώς εμπλουτίζει το "οπλοστάσιό" του με νέες τεχνολογίες, νέες μεθόδους σχεδιασμού, νέους κατασκευαστικούς τρόπους και μέσα. Έτσι πλέον δίνεται η δυνατότητα στο σύγχρονο μηχανικό μελέτης και εκτέλεσης πιο σύνθετων και πιο πολύπλοκων έργων από ό,τι στο παρελθόν. Τη δυνατότητα αυτή ενισχύουν τα σύγχρονα πακέτα λογισμικού στατικής ή δυναμικής ανάλυσης και διαστασιολόγησης κατασκευών, που μειώνουν θεαματικά τους, άλλοτε τεράστιους, υπολογιστικούς χρόνους. Είναι φανερό πλέον ότι για ένα σύγχρονο μηχανικό επιτακτική είναι η συνεχής ενημέρωσή του πάνω στα καινοτόμα εργαλεία, μεθόδους σχεδιασμού και εκμετάλλευσης των δομικών υλικών.

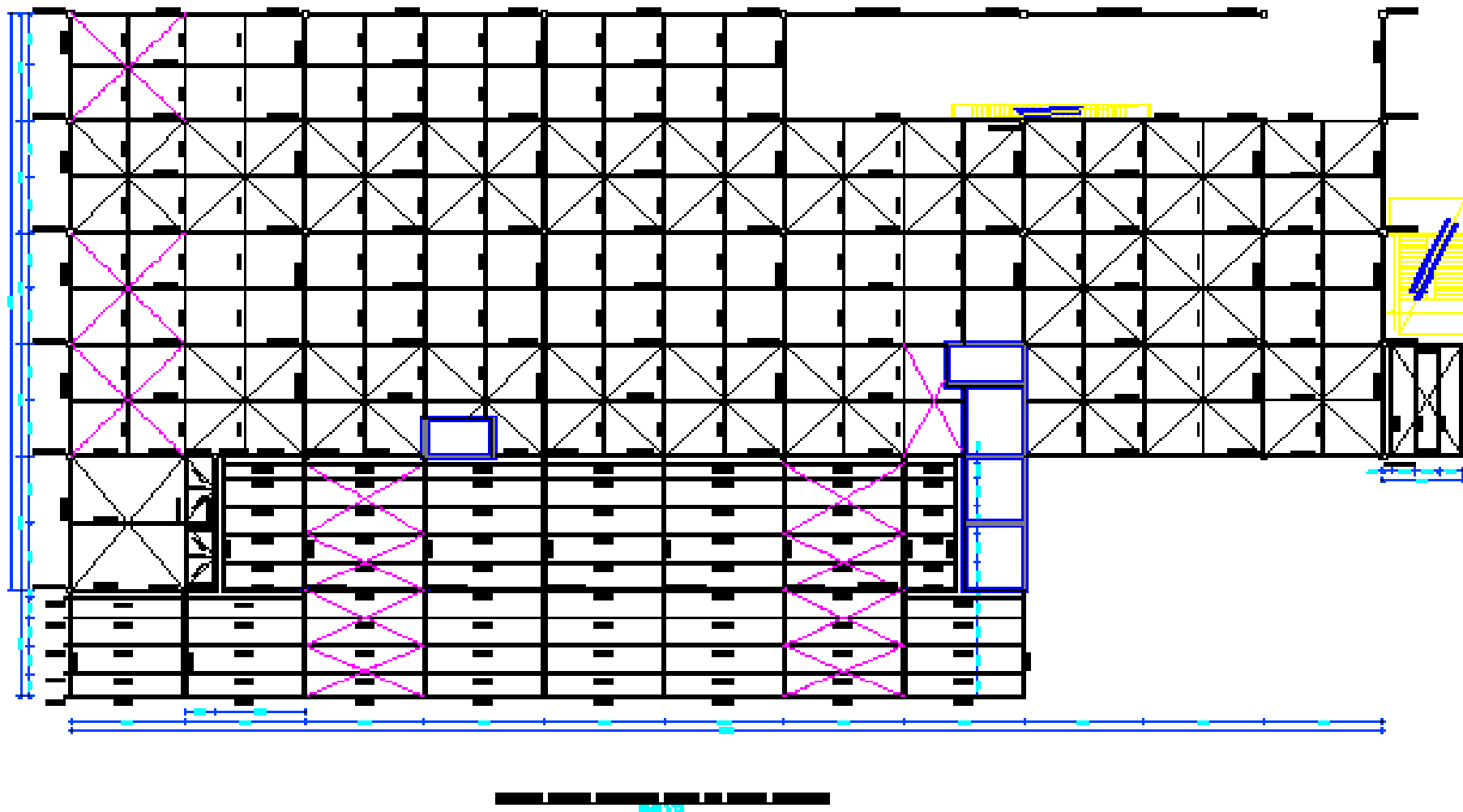
Από τα πιο νέα επιτεύγματα της επιστήμης των κατασκευών, είναι οι σύμμικτες κατασκευές από σκυρόδεμα και δομικό χάλυβα. Σήμερα οι σύμμικτες κατασκευές κερδίζουν συνεχώς έδαφος λόγω της ευελιξίας που προσφέρουν στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό (πχ. μεγάλα ανοίγματα), της ταχύτητας κατασκευής τους και της αυξημένης αντισεισμικότητας τους.

Η μελέτη και η σχεδίαση μιας τέτοιας σύμμικτης κατασκευής θα αποτελέσει αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Συγκεκριμένα θα μελετηθεί ένα διώροφο εμπορικό κέντρο ως σύμμικτη κατασκευή από σκυρόδεμα και χάλυβα. Θα παρουσιαστούν τα γενικά στοιχεία της κάτοψής του, οι επιβαλλόμενες φορτίσεις, τα επιμέρους στοιχεία του και οι έλεγχοι αντοχής τους. Ακολούθως όλα τα επιμέρους στοιχεία της κατασκευής θα διαστασιολογηθούν. Τέλος θα γίνει σύγκριση της μελέτης του σύμμικτου εμπορικού κτηρίου με τη μελέτη της αμιγώς μεταλλική εκδοχής του ίδιου κτηρίου, που υφίσταται. Από αυτήν την ποσοτική σύγκριση θα εξαχθούν μερικά συμπεράσματα για το βέλτιστο τρόπο υλοποίησης του διώροφου εμπορικού κέντρου.

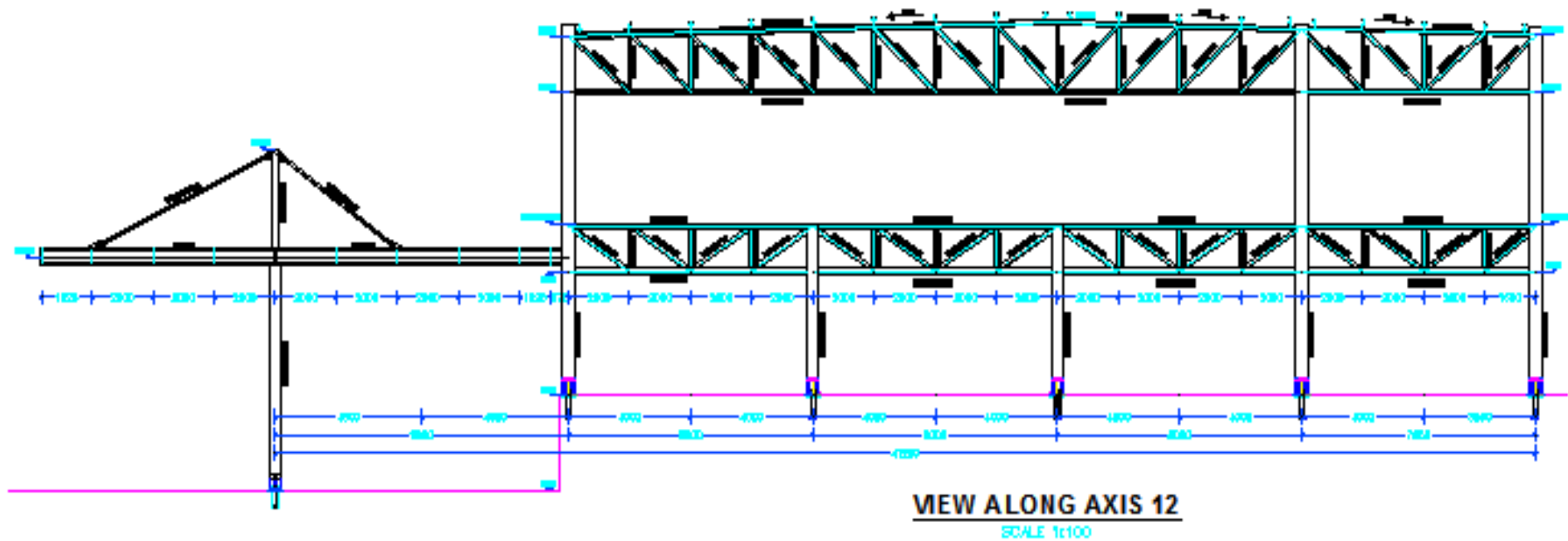
1.1 Περιγραφή κατασκευών

1.1.1 Μεταλλικό διώροφο εμπορικό κτήριο

Το μεταλλικό κτήριο το συνθέτουν κύρια και δευτερεύοντα χαλύβδινα δικτυώματα τοποθετημένα σε ένα κάναβο 8x8m όπως φαίνεται στην κάτοψη και τις τομές που ακολουθούν (βλ. Κάτοψη 1/ Τομή 1). Τα δικτυώματα αυτά αποτελούνται από κοίλες τετραγωνικές διατομές που συνδέονται μεταξύ τους με συγκολλητές συνδέσεις. Η στέγη αποτελείται και αυτή από δικτυωτούς φορείς κοίλων τετραγωνικών διατομών συγκολλητά συνδεδεμένων και φέρει τεγίδες διατομής ΙΡΕ240. Πλευρικά το κτήριο εξασφαλίζεται από κατακόρυφους και οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Η πλάκα σκυροδέματος του κτηρίου έχει ενιαίο πάχος $d=14\text{cm}$ και εδράζεται απλά επί των κύριων δικτυωτών φορέων και των απλών δευτερευόντων.



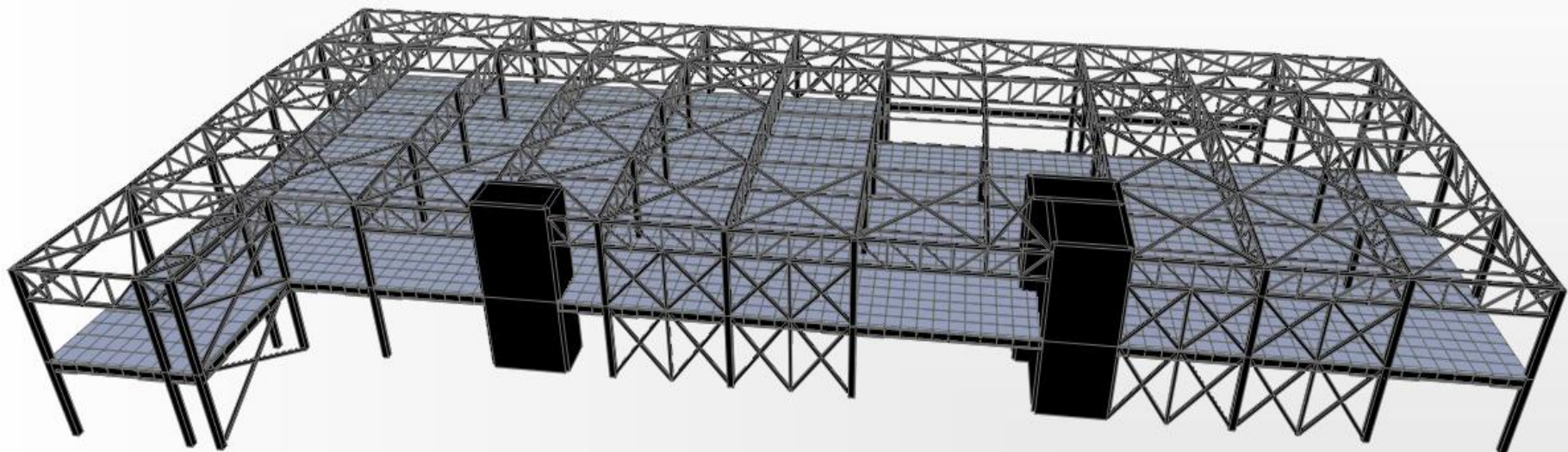
Σχήμα 1.1-Κάτοψη μεταλλικού κτηρίου, οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας



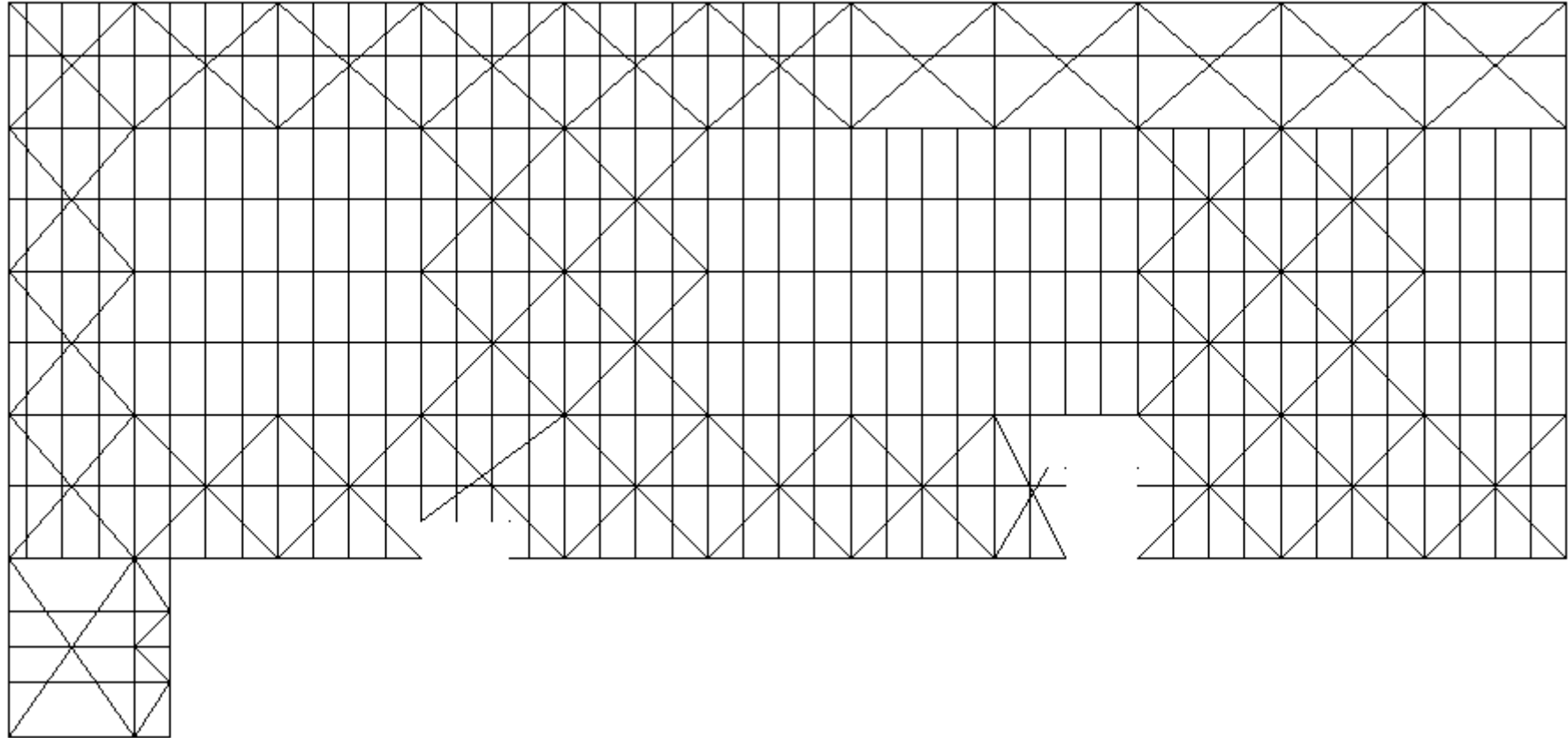
Σχήμα 1.2-Χαρακτηριστική τομή μεταλλικού κτηρίου κατά Y

1.1.2 Σύμμικτο διώροφο εμπορικό κτήριο

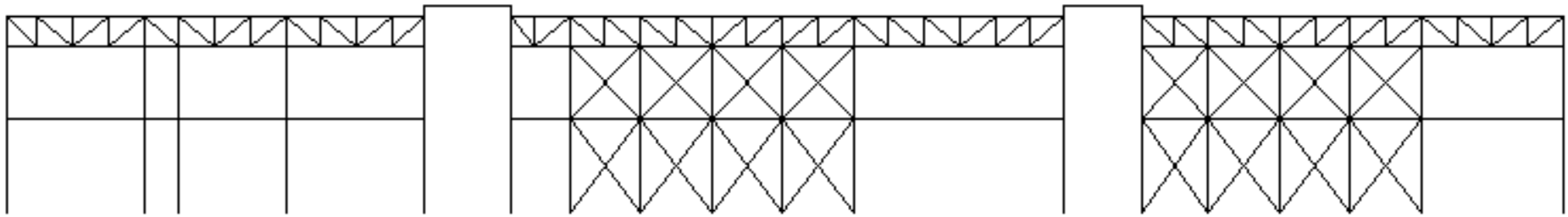
Για τον εξωτερικό μεταλλικό σκελετό, όπως και τη στέγη του κτηρίου διατηρήθηκαν οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν και στο απλό μεταλλικό κτήριο που περιγράφηκε παραπάνω. Το σύμμικτο κτήριο μορφώθηκε από τυπικά φατνώματα 8x16m. Το τυπικό φάτνωμα αποτελείται από σύμμικτες κύριες δοκούς IPE 600 κατά τον άξονα X, σύμμικτες κύριες δοκούς IPE 300 κατά τον άξονα Y και σύμμικτες δευτερεύουσες αμφιαρθρωτές δοκούς IPE 200 όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχέδιο (βλ. κάτοψη τυπικού φατνώματος). Η πλάκα του κτηρίου αποτελείται από χαλυβδόφυλλα, έγχυτο σκυρόδεμα και σιδηροπλισμό. Το συνολικό της πάχος είναι $d=14\text{cm}$ και η συνεργασία της με της μεταλλικές δοκούς επιτεύχθηκε με πλήρη διατμητική σύνδεση με ήλους κεφαλής. Για την πλευρική εξασφάλιση του κτηρίου από φορτία ανέμου και σεισμικά φορτία χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφοι και οριζόντιοι σύνδεσμοι όπου και όπως φαίνονται στα παρακάτω σχέδια (βλ. Κάτοψη 2/ Τομές 2).



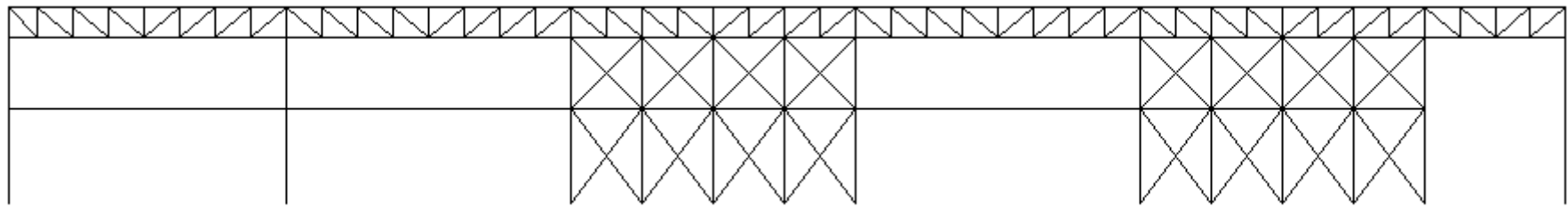
Σχήμα 1.3-Τρισδιάστατη άποψη σύμμικτου κτηρίου



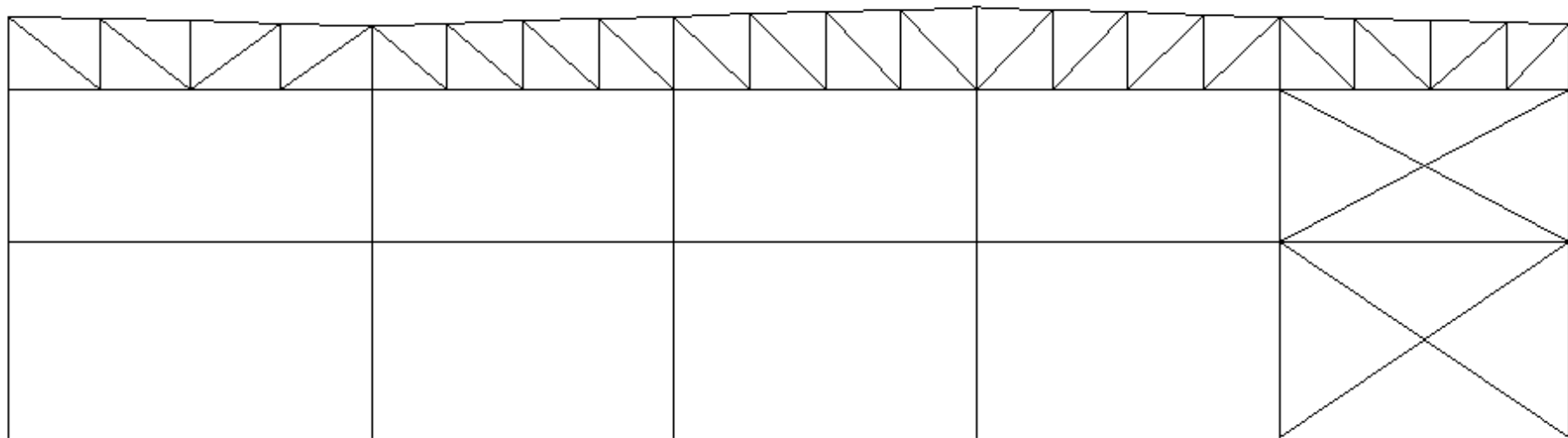
Σχήμα 1.4-Κάτοψη σύμμικτου κτηρίου



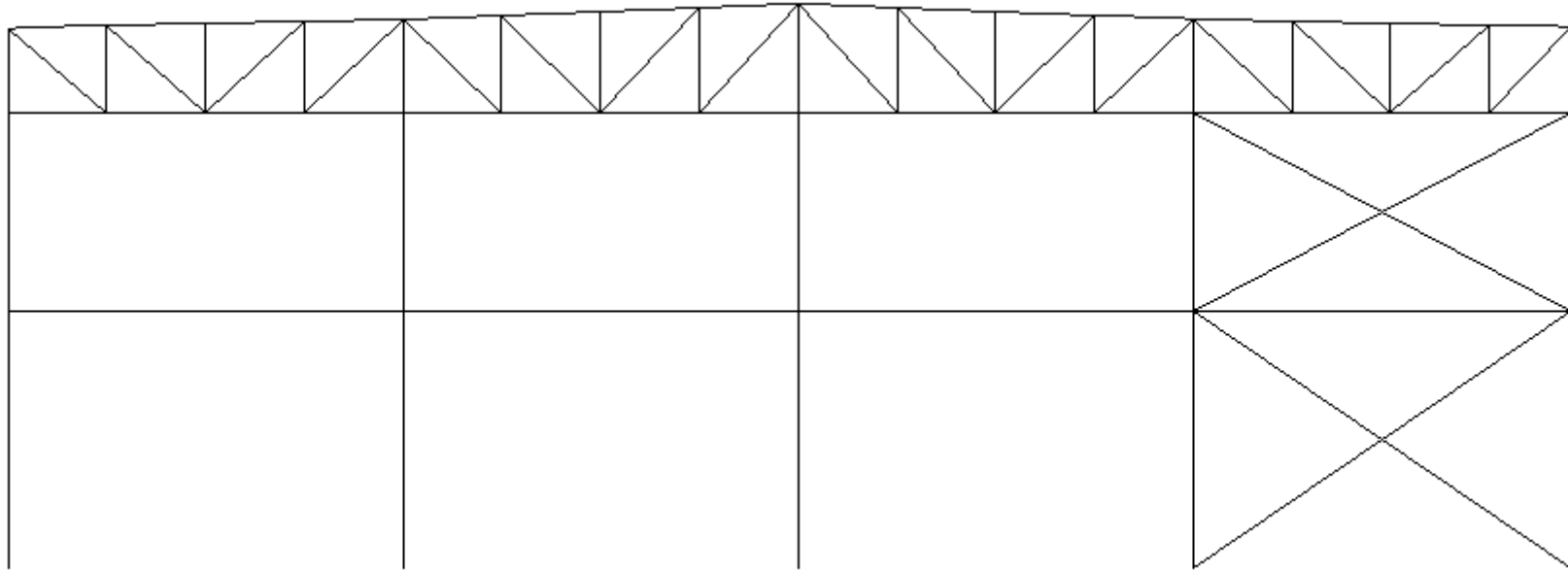
Σχήμα 1.5-Νότια όψη σύμμικτου κτηρίου



Σχήμα 1.6-Βόρεια όψη σύμμικτου κτηρίου



Σχήμα 1.7-Δυτική όψη σύμμικτου κτηρίου



Σχήμα 1.8-Ανατολική όψη σύμμικτου κτηρίου

1.2 Οργάνωση τόμου

Ο τόμος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι οργανωμένος σε 5 κεφάλαια. Σύμφωνα με την παρακάτω κατηγοριοποίηση:

- Κεφάλαιο 1: Το κεφάλαιο 1 είναι εισαγωγικό. Κάνει μια γενική αναφορά στην ανάγκη σύμμικτων κατασκευών, στο αντικείμενο και το στόχο της διπλωματικής εργασίας, περιγράφει συνοπτικά το προς μελέτη και το προς σύγκριση κτίρια και παρουσιάζει την οργάνωση του τόμου.
- Κεφάλαιο 2: Στο κεφάλαιο 2 παρουσιάζονται αναλυτικά τα στατικά, δυναμικά και προσωρινά φορτία που επιβάλλονται στη σύμμικτη κατασκευή. Επίσης παρατίθενται και οι συνδυασμοί των φορτίσεων για της οριακές καταστάσεις σχεδιασμού.
- Κεφάλαιο 3: Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζονται τα μέλη που συνθέτουν την κατασκευή καθώς και οι απαιτούμενοι έλεγχοι βάση των Ευρωκωδίκων 3 και 4.
- Κεφάλαιο 4: Στο τέταρτο κεφάλαιο παρατίθενται ενδεικτικοί έλεγχοι για χαρακτηριστικά μέλη και συνδέσεις της κατασκευής και γίνεται ανάλυση και διαστασιολόγηση όλων των μελών.
- Κεφάλαιο 5: Στο κεφάλαιο 5 που είναι και το τελευταίο γίνεται σύγκριση των δύο κτηρίων όσον αφορά λειτουργικά, οικονομικά και χρονικά κριτήρια και εξάγεται συμπέρασμα για τη βέλτιστη μελέτη του διώροφου εμπορικού κτηρίου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Φορτία Κατασκευής- Συνδυασμοί Φορτίσεων

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και την μορφή κάθε έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες ο μελετητής θα αναλύσει το φορέα, για να προσδιορίσει τελικά τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Σ' αυτή τη διπλωματική εργασία οι δράσεις είναι σύμφωνες με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 (EN1991).

Οι δράσεις κατατάσσονται ως εξής:

- Ανάλογα με τη μεταβολή τους στη διάρκεια του χρόνου:
 - ⇒ Μόνιμες (G), πχ. ίδιο βάρος του φορέα, επικαλύψεις, διαχωριστικά, βοηθητικές κατασκευές και σταθερός εξοπλισμός.
 - ⇒ Μεταβλητές (Q), πχ. κινητά φορτία, άνεμος ή χιόνι.
 - ⇒ Τυχηματικές (A), πχ. εκρήξεις ή πρόσκρουση από όχημα.
- Ανάλογα με τη μεταβολή της στο χώρο:
 - ⇒ Σταθερή .
 - ⇒ Ελεύθερη.
- Ανάλογα με τη φύση της ή/και την απόκριση του φορέα:
 - ⇒ Στατική
 - ⇒ Δυναμική

Αναλυτικότερα για το κτήριο που μελετήθηκε σε αυτή τη διπλωματική, τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση παρουσιάζονται αναλυτικά στις παρακάτω παραγράφους:

2.1 Μόνιμα Φορτία (G)

2.1.1 Γενικά

Σε αυτή την κατηγορία δράσεων ανήκουν κυρίως όλες οι δράσεις που προκύπτουν από το ίδιο βάρος των στοιχείων της κατασκευής. Τα στοιχεία αυτά μπορεί να είναι φέροντα ή μη φέροντα και το ίδιο βάρος τους υπολογίζεται γενικά βάσει των ονομαστικών τους διαστάσεων και των χαρακτηριστικών τιμών των πυκνοτήτων τους.

Στα μη φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβάνονται μεταξύ άλλων:

- Επιστρώσεις δαπέδων, διαμορφώσεις και επικαλύψεις.

- Επικαλύψεις δώματος.
- Διαχωριστικά πετάματα.
- Κιγκλιδώματα και στηθαία ασφαλείας.
- Τοιχοποιία, επιχρίσματα και στοιχεία επένδυσης τοίχων.
- Ψευδοροφές/ αναρτημένες οροφές.
- Θερμομόνωση.
- Μόνιμες εγκαταστάσεις εξυπηρέτησης (H/M εγκαταστάσεις), όπως πχ. εξοπλισμός για ανελκυστήρες και κυλιόμενες σκάλες, εξοπλισμό θέρμανσης-εξαερισμού-κλιματισμού, ηλεκτρικό εξοπλισμό, σωλήνες χωρίς το περιεχόμενο τους, καλώδια και αγωγούς καλωδίων.

2.1.2 Παράμετροι Υπολογισμών

Οι παράμετροι των φορτίων αυτής της κατηγορίας παρουσιάζονται με τη σειρά για κάθε ένα φορτίο σύμφωνα με την ονομασία που του δόθηκε από τους μελετητές.

- Ίδιο Βάρος Στοιχείων: σε αυτή την κατηγορία ανήκουν τα ίδια βάρη όλων των μεταλλικών μελών της κατασκευής που δεν παρουσιάζονται σε κάποια άλλη ειδικότερη κατηγορία από αυτές που ακολουθούν. Για τον υπολογισμό της τιμής του φορτίου αυτού χρησιμοποιείται ως δεδομένο εκτός από τις διαστάσεις του κάθε μέλους και το ειδικό βάρος του χάλυβα. Το ειδικό βάρος του χάλυβα που χρησιμοποιείται στην κατασκευή μας (S355) σύμφωνα με τον EC προσδιορίζεται από τα πρότυπα για το χάλυβα ΕΛΟΤ 1421 και παίρνει την τιμή $78,5 \text{ KN/m}^3$.
- Ίδιο Βάρος Πλάκας: σε αυτή την κατηγορία ανήκει το ίδιο βάρος της σύμμικτης πλάκας που τοποθετείται στο μεσοπάτωμα του κτηρίου, που είναι και το κύριο αντικείμενο της μελέτης μας. Για τον υπολογισμό της τιμής του φορτίου αυτού χρησιμοποιείται ως δεδομένο εκτός από τις διαστάσεις της πλάκας και το ειδικό βάρος του σκυροδέματος. Το ειδικό βάρος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται στην κατασκευή μας (C35/45) σύμφωνα με τον EC προσδιορίζεται από τα πρότυπα για το σκυρόδεμα EN206-1 και παίρνει την τιμή 25 KN/m^3 .
- Πρόσθετο Μόνιμο Πλάκας: σε αυτή την κατηγορία ανήκουν το ίδιο βάρος των χαλυβδόφυλλων, της ψευδοροφής, και του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού που βρίσκεται πάνω στις πλάκες. Για τον προσδιορισμό της τιμής του φορτίου αυτού δε λήφθηκε υπόψη κάποια παράμετρος, γιατί η τιμή του θεωρήθηκε εκ των προτέρων δεδομένη χωρίς περαιτέρω διερεύνηση.
- Μόνιμο Στέγης: σε αυτή την κατηγορία ανήκουν το ίδιο βάρος του μεταλλικού επιστεγάσματος, της απαιτούμενης μόνωσης και του

ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού. Για όλα τα παραπάνω μόνιμα πρόσθετα φορτία που επιβάλλονται στο φορέα της στέγης δεν έγινε κάποια περαιτέρω διερεύνηση όσον αφορά τον προσδιορισμό κάποιας τιμής φορτίου.

- Ίδιο Βάρος Τεγίδων: σε αυτή την κατηγορία ανήκει αποκλειστικά το ίδιο βάρος των τεγίδων της κατασκευής το οποίο υπολογίζεται χωριστά. Ο λόγος της διαφοροποίησης αυτής είναι θέμα απλοποίησης του μοντέλου που εισάγεται στο πρόγραμμα με το οποίο παρακάτω θα γίνει η ανάλυση της κατασκευής. Η τιμή θα προκύψει από τις διαστάσεις του φορέα και από το ειδικό βάρος του χάλυβα (S355) που σύμφωνα με τον EC και ειδικότερα από τα πρότυπα για το χάλυβα ΕΛΟΤ 1421 παίρνει την τιμή 78,5 KN/m³.

2.1.3 Υπολογισμός

Οι αριθμητικές τιμές των φορτίων και τα σημεία εφαρμογής τους πάνω στο μοντέλο της κατασκευής για κάθε ένα από τα παραπάνω φορτία, σύμφωνα με τις παραμέτρους υπολογισμού τους, είναι:

- Ίδιο Βάρος Στοιχείων: η τιμή του δεν ορίζεται συγκεκριμένα ως κάποια τιμή αλλά, το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα το βάρος κάθε στοιχείου με βάση τον όγκο του και το ειδικό βάρος του υλικού του που ορίζεται από τον χρήστη και εδώ παίρνει την τιμή 78,5 KN/m³. Το φορτίο ασκείται στο κέντρο βάρους κάθε μέλους ως κατανεμημένο και η διεύθυνσή του λαμβάνεται και αυτή αυτόματα από το πρόγραμμα ίδια με τη διεύθυνση της βαρύτητας.
- Ίδιο Βάρος Πλάκας: η τιμή του δεν ορίζεται συγκεκριμένα ως κάποια τιμή αλλά, το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα το βάρος κάθε πλάκας με βάση τον όγκο της και το ειδικό βάρος του υλικού της που ορίζεται από το χρήστη και εδώ παίρνει την τιμή 25 KN/m³. Το πάχος της πλάκας έχει αρχικά θεωρηθεί 14cm, οι υπόλοιπες διαστάσεις είναι καθορισμένες από την κάτοψη του κτηρίου. Το φορτίο είναι κατανεμημένο σε όλη την επιφάνεια της πλάκας και η διεύθυνση του λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα ίδια με την διεύθυνση της βαρύτητας.
- Πρόσθετο Μόνιμο Πλάκας: Η τιμή του δεν υπολογίστηκε, αλλά ορίστηκε από τους μελετητές σύμφωνα με τις υποδείξεις και τα στοιχεία από τα σχέδια του κτηρίου που μας δόθηκαν σε 0,35KN/m². Το φορτίο αυτό εισήχθη στο πρόγραμμα ως κατανεμημένο σε όλη την επιφάνεια της πλάκας και η διεύθυνσή του είναι αυτή της βαρύτητας.
- Μόνιμο Στέγης: Η τιμή του δεν υπολογίστηκε, αλλά ορίστηκε από τους μελετητές σύμφωνα με τις υποδείξεις και τα στοιχεία από τα σχέδια που μας

δόθηκαν σε $0,80\text{KN/m}^2$. Το φορτίο αυτό εισήχθη στο πρόγραμμα ως κατανεμημένο σε όλο το μήκος του κάθε πλαισίου της στέγης. Αφού τα δικτυωτά πλαίσια, που αποτελούν τη στέγη, απέχουν μεταξύ τους κατά κύριο λόγο $8,00\text{m}$ σε καθένα από τα ενδιάμεσα πλαίσια κατανέμεται σε όλο του το μήκος ένα ομοιόμορφο φορτίο με τιμή:

$$0,80\text{KN/m}^2 \times 8,00\text{m} = 6,40\text{KN/m}$$

Και στα ακραία πλαίσια η τιμή του φορτίου είναι η μισή δηλαδή: $3,20\text{KN/m}$.

Η διεύθυνση του φορτίου αυτού είναι αυτή της βαρύτητας.

- Ίδιο Βάρος Τεγίδων: πρόκειται για συνεχείς τεγίδες με αρθρώσεις (δοκοί Gerber) διατομής IPE240 με εμβαδό διατομής $39,12\text{cm}^2$.Το φορτίο αυτό εισάγεται στο πρόγραμμα ως συγκεντρωμένη δύναμη πάνω στα δικτυωτά πλαίσια της στέγης στα σημεία όπου εδράζονται οι τεγίδες. Η απόσταση των εδράσεων είναι όση και η απόσταση των δικτυωτών πλαισίων που μορφώνουν την στέγη δηλαδή $8,00\text{m}$, επομένως τα συγκεντρωμένα φορτία αυτά παίρνουν την τιμή:

$$78,5\text{KN/m}^3 \times 8,00\text{m} \times 39,12 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 2,457\text{KN}$$

Και στα ακραία πλαίσια η τιμή της δύναμης είναι η μισή δηλαδή: $1,23\text{KN/m}$.

Η διεύθυνση του φορτίου είναι αυτή της βαρύτητας.

2.2 Κινητά φορτία (Q)

2.2.1 Γενικά

Τα φορτία αυτά προκύπτουν από τη χρήση (φυσιολογική, καθώς και σπάνια αλλά αναμενόμενη, όπως στοιβαξη κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, συγκέντρωση ατόμων). Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι' αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους δίνονται από τους κανονισμούς και στην περίπτωση μας οι παράμετροι υπολογισμού είναι σύμφωνοι με τον EC0.

2.2.2 Παράμετροι Υπολογισμών

Οι παράμετροι των φορτίων αυτής της κατηγορίας παρουσιάζονται με την σειρά για κάθε ένα φορτίο σύμφωνα με την ονομασία που του δόθηκε από τους μελετητές.

- Κινητό πλάκας: για τον προσδιορισμό των επιβαλλόμενων φορτίων, οι χώροι των δαπέδων και της στέγης στα κτήρια υποδιαιρούνται σε κατηγορίες σύμφωνα με τη χρήση τους, όπως εξειδικεύεται στα επόμενα.

Κύριες κατηγορίες χρήσης

- ⇒ Χώροι διαμονής, κοινωνικών εκδηλώσεων, εμπορικών καταστημάτων και γραφείων (4 κατηγορίες : A, B, C και D).
- ⇒ Χώροι αποθήκευσης και βιομηχανικών χρήσεων (2 κατηγορίες: E1 και E2)
- ⇒ Χώροι στάθμευσης και κυκλοφορίας οχημάτων (εκτός από γέφυρες, 2 κατηγορίες: F και G)
- ⇒ Στέγες (3 κατηγορίες: H, I και K)

Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα (ΕΠ) που δεν αφίσταται του EC για την πρώτη από τις προαναφερόμενες ομάδες χρήσεων ισχύουν οι ακόλουθες διακρίσεις:

Πίνακας 2.1-Ομάδες χρήσεως

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D¹⁾)	<p>C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνώστηρια, χώροι υποδοχής.</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.</p> <p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p> <p>C5: Χώροι προσβάσιμοι από μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p>D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά</p> <p>D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>
<p>¹⁾ Εφιστάται η προσοχή στο 6.3.1.1(2), και συγκεκριμένα για το C4 και C5. Βλέπε EN 1990 στην περίπτωση που πρέπει να εξετασθούν οι δυναμικές επιδράσεις. Για την Κατηγορία E, βλέπε πίνακα 6.3</p>		

Οι δε αντίστοιχες τιμές των δράσεων q_k (ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο) και Q_k (συγκεντρωμένο φορτίο) συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα του ΕΠ.

Πίνακας 2.2-Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών

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

Το συγκεντρωμένο φορτίο Q_k προσδιορίζεται για τοπικούς έλεγχους και θα λαμβάνεται υπόψη ότι δρα μόνο του.

Εφόσον το δάπεδο επιτρέπει διαφορετική κατανομή των φορτίων των κινητών χωρισμάτων, το ίδιο βάρος τους μπορεί να ληφθεί υπόψη μέσω ενός ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου q_k το οποίο θα προστίθεται στα επιβαλλόμενα φορτία των δαπέδων που λαμβάνονται από τον παραπάνω πίνακα.

- Κινητό στέγης: οι στέγες θα κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την προσβασιμότητα τους, όπως φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 2.3-Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών στέγης

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη Χρήση
Η	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
Ι	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως D
Κ	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις , όπως ελικοδρόμια

Τα επιβαλλόμενα φορτία για τις στέγες της κατηγορίας Η συνοψίζονται στους επόμενους δύο πίνακες:

Πίνακας 2.4-Φορτία κατηγορίας

H

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

Και για τις στέγες θα πρέπει να πραγματοποιούνται ξεχωριστοί έλεγχοι για το συγκεντρωμένο φορτίο Q_k και το ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο q_k , που δρουν ανεξάρτητα. Επίσης (με εξαίρεση αυτές που αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα) θα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να αντέχουν σε ένα φορτίο 1,50KN που επιβάλλεται μέσω μιας τετράγωνης επιφάνειας πλευράς 50mm. Αυτό το συγκεντρωμένο φορτίο θα λαμβάνεται επίσης υπόψη ως ελάχιστο για τον έλεγχο διαδρομών σε εγκαταστάσεις εξυπηρέτησης, επιθεώρησης κ.τ.τ. Τμήματα στεγών που απαρτίζονται από ελάσματα ή μη συνεχή στοιχειά θα σχεδιάζονται έτσι ώστε το συγκεντρωμένο φορτίο Q_k να δρα επί της ενεργούς επιφάνειας που δημιουργείται μέσω διατάξεων διανομής του φορτίου.

2.2.3 Υπολογισμός

Οι αριθμητικές τιμές των φορτίων και τα σημεία εφαρμογής τους πάνω στο μοντέλο της κατασκευής για κάθε ένα από τα παραπάνω φορτία, σύμφωνα με τις παραμέτρους υπολογισμού τους, είναι:

- Κινητό πλάκας: Η χρήση του κτηρίου που αναλύεται σε αυτή τη διπλωματική ανήκει στην κατηγορία χρήσης D 'Χώροι με εμπορικά καταστήματα' και μάλιστα στην υποκατηγορία D2 'Χώροι σε πολυκαταστήματα' επομένως σύμφωνα με τις παραμέτρους η τιμή του φορτίου αυτού είναι 5,00 KN/m². Το φορτίο αυτό εισάγεται στο πρόγραμμα ως κατανεμημένο ομοιόμορφα στην επιφάνεια της πλάκας και με διεύθυνση αυτή της βαρύτητας.
- Κινητό στέγης: Η στέγη είναι μη-προσβάσιμη παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή επομένως ανήκει στην κατηγορία φορτιζόμενων επιφανειών 'I'. Τέτοιες επιφάνειες σύμφωνα με τις παραμέτρους φορτίζονται με φορτίο 1,00KN/m². Το φορτίο αυτό εισάγεται στο πρόγραμμα ως κατανεμημένο σε όλο το μήκος του κάθε πλαισίου της στέγης. Αφού τα δικτυωτά πλαίσια, που αποτελούν την στέγη, απέχουν μεταξύ τους κατά κύριο λόγο 8,00m σε καθένα από τα ενδιάμεσα πλαίσια κατανέμεται σε όλο του το μήκος ένα ομοιόμορφο φορτίο με τιμή:

$$1,00\text{KN/m}^2 \times 8,00\text{m} = 8,00\text{KN/m}$$

Και στα ακραία πλαίσια η τιμή του φορτίου είναι η μισή δηλαδή: 4,00KN/m.

Η διεύθυνση του φορτίου αυτού είναι αυτή της βαρύτητας.

2.3 Φορτίο Ανέμου (W)

2.3.1 Γενικά

Ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου στο κτήριο αλλά και στα επιμέρους στοιχεία του (τεγίδες, μηκίδες κτλ) βασίστηκε στους κανόνες και τις μεθόδους που ορίζει ο Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-4, για έργα πολιτικού μηχανικού ύψους μέχρι και 200m. Οι δράσεις του ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και ως έτσι θα ληφθούν υπόψη στους συνδυασμούς των δράσεων σχεδιασμού σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) και σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ), που παρατίθενται σε επόμενη ενότητα.

2.3.2 Παράμετροι Υπολογισμών

Κατηγορίες εδάφους- Παράμετροι εδάφους

Το έδαφος χωρίζεται σε τέσσερις κατηγορίες ανάλογα με το ανάγλυφο της περιοχής, την τραχύτητα του εδάφους και το ύψος των εμποδίων σε σχέση με τη μεταξύ τους απόσταση. Οι κατηγορίες και οι αντίστοιχες παράμετροί τους παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2.5

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 του εδάφους εικονογραφούνται στο παράρτημα Α.

Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , δίδεται από την παρακάτω σχέση:

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

όπου:

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

$I_v(z)$ είναι η ένταση στροβιλισμού σε ύψος z , η οποία υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z)=k_i/(c_0(z)\times \ln(z/z_0)) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

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

όπου:

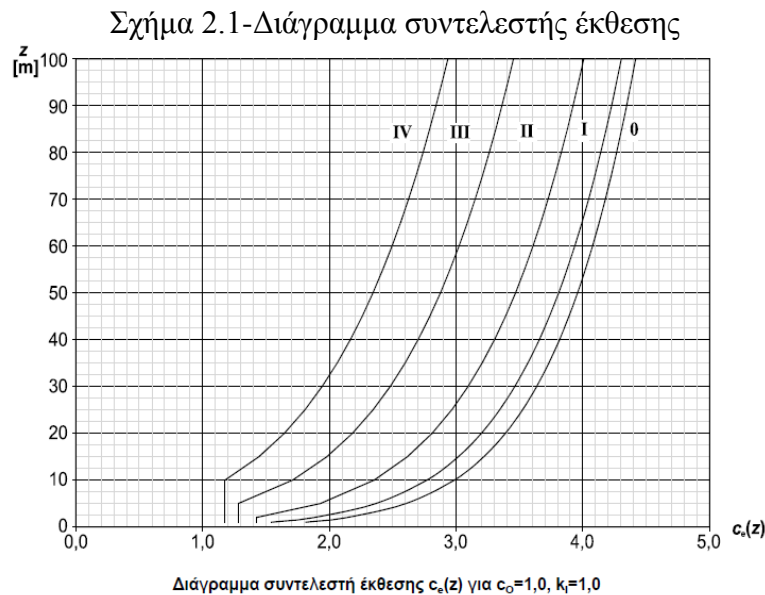
k_i συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με τη μονάδα)

$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z)=q_p(z)/q_b$$

ή

για επίπεδο έδαφος και ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους δίνεται από το παρακάτω διάγραμμα:



Βασική πίεση q_b

Η βασική πίεση δίνεται από τη σχέση:

$$q_b=0,5\times \rho \times v_b^2$$

όπου:

v_b είναι η βασική ταχύτητα του, που ορίζεται συνάρτηση της εποχής του έτους και της διεύθυνσης του ανέμου, σε ύψος 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, από τη σχέση:

$$V_b=C_{dir}\times C_{season}\times V_{b,0}$$

όπου:

C_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα)

C_{season} είναι ο συντελεστής εποχής (λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα)

$V_{b,0}$ είναι η τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου.

Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$

Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$ είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z από το έδαφος και εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση. Δίνεται από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b$$

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

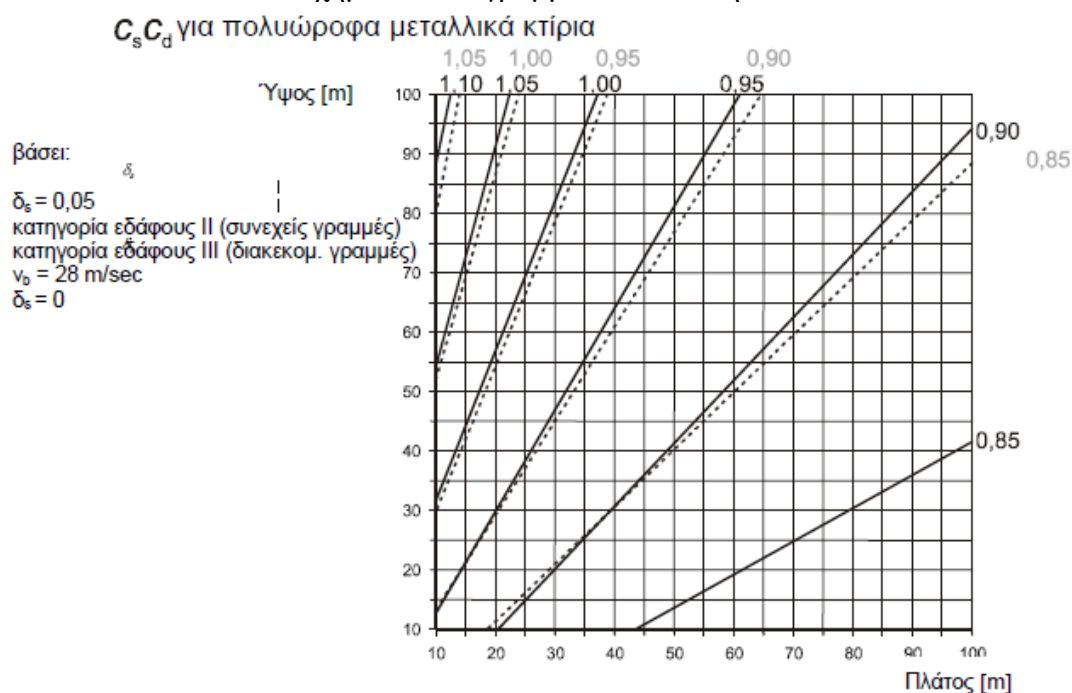
$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1,00)

Δυναμικός συντελεστής c_{sd}

Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δύο επιμέρους παραμέτρους, την παράμετρο c_s , η οποία λαμβάνει υπόψη της τη μειωτική επίδραση στη δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας, και τη δυναμική παράμετρο c_d , που λαμβάνει υπόψη της την αυξημένη επίδραση των ταλαντώσεων λόγω στροβιλισμού.

Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής, το ύψος και το πλάτος της και μπορεί να εκτιμηθεί είτε με τη βοήθεια των παρακάτω διαγραμμάτων ή αν υπερβαίνει την τιμή 1,10, σύμφωνα με μια λεπτομερή διαδικασία η οποία δεν περιγράφεται στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής.

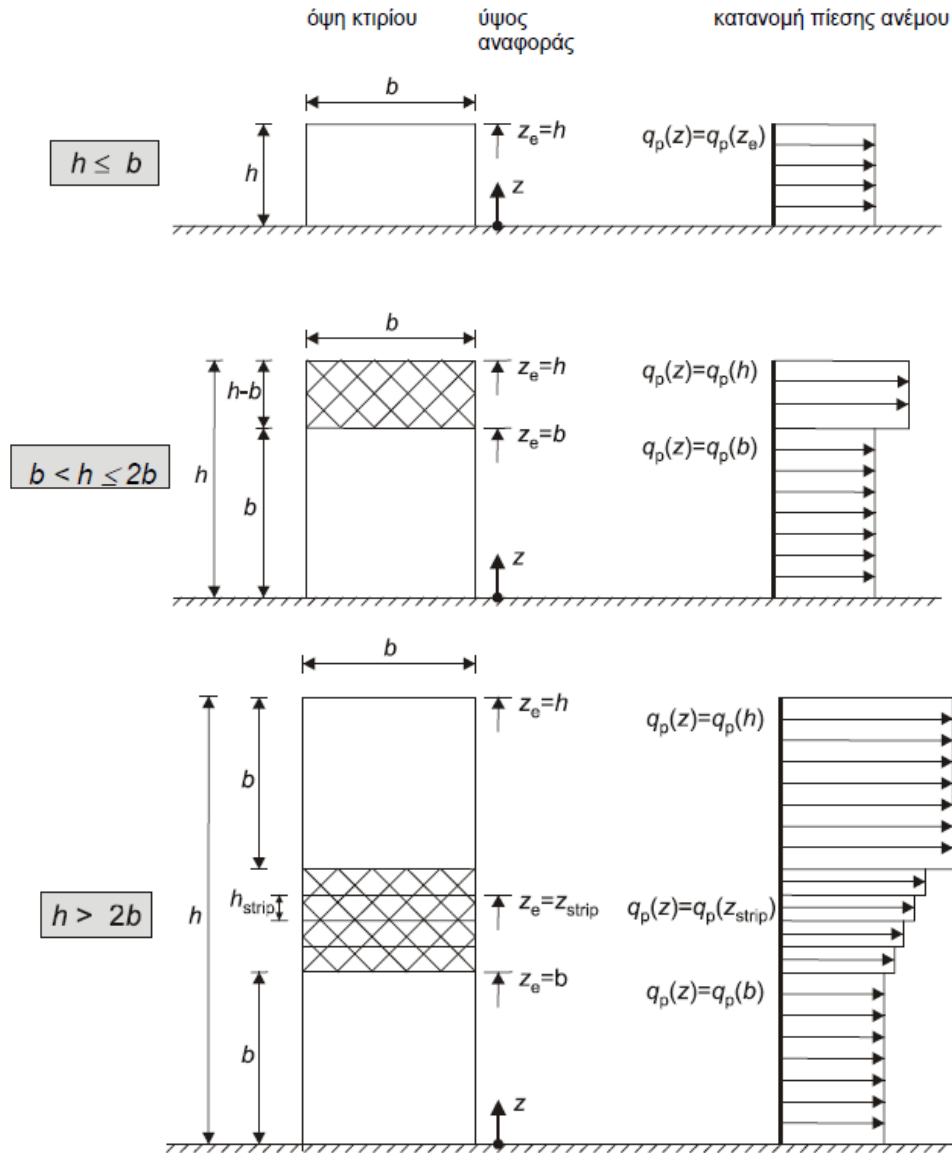
Σχήμα 2.2-Διάγραμμα συντελεστή c_{sd}



Ύψος αναφοράς Z_e

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς για τους προσήνεμους τοίχους ανάλογα με τη σχέση ύψους h και πλάτους b του κτηρίου γίνεται στα παρακάτω σχήματα.

Σχήμα 2.3-Ύψος αναφοράς Z_e



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

Ύψος αναφοράς, Z_e , που εξαρτάται από τα h και b , και αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων

Για τον υπήνεμο τοίχο και τους παράπλευρους τοίχους το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με το ύψος του κτηρίου.

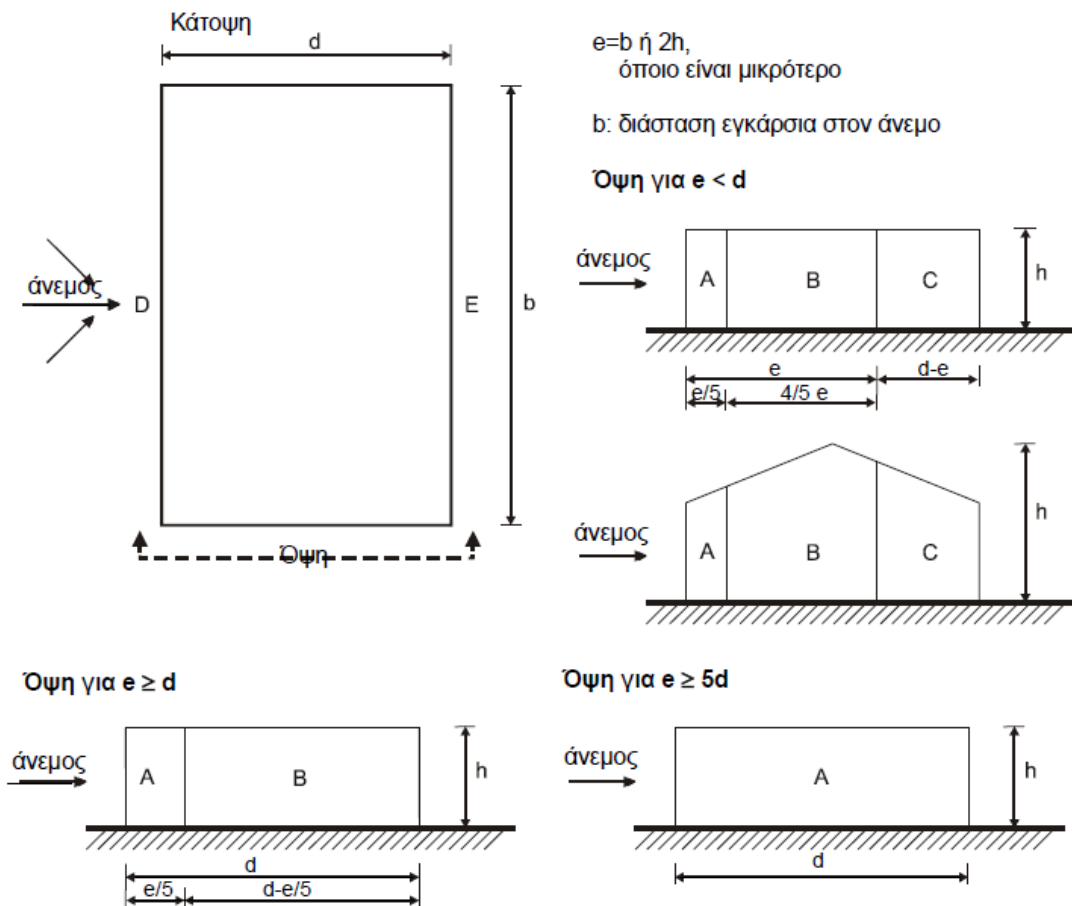
Αεροδυναμικοί συντελεστές πίεσης και δύναμης

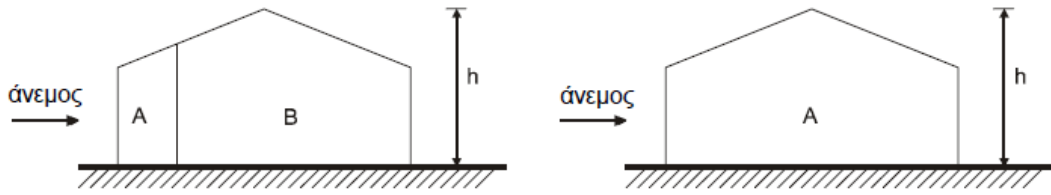
Οι αεροδυναμικοί συντελεστές πίεσης και δύναμης διακρίνονται σε συντελεστές εσωτερικής c_{pi} και συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} . Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτηρίων, ενώ

οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κτηρίων. Επιπλέον οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης διακρίνονται σε καθολικούς και τοπικούς συντελεστές. Οι τοπικοί συντελεστές $c_{pe,1}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από 1 m^2 π.χ. για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων. Οι καθολικοί συντελεστές $c_{pe,10}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες των 10 m^2 .

Τέλος χρησιμοποιούνται και οι αεροδυναμικοί συντελεστές τριβής c_f , οι οποίοι εκφράζουν τις επιδράσεις της τριβής του ανέμου στις παράλληλες, προς τη διεύθυνση του ανέμου, πλευρές. Οι συντελεστές αεροδυναμικής πίεσης και δύναμης δίνονται από τους παρακάτω σχήματα και πίνακες, για κατακόρυφους τοίχους και δικλινείς στέγες, για διευθύνσεις ανέμου 0° και 90° και ανάλογα με το λόγο h/d ή την κλίση α° αντίστοιχα. Για ενδιάμεσες τιμές των πινάκων χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

Σχήμα 2.4-Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους





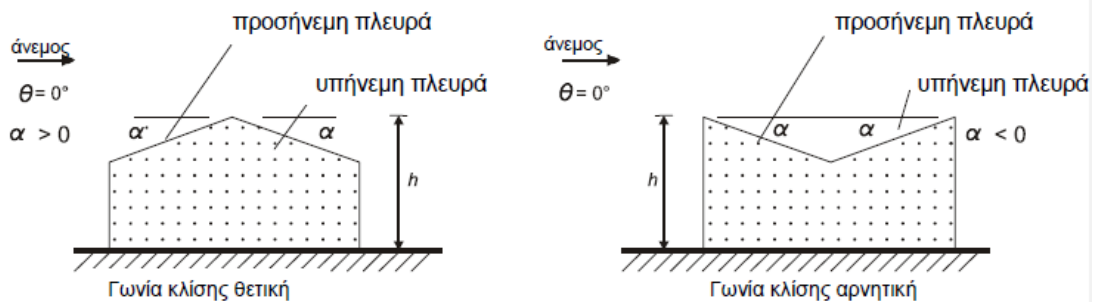
Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 2.6

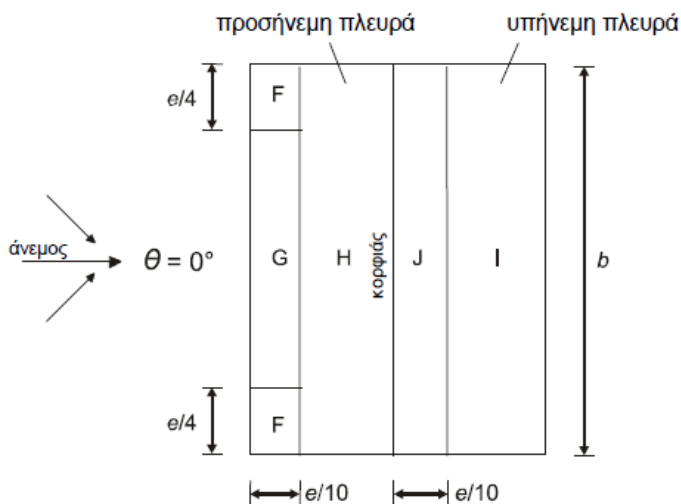
Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

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	

Σχήμα 2.5 Υπόμνημα για δικλινείς στέγες



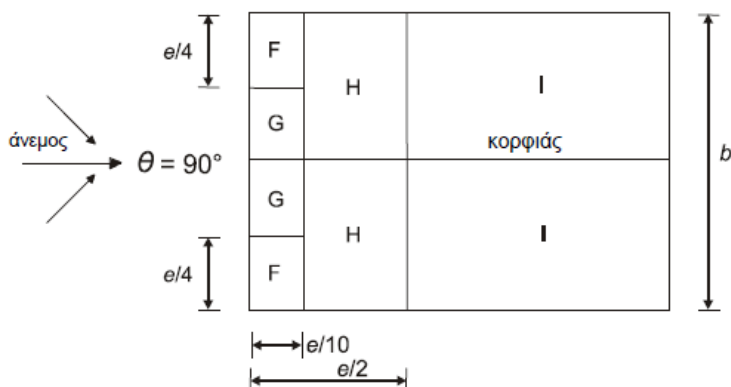
(α) γενικά



(β) διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

$e = b$ ή $2h$
 όποιο είναι μικρότερο

b : διάσταση εγκάρσια
 στον άνεμο



(γ) διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

Υπόμνημα για δικλινείς στέγες

Πίνακας 2.7

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Πίνακας 2.8

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

2.3.3 Υπολογισμός

Ο υπολογισμός των πιέσεων του ανέμου έγινε για δύο διευθύνσεις ανέμου, για $\theta=0^\circ$ και $\theta=90^\circ$. Υπολογίστηκε το συνολικό φορτίο του ανέμου για κάθε κατακόρυφη πλευρά και κατόπιν κατανεμήθηκε ισότιμα στα υποστυλώματα κάθε πλευράς ανάλογα με το ύψος τους. Επίσης υπολογίστηκαν τα ανεμοφορτία της στέγης και κατανεμήθηκαν στα πλαίσια βάση του συνολικού μήκους της άνω δοκού των πλαισίων. Τέλος υπολογίστηκαν και οι πιέσεις του ανέμου για την δυσμενέστερη περίπτωση τεγίδας και μηκίδας.

