

ΑΝΩΤΑΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ (Α.Τ.Ε.Ι) ΠΕΙΡΑΙΑ

ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ (Σ.Τ.Ε.Φ.)

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ



ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ 9^{ου} ΕΞΑΜΗΝΟΥ ΜΕ ΘΕΜΑ:

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΥΟΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ
ΥΛΙΚΩΝ**



ΦΟΙΤΗΤΗΣ: ΤΖΩΡΤΖΙΝΑΚΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ ΤΟΥ ΜΙΧΑΗΛ, Α.Μ: 32989

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Δρ.ΧΡΗΣΤΟΣ Κ. ΔΗΜΟΥ

ΑΘΗΝΑ ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2009

Περιεχόμενα

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.	4
1.1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ.	4
1.2. ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.	6
1.3. ΠΕΡΙΓΡΑΜΜΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ.	7
2. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ-ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΩΝ-ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.	8
2.1. ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΩΝ.	8
2.1.1. Σκυρόδεμα	8
2.1.2. Χάλυβας Σκυροδέτησης.	9
2.1.3. Δομικός Χάλυβας.	9
2.1.4. Χάλυβας Κοχλιών.	10
2.1.5. Χάλυβες χαλυβδοφύλλων	11
2.2. ΒΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	12
2.3. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ.	14
2.4. ΔΡΑΣΕΙΣ-ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ.	16
2.5. ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ.	17
2.6. ΕΙΔΗ ΔΡΑΣΕΩΝ.	17
2.7. ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ.	19
2.8. ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ	21
2.9. ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ.	22
2.9.1. Κτιριακά φορτία.	24
2.9.2. Φορτία Χιονιού.	24
2.10. ΕΑΚ ΓΕΝΙΚΑ	26
2.10.1. Κατακόρυφη συνιστώσα.	30
2.10.2. Σεισμική επιτάχυνση εδάφους.	31
2.10.3. Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων	32
2.10.4. Συντελεστής συμπεριφοράς q.	32
2.10.5. Κατάταξη εδαφών.	33
2.10.6. Συντελεστής θεμελίωσης.	34
2.11. ΕΚΩΣ -ΓΕΝΙΚΑ	35
2.11.1. Φαινόμενο βάρος	35
2.11.2. Χαρακτηριστική αντοχή	35
2.11.3. Θλιπτική αντοχή.	35
2.11.4. Κατηγορίες σκυροδέματος	35
2.11.5. Ανθεκτικότητα σε διάρκεια, συνθήκες περιβάλλοντος, ελαχιστη επικάλυψη	36
2.12. ΣΥΜΜΙΚΤΟ ΜΕΡΟΣ.	39
2.12.1. Πίνακες Κατάταξης διατομών.	40
2.12.2. Κατάταξη θλιβόμενου πέλματος	40
2.13. ΣΥΜΜΙΚΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.	43
2.13.1. Πλήρης και Μερική Διατμητική Σύνδεση.	47
2.13.2. Σύμμικτα Μέλη.	53
2.13.3. Χαλυβδόφυλλα.	58
2.13.4. Σύμμικτοι Δοκοί.	59
2.13.5. Ελατές διατομές(6~10m)	60
2.13.6. Δοκοί με ανοίγματα κορμών	62
2.13.7. Δοκοί με ανοίγματα κορμού.	64
2.13.8. Σύμμικτα Υποστηλώματα.	67
2.14. ΦΑΚΕΛΟΣ ΠΟΙΟΤΙΚΗΣ ΔΙΑΣΦΑΛΙΣΗΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.	70
2.15. ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.	72

2.16.	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.	74
3.	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ	75
3.1.	ΦΟΡΤΙΑ – ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	75
3.2.	ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.	77
3.2.1.	ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΟΜΙΜΑΤΟΣ.	77
3.2.2.	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΩΝ ΔΟΚΩΝ	77
3.2.3.	ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΔΟΚΟΥ-48	80
3.2.4.	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΩΝ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΩΝ.	84
3.2.5.	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ-Κ12	86
3.2.6.	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ Ρ , V , Μ , Τ ΚΑΘΩΣ ΚΑΙ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΤΟΥ ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ.	91
3.3.	ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	98
3.3.1.	ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΟΜΙΜΑΤΟΣ.	98
3.3.2.	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ	98
3.3.3.	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΔΟΚΟΥ-48	102
3.3.4.	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΩΝ	108
3.3.5.	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ- Κ12	110
3.3.6.	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ Ρ , V , Μ , Τ ΚΑΘΩΣ ΚΑΙ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΤΟΥ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.	116
3.3.7.	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	121
4.	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΟΣΤΟΥΣ	122
4.1.	ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΕΙΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.	122
4.1.1.	ΣΧΕΔΙΑ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΤΟΨΕΙΣ- ΞΥΛΟΥΤΥΠΟΙ-ΤΟΜΕΣ.	124
4.1.2.	Πίν. σιδηρού οπλισμού συμβατικής κατασκευής.	131
4.1.3.	ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ.	137
4.1.4.	ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	138
4.2.	ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΕΙΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.	138
4.2.1.	ΣΧΕΔΙΑ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΤΟΨΕΙΣ-ΞΥΛΟΥΤΥΠΟΙ-ΤΟΜΕΣ.	139
4.2.2.	Πίνακες σιδηρού οπλισμού της πεδילוδοκού.	146
4.2.3.	Πίνακες Δομικού Χάλυβα.	147
4.2.1.	Πίνακες Σκυροδέματος σύμμικτης κατασκευής.	148
4.2.2.	ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.	149
5.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΣΥΓΚΡΙΣΗΣ ΚΟΣΤΟΛΟΓΙΟΥ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ-ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ.	150
6.	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	152

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.

1.1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ.

Το αντικείμενο της παρούσας πτυχιακής εργασίας αποτελεί η ανάλυση μιας σύμμεικτης διόροφης κατοικίας συνολικών τετραγωνικών **234m²** και η σύγκριση της με μία συμβατική κατασκευή με Ω.Σ. Το ισόγειο διαθέτει κουζίνα, W.C., αποθήκη, γραφείο, και δυο ημιυπαιθριους χώρους. Στο πρώτο όροφο η επιφάνεια κάλυψης είναι η μισή αυτής του ισογείου. Ο πρώτος όροφος διαθέτει τρία υπνοδωμάτια και ένα λουτρό. Οι δυο όροφοι συνδέονται μεταξύ τους με μία μεταλλική κυκλική σκάλα. Εξετάζονται δύο λύσεις.

Η πρώτη λύση αφορά μία συμβατική κατασκευή από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα και η δεύτερη λύση αφορά μία κατασκευή από σύμμικτες διατομές. Στην δεύτερη λύση (σύμμικτη κατασκευή) τα υποστυλώματα αποτελούνται από κοίλες κυκλικές διατομές χάλυβα τύπου **CHS 219.1/5** στις οποίες εγκιβωτίζεται σκυρόδεμα **C20/25** μετά του απαραίτητου διαμήκη και εγκάρσιου οπλισμού. Τά τοιχεία είναι ορθογωνικής διατομής **30X60(cm)** εντός των οποίων εγκιβωτίζονται δοκοί διπλού ταφ από χάλυβα τύπου **IRE 140** μετά του απαραίτητου διαμήκη και εγκάρσιου οπλισμού. Οι δοκοί μορφώνονται κατά τυπικό τρόπο με χρήση μεταλλικών στοιχείων διπλού ταφ τύπου **IRE 160**. Οι πλάκες είναι και αυτές σύμμικτες με χαλυβδόφυλλα τύπου **HOLLORIB 51/150** στα οποία έχει επιστρωθεί μπετόν με τον απαραίτητο διαμήκη οπλισμό και στις δύο διευθύνσεις.

Η στατική ανάλυση που ακολούθησε έδειξε ότι η σύμμικτη κατασκευή είχε λιγότερα ίδια βάρη, μικρότερες διατομές τόσο στα υποστηλώματα τοιχεία, πλάκες. Απο την σύγκριση των εντατικών μεγεθών διαπιστώνουμε ότι υπάρχει μείωση με την χρήση των σύμμικτων υλικών.

Ακολούθησε ανάλυση κόστους χωριστά για την συμβατική όσο και για την σύμμικτη κατασκευή. Με τις προμετρήσεις από τους αντίστοιχους ξυλότυπους και με τις τρέχουσες

τιμές της αγοράς φτιάχτηκαν δύο πίνακες κόστους οι οποίοι συνοψίζονται στον παρακάτω συγκεντρωτικό πίνακα.

ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ	
ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	31.045 €
ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	43.342 €

Πίν. 1 Σύγκριση κόστους συμβατικής σύμμικτης.

Παρατηρούμε μια διαφορά κόστους **12297€**. Ακριβότερα λοιπόν είναι η σύμμικτη κατασκευή και αυτό οφείλεται κατά κύριο λόγο στον δομικό χάλυβα και τα λοιπά μεταλλικά εξαρτήματα όπως διατμητικοί ήλοι, πλάκες έδρασης, αγκύρια, γωνιακά ελάσματα η χρήση των οποίου είναι εκτεταμένη σε όλα σχεδόν τα στοιχεία της κατασκευής καθώς και στο πρόσθετο κόστος λόγω των υψηλότερων απαιτήσεων πυροπροστασίας τα οποία ανεβάζουν τον προϋπολογισμό.

Παρόλα τα παραπάνω αρνητικά τα πλεονεκτήματα που απολαμβάνει ο χρήστης της σύμμικτης κατοικίας είναι ότι διαμένει σε ένα κτίριο το οποίο είναι ασφαλέστερο και ανθεκτικότερο έναντι σεισμικών καταπονήσεων, ότι ο αξιοποιήσιμος χώρος σε τετραγωνικά μέτρα κάτοψης και εν κατακλείδι σε κυβικά μέτρα όγκου είναι μεγαλύτερος και φυσικά ο χρόνος περαίωσης θα είναι εξαιρετικά μικρότερος.

Από περιβαλλοντικής απόψης η επιλογή μίας σύμμικτης κατασκευής έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση του όγκου του σκυροδέματος με αποτέλεσμα τη μείωση του ποσοστού μη ανακυκλώσιμων δομικών υλικών σε μία κατασκευή με αντίστοιχα θετικά περιβαλλοντικές επιπτώσεις. Λαμβάνοντας υπόψη και το κόστος της αποκομιδής των μπάζων στο τέλος της διάρκειας της ζωής της κατασκευής (κόστος αυξημένο στην περίπτωση της συμβατικής κατασκευής) όπως και το έμμεσο κοινωνικό κόστος που προκύπτει από την ανάγκη εξασφάλισης μεγαλύτερων χώρων ταφής των οικοδομικών υλικών προβλέπεται ότι η

διαφορά κόστος μεταξύ συμμίκτης και συμβατικής κατασκευής θα μειωθεί προς όφελος της σύμμικτης κατασκευής.

1.2. ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.

Η ιστορία της σύμμικτης κατασκευής είναι άρρηκτα συνδεδεμένη με την ιστορία του οπλισμένου σκυροδέματος. Η συστηματική χρήση των σύμμικτων στοιχείων σε κτίρια ξεκίνησε το 1930 στην Ιαπωνία, όπου ηλωτές δικτυωτές δοκοί και ηλωτά υποστυλώματα (σύνθετων διατομών κατασκευασμένα από γωνίες) εγκιβωτίζονταν στο σκυρόδεμα. Η χρήση σύμμικτων δοκών στην Ευρώπη ξεκίνησε στην Γερμανία, σε εποχή ανεπάρκειας χάλυβα, τα τέλη του 1940. Η μεγάλη όμως ανάπτυξη των σύμμικτων κατασκευών σε κτίρια έγινε την δεκαετία του '80 με προεξάρχουσα την Μεγάλη Βρετανία. Ενδεικτικά (για την Αγγλία) μπορούμε να αναφέρουμε ότι το ποσοστό του καλυπτόμενου εμβαδού νέων κτιρίων σύμμικτης κατασκευής από 30% αυξήθηκε στο 50% σήμερα, ενώ το αντίστοιχο ποσοστό κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα μειώθηκε από 50% σε 25%. Στις Η.Π.Α. το ποσοστό των σύμμικτων κατασκευών βρίσκεται μεταξύ του 12% για νέα κτίρια 4-7 ορόφων και του 22% για κτίρια άνω των 7 ορόφων. Στην Ιαπωνία τα ποσοστά σύμμικτης κατασκευής έναντι οπλισμένου σκυροδέματος αγγίζουν το 64%, ενώ στην Ευρώπη γενικότερα το 33%.

Όπως προαναφέρθηκε, σύμμικτες κατασκευές ονομάζονται εκείνες στις οποίες τα δομικά στοιχεία μορφώνονται από τα δύο βασικότερα δομικά υλικά, τον δομικό χάλυβα και το (ωπλισμένο) σκυρόδεμα. Τα δύο αυτά υλικά είναι συμβατά μεταξύ τους και έχουν συμπληρωματικές ιδιότητες. Ως γνωστόν το σκυρόδεμα έχει μεγάλη αντοχή σε θλίψη ενώ ο χάλυβας σε εφελκυσμό. Στο ωπλισμένο σκυρόδεμα, η ικανότητα του σκυροδέματος να παραλαμβάνει εφελκυστικές τάσεις είναι μηδενική και τον ρόλο αυτό αναλαμβάνει ο οπλισμός. Έτσι και στις σύμμικτες κατασκευές, εμφανίζονται προβλήματα αστάθειας σε θλιβόμενα στοιχεία από χάλυβα, όπως τοπικός ή πλευρικός λυγισμός, προβλήματα όμως που περιορίζονται σημαντικά χάρη στην συμπληρωματική χρήση του σκυροδέματος. Η

συνεργασία των δύο υλικών εξασφαλίζεται μέσω ειδικών συνδέσμων στην επιφάνεια επαφής τους (διεπιφάνεια), οι οποίοι ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι (επειδή παραλαμβάνουν και τις διατμητικές τάσεις που εμφανίζονται).

Η καθημερινή πράξη στις χώρες της Δυτικής Ευρώπης έχει αποδείξει, ότι ο σύμμικτος φέρων οργανισμός αποτελεί στοιχείο-κλειδί για την κατασκευή ενός, από πολλών απόψεων, επιτυχημένου κτιρίου ιδιαίτερων απαιτήσεων. Στην Ελλάδα, το μόνο μειονέκτημα της μεθόδου αυτής της κατασκευής είναι η πολύ επιμελημένη προσέγγιση. Με τον όρο «επιμελημένη προσέγγιση» εννοούμε τον τέλειο προγραμματισμό, την άριστη οργάνωση, την συλλογική εργασία επιπέδου, και το κυριότερο την υπευθυνότητα, προσέγγιση όμως που αντιτίθεται στην νοοτροπία και στον γενικό τρόπο λειτουργίας της χώρας μας.

1.3. ΠΕΡΙΓΡΑΜΜΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ.

Η πτυχιακή εργασία διαμορφώνεται ως εξής. Στο **Κεφάλαιο 2**, παρουσιάζονται οι ιδιότητες των υλικών, οριακές καταστάσεις, οι ευρωκώδικες, οι δράσεις και αντιδράσεις, οι αρχές σχεδιασμού, τα είδη δράσεων, ο συνδιασμός δράσεων, τα επιβαλλόμενα φορτία στα κτίρια, οι σχετικοί κανονισμοί για το Ω.Σ., τις σύμμικτες και τον κανονισμό φορτίσεων λόγω σεισμού, ο φάκελος ποιοτικής διασφάλισης της σύμμικτης κατασκευής, οι μέθοδοι πυροπροστασίας των σύμμικτων κατασκευών και η ανάλυση των παραγόντων κόστος μίας κατασκευής. Στο **Κεφάλαιο 3**, παρουσιάζονται η στατική επίλυση της συμβατικής κατασκευής και η αντίστοιχη στατική επίλυση της σύμμικτης κατασκευής καθώς και οι έλεγχοι ασφαλείας στα διάφορα δομικά στοιχεία της κατασκευής. Στο **Κεφάλαιο 4** παρουσιάζονται οι προμετρήσεις συμβατικής κατασκευής και οι προμετρήσεις σύμμικτης κατασκευής. Στο **Κεφάλαιο 5** παρουσιάζονται συμπεράσματα σύγκρισης κοστολογίου συμβατικής-σύμμικτης κατασκευής.

2. Κανονισμοί-Ιδιότητες υλικών-Αρχές σχεδιασμού.

2.1. ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΩΝ.

2.1.1. Σκυρόδεμα

Η θλιπτική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου 28 ημερών (f_{ck}), η μέση εφελκυστική αντοχή (f_{ctm}) οι χαρακτηριστικές τιμές της εφελκυστικής αντοχής με πιθανότητα μη υπέρβασης 5% και 95% αντίστοιχα ($f_{ctk,0.05}$ $f_{ctk,0.95}$) και η μέση τιμή του μέτρου ελαστικότητας (E_{cm}) για διάφορες ποιότητες του σκυροδέματος παρουσιάζονται στον **Πίν. 2Τιμές αντοχών σκυροδέματος (MPa, E_{cm} σε GPa).**

	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm}	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$f_{ctk,0.05}$	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
$f_{ctk,0.95}$	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3
E_{cm}	29	30.5	32	33.5	35	36	37

Πίν. 2Τιμές αντοχών σκυροδέματος (MPa, E_{cm} σε GPa).

Για το σκυρόδεμα το εύρος του μέτρου ελαστικότητας κυμαίνεται από 70% ως 130% της αντίστοιχης μέσης τιμής. Ο λόγος Poisson λαμβάνεται ίσος με $\nu=0.20$ στην περιοχή των ελαστικών ανηγμένων παραμορφώσεων και ίσος με το μηδέν ($\nu=0.00$) για ρηγματωμένο σκυρόδεμα σε εφελκυσμό. Ο συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha_T=10^{-5}/^{\circ}\text{C}$. Η οριακή τάση του σκυροδέματος δίδεται από τη σχέση:

$$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_m} \Rightarrow f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{1.50} \quad \text{(Εξίσωση 1)}$$

Το ειδικό βάρος του σκυροδέματος λαμβάνεται ίσο με $\gamma=24\text{kN/m}^3$ για άοπλο σκυρόδεμα και ίσο με $\gamma=25\text{kN/m}^3$ για ωπλισμένο σκυρόδεμα.

2.1.2. Χάλυβας Σκυροδέτησης.

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των χαλύβων ΩΣ δίνονται από την Ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10080 και τις Ελληνικές προδιαγραφές ΕΛΟΤ 959 και ΕΛΟΤ 971 Η τάση σχεδιασμού του χάλυβα δίδεται ως:

$$f_{sd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \Rightarrow f_{sd} = \frac{f_{ys}}{1.15} \quad (\text{Εξίσωση 2})$$

Ποιότητα Χάλυβα		Όριο διαρροής
ΕΛΟΤ 959	ΕΛΟΤ 971	f_{ys} [MPa]
S220	-	220
S400	S400s	400
S500	S500s	500

Πίν. 3: Όριο διαρροής χάλυβα σκυροδέματος¹ (MPa)

2.1.3. Δομικός Χάλυβας.

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων δίδονται στην Ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10025. Το άνω όριο διαρροής (f_{ya}) και η εφελκυστική αντοχή παρουσιάζονται στον . Το μέτρο ελαστικότητας (E_a) μέτρο διάτμησης (G_a) σταθερά Poisson (ν_a) το ειδικό βάρος (γ_a) και ο συντελεστής θερμικής διαστολής (α_t) και η τάση σχεδιασμού (f_{ad}) δίδονται ως:

$$\nu_a = 0.3 \quad \gamma_a = 78.5\text{kN/m}^3 \quad \alpha_t = 10^{-5}/^\circ\text{C} \quad E_a = 210,000\text{MPa} \dots\dots\dots(\text{Εξίσωση 3})$$

Τύπος Χάλυβα	f_{ya} (MPa)									f_{ua} (MPa)		
	Πάχος	$t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$63 < t \leq 80$	$80 < t \leq 100$	$100 < t \leq 150$	$150 < t \leq 200$	$200 < t \leq 250$	$t < 3$	$3 \leq t \leq 100$	$100 < t \leq 150$
S235	235	225	215	215	215	195	185	175	360-510	340-470	340-470	320-470
S275	275	265	255	245	235	225	215	205	430-510	410-560	400-540	380-540
S355	355	345	335	325	315	295	285	275	510-680	490-630	470-630	450-630
E295	295	285	275	265	255	245	235	225	490-660	470-610	450-610	440-610
E335	335	325	315	305	295	275	265	255	590-770	570-710	550-710	540-710
E360	360	355	345	335	325	305	295	285	690-900	670-830	650-830	640-830

$$f_{ad} = \frac{f_{ya}}{\gamma_a} \Rightarrow f_{ad} = \frac{f_{ya}}{1.10} \quad \dots\dots(\text{Εξίσωση 4})$$

$$G_a = \frac{E_a}{2(1+\nu_a)} \quad \dots\dots\dots(\text{Εξίσωση 5})$$

2.1.4. Χάλυβας Κοχλιών.

Οι ποιότητες των κοχλιών καθορίζονται από την προδιαγραφή ISO 898. Η ποιότητα συμβολίζεται με 2 αριθμούς ως εξής:

- 1ος Αριθμός: 1/100 της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} [MPa]
- 2ος Αριθμός: ο λόγος f_{yb}/f_{ub} (όπου f_{yb} το όριο διαρροής) επί 10.

Ποιότητα Κοχλία	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb}	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub}	400	400	500	500	600	800	1000

Πίν. 4: Όριο διαρροής και εφελκυστικής αντοχής για κοχλίες (MPa)

Για το συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{bw}=1.25$. Ο λόγος της επιλογής υψηλότερου συντελεστή ασφαλείας σε σχέση με τους αντίστοιχους συντελεστές για το δομικό χάλυβα και το χάλυβα σκυροδέτησης αποδίδεται στο ψαθυρό τρόπο θραύσης των κοχλιών.

2.1.5. Χάλυβες χαλυβδοφύλλων

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των χαλύβων των στραντζαριστών χαλυβδοφύλλων προβλέπονται από τις ευρωπαϊκές και διεθνείς προδιαγραφές EN 10025 [και EN10113 , EN 1504997 και EN 10147. Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής του μητρικού υλικού των χαλυβδοφύλλων δίνονται στον Πίν. 5.

Πρότυπο	Ποιότητα	f_{yp} [MPa]
EN 10 025	S 235	235
	S 275	275
	S 335	355
EN 10 113 Part 2	S 275 N/NL	275
	S 355 N/NL	355
	S 460 N/NL	460
ISO 4997	CR 220	220
	CR 250	250
	CR 320	320
EN 10 147	S 220 G	220
	S 250 G	250
	S 280 G	280
	S 320 G	320
	S 350 G	350

Πίν. 5 Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής χαλυβδοφύλλων.

Η τάση σχεδιασμού των ανωτέρω χαλύβων δίνεται από την σχέση:

$$f_{pd} = \frac{f_{yp}}{1.10} \quad (\text{Εξίσωση 6})$$

2.2. Βάσεις Σχεδιασμού

Η έννοια της ασφάλειας στα έργα Πολιτικού Μηχανικού βρίσκεται τα τελευταία χρόνια στο επίκεντρο του ενδιαφέροντος. Μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής εφόσον «δεν αναμένεται να αστοχήσει σε περίπτωση φορτίων μικρότερων ή ίσων των φορτίων σχεδιασμού οδηγώντας με μια πιθανή αστοχία σε θάνατο ή σοβαρή οικονομική βλάβη και η πιθανότητα αστοχίας είναι αρκούντως μικρή σε περιπτώσεις σπάνιων φορτίων ή απαιτήσεων πολύ μεγαλύτερων των αναμενόμενων σε καθημερινή χρήση». Η ασφάλεια είναι στενά συνδεδεμένη με την έννοια του ρίσκου. Η ασφάλεια και το ρίσκο είναι δύο εντελώς διαφορετικές έννοιες ως προς την υφή τους καθώς το ρίσκο είναι δυνατόν να ποσοτικοποιηθεί ενώ η ασφάλεια είναι ποιοτικό χαρακτηριστικό και δεν περιορίζεται μόνον στην απεικόνιση μίας μαθηματικής ποσότητας. Συνήθως μία κατασκευή χαρακτηρίζεται ως ασφαλής εφόσον «η πιθανότητα αστοχίας κατά τη διάρκεια της επιχειρησιακής της ζωής είναι μικρότερη μιας κοινωνικά αποδεκτής μικρής τιμής».

Τα μέλη μίας κατασκευής καθώς και η κατασκευή ως σύνολο, πρέπει να σχεδιάζονται, να κατασκευάζονται και να συντηρούνται κατά τέτοιο τρόπο, ώστε κατά τη διάρκεια της ωφέλιμης ζωής τους, ικανοποιώντας ταυτόχρονα τα κριτήρια οικονομικότητας, να πληρούν τις παρακάτω προδιαγραφές :

Να μην παρουσιάζονται υπερβάσεις της αντοχής για τα συνήθη φορτία για τα οποία η κατασκευή έχει σχεδιαστεί (κριτήριο λειτουργικότητας).

Να πληρούνται τα κριτήρια έναντι κατάρρευσης (μερικής ή ολικής) στην περίπτωση επαναλαμβανόμενων οριακών φορτίσεων ή στην περίπτωση τυχηματικών φορτίσεων που υπερβαίνουν κατά πολύ τις εντάσεις των φορτίσεων λειτουργίας (κριτήριο οριακής αντοχής).

Δεν πρέπει να παρουσιάζουν βλάβες λόγω τυχαίων γεγονότων (όπως φωτιά, εκρήξεις, κρούσεις ή ανθρώπινα σφάλματα) σε βαθμό δυσανάλογο ως προς το φαινόμενο που προκαλεί τη βλάβη (κριτήριο στιβαρότητας). Αυτό επιτυγχάνεται είτε με μη κατασκευαστικά μέτρα (μείωση της πιθανότητας εμφάνισης του συγκεκριμένου γεγονότος, μετριασμός των συνεπειών στην κατασκευή) είτε με κατασκευαστικά μέτρα (σχεδιασμός έναντι του γεγονότος ή μείωση της τρωτότητας της κατασκευής για το συγκεκριμένο τυχαίο γεγονός).

Η ανάλυση αξιοπιστίας εξασφαλίζει έναν ενιαίο τρόπο αντιμετώπισης του προβλήματος σχεδιασμού και ανάλυσης, οδηγώντας στην πλήρη ενοποίηση των κανονιστικών διατάξεων, με γνώμονα την επίτευξη συγκεκριμένου δείκτη αξιοπιστίας. Ο συγκεκριμένος δείκτης αξιοπιστίας πρέπει να είναι υψηλότερος

του κοινωνικά αποδεκτού δείκτη αξιοπιστίας και ταυτόχρονα να οδηγεί στην ελαχιστοποίηση του κόστους ζωής της κατασκευής. Ο αποδεκτός κοινωνικά δείκτης αξιοπιστίας δεν ορίζεται μονοσήμαντα αλλά αποτελεί συνάρτηση πλήθους οικονομικών και κοινωνικών κριτηρίων που ποικίλουν ανάλογα του τύπου της κατασκευής, της χρήσης της και των συνεπειών μίας πιθανής αστοχίας. Για την πιθανοτική ανάλυση μίας κατασκευής απαιτείται:

Η γνώση των παραμέτρων των μεταβλητών που υπόκεινται σε τυχαιότητα των υλικών της κατασκευής και τυχόν αλληλεπιδράσεις τους.

Η γνώση των αβεβαιοτήτων σε σχέση με τις φορτίσεις της κατασκευής και τυχόν αλληλεπιδράσεις τους.

Η γνώση των αβεβαιοτήτων των γεωμετρικών χαρακτηριστικών και των ατελειών και τυχόν αλληλεπιδράσεις τους.

Η γνώση των αβεβαιοτήτων των προσομοιωμάτων ανάλυσης ως προς την κατανομή των εντάσεων στην κατασκευή και της αντοχής των μελών.

Η ποσοτικοποίηση των συνεπειών του ανθρώπινου παράγοντα στην απόκριση της κατασκευής.

2.3. Ευρωκώδικες.

Οι Ευρωκώδικες συνιστούν μία ομάδα προτύπων για το δομικά και γεωτεχνικό σχεδιασμό κτιρίων και έργων Πολιτικού Μηχανικού. Το όλο πρόγραμμα των Ευρωκωδίκων, η ευθύνη του οποίου από το 1990 έχει περιέλθει στη δικαιοδοσία της Ευρωπαϊκής Επιτροπής Τυποποίησης (CEN), περιλαμβάνει τα ακόλουθα Πρότυπα:

EN 1991 **Ευρωκώδικας 1:** *Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές*

EN 1992 **Ευρωκώδικας 2:** *Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα*

EN 1993 **Ευρωκώδικας 3:** *Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα*

EN 1994 **Ευρωκώδικας 4:** *Σχεδιασμός συμμίκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα*

EN 1995 **Ευρωκώδικας 5:** *Σχεδιασμός κατασκευών από ξύλο*

EN 1996 **Ευρωκώδικας 6:** *Σχεδιασμός κατασκευών από λιθοδομή*

EN 1997 **Ευρωκώδικας 7:** *Γεωτεχνικός σχεδιασμός*

EN 1998 **Ευρωκώδικας 8:** *Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών*

EN 1999 **Ευρωκώδικας 9:** *Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο*

Καθένα από τα παραπάνω πρότυπα, απαρτίζεται από διάφορα μέρη, τα οποία καλύπτουν όλα τα επιμέρους συνήθη αντικείμενα του κάθε προτύπου. Ειδικές κατασκευές (πυρινικά εργαστάσια) δεν αντιμετωπίζονται βάσει των σχετικών Ευρωκωδίκων και τα όρια εφαρμογής κάθε Ευρωκώδικα αναφέρονται σαφώς στο κείμενο αυτό. Στόχος του προγράμματος είναι η κατ' αρχήν χρήση των Ευρωκωδίκων από τα κράτη μέλη της

Ευρωπαϊκής Ένωσης παράλληλα με τους υπάρχοντες Εθνικούς Κανονισμούς, και η αντικατάσταση αυτών από τους Ευρωκώδικες μετά από κάποιο χρονικό διάστημα, αφού πρώτα ολοκληρωθεί η επεξεργασία τους και εγκριθεί επισήμως η κυκλοφορία τους υπό μορφή προτύπων(EN). Οι Ευρωκώδικες που κυκλοφορούν αυτή τη στιγμή είναι υπό τη μορφή προσχεδίου (ENV) για δοκιμαστική πρακτική εφαρμογή, η αλλαγή τους δε σε μορφή (EN) προβλέπεται να γίνει στο προσεχές μέλλον, μετά την επεξεργασία των παρατηρήσεων που Θα υποβληθούν από τα κράτη μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης.

Οι κατασκευές που σχεδιάζονται και εκτελούνται με βάση το πλέγμα των Ευρωκωδίκων, Θα πρέπει να ικανοποιούν καθ' όλη την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής τους, τις ακόλουθες θεμελιώδεις απαιτήσεις:

- *πρέπει να παραμένουν κατάλληλες για τη χρήση για την οποία προορίζονται, και*
- *πρέπει να παραλαμβάνουν όλες τις δράσεις και τις διάφορες επιδράσεις που πιθανόν να λάβουν χώρα κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης τους.*

Επιπλέον, Θα πρέπει να αποφεύγεται ο κίνδυνος να υποστούν δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις, προσκρούσεις ή συνέπειες ανθρώπινου λάθους, μέσω επιλογής κατάλληλων μέτρων (προφυλακτικά μέτρα, επιλογή κατάλληλου δομικού συστήματος κλπ).