Παραδοχές-απλοποιήσεις

Στους παρακάτω υπολογισμούς θεωρήσαμε ότι:

Για το κτήριο:

- Το κτήριο έχει ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων $b=87,65\text{m}$ (πλευρά παράλληλη στον κορφιά) και $d=31,65\text{m}$ (πλευρά κάθετη στον κορφιά).
- Το κτήριο αποτελείται από 12 πλαίσια με μεταξύ τους αποστάσεις 8m. Η πραγματική απόσταση μεταξύ του 1^{ου} και του 2^{ου} πλαισίου είναι 7,65m αλλά για απλοποίηση των υπολογισμών, λήφθηκε ίση με τις υπόλοιπες.
- Ο αριθμός των υποστυλωμάτων στις κάθετες στον κορφιά πλευρές είναι 5 σε κάθε πλευρά και συνολικά 10, με μεταξύ τους απόσταση 8m. Η πραγματική απόσταση του 4^{ου} και του 5^{ου} υποστυλώματος είναι 7,65m, αλλά για απλοποίηση των υπολογισμών έχει ληφθεί ίση με τις υπόλοιπες.
- Ο αριθμός των υποστυλωμάτων στις παράλληλες στον κορφιά πλευρές είναι 7 σε κάθε πλευρά και συνολικά 14, με μεταξύ τους απόσταση 16m εκτός από το 6^ο και το 7^ο υποστυλώμα, που απέχουν 7,65m.
- Το ύψος του κορφιά του κτηρίου είναι $h_k=17,29\text{m}$ και το ύψος της άκρης είναι $h_a=16,8\text{m}$.
- Κάθε τμήμα της στέγης έχει 9 τεγίδες με πλάτος επιρροής $b_{tm}=1,98\text{m}$ οι μεσαίες και $b_{ta}=0,99\text{m}$ οι ακραίες.

- vii. Κάθε κατακόρυφη πλευρά έχει 8 μηκίδες καθ' ύψος, με πλάτος επιρροής $b_{tm}=2,4m$ οι μεσαίες και $b_{ta}=1,20m$ οι ακραίες.

Συντελεστές:

- i. Κατηγορία εδάφους: III
- ii. Πυκνότητα αέρα ρ : $\rho = 1,25kg/m^3$
- iii. Βασική ταχύτητα ανέμου $v_{b,0} = 27,00m/s$
- iv. Αεροδυναμικοί συντελεστές εσωτερικής πίεσης c_{pi} : για τους παρακάτω υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν οι ακραίες τιμές των αεροδυναμικών συντελεστών $c_{pi,min} = -0,300$ και $c_{pi,max} = 0,200$, επειδή ο λόγος των ανοιγμάτων του κτηρίου μ είναι άγνωστος.
- v. Συντελεστής τριβής κτηρίου c_{tr} : $c_{tr} = 0,04$
- vi. Δυναμικός συντελεστής $C_s C_d$: από το Σχ.χ.2 παρατηρώ ότι για τα παραπάνω θεωρηθέντα στοιχεία του κτηρίου ο συντελεστής προκύπτει $C_s C_d \ll 0,85$. Επομένως επιλέξαμε την ελάχιστη επιτρεπόμενη τιμή για κατηγορία εδάφους III, $C_s C_d = 0,85$.
- vii. Συντελεστής εποχής c_{season} : $c_{season} = 1,00$
- viii. Συντελεστής διεύθυνσης ανέμου c_{dir} : $c_{dir} = 1,00$

Υπολογισμοί

Υπολογισμός γωνιάς κλίσης α στέγης, πλατών επιρροής τειγίδας και μηκίδας και υψών αναφοράς.

Από τις παραπάνω παραδοχές για το κτήριο και από το Σχ. 2.3, με απλούς υπολογισμούς προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα στον Πίν. 2.9.

Πίνακας 2.9-Αποτελέσματα βασικών παραδοχών

Το μέγιστο ύψος του κτηρίου h_{max} είναι (m) =	17,290
Η κλίση της στέγης α είναι (deg) =	1,774
Πλάτος επιρροής μεσαίας τειγίδας (m) =	1,979
Πλάτος επιρροής ακραίας τειγίδας (m) =	0,990
Ύψος επιρροής μεσαίας μηκίδας =	2,400
Ύψος επιρροής ακραίας μηκίδας (m) =	1,200
Ύψος αναφοράς z_e (m) =	17,290
Ύψος αναφοράς z_i (m) =	17,290

Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής.

Πίνακας 2.10-Υπολογισμός ταχύτητας αιχμής

Z_0 (m) =	0,3	Από Πιν 2.5
Z_{min} (m) =	5	
Συντελεστής εδάφους k_r =	0,215	$k_r = 0.19 \times (z_0/0.05)^{0.7}$
Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ =	0,873	$c_r = k_r \times \ln(z/z_0)$
Συντελεστής ορεογραφίας $c_o(z)$ =	1,000	Προτεινόμενη τιμή 1, από Ευρωκώδικα 1
Συντελεστής στροβιλισμού k_i =	1,000	

Ένταση στροβιλισμού $I_v(z) =$	0,247	$I_v = K_i / (C_o \times \ln(z/z_o))$
Συντελεστής εποχής $c_{season} =$	1,000	Προτεινόμενη τιμή 1, από Ευρωκώδικα 1
Συντελεστής διεύθυνσης ανέμου $c_{dir} =$	1,000	
Θεμελιώδης τιμή βασικής ταχύτητας ανέμου $v_{b,0} (m/s) =$	27,00	Προτεινόμενη τιμή, από Ευρωκώδικα 1
Βασική ταχύτητα ανέμου $v_b (m/s) =$	27,00	$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0}$
Μέση ταχύτητα αέρα $v_m (m/s^2) =$	23,577	$v_m = v_b \times c_r \times c_o$
Βασική πίεση ανέμου $q_b (KN/m^2) =$	0,456	$Q_b = 0.5 \times \rho \times v_b^2 / 1000$
Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p (KN/m^2) =$	0,947	$Q_p = (1 + 7 \times I_v) \times 0.5 \times \rho \times v_m / 1000$
Συντελεστής έκθεσης $c_e(z) =$	2,079	$C_e(z) = Q_p / Q_b$

Άνεμος εγκάρσιος στην πλευρά b ($\Theta = 0^\circ$)

Υπολογισμός πίεσης για κατακόρυφες πλευρές.

Οι αεροδυναμικοί συντελεστές $C_{p,e}$ και $C_{p,i}$ προκύπτουν από τον παραπάνω πίνακα Πιν.2.6 του Ευρωκώδικα 1. Το φορτίο που ασκείται επί των κατακόρυφων πλευρών προκύπτει ως εξής:

$$F_{w,e} = C_s C_d \times A_{ref} \times C_{p,e} \times q_p$$

$$F_{w,i} = A_{ref} \times C_{p,i} \times q_p$$

όπου:

A_{ref} : Επιφάνεια αναφοράς

Από το Σχ.2.4 προκύπτουν τα παρακάτω δεδομένα για τις κατακόρυφες πλευρές του κτηρίου.

Πίνακας 2.11- Δεδομένα κατακόρυφων πλευρών κτηρίου

	Μήκος (m)	Εμβαδόν (m ²)
Περιοχή A	6,916	116,929
Περιοχή B	24,734	422,545
Περιοχή C	0,000	0,000
Περιοχή D	87,650	1472,520
Περιοχή E	87,650	1472,520

Υπολογισμός φορτίων για μεσαία μηκίδα:

Πίνακας 2.12-Φορτία μεσαίας μηκίδας για $\theta=0^\circ$

Υπολογισμοί με $c_{p,i,max}$					
	$C_{p_e,10}$	$C_{p_i,10}$	$F_{w,e}$	$F_{w,i}$	$F_{w,total} (KN/m)$
$C_{p_e,A}$	-1,200	0,200	-2,448	0,480	-2,774
$C_{p_e,B}$	-0,800	0,200	-1,632	0,480	-2,001
$C_{p_e,C}$	-0,500	0,200	-1,020	0,480	-1,421
$C_{p_e,D}$	0,740	0,200	1,509	0,480	0,974
$C_{p_e,E}$	-0,379	0,200	-0,773	0,480	-1,187
Υπολογισμοί με $c_{p,i,min}$					
	$C_{p_e,10}$	$C_{p_i,10}$	$F_{w,e}$	$F_{w,i}$	$F_{w,total} (KN/m)$
$C_{p_e,A}$	-1,200	-0,300	-2,448	-0,720	-1,637

$C_{pe,B}$	-0,800	-0,300	-1,632	-0,720	-0,864
$C_{pe,C}$	-0,500	-0,300	-1,020	-0,720	-0,284
$C_{pe,D}$	0,740	-0,300	1,509	-0,720	2,111
$C_{pe,E}$	-0,379	-0,300	-0,773	-0,720	-0,050
Min φόρτιση μηκίδας (KN/m) =			-2,774		
Max φόρτιση μηκίδας (KN/m) =			2,111		

Συνολικά φορτία σε κάθε πλευρά και κατανομημένα στα υποστυλώματα:

Πίνακας 2.13-Ανεμοφορτία υποστυλωμάτων

c _{ri,max}		
Πλευρές	ΣFw (KN)	q _w υποστ (KN/m)
1	639,66	5,44
2	-472,03	-1,11
3	-686,50	-5,84
4	-472,03	-1,11
c _{ri,min}		
Πλευρές	ΣFw (KN)	q _w υποστ (KN/m)
1	1232,5	10,48
2	-254,8	-0,60
3	-93,7	-0,80
4	-254,8	-0,60

Υπολογισμός πιέσεων στη στέγη.

Πίνακας 2.14-Πιέσεις στέγης για $\theta=0^\circ$

Οι εξωτερικές πιέσεις της στέγης, επίλυση για c _{ri,max}					
Αρνητικά C _{pe,10}					
	C _{pe,10}	C _{pi,10}	Fw,e	Fw,i	Fw,total (KN)
C _{pe,F}	-1,765	0,200	-44,837	5,979	-48,137
C _{pe,G}	-1,200	0,200	-248,171	48,661	-281,180
C _{pe,H}	-0,665	0,200	-612,279	216,794	-785,356
C _{pe,I}	-0,600	0,200	-552,823	216,794	-729,035
C _{pe,J}	-0,794	0,200	-204,452	60,619	-251,094
Θετικά C _{pe,10}					
	C _{pe,10}	C _{pi,10}	Fw,e	Fw,i	Fw,total (KN)
C _{pe,F}	0,000	0,200	0,000	5,979	-5,664
C _{pe,G}	0,000	0,200	0,000	48,661	-46,095
C _{pe,H}	0,000	0,200	0,000	216,794	-205,362
C _{pe,I}	0,129	0,200	118,912	216,794	-92,721
C _{pe,J}	0,129	0,200	33,249	60,619	-25,926

Οι εξωτερικές πιέσεις της στέγης, επίλυση για c _{ri,min}					
Αρνητικά C _{pe,10}					
	C _{pe,1}	C _{pi,1}	Fw,e	Fw,i	Fw,total (KN)

$C_{pe,F}$	-1,765	-0,300	-44,837	-8,968	-33,977
$C_{pe,G}$	-1,200	-0,300	-248,171	-72,991	-165,942
$C_{pe,H}$	-0,665	-0,300	-612,279	-325,190	-271,951
$C_{pe,I}$	-0,600	-0,300	-552,823	-325,190	-215,630
$C_{pe,J}$	-0,794	-0,300	-204,452	-90,928	-107,538
Θετικά $C_{pe,10}$					
	$C_{pe,1}$	$C_{pi,1}$	$F_{w,e}$	$F_{w,i}$	$F_{w,total}$ (KN/m)
$C_{pe,F}$	0,000	-0,300	0,000	-8,968	8,495
$C_{pe,G}$	0,000	-0,300	0,000	-72,991	69,143
$C_{pe,H}$	0,000	-0,300	0,000	-325,190	308,043
$C_{pe,I}$	0,129	-0,300	118,912	-325,190	420,684
$C_{pe,J}$	0,129	-0,300	33,249	-90,928	117,630

Πίνακας 2.15-Συνδυασμοί πιέσεων για $\theta=0^\circ$

Συνδυασμοί με $C_{pi,max}$				
	1ος Συνδυασμός (+,+)	2ος Συνδυασμός (+,-)	3ος Συνδυασμός (-,-)	4ος Συνδυασμός (-,+)
$F_{w,F,10}$	-5,664	-5,664	-48,137	-48,137
$F_{w,G,10}$	-46,095	-46,095	-281,180	-281,180
$F_{w,H,10}$	-205,362	-205,362	-785,356	-785,356
$F_{w,I,10}$	-92,721	-729,035	-729,035	-92,721
$F_{w,J,10}$	-25,926	-251,094	-251,094	-25,926
ΣΦωστέγης	-381,431	-1242,913	-2142,938	-1281,456
Συνδυασμοί με $C_{pi,min}$				
	1ος Συνδυασμός (+,+)	2ος Συνδυασμός (+,-)	3ος Συνδυασμός (-,-)	4ος Συνδυασμός (-,+)
$F_{w,F,10}$	8,495	8,495	-33,977	-33,977
$F_{w,G,10}$	69,143	69,143	-165,942	-165,942
$F_{w,H,10}$	308,043	308,043	-271,951	-271,951
$F_{w,I,10}$	420,684	-215,630	-215,630	420,684
$F_{w,J,10}$	117,630	-107,538	-107,538	117,630
ΣΦωστέγης	932,491	71,009	-829,016	32,466

Συνολικά παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2.16-Στοιχεία σχεδιασμού για $\theta=0^\circ$

Στέγαστρο	
Δυσμενέστερο Φορτίο (+) (KN)	71,009
Δυσμενέστερο Φορτίο (-) (KN)	-2142,938
Δυσμενέστερη Πλαισιακή Φόρτιση (+) (KN/m)	0,187
Δυσμενέστερη Πλαισιακή Φόρτιση (-) (KN/m)	-5,640

Τεγίδες

Πίνακας 2.17-Φορτία τεγίδων $\theta=0^\circ$

Επίλυση για $c_{pi,max}$					
Μεσαίες τεγίδες – Αρνητικά $C_{pe,10}$					
	$C_{pe,10}$	$C_{pi,10}$	Fw,e	Fw,i	Fw,total (KN/m)
$C_{pe,F}$	-1,765	0,200	-2,968	0,396	-3,187
$C_{pe,G}$	-1,200	0,200	-2,019	0,396	-2,287
$C_{pe,H}$	-0,665	0,200	-1,118	0,396	-1,434
$C_{pe,I}$	-0,600	0,200	-1,009	0,396	-1,331
$C_{pe,J}$	-0,794	0,200	-1,335	0,396	-1,640
Μεσαίες τεγίδες – Θετικά $C_{pe,10}$					
	$C_{pe,10}$	$C_{pi,10}$	Fw,e	Fw,i	Fw,total (KN/m)
$C_{pe,F}$	0,000	0,200	0,000	0,396	-0,375
$C_{pe,G}$	0,000	0,200	0,000	0,396	-0,375
$C_{pe,H}$	0,000	0,200	0,000	0,396	-0,375
$C_{pe,I}$	0,129	0,200	0,217	0,396	-0,169
$C_{pe,J}$	0,129	0,200	0,217	0,396	-0,169
Επίλυση για $c_{pi,min}$					
Μεσαίες τεγίδες – Αρνητικά $C_{pe,10}$					
	$C_{pe,1}$	$C_{pi,1}$	Fw,e	Fw,i	Fw,total (KN/m)
$C_{pe,F}$	-1,765	-0,300	-2,968	-0,594	-2,249
$C_{pe,G}$	-1,200	-0,300	-2,019	-0,594	-1,350
$C_{pe,H}$	-0,665	-0,300	-1,118	-0,594	-0,497
$C_{pe,I}$	-0,600	-0,300	-1,009	-0,594	-0,394
$C_{pe,J}$	-0,794	-0,300	-1,335	-0,594	-0,702
Μεσαίες τεγίδες – Θετικά $C_{pe,10}$					
	$C_{pe,1}$	$C_{pi,1}$	Fw,e	Fw,i	Fw,total (KN/m)
$C_{pe,F}$	0,000	-0,300	0,000	-0,594	0,562
$C_{pe,G}$	0,000	-0,300	0,000	-0,594	0,562

$C_{pe,H}$	0,000	-0,300	0,000	-0,594	0,562
$C_{pe,I}$	0,129	-0,300	0,217	-0,594	0,768
$C_{pe,J}$	0,129	-0,300	0,217	-0,594	0,768

Πίνακας 2.18-Συνδυασμοί φορτίσεων τειγίδων για $\theta=0^\circ$

Μεσαίες τειγίδες – Συνδυασμοί με $C_{pi,max}$				
	1 ^{ος} Συνδυασμός (+,+)	2ος Συνδυασμός (+,-)	3ος Συνδυασμός (-,-)	4ος Συνδυασμός (-,+)
$F_{w,F,10}$	-0,375	-0,375	-3,187	-3,187
$F_{w,G,10}$	-0,375	-0,375	-2,287	-2,287
$F_{w,H,10}$	-0,375	-0,375	-1,434	-1,434
$F_{w,I,10}$	-0,169	-1,331	-1,331	-0,169
$F_{w,J,10}$	-0,169	-1,640	-1,640	-0,169
Μεσαίες τειγίδες – Συνδυασμοί με $C_{pi,min}$				
	1ος Συνδυασμός (+,+)	2ος Συνδυασμός (+,-)	3ος Συνδυασμός (-,-)	4ος Συνδυασμός (-,+)
$F_{w,F,10}$	0,562	0,562	-2,249	-2,249
$F_{w,G,10}$	0,562	0,562	-1,350	-1,350
$F_{w,H,10}$	0,562	0,562	-0,497	-0,497
$F_{w,I,10}$	0,768	-0,394	-0,394	0,768
$F_{w,J,10}$	0,768	-0,702	-0,702	0,768
Μin φόρτιση τειγίδας (KN/m) =		-3,187		
Max φόρτιση τειγίδας (KN/m) =		0,768		

Άνεμος εγκάρσιος στην πλευρά d ($\theta = 90^\circ$)

Από το Σχ.2.4 προκύπτουν τα παρακάτω δεδομένα για τις κατακόρυφες πλευρές του κτηρίου.

Πίνακας 2.19-Δεδομένα κτηρίου ($\theta=90^\circ$)

	μήκος (m)	Εμβαδόν (m ²)
Περιοχή Α	6,330	106,568
Περιοχή Β	25,320	429,095
Περιοχή C	56,000	958,332
Περιοχή D	31,650	539,474
Περιοχή E	31,650	539,474

Υπολογισμός φορτίων για μεσαία μηκίδα:

Πίνακας 2.20-Φορτία μηκίδας ($\theta=90^\circ$)

υπολογισμοί με $C_{pi,max}$					
	$C_{pe,10}$	$C_{pi,10}$	$F_{w,e}$	$F_{w,i}$	$F_{w,total}$ (KN/m)
$C_{pe,A}$	-1,200	0,200	-2,448	0,480	-2,774

$C_{pe,B}$	-0,800	0,200	-1,632	0,480	-2,001
$C_{pe,C}$	-0,500	0,200	-1,020	0,480	-1,421
$C_{pe,D}$	0,700	0,200	1,428	0,480	0,898
$C_{pe,E}$	-0,300	0,200	-0,612	0,480	-1,034
υπολογισμοί με $c_{pi,min}$					
	$C_{pe,10}$	$C_{pi,10}$	$F_{w,e}$	$F_{w,i}$	$F_{w,total}$ (KN/m)
$C_{pe,A}$	-1,200	-0,300	-2,448	-0,720	-1,637
$C_{pe,B}$	-0,800	-0,300	-1,632	-0,720	-0,864
$C_{pe,C}$	-0,500	-0,300	-1,020	-0,720	-0,284
$C_{pe,D}$	0,700	-0,300	1,428	-0,720	2,035
$C_{pe,E}$	-0,300	-0,300	-0,612	-0,720	0,102
Min φόρτιση μηκίδας (KN/m) =			-2,774		
Max φόρτιση μηκίδας (KN/m) =			2,035		

Συνολικά φορτία σε κάθε πλευρά και κατανεμημένα στα υποστυλώματα:

Πίνακας 2.21-Φορτία υποστυλωμάτων ($\theta=90^\circ$)

$c_{p,max}$		
Πλευρές	ΣF_w (KN)	q_w υποστ (KN/m)
1	217,19	1,85
2	-1005,77	-2,37
3	-217,19	-1,85
4	-404,30	-0,95
$c_{p,min}$		
Πλευρές	ΣF_w (KN)	q_w υποστ (KN/m)
1	434,4	3,69
2	-404,3	-0,95
3	0,0	0,00
4	-404,3	-0,95

Υπολογισμός πίεσης στη στέγη.

Πίνακας 2.22-Ανεμοπιέσεις στέγης ($\theta=90^\circ$)

Οι εξωτερικές πιέσεις της στέγης, επίλυση για $c_{pi,max}$					
Δυνάμεις ανέμου ανά τμήμα					
	$C_{pe,10}$	$C_{pi,10}$	$F_{w,e}$	$F_{w,i}$	$F_{w,total}$ (KN/m)
$C_{pe,F}$	-1,729	0,200	-36,806	5,009	-39,610
$C_{pe,G}$	-1,235	0,200	-26,299	5,009	-29,657
$C_{pe,H}$	-0,700	0,200	-119,205	40,069	-150,875
$C_{pe,I}$	-0,600	0,200	-579,682	227,326	-764,454
Οι εξωτερικές πιέσεις της στέγης, επίλυση για $c_{pi,min}$					
Δυνάμεις ανέμου ανά τμήμα					
	$C_{pe,10}$	$C_{pi,10}$	$F_{w,e}$	$F_{w,i}$	$F_{w,total}$ (KN/m)
$C_{pe,F}$	-1,729	-0,300	-36,806	-7,513	-27,748

$C_{pe,G}$	-1,235	-0,300	-26,299	-7,513	-17,795
$C_{pe,H}$	-0,700	-0,300	-119,205	-60,103	-55,985
$C_{pe,I}$	-0,600	-0,300	-579,682	-340,989	-226,106

Συνολικά παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2.23-Στοιχεία σχεδιασμού για $\theta=90^\circ$

Στέγαστρο	
Δυσμενέστερο Φορτίο (+) (KN)	-373,179
Δυσμενέστερο Φορτίο (-) (KN)	-1053,862
Δυσμενέστερη Πλαισιακή Φόρτιση (+) (KN/m)	-0,982
Δυσμενέστερη Πλαισιακή Φόρτιση (-) (KN/m)	-2,773

Τεγίδες

Πίνακας 2.24-Φορτία τεγίδας για $\theta=90^\circ$

Μεσαίες τεγίδες - $C_{pe,10}$					
	$C_{pe,10}$	$C_{pi,10}$	$F_{w,e}$	$F_{w,i}$	$F_{w,total}$ (KN/m)
$C_{pe,F}$	-1,729	0,200	-2,909	0,396	-3,130
$C_{pe,G}$	-1,235	0,200	-2,078	0,396	-2,344
$C_{pe,H}$	-0,700	0,200	-1,178	0,396	-1,490
$C_{pe,I}$	-0,600	0,200	-1,009	0,396	-1,331
Μεσαίες τεγίδες - $C_{pe,10}$					
	$C_{pe,10}$	$C_{pi,10}$	$F_{w,e}$	$F_{w,i}$	$F_{w,total}$ (KN/m)
$C_{pe,F}$	-1,729	-0,300	-2,909	-0,594	-2,193
$C_{pe,G}$	-1,235	-0,300	-2,078	-0,594	-1,406
$C_{pe,H}$	-0,700	-0,300	-1,178	-0,594	-0,553
$C_{pe,I}$	-0,600	-0,300	-1,009	-0,594	-0,394
Μin φόρτιση τεγίδας (KN/m) =			-3,130		
Max φόρτιση τεγίδας (KN/m) =			-0,394		

Συγκεντρωτικά όλα τα παραπάνω στοιχεία παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες και για τις δύο διευθύνσεις ανέμου.

Άνεμος εγκάρσιος στην πλευρά b ($\Theta = 0^\circ$)

Πίνακας 2.25-Συγκεντρωτικά στοιχεία για $\theta=0^\circ$

Πλευρές	q_w υποστ (KN/m)
1	5,44
2	-1,11
3	-5,84
4	-1,11

Στέγαστρο	
Δυσμενέστερη Πλαισιακή Φόρτιση (+) (KN/m)	0,19

Δυσμενέστερη Πλαισιακή Φόρτιση (-) (KN/m)	-5,64
--	--------------

Min φόρτιση μηκίδας (KN/m) =	-2,77
Max φόρτιση μηκίδας (KN/m) =	2,11
Min φόρτιση τεγίδας (KN/m) =	-3,19
Max φόρτιση τεγίδας (KN/m) =	0,77

Άνεμος εγκάρσιος στην πλευρά d ($\Theta = 90^\circ$)

Πίνακας 2.26-Συγκεντρωτικά στοιχεία για $\theta=90^\circ$

Πλευρές	qw υποστ (KN/m)
1	1,85
2	-2,37
3	-1,85
4	-0,95

Στέγαστρο	
Δυσμενέστερη Πλαισιακή Φόρτιση (+) (KN/m)	-0,98
Δυσμενέστερη Πλαισιακή Φόρτιση (-) (KN/m)	-2,77

Min φόρτιση μηκίδας (KN/m) =	-2,77
Max φόρτιση μηκίδας (KN/m) =	2,03
Min φόρτιση τεγίδας (KN/m) =	-3,13
Max φόρτιση τεγίδας (KN/m) =	-0,39

2.4 Φορτίο Χιονιού (S)

2.4.1 Γενικά

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για τις περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Τα φορτία του χιονιού αντιμετωπίζονται ως κατανεμημένα φορτία, με πιθανές μειώσεις για τις απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δε λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξανόμενη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψηλότερα φορτία λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση.

Επίσης ο EC δεν καλύπτει τοποθεσίες με υψόμετρο πάνω από 1500m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων. Για τις περιοχές δε με ιδιαίτερες κλιματικές συνθήκες, όπως υψηλές ταχύτητες ανέμου και λιώσιμο χιονιού, γίνονται ειδικές τροποποιήσεις που περιγράφονται στις ειδικές μορφές συγκέντρωσης χιονιού.

2.4.2 Παράμετροι υπολογισμών

Η δράση του χιονιού θεωρείται ότι εξασκείται στις στέγες των κτηρίων και άλλων τεχνικών έργων. Ως δράση του χιονιού το οποίο έχει συσσωρευθεί είτε από ελεύθερη πτώση είτε έχει παρασυρθεί. Η δράση του χιονιού θεωρείται στατική, μεταβλητή στον χρόνο και σταθερή στον χώρο.

Το φορτίο χιονιού στην στέγη S, προκύπτει από το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος, s_k , (σε kPa) και το οποίο τροποποιείται με μια σειρά συντελεστών οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη τους :

- Τη διαφοροποίηση του φορτίου από το έδαφος στη στέγη (συντελεστής σχήματος μ)
- Την έκθεση της στέγης στα καιρικά φαινόμενα (συντελεστής έκθεσης, C_e)
- Την επίδραση της θερμοκρασίας στη συσσώρευση του χιονιού στη στέγη (θερμικός συντελεστής, C_t).

Είναι δηλαδή:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

Αναλυτικότερα κάθε συντελεστής ορίζεται ως εξής:

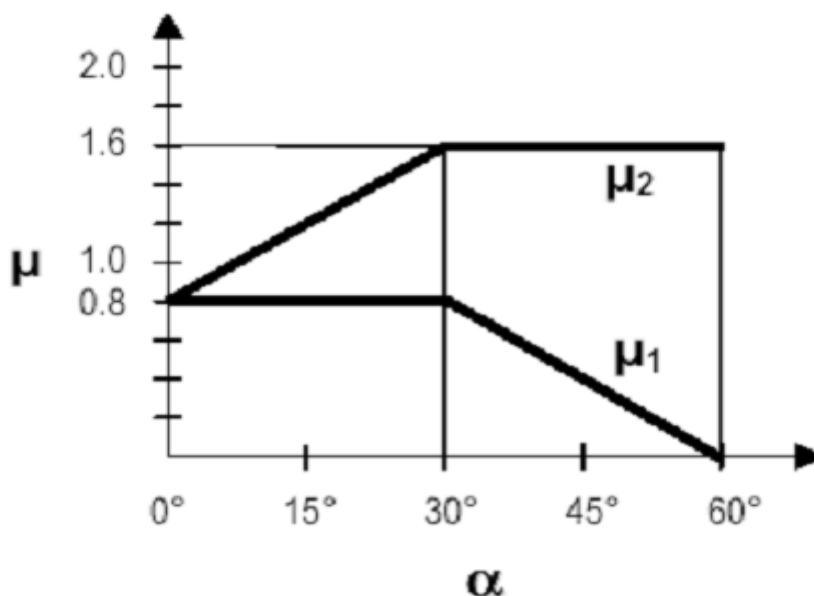
⇒ Συντελεστής σχήματος (μ_i):

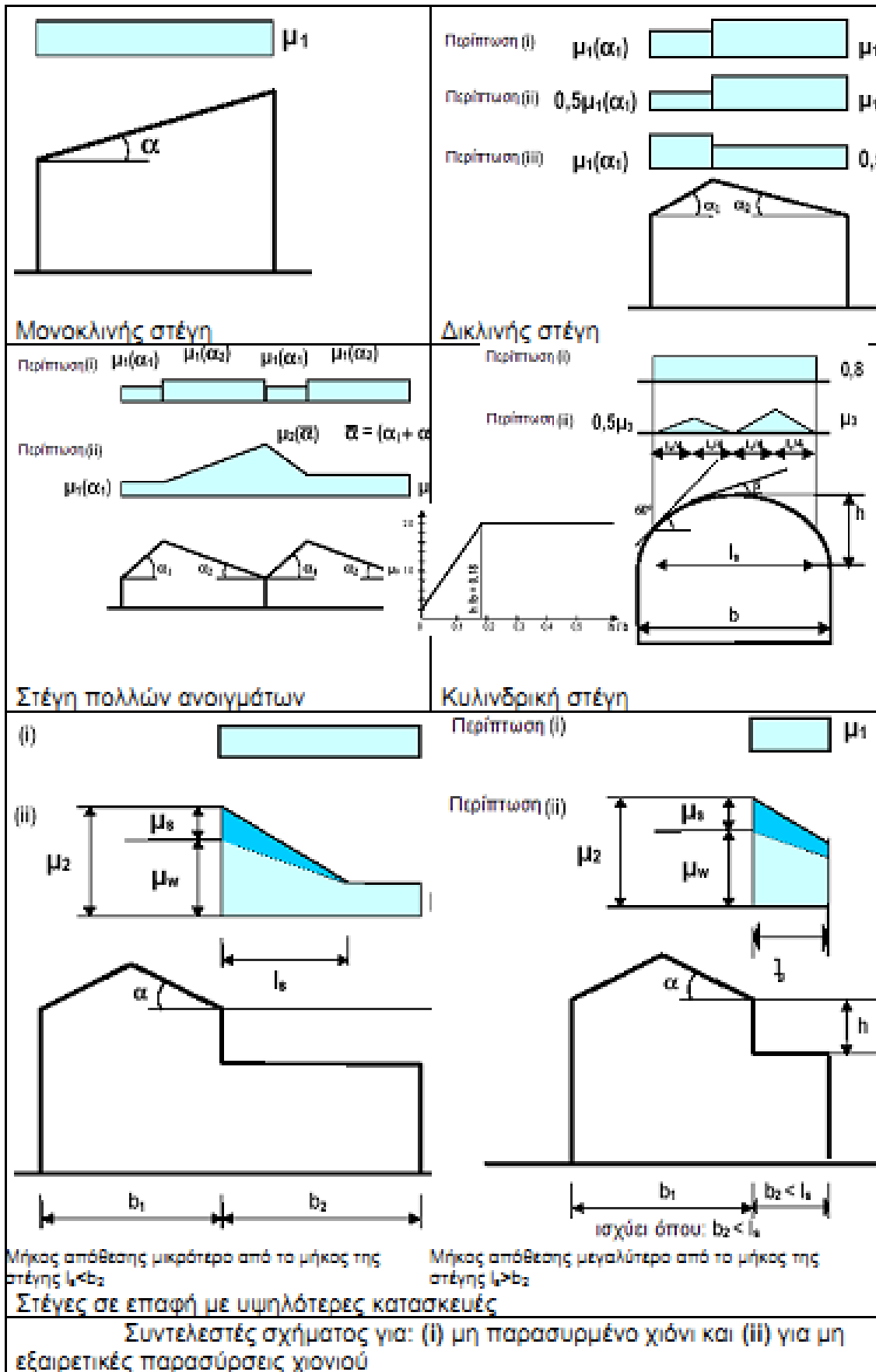
Οι συντελεστές σχήματος της στέγης χρησιμοποιούνται για την αναγωγή από το φορτίο χιονιού στο έδαφος σε φορτίο χιονιού στη στέγη. Γενικώς το φορτίο χιονιού στη στέγη εξαρτάται από:

- Το σχήμα της στέγης και την κλίση της στέγης. Γενικώς θεωρείται ότι το χιόνι δεν μπορεί να παραμείνει σε στέγες με κλίση μεγαλύτερη των 60° , εκτός αν υπάρχουν εμπόδια, προεξοχές ή φράχτες.
- Τις θερμικές ιδιότητες της στέγης και την παραγόμενη θερμότητα κάτω από την στέγη.
- Την τραχύτητα της επιφάνειας της στέγης
- Τη γειτνίαση με άλλα υψηλότερα κτήρια
- Την τοπογραφία της περιοχής
- Το μικροκλίμα της περιοχής (και κυρίως την έκθεση στον άνεμο)

Ο συντελεστής σχήματος στέγης μ , δίνονται από το παρακάτω διάγραμμα για παρασυρόμενο και μη παρασυρόμενο χιόνι για περιπτώσεις μη εξαιρετικής μετατόπισης. Για τις περιπτώσεις εξαιρετικής μετατόπισης του χιονιού οι συντελεστής σχήματος είναι διαφορετικοί όπως προβλέπει ο EC στο παράρτημα Β.

Σχήμα 2.6-Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού





$\mu_1 = \min[2h/s_k, 2b_3/(l_{s1} + l_{s2}), 5]$

Κοιλάδες στεγών πολλαπλών ανοιγμάτων

Για τα μ_1 και μ_2 βλέπε πίνακα ??

Στέγες σε επαφή με, ή κοντά σε, υψηλότερες κατασκευές

Σκιάστρο με $b_1 \leq 5m$

Εμπόδιο σε οριζόντια στέγη

Εμπόδιο σε κακλμένη ή κα

$\mu_1 = \min[2h_1/s_k, 5], \mu_2 = \min[2h_2/s_k, 5]$

Στέγες με παράσωση χιονιού σε προεξοχές και εμπόδια

Χιόνι σε «κοιλάδα» πίσω από πέτασμα στην άκρη της στέγης

Χιόνι πίσω από πέτασμα, οριζόντια στέγη

Χιόνι πίσω από πέτασμα σε μαρκίζα, κακλμένη ή κυκλνδρική στέγη

ΣΗΜ.: Το b_2 πρέπει να χρησιμοποιείται στον υπολογισμό του συντελεστή σχήματος

$\mu_1 = \min[2h/s_k, 2b_1/l_s, 8], l_s = \min[5h, b_1, 15m]$

Στέγες με συγκέντρωση χιονιού σε πετάσματα

Συντελεστές σχήματος για εξαιρετικές παρασύψεις χιονιού

Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού για εξαιρετικές μετατοπίσεις χιονιού για στέγες σε επαφή με, ή κοντά σε, υψηλότερες κατασκευές.

Συντελεστής Σχήματος	Γωνία κλίσης της στέγης α_1			
	$0^\circ < \alpha_1 \leq 15^\circ$	$15^\circ < \alpha_1 \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha_1 < 60^\circ$	$60^\circ < \alpha_1$
μ_1	μ_2	$\mu_2 \cdot (30 - \alpha_1) / 15$	0	0
μ_2	μ_2	μ_2	$\mu_2 \cdot (60 - \alpha_1) / 30$	0
Σημείωση: $\mu_2 = \min[2h/s_k, 2b_1/l_s, 8], b_1 = \max[b_1, b_2], l_s = \min[5h, b_1, 15m]$.				

Στον EC δίνονται συντελεστές σχήματος στέγης για μια ποικιλία μορφών στέγης. Για ορισμένες μορφές στέγης, πρέπει να εξεταστούν διάφορες περιπτώσεις φορτίσεως, επειδή είναι πιθανές διάφορες διατάξεις των φορτίων (με ή χωρίς παράσυρση του χιονιού).

⇒ Συντελεστής Έκθεσης (C_e) :

Η έκθεση μιας κατασκευής στη δράση του ανέμου καθώς και η διάδοση της θερμότητας διαμέσου μίας μη μονωμένης στέγης επηρεάζουν τη συσσώρευση του χιονιού στη στέγη. Για να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα αυτά ο EC εισάγει το συντελεστή έκθεσης, C_e .

Γενικώς ο συντελεστής έκθεσης λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα $C_e=1$, εκτός αν η κατασκευή είναι προφυλαγμένη ή εκτεθειμένη οπότε ο συντελεστής C_e αυξομειώνεται κατά 20% αντιστοίχως.

Διακρίνουμε τρεις περιπτώσεις :

I) Εκτεθειμένο περιβάλλον $C_e = 0.8$. Πρόκειται για επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια με καθόλου ή λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές ή δέντρα.

II) Κανονικό περιβάλλον $C_e = 1.0$, όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση χιονιού από τον άνεμο.

III) Προφυλαγμένο περιβάλλον $C_e = 1.2$ στο οποίο η κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερα από το φυσικό ανάγλυφο ή προστατεύεται από κτήρια ή δέντρα.



⇒ Θερμικός Συντελεστής (C_t):

Ο θερμικός συντελεστής που καθορίζει τη μείωση του φορτίου χιονιού ως συνέπεια της ροής θερμότητας διαμέσου της στέγης που προκαλεί τήξη του χιονιού. Για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης είναι $C_t = 1.0$. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης, όπως συμβαίνει για παράδειγμα στις γυάλινες στέγες.

Όμως, δεν είναι σπάνιες περιπτώσεις όπου σε μια μεγάλη χιονόπτωση παρατηρείται ταυτόχρονα και βλάβη στο σύστημα θέρμανσης (π.χ. από διακόπτη του ηλεκτρικού ρεύματος ή πάγωμα πετρελαίου). Συνεπώς καλό είναι ο θερμικός συντελεστής να λαμβάνεται $C_t = 1.0$ συντηρητικά.

Οι συντελεστές C_e , C_t είναι επιλεγμένοι ώστε η πιθανότητα υπέρβαση του φορτίου χιονιού επί της στέγης που υπολογίζεται να μην ξεπερνά την πιθανότητα υπέρβασης της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_k .

⇒ Το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος (s_k):

Είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους. Είναι το φορτίο με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 2% σε $[kN/m^2]$, εξαιρουμένων των εξαιρετικών φορτίων χιονιού. Η χαρακτηριστική αυτή τιμή συναρτάται από τη ζώνη στην οποία βρίσκεται η τοποθεσία της κατασκευής και από το υψόμετρο της περιοχής και μάλιστα με παραβολικό τρόπο.

Η σχέση που δίνει το φορτίο αυτό είναι :

$$s_k = (0.420 \cdot z - 0.030) \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right], [kN/m^2]$$

Όπου z : η ζώνη που ανήκει το κτήριο γεωγραφικά με βάση τον EC.

A : το υψόμετρο της περιοχής σε m.

2.4.3 Υπολογισμός

Το φορτίο του χιονιού δεν υπολογίστηκε αναλυτικά η τιμή του δεν υπολογίστηκε αλλά ορίστηκε από τους μελετητές σύμφωνα με τις υποδείξεις και τα στοιχεία από τα σχέδια που μας δόθηκαν σε $1,00kN/m^2$. Το φορτίο αυτό εισήχθη στο πρόγραμμα ως κατανεμημένο σε όλο το μήκος του κάθε δικτυωτού πλαισίου της στέγης. Αφού τα δικτυωτά πλαίσια, που αποτελούν την στέγη, απέχουν μεταξύ τους κατά κύριο λόγο $8,00m$ σε καθένα από τα ενδιάμεσα πλαίσια κατανέμεται σε όλο του το μήκος ένα ομοιόμορφο φορτίο με τιμή:

$$1,00kN/m^2 \times 8,00m = 8,00kN/m$$

Και στα ακραία πλαίσια η τιμή της δύναμης είναι η μισή δηλαδή: $4,00kN/m$.

Η διεύθυνση του φορτίου είναι αυτή της βαρύτητας.

2.5 Σεισμικά Φορτία (E)

2.5.1 Γενικά

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτηρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

2.5.2 Παράμετροι υπολογισμών

⇒ Απαιτήσεις συμπεριφοράς και αντίστοιχες σεισμικές δράσεις:

Οι ρητές απαιτήσεις συμπεριφοράς στον EC8 είναι δύο:

1. «Μη- κατάρρευση υπό τη «σεισμική δράση σχεδιασμού»: Αποφυγή έστω και τοπικής κατάρρευσης που μπορεί να θέσει σε κίνδυνο έστω και μία ανθρώπινη ζωή και διατήρηση στατικής ακεραιότητας και παραμένουσας φέρουσας ικανότητας μετά το σεισμό (στους μετασεισμούς). Πρόκειται ουσιαστικώς για απαίτηση «Προστασίας Ζωής».

2. «Περιορισμός βλαβών» υπό τη «σεισμική δράση περιορισμού βλαβών».

Για συνήθη έργα η «σεισμική δράση σχεδιασμού» έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια, δηλ. μέση περίοδο επανάλληψης 475 χρόνια. Πρόκειται ουσιαστικώς για τη χαρακτηριστική σεισμική δράση, A_{EK} , η οποία στον EC8 ονομάζεται «σεισμική δράση αναφοράς» και δηλώνεται με το δείκτη R. Για έργα σπουδαιότητας διαφορετικής της συνήθους, η «σεισμική δράση σχεδιασμού» είναι η «σεισμική δράση αναφοράς», A_{EK} , επί το συντελεστή σπουδαιότητας, γ_I , που έχει τιμές μεγαλύτερες ή μικρότερες από 1.0. Έτσι τελικώς η «σεισμική δράση σχεδιασμού» είναι: $A_{Ed} = \gamma_I A_{EK}$. Οι τιμές του γ_I που δίνονται για κτίρια στο Κεφάλαιο 4 του EN 1998-1:2004 είναι αυτές του Πίνακα,

Η απαίτηση υπ. αρ. 1, «μη-κατάρρευσης», πρέπει να ικανοποιείται υπό τη σεισμική δράση A_{Ed} .

Πινάκας 2.27-Κατηγορίες Σπουδαιότητας για κτίρια, Συντελεστές Σπουδαιότητας και Συντελεστής Μείωσης ν για τη σεισμική δράση περιορισμού βλαβών.

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίριο	Συντελεστής σπουδαιότητας γ	Συντελεστής μείωσης σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών, ν
I (Σ1 κατά ΕΑΚ)	Μικρής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια	0.8	0.5
II (Σ2 κατά ΕΑΚ)	Σύνηθες	1.0 (εξ ορισμού)	0.5
III (Σ3 κατά ΕΑΚ)	Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κοινού, πολιτιστικά ιδρύματα κ.λ.π.).	1.2	0.4
IV (Σ4 κατά ΕΑΚ)	Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική Προστασία (νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας)	1.4	0.4

Για συνήθη έργα η «σεισμική δράση περιορισμού βλαβών» έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 10 χρόνια, δηλ. μέση περίοδο επανάληψης 95 χρόνια. Ο ΕΚ8 επιτρέπει να λαμβάνεται χάριν απλότητας ίση με τη «σεισμική δράση σχεδιασμού», A_{Ed} , επί το συντελεστή μείωσης ν του Πίνακα. Επισημαίνεται η χαμηλότερη τιμή του ν για Κατηγορίες Σπουδαιότητας III και IV: η «σεισμική δράση περιορισμού βλαβών», $Ed A \nu$, είναι χαμηλότερη για Κατηγορία Σπουδαιότητας II παρά για III.

Οι ανωτέρω ρητές απαιτήσεις συμπεριφοράς ελέγχονται με βάση τα κριτήρια συμμόρφωσης που περιγράφονται παρακάτω. Όμως, ο ΕΚ8 – όπως και ο ΕΑΚ 2000 στον ίδιο σχεδόν βαθμό – έχει και μία τρίτη απαίτηση: την αποφυγή καθολικής κατάρρευσης υπό μία εξαιρετικά σπάνια αλλά μη καθοριζόμενη σεισμική δράση, πολύ πέραν της «σεισμικής δράσης σχεδιασμού» (π.χ., με μέση περίοδο επανάληψης της τάξεως των 2000 χρόνων). Η απαίτηση αυτή στοχεύει στην αποφυγή καθολικών απωλειών, όχι μεμονωμένων θυμάτων, και αδιαφορεί για το αν ο φορέας θα καταρρεύσει στους μετασεισμούς. Για φορείς που σχεδιάζονται για πλαστιμότητα, η ικανοποίηση της απαίτησης αυτής επιδιώκεται μέσω καθολικής εφαρμογής του Ικανοτικού Σχεδιασμού.

⇒ Εδαφικές συνθήκες και κατηγορίες εδάφους

Η σεισμική δράση εξαρτάται όχι μόνον από τη σεισμικότητα στη θέση του έργου, αλλά και από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Για το σκοπό του καθορισμού της σεισμικής δράσης, ο ΕΚ8 κατηγοριοποιεί το έδαφος σε 5 τυποποιημένες κατηγορίες, τις A, B, C, D, E και σε δύο ειδικές, τις S1, S2

Η βασική παράμετρος για την κατάταξη σε κατηγορία είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στα ανώτατα 30 m από την επιφάνεια, $v_{s,30}$:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

όπου h_i και v_i είναι το πάχος (σε m) και η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε διατμητική παραμόρφωση 10–5 ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος i από N συνολικά. Αν δεν είναι διαθέσιμη η τιμή της $v_{s,30}$, μπορεί να χρησιμοποιείται για την κατάταξη σε κατηγορία ο αριθμός κρούσεων/0.3 m στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης, N_{SPT} . Αν ούτε αυτός είναι διαθέσιμος, μπορεί να χρησιμοποιείται η αστράγγιστη αντοχή, c_u .

Πίνακας 2.28-Κατηγορίες εδάφους κατά EC8.

Κατηγορία Εδάφους	$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό	>800	—	—
B Πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250
C Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m	180-360	15-50	70-250
D Χαλαρή έως μετρίως χαλαρή άμμος ή αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος	<180	<15	<70
E Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5 έως 20m και υπόστρωμα με $v_s > 800$ m/s			
S_1 ≥ 10 m μαλακή άργιλος/ιλύς με δείκτη πλαστικότητας $PI > 40$ και υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	—	10-20
S_2 Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S_1			

⇒ Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση

Η εξάρτηση της «σεισμικής δράσης αναφοράς» (δηλαδή, αυτής με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια και μέση περίοδο επανάληψης 475 χρόνια), A_{Ek} , από τη γεωγραφική θέση δίνεται σε όρους μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} στο βράχο (δηλ. σε έδαφος κατηγορίας A) από τον εθνικό χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας.

Χάριν απλότητας, το Εθνικό Προσάρτημα του EC8 υιοθετεί για το σκοπό αυτό τις τρεις Ζώνες Επικινδυνότητας του EAK 2000 και ως σεισμικές επιταχύνσεις στο βράχο τις αντίστοιχες τιμές εδαφικών επιταχύνσεων (για τις Ζώνες Z1, Z2, Z3: 0.16g, 0.24g, 0.36g, τιμές που θεωρούνται ότι ισχύουν σε έδαφος κατηγορίας B ή C). Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους εξαρτάται από την κατηγορία του εδάφους και προκύπτει από την επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} πολλαπλασιασμένη επί τον συντελεστή S του παρακάτω Πίνακα, που παίρνει τιμές 1.2, 1.15, 1.35 και 1.4, για έδαφος κατηγορίας B, C, D ή E, αντίστοιχα. Για έργα κατηγορίας σπουδαιότητας διαφορετικής της συνήθους (II), η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού, a_g , ισούται με την τιμή αναφοράς, a_{gR} , επί το συντελεστή σπουδαιότητας, γ_I : $a_g = \gamma_I a_{gR}$.

Τιμές αναφοράς a_{gR} μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος τύπου A.

Πίνακας 2.29-Μέγιστες τιμές επιτάγχυνσης

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

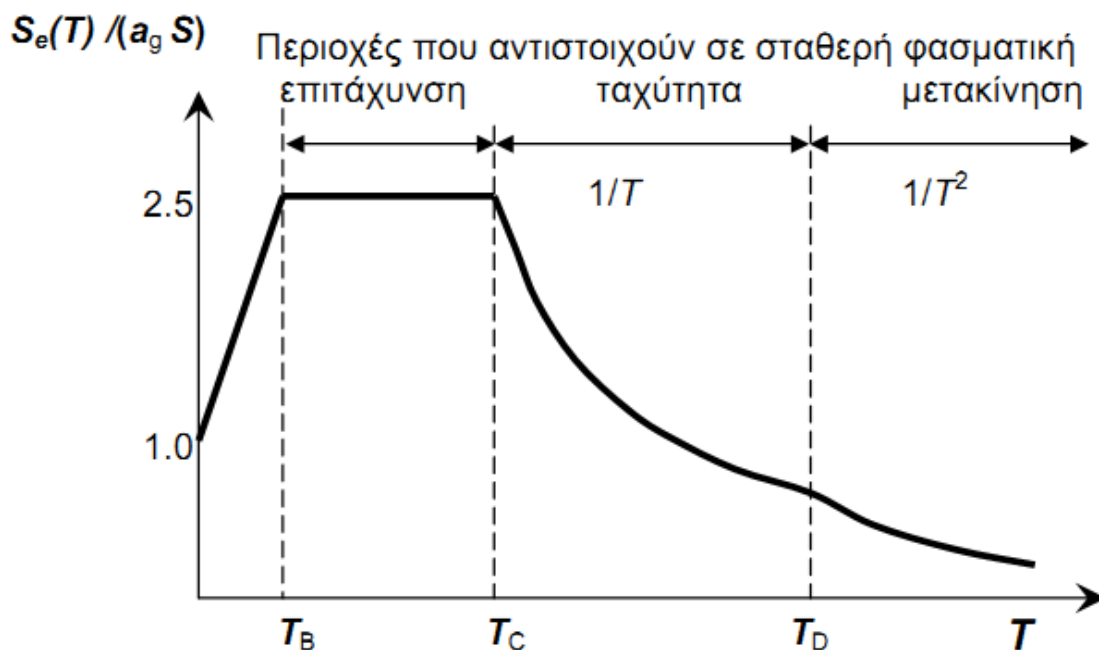
⇒ Φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση

Σε οριζόντιο επίπεδο η σεισμική δράση δρα ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις που έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Η σεισμική δράση σχεδιασμού καθορίζεται στον EC8 μέσω του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού. Αυτό, βασικώς, προκύπτει από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων (με απόσβεση 5%) με διαίρεση των φασματικών επιταχύνσεων δια του συντελεστή συμπεριφοράς, q .

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του EC8 δίνεται σχηματικά στο Σχήμα. Περιλαμβάνει μία περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ περιόδων T_B και T_C με τιμή 2.5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_g S$, που ακολουθείται από μία περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας μεταξύ περιόδων T_C και T_D , όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T$, και μία περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T^2$. Οι τιμές του πολλαπλασιαστικού συντελεστή S και των περιόδων T_B , T_C , T_D δίνονται στον Πίνακα για τις κατηγορίες εδάφους A, B, C, D ή E του EC8.

Σχήμα 2.7-Ελαστικό φάσμα EC8 στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5%



Πίνακας 2.30-Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος για τις τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους σύμφωνα με τον EC8.

Κατηγορία Εδάφους	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.5
B	1.2	0.15	0.5	2.5
C	1.15	0.20	0.6	2.5
D	1.35	0.20	0.8	2.5
E	1.4	0.15	0.5	2.5

Στις περιοχές σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης, το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό με απόσβεση 5% με διαίρεση δια του q . Ο ανερχόμενος κλάδος για ιδιοπερίόδους μέχρι $T \leq T_B$ προκύπτει από γραμμική παρεμβολή μεταξύ:

– της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης, S_{ag} , δια συντελεστή ίσου με 1.5, που εκφράζει υπεραντοχή σε σχέση με την αντοχή σχεδιασμού και της σταθερής επιτάχυνσης σχεδιασμού, για $T = 0$ και

– $2.5a_g/q$ για $T = T_B$.

Επιπλέον, τίθεται ένα κάτω όριο στη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, ίσο με 20% της μέγιστης επιτάχυνσης στο βράχο, a_g . Έτσι τελικώς το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0.2a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0.2a_g \end{cases}$$

⇒ Φάσμα σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση

Στις ελάχιστες περιπτώσεις που χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_{vg} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_{vg} \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_{vg} \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0.2a_{vg} \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_{vg} \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0.2a_{vg} \end{cases}$$

όπου η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση, a_{vg} , και οι τιμές των περιόδων T_B , T_C , T_D δίνονται στον Πίνακα και ο συντελεστής συμπεριφοράς q επιτρέπεται να λαμβάνεται μεγαλύτερος από 1,5 εκτός αν τεκμηριώνεται από κατάλληλη μελέτη.

Πίνακας 2.31-Παράμετροι κατακόρυφου φάσματος κατά EC8.

a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
0.90	0.05	0.15	1.0

Κατά τον EC8, σε κτίρια η κατακόρυφη συνιστώσα χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη εάν η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση, a_{vg} , είναι μεγαλύτερη από 0,25g (δηλαδή, στη Ζώνη Επικινδυνότητας Z3, καθώς και στην Z2 μόνον για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV) αλλά και πάλιν μόνον στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- για (σχεδόν) οριζόντια μέλη με άνοιγμα τουλάχιστον 20 m.
- για (σχεδόν) οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5 m;
- για (σχεδόν) οριζόντια προεντεταμένα μέλη
- για δοκούς που στηρίζουν φυτευτά υποστυλώματα
- σε κτίρια με σεισμική μόνωση.

⇒ Ανάλυση για τη σεισμική δράση

Σύμφωνα με τον EC8, η ανάλυση είναι ελαστική. Αν η ανάλυση γίνεται για τον υπολογισμό της έντασης στα μέλη υπό τη «σεισμική δράση σχεδιασμού», χρησιμοποιεί το φάσμα σχεδιασμού.

Η ανάλυση για τη «σεισμική δράση περιορισμού βλαβών» έχει μόνον στόχο τον υπολογισμό των μετακινήσεων ορόφων. Δεδομένου ότι το ελαστικό φάσμα για

τη «σεισμική δράση περιορισμού βλαβών» είναι αυτό της σεισμικής δράσης σχεδιασμού επί το μειωτικό συντελεστή ν του Πίνακα 2.1 στην παρ. 2.1., οι μετακινήσεις λόγω της «σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών» λαμβάνονται ίσες με αυτές από την ελαστική ανάλυση για τη «σεισμική δράση σχεδιασμού» με το φάσμα σχεδιασμού, επί το συντελεστή συμπεριφοράς q (με βάση «κανόνα των ίσων μετακινήσεων») και επί το μειωτικό συντελεστή ν . Έτσι αρκεί μία ανάλυση για τις δύο σεισμικές δράσεις.

Οι βασικές μέθοδοι ελαστικής ανάλυσης είναι δύο:

1. Η ιδιομορφική φασματική («ιδιομορφική φάσματος απόκρισης») ή
2. Η στατική με (ισοδύναμα) οριζόντια σεισμικά φορτία («Μέθοδος οριζόντιας φόρτισης»).

- Ιδιομορφική φασματική μέθοδος

Η ιδιομορφική φασματική μέθοδος ανάλυσης δε διαφέρει ουσιωδώς από τη «δυναμική φασματική» και εφαρμόζεται πάντα, χωρίς περιορισμούς. Πρόκειται για μια στατιστική μέθοδο γραμμικού υπολογισμού της δυναμικής απόκρισης της κατασκευής, της οποίας όμως η αξιοπιστία μειώνεται στις περιπτώσεις απότομων καθ' ύψος μεταβολών της αντοχής των κτηρίων.

Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές του τυχαίου μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών του τιμών και περιλαμβάνει:

1. Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
2. Ιδιομορφική απόκριση, κατά την οποία υπολογίζεται με χρήση του φάσματος σχεδιασμού για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση), με καθορισμένο πρόσημο, που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.
3. Ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή του τυχαίου μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο). Για την ιδιομορφική επαλληλία συνήθως χρησιμοποιείται η Πλήρης Τετραγωνική Επαλληλία (CQC).
4. Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού, επίσης με ακαθόριστο πρόσημο. Για τη χωρική επαλληλία συνήθως χρησιμοποιείται η Απλή Τετραγωνική Επαλληλία (SRSS).

Η δυναμική φασματική μέθοδος λαμβάνει υπόψη όλες τις ιδιομορφές της κίνησης που συνεισφέρουν σημαντικά στη συνολική κίνηση, αν όμως ικανοποιείται μια από τις παρακάτω προϋποθέσεις, για όλες τις διευθύνσεις του χωρικού μοντέλου:

- ⇒ Το άθροισμα των ενεργών δρυσών μαζών που αντιστοιχούν στις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη θα πρέπει να αντιστοιχούν σε περισσότερο από το 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής.
- ⇒ Όλες οι ιδιομορφές με ενεργές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας λαμβάνονται υπόψη στους υπολογισμούς, δηλαδή

όλες οι ιδιομορφές που ενεργοποιούν πάνω από το 5% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας

Άλλη προϋπόθεση για την εφαρμογή του απλούστερου κανόνα της «τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων» είναι να διαφέρουν κατά τουλάχιστον 10% όλες οι διαδοχικές ιδιοπερίοδοι.

- Στατική μέθοδος ανάλυσης με οριζόντια φορτία

Η στατική ανάλυση με (ισοδύναμα) οριζόντια σεισμικά έχει τους παρακάτω περιορισμούς:

1. Το πεδίο εφαρμογής της περιορίζεται μόνον σε κτίρια κανονικά καθ' ύψος, με θεμελιώδη ιδιοπερίοδο που να ικανοποιεί και στις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις και τις δύο συνθήκες:

$$T \leq 2 \text{ s}$$

$$T \leq 4T_C.$$

όπου T_C η περίοδος στο όριο μεταξύ της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και αυτής της σταθερής φασματικής ταχύτητας.

2. Στην καθ' ύψος μεταβολή των οριζοντίων φορτίων τα οποία μπορεί πάντοτε να προκύπτουν από ανεστραμμένη τριγωνική καθ' ύψος κατανομή των επιταχύνσεων ορόφων:

$$F_i = V_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

όπου V_b η σεισμική τέμνουσα βάσης και z_i, z_j τα ύψη των μαζών m_i, m_j από τη θεμελίωση ή την πάνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου.

3. Στην εφαρμογή των οριζοντίων σεισμικών φορτίων στους ορόφους πάντοτε στη στατική εκκεντρότητα που καθορίζεται εσωτερικά και «αυτόματα» σε μια χωρική ανάλυση.

4. Στις οριζόντιες διευθύνσεις στις οποίες ασκούνται τα οριζόντια φορτία: κατά τις δύο κάθετες μεταξύ τους κύριες διευθύνσεις τις οποίες επιλέγει ο μελετητής.

5. Στο μέγεθος της V_b , το οποίο επιτρέπεται να μειώνεται κατά 15% σε κτίρια άνω των δύο ορόφων με βασική ιδιοπερίοδο $T \leq 2T_C$, λόγω διαφοράς συμμετέχουσας μάζας.

Η στατική ανάλυση με (ισοδύναμα) οριζόντια φορτία στις περιπτώσεις που επιτρέπεται να εφαρμόζεται δίνει - λόγω του ανωτέρω 5 - αποτελέσματα πλησιέστερα σ' αυτά της ιδιομορφικής φασματικής, και επομένως ακριβέστερα και οικονομικότερα.

Στατική ανάλυση με ισοδύναμα φορτία γίνεται ξεχωριστά για κάθε μεταφορική συνιστώσα της σεισμικής δράσης. Η σεισμική τέμνουσα δύναμη βάσης, V_b , για κάθε οριζόντια διεύθυνση όπου ασκείται η σεισμική δράση καθορίζεται ως:

$$F_b = S_d(T_1) \lambda m$$

όπου $S_d(T_1)$ η τιμή του φάσματος σχεδιασμού στη θεμελιώδη περίοδο T_1 στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, m η συνολική μάζα του κτηρίου πάνω από τη

θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης, και λ συντελεστής ίσος με: $\lambda = 0,85$ εάν $T_1 < 2 T_C$ και το κτήριο έχει πάνω από δύο ορόφους, ή $\lambda = 1,0$ διαφορετικά.

Αν και δίνει και απλούστερες εμπειρικές σχέσεις, ο τρόπος που ενθαρρύνει ο EC8 για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου είναι με τον τύπο του Rayleigh:

$$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_i m_i \cdot \delta_i^2}{\sum_i F_i \cdot \delta_i}}$$

Όπου δ_i οι μετατοπίσεις των συγκεντρωμένων μαζών m_i λόγω των φορτίων F_i στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

2.5.3 Υπολογισμός

Για τον υπολογισμό της σεισμικών φορτίων χρησιμοποιήθηκαν από τους μελετητές τα εξής δεδομένα, που είναι σύμφωνα με τα σχέδια που μας δόθηκαν και από τις απαιτήσεις του EC8:

- Εδαφική επιτάχυνση (τιμή αναφοράς) : $a_{gR}[g] = 0,27$ (δοσμένη τιμή)
- Συντελεστής σπουδαιότητας : $\gamma_I = 1,5$ (δοσμένη τιμή)
- Τύπος εδάφους : **B** (δοσμένη τιμή)
- Συντελεστής συμπεριφοράς : **2** (EC8_1κεφ.2.2.2(2))

Κατά την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου, έγινε η θεώρηση ενός μόνο προσανατολισμού των δύο οριζοντίων (και καθέτων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Εδώ θεωρήσαμε ότι ταυτίζονται με τους άξονες x και y της κατασκευής, όπως έχουμε θεωρήσει και στο μοντέλο που εισάγαμε στο πρόγραμμα.