Ο έλεγχος των κατασκευών έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας επιτυγχάνεται με τη χρήση των λεγόμενων “καταστάσεων σχεδιασμού”, που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτικών καταστάσεων, στις οποίες Θα εκτεθεί η κατασκευή τόσο κατά τη φάση ανέγερσης όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της (50 χρόνια για κτιριακά έργα και άλλες κοινές κατασκευές, 100 χρόνια για γέφυρες και μνημειακά κτίρια).

Οι καταστάσεις σχεδιασμού, ταξινομούνται ως ακολούθως:

- *Καταστάσεις διάρκειας* (persistent), που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- *Παροδικές καταστάσεις* (transient), που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, Π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών.
- *Τυχηματικές καταστάσεις* (accidental), που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τοπική αστοχία.
- *Καταστάσεις σεισμού* (seismic), που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

2.4. Δράσεις-Αντιδράσεις.

Οι Συντελεστές ασφαλείας δράσεων και αντιδράσεων Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων και αντιδράσεων στην περίπτωση των σύμμικτων κατασκευών παρουσιάζονται στον Πίν. 6.

Συντελεστές Δράσεων	Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας		Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
γ_G	1.35	1.00	1.00	1.00
γ_Q	1.50	0.00	1.00	0.00
γ_{Qind}	1.20~1.50	0.00	1.00	0.00
Συντελεστές Αντοχών	$\gamma_c=1.50$		$\gamma_a= \gamma_p =1.10$	
	$\gamma_s=1.15$		$\gamma_{bw}=1.25$	

Πίν. 6: Συντελεστές ασφαλείας.

Όπου γ_G , γ_Q και γ_{Qind} οι συντελεστές ασφαλείας των μόνιμων, κινητών και κινητών φορτίων για τα οποία η διάρκεια επιβολής των στην κατασκευή είναι μικρή (φορτία πυρός) ή

φορτίων που δρουν σπάνια στην κατασκευή (σεισμός, σύγκρουση πλοίου σε πυλώνα γέφυρας κλπ.) και γ_c , γ_s , γ_a , $\gamma_{a,p}$ και γ_{bw} *ΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ_ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ* του σκυροδέματος, του χάλυβα σκυροδέματος, του δομικού χάλυβα, του χάλυβα σε μορφή χαλυβδόφυλλων και του χάλυβα των μέσων σύνδεσης (κοχλίες, ραφές συγκολλήσεων κλπ.).

2.5. Οριακές καταστάσεις.

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

- *Οριακές καταστάσεις αστοχίας πχ: ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ –ΒΛΑΒΕΣ*
- *Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας πχ: ΥΠΕΡΒΟΛΙΚΕΣ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ, ΡΗΓΜΑΤΩΣΕΙΣ, ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΥ.*

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

2.6. Είδη Δράσεων.

Τα είδη δράσεων χωρίζονται σε:

1. Ειδικά βάρη, ίδια φορτία και ωφέλιμα φορτία,
2. Πυρογενείς δράσεις,
3. Φορτία χιονιού,
4. Φορτία ανέμου,
5. Θερμοκρασιακές δράσεις,

6. Φορτία και παραμορφώσεις εξαρτώμενα από την μέθοδο κατασκευής,
7. Τυχηματικές δράσεις,
8. Κινητά φορτία σε γέφυρες,
9. Δράσεις σε σιλό και δεξαμενές,
10. Δράσεις από την λειτουργία γερανών και μηχανών.

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

- *άμεσες* (direct), π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία.
- *έμμεσες* (indirect), π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού.

Οι δράσεις αυτές, *ως προς το χρόνο* ταξινομούνται σε:

- *μόνιμες* (G) (permanent), π.χ. ίδια βάρη της κατασκευής, προσαρτήματα κλπ,
- *μεταβλητές* (Q) (variable), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου,
- *τυχηματικές* (A) (accidental), π.χ. εκρήξεις ή προσκρούσεις οχημάτων.

Ορισμένες δράσεις, π.χ. οι σεισμικές δράσεις ή τα φορτία χιονιού μπορεί να θεωρούνται είτε ως τυχηματικές ή και μεταβλητές δράσεις, ανάλογα με την περιοχή της κατασκευής, όπως περιγράφεται αναλυτικά σε άλλα EN (1991 και 1998)

Ως προς τη θέση τους οι δράσεις ταξινομούνται σε:

- *καθορισμένες* (fixed), π.χ. ίδιο βάρος
- *ελεύθερες* (free), π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών.

Ως προς τη φύση τους ταξινομούνται σε :

- *στατικές*
- *δυναμικές* ανάλογα με την απόκριση της κατασκευής.

Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που προαναφέρθηκαν δίνονται αναλυτικά στα διάφορα Μέρη του EN 1991. Ανάλογες χαρακτηριστικές τιμές για τις ιδιότητες των υλικών, προκειμένου να προσδιορισθεί η αντοχή των διατομών ή των μελών της κατασκευής, δίνονται στα υπόλοιπα EN (1992 έως 1999).

2.7. Συνδυασμός Δράσεων.

Ο κανόνας συνδυασμού των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας δίδεται ως:

$$S_d = S \left[\gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q_1 + \gamma_Q \cdot \sum_{i=2}^n \psi_{oi} \cdot Q_i \right] \dots\dots(\text{Εξίσωση 7})$$

Όπου ως Q_1 ορίζεται η βασική ή κύρια δράση.

Η σχέση (9) εφαρμόζεται διαδοχικά n φορές (όσες και οι διαφορετικές βασικές δράσεις).

Για σπάνιες ή τυχηματικές συνθήκες φόρτισης ισχύει σύμφωνα με τον Bode.

$$S_d = S \left[\gamma_G \cdot G + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_1 + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} \cdot Q_i \right] \dots\dots(\text{Εξίσωση 8})$$

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ ο *σχετικός συνδυασμός για τις σεισμικές δράσεις* δίδεται ως εξής:

$$S_d = S \left[G \pm E + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_i \right] \dots\dots(\text{Εξίσωση 9})$$

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας εξετάζονται οι συνδυασμοί:

Σπάνιος συνδυασμός

$$S_d = S \left[G + [\gamma_q] \cdot Q_1 + \sum_{i=2}^n [\gamma_q] \cdot \psi_{oi} \cdot Q_i \right] \dots \text{(Εξίσωση 10)}$$

Συχνός συνδυασμός

$$S_d = S \left[G + \psi_{11} Q_1 + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} \cdot Q_i \right] \dots \text{(Εξίσωση 11)}$$

Οιονεί συχνός συνδυασμός

$$S_d = S \left[G + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_i \right] \dots \text{(Εξίσωση 12)}$$

Όπου οι μειωτικοί συντελεστές ψ_0 , ψ_1 και ψ_2 εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μίας δράσης το οποίο για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση αστοχίας ή λειτουργικότητας παρουσιάζει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με την χαρακτηριστική τιμή της βασικής δράσης. Για τις σχέσεις, οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των κινητών φορτίων δίδονται από τον Πίν. 6 και πρέπει να λαμβάνουν υπόψη την ευμενή ή δυσμενή επίδραση των φορτίων στον φορέα. Σημειώνεται ακόμα ότι οι συνδυασμοί φόρτισης καθορίζουν και μόνον ποια φορτία συμμετέχουν στην αντίστοιχη οριακή κατάσταση και τις σχετικές τιμές σχεδιασμού (αποτέλεσμα του γινομένου της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου (G , Q_i κ.λπ.) του μερικού συντελεστή ασφαλείας (γ_G , γ_Q κ.λπ.) και του συντελεστή συνύπαρξης Ψ_{oi} . Η ευμενής ή δυσμενής επίδραση των κινητών φορτίων (που καθορίζει τελικά την τιμή του μερικού συντελεστή ασφαλείας είναι συνάρτηση του α) μορφής του φορέα β) του εντατικού μεγέθους για το οποίο απαιτείται ο υπολογισμός της δύναμης σχεδιασμού. Το γεγονός αυτό συνεπάγεται ότι για τις σχέσεις(9), (10) ,(12), και για κάθε εντατικό μέγεθος για το οποίο απαιτείται ο υπολογισμός της δύναμης σχεδιασμού, η κατανομή των φορτίων πρέπει να είναι τέτοια ώστε να λαμβάνεται υπόψη η ευμενής επίδραση (μείωση με άλλα λόγια του φορτίου σχεδιασμού) ή δυσμενής επίδραση (αύξηση του φορτίου σχεδιασμού)

για το υπό εξέταση μέγεθος) λόγω της θέσης του φορτίου στον φορέα. Οι τιμές των μειωτικών συντελεστών ψ σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000, παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα. Οι μειωτικοί συντελεστές συνύπαρξης δεν είναι κοινοί σε όλους τους κανονισμούς

Τύποι Φορτίων	Συντελεστές	
	ψ_0, ψ_1	ψ_2
Φορτία Χρήσης		
Κατοικίες, Γραφεία, Καταστήματα, Ξενοδοχεία, Νοσοκομεία	0.6	0.3
Χώροι συχνής συνάθροισης (Σχολεία, Θέατρα, Στάδια κ.λ.π.)	0.8	0.5
Χώροι Στάθμευσης	0.9	0.6
Χώροι Μακροχρόνιας Αποθήκευσης (Σιλό, βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, υδατόπυργοι κ.λ.π.)	1.0	0.8
Άνεμος	0.6	0.0
Χίονι (μη βατές στέγες)	0.6	0.3
Χίονι (βατές στέγες)	0.6	0.0

Πίν. 7. Τιμές συντελεστών συνδυασμού ψ_01

2.8. Έλεγχος επάρκειας

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

$$SD \leq RD$$

όπου

SD είναι το αποτέλεσμα των συνδυασμών δράσεων σχεδιασμού (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ)

RD είναι η αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού της διατομής ή του μέλους που ελέγχεται, ή επιτρεπόμενη παραμόρφωση, εφόσον πρόκειται για έλεγχο σε λειτουργικότητα.

Η αντοχή σχεδιασμού προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$RD = \frac{RK}{\gamma M}$$

όπου

RK είναι η χαρακτηριστική τιμή της συγκεκριμένης ιδιότητας του υλικού (π.χ. αντοχή διαρροής ή θραύσης)

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

2.9. ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ.

Στο Μέρος 1-1 του EN 1991 δίνονται πληροφορίες σχετικά με την πυκνότητα για ένα μεγάλο αριθμό υλικών κατασκευής κτιρίων και έργων πολιτικού μηχανικού, αλλά και υλικών τα οποία αποθηκεύονται υπό στερεά ή υγρή μορφή (γεωργικά, βιομηχανικά).

Παρουσιάζονται επίσης μέθοδοι προσδιορισμού της χαρακτηριστικής τιμής του ιδίου βάρους για διάφορα κατασκευαστικά στοιχεία. Στο τέλος, δίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές για τα επιβαλλόμενα φορτία επί των πατωμάτων και των οροφών κτιριακών κατασκευών, ανάλογα με τη χρήση τους.

- Τα *ίδια βάρη* των κατασκευαστικών στοιχείων ταξινομούνται ως μόνιμες δράσεις και είναι γενικά καθορισμένες δράσεις.
- Τα *φορτία γαιών* σε οροφές και τaráσες θα πρέπει να θεωρούνται ως μόνιμες δράσεις.
- Οι *ωθήσεις γαιών* επί των περιμετρικών τοίχων των υπογείων καθώς και η πίεση ύδατος πόρων, θα θεωρούνται μόνιμες δράσεις.
- Τα *φορτία λόγω έρματος* θα θεωρούνται μόνιμες δράσεις.

- Τα *επιβαλλόμενα φορτία*, θα θεωρούνται ως στατικά, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη καμία δυναμική επιρροή στην κατασκευή, ταξινομούνται δε ως μεταβλητές και ελεύθερες δράσεις.

Σε περίπτωση που προβλέπεται μελλοντική επέμβαση στην κατασκευή, και αλλαγή των δεδομένων φόρτισης (νέες επικαλύψεις, σωληνώσεις κλπ), Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στις καταστάσεις σχεδιασμού.

- Τα *φορτία των κινητών διαχωριστικών τοίχων* θα θεωρούνται ως επιβαλλόμενα φορτία.
- Τα *ίδια βάρη του βιομηχανικού εξοπλισμού* θα θεωρούνται ως επιβαλλόμενα φορτία, εκτός εάν ο εξοπλισμός ενσωματώνεται στην κατασκευή, οπότε θα λαμβάνονται ως μόνιμες δράσεις.

Αν είναι πιθανή η μεταφορά μερικών στοιχείων της κατασκευής μελλοντικά σε άλλη θέση του κτιρίου, τα φορτία τους θα θεωρούνται ως επιβαλλόμενα.

Τα *βάρη* των διαφόρων στοιχείων της κατασκευής Θα προσδιορίζονται από τις πυκνότητες των υλικών και τις ονομαστικές τους διαστάσεις.

Είναι ενδεχόμενο, να απαιτηθεί ο προσδιορισμός δύο χαρακτηριστικών τιμών για το ίδιο βάρος, μιας άνω και μιας κάτω τιμής, εφόσον χρησιμοποιούνται μέλη από σκυρόδεμα με μικρό πάχος ή υπάρχει αβεβαιότητα στον ακριβή προσδιορισμό του ίδιου βάρους, ή ακόμη αν οι τελικές διαστάσεις και ο τύπος του υλικού που θα χρησιμοποιηθεί, δεν έχει ακόμη αποφασισθεί οριστικά, κατά τη φάση του σχεδιασμού. Σε ορισμένες περιπτώσεις τα βάρη θα προσδιορίζονται από πληροφορίες που παρέχει ο κατασκευαστής (π.χ. ειδικοί τύποι πατωμάτων με κενά, κεραμίδια, μονωτικά στοιχεία κλπ).

Για τον προσδιορισμό της επιρροής του ίδιου βάρους διαχωριστικών τοίχων επί της κατασκευής, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα ισοδύναμο, ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο, το οποίο επιπροστίθεται σε αυτό που προκύπτει από τον Πίνακα 10.

2.9.1. Κτιριακά φορτία.

Τα *επιβαλλόμενα φορτία* των κτιρίων είναι ομοιόμορφα διανεμημένα ή συγκεντρωμένα, και οφείλονται είτε σε κανονική χρήση του κτιρίου από ανθρώπους, είτε σε έπιπλα, κινητά αντικείμενα, μηχανήματα και οχήματα.

Επίσης μπορεί να οφείλονται σε ασυνήθεις συγκεντρώσεις ανθρώπων ή επίπλων, ή ακόμη σε μετακίνηση ή στοίβαγμα εμπορευμάτων σε περίπτωση ανακαίνισης ή αναδιοργάνωσης.

Για το σχεδιασμό στοιχείων, τα οποία ανήκουν σε δάπεδο ενός ορόφου (π.χ. πλάκες, δοκοί), η δράση θα θεωρείται ελεύθερη και θα τοποθετείται στην πλέον δυσμενή περιοχή της επιφάνειας επιρροής.

2.9.2. Φορτία Χιονιού.

Το Μέρος 1-3 του EN 1991 (Ευρωκώδικας 1) παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία έλαβε χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα **κάτω** των 1500 m. Για περιοχές με ιδιαίτερες κλιματικές συνθήκες (υψηλές ταχύτητες ανέμου και λιώσιμο του χιονιού), μπορεί να εφαρμοσθεί το Παράρτημα Β του Μέρους 1- 3, στο οποίο δίνονται ειδικές μορφές συγκέντρωσης χιονιού, καθώς και οι αντίστοιχοι συντελεστές μορφής.

Το μέρος αυτό, το οποίο πρέπει να χρησιμοποιείται σε συνδυασμό μόνο με τα υπόλοιπα μέρη του Ευρωκώδικα 1, δεν καλύπτει τις ακόλουθες περιπτώσεις, οι οποίες είναι δυνατό να λάβουν χώρα και μπορεί να αποτελέσουν αιτία μερικής ή και ολικής αστοχίας της κατασκευής:

- Φορτία από την πτώση χιονιού λόγω ολίσθησης από υψηλότερη προς χαμηλότερη στέγη.

- Πρόσθετα φορτία ανεμοπίεσης, που μπορεί να προκύψουν από την αλλαγή του σχήματος ή των διαστάσεων της κατασκευής λόγω της παρουσίας χιονιού ή πάγου.
- Φορτία πάγου.
- Φορτία σε περιοχές όπου υπάρχει χιόνι καθ' όλη τη διάρκεια του έτους.
- Πλευρική φόρτιση λόγω χιονιού.
- Φορτία χιονιού σε γέφυρες.
- Αύξηση των φορτίων λόγω μεγάλης έντασης βροχόπτωσης πάνω στο χιόνι.
- Φορτία, τα οποία μπορεί να προκύψουν από το φράξιμο των αποχετευτικών συστημάτων λόγω χιονιού ή πάγου.

Τα φορτία του μέρους αυτού έχουν προκύψει με την παραδοχή *φυσικής απόθεσης* και δεν λαμβάνουν υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή του χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση. Στις περιπτώσεις αυτές θα πρέπει να γίνεται κατάλληλη τροποποίηση των φορτίων. Τα φορτία χιονιού θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις *μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις* (όπως αυτές ορίζονται στο EN 1990). Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές οι οποίες δεν μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνήθων στατιστικών μεθόδων για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού, οι ακραίες αυτές τιμές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις. Ανάλογα με:

- Τη μορφή της στέγης.
- Τα Θερμικά της χαρακτηριστικά.
- Την τραχύτητα της επιφάνειας.
- Το ποσό της Θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη.
- Την απόσταση των γειτονικών κτιρίων.
- Τον περιβάλλοντα χώρο.
- Τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες.

το χιόνι μπορεί να συσσωρευθεί επί της στέγης κατά διάφορους τρόπους. *Ιδιαίτερη σημασία έχει* το κατά πόσον είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης. Για την εκτίμηση του φορτίου χιονιού, συνήθως θεωρείται αρχικός το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή προκύπτει για συνθήκες όπου επικρατούν άνεμοι.

2.10. ΕΑΚ Γενικά

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Τις κινήσεις αυτές στα επόμενα θα ονομάζουμε σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους. Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού A , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η εδαφική επιτάχυνση A κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη (τιμές $\gamma^* A$), ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων.

Διεύθυνση και στάθμη εφαρμογής.

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια

του εδάφους. Η σεισμική κίνηση τυχόντος σημείου του εδάφους στο χώρο καθορίζεται με τη βοήθεια των δύο οριζόντιων και κάθετων μεταξύ τους συνιστωσών της (με τυχόντα προσανατολισμό) και της κατακόρυφης συνιστώσας. Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατιστικά ανεξάρτητες.

Καθορισμός σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού.

Οι τεταγμένες του φάσματος απόκρισης δίνουν τη μέγιστη επιτάχυνση του μονοβάθμιου ταλαντωτή, κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης, συναρτήσει της ιδιοπεριόδου T και του ποσοστού κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης ζ . Το «ελαστικό φάσμα» επιτάχυνσης Φ_e δεν αντιστοιχεί σε καμιά πραγματική σεισμική δόνηση, αλλά είναι το

αποτέλεσμα στατιστικής επεξεργασίας φασμάτων πολλών σεισμικών δονήσεων (ταξινόμηση κατά κατηγορίες εδαφών, κανονικοποίηση, κλπ.) και ομαλοποίησης της τελικής φασματικής γραμμής. Το φάσμα αυτό χρησιμοποιείται μόνο στην περίπτωση ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής και εφόσον η απόκριση υπολογίζεται με την δυναμική φασματική μέθοδο.

Φάσματα σχεδιασμού

Τα φάσματα σχεδιασμού περιλαμβάνουν τα παρακάτω δύο μέρη, τα οποία συνδέονται αναπόσπαστα και από κοινού αποτελούν την απαίτηση του κανονισμού:

α) Το σχήμα του φάσματος.

β) Την ένταση των σεισμικών διεγέρσεων, η οποία εκτός από την ζώνη

σεισμικής επικινδυνότητας, επηρεάζεται και από τις ελαστοπλαστικές

και αποσβεστικές ιδιότητες της ίδιας της κατασκευής.

Σχήμα Φάσματος

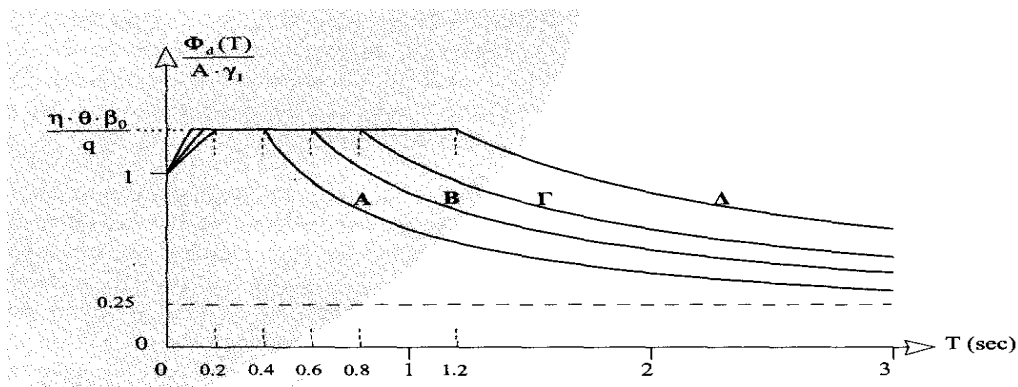
Το σχήμα του φάσματος καθορίζεται από την τιμή της μέγιστης ενίσχυσης β_0 και τις περιόδους T_1 και T_2 . Οι καταγραφές και οι βλάβες στους σεισμούς του γεγονός το οποίο αγνοείτο μέχρι σήμερα.

Καθορισμός σεισμικών διεγέρσεων

Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης

(σε όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες

της σεισμικής διέγερσης του εδάφους χαρακτηρίζονται με το ίδιο «ελαστικό φάσμα» επιτάχυνσης Φ_e .



Εικ. 1 Φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)/A \cdot \gamma_1$ Σχεδίαση για $\eta \cdot \theta \cdot \beta_0 / q = 2.5 / 2.0$.

Ο δείκτης συμπεριφοράς q εκφράζει, γενικά, την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά και διαχέει ενέργεια με πλάσιμη συμπεριφορά, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται ο δείκτης συμπεριφοράς, είναι η διαθέσιμη πλαστιμότητα, η υπερστατικότητα, η

υστερητική απόσβεση και άλλοι. Η τιμή του q ορίζεται, γενικά, για ολόκληρο το κτίριο. Στη συνήθη περίπτωση κτιρίων από το ίδιο υλικό σε όλους τους ορόφους και με ορθογωνική διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας, η τιμή του q ορίζεται για κάθε κύρια διεύθυνση (x ή y) του κτιρίου ανάλογα με το αντίστοιχο δομικό σύστημα. Σε κτίρια από διαφορετικό υλικό ή δομικό σύστημα ανά όροφο (σύζευξη εν σειρά), για κάθε όροφο και διεύθυνση λαμβάνεται η αντίστοιχη τιμή του

q εφόσον δεν υπερβαίνει την ελάχιστη τιμή του q των υπερκείμενων ορόφων. Στην αντίθετη περίπτωση η τιμή του q για κάθε όροφο και διεύθυνση λαμβάνεται ίση με την ελάχιστη τιμή του q των υπερκείμενων ορόφων. Σε περίπτωση κτιρίου με κατακόρυφα στοιχεία δυσκαμψίας σε ορθογωνική διάταξη, αλλά από διαφορετικό υλικό ή διαφορετικό δομικό σύστημα σε όλο το ύψος κατά την ίδια κύρια διεύθυνση του κτιρίου (σύζευξη εν παραλλήλω), ο συντελεστής συμπεριφοράς κατά την υπόψη διεύθυνση υπολογίζεται από τη σχέση

$$q = \sqrt{\frac{\sum_i v_i^2}{\sum_i (v_i/q_i)^2}} \dots\dots\dots(\text{Εξίσωση 13})$$

όπου V_i η τέμνουσα δύναμη στη βάση και q_i ο αντίστοιχος συντελεστή συμπεριφοράς των επιμέρους στοιχείων. Ο διορθωτικός συντελεστής “ η ” εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής της ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης ζ είναι διάφορο του 5%. Η αύξηση της απόσβεσης στην ανελαστική περιοχή της συμπεριφοράς (υστερητική απόσβεση) συμπεριλαμβάνεται στην τιμή του δείκτη συμπεριφοράς. Τέλος, τα κτίρια με μικτές χρήσεις έχουν συντελεστή σπουδαιότητας γ_I που εξαρτάται από τη δεσπόζουσα χρήση τους όπως αυτή θα ορίζεται από τον ισχύοντα Κτιριοδομικό Κανονισμό ή άλλες ειδικές διατάξεις.

$$0 \leq T < T_1 : \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \dots\dots(\text{Εξίσωση 14})$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 : \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \dots\dots(\text{Εξίσωση 15})$$

$$T_2 < T : \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots(\text{Εξίσωση 16})$$

Όπου:

A= $\alpha \cdot g$ μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

g επιτάχυνση της βαρύτητας,

q συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής ,

γ_I συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου

η διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης διάφορο του 5%,

θ συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης,

T_1 και T_2 χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος ,

$\beta_0 = 2.5$ συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης υπολογίζεται από την σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7 \dots \dots \dots (\text{Εξίσωση 17})$$

Στον Πίν. 8, παρουσιάζονται τιμές του συντελεστή κρίσιμης απόσβεσης

Είδος Κατασκευής	$\zeta\%$
Μεταλλική: με συγκολλήσεις	2
με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα: άοπλο	3
οπλισμένο	5
προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία: οπλισμένη	6
διαζωματική	5
Ξύλινη: κολλητή	4
κοχλιωτή	4
ηλωτή	5

Πίν. 8 Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ .

Σε ειδικές περιπτώσεις συστημάτων που αποδεδειγμένα διαθέτουν ιδιαίτερα μεγάλη απόσβεση (π.χ. απόσβεση ακτινοβολίας στο υπέδαφος), το κάτω όριο του συντελεστή “ η ” επιτρέπεται να μειωθεί μέχρι την τιμή **0.5**.

2.10.1. Κατακόρυφη συνιστώσα.

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας καθορίζεται κατά τρόπο ανάλογο με το φάσμα της οριζόντιας συνιστώσας με διαφορές:

$$A_v = 0.7 * A \dots\dots\dots(\text{Εξίσωση 18})$$

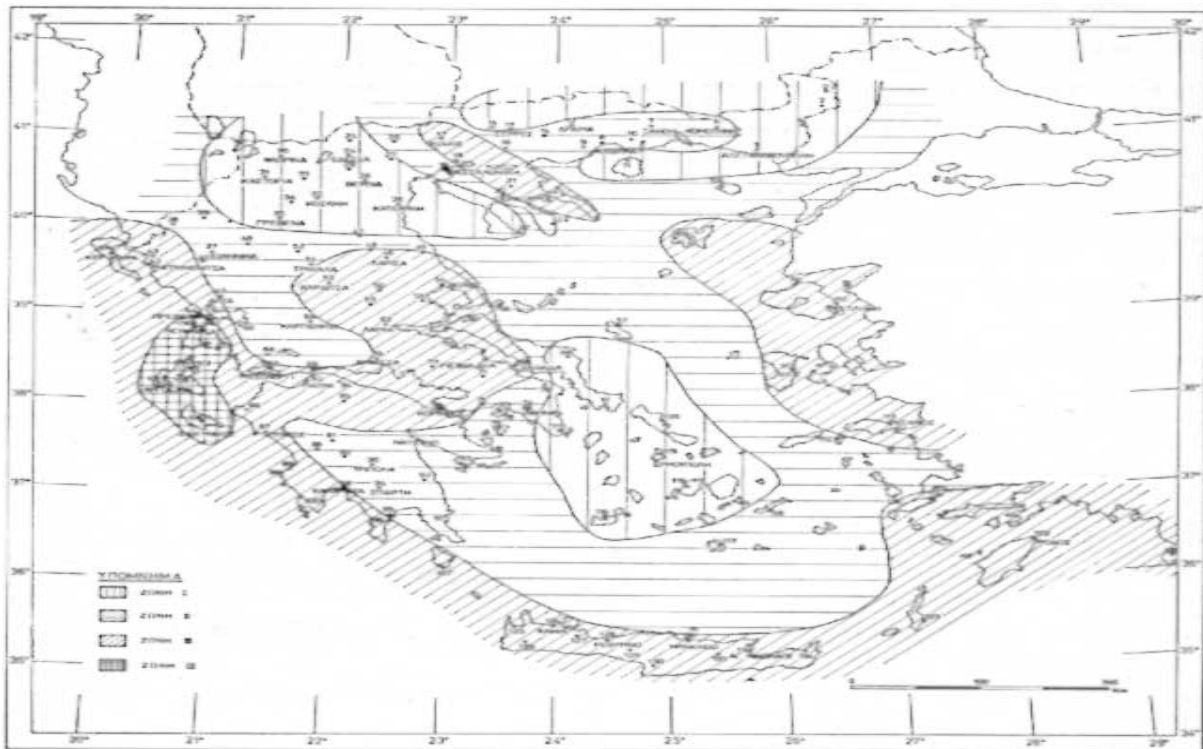
και

$$q_v = 0.5q \geq 1.00 \dots\dots\dots(\text{Εξίσωση 19})$$

Η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης θ λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1.0.

2.10.2. Σεισμική επιτάχυνση εδάφους.

Για την εφαρμογή του παρόντος Κανονισμού η Χώρα υποδιαιρείται σε τέσσερις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας *I, II, III*, τα όρια των οποίων καθορίζονται στον Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος.



Εικ. 2 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας.

Σε κάθε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους **A**, σύμφωνα με τον **Πίν. 9** Σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A=a*g$.

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
α	0.16	0.24	0.36

Πίν. 9 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A=a*\alpha$.

Οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους εκτιμάται, σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, ότι έχουν πιθανότητα υπέρβασης **10%** στα **50** χρόνια.

2.10.3. Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μία τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 σύμφωνα με τον παρακείμενο πίνακα.

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ_1
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικών κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

Πίν. 10 Συντελεστές Σπουδαιότητας.

2.10.4. Συντελεστής συμπεριφοράς q .

Ο συντελεστής αυτός εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Οι μέγιστες τιμές του q δίδονται στον παρακείμενο πίνακα ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος.

Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι για τον σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (πλάστιμη συμπεριφορά). Σε περίπτωση επιθυμητής ελαστικής συμπεριφοράς λαμβάνεται $q = 1$.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2.00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα *	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται*)	1.00
	* Βλέπε Παράρτημα Γ.	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Πίν. 11 Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q.

2.10.5. Κατάταξη εδαφών.

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες **A**, **B**, **Γ**, **Δ** και **Χ**, που περιγράφονται στον παρακείμενο πίνακα

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.

Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
X	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοίλιωδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλπ. και παρ. 5.1[3]). Απότομες κλιείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Πίν. 12 Κατάταξη εδαφών από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας.

Δόμηση μόνιμων έργων σε εδάφη κατηγορίας **X** μπορεί να γίνει μόνο ύστερα από λεπτομερείς έρευνες και μελέτες, εφόσον ληφθούν κατάλληλα μέτρα βελτίωσης των ιδιοτήτων του εδάφους. Σχηματισμός πάχους μικρότερου των **5 m** μπορεί να θεωρείται ότι ανήκει στην αμέσως προηγούμενη κατηγορία εδαφους με εξαίρεση την κατηγορία **X**.

2.10.6. Συντελεστής θεμελίωσης.

Ο συντελεστής θεμελίωσης θ εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης. Σε εδάφη Κατηγορίας **A ή B** ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή **1.0**, όταν συντρέχει τουλάχιστον μία από τις προϋποθέσεις που αναφέρονται σε αυτόν και εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος κατηγορίας **B**.

2.11. ΕΚΩΣ -Γενικά

2.11.1. Φαινόμενο βάρος

Στους υπολογισμούς μπορεί να ληφθεί το φαινόμενο βάρος άοπλου σκυροδέματος ίσο με **24 KN/m²** και το φαινόμενο βάρος ωπλισμένου ή προεντεταμένου σκυροδέματος ίσα με **25 KN/m²** σε περίπτωση συνήθων ποσοστών οπλισμού.

2.11.2. Χαρακτηριστική αντοχή

Σε ειδικές περιπτώσεις και υπό την προϋπόθεση πλήρους αιτιολόγησης είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν δακίμιο ηλικίας διάφαρης των 28 ημερών. Σε ορισμένους υπολογισμούς, π.χ. εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας χρησιμοποιείται η μέση Θλιπτική αντοχή η οποία μπορεί να προκύψει από τη χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή, μέσω της σχέσης: $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa) εκτός από σπάνιες περιπτώσεις ,η πραγματική τιμή της χαρακτηριστικής αντοχής δεν μπορεί να προσδιορισθεί γιατί ο αριθμός των δοκιμών που απαιτούνται για αυτόν τον σκοπό είναι μεγάλος.

2.11.3. Θλιπτική αντοχή.

Ο Κανονισμός αυτός βασίζεται σε Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος που μετράται σε 28 ημέρες σε κυλινδρικά δοκίμιο διαμέτρου 150 mm και ύψους 300 mm ή κυβικά δοκίμια ακμής 150 mm σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος (Κ.Τ.Σ.). Χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου f_{ck} ή κυβικού $f_{ck,cube}$. Θεωρείται εκείνη η τιμή αντοχής κάτω της οποίας υπάρχει 5% πιθανότητα να βρεθεί η τιμή αντοχής ενός τυχαίου δοκιμίου.

Στην πράξη το σκυρόδεμα Θεωρείται ότι ανήκει στην κατηγορία που προδιαγράφεται στην μελέτη, αν τα αποτελέσματα των δοκιμών συμφωνούν με τα κριτήρια συμμόρφωσης του Κ.Τ.Σ.

2.11.4. Κατηγορίες σκυροδέματος

Η διαστασιολόγηση πρέπει να βασίζεται σε κατηγορία σκυροδέματος που αντιστοιχεί σε καθορισμένη τιμή χαρακτηριστικής αντοχής.

Οι κατηγορίες σκυροδέματος είναι οι ακόλουθες:

C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Πίν. 13 *Κατηγορίες σκυροδέματος.*

όπου ο πρώτος αριθμός κάθε κατηγορίας ορίζει την χαρακτηριστική αντοχή κυλίνδρου f_{ck} ενώ ο δεύτερος ορίζει την χαρακτηριστική αντοχή κύβου ($f_{ck,cube}$) σε MPa, στις 28 ημέρες.

Η χρήση της κατηγορίας *C12/15* σε οπλισμένο σκυρόδεμα επιτρέπεται μόνο για κτίρια χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας με τρεις το πολύ ορόφους. Η χρήση της κατηγορίας *C16/20* σε οπλισμένο σκυρόδεμα επιτρέπεται μόνο για κτίρια χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, ανεξαρτήτως του αριθμού των ορόφων. Για κτίρια με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, με τρεις το πολύ ορόφους. Για προεντεταμένο σκυρόδεμα δεν επιτρέπονται οι κατηγορίες *C12/15*, *C16/20* και *C20/25*.

2.11.5. Ανθεκτικότητα σε διάρκεια, συνθήκες περιβάλλοντος, ελαχιστη επικάλυψη

Η ελάχιστη τιμή της επικάλυψης σχετίζεται και με τις απαιτήσεις για εξασφάλιση ικανοποιητικής συνάφειας και πυρασφάλειας.

Κατηγορία 1: Ελάχιστα διαβρωτικό περιβάλλον:

- Εσωτερικοί χώροι κτιρίων κατοικιών ή γραφείων
- Χώροι όπου η σχετική υγρασία φθάνει σε υψηλή τιμή για ένα μικρό χρονικό διάστημα κατά την διάρκεια του έτους (π.χ. σχετική υγρασία 80%, για χρονικό διάστημα λιγότερο από 3 μήνες το χρόνο)

Κατηγορία 2: Μετρίως διαβρωτικό περιβάλλον:

- Εσωτερικοί χώροι κτιρίων όπου η σχετική υγρασία είναι υψηλή και όπου υπάρχει κίνδυνος πρόσκοιρης παρουσίας διαβρωτικών ουσιών,
- Φυσικό νερό (σύνηθες), που ρέει με βραδύτητα (ή είναι στάσιμο), Εξωτερικοί χώροι κτιρίων, κατοικιών ή γραφείων σε αγροτικές ή αστικές περιοχές με ατμόσφαιρα χωρίς υψηλή περιεκτικότητα σε διαβρωτικές ουσίες.

Σημειώνεται ότι Δομικά στοιχεία (π.χ. περιμετρικά) που τμήμα τους βρίσκεται σε συνθήκες κατ. 1 ενώ άλλο τμήμα τους βρίσκεται σε συνθήκες κατ. 2, θα σχεδιάζονται ολόκληρα για την δυσμενέστερη κατηγορία.

Κατηγορία 3: Παραθαλάσσιο περιβάλλον: Βλ. και Κ.Τ.Σ., παρ. 12.6.

Ορίζονται 4 κατηγορίες συνθηκών περιβάλλοντος ως εξής:

- **Κατηγορία 1:** Ελάχιστα διαβρωτικό περιβάλλον.
- **Κατηγορία 2:** Μετρίως διαβρωτικό περιβάλλον.
- **Κατηγορία 3:** Παραθαλάσσιο περιβάλλον. Παραθαλάσσιες περιοχές (απόσταση από την ακτή ≤ 1.5 km)
- **Κατηγορία 4:** Πολύ διαβρωτικό περιβάλλον. Βιομηχανικές ζώνες, χώροι με υψηλή περιεκτικότητα σε χημικά προϊόντα (αέρια, υγρά, στερεό).

Η ελάχιστη απόσταση μεταξύ οποιουδήποτε οπλισμού και της πλησιέστερης επιφάνειας σκυροδέματος (επικάλυψη) δίνεται στον παρακείμενο πίνακα. Η Ονομαστική τιμή c_{nom} της επικάλυψης σκυροδέματος πρέπει να είναι μεγαλύτερη κατά 5 έως 10 mm της ελάχιστης c_{min}

Τιμές c_{min}				Διόρθωση για:		
Κατηγορία συνθηκών περιβάλλοντος				Πλάκες ή κελύφη	Προταυόμενους τένοντες	Προεντεταμένους τένοντες
1	2	3	4	-5	+5	+10
20	25	30	30-45*			
* Αναλόγως της διαβρωτικότητας του μέσου. Για προσβολή κατά την παρ. 12.4 του Κ.Τ.Σ. ισχύει $c_{min} = 30,35,40$ και 45mm για ασθενή, μέτριο, ισχυρό και πολύ ισχυρό βαθμό προσβολής, αντιστοίχως.						

Πίν. 14 Ελάχιστες επικαλύψεις σε mm (c_{min}).

Η τελική τιμή της ελάχιστης επικάλυψης δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερη από 15 mm ή από ($\Phi \pm 10$ mm ή 20 mm) για κατηγορίες συνθηκών περιβάλλοντος 1/2 ή 3/4, αντιστοίχως, όπου Φ η διάμετρος ράβδου οπλισμού (ή η ισοδύναμη διάμετρος δέσμης ράβδων).

Για σκυροδετήσεις εν επαφή με συνήθη εδάφη η ελάχιστη επικάλυψη είναι: για απευθείας σκυροδέτηση σε μη διαμορφωμένο έδαφος **75mm** για σκυροδέτηση επί διαμορφωμένου εδάφους, με στρώση σκυροδέματος καθαριότητας, **40mm**. Για υποθαλάσσια έργα ή έργα που διαβρέχονται / καταιονίζονται με θαλασσινό νερό, η ελάχιστη επικάλυψη είναι 40 mm.

Για σκυραδέματα με αδρανή μεγίστου κόκκου > 31.5 mm, η ελάχιστη επικάλυψη αυξάνεται κατά 5mm, για C_{min} 30mm.

Για ειδικά έργα (π.χ. σταθμοί αφαλατώσεως ή έργα όπου το σκυρόδεμα έρχεται σε επαφή με νερό ή εδάφη με υψηλές συγκεντρώσεις χλωριόντων ή θειοϊόντων) θα γίνεται ειδική μελέτη.

2.12. ΣΥΜΜΙΚΤΟ ΜΕΡΟΣ.

Στις σύμμικτες κατασκευές γίνεται χρήση σύμμικτων δομικών μελών. Πρόκειται για δομικά μέλη, των οποίων οι επιμέρους διατομές ή τα τμήματά τους — οι «εταίροι σύμμικτης λειτουργίας» — είναι άρρηκτα συνδεδεμένοι μεταξύ τους και συνεργάζονται μεθοδικά: Μεταλλικές δοκοί (εξελασμένης ή συγκολλημένης διατομής), κοιλοδοκοί (σε σύμμικτα υποστυλώματα) ή δικτυωτοί φορείς, και τμήματα ωπλισμένου σκυροδέματος, μη προεντεταμένα ή προεντεταμένα με τένοντες εγκιβωτισμένους στο σκυρόδεμα

Σκοπός του συνδυασμού αυτού είναι να διαμορφωθεί η διατομή κατά τέτοιο τρόπο, ώστε να επιτυγχάνεται βέλτιστη εκμετάλλευση των ιδιαίτερων ιδιοτήτων των δομικών υλικών. Ειδικότερα επιδιώκεται, φυσικά, η παραλαβή θλιπτικών δυνάμεων από τα μέλη οπλισμένου σκυροδέματος και εφελκυστικών δυνάμεων από τα μέλη χάλυβα. Σύμμικτα μέλη αποτελούν:

- Σύμμικτες πλάκες με φατνωματικό χαλυβδόφυλλο τραπεζοειδούς μορφής ή μορφής υποσκαφής («χελιδονοουράς»)
- Σύμμικτοι δοκοί (με εγκιβωτισμένο ή μη εγκιβωτισμένο κορμό μεταλλικής δοκού)
- Σύμμικτα υποστυλώματα (πλήρως εγκιβωτισμένη μεταλλική δοκός, μεταλλικές δοκοί με εγκιβωτισμένο κορμό και σωλήνες ή κοιλοδοκοί με γέμιση σκυροδέματος).

Οι σύμμικτες κατασκευές διαφέρουν τόσο από τις κατασκευές ωπλισμένου σκυροδέματος, όπου γίνεται συνδυασμός σκυροδέματος και οπλισμού χωρίς ίδια φέρουσα ικανότητα σε κάμψη, όσο και από μικτές Κατασκευές, π.χ. σκελετό χάλυβα με πυρήνα σκυροδέματος για αύξηση της ακαμψίας.

Εκτός από τις απαιτήσεις δομικού χαρακτήρα, οι οποίες σχετίζονται αποκλειστικά με την ανθεκτικότητα της κατασκευής κάτω από φυσιολογικές συνθήκες θερμοκρασίας, πρέπει να ληφθούν υπόψη η αντοχή της κατασκευής στην περίπτωση πυρκαγιάς χωρίς την ανάγκη λήψης ιδιαίτερων μέτρων πυροπροστασίας (δηλ. χρήση άκαυστων υλικών). Η

μεθοδική συνεργασία των μελών μίας σύμμικτης κατασκευής επιτρέπει ακόμη και σε περιπτώσεις υψηλών φορτίων και μεγάλων ανοιγμάτων την επιλογή διατομών σχετικά μικρών διαστάσεων, με αποτέλεσμα οι σύμμικτες κατασκευές να είναι ελαφρές, λεπτές, γρήγορες στην εκτέλεση και ταυτόχρονα υψηλά ανθεκτικές και οικονομικές. Η σύνδεση μεταξύ των εταιρων σύμμιξης πρέπει να εμφανίζει επαρκή και διαρκή αντοχή σε διατμηση, η οποία επιτυγχάνεται με την χρήση ειδικών διατμητικών συνδέσμων.

2.12.1. Πίνακες Κατάταξης διατομών.

Η σύμμικτες διατομές κατατάσσονται βάσει των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της σιδηράς διατομής. Η κατάταξη μίας σύμμικτης διατομής εξαρτάται από την κατάταξη του θλιβόμενου πέλματος και του κορμού της σιδηροδοκού.

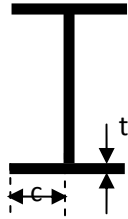
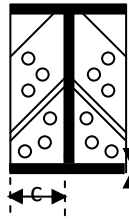
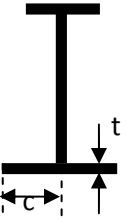
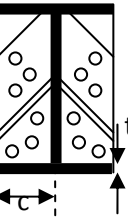
Η κατηγορία της διατομής καθορίζεται από το μέγιστο των επιμέρους κατηγοριών του πέλματος και του κορμού αντίστοιχα. Εν συνεχεία η κατηγορία του στοιχείου του φέροντος οργανισμού καθορίζεται από την διατομή με την υψηλότερη κατηγοριοποίηση. Όπως και στην περίπτωση του στοιχείου η κατηγορία του φορέα καθορίζεται από την πιο δυσμενή κατηγοριοποίηση των στοιχείων που την αποτελούν.

Με άλλα λόγια αν ο κορμός είναι κατηγορίας 2 και το πέλμα κατηγορίας 1 τότε η διατομή κατατάσσεται σε διατομή κατηγορίας 2. Αν τώρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1 και το πέλμα είναι κατηγορίας 3 τότε η διατομή κατατάσσεται ως διατομή κατηγορίας 3. Αν για κάποια διατομή μία δοκός είναι κατηγορίας 1 και για άλλη διατομή της ίδιας δοκού είναι κατηγορίας 3 τότε η δοκός στο σύνολο της θεωρείται κατηγορίας 3. Το ίδιο ισχύει και για περιπτώσεις φορέων που αποτελούνται από πλήθος δοκών και στύλων όπου η δυσμενέστερη κατηγοριοποίηση ενός στύλου ή δοκού κρίνει και την κατηγορία του φορέα.

2.12.2. Κατάταξη θλιβόμενου πέλματος

Για το θλιβόμενο πέλμα της σιδηράς διατομής ως κρίσιμο μέγεθος ορίζεται ο λόγος c/t όπου t το πάχος του πέλματος και c το πλάτος του πέλματος που για εξελασμένες εν

θερμώ διατομές ορίζεται ως το καθαρό πλάτος του φτερού του πέλματος και για συγκολλητές διατομές ορίζεται ως το ήμισυ του πλάτους του πέλματος. Στον παρακείμενο πίνακα, παρουσιάζεται ο μέγιστος λόγος για την κατάταξη του πέλματος.

ΘΛΙΒΟΜΕΝΟ ΠΕΛΜΑ				
Κατηγορία	Εξελασμένος		Συγκολλημένος	
	 Μη εγκιβωτισμένος	 Εγκιβωτισμένος	 Μη εγκιβωτισμένος	 Εγκιβωτισμένος
1	10 ε	10 ε	9 ε	9 ε
2	11 ε	15 ε	10 ε	14 ε
3	15 ε	21 ε	14 ε	20 ε

Πίν. 15: Μέγιστος λόγος c/t για το θλιβόμενο πέλμα της σιδηράς δοκού.

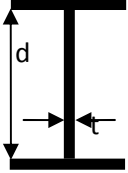
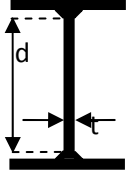
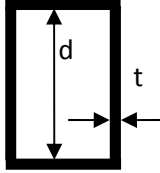
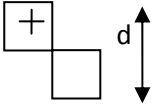
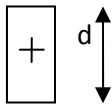
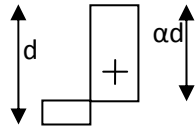
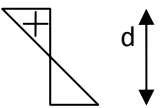
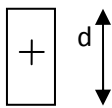
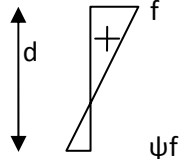
Ως ε ορίζεται ο λόγος $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} f_y$ (MPa)(Εξίσωση 20)

Για τις διάφορες κατηγορίες χάλυβα τιμές του ε με προσέγγιση 2 ψηφίων παρουσιάζονται στον παρακείμενο πίνακα.

Χάλυβας	S235	S275	S355	S460
f_y	235	275	355	460
ε	1.00	0.92	0.81	0.71

Πίν. 16: Τιμές του ε.

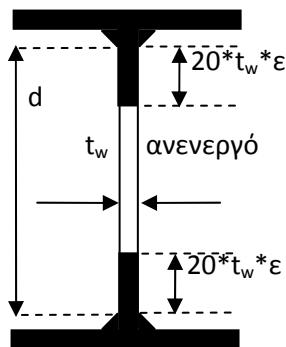
Για τον κορμό ως κρίσιμο μέγεθος ορίζεται ο λόγος d/t (όπου d το καθαρό ύψος του, παρουσιάζεται ο μέγιστος λόγος για την κατάταξη του κορμού.

Κατηγορία	Καθαρή κάμψη $\alpha=0.5$	Θλίψη $\alpha=1.0$	Κάμψη και θλίψη
 Συγκολλητός	 Εξελασμένος		
Κατανόηση τάσης (η θλίψη παρουσιάζεται με θετικό πρόσημο)			
1	$d/t \leq 72 \varepsilon$	$d/t \leq 33 \varepsilon$	$\alpha \geq 0.5$ $d/t \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ $\alpha < 0.5$ $d/t \leq 36 \varepsilon / \alpha$
2	$d/t \leq 83 \varepsilon$	$d/t \leq 38 \varepsilon$	$\alpha \geq 0.5$ $d/t \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ $\alpha < 0.5$ $d/t \leq 41.5 \varepsilon / \alpha$
Ελαστική Κατανόηση			
3	$d/t \leq 124 \varepsilon$	$d/t \leq 42 \varepsilon$	$\psi \geq -1$ $d/t \leq (42 \varepsilon) / (0.67 + 0.33 \psi)$ $\psi < -1$ $d/t \leq (62 \varepsilon) (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$

Πίν. 17: Μέγιστος λόγος d/t θλιβομένων κορμών.

Στην περίπτωση όπου ο κορμός είναι εγκιβωτισμένος σε σκυρόδεμα, κορμός κατηγορίας 3 μπορεί να θεωρηθεί ως κατηγορίας 2.

Επιπλέον στην περίπτωση όπου τα πέλματα υπάγονται στις κατηγορίες 1 και 2 αλλά ο κορμός υπάγεται στην κατηγορία 3 είναι δυνατή η αναβάθμιση του σε κατηγορία 2 με την εισαγωγή της έννοιας της ανενεργής διατομής. Στην περίπτωση αυτή λαμβάνονται υπόψη μόνον τα μέρη του κορμού σε επαφή με το άνω και κάτω πέλμα για μήκος ίσο με $20 \cdot t_w \cdot \epsilon$ όπου ως t_w ορίζεται το πάχος του κορμού.



Εικ. 3 : Ενεργό τμήμα κορμού κατηγορίας 2.

2.13. Σύμμικτα στοιχεία.

Ο πιο σημαντικός και πιο συχνά εμφανιζόμενος συνδυασμός δομικών υλικών είναι αυτός του χάλυβα και του σκυροδέματος. Αυτά τα υλικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε μικτά δομικά συστήματα, για παράδειγμα πυρήνες απο σκυρόδεμα εγκλεισμένοι σε χαλύβδινους σωλήνες, όπως επίσης και σύμμικτες κατασκευές όπου τα μέλη αποτελούνται απο χάλυβα και σκυρόδεμα που ενεργούν με σύμμικτο τρόπο. Αυτά τα ουσιαστικά διαφορετικά υλικά είναι τελείως συμβατά και συμπληρωματικά το ένα με το άλλο, έχουν σχεδόν την ίδια θερμική διαστολή, έχουν ένα ιδανικό συνδυασμό αντοχών με την αποτελεσματικότητα του σκυροδέματος σε θλίψη και του χάλυβα σε εφελκυσμό, το σκυρόδεμα δίνει προστασία από διάβρωση και θερμομόνωση στον χάλυβα σε υψηλή

θερμοκρασία και επιπρόσθετα μπορεί να περιορίσει τις λυγηρές χαλύβδινες διατομές απο τοπικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

- Το *σκυρόδεμα* πρέπει να είναι καλά συμπυκνωμένο και ομοιογενές. Η χρήση εξωτερικών δονητών κρίνεται απαραίτητη. Τα χοντρόκοκκα αδρανή του σκυροδέματος περιορίζονται στα **d/6** έως **d/8** της διαμέτρου της κλειστής διατομής. Εάν προβλέπεται και πρόσθετος διαμήκης οπλισμός τότε δεν πρέπει να ξεπερνούν τα **d/10** αυτής. Στο σκυρόδεμα πρέπει να αποφεύγεται η απόμειξη. Η τιμή νερού / τσιμέντο, **W/C**, πρέπει να είναι όσο το δυνατόν χαμηλότερη, γιατί μπορούν να χρησιμοποιηθούν κατάλληλα προσθετικά σκυροδέματος.
- Η *συμπύκνωση* του πρέπει να γίνεται με την μεγαλύτερη επιμέλεια. Εκεί όπου με συμπύκνωση ανεβαίνουν πρόσθετες φυσαλίδες αέρα, αφαιρείται η μάζα της επάνω περιοχής του υποστρώματος και συμπληρώνεται μετά έως την επιφάνεια της πλάκας κεφαλής με σκυρόδεμα ή αμμοκονία. Ο επάνω κενός χώρος μπορεί να συμπιεσθεί, όπου προβλέπονται ανοίγματα ελέγχου.
- Σε όλες τις περιπτώσεις προβλέπονται στην κενή διατομή **διατρήσεις χαλαρώσεως** για την περίπτωση πυρκαγιάς, ώστε να μπορούν να διαφεύγουν τα αέρια, που σχηματίζονται, χωρίς να προκαλούνται βλάβες από υπερτάσεις.
- **Οι διατρήσεις** αυτές που χρησιμεύουν για την διαφυγή των αερίων, όπως αναφέρθηκε, διατάσσονται κοντά στις κεφαλές και τις βάσεις των υποστρωμάτων και σε απόσταση μεγαλύτερη των **50 μ**. Κάθε διάτρηση πρέπει να έχει διάμετρο τουλάχιστον **20 mm** και τα ανοίγματα αυτά να καθαρίζονται από τυχόν σποφράξεις κατά την σκυροδέτηση και να παίρνονται μέτρα ώστε να μην ξανακλείσουν.

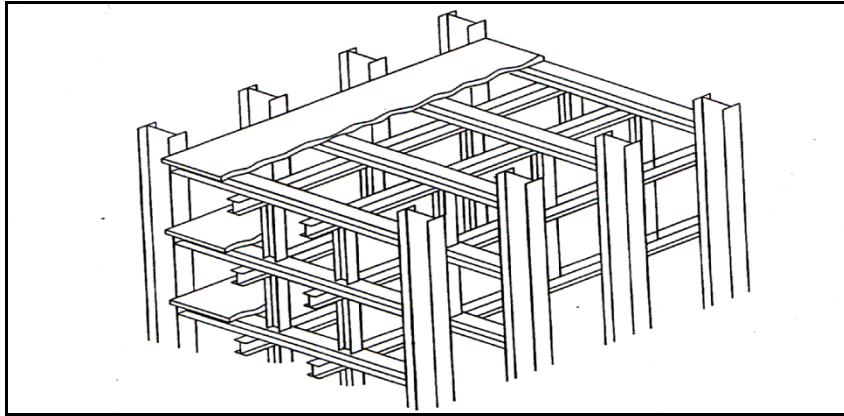
Θα πρέπει να προστεθεί ότι ο συνδυασμός πυρήνων απο σκυρόδεμα, χαλύβδινου πλαισίου και σύμμικτης κατασκευής δαπέδων έχει γίνει η τυπική μέθοδος κατασκευής για πολυόροφα εμπορικά κτίρια σε πολλές χώρες. Αρκετή πρόοδος υπάρχει, για παράδειγμα στην Ιαπωνία, όπου το πλαίσιο απο δομικό χάλυβα/ωπλισμένο σκυρόδεμα είναι το τυπικό

σύστημα για ψηλά κτίρια. Ο κύριος λόγος για αυτή την προτίμηση είναι ότι οι διατομές ανθίστανται σε επαναλαμβανόμενες σεισμικές φορτίσεις, Πράγμα το οποίο απαιτεί μεγάλη αντίσταση και ολκιμότητα.

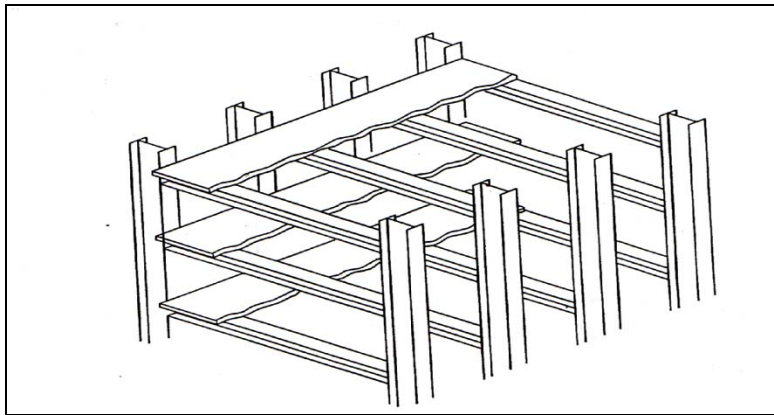
Το κτίριο με σιδηρά και σύμμικτα στοιχεία γνώρισε μια αναγέννηση κατά τη δεκαετία του 1980, έχοντας σαν αποτέλεσμα μια αφθονία ιδεών κατασκευής και δομικών λεπτομερειών. Απλά σύμμικτα στοιχεία, όπως μεμονωμένοι δοκοί, υποστυλώματα και πλάκες ενώ είναι υψηλής αντοχής και ποιότητας, είναι επίσης σε πολλές περιπτώσεις ακριβά. Αυτή η περίπτωση ισχύει ιδιαίτερα για κτίρια με μικρές αποστάσεις υποστυλωμάτων, ανοίγματα δοκών δαπέδου κάτω από 9 μέτρα και μικρές φορτίσεις. Απο την άλλη η σύμμικτη κατασκευή δαπέδου είναι υψηλά ανταγωνιστική αν τα ανοίγματα αυξηθούν σε 12, 15 ή ακόμα και σε 20 μέτρα. Υπάρχει, φυσικά, μια απαίτηση για μεγαλύτερα ελεύθερα ανοίγματα υποστυλωμάτων σε κτίρια για να διευκολύνεται ο ελεύθερος σχεδιασμός ή να δίνεται μεγαλύτερη ευκαμψία στο σχεδιασμό.

Μια περαιτέρω σημαντική θεώρηση είναι ότι η χρήση προτύπων διατομών μεταλλικών προφίλ επικάλυψης και προκατασκευασμένων σύμμικτων μελών επιταχύνει την ανέγερση. Για μέγιστη αποτελεσματικότητα και οικονομία στις συνδέσεις Θα πρέπει να είναι φθηνές στην κατασκευή και άμεσες για επιτόπου ανέγερση.

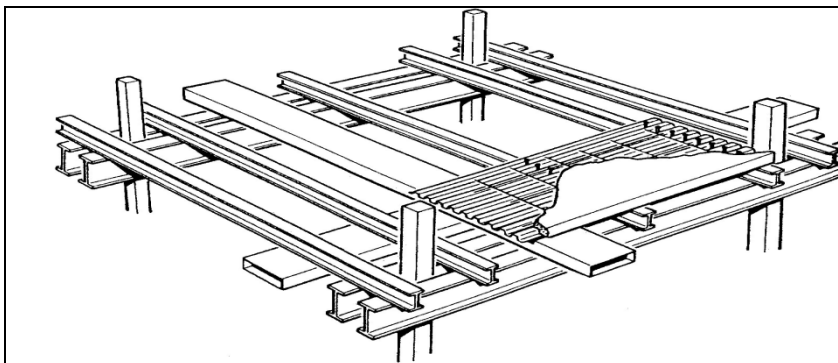
Παρακάτω ακολουθούν 3 παραδείγματα στην χρήση σύμμικτου δαπέδου συνδυάζοντας χαλύβδινες δοκούς και πλάκες απο σκυρόδεμα, σε κτίρια.



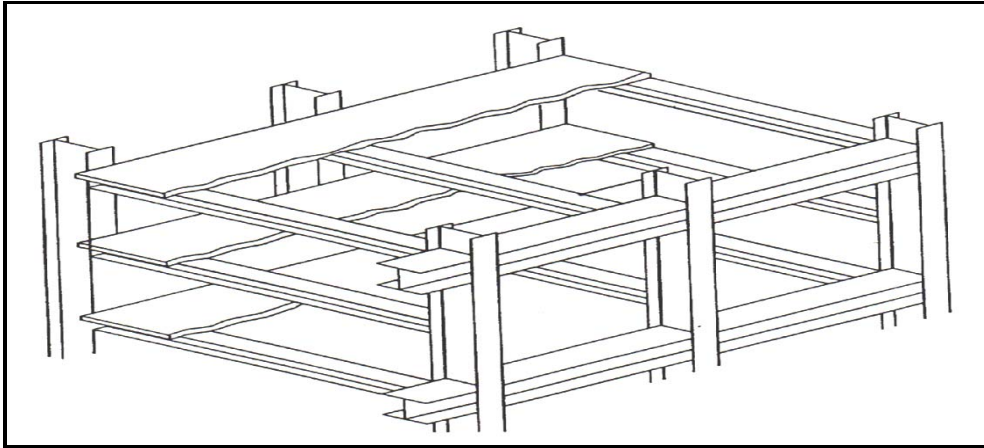
Εικ. 4 Το σχήμα δείχνει ένα τυπικό κτίριο γραφείων με γραφεία και στις δύο πλευρές του διαδρόμου, οι τοίχοι των οποίων ορίζονται από τις θέσεις των εσωτερικών υποστυλωμάτων.



Εικ. 5 δείχνει ένα μεγάλο άνοιγμα. σε κατασκευή ελεύθερη υποστυλωμάτων, η οποία επιτρέπει μεγάλο ποσοστό ευκαμψίας.



Εικ. 6 Στη παραπάνω μορφή κατασκευής οι δευτερεύουσες δοκοί τρέχουν πάνω από τις κύριες και έτσι έχουμε συνέχεια στη κατασκευή.

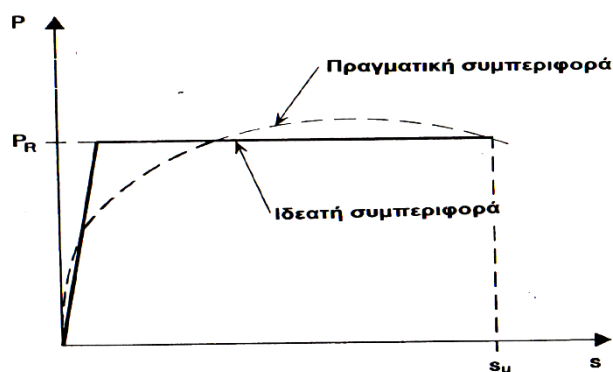


Εικ. 7 Διάταξη δοκών πατώματος.

Η κατασκευή στην Εικ. 7 έχει ένα μειωμένο αριθμό υποστυλωμάτων, με κύριες και δευτερεύουσες δοκούς. Το πιο αποτελεσματικό σχέδιο δαπέδου είναι ορθογωνικό, όχι τετραγωνικό, στο οποίο το άνοιγμα των κυρίων δοκών είναι η μικρότερη απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων και πυκνά διατεταγμένες δοκοί δαπέδου γεφυρώνουν τη μεγαλύτερη απόσταση μεταξύ των κυρίων δοκών. Η απόσταση των δοκών των πατωμάτων είναι ελεγχόμενη από την ικανότητα του ανοίγματος της κατασκευής του δαπέδου από σκυρόδεμα .