Η ταλαντούμενη μάζα υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για το συνδυασμό φορτίων "μόνιμα" + 0,6 "κινητά" κάτι που είναι σύμφωνο με τις αρχές του EC.

Το φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκε από το πρόγραμμα για την ανάλυση είναι αυτό του EC όπως αναλύθηκε παραπάνω.

Στη δυναμική φασματική μέθοδο για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών έως ότου το άθροισμα των δρυσών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του μοντέλου. Ο απαραίτητος αριθμός ιδιομορφών που προέκυψε στο υπό μελέτη κτήριο, είναι 240 (βλέπε πιν.2.32).

Πίνακας 2.32-Ιδιομορφές- Ιδιομορφικές μάζες κατασκευής

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,620396	0,01166	0,000001962	0,01166	0,000001962
MODAL	Mode	2	0,606138	0,00285	0,000000787	0,01451	0,000002749
MODAL	Mode	3	0,525878	0,006	0,00002025	0,02051	0,000023
MODAL	Mode	4	0,440498	0,03248	0,000003011	0,05299	0,00002601
MODAL	Mode	5	0,415185	0,00006329	6,604E-08	0,05305	0,00002608
MODAL	Mode	6	0,412436	0,0005	3,84E-08	0,05355	0,00002612
MODAL	Mode	7	0,411647	0,0000835	6,034E-07	0,05364	0,00002672
MODAL	Mode	8	0,409234	0,00013	2,515E-07	0,05376	0,00002697
MODAL	Mode	9	0,407954	0,00013	9,155E-09	0,0539	0,00002698
MODAL	Mode	10	0,40369	0,00003603	0,000001645	0,05393	0,00002862
MODAL	Mode	11	0,399465	0,00001629	4,437E-08	0,05395	0,00002867
MODAL	Mode	12	0,398718	0,000002655	5,978E-07	0,05395	0,00002927
MODAL	Mode	13	0,393233	1,842E-07	0,00001592	0,05395	0,00004519
MODAL	Mode	14	0,355519	0,00133	0,000001314	0,05528	0,0000465
MODAL	Mode	15	0,34666	0,000000927	0,00001152	0,05528	0,00005803
MODAL	Mode	16	0,329862	0,000002716	0,0007	0,05528	0,00075
MODAL	Mode	17	0,328144	0,00001484	0,00001539	0,0553	0,00077
MODAL	Mode	18	0,321084	0,00009102	0,00001633	0,05539	0,00079
MODAL	Mode	19	0,316965	0,00002354	0,00003076	0,05541	0,00082
MODAL	Mode	20	0,314059	1,934E-07	0,00002436	0,05541	0,00084
MODAL	Mode	21	0,313856	0,00022	0,000002606	0,05563	0,00084
MODAL	Mode	22	0,310171	0,00001876	7,326E-11	0,05565	0,00084
MODAL	Mode	23	0,308667	0,00062	0,00002056	0,05627	0,00086
MODAL	Mode	24	0,306697	0,00242	0,00005561	0,05869	0,00092
MODAL	Mode	25	0,305758	0,00001595	0,00072	0,05871	0,00164
MODAL	Mode	26	0,30343	0,00002367	3,311E-07	0,05873	0,00164
MODAL	Mode	27	0,300035	8,166E-07	0,0000369	0,05873	0,00167
MODAL	Mode	28	0,288468	0,00255	0,00006227	0,06128	0,00174
MODAL	Mode	29	0,282402	8,945E-07	0,0000263	0,06128	0,00176
MODAL	Mode	30	0,27979	0,00569	0,00101	0,06698	0,00277
MODAL	Mode	31	0,279045	0,00368	0,000002068	0,07065	0,00278
MODAL	Mode	32	0,27549	0,00051	0,0000114	0,07116	0,00279
MODAL	Mode	33	0,272302	0,01484	0,00004785	0,086	0,00284
MODAL	Mode	34	0,271088	0,00305	0,000006803	0,08906	0,00284
MODAL	Mode	35	0,268362	0,00343	0,00002537	0,09249	0,00287
MODAL	Mode	36	0,265009	0,00123	0,00105	0,09371	0,00392
MODAL	Mode	37	0,26417	0,00226	8,268E-07	0,09597	0,00392
MODAL	Mode	38	0,263998	0,01169	0,00098	0,10766	0,0049
MODAL	Mode	39	0,262159	0,00598	0,00001167	0,11364	0,00491
MODAL	Mode	40	0,261304	0,00006341	0,000007235	0,11371	0,00492

MODAL	Mode	41	0,260086	0,00369	0,00011	0,11739	0,00502
MODAL	Mode	42	0,254069	0,01963	0,00197	0,13703	0,00699
MODAL	Mode	43	0,253506	0,00433	0,000002024	0,14135	0,007
MODAL	Mode	44	0,253278	0,00628	0,00054	0,14764	0,00754
MODAL	Mode	45	0,251376	0,01431	0,00004228	0,16195	0,00758
MODAL	Mode	46	0,249948	0,00005565	0,00001105	0,162	0,00759
MODAL	Mode	47	0,248734	0,00479	0,00049	0,16679	0,00808
MODAL	Mode	48	0,244415	0,008	0,00129	0,17479	0,00937
MODAL	Mode	49	0,241609	0,00088	0,00038	0,17567	0,00975
MODAL	Mode	50	0,240852	0,00139	0,01704	0,17706	0,02679
MODAL	Mode	51	0,240492	0,00013	0,00308	0,17719	0,02986
MODAL	Mode	52	0,238059	0,0005	0,00485	0,17768	0,03472
MODAL	Mode	53	0,237822	0,00043	0,00306	0,17812	0,03777
MODAL	Mode	54	0,236767	0,00002702	0,00944	0,17814	0,04721
MODAL	Mode	55	0,234188	0,00318	0,0064	0,18132	0,05361
MODAL	Mode	56	0,23401	0,00009066	0,00197	0,18141	0,05558
MODAL	Mode	57	0,232405	0,00038	0,01358	0,18179	0,06916
MODAL	Mode	58	0,23119	0,01209	0,28825	0,19388	0,35742
MODAL	Mode	59	0,223419	0,00005112	0,00016	0,19393	0,35758
MODAL	Mode	60	0,221456	0,00001506	0,00012	0,19394	0,35769
MODAL	Mode	61	0,218629	0,00003846	0,00059	0,19398	0,35829
MODAL	Mode	62	0,213453	0,00061	0,00328	0,1946	0,36157
MODAL	Mode	63	0,205657	0,00193	0,00732	0,19653	0,36889
MODAL	Mode	64	0,205198	0,00057	0,00009391	0,1971	0,36898
MODAL	Mode	65	0,202855	0,00013	0,00088	0,19723	0,36986
MODAL	Mode	66	0,201343	0,00619	0,00157	0,20341	0,37143
MODAL	Mode	67	0,200863	0,00005469	0,00012	0,20347	0,37155
MODAL	Mode	68	0,200149	0,000007792	0,00011	0,20348	0,37165
MODAL	Mode	69	0,19742	0,00027	0,00766	0,20375	0,37932
MODAL	Mode	70	0,194742	0,0016	0,00001557	0,20535	0,37933
MODAL	Mode	71	0,190406	0,000001296	0,00017	0,20536	0,3795
MODAL	Mode	72	0,186222	0,000006258	0,00013	0,20536	0,37963
MODAL	Mode	73	0,182135	0,01049	0,03643	0,21585	0,41606
MODAL	Mode	74	0,181352	0,00016	0,00018	0,21601	0,41624
MODAL	Mode	75	0,180705	0,00014	2,514E-07	0,21614	0,41624
MODAL	Mode	76	0,180466	0,00019	0,000005085	0,21634	0,41624
MODAL	Mode	77	0,1801	0,0033	0,00917	0,21964	0,42541
MODAL	Mode	78	0,179188	2,418E-08	0,00002429	0,21964	0,42544
MODAL	Mode	79	0,179028	0,00408	0,00146	0,22371	0,42689
MODAL	Mode	80	0,178147	0,00288	0,01312	0,2266	0,44001
MODAL	Mode	81	0,17791	0,00491	0,01132	0,23151	0,45133
MODAL	Mode	82	0,177224	0,000007361	0,00041	0,23152	0,45174
MODAL	Mode	83	0,176787	0,00119	0,00243	0,23271	0,45416
MODAL	Mode	84	0,176395	0,000008889	0,00068	0,23271	0,45484

MODAL	Mode	85	0,17585	0,00067	0,00989	0,23339	0,46473
MODAL	Mode	86	0,17529	0,00018	0,00128	0,23357	0,46602
MODAL	Mode	87	0,17518	0,000009739	0,00062	0,23358	0,46664
MODAL	Mode	88	0,174872	0,00086	0,01895	0,23444	0,48559
MODAL	Mode	89	0,174069	0,000001038	0,00001112	0,23444	0,4856
MODAL	Mode	90	0,173612	0,00049	0,00903	0,23493	0,49463
MODAL	Mode	91	0,172462	0,00001418	0,00001844	0,23495	0,49465
MODAL	Mode	92	0,172049	0,00022	0,00026	0,23517	0,49491
MODAL	Mode	93	0,171687	0,00035	0,00141	0,23551	0,49633
MODAL	Mode	94	0,167608	1,956E-07	0,00061	0,23551	0,49694
MODAL	Mode	95	0,165664	0,00008999	0,00085	0,2356	0,49779
MODAL	Mode	96	0,165068	0,00084	0,00905	0,23644	0,50684
MODAL	Mode	97	0,164895	0,00456	0,08191	0,241	0,58875
MODAL	Mode	98	0,161268	0,00008314	0,00023	0,24108	0,58897
MODAL	Mode	99	0,161124	0,00004646	0,000008459	0,24113	0,58898
MODAL	Mode	100	0,158485	0,0000115	0,0004	0,24114	0,58938
MODAL	Mode	101	0,156501	0,00182	0,00219	0,24296	0,59157
MODAL	Mode	102	0,156366	0,00347	0,01039	0,24643	0,60196
MODAL	Mode	103	0,155447	0,00001778	0,00009372	0,24645	0,60205
MODAL	Mode	104	0,154431	0,000002879	0,00016	0,24645	0,60221
MODAL	Mode	105	0,152782	0,0000325	0,00004843	0,24648	0,60226
MODAL	Mode	106	0,15255	0,00054	0,00062	0,24703	0,60289
MODAL	Mode	107	0,151321	0,00011	0,00008747	0,24714	0,60297
MODAL	Mode	108	0,148528	0,00344	0,00217	0,25058	0,60514
MODAL	Mode	109	0,148459	0,00016	0,0000128	0,25074	0,60515
MODAL	Mode	110	0,146257	0,00056	0,00055	0,2513	0,6057
MODAL	Mode	111	0,145697	0,00052	0,00303	0,25183	0,60873
MODAL	Mode	112	0,144938	0,00148	0,00074	0,25331	0,60947
MODAL	Mode	113	0,144372	0,00202	0,000002937	0,25533	0,60948
MODAL	Mode	114	0,143612	0,0000824	0,00002086	0,25541	0,6095
MODAL	Mode	115	0,138824	0,00734	0,00032	0,26275	0,60982
MODAL	Mode	116	0,138445	0,00178	0,00061	0,26453	0,61042
MODAL	Mode	117	0,136389	0,01868	0,00774	0,28321	0,61816
MODAL	Mode	118	0,136193	0,06915	0,02347	0,35236	0,64162
MODAL	Mode	119	0,135522	0,00504	0,00000717	0,3574	0,64163
MODAL	Mode	120	0,134847	0,00397	0,00012	0,36137	0,64176
MODAL	Mode	121	0,133856	0,00719	0,01774	0,36856	0,6595
MODAL	Mode	122	0,132705	0,00071	0,00066	0,36926	0,66016
MODAL	Mode	123	0,131102	0,00002636	0,00012	0,36929	0,66028
MODAL	Mode	124	0,129209	0,0000353	0,00001442	0,36932	0,66029
MODAL	Mode	125	0,12885	0,00044	0,01763	0,36977	0,67792
MODAL	Mode	126	0,128329	0,00068	0,00101	0,37045	0,67893
MODAL	Mode	127	0,128166	0,00548	0,00461	0,37593	0,68355
MODAL	Mode	128	0,127102	0,00047	0,00108	0,3764	0,68463

MODAL	Mode	129	0,126339	0,00128	0,00075	0,37768	0,68537
MODAL	Mode	130	0,125532	0,00071	0,00534	0,37839	0,69072
MODAL	Mode	131	0,125041	0,00044	0,00018	0,37882	0,6909
MODAL	Mode	132	0,124937	0,0004	0,00078	0,37923	0,69168
MODAL	Mode	133	0,1248	0,00002849	0,00015	0,37926	0,69183
MODAL	Mode	134	0,124255	0,00038	0,00017	0,37964	0,692
MODAL	Mode	135	0,124155	0,00057	0,00058	0,38021	0,69258
MODAL	Mode	136	0,123874	0,000003558	0,00007001	0,38022	0,69265
MODAL	Mode	137	0,123034	0,00005504	0,00009418	0,38027	0,69274
MODAL	Mode	138	0,122422	0,02525	0,00115	0,40552	0,6939
MODAL	Mode	139	0,122197	0,035	0,000002242	0,44052	0,6939
MODAL	Mode	140	0,121249	0,00003484	0,00004481	0,44056	0,69394
MODAL	Mode	141	0,119489	0,00592	0,00165	0,44648	0,69559
MODAL	Mode	142	0,118823	0,03009	0,0025	0,47656	0,69809
MODAL	Mode	143	0,118197	0,00048	3,537E-07	0,47704	0,69809
MODAL	Mode	144	0,117358	0,00103	0,00277	0,47808	0,70086
MODAL	Mode	145	0,11723	0,01587	0,00305	0,49395	0,70391
MODAL	Mode	146	0,117195	0,00749	0,000007132	0,50143	0,70391
MODAL	Mode	147	0,116988	0,00154	0,0002	0,50298	0,70412
MODAL	Mode	148	0,116368	0,00018	0,00175	0,50315	0,70587
MODAL	Mode	149	0,116043	0,00054	0,00043	0,50369	0,7063
MODAL	Mode	150	0,115695	0,00004048	0,00003942	0,50373	0,70634
MODAL	Mode	151	0,115572	0,01386	0,00362	0,51759	0,70996
MODAL	Mode	152	0,114564	0,000000109	5,025E-07	0,51759	0,70996
MODAL	Mode	153	0,113705	0,00592	0,00223	0,52351	0,71219
MODAL	Mode	154	0,113625	0,00332	0,00034	0,52683	0,71253
MODAL	Mode	155	0,113033	0,01185	0,0353	0,53868	0,74783
MODAL	Mode	156	0,11291	0,00582	0,01898	0,5445	0,76681
MODAL	Mode	157	0,112213	0,00001757	0,00002969	0,54452	0,76684
MODAL	Mode	158	0,11175	0,0082	0,03122	0,55272	0,79806
MODAL	Mode	159	0,111066	0,00031	0,0000178	0,55303	0,79808
MODAL	Mode	160	0,110471	0,0075	0,00376	0,56053	0,80184
MODAL	Mode	161	0,10982	0,00008986	0,000001153	0,56062	0,80184
MODAL	Mode	162	0,108812	0,00581	0,00136	0,56643	0,80321
MODAL	Mode	163	0,108182	0,00466	0,00365	0,57109	0,80686
MODAL	Mode	164	0,10787	0,00389	0,0121	0,57499	0,81896
MODAL	Mode	165	0,107514	0,0000317	0,00004205	0,57502	0,819
MODAL	Mode	166	0,107256	0,0352	0,01525	0,61021	0,83425
MODAL	Mode	167	0,106844	0,01508	0,01212	0,6253	0,84637
MODAL	Mode	168	0,106542	0,00155	0,00203	0,62685	0,8484
MODAL	Mode	169	0,106197	0,00009878	0,000003313	0,62695	0,8484
MODAL	Mode	170	0,105589	0,0017	0,00175	0,62864	0,85015
MODAL	Mode	171	0,105092	0,00697	0,00241	0,63561	0,85256
MODAL	Mode	172	0,104692	0,00003538	0,00001107	0,63565	0,85258

MODAL	Mode	173	0,104496	0,00062	0,00201	0,63627	0,85458
MODAL	Mode	174	0,104127	0,00008999	0,00041	0,63636	0,85499
MODAL	Mode	175	0,103612	0,00783	0,0006	0,64419	0,85559
MODAL	Mode	176	0,103339	0,00008798	0,00011	0,64428	0,85571
MODAL	Mode	177	0,102296	0,01025	0,00001187	0,65453	0,85572
MODAL	Mode	178	0,102039	0,04323	0,00293	0,69776	0,85865
MODAL	Mode	179	0,101866	0,00378	0,0011	0,70153	0,85975
MODAL	Mode	180	0,10157	0,01502	0,00107	0,71656	0,86082
MODAL	Mode	181	0,100998	0,00044	0,00001697	0,71699	0,86084
MODAL	Mode	182	0,100718	0,00027	0,00068	0,71726	0,86152
MODAL	Mode	183	0,100665	0,00787	0,00474	0,72513	0,86625
MODAL	Mode	184	0,098998	0,00303	0,000008497	0,72817	0,86626
MODAL	Mode	185	0,098858	0,00107	0,00002591	0,72924	0,86629
MODAL	Mode	186	0,098594	0,00036	0,00009086	0,7296	0,86638
MODAL	Mode	187	0,098301	0,00079	0,00008929	0,73039	0,86647
MODAL	Mode	188	0,097961	0,00027	0,00152	0,73066	0,86799
MODAL	Mode	189	0,097688	0,00041	0,00045	0,73107	0,86844
MODAL	Mode	190	0,097458	0,00041	0,00047	0,73147	0,8689
MODAL	Mode	191	0,097247	0,00046	0,0008	0,73194	0,8697
MODAL	Mode	192	0,09697	0,00489	0,00132	0,73683	0,87102
MODAL	Mode	193	0,096739	0,000002409	0,00007273	0,73683	0,87109
MODAL	Mode	194	0,096505	0,00065	0,00085	0,73748	0,87194
MODAL	Mode	195	0,096269	0,00009817	0,0004	0,73758	0,87234
MODAL	Mode	196	0,095706	0,0002	0,0035	0,73778	0,87584
MODAL	Mode	197	0,095452	0,01214	0,02757	0,74992	0,90341
MODAL	Mode	198	0,095036	0,000002929	2,891E-07	0,74992	0,90341
MODAL	Mode	199	0,09471	0,00356	0,00328	0,75349	0,90669
MODAL	Mode	200	0,094538	0,00295	0,01102	0,75643	0,91771
MODAL	Mode	201	0,094383	0,00025	0,00023	0,75668	0,91794
MODAL	Mode	202	0,093883	0,00019	0,00036	0,75687	0,9183
MODAL	Mode	203	0,093265	6,405E-07	0,00002275	0,75687	0,91832
MODAL	Mode	204	0,093109	0,00004265	0,00005876	0,75691	0,91838
MODAL	Mode	205	0,092649	0,00026	5,185E-07	0,75717	0,91838
MODAL	Mode	206	0,091518	0,00189	0,00058	0,75906	0,91895
MODAL	Mode	207	0,091041	0,00078	0,00011	0,75984	0,91906
MODAL	Mode	208	0,090872	0,02069	0,00573	0,78054	0,92479
MODAL	Mode	209	0,090535	0,00468	2,266E-08	0,78522	0,92479
MODAL	Mode	210	0,090447	0,00077	0,00147	0,78598	0,92626
MODAL	Mode	211	0,090269	0,01734	0,00102	0,80332	0,92727
MODAL	Mode	212	0,089915	0,00178	0,00002024	0,8051	0,92729
MODAL	Mode	213	0,089901	0,05519	0,00591	0,86029	0,93321
MODAL	Mode	214	0,089033	0,00428	0,00158	0,86458	0,93479
MODAL	Mode	215	0,088676	0,00001717	0,00002698	0,86459	0,93482
MODAL	Mode	216	0,088339	0,007	0,00077	0,87159	0,93559

MODAL	Mode	217	0,088098	0,00467	0,00057	0,87626	0,93616
MODAL	Mode	218	0,087851	0,00124	0,0018	0,8775	0,93796
MODAL	Mode	219	0,086877	0,00261	1,151E-07	0,88012	0,93796
MODAL	Mode	220	0,086693	0,00028	0,000001178	0,8804	0,93797
MODAL	Mode	221	0,086345	0,00479	0,00035	0,88518	0,93832
MODAL	Mode	222	0,08626	0,00001889	0,00015	0,8852	0,93847
MODAL	Mode	223	0,086177	0,00007882	0,00003662	0,88528	0,93851
MODAL	Mode	224	0,085944	0,00889	0,00114	0,89418	0,93964
MODAL	Mode	225	0,085521	0,00078	0,00004838	0,89496	0,93969
MODAL	Mode	226	0,084826	0,0000828	0,00002866	0,89504	0,93972
MODAL	Mode	227	0,084438	0,0008	0,000004356	0,89584	0,93972
MODAL	Mode	228	0,084174	0,00004096	0,00000189	0,89588	0,93972
MODAL	Mode	229	0,083872	0,00016	0,00025	0,89604	0,93997
MODAL	Mode	230	0,083348	0,00119	0,00035	0,89723	0,94032
MODAL	Mode	231	0,083149	0,00013	0,00009559	0,89736	0,94042
MODAL	Mode	232	0,082835	0,00016	5,787E-07	0,89752	0,94042
MODAL	Mode	233	0,082792	0,0004	0,00003176	0,89792	0,94045
MODAL	Mode	234	0,08248	0,00015	0,00019	0,89807	0,94065
MODAL	Mode	235	0,082322	0,00008398	9,286E-07	0,89815	0,94065
MODAL	Mode	236	0,082098	0,00042	0,00001171	0,89857	0,94066
MODAL	Mode	237	0,081975	0,00039	0,00008323	0,89896	0,94074
MODAL	Mode	238	0,081882	0,00008665	0,000007288	0,89905	0,94075
MODAL	Mode	239	0,081466	0,00092	0,00077	0,89997	0,94152
MODAL	Mode	240	0,081118	0,0002	0,00017	0,90016	0,94169

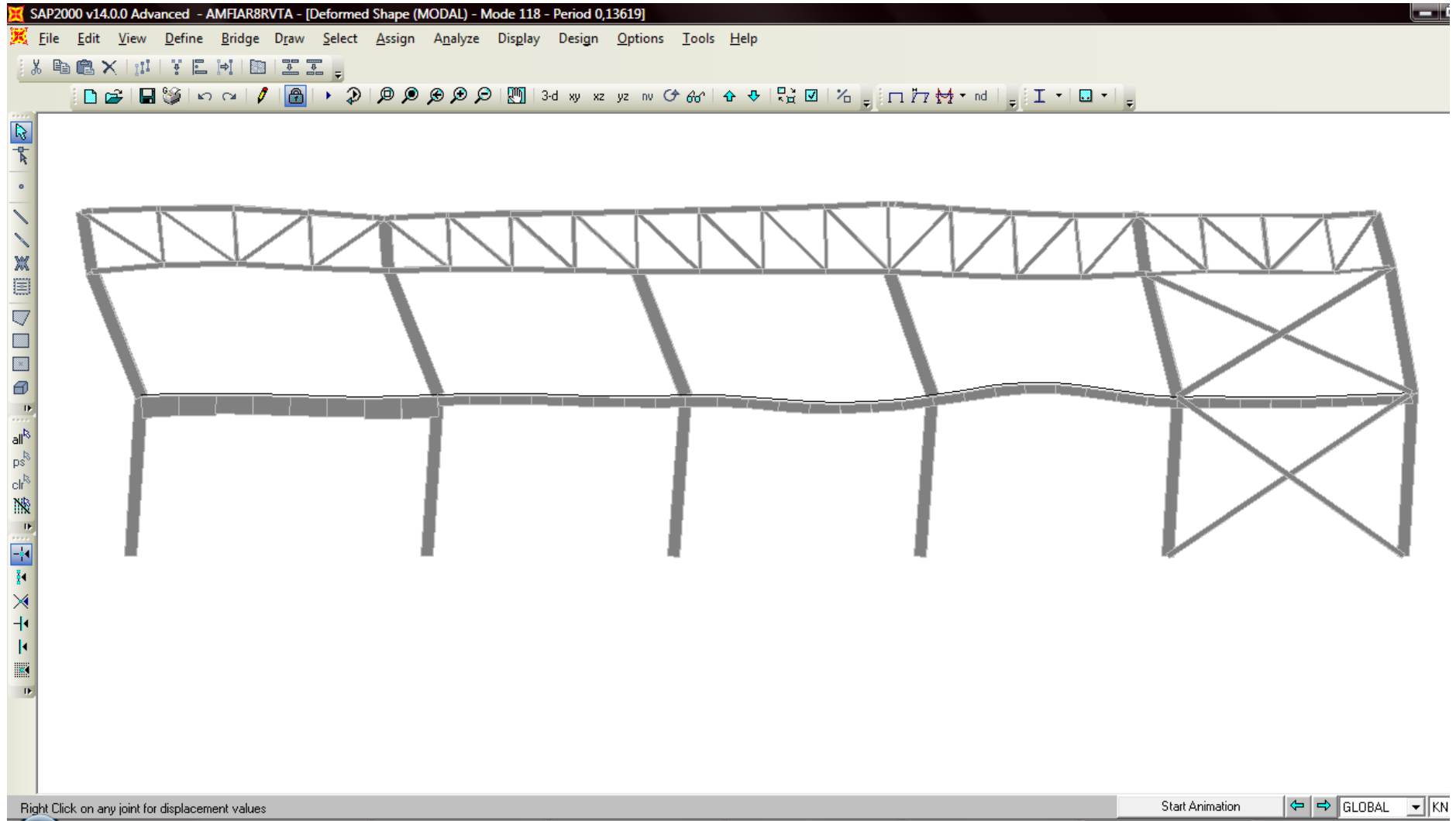
Παρατηρούμε ότι για να επιτευχθεί το επιθυμητό ποσοστό ιδιομορφικής μάζας κατά Y χρειάστηκαν 197 ιδιομορφές και κατά X, χρειάστηκαν 240, αριθμός που για συνήθη κτίρια είναι αρκετά μεγάλος. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι ένα μεγάλο μέρος του κτηρίου και συγκεκριμένα η στέγη, αποτελείται από δικτυωτό φορέα. Ως αποτέλεσμα ένα πλήθος ιδιομορφών συνδέεται με την ταλάντωση επιμέρους στοιχείων ή ράβδων της κατασκευής, τα οποία αντιστοιχούν σε πολύ μειωμένη ιδιομορφική μάζα. Έτσι σημαντική καθίσταται σε τέτοιες περιπτώσεις η δυνατότητα του προγράμματος ανάλυσης, να πραγματοποιήσει τη δυναμική φασματική ανάλυση, με ένα μεγάλο πλήθος ιδιομορφών.

Η κύρια ιδιοπερίοδος κατά X είναι η $T=0,136\text{sec}$, η οποία δίνεται στην ιδιομορφή 118 και δίνει δρώσα ιδιομορφική μάζα περίπου $m_{118,X}=7\%M$, και η κύρια περίοδος κατά Y είναι η $T=0,231\text{sec}$, η οποία δίνεται στην ιδιομορφή 58 και έχει δρώσα ιδιομορφική μάζα $m_{58,Y}=28,8\%M$. Παρατηρούμε ότι το κτήριο έχει μικρές κύριες ιδιοπεριόδους. Αυτό ήταν αναμενόμενο λόγω της αυξημένης δυσκαμψίας του κτηρίου. Η αυξημένη δυσκαμψία οφείλεται στον τύπο της κατασκευής (σύμμικτη μεταλλική), την πληθώρα κατακόρυφων και οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, αλλά και στα δύο κατακόρυφα φρεάτια σκυροδέματος που λειτουργούν σαν πρόσθετα στοιχεία δυσκαμψίας και συμβάλουν επικουρικά στην

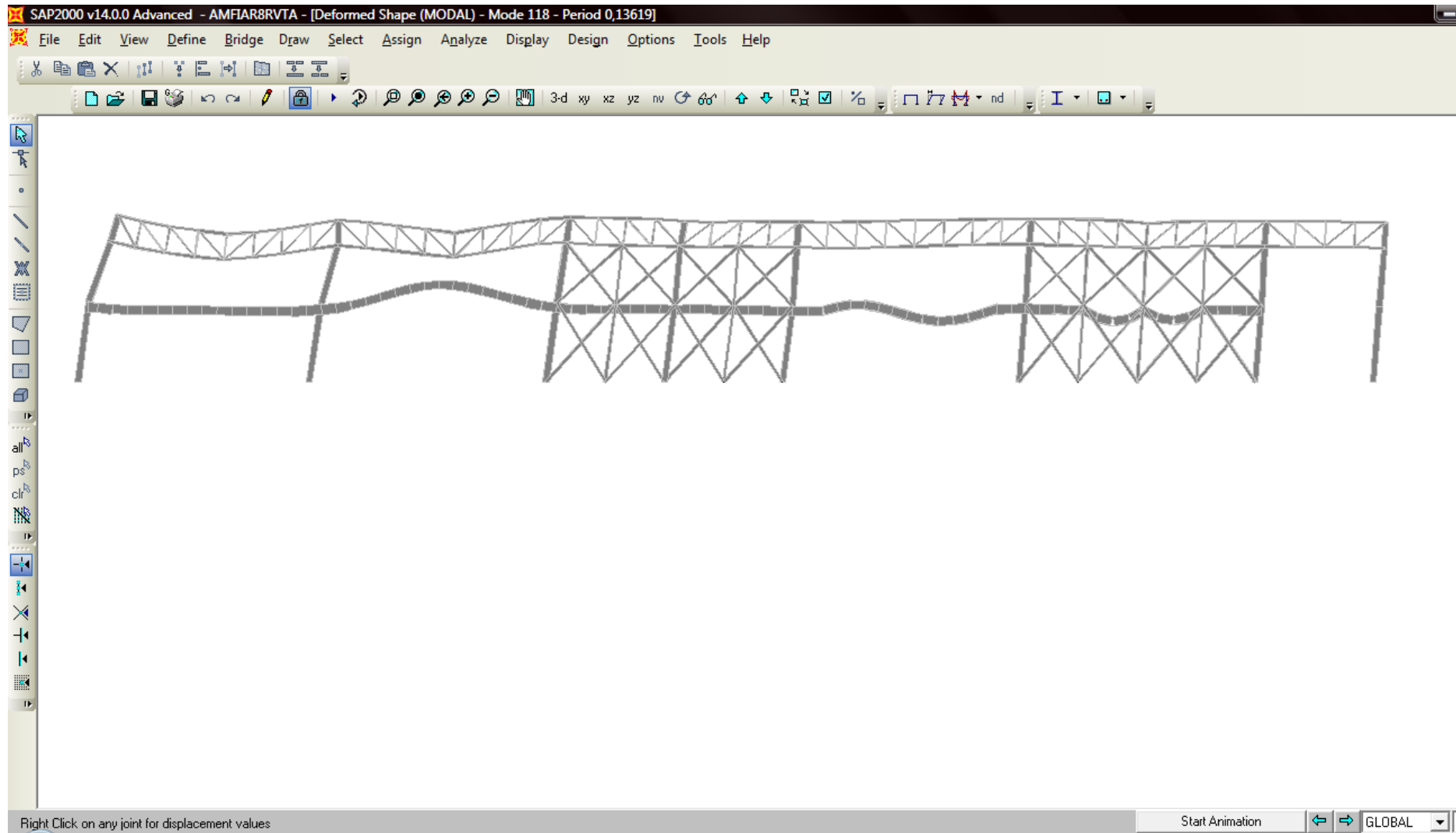
ανάληψη, όλων των πλευρικών δράσεων, είτε πρόκειται για σεισμικές φορτίσεις, είτε για ανεμοπιέσεις.

Μετά τον υπολογισμό των απαραίτητων ιδιομορφών σε κάθε διεύθυνση σεισμού (x, y) πραγματοποιήθηκε επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων κατασκευάζοντας τις συνιστώσες E_x και E_y . Ακολούθως έγινε χωρική επαλληλία (SRSS) για ταυτόχρονη δράση των δύο συνιστωσών του σεισμού και τέλος γραμμικός συνδυασμός των σεισμικών και στατικών φορτίων που θα αναλυθεί με λεπτομέρεια σε επόμενο κεφάλαιο.

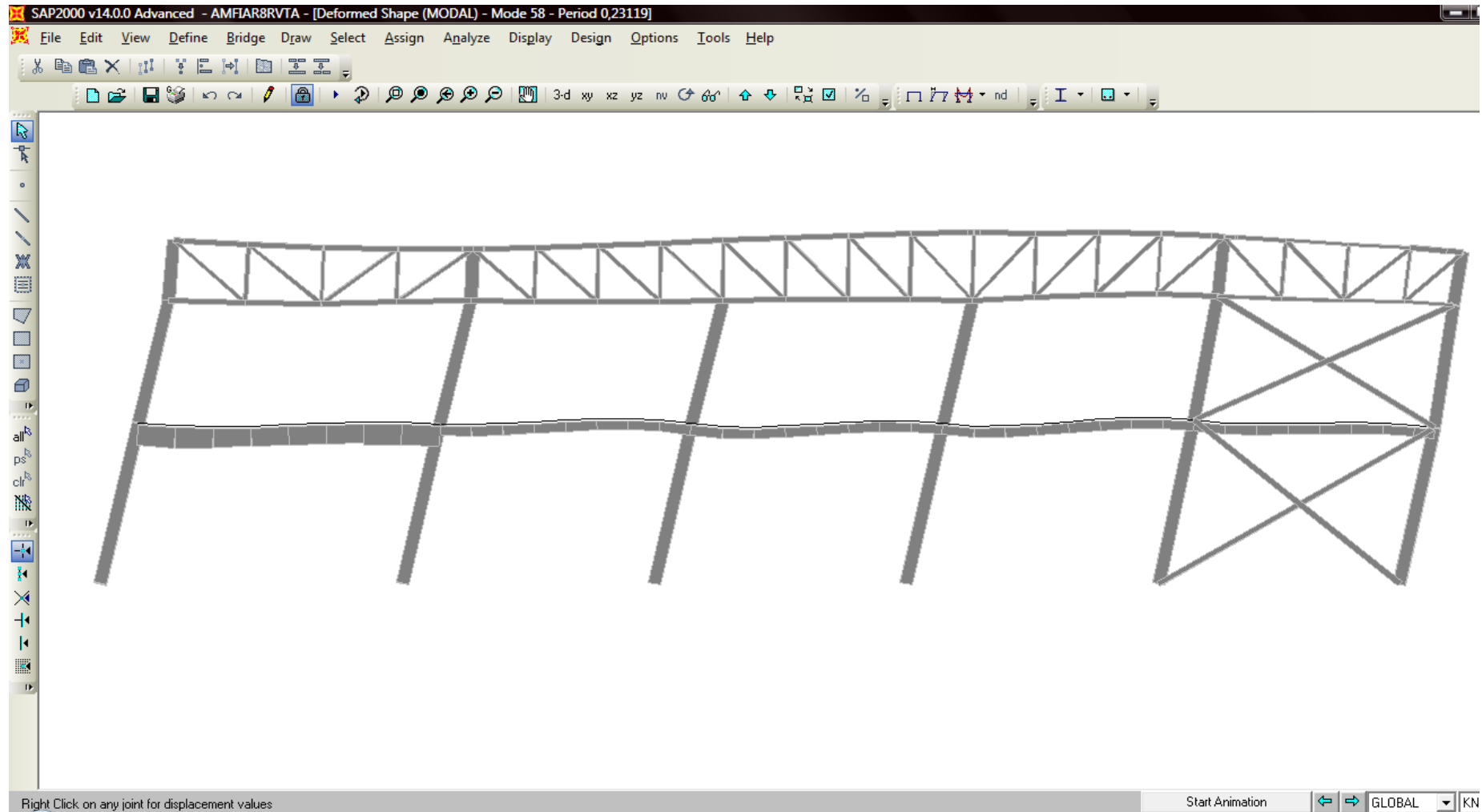
Σχήμα 2.8-Κύρια Ιδιομορφή κατά X- Προφίλ κτηρίου y-z



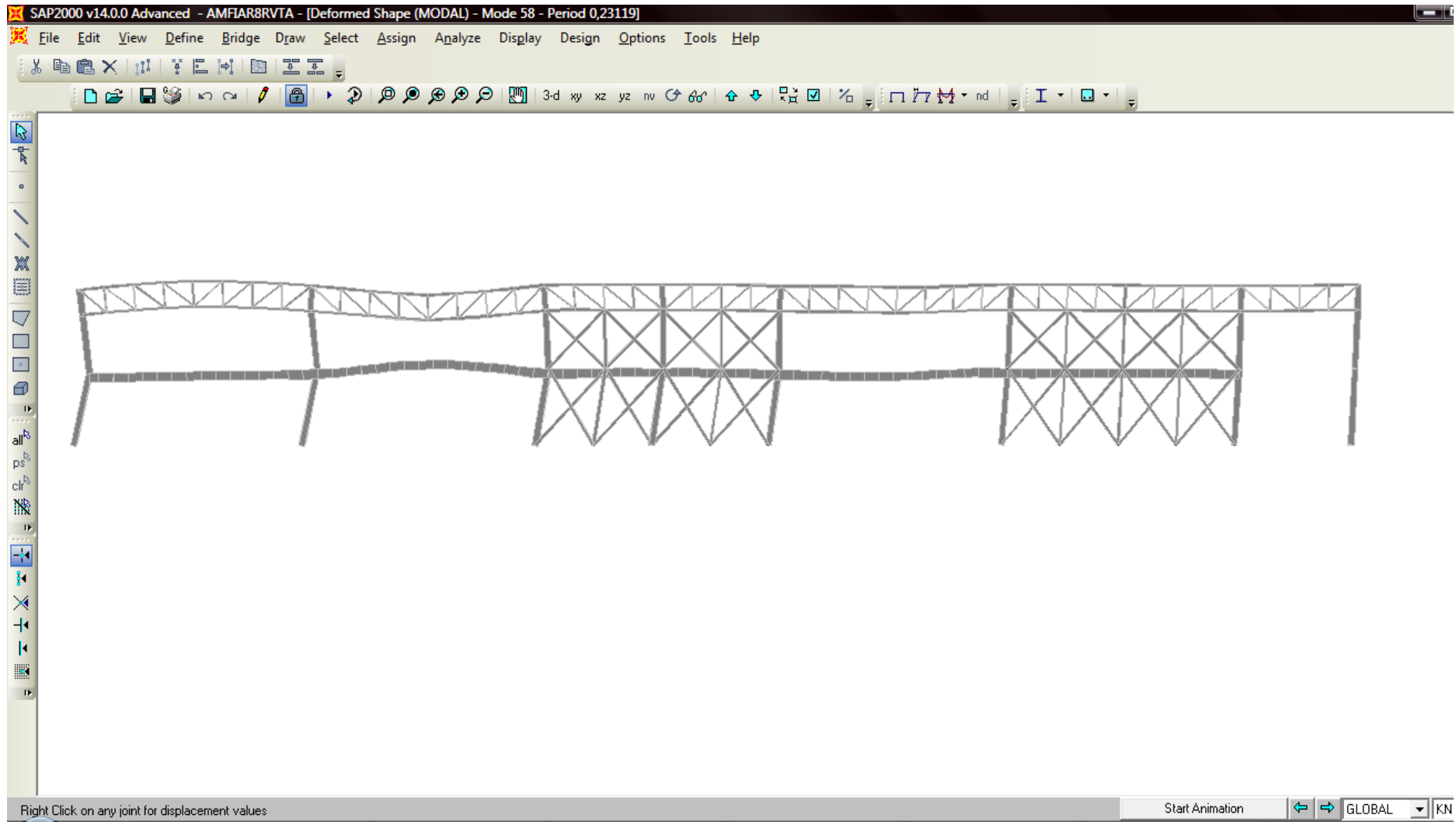
Σχήμα 2.9-Κύρια Ιδιομορφή κατά X- Προφίλ κτηρίου x-z



Σχήμα 2.10-Κύρια Ιδιομορφή κατά Υ- Προφίλ κτηρίου y-z



Σχήμα 2.11-Κύρια Ιδιομορφή κατά Y- Προφίλ κτηρίου x-z



2.6 Συνδυασμοί Φορτίσεων

2.6.1 Βασικές απαιτήσεις

Ο σχεδιασμός μιας φέρουσας κατασκευής, καθώς και η κατασκευή και η συντήρησή της καθ' όλη τη σκοπούμενη διάρκεια ζωής της, με εύλογο οικονομικό κόστος και για τον απαιτούμενο βαθμό αξιοπιστίας πρέπει να γίνονται με τρόπο που να εξασφαλίζονται οι ακόλουθες τέσσερις βασικές απαιτήσεις:

- αντίσταση (resistance),
- λειτουργικότητα (serviceability),
- ανθεκτικότητα στη διάρκεια του χρόνου (durability),
- ευρωστία (robustness) (δηλ. αποφυγή βλάβης δυσανάλογης με το αίτιο)

Οι απαιτήσεις αυτές αποτελούν τις συνιστώσες της αξιοπιστίας (reliability) της φέρουσας κατασκευής.

Οι προαναφερθείσες βασικές απαιτήσεις μπορούν να συνοψισθούν ως εξής:

- Να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανισθούν κατά την διάρκεια της κατασκευής και χρήσης του και να παραμένει κατάλληλος για τη σκοπούμενη χρήση.
- Να διαθέτει επαρκή αντίσταση, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα.
- Σε περίπτωση πυρκαγιάς η αντίσταση της θα πρέπει να είναι επαρκής για την απαιτούμενη χρονική περίοδο.
- Να μην υποστεί βλάβες εξαιτίας συμβάντων όπως πχ. έκρηξη, πρόσκρουση και συνέπειες ανθρωπίνων σφαλμάτων, σε βαθμό δυσανάλογο ως προς το αρχικό συμβάν.

2.6.2 Καταστάσεις σχεδιασμού

Οι σχετικές καταστάσεις σχεδιασμού θα πρέπει να επιλέγονται σε συνάρτηση με τις συνθήκες υπό τις οποίες η φέρουσα κατασκευή καλείται να επιτελέσει τη λειτουργία της, διακρίνονται δε στις εξής:

- Με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
- Παροδικές, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στο φορέα, πχ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή της επισκευής του.
- Τυχηματικές, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές περιπτώσεις συνθηκών οι οποίες αφορούν στον φορέα ή στην έκθεσή του, πχ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή οι συνέπειες τοπικής αστοχίας.
- Έναντι σεισμού, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στον φορέα, όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά συμβάντα.

Οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους πού θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές ή την ασφάλεια του φορέα ή ενδεχομένως και την προστασία των περιεχομένων. Σκοπός είναι να εξασφαλιστεί ότι η μέγιστη αντοχή της κατασκευής ή του στοιχείου της κατασκευής είναι επαρκής για να αντέξει τις μέγιστες δράσεις που θα επιβληθούν σ' αυτήν, υπό ακραίες συνθήκες δηλαδή, με ένα λογικό περιθώριο ασφαλείας.

Οι Ο.Κ.Α. διακρίνονται σε :

- Απώλεια στατικής ισορροπίας (EQU) του θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του. Ως κρίσιμος παράγοντας θεωρούνται οι μικρές διακυμάνσεις στην τιμή ή στη χωρική κατανομή των δράσεων που έχουν ενιαία προέλευση, ενώ δεν είναι κρίσιμη η αντοχή/ αντίσταση των υλικών.
- Αστοχία μέλους από υπέρβαση της αντοχής του υλικού ή από υπερβολική παραμόρφωση (STR). Είναι η καθαυτή δομική αστοχία σύμφωνα με την οποία ο φορέας ή οποιοδήποτε μέρος του μετατρέπεται σε μηχανισμό ή θραύεται ή χάνει την ευστάθειά του, συμπεριλαμβανομένων των στηρίξεων και των θεμελίων.
- Αστοχία εδάφους (GEO). Κρίσιμη αναδεικνύεται η αντοχή/αντίσταση του εδάφους.
- Κόπωση (FAT) ή άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται από το χρόνο

Στις παραπάνω Ο.Κ.Α θα πρέπει να προστεθούν και δυο ακόμα που αφορούν ιδιαίτερους τρόπους αστοχίας του εδάφους:

- Απώλεια ισορροπίας της κατασκευής (UPL) ή του εδάφους λόγω υδατικών πιέσεων άνωσης ή επίπλευσης (λ.χ. στεγανολεκάνης).
- Αστοχία υδραυλικού τύπου (HYD), όπως εσωτερική διάβρωση ή διασωλήνωση του εδάφους λόγω ροής υδάτων με μεγάλη υδραυλική κλίση.

Οι Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας λαμβάνονται υπόψη και για τον έλεγχο ανθεκτικότητας της φέρουσας κατασκευής στη διάρκεια του χρόνου.

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Οι Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας της κατασκευής είναι εκείνες, πέρα των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις η μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις και δομήσεις ενοχλητικές για ενοίκους), η άνεση των χρηστών, η εξωτερική εμφάνιση της κατασκευής, δηλαδή η λειτουργία της κατασκευής υπό φυσιολογική χρήση. Δηλαδή, μολονότι η κατασκευή αντέχει,

συμπεριφέρεται με μη ικανοποιητικό τρόπο. Οι μετακινήσεις και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με τη δυσκαμψία παρά με την αντοχή της κατασκευής.

Οι Ο.Κ.Α διακρίνονται σε:

- Αναστρέψιμες
- Μη αναστρέψιμες

Ο έλεγχος των κατασκευών έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας επιτυγχάνεται με τη χρήση των λεγόμενων «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της (για κτιριακά έργα 50 χρόνια).

2.6.3 Συνδυασμοί Δράσεων

Συνδυασμοί δράσεων σε Ο.Κ.Α.

Για κάθε κρίσιμη περίπτωση φόρτισης, οι τιμές σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων θα προσδιορισθούν συνδυάζοντας τις τιμές των δράσεων που θεωρείται ότι δρουν ταυτόχρονα. Κάθε συνδυασμός δράσεων θα πρέπει να περιλαμβάνει μια κυρίαρχη (δεσπόζουσα) μεταβλητή δράση ή μια τυχηματική/σεισμική δράση.

- Θεμελιώδεις συνδυασμοί για μόνιμες και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού

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

ή

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right.$$

$$0,85 \leq \xi \leq 1,00$$

- Συνδυασμοί για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού

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

- Συνδυασμοί για καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού

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

Συνδυασμοί δράσεων σε Ο.Κ.Λ.

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

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός (μη-αναστρέψιμη ΟΚΛ)

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

- Συχνός συνδυασμός (αναστρέψιμη ΟΚΛ)

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

- Οιονεί –μόνιμος συνδυασμός (αναστρέψιμη ΟΚΛ)

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

2.6.4 Παράμετροι συνδυασμών

Μειωτικοί συντελεστές (συντελεστές συνδυασμού) ψ

Οι (μειωτικοί) συντελεστές συνδυασμού (ψ) εφαρμόζονται στις χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων, εφόσον χρειάζεται να ληφθούν υπόψη σπάνια, συχνά ή οιονεί –μόνιμα γεγονότα. Οι τιμές αυτών είναι σύμφωνα με τον EC :

Πίνακας 2.33-Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτήρια.

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Τιμές σχεδιασμού δράσεων

Σύμφωνα με τον EC οι τιμές για Ο.Κ.Α. διαμορφώνονται ως εξής :

Πίνακας 2.34-Τιμές σχεδιασμού δράσεων στους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς για Ο.Κ.Α.

Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού	Μόνιμες Δράσεις		Κυρίαρχη μεταβλητή δράση (*)	Συνοδευτική μεταβλητή δράση (*)	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές		Κύρια (εάν υφίσταται)	Άλλες
(Εξίσ. 6.10)	$\gamma_{G_i, sup} G_{k_i, sup}$	$\gamma_{G_i, inf} G_{k_i, inf}$	$\gamma_{Q, 1} Q_{k, 1}$		$\gamma_{Q, j} \psi_{0, j} Q_{k, j}$
(*) Μεταβλητές δράσεις είναι αυτές που εξετάζονται στον Πίνακα A1.1					
<p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Οι τιμές γ είναι:</p> <p>$\gamma_{G_i, sup} = 1,10$ $\gamma_{G_i, inf} = 0,90$ $\gamma_{Q, 1} = 1,50$ όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή) $\gamma_{Q, j} = 1,50$ όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)</p>					
<p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Ως εναλλακτική περίπτωση για τους δύο ξεχωριστούς ελέγχους βάσει των Πινάκων A1.2(A) και A1.2(B), σε περιπτώσεις στις οποίες ο έλεγχος της στατικής ισορροπίας αφορά την αντίσταση των δομικών μελών, μπορεί να υιοθετηθεί ένας συνδυασμένος έλεγχος, βάσει του Πίνακα A1.2(A), με τις ακόλουθες τιμές:</p> <p>$\gamma_{G_i, sup} = 1,35$ $\gamma_{G_i, inf} = 1,15$ $\gamma_{Q, 1} = 1,50$ όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή) $\gamma_{Q, j} = 1,50$ όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)</p>					
<p>υπό την προϋπόθεση ότι η εφαρμογή της τιμής $\gamma_{G_i, inf} = 1,00$, τόσο στο ευνοϊκό όσο και στο δυσμενές σκέλος των μόνιμων δράσεων, δεν συνεπάγεται πιο δυσμενές αποτέλεσμα.</p>					

Πίνακας 2.35-Τιμές σχεδιασμού δράσεων στους συνδυασμούς τυχηματικών και σεισμικών δράσεων για ΟΚΑ.

Καταστάσεις σχεδιασμού	Μόνιμες Δράσεις		Κυρίαρχη τυχηματική ή σεισμική δράση	Συνοδευτικές μεταβλητές δράσεις (**)	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές		Κύρια (εάν υφίσταται)	Άλλες
Τυχηματικές (*) (Εξισ. 6.11α/β)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_d	$\psi_{21}Q_{k1}$	$\psi_{2l}Q_{kl}$
Σεισμικές (Εξισ. 6.12α/β)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	γA_{EK} ή A_{ED}	$\psi_{2,l}Q_{k,l}$	

Σύμφωνα με τον EC οι τιμές για ΟΚΛ διαμορφώνονται ως εξής :

Πίνακας 2.36-Τιμές σχεδιασμού δράσεων για χρήση κατά τον συνδυασμό δράσεων.

Συνδυασμός	Μόνιμες Δράσεις G_d		Μεταβλητές Δράσεις Q_d	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές	Κυρίαρχες	Άλλες
Χαρακτηριστικές Συχνές Οιονεί – μόνιμες	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,l}Q_{kl}$
	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,l}Q_{k,l}$
	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,l}Q_{k,l}$

2.6.5 Φορτία κατασκευής και Συνδυασμοί φόρτισης

Εδώ παρουσιάζονται τα φορτία που ελήφθησαν κατά τους υπολογισμούς όπως αναλύθηκαν στην αντίστοιχη παράγραφο και όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα για την ανάλυση του κτηρίου :

- (G) περιλαμβάνει : Ίδιο Βάρος Στοιχείων
Ίδιο Βάρος Πλάκας
Πρόσθετο Μόνιμο Πλάκας
Μόνιμο Στέγης
Ίδιο Βάρος Τεγίδων
- (Q) περιλαμβάνει : Κινητό Πλάκας
Κινητό Στέγης
- SNOW : είναι το φορτίο Χιονιού

- WIND : είναι το φορτίο ανέμου και ανάλογα με τη δυσμένεια του συνδυασμού χωρίζεται στις εξής περιπτώσεις :
 - WIND 0+
 - WIND 0-
 - WIND 90+
 - WIND 90-

- E : είναι τα σεισμικά φορτία και ανάλογα με τη διεύθυνση του σεισμού χωρίζεται στις εξής περιπτώσεις:
 - Ex
 - Ey

Οι συνδυασμοί φόρτισης που χρησιμοποιήθηκαν για το κτήριο είναι οι ακόλουθοι :

Σε O.K.A.

- A1 : κύριο κινητό φορτίο το Q
 $1,35 \times G + 1,50 \times Q + 0,50 \times SNOW + 0,60 \times WIND\ 0+$

- A2 : κύριο κινητό φορτίο το SNOW
 $1,35 \times G + 1,50 \times SNOW + 0,70 \times Q + 0,60 \times WIND\ 0+$

- A3 : κύριο κινητό φορτίο το WIND
 $1,35 \times G + 1,50 \times WIND\ 0+ + 0,70 \times Q + 0,50 \times SNOW$

- A4 : Δυσμενής συνδυασμός για την Στέγη
 $1,00 \times G + 1,50 \times WIND\ 0-$

- A5 : Δυσμενής συνδυασμός για την Στέγη
 $1,00 \times G + 1,50 \times WIND\ 90-$

Σε O.K.Λ.

- L1 : κύριο κινητό φορτίο το Q
 $1,00 \times G + 1,00 \times Q + 0,50 \times SNOW + 0,60 \times WIND\ 0+$

- L2 : κύριο κινητό φορτίο το SNOW
 $1,00 \times G + 1,00 \times SNOW + 0,70 \times Q + 0,60 \times WIND\ 0+$

- L3 : κύριο κινητό φορτίο το WIND
 $1,00 \times G + 1,00 \times WIND + 0,70 \times Q + 0,50 \times SNOW$

- L4 : Δυσμενής συνδυασμός για την Στέγη

$$1,00 \times G + 1,00 \times \text{WIND } 0-$$

- L5 : Δυσμενής συνδυασμός για τη Στέγη
 $1,00 \times G + 1,00 \times \text{WIND } 90-$

Σε Σεισμό

- E1 : $1,00 \times G + 0,60 \times Q + E_x + 0,30 \times E_y$
- E2 : $1,00 \times G + 0,60 \times Q + E_x - 0,30 \times E_y$
- E3 : $1,00 \times G + 0,60 \times Q - E_x + 0,30 \times E_y$
- E4 : $1,00 \times G + 0,60 \times Q - E_x - 0,30 \times E_y$
- E5 : $1,00 \times G + 0,60 \times Q + E_y + 0,30 \times E_x$
- E6 : $1,00 \times G + 0,60 \times Q + E_y - 0,30 \times E_x$
- E7 : $1,00 \times G + 0,60 \times Q - E_y + 0,30 \times E_x$
- E8 : $1,00 \times G + 0,60 \times Q - E_y - 0,30 \times E_x$

Για την ανάλυση της τεγίδας που έγινε ξεχωριστά χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω συνδυασμοί :

Σε ΟΚΑ :

- T1 : κύριο κινητό φορτίο το {Κινητό Στέγης}
 $1,35 \times \{\text{Ίδιο Βάρος Τεγίδων} + \text{Μόνιμο Στέγης}\} + 1,50 \times \{\text{Κινητό Στέγης}\} + 0,50 \times \text{SNOW} + 0,60 \times \text{WIND } 0+$
- T2 : κύριο κινητό φορτίο το SNOW
 $1,35 \times \{\text{Ίδιο Βάρος Τεγίδων} + \text{Μόνιμο Στέγης}\} + 1,50 \times \text{SNOW} + 0,70 \times \{\text{Κινητό Στέγης}\} + 0,60 \times \text{WIND } 0+$
- T3 : κύριο κινητό φορτίο το WIND
 $1,35 \times \{\text{Ίδιο Βάρος Τεγίδων} + \text{Μόνιμο Στέγης}\} + 1,50 \times \text{WIND } 0+ + 0,70 \times \{\text{Κινητό Στέγης}\} + 0,50 \times \text{SNOW}$
- T4 : Δυσμενής συνδυασμός για την Στέγη
 $1,00 \times \{\text{Ίδιο Βάρος Τεγίδων} + \text{Μόνιμο Στέγης}\} + 1,50 \times \text{WIND } 0-$
- T5 : Δυσμενής συνδυασμός για την Στέγη

$$1,00 \times \{\text{Ιδιο Βάρος Τεγίδων} + \text{Μόνιμο Στέγης}\} + 1,50 \times \text{WIND } 90-$$

Σε ΟΚΛ :

➤ T1 : κύριο κινητό φορτίο το {Κινητό Στέγης}

$$1,00 \times \{\text{Ιδιο Βάρος Τεγίδων} + \text{Μόνιμο Στέγης}\} + 1,00 \times \{\text{Κινητό Στέγης}\} + 0,50 \times \text{SNOW} + 0,60 \times \text{WIND } 0+$$

➤ T2 : κύριο κινητό φορτίο το SNOW

$$1,00 \times \{\text{Ιδιο Βάρος Τεγίδων} + \text{Μόνιμο Στέγης}\} + 1,00 \times \text{SNOW} + 0,70 \times \{\text{Κινητό Στέγης}\} + 0,60 \times \text{WIND } 0+$$

➤ T3 : κύριο κινητό φορτίο το WIND

$$1,00 \times \{\text{Ιδιο Βάρος Τεγίδων} + \text{Μόνιμο Στέγης}\} + 1,00 \times \text{WIND } 0+ + 0,70 \times \{\text{Κινητό Στέγης}\} + 0,50 \times \text{SNOW}$$

➤ T4 : Δυσμενής συνδυασμός για την Στέγη

$$1,00 \times \{\text{Ιδιο Βάρος Τεγίδων} + \text{Μόνιμο Στέγης}\} + 1,00 \times \text{WIND } 0-$$

➤ T5 : Δυσμενής συνδυασμός για την Στέγη

$$1,00 \times \{\text{Ιδιο Βάρος Τεγίδων} + \text{Μόνιμο Στέγης}\} + 1,00 \times \text{WIND } 90-$$

Για την ανάλυση της μηκίδας που έγινε ξεχωριστά χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω συνδυασμοί :

Σε ΟΚΑ :

➤ M1 :

$$1,00 \times \{\text{Ιδιο Βάρος Μηκίδας}\} + 1,50 \times \text{WIND } 0-$$

➤ M2 :

$$1,00 \times \{\text{Ιδιο Βάρος Μηκίδας}\} + 1,50 \times \text{WIND } 0+$$

➤ M3 :

$$1,00 \times \{\text{Ιδιο Βάρος Μηκίδας}\} + 1,50 \times \text{WIND } 90-$$

➤ M4 :

$$1,00 \times \{\text{Ιδιο Βάρος Μηκίδας}\} + 1,50 \times \text{WIND } 90+$$

Σε ΟΚΛ :

➤ M1 :

$$1,00 \times \{\text{Ιδιο Βάρος Μηκίδας}\} + 1,00 \times \text{WIND } 0-$$

- M2 :
 $1,00 \times \{\text{Ίδιο Βάρος Μηκίδας}\} + 1,00 \times \text{WIND } 0+$
- M3 :
 $1,00 \times \{\text{Ίδιο Βάρος Μηκίδας}\} + 1,00 \times \text{WIND } 90-$
- M4 :
 $1,00 \times \{\text{Ίδιο Βάρος Μηκίδας}\} + 1,00 \times \text{WIND } 90+$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Βασικά στοιχεία σχεδιασμού - Έλεγχοι

3.1 Γενικά

Οι φορείς των κτηρίων σχεδιάζονται και διατάσσονται με τέτοιο τρόπο, ώστε να μπορούν να μεταφέρουν με ασφάλεια στη θεμελίωση το σύνολο των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων. Η συνήθης διάταξη των κτηρίων περιλαμβάνει επίπεδα πλαίσια, τα οποία μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών συμπεριφέρονται ως χωρικά πλαίσια. Συγκεκριμένα, στις σύμμικτες πλάκες η μεταφορά της έντασης εξασφαλίζεται μέσω της συνέχειας των πλακών και της κατάλληλης σύνδεσης των χαλυβδόφυλλων με τις δοκούς. Τα υποστυλώματα, σύμμικτα ή μη, στα χωρικά πλαίσια αποτελούνται συνήθως από κιβωτιοειδείς διατομές ή διατομές διασταυρούμενων ταυ, ώστε να είναι ικανά να μεταφέρουν σημαντικές ροπές και στις δύο διευθύνσεις.

Ιδιαίτερη σημασία δίνεται επίσης στα μεταλλικά-σύμμικτα κτίρια στην εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας. Εξασφαλίζεται μέσω τοιχωμάτων ή κατακόρυφων μεταλλικών συνδέσμων. Σε πλαίσια όπου η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται από τη λειτουργία των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων, επιβάλλεται η χρήση κόμβων ροπής. Σε αντίθετη περίπτωση όπου οι κόμβοι είναι αρθρωτοί, η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, οι οποίοι καλούνται να αναλάβουν ολόκληρη την πλευρική φόρτιση. Στις σύμμικτες κατασκευές όπως και το -προς μελέτη- κτήριο, η συμπεριφορά των κόμβων βρίσκεται κάπου μεταξύ των δύο ακραίων περιπτώσεων. Δηλαδή οι κόμβοι συμπεριφέρονται ως ημι-άκαμπτοι και έχουν αντοχή σε ροπή μικρότερη από αυτή της δοκού που συνδέουν.

Τέλος σημαντικό στοιχείο ενός κτηρίου αποτελεί η διαμόρφωση και διάταξη των πατωμάτων. Τα πατώματα εκτός από το στατικό τους ρόλο έχουν και λειτουργικό καθώς εκεί θα «περαστούν» και θα στερεωθούν οι περισσότεροι αγωγοί λειτουργιών. Για το λόγο αυτό βασικό μέλημα κατά το σχεδιασμό των πατωμάτων είναι η απλούστευση της ανέγερσής τους και ο περιορισμός του ύψους τους. Στο πλαίσιο αυτής της επιδίωξης, μεγάλη σημασία αποκτούν και οι συνδέσεις μεταξύ κύριων και δευτερευουσών δοκών. Συνήθως προτιμούνται συνδέσεις που δε μεταβιβάζουν ροπές πάκτωσης από τις δευτερεύουσες δοκούς.

3.2 Δομικά στοιχεία

Παρακάτω αναλύονται τα κυριότερα δομικά στοιχεία της κατασκευής και παρουσιάζονται ορισμένα χαρακτηριστικά τους που είναι σημαντικά για την εκ των υστέρων επιλογή της κατάλληλης διατομής κάθε στοιχείου με βάση τις κανονιστικές διατάξεις που ισχύουν:

⇒ Υποστυλώματα

Η συνηθέστερη διατομή υποστυλωμάτων είναι η διατομή I. Προτιμώνται οι πλατύπελμες διατομές, Η, από τις υψίκορμες, ΙΡΕ, διότι έχουν πιο εξισορροπημένη αντοχή έναντι λυγισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις. Οι διατομές διπλού ταυ επιτρέπουν όμως την ανάπτυξη πλαισιακής λειτουργίας μόνο ως προς την μια διεύθυνση, του ισχυρού τους άξονα. Αν είναι επιθυμητή η πλαισιακή λειτουργία ως προς τις δύο διευθύνσεις, υπάρχει η λύση της σταυροειδούς διατομής, αποτελούμενης από δύο διπλά ταυ, από τα οποία το ένα κόβεται στη μέση και συγκολλείται εκατέρωθεν του κορμού του άλλου.