2.13.1. Πλήρης και Μερική Διατμητική Σύνδεση.

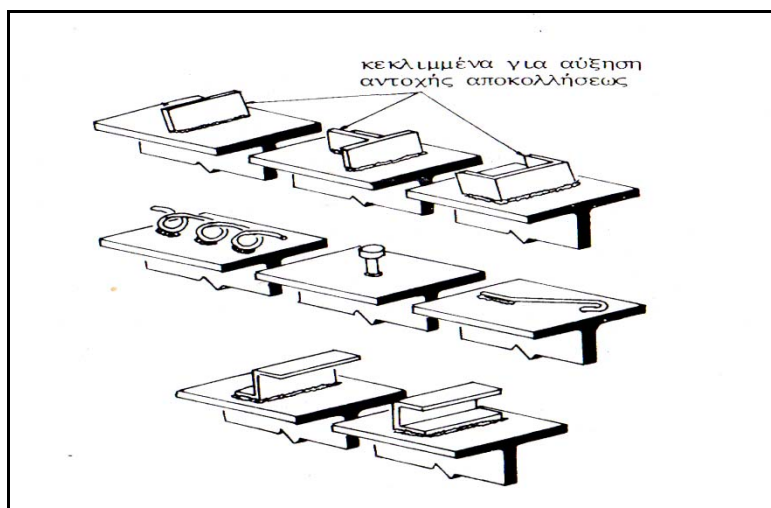
Η πιο σημαντική ιδιότητα του υλικού ενός διατμητικού συνδέσμου είναι η ολκιμότητά του. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4[3], οι όλκιμοι σύνδεσμοι ορίζονται ως αυτοί που έχουν ικανοποιητική ικανότητα παραμόρφωσης, σε ολίσθηση. Με S_u να είναι η ικανότητα ολίσθησης του συνδέσμου. Εάν $S_u > 6\text{mm}$ τότε ο σύνδεσμος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 θεωρείται όλκιμος



(a) Ολκιμος διατμητικός σύνδεσμος

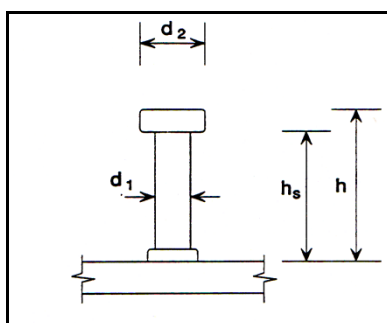
Εικ. 8 Ολκιμος διατμητικός σύνδεσμος.

Πειραματικές δοκιμές έχουν δείξει ότι αυτή η απαίτηση συνήθως ικανοποιείται από ήλους με κεφαλή συγκολλημένους σε μια χαλύβδινη δοκό, με την προϋπόθεση ότι έχουν ένα ολικό μήκος μετά τη συγκόλληση όχι μικρότερο από 4 φορές τη διάμετρο, και ότι η διάμετρος κορμού τους βρίσκεται μέσα στην περιοχή των 16~22mm. Επιπλέον έχει δειχθεί ότι όταν οι ήλοι έχουν συγκολληθεί δια μέσου ενός χαλύβδινου προφίλ και εκτείνονται ικανοποιητικά πάνω από την κορυφή των χαλύβδινων νευρώσεων, η ικανότητα ολίσθησης μπορεί να γίνει αρκετά πιο υψηλή απ'ότι για στερεές πλάκες με S_u για παράδειγμα ίσο προς 10 ή 15 mm. Εναλλακτικά, απόλυτα άκαμπτοι διατμητικοί σύνδεσμοι δηλ. μη-όλκιμοι, μπορούν να ορισθούν ως εκείνοι οι οποίοι θραύονται όταν επιτυγχάνεται το οριακό φορτίο P_R του συνδέσμου χωρίς σημαντική ολίσθηση. Οι σύμμικτες δοκοί που υπόκεινται κυρίως σε κάμψη, αποτελούνται από χαλύβδινη διατομή που δρα σύμμεικτα με ένα (ή δύο) πέλματα οπλισμένου σκυροδέματος. Τα δύο υλικά συνδέονται μέσω διατμητικών συνδέσμων. Στην Ευρωπαϊκή πρακτική επιτυγχάνεται η σύνδεση αυτή μέσω, ήλων κεφαλής, αγκύρια, σιδηρές προεξοχές, ημιαυτόματα συγκολλημένων στο χαλύβδινο πέλμα, βλέπε την παρακάτω Εικόνα.



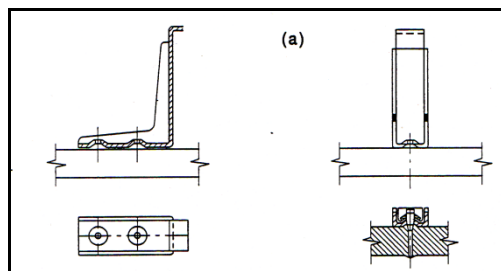
Εικ. 9 Μηχανικοί σύνδεσμοι.

Μηχανικοί σύνδεσμοι χρησιμοποιούνται για να αναπτύξουν τη σύμμικτη δράση μεταξύ των χαλύβδινων δοκών και του σκυροδέματος, αντιστέκοντας έτσι στη διαμήκη διάτμηση του σκυροδέματος. Στις βιομηχανικές χώρες ο πιο διαδεδομένος σύνδεσμος είναι ο ήλος κεφαλής. Μπορεί συγκολληθεί ημιαυτόματα στο άνω πέλμα είτε άμεσα στο τόπο κατασκευής του είτε μέσω λεπτού γαλβανισμένου φύλλου χάλυβα επιτόπου.



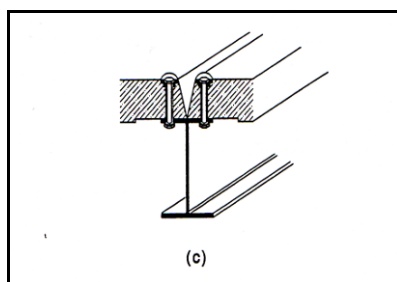
Εικ. 10 Ηλοι.

Οι σύνδεσμοι με εκपुरσοκρότηση (ήλοι) όπως φαίνεται στην Εικ. 11 έχουν εφαρμοσθεί εναλλακτικά, σε περιπτώσεις όπου χρησιμοποιείται μεταλλικό δάπεδο και δεν είναι διαθέσιμη επαρκής ηλεκτρική ισχύς.



Εικ. 11 Πιστόλια.

Αυτοί οι σύνδεσμοι έχουν τον πλεονέκτημα ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν τροποποιημένα επαναοπλισμένα “πιστόλια” αντί του ειδικού εξοπλισμού που απαιτείται για τις δύσκολες συγκολλήσεις δια μέσου του δαπέδου. Στην περίπτωση προκατασκευασμένων μονάδων πλακών σκυροδέματος έχουν χρησιμοποιηθεί μερικές φορές υψηλής αντοχής κοχλίες για σύνδεση με τις δοκούς, βλέπε Εικ. 12.



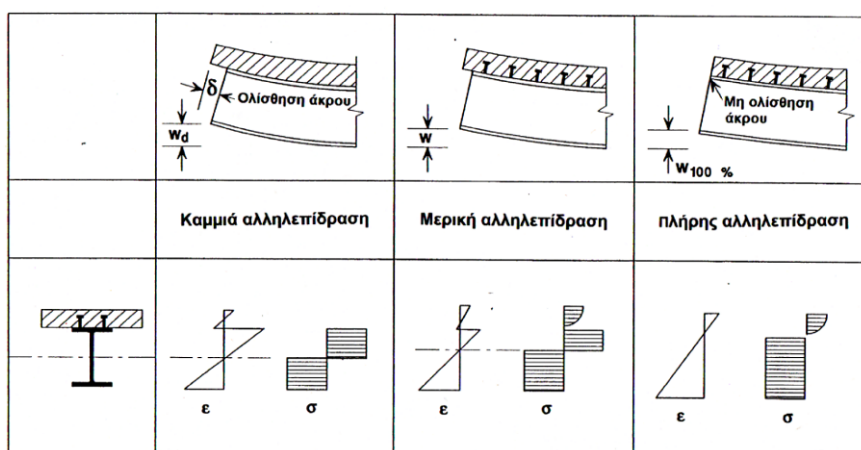
Εικ. 12 Διατμητικοί σύνδεσμοι.

Αυτός ο τύπος σύνδεσης έχει χρησιμοποιηθεί, για παράδειγμα, σε προσωρινούς χώρους στάθμευσης αυτοκινήτων γιατί η σύνδεση μπορεί να απομακρυνθεί (παρόλο που τέτοιοι χώροι στάθμευσης είναι για μόνιμη χρήση σήμερα).

Πρόσθετα, οι ήλοι κεφαλής μπορούν να τοποθετούνται ομοιόμορφα κατά μήκος της δοκού μεταξύ των κρίσιμων διατομών. Η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται από μεγάλη ακαμψία σε χαμηλή φόρτιση (κάτω από συνθήκες λειτουργίας) και μεγάλες παραμορφώσεις για υψηλές φορτίσεις μέχρι αστοχίας. Αυτή η όλκιμη συμπεριφορά επιτρέπει την

επανακατανομή της διατμητικής δύναμης στην διεπιφάνεια χάλυβα- σκυροδέματος και συνεπώς την μερική διατμητική σύνδεση.

Αν είναι ελεύθερη η ολίσθηση στην διεπιφάνεια μεταξύ της χαλύβδινης διατομής και της πλάκας απο σκυρόδεμα, κάθε συστατικό δρά ανεξάρτητα όπως φαίνεται στην Εικ. 13. Αν η ολίσθηση στην διεπιφάνεια περιορίζεται, η πλάκα και το χαλύβδινο μέλος θα δρουν μαζί σαν μια συμπαγής μονάδα. Αυτό το αποτέλεσμα της αύξησης σε αντίσταση θα εξαρτάται απο το όριο στο οποίο προβλεπεται η ολίσθηση. Θα πρέπει να τονισθεί ότι η Εικ. 13 αναφέρεται στην χρήση διατμητικών ήλων κεφαλής.



Εικ. 13 Αλληλεπίδραση σύμμικτης χαλύβδινης δοκού και πλάκας σκυροδέματος.

Ο βαθμός της αλληλεπίδρασης εξαρτάται κυρίως απο τον βαθμό της διατμητικής σύνδεσης που χρησιμοποιείται. Τα υπολειπόμενα συστατικά της σύμμικτης δοκού που μπορεί να στοχίσουν πριν την διαρροή του χάλυβα ή την θραύση του σκυροδέματος είναι οι συνδέσεις. Όσο αυξάνει το φορτίο η διατμητική παραμόρφωση και ως εκ τούτου και η διαμήκης διατμητική δύναμη μεταξύ της πλάκας σκυροδέματος και της χαλύβδινης διατομής, αυξάνονται ανάλογα.

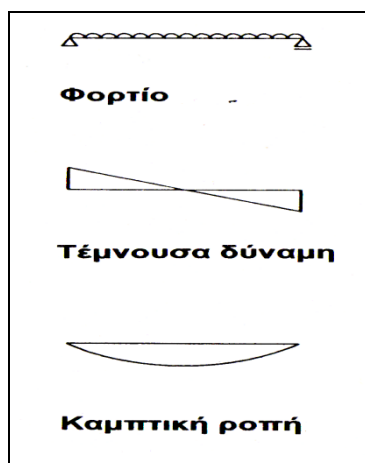
Για μια ομοιόμορφα φορτιζόμενη, αμφιέριστη, σύμμικτη δοκό η οποία υποτίθεται ότι παραμορφώνεται με ελαστικό τρόπο η εγκάρσια διατμητική δύναμη ανά μέτρο μήκους (T)

της δοκού μεταξύ πλάκας και χαλύβδινης διατομής μπορεί να προσδιορισθεί απο την σχέση:

$$T = \frac{VS}{I} \dots\dots\dots(\text{Εξίσωση 21}).$$

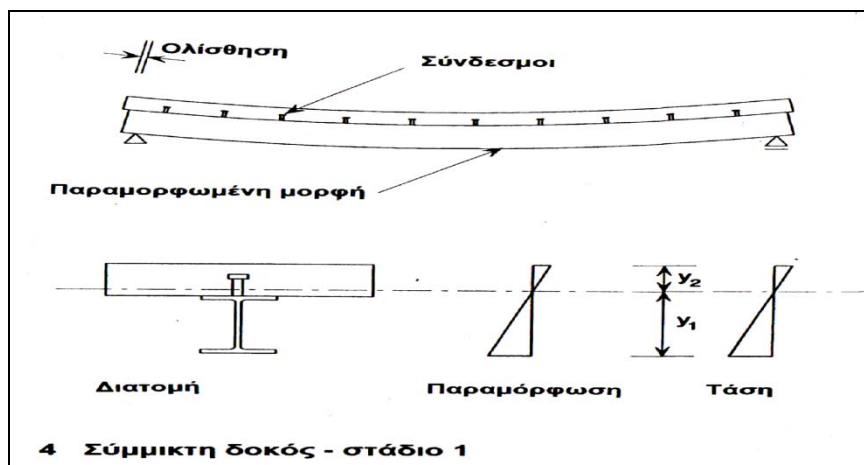
όπου I είναι στατική ροπή.

Απο την στιγμή που η διαμήκης διατμητική δύναμη είναι ευθέως ανάλογη στην εφαρμοζόμενη τέμνουσα, η δύναμη στους ακραίους συνδέσμους των άκρων είναι η μεγαλύτερη.



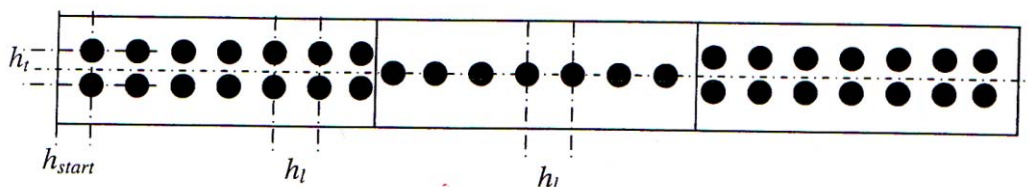
Εικ. 14 Εσωτερικές δυνάμεις.

Για χαμηλά φορτία η δύναμη που ενεργεί στον σύνδεσμο παράγει ελαστικές παραμορφώσεις. Έτσι η ολίσθηση μεταξύ της πλάκας και της χαλύβδινης διατομής θα είναι μεγαλύτερη στο άκρο της δοκού. Η αύξηση του εφαρμοζόμενου φορτίου έχει σαν συνέπεια την αύξηση της διαμήκους διάτμησης και της παραμόρφωσης του συνδέσμου. Συνεπώς, οι σύνδεσμοι που ευρίσκονται κοντά στη κεντρική γραμμή της δοκού επίσης ξεκινούν σταδιακά να παραμορφώνονται πλαστικά. Η αστοχία εμφανίζεται μόλις όλοι οι σύνδεσμοι φθάσουν στην οριακή τους αντοχή.



Εικ. 15 Σύμμικτη δοκός στάδιο 1.

Ο ακραίος σύνδεσμος στο Σχήμα πρέπει να μπορεί να παραμορφώνεται αρκετά πριν ο σύνδεσμος που βρίσκεται κοντά στην κεντρική γραμμή της δοκού φθάσει επίσης στην τελική του αντοχή.



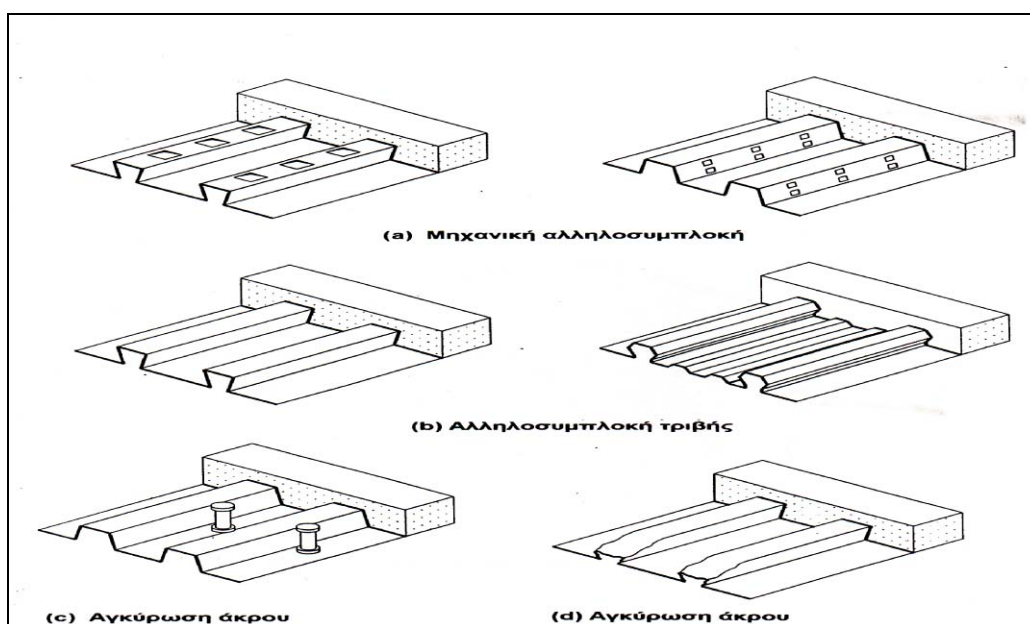
Εικ. 16 Κατανομή ήλων κεφαλής.

Τά παραπάνω δικαιολογούν γιατί στη κατάνομή των ήλων σε μια δοκό η περιοχή των άκρων παίρνει διπλάσιους ήλους από ότι το κέντρο.

2.13.2. Σύμμικτα Μέλη.

Ενα από τα κύρια γνωρίσματα των σύγχρονων οικοδομικών έργων από σύμμικτη κατασκευή είναι η χρήση συμμίκτων πλακών. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από μεταλλικά στραντζαριστά φύλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα μεταλλικά φύλλα τοποθετούνται και στερεώνονται πάνω στις σιδηροδοκούς του φορέα και στη συνέχεια

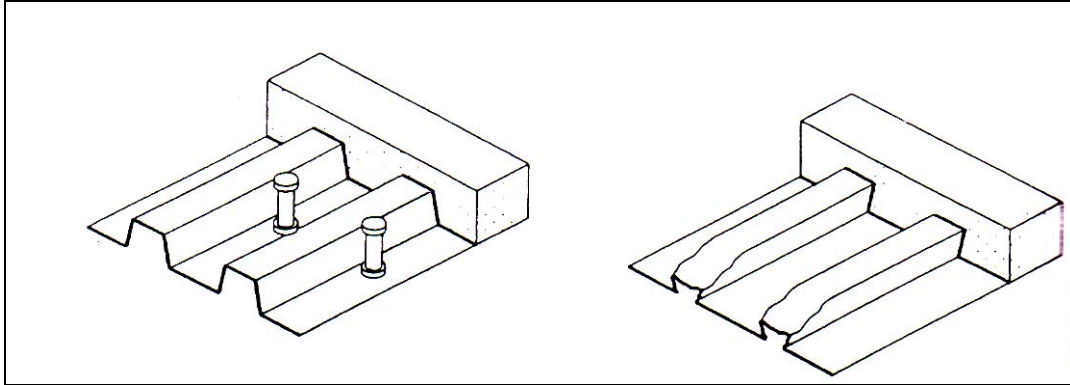
διαστρώνεται επί τόπου το σκυρόδεμα της πλάκας χωρίς τη χρήση ειδικών ξυλοτύπων. Τα μεταλλικά φύλλα αποτελούν και τον κάτω οπλισμό της πλάκας και έτσι επιτυγχάνεται τελικώς μεγάλη ταχύτητα και οικονομία κατασκευής. Λόγω του συνήθως μεγάλου μήκους τους, τα μεταλλικά φύλλα τρέχουν πάνω σε περισσότερες δοκούς και έτσι εξασφαλίζεται η συνέχεια της πλάκας σε περισσότερα ανοίγματα του φορέα. Η καμπτική αντίσταση των φύλλων και κατά συνέπεια της σύμμικτης πλάκας παρέχεται κατά τη διεύθυνση των αυλακώσεων, και συνεπώς οι σύμμικτες πλάκες λειτουργούν ως διέριστες, και **όχι** ως τετραέριστες πλάκες. Από στατική άποψη οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από συνεχείς δοκούς σύμμικτης διατομής, αποτελούμενης υπό το μεταλλικό φύλλο και το επιτόπου σκυρόδεμα.



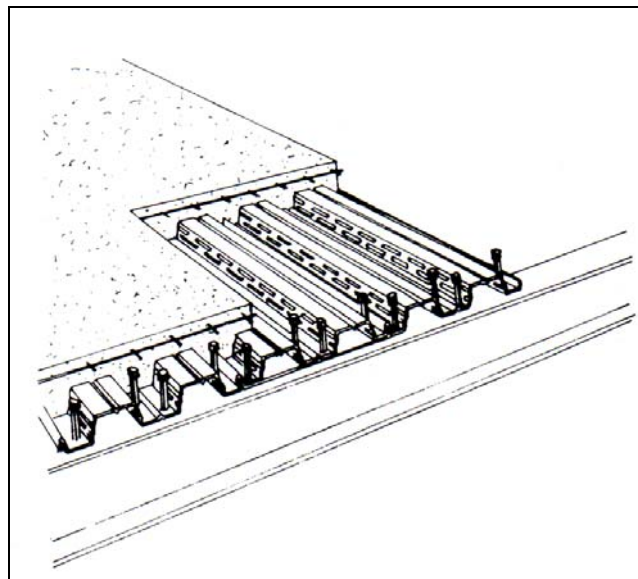
Εικ. 17 Τυπικές μορφές κλειδώματος σε σύμμικτες πλάκες.

Για την εξασφάλιση της σύμμικτης δράσης είναι σημαντική η εξασφάλιση της μεταφοράς της διαμήκουσ διάτμησης μεταξύ των μεταλλικών φύλλων και του σκυροδέματος. Αυτό γίνεται είτε με μηχανικό τρόπο μέσω πρόβλεψης κατάλληλων εγκοπών στα μεταλλικά φύλλα ή, σπανιότερα, συγκόλληση χαλύβδινου πλέγματος στα φύλλα, είτε μέσω τριβής όπου όμως θα πρέπει η αυλάκωση των φύλλων να είναι τέτοια, ώστε να περιορίζεται το

σκυρόδεμα μεταξύ των αυλακώσεων για να αποφεύγεται η αποκόλλησή του από την πλάκα .

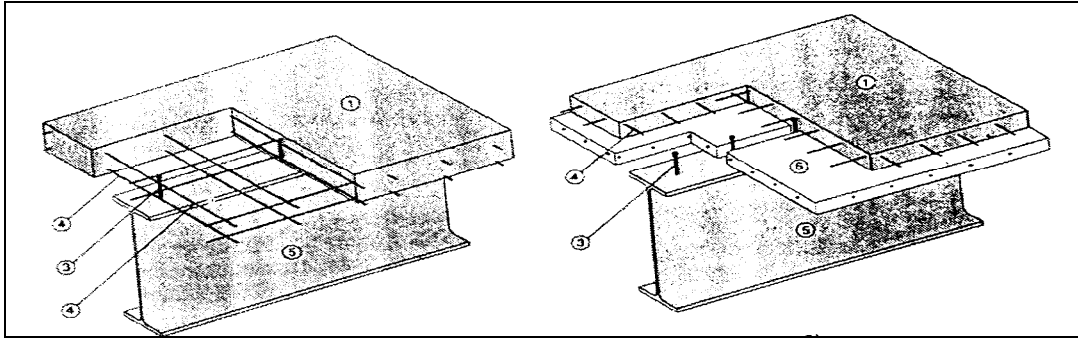


Εικ. 18 Εξασφάλιση διατμητικής σύνδεσης μεταλλικών φύλλων και σκυροδέματος στις σύμμικτες πλάκες.



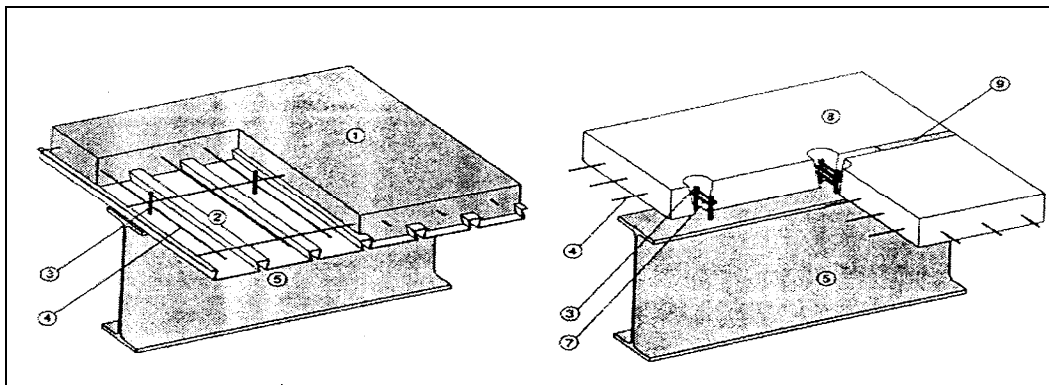
Εικ. 19 . Αγκύρωση άκρου με πρόσθετους διατμητικούς ήλους.

Στα άκρα της πλάκας αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες δυνάμεις διαμήκους διάτμησης, η αγκύρωση ενισχύεται είτε με πρόσθετους διατμητικούς συνδέσμους, είτε με κατάλληλη παραμόρφωση του μεταλλικού φύλλου.



Εικ. 20 Διάταξη Α σύμμικτης πλάκας. (1 Έγχυτο Σκυρόδεμα, 3 Διατμητικοί, 4 Σιδηροπλισμός, 5 Σιδηροδοκός, 6 Πρόπλακα.)

Η διάταξη Α όπου η πλάκα αποτελείται από έγχυτο σκυρόδεμα έχει το μειονέκτημα απαίτησης ξυλοτύπου, σε αντίθεση με την Β που δεν απαιτείται.

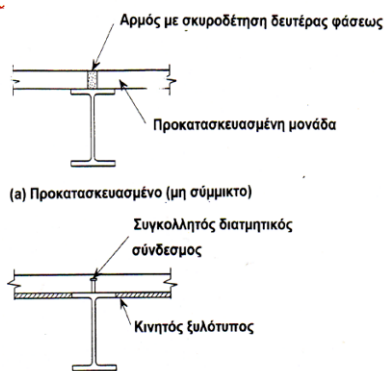


Εικ. 21 Διάταξη Β σύμμικτης πλάκας. (1 Έγχυτοσκυρόδεμα. 2 Στρατζαριστό χαλυβδόφυλλο. 3 Διατμητικοί ήλοι. 4 Σιδηροπλισμός. 5 Σιδηροδοκός. 7 Αναβολέας. 8 Προκατασκευασμένη πλάκα. 9 Αρμός με τσιμεντοκονία.)

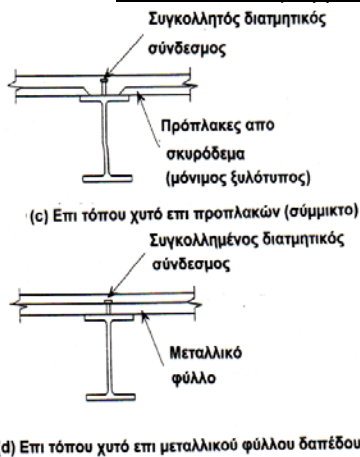
Η διάταξη Β όπου χρησιμοποιείται εξ ολοκλήρου προκατασκευασμένη πλάκα και σκηροδετούνται μόνο οι αρμοί, έχει το μειονέκτημα ότι δεν εξασφαλίζει πλήρως διαφραγματική λειτουργία, και δεν ενδείκνυται σε περιοχές μεγάλης σεισμικότητας.

Τα δάπεδα παίρνουν μορφή απο τους διάφορους τύπους των πλακών απο σκυρόδεμα, που γεφυρώνουν την απόσταση μεταξύ των δοκών και του δαπέδου. Οι μορφές οι οποίες γενικά χρησιμοποιούνται είναι :

- Προκατασκευασμένη πλάκα σκυροδέματος η οποία δεν είναι σύμμικτη με τις δοκούς.
- Επι τόπου κατασκευασμένες πλάκες σκυροδέματος (χυτές) επί κινητού ξυλοτύπου που δρουν σύμμικτα με τις δοκούς του δαπέδου.
- Επι τόπου κατασκευασμένες πλάκες (χυτές) επάνω σε λεπτό μόνιμο ξυλότυπο από προκατασκευασμένες πλάκες σκυροδέματος, για να μορφωθεί μια σύμμικτη πλάκα που δρά σύμμικτα με τις δοκούς δαπέδου.
- Επι τόπου κατασκευασμένες πλάκες διαστρωνόμενες πάνω σε μόνιμο μεταλλικό φύλλο, που δρουν σύμμικτα με τις δοκούς δαπέδου.



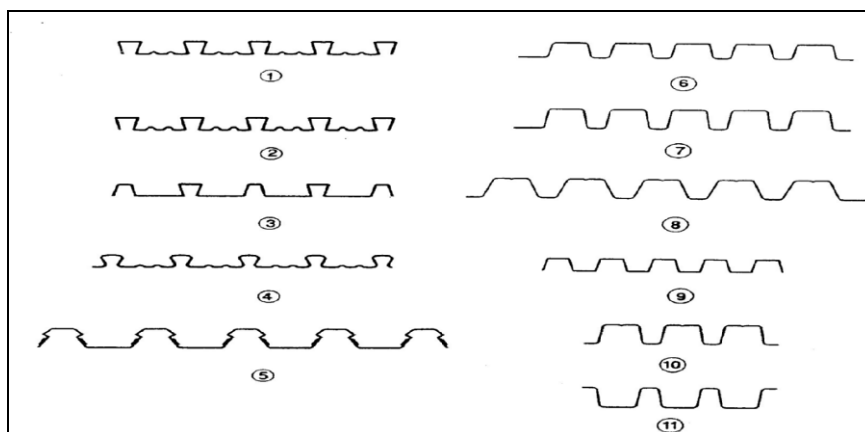
Εικ. 22 Χυτό επι τόπου (σύμμικτο).



Εικ. 23 Δάπεδο χυτό επί μεταλλικού φύλλου.

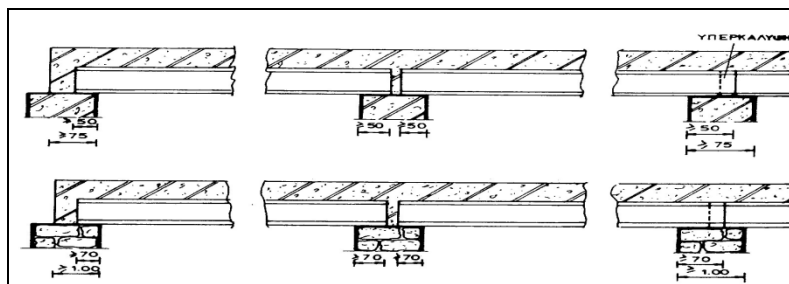
2.13.3. Χαλυβδόφυλλα.