Οι κλειστές (κοίλες) διατομές (σωλήνες CHS, τετραγωνικές SHS ή ορθογωνικές RHS κοιλοδοκοί) έχουν το πλεονέκτημα της παρόμοιας δυσκαμψίας και αντοχής σε λυγισμό ως προς τις δύο κύριες διευθύνσεις. Πρόκειται για προϊόντα θερμής ή ψυχρής έλασης, σε διάφορες εξωτερικές διαστάσεις και πάχη, κυμαινόμενα συνήθως μεταξύ 4 και 30 mm. Έχουν το πλεονέκτημα της προσαρμοστικότητας στο μέγεθος του φορτίου χωρίς αλλαγή των εξωτερικών διαστάσεων, με μείωση του πάχους των τοιχωμάτων της διατομής από κατώτερους σε ανώτερους ορόφους. Προτιμώνται σε φορείς με τρισδιάστατη πλαισιακή λειτουργία ή κατόπιν αρχιτεκτονικής επιλογής. Οι κλειστές διατομές, μειονεκτούν έναντι των ανοικτών ως προς την ευχέρεια σύνδεσης με τις γειτονικές δοκούς.

Για πολύ μεγάλα φορτία, πχ. στα ψηλά κτήρια, μπορούν τα υποστυλώματα να διαμορφώνονται με τη μορφή πυλώνων, αποτελούμενων από μεμονωμένες μεταλλικές διατομές οι οποίες συνδέονται δικτυωτά ή πλαισιακά μεταξύ τους.

Η αποκατάσταση της συνέχειας της διατομής των υποστυλωμάτων καθ' ύψος του κτηρίου γίνεται κοχλιωτή, κατά προτίμηση με προεντεταμένους κοχλίες, με ελάσματα κορμού και πελμάτων όπως στις δοκούς. Εναλλακτικώς, η αποκατάσταση γίνεται και με μετωπικές πλάκες συνδεδεμένες με προεντεταμένους κοχλίες. Σε αυτή τη λύση απαιτείται για λόγους αποφυγής απόκλισης από την κατακορυφότητα του υποστυλώματος κατά την ανέγερση, η τόννευση των επιφανειών των πλακών, ώστε να είναι τελείως επίπεδες και κάθετες στον άξονα του υποστυλώματος. Σε φορείς χωρίς πλαισιακή λειτουργία (με κατακόρυφους συνδέσμους), η αποκατάσταση της συνέχειας γίνεται συνήθως μέσα στην πλάκα. Όταν υπάρχει συνέχεια της δοκού και διακοπή του υποστυλώματος, η σύνδεση γίνεται με μετωπικές πλάκες και απλές συνδέσεις πάνω και κάτω από την δοκό.

⇒ Απλοί δοκοί

Οι κύριες δοκοί στηρίζονται στα υποστυλώματα του φορέα και έχουν ανοίγματα ανάλογα με τον κάρναβο του κτηρίου, κυμαινόμενα συνήθως μεταξύ 5 και 18m. Η διατομή τους είναι στις συνήθεις περιπτώσεις πλακών μορφής I, ελατή ή συγκολλητή, διπλής ή απλής συμμετρίας. Σε αντίθεση με τις δευτερεύουσες δοκούς όπου οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετες προς τον άξονα της δοκού, στις κύριες δοκούς οι αυλακώσεις είναι στο συνήθες σύστημα πλακών παράλληλες προς τις κύριες δοκούς. Αντιθέτως στις πλάκες χωρίς δοκούς, όπου δεν υπάρχουν δευτερεύουσες δοκοί, τα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται κάθετα προς τις κύριες δοκούς.

Στις πλάκες χωρίς δοκούς η διατομή είναι ασύμμετρη με στενότερο το άνω πέλμα, όπως περιγράφεται στην παράγραφο. Για μεγάλα ανοίγματα (πχ.20m) χρησιμοποιούνται δικτυώματα, συνήθως τυποποιημένα από καταλόγους

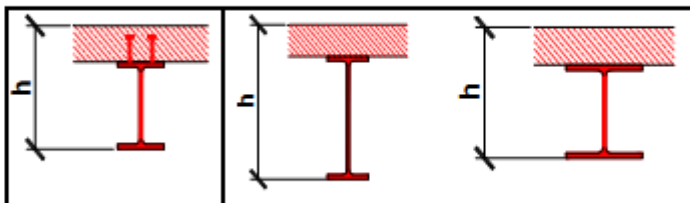
εταιρειών. Τα δικτυώματα και οι δοκοί με ανοίγματα στον κορμό έχουν μεγάλη διαπερατότητα, επιτρέποντας την απρόσκοπτη διέλευση των αγωγών λειτουργιών. Για τη διέλευση των αγωγών μπορούν να ανοιχθούν και μεμονωμένες οπές στους κορμούς, στις συγκεκριμένες θέσεις που προβλέπει η Η/Μ μελέτη.

Για λόγους πυροπροστασίας μπορεί οι κορμοί τόσο των κύριων όσο και των δευτερευουσών δοκών να εγκιβωτίζονται στο σκυρόδεμα. Στις συνηθέστερες περιπτώσεις, οι κύριες δοκοί τοποθετούνται μεταξύ των υποστυλωμάτων, με τα οποία συνδέονται στα άκρα τους. Υπάρχουν όμως και διατάξεις, στις οποίες οι κύριες δοκοί είναι συνεχείς και διακόπτονται τα υποστυλώματα στις στάθμες των ορόφων. Αυτό συμβαίνει σε κτήρια στα οποία το σύστημα δοκών – υποστυλωμάτων παραλαμβάνει μόνο κατακόρυφα φορτία, ενώ η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται μέσω κατακόρυφων συνδέσμων ή τοιχωμάτων.

⇒ Σύμμικτες δοκοί

Τα διαμήκη δομικά στοιχεία μπορεί να έχουν και σύμμικτη λειτουργία επιτελώντας ξανά τον ίδιο σκοπό, δηλαδή την συνένωση υποστυλωμάτων και την ομοιόμορφη μεταφορά όλων των φορτίων στις θέσεις στήριξης (κόμβους). Τα συνήθη δεδομένα για την προδιαστασιολόγηση σύμμικτων κύριων δοκών υπό κατακόρυφα φορτία είναι:

- Λόγος ανοίγματος προς το συνολικό ύψος (δοκού + πλάκας): 15-18 για αμφιέριστες, 18-22 για συνεχείς δοκούς.
- Ποιότητα σκυροδέματος: C 25/30.
- Διατμητικοί σύνδεσμοι: Φ 19 ανά 150 mm κατά μέσον όρο.



	Σύμμικτη δοκός	Σιδηρά δοκός χωρίς διατ. Συνδέσμους	
Διατομή από χάλυβα	IPE 400	IPE 550	HE 360 B
Ύψος δοκού [mm]	560	710	520
Φέρουσα ικανότητα	100%	100%	100%
Βάρος διατομής	100%	159%	214%
Ύψος δοκού	100%	127%	93%
Ακαμψία	100%	72%	46%

Πίνακας 3.1-Σύμμικτη δοκός – χαλύβδινη δοκός.

Σημαντικό είναι επίσης ότι οι σύμμικτοι δοκοί πολλές φορές είναι πιο οικονομικοί από τις δοκούς οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτό διότι έχουν

μεγαλύτερο εμβαδό χάλυβα στην διατομή απ' ότι μια διατομή οπλισμένου σκυροδέματος άρα οπλίζονται αποτελεσματικότερα και είναι στην κρίση του εκάστοτε μελετητή εάν θα εγκιβωτίσει πλήρως την δοκό ή όχι.

⇒ Ράβδοι δικτυώματος

Μια από τις δυνατές εναλλακτικές λύσεις, που εφαρμόζεται σε πολλές περιπτώσεις, είναι η μόρφωση των κύριων οριζόντιων στοιχείων της στέγης από επίπεδους δικτυωτούς φορείς. Ενδεικτική περιοχή ανοιγμάτων είναι από 8 έως 50 m, που μπορεί να τοποθετούνται στις θέσεις των υποστυλωμάτων αλλά και σε ενδιάμεσες θέσεις. Μπορεί να εφαρμοστούν διάφορες μορφές δικτυωμάτων ανάλογα με το άνοιγμα, τα ειδικά δεδομένα κάθε περίπτωσης, την αρχιτεκτονική και μηχανολογική μελέτη και τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες που θα επιλεγούν.

Για τις ράβδους των δικτυωμάτων χρησιμοποιούνται συνήθως διατομές από ένα ή συννηθέστερα δύο γωνιακά, διατομές από ένα 2U ή κοίλες διατομές (τετραγωνικές, ορθογωνικές ή κυκλικές). Για τη μόρφωση του κόμβου στην περίπτωση των γωνιακών (απλών ή διπλών) ή των U χρησιμοποιείται ένα επίπεδο έλασμα (κομβοέλεσμα) επί του οποίου συνδέονται (κοχλιώνονται ή συγκολλούνται) οι ράβδοι που συντρέχουν στο συγκεκριμένο κόμβο. Τα διπλά γωνιακά ελάσματα μπορεί να διατάσσονται παράπλευρα ή κατά κορυφήν και στις δύο περιπτώσεις ανά ένα σε κάθε όψη του κομβοελάσματος. Η χρήση κομβοελάσματος μπορεί να αποφευχθεί με τη χρησιμοποίηση κοίλων διατομών. Οι ράβδοι πληρώσεως συγκολλούνται συνήθως απ' ευθείας στις ράβδους των πελμάτων. Όταν χρησιμοποιούνται κοίλες, τετραγωνικές ή ορθογωνικές, διατομές, εκτός του ελέγχου αντοχής των διατομών, πρέπει να γίνεται και έλεγχος επάρκειας των τοιχωμάτων τους και ιδιαίτερα για τις ράβδους των πελμάτων κατά τις προβλέψεις που περιέχονται στον Ευρωκώδικα 3, κεφ. 1.8 (10).

Οι κοίλες διατομές, εκτός των πλεονεκτημάτων που αναφέρθηκαν προηγουμένως, μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι αισθητικά ελκυστικότερες, έχουν μεγαλύτερη αντοχή σε θλίψη, συγκριτικά προς άλλες ίσου εμβαδού, και ότι επιθεωρούνται και συντηρούνται ευκολότερα. Μπορούν επίσης ευκολότερα να καμπυλωθούν, όταν απαιτείται ή είναι επιθυμητό. Έχουν όμως μεγαλύτερο κόστος πρώτης ύλης ανά μονάδα βάρους συγκριτικά με τους άλλους τύπους διατομών.

⇒ Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμεύουν κυρίως στην παραλαβή και μεταφορά στη θεμελίωση των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται κάθετα στις επιφάνειες του κτηρίου. Επιπλέον, συμβάλλουν στην εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας των μελών των κυρίων πλαισίων και αποτελούν κεντρικά στοιχεία της διαδικασίας ανέγερσης.

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διακρίνονται σε:

- Οριζόντιους συνδέσμους, που τοποθετούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων.

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κατά κανόνα δικτυωτοί φορείς που τοποθετούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων

και καταλαμβάνουν το διάστημα μεταξύ των διαδοχικών κύριων φορέων. Ο σύνδεσμος στέγης – όπως αλλιώς λέγεται – μορφώνεται από το άνω πέλμα των δυο γειτονικών ζευκτών, ορισμένες τεγίδες (ορθοστάτες συνδέσμους) και πρόσθετες διαγώνιες ράβδους.

Αν και ονομάζονται «οριζόντιοι», οι σύνδεσμοι αυτοί ακολουθούν την κλίση των ζυγωμάτων των κύριων φορέων και δεν είναι επίπεδοι. Επειδή η κλίση όμως είναι συνήθως μικρή, όταν γίνονται αρχικοί ή απλοποιημένοι υπολογισμοί, οι δικτυωτοί αυτοί φορείς επιτρέπεται να θεωρούνται ως επίπεδοι, παράλληλοι δηλαδή προς το δάπεδο του κτηρίου. Σκοπός των συνδέσμων στέγης είναι:

- Η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων, (ανεμοπιέσεων), που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης κάθετα στα επίπεδα των κύριων φορέων, στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας (που βρίσκονται μεταξύ των υποστυλωμάτων).
- Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων.
- Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα, άρα χρησιμεύει στην παρεμπόδιση της πλευρικής παρέκκλισης του θλιβόμενου άνω πέλματος του ζευκτού.
- Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης, δηλαδή για τη διευκόλυνση των εργασιών συναρμολόγησης. Αυτή η ευστάθεια πρέπει να εξασφαλιστεί και στα ενδιάμεσα στάδια κατασκευής. Άρα οι σύνδεσμοι μορφώνονται ώστε να παρεμποδίζουν τις πλευρικές μετακινήσεις τόσο των μεμονωμένων τμημάτων όσο και του συνόλου κατασκευής, συνεπώς οι διαστάσεις των συνδέσμων δεν καθορίζονται μόνο βάσει των φορτίων ανέμων. Επίσης, για επιμήκη κτήρια καλό είναι να μη διατάσσονται μόνο στα δύο άκρα οι αντιανέμιοι σύνδεσμοι.

Σε όλες τις περιπτώσεις, ανεξάρτητα από τη θέση τους, όλοι οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατασκευάζονται με τις ίδιες διατομές για την απλοποίηση και την εξασφάλιση της ομοιομορφίας του τρόπου κατασκευής. Παλιότερα (DIN 1050 παρ. 5.12β) δεν απαιτούνταν στατικός υπολογισμός των αντιανέμιων συνδέσμων και ειδικά όταν υπάρχει μετωπικός σταθερός τοίχος που θεωρούνταν ότι παραλάμβανε τα φορτία ανέμου, με αποτέλεσμα οι σύνδεσμοι στέγης να αρκούνται απλώς στη σταθεροποίηση της στέγης. Αυτό διότι η εκκεντρότητα της σύνδεσης (το επίπεδο των διαγωνίων των συνδέσμων δε συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα των ράβδων του πέλματος) προκαλεί ροπή που δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη, έχει μικρή σημασία. Επίπεδα ελάσματα αποφεύγονταν καθότι δεν παρουσιάζουν την αναγκαία ακαμψία χωρίς να είναι και τόσο οικονομικότερα.

Πλέον, οι οριζόντιοι σύνδεσμοι διαστασιολογούνται και κατά τη διαστασιολόγηση τους πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι δυνάμεις που εξασφαλίζουν την πλευρική ευστάθεια των ζυγωμάτων.

- Κατακόρυφους συνδέσμους που τοποθετούνται μεταξύ των υποστυλωμάτων.

Όταν τα οριζόντια φορτία δρουν κατά τη διεύθυνση των κύριων φορέων παραλαμβάνονται από αυτούς, μέσω της πλαισιακής τους λειτουργίας, και μεταφέρονται στη θεμελίωση.

Προϋπόθεση για την πλαισιακή λειτουργία είναι η διαμόρφωση κόμβων με ικανότητα παραλαβής καμπτικών ροπών, εκτός των αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων.

Όταν τώρα τα φορτία δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση, η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας και η μεταφορά τους στη θεμελίωση μπορεί να γίνεται:

- ⇒ είτε μέσω δύσκαμπτων φατνωμάτων, δικτυωτής κατά κανόνα μορφής, που κατασκευάζονται μεταξύ των υποστυλωμάτων σε επιλεγμένες θέσεις (αντιανέμοιο σύνδεσμοι μεταξύ υποστυλωμάτων ή κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας)
- ⇒ είτε μέσω αντίστοιχων πλαισίων που θα διαμορφωθούν κατάλληλα.

Οι κύριες λοιπόν λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας είναι:

- Η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του κτηρίου και η μεταφορά τους στη θεμελίωση.
- Η παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα. Δηλαδή, εκτός των άλλων φορτίων (άνεμος, σεισμός, γερανογέφυρες, θερμοκρασιακές μεταβολές, αρχικές ατέλειες) που προκαλούν οριζόντιες δυνάμεις στα κατά μήκος συστήματα δυσκαμψίας, τα τελευταία θα πρέπει να διαθέτουν πρόσθετη αντοχή για την παραλαβή των απαιτούμενων δυνάμεων πλευρικής στήριξης των υποστυλωμάτων. Αυτές οι δυνάμεις φτάνουν στους κατακόρυφους συνδέσμους μέσω των μηκίδων, όπως συμβαίνει με τις τεγίδες και τους οριζόντιους συνδέσμους.
- Η εξασφάλιση προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της.

Τα φατνώματα στα οποία διατάσσεται σύνδεσμος διαθέτουν πολύ μεγαλύτερη δυσκαμψία σε σχέση με τα υπόλοιπα και επομένως παραλαμβάνουν πρακτικά το σύνολο των οριζόντιων δυνάμεων. Εναλλακτικά, η δυσκαμψία ενός φατνώματος μπορεί να εξασφαλίζεται με τη διαμόρφωση ενός συμπαγούς δίσκου από σκυρόδεμα (τοιχίο) ή άλλο σύμμικτο στοιχείο.

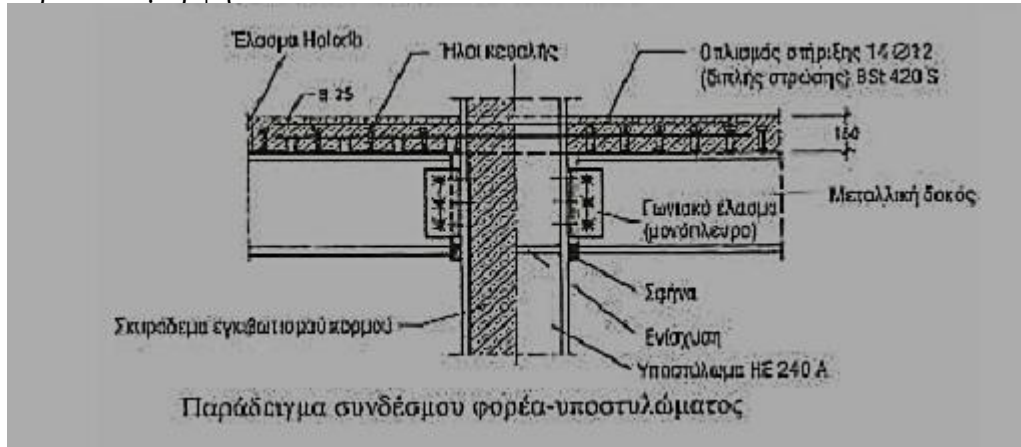
⇒ Συνδέσεις κύριων κόμβων

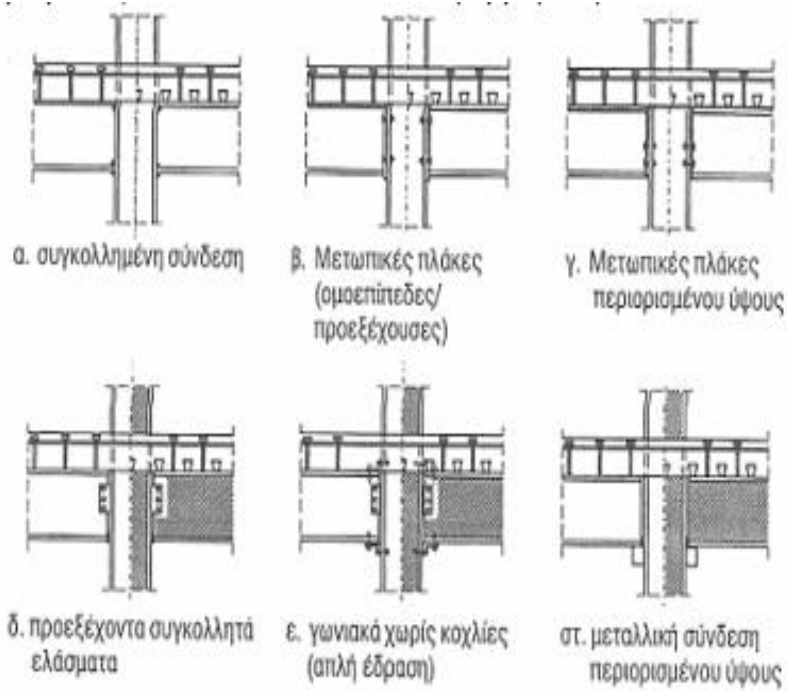
Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Αλλά και κάθε προκατασκευασμένο τμήμα αποτελείται από επιμέρους στοιχεία- τα μέλη- τα οποία συνδέονται μεταξύ τους.

Έτσι σκοπός των συνδέσεων είναι:

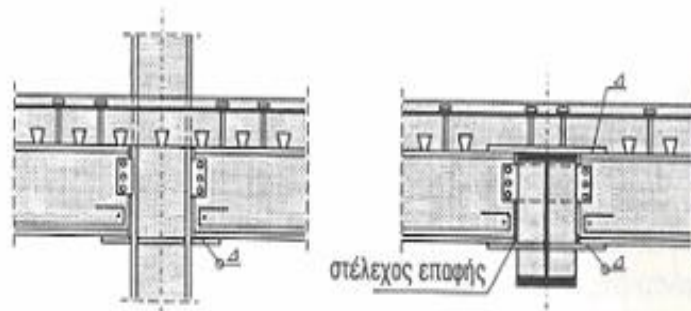
- Η διαμόρφωση μελών από τα αρχικά προϊόντα της παραγωγής χάλυβα (διαμόρφωση διατομών από επίπεδα ελάσματα, σύνθετων διατομών από απλές ελατές διατομές και πλάκες κλπ)
- Η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων και η σύνδεση μεταξύ των μελών σε σιδηρές κατασκευές (συνδέσεις μεταξύ μελών και με την επικάλυψη, θεμέλια κλπ)

Το σημαντικότερο τμήμα μίας σύμμικτης δοκού είναι το σημείο ένωσης της με το υποστύλωμα, οι συνδέσεις αυτές έχουν συνήθως κάποια από την παρακάτω μορφή.





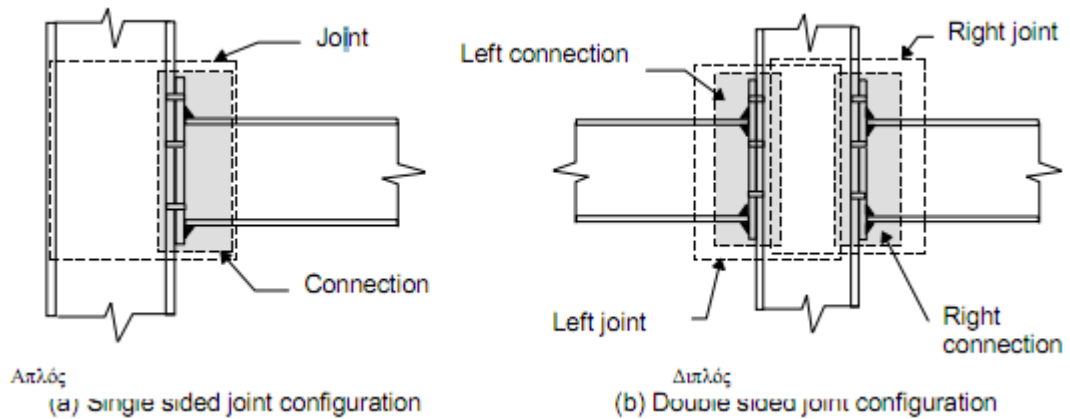
Παραδείγματα συνδέσεων σύμμικτων κατασκευών με φέρουσα ικανότητα σε κάμψη



Παραδείγματα συνδέσεων με δράση συνεχόμενου φορέα

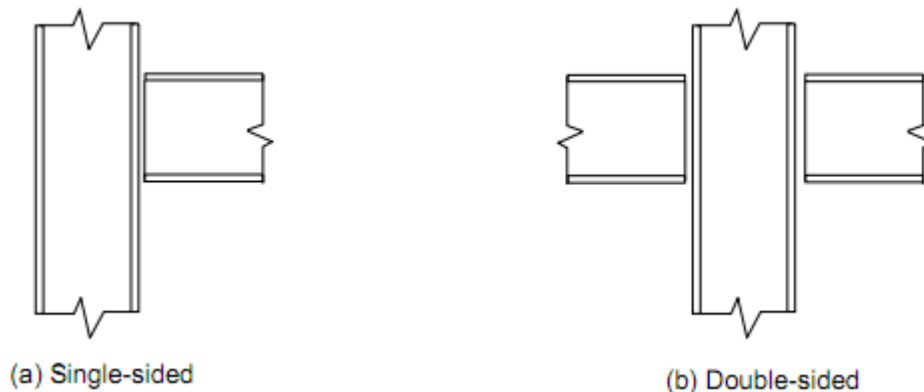
⇒ Συνδέσεις δευτερευόντων κόμβων

Η σύνδεση (connection) ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη. Υποθέτουμε ότι η σύνδεση είναι επικεντρωμένη στη θέση όπου εμφανίζεται η αντίστοιχη δράση, π.χ. στη διεπιφάνεια μεταξύ του άκρου της δοκού και του υποστυλώματος σε έναν κόμβο δοκού-υποστυλώματος. Όταν η σύνδεση θεωρείται μαζί με την αντίστοιχη ζώνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεομένων μελών, χρησιμοποιείται ο όρος κόμβος (joint).



Ανάλογα με τον αριθμό των συνεπίπεδων μελών που συνδέονται μεταξύ τους ορίζονται απλές και διπλές διαμορφώσεις κόμβων. Σε μία διπλή διαμόρφωση πρέπει να θεωρηθούν δύο κόμβοι - αριστερά και δεξιά.

Οι παραπάνω ορισμοί ισχύουν και για άλλους τύπους κόμβων και συνδέσεων.



Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλους, πείρους, κλπ). Οι πρώτες μέθοδοι κοχλιώσης εφαρμόστηκαν στα μέσα του 19^{ου} αιώνα, αλλά η ευρεία εφαρμογή τους στις σιδηρές κατασκευές άρχισε από τη δεκαετία του 1950, αντικαθιστώντας πλήρως τους ήλους. Σήμερα οι κοχλιώσεις χρησιμοποιούνται σχεδόν αποκλειστικά στις συνήθεις σιδηρές κατασκευές.
- Συγκολλήσεις. Οι πρώτες μέθοδοι συγκόλλησης αναπτύχθηκαν στα μέσα του 19^{ου} αιώνα, αλλά η ευρεία εφαρμογή τους στις σιδηρές κατασκευές άρχισε από τη δεκαετία του 1920.

Οι κόμβοι αποτελούν αναπόσπαστο μέρος μιας πλαισιακής κατασκευής και επηρεάζουν σημαντικά την κατανομή των εντατικών μεγεθών στα μέλη, καθώς και το μέγεθος των μετακινήσεων.

⇒ Διατμητικοί ήλοι

Για να εξασφαλιστεί η συνεργασία μεταξύ πέλματος σκυροδέματος και μεταλλικής δοκού απαιτείται ένας ανθεκτικός, ασφαλής και ταυτόχρονα οικονομικός στην εκτέλεση διατμητικός σύνδεσμος. Ένας σύνδεσμος συνάφειας δε θα ήταν από μόνος του επαρκής να εξασφαλίσει την απαιτούμενη αντοχή σε διάτμηση, διότι οι μεταλλικές δοκοί παραλαμβάνουν συχνά πολύ μεγάλες τέμνουσες. Λόγω της έκκεντρης τοποθέτησης του πέλματος σκυροδέματος, πρέπει να μεταφέρονται σχετικά μεγάλες δυνάμεις διαμήκους διάτμησης από μια σχετικά στενή διεπιφάνεια σύμμιξης.

Η συνάφεια μεταξύ των επιφανειών σκυροδέματος και μεταλλικής δοκού θα μπορούσε να είναι ελαττωματική λόγω της χαμηλής τραχύτητας της εξελασμένης επιφάνειας. Επιπροσθέτως η συνάφεια μεταξύ του σκυροδέματος και της μεταλλικής δοκού θα μπορούσε να αστοχήσει στα άκρα λόγω θερμικών διακυμάνσεων ή συστολής του σκυροδέματος. Ακόμη, η συμπεριφορά της θα ήταν ιδιαίτερα ψαθυρή, με αποτέλεσμα ενδεχόμενη ρηγμάτωση σε περιοχές κορυφών τάσεων να οδηγούσε σε αστοχία τύπου «φερμουάρ».

Διακρίνουμε μια μεγάλη σειρά τύπων και μέσων διατμητικής σύνδεσης. Ο EC4 περιέχει κανόνες εφαρμογής για τους ακόλουθους τύπους διατμητικών συνδέσεων:

- Ήλοι κεφαλής σε συμπαγείς πλάκες σκυροδέματος,
- Ήλοι κεφαλής σε πλάκες σκυροδέματος επί φατνωματικών χαλυβδόφυλλων,
- Συμπαγείς σύνδεσμοι,
- Άγκιστρα και αναβολείς σε συμπαγείς πλάκες σκυροδέματος,
- Συμπαγείς σύνδεσμοι σε συνδυασμό με άγκιστρα και αναβολείς,
- Γωνιακά σε συμπαγείς πλάκες σκυροδέματος.

Συνδεσμολογικά στοιχεία επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν ως συμπαγείς σύνδεσμοι, εφόσον η μετωπική πλευρά τους δεν είναι σφηνοειδή και η ακαμψία τους είναι αρκετά μεγάλη, ώστε σε κατάσταση αστοχίας να μπορεί να γίνει θεώρηση ομοιόμορφα κατανεμημένης θλιπτικής τάσης στη μετωπική επιφάνεια του συνδέσμου. Κατά τη διαστασιολόγηση των ραφών συγκόλλησης μεταξύ διατμητικών συνδέσεων και πέλματος μεταλλικής δοκού πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η εκκεντρότητα της δρώσας δύναμης στο σύνδεσμο.

Οι ήλοι κεφαλής έχουν ευρεία εφαρμογή σε κατασκευαστικά έργα κάθε είδους ως σύνδεσμοι, αγκύρια ή συνδεσμολογικά στοιχεία, σε διαμέτρους 22mm και μήκη μεταξύ 50 και 525mm. Στο σημείο συγκόλλησης εφαρμόζεται κεραμικός δακτύλιος γύρω από τη βάση του ήλου, με τον οποίο παρακρατούνται τα εκπεμπόμενα αέρια και αποφεύγεται η εκχύλιση του τήγματος. Πριν από τη συγκόλληση, ο ήλος ανυψώνεται και με την πίεση της σκανδάλης του πιστολιού συγκόλλησης διοχετεύεται υψηλή ποσότητα ρεύματος, η οποία δημιουργεί ηλεκτρικό τόξο μεταξύ της βάσης του ήλου και του υλικού έδρασης. Το υλικό έδρασης και η βάση του ήλου λιώνουν, και μετά τη λήξη του χρόνου συγκόλλησης ο ήλος πιέζεται στο τήγμα, το οποίο ακολούθως στερεοποιείται. Είναι αυτονόητο πως η ποιότητα συγκόλλησης πρέπει να είναι υψηλή και επαναλαμβανόμενη, ιδιαίτερα για ήλους μεγάλων διαμέτρων να προσεγγίζει την υψηλότερη δυνατή ποιότητα.

Ανωμαλίες στις συγκολλήσεις μπορούν να δημιουργηθούν όταν η συγκόλληση γίνεται πάνω από επιχρίσματα. Είναι πολύ σημαντικό να ρυθμίζονται σωστά οι διάφορες παράμετροι της συγκόλλησης καθώς και η ανύψωση του ήλου.

3.3 Σχεδιασμός

3.3.1 Συντελεστές ασφαλείας

Σκοπός του σχεδιασμού και μετέπειτα της διαστασιολόγησης των δομικών στοιχείων είναι η επίτευξη μιας ασφαλούς απόστασης μεταξύ των αποτελεσμάτων των δράσεων E (εντατικά μεγέθη, επιβαλλόμενες παραμορφώσεις) στις οριακές καταστάσεις και των αντίστοιχων αντιδράσεων-αντοχών R. Αυτό επιτυγχάνεται με τη συσχέτιση των παραπάνω τιμών μέσω της παρακάτω ανισότητας:

$$R > \gamma_i \times E$$

όπου:

γ_i : ο κατάλληλος για το είδος της συντελεστής ασφαλείας

Όσο αφορά τους επιμέρους ελέγχους για τα μέλη της κατασκευής, οι Ευρωκώδικες 3 και 4 ορίζουν τους εξής επιμέρους συντελεστές ασφαλείας:

- Για υπολογισμό της αντοχής διατομής Κατηγορίας 1,2,3 σε εφελκυσμό, θλίψη, κάμψη και διάτμηση: $\gamma_{M0}=1,10$
- Για υπολογισμό της αντοχής διατομής Κατηγορίας 4 σε εφελκυσμό, θλίψη, κάμψη και διάτμηση: $\gamma_{M1}=1,10$
- Για υπολογισμό αντοχής μέλους σε λυγισμό: $\gamma_{M1}=1,10$
- Για υπολογισμό αντοχής κοχλιωτών συνδέσεων: $\gamma_{M2}=1,25$
- Για υπολογισμό αντοχής συγκόλλησης: $\gamma_{M2}=1,25$
- Για τον υπολογισμό αντοχής σύνδεσης ολίσθησης: $\gamma_{M3}=1,10$ γενικώς ή $\gamma_{M3}=1,25$ για υβριδικές ή καταπονούμενες σε κόπωση συνδέσεις
- Για τον υπολογισμό αντοχής σύνδεσης ταυτόχρονης διάτμησης-εφελκυσμού: $\gamma_{M3}=1,10$ γενικώς ή $\gamma_{M3}=1,25$ για υβριδικές ή καταπονούμενες σε κόπωση συνδέσεις

3.3.2 Κατάταξη μελών

Γενικά τα σύμμικτα κτίρια όπως και το υπό μελέτη κτήριο πρέπει να ελέγχονται σε αντοχή μελών, διατομών και συνδέσεων σε οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ), οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ) και σεισμού. Για την εξέτασή τους, τα παραπάνω στοιχεία μπορούν να απομονώνονται από το χωρικό πλαίσιο και να ελέγχονται με δυνάμεις και ροπές που έχουν προκύψει από στατική ή δυναμική ανάλυση του χωρικού πλαισίου και ανάλογα με το είδος του εξεταζόμενου μέλους (π.χ. υποστυλώμα, δοκός, δοκός δικτυώματος κλπ). Έτσι προκύπτουν οι παρακάτω ομάδες δομικών στοιχείων από χάλυβα και αναφέρονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι που θα πραγματοποιηθούν στη φάση της διαστασιολόγησης, που περιγράφεται σε επόμενο κεφάλαιο:

- *Υποστυλώματα*: Σε αυτήν την ομάδα ανήκουν τα υποστυλώματα του κτηρίου. Είναι κατά κύριο λόγο θλιβόμενα δομικά στοιχεία. Θα ελεγχθεί η αντοχή τους σε κεντρική θλίψη, σε μονοαξονική και διαξονική κάμψη, σε διάτμηση, κάμψη και αξονική δύναμη, σε κάμψη-τέμνουσα και αξονική δύναμη και σε καμπτικό λυγισμό λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης.
- *Σύμμικτες δοκοί*: Σε αυτήν την ομάδα ανήκουν οι σύμμικτες κύριες δοκοί κατά X, οι σύμμικτες κύριες δοκοί κατά Y και οι σύμμικτες δευτερεύουσες δοκοί. Θα ελεγχθεί η αντοχή τους σε κάμψη και σε διάτμηση.

- *Απλοί δοκοί:* Την ομάδα αυτή συνιστούν οι συνεχόμενες δοκοί της στέγης που ενώνουν εγκάρσια τα πλαίσια του, οι τεγίδες και οι μηκίδες του κτηρίου. Θα ελεγχθούν σε αντοχή σε κάμψη και διάτμηση.
- *Ράβδοι δικτύωματος:* Στην ομάδα αυτή ανήκουν οι ράβδοι των δικτυωμάτων της στέγης. Θα ελεγχθεί η αντοχή τους σε αξονικό εφελκυσμό, και σε αξονική θλίψη.
- *Σύνδεσμοι δυσκαμψίας:* Η ομάδα αυτή αποτελείται από τους κατακόρυφους και οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας που έχουν ως στόχο την ανάληψη κατά κύριο λόγο των οριζόντιων πλευρικών δράσεων (π.χ. σεισμικών, ανέμου). Θα ελεγχθεί η αντοχή τους σε αξονικό εφελκυσμό.
- *Συνδέσεις κύριων κόμβων:* Σ' αυτήν την ομάδα ανήκουν οι συνδέσεις των κύριων δοκών με τα υποστυλώματα. Θα ελεγχθεί η αντοχή τους σε διάτμηση, σε θλίψη και σε εφελκυσμό.
- *Συνδέσεις δευτερευόντων κόμβων:* Οι συνδέσεις των δευτερευουσών δοκών με τις κύριες δοκούς και οι συνδέσεις του δικτύωματος της στέγης αποτελούν αυτήν την ομάδα. Θα γίνουν όλοι οι έλεγχοι για απλές διατμητικές κοχλιωτές συνδέσεις.
- *Διατμητικοί ήλοι:* Σε αυτήν την ομάδα ανήκουν οι συγκολλητοί ήλοι των σύμμικτων δοκών και της σύμμικτης πλάκας. Θα γίνει έλεγχος διατμητικής σύνδεσης.
- *Σύμμικτη πλάκα:* Στην ομάδα αυτή ανήκουν η πλάκα σκυροδέματος και το χαλυβδόφυλλο. Θα γίνουν έλεγχοι για το χαλυβδόφυλλο και τον άνω σιδηροπλισμό.

Όλοι οι παραπάνω έλεγχοι θα γίνουν κάνοντας χρήση των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών που θα προκύψουν από την ανάλυση του φορέα για οριακές καταστάσεις αστοχίας, οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και σεισμού.

3.4 Έλεγχοι

Έλεγχος σε αξονικό εφελκυσμό.

Στον έλεγχο αξονικού εφελκυσμού η τιμή σχεδιασμού τις εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί την σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής $N_{t,Rd}$ σε εφελκυσμό προκύπτει ως η μικρότερη από τις τιμές:

$$N_{t,Rd} = \min \left[N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}, N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \right]$$

Όπου:

A: το εμβαδόν της πλήρους διατομής

f_y : το όριο διαρροής του χάλυβα

γ_{M0} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

A_{net} : το εμβαδόν της καθαρής διατομής

f_u : η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα

γ_{M2} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

Η πρώτη τιμή της αγκύλης δίνει την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής και η δεύτερη την οριακή αντοχή της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών.

Έλεγχος σε αξονική θλίψη.

Στον έλεγχο αξονικής θλίψης η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί την σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής $N_{c,Rd}$ σε θλίψη προκύπτει από τις παρακάτω σχέσεις:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 1,2,3}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 4}$$

Όπου:

A: το εμβαδόν της πλήρους διατομής

f_y : το όριο διαρροής του χάλυβα

γ_{M0} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

A_{eff} : το εμβαδόν της ενεργού διατομής

f_u : η τάση αντοχής του χάλυβα

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

Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

Στην περίπτωση όπου ροπή και τέμνουσα δύναμη δε συνυπάρχουν στο φορέα, ή δεν υπάρχει καθόλου τέμνουσα δύναμη, πραγματοποιείται έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη. Στον έλεγχο μονοαξονικής κάμψης η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού $M_{c,Rd}$, για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, υπολογίζεται με βάση τις παρακάτω σχέσεις:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 1, 2}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 3}$$

$$M_{c,Rd} = M_{eff,Rd} = \frac{W_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 4}$$

Για διατομές στις οποίες ο άξονας κάμψης είναι και άξονας συμμετρίας, η W_{el} αντιστοιχεί σε πρώτη διαρροή των ινών. Για μονο-συμμετρικές διατομές η W_{el} σε πρώτη διαρροή της ακραίας ίνας. Η W_{eff} αναφέρεται στην ενεργό διατομή.

Σε περίπτωση που υπάρχουν οπές στο εφελκυσμένο πέλμα της κρίσιμης διατομής, απαιτείται έλεγχος ότι ο λόγος καθαρής διατομής προς πλήρη διατομή δεν είναι τόσο μικρός ώστε να συμβεί θραύση στην καθαρή διατομή, πριν διαρρεύσει η

πλήρης διατομή. Ο έλεγχος ικανοποιείται εφόσον ο λόγος $A_f.net/A_f$ είναι μεγαλύτερος ή ίσος με 0,907 , 0,888 και 0,967 για κατηγορίες χάλυβα S235, S275 και S355 αντίστοιχα. Αν το παραπάνω κριτήριο δεν τηρείται μπορεί να θεωρηθεί ένα απομειωμένο πέλμα, ώστε να ικανοποιείται το κατώτερο όριο.

Έλεγχος σε διάτμηση

Μερικές φορές η τέμνουσα δύναμη είναι η μόνη δύναμη που δρα στη διατομή ή γίνεται τόσο σημαντική, ώστε η αντοχή της σε διάτμηση καθίσταται κρίσιμη για τον έλεγχο και τη διαστασιολόγηση της διατομής. Στον έλεγχο μίας δοκού έναντι διάτμησης πρέπει η τιμή σχεδιασμού V_{Ed} της τέμνουσας δύναμης να είναι μικρότερη από την αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε τέμνουσα $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

Για πλαστικό σχεδιασμό η $V_{c,Rd}$, είναι ίση με την πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$, η οποία δίνεται από την παρακάτω σχέση:

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

Όπου:

A_v : είναι η επιφάνεια διάτμησης

$\frac{f_y}{\sqrt{3}}$: το όριο διαρροής του χάλυβα σε διάτμηση σύμφωνα με το κριτήριο ισοδυναμίας Von Mises

Η επιφάνειες διάτμησης μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

- a. Ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό:

$$A - 2b \times tf + (tw + 2r) \times tf$$

- b. Ελατές διατομές π, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό:

$$A - 2b \times tf + (tw + r) \times tf$$

- c. Ελατές διατομές T, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό:

$$0,9 \times (A - b \times tf)$$

- d. Συγκολλητές διατομές I,H και κιβωτιοειδής, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό:

$$\eta \sum (hw \times tw)$$

- e. Συγκολλητές διατομές I,H και κιβωτιοειδής, με φορτίο παράλληλο προς τα πέλματα:

$$A - \sum (hw \times tw)$$

- f. Ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές, με ομοιόμορφο πάχος:

$$\frac{A \times h}{b + h}, \text{ φορτίο παράλληλο προς το ύψος}$$

$$\frac{A \times h}{b + h}, \text{ φορτίο παράλληλο προς το πλάτος}$$

g. Κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες με ομοιόμορφο πάχος:

$$\frac{2A}{\pi}, \text{ φορτίο παράλληλο προς το πλάτος}$$

Όπου:

A: η επιφάνεια της διατομής

b: το συνολικό πλάτος

h: το συνολικό ύψος

h_w: το ύψος του κορμού

r: η ακτίνα συναρμογής κορμού πέλματος

t_f: το πάχος του πέλματος

t_w: το πάχος του κορμού

η: η=1,00

Έλεγχος σε κάμψη και τέμνουσα

Στις δοκούς η κάμψη συνοδεύεται κατά κανόνα και από διάτμηση, η οποία υπό ειδικές συνθήκες (π.χ. μεγάλα συγκεντρωμένα φορτία), ενδέχεται να επηρεάσει δυσμενώς και να απομειώσει τη ροπή αντοχής της δοκού. Γενικά όταν στην ίδια δοκό συνυπάρχουν καμπτική ροπή και σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της τέμνουσας δύναμης στη ροπή αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλύσκεται στο να παραλάβει την τέμνουσα. Όταν η τέμνουσα είναι μικρή, η παραπάνω επιρροή της μπορεί να παραλείπεται. Συγκεκριμένα ο Ευρωκώδικας 3 προβλέπει, ότι αν η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, η επίδρασή της στη ροπή αμελείται. Όταν όμως είναι μεγαλύτερη, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη της διατομής, η απομειωμένη ροπή αντοχής, η οποία δίδεται από τις παρακάτω μεθόδους:

i. Απομείωση της τάσης διαρροής του χάλυβα:

$$f_{y'} = (1 - \rho) \times f_y$$

όπου:

$$\rho = \left[\frac{2VEd}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right]^2$$

ii. Για διατομές I κατηγορίας 1 ή 2 με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας, η μειωμένη ροπή αντοχής υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \times A_w^2}{4t_w} \right] \times f_y}{\gamma_{MO}}$$

Όπου:

Πρέπει: $M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$

A_w: η επιφάνεια του κορμού της διατομής

Κάμψη και αξονική δύναμη

Ο συνδυασμός αυτών των εντατικών μεγεθών αποτελεί αφορά μέλη του πλαισίου που καταπονούνται από σημαντικές αξονικές δυνάμεις. Τέτοια μέλη είναι κατά κανόνα τα υποστυλώματα και λιγότερο οι δοκοί. Μέρος της διατομής

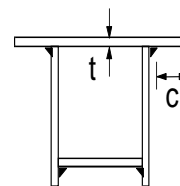
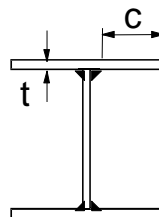
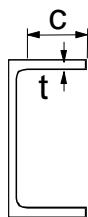
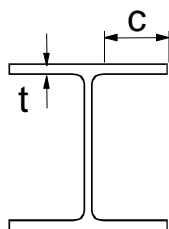
αναλύεται στην ανάληψη της αξονικής δύναμης και επομένως η αντοχή της σε κάμψη περιορίζεται. Η απομειωμένη αντοχή της διατομής σε κάμψη υπολογίζεται αναλόγως την κατηγορία της διατομής, με βάση τις ακόλουθες σχέσεις:

Η κατηγορία της διατομής προκύπτει από τους παρακάτω πίνακες:

Πίνακας 3.2-Κατηγορίες διατομών

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

Προεξέχοντα πέλματα

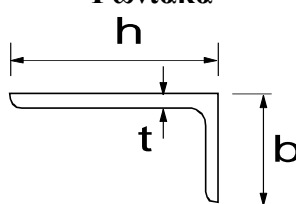


Ελατές διατομές

Συγκολλητές διατομές

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

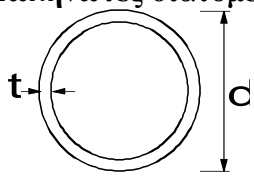
Γωνιακά



Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε φύλο 2 από 3)

Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία

Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)	
3	$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$

Σωληνωτές διατομές						
						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
	ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Διατομές κατηγορίας 1, 2,3

Για διατομές κατηγορίας 1, 2, 3, πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

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

Για τετραγωνικές συμπαγείς διατομές χωρίς οπές κοχλιών το $M_{N,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd}$$

και

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

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

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δε λαμβάνονται υπόψη:

Για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα, μπορούν να χρησιμοποιούνται οι παρακάτω προσεγγίσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a) \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{για } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{για } n > a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

όπου:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A-2bt_f)/A \quad \text{αλλά } a \leq 0,5$$

Για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς, μπορούν να χρησιμοποιούνται οι παρακάτω προσεγγίσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a_w) \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1-n)/(1-0,5a_f) \quad \text{αλλά } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}$$

Όπου:

$$a_w = (A-2bt)/A \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5 \quad \text{για κοίλες διατομές}$$

$$a_w = (A-2bt_f)/A \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5 \quad \text{για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές}$$

$$a_f = (A-2ht)/A \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5 \quad \text{για κοίλες διατομές}$$

$$a_f = (A-2ht_w)/A \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5 \quad \text{για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές}$$

Διατομές κατηγορίας 4

Για διατομές κατηγορίας 4 πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1$$

όπου A_{eff} είναι η ενεργός επιφάνεια της διατομής όταν υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη

$W_{eff,min}$ είναι η ενεργός ροπή αντίστασης (που αντιστοιχεί στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση) της διατομής, όταν υπόκειται μόνο σε ροπή περί τον αντίστοιχο άξονα

e_N είναι η μετατόπιση του αντίστοιχου κεντροβαρικού άξονα, όταν η διατομή υπόκειται μόνο σε θλίψη

Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

Όταν μια διατομή καταπονείται καμπτικά και στις δύο διευθύνσεις των αδρανειακών της αξόνων, απαιτείται έλεγχος σε διαξονική κάμψη. Ο έλεγχος είναι απαραίτητος καθώς η ταυτόχρονη κάμψη και στους δύο αδρανειακούς άξονες μπορεί να οδηγήσει το μέλος σε αστοχία, έστω και αν οι αντίστοιχοι καμπτικοί έλεγχοι ως

προς την κάθε διεύθυνση ξεχωριστά ικανοποιούνται. Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

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

στο οποίο α και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

- I και H διατομές:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \quad \text{αλλά } \beta \geq 1$$

- Κοίλες κυκλικές διατομές:

$$\alpha = 2 ; \beta = 2$$

- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \quad \text{αλλά } \alpha = \beta \leq 6$$

$$\text{όπου } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

Έλεγχος αντοχής σε λυγισμό

Έλεγχος μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

όπου:

N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό λαμβάνεται ως εξής:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

Όπου:

χ : είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

Στον καθορισμό των A και A_{eff} , δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη σπές για κοχλίες στα άκρα υποστυλώματος.

Καμπύλες λυγισμού

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

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

Όπου:

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

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

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

α είναι συντελεστής ατελειών

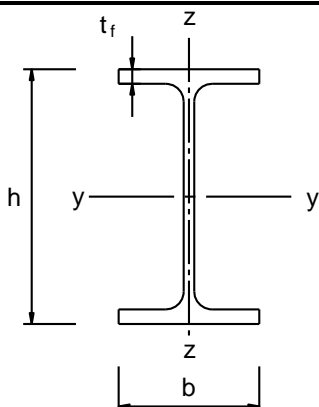
N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

Ο συντελεστής ατελειών α που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού λαμβάνεται από τον παρακάτω.

Πίνακας 3.3-Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

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

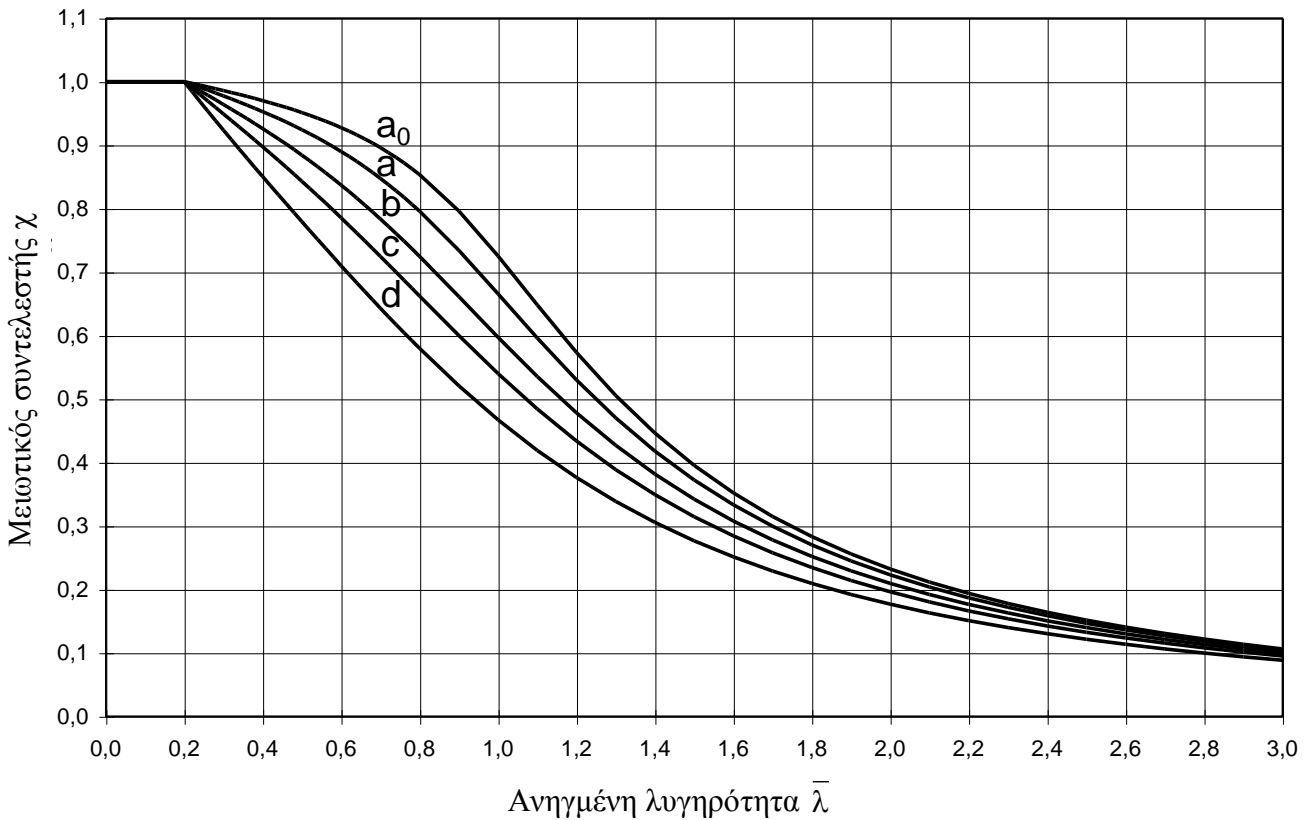
Πίνακας 3.4-Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

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	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	a b	a_0 a_0
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	d d	c c

Συγκολλητές I-διατομές		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d	c d
Κοίλες Διατομές		Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a ₀
		Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c
Συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές		Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b
		Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c
U-, Γ- και συμπαγείς διατομές			Κάθε	c	c
L-διατομές			Κάθε	b	b

Εναλλακτικός τρόπος υπολογισμού του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$, είναι ο γραφικός υπολογισμός του από το παρακάτω διάγραμμα με βάση την κατάλληλη καμπύλη λυγισμού, η οποία επιλέγεται από τον παραπάνω πίνακα ανάλογα με το είδος της διατομής και τις διαστάσεις της. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

Σχήμα 3.1-Καμπύλες λυγισμού



Λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

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

Όπου:

L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού
 i είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

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

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

Για καμπτικό λυγισμό η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού πρέπει να καθορίζεται από τον παραπάνω πίνακα (Πιν.3.4).

Λυγηρότητα για στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Για μέλη με ανοιχτές διατομές πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο η αντοχή του μέλους σε στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό να είναι μικρότερη από την αντοχή του σε καμπτικό λυγισμό. Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_T$ για στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

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

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

Όπου:

$$N_{cr} = N_{cr,TF} \quad \text{αλλά } N_{cr} < N_{cr,T}$$

$N_{cr,TF}$ είναι η ελαστική δύναμη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$N_{cr,T}$ είναι η ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού

Η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού για στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό καθορίζεται από τον παραπάνω πίνακα (Πιν.3.4) θεωρώντας αυτήν που σχετίζεται με τον άξονα z.

Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη

Αντοχή σε λυγισμό

Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ως εξής:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

όπου M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα δεν κινδυνεύουν από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επιπλέον δοκοί με τύπους διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, κατασκευασμένοι κυκλικοί σωλήνες ή τετραγωνικές κιβωτιοειδείς διατομές δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Όπου:

W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

$$W_y = W_{pl,y} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 ή 2}$$

$$W_y = W_{el,y} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3}$$

$$W_y = W_{eff,y} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Στον καθορισμό του W_y δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη οπές για κοιλίες στην άκρη της δοκού.

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού – Γενική περίπτωση

Για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$, πρέπει να καθορίζεται από:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ αλλά } \chi_{LT} \leq 1,0$$

Όπου:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} : είναι ο συντελεστής ατελειών λαμβάνεται από τον πιο πάνω πίνακα.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Το M_{cr} βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες φορτίσεως, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις. Οι συστάσεις για τις καμπύλες λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιούνται δίνονται στον επόμενο πίνακα (πιν.3.5).

Πίνακας 3.5-Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

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

Οι τιμές του μειωτικού συντελεστή χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$ μπορούν εναλλακτικά να λαμβάνονται από το διάγραμμα (Σχ.3.1).

Σημείωση: Για λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$ ή για $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$ οι επιδράσεις

στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για ελατές διατομές ή ισοδύναμες συγκολλητές διατομές

Για ελατές διατομές ή ισοδύναμες συγκολλητές διατομές υπό κάμψη, οι τιμές του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα μπορεί να καθορίζονται από

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ αλλά } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$$
$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Για ελατές διατομές προτείνονται οι παρακάτω τιμές από τον Ευρωκώδικα 3:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \quad (\text{μέγιστη τιμή})$$

$$\beta = 0,75 \quad (\text{ελάχιστη τιμή})$$

Οι συστάσεις για τις καμπύλες λυγισμού δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί (πιν.3.6)

Πίνακας 3.6-Επιλογή της καμπύλης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για ελατές ή ισοδύναμες συγκολλητές διατομές

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

Για να ληφθεί υπόψη η κατανομή της ροπής μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων των μελών, ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} μπορεί να τροποποιηθεί ως εξής:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \quad \text{αλλά } \chi_{LT,mod} \leq 1$$


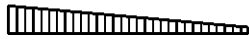



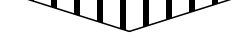
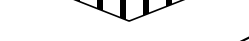

Για το συντελεστή f ο Ευρωκώδικας 3 συνιστά τις παρακάτω ελάχιστες τιμές:

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c)[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \quad \text{αλλά } f \leq 1,0$$

Όπου:

k_c είναι διορθωτικός συντελεστής σύμφωνα με τον Πίνακα 3.7.

Πίνακας 3.7-Διορθωτικοί Συντελεστές k_c

Κατανομή ροπής	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Απλοποιημένες μέθοδοι υπολογισμού για δοκούς με πλευρικές στηρίξεις σε κτίρια

Μέλη με διακριτή πλευρική στήριξη στο θλιβόμενο πέλμα δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό εάν το μήκος L_c μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων ή η προκύπτουσα ισοδύναμη λυγηρότητα του θλιβόμενου πέλματος $\bar{\lambda}_f$ ικανοποιεί τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

Όπου:

$M_{y,Ed}$: είναι η μέγιστη τιμή της καμπτικής ροπής στο τμήμα μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων

$$M_{c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής που αντιστοιχεί στο θλιβόμενο πέλμα

k_c είναι ένας διορθωτικός συντελεστής της λυγηρότητας ανάλογα με την κατανομή της ροπής μεταξύ των στηρίξεων, βλέπε Πίνακα 3.7

$i_{f,z}$ είναι η ακτίνα αδρανείας του θλιβόμενου πέλματος περιλαμβάνοντας και το 1/3 του θλιβόμενου τμήματος της επιφάνειας του κορμού, ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής

$\bar{\lambda}_{c0}$ είναι η παράμετρος λυγηρότητας του παραπάνω θλιβόμενου στοιχείου

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

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

Σημείωση 1: Για διατομές κατηγορίας 4 το $i_{f,z}$ μπορεί να λαμβάνεται ως

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{eff,f}}{A_{eff,f} + \frac{1}{3} A_{eff,w,c}}}$$

Όπου:

$I_{eff,f}$: είναι η ενεργός ροπή αδρανείας του θλιβόμενου πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής

$A_{eff,f}$: είναι η ενεργός επιφάνεια του θλιβόμενου πέλματος

$A_{eff,w,c}$: είναι η ενεργός επιφάνεια του θλιβόμενου τμήματος του κορμού

Σημείωση 2: Για το όριο λυγηρότητας $\bar{\lambda}_{c0}$ ο Ευρωκώδικας 3 συνιστά μία οριακή τιμή $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$.

Σημείωση 3: Εάν η λυγηρότητα του θλιβόμενου πέλματος $\bar{\lambda}_f$ υπερβαίνει το όριο που δίνεται στην σημείωση 2, η ροπή αντοχής σε λυγισμό μπορεί να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = k_{f\ell} \chi M_{c,Rd} \quad \text{αλλά} \quad M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd}$$

Όπου:

χ : είναι ο μειωτικός συντελεστής του ισοδύναμου θλιβόμενου πέλματος υπολογισμένος με το $\bar{\lambda}_f$

$k_{f\ell}$: είναι ο τροποποιητικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη το συντηρητισμό της μεθόδου του ισοδύναμου θλιβόμενου πέλματος

Σημείωση 4: Η τιμή του τροποποιητικού συντελεστή δίνεται από τον Ευρωκώδικα 3. Συνιστάται η τιμή του $k_{f\ell} = 1,10$.

Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη και αξονική θλίψη

Η ευστάθεια μελών σταθερής διατομής διπλής συμμετρίας, που δεν είναι ευαίσθητη σε στρεπτικές παραμορφώσεις, πρέπει να ελέγχεται σύμφωνα με τις παρακάτω παραγράφους, όπου διάκριση γίνεται μεταξύ:

- μελών που δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. κοίλες κυκλικές διατομές ή διατομές όπου η στρέψη παρεμποδίζεται
- μελών που είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. μέλη με ανοιχτές διατομές, στα οποία δεν παρεμποδίζεται η στρέψη

Επιπρόσθετα, η αντοχή των διατομών σε κάθε άκρο του μέλους πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις των παραπάνω ελέγχων.

Για μέλη δομικών συστημάτων ο έλεγχος αντοχής μπορεί να γίνεται βασισμένος στα μεμονωμένα μέλη ενός ανοίγματος, θεωρούμενα αποκομμένα από το σύστημα. Επιδράσεις δεύτερης τάξης του μεταθετού συστήματος (P-Δ επιδράσεις) πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, είτε μέσω των ακραίων ροπών του μέλους είτε μέσω των κατάλληλων μηκών λυγισμού αντίστοιχα.

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Όπου:

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

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$: είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα σύμφωνα για διατομές κατηγορίας 4, βλέπε τον παρακάτω πίνακα

χ_y and χ_z : είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} : είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} : είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

Πίνακας 3.8-Τιμές για $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$

Κατηγορία	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Σημείωση: Για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτική παραμόρφωση το χ_{LT} θα είναι $\chi_{LT} = 1,0$.

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} εξαρτώνται από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί.

Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δομικών στοιχείων

Η παρακάτω μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιείται όπου οι μέθοδοι που δίνονται ή οι μέθοδοι που περιγράφηκαν παραπάνω δεν μπορούν να εφαρμόζονται. Επιτρέπει τον έλεγχο της αντοχής σε πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό για δομικά στοιχεία, όπως μεμονωμένα μέλη, σύνθετης διατομής ή μη, σταθερής διατομής ή μη, με σύνθετες συνθήκες στήριξης ή μη ή επίπεδα πλαίσια ή τμήματα πλαισίων που αποτελούνται από τέτοια μέλη, τα οποία υπόκεινται σε θλίψη και / ή μονοαξονική κάμψη στο επίπεδο, αλλά τα οποία δεν περιέχουν στρεφόμενες πλαστικές αρθρώσεις.