Τα χρησιμοποιούμενα χαλυβδόφυλλα προέρχονται από εν ψυχρώ εξέλαση ταινιών χάλυβα των λεγόμενων coils. Τα πάχη τους κυμαίνονται συνήθως από 0,5 έως 2 mm. ώστε να επιτρέπουν την εν ψυχρώ επεξεργασία. Λόγω του πολύ μικρού τους πάχους τα φύλλα χρειάζονται ειδική επεξεργασία για την αποφυγή διάβρωσης.. Η συνήθης επεξεργασία είναι η εν θερμό επιψευδαργύρωση, την οποία μπορεί να ακολουθήσει βαφή. Τα φύλλα παράγονται με συνεχή διαδικασία αλλά κόβονται σε κατάλληλα μήκη. ώστε και η μεταφορά τους με φορηγά να είναι δυνατή και να μπορούν δύο άτομα να σηκώσουν ένα φύλλο. Τα φατνώματα των φύλλων πρέπει να είναι αρκετά μεγάλα ώστε να μπορεί το σκυρόδεμα να περιβάλλει επαρκώς τους διατμητικούς ήλους. Τα συνήθη ύψη των χαλυβδοφύλλων είναι μικρά ≤ 60 mm. Μεγαλύτερα ύψη χρησιμοποιούνται για μεγαλύτερα ανοίγματα.



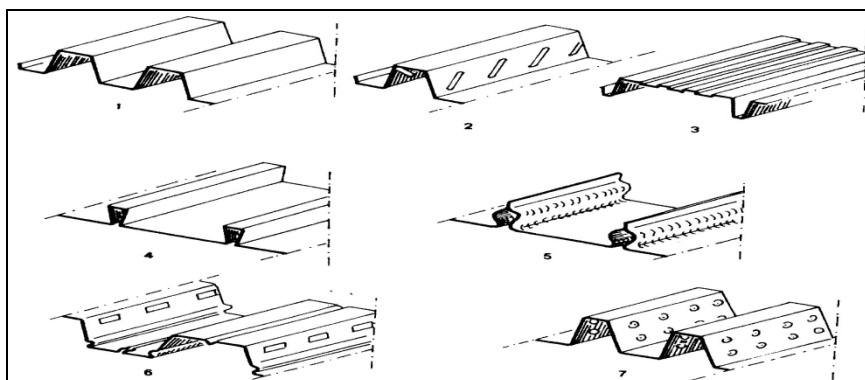
Εικ. 24 Τύποι χαλυβδόφυλλων.

Τα φύλλα τοποθετούνται κάθετα στις δοκούς. Προς εξασφάλιση της διατμητικής συνεργασίας των δοκών με την πλάκα και επειδή οι δοκοί καλύπτονται από τα φύλλα, χρησιμοποιούνται διατμητικοί ήλοι, που συγκολλούνται δια μέσω των φύλλων στο άνω πέλμα της δοκού.



Εικ. 25 Διάφοροι τρόποι έδρασης δοκού.

Στα άκρα όμως και σε περίπτωση μη συνεχούς έδρασης πρέπει να εξασφαλίζεται ένα ελάχιστο πλάτος έδρασης 50 mm αν η έδραση γίνεται σε χάλυβα ή σκυρόδεμα, ή 70 mm αν η έδραση γίνεται σε άλλο υλικό όπως π.χ. φέρουσα τοιχοποιία ή ξύλο.



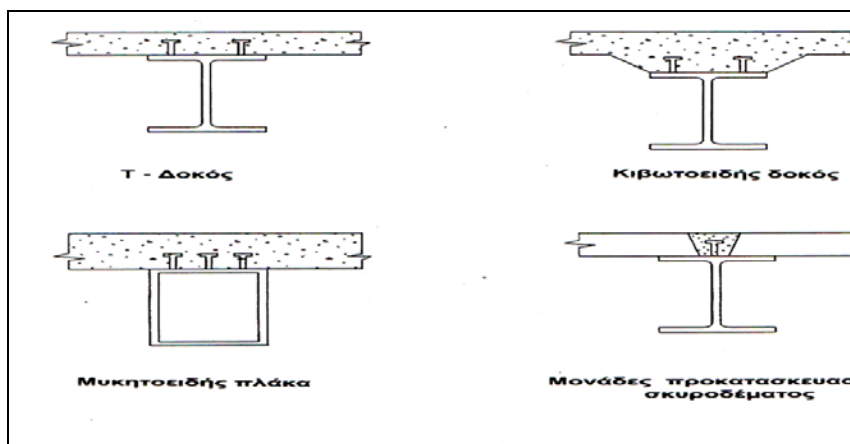
Εικ. 26 Διάφοροι τύποι χαλυβδόφυλλων.

Το υλικό της κατασκευής των πτυχωτών χαλυβδόφυλλων είναι χάλυβας ποιότητας st 37 και μεγαλύτερας αντοχής ($\sigma = 240 N / mm^2$), ο οποίος πρέπει να γαλβανίζεται σύμφωνα με διεθνείς προδιαγραφές. Πάντως εκτιμάται ότι για συνηθισμένες περιπτώσεις μια κάλυψη από 100 έως 275 gr / m^2 είναι ικανοποιητική. Απροστάτευτες επιφάνειες μπορούν να χρησιμοποιηθούν μόνον όταν δεν υπάρχει, αποδεδειγμένα, κίνδυνος σκωριάσεως.

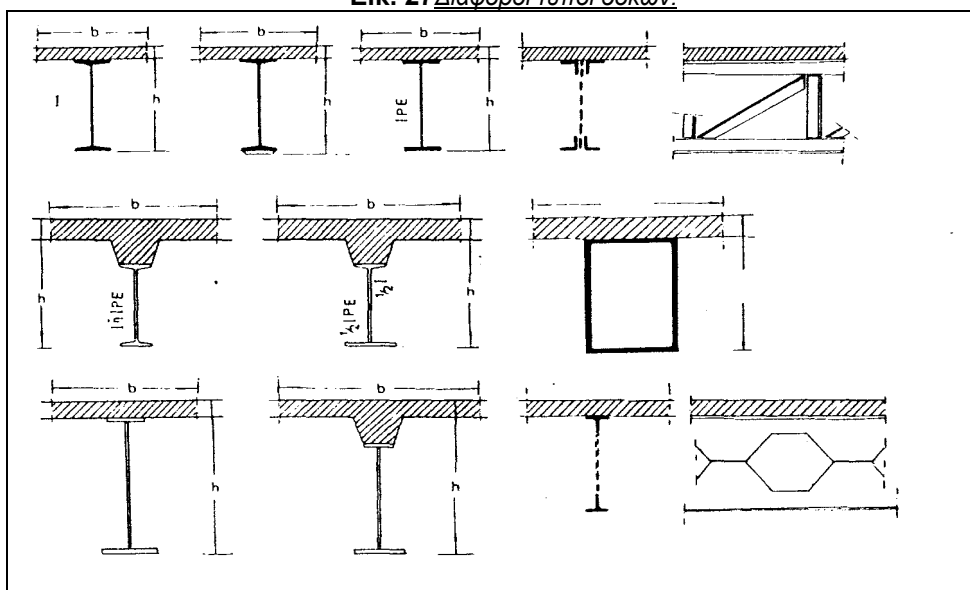
2.13.4. Σύμμικτοι Δοκοί.

Η Εικ. 27, δείχνει αρκετές σύμμικτες διατομές δοκών στις οποίες το νωπό σκυρόδεμα έχει εγχυθεί επιτόπου σε ξυλότυπο. Για αμφίεριστες δοκούς, οι θετικές ροπές κάμψης, λογώ

των κατακόρυφων φορτίων, δημιουργούν εφελκυστικές δυνάμεις στην χαλύβδινη διατομή και θλίψη στο σκυροδετημένο κατάστρωμα κάνοντας έτσι καλύτερη την χρήση κάθε υλικού.



Εικ. 27 Διάφοροι τύποι δοκών.



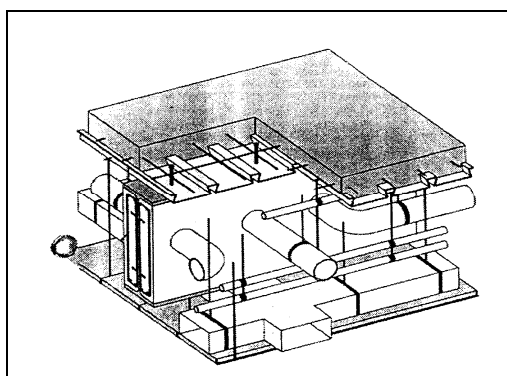
Εικ. 28 Διάφοροι τύποι δοκών.

Ως εκ τούτου, τα σύμμικτα δοκάρια, ακόμα και για μικρές διατομές, έχουν υψηλή ακαμψία και μπορούν να φέρουν βαριά φορτία σε μακριά ανοίγματα.

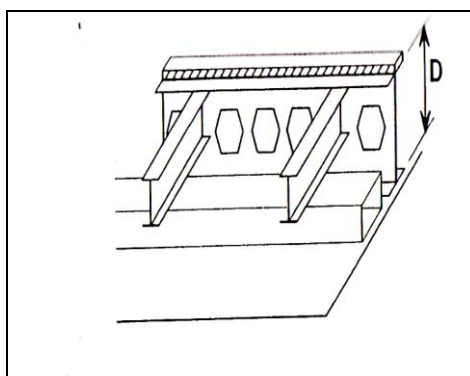
2.13.5. Ελατές διατομές(6~10m)

Για ανοίγματα στην περιοχή απο 6 έως 10 m, η περισσότερο δημοφιλής, και σε πολλές περιπτώσεις η περισσότερο κατάλληλη μορφή κατασκευής είναι οι ελατές διατομές και οι

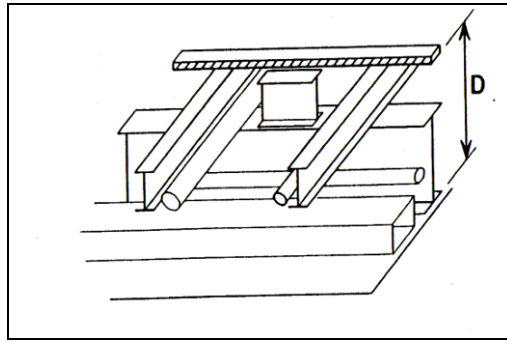
απλές συνδέσεις που μεταφέρουν μόνο διάτμηση. Οι δευτερεύουσες δοκοί ανα 2,4 m έως 3,0 m υποστηρίζουν χαμηλού βάρους σύμμικτες πλάκες δαπέδων πάχους μεταξύ 115 και 130 mm, και με άνοιγμα μεταξύ των κύριων δοκών οι οποίες μεταφέρουν τα φορτία απευθείας πάνω στα υποστυλώματα. Σε μεγάλα ανοίγματα οι δοκοί έχουν επαρκές ύψος ώστε τα δίκτυα εξυπηρέτησης να τοποθετούνται διαμέσου αυτών όπως φαίνεται στο σχήμα.



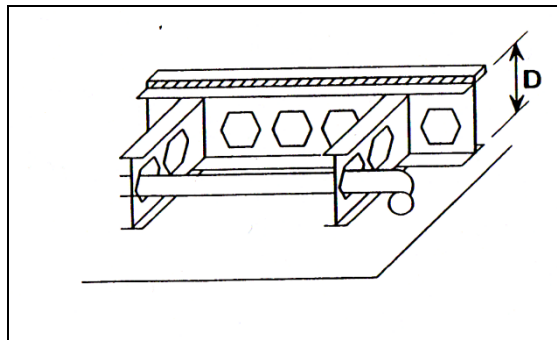
Εικ. 29 Δοκοί με σωληνώσεις .



Εικ. 30 Μεσαίο άνοιγμα δευτερευουσών δοκών.



Εικ. 31 Μεγάλο άνοιγμα δοκών (τάκοι).

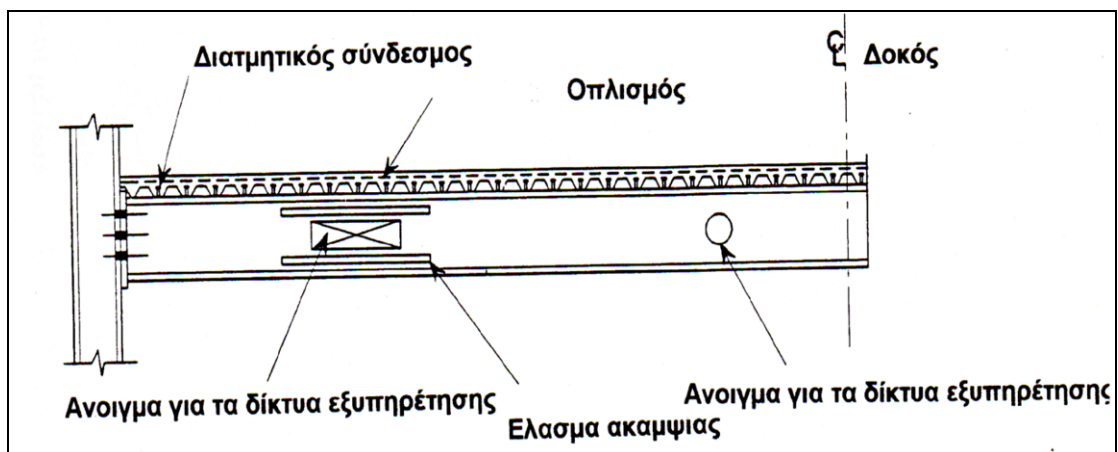


Εικ. 32 Μεγάλο άνοιγμα δευτερευουσων δοκών.

Εφόσον ο σχεδιασμός τέτοιων ανοιγμάτων δεν παρουσιάζει κάποια δυσκολία, τα **ανοίγματα** προσθέτουν σημαντικότητα στο κόστος της κατασκευής.

2.13.6. Δοκοί με ανοίγματα κορμών

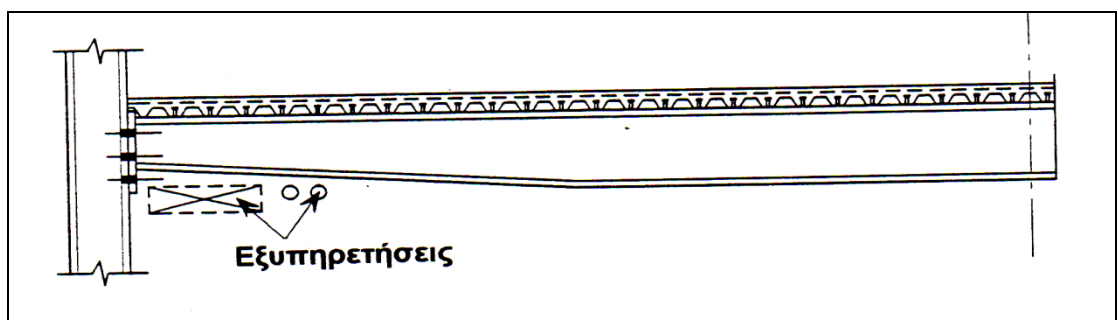
Σ' αυτή τη μέθοδο κατασκευής, το ύψος της χαλύβδινης δοκού είναι επιλεγμένο έτσι ώστε επαρκώς μεγάλα, συνήθως ορθογωνικής μορφής, ανοίγματα να μπορούν να ανοιχτούν στον κορμό.



Εικ. 33 Δοκός με ανοίγματα κορμού.

Για γενικές οδηγίες, προτείνεται ότι τα ανοίγματα θα πρέπει να καταλαμβάνουν όχι περισσότερο από το 70% του ύψους του κορμού, με οριζόντια ελάσματα ακαμψίας που συγκολλούνται κάτω και πάνω από το άνοιγμα. Τυπικά, το μήκος των ανοιγμάτων δεν πρέπει να είναι περισσότερο από 2 φορές το ύψος της δοκού. Η καλύτερη θέση για τα ανοίγματα είναι στην κάτω διατμητική ζώνη της δοκού. Προκατασκευασμένες Δοκοί με κορμούς μεταβλητού ύψους. (13~20m)

Η δοκός με κορμό μεταβλητού ύψους σχεδιάζεται να παρέχει την απαιτούμενη καμπτική και διατμητική αντοχή σε όλα τα σημεία κατά μήκος της δοκού.



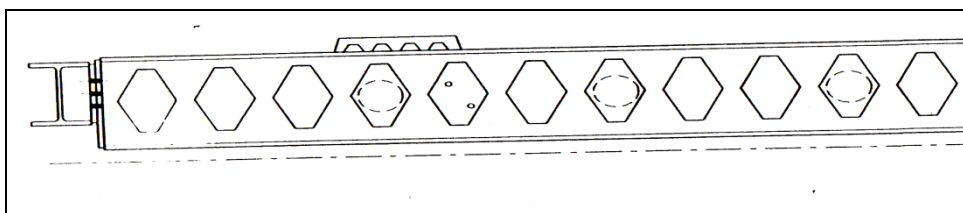
Εικ. 34 Δοκός μεταβλητής διατομής.

Τα κενά που δημιουργούνται γειτονικά στα υποστυλώματα μπορούν να χρησιμοποιούνται για μετρίου μεγέθους δίκτυα υπηρεσιών. Τυπικά, οι δοκοί μεταβλητού ύψους είναι πιο

οικονομικές για ανοίγματα απο 13 μέχρι 20m. Τα μεγέθη των πλακών μπορούν να επιλεγούν απο τη βέλτιστη δομική συμπεριφορά. Οι πλάκες συγκολλούνται με μια αυτόματη συγκόλληση μονής πλευράς βυθισμένου τόξου. Οι πιο παχείς κορμοί συγκολλούνται με διπλής πλευράς εξωραφές. Τα ελάσματα ακαμψίας του κορμού συχνά απαιτούνται στην αλλαγή της διατομής όταν οι γωνίες υπερβαίνουν τις 6 μοίρες.

2.13.7. Δοκοί με ανοίγματα κορμού.

Οι δοκοί με ανοίγματα κορμού μπορούν να χρησιμοποιηθούν αποτελεσματικά σε κτίρια ελαφρών λειτουργιών ή για αισθητικούς λόγους, όπου η κατασκευή είναι εμφανής. Η σύμμικτη δράση δεν αυξάνει σημαντικά την αντοχή των δοκών αλλά αυξάνει την ακαμψία του.



Εικ. 35 Δοκός με ανοίγματα κορμού.

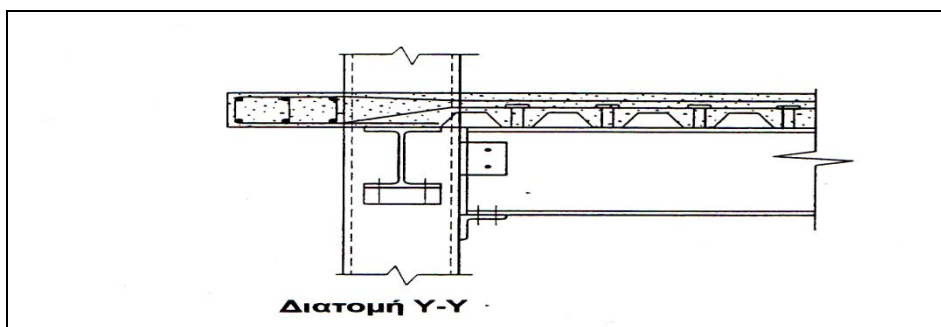
Οι δοκοί με ανοίγματα κορμού έχουν περιορισμένη διατμητική αντοχή και χρησιμοποιούνται καλύτερα ως δευτερεύουσες δοκοί μεγάλων ανοιγμάτων ή όπου τα φορτία είναι σχετικά χαμηλά.

Η κύρια χρήση τους είναι ως δοκών μεγάλου ανοίγματος οροφής, και η ελκυστική μορφή τους συχνά εκφράζεται αρχιτεκτονικά. Επιπλέον δεν απαιτούν κάποιο ιδιαίτερο εξοπλισμό για την κατασκευή τους και προσφέρουν αρκετό χώρο για την τοποθέτηση των δικτύων υπηρεσιών.

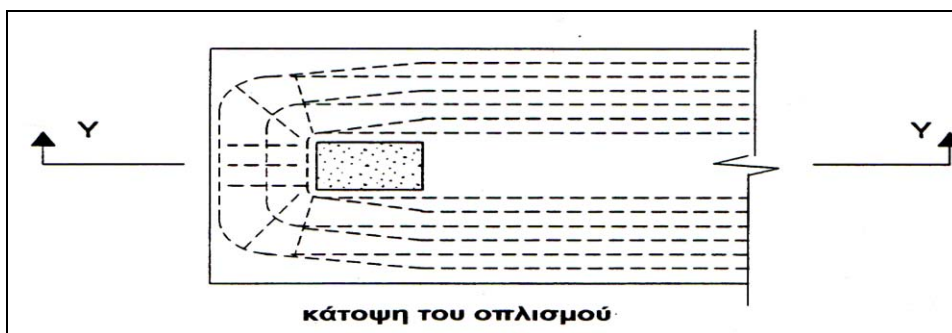
Το κυριότερο μειονέκτημα, πέρα απο το αυξημένο κόστος κατασκευής, είναι η δυσκολία στο να προστατευθεί απο φωτιά και δεν μπορούν επίσης να σχεδιασθούν για κατασκευή χωρίς προσωρινή στήριξη.

2.13.7.1. Συνδέσεις Δοκού-Υποστυλώματος.

Ο τύπος της σύνδεσης της Εικ. 36 και Εικ. 37 ονομάζεται ημι-άκαμπτης σύνδεσης. Αυτός ο κόμβος διαφέρει απο τους συμβατικούς ημι-άκαμπτους κόμβους κατά πολλούς τρόπους. Ο συνεχής διαμήκης οπλισμός στην πλάκα τοποθετείται κοντά στο υποστύλωμα. Οι υψηλής αντοχής κοχλίες τριβής χρησιμοποιούνται στο σημείο G στον κόμβο, για να ανθίστανται σε μια δύναμη Γ σε διαμήκη θλίψη.



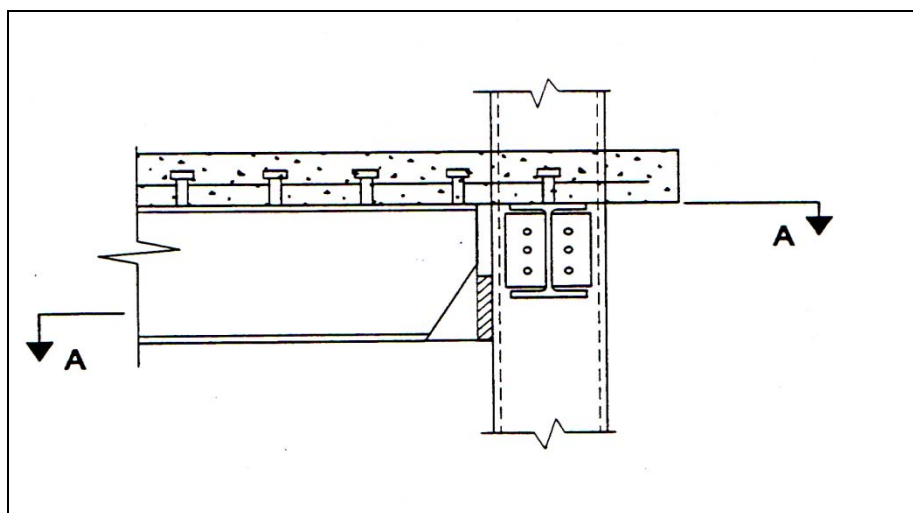
Εικ. 36 Διατομή ημιάκαπτης σύνδεσης δοκού με υποστήλωμα.



Εικ. 37 Κάτοψη ημιάκαπτης σύνδεσης δοκού με υποστήλωμα.

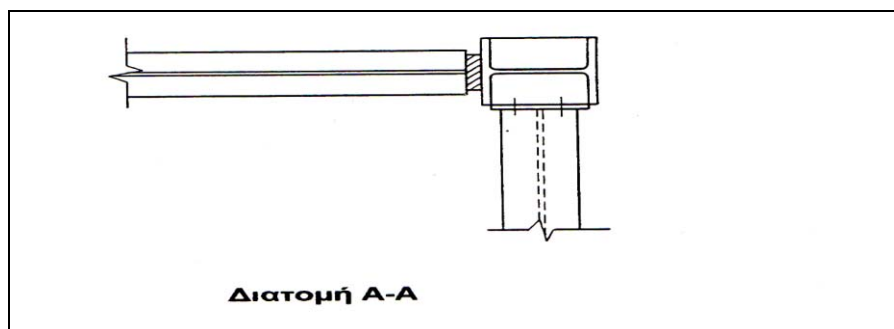
Ο κόμβος πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να μην ολισθαίνει στο σημείο G όταν υπόκειται σε φορτία λειτουργίας και έτσι αν δεν χρησιμοποιούνται κοχλίες υψηλής αντοχής τότε μπορεί να απαιτούνται πρόσθετα ελάσματα στο Η. Οι κοχλίες που συνδέουν το γωνιακό στο

πέλαμα του υποστυλώματος σχεδιάζονται να φέρουν τη συνολική κατακόρυφη τέμνουσα. Η σύμμικτη δοκός έχει σχεδιασθεί ως συνεχής, χρησιμοποιώντας την απλή πλαστική Θεωρία. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι διατάσσονται για να μεταφέρουν τη δύναμη Γ από την πλάκα στη χαλύβδινη δοκό.



Εικ. 38 Τομή ημιάκαμπτης σύνδεσης.

Οι δοκιμές έδειξαν ότι αυτός ο τύπος της ημι-άκαμπτης σύνδεσης έχει μια καλά ορισμένη καμπτική αντοχή και μια ακόμα μεγαλύτερη ικανότητα στροφής από έναν άκαμπτο κόμβο.



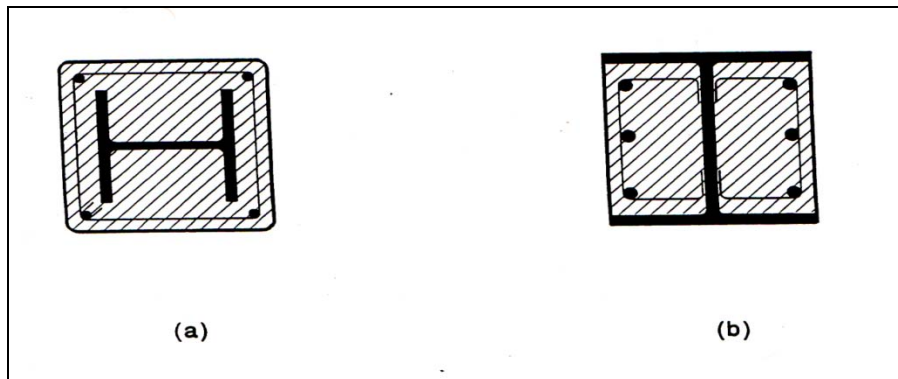
Εικ. 39 Σύνδεση κύριας δοκού σε εγκιβωτισμένο υποστύλωμα.

Η συμπεριφορά μίας σύμμικτης δοκού συνδεδεμένης με εγκιβωτισμένο υποστύλωμα, φαίνεται να είναι αυτής μίας σύμμικτης δοκού συνδεδεμένης με χαλύβδινο υποστύλωμα.

2.13.8. Σύμμικτα Υποστηλώματα.

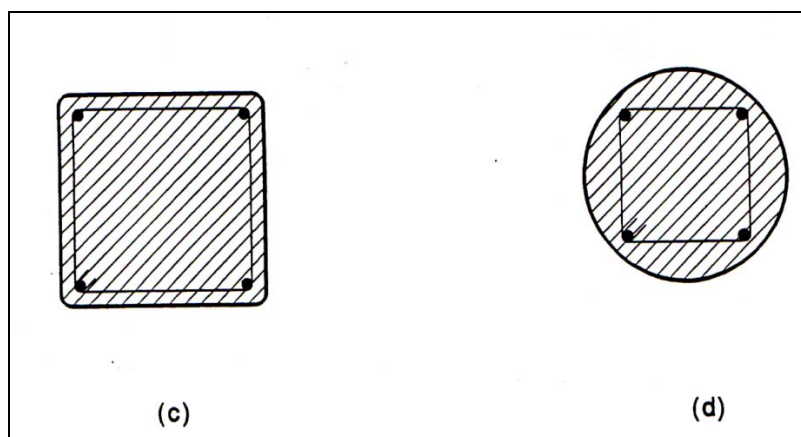
Τρεις διαφορετικοί τύποι συμμίκτων υποστηλωμάτων είναι κυρίως σε χρήση:

- χαλύβδινα υποστηλώματα εγκιβωτισμένα σε σκυρόδεμα (a)
- χαλύβδινοι σωλήνες πληρωμένοι με σκυρόδεμα (c και d)
- υποστηλώματα απο πρότυπες διατομές μερικώς εγκιβωτισμένα σε

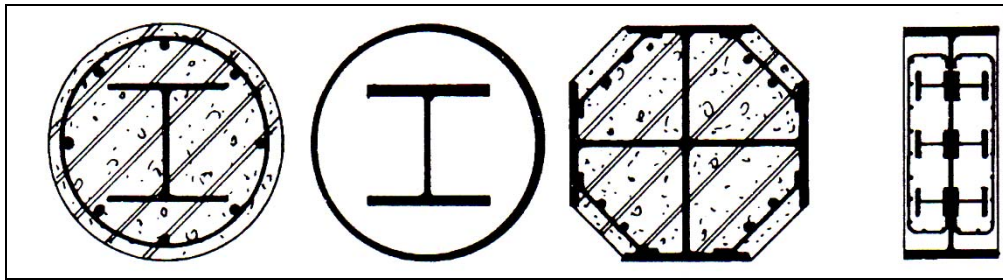


Εικ. 40 Σύμμικτα υποστηλώματα.

Στον υπολογισμό της αντοχής τέτοιων υποστηλωμάτων, υποτίθεται πλήρης σύμμικτη αλληλεπίδραση χωρίς καμιά ολίσθηση στην διεπιφάνεια χάλυβα- σκυροδέματος. Αυστηρά μιλώντας όλες οι γεωμετρικές και φυσικές μη γραμμικότητες των διαφορετικών υλικών Πρέπει να ληφθούν υπόψη.



Εικ. 41 Σύμμικτα υποστηλώματα.



Εικ. 42 Σύμμικτα υποστηλώματα διαφόρων τύπων.

Η πλήρης αλληλεπίδραση πρέπει να διασφαλίζεται μέσω μηχανικών συνδέσεων. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχονται τουλάχιστον στα άκρα του υποστυλώματος και εκεί που δρουν τα φορτία ή οι δυνάμεις. Θα πρέπει να κατανέμονται πάνω από όλη την διατομή. Τέτοιοι σύνδεσμοι μπορεί να είναι ήλοι κεφαλής, πλάκες κορυφής ή βάσης, κατάλληλα αγκύρια, διατμητικοί ήλοι ή άλλα δομικά μέσα.

Τα εγκιβωτισμένα σε σκυρόδεμα υποστυλώματα έχουν το πλεονέκτημα ότι πληρούν τις απαιτήσεις πυραντοχής χωρίς καμιά άλλη προστασία. Πρόσθετα, μπορούν εύκολα να ενισχυθούν με ράβδους οπλισμού στο σκυρόδεμα επικάλυψης.

Στην περίπτωση προκατασκευασμένων εγκιβωτισμένων υποστυλωμάτων οι χαλύβδινες διατομές έχουν κατασκευαστεί σε εργοτάξιο και περιλαμβάνουν όλες τις συγκολλήσεις, πλάκες σύνδεσης και άλλα χρήσιμα προσαρτήματα. Αυτά τα χαλύβδινα υποστυλώματα (τα μακρύτερα είναι μήκους μέχρι 30 μέτρων). Οί σωλήνες πληρούνται με σκυρόδεμα υψηλής αντοχής με ελάχιστη αντοχή κύβου $45\sim 55 \text{ N/mm}^2$.

Υπάρχουν πολλά πλεονεκτήματα που σχετίζονται με τη χρήση των συμμίκτων υποστυλωμάτων:

Μικρές διατομές, για παράδειγμα, μπορούν να σχεδιασθούν να φέρουν υψηλά φορτία.

Το σκυρόδεμα εγκιβωτισμού εμποδίζει την ανάπτυξη τοπικού λυγισμού στο χάλυβα, η σιδηρή κοίλη διατομή προσφέρει την απαιτούμενη συνεχή περισφύξη στο σκυρόδεμα. Ο

στρεπτοκαμπτικός λυγισμός εμποδίζεται σαν αστοχία. Και όλα αυτά οφείλονται στην μεγάλη ολκιμότητα των σύμμικτων υποστηλωμάτων.

Όμοιες διατομές με διαφορετικές αντοχές, αλλά με όμοιες εξωτερικές διαστάσεις, μπορούν να παραχθούν με διαφοροποίηση του πάχους του χάλυβα, την αντοχή του σκυροδέματος και την πρόσθετη ενίσχυση. Έτσι η εξωτερική διάσταση ενός υποστυλώματος μπορεί να κρατηθεί σταθερή σε αρκετούς ορόφους σε ένα κτίριο, απλοποιώντας τις αρχιτεκτονικές λεπτομέρειες.

Σε προφίλ γεμισμένα με σκυρόδεμα η χαλύβδινη διατομή χρησιμεύει σαν καλούπι στην έγχυση σκυροδέματος. Διατομές γεμισμένες με σκυρόδεμα, ως εκ τούτου, παρέχουν την ευκαιρία να ανεγερθεί το χαλύβδινο πλαίσιο του κτιρίου και μετά να γεμισθούν οι διατομές με σκυρόδεμα. Με τέτοια διαδικασία ο χρόνος ανέγερσης μπορεί να μειωθεί.

Το προστατευτικό χαλύβδινο καλούπι επιτρέπει επίσης στο σκυρόδεμα να επιτύχει μεγαλύτερη αντοχή. Στην περίπτωση που το σκυρόδεμα γεμίζει στρογγυλλά κοίλα προφίλ, για παράδειγμα, η επίδραση του περιορισμού από το χάλυβα οδηγεί σε μια αύξηση των συνολικών αντοχών. Η επίδραση του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος μπορεί συνήθως να αγνοηθεί για αυτές τις διατομές. Παρόλα αυτά, αυτή η επιρροή μπορεί να ληφθεί υπόψη για εγκιβωτισμένα σε σκυρόδεμα προφίλ.

Ο πλήρης εγκιβωτισμός της χαλύβδινης διατομής σε σκυρόδεμα, γενικά ικανοποιεί τις τεχνικές απαιτήσεις για υψηλές κλάσεις πυροπροστασίας χωρίς επιπρόσθετα μέτρα.

Για μερικά εγκιβωτισμένες διατομές, όπως και για με σκυρόδεμα γεμισμένες διατομές, αυτές οι απαιτήσεις μπορούν να επιτευχθούν χρησιμοποιώντας πρόσθετη ενίσχυση.

Ένα άλλο σημαντικό πλεονέκτημα αποτελεί το ότι και σε περίπτωση πυρκαγιάς και επερχόμενης καταστροφής του σκυροδέματος η ζημιά διορθώνεται. Μπορεί δηλαδή να αντικατασταθεί το σκυρόδεμα με την προϋπόθεση να έχει επιβιώσει η κατασκευή ως σύνολο.

Διαδικασία δημιουργίας μερικώς εγκιβωτισμένη διατομής.

Μερικά εγκιβωτισμένες διατομές έχουν το πλεονέκτημα ότι μπορούν να παραχθούν αρκετά απλά εγχύνοντας το σκυρόδεμα ενώ η χαλύβδινη διατομή κείται οριζόντια. 24 ώρες αργότερα το υποστύλωμα μπορεί να γυρισθεί από την άλλη και να προστεθεί επιπλέον σκυρόδεμα. Το καλούπι του υγρού σκυροδέματος Παρέχεται από το χαλύβδινο προφίλ. Η τάση του σκυροδέματος να πέσει έξω γυρίζοντας το υποστύλωμα πρέπει να αποφεύγεται με κατάλληλα μέσα, όπως οι διατμητικοί σύνδεσμοι.

2.14. ΦΑΚΕΛΟΣ ΠΟΙΟΤΙΚΗΣ ΔΙΑΣΦΑΛΙΣΗΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.

Η σύμμικτη κατασκευή χαρακτηρίζεται ως βιομηχανικό προϊόν, αφού σε μεγάλο ποσοστό παράγεται και προκατασκευάζεται σε ελεγχόμενο βιομηχανικό χώρο, τηρώντας συγκεκριμένες διαδικασίες παραγωγής και αυστηρές προδιαγραφές κατασκευής. Στόχοι των συστημάτων ποιότητας που εφαρμόζουν οι σύγχρονες εταιρείες (εταιρείες μεταλλικών κατασκευών και εταιρείες προκατασκευασμένων στοιχείων από σκυρόδεμα) είναι η εφαρμογή των προδιαγραφών που καθορίζονται από τις οριστικές μελέτες και τα κατασκευαστικά σχέδια, η πιστοποίηση των διαδικασιών των παραγωγικών τμημάτων τους και η έκδοση πιστοποιητικών ποιότητας των τελικών προϊόντων τους.

Ο Φάκελος Ποιοτικής Διασφάλισης μπορεί να αποτελέσει το πιστοποιητικό ποιότητας της εξολοκλήρου κατασκευής. Ο φάκελος αυτός επισυνάπτεται στον φάκελο κατασκευής, ύστερα από απαίτηση του πελάτη ή του επιβλέποντα μηχανικού, ενώ περιλαμβάνει την σύνταξη και την παρουσίαση σειράς εγγράφων, πιστοποιητικών και πρωτοκόλλων ελέγχων.

Στη διεθνή βιβλιογραφία ο ειδικός αυτός φάκελος συναντάται ως Inspection Plan ή ως Construction Inspection Checklist (Πλάνο Επιθεωρήσεων και Ελέγχων) και δύναται να συνοδεύει συμβατικές, μεταλλικές ή σύμμικτες κατασκευές. Υπεύθυνοι σύνταξης των φακέλων ποιοτικής διασφάλισης είναι τα τμήματα ποιοτικού ελέγχου και οι υπεύθυνοι

διαχείρισης ποιότητας. Οι τελευταίοι υποχρεούνται να ελέγχονται για την αξιοπιστία τους από ανεξάρτητους φορείς πιστοποίησης και ελέγχου, κυρίως σε δημόσια ή μεγάλα ιδιωτικά έργα. Για μικρής κλίμακας ιδιωτικά έργα τον φάκελο ποιοτικής διασφάλισης δύναται να τον ελέγχει ο επιβλέπων μηχανικός ή μελετητής, ενώ συντάκτρια είναι η ανάδοχος εργολαβική εταιρεία.

Ο Φάκελος Ποιοτικής Διασφάλισης, περιέχει συνήθως:

- Πιστοποιητικό συστήματος ποιότητας, από αναγνωρισμένο φορέα πιστοποίησης (π.χ. EN ISO 9001:2000).
- Πιστοποιητικά ποιότητας πρώτων υλών και αναλωσίμων βάσει συγκεκριμένων προδιαγραφών (EN κατά βάση και DIN, ISO, BS, AISI, ASTM κλπ).
- Πιστοποιητικά συμμόρφωσης και πίνακες ιχνηλασιμότητας των επιμέρους στοιχείων της μεταλλικής κατασκευής.
- Πιστοποιήσεις κρίσιμων διαδικασιών παραγωγής για παράδειγμα: α)πιστοποιητικά διαδικασιών συγκόλλησης, β)πιστοποιητικό συστήματος αμμοβολής και βαφής, γ)περιγραφή και πιστοποίηση θερμικών και επιφανειακών κατεργασιών, δ)πιστοποίηση μηχανουργικών διαδικασιών κλπ]. Πιστοποιητικά εξειδικευμένου προσωπικού και χειριστών μηχανημάτων (π.χ. συγκολλητές, εσωτερικοί ή εξωτερικοί χειριστές μη καταστρεπτικών δοκιμών κλπ).
- Πιστοποιητικά συστήματος ποιότητας των προμηθευτών και υπεργολάβων της αναδόχου εταιρείας.
- Πρωτόκολλα επιθεωρήσεων διαδικασιών παραγωγής και εργασιών κατασκευής.
- Ο Φάκελος Ποιοτικής Διασφάλισης μπορεί να συνδέσει το τρίπτυχο πελάτης – μελετητής – κατασκευαστής, αφού:
- Μπορεί να καθορίζει τις προδιαγραφές κατασκευής που θα πρέπει να ζητηθούν από τον πελάτη στον κατασκευαστή, για την σύνταξη οικονομικής προσφοράς και εν συνεχεία , ορθολογικής αξιολόγησης της.

- Η προαπαίτησή του από τον πελάτη μπορεί να αποτελέσει βασικό κριτήριο επιλογής εργολάβου – κατασκευαστή.
- Βοηθά και καθοδηγεί τον μελετητή – επιβλέπων μηχανικό να ελέγξει την ποιότητα της κατασκευής.

Οι μελετητές θα πρέπει να καθορίζουν επαρκώς τις προδιαγραφές κατασκευής, ώστε να είναι εφικτή η σύνταξη ενός πλήρη Φακέλου Ποιοτικής Διασφάλισης από την πλευρά του κατασκευαστή. Επιπλέον, η καλή συνεργασία μεταξύ κατασκευαστή και μελετητή είναι επιτακτική, ώστε να δίνονται όλες οι απαραίτητες διευκρινήσεις και οι κατασκευαστικές λύσεις κατά την διάρκεια της υλοποίησης του έργου, στα πλαίσια πάντα των αρχικών προδιαγραφών κατασκευής.

Συνοπτικά, για τους μελετητές και μηχανικούς, η προσαρμογή των διεθνών κανονισμών μεταλλικής κατασκευής (Ευρωκώδικες 3 και 4 για μεταλλική και σύμμικτη κατασκευή αντίστοιχα) στα ελληνικά δεδομένα αποτελεί ένα δυνατό εργαλείο κατά τις φάσεις μελέτης, κατασκευής και επίβλεψης. Η σύνταξη ενός φακέλου ποιοτικής διασφάλισης μετά το πέρας των εργασιών επιβεβαιώνει την ορθή διαδικασία της κατασκευής. Ακόμη παρουσιάζοντας τον φάκελο αυτόν η κατασκευάστρια εταιρεία, δείχνει ότι κατέχει την εμπειρία και την ικανότητα ώστε να εκτελέσει ένα έργο σύμμικτης κατασκευής, δηλαδή έργο από τομέα κατασκευών που για πολλές εταιρείες είναι παντελώς άγνωστος.

Συμπερασματικά, ο φάκελος ποιοτικής διασφάλισης μπορεί μεν να αποτελεί ένα ασφαλές κριτήριο για την τελική επιλογή του κατασκευαστή, κατοχυρώνοντας έτσι και την υψηλή ποιότητα της μεταλλικής κατασκευής, και τις αυστηρές προδιαγραφές των ελληνικών και διεθνών κανονισμών.

2.15. ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.

Οι ιδιότητες του χάλυβα σαν δομικού υλικού, η αντοχή του σε πίεση, κάμψη και εφελκυσμό, το μήκος του και η ελαστικότητα του μεταβάλλονται σε υψηλές θερμοκρασίες.

Μέχρι τους 200-250 °C αυξάνει η αντοχή του σε πίεση και εφελκυσμό, ενώ μετά τα όρια αυτά αρχίζει να εξασθενεί πολύ γρήγορα με απρόβλεπτο τρόπο. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τα μεταλλικά κτίρια λόγω της μη επιστημονικά προβλέψιμης συμπεριφοράς του δομικού χάλυβα για θερμοκρασίες πάνω από 550-620°C να απαιτούν επιπρόσθετη μελέτη και μέτρα προστασίας σε σχέση με ένα κλασικό κτίριο από μπετόν.

Το βασικό μέτρο μελέτης πυροπροστασίας μεταλλικών κτιρίων είναι ο λόγος της εκτιθέμενης στη φωτιά περιμέτρου μιας χαλύβδινης διατομής προς την επιφάνεια διατομής της H_r/A με μονάδα το m^{-1} . Τα έτοιμα κατασκευαστικά δομικά στοιχεία από χάλυβα έχουν συνήθως, λόγω της ειδικής διατομής για μεγαλύτερη ακαμψία, μικρή επιφάνεια διατομής αλλά πολύ μεγάλη επιφάνεια περιμέτρου. Αυτό αυτόματα μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι μικρές διατομές όπως π.χ IPE 100 απαιτούν μεγαλύτερη πυροπροστασία από μία αναλογικά μεγαλύτερη διατομή όπως π.χ HEA 400 λόγω θερμικού βολάν, πράγμα που πρέπει να λαμβάνεται σοβαρά υπόψη στη μελέτη σιδηροκατασκευής. Για το λόγο αυτό σε κτίρια με κίνδυνο πυρκαγιάς πρέπει να λαμβάνονται πρόσθετα προστατευτικά μέτρα για όλα τα φέροντα χαλύβδινα στοιχεία.

Οικονομία στα κιλά μιας κατασκευής με μικρές διατομές συνεπάγεται αυξημένο κόστος πυροπροστασίας. Η συνεχής όμως απλοποίηση και μείωση του κόστους των πυροπροστατευτικών μέτρων καθώς και η βελτίωση των εγκαταστάσεων πυρόσβεσης προβλέπεται να διευρύνουν τα πεδία εφαρμογής σιδηροκατασκευών. Χαλύβδινοι σκελετοί χωρίς επένδυση που αναδεικνύουν την ελαφρότητα της κατασκευής, μπορούν να εφαρμόζονται συνήθως μόνο στα βιομηχανικά κτίρια. Σε αυτά το μόνο που απαιτείται είναι μία αντισκωριακή επικάλυψη ή επάλειψη, γενικά όμως, οι μεταλλικές κατασκευές θα πρέπει να προστατεύονται τόσο κατά της οξειδωσης όσο και κατά της φωτιάς, δηλαδή έναντι των 2 βασικών μειονεκτημάτων των κατασκευών αυτών.

Οι χαλύβδινες διατομές θα πρέπει να έχουν τουλάχιστον κάθε **5 m** δύο οπές συνολικής διατομής **6cm²** για να επιτρέπουν σε περίπτωση πυρκαγιάς την έξοδο των υδρατμών που δημιουργούνται στο μπετόν. Σε αντίθετη περίπτωση μπορεί να δημιουργηθεί υπερπίεση στο εσωτερικό της κοίλης χαλύβδινης διατομής με αποτέλεσμα την καταστροφή της. Ο βαθμός πυροπροστασίας καθορίζεται από την καταπόνηση της κατασκευής σε πυρκαγιά (πυροθερμικό φορτίο). Το κατά πόσον θα πρέπει τα χαλύβδινα δομικά στοιχεία να προστατεύονται ή όχι είναι ένα ερώτημα που αφορά τη λειτουργία τους, αλλά και την οικονομία της κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη την απαιτούμενη χρονική διάρκεια κατά την οποία πρέπει να διατηρήσουν τις στατικές τους ικανότητες (καθορισμός πυραντίστασης των στοιχείων). Στα λειτουργικά προστατευτικά μέτρα ανήκει ο χωρισμός του κτιρίου σε πυροδιαμερίσματα, σταθερές και κινητές μονάδες πυρόσβεσης, ανιχνευτές θερμότητας και εγκαταστάσεις συναγερμού καθώς και απορροφητήρες καπνού. Ενώ ως δομικά, κατασκευαστικά μέτρα προστασίας αντιλαμβανόμαστε την άμεση προστασία, με επενδύσεις μονωτικές επαλείψεις και επικαλύψεις καθώς και την συναρμογή με αλλά δομικά υλικά (π.χ. κονιάματα), και την έμμεση προστασία, με "απόκρυψη" των στοιχείων, όπως με ψευδοροφές και πετάσματα.

2.16. ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.

Οι σύμμικτες κατασκευές διαφέρουν ως προς την κοστολόγηση διότι το τελικό κόστος μιας τέτοιας κατασκευής εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, οι οποίοι εξαρτώνται κυρίως από τον κατασκευαστή. Το τελικό κόστος περιλαμβάνει τα εξής:

Προμήθεια των υλικών.

Κατασκευή – Βιομηχανοποίηση.

Αμμοβολή – Βαφή

Μεταφορά – Ανέγερση

Ασφάλιση.

3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

3.1. Φορτία – Συνδυασμοί Φορτίσεων

Στους παρακείμενους πίνακες παρουσιάζονται τα φορτία και οι συνδυασμοί φόρτισης που λήφθησαν υπόψη κατά την ανάλυση.

A/A	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	ΣΥΜΒΟΛΑ	ΤΙΜΗ
1	Ίδια βάρη	G_W	$\gamma_c=25.0\text{kN/m}^3$
			$\gamma_a=78.5\text{kN/m}^3$
2	Επικαλύψεις	G_E	1.0 kN/m ²
3	Ωφέλιμα φορτία	Q	3.5 kN/m ²
4	Σεισμός	$E_{X,Y,Z}$	ΚΑΤΑ Ε.Α.Κ.

Πίν. 18 Φορτία Κατασκευής

A/A	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	ΟΝΟΜΑΣΙΑ SAP
1	$1.35(G_{W+} G_E)+1.5 Q$	Κύριος συνδυασμός	Comb1
2	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q+1.0E_x+0.3E_y+0.3E_z$	1 ^{ος} Σεισμικός	Comb-1
3	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q+0.3E_x+1.0E_y+0.3E_z$	2 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
4	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q+1.0E_x-0.3E_y+0.3E_z$	3 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
5	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q+0.3E_x-1.0E_y+0.3E_z$	4 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
6	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q+0.3E_x-0.3+1.0E_z$	5 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
7	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q+1.0E_x+0.3E_y-0.3E_z$	6 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
8	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q+0.3E_x+1.0E_y-0.3E_z$	7 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
9	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q+0.3E_x+0.3-1.0E_z$	8 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
10	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q-1.0E_x+0.3E_y+0.3E_z$	9 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
11	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q-0.3E_x+1.0E_y+0.3E_z$	10 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
12	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q-0.3E_x+0.3+1.0E_z$	11 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
13	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q+0.3E_x-0.3E_y-1E_z$	12 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
14	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q+0.3E_x-1.0E_y-0.3E_z$	13 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
15	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q+0.3E_x-0.3-1.0E_z$	14 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
16	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q-1.0E_x+0.3E_y-0.3E_z$	15 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
17	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q-0.3E_x+1.0E_y-0.3E_z$	16 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
18	$1.0(G_{W+} G_E)+0.3 Q-$	17 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2

	$0,3E_x+0,3-1,0E_z$		
19	$1,0(G_{W+} G_E)+0,3 Q$ $-1,0E_x-0,3E_y+0,3E_z$	18 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
20	$1,0(G_{W+} G_E)+0,3 Q$ $-0,3E_x-1,0E_y+0,3E_z$	19 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
21	$1,0(G_{W+} G_E)+0,3 Q$ $-0,3E_x-0,3E_y+1E_z$	20 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
22	$1,0(G_{W+} G_E)+0,3 Q$ $-1,0E_x-0,3E_y-0,3E_z$	21 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
23	$1,0(G_{W+} G_E)+0,3 Q$ $-0,3E_x-1,0E_y-0,3E_z$	22 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2
24	$1,0(G_{W+} G_E)+0,3 Q$ $-0,3E_x-0,3E_y-1E_z$	23 ^{ος} Σεισμικός	Comb-2

Πίν. 19 Συνδυασμοί Φορτίσεων

Στοιχεία εδάφους

Δείκτης εδάφους: $k=28.000 \text{ KN/m}^2/\text{m}$

Κατηγορία συνθηκών περιβάλλοντος : **2**

Επιτρεπόμενη τάση : $\sigma=200 \text{ KN/m}^2$

Γωνία τριβής **22°**

Στοιχεία ΕΑΚ 2003

Ζώνη σεισμικής επικυνδηνότητας : **II**

Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους $\alpha=0.240$

Συντελεστής Θεμελίωσης: $\theta=1$

Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου : **Σ= Συνήθη κτίρια.**

Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου: $\gamma= 1$

Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς: $q=3.5$

Κατηγορία εδάφους: **B**

Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης $\beta_0=2.5$

3.2. ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.

3.2.1. ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΟΜΙΜΑΤΟΣ.

Διαστάσεις δοκού :**50X30(cm)**

Διαστάσεις στήλων :**40X40(cm)**

Διαστάσεις τοιχίων :**30X120(cm)**

Πάχος πλάκας :**15(cm)**

3.2.2. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΩΝ ΔΟΚΩΝ

Οι μέγιστες και ελάχιστες τιμές των ενταντικών τιμών των δοκών παρουσιάζονται στον παρακείμενο πίνακα. Αναγράφονται τα εντατικά μεγέθη P,V,M,T των 48 δοκών τις κατασκευής μας. Παρακάτω και με την βοήθεια προγραμμάτων στο excel θα παρθούν δυο από τους πιο κρίσιμους δοκούς και θα ελεγχθούν εάν παιρνούν τους ελέγχους. Σύμφωνα με τις τιμές του πίνακα θα ελεγχθεί η **Δοκός 48**.

ΔΟΚΟΣ 1							ΔΟΚΟΣ 11						
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	2	34	1	4	0,4	15	max	9	82	1	7	0,4	31
min	-6	-25	-1	-5	-0,2	-18	min	1	-84	0	-10	-0,1	-49
ΔΟΚΟΣ 2							ΔΟΚΟΣ 12						
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	13	32	1	5	0,5	10	max	8	56	1	1	0,5	21
min	-20	-30	-1	-4	-0,2	-22	min	0	-60	0	-8	-0,4	-29
ΔΟΚΟΣ 3							ΔΟΚΟΣ 13						
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	13	31	1	4	0,5	10	max	7	28	0	5	0,2	16
min	-20	-33	-1	0	-0,2	-22	min	-1	-27	-1	-3	-0,2	-25
ΔΟΚΟΣ 4							ΔΟΚΟΣ 14						
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	2	25	1	6	0,4	15	max	23	33	1	4	0,6	20
min	-6	-33	-1	0	-0,2	-11	min	-15	-29	-1	-4	-0,5	-39
ΔΟΚΟΣ 5							ΔΟΚΟΣ 15						

	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	1	76	1	-1	0,6	30	max	24	29	1	4	0,6	19
min	-5	-46	-1	0	-0,3	-44	min	-15	-33	-1	-4	-0,5	-39
	ΔΟΚΟΣ 6							ΔΟΚΟΣ 16					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	1	86	1	3	0,5	30	max	7	27	1	3	0,2	16
min	-4	-81	-1	0	-0,2	-53	min	-1	-29	0	-5	-0,2	-25
	ΔΟΚΟΣ 7							ΔΟΚΟΣ 17					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	1	83	1	8	0,5	31	max	3	42	1	6	0,2	20
min	-4	-87	-1	0	-0,2	-53	min	-9	-32	-1	-1	-0,4	-34
	ΔΟΚΟΣ 8							ΔΟΚΟΣ 18					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	1	46	1	8	0,6	30	max	11	44	1	14	0,3	25
min	-5	-77	-1	0	-0,3	-46	min	-30	-45	-1	-17	-0,5	-32
	ΔΟΚΟΣ 9							ΔΟΚΟΣ 19					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	8	59	0	8	0,5	21	max	36	25	8	31	2,4	14
min	0	-56	-1	0	-0,4	-29	min	-12	-65	-1	-15	-0,4	-47
	ΔΟΚΟΣ 10							ΔΟΚΟΣ 20					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	9	83	0	10	0,4	30	max	7	23	1	3	0,5	17
min	1	-80	-1	-6	-0,2	-48	min	-4	-36	-1	-6	-0,3	-25
	ΔΟΚΟΣ 21							ΔΟΚΟΣ 31					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	3	102	1	3	0,3	28	max	7	23	1	6	0,3	17
min	-6	-45	-1	-1	-0,3	-112	min	-4	-36	-1	-3	-0,5	-25
	ΔΟΚΟΣ 22							ΔΟΚΟΣ 32					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	2	33	1	2	0,3	15	max	2	83	3	14	0,5	27
min	-4	-78	0	-3	-0,3	-81	min	-12	-49	-1	-13	-1,0	-40
	ΔΟΚΟΣ 23							ΔΟΚΟΣ 33					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	6	108	2	2	0,8	23	max	-1	134	3	46	0,4	43
min	-6	-42	-2	-2	-0,8	-131	min	-11	-123	-1	-43	-1,0	-75
	ΔΟΚΟΣ 24							ΔΟΚΟΣ 34					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	2	24	1	1	0,4	134	max	-1	125	1	44	0,4	45
min	-11	-169	-1	-1	-0,4	-186	min	-12	-135	-2	-46	-1,0	-76
	ΔΟΚΟΣ 25							ΔΟΚΟΣ 35					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	3	33	2	5	0,8	15	max	2	49	1	13	0,5	27
min	-9	-79	-2	-5	-0,8	-90	min	-12	-85	-3	-14	-1,0	-41

		ΔΟΚΟΣ 26								ΔΟΚΟΣ 36					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3		
max	3	103	1	1	0,3	28	max	2	30	1	4	0,2	14		
min	-6	-45	-1	-3	-0,3	-113	min	-11	-26	-1	-2	-0,3	-15		
		ΔΟΚΟΣ 27								ΔΟΚΟΣ 37					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3		
max	2	34	0	3	0,3	15	max	5	31	1	3	0,2	15		
min	-4	-78	-1	-2	-0,3	-82	min	-20	-25	-1	-3	-0,5	-35		
		ΔΟΚΟΣ 28								ΔΟΚΟΣ 38					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3		
max	3	42	1	1	0,4	20	max	5	26	1	3	0,2	15		
min	-9	-32	-1	-6	-0,2	-34	min	-20	-32	-1	-3	-0,5	-35		
		ΔΟΚΟΣ 29								ΔΟΚΟΣ 39					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3		
max	11	45	1	17	0,5	25	max	2	26	1	2	0,2	14		
min	-30	-45	-1	-14	-0,3	-33	min	-11	-30	-1	-5	-0,3	-15		
		ΔΟΚΟΣ 30								ΔΟΚΟΣ 40					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3		
max	36	25	1	15	0,4	14	max	9	18	2	45	2,1	14		
min	-12	-66	-8	-31	-2,4	-47	min	-31	-81	-6	-25	-1,1	-54		
		ΔΟΚΟΣ 41								ΔΟΚΟΣ 45					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3		
max	4	19	1	1	0,3	17	max	8	28	1	6	0,5	14		
min	-13	-33	-2	-6	-0,8	-24	min	-4	-51	-1	-1	-0,4	-60		
		ΔΟΚΟΣ 42								ΔΟΚΟΣ 46					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3		
max	8	28	1	1	0,4	14	max	9	18	6	25	1,1	14		
min	-4	-51	-1	-6	-0,5	-60	min	-32	-81	-2	-45	-2,1	-54		
		ΔΟΚΟΣ 43								ΔΟΚΟΣ 47					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3		
max	2	-2	1	12	0,5	101	max	4	19	2	6	0,8	17		
min	-9	-144	-1	1	-0,4	-154	min	-13	-33	-1	-1	-0,3	-24		
		ΔΟΚΟΣ 44								ΔΟΚΟΣ 48					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3		
max	16	20	2	4	0,6	11	max	2	-2	1	-1	0,4	102		
min	-4	-58	-2	-5	-0,6	-77	min	-9	-145	-1	-12	-0,4	-155		

Πίν. 20 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΔΟΚΩΝ

3.2.3. ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΔΟΚΟΥ-48

Ο έλεγχος παρουσιάζεται στον παρακείμενο πίνακα. Από την ανάλυση προκύπτει επάρκεια της διατομής.

Εντατικά μεγέθη της Κατασκευής.			ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ
P	V2	M3	
1	-84	-49	→ ΠΑΙΡΝΑΕΙ Η ΔΟΚΟΣ

Στοιχεία διατομής

Σκυρόδεμα **C20/25** Χάλυβας **S400N** Συνδετήρες **Sw220**

Mmax= -49 knm

L= 4 m m **bw=** 0,3 m **d=** 0,45 m

h= 0,5 m **Vmax=** -84 kn **ΕπικάλυψηC=** 0,05 m

fyd= 435 N/mm²

fcd= 13 N/mm²

Έλεγχος σε κάμψη του Ανοίγματος

Στο άνοιγμα εφελκύνονται οι κάτω ίνες άρα δουλεύει σαν ορθογωνική διατομή

Ανηγμένη ροπή

$\mu_{sd} = M_{sd} / bw \cdot d^2 \cdot f_{cd} = -0,06$

μ_{sd}	ω	μ_{sd}	ω	μ_{sd}	ω
		0,15	0,167	0,29	0,375
0,01	0,01	0,16	0,179	0,3	0,394
0,02	0,021	0,17	0,192	0,31	0,413
0,03	0,031	0,18	0,206	0,32	0,434
0,04	0,042	0,19	0,219	0,33	0,455
0,05	0,052	0,2	0,233	0,34	0,478
0,06	0,063	0,21	0,247	0,35	0,503
0,07	0,074	0,22	0,261	0,36	0,529
0,08	0,085	0,23	0,276	0,37	0,559
0,09	0,096				

		0,24	0,291	0,38	0,592
0,1	0,107				
		0,25	0,307	0,39	0,63
0,11	0,119				

Επειδή έχω μόνο εφελκυσμένο οπλισμό διαλέγω τον παραπάνω πίνακα

Από μ_{sd} προκύπτει -----> $\chi=\omega=$ 0.0739

Υπολογισμός οπλισμού

$$A_s = \omega * b_w * d * f_c / f_y = 3.1 \text{ cm}^2$$

Τα ελάχιστα σίδερα που μπορούν να μπουν είναι:
3 σίδερα τύπου Φ12

Απο πίνακα επιλέγω Οπλισμό.

Εφελκυσμένος οπλισμός **+As=** 4 cm2

Στο θλιβόμενο τμήμα βάζω εμπειρικά **AS=** 3 cm2

Απο πίνακα ελεγχω εάν στο πλάτος b της δοκού χωράει ο οπλισμός.

Πλήθος σιδήρων που βάζω στο bw

3

Ελεγχος ποσοστού εφελκυσμένου--θλιβόμενου Οπλισμού

$\rho =$ εφελκυσμένου οπλισμού

$\rho' =$ εφελκυσμένου οπλισμού

Πλήθος σιδήρων που παίρνει το bw

7

Πρέπει

$$0,5 < \rho' / \rho < 1$$

$$\rho' / \rho = 0,75$$

Ελεγχος ποσοστού επι τις % εφελκυσμένου Οπλισμού

Πρέπει $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$
 $\rho_{min} =$ 0,257

$\rho_{max} =$ 4

$$\rho = A_y / A_c = 0,27 \%$$

Κατανομή τεμνουσών κατά μήκος της δοκού.

Όπου h = υψος δοκού

2ο βήμα Υπολογισμός της VRD1

Είναι η τέμνουσα δύναμη αντοχής που οφείλεται στην εξάντληση της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος.

$$\text{trd} = 260 \text{ KN/m}^2.$$

Fck	trd
12	0,2
16	0,2
20	0,3
25	0,3
30	0,3
35	0,4
40	0,4
45	0,4
50	0,5

$$\kappa = 1,6 - d = 1,15 \quad . \Rightarrow 1 \quad \text{οκ}$$

Όπου Asl είναι ο φλιβόμενος οπλισμός

$$\rho_l = Asl / bw * d = 0,002 \quad \text{καθαρό.αριθ.}$$

$$Nsd = 1 \text{ KN}$$

$$\sigma_{cp} = Nsd / bw * d = 7,4 \text{ KN/M}^2$$

$$Vrd1 = [\text{trd} * \kappa (1,2 + 40 * \rho_l + 1,10 * \sigma_{cp})] * bw * d = 97 \text{ KN}$$

Αν $v_{sd1} < v_{rd1}$ τότε ακόμα και άοπλο το σκυροδέμα θα συμπεριφερότανε ικανοποιητικά στη διάτμηση.
Πρέπει $V_{sd1} = -84 < V_{rd1} = 97$

3ο βήμα εύρεση Vrd2

Η V_{rd2} την υπολογίζουμε για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος.