Η συνολική αντοχή σε λυγισμό εκτός επιπέδου για κάθε δομικό στοιχείο μπορεί να ελεγχθεί μέσω της σχέσης:

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0$$

Όπου:

$\alpha_{ult,k}$: είναι ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής των φορτίων σχεδιασμού, ώστε να επιτευχθεί η χαρακτηριστική αντοχή της πλέον κρίσιμης διατομής του δομικού στοιχείου, θεωρώντας την εντός επιπέδου συμπεριφορά, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός, λαμβάνοντας όμως υπόψη όλες τις επιδράσεις λόγω της εντός επιπέδου γεωμετρικής παραμόρφωσης και των ατελειών, συνολικών και τοπικών, όπου απαιτείται

χ_{op} : είναι ο μειωτικός συντελεστής για την ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{op}$,

Η καθολική ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{op}$ για το δομικό στοιχείο θα πρέπει να καθορίζεται από

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}$$

Όπου:

$\alpha_{ult,k}$ ορίζεται παραπάνω

$\alpha_{cr,op}$ είναι ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής για τα εντός επιπέδου φορτία σχεδιασμού, ώστε να επιτευχθεί η ελαστική κρίσιμη αντοχή του δομικού στοιχείου σε σχέση με το στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη ο εντός επιπέδου καμπτικός λυγισμός

Ο μειωτικός συντελεστής χ_{op} μπορεί να καθορίζεται με κάποια από τις δύο μεθόδους που ακολουθούν:

α) η ελάχιστη τιμή του

χ : για πλευρικό λυγισμό

χ_{LT} : για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

το καθένα υπολογισμένο για την καθολική ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{op}$.

Έλεγχος αντοχής χαλυβδόφυλλου σύμμικτης πλάκας σε κάμψη

Για το χαλυβδόφυλλο της σύμμικτης πλάκας πρέπει να ικανοποιείται ο επόμενος έλεγχος:

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$$

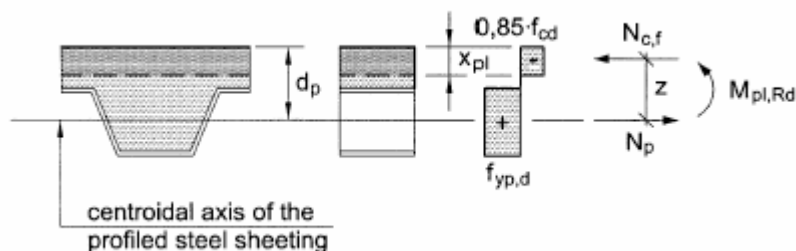
Και

$$V_{Ed} \leq V_{V,Rd}$$

Όπου:

$M_{pl,Rd}$: η αντοχή του χαλυβδόφυλλου της σύμμικτης πλάκας σε κάμψη.

Η αντοχή έναντι θετικής ροπής κάμψης (ουδέτερος άξονας πάνω από το χαλυβδόφυλλο) δίνεται από τους παρακάτω τύπους.



Θλιπτική δύναμη: $N_{cf} = b \times z \times 0,85 \times f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη: $N_p = A_p \times f_{yp,d}$

Θέση ουδέτερου άξονα: $z = (A_p \times f_{yp,d}) / (b \times 0,85 \times f_{cd}) \leq h_c$

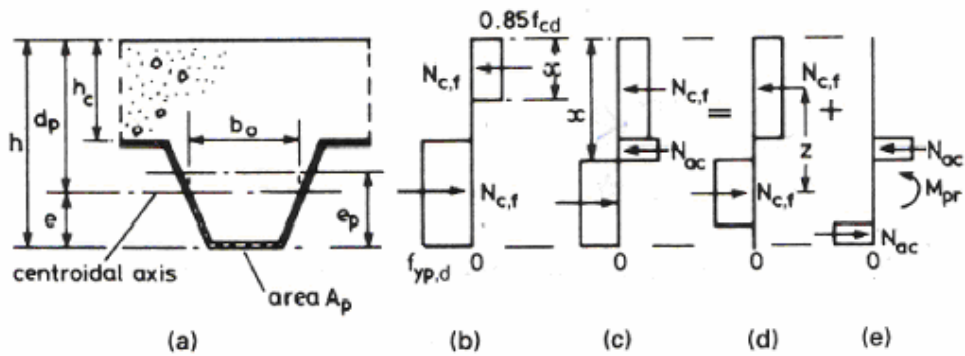
Πλαστική ροπή αντοχής: $M_{pl,Rd+} = N_p \times (d_p - z/2)$

όπου:

A_p : εμβαδό χάλυβα χαλυβδόφυλλων

d_p : θέση κέντρου βάρους χαλυβδόφυλλου

Η αντοχή έναντι θετικής ροπής κάμψης (ουδέτερος άξονας κάτω από το χαλυβδόφυλλο).



$$z = h - 0,5 \times h_c - e_p + (e_p - e) \times N_{cf} / N_p$$

$$M_{pr} = 1,25 \times M_{pa} \times (1 - N_{cf} / N_p) \leq M_{pa}$$

όπου:

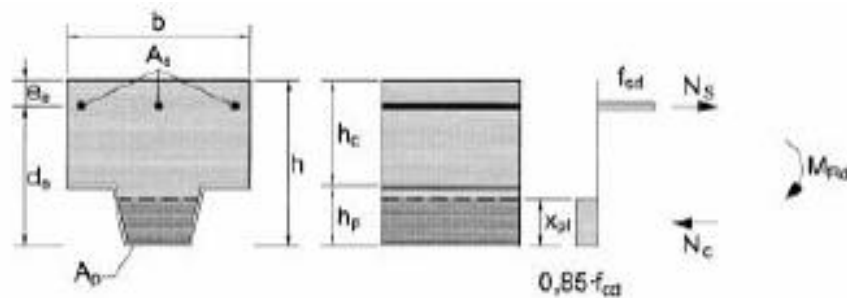
N_{cf} , N_p από τις παραπάνω εξισώσεις

$x = h_c$

M_{pa} : πλαστική ροπή χαυβδόφυλλου

Πλαστική ροπή αντοχής: $M_{pl,Rd+} = N_{cf} \times z + M_{pr}$

Αντοχή έναντι αρνητικής ροπής κάμψης.



Εφελκυστική δύναμη:

$$N_s = A_s \times f_{sd}$$

Θλιπτική δύναμη:

$$N_c = b_p \times x_{pl} \times 0,85 \times f_{cd}$$

Ουδέτερος άξονας:

$$x_{pl} = N_s / (b_p \times 0,85 \times f_{cd})$$

όπου:

A_s = εμβαδόν σιδηροπλισμού πλάκας

b_p = μέσο πλάτος κυψέλης χαυβδόφυλλου

e_s = επικάλυψη οπλισμό πλάκας

Πλαστική ροπή αντοχής: $M_{pl,Rd-} = N_s \times (h - e_s - x_{pl}/2)$

Αντοχή έναντι κατακόρυφης διάτμησης

$$V_{v,Rd} = b_o \times d_p \times \tau_{Rd} \times k_v \times (1,2 + 40 \rho)$$

όπου:

b_o : από το παραπάνω σχήμα

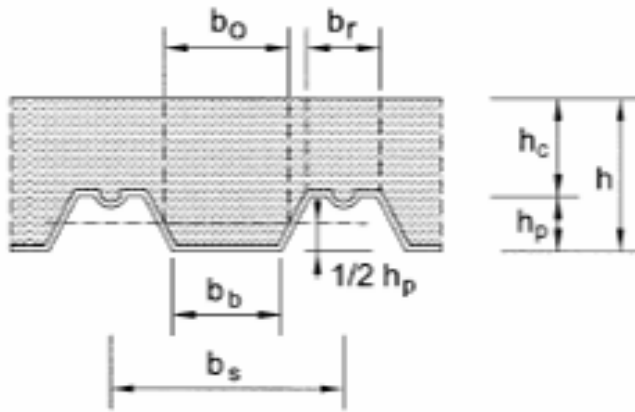
d_p : στατικό ύψος της πλάκας

$$\tau_{Rd} = 0.25 \times f_{ctk}^{0.05} / \gamma_c$$

$$\rho = A_p / (b_o \times d_p) < 0.02$$

$$k_v = (1.6 - d_p) \geq 1.00, \text{ με } d_p \text{ σε m}$$

Ως εμβαδόν A_p του χαλυβδόφυλλου θεωρείται η ενεργός επιφάνειά του, αμελώντας τα εντυπώματα, η οποία εμπεριέχεται όμως στο πλάτος b_o .



Αντοχή έναντι διαμήκουσ διάτμησης.

$$V_{l,Rd} = \{ (b \times d_p \times [m \times A_p / (b \times L_s) + k]) \} / \gamma_{vs}$$

όπου:

b : χαρακτηριστικό πλάτος υπολογισμού της σύμμικτης πλάκας σε mm

d_p : στατικό ύψος της πλάκας σε mm

A_p : το ονομαστικό εμβαδόν του χαλυβδόφυλλου σε mm²

L_s : διατμητικό άνοιγμα σε mm

$\gamma_{vs} = 1.25$

m, k : χαρακτηριστικές τάσεις σε N/mm² που έχουν δοθεί από εργαστηριακές μετρήσεις-πειράματα.

Αντοχή σύμμικτων δοκών

Πλαστική ανάλυση

Ένα εντατικό μέγεθος, πχ. μία ροπή ή μια αξονική δύναμη, κατανέμεται στα επιμέρους στοιχεία της διατομής ανάλογα με την αντοχή τους, όταν η ανάλυση είναι πλαστική. Συνεπώς για τον προσδιορισμό των πλαστικών ροπών της διατομής μιας σύμμικτης δοκού θεωρούμε ότι οι τάσεις των υλικών είναι ίσες με τις οριακές τιμές τους :

Σκυρόδεμα σε θλίψη: $0.85 f_{cd} = 0.85 f_{cd} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5$

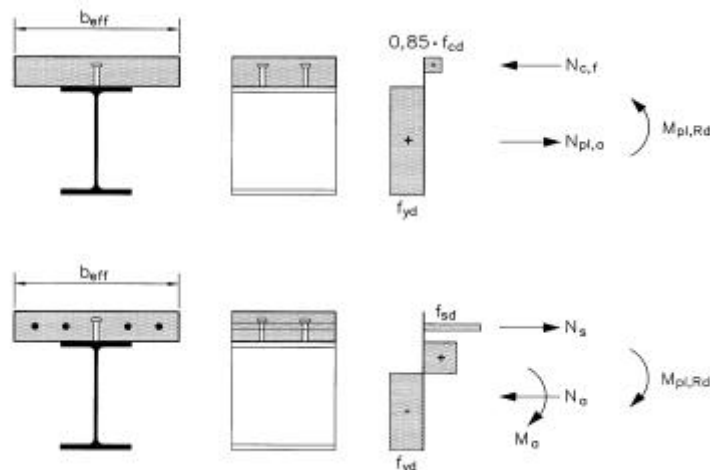
Σκυρόδεμα σε εφελκυσμό: $f_{td} = 0$

Δομικός χάλυβας : $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = f_{yk} / 1.0$

Χάλυβας σκυροδέματος : $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s = f_{sk} / 1.15$

Υπενθυμίζεται ότι η προϋπόθεση εφαρμογής πλαστικής ανάλυσης είναι οι διατομές να είναι κατηγορίας 1 ή 2.

Σχήμα 3.2-Πλαστική κατανομή τάσεων



Η πιο συνηθισμένη μέθοδος προσδιορισμού των πλαστικών ροπών αντοχής είναι η μέθοδος των λωρίδων. Σύμφωνα με τη μέθοδο, η διατομή χωρίζεται σε λωρίδες πάχους Δz . Σε κάθε λωρίδα αντιστοιχεί ένα εμβαδόν $\Delta A_i = b_i \Delta z_i$ συναρτήσει του πλάτους της διατομής στην υπόψη θέση και μία οριακή τάση f_i συναρτήσει του υλικού (δηλαδή $0,85 f_{cd}$ ή f_{yd} ή f_{sd}). Η ροπή της λωρίδας ως προς τον ουδέτερο άξονα δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta M_i = \Delta A_i f_i (z_i - z_0)$$

Η τελική ροπή αντοχής δίνεται ,ε άθροιση των επιμέρους ροπών των λωρίδων:

$$M_{pl,Rd} = \sum_i \Delta M_i$$

Όπως φαίνεται από την εξίσωση απαιτείται κατ' αρχήν ο προσδιορισμός της θέσης του ουδέτερου άξονα z_0 . Αυτό γίνεται με επαναληπτική διαδικασία με βάση την ισότητα των θλιπτικών και εφελκυστικών δυνάμεων της διατομής. Πρέπει δηλαδή να ισχύει

$$\Delta A_i^+ f_i^+ = A_i^- f_i^-$$

Η ανωτέρω εξίσωση απαιτεί την προεκτίμηση των εφελκυσμένων και θλιβόμενων λωρίδων και κατάλληλη διόρθωση όταν δεν ικανοποιείται η προαναφερθείσα ισότητα δυνάμεων.

Εκ του γεγονότος αυτού, της απαίτησης δηλαδή επαναληπτικής διαδικασίας, η εφαρμογή της μεθόδου των λωρίδων συνδέεται συνήθως με χρήση H/Y.

Για γρήγορους υπολογισμούς με το χέρι, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι παρακάτω σχέσεις προσδιορισμού των ροπών αντοχής, στις οποίες αγνοείται η συμβολή του οπλισμού σκυροδέματος στην περίπτωση που το σκυρόδεμα είναι υπό θλίψη. Οι σχέσεις είναι λοιπόν προσεγγιστικές αλλά συνήθως επαρκούς ακρίβειας, δεδομένου ότι η πλάκα σκυροδέματος είναι συνήθως ελαφρά οπλισμένη.

Παρόλα αυτά η συμβολή του οπλισμού της πλάκας μπορεί να ληφθεί προσεγγιστικώς υπόψη μέσω εφαρμογής στο πλάτος της πλάκας β του μεγθυντικού συντελεστή είναι το ποσοστό οπλισμού της πλάκας. Η προσέγγιση έγκειται στο γεγονός ότι με τη συγκεκριμένη θεώρηση ο οπλισμός θεωρείται τοποθετημένος σε μια στρώση στο κέντρο βάρους της πλάκας.

$$1 + \rho_s \cdot \left(\frac{f_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd}} - 1 \right), \text{ όπου } \rho_s = \frac{A_s}{A_c}$$

Η εφαρμογή πλαστικής ανάλυσης προϋποθέτει την ύπαρξη ελάχιστου οπλισμού στην πλάκα σκυροδέματος ως εξής:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} \geq \rho_{s \min} = \delta \frac{f_y}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot \sqrt{k_c}$$

Όπου :

$\delta = 1,1$ για διατομές κατηγορίας 1 και 1,0 για διατομές κατηγορίας 2

$h_c =$ πάχος πλάκας

$z =$ απόσταση κέντρου βάρους πλάκας από κέντρο βάρους της σύμμικτης δοκού

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z}} + 0,3 \leq 1$$

Θετικές πλαστικές ροπές αντοχής

Οι παρακάτω σχέσεις δίνονται για συμπαγή πλάκα σκυροδέματος. Για σύμμικτη πλάκα με χαλυβδόφυλλο παράλληλο ή κάθετο στη σιδηροδοκό, αφαιρείται από το πάχος της πλάκας d , το ύψος του χαλυβδόφυλλου, h_p . Επομένως η σύμμικτη δοκός αποτελείται από τη σιδηροδοκό, ένα κενό ίσο με το ύψος του χαλυβδόφυλλου, h_p , και σκυροδέματος πάχους h_c .

Διακρίνονται 3 περιπτώσεις εξαρτώμενες από τη θέση του ουδέτερου άξονα.

α) ουδέτερος άξονας εντός του πέλματος του σκυροδέματος $z_0 \leq d$.

Αποτελεί την συνηθέστερη περίπτωση σύμμικτων δοκών.

Θλιπτική δύναμη: $D = b z_0 0,85 \cdot f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη : $Z = A_a f_{yd}$

Θέση ουδέτερου άξονα από τη συνθήκη : $D = Z \rightarrow z_0 = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} \leq d$

Πλαστική ροπή: $M_{pl,Rd}^+ = Z \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = A_a \cdot f_{yd} \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right)$

β) ουδέτερη γραμμή στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού $d \leq z_0 \leq d + t_{f0}$

Θλιπτική δύναμη: $D = d b 0,85 f_{cd} + 2 f_{yd} \cdot b_{f0} (z_0 - d)$

Εφελκυστική δύναμη : $Z = A_a \cdot f_{yd}$

Θέση ουδέτερου άξονα: $d < z_0 = d + \frac{z - b \cdot d \cdot 0,85 f_{cd}}{2 f_{yd} b_{f0}} \leq d + t_{f0}$

Πλαστική ροπή: $M_{pl,Rd}^+ = Z \left(z_a - \frac{d}{2} \right) - 2 f_{yd} b_{f0} (z_0 - d) \frac{z_0}{2}$

γ) ουδέτερη γραμμή στον κορμό της σιδηροδοκού $z_0 \geq d + t_{f0}$

Θλιπτική δύναμη: $D = 2 f_{yd} b_{f0} t_{f0} + 2 f_{yd} t_w (z_0 - d - t_{f0}) + 0,85 f_{cd} b d$

Εφελκυστική δύναμη : $Z = A_a f_{yd}$

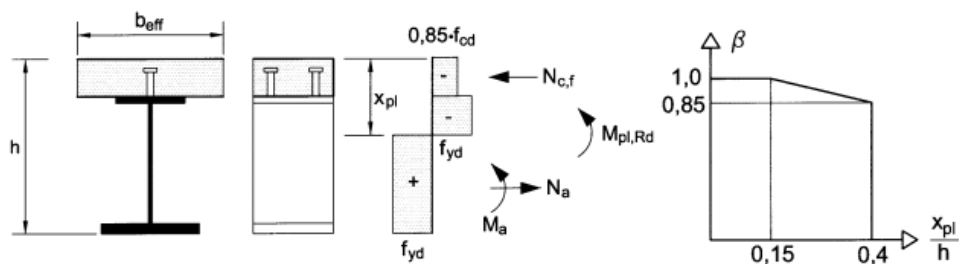
Θέση ουδέτερου άξονα: $z_0 = d + t_{f0} + \frac{z - 0,85 f_{cd} b_{f0} t_{f0}}{2 f_{yd} t_w} > d + t_{f0}$

Πλαστική ροπή:

$$M_{pl,Rd}^+ = Z \left(z_a - \frac{d}{2} \right) - 2 f_{yd} t_w (z_0 - d - t_{f0}) \left(\frac{z_0 + t_{f0}}{2} \right) - 2 f_{yd} b_{f0} t_{f0} \left(\frac{d + t_{f0}}{2} \right)$$

Επιρροή ύψους θλιβόμενης ζώνης

Αν η θλιβόμενη ζώνη έχει μεγάλο ύψος, είναι δυνατόν να απαιτούνται πολύ μεγάλες ανηγμένες παραμορφώσεις στο σκυροδέμα για να επιτευχθεί η πλαστική κατανομή τάσεων οι οποίες μπορεί να το οδηγήσουν σε πρόωρη θραύση. Η περίπτωση αυτή συμβαίνει αν η πλάκα είναι πολύ μικρή ή αν ο χάλυβας της σιδηροδοκού είναι υψηλής αντοχής. Προς αποφυγή του ανωτέρου φαινομένου, προβλέπεται για σιδηροδοκούς από χάλυβα υψηλής αντοχής (S420 ή S460) μείωση της θετικής πλαστικής ροπής με το συντελεστή β . η ροπή αντοχής γίνεται λοιπόν $\beta \cdot M_{pl,Rd}$. παρατηρούμε ότι η μείωση αρχίζει από την στιγμή που η θλιβόμενη ζώνη γίνεται μεγαλύτερη του 15% του συνολικού ύψους. Αν γίνει μεγαλύτερη του 40% δεν επιτρέπεται πλαστική ανάλυση.



Αρνητικές ροπές κάμψης

Στην περίπτωση αυτή το σκυρόδεμα βρίσκεται στην εφελκυστική περιοχή και έτσι η επιρροή του αγνοείται. Η διατομή αποτελείται από τη σιδηροδοκό και τους οπλισμούς της πλάκας. Για τη συνήθη περίπτωση όπου η ουδέτερη γραμμή βρίσκεται εντός του κορμού της σιδηροδοκού ισχύει :

Θλιπτική δύναμη: $D = A_a f_{yd}$

Εφελκυστικές δυνάμεις :

Άνω οπλισμός : $Z_{s1} = A_{s1} f_{sd}$

Κάτω οπλισμός : $Z_{s2} = A_{s2} f_{sd}$

Άνω πέλμα : $Z_f = 2 f_{yd} b_{f0} t_{f0}$

Κορμός : $Z_w = 2 f_{yd} t_w (z_0 - d - t_{f0})$

Θέση ουδέτερου άξονα: $z_0 = d + t_{f0} + \frac{D - Z_{s1} - Z_{s2} - Z_f}{2 f_{yd} t_w}$

Πλαστική ροπή:

$$M_{pl,Rd} = D z_a - Z_{s1} z_{s1} - Z_{s2} z_{s2} - Z_f \left(d + \frac{t_{f0}}{2} \right) - Z_w \left(\frac{z_0 + d + t_{f0}}{2} \right)$$

Συνδέσεις

Οι συνδέσεις μπορούν να κατηγοριοποιηθούν ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν σε:

- Διατμητικές συνδέσεις : Είναι οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν και μεταβιβάζουν μόνο αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, επιτρέποντας τις στροφές που προκύπτουν λόγω των δράσεων σχεδιασμού. Στις συνδέσεις αυτές δεν αναπτύσσονται σημαντικές ροπές. Τέτοιες είναι οι αρθρωτές συνδέσεις κύριων-δευτερευουσών δοκών κατά X, οι οποίες μεταφέρουν την τέμνουσα της δευτερεύουσας δοκού στον κορμό της κύριας δοκού.
- Συνδέσεις ροπής: Ονομάζονται οι συνδέσεις που έχουν τη δυνατότητα να παραλάβουν αξονικές δυνάμεις, τέμνουσες δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Τέτοιες είναι οι αποκαταστάσεις συνέχειας των διατομών των μελών, οι πλαισιακές συνδέσεις του δικτύωματος της στέγης, οι συνδέσεις των κύριων δοκών με τα υποστυλώματα και οι πακτώσεις των υποστυλωμάτων στη βάση τους.

Ένα άλλο κριτήριο διαχωρισμού των συνδέσεων είναι τα μέσα τα οποία χρησιμοποιούνται για να εξασφαλίζουν τη σύνδεση. Βάσει αυτού του κριτηρίου οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

- Κοχλιωτές Συνδέσεις
- Συγκολλητές Συνδέσεις
- Διατμητικές Συνδέσεις Ήλων

Κοχλιωτές Συνδέσεις

Στις κοχλιωτές συνδέσεις, όπως υποδεικνύεται από το όνομα τους, βασικό μέσο σύνδεσης αποτελούν οι κοχλίες και τα περικόχλια. Εξίσου σημαντικό στοιχείο των συνδέσεων αυτών είναι και τα ελάσματα (επίπεδα ή γωνιακά), όπου αυτά χρησιμοποιούνται. Οι κοχλίες ανάλογα με το ονομαστικό όριο αντοχή τους σε διαρροή και σε εφελκυσμό διακρίνονται στις ποιότητες του παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.9-Ποιότητες κοχλιών

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

Όταν οι κοχλιωτές συνδέσεις υπόκεινται σε διατμητικά εντατικά μεγέθη διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

a. **Κατηγορία Α: Συνδέσεις άντυγας**

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας 4.6 έως και 10.9. Δεν απαιτείται προένταση ούτε ειδική επεξεργασία των επιφανειών επαφής. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.

b. **Κατηγορία Β: Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας**

Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες που είναι τουλάχιστον κατηγορίας 8.8. Εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δεν είναι επιτρεπτή. Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση, η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.

c. **Κατηγορία C: Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας**

Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες που είναι κατηγορίας 8.8 ή 10.9. Δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας. Επιπλέον, για συνδέσεις καταπονούμενες σε εφελκυσμό πρέπει να ελέγχεται η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στην περιοχή των οπών κοχλιών $N_{net,Rd}$ στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Ενώ όταν οι κοχλιωτές συνδέσεις υπόκεινται σε εφελκυσμό πρέπει να σχεδιάζονται σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες κατηγορίες:

d. **Κατηγορία D: χωρίς προένταση**

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας 4.6 μέχρι και 10.9. Αυτή η κατηγορία δεν πρέπει να χρησιμοποιείται σε συνδέσεις που υπόκεινται σε συχνές μεταβολές του εφελκυστικού φορτίου. Εξαίρεση όμως αποτελεί η σχεδίαση τους, για συνήθη φορτία ανέμου.

e. **Κατηγορία Ε: με προένταση**

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 και 10.9 με ελεγχόμενη σύσφιξη.

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι των παραπάνω κατηγοριών για μεμονωμένους κοχλίες, συνοψίζονται (Πιν.3.10) και παρουσιάζονται αναλυτικά (Πιν.3.11) στους παρακάτω πίνακες:

Πίνακας 3.10-Έλεγχοι για μεμονωμένους κοχλίες

Κατηγορία	Κριτήρια	Παρατηρήσεις
Συνδέσεις διάτμησης		
A άντυγας	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9.
B ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. Για την αντοχή σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας βλέπε 3.9.
C ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. Για την αντοχή σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας βλέπε 3.9. $N_{net,Rd}$ βλέπε EN 1993-1-1
Συνδέσεις εφελκυσμού		
D χωρίς προένταση	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9. $B_{p,Rd}$, βλέπε Πίνακα 3.4.
E με προένταση	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. $B_{p,Rd}$, βλέπε Πίνακα 3.4.
Η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού $F_{t,Ed}$ πρέπει να περιλαμβάνει κάθε δύναμη οφειλόμενη σε δράσεις επαφής		

Πίνακας 3.11-Έλεγχοι αναλυτικά για μεμονωμένους κοχλίες

Μηχανισμός αστοχίας	Κοχλίες	Ήλοι
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <p>- όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίου (A είναι η επιφάνεια ενεργού διατομής του κοχλίου, A_s):</p> <ul style="list-style-type: none"> - για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - για κατηγορίες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9: $\alpha_v = 0,5$ <p>- όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλίου (A είναι η καθαρή επιφάνεια κοχλίου): $\alpha_v = 0,6$</p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας ^{1), 2), 3)}	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}, \quad \text{όπου } a_b \text{ το μικρότερο από } a_d \text{ ή } \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ή } 1,0$ <p>Κατά τη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου:</p> <ul style="list-style-type: none"> - για τελευταία σειρά κοχλιών: $a_d = \frac{e_1}{3d_0}$, για εσωτερικούς κοχλίες: $a_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ - για πλευρικά ακραίους κοχλίες: k_1 το μικρότερο από $2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$ ή $2,5$ - για εσωτερικούς κοχλίες: k_1 το μικρότερο από $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ ή $2,5$ 	
Αντοχή σε εφελκυσμό ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>όπου $k_2 = 0,63$ για κοχλία βυθισμένης κεφαλής, αλλιώς $k_2 = 0,9$.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε διάτρηση	$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	Δεν απαιτείται έλεγχος
Ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	
<p>¹⁾ Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας $F_{b,Rd}$ κοχλιών</p> <ul style="list-style-type: none"> - σε υπερμεγέθεις οπές είναι το 80% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυνας κοχλιών σε κανονικές οπές. - σε επιμήκεις οπές, όπου ο διαμήκης άξονας της οπής είναι κάθετος στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου, είναι το 60% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυνας κοχλιών σε κανονικές οπές. <p>²⁾ Για κοχλίες βυθισμένης κεφαλής:</p> <ul style="list-style-type: none"> - η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας $F_{b,Rd}$ πρέπει να υπολογίζεται με βάση πάχος ελάσματος t ίσο με το πλάτος του συνδεόμενου ελάσματος μείον το μισό της βύθισης. - για τον προσδιορισμό της αντοχής σε εφελκυσμό $F_{t,Rd}$ η γωνία και το ύψος της βύθισης πρέπει να συμφωνούν με τα Πρότυπα Αναφοράς, διαφορετικά η αντοχή σε εφελκυσμό πρέπει να προσαρμόζεται ανάλογα. <p>³⁾ Όταν το φορτίο σε έναν κοχλία δεν είναι παράλληλο προς την ακμή του μέλους, η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας μπορεί να ελέγχεται χωριστά για τις συνιστώσες του φορτίου που είναι παράλληλες και κάθετες προς την ακμή.</p>		

Αντοχή σε ολίσθηση:

Η αντοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση ενός προεντεταμένου κοχλίου κατηγορίας 8.8 ή

10.9 πρέπει να λαμβάνεται ίση με:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C}$$

όπου:

k_s : δίνεται στον Πίνακα Πιν.3.12

n : είναι ο αριθμός των επιφανειών τριβής

μ : είναι ο συντελεστής ολίσθησης, ο οποίος μπορεί να προσδιοριστεί είτε μέσω δοκιμών της επιφάνειας τριβής ή από τις τιμές του Πίνακα Πιν.3.13.

Πίνακας 3.12-Τιμές συντελεστή k_s

Περιγραφή	k_s
Κοχλίες σε κανονικές οπές	1,0
Κοχλίες σε υπερμεγέθεις οπές ή σε βραχείες επιμήκεις οπές με το διαμήκη άξονα κάθετο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,85
Κοχλίες σε μακρές επιμήκεις οπές με το διαμήκη άξονα κάθετο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,7
Κοχλίες σε βραχείες επιμήκεις οπές με το διαμήκη άξονα παράλληλο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,76
Κοχλίες σε μακρές επιμήκεις οπές με το διαμήκη άξονα παράλληλο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,63

Πίνακας 3.13-Τιμές συντελεστή ολίσθησης

Κατηγορία επιφανειών τριβής	Συντελεστής ολίσθησης μ
A	0,5
B	0,4
C	0,3
D	0,2

Ομάδες Κοχλιών

Για ομάδες κοχλιών, η αντοχή σχεδιασμού μπορεί να ληφθεί ως το άθροισμα των αντοχών σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυνας $F_{b,Rd}$ των μεμονωμένων μέσων σύνδεσης, με την προϋπόθεση ότι η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση $F_{v,Rd}$ κάθε μεμονωμένου μέσου σύνδεσης είναι μεγαλύτερη ή ίση με την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυνας $F_{b,Rd}$. Διαφορετικά, η αντοχή σχεδιασμού της ομάδας πρέπει να λαμβάνεται ίση με το πλήθος των μέσων σύνδεσης πολλαπλασιαζόμενο με τη μικρότερη αντοχή σχεδιασμού οποιουδήποτε μέσου σύνδεσης.

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται επίσης στις αποστάσεις μεταξύ (Σχ.3.2) των κοχλιών μεταξύ τους, αλλά και στις αποστάσεις τους από τα άκρα τυχόν των ελασμάτων και διατομών που συνδέουν. Οι μέγιστες και οι ελάχιστες τιμές αυτών των αποστάσεων δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 3.14-Ελάχιστες αποστάσεις κοχλιών

Αποστάσεις	Ελάχιστη	Μέγιστη ^{1) 2) 3)}		
		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025 εκτός εκείνων που συμφωνούν με το EN 10025-5		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025-5
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα	Χάλυβας μη εκτεθειμένος	Χάλυβας χωρίς προστασία
Απόσταση από άκρο e_1	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή 125 mm
Απόσταση από άκρο e_2	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή 125 mm
Απόσταση e_3 σε επιμήκεις οπές	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Απόσταση e_4 σε επιμήκεις οπές	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Βήμα p_1	$2,2d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t_{\min}$ ή 175 mm
Βήμα $p_{1,0}$		Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm		
Βήμα $p_{1,i}$		Η μικρότερη από $28t$ ή 400 mm		
Βήμα p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t_{\min}$ ή 175 mm

¹⁾ Η μέγιστη τιμή για τις αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και ήλων και τις αποστάσεις από τα άκρα δεν έχει περιορισμό, εκτός από τις ακόλουθες περιπτώσεις:

- σε θλιβόμενα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί ο τοπικός λυγισμός και η διάβρωση των εκτεθειμένων μελών και
- σε εφελκυστικά εκτεθειμένα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί η διάβρωση.

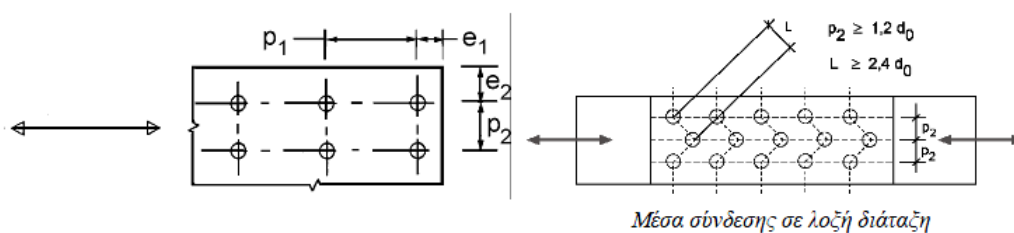
²⁾ Η αντοχή σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος μεταξύ των μέσων σύνδεσης πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1993-1-1 χρησιμοποιώντας $0,6 p_1$ ως μήκος λυγισμού. Ο τοπικός λυγισμός μεταξύ των μέσων σύνδεσης δεν χρειάζεται να ελεγχθεί αν ο λόγος p_1/t είναι μικρότερος από 9ϵ . Η απόσταση από τα πλευρικά άκρα δεν πρέπει να υπερβαίνει τα όρια που τίθενται από τις απαιτήσεις τοπικού λυγισμού σε ένα προεξέχον στοιχείο των θλιβόμενων μελών, βλέπε EN 1993-1-1. Η απόσταση από τα άλλα άκρα δεν περιορίζεται από την τελευταία απαίτηση.

³⁾ t είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους.

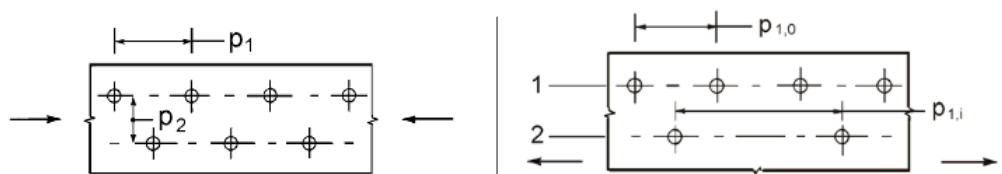
⁴⁾ Περιορισμοί στις διαστάσεις των επιμήκων οπών δίνονται στον EN 1993-1-1

⁵⁾ Σε μέσα σύνδεσης τοποθετημένα σε λοξή διάταξη η ελάχιστη απόσταση μεταξύ των γραμμών κοχλίωσης που πρέπει να χρησιμοποιείται είναι $p_2 = 1,2d_0$ με την προϋπόθεση ότι η απόσταση L μεταξύ δύο οποιωνδήποτε μέσων σύνδεσης είναι μεγαλύτερη από $2,4d_0$

Σχήμα 3.3- Αποστάσεις κοχλιών



α) Σύμβολα για τις αποστάσεις των μέσων σύνδεσης β) Σύμβολα για τις αποστάσεις σε λοξή διάταξη

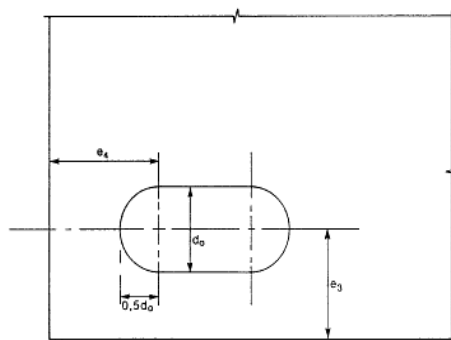


$p_1 \leq 14 t$ και $\leq 200 \text{ mm}$ $p_2 \leq 14 t$ και $\leq 200 \text{ mm}$ $p_{1,0} \leq 14 t$ και $\leq 200 \text{ mm}$ $p_{1,i} \leq 28 t$ και $\leq 400 \text{ mm}$

1 εξωτερική γραμμή 2 εσωτερική γραμμή

γ) Αποστάσεις σε λοξή διάταξη – θλίψη

δ) Αποστάσεις σε εφελκυσμένα στοιχεία



ε) Αποστάσεις από τα άκρα για επιμήκεις οπές

Συγκολλητές Συνδέσεις

Στις συγκολλητές συνδέσεις η αποκατάσταση της ροής των φορτίων επιτυγχάνεται συνδέοντας μόνιμα μέσω κόλλησης τα προσκείμενα μέλη. Οι συγκολλήσεις αφορούν συγκολλησίμους δομικούς χάλυβες σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN1993-1-1 και εφαρμόζονται σε ελάσματα πάχους, τουλάχιστον 4 mm. Για συγκολλήσεις ελασμάτων με μικρότερα πάχη πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ειδικές διατάξεις που προβλέπονται στον Ευρωκώδικα EN1993 μέρος 1.3, ενώ για συγκολλήσεις κοιλοδοκών με πάχη 2,5 mm και άνω, διατάξεις του 7^{ου} κεφαλαίου του Ευρωκώδικα 3. Συγκολλητές συνδέσεις μπορούν επίσης να εφαρμόζονται και σε κόμβους, στους οποίους οι μηχανικές ιδιότητες του υλικού συγκόλλησης είναι συμβατές με εκείνες του μητρικού υλικού.

Οι συγκολλήσεις χωρίζονται στους παρακάτω τύπους:

- Εξωραφές (συνεχείς ή διακοπτόμενες)
- Εσωραφές (πλήρους ή μερικής διεύθυνσης)
- Ψευδο-εσωραφές
- Ραφές οπής-σχισμής (σε κυκλικές οπές ή σε επιμήκεις)

- Ραφές διακένου (σε κυκλικές οπές ή σε επιμήκεις)

Στην εν λόγω κατασκευή έγινε χρήση μόνο δύο από τους παραπάνω τύπους συγκολλήσεων (εξωραφών, εσωραφών), που περιγράφονται στη συνέχεια

Εξωραφές (συνεχείς ή διακοπτόμενες)

Γενικά οι εξωραφές χρησιμοποιούνται σε περιπτώσεις όπου οι συνδεόμενες επιφάνειες σχηματίζουν μεταξύ τους γωνία από 60° ως 120° . Σε περίπτωση που η γωνία σύνδεσης είναι μικρότερη των 60° , η σύνδεση δεν μπορεί να χαρακτηριστεί ως εξωραφή, ενώ όταν η γωνία σύνδεσης είναι μεγαλύτερη των 120° η αντοχή της πρέπει να υπολογιστεί εργαστηριακά. Επιπλέον όπως ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 3 οι εξωραφές που συνεχίζουν μέχρι τις άκρες των ελασμάτων πρέπει να γυρίζουν πλήρως στη γωνία σε μία απόσταση τουλάχιστον ίση με το διπλάσιο πάχος τους, εκτός αν από τη διαμόρφωση του κόμβου κάτι τέτοιο είναι αδύνατο (στην περίπτωση διακοπτόμενων εξωραφών ο κανόνας αυτός εφαρμόζεται μόνο στο τελευταίο τμήμα της συγκόλλησης πλησίον της γωνίας). Οι διακοπτόμενες εξωραφές πρέπει να αποφεύγονται δε διαβρωτικά περιβάλλοντα.

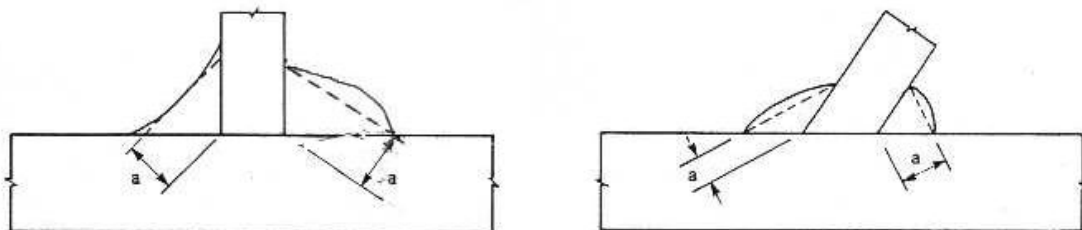
Μήκος συγκολλήσεων

Ως ενεργό μήκος l μιας εξωραφής λαμβάνεται το μήκος, στο οποίο η εξωραφή διαθέτει το πλήρες πάχος της. Το μήκος αυτό μπορεί να θεωρηθεί ίσο με το συνολικό μήκος της ραφής μείον δύο φορές το ενεργό πάχος της a . Αν η ραφή διαθέτει το πλήρες πάχος της καθ' όλο το μήκος εφαρμογής της, συμπεριλαμβανομένης της αρχής και του πέρατος, δε χρειάζεται να γίνει απομείωση του ενεργού μήκους εξαιτίας της αρχής ή του πέρατός της.

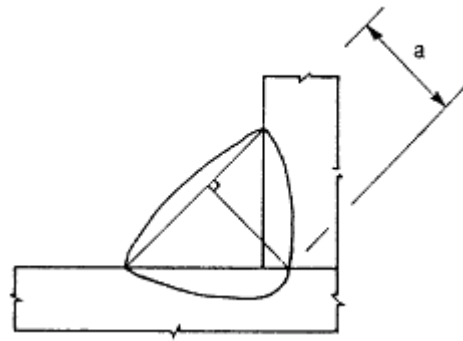
Ενεργό πάχος

Το ενεργό πάχος, a , εξωραφής λαμβάνεται ίσο με το ύψος του μεγαλύτερου τριγώνου (όχι απαραίτητα ισοσκελούς), εγγεγραμμένου στις επιφάνειες των ελασμάτων που τήκονται και την επιφάνεια της ραφής, μετρούμενο κάθετα στην εξωτερική πλευρά του, βλέπε Σχήμα.3.4. Επιπλέον το ενεργό πάχος εξωραφής δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 3 mm. Για να προσδιορίσουμε την αντοχή σχεδιασμού μιας εξωραφής βαθιάς διείσδυσης, λαμβάνεται υπόψη το επαυξημένο πάχος ραφής (βλέπε Σχήμα 3.3) με την προϋπόθεση ότι προκαταρκτικές δοκιμές αποδεικνύουν ότι η απαιτούμενη διείσδυση μπορεί να επιτευχθεί αξιόπιστα.

Σχήμα 3.4-Πάχη εξωραφής



Σχήμα 3.5-Πάχος γωνιακής εξωραφής



Αντοχή σχεδιασμού εξωραφής

Για τον εύρεση της αντοχής σχεδιασμού της εξωραφής γίνεται χρήση της απλοποιημένης μεθόδου υπολογισμού. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η αντοχή σχεδιασμού της εξωραφής θεωρείται επαρκής, αν σε κάθε σημείο κατά μήκος της, η συνισταμένη όλων των δυνάμεων που μεταφέρονται μέσω της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος ικανοποιεί το ακόλουθο κριτήριο:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

όπου:

$F_{w,Ed}$: είναι η δύναμη σχεδιασμού της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος

$F_{w,Rd}$: είναι η αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος

Ανεξάρτητα από τον προσανατολισμό του επιπέδου του λαιμού σε σχέση με τη δρώσα δύναμη, η αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος πρέπει να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \times a$$

όπου:

$f_{vw,d}$: είναι η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση της συγκόλλησης, που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

όπου:

f_u : είναι η ονομαστική εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου από τα συνδεόμενα μέρη.

β_w : είναι ο κατάλληλος συντελεστής συσχέτισης (βλέπε Πιν.3.15)

Πίνακας 3.15- Συντελεστής συσχέτισης

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα			Συντελεστής συσχέτισης β_w
EN 10025	EN 10210	EN 10219	
S 235 S 235 W	S 235 H	S 235 H	0,8
S 275 S 275 N/NL S 275 M/ML	S 275 H S 275 NH/NLH	S 275 H S 275 NH/NLH S 275 MH/MLH	0,85
S 355 S 355 N/NL S 355 M/ML S 355 W	S 355 H S 355 NH/NLH	S 355 H S 355 NH/NLH S 355 MH/MLH	0,9
S 420 N/NL S 420 M/ML		S 420 MH/MLH	1,0
S 460 N/NL S 460 M/ML S 460 Q/QL/QL1	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH S 460 MH/MLH	1,0

Εσωραφές (πλήρους ή μερικής διείσδυσης)

Οι συγκολλήσεις εσωραφών χωρίζονται σε δύο επιμέρους τύπους:

- Εσωραφές πλήρους διείσδυσης: Εσωραφή πλήρους διείσδυσης ορίζεται ως η συγκόλληση που διαπερνά πλήρως και προκαλεί τήξη του αναλώσιμου και του μητρικού μετάλλου σε όλο το πάχος της ένωσης.
- Εσωραφές μερικής διείσδυσης: Ως εσωραφή μερικής διείσδυσης ορίζεται η συγκόλληση, της οποίας η διείσδυση είναι μικρότερη από το πάχος του μητρικού μετάλλου.

Σημαντικό επίσης είναι να αποφεύγονται διακοπτόμενες εσωραφές.

Αντοχή σχεδιασμού εσωραφής

Η αντοχή σχεδιασμού μιας εσωραφής πλήρους διείσδυσης λαμβάνεται ίση με την αντοχή σχεδιασμού του ασθενέστερου από τα συνδεδεμένα μέρη, με την προϋπόθεση ότι η συγκόλληση εκτελείται με τα κατάλληλα αναλώσιμα υλικά, τα οποία είναι σε θέση να παράγουν δοκίμια (αποτελούμενα μόνο από υλικό συγκόλλησης) με ελάχιστο όριο διαρροής και εφελκυστική αντοχή, μεγαλύτερη από εκείνη του μητρικού μετάλλου. για τον υπολογισμό της αντοχής σχεδιασμού εσωραφής, γίνεται χρήση της μεθόδου των συνιστωσών. Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο στη διατομή της ραφής θεωρείται ομοιόμορφη κατανομή της τάσης. Έτσι προκύπτουν οι ακόλουθοι ορισμοί ορθών και διατμητικών τάσεων (βλέπε Σχήμα3.6):

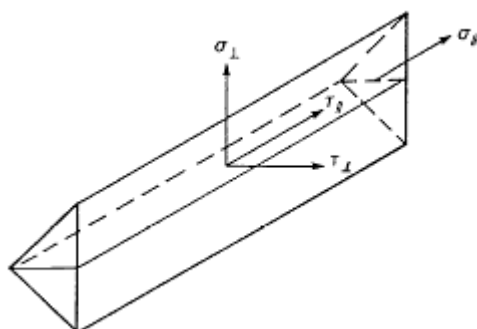
σ_{\perp} :είναι η ορθή τάση κάθετα στη ραφή

σ_{\parallel} :είναι η ορθή τάση παράλληλα στον άξονα στη συγκόλλησης

τ_{\perp} :είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) κάθετα στον άξονα της συγκόλλησης

τ_{\parallel} :είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) παράλληλα στον άξονα της συγκόλλησης.

Σχήμα 3.6-Τάσεις εξωραφής



Η ορθή τάση σ_{\parallel} παράλληλα στον άξονα δε λαμβάνεται υπόψη στον έλεγχο της αντοχής σχεδιασμού της συγκόλλησης. Για την επάρκεια της αντοχής σχεδιασμού της εξωραφής πρέπει πληρούνται και τα δύο επόμενα κριτήρια:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad \text{και} \quad \sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{M2}$$

όπου:

f_u : είναι η ονομαστική εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου από τα συνδεόμενα μέρη.

β_w : είναι ο κατάλληλος συντελεστής συσχέτισης του πίνακα 3.15.

Διατμητική Σύνδεση

Οι διατμητικοί σύνδεσμοι χρησιμοποιούνται στα σύμμικτα δομικά στοιχεία (πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα), για να παραλάβουν τη διαμήκη διατμητική ροή μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος, να εμποδίσουν τη σχετική ολίσθηση και να εξασφαλίσουν την κοινή σύμμικτη λειτουργία. Όταν οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν ολόκληρη τη διαμήκη διάτμηση, τότε εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ της σιδηροδοκού και της πλάκας σκυροδέματος (πλήρης διατμητική σύνδεση). Σε αντίθετη περίπτωση όπου ο αριθμός των διατμητικών συνδέσμων είναι μικρότερος από τον απαιτούμενο για πλήρη διατμητική σύνδεση, τότε εμφανίζεται με μικρή σχετική ολίσθηση και έχουμε μερικοί διατμητική σύνδεση. Στην παρούσα κατασκευή έγινε χρήση διατμητικών ήλων κεφαλής.

Διατμητικοί ήλοι κεφαλής

Οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσμων λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής και της πλεονεκτικής συμπεριφοράς τους. Η κεφαλή του ήλου εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλληση της από τη σιδηροδοκό. Οι συνήθειες διαστάσεις τους παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 3.16- Συνήθειες διαστάσεις ήλων

d	d ₂	h
16	29	50, 75, 100, 125, 150, 175, 200
19	32	75, 100, 125, 150, 175, 200
22	35	50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250
25	38	100, 125, 150, 175, 200, 250

Για τους διαστάσεις συνήθων ήλων πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω περιορισμοί:

$$\begin{aligned} h &\geq 3d \\ d_2 &\geq 1,50d \\ h_{\text{κεφαλής}} &\geq 0,4d \end{aligned}$$

όπου:

h: το ύψος του ήλου

d₂: η διάμετρος της κεφαλής του ήλου

h_{κεφαλής}: το ύψος της κεφαλής του ήλου

d: η διάμετρος του ήλου

Οι ήλοι τοποθετούνται και στερεώνονται επί των σιδηροδοκών συγκολλώντας τους με τη βοήθεια ειδικής μηχανής. Η κανόνες που διέπουν τη συγκόλλησή τους προδιαγράφονται στον EN14555. Η διαδικασία συγκόλλησής τους με τη βοήθεια της μηχανής γίνεται σε τέσσερις φάσεις:

- 1^η: προσαρμογή της κεφαλής του ήλου στο «πιστόλι» και εφαρμογή κεραμικού δακτυλίου στη βάση του.
- 2^η: με την πίεση της σκανδάλης του πιστολιού ο ήλος ανυψώνεται λίγο και με τη διοχέτευση υψηλού ρεύματος δημιουργείται ηλεκτρικό τόξο μεταξύ της βάσης του ήλου και του μητρικού μετάλλου, το οποίο περιορίζεται εντός του κεραμικού δακτυλίου.
- 3^η: το μητρικό μέταλλο και η βάση του ήλου λιώνουν υπό την επίδραση του ηλεκτρικού τόξου και μετά το τέλος του χρόνου συγκόλλησης ο ήλος πιέζεται στο τήγμα.
- 4^η: απομάκρυνση του πιστολιού και του κεραμικού δακτυλίου. Η βάση του ήλου στην τελική κατάσταση είναι εξογκωμένη λόγω υπερχειλίσης του τήγματος. Ο ρόλος του κεραμικού δακτυλίου είναι συνεπώς ο περιορισμός του ηλεκτρικού τόξου και ο σχηματισμός της βάσης του ήλου.

Η παραλαμβανόμενη από τον ήλο δύναμη εξαρτάται από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση και την αντοχή του σκυροδέματος σε «σύνθλιψη άντυγας».

Η οριακή αντοχή του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως η ελάχιστη τιμή από τις:

$$P_{Rd} = \min \left\{ 0,8 \times f_u \left(\frac{\pi \times d^2}{4} \right) / \gamma_{M2} \mid 0,29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_{M2} \right\}$$

Όπου:

d: διάμετρος κορμού

f_u: ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής ήλου ≤500MPa

f_{ck}: θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

E_{cm}: μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος

h: ύψος ήλου

γ_{M2}: συντελεστής επιμέρους ασφαλείας 1,25

α: συντελεστής που δίνεται:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,2 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) && \text{για } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ \alpha &= 1 && \text{για } 4 \leq \frac{h}{d} \end{aligned}$$

Για να ικανοποιείται ο έλεγχος για πλήρη διατμητική σύνδεση πρέπει η διαμήκης διάτμηση να είναι μικρότερη από τη συνολική αντοχή της ομάδας των τοποθετούμενων ήλων:

$$V_{l,tot} \leq n \times P_{Rd}$$

Όπου:

$V_{l,tot}$: διαμήκης διάτμηση

n: αριθμός τοποθετούμενων ήλων.

3.5 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

Για την περίπτωση των χιαστή συνδέσμων δυσκαμψίας πλάστιμο μέλος είναι η εφελκόμενη διαγώνιος. Από τις διαγώνιες ξεκινά και η διαστασιολόγηση του συνδέσμου με βάση την απαιτούμενη διατομή, ώστε η διατιθέμενη αντοχή σε εφελκυσμό να καλύπτει τις δράσεις που προκύπτουν από το σεισμικό ή άλλο συνδυασμό ο οποίος περιέχει οριζόντια φορτία. Για να αποφευχθεί ψαθυρός τρόπος αστοχίας της διαγωνίου, πρέπει να εξασφαλίζεται η αντοχή της σε θραύση, να ικανοποιείται δηλαδή η σχέση :

$$A_{net}/A \geq 1,11 \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M1}} \cdot \frac{f_y}{f_u}$$

Όπου A η πλήρης διατομή της διαγωνίου, A_{net} η καθαρή, μετά την αφαίρεση των οπών, f_y και f_u οι τάσεις διαρροής και θραύσεως του υλικού της διαγωνίου αντιστοίχως. Για τις ισχύουσες τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας $\gamma_{M1}=1,0$ και $\gamma_{M2}=1,25$, η σχέση γράφεται:

$$A_{net}/A \geq 1,388 \cdot \frac{f_y}{f_u}$$

Έχει διαπιστωθεί ότι κατά την ανακυκλιζόμενη σεισμική δράση ενός χιαστή συνδέσμου, οι παραγόμενοι υστερητικοί βρόχοι είναι παχύτεροι, ότι δηλαδή απορροφάται ανά κύκλο μεγαλύτερη ποσότητα ενέργειας, όταν οι διαγώνιες του συνδέσμου έχουν σχετικά μικρή λυγηρότητα. Για το λόγο αυτό ο ΕΑΚ επιβάλλει να επιλέγεται για τις διαγώνιες ράβδους διατομή στην οποία να αντιστοιχεί ανηγμένη λυγηρότητα το πολύ ίση προς 1,50, να ικανοποιείται δηλαδή για τη διαγώνιο η σχέση:

$$\bar{\lambda} \leq 1,50$$

Όταν οι δύο διαγώνιες ράβδοι δε συνδέονται μεταξύ τους στο σημείο τομής τους, το μήκος λυγισμού κάθε διαγωνίου, είναι ίσο προς το πραγματικό μήκος της. Σε περίπτωση σύνδεσης των διαγωνίων το μήκος λυγισμού είναι ίσο προς το ήμισυ του μήκους της διαγωνίου επειδή η ευσταθής εφελκόμενη διαγώνιος προσφέρει στο μέσο της θλιβόμενης πλευρική στήριξη.

Τα υπόλοιπα στοιχεία τους συνδέσμου (κεφαλοδοκός, υποστύλωμα) θα πρέπει να διαστασιολογούνται ώστε να μην αστοχούν προ της διαρροής της διαγωνίου, να εξασφαλίζεται δηλαδή ότι ο σύνδεσμος δε θα αστοχήσει πριν αναπτυχθούν πλαστικές παραμορφώσεις στη διαγώνιο, και ότι θα απορροφηθεί, επομένως, σεισμική ενέργεια. Η επιλογή της διατομής δε γίνεται, έτσι, μόνον με βάση τα υπάρχοντα εντατικά μεγέθη (σεισμικά ή μη) αλλά και με την πρόσθετη απαίτηση να διαθέτουν υπεραντοχή ως προς τη διαγώνιο (ικανοτική απαίτηση).

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ ο μεγεθυντικός συντελεστής που χρησιμοποιείται για την προσαύξηση της έντασης της οριζόντιας δοκού, η οποία προκύπτει από το σεισμικό συντελεστή είναι :

$$a_{CD} = (1,2 \cdot N_{PD} - N_{vd}) / N_{Ed} \leq q$$

στην οποία N_{Pd} είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου, N_{vd} είναι η εφελκυστική δύναμη που καταπονεί τη διαγώνιο λόγω των σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού και N_{Ed} η εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου υπό τη σεισμική μόνο δράση τους σεισμικού συνδυασμού. Στις συνηθισμένες περιπτώσεις μονώροφων κτηρίων είναι $N_{vd}=0$. Είναι φανερό ότι όταν γίνεται ελαστική ανάλυση ($q=1$) δεν απαιτείται να γίνεται ικανοτικός προσδιορισμός εντατικών μεγεθών, αλλά μόνον διαστασιολόγηση με τα αποτελέσματα του σεισμικού συνδυασμού. Στον EC8 ο ικανοτικός έλεγχος δεν απαιτείται και όταν ακόμη λαμβάνεται υπόψη συντελεστής συμπεριφοράς $q=1,50$ θεωρούμενου ότι ο φέρων οργανισμός διαθέτει, χωρίς να λαμβάνονται ειδικά μέτρα, μια λανθάνουσα πλαστιμότητα. Συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης μεγαλύτερος του q δεν έχει νόημα, δεδομένου ότι για $\alpha_{CD}=q$ μεταπίπτουμε σε ελαστική σεισμική ανάλυση.

Αντίστοιχη αντιμετώπιση πρέπει να γίνει και για το υποστύλωμα, παρ' ότι κρίσιμη, κατά κανόνα, για τη διαστασιολόγησή του είναι η ένταση που αναπτύσσεται στο επίπεδο του κύριου πλαισίου. Ο σεισμικός συνδυασμός κατά τη διεύθυνση του συνδέσμου δεν προκαλεί, συνήθως, δυσμενέστερη ένταση.

Προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι η διαρροή θα εμφανιστεί πρώτα στις διαγώνιες του συνδέσμου, χωρίς να προηγηθεί η αστοχία άλλου στοιχείου του, οι κοχλιώσεις στα άκρα των διαγωνίων σχεδιάζονται επίσης με υπεραντοχή ως προς τη διαγώνιο κατά το συντελεστή 1,20 για τον οποίο έγινε λόγος προηγουμένως, διαστασιολογούνται δηλαδή με δύναμη 1,20R. Πέραν αυτού πρέπει να εξασφαλίζεται ότι τυχόν αστοχία της κοχλίωσης θα εμφανιστεί με όλκιμη μορφή, δηλαδή λόγω σύνθλιψης της άντυγας των οπών και όχι λόγω διατμήσεως του κορμού των κοχλιών. Η τελευταία απαίτηση μπορεί συνήθως να καλύπτεται με τη χρήση κοχλιών υψηλής αντοχής.

Για αμφιαρθρωτή διαγώνιο η αξονική θλίψη είναι $V/\cos\phi$, ενώ δεν τίθεται περιορισμός λυγηρότητας. Σε αμφίπακτη διαγώνιο, πέραν της αξονικής δύναμης θα υπάρχει και καμπτική ροπή η οποία θα προέλθει από την κατανομή της ροπής της δοκού σύζευξης στη διαγώνιο και την υπόλοιπη δοκό ανάλογα με τη δυσκαμψία της καθεμίας. Οι συνδέσεις της διαγωνίου στα άκρα της δεν απαιτείται να διαθέτουν υπεραντοχή ως προς τη διαγώνιο και μπορεί να διαμορφώνονται με βάση τα εντατικά μεγέθη διαστασιολόγησης της διαγωνίου.

Η υπόλοιπη δοκός πρέπει, όπως και προηγουμένως αναφέρθηκε, να διαθέτει υπεραντοχή ως προς τη δοκό σύζευξης. Για το λόγο αυτό, σε περίπτωση αμφιαρθρωτών διαγωνίων, πρέπει να ενισχύεται. Για αμφίπακτες διαγώνιους, επειδή μέρος της ροπής του άκρου της δοκού σύζευξης κατανέμεται στη διαγώνιο, η διατήρηση ενιαίας, για ολόκληρη τη δοκό, διατομής συνήθως καλύπτει την απαίτηση υπεραντοχής. Ως προς τα υποστυλώματα ισχύει η αντίστοιχη παρατήρηση που έγινε προηγουμένως για τους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Ανάλυση και Διαστασιολόγηση

4.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός χαρακτηριστικού στοιχείου από κάθε ομάδα δομικών στοιχείων, όπως αυτά κατηγοριοποιήθηκαν για τον σκοπό αυτό.

Η ανάλυση έγινε με τη χρήση του προγράμματος ανάλυσης SAP2000 v.14, λαμβάνοντας υπόψη τους φορτικούς συνδυασμούς και τις κανονιστικές διατάξεις που παρουσιάστηκαν στα προηγούμενα σχετικά κεφάλαια.

Αναφέρεται γενικά ότι τα υλικά των διατομών που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή είναι :

για τις χαλύβδινες διατομές : S355

για τις διατομές από σκυρόδεμα : C35/45

Παρακάτω για κάθε στοιχείο φαίνονται η διατομή του, τα χαρακτηριστικά της, τα εντατικά μεγέθη που το καταπονούν και όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι που έγιναν από το πρόγραμμα για να διαπιστωθεί η επάρκεια της διατομής.

4.2 Ανάλυση - διαστασιολόγηση δομικών στοιχείων

4.2.1 Υποστυλώματα

Η διατομή που χρησιμοποιείται για τα υποστυλώματα είναι η SHS 400x12,5. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της είναι:

SectionName	Text	SHS400X12,5
Material	Text	S355
Shape	Text	Box/Tube
t3	m	0,4
t2	m	0,4
tf	m	0,0125
tw	m	0,0125
Area	m ²	0,0192
TorsConst	m ⁴	0,000739
I33	m ⁴	0,000478
I22	m ⁴	0,000478
AS2	m ²	0,01

AS3	m2	0,01
S33	m3	0,00239
S22	m3	0,00239
Z33	m3	0,00278
Z22	m3	0,00278
R33	m	0,157784
R22	m	0,157784
TotalWt	KN	671,605
TotalMass	KN-s2/m	68,48

Προκειμένου να εντοπίσουμε το δυσμενέστερο υποστύλωμα παρουσιάζουμε τα αποτελέσματα για τα υποστυλώματα.