Αν δεν ισχύει η ανισότητα πρέπει να αυξήσουμε το πλάτος της δοκού.

$$V = 0,7 * f_{ck} / 200 = 0,6 \quad \geq 0,5$$

$$V_{RD2} = 0,5 * V * F_{CD} * bw * 0,9 * d = 486 \text{ KN}$$

$$V_{sd2} = -84 < V_{rd2} = 486$$

4ο Βήμα Έυρεση Vwd Διατμητικού σπλισμού.

Είναι η τέμνουσα που μπορεί να παραλάβει οριακά μια διατομή σκυροδέματος με συγκεκριμένο σπλισμό διάτμησης.

$$\text{Ισχύει } V_{sd1} = V_{wd} + V_{rd1}$$

Επειδή έχουμε σεισμό $V_{rd1} = V_{cd}$

$$\text{Άρα } V_{wd} = V_{sd1} - V_{cd} = 171 \text{ KN}$$

$$A_{sw}/S_w = V_{wd}/0,9 \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$f_{yd} = 13,9 \text{ kn/cm}^2.$$

$$A_{sw}/S_w = 22,10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Οι συνδετήρες είναι } \Phi 4/30$$

Πρέπει $0,2 \cdot V_{rd2} < V_{sd} \leq 2/3 \cdot V_{rd2}$

$$0,2 \cdot V_{rd2} = 97,2 \text{ KN}$$

$$2/3 \cdot V_{rd2} = 324 \text{ KN}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΠΟΣΤΑΣΗΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ S_w και διάμετρος συνδετήρα Φ_w .

$$\text{Κρίσιμη περιοχή Βάζω τελικά} = \Phi 8/10$$

$$\min \Phi_w = \max\{\Phi 8 \text{ ή } 1/3 \cdot \Phi_L\} = 8 \quad 4$$

Όπου Φ_L είναι η ράβδος διαμήκη σπλισμού.

$$\max S = \min\{8 \cdot \Phi_L, b_w, 100\text{mm}\} = 112 \quad 300 \quad 100$$

$$\text{Μη Κρίσιμη περιοχή Βάζω Τελικά} = \Phi 6/14$$

$$\min \Phi_w = \max\{\Phi 6 \text{ ή } 1/4 \cdot \Phi_L\} = 6 \quad 3$$

Όπου Φ_L είναι η ράβδος διαμήκη σπλισμού.

$$\max S = \min\{12 \cdot \Phi_L, b_w, 300\text{mm}\} = 144 \quad 300 \quad 300$$

Στην μη κρίσιμη περιοχή μπορώ να βάλω συνδετήρες = $\Phi 6/14$

$$\rho_w = 0,0007 \quad A_{sw}/S_w = \rho_w \cdot b_w = 0,0021 \text{ cm}^2/\text{cm} < 0,094 \text{ cm}^2/\text{cm} (\text{πίνακα})$$

3.2.4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΩΝ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΩΝ.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στον παρακείμενο πίνακα.

		K 1								K11				
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3	
max	-22,5	4,0	6,0	0,3	12,3	8,0	max	-335,1	8,5	19,2	0,3	23,1	14,7	
min	-77,4	-8,0	-12,8	-0,3	-19,4	-11,7	min	-894,2	-12,1	-2,0	-0,3	-30,3	-18,3	
		K2							K12					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3	
max	-50,7	7,8	5,4	0,3	15,0	11,6	max	-398,2	9,6	26,3	0,3	25,2	15,8	
min	-146,7	-7,3	-13,7	-0,3	-20,0	-11,0	min	-1073	-9,8	1,3	-0,3	-41,0	-15,9	
		K3							K13					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3	
max	-51,3	7,3	5,4	0,3	15,1	11,0	max	-338,9	12,2	19,4	0,3	23,1	18,3	
min	-147,9	-7,8	-13,8	-0,3	-20,1	-11,5	min	-904,6	-8,5	-1,9	-0,3	-30,6	-14,7	
		K4							K14					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3	
max	-22,7	8,1	6,0	0,3	12,3	11,7	max	-84,3	11,6	10,6	0,3	16,6	17,7	
min	-77,8	-3,9	-12,8	-0,3	-19,4	-8,1	min	-260,5	-4,5	-10,8	-0,3	-17,5	-13,3	
		K5							K15					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3	
max	-58,9	2,5	10,9	0,3	16,8	18,3	max	-29,9	7,6	9,7	0,3	15,6	14,5	
min	-166,3	-12,1	-13,7	-0,3	-20,3	-16,5	min	-135,0	-10,3	-6,6	-0,3	-13,4	-17,3	
		K6							K16					
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3	

max	-199,7	7,6	1,4	0,3	37,2	12,1	max	-75,8	11,6	10,4	0,3	16,1	18,5
min	-525,5	-9,8	-25,0	-0,3	-27,4	-14,3	min	-235,2	-11,8	-5,9	-0,3	-12,5	-18,7
		K7							K17				
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	-220,5	8,2	-2,4	0,3	51,0	12,7	max	-76,7	11,8	10,4	0,3	16,1	18,7
min	-583,8	-8,3	-33,9	-0,3	-33,9	-12,9	min	-237,3	-11,6	-5,9	-0,3	-12,5	-18,4
		K8							K18				
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	-201,9	9,9	1,3	0,3	37,6	14,4	max	-30,4	10,3	9,7	0,3	15,6	17,3
min	-531,5	-7,5	-25,2	-0,3	-27,5	-12,1	min	-135,7	-7,5	-6,6	-0,3	-13,4	-14,5
		K9							K19				
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	-59,3	12,2	10,9	0,3	16,8	16,6	max	-32,3	1,5	11,7	0,3	19,2	28,0
min	-167,3	-2,4	-13,8	-0,3	-20,3	-18,6	min	-113,4	-24,0	-19,4	-0,4	-27,5	-32,0
		K10							K20				
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	-83,4	4,6	10,6	0,3	16,5	13,1	max	-152,3	11,1	28,4	0,3	42,5	20,0
min	-258,9	-11,5	-10,8	-0,3	-17,5	-17,7	min	-423,9	-19,9	-1,5	-0,4	-28,6	-28,1
		K21							K25				
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3
max	-188,1	14,2	48,7	0,3	69,3	20,1	max	-34,0	16,0	13,0	0,3	17,0	22,4
min	-526,7	-14,6	6,9	-0,3	-52,5	-20,6	min	-114,5	-15,2	-8,8	-0,4	-13,6	-21,4

		K22								K26							
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3				
max	-154,2	19,9	28,9	0,4	43,2	28,2	max	-34,4	15,2	13,0	0,4	17,1	21,4				
min	-429,1	-11,0	-1,4	-0,3	-29,1	-20,0	min	-115,5	-16,0	-8,8	-0,3	-13,7	-22,3				
		K23							K27								
	P	V2	V3	T	M2	M3		P	V2	V3	T	M2	M3				
max	-32,7	24,3	11,8	0,4	19,2	32,4	max	-12,7	13,6	10,9	0,4	14,4	18,2				
min	-114,1	-1,4	-19,4	-0,3	-27,5	-28,3	min	-65,1	-7,0	-10,0	-0,3	-14,0	-14,0				
		K24															
	P	V2	V3	T	M2	M3											
max	-12,4	7,1	10,8	0,3	14,3	14,0											
min	-64,8	-13,6	-10,0	-0,4	-14,0	-18,2											

3.2.5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ-K12

Ο έλεγχος παρουσιάζεται στον παρακείμενο πίνακα. Από την ανάλυση προκύπτει επάρκεια της διατομής.

Εντατικά μεγέθη της
Κατασκευής.

P	V2	V3	M2	M3
-1073	-9,80	1,3	-41,0	-16

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ

----->ΠΑΙΡΝΑΕΙ Η ΔΟΚΟΣ

ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ ΣΕ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ

Στοιχεία διατομής

Σκυρόδεμα **C20/25** Χάλυβας **B500C**

Συνδετήρες **Sw220**

b=	0,4	m	d1=	0,05	m	f_{yd}=	435	N/mm ²
						f_{cd}=	13	N/mm ²
h=	0,4	m	d1/h=	0,125	m	d=	0,35	m
N_{sd}=	-1073	KN	M_{dx}=	-15,9	KNm	M_{dy}=	-41,0	KNm

Έλεγχος διαστάσεων διατομής

$$v_{sd} = N_{sd} / b * h * f_{cd} = 0,503 < 0,65$$

Ευρεση ροπών μ_x, μ_y

Επιλέγω την μεγαλύτερη από τις δύο μ_x, μ_y .

$$\mu_x = M_{dx} / b \cdot h^2 \cdot f_{cd} = 0,02$$

$$\mu_y = M_{dy} / b \cdot h^2 \cdot f_{cd} = -0,05$$

$$\mu_{min} = -0,05 \quad . = \mu_2$$

$$\mu_{max} = -0,02 \quad . = \mu_1$$

Από τον παραπάνω πίνακα με τον συνδυασμό μ_{min} μ_{max} και στην περιοχή $v_{sd} = 0.503$ βγαίνει

$$\omega = 0,1$$

Τα σίδερα που θα μπούν στις γωνίες είναι:

$$A_{stot} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{yd} = 4,9 \quad \text{cm}^2.$$

Ο παραπάνω οπλισμός μοιράζεται στις τέσσερις γωνίες της διατομής

$$\text{Άρα σε κάθε γωνία αντιστοιχεί σε οπλισμό } A_{stot}/4 = 1,2 \quad \text{cm}^2.$$

Ελεγχος απόστασης οπλισμού s κατά $x-x, y-y$.

S κατά $x-x$

$$c = \text{επικαλυψη} = 4 \quad \text{cm}$$

$$\text{Αριθμός σιδήρων ανα πλευρά} = 4 \quad \text{τεμαχια}$$

$$d_w = \text{διάμετρος συνδετήρα} = 1 \quad \text{cm}$$

$$d_s = \text{διάμετρος οπλισμού} = 1.8 \quad \text{cm}$$

$$S = b - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 6 \cdot d_s = 22.8 \quad \text{cm} < 20$$

S κατά $y-y$

$$S = h - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 6 \cdot d_s = 22.8 \quad \text{cm} < 20$$

Έλεγχος οπλισμών στις παρειές

παρεια γγ αυτή με τα πιο πολύ οπλισμό.

$$\begin{aligned} & \text{Πρέπει} \\ & R_{\text{παρειων}} > 0,004 \end{aligned}$$

$$R_{\text{παρειων}} = 0,0075$$

Έλεγχος οπλισμών της διατομής

$$\begin{aligned} R_{\text{διατομής}} &= 0,0154 > 0,008 \\ &< 0,08 \end{aligned}$$

Έλεγχος του υποστηλώματος έναντι λυγισμού.

$$\lambda = l_0/i = 24 \quad \alpha = 40 \text{ cm}$$

Όπου l_0 είναι το ελεύθερο ύψος του υποστηλώματος

$$l_0 = 300 \text{ cm}$$

i είναι η ακτίνα δράσης του υποστηλώματος με $i = (\alpha^4/12/\alpha^2)^{1/2}$

$$\text{Έλεγκοι} \quad i = 12 \text{ cm}$$

Αν ισχύει η παρακάτω ανισότητα τότε το υποστήλωμα δεν θεωρείται ευλύγιστο και δεν απαιτείται περετέρο έλεγχο.

Πρέπει $\lambda \leq \max\{25, 15/(\nu d)^{1/2}\}$

$$\begin{aligned} & 25 \quad \mathbf{Max=25} \quad \Rightarrow \mathbf{24} \\ & 15/(\nu d)^{1/2} = 21 \end{aligned}$$

Έλεγχος σε διάτμηση του υποστηλώματος.

Ελέγχουμε την δοκό ανάμεσα στις στηρίξεις.

1ο βήμα Ευρεση Vsd.

$$V_{sd1} = V_{sd2} = V_{sd3} = V_{max} = -9,8 \text{ kn} \quad 100,8$$

2ο βήμα Υπολογισμός της VRD1

Είναι η τέμνουσα δύναμη αντοχής που οφείλεται στην εξάντληση της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος.

$$\tau_{rd} = 260 \text{ KN/m}^2.$$

Fck	τ_{rd}
12	0,18
16	0,22
20	0,26
25	0,3
30	0,34
35	0,37
40	0,41
45	0,44
50	0,48

$$\kappa = 1,6 - d = 1,6 \quad . => 1$$

Όπου A_{sl} είναι ο φλιβόμενος οπλισμός

$$\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d = 0,0062 \quad \text{καθαρό αριθ.}$$

$$N_{sd} = -1073 \text{ KN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / b_w \cdot d = 7664 \text{ KN/M}^2$$

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} \cdot \kappa (1,2 + 40 \cdot \rho_l + 1,10 \cdot \sigma_{cp})] \cdot b_w \cdot d = 66871 \text{ KN}$$

Αν $v_{sd1} < v_{rd1}$ τότε ακόμα και άοπλο το σκυροδέμα θα συμπεριφερότανε ικανοποιητικά στη διάτμηση.

Πρέπει $V_{sd1} = -9,8 < V_{rd1} = 66871$

3ο βήμα εύρεση Vrd2

Η V_{rd2} την υπολογίζουμε για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος.

Αν δεν ισχύει η ανισότητα πρέπει να αυξήσουμε το πλάτος της δοκού.

$$V = 0,7 \cdot f_{ck} / 200 = 0,6 \quad => 0,5$$

$$V_{RD2} = 0,5 \cdot V \cdot F_{CD} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d = 504 \text{ KN}$$

$$V_{sd2} = -10 < V_{rd2} = 504$$

Πρέπει

4ο Βήμα Έυρεση Vwd Διατμητικού σπλισμού.

Είναι η τέμνουσα που μπορεί να παραλάβει οριακά μια διατομή σκυροδεματος με συγκεκριμένο σπλισμό διάτμησης.

Ισχύει $V_{sd1} = V_{wd} + V_{rd1}$

Επειδή έχουμε σεισμό $V_{rd1} = V_{cd}$

$$\text{Άρα } V_{wd} = V_{sd1} - V_{cd} = 60174 \quad \text{KN}$$

$A_{sw}/S_w = V_{wd}/0,9 \cdot d \cdot f_{yd}$

$$f_{yd} = 19,13 \quad \text{kn/cm}^2.$$

$$A_{sw}/S_w = 9985.6 \quad \text{cm}^2/\text{m} \quad \text{Οι συνδετήρες είναι } \Phi 14/5$$

Πρέπει $0,2 \cdot V_{rd2} < V_{sd} \leq 2/3 \cdot V_{rd2}$

$$0,2 \cdot V_{rd2} = 100,8 \quad \text{KN}$$

$$2/3 \cdot V_{rd2} = 336 \quad \text{KN}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΠΟΣΤΑΣΗΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ S_w και διάμετρος συνδετήρα Φ_w .

$$\min \Phi_w = \max\{ \Phi 8 \text{ ή } 1/3 \cdot \Phi_L \} = 8 \quad 6$$

Όπου Φ_L είναι η ράβδος διαμήκη σπλισμού.

$$\max S = \min\{ 8 \cdot \Phi_L, b_w, 100\text{mm} \} = 112 \quad 400 \quad 100$$

Στην **κρίσημη περιοχή** μπορώ να βάλω συνδετήρες = $\Phi 8/10$

$$\min \Phi_w = \max\{ \Phi 6 \text{ ή } 1/4 \cdot \Phi_L \} = 6 \quad 5$$

Όπου Φ_L είναι η ράβδος διαμήκη σπλισμού.

$$\max S = \min\{ 12 \cdot \Phi_L, b_w, 300\text{mm} \} = 216 \quad 400 \quad 300$$

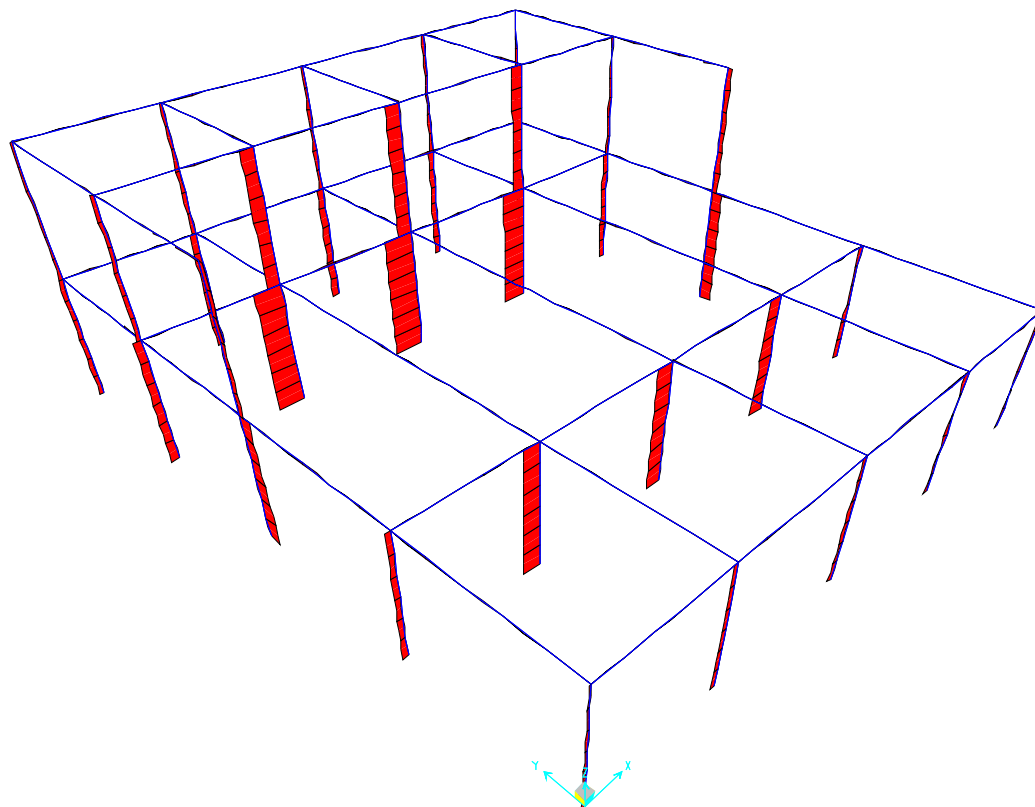
Στην **μη κρίσημη** περιοχή μπορώ να βάλω συνδετήρες = $\Phi 6/22$

Ελεγχος ελάχιστου διατμητικού σπλισμού ρ_w .

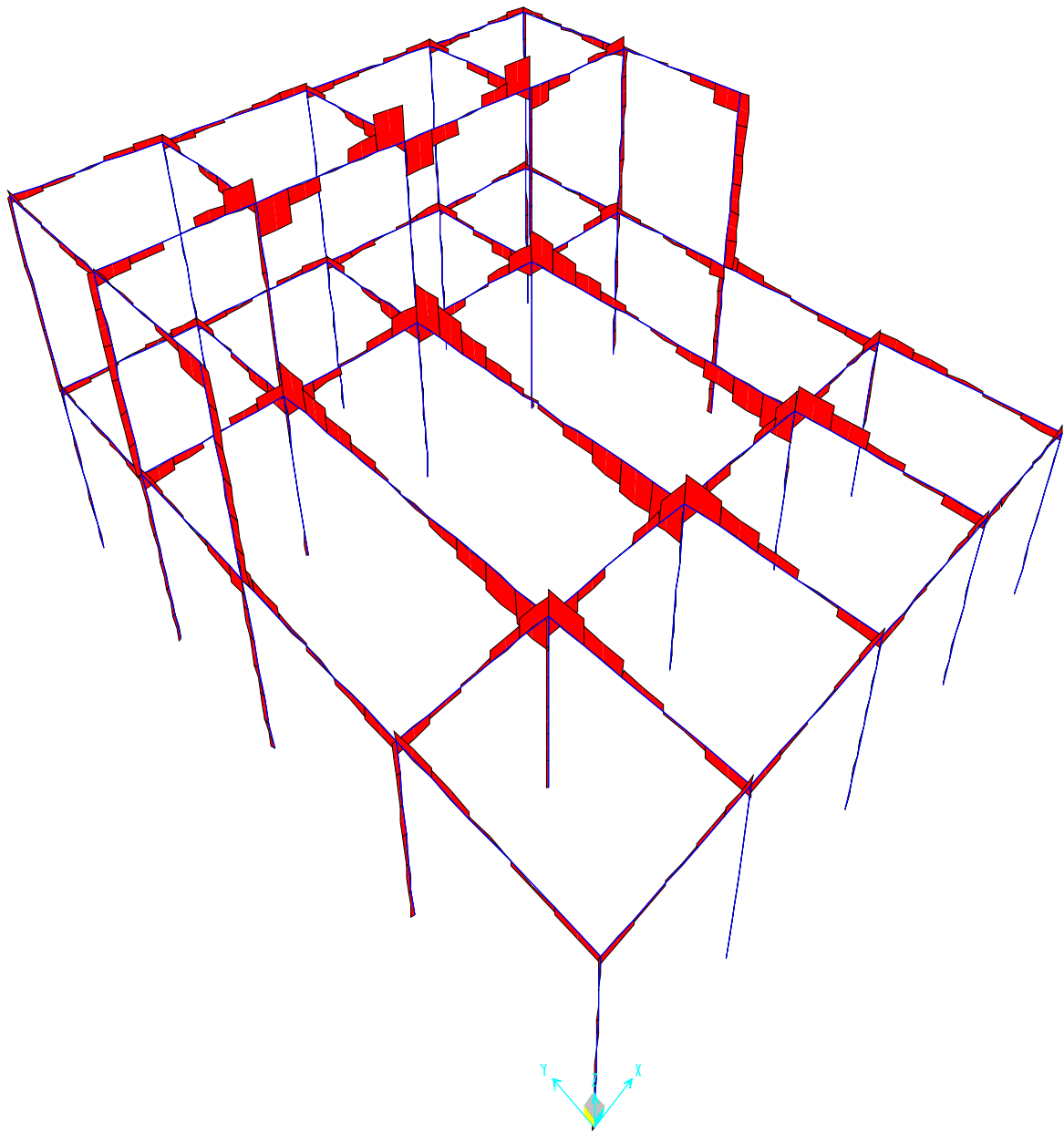
$$\rho_w = 0,0007$$

$$A_{sw}/S_w = \rho_w \cdot b_w = 0,028 \quad \text{cm}^2/\text{cm} < 0,094 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

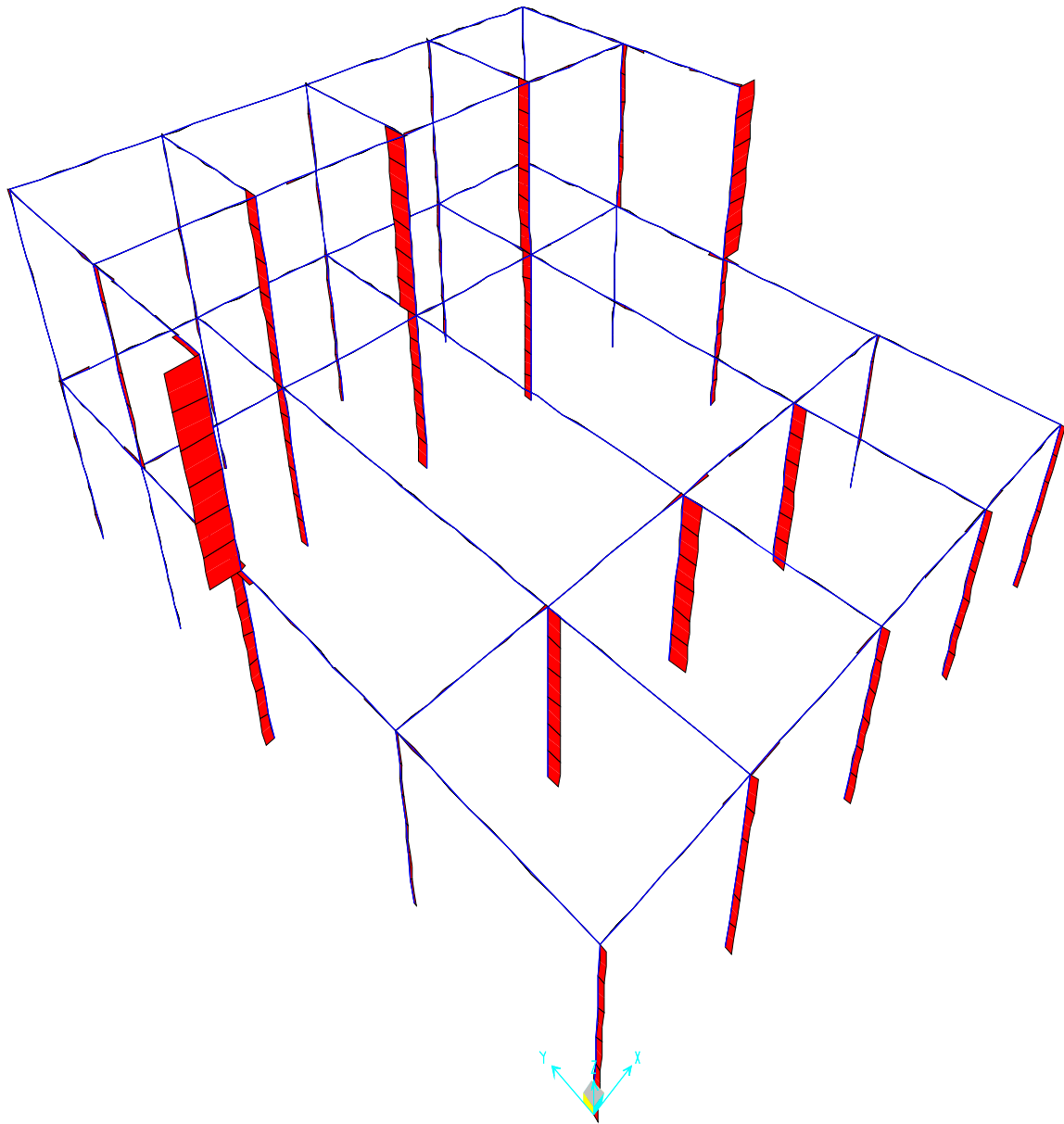
3.2.6. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ P ,V ,M ,T ΚΑΘΩΣ ΚΑΙ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΤΟΥ ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ.



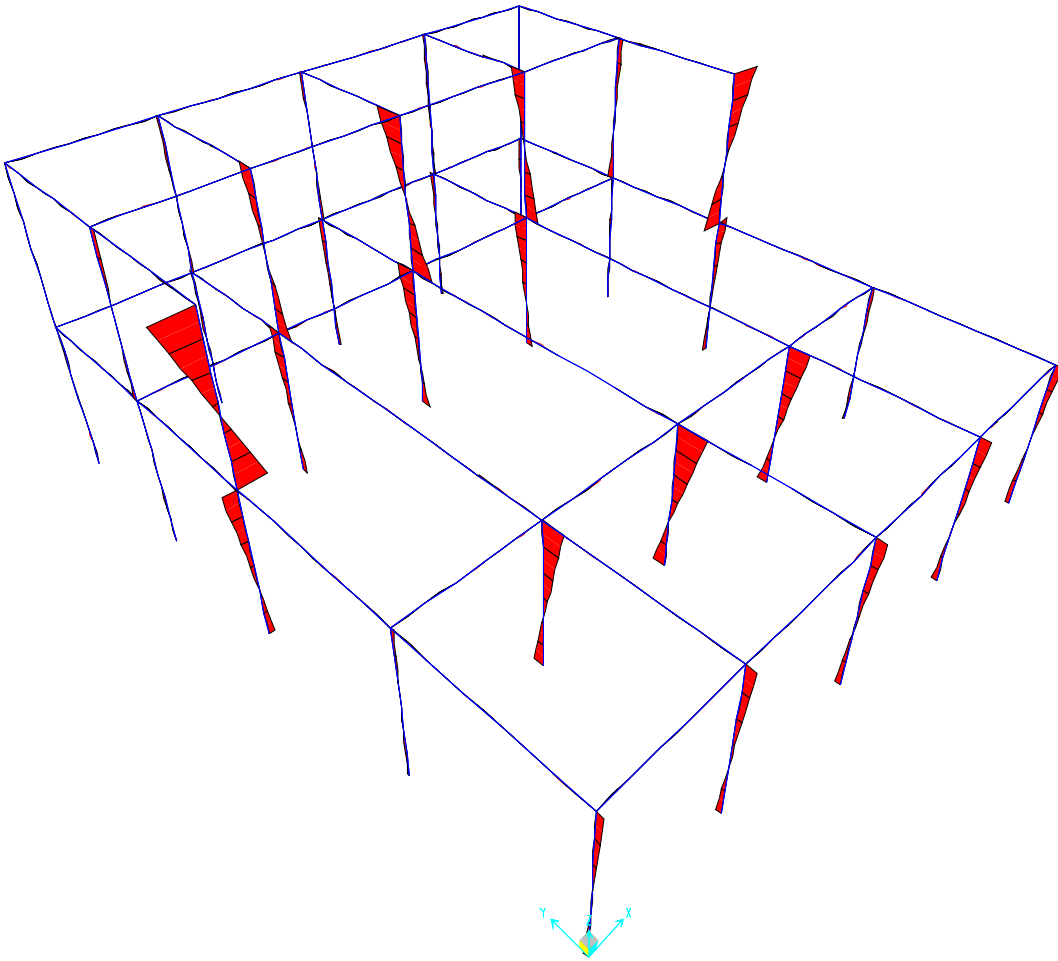
Εικ. 43 Διάγραμμα αξωνικών (N) του comb-1.



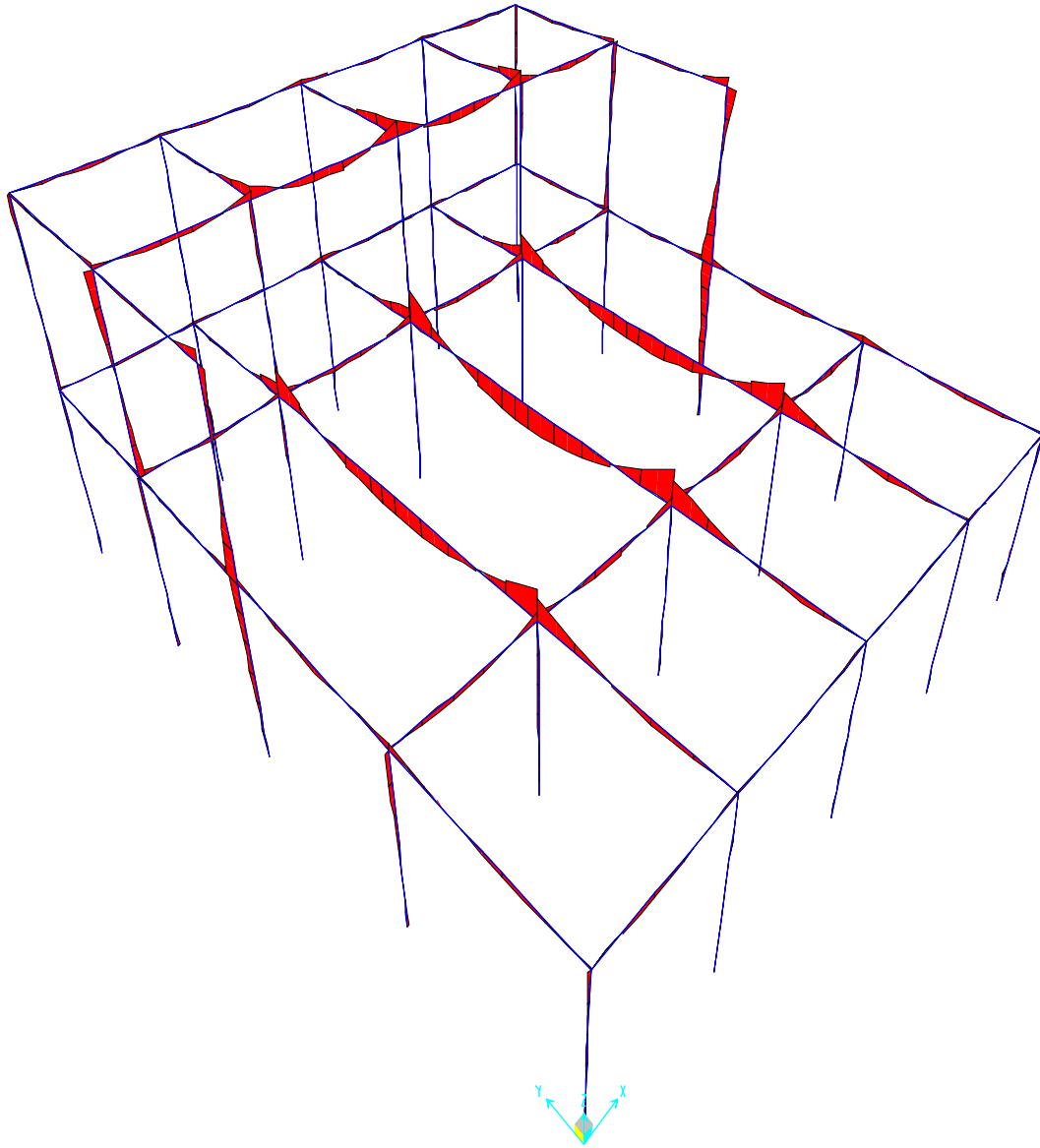
Εικ. 44 Διάγραμμα τεμνουσών (V2) του comb-1.