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
17	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,193716	E5
45	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,196291	OKA-A1
61	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,145628	E5
65	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,236514	OKA-A1
66	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,288286	OKA-A1
70	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,154433	E5
71	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,208145	OKA-A1
75	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,145142	OKA-A1
76	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,272198	OKA-A1
80	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,234718	OKA-A1
100	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,152598	OKA-A1
127	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,370141	OKA-A1
128	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,280771	OKA-A1
129	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,274689	OKA-A1
130	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,109458	E5
131	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,119514	OKA-A3
134	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,105203	OKA-A3
135	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,076671	E5
136	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,735541	OKA-A1
137	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,543607	OKA-A1
138	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,479287	OKA-A1
139	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,526084	OKA-A1
140	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,381146	OKA-A1
141	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,403725	OKA-A1
142	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,140236	E5
143	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,722767	OKA-A1
144	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,490434	OKA-A1
145	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,43872	OKA-A1

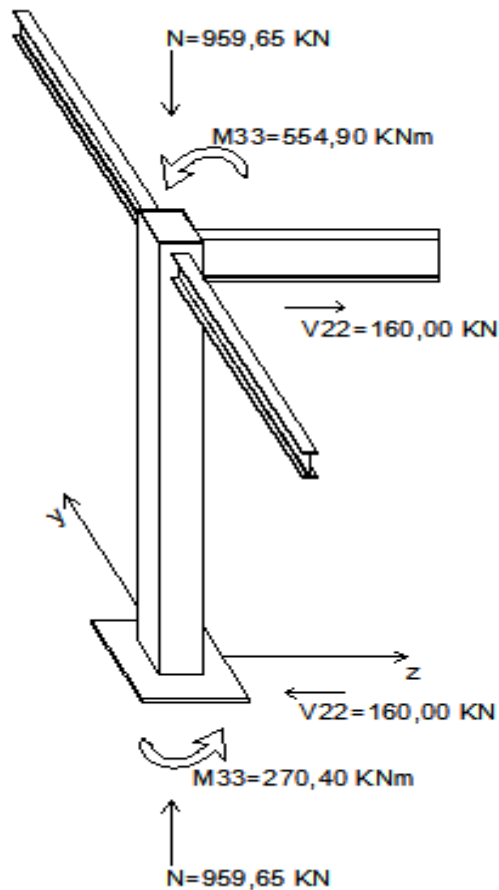
146	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,510234	OKA-A1
147	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,540905	OKA-A1
148	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,57059	OKA-A1
149	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,111801	E5
151	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,62099	OKA-A1
152	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,46182	OKA-A1
153	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,434226	OKA-A1
154	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,458571	OKA-A1
155	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,381879	OKA-A1
156	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,135085	OKA-A1
5	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,177072	E5
6	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,206682	E5
15	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,655797	OKA-A1
81	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,332597	OKA-A1
85	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,208179	E5
86	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,234511	OKA-A2
150	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,105904	E5
157	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,08663	E1
158	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,236951	OKA-A1
159	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,385014	OKA-A1
160	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,385325	OKA-A1
161	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,169852	OKA-A1
162	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,252541	OKA-A2
163	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,329687	OKA-A1
164	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,220502	OKA-A1
165	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,287149	OKA-A1
166	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,486528	OKA-A1
167	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,202925	OKA-A1
168	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,280783	OKA-A1
169	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,64295	OKA-A1
170	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,065732	OKA-A3
171	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,401401	OKA-A1
172	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,210242	OKA-A1
173	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,621721	OKA-A1
174	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,055785	OKA-A3
175	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,309665	OKA-A1
176	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,154048	OKA-A1
177	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,161278	OKA-A1
178	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,0987	E5
179	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,093789	E1
180	SHS 400X12.5	Column	No Messages	0,074598	E5

Παρατηρούμε ότι το δυσμενέστερο είναι το υποστύλωμα του ισογείου με αριθμό '136' για τον συνδυασμό φόρτισης 'OKA-A1'.

Τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν το υποστύλωμα αυτό είναι

TABLE: Element Forces – Frames				
Frame	Text	136		
Station	m	0	2,605	5,21
OutputCase	Text	OKA-A1	OKA-A1	OKA-A1
CaseType	Text	Combin.	Combin.	Combin.
P	KN	-959,648	-954,451	-949,254
V2	KN	-160,136	-158,401	-156,666
V3	KN	-3,109	-3,109	-3,109
M2	KN-m	-3,5993	4,5	12,5993
M3	KN-m	-270,3922	144,5029	554,8785

Τα σημαντικά εντατικά μεγέθη για τα οποία θα γίνει ο έλεγχος στο υποστύλωμα φαίνονται παρακάτω:



Έλεγχος σε κεντρική θλίψη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{192 \cdot 35,5}{1,1} = 6196 \text{ KN} > N_{Ed} = 959,65 \text{ KN}$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Έλεγχος σε μονοαξονική και διαξονική κάμψη

Κατάταξη διατομής

$$\varepsilon = \sqrt{235/355} = 0,81$$

Πέλμα

$$\frac{c}{t} = \frac{375}{12,5} = 30 \leq 72 \cdot \varepsilon = 58,32$$

Το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

Κορμός

$$\text{Όλιπτική δύναμη : } D = (A_f + a \cdot d \cdot t_w) \cdot f_y$$

$$\text{Εφελκυστική δύναμη : } Z = [A_f + (1 - a) \cdot d \cdot 2 \cdot t_w] \cdot f_y$$

Ισοροπία :

$$N = D - Z \rightarrow 0,16 \cdot A \cdot f_y = D - Z \rightarrow a = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{0,16 \cdot 192}{37,5 \cdot 2 \cdot 1,25} + 1 \right) \rightarrow a = 0,664$$

Άρα $a > 0,5$

$$\frac{c}{t} = 30 \leq \frac{396 \cdot 0,81}{13 \cdot 0,664 - 1} = 42,028$$

Ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

Επομένως όλη η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Μπορώ να κάνω πλαστική ανάλυση.

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,00278 \cdot 35,5}{1,1 \cdot 10^{-4}} = 897,18 \text{ KNm} > M_{Ed} = 554,9 \text{ KNm}$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Έλεγχος σε Διάτμηση

Την διατμητική δύναμη την αναλαμβάνει μόνο ο κορμός της διατομής.

$$A_v = 40 \cdot 1,25 \cdot 2 = 100 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{100 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1863 \text{ KN} < V_{Ed} = 160 \text{ KN}$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Έλεγχος σε Κάμψη και Αξονική δύναμη

Πρόκειται για κοίλη διατομή οπότε:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0,5 \cdot \alpha_w}$$

$$\left\{ \alpha_w = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t}{A} = \frac{192 - 2 \cdot 40 \cdot 1,25}{192} = 0,48 \quad \text{ή} \right. \\ \left. \alpha_w \leq 0,5 \right.$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{959,63}{6196} = 0,155$$

$$\begin{cases} M_{N,y,Rd} = 897,18 \cdot \frac{1 - 0,155}{1 - 0,5 \cdot 0,48} = 998 \text{ KNm} \quad \text{ή} \\ M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} = 897,18 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Άρα } M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \rightarrow 554,9 \text{ KNm} \leq 897,18 \text{ KNm}$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Έλεγχος σε Κάμψη, Τέμνουσα και Αξονική δύναμη

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{160}{1863} = 8,60\% < 50\%$$

Άρα η τέμνουσα δεν απομειώνει την ροπή παρά μόνον η αξονική όπως έγινε στον παραπάνω έλεγχο.

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Έλεγχος σε Καμπτικό λυγισμό λόγω Αξονικής Δύναμης

Εξετάζεται ο λυγισμός περί τον έναν άξονα διότι η διατομή είναι συμμετρική.

Λυγισμός περί τον άξονα y-y

Για χάλυβα S355 και θερμής έλασης διατομές προκύπτει καμπύλη λυγισμού α.

Οπότε:

$$\alpha = 0,13$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{26,42}{76,06} = 0,347$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{K_y \cdot L_y}{i_y} = \frac{0,80 \cdot 521}{15,7784} = 26,42 \\ \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 0,81 = 76,06 \end{cases}$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,13 \cdot (0,347 - 0,2) + 0,347^2] = 0,57$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$\chi = \frac{1}{0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,347^2}} = 0,978 < 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,978 \cdot 192 \cdot 35,5}{1,1} = 6062 \text{ KN} > N_{Ed} = 959,65 \text{ KN}$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

4.2.2 Σύμμικτες δοκοί

Οι διατομές που χρησιμοποιούνται για τις σύμμικτες δοκούς είναι:

IPE 600 και ενισχυμένες IPE600 για τις κύριες δοκούς της Χ διεύθυνσης

IPE300 για τις κύριες δοκούς της Υ διεύθυνσης

IPE 200 για τις δευτερεύουσες δοκούς

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους είναι:

SectionName	Text	ENISX-IPE600	IPE200	IPE300	IPE600
Material	Text	S355	S355	S355	S355
t3	m	0,66	0,2	0,3	0,6
t2	m	0,3	0,1	0,15	0,22
tf	m	0,049	0,0085	0,0107	0,019
tw	m	0,012	0,0056	0,0071	0,012
t2b	m	0,26	0,1	0,15	0,22
tfb	m	0,049	0,0085	0,0107	0,019
Area	m ²	0,034184	0,00285	0,00538	0,0156
TorsConst	m ⁴	0,00002	6,92E-08	1,99E-07	1,65E-06
I33	m ⁴	0,002733	0,000019	0,000084	0,000921
I22	m ⁴	0,000182	1,42E-06	6,04E-06	0,000034
AS2	m ²	0,00792	0,00112	0,00213	0,0072
AS3	m ²	0,022867	0,001417	0,002675	0,006967
S33	m ³	0,007866	0,000194	0,000557	0,003069
S22	m ³	0,001214	0,000028	0,000081	0,000308
Z33	m ³	0,00925	0,000221	0,000628	0,003512
Z22	m ³	0,001951	0,000045	0,000125	0,000486
R33	m	0,282779	0,082568	0,124626	0,242952
R22	m	0,072987	0,022321	0,033506	0,046596
TotalWt	KN	360,743	236,374	82,098	386,83
TotalMass	KN-s ² /m	36,79	24,1	8,37	39,45

Προκειμένου να εντοπίσουμε τη δυσμενέστερη δοκό παρουσιάζουμε τα αποτελέσματα για τις δοκούς.

(Λόγω του μεγάλου αριθμού των δοκών παρουσιάζεται μόνο η δοκός που είναι στην δυσμενέστερη κατάσταση)

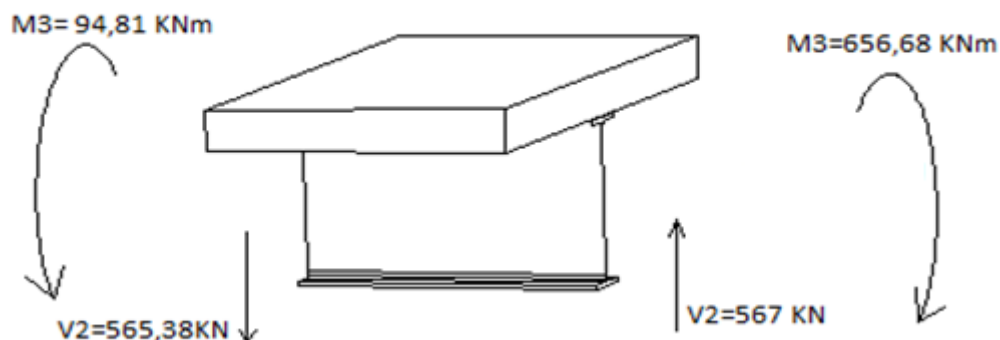
TABLE: Steel Design 1 – Summary Data – Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
1263	IPE600	Beam	No Messages	0,983623	OKA-A1

Η δοκός αυτή είναι το τμήμα της κύριας δοκού κατά X που βρίσκεται αμέσως μετά την ενισχυμένη περιοχή του κόμβου.

Τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν την δοκό αυτή στην δεδομένη φόρτιση είναι :

TABLE: Element Forces – Frames					
Frame	Text	1263			
Station	m	0	0,5	1	
OutputCase	Text	OKA-A1	OKA-A1	OKA-A1	
CaseType	Text	Comb.	Comb.	Comb.	
P	KN	-1542,12	-1542,12	-1542,12	
V2	KN	565,386	566,197	567,007	
V3	KN	12,294	12,294	12,294	
M2	KN-m	7,1362	0,989	-5,1582	
M3	KN-m	-94,8096	-377,705	-656,68	

Τα σημαντικά εντατικά μεγέθη για τα οποία θα γίνει ο έλεγχος στη δοκό παρουσιάζονται παρακάτω:



Έλεγχος σε Κάμψη

Χάλυβας S355

$$f_{ad} = \frac{f_y}{\gamma} = \frac{35,5}{1,1} = 32,27 \text{ KN/cm}^2$$

$$A_d = 156 \text{ cm}^2$$

Σκυρόδεμα C35/45

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot 0,85}{1,5} = \frac{3,5 \cdot 0,85}{1,5} = 1,98 \text{ KN/cm}^2$$

$$A_c = 400 \cdot 14 = 5600 \text{ cm}^2$$

$$\text{Μέγιστη θλιπτική δύναμη σκυροδέματος : } P_{Dc}^{max} = A_c \cdot f_{cd} = 11088 \text{ KN}$$

$$\text{Μέγιστη εφελκυστική δύναμη χάλυβα : } P_{za}^{max} = A_d \cdot f_{ad} = 5034,12 \text{ KN}$$

Παρατηρώ ότι λειτουργεί ένα κομμάτι της πλάκας ώστε να ισορροπεί το σκυρόδεμα με το χάλυβα που λειτουργεί ολόκληρος. Άρα από την ισοροπία :

$$P_{Dc} = P_{za}^{max} = 5034,12 \rightarrow 5034,12 = b \cdot z_c \cdot f_{cd} \rightarrow z_c = \frac{5034,12}{400 \cdot 1,98} = 6,37 \text{ cm}$$

Αυτή είναι η θέση του Ουδέτερου Άξονα της διατομής.

Οπότε η πλαστική αντοχή είναι :

$$M_{pl,Rd} = 5034,12 \cdot \left(60 + 14 - \frac{6,37}{2} \right) = 3565 \text{ KNm} > M_{Ed} = 656,68 \text{ KNm}$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Έλεγχος σε Διάτμηση

Την διάτμηση την αναλαμβάνει ο κορμός της χαλύβδινης διατομής της δοκού.

$$A_v = 83,78 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{83,78 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1561 \text{ KN} < V_{Ed} = 567 \text{ KN}$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

4.2.3 Απλοί δοκοί

Οι διατομές που χρησιμοποιούνται για τις απλές δοκούς είναι :

SHS120x5, SHS120x6 και SHS140x8 για τις συνεχόμενες δοκούς της στέγης

SHS100x16 για τις μηκίδες

IPE240 για τις τεγίδες

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των είναι :

TABLE: Frame Section Properties 01 – General						
SectionName	Text	SHS100X16	SHS120X5	SHS120X6	SHS140X8	IPE240
Material	Text	S355	S355	S355	S355	S355
Shape	Text	Box/Tube	Box/Tube	Box/Tube	Box/Tube	I
t3	m	0,1	0,12	0,12	0,14	0,24
t2	m	0,1	0,12	0,12	0,14	0,12
tf	m	0,016	0,005	0,006	0,008	0,0098
tw	m	0,016	0,005	0,006	0,008	0,0062
t2b	m					0,12

tfb	m					0,0098
Area	m2	0,005376	0,00227	0,0027	0,00416	0,00391
TorsConst	m4	9,483E-06	7,77E-06	9,11E-06	0,000019	1,3E-07
I33	m4	6,552E-06	4,98E-06	5,79E-06	0,000012	0,000039
I22	m4	6,552E-06	4,98E-06	5,79E-06	0,000012	2,84E-06
AS2	m2	0,0032	0,001157	0,001378	0,00213	0,001488
AS3	m2	0,0032	0,001157	0,001378	0,00213	0,00196
S33	m3	0,000131	0,000083	0,000097	0,000171	0,000324
S22	m3	0,000131	0,000083	0,000097	0,000171	0,000047
Z33	m3	0,000171	0,000098	0,000115	0,000205	0,000367
Z22	m3	0,000171	0,000098	0,000115	0,000205	0,000074
R33	m	0,034911	0,046838	0,046308	0,053597	0,09977
R22	m	0,034911	0,046838	0,046308	0,053597	0,026951
TotalWt	KN	3,31	231,91	65,471	63,497	2,408
TotalMass	KN-s2/m	0,34	23,65	6,68	6,47	0,25

Από της δοκούς που ανήκουν σε αυτή την κατηγορία θα παρουσιάσουμε τον έλεγχο της μηκίδας.

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για την μηκίδα είναι ο 'OKA-M1' της φαίνεται στον παρακάτω πίνακα από το πρόγραμμα.

TABLE: Steel Design 1 – Summary Data – Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
3	SHS100X16	Beam	No Messages	0,638185	OKA-M1

Τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν την μηκίδα είναι:

TABLE: Element Forces – Frames				
Frame	Text	3		
Station	m	0	4	8
OutputCase	Text	OKA-M1	OKA-M1	OKA-M1
CaseType	Text	Comb.	Comb.	Comb.
P	KN	0	0	0
V2	KN	-2,235	0	2,235
V3	KN	16,62	0	-16,62
M2	KN-m	0	-33,24	0
M3	KN-m	0	4,4691	0

Με βάση τα παραπάνω εντατικά μεγέθη γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι στην πιο κρίσιμη διατομή κάθε φορά.

Έλεγχος σε Κάμψη

Ο έλεγχος γίνεται στο μέσον της δοκού.

Κατάταξη διατομής

$$\varepsilon = \sqrt{235/355} = 0,81$$

Πέσμα

$$\frac{c}{t} = \frac{68}{16} = 4,25 \leq 72 \cdot \varepsilon = 58,32$$

Το πέσμα είναι κατηγορίας 1.

Κορμός

$$\frac{c}{t} = \frac{68}{16} = 4,25 \leq 83 \cdot \varepsilon = 67,23$$

Ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

Επομένως όλη η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Μπορώ να κάνω πλαστική ανάλυση.

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,000171 \cdot 35,5}{1,1 \cdot 10^{-4}} = 55,19 \text{ KNm} > M_{Ed} = 33,24 \text{ KNm}$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Έλεγχος σε Διάτμηση

Ο έλεγχος γίνεται στο άκρο της δοκού.

Την διατμητική δύναμη την αναλαμβάνει μόνο ο κορμός της διατομής.

$$A_v = 10 \cdot 1,6 \cdot 2 = 32 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{32 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 596 \text{ KN} < V_{Ed} = 16,62 \text{ KN}$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

4.2.4 Ράβδοι δικτύωματος

Οι διατομές που χρησιμοποιούνται για τα δικτύωματα της στέγης είναι κοίλες διατομής : SHS120x6, SHS120x5, SHS180x8, SHS180x10, SHS180x12,5.

Τα χαρακτηριστικά των διατομών αυτών είναι:

TABLE: Frame Section Properties 01 – General						
SectionName	Text	SHSX120X5	SHS120X6	SHS180X10	SHS180X12,5	SHS180X8
Material	Text	S355	S355	S355	S355	S355
Shape	Text	Box/Tube	Box/Tube	Box/Tube	Box/Tube	Box/Tube
t3	m	0,12	0,12	0,18	0,18	0,18
t2	m	0,12	0,12	0,18	0,18	0,18

tf	m	0,005	0,006	0,01	0,0125	0,008
tw	m	0,005	0,006	0,01	0,0125	0,008
Area	m ²	0,00227	0,0027	0,00669	0,00821	0,00544
TorsConst	m ⁴	7,77E-06	9,11E-06	0,00005	0,000061	0,000042
I33	m ⁴	4,98E-06	5,79E-06	0,000032	0,000038	0,000027
I22	m ⁴	4,98E-06	5,79E-06	0,000032	0,000038	0,000027
AS2	m ²	0,001157	0,001378	0,003428	0,004232	0,00277
AS3	m ²	0,001157	0,001378	0,003428	0,004232	0,00277
S33	m ³	0,000083	0,000097	0,000355	0,000421	0,000296
S22	m ³	0,000083	0,000097	0,000355	0,000421	0,000296
Z33	m ³	0,000098	0,000115	0,000425	0,000513	0,00035
Z22	m ³	0,000098	0,000115	0,000425	0,000513	0,00035
R33	m	0,046838	0,046308	0,069085	0,067944	0,06994
R22	m	0,046838	0,046308	0,069085	0,067944	0,06994
TotalWt	KN	231,91	65,471	213,726	80,675	188,32
TotalMass	KN-s ² /m	23,65	6,68	21,79	8,23	19,2

Η μορφή του τυπικού δικτύωματος είναι αυτή που φαίνεται παρακάτω.



Για το φάτνωμα της στέγης με $X=39,65\text{m}$ παρουσιάζονται τα αποτελέσματα επάρκειας από το πρόγραμμα για το δυσμενέστερο φορτικό συνδυασμό κάθε φορά:

TABLE: Steel Design 1 – Summary Data – Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
399	SHS120X5	Column	No Messages	0,49085	OKA-A2
400	SHS120X5	Column	No Messages	0,406672	OKA-A2
401	SHS120X5	Column	No Messages	0,301644	OKA-A2
402	SHS120X5	Column	No Messages	0,225724	OKA-A2
403	SHS120X5	Column	No Messages	0,104101	OKA-A2
404	SHS120X5	Column	No Messages	0,033609	E5
405	SHS120X5	Column	No Messages	0,050156	OKA-A2
406	SHS120X5	Column	No Messages	0,038137	OKA-A2
407	SHS120X5	Column	No Messages	0,255102	OKA-A2
408	SHS120X5	Column	No Messages	0,355306	OKA-A2
409	SHS120X5	Column	No Messages	0,443349	OKA-A2
410	SHS120X5	Column	No Messages	0,059398	OKA-A2
411	SHS120X5	Column	No Messages	0,082488	OKA-A2
412	SHS120X5	Column	No Messages	0,176128	OKA-A2
413	SHS120X5	Brace	No Messages	0,229521	OKA-A2

414	SHS120X5	Brace	No Messages	0,236847	E1
415	SHS120X5	Brace	No Messages	0,125925	E1
416	SHS120X5	Brace	No Messages	0,228134	E1
417	SHS120X5	Brace	No Messages	0,595595	OKA-A2
418	SHS120X5	Brace	No Messages	0,452495	OKA-A2
419	SHS120X5	Brace	No Messages	0,333352	OKA-A2
420	SHS120X5	Brace	No Messages	0,236125	OKA-A2
421	SHS120X5	Brace	No Messages	0,71708	OKA-A2
422	SHS120X5	Brace	No Messages	0,559809	OKA-A2
423	SHS120X5	Brace	No Messages	0,41836	OKA-A2
424	SHS120X5	Brace	No Messages	0,299039	OKA-A2
425	SHS120X5	Brace	No Messages	0,167421	OKA-A2
426	SHS120X5	Brace	No Messages	0,120685	E1
427	SHS120X5	Brace	No Messages	0,131781	E1
428	SHS120X5	Brace	No Messages	0,230601	OKA-A2
2751	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,230174	E1
2752	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,217645	E1
2753	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,499574	OKA-A2
2754	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,738848	OKA-A2
2756	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,901704	OKA-A2
2757	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,89789	OKA-A2
2758	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,922356	OKA-A2
2759	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,885288	OKA-A2
2760	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,798495	OKA-A2
2761	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,771385	OKA-A2
2762	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,758234	OKA-A2
2763	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,784935	OKA-A2
2764	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,669218	OKA-A2
2765	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,495817	OKA-A2
2766	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,249378	OKA-A2
2767	SHS180X12.5	Brace	No Messages	0,257502	E1
2768	SHS180X12.5	Beam	No Messages	0,04046	E1
2769	SHS180X12.5	Beam	No Messages	0,101911	OKA-A2
2770	SHS180X12.5	Beam	No Messages	0,189703	OKA-A2
2771	SHS180X12.5	Beam	No Messages	0,259684	OKA-A2
2772	SHS180X12.5	Beam	No Messages	0,326837	OKA-A2
2773	SHS180X12.5	Beam	No Messages	0,332082	OKA-A2
2774	SHS180X12.5	Beam	No Messages	0,324105	OKA-A2
2775	SHS180X12.5	Beam	No Messages	0,295136	OKA-A2
2776	SHS180X12.5	Beam	No Messages	0,240065	OKA-A2
2777	SHS180X12.5	Beam	No Messages	0,155239	OKA-A2
2778	SHS180X12.5	Beam	No Messages	0,039262	OKA-A2
2780	SHS120X6	Brace	No Messages	0,542273	E1
2781	SHS120X6	Brace	No Messages	0,502068	E1

2782	SHS120X6	Brace	No Messages	0,396303	E1
2783	SHS120X6	Brace	No Messages	0,404731	E1
2784	SHS120X6	Brace	No Messages	0,446248	E1
2785	SHS120X6	Brace	No Messages	0,521658	E1
2786	SHS120X6	Beam	No Messages	0,386302	OKA-A1
2787	SHS120X6	Beam	No Messages	0,257635	E1
2788	SHS120X6	Beam	No Messages	0,148462	E1
2789	SHS120X6	Beam	No Messages	0,172204	E1
3266	SHS180X12.5	Beam	No Messages	0,148194	OKA-A1

Τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τη δοκό αυτή του δικτύματος είναι τα παρακάτω της τα υπολόγισε το πρόγραμμα.

TABLE: Element Forces – Frames				
Frame	Text	2758		
Station	m	0	1	2
OutputCase	Text	OKA-A2	OKA-A2	OKA-A2
CaseType	Text	Comb.	Comb.	Comb.
P	KN	-851,92	-851,92	-851,92
V2	KN	-27,207	0	27,207
V3	KN	0,132	0,132	0,132
M2	KN-m	0,5447	0,4128	0,2809
M3	KN-m	0	3,6099	0

Έλεγχος σε κεντρική θλίψη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{82,1 \cdot 35,5}{1,1} = 2650 \text{ KN} > N_{Ed} = 851,92 \text{ KN}$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Έλεγχος σε τέμνουσα

Την διατμητική δύναμη την αναλαμβάνει μόνο ο κορμός της διατομής.

$$A_v = 18 \cdot 1,25 \cdot 2 = 45 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{45 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 838,47 \text{ KN} < V_{Ed} = 27,207 \text{ KN}$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

4.2.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι διατομές που χρησιμοποιούνται για της συνδέσμων δυσκαμψίας είναι:

SHS150x8 για τους οριζόντιους συνδέσμων δυσκαμψίας.

2UPN200/20 για τους κατακόρυφους συνδέσμων δυσκαμψίας.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους είναι:

TABLE: Frame Section Properties 01 – General			
SectionName	Text	2 UPN 200/20	SHS180X6
Material	Text	S355	S355
Shape	Text	Double channel	Box/Tube
t3	m	0,2	0,18
t2	m	0,17	0,18
tf	m	0,0115	0,006
tw	m	0,0085	0,006
Area	m ²	0,006437	0,00414
TorsConst	m ⁴	2,246E-07	0,000032
I33	m ⁴	0,000038	0,000021
I22	m ⁴	8,79E-06	0,000021
AS2	m ²	0,0034	0,002098
AS3	m ²	0,002875	0,002098
S33	m ³	0,000382	0,000231
S22	m ³	0,000103	0,000231
Z33	m ³	0,000458	0,000269
Z22	m ³	0,000194	0,000269
R33	m	0,077045	0,07083
R22	m	0,036945	0,07083
TotalWt	KN	193,564	229,45
TotalMass	KN- s ² /m	19,74	23,4

Προκειμένου να εντοπίσουμε το δυσμενέστερο σύνδεσμο δυσκαμψίας παρουσιάζουμε τα αποτελέσματα από το πρόγραμμα.

(Λόγω του μεγάλου αριθμού των συνδέσμων δυσκαμψίας παρουσιάζεται μόνο ο οριζόντιος σύνδεσμος που είναι στην δυσμενέστερη κατάσταση)

Steel Design 1 - Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo

Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
502	SHS 150X8	Brace	No Messages	0,770133	OKA-A2

Τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τον σύνδεσμο αυτό στην δεδομένη φόρτιση είναι :

TABLE: Element Forces – Frames				
Frame	Text	502		
Station	M	0	5,53602	11,07204
OutputCase	Text	OKA-A2		
CaseType	Text	Comb.		
P	KN	165,78	165,716	165,655
V2	KN	-2,576	0	2,576
V3	KN	0,012	0,012	0,012
M2	KN-m	0,0526	-0,016	-0,0846
M3	KN-m	0	7,1317	0

Έλεγχος σε Αξονικό Εφελκυσμό

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44,8 \cdot 35,5}{1,1} = 1445,82 \text{KN} > N_{Ed} = 165,78 \text{KN}$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Ικανοτικός έλεγχος

Ο έλεγχος της γίνεται στον κατακόρυφο σύνδεσμο δυσκαμψίας που βρίσκεται στη δυσμενέστερη φορτική κατάσταση. Τα εντατικά μεγέθη που τον καταπονούν είναι τα παρακάτω:

TABLE: Element Forces – Frames								
Frame	Station	OutputCase	StepNum	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Unitless	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
2469	0	MODAL	195	475,066	0	0,495	7,1088	0
2475	0	MODAL	195	-50,285	0	-17,225	-48,6482	0

Έλεγχος λυγηρότητας

Το μήκος λυγισμού είναι το μισό μήκος της διαγωνίου του χιαστί συνδέσμου, γιατί στο μέσον οι ράβδοι που τον αποτελούν ενώνονται με έλασμα και εκεί έχουμε πλευρική στήριξη της θλιβόμενης ράβδου.

Κατάταξη διατομής

$$\varepsilon = \sqrt{235/355} = 0,81$$

Πέλμα

$$\frac{c}{t} = \frac{0,20}{0,0115} = 17,39 \leq 72 \cdot \varepsilon = 58,32$$

Το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

Κορμός

$$\frac{c}{t} = \frac{0,17}{0,0085} = 20 \leq 33 \cdot \varepsilon = 26,73$$

Το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

Άρα ολόκληρη η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Ανηγμένη λυγηρότητα

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

Θεωρούμε ότι οι διαγώνιοι είναι αμφίπακτοι.

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i_y} = \frac{1 \cdot 3,3}{0,077045} = 42,832$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 76,059$$

$$\text{Οπότε : } \bar{\lambda} = \frac{42,832}{76,059} = 0,56 < 1,50$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Αντοχή σε εφελκυσμό απομειωμένης διατομής

Για τον έλεγχο αυτό πραγματοποιήθηκαν πρώτα οι επιλύσεις των συνδέσεων των διαγώνιων ράβδων των συνδέσεων, ώστε να βρεθεί η τιμή της απομειωμένης διατομής. (οι συνδέσεις παρουσιάζονται παρακάτω, στην παράγραφο των συνδέσεων)

$$\frac{A_{net}}{A} = \frac{64,37 - 2,01}{64,37} = 0,969 \geq 1,388 \cdot \frac{f_y}{f_u} = 1,388 \cdot \frac{355}{510} = 0,966$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Μεγεθυντικός συντελεστής δοκών και υποστυλωμάτων

Ο μεγεθυντικός συντελεστής που προσαυξάνει την ένταση της οριζόντιας δοκού η οποία προκύπτει από το σεισμικό συντελεστή είναι :

$$\alpha_{CD} = (1,2 \cdot N_{PD} - N_{vd})/N_{Ed} \leq q \rightarrow$$

$$\alpha_{CD} = \left(1,2 \cdot \frac{64,05 \cdot 35,5}{1,1} - 0 \right) / 475,066 = 5,22 \leq q = 2 \rightarrow$$

$$\alpha_{CD} = 2$$

Άρα η θλιπτική δύναμη που δρα στη δοκό πρέπει να προσαυξηθεί στο διπλάσιο της και με αυτή να γίνει η διαστασιολόγηση της.

Από τα αποτελέσματα του προγράμματος, που φαίνονται παρακάτω, παρατηρούμε ότι η διατομή της δοκού που έχουμε τοποθετήσει στα εν λόγω σημεία καταπονείται περίπου στο 5% της αντοχής της. Επομένως ο διπλασιασμός της θλιπτικής δύναμης δεν θα δημιουργήσει ανάγκη για αλλαγή της διατομής της δοκού.

TABLE: Steel Design 1 – Summary Data – Eurocode 3-2005				
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio
Text	Text	Text	Text	Unitless
1492	IPE600	Beam	No Messages	0,050039
1493	IPE600	Beam	No Messages	0,048697
1494	IPE600	Beam	No Messages	0,057155
1495	IPE600	Beam	No Messages	0,057176

Όσον αφορά τα υποστυλώματα που συνδέεται ο σύνδεσμος δυσκαμψίας θα πρέπει να γίνει ανάλογη εύρεση προσαυξητικού συντελεστή και έλεγχος. Παρόλα αυτά ο κανονισμός επιτρέπει την αποφυγή αυτής της διαδικασίας, γιατί ο σεισμικός συνδυασμός κατά τη διεύθυνση του συνδέσμου δεν προκαλεί τη δυσμενέστερη ένταση στο υποστύλωμα. Επίσης παρατηρούμε ότι και στην περίπτωση που χρειαστεί να επαυξηθούν τα εντατικά μεγέθη για την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων του συνδέσμου, αυτό δε θα οδηγήσει στην αλλαγή διατομής, γιατί οι υπάρχουσες διατομές των υποστυλωμάτων υπολειτουργούν, όπως φαίνεται παρακάτω.

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005				
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio
Text	Text	Text	Text	Unitless
2461	SHHF180X180X8	Column	No Messages	0,150776
2463	SHHF180X180X8	Column	No Messages	0,079616

Τέλος επειδή ο σύνδεσμος αυτός που εξετάσαμε εδώ είναι και ο δυσμενέστερος, όσον αφορά τις εντάσεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή, μπορούμε να πούμε με ασφάλεια ότι ικανοποιούνται οι ικανοτικές διατάξεις των κανονισμών.

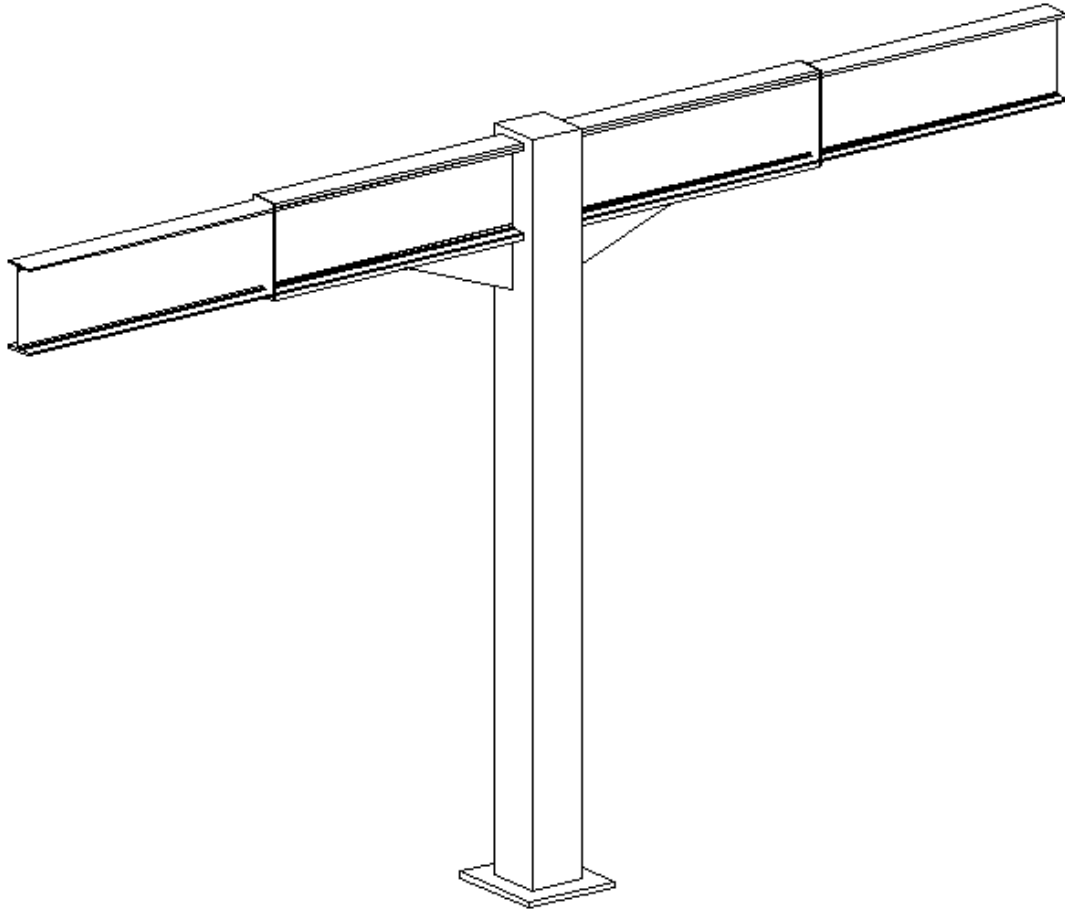
Ικανοποιείται ο έλεγχος.

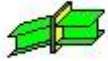
4.3 Ανάλυση – διαστασιολόγηση συνδέσεων

4.3.1 Συνδέσεις κύριων κόμβων

Έχουμε θεωρήσει ότι η σύνδεση των υποστυλωμάτων με τις κύριες δοκούς είναι συγκολλητή και γίνεται στο εργοστάσιο. Από το υποστύλωμα δηλαδή μέχρι το

σημείο όπου έχει υπολογιστεί ότι απαιτείται ενισχυμένη διατομή ΙΡΕ600 (απόσταση μήκους 2,00m εκατέρωθεν του υποστυλώματος) διαμορφώνεται στο εργοστάσιο και από εκεί και μετά γίνεται κοχλιωτή ένωση με μετωπική πλάκα, την οποία έχουμε υπολογίσει για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που εμφανίζονται. Η σύνδεση παρουσιάζεται παρακάτω.





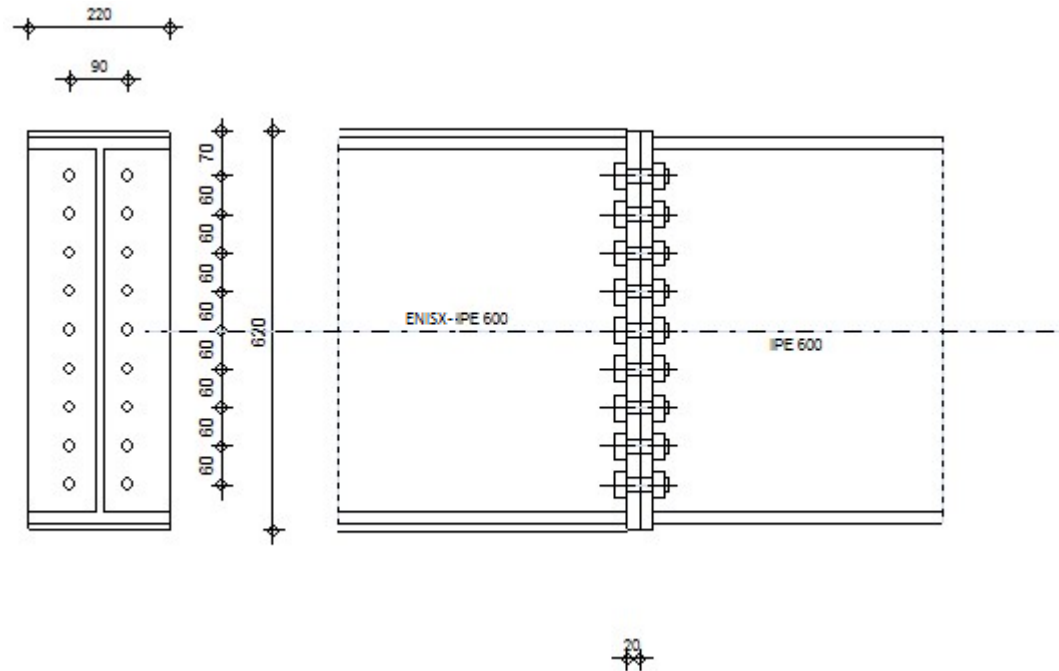
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΑΚΤΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ

EN 1993-1-8:2005



ΛΟΓΟΣ
0,69



ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 1

Όνομα σύνδεσης: Beam-Beam

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:

$\alpha =$	-180,0	[Deg]
$h_{bl} =$	660	[mm]
$b_{fbl} =$	300	[mm]
$t_{wbl} =$	12	[mm]
$t_{fbl} =$	49	[mm]
$r_{bl} =$	28	[mm]
$A_{bl} =$	341,84	[cm ²]
$I_{xbl} =$	273300,40	[cm ⁴]
ΥΛΙΚΟ	S355	
$f_{yb} =$	355,00	[MPa]

ENISX-IPE 600

ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΑΝΤΟΧΗ

ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:

$\alpha =$	0,0	[Deg]
$h_{br} =$	600	[mm]
$b_{fbr} =$	220	[mm]
$t_{wbr} =$	12	[mm]
$t_{fbr} =$	19	[mm]
$r_{br} =$	24	[mm]
$A_{br} =$	155,98	[cm ²]
$I_{xbr} =$	92083,40	[cm ⁴]
ΥΛΙΚΟ	S355	

IPE 600

ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$f_{yb} = 355,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

$d = 20$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $F_{tRd} = 176,40$ [kN] Εφελκυστική αντοχή κοχλία
 $n_h = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
 $n_v = 9$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $h_1 = 70$ [mm] Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_i = 90$ [mm]
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $p_i = 60; 60; 60; 60; 60; 60; 60; 60$ [mm]

ΠΛΑΚΑ

$h_{pr} = 620$ [mm] ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $b_{pr} = 220$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $t_{pr} = 20$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ S355
 $f_{ypr} = 355,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ

$a_w = 5$ [mm] ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ
 $a_f = 8$ [mm] ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ:

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$M_{b1,Ed} =$	290,08	[kN×m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{b1,Ed} =$	214,33	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$N_{b1,Ed} =$	545,77	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ

$A_b =$ 155,98 [cm²] ΠΕΡΙΟΧΗ EN1993-1-1:[6.2.3]

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

$N_{tb,Rd} =$ 5537,43 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ EN1993-1-1:[6.2.3]

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$A_{vb} =$ 83,78 [cm²] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} =$ 1717,23 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,12 < 1,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,12)

ΚΑΜΨΗ - ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ(ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)

$W_{plb} =$ 3512,62 [cm³] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} =$ 1246,98 [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

$W_{pl} =$ 3512,62 [cm³] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} =$ 1246,98 [kN×m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

ΠΕΛΜΑ-ΚΟΡΜΟΣ ΘΛΙΨΗ

$M_{cb,Rd} =$ 1246,98 [kN×m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f =$ 581 [mm] ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} =$ 2146,27 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ [6.2.6.7.(1)]

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ-ΜΠΡΟΣΤΙΝΟ ΕΛΑΣΜΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	33	-	65	-	60	210	250	210	250	165	172	165	172
2	33	-	65	-	60	210	215	210	215	120	60	60	60
3	33	-	65	-	60	210	215	210	215	120	60	60	60
4	33	-	65	-	60	210	215	210	215	120	60	60	60
5	33	-	65	-	60	210	215	210	215	120	60	60	60
6	33	-	65	-	60	210	215	210	215	120	60	60	60
7	33	-	65	-	60	210	215	210	215	120	60	60	60
8	33	-	65	-	60	210	215	210	215	120	60	60	60
9	33	-	65	-	60	210	250	210	250	165	172	165	172

m – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΟΝ ΚΟΡΜΟ

m_x – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

e – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΡΑΙΑ ΑΚΜΗ

e_x – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΕΞΩ ΑΚΜΗ

p – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΧΛΙΩΝ

l_{eff,cp} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l_{eff,nc} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΜΗ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l_{eff,1} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 1

l_{eff,2} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 2

l_{eff,cp,g} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l_{eff,nc,g} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΜΗ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l_{eff,1,g} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ mode 1

l_{eff,2,g} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ mode 2

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

F_{t,Rd} = 176,40 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

B_{p,Rd} = 461,44 [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

$F_{t,fc,Rd}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ 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 Νο. 1

F_{t1,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t1,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	352, 80	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(1)} = 352,80$	352, 80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(1)} = 892,47$	892, 47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922, 87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 2

F_{t2,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t2,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	259, 10	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(2)} = 352,80$	352, 80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(2)} = 892,47$	892, 47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922, 87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 611,90 - 352,80$	259, 10	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 989,84 - 352,80$	637, 04	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 3

F_{t3,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t3,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	246, 47	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(3)} = 352,80$	352, 80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(3)} = 892,47$	892, 47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922, 87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 505,57 - 259,10$	246, 47	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 511,20 - 259,10$	252, 10	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 864,68 - 611,90$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1245,44 - 611,90$	633, 54	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 4

F_{t4,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t4,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	252, 78	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(4)} = 352,80$	352, 80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(4)} = 892,47$	892, 47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922, 87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 505,57 - 246,47$	259, 10	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 511,20 - 246,47$	264, 73	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 758,35 - 505,57$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 766,80 - 505,57$	261, 23	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1117,47 - 858,37$	259, 10	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1501,04 - 858,37$	642, 67	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 5

F_{t5,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t5,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	252, 78	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(5)} = 352,80$	352, 80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(5)} = 892,47$	892, 47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922, 87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 505,57 - 252,78$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 511,20 - 252,78$	258, 42	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 758,35 - 499,25$	259, 10	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 766,80 - 499,25$	267, 55	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1011,13 - 758,35$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1022,40 - 758,35$	264, 05	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1370,25 - 1111,15$	259, 10	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1756,64 - 1111,15$	645, 49	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 6

F_{t6,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t6,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	252, 78	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(6)} = 352,80$	352, 80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(6)} = 892,47$	892, 47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ

F_{t6,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t6,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922, 87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 505,57 - 252,78$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 511,20 - 252,78$	258, 42	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 758,35 - 505,57$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 766,80 - 505,57$	261, 23	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1011,13 - 752,03$	259, 10	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1022,40 - 752,03$	270, 37	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1263,92 - 1011,13$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1278,00 - 1011,13$	266, 87	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 1623,03 - 1363,93$	259, 10	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 2012,24 - 1363,93$	648, 31	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 7

F_{t7,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t7,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	252, 78	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(7)} = 352,80$	352, 80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(7)} = 892,47$	892, 47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922, 87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 505,57 - 252,78$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 511,20 - 252,78$	258, 42	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 758,35 - 505,57$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 766,80 - 505,57$	261, 23	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1011,13 - 758,35$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1022,40 - 758,35$	264, 05	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1263,92 - 1004,82$	259, 10	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1278,00 - 1004,82$	273, 18	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 1516,70 - 1263,92$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 1533,60 - 1263,92$	269, 68	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 1875,82 - 1616,72$	259, 10	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 2267,84 - 1616,72$	651, 12	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 8

F_{t8,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t8,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t8,Rd} = \text{Min} (F_{t8,Rd,comp})$	252, 78	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(8)} = 352,80$	352, 80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(8)} = 892,47$	892, 47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922, 87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 505,57 - 252,78$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 511,20 - 252,78$	258, 42	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 758,35 - 505,57$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 766,80 - 505,57$	261, 23	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1011,13 - 758,35$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1022,40 - 758,35$	264, 05	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1263,92 - 1011,13$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1278,00 - 1011,13$	266, 87	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 1516,70 - 1257,60$	259, 10	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 1533,60 - 1257,60$	276, 00	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 1769,48 - 1516,70$	252, 78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 1789,20 - 1516,70$	272, 50	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 2128,60 - 1869,50$	259, 10	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 2523,44 - 1869,50$	653, 94	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 9

F_{t9,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t9,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t9,Rd} = \text{Min} (F_{t9,Rd,comp})$	352, 80	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(9)} = 352,80$	352, 80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(9)} = 892,47$	892, 47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922, 87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{t,ep,Rd(9+8)} - \sum_8^8 F_{ij,Rd} = 611,90 - 252,78$	359, 12	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8)} - \sum_8^8 F_{ij,Rd} = 989,84 - 252,78$	737, 06	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(9+8+7)} - \sum_8^7 F_{ij,Rd} = 864,68 - 505,57$	359, 12	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8+7)} - \sum_8^7 F_{ij,Rd} = 1245,44 - 505,57$	739, 87	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6)} - \sum_8^6 F_{ij,Rd} = 1117,47 - 758,35$	359, 12	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6)} - \sum_8^6 F_{ij,Rd} = 1501,04 - 758,35$	742, 69	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

F_{t9,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t9,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5)} - \sum_8^5 F_{ij,Rd} = 1370,25 - 1011,13$	359, 12	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5)} - \sum_8^5 F_{ij,Rd} = 1756,64 - 1011,13$	745, 51	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5+4)} - \sum_8^4 F_{ij,Rd} = 1623,03 - 1263,92$	359, 12	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5+4)} - \sum_8^4 F_{ij,Rd} = 2012,24 - 1263,92$	748, 32	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5+4+3)} - \sum_8^3 F_{ij,Rd} = 1875,82 - 1510,38$	365, 43	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5+4+3)} - \sum_8^3 F_{ij,Rd} = 2267,84 - 1510,38$	757, 46	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_8^2 F_{ij,Rd} = 2128,60 - 1769,48$	359, 12	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_8^2 F_{ij,Rd} = 2523,44 - 1769,48$	753, 96	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_8^1 F_{ij,Rd} = 2487,72 - 2122,28$	365, 43	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_8^1 F_{ij,Rd} = 3257,68 - 2122,28$	1135, 39	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	531	352, 80	-	-	352, 80	892, 47	352, 80	922, 87
2	471	259, 10	-	-	352, 80	892, 47	352, 80	922, 87
3	411	246, 47	-	-	352, 80	892, 47	352, 80	922, 87
4	351	252, 78	-	-	352, 80	892, 47	352, 80	922, 87
5	291	252, 78	-	-	352, 80	892, 47	352, 80	922, 87
6	231	252, 78	-	-	352, 80	892, 47	352, 80	922, 87
7	171	252, 78	-	-	352, 80	892, 47	352, 80	922, 87
8	111	252, 78	-	-	352, 80	892, 47	352, 80	922, 87
9	51	352, 80	-	-	352, 80	892, 47	352, 80	922, 87

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ N_{j,Rd}

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 2475,08 \quad [\text{kN}]$$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

[6.2]

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,22 < 1,00$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

(0,22)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 1

F_{t1,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t1,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	352, 80	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

F_{t1,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t1,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,ep,Rd(1)} = 352,80$	352,80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(1)} = 892,47$	892,47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922,87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{c,fb,Rd} = 2146,27$	2146,27	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 2

F_{t2,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t2,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	259,10	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(2)} = 352,80$	352,80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(2)} = 892,47$	892,47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922,87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2146,27 - 352,80$	1793,47	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 611,90 - 352,80$	259,10	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 989,84 - 352,80$	637,04	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 3

F_{t3,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t3,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	246,47	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(3)} = 352,80$	352,80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(3)} = 892,47$	892,47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922,87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 2146,27 - 611,90$	1534,37	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 505,57 - 259,10$	246,47	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 511,20 - 259,10$	252,10	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 864,68 - 611,90$	252,78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1245,44 - 611,90$	633,54	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 4

F_{t4,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t4,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	252,78	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(4)} = 352,80$	352,80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(4)} = 892,47$	892,47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922,87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση

F_{t4,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t4,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 2146,27 - 858,37$	1287,90	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 505,57 - 246,47$	259,10	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 511,20 - 246,47$	264,73	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 758,35 - 505,57$	252,78	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 766,80 - 505,57$	261,23	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1117,47 - 858,37$	259,10	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1501,04 - 858,37$	642,67	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

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

$$F_{t4,Rd} = 233,09 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ}$$

[6.2.7.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 5

F_{t5,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t5,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	272,47	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(5)} = 352,80$	352,80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(5)} = 892,47$	892,47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922,87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 2146,27 - 1091,46$	1054,80	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 505,57 - 233,09$	272,47	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 511,20 - 233,09$	278,11	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 758,35 - 479,56$	278,79	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 766,80 - 479,56$	287,24	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1011,13 - 738,66$	272,47	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1022,40 - 738,66$	283,74	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1370,25 - 1091,46$	278,79	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1756,64 - 1091,46$	665,18	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

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

$$F_{t5,Rd} = 193,19 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ}$$

[6.2.7.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 6

F_{t6,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t6,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
---------------------------------------	-------------------------------	------------------

F_{t6,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t6,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	312, 37	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(6)} = 352,80$	352, 80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(6)} = 892,47$	892, 47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922, 87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 2146,27 - 1284,65$	861, 61	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 505,57 - 193,19$	312, 37	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 511,20 - 193,19$	318, 01	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 758,35 - 426,29$	332, 06	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 766,80 - 426,29$	340, 51	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1011,13 - 672,75$	338, 38	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1022,40 - 672,75$	349, 65	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1263,92 - 931,85$	332, 06	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1278,00 - 931,85$	346, 15	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 1623,03 - 1284,65$	338, 38	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 2012,24 - 1284,65$	727, 59	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 153,29 \quad [\text{kN}]$$

ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

[6.2.7.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 7

F_{t7,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t7,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	352, 28	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(7)} = 352,80$	352, 80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(7)} = 892,47$	892, 47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922, 87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^6 F_{ij,Rd} = 2146,27 - 1437,94$	708, 32	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 505,57 - 153,29$	352, 28	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 511,20 - 153,29$	357, 91	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 758,35 - 346,48$	411, 87	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 766,80 - 346,48$	420, 32	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1011,13 - 579,58$	431, 56	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ

F_{t7,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t7,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1022,40 - 579,58$	442,82	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1263,92 - 826,04$	437,87	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1278,00 - 826,04$	451,96	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 1516,70 - 1085,14$	431,56	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 1533,60 - 1085,14$	448,46	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 1875,82 - 1437,94$	437,87	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 2267,84 - 1437,94$	829,90	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h_7/h_1$$

$$F_{t7,Rd} = 113,39 \quad [\text{kN}]$$

ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

[6.2.7.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 8

F_{t8,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t8,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t8,Rd} = \text{Min}(F_{t8,Rd,comp})$	352,80	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(8)} = 352,80$	352,80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(8)} = 892,47$	892,47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922,87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτρηση
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^7 F_{ij,Rd} = 2146,27 - 1551,33$	594,93	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 505,57 - 113,39$	392,18	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 511,20 - 113,39$	397,81	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 758,35 - 266,68$	491,67	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 766,80 - 266,68$	500,12	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1011,13 - 459,87$	551,26	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1022,40 - 459,87$	562,53	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1263,92 - 692,96$	570,95	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1278,00 - 692,96$	585,04	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 1516,70 - 939,43$	577,27	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 1533,60 - 939,43$	594,17	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 1769,48 - 1198,53$	570,95	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 1789,20 - 1198,53$	590,67	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 2128,60 - 1551,33$	577,27	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ

F_{t8,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t8,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 2523,44 - 1551,33$	972, 11	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{t8,Rd} = F_{t1,Rd} h_8/h_1$$

$$F_{t8,Rd} = 73, 49 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ} \quad [6.2.7.2.(1)]$$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 9

F_{t9,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t9,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t9,Rd} = \text{Min} (F_{t9,Rd,comp})$	352, 80	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(9)} = 352,80$	352, 80	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(9)} = 892,47$	892, 47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 922,87$	922, 87	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^8 F_{ij,Rd} = 2146,27 - 1624,82$	521, 45	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,ep,Rd(9+8)} - \sum_8^8 F_{ij,Rd} = 611,90 - 73,49$	538, 41	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8)} - \sum_8^8 F_{ij,Rd} = 989,84 - 73,49$	916, 35	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(9+8+7)} - \sum_8^7 F_{ij,Rd} = 864,68 - 186,87$	677, 81	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8+7)} - \sum_8^7 F_{ij,Rd} = 1245,44 - 186,87$	1058, 56	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6)} - \sum_8^6 F_{ij,Rd} = 1117,47 - 340,16$	777, 30	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6)} - \sum_8^6 F_{ij,Rd} = 1501,04 - 340,16$	1160, 87	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5)} - \sum_8^5 F_{ij,Rd} = 1370,25 - 533,36$	836, 89	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5)} - \sum_8^5 F_{ij,Rd} = 1756,64 - 533,36$	1223, 28	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5+4)} - \sum_8^4 F_{ij,Rd} = 1623,03 - 766,45$	856, 58	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5+4)} - \sum_8^4 F_{ij,Rd} = 2012,24 - 766,45$	1245, 79	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5+4+3)} - \sum_8^3 F_{ij,Rd} = 1875,82 - 1012,92$	862, 90	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5+4+3)} - \sum_8^3 F_{ij,Rd} = 2267,84 - 1012,92$	1254, 92	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_8^2 F_{ij,Rd} = 2128,60 - 1272,02$	856, 58	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_8^2 F_{ij,Rd} = 2523,44 - 1272,02$	1251, 42	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_8^1 F_{ij,Rd} = 2487,72 - 1624,82$	862, 90	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_8^1 F_{ij,Rd} = 3257,68 - 1624,82$	1632, 86	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{t9,Rd} = F_{t1,Rd} h_9/h_1$$

$$F_{t9,Rd} = 33, 58 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ} \quad [6.2.7.2.(1)]$$

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	531	352,80	-	-	352,80	892,47	352,80	922,87
2	471	259,10	-	-	352,80	892,47	352,80	922,87
3	411	246,47	-	-	352,80	892,47	352,80	922,87
4	351	233,09	-	-	352,80	892,47	352,80	922,87
5	291	193,19	-	-	352,80	892,47	352,80	922,87
6	231	153,29	-	-	352,80	892,47	352,80	922,87
7	171	113,39	-	-	352,80	892,47	352,80	922,87
8	111	73,49	-	-	352,80	892,47	352,80	922,87
9	51	33,58	-	-	352,80	892,47	352,80	922,87

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{j,Rd}$

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

$$M_{j,Rd} = 612,55 \quad [kN \cdot m]$$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

[6.2]

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,47 < 1,00$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

(0,47)

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ Μ+Ν ΑΛΛΗΠΙΔΡΑΣΗΣ

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1$$

[6.2.5.1.(3)]

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd}$$

$$0,69 < 1,00$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

(0,69)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$\alpha_v = 0,50$$

$$\beta_{Lf} = 0,95$$

$$F_{v,Rd} = 120,01 \quad [kN]$$

$$F_{t,Rd,max} = 176,40 \quad [kN]$$

$$F_{b,Rd,int} = 268,91 \quad [kN]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 408,00 \quad [kN]$$

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{v,Rd}$

ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΜΕΓΑΛΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΔΙΑΜΕΣΟΥ ΚΟΧΛΙΑ

ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΠΙΟ ΑΠΟΜΑΚΡΥΣΜΕΝΟΥ ΚΟΧΛΙΑ

[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

[3.8]

[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	352,80	77,79	352,80	167,07	244,87	121,03
2	259,10	57,13	259,10	122,70	179,83	152,63
3	246,47	54,35	246,47	116,72	171,07	156,89

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
4	252,78	55,74	233,09	110,39	166,13	159,29
5	252,78	55,74	193,19	91,49	147,23	168,47
6	252,78	55,74	153,29	72,59	128,33	177,65
7	252,78	55,74	113,39	53,70	109,44	186,84
8	252,78	55,74	73,49	34,80	90,54	196,02
9	352,80	77,79	33,58	15,90	93,70	194,49

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

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

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

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

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

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 1513,30 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,14 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,14)$$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$$A_w = 113,76 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ} \quad [4.5.3.(2)]$$

$$A_{wy} = 64,64 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{ΕΜΒΑΔΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ} \quad [4.5.3.(2)]$$

$$A_{wz} = 49,12 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{ΕΜΒΑΔΟ ΚΑΘΕΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ} \quad [4.5.3.(2)]$$

$$I_{wy} = 68099,64 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ ΜΕ ΣΕΒΑΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ} \quad [4.5.3.(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 139,54 \quad [\text{MPa}] \quad \text{ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ} \quad [4.5.3.(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 139,54 \quad [\text{MPa}] \quad \text{ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ} \quad [4.5.3.(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 43,63 \quad [\text{MPa}] \quad \text{ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ} \quad [4.5.3.(5)]$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3 \times (\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \times \gamma_{M2}) \quad 279,08 < 453,33 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,62)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \times \gamma_{M2}) \quad 268,84 < 453,33 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,59)$$

$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3 \times (\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \times \gamma_{M2})$	279,08 < 453,33	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,62)
$\sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{M2}$	139,54 < 408,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,34)

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

Η ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΥΠΕΡΒΑΙΝΕΙ ΤΟ 5% ΤΗΣ $N_{pl,Rd}$ ΑΝΤΟΧΗΣ. ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΑΡΘΡΟ 6.3.1.(4), Η ΑΚΑΜΨΙΑ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΕΝ ΜΠΟΡΕΙ ΝΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΕΙ.

ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΜΠΡΟΣΤΙΝΟ ΕΛΑΣΜΑ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ	ΛΟΓΟΣ	0,69
---	-------	------

4.3.2 Διατμητικοί ήλοι

Θεωρούμε ότι έχουμε πλήρη διατμητική σύνδεση, δηλαδή οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση και εμποδίζουν πλήρως την ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος.

Εύρεση ισοδύναμης διατομής

$$n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210}{29} = 7,24$$

$$f_{ad} = \frac{35,5}{1,1} = 32,27 \text{ KN/cm}^2$$

$$A_e = A_a + \frac{A_c}{n} = 156 + \frac{400,14}{7,24} = 929,48 \text{ cm}^2$$

$$z_e = \frac{(A_a \cdot z_a - \frac{A_c \cdot z_c}{n})}{A_e} = \frac{156,44 - \frac{400,7,5}{7,24}}{929,48} = 6,94 \text{ cm} < d$$

$$I_e = I_a + A_a(z_a - z_e)^2 + \frac{I_c}{n} + \frac{A_c}{n}(z_c - z_e)^2 = 319233,28 \text{ cm}^4$$

Ροπές αντίστασης

$$W_{au} = \frac{I_e}{h_u} = 4760,41 \text{ cm}^3$$

$$W_{ao} = \frac{I_e}{d - z_e} = 45217,17 \text{ cm}^3$$

$$M_{sl,Rd} = 4760,41 \cdot f_{ad} = 153631 \text{ KNcm} = 1536,31 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed} = 671 \text{ KNm} < M_{sl,Rd} = 1536,31 \text{ KNm}$$

Άρα έχουμε Ελαστική συμπεριφορά.

Στατική ροπή αντίστασης

$$S = A_a(z_a - z_{a-a}) = 156 \cdot (44 - 14) = 4680 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S \cdot V_{Ed}}{I_e} = 1,466 \cdot V_{Ed} \text{ KN/m}$$

Η συνολική δύναμη στη διεπιφάνεια στη μισή δοκό προκύπτει από την ολοκλήρωση του διαγράμματος ροής και είναι ίση με:

$$V_{tot} = \frac{1}{2} \cdot (243,26.1,466) \cdot 8 = 1426,48 \text{ KN}$$

Οριακή αντοχή του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως η ελάχιστη τιμή από τις:

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) / \gamma_v \\ 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v \end{array} \right.$$

$$S355 \Rightarrow f_u = 51 \text{ KN/cm}^2$$

$$\gamma_v = 1,25$$

$$f_{ck} = 3,5 \text{ KN/cm}^2 \quad E_{cm} = 2900 \text{ ken/cm}^2$$

$$\text{Έστω } d = 19 \text{ mm και } h = 125 \text{ mm} \quad h/d = 6,58 > 4 \text{ άρα } \alpha = 1$$

$$P_{Rd} = 84,38 \text{ KN}$$

Ο απαιτούμενος αριθμός συνδέσμων στη μισή δοκό είναι

$$N_f = \frac{1426,48}{84,38} = 16,91 \text{ σύνδεσμοι}$$

Επιλέγονται 18 σύνδεσμοι ή 36 για ολόκληρη τη δοκό.

Απόσταση συνδέσμων

$$e_L = \frac{800}{18} = 40 \text{ cm}$$

Έλεγχος αποστάσεων

$$5 \cdot d < e_L < \min(6 \cdot h_e, 800 \text{ mm})$$

$$9,5 < 40 < \min(96, 80)$$

Απόσταση από το άκρο του πέλματος

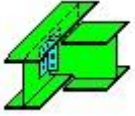
$$e_T = 75 \text{ mm} < 9 \cdot t_f \cdot \varepsilon = 98,85 \text{ mm}$$

Με την ίδια διάταξη τοποθετούνται οι διατμητικοί ήλοι σε όλες τις κύριες και τις δευτερεύουσες δοκούς.

4.3.3 Συνδέσεις δευτερευόντων κόμβων

Παρακάτω παρουσιάζεται η σύνδεση της κύριας με τις δευτερεύουσες δοκούς. Η σύνδεση αυτή είναι η πιο κοινή στις δοκούς που αποτελούν την σύμμικτη πλάκα.

Τα παρακάτω αποτελέσματα είναι με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη της δεδομένης σύνδεσης και ως εκ τούτου με τον τρόπο αυτό διαστασιολογούνται όλες οι συνδέσεις αυτού του τύπου.



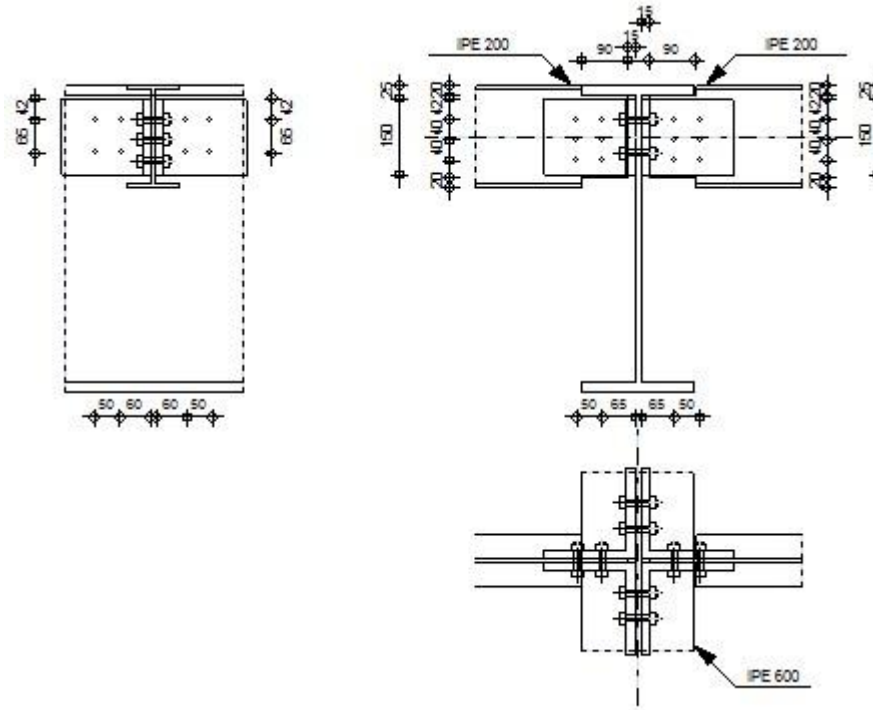
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΚΥΡΙΑΣ – ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ

EN 1993-1-8:2005



ΛΟΓΟΣ
0,95



ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 1

Όνομα σύνδεσης: Angles: beam-to-beam (web)

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΚΥΡΙΟ ΔΟΚΑΡΙ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	ΙΡΕ 600		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_g =$	600	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_{fg} =$	220	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wg} =$	12	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fg} =$	19	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_g =$	24	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_p =$	155,98	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$I_{yp} =$	92083,40	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yg} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ug} =$	510,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:			ΙΡΕ 200
$\alpha =$	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_{bl} =$	200	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_{bl} =$	100	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wbl} =$	6	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fbl} =$	9	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_{bl} =$	12	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_b =$	28,48	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{ybl} =$	1943,17	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{ybl} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

$f_{ybl} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ubl} =$	510,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΤΟΜΗ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$h_1 =$	20	[mm]	ΑΝΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ
$h_2 =$	20	[mm]	ΚΑΤΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ
$l =$	90	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΑΠΟΤΜΗΣΗΣ

ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ:			CAE 180x18
$\alpha =$	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_{kl} =$	180	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$b_{kl} =$	180	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$t_{fkl} =$	18	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$r_{kl} =$	18	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
$l_{kl} =$	150	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{ykl} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ukl} =$	510,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d =$	12	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	14	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
$A_s =$	0,84	[cm ²]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	1,13	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$w =$	3		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 =$	42	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$p_2 =$	50	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ
$p_1 =$	40	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	ΙΡΕ 200		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_{br} =$	200	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_{br} =$	100	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wbr} =$	6	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fbr} =$	9	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_{br} =$	12	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_{br} =$	28,48	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{ybr} =$	1943,17	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{ybr} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ubr} =$	510,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΤΟΜΗ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$h_1 =$	20	[mm]	ΑΝΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ
$h_2 =$	20	[mm]	ΚΑΤΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ
$l =$	90	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΑΠΟΤΜΗΣΗΣ

ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ:			CAE 180x18
$h_{kr} =$	180	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$b_{kr} =$	180	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

$h_{kr} =$	180	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$t_{fkr} =$	18	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$r_{kr} =$	18	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
$l_{kr} =$	150	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{ykr} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ukr} =$	510,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d =$	12	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	14	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
$A_s =$	0,84	[cm ²]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	1,13	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$w =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 =$	42	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_2 =$	50	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ
$p_1 =$	65	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d =$	12	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	14	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
$A_s =$	0,84	[cm ²]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	1,13	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$w =$	3		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 =$	42	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$p_2 =$	50	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ
$p_1 =$	40	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} =$	1,00		ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25		ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ

$N_{b2,Ed} =$	316,45	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{b2,Ed} =$	7,69	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN×m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

$N_{b1,Ed} =$	316,45	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{b1,Ed} =$	7,69	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{b1,Ed} =$	0,00	[kN×m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} =$	54,29	[kN]	Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία	$F_{v,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times A_v \times m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	60,70	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{t,Rd} = 0.9 \times f_u \times A_s / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$			2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bx} =$	0,94		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \times d_0), p_2/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$			0,94 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2x} =$	207,21	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$
----------------	--------	------	----------------------------	---

Διεύθυνση z

$k_{1z} =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$			2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bz} =$	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \times d_0), p_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$			1,00 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2z} =$	220,32	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$
----------------	--------	------	----------------------------	---

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$ 113 [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

$M_0 =$	0,43	[kN×m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = 0.5 \times V_{b2,Ed} \times e$
---------	------	--------	------------------------	---------------------------------------

$F_{Vz} =$	0,96	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Vz} = 0.5 \times V_{b1,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	2,10	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{Mx} = M_0 \times z_i / \sum z_i^2$

$F_{x2,Ed} =$	2,10	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x2,Ed} = F_{Mx}$
---------------	------	------	--	----------------------

$F_{z2,Ed} =$	2,57	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
---------------	------	------	--	-------------------------------

$F_{Rdx} =$	54,29	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd2x})$
-------------	-------	------	--	--------------------------------------

$F_{Rdz} =$	54,29	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd2z})$
-------------	-------	------	--	--------------------------------------

$ F_{x2,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 2,10 < 54,29$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤ ΑΙ	(0,04)
$ F_{z2,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 2,57 < 54,29$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤ ΑΙ	(0,05)

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 121$ [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

$M_{0t} = 0,47$ [kN×m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ

$F_{t,Ed} = 41,8$ [kN] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΑΚΡΙΑΝΟ ΚΟΧΛΙΑ

$$M_{0t} = 0.5 \times V_{b2,Ed} \times e$$

$$F_{t,Ed} = M_{0t} \times z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \times N_{b2,Ed} / n$$

$F_{t,Ed} \leq F_{tRd}$	$41,80 < 60,70$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤ ΤΑΙ	(0,69)
-------------------------	-----------------	-------------------	--------

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Ed} = 3,32$ [kN] ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{v,Ed} / F_{vRd} + F_{t,Ed} / (1.4 \times F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,55 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,55)
--	---------------	--------------	--------

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 108,57$ [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times A_v \times m / \gamma_{M2}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,30$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,30 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bx} = 0,94$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \times d_0), p_2/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,94 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1x} = 59,31$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bz} = 0,70$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \times d_0), p_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,70 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$F_{b,Rd1z} = 48,14 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = 2,30 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,30 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bx} = 0,94 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \times d_0), p_2/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,94 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd2x} = 381,26 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bz} = 0,67 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \times d_0), p_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,67 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd2z} = 293,76 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$$

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	121	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ	
$M_0 =$	0,93	[kN×m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = M_{b2,Ed} + V_{b2,Ed} \times e$
$F_{Nx} =$	52,74	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	$F_{Nx} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{Vz} =$	1,28	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Vz} = V_{b2,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	3,67	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	$F_{Mx} = M_0 \times z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	2,29	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Ζ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	$F_{Mz} = M_0 \times x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	56,41	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z2,Ed} =$	3,57	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} =$	59,31	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	48,14	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$			$ 56,41 < 59,31$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,95)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$			$ 3,57 < 48,14$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,07)

ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΑΠΟΤΜΗΣΗ

ΓΩΝΙΑΚΟ

$A_{nt} =$	17,19	[cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} =$	13,59	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} =$	614,48	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd}=0.5 \times f_u \times A_{nv} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \times f_y \times A_{nt} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \times V_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$			$ 3,85 < 614,48$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,01)

ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} =$	4,51	[cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} =$	5,29	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} =$	195,84	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd}=0.5 \times f_u \times A_{nv} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \times f_y \times A_{nt} / \gamma_{M0}$
$ V_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$			$ 7,69 < 195,84$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,04)

ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} =$	54,29	[kN]	Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλίας	$F_{v,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times A_v \times m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	60,70	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{t,Rd} = 0.9 \times f_u \times A_s / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$			$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} =$	0,94		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \times d_0), p_2/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$			$0,94 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2x} =$	207,21	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_f / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$			$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} =$	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \times d_0), p_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$			$1,00 > 0,00$	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd2z} =$	220,32	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	113	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ	
$M_0 =$	0,43	$\frac{[kN \times m]}{m}$	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = 0.5 \times V_{b2,Ed} \times e$
$F_{Vz} =$	0,96	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Vz} = 0.5 \times V_{b2,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	2,10	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{Mx} = M_0 \times z_i / \sum z_i^2$
$F_{x1,Ed} =$	2,10	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x1,Ed} = F_{Mx}$
$F_{z1,Ed} =$	2,57	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} =$	54,29	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	54,29	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd2z})$

$ F_{x1,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 2,10 < 54,29$	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,04)
$ F_{z1,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 2,57 < 54,29$	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,05)

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	121	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ	
$M_{0t} =$	0,47	$\frac{[kN \times m]}{m}$	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_{0t} = 0.5 \times V_{b1,Ed} \times e$
$F_{t,Ed} =$	41,80	[kN]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΑΚΡΙΑΝΟ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{t,Ed} = M_{0t} \times z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \times N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	41,80	<	60,70	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,69)

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Ed} =$	3,32	[kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}]^2 + [F_{z,Ed}]^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \times F_{t,Rd}) \leq 1.0$			$0,55 < 1,00$	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,55)

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 108,57$ [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία $F_{v,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times A_v \times m / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,30$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,30 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0,94$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \times d_0), p_2/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,94 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1x} = 59,31$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0,70$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \times d_0), p_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,70 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1z} = 48,14$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,30$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,30 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0,94$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \times d_0), p_2/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,94 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2x} = 381,26$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0,67$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \times d_0), p_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,67 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2z} = 293,76$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 121$ [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

$M_0 = 0,93$ [kN×m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ

$$M_0 = V_{b1,Ed} \times e$$

$F_{Nx} = 52,74$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ

$$F_{Nx} = N_{b1,Ed} / n$$

$F_{Vz} = 1,28$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

$$F_{Vz} = V_{b1,Ed} / n$$

$F_{Mx} = 3,67$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$F_{Mx} = M_0 \times z_i / \sqrt{x_i^2 + z_i^2}$$

$F_{Mz} = 2,29$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Ζ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$F_{Mz} = M_0 \times x_i / \sqrt{x_i^2 + z_i^2}$$

$F_{x,Ed} = 56,41$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$F_{z1,Ed} = 3,57$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z

$$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$F_{Rdx} = 59,31$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x

$$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 48,14$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z

$$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 56,41 < 59,31$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,95)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 3,57 < 48,14$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,07)

ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΑΠΟΤΜΗΣΗ

ΓΩΝΙΑΚΟ

$A_{nt} = 17,19$ [cm²] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$A_{nv} = 13,59$ [cm²] ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{effRd} = 614,48$ [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ

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

$|0.5 \times V_{b1,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|3,85| < 614,48$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,01)

ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} =$	4,51	[cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} =$	5,29	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} =$	195,84	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0.5 \times f_u \times A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \times f_y \times A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	7,69	<	195,84	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,04)

ΈΛΕΓΧΟΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

Διεύθυνση x

$k_x =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_x = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_x > 0.0$			2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} =$	0,94		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \times d_0), p_2/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$			0,94 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rdx} =$	138,14	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rdx} = k_x \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_z =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_z = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_z > 0.0$			2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} =$	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \times d_0), p_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$			1,00 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rdz} =$	146,88	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rdz} = k_z \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$

ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{x,Ed} =$	4,19	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$
$F_{z,Ed} =$	5,15	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$
$ F_{x,Ed} \leq F_{b,Rdx}$	4,19	<	138,14	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,03)
$ F_{z,Ed} \leq F_{b,Rdz}$	5,15	<	146,88	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,04)

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

ΛΟΓΟΣ | 0,95

Ακολουθεί η διαστασιολόγηση μιας χαρακτηριστικής σύνδεσης του δικτύματος της στέγης με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την επίλυση του φορέα.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΚΟΜΒΟΥ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

EN 1993-1-8:2005

OK

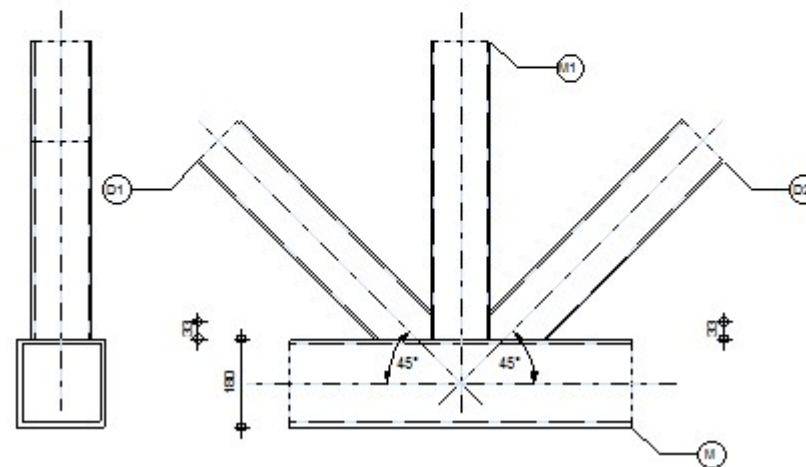
ΛΟΓΟΣ
0,69

M1 - TCAR 120x5

D1 - TCAR 120x5

D2 - TCAR 120x5

M - TCAR 180x10



ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 2
Όνομα σύνδεσης: Tube

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΡΑΒΔΟΙ

		ΠΕΛΜΑ	ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ 1	ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ 2	ΟΡΙΖ.ΡΑΒΔΟΣ	
ΔΙΑΤΟΜΗ:		SHS 180x10	SHS 120x5	SHS 120x5	SHS 120x5	
	h	180	120	120	120	mm
	b _ε	180	120	120	120	mm
	t _w	10	5	5	5	mm
	t _ε	10	5	5	5	mm
	r	20	5	5	5	mm
ΥΛΙΚΟ		S355	S355	S355	S355	
	f _y	355,00	355,00	355,00	355,00	MPa
	f _u	510,00	510,00	510,00	470,00	MPa
ΓΩΝΙΑ	θ	0,0	45,0	45,0	90,0	Deg
ΜΗΚΟΣ	l	1000	2000	2000	2000	mm

OFFSET

e₀ = 0 [mm] Offset

KENO

g₁ = -55 [mm] KENO ΤΟΥ 1ΟΥ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ

g₂ = -55 [mm] KENO ΤΟΥ 2ΟΥ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

a_d = 5 [mm] ΠΑΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΔΙΑΓΩΝΙΩΝ ΚΑΙ ΟΡΘΟΣΤΑΤΗ

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

ΠΕΛΜΑ

$N_{01,Ed} =$	-203,30	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{01,Ed} =$	0,00	[kN×m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ
$Q_{01,Ed} =$	0,00	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$N_{02,Ed} =$	-284,48	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{02,Ed} =$	0,00	[kN×m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ
$Q_{02,Ed} =$	0,00	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ 1

$N_1 =$	-381,09	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_1 =$	0,00	[kN×m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ 2

$N_2 =$	-269,02	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_2 =$	0,00	[kN×m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΟΡΙΖ.ΡΑΒΔΟΣ

$N_3 =$	-92,25	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_3 =$	0,00	[kN×m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ EUROCODE 3: EN 1993-1-8:2005

$\gamma_{M5} =$	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1]
-----------------	------	-------------------------------	---------------

ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ 2

$\lambda_{ov} =$	32,32	[%]	ΤΙΜΗ OVERLAP ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ	
$b_{eff} =$	120	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΣΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΜΕ ΤΟ ΠΕΛΜΑ	$b_{eff} = b_2$

ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ 2

$\lambda_{ov} =$	32,32	[%]	ΤΙΜΗ OVERLAP ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ	
$b_{e,ov} =$	50	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ	$b_{e,ov} = [10/(b_2/t_2)] \times [f_2 \times t_2 / (f_2 \times t_2)] \times b_2$
[ΠΙΝΑΚΑΣ7.10]				
$N_{2,Rd} =$	554,19	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	$N_{2,Rd} = f_2 \times t_2 \times [b_{eff} + b_{e,ov} + \lambda_{ov}/50 \times (2 \times h_2 - 4 \times t_2)] / \gamma_{M5}$
$ N_2 \leq N_{2,Rd}$			$ -269,02 < 554,19$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,49)

ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ 1

$\lambda_{ov} =$	32,32	[%]	ΤΙΜΗ OVERLAP ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ	
$b_{eff} =$	120	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΣΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΜΕ ΤΟ ΠΕΛΜΑ	$b_{eff} = b_1$
$b_{e,ov} =$	50	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ	$b_{e,ov} = [10/(b_1/t_1)] \times [f_1 \times t_1 / (f_1 \times t_1)] \times b_1$
[ΠΙΝΑΚΑΣ7.10]				
$N_{1,Rd} =$	554,19	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	$N_{1,Rd} = f_1 \times t_1 \times [b_{eff} + b_{e,ov} + \lambda_{ov}/50 \times (2 \times h_1 - 4 \times t_1)] / \gamma_{M5}$
$ N_1 \leq N_{1,Rd}$			$ -381,09 < 554,19$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,69)

ΟΡΙΖ.ΡΑΒΔΟΣ

$\lambda_{ov} =$	32,32	[%]	ΤΙΜΗ OVERLAP ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ	
$b_{eff} =$	120	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΣΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΟΡΘΟΣΤΑΤΗ ΜΕ ΤΟ ΠΕΛΜΑ	$b_{eff} = b_3$
$b_{e,ov} =$	50	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ	$b_{e,ov} = [10/(b_1/t_1)] \times [f_1 \times t_1 / (f_3 \times t_3)] \times b_3$
[ΠΙΝΑΚΑΣ7.10]				
$N_{3,Rd} =$	554,19	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	$N_{3,Rd} = f_3 \times t_3 \times [b_{eff} + b_{e,ov} + \lambda_{ov}/50 \times (2 \times h_3 - 4 \times t_3)] / \gamma_{M5}$
$ N_3 \leq N_{3,Rd}$			$ -92,25 < 554,19$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,17)

ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ 2

$A_v =$	0,00	[cm ²]	ΔΙΑΤΕΜΝΟΜΕΝΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	
[ΠΙΝΑΚΑΣ7.12]				
$N_{2,Rd} =$	0,00	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	$N_{2,Rd} = f_0 \times A_w [\sqrt{3} \times \sin(\theta_2)] / \gamma_{M5}$
$ N_2 \leq N_{2,Rd}$			$ -269,02 > 0,00$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,00)

ΠΕΛΜΑ

[ΠΙΝΑΚΑΣ7.12]

$N_{0,Rd} =$	2304,30	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	$N_{0,Rd} = [(A_0-A_v) \times f_0 + A_v \times f_0 \times \sqrt{1-(V_{Ed}/V_{pl,Rd})^2}] / \gamma_{M5}$
$ N_{01} \leq N_{0,Rd}$			$ -203,30 < 2304,30$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,09)

ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ 1

$A_v =$ 0,00 [cm²] ΔΙΑΤΕΜΝΟΜΕΝΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

[ΠΙΝΑΚΑΣ7.12]

$N_{1,Rd} =$	0,00	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	$N_{1,Rd} = f_0 \times A_v \times [\sqrt{3} \times \sin(\theta_1)] / \gamma_{M5}$
$ N_1 \leq N_{1,Rd}$			$ -381,09 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,00)

ΠΕΛΜΑ

[ΠΙΝΑΚΑΣ7.12]

$N_{0,Rd} =$	2304,30	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	$N_{0,Rd} = [(A_0-A_v) \times f_0 + A_v \times f_0 \times \sqrt{1-(V_{Ed}/V_{pl,Rd})^2}] / \gamma_{M5}$
$ N_{02} \leq N_{0,Rd}$			$ -284,48 < 2304,30$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,12)

ΟΡΙΖ.ΡΑΒΔΟΣ

$A_v =$ 0,00 [cm²] ΔΙΑΤΕΜΝΟΜΕΝΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

[ΠΙΝΑΚΑΣ7.12]

$N_{3,Rd} =$	0,00	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	$N_{3,Rd} = f_0 \times A_v \times [\sqrt{3} \times \sin(\theta_3)] / \gamma_{M5}$
$ N_3 \leq N_{3,Rd}$			$ -92,25 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,00)

ΠΕΛΜΑ

[ΠΙΝΑΚΑΣ7.12]

$N_{0,Rd} =$	2304,30	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	$N_{0,Rd} = [(A_0-A_v) \times f_0 + A_v \times f_0 \times \sqrt{1-(V_{Ed}/V_{pl,Rd})^2}] / \gamma_{M5}$
$ N_{01} \leq N_{0,Rd}$			$ 0,00 < 2304,30$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,00)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ

ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ 2

$\beta_w =$	0,90		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1,25		ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1]
ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ				
$\sigma_{\perp} =$	-49,16	[MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	
$\tau_{\perp} =$	-49,16	[MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	
$\tau_{\parallel} =$	-69,52	[MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	
$ \sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{M2}$			$ -49,16 < 408,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,12)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w \times \gamma_{M2})$			$155,44 < 453,33$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,34)
ΛΟΞΗ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ				
$\sigma_{\perp} =$	-53,21	[MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	
$ \sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{M2}$			$ -53,21 < 408,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,13)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w \times \gamma_{M2})$			$53,21 < 453,33$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,12)
ΛΟΞΗ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ				
$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	
$\tau_{\perp} =$	-53,21	[MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	
$ \sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{M2}$			$ 0,00 < 408,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,00)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w \times \gamma_{M2})$			$92,16 < 453,33$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,20)

ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ 1

$\beta_w =$	0,90		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1,25		ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1]
ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ				
$\sigma_{\perp} =$	-82,95	[MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	
$\tau_{\perp} =$	-82,95	[MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	
$\tau_{\parallel} =$	-117,31	[MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	
$ \sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{M2}$			$ -82,95 < 408,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,20)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w \times \gamma_{M2})$			$262,32 < 453,33$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,58)

ΛΟΞΗ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ

$\sigma_{\perp} = -49,16$ [MPa]
 $\tau_{\perp} = -110,15$ [MPa]
 $\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa]

ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ
 ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ
 ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ

$ \sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{M2}$	$ -49,16 < 408,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,12)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w \times \gamma_{M2})$	$197,02 < 453,33$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,43)

ΟΡΙΖ.ΡΑΒΔΟΣ

$\beta_w = 0,88$
 $\gamma_{M2} = 1,25$

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ
 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

[ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1]
 [ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1]

ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ

$\sigma_{\perp} = -36,24$ [MPa]
 $\tau_{\perp} = -36,24$ [MPa]
 $\tau_{\parallel} = -0,00$ [MPa]

ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ
 ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ
 ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ

$ \sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{M2}$	$ -36,24 < 376,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,10)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w \times \gamma_{M2})$	$72,48 < 425,66$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,17)

ΛΟΞΗ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ

$\sigma_{\perp} = -55,09$ [MPa]
 $\tau_{\perp} = -55,09$ [MPa]
 $\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa]

ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ
 ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ
 ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ

$ \sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{M2}$	$ -55,09 < 376,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,15)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w \times \gamma_{M2})$	$110,18 < 425,66$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,26)

H ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

ΛΟΓΟΣ 0,69



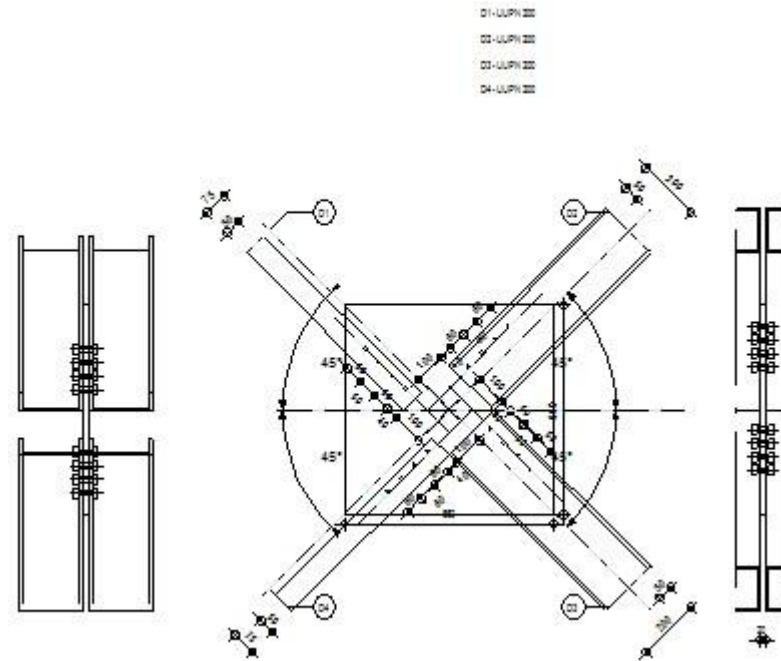
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

Υπολογισμοί συνδέσεως μεταξύ διαγώνιων ράβδων συνδέσμου δυσκαμψίας

EN 1993-1-8:2005



ΛΟΓΟΣ
0,62



ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 3

Όνομα σύνδεσης: Gusset plate: internal node

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΡΑΒΔΟΙ

		ΡΑΒΔΟΣ 1	ΡΑΒΔΟΣ 2	ΡΑΒΔΟΣ 3	ΡΑΒΔΟΣ 4		
ΔΙΑΤΟΜΗ:		ΥΥΡΝ 200	ΥΥΡΝ 200	ΥΥΡΝ 200	ΥΥΡΝ 200		
	h	200	200	200	200		mm
	b _f	150	150	150	150		mm
	t _w	9	9	9	9		mm
	t _f	12	12	12	12		mm
	r	12	12	12	12		mm
	A	64,05	64,05	64,05	64,05		cm ²
ΥΛΙΚΟ		S355	S355	S355	S355		
	f _y	355,00	355,00	355,00	355,00		MPa
	f _u	510,00	510,00	510,00	510,00		MPa
ΓΩΝΙΑ	α	45,0	45,0	45,0	45,0		Deg

ΚΟΧΛΙΕΣ

ΡΑΒΔΟΣ 1

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
d =	16	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
d ₀ =	18	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
A _s =	1,57	[cm ²]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
A _v =	2,01	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
f _{yb} =	900,00	[MPa]	ΟΡΙΟ ΔΙΑΡΡΟΗΣ
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
n =	4		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
ΚΕΝΟ ΚΟΧΛΙΑ	60;60;60	[mm]	
e ₁ =	40	[mm]	Απόσταση του κέντρου βάρους του πρώτου κοχλία από το άκρο του μέλους
e ₂ =	50	[mm]	Απόσταση του άξονα των κοχλιών από το άκρο του μέλους
e _c =	100	[mm]	Απόσταση του άκρου του μέλους από την τομή των αξόνων των μελών

ΡΑΒΔΟΣ 2

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
d =	16	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
d ₀ =	18	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
A _s =	1,57	[cm ²]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
A _v =	2,01	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
f _{yb} =	900,00	[MPa]	ΟΡΙΟ ΔΙΑΡΡΟΗΣ
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
n =	4		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
ΚΕΝΟ ΚΟΧΛΙΑ	60;60;60	[mm]	
e ₁ =	40	[mm]	Απόσταση του κέντρου βάρους του πρώτου κοχλία από το άκρο του μέλους
e ₂ =	50	[mm]	Απόσταση του άξονα των κοχλιών από το άκρο του μέλους
e _c =	100	[mm]	Απόσταση του άκρου του μέλους από την τομή των αξόνων των μελών

ΡΑΒΔΟΣ 3

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
d =	16	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
d ₀ =	18	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
A _s =	1,57	[cm ²]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
A _v =	2,01	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
f _{yb} =	900,00	[MPa]	ΟΡΙΟ ΔΙΑΡΡΟΗΣ
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
n =	4		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
ΚΕΝΟ ΚΟΧΛΙΑ	60;60;60	[mm]	
e ₁ =	40	[mm]	Απόσταση του κέντρου βάρους του πρώτου κοχλία από το άκρο του μέλους
e ₂ =	50	[mm]	Απόσταση του άξονα των κοχλιών από το άκρο του μέλους
e _c =	100	[mm]	Απόσταση του άκρου του μέλους από την τομή των αξόνων των μελών

ΡΑΒΔΟΣ 4

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
d =	16	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
d ₀ =	18	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
A _s =	1,57	[cm ²]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
A _v =	2,01	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
f _{yb} =	900,00	[MPa]	ΟΡΙΟ ΔΙΑΡΡΟΗΣ
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
n =	4		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
ΚΕΝΟ ΚΟΧΛΙΑ	60; 60; 60	[mm]	
e ₁ =	40	[mm]	Απόσταση του κέντρου βάρους του πρώτου κοχλίου από το άκρο του μέλους
e ₂ =	50	[mm]	Απόσταση του άξονα των κοχλιών από το άκρο του μέλους
e _c =	100	[mm]	Απόσταση του άκρου του μέλους από την τομή των αξόνων των μελών

ΣΥΝΔΕΤΙΚΗ ΠΛΑΚΑ

l _p =	660	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
h _p =	660	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
t _p =	20	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ

h ₁ =	0	[mm]	ΤΟΜΗ
v ₁ =	0	[mm]	ΤΟΜΗ
h ₂ =	0	[mm]	ΤΟΜΗ
v ₂ =	0	[mm]	ΤΟΜΗ
h ₃ =	0	[mm]	ΤΟΜΗ
v ₃ =	0	[mm]	ΤΟΜΗ
h ₄ =	0	[mm]	ΤΟΜΗ
v ₄ =	0	[mm]	ΤΟΜΗ

Κέντρο βάρους λεπίδας σε σχέση με το κέντρο βάρους των ράβδων (0; 0)

e _v =	330	[mm]	Κάθετη απόσταση του άκρου της λεπίδας από την τομή των αξόνων του μέλους
e _H =	330	[mm]	Οριζόντια απόσταση του άκρου της λεπίδας από την τομή των αξόνων του μέλους

ΥΛΙΚΟ S355

f _y =	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ
------------------	--------	-------	--------

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

γ _{M0} =	1,00		ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
γ _{M2} =	1,25		ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

N _{b1,Ed} =	475,07	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
N _{b2,Ed} =	-50,28	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
N _{b3,Ed} =	475,07	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$N_{b1,Ed} = 475,07$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
 $N_{b4,Ed} = -50,28$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΡΑΒΔΟΣ 1

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 193,02$ [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία $F_{v,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times A_v \times m / \gamma_{M2}$

Κοχλίες στη ράβδο

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bx} = 0,74$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΟΡΙΖΕΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \times d_0), p_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1x} = 205,51$ [kN] ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_f / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bz} = 0,93$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \times d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1z} = 256,89$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_f / \gamma_{M2}$

Κοχλίες στην πλάκα

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bx} = 0,86$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΟΡΙΖΕΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \times d_0), p_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2x} = 281,07$ [kN] ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_f / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bz} = 1,00$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \times d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2z} = 326,40$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$$

Έλεγχος σύνδεσης σύμφωνα με τις δυνάμεις που εφαρμόζονται στους κοχλίες

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = -50$ [mm]	Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης σε σχέση με τον άξονα του κοχλία		
$M_0 = -23,75$ [kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ		$M_0 = N_{b1,Ed} \times e$
$F_{NSd} = 118,77$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ		$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{MSd} = -118,77$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ		$F_{MSd} = M_0 \times \chi_{max} / \sum \chi_i^2$
$F_{x,Ed} = 118,77$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y		$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -118,77$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z		$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Rdx} = 193,02$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x		$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 193,02$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z		$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 118,77 < 193,02$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0, 62)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -118,77 < 193,02$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0, 62)

Έλεγχος διατομής μειωμένης αντοχής λόγω ανοιγμάτων

$A = 32,02$ [cm ²]	Εμβαδόν διατομής τύπου C		
$A_{net} = 30,49$ [cm ²]	Περιοχή καθαρής διατομής		$A_{net} = A - t \times d_0$
$N_{uRd} = 1119,69$ [kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή καθαρής διατομής		$N_{u,Rd} = (0.9 \times A_{net} \times f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1136,80$ [kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή μεικτής διατομής		$N_{plRd} = A \times f_{y1} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \times N_{b1,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 237,54 < 1119,69$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0, 21)
$ 0.5 \times N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 237,54 < 1136,80$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0, 21)

Έλεγχος ράβδου – απόσχιση

$A_{nt} = 11,98$ [cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ		
$A_{nv} = 13,34$ [cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ		
$V_{effRd} = 518,01$ [kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ		$V_{effRd} = 0.5 \times f_u \times A_{nv} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \times f_y \times A_{nt} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \times N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 237,54 < 518,01$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0, 46)

ΡΑΒΔΟΣ 2

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 193,02$ [kN]	Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία		$F_{v,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times A_v \times m / \gamma_{M2}$
Κοχλίες στη ράβδο			
Διεύθυνση x			
$k_{1x} = 2,50$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	

$\alpha_{bx} =$	0,74		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΟΡΙΖΕΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \times d_0), \rho_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0,74 > 0,00		ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd1x} =$	205,51	[kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$
Διεύθυνση z				
$k_{1z} =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00		ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} =$	0,93		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \times d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,93 > 0,00		ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd1z} =$	256,89	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$
Κοχλίες στην πλάκα				
Διεύθυνση x				
$k_{1x} =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2,50 > 0,00		ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} =$	0,86		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΟΡΙΖΕΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \times d_0), \rho_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0,86 > 0,00		ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2x} =$	281,07	[kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ	$F_{b,Rd2x} = k_1 \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$
Διεύθυνση z				
$k_{1z} =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00		ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} =$	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \times d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		1,00 > 0,00		ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2z} =$	326,40	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$
Έλεγχος σύνδεσης σύμφωνα με τις δυνάμεις που εφαρμόζονται στους κοχλίες				
ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ				
$e =$	-50	[mm]	Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης σε σχέση με τον άξονα του κοχλία	
$M_0 =$	2,51	[kN×m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = N_{b2,Ed} \times e$
$F_{NSd} =$	-12,57	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / \eta$
$F_{MSd} =$	12,57	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{MSd} = M_0 \times x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$	-12,57	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	12,57	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Rdx} =$	193,02	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	193,02	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$			$ -12,57 < 193,02$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,07)

$e = -50$ [mm] Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης σε σχέση με τον άξονα του κοχλία

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|12,57| < 193,02$ **ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,07)

Έλεγχος διατομής μειωμένης αντοχής λόγω ανοιγμάτων

$A =$	32,02	[cm ²]	Εμβαδόν διατομής τύπου C	
$A_{net} =$	30,49	[cm ²]	Περιοχή καθαρής διατομής	$A_{net} = A - t \times d_0$
$N_{uRd} =$	1119,69	[kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή καθαρής διατομής	$N_{u,Rd} = (0.9 \times A_{net} \times f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} =$	1136,80	[kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή μεικτής διατομής	$N_{plRd} = A \times f_{y2} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \times N_{b2,Ed} \leq N_{tRd}$			$ -25,14 < 1119,69$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,02)
$ 0.5 \times N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$			$ -25,14 < 1136,80$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,02)

Έλεγχος ράβδου – απόσχιση

$A_{nt} =$	11,98	[cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} =$	13,34	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} =$	518,01	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0.5 \times f_u \times A_{nv} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \times f_y \times A_{nt} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \times N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$			$ -25,14 < 518,01$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,05)

ΡΑΒΔΟΣ 3

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 193,02$ [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία $F_{v,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times A_v \times m / \gamma_{M2}$

Κοχλίες στη ράβδο

Διεύθυνση x

$k_{1x} =$	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} =$	0,74	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΟΡΙΖΕΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \times d_0), p_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0,74 > 0,00$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd1x} = 205,51$ [kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} =$	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} =$	0,93	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \times d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		$0,93 > 0,00$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd1z} = 256,89$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$

Κοχλίες στην πλάκα

Διεύθυνση x

$k_{1x} =$	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} =$	0,86	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΟΡΙΖΕΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \times d_0), \rho_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0,86 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2x} = 281,07$ [kN] ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ			$F_{b,Rd2x} = k_1 \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_l / \gamma_{M2}$
Διεύθυνση z			
$k_{1z} =$	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} =$	1,00	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \times d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		1,00 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2z} =$	326,40	[kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_l / \gamma_{M2}$

Έλεγχος σύνδεσης σύμφωνα με τις δυνάμεις που εφαρμόζονται στους κοχλίες

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	-50	[mm]	Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης σε σχέση με τον άξονα του κοχλία	$M_0 = N_{b3,Ed} \times e$
$M_0 =$	-23,75	[kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$
$F_{NSd} =$	118,77	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	$F_{MSd} = M_0 \times \chi_{max} / \sum \chi_i^2$
$F_{MSd} =$	-118,77	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{x,Ed} =$	118,77	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{z,Ed} =$	-118,77	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdx} =$	193,02	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$F_{Rdz} =$	193,02	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$			118,77 < 193,02	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,62)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$			-118,77 < 193,02	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,62)

Έλεγχος διατομής μειωμένης αντοχής λόγω ανοιγμάτων

$A =$	32,02	[cm ²]	Εμβαδόν διατομής τύπου C	$A_{net} = A \times d_0$
$A_{net} =$	30,49	[cm ²]	Περιοχή καθαρής διατομής	$N_{u,Rd} = (0.9 \times A_{net} \times f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{u,Rd} =$	1119,69	[kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή καθαρής διατομής	$N_{pl,Rd} = A \times f_{y3} / \gamma_{M0}$
$N_{pl,Rd} =$	1136,80	[kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή μεικτής διατομής	
$ 0.5 \times N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$			237,54 < 1119,69	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,21)
$ 0.5 \times N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$			237,54 < 1136,80	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,21)

Έλεγχος ράβδου – απόσχιση

$A_{nt} =$	11,98	[cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ
$A_{nv} =$	13,34	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Έλεγχος ράβδου – απόσχιση

$A_{nt} =$	11,98	[cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$V_{effRd} =$	518,01	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0.5 \times f_u \times A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \times f_y \times A_{nt} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \times N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	237,54	<	518,01	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,46)

ΡΑΒΔΟΣ 4

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} =$	193,02	[kN]	Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία	$F_{v,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times A_v \times m / \gamma_{M2}$
--------------	--------	------	--	--

Κοχλίες στη ράβδο

Διεύθυνση x

$k_{1x} =$	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	---	--

$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
----------------	-------------	--------------

$\alpha_{bx} =$	0,74	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΟΡΙΖΕΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \times d_0), p_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	------	--	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	0,74 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
---------------------	-------------	--------------

$F_{b,Rd1x} =$	205,51	[kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$
----------------	--------	------	--	---

Διεύθυνση z

$k_{1z} =$	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	---	--

$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
----------------	-------------	--------------

$\alpha_{bz} =$	0,93	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \times d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	------	---	---

$\alpha_{bz} > 0.0$	0,93 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
---------------------	-------------	--------------

$F_{b,Rd1z} =$	256,89	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$
----------------	--------	------	----------------------------	---

Κοχλίες στην πλάκα

Διεύθυνση x

$k_{1x} =$	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	---	--

$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
----------------	-------------	--------------

$\alpha_{bx} =$	0,86	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΟΡΙΖΕΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \times d_0), p_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	------	--	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	0,86 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
---------------------	-------------	--------------

$F_{b,Rd2x} =$	281,07	[kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$
----------------	--------	------	--	---

Διεύθυνση z

$k_{1z} =$	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	---	--

$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
----------------	-------------	--------------

$\alpha_{bz} =$	1,00	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \times d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	------	---	---

$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
---------------------	-------------	--------------

$F_{b,Rd2z} = 326,40$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$$

Έλεγχος σύνδεσης σύμφωνα με τις δυνάμεις που εφαρμόζονται στους κοχλίες

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = -50$ [mm] Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης σε σχέση με τον άξονα του κοχλία
 $M_0 = 2,51$ [kN×m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ
 $F_{NSd} = -12,57$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ
 $F_{MSd} = 12,57$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ
 $F_{x,Ed} = -12,57$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y
 $F_{z,Ed} = 12,57$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z
 $F_{Rdx} = 193,02$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x
 $F_{Rdz} = 193,02$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z

$$M_0 = N_{b4,Ed} \times e$$

$$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$$

$$F_{MSd} = M_0 \times \chi_{max} / \sum \chi_i^2$$

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |-12,57| < 193,02$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

(0,07)

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |12,57| < 193,02$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

(0,07)

Έλεγχος διατομής μειωμένης αντοχής λόγω ανοιγμάτων

$A = 32,02$ [cm²] Εμβαδόν διατομής τύπου C
 $A_{net} = 30,49$ [cm²] Περιοχή καθαρής διατομής
 $N_{uRd} = 1119,69$ [kN] Σχεδιαστική πλαστική αντοχή καθαρής διατομής
 $N_{plRd} = 1136,80$ [kN] Σχεδιαστική πλαστική αντοχή μεικτής διατομής

$$A_{net} = A - t \times d_0$$

$$N_{u,Rd} = (0.9 \times A_{net} \times f_{u4}) / \gamma_{M2}$$

$$N_{plRd} = A \times f_{y4} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \times N_{b4,Ed}| \leq N_{tRd} \quad |-25,14| < 1119,69$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

(0,02)

$$|0.5 \times N_{b4,Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |-25,14| < 1136,80$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

(0,02)

Έλεγχος ράβδου – απόσχιση

$A_{nt} = 11,98$ [cm²] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ
 $A_{nv} = 13,34$ [cm²] ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ
 $V_{effRd} = 518,01$ [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ

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

$$|0.5 \times N_{b4,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-25,14| < 518,01$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

(0,05)

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0,62



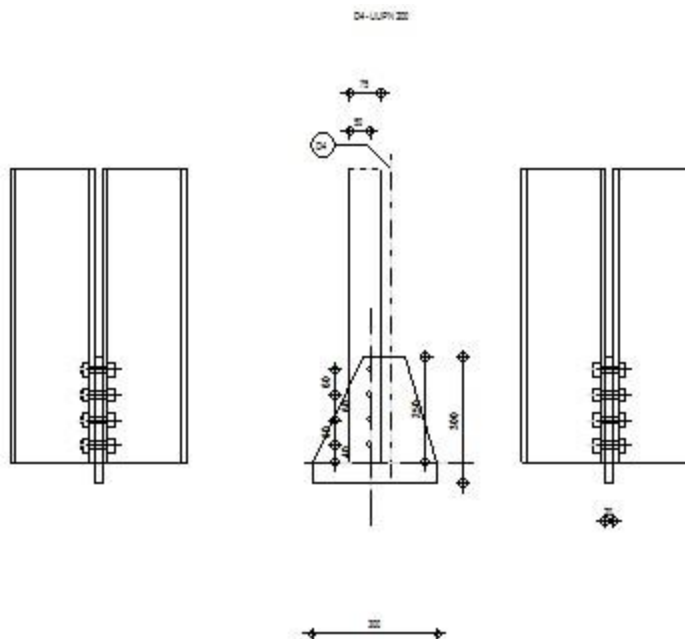
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

Υπολογισμοί συνδέσεως διαγώνιας ράβδου συνδέσμου δυσκαμψίας με τον φορέα

EN 1993-1-8:2005



ΛΟΓΟΣ
0,93



ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 4

Όνομα σύνδεσης: Gusset plate: single bar

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΡΑΒΔΟΙ

		ΡΑΒΔΟΣ 4					
ΔΙΑΤΟΜΗ :		ΣΥΡΝ 200					
	h	200					mm
	b _f	150					mm
	t _w	9					mm
	t _f	12					mm
	r	12					mm
	A	64,05					cm ²
ΥΛΙΚΟ		S235					
	f _y	235,00					MPa
	f _u	360,00					MPa
ΓΩΝΙΑ	α	90,0					Deg

ΚΟΧΛΙΕΣ

ΡΑΒΔΟΣ 4

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9

d = 16 [mm]

d₀ = 18 [mm]

A_s = 1,57 [cm²]

A_v = 2,01 [cm²]

f_{yb} = 900,00 [MPa]

f_{ub} = 1000,00 [MPa]

n = 4

ΚΕΝΟ ΚΟΧΛΙΑ 60;60;60 [mm]

e₁ = 40 [mm]

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

Διάμετρος οπής κοχλία

ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ

ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

ΟΡΙΟ ΔΙΑΡΡΟΗΣ

Εφελκυστική αντοχή κοχλία

ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Απόσταση του κέντρου βάρους του πρώτου κοχλία από το άκρο του μέλους

$e_1 =$	40	[mm]	Απόσταση του κέντρου βάρους του πρώτου κοχλίου από το άκρο του μέλους
$e_2 =$	50	[mm]	Απόσταση του άξονα των κοχλιών από το άκρο του μέλους
$e_c =$	0	[mm]	Απόσταση του άκρου του μέλους από την τομή των αξόνων των μελών

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

Συγκολλήσεις εξωραφής της συνδετικής πλάκας

$b =$	5	[mm]	ΑΚΜΗ b
-------	---	------	--------

ΣΥΝΔΕΤΙΚΗ ΠΛΑΚΑ

$l_p =$	300	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$h_p =$	300	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_p =$	20	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ

$h_1 =$	120	[mm]	ΤΟΜΗ
$v_1 =$	250	[mm]	ΤΟΜΗ
$h_2 =$	80	[mm]	ΤΟΜΗ
$v_2 =$	250	[mm]	ΤΟΜΗ
$h_3 =$	0	[mm]	ΤΟΜΗ
$v_3 =$	0	[mm]	ΤΟΜΗ
$h_4 =$	0	[mm]	ΤΟΜΗ
$v_4 =$	0	[mm]	ΤΟΜΗ

Κέντρο βάρους λεπίδας σε σχέση με το κέντρο βάρους των ράβδων (156;124)

$e_v =$	50	[mm]	Κάθετη απόσταση του άκρου της λεπίδας από την τομή των αξόνων του μέλους
$e_H =$	189	[mm]	Οριζόντια απόσταση του άκρου της λεπίδας από την τομή των αξόνων του μέλους

ΥΛΙΚΟ S235

$f_y =$	235,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ
---------	--------	-------	--------

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} =$	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$N_{b4,Ed} = 475,07$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΡΑΒΔΟΣ 4

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 193,02$ [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία $F_{v,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times A_v \times m / \gamma_{M2}$

Κοχλίες στη ράβδο

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bx} = 0,74$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΟΡΙΖΕΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \times d_0), \rho_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1x} = 145,07$ [kN] ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bz} = 0,93$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \times d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1z} = 181,33$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$

Κοχλίες στην πλάκα

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \times (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bx} = 0,56$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΟΡΙΖΕΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \times d_0), \rho_1/(3 \times d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,56 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2x} = 128,00$ [kN] ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ

$$F_{b,Rd2x} = k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \times (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \times (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bz} = 0,62$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \times d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,62 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2z} = 143,35$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i / \gamma_{M2}$

Έλεγχος σύνδεσης συμφώνα με τις δυνάμεις που εφαρμόζονται στους κοχλίες

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = -50$ [mm]	Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης σε σχέση με τον άξονα του κοχλία	
$M_0 = -23,75$ [kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = N_{b4,Ed} \times e$
$F_{NSd} = 118,77$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
$F_{MSd} = -118,77$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{MSd} = M_0 \times X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} = 118,77$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -118,77$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Rdx} = 128,00$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 143,35$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 118,77 < 128,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,93)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -118,77 < 143,35$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,83)

Έλεγχος διατομής μειωμένης αντοχής λόγω ανοιγμάτων

$A = 32,02$ [cm ²]	Εμβαδόν διατομής τύπου C	
$A_{net} = 30,49$ [cm ²]	Περιοχή καθαρής διατομής	$A_{net} = A - t \times d_0$
$N_{uRd} = 790,37$ [kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή καθαρής διατομής	$N_{u,Rd} = (0.9 \times A_{net} \times f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 752,53$ [kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή μεικτής διατομής	$N_{plRd} = A \times f_{y4} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \times N_{b4,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 237,54 < 790,37$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,30)
$ 0.5 \times N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 237,54 < 752,53$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,32)

Έλεγχος ραβδού – αποσχίση

$A_{nt} = 11,98$ [cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ
$A_{nv} = 13,34$ [cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

ΈΛΕΓΧΟΣ ΡΑΒΔΟΥ – ΑΠΟΣΧΙΣΗ

$A_{nt} =$	11,98	[cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$V_{effRd} =$	353,65	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd}=0.5 \times f_u \times A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \times f_y \times A_{nt} \nu / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \times N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$			$ 237,54 < 353,65$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,67)

ΣΥΝΔΕΣΗ ΠΛΑΚΑΣ

ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΕΞΩΡΑΦΗΣ

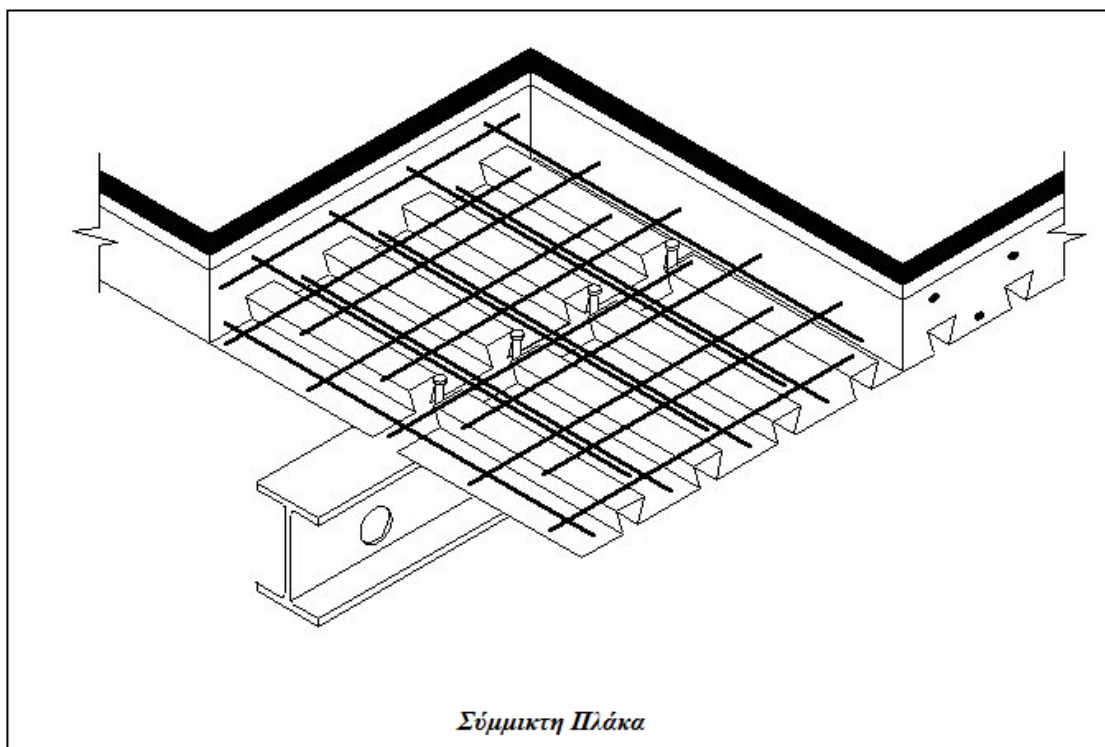
$e =$	39	[mm]	Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης σε σχέση με το μόνιωμα της συγκόλλησης	
$M_0 =$	9,31	[kN×m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = 0.5 \times N_{b1,Ed} \times \sin(\alpha) \times e$
$A_s =$	15,00	[cm ²]	Εμβαδόν συγκόλλησης	$A_s = a \times l$
$\sigma =$	282,50	[MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	$\sigma = 0.5 \times N_{b1,Ed} \times \sin(\alpha) / A_s + M_0 / W_{ys}$
$\sigma_{\perp} =$	199,76	[MPa]	Ονομαστική ορθή τάση στη συγκόλληση	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \times f_u / \gamma_{M2}$			$ 199,76 < 259,20$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,77)
$\tau_{\perp} =$	199,76	[MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\beta_w =$	0,85		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times \tau_{\perp}^2]} \leq f_u / (\beta_w \times \gamma_{M2})$			$399,52 > 338,82$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,75)

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0,93

4.4 Ανάλυση διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας

4.4.1 Γενικά

Τα τελευταία χρόνια η χρήση σύμμικτων πλακών έχει γίνει δημοφιλής και έχει αποτελέσει καθοριστικό παράγοντα στη διάδοση των μεταλλικών και σύμμικτων κατασκευών σε οικοδομικά έργα πολιτικού μηχανικού μικρής, αλλά και μεγάλης κλίμακας. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από μία επιφάνεια χαλυβδόφυλλων και από επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Επιπλέον στην πλάκα σκυροδέματος προβλέπεται ένας ελαφρύς άνω οπλισμός.



Στα πλεονεκτήματα της χρήσης σύμμικτης πλάκας μπορούμε να εντάξουμε τα παρακάτω:

- Αποφυγή χρήσης ξυλοτύπου. Τα χαλυβδόφυλλα μπορούν να χρησιμεύσουν ως ξυλότυπος για το σκυρόδεμα και ως επιφάνεια εργασίας (με ιδιαίτερη προσοχή), παραλαμβάνοντας τα φορτία διάστρωσης του σκυροδέματος. Επίσης στη φάση κατασκευής παρέχουν διαφραγματική λειτουργία που εξασφαλίζουν την κατασκευή από πιθανές πλάγιες δράσεις.
- Αυξημένη διαφραγματική λειτουργία, η οποία εξασφαλίζεται με ένα πλήθος διατμητικών ήλων, ικανών να αναλάβουν το σύνολο (ή ένα μέρος για μερική σύνδεση) της διαμήκου διάτμησης.

- Μικρότεροι χρόνοι κατασκευής. Η προσπέλαση ολόκληρης της επιφάνειας της πλάκας κατά την κατασκευή από τους εργάτες καθιστούν την κατασκευή της σύμμικτης πλακάς ευκολότερη και σαφώς γρηγορότερη.
- Επίτευξη μεγαλύτερων ανοιγμάτων.
- Επίτευξη μικρότερων στατικών υψών.
- Αυξημένη αντοχή έναντι πυρκαγιάς.

4.4.2 Χαλυβδόφυλλα

Η παραγωγή των χαλυβδόφυλλων γίνεται από εν ψυχρώ έλαση ταινιών χάλυβα (coils). Τα συνήθη πάχη τους κυμαίνονται μεταξύ 0,5 και 2,00mm και συνήθως για την προστασίας του έναντι διάβρωσης προβλέπεται στρώση γαλβανισμού 0,02mm ανά πλευρά. Τα χαλυβδόφυλλα παρέχονται σε καθορισμένα μήκη (συνήθως 4m), τα ύψη τους κυμαίνονται ανάλογα με το άνοιγμα της πλάκας από 45 έως 200mm και τα πλάτη του κάτω πέλματος από 150 έως 300mm. Ευρείας κυκλοφορίας μορφή χαλυβδόφυλλων είναι η τραπεζοειδής μορφή.



Τραπεζοειδής μορφή

Η τοποθέτηση των χαλυβδόφυλλων γενικά γίνεται κάθετα στις δοκούς και τοποθετούνται διατμητικοί ήλοι για εξασφάλιση της ακραίας αγκύρωσης τους. Οι διατμητικοί ήλοι τοποθετούνται συγκολλητοί δια μέσου του φύλλου στην περίπτωση που το φύλλο έχει πάχος έως 1,25mm ή σε έτοιμες οπές όταν το πάχος του είναι μεγαλύτερο. Το ελάχιστο πλάτος έδρασης αμφιέριστων χαλυβδόφυλλων είναι 50mm σε χάλυβα ή σκυρόδεμα και 70mm σε οποιοδήποτε άλλο υλικό (π.χ. ξύλο, φέρουσα τοιχοποιία). Τα αντίστοιχα ελάχιστα πλάτη έδρασης για συνεχή χαλυβδόφυλλα είναι 75 και 100mm. Σε περίπτωση υπερκάλυψης των φύλλων στις θέσεις των στηρίξεων, τα ελάχιστα πλάτη υπερκάλυψης είναι 25 και 30mm, ανάλογα με το υλικό.

Κατά τη φάση της τα χαλυβδόφυλλα παραλαμβάνουν τα ακόλουθα φορτία:

- Τα ίδια βάρη τους. Προσδιορίζονται από τις ονομαστικές διαστάσεις των στοιχείων.
- Τα ίδια βάρη του σκυροδέματος. Στα ίδια βάρη του σκυροδέματος πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι το πραγματικό ύψος της πλάκας μπορεί να προκύψει μεγαλύτερο, λόγω των

παραμορφώσεως του χαλυβδόφυλλου. Γι αυτό ο Ευρωκώδικας 4 προβλέπει μια αύξηση του πάχους τη πλάκας κατά $0,7\delta$, αν το βέλος του χαλυβδόφυλλου δ , λόγω του ίδιου βάρους του και του βάρους του σκυροδέματος ξεπερνά το $1/250$ ή 20mm , όπου l :άνοιγμα πλάκας.

- Τα κατακόρυφα φορτία διάστρωσης του σκυροδέματος. Από τον Ευρωκώδικα 4 προβλέπεται ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο $0,75\text{kN/m}^2$ και ένα κινητό φορτίο $0,75\text{kN/m}^2$ που δρα σε επιφάνεια $3\times 3\text{m}$.
- Οριζόντια φορτία αν πρόκειται να εξασφαλίσουν διαφραγματική λειτουργία κατά τη φάση της κατασκευής. Τα φορτία αυτά προέρχονται κυρίως από πλευρικές δυνάμεις εκτροπής άλλων δομικών στοιχείων, την ευστάθεια των οποίων εξασφαλίζουν τα χαλυβδόφυλλα.

4.4.3 Σύμμικτη Πλάκα Σκυροδέματος

Όταν οι σύμμικτες πλάκες δέχονται οριζόντια φορτία λειτουργούν ως διαφράγματα ενώ όταν δέχονται κατακόρυφα φορτία λειτουργούν ως «πλάκες». Από στατική άποψη λειτουργούν ως δοκοί και για αυτές υπολογίζονται ροπές και τέμνουσες αντοχής. Επιπλέον υπολογίζεται η μεταφορά διαμήκους διάτμησης γιατί πρόκειται για σύμμικτα στοιχεία. Στην περίπτωση που επιβάλλονται σημαντικά συγκεντρωμένα φορτία πρέπει να γίνεται και έλεγχος έναντι διάτμησης. Από τον Ευρωκώδικα 4 ορίζεται συνολικό ελάχιστο πάχος πλάκας σκυροδέματος και χαλυβδόφυλλου, $\min h = 80\text{mm}$ και ελάχιστο πάχος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο, $\min h_c = 40\text{mm}$. Αν οι αυλακώσεις της πλάκας είναι παράλληλες στη διεύθυνση της σιδηροδοκού και η πλάκα συμμετέχει στη λειτουργία της δοκού ή αν πρέπει να εξασφαλίζεται διαφραγματική λειτουργία τα ελάχιστα πάχη γίνονται αντίστοιχα, $\min h = 90\text{mm}$ και $\min h_c = 50\text{mm}$. Μέσα στο ύψος h_c πρέπει να τοποθετείται ελάχιστος διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός, εμβαδού $80\text{mm}^2/\text{m}$ ανά κατεύθυνση.

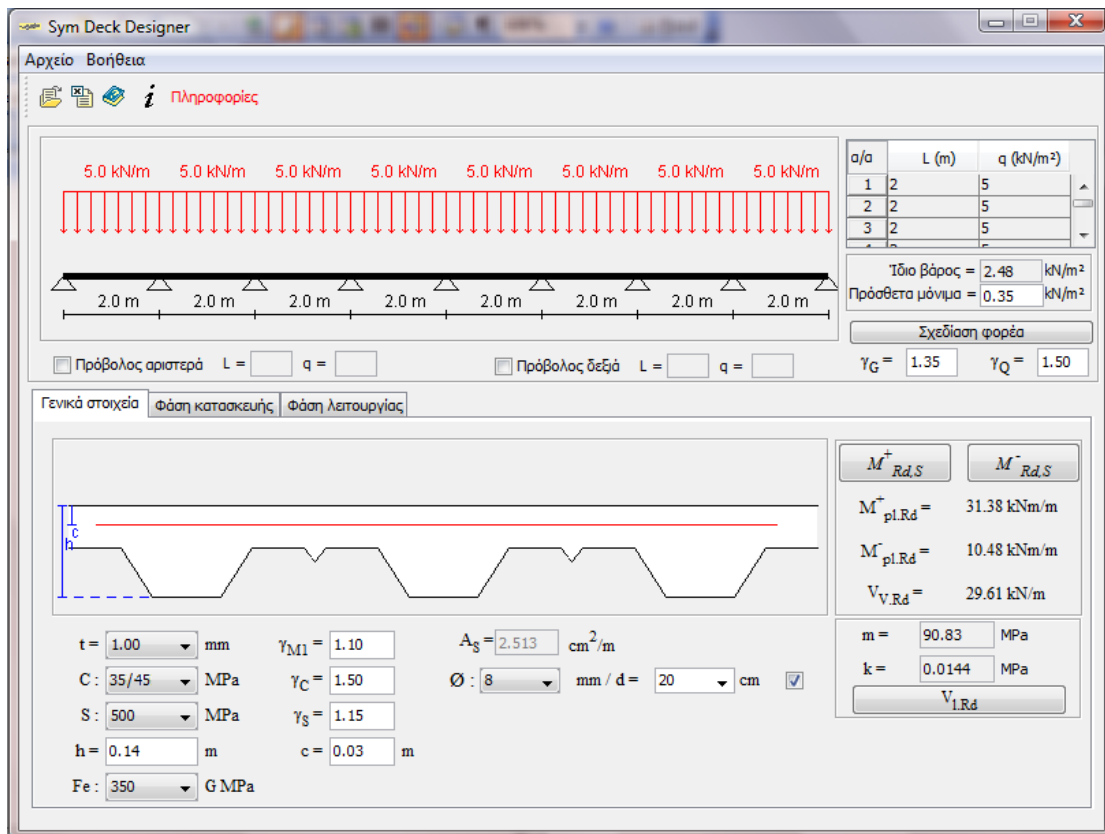
4.4.4 Υπολογισμοί

Ο υπολογισμός της πλάκας σκυροδέματος και του χαλυβδόφυλλου έγινε με το λογισμικό SymDeck Designer.

Γενικά στοιχεία:

- Συνολικό πάχος πλάκας σκυροδέματος και χαλυβδόφυλλου h : $h = 0,14\text{m}$

- Ποιότητα σκυροδέματος: C35/45
- Ποιότητα χάλυβα οπλισμού: B500c (S500)
- Ποιότητα χάλυβα χαλυβδόφυλλου Fe: Fe350G (MPa)
- Συντελεστής ασφαλείας μόνιμων δράσεων γ_G : $\gamma_G=1,35$
- Συντελεστής ασφαλείας κινητών δράσεων γ_Q : $\gamma_Q=1,50$
- Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα χαλυβδόφυλλου γ_{M1} : $\gamma_{M1}=1,10$
- Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος γ_c : $\gamma_c=1,50$
- Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα οπλισμού γ_s : $\gamma_s=1,15$
- Πάχος χαλυβδόφυλλου t : $t=1,00\text{mm}$
- Επικάλυψη οπλισμού c : $c=0,03\text{m}$
- Διάμετρος οπλισμών \emptyset : $\emptyset=8\text{mm}$
- Απόσταση οπλισμών d : $d=20\text{cm}$
- Άνοιγμα φατνωμάτων L : $L=2,00\text{m}$
- Αριθμός φατνωμάτων N : $N=8$
- Κινητό φορτίο πλάκας q : $q=5,00\text{KN/m}^2$
- Πρόσθετα μόνιμα πλάκας: $0,35\text{KN/m}^2$



Έλεγχος στη φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός έγινε βασιζόμενος στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ελέγχθηκε η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο, με το δεδομένο το στατικό σύστημα φαίνεται παραπάνω. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν στις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης (Τμήμα 1.3) . Ακόμα θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4. Για τον υπολογισμό των δρωσών ροπών, εξήχθη η περιβάλλουσα ροπών κάμψης του φορέα κατά τη φάση κατασκευής, σύμφωνα με τις φορτίσεις που ορίζονται στον Ευρωκώδικα 4. Για τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας καμπτικών ροπών του φορέα εφαρμόζονται τα ακόλουθα φορτία:

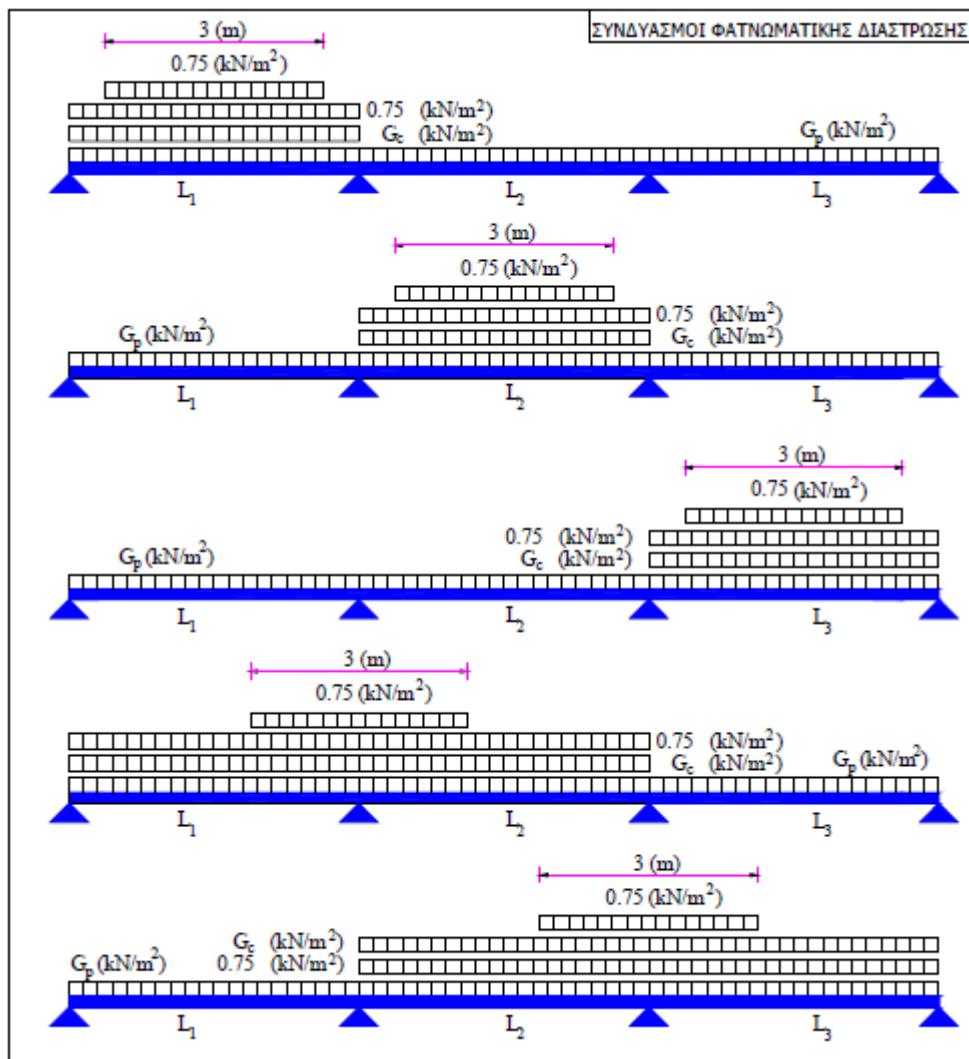
- Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου G_p (Μόνιμη φόρτιση).
- Ίδιο βάρος έγχυτου σκυροδέματος G_c (Μόνιμη φόρτιση). Για το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, λαμβάνονται υπόψη δύο περιπτώσεις:

α) Φατνωματική διάστρωση (σκυροδετείται πρώτα κάποιο φάτνωμα με το προβλεπόμενο πάχος και στη συνέχεια σκυροδετείται κάποιο άλλο φάτνωμα (βλ. Σχήμα 4.1).

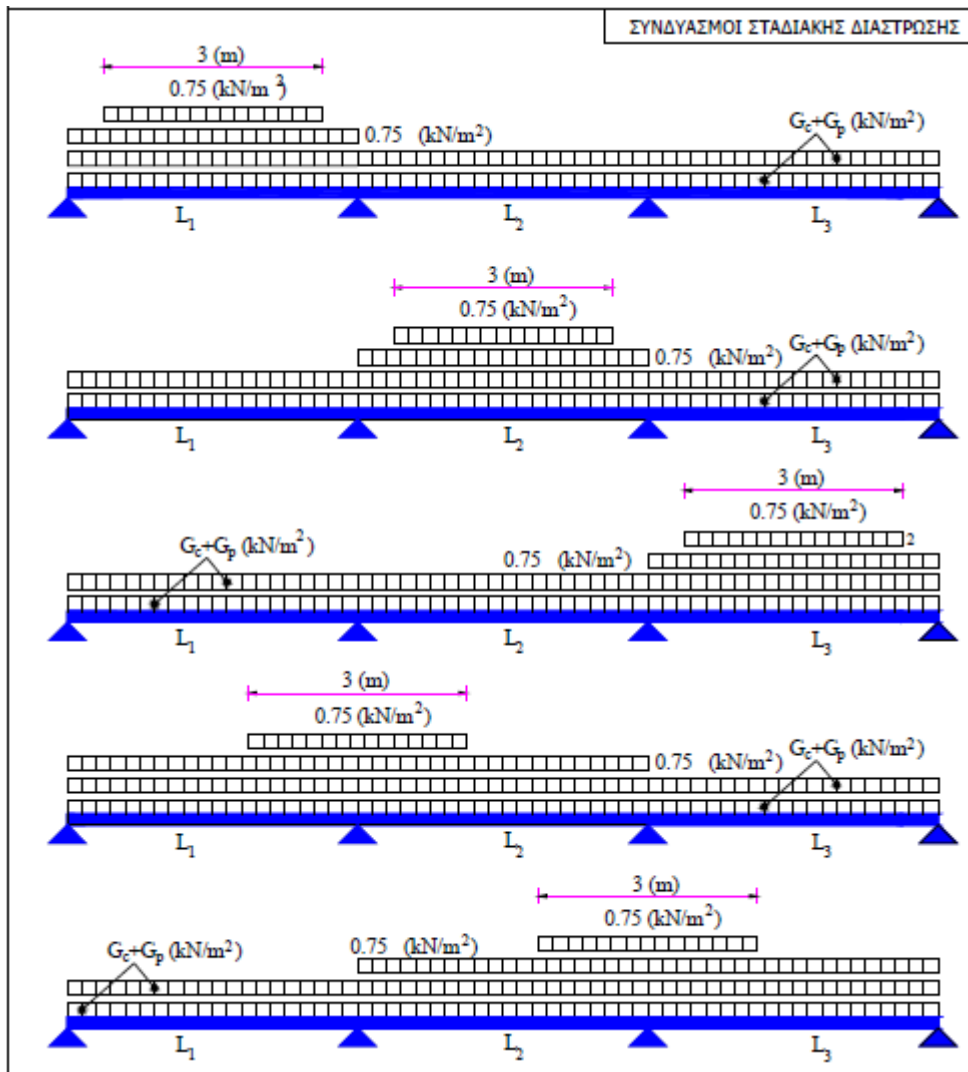
β) Σταδιακή διάστρωση. Η πλάκα διαστρώνεται σε διαδοχικές στρώσεις που καταλαμβάνουν το σύνολο του μήκους της πλάκας (βλ. Σχήμα 2).

- Φορτίο διάστρωσης (λαμβάνεται ως ωφέλιμο φορτίο). Ως φορτίο διάστρωσης λαμβάνεται ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο $1,50 \text{ KN/m}^2$, το οποίο δρα σε επιφάνεια $3\text{m} \times 3\text{m}$. Στη δική μας περίπτωση, επειδή οι αποστάσεις των στηρίξεων-δοκών είναι μικρότερες, δρα σε επιφάνεια πλευράς ίσης με το μήκος του ανοίγματος (δηλαδή $2\text{m} \times 2\text{m}$). Επίσης λαμβάνεται ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο $0,75 \text{ KN/m}^2$ που δρα στην περιοχή που απομένει, ανάλογα με το αν υπολογίζεται η μέγιστη αρνητική ή θετική δρώσα ροπή κάμψης. Για τα παραπάνω φορτία γίνεται θεώρηση της πλέον δυσμενούς φόρτισης στο χαλυβδόφυλλο, όπως φαίνεται στα Σχήματα 1 και 2 που ακολουθούν.

Σχήμα 4.1-Φαντωματική διάστρωση



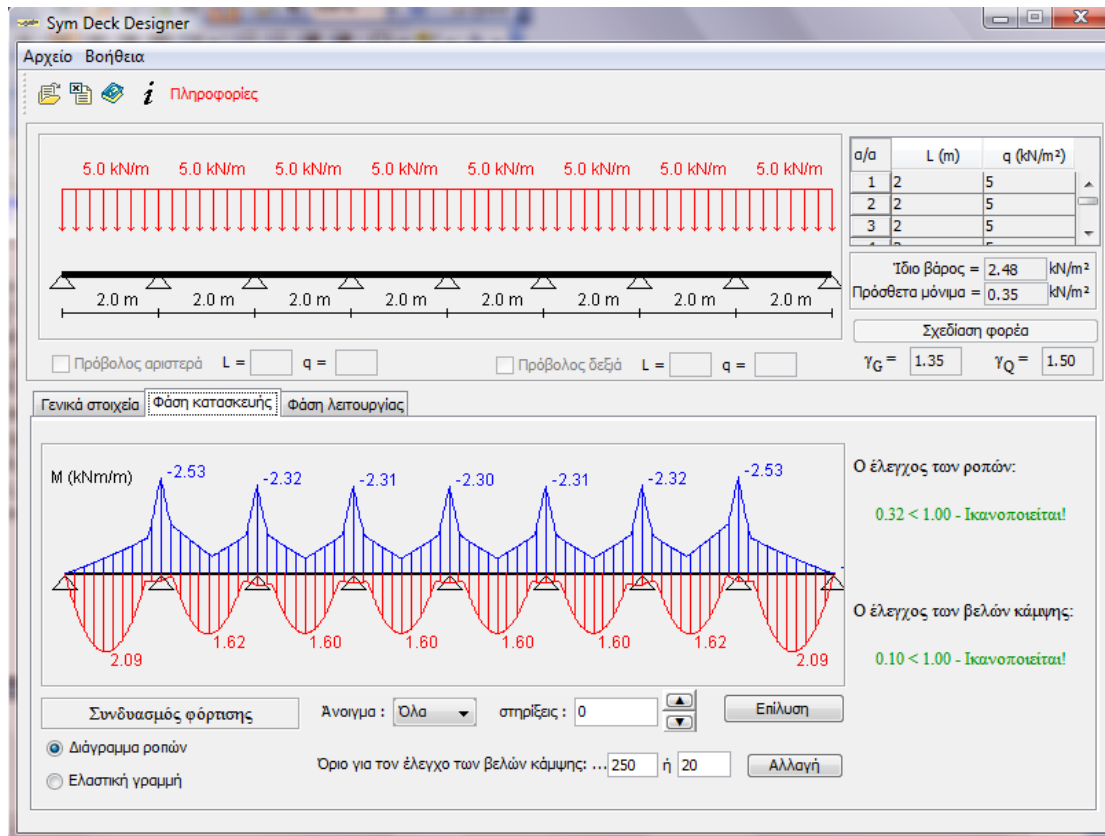
Σχήμα 4.2-Σταδιακή διάστρωση



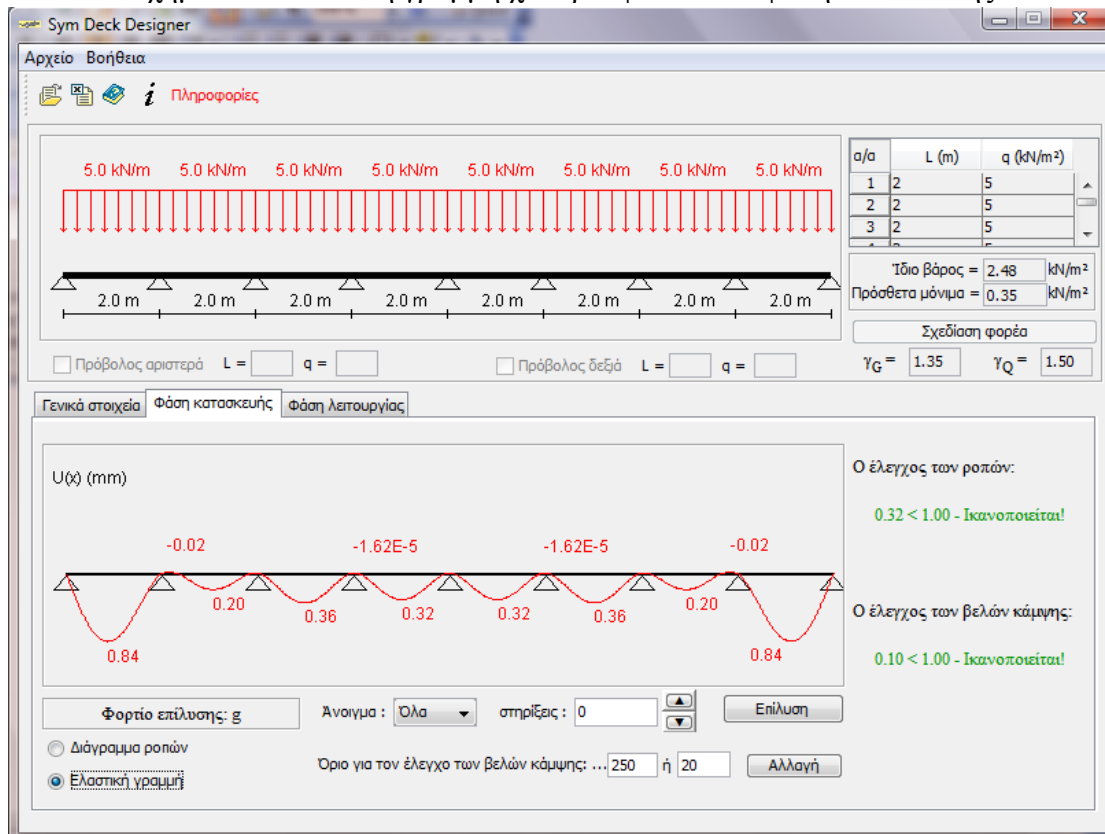
Στον έλεγχο της οριακής κατάστασης αστοχίας, λαμβάνεται συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1,35 για τις μόνιμες δράσεις και για τις μεταβλητές δράσεις, δηλαδή τα φορτία διάστρωσης, λαμβάνεται συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1,50. Για την εύρεση της ροπής αντοχής λαμβάνεται υπόψη η ενεργός διατομή του χαλυβδόφυλλου. Στον έλεγχο της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, λαμβάνονται συντελεστές ασφαλείας φορτίων ίσοι με 1,00. Για την μόρφωση της ελαστικής γραμμής λήφθηκε υπόψη η δυσκαμψία της πλήρους διατομής του χαλυβδόφυλλου.

Στις εικόνες που ακολουθούν φαίνεται ότι οι έλεγχοι ροπών κάμψης και βελών κάμψης ικανοποιούνται ($0,32 < 1,00$ και $0,10 < 1,00$ αντίστοιχα). Επίσης παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης (Σχ.4.3) και της ελαστικής γραμμής των χαλυβδόφυλλων (Σχ.4.4).

Σχήμα 4.3-Διάγραμμα ροπών κάμψης χαλυβδόφυλλου σε φάση κατασκευής



Σχήμα 4.4-Ελαστική γραμμή χαλυβδόφυλλου σε φάση κατασκευής



Έλεγχος στη φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας, στατικό σύστημα του φορέα θεωρείται αυτό που προκύπτει μετά την απομάκρυνση πιθανών ενδιάμεσων υποστυλώσεων και υποστηρίξεων. Στην περίπτωσή μας πρόκειται για το στατικό σύστημα που χρησιμοποιήθηκε και στη φάση κατασκευής, αφού δε χρησιμοποιήθηκαν ενδιάμεσες στηρίξεις. Τα φορτία που δρουν σ' αυτή τη φάση, στη σύμμικτη πλάκα είναι τα ίδιο βάρος G και το κινητό φορτίο Q . Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών του σύμμικτου φορέα λόγω των παραπάνω δράσεων, θεωρήθηκε ότι το ωφέλιμο φορτίο Q δρα σ' όλη την επιφάνεια του φορέα. Διενεργήθηκαν οι εξής δύο έλεγχοι:

- Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας:

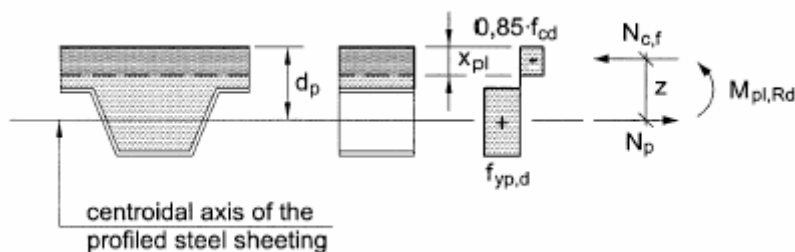
Ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας γίνεται βάση τον συνδυασμό φορτίων $1,35G + 1,50Q$ από τον οποίο προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη $E Sd$. Στην κατάσταση αυτή ελέγχεται η αντοχή του χαλυβδόφυλλου σε θετικές ροπές $M sd+$, αντοχής του σε αρνητικές ροπές $M sd-$, η αντοχής του σε κατακόρυφη διάτμηση $V sd.v$ και η αντοχή του σε διαμήκη διάτμηση $V sd.l$.

- Έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας:

Ο έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας γίνεται βάση τη φόρτιση $1,00G + 1,00Q$. Επιπλέον με το συνδυασμό $1,00G + 1,00Q$ μορφώνεται και η ελαστική γραμμή του φορέα.

Τις αντοχές τις διατομής τις υπολογίσαμε με βάση τις παρακάτω σχέσεις:

- Αντοχή έναντι θετικής ροπής κάμψης (ουδέτερος άξονας πάνω από το χαλυβδόφυλλο).



Θλιπτική δύναμη: $N_{c,f} = b \times z \times 0,85 \times f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη: $N_p = A_p \times f_{y p, d}$

Θέση ουδέτερου άξονα: $z = (A_p \times f_{y p, d}) / (b \times 0,85 \times f_{cd}) \leq h_c$

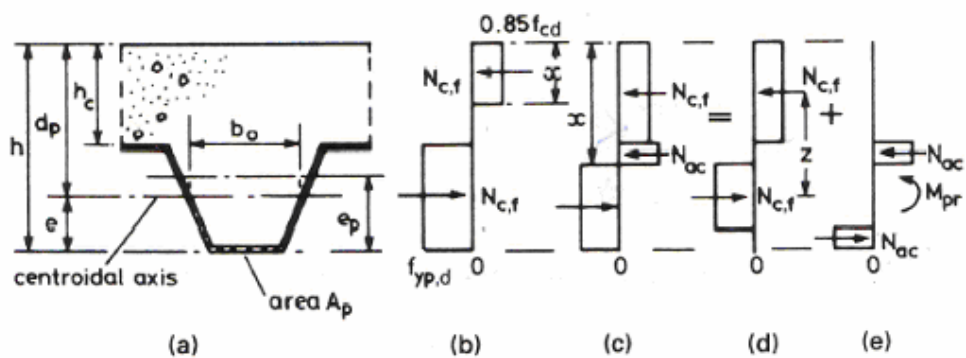
Πλαστική ροπή αντοχής: $M_{p l, R d} = N_p \times (d_p - z/2)$

όπου:

A_p : εμβαδό χάλυβα χαλυβδόφυλλων

d_p : θέση κέντρου βάρους χαλυβδόφυλλου

- Αντοχή έναντι θετικής ροπής κάμψης (ουδέτερος άξονας κάτω από το χαλυβδόφυλλο).



$$z = h - 0,5 \times h_c - e_p + (e_p - e) \times N_{c,f} / N_p$$

$$M_{pr} = 1,25 \times M_{pa} \times (1 - N_{c,f} / N_p) \leq M_{pa}$$

όπου:

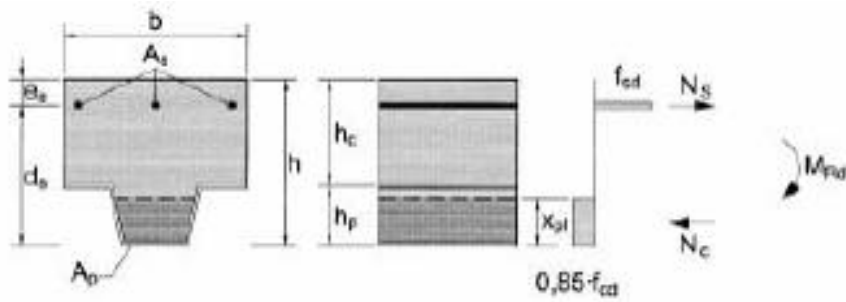
$N_{c,f}$, N_p από τις παραπάνω εξισώσεις

$$x = h_c$$

M_{pa} : πλαστική ροπή χαλυβδόφυλλου

Πλαστική ροπή αντοχής: $M_{pl,Rd} = N_{c,f} \times z + M_{pr}$

- Αντοχή έναντι αρνητικής ροπής κάμψης.



Εφελκυστική δύναμη: $N_s = A_s \times f_{sd}$

Θλιπτική δύναμη: $N_c = b_p \times x_{pl} \times 0,85 \times f_{cd}$

Ουδέτερος άξονας: $x_{pl} = N_s / (b_p \times 0,85 \times f_{cd})$

όπου:

A_s = εμβαδόν σιδηροπλισμού πλάκας

b_p = μέσο πλάτος κυψέλης χαλυβδόφυλλου

e_s = επικάλυψη οπλισμό πλάκας

Πλαστική ροπή αντοχής: $M_{pl,Rd} = N_s (h - e_s - x_{pl}/2)$

- Αντοχή έναντι κατακόρυφης διάτμησης

$V_{v,Rd} = b_o \times d_p \times \tau_{Rd} \times k_v \times (1,2 + 40 \rho)$

όπου:

b_o : από το παραπάνω σχήμα

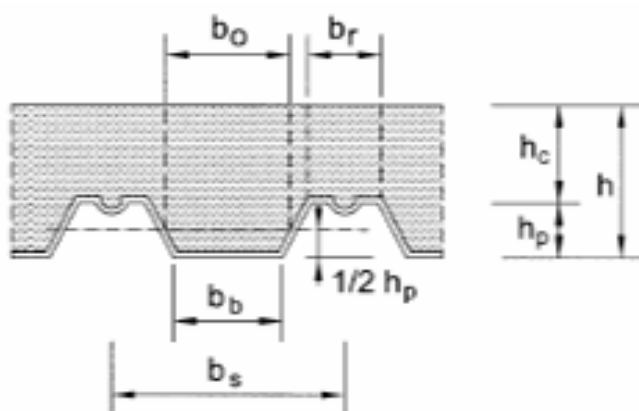
d_p : στατικό ύψος της πλάκας

$\tau_{Rd} = 0,25 \times f_{ctk} \times 0,05 / \gamma_c$

$\rho = A_p / (b_o \times d_p) < 0,02$

$k_v = (1,6 - d_p) \geq 1$, με d_p σε m

Ως εμβαδόν A_p του χαλυβδόφυλλου θεωρείται η ενεργός επιφάνειά του, αμελώντας τα εντυπώματα, η οποία εμπεριέχεται όμως στο πλάτος b_o .



- Αντοχή έναντι διαμήκουσ διάτμησης.

$$V1, R_d = \{ (b \times d_p \times [m \times A_p / (b \times L_s) + k]) \} / \gamma_{vs}$$

όπου:

b : χαρακτηριστικό πλάτος υπολογισμού της σύμμικτης πλάκας σε mm

d_p : στατικό ύψος της πλάκας σε mm

A_p : το ονομαστικό εμβαδόν του χαλυβδόφυλλου σε mm²

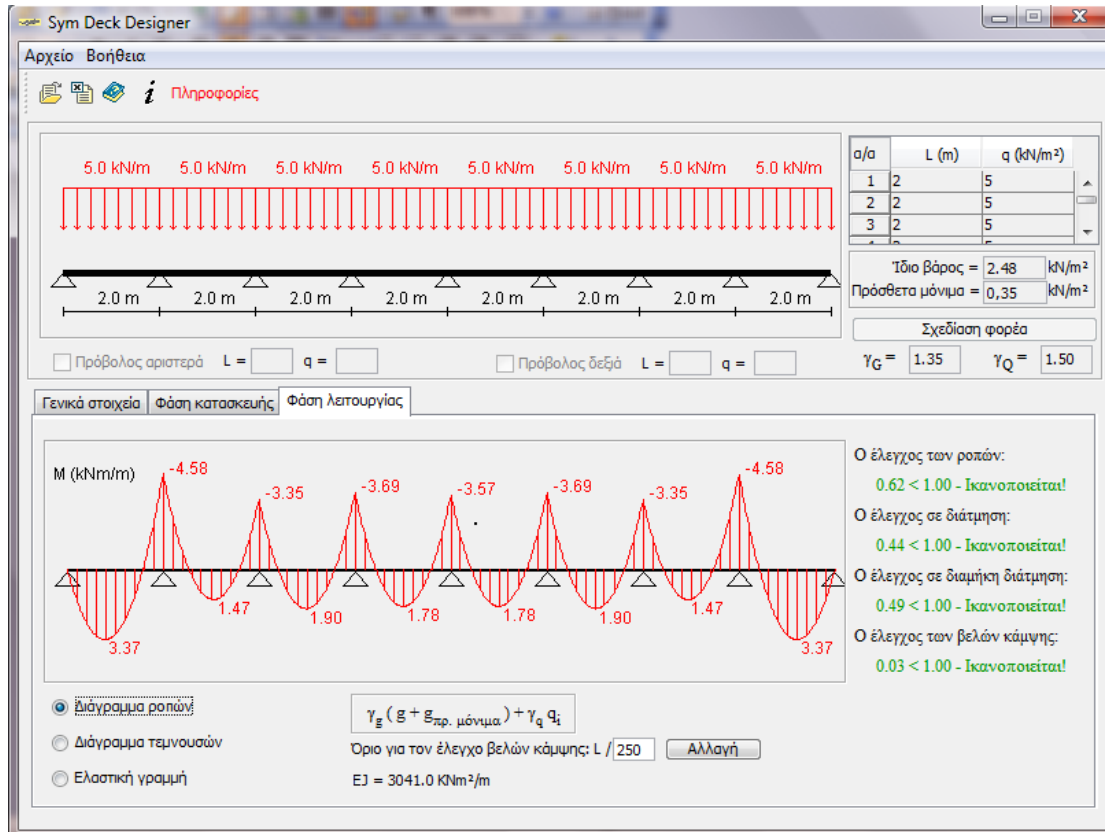
L_s : διατμητικό άνοιγμα σε mm

$$\gamma_{vs} = 1,25$$

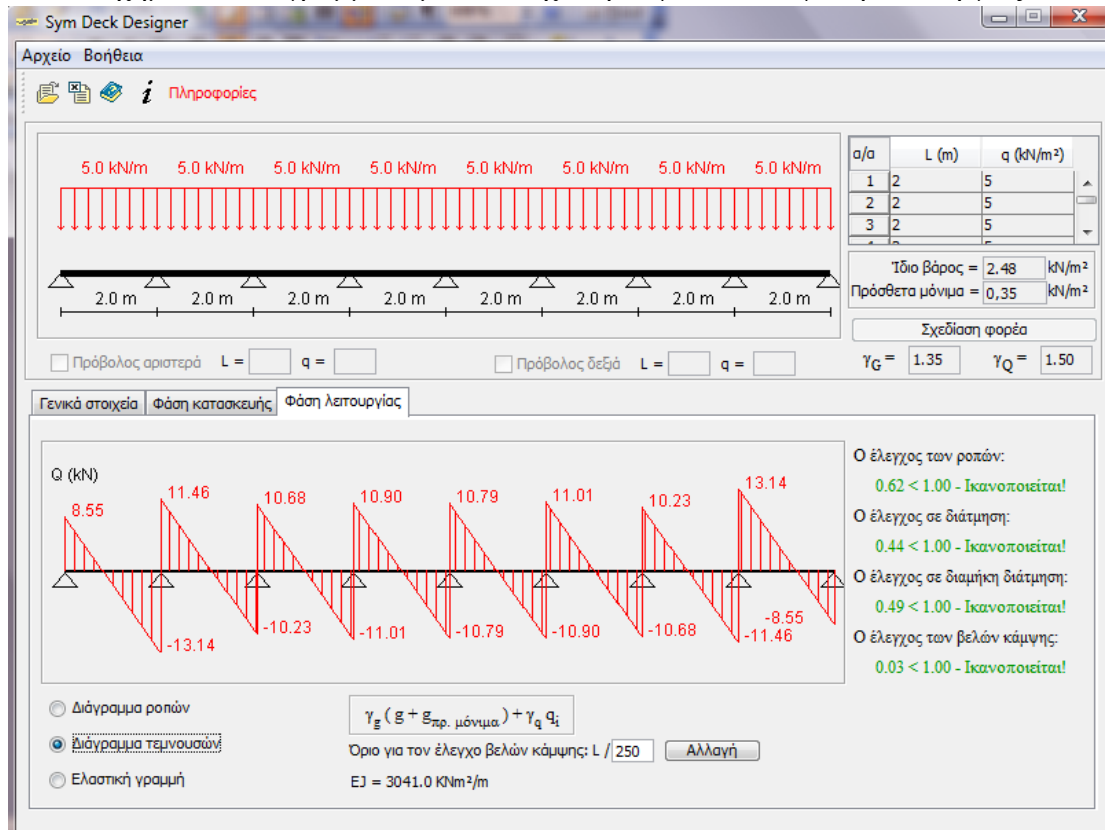
m, k : χαρακτηριστικές τάσεις σε N/mm² που έχουν δοθεί από εργαστηριακές μετρήσεις-πειράματα.

Στις εικόνες που ακολουθούν φαίνεται ότι οι έλεγχοι ροπών κάμψης, σε ορθή διάτμηση, σε διαμήκη διάτμηση και βελών κάμψης ικανοποιούνται ($0,62 < 1,00 / 0,44 < 1,00 / 0,49 < 1,00 / 0,03 < 1,00$ αντίστοιχα). Επίσης παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης (Σχ.4.5), τα διαγράμματα τεμνουσών (Σχ.4.6) και ελαστικής γραμμής των χαλυβδόφυλλων (Σχ.4.7).

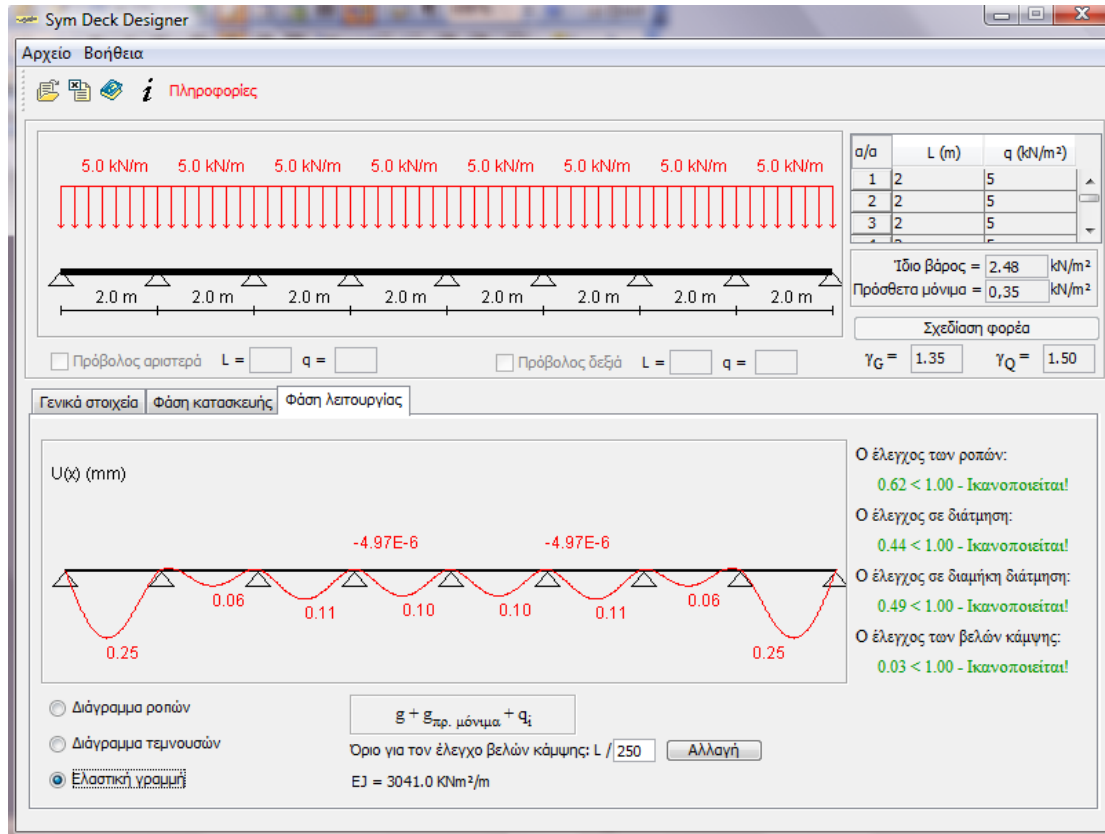
Σχήμα 4.5-Διάγραμμα ροπών κάμψης χαλυβδόφυλλου σε φάση λειτουργίας



Σχήμα 4.6-Διάγραμμα τεμνουσών χαλυβδόφυλλου σε φάση λειτουργίας



Σχήμα 4.7-Ελαστική γραμμή χαλυβδόφυλλου σε φάση λειτουργίας



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Σύγκριση κτηρίων - Συμπεράσματα

5.1 Εισαγωγή

Στην παρούσα διπλωματική πραγματοποιήθηκε η μελέτη ενός εμπορικού κτηρίου, στο οποίο αντικαταστάθηκαν οι δικτυωτές κύριες δοκοί κατά Χ και κατά Υ, που προβλέπονταν από την υπάρχουσα μελέτη, με άλλες σύμμικτες δοκούς. Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει σύγκριση της μελέτης σύμμικτης κατασκευής που έγινε, με τη μελέτη που υπάρχει και εκπονείται ήδη, για το εμπορικό κέντρο, και θα εξαχθούν χρήσιμα συμπεράσματα όσον αφορά τη «διαμάχη» μεταξύ σύμμικτων και αμιγώς μεταλλικών κτηρίων. Η σύγκριση θα γίνει λαμβάνοντας υπόψη τα παρακάτω κριτήρια:

- Απαιτούμενος Χρόνος Κατασκευής
- Κόστος Κατασκευής
- Λειτουργικότητα Κατασκευής

Αμιγώς Μεταλλικό Κτήριο



5.2 Σύγκριση κτηρίων

Απαιτούμενος χρόνος κατασκευής

Στην σύμμικτη κατασκευή εντοπίζονται πλεονεκτήματα όσον αφορά την μεγαλύτερη ταχύτητα κατασκευής σε σχέση με την ταχύτητα κατασκευής απλών μεταλλικών κτηρίων με ολόσωμες ή έγχυτες πλάκες σκυροδέματος που δεν συνεργάζονται με τα μεταλλικά στοιχεία (δοκάρια κύρια και δευτερεύοντα) που τις υποστηρίζουν.

Στις σύμμικτες κατασκευές για συνήθη ανοίγματα, όπως και αυτά που εντοπίζονται στη δική μας κατασκευή, αποφεύγεται η χρήση ξυλοτύπου. Σ' αυτήν την περίπτωση τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως ξυλότυπος για το σκυρόδεμα, με σημαντικό όφελος στην ταχύτητα κατασκευής. Αποτελώντας μια σχετικά ασφαλή

επιφάνεια εργασίας είναι εύκολα και γρήγορα προσβάσιμη στους εργάτες. Επιπλέον μοναδικές ιδιότητες των χαλυβδόφυλλων καταστρώματος που συνδυάζουν υψηλή ακαμψία με μικρό βάρος διευκολύνουν σημαντικά την μεταφορά και προσωρινή φύλαξη των υλικών. χαρακτηριστικά ένα φορτηγό μπορεί να μεταφέρει έως 1500m² δαπέδου και ένα συνεργείο τεσσάρων ατόμων μπορεί να διαστρώσει 400m² καταστρώματος την ημέρα. Τα πανέλα είναι ελαφρά, προκατασκευασμένα στοιχεία που μπορούν εύκολα να μεταφερθούν και να τοποθετηθούν από δύο ως τρία άτομα. Αντίθετα στα απλά μεταλλικά κτίρια με έγχυτες-μη συνεργαζόμενες πλάκες γίνεται χρήση κανονικού ξυλότυπου (σανίδες, σκαλωσιές κλπ), γεγονός που απαιτεί επιπλέον κόστος και χρόνο τόσο για την τοποθέτηση, όσο και για την αφαίρεση του ξυλότυπου. Επίσης στο αμέσως χαμηλότερο επίπεδο από αυτό της πλάκας, δυσκολεύονται ή καθίστανται αδύνατες οι μετακινήσεις εργατών και μηχανημάτων. Ένα ακόμα μειονέκτημα αυτού του είδους ξυλοτύπου είναι η αβεβαιότητα σταθερότητας του και οι κίνδυνοι που μπορεί να επιφυλάσσει στο εργατικό προσωπικό.

Ένα ακόμη πλεονέκτημα των σύμμικτων πλακών στη φάση κατασκευής, είναι ότι τα χαλυβδόφυλλα της σύμμικτης πλάκας, παρέχουν διαφραγματική λειτουργία και εξασφαλίζουν την κατασκευή από πιθανές πλάγιες δράσεις. Αντίθετα σε απλά μεταλλικά κτίρια με έγχυτες-μη συνεργαζόμενες πλάκες είναι επιτακτική η χρήση προσωρινών κατακόρυφων και οριζόντιων συνδέσμων που θα εξασφαλίζουν το υπό κατασκευή κτήριο από τυχόν πλευρικές φορτίσεις.

Κόστος κατασκευής

Στην παράγραφο που ακολουθεί επιχειρείται μια κοστολογική σύγκριση των δύο κτηρίων (παρούσα μελέτη -υφιστάμενη μελέτη) και εξάγονται κάποια επιμέρους συμπεράσματα και παρατηρήσεις για την οικονομικότητα ή μη των δύο ειδών κατασκευών (σύμμικτης- αμιγώς μεταλλικής). Η σύγκριση κόστους των δύο κατασκευών θα γίνει βάσει ποσοτικών κριτηρίων, όπως το συνολικό βάρος του δομικού χάλυβα, ο όγκος του έγχυτου σκυροδέματος της πλάκας, ο σιδηροπλισμός της πλάκας, το εμβαδόν των χαλυβδόφυλλων, το πλήθος και το βάρος των διατμητικών συνδέσμων. Η σύγκριση επί αυτών των παραγόντων επιλέχθηκε γιατί αποτελούν αντικειμενικά κριτήρια προμέτρησης. Ποιοτικοί παράγοντες όπως η εξειδίκευση του εργατικού προσωπικού ή η υπάρχουσα τεχνογνωσία πάνω στο αντικείμενο των σύμμικτων κατασκευών, δεν λήφθηκαν υπόψη, καθώς είναι υποκειμενικοί και ασταθείς παράγοντες, που εξαρτώνται από τις συνθήκες της εκάστοτε αγοράς, την εξειδίκευση του επιστημονικού προσωπικού του έργου, αλλά και της χώρας στην οποία υλοποιείται το έργο.

Για το αμιγώς μεταλλικό κτήριο προκύπτουν τα παρακάτω συνολικά αποτελέσματα:

- Συνολικό βάρος σκυροδέματος: 878,5 ton
 - Συνολικό βάρος ήλων: 0,12 ton
 - Συνολικό βάρος σιδηροπλισμού: 12,95 ton
 - Συνολικό βάρος χαλυβδόφυλλων: 55,48 ton
 - Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα: 385,08 ton
- ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ= 1332,12 ton

Αναλυτικότερα τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 5.1- Προμέτρηση Αμιγώς Μεταλλικού Κτηρίου

ΠΛΑΚΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	Ποιότητα υλικού	Ύψος h (m)	Πάχος d(m)	Διάμετρος Φ(mm)	Επιφάνεια Α(m ²)	Ανηγμένη Επιφάνεια Α(m ²)	Όγκος V (m ³)	Αριθμός μελών N	Συνολικό μήκος L(m)	Βάρος w (Kgr/m)	Βάρος W (Kgr)	Βάρος W (ton)
Έγχυτο Σκυρόδεμα	C35/45	-	0,140	-	2510,000	-	351,40	-	-	-	878500,00	878,50
Χαλυβδόφυλλα	Fe350G	-	0,001	-	2510,000	4241,90	-	946	-	-	55484,05	55,48
Διατμητικοί Ήλοι	S355	0,12	-	19,00	-	-	-	3563	-	-	116,17	0,12
Σιδηροπλισμός	B500c	-	-	8,00	-	-	-	669	32772,45	-	12945,12	12,95
ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ									Συνολικό βάρος σκυροδέματος (t)=		878,50	
									Συνολικό βάρος ήλων (t)=		0,12	
									Συνολικό βάρος σιδηροπλισμού (t)=		12,95	
SHS 400X12,5	S355	400,00	0,0125	-	0,0192	-	-	38	657,40	151,00	99267,40	99,27
SHS 100X4	S355	100,00	0,0040	-	0,0015	-	-	148	370,00	11,90	4403,00	4,40
SHS 120X5	S355	120,00	0,0050	-	0,0023	-	-	1144	3222,00	17,80	57351,60	57,35
SHS 120X6	S355	120,00	0,0060	-	0,0028	-	-	166	415,00	22,20	9213,00	9,21
SHS 140X8	S355	140,00	0,0060	-	0,0033	-	-	301	752,50	32,60	24531,50	24,53
SHS 140X10	S355	140,00	0,0100	-	0,0051	-	-	67	167,50	40,00	6700,00	6,70
SHS 180X6	S355	180,00	0,0060	-	0,0043	-	-	130	1184,00	34,00	40256,00	40,26
SHS 180X8	S355	180,00	0,0080	-	0,0054	-	-	57	912,00	42,70	38942,40	38,94
SHS 180X10	S355	180,00	0,0100	-	0,0067	-	-	35	560,00	52,50	29400,00	29,40
IPE180	S355	180,00	-	-	0,0024	-	-	96	384,00	18,80	7219,20	7,22
IPE200	S355	200,00	-	-	0,0029	-	-	166	668,80	22,40	14981,12	14,98
IPE240	S355	240,00	-	-	0,0039	-	-	30	1720,25	30,70	52811,68	52,81
								Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα (t)=		385,08		
								Συνολικό βάρος χαλυβδόφυλλων (t)=		55,48		
								ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ (t) =		1332,12		

Για το σύμμικτο κτήριο που μελετήθηκε από την παρούσα διπλωματική, προκύπτουν τα παρακάτω συνολικά αποτελέσματα:

- Συνολικό βάρος σκυροδέματος: 621,98 ton
 - Συνολικό βάρος ήλων: 0,12 ton
 - Συνολικό βάρος σιδηροπλισμού: 10,16 ton
 - Συνολικό βάρος χαλυβδόφυλλων: 55,48 ton
 - Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα: 389,26 ton
- ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ= 1077,03 ton

Αναλυτικότερα τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 5.2-Προμέτρηση Σύμμικτου Κτηρίου

ΠΛΑΚΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	Ποιότητα υλικού	Ύψος h (m)	Πάχος d(m)	Διάμετρος Φ(mm)	Επιφάνεια A(m ²)	Ανηγμένη Επιφάνεια A(m ²)	Όγκος V (m ³)	Αριθμός μελών N	Συνολικό μήκος L(m)	Βάρος w (Kgr/m)	Βάρος W (Kgr)	Βάρος W (ton)
Εγχυτο Σκυρόδεμα	C35/45	-	0,140	-	2510,000	-	248,79	-	-	-	621978,00	621,98
Χαλυβδόφυλλα	Fe350G	-	0,001	-	2510,000	4241,90	-	946	-	-	55484,05	55,48
Διατμητικοί Ήλοι	S355	0,115	-	19,00	-	-	-	3563	-	-	116,17	0,12
Σιδηροπλισμός	B500c	-	-	8,00	-	-	-	-	25710,00	-	10155,45	10,16
ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ									Συνολικό βάρος σκυροδέματος (t)=		621,98	
									Συνολικό βάρος ήλων (t)=		0,12	
									Συνολικό βάρος σιδηροπλισμού (t)=		10,16	
SHS 400X12,5	S355	400,00	0,0125	-	0,0192	-	-	38	646,00	151,00	97546,00	97,55
SHS 100X4	S355	100,00	0,0040	-	0,0015	-	-	148	296,00	11,90	3522,40	3,52
SHS 120X5	S355	120,00	0,0050	-	0,0023	-	-	451	902,00	17,80	16055,60	16,06
SHS 120X6	S355	120,00	0,0060	-	0,0028	-	-	166	332,00	22,20	7370,40	7,37
SHS 140X8	S355	140,00	0,0060	-	0,0033	-	-	37	296,00	26,10	7725,60	7,73
SHS 150X8	S355	140,00	0,0100	-	0,0051	-	-	70	770,00	35,10	27027,00	27,03
SHS 180X6	S355	180,00	0,0060	-	0,0043	-	-	123	342,00	34,00	11628,00	11,63
SHS 180X8	S355	180,00	0,0080	-	0,0054	-	-	196	412,00	42,70	17592,40	17,59
SHS 180X10	S355	180,00	0,0100	-	0,0067	-	-	240	480,00	52,50	25200,00	25,20
SHS 180X12,5	S355	180,00	0,0125	-	0,0082	-	-	308	616,00	64,40	39670,40	39,67
SHS 180X20	S355	180,00	0,0200	-	0,0144	-	-	9	18,00	80,20	1443,60	1,44
IPE200	S355	200,00	-	-	0,0029	-	-	136	1088,00	22,40	24371,20	24,37

IPE240	S355	240,00	-	-	0,0039	-	-	30	1720,25	30,70	52811,68	52,81
IPE300	S355	300,00	-	-	0,0053	-	-	25	200,00	42,20	8440,00	8,44
IPE600	S355	600,00	-	-	0,0156	-	-	40	320,00	122,40	39168,00	39,17
2UPN200	S355	200,00	-	-	0,0064			64	384,00	25,30	9715,20	9,72
								Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα (t)=		379,57		
								Συνολικό βάρος χαλυβδόφυλλων (t)=		55,48		
								ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ (t) =		1077,03		

Από τους παραπάνω πίνακες είναι φανερό ότι το σύμμικτο κτήριο είναι περίπου 20% ελαφρύτερο από το αντίστοιχο αμιγώς μεταλλικό. Η διαφορά αυτή δεν οφείλεται στο μεταλλικό μέρος του κτηρίου, καθώς τα βάρη παρουσιάζουν μικρή διαφορά, αλλά στην πλάκα σκυροδέματος. Στο μεταλλικό κτήριο η πλάκα σκυροδέματος έχει μεγαλύτερο βάρος λόγω του αυξημένου όγκου της. Αντίθετα στο σύμμικτο κτήριο παρότι χρησιμοποιήθηκε πλάκα ίδιου στατικού ύψους ο όγκος της είναι σαφώς μικρότερος. Αυτό οφείλεται στις πτυχώσεις του χαλυβδόφυλλου που μειώνουν αισθητά τον όγκο-βάρος της πλάκας, χωρίς να μειώνουν αντίστοιχα την αντοχή της. Η αντοχή της πλάκας διατηρείται σταθερή λόγω της σύμμικτης λειτουργίας της, δηλαδή της συνεργασίας της με τα σύμμικτα δοκάρια μέσω των διατμητικών ήλων.

Επιπλέον τα παραπάνω αποτελέσματα, προκειμένου να συγκριθούν σε οικονομική βάση, μπορούν να εκφραστούν με μία συνάρτηση *Βάρους υλικών-Κόστους*, που θα εξαρτάται από τα συνολικά βάρη των επιμέρους υλικών και τα πραγματικά τους κόστη, για τις εκάστοτε αγορές και χώρες. Η συνάρτηση *Βάρους υλικών-Κόστους* ακολουθεί:

$$\text{ΚΟΣΤΟΣ} = (\text{Συνολικό βάρος σκυροδέματος}) \times (\text{Κόστος σκυροδέματος}) + \\ (\text{Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα}) \times (\text{Κόστος χάλυβα}) + \\ (\text{Συνολικό βάρος χαλυβδόφυλλων}) \times (\text{Κόστος χαλυβδόφυλλων}) + \\ (\text{Συνολικό βάρος διατμητικών ήλων}) \times (\text{Κόστος ήλων})$$

Σύμφωνα με την παραπάνω συνάρτηση, κάνοντας τη θεώρηση ότι τα κόστη των επιμέρους υλικών παραμένουν σταθερά, προκύπτει ασφαλώς το συμπέρασμα ότι το σύμμικτο κτήριο είναι κατά 20% περίπου οικονομικότερο από το αμιγώς μεταλλικό. Επιπλέον από την νομοθεσία του κράτους προβλέπεται μειωμένη εισφορά στα ένημα του Ι.Κ.Α., ακόμα και κατά 50% για τα σύμμικτα κτίρια, παράγοντας που κάνει την μελέτη και κατασκευή ενός σύμμικτου κτηρίου ακόμα πιο ελκυστική. Τέλος μειωμένο θα είναι και το κόστος θεμελίωσης του σύμμικτου κτηρίου, έναντι ενός μεταλλικού, λόγω των μικρότερων φορτίων που η θεμελίωση καλείται να μεταφέρει στο έδαφος.

Σύμμικτο Κτήριο



Λειτουργικότητα Κατασκευής

Στην παράγραφο αυτή επιχειρείται σύγκριση των δύο κατασκευών, του αμιγώς μεταλλικού κτηρίου και του σύμμικτου κτηρίου, βάσει της λειτουργικότητας που παρέχουν.

Συνήθως στις μελέτες εμπορικών κτηρίων, όπως και οι αντιπαραβαλλόμενες, βασική λειτουργική επιδίωξη είναι η "κανονικότητα" της κάτοψής τους, η ομοιομορφία των χώρων και τα μεγάλα ανοίγματα δοκών, που θα επιτρέπουν στο κτήριο να παρέχει μεγάλες "καθαρές" επιφάνειες, που μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε ως εκθεσιακοί χώροι, είτε ως χώροι αποθήκευσης εμπορευμάτων και μηχανικού εξοπλισμού. Τα σύμμικτα κτίρια όσον αφορά τους παραπάνω παράγοντες πλεονεκτούν έναντι των απλών μεταλλικών κατασκευών. Λόγω της σύμμικτης λειτουργίας τους τα δοκάρια μπορούν να εξασφαλίσουν μεγαλύτερα ανοίγματα, χωρίς να αντιμετωπίζουν κίνδυνο αστοχίας από κάμψη, λόγω του ίδιου βάρους τους, ή προβλήματα με μεγάλα καμπτικά βέλη. Επιπρόσθετα τα σύμμικτα δοκάρια έχουν μικρότερο στατικό ύψος από τα απλά ή δικτυωτά δοκάρια, αφήνοντας έτσι μεγαλύτερο ωφέλιμο ύψος ορόφου στην κατασκευή. Αυτό το κέρδος ωφέλιμου ύψους μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε για την τοποθέτηση ψευδοπατώματος, ή για τοποθέτηση ψευδοροφής, στοιχεία που είναι σημαντικά από άποψη λειτουργικότητας, καθώς μέσα σ' αυτά μπορούν να τοποθετηθούν κανάλια ήλεκτρο-μηχανολογικού εξοπλισμού και κατάλληλα συστήματα πυροπροστασίας. Η κανονικότητα της κάτοψης και η ομοιομορφία της, συνήθως ακολουθείται και στους δύο τύπους κτηρίων, οπότε δεν μπορούμε να πούμε ότι είναι καθοριστικός παράγοντας σύγκρισής τους.

Σημαντικός παράγοντας επίσης που δίνει στα σύμμικτα κτίρια πλεονέκτημα έναντι των αμιγώς μεταλλικών είναι η μορφή και ο τρόπος κατασκευής της πλάκας σκυροδέματος. Η σύμμικτη πλάκα αποτελείται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Στα χαλυβδόφυλλα μπορεί να στηριχθεί ψευδοροφή και κάθε είδους σωληνώσεις-κανάλια είτε για αποχετεύσεις, είτε για μηχανολογικούς εξοπλισμούς. Αντίθετα στα μεταλλικά κτίρια δεν είναι δυνατή η στερέωση εξοπλισμού στην πλάκα σκυροδέματος, καθώς ο υπάρχων σιδηροπλισμός και η μικρή εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, καθιστούν την τοποθέτησή τους επίφοβη (βλάβες σιδηροπλισμού) και αντιοικονομική. Σε περίπτωση όμως, που οι δοκοί στήριξης της πλάκας είναι δικτυωτοί, οι εξοπλισμοί μπορούν να διέρχονται μέσα από τα κενά του δικτυώματος.

Τέλος η αυξημένη αντισεισμικότητα των σύμμικτων κτηρίων έναντι των απλών μεταλλικών, μπορεί να συνυπολογισθεί στη λειτουργικότητα του κτηρίου, με την έννοια ότι ένα κατάλληλα σχεδιασμένο σύμμικτο κτήριο μπορεί να χρησιμοποιηθεί άμεσα και να είναι πλήρως λειτουργικό, ακόμα και μετά από ένα μεγάλο, για τα δεδομένα της χώρας, σεισμό, απαιτώντας μόνο στοιχειώδεις ελέγχους ικανότητας και μικροεπισκευές. Το γεγονός αυτό οφείλεται στα μικρά σεισμικά φορτία που δέχεται το σύμμικτο κτήριο λόγω της μικρής μάζας της πλάκας-διαφράγματος του. Αντίθετα σε αμιγώς μεταλλικά κτίρια με ολόσωμες πλάκες σκυροδέματος, το σεισμικό φορτίο και είναι πολύ μεγαλύτερο και καταπονεί περισσότερο τα μεταλλικά στοιχεία. Ως αποτέλεσμα μετά από έναν σημαντικό σεισμό επιβάλλεται, για λόγους ασφαλείας, επισταμένος έλεγχος όλων των δομικών μελών, καθώς και έλεγχος των συνδέσεών τους.

5.3 Συμπεράσματα

Από τις τρεις παραπάνω ενότητες κριτηρίων, συγκρίνοντας τη μελέτη και κατασκευή ενός σύμμικτου κτηρίου και ενός μεταλλικού κτηρίου με ολόσωμες πλάκες, προκύπτει το συμπέρασμα, ότι μία σύμμικτη κατασκευή υπερτερεί έναντι μιας απλής μεταλλικής.

Κατ' αρχάς έχει μικρότερα φορτία να φέρει, γεγονός που επιτρέπει έναν οικονομικότερο σχεδιασμό της κατασκευής, με μικρότερες και ελαφρύτερες διατομές. Συγκεκριμένα στις μελέτες που συγκρίναμε προκύπτει επίσης μικρότερος αριθμός συνδέσεων, μιας και η αμιγώς μεταλλική κατασκευή έχει δικτυωτούς κύριους φορείς, που απαιτούν μια πληθώρα συνδέσεων. Όσον αφορά το οικονομικό μέρος, υπέρ της σύμμικτης κατασκευής είναι και η μικρότερη και ελαφρύτερη απαιτούμενη θεμελίωσή της.

Κατά δεύτερον η σύμμικτη κατασκευή παρέχει επαρκέστερη σεισμική μόνωση στο κτήριο, τόσο στη φάση της κατασκευής, όσο και στη φάση της λειτουργίας. Στη φάση της κατασκευής, ρόλο διαφράγματος παίζουν τα χαλυβδόφυλλα, εξασφαλίζοντας επαρκώς το κτήριο έναντι πλευρικών φορτίσεων. Στη φάση της λειτουργίας η σύμμικτη πλάκα έχει πλήρη διαφραγματική λειτουργία και εξασφαλίζει σεισμικά το κτήριο. Η λειτουργία της αυτή οφείλεται στην πολύ καλή συνεργασία της με τις δοκούς του κτηρίου, χάρη στην πλήρη διατμητική σύνδεσή της, με συγκολλητούς ήλους κεφαλής.

Τρίτος και επίσης σημαντικός παράγοντας, που μας οδηγεί στο συμπέρασμα υπέρ του σύμμικτου κτηρίου είναι ο απαιτούμενος χρόνος κατασκευής του. Με κατάλληλο και εξειδικευμένο προσωπικό, ο χρόνος κατασκευής μειώνεται κατακόρυφα σε σχέση με ένα μεταλλικό κτήριο, με ολόσωμες έγχυτες πλάκες. Η χρονική αυτή διαφορά οφείλεται στον τρόπο κατασκευής της σύμμικτης πλάκας. Γίνεται χρήση χαλυβδόφυλλων για τη σκυροδέτηση της, γεγονός που επιτρέπει τη διάστρωση μεγάλων επιφανειών σε μικρό σχετικά χρονικό διάστημα.

Σημαντική είναι ακόμα, η δυνατότητα επεκτασιμότητας που παρέχουν εύκολα τα σύμμικτα και γενικά τα χαλύβδινα κτίρια. Αποξηλώνοντας τα στοιχεία πληρώσεως και τις επικαλύψεις ενός μέρος του κτηρίου, δημιουργούνται κατάλληλες συνθήκες για την επέκταση και εξάπλωση του κτηρίου ώστε να καλυφθούν μελλοντικές ανάγκες. Στοιχείο πολύ σημαντικό ειδικά όταν πρόκειται για εμπορικά κτίρια που ανά πάσα στιγμή μπορεί να προκύψουν νέες ανάγκες για αποθηκευτικούς χώρους ή ανάγκες για αρχιτεκτονική αλλαγή του κτηρίου.

Τέλος, όπως ισχύει και για κάθε μεταλλικό κτήριο, έτσι και στα σύμμικτα κτίρια τα υλικά δόμησής τους είναι πλήρως ανακυκλώσιμα. Ως αποτέλεσμα στο τέλος της λειτουργίας και της χρησιμότητας του κτηρίου μπορούν να αποξηλωθούν, να ανακυκλωθούν και να επαναχρησιμοποιηθούν για την κατασκευή ενός νέου κτηρίου.

Βιβλιογραφία

- [1] Ι. Ερμόπουλος «**Ευρωκώδικας 1**», Κλειδάριθμος, Β' εκδ. 2008
- [2] Ν. Μαλακάτας, Κ. Τρέζος «**EN 1991-1-4**», Εκπαιδευτικές σημειώσεις του ΤΕΕ.
- [3] Κ. Τρέζος, Ζ. Μπαμπίρη «**Νεότερα στοιχεία για τη Βασική Ταχύτητα του Ανέμου**», περιοδ. Τεχνικά Χρονικά τχ 2, τόμ. 21, Ιαν-Δεκ 2001.
- [4] Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης «**Σχεδιασμός δομικών έργων από Χάλυβα**», Κλειδάριθμος, εκδ. 2005
- [5] R. Brockenbrough, F. Merritt «**Structural Steel Designers Handbook**», McGraw-Hill, 3rd ed. (available at: <http://www.futuretq.com/FTHumanEvolutionCourse/FTFreeLearningKits/11-EG-Engineering>)
- [6] Ν. Μαλακάτας, Κ. Τρέζος «**EN 1990**», Εκπαιδευτικές σημειώσεις του ΤΕΕ
- [7] Γρ. Φουρναράκου «**Σιδηρές Κατασκευές**» τόμος ΙΙΙ, Αθήνα 1986
- [8] Γ. Μιχάλτσου «**Ελαφρές Μεταλλικές Κατασκευές Θεωρία και Εφαρμογές**», Σιμεών, 3^η έκδοση, Αθήνα 2009
- [9] Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης «**Σιδηρές Κατασκευές**», Κλειδάριθμος, Τόμος Ι, Αθήνα 2008
- [10] Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης «**Σιδηρές Κατασκευές**», Κλειδάριθμος, Τόμος ΙΙ, Αθήνα 2008
- [11] Ι. Βάγιας «**Σιδηρές Κατασκευές-Ανάλυση και Διαστασιολόγηση**», Κλειδάριθμος, Αθήνα 2006
- [12] Ι. Βάγιας «**Σύμμικτες Κατασκευές**», Κλειδάριθμος, 3^η Έκδοση Αθήνα 2010
- [13] Eurocode 0 «**Eurocode - Basis of Structural Design**», European Standard EN 1990
- [14] Eurocode 1 «**Basis of Design and Actions on Structures**», European Standard EN 1991
- [15] Eurocode 3 «**Design of Steel Structures**», European Standard EN 1993
- [16] Eurocode 4 «**Design of Composite Steel and Concrete Structures**», European Standard EN 1994
- [17] Eurocode 8 «**Design provisions for earthquake resistance of structures**», European Standard EN 1998

- [18] Α. Καλπίνης – Ν. Σίμος ΑΕΒΕ «SYMDECK 73» Εγχειρίδιο σχεδιασμού σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3– τμήμα 1.3 και Ευρωκώδικα 4. Συνοδεύεται από λογισμικό που είναι διαθέσιμο στην ιστοσελίδα www.kalpinissimos.gr/symdesign
- [19] Berkeley, California, USA «**SAP2000® Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures-STEEL DESIGN MANUAL**», Computers and Structures, Inc.
- [20] Autodesk «**Robot Structural Analysis 2010 Professional Manual**»