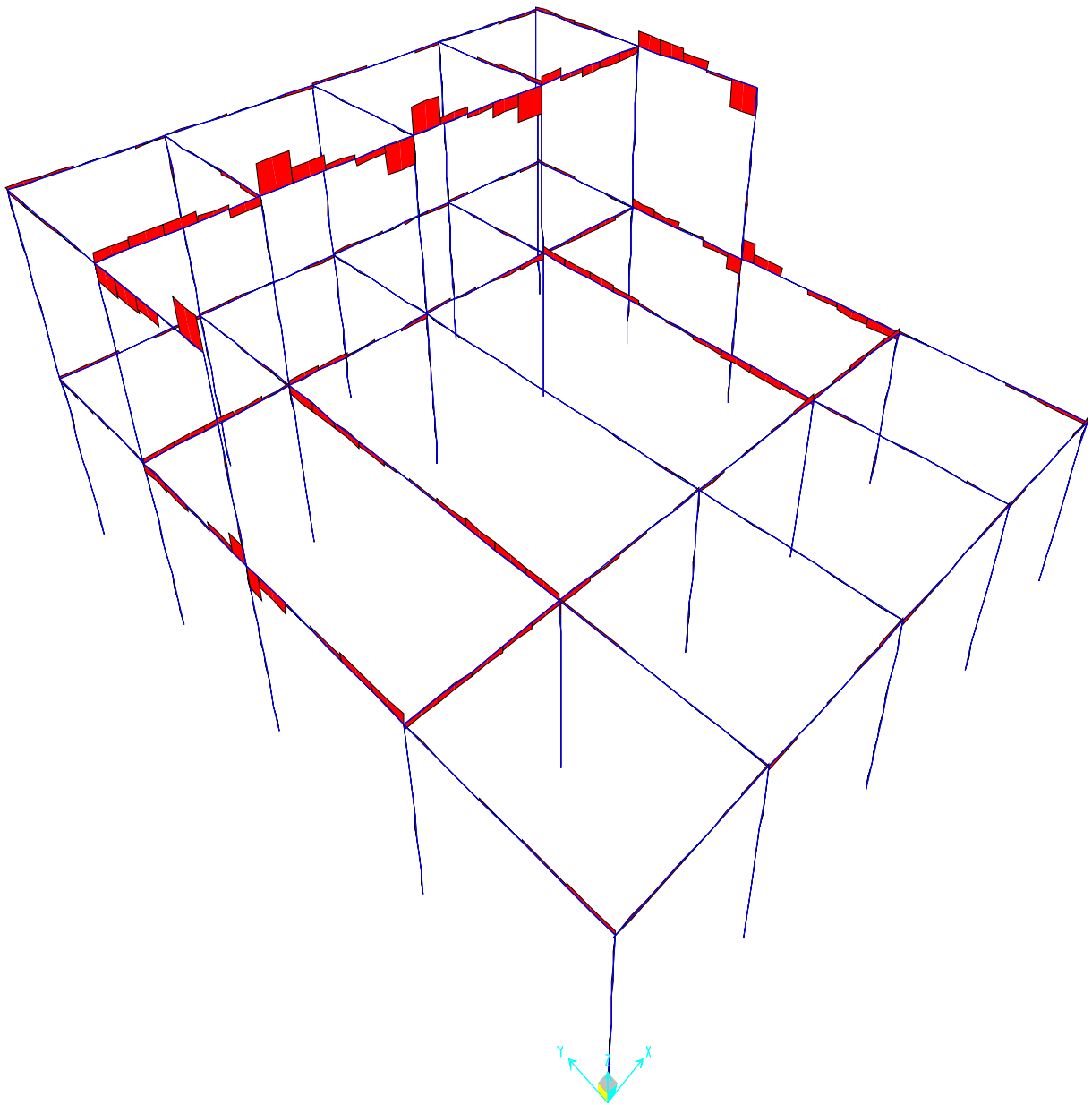
Εικ. 45 Διάγραμμα τεμνουσών (V3) του comb-1.



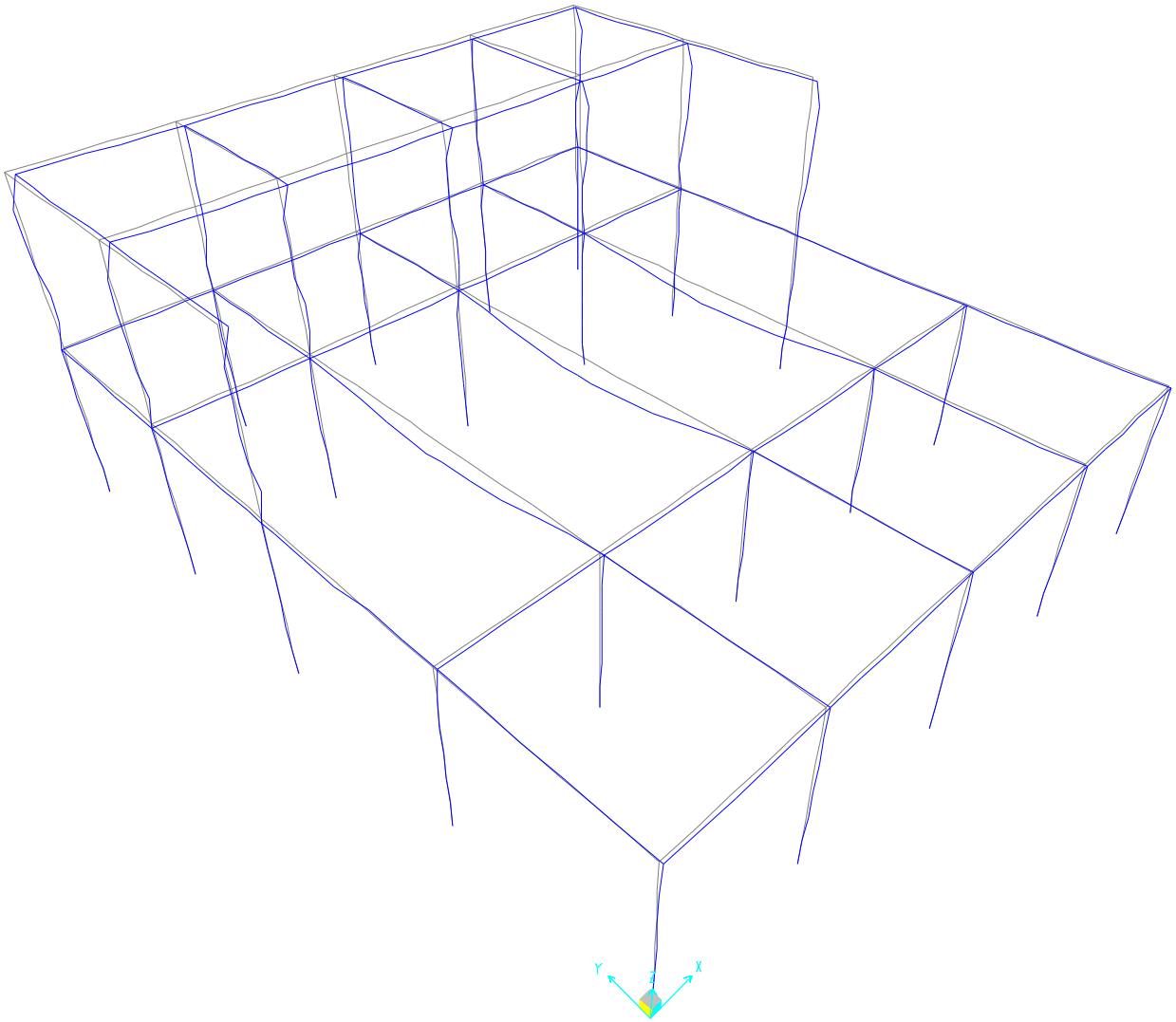
Εικ. 46 Διάγραμμα ροπών κάμψης (M_2) του comb-1.



Εικ. 47 Διάγραμμα ροπών κάμψης (M3) του comb-1.



Εικ. 48 Διάγραμμα στρέψης (T) του comb-1.



Εικ. 49 Διάγραμμα παραμορφώσεως του συμβατικού φορέα (Κύριος Συνδυασμός Φόρτισης)

3.3. ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.3.1. ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΟΜΙΜΑΤΟΣ.

Διαστάσεις δοκού :IRE 160, IRE140

Διαστάσεις στήλων :CHS219.1X5

Διαστάσεις τοιχίων :30X60(cm)

Πάχος πλάκας :12(cm)

3.3.2. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ

Οι μέγιστες και ελάχιστες τιμές των ενταντικών τιμών των δοκών παρουσιάζονται στον παρακείμενο πίνακα. Αναγράφονται τα εντατικά μεγέθη P,V,M,T των 48 δοκών τις κατασκευής μας. Παρακάτω και με την βοήθεια προγραμμάτων στο excel θα παρθούν δυο από τους πιο κρίσιμους δοκούς και θα ελεγχθούν εάν παιρνούν τους ελέγχους.Σύμφωνα με τις τιμές του πίνακα θα ελεγχθεί η **Δοκός 48**.

ΔΟΚΟΣ 1						ΔΟΚΟΣ 11					
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	1,4	17,8	0	0	10	max	7	46	0,01	0	20,9
min	-2,9	-15,3	0	0	-8,4	min	1	-48	-0,01	0	-29,1
ΔΟΚΟΣ 2						ΔΟΚΟΣ 12					
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	5,7	16,7	0	0	5,4	max	4,3	39	0,01	0	19,4
min	-10,1	-14,8	0	0	-13,7	min	0,4	-38	0	0	-18,9
ΔΟΚΟΣ 3						ΔΟΚΟΣ 13					
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	5,8	15,1	0	0	5,6	max	3,5	16	0	0	12,2
min	-10,3	-16,9	0	0	-13,6	min	-0,4	-16	0	0	-16
ΔΟΚΟΣ 4						ΔΟΚΟΣ 14					
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	1,4	15,5	0	0	10,1	max	7,4	22,6	0	0,01	19,1
min	-2,9	-18	0	0	-8,7	min	-5,7	-18	0	-0,01	-31,8

								ΔΟΚΟΣ 15			
		ΔΟΚΟΣ 5					P	V2	V3	M2	M3
	P	V2	V3	M2	M3	max	7,4	18	0,02	0,01	18,9
max	1	45	0	0	23,1	min	-5,7	-23	-0,03	-0,01	-31,7
min	-3	-32,4	0	0	-24,4						
								ΔΟΚΟΣ 16			
		ΔΟΚΟΣ 6					P	V2	V3	M2	M3
	P	V2	V3	M2	M3	max	3,5	17	0	0	12,2
max	2	48,5	0	0	18,8	min	-0,4	-16	0	0	-16
min	-1,9	-45,6	0	0	-31,3						
								ΔΟΚΟΣ 17			
		ΔΟΚΟΣ 7					P	V2	V3	M2	M3
	P	V2	V3	M2	M3	max	2,4	24	0	0	14,6
max	2	46,7	0	0	19,5	min	-4,7	-21	0	0	-17,4
min	-1,9	-49,2	0	0	-31,4						

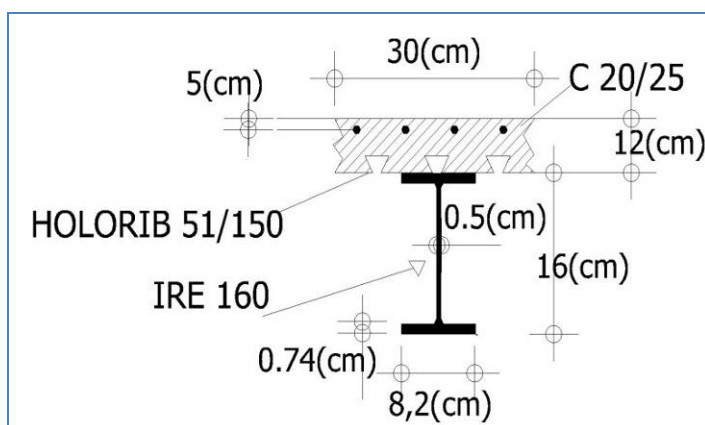
		ΔΟΚΟΣ 8						P	V2	V3	M2	M3
	P	V2	V3	M2	M3	max	4,1	24	0,02	0,01	13,2	
max	1	32,7	0	0	23,4	min	-10	-24	-0,01	-0,01	-17,9	
min	-3,1	-45,7	0	0	-25,2							
								ΔΟΚΟΣ 19				
		ΔΟΚΟΣ 9						P	V2	V3	M2	M3
	P	V2	V3	M2	M3	max	16	15	0,39	0,08	10,6	
max	4,3	37,7	0	0	19	min	-8,7	-25	-0,24	-0,05	-30,5	
min	0,4	-38,5	0	0	-18,8							
								ΔΟΚΟΣ 20				
		ΔΟΚΟΣ 10						P	V2	V3	M2	M3
	P	V2	V3	M2	M3	max	3,4	16	0,01	0	11,3	
max	6,9	47,5	0	0	20,1	min	-2,9	-17	0	0	-12,6	
min	1	-45,1	0	0	-28,8							
								ΔΟΚΟΣ 21				
		ΔΟΚΟΣ 10						ΔΟΚΟΣ 31				
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3	
max	2,4	67	0	0	15,6	max	3,4	16	0	0	11,3	
min	-3,7	-26,3	0	0	-90	min	-2,9	-17	-0,01	0	-12,7	
		ΔΟΚΟΣ 22						ΔΟΚΟΣ 32				
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3	
max	2	17,7	0	0	9,4	max	0,6	62	0,02	0	23,9	
min	-3,3	-51,5	0	0	-69,9	min	-6,8	-39	-0,01	-0,01	-29,8	
		ΔΟΚΟΣ 23						ΔΟΚΟΣ 33				
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3	
max	26,9	66	0	0	16,3	max	-0,8	90	0,01	0	33,4	
min	-34,1	-29,9	0	0	-99,9	min	-8,6	-76	-0,01	0	-52	
		ΔΟΚΟΣ 24						ΔΟΚΟΣ 34				
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3	
max	8	13,6	0	0	103	max	-0,9	77	0,01	0	34,4	
min	-15,8	-104,2	0	0	-118	min	-8,7	-90	-0,01	0	-52,2	

		ΔΟΚΟΣ 25				ΔΟΚΟΣ 35					
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	17,5	26,9	0	0	21,9	max	0,6	39	0,01	0	24,3
min	-29,9	-48,6	0	0	-75,5	min	-6,9	-63	-0,02	-0,01	-30,6
		ΔΟΚΟΣ 26				ΔΟΚΟΣ 36					
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	2,4	67,5	0	0	15,6	max	2,8	17	0,01	0	10,1
min	-3,7	-26,3	0	0	-90,8	min	-6,6	-16	-0,01	0	-8,8
		ΔΟΚΟΣ 27				ΔΟΚΟΣ 37					
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	2	17,7	0	0	9,4	max	5	18	0,02	0,01	7,8
min	-3,3	-51,8	0	0	-70,4	min	-10	-13	-0,02	-0,01	-22
		ΔΟΚΟΣ 28				ΔΟΚΟΣ 38					
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	2,4	23,8	0	0	14,7	max	5,1	13	0,02	0,01	7,8
min	-4,7	-20,6	0	0	-17,4	min	-11	-18	-0,02	-0,01	-22
		ΔΟΚΟΣ 29				ΔΟΚΟΣ 39					
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	4,1	23,7	0	0	13,3	max	2,8	17	0,01	0	10,3
min	-10	-24	0	0	-18,1	min	-6,7	-17	-0,01	0	-8,8
		ΔΟΚΟΣ 30				ΔΟΚΟΣ 40					
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	16,1	14,8	0,2	0	10,7	max	9,2	11	0,01	0,02	13,5
min	-8,7	-24,6	-0,4	-0,1	-30,7	min	-15	-19	-0,06	-0,01	-27

		ΔΟΚΟΣ 41				ΔΟΚΟΣ 45					
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	5	15,3	0	0	12,1	max	4,5	14	0,01	0	7
min	-8,3	-12,8	0	0	-7,3	min	-3,4	-27	-0,01	0	-28,7
		ΔΟΚΟΣ 42				ΔΟΚΟΣ 46					
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	4,5	14,5	0	0	7	max	9,3	11	0,06	0,01	13,6
min	-3,4	-27,4	0	0	28,5	min	-15	-19	-0,01	-0,02	-27,2

ΔΟΚΟΣ 43						ΔΟΚΟΣ 47						
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3	
max	2,9	-2,4	0	0	82,9	max	5,1	15	0,01	0	12,1	
min	-7,7	-92,7	0	0	-104	min	-8,3	-13	-0,01	0	-7,3	
ΔΟΚΟΣ 44						ΔΟΚΟΣ 48						
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3	
max	14	32,1	0	0	20,9	max	2,8	-2,5	0	0	83,7	
min	-	11,6	-27,3	0	0	-45	min	-7,6	-93	0	0	-105,1

3.3.3. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΔΟΚΟΥ-48



Εικ. 50 Τομή Συμβατικής δοκού.

ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΔΟΚΟΣ- 48

Εντατικά μεγέθη της Κατασκευής.

P	V2	M3	----->	ΠΑΙΡΝΑΕΙ Η ΔΟΚΟΣ
-7,6	-93	-105		

Διαστάσεις σε cm

Διαστάσεις μπετον(cm)	Διαστάσεις σιδηροδοκού		Χάλυβας(A_s)cm ²	Σκυρόδεμα
30X12	16	0,5	0,5	30

Εμβαδόν μπετον(cm ²)	12,7	0,7	fy (kn/mm²) σιδηροδοκου
360	16	0,5	355

Χάλυβας σκυροδεματος

500	EC(Gpa)	Ea (Gpa)
Υψος μεταληκης διατομης (h) cm	29	210
14		

διαφορετικά Κ.Β. για άνω πέλμα, κορμό

και κάτω πέλμα

Εμβαδό σιδηροδοκού Aα(cm ²)	Zs(cm)	Zα=κέντρο βάρους σιδηροδοκού(cm)
25	6	19

Εμβαδό διατομής Ae (cm ²)	Υψος διατομης (H) cm
Ae=Aα+As+Ac/n= 75	25,7

Υποθέτουμε ότι η ουδετέρα γραμμή βρίσκεται εντός της περιοχής του κορμού.

Τιμές Σχεδιασμού της αντοχής των υλικών.

F_{cd}= 1,7 KN/cm ²	Υλικά
F_{ad}= 32,3 KN/cm ²	Σκυρόδεμα C20/25
F_{sd}= 43,5 KN/cm ²	Χάλυβας σκυροδέματος S500
	Δομικός χάλυβας S 355

Θέση ουδετέρου άξωνα
Zo=Aα*Fad/b*Fcd= 16 cm

Θλιπτική δύναμη **D=b*zo*Fcd=** 803 KN

Πλαστική ροπή **M_{pl,RD} =Aα*Fad(Zα-Zo/2)=** 88 KN*m

Μέγιστη Θλιπτική αξονική δύναμη

N_{pl,RD} = Aα*Fad +AS*Fsd+b*d*Fcd = 1437 KN

Μέγιστη Εφελκιστική αξονική δύναμη

$$N_{pl,RD} = A\alpha \cdot F_{ad} + A S \cdot F_{sd} = 825 \text{ KN}$$

Να βρεθούν οι τάσεις της διατομής με την μέθοδο της ισοδύναμης

διατομής υπο την επίδραση τωεντατικών μεγεθών $N_{sd} =$, M_{sd} , V_{sd}

$$\begin{aligned} N_{sd} &= -7,6 \text{ kn} & M_{sd} &= -105 \text{ kNm} \\ V_{sd} &= -93 \text{ kN/m} & &= -10500 \text{ kNcm} \\ n &= E_a / E_c = 7,2 & & \text{(EC μεταβλητή, } E_a \text{ μεταβλητή)} \end{aligned}$$

Ροπές αδράνειας

Σκυρόδεμα $I_c = 4320 \text{ cm}^4$

Σιδηροδοκου $I_a = 869 \text{ cm}^4$

Αξονας μπτετον $Z_c = 6 \text{ cm}$

Αξονας διατομής $Z_e = ((A_a \cdot Z_a + A_s \cdot Z_s + ((A_c \cdot Z_c)/n))/A_e = 6 \text{ cm}$

Ροπή αδράνειας της διατομής

$$I_e = I_a + A_a(Z_a - Z_e)^2 + I_c/n + A_c/n(Z_c - Z_e)^2 + A_s(Z_s - Z_e)^2 = 5398 \text{ cm}^4$$

Ροπές αντίστασης

$$W_{au} = 19 \text{ cm}$$

Σιδηροδοκός κάτωπέλημα $W_{au} = I_e / W_{au} = 278 \text{ cm}^3$

Σιδηροδοκός άνω πέλμα	$W_{a0} = -(I_e / Z_e - d) =$	944,9	cm ³
Οπλισμός σκυρ/ματος	$W_s = -(I_e / Z_e - Z_s) =$	853	cm ³
Σκυρόδεμα κάτω πέλμα	$W_{cu} = W_{a0} * n =$	6842	cm ³
Σκυρόδεμα άνω πέλμα	$W_{co} = -(I_e / Z_e) * n =$	-6218	cm ³
Τάσεις της διάτομης για το δεδομένα	$N_{sd} =$	-7,6	kn και
$M_{sd} =$	-105	kn	
Σιδηροδοκός κάτω πέλμα	$\sigma_{au} = N_{sd} / A_e + M_{sd} / W_{au} =$	-37,86	KN/cm ²
Σιδηροδοκός άνω πέλμα	$\sigma_{a0} = N_{sd} / A_e + M_{sd} / W_{a0} =$	-11,21	KN/cm ²
Σκυρόδεμα κάτω πέλμα	$\sigma_{cu} = N_{sd} / A_e * n + M_{sd} / W_{cu} =$	-1,549	KN/cm ²
Σκυρόδεμα άνω πέλμα	$\sigma_{co} = N_{sd} / A_e * n + M_{sd} / W_{co} =$	1,675	KN/cm ²
Κατανομή αξονικής δύναμης	$N_{sd} =$	-7,6 KN	και ροπής $M_{sd} =$ -105 kNm
στο σκυρόδεμα και στην σιδηροδοκό			

Κατανομή της N_{sd}

$$N_c = (A_c / n / A_e) * N = 5 \text{ KN}$$

$$N_a = (A_a / A_e) * N = 3 \text{ KN}$$

Κατανομή της M_{sd}

Ισοδύναμη στατική ροπή

$$S_e = (Z_a - Z_c) \cdot (A_a A_e / n) / A_e = 44 \text{ cm}^3$$

$$N_c = -N_a = -(S_e / I_e) \cdot M = 86 \text{ KN}$$

$$M_c = ((I_c / n) / I_e) \cdot M = -1160 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_a = (I_a / I_e) \cdot M = -1690 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Αντοχή της διατομής έναντι τεμνουσών δυνάμεων.

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό σιδηροδοκού.

Εμβαδόν κορμού που παραλαμβάνει την τεμνουσα.

$$A_v = 1.04 \cdot h \cdot t_w = 9 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_a = 1,1$$

$$f_a = 35,5$$

$$\text{Τέμνουσα} \quad V_{pl,RD} = A_v (f_a / 3^{1/2}) / \gamma_a = 172 \text{ KN}$$

Κορμός ενισχυμένος με εγκάρσιες νευρώσεις σε απόσταση $a = 2\text{m}$

$$a = 2 \quad \varepsilon = 235 / f_y^{0,5} = 0,81$$

$$\alpha = 2 / 0,81 = 15,7 > 1$$

$$\text{Κt είναι ο συντελεστής κύρτωσης} \quad K_t = 5,34 + 4 / \alpha^2 = 5,4$$

$$\text{Η λυγηρότητα δίνεται} \quad \lambda_w = h / t_w / 37,4 \cdot \varepsilon \cdot K_t^{0,5} = 0,91$$

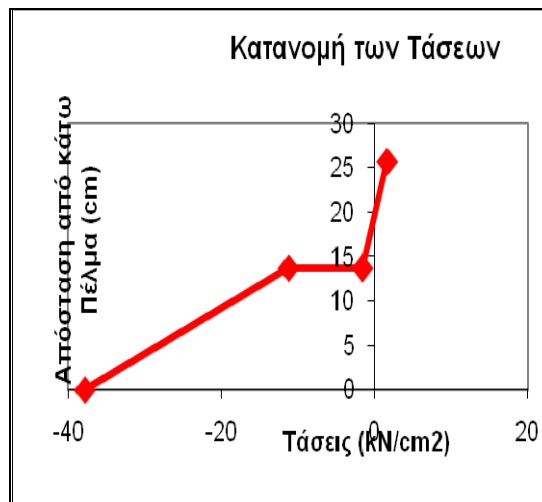
Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα δίνεται από τον τύπο

ανάλογα του λw)

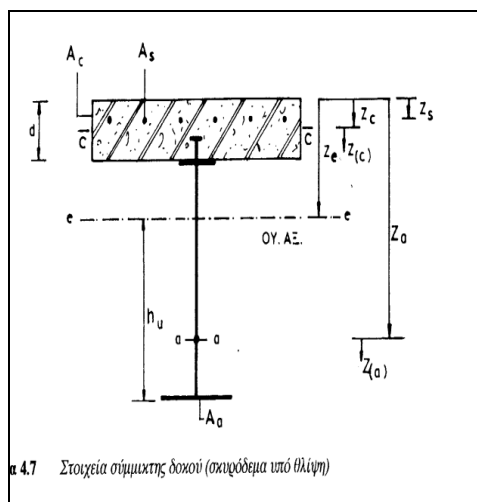
$$\chi_v = 0,93$$

$$V_{ba,RD} = \chi_v \cdot V_{pl,RD} =$$

$$160 \text{ KN} \geq V_{sd}$$



Εικ. 51 Κατανομή τάσεων κατά μήκος του κορμού τις σιδηροδοκού.



α 4.7 Στοιχεία σύνμμικτης δοκού (σκιρρόδεμα υπό θλίψη)

Εικ. 52 Κέντρα βάρους των στοιχείων.

3.3.4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΩΝ

		K 1						K11			
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	-15,28	2,088	3,344	5,788	3,54	max	-223,2	4,6	7,2	9,4	7,3
min	-42,16	-3,102	-5,403	-8	-4,54	min	-582,8	-5,6	-1,3	-11,2	-8,3
		K2						K12			
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	-29,57	3,048	3,12	5,38	4,49	max	-244,9	4,9	9,5	10	7,7
min	-76,56	-2,847	-5,203	-7,61	-4,29	min	-677,4	-5	-0,3	-14,5	-7,7
		K3						K13			
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	-29,91	2,859	3,137	5,407	4,3	max	-225,8	5,6	7,3	9,5	8,3
min	-77,35	-3,051	-5,227	-7,65	-4,49	min	-589,8	-4,6	-1,3	-11,3	-7,3
		K4						K14			
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	-15,37	3,111	3,376	5,84	4,55	max	-49,3	5,8	4,7	7,1	8,5
min	-42,35	-2,076	-5,439	-8,06	-3,53	min	-144,7	-3	-5,2	-7,9	-5,9
		K5						K15			
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	-37,23	1,613	5,128	7,553	5,2	max	-20	5	4,5	6,9	8,3
min	-98,49	-4,424	-5,38	-7,98	-6,07	min	-76	-5,8	-3,5	-6,1	-9,1

		K6						K16			
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	-133,9	3,023	1,327	12,32	4,68	max	-40,6	6,6	4,4	6,6	9,9
min	-342,4	-3,493	-8,303	-10,4	-5,15	min	-117,3	-6,4	-3,1	-5,6	-9,7
		K7						K17			
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3
max	-138,9	3,182	0,264	16,19	4,85	max	-41,2	6,4	4,4	6,7	9,7
min	-364,6	-3,229	10,861	-11,2	-4,89	min	-118,5	-6,6	-3,1	-5,6	-9,9

		K8						K18				
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3	
max	-135,3	3,5	1,3	12,4	5,2	max	-20,3	5,8	4,5	7	9,1	
min	-346,3	-3	-8,4	-10,5	-4,7	min	-76,3	-5	-3,5	-6,2	-8,3	
		K9						K19				
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3	
max	-37,4	4,5	5,2	7,6	6,1	max	-20,4	2,1	5,1	8,5	9,6	
min	-99	-1,6	-5,4	-8	-5,3	min	-62,7	-9	-8,5	-12,4	-12,8	
		K10						K20				
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3	
max	-48,8	3	4,6	7,1	5,9	max	-101,1	5,3	10,1	16,1	8,4	
min	-143,8	-5,8	-5,2	-7,8	-8,5	min	-272,5	-8,2	-1,7	-9,2	-11,8	
		K21						K25				
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3	
max	-118	6,5	16,3	24,4	9,4	max	-20,2	7,3	5,8	8,1	10,7	
min	-334,4	-6,6	0,4	-16,2	-9,6	min	-57,1	-6,8	-4,4	-6,5	-10	
		K22						K26				
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3	
max	-102,4	8,2	10,3	16,3	11,8	max	-20,4	6,8	5,8	8,1	10	
min	-276,1	-5,2	-1,7	-9,4	-8,4	min	-57,7	-7,3	-4,4	-6,5	-10,7	

		K23						K27				
	P	V2	V3	M2	M3		P	V2	V3	M2	M3	
max	-20,5	9,1	5,2	8,6	12,9	max	-10,7	6,3	5,3	7,6	8,9	
min	-63,1	-2	-8,6	-12,5	-9,7	min	-37,8	-4,4	-5,1	-7,4	-6,5	
		K24										
	P	V2	V3	M2	M3							
max	-10,6	4,4	5,3	7,5	6,5							
min	-37,6	-6,3	-5,1	-7,3	-8,9							

3.3.5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ- K12

ΣΥΜΜΙΚΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

2	Εντατικά μεγέθη της Κατασκευής.				
P	V2	V3	M2	M3	
	-667	9,600	60	-10,000	-10,000

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗ--->

ΠΑΙΡΝΑΕΙ Η ΔΟΚΟΣ

Κοιλοδοκός D219,1/5

Ποιότητα Χάλυβα S235

Σκυρόδεμα C20/25

Στοιχεία διατομής

Εξωτ,διαμετρ=d=	21,9	cm
Πάχος=t=	0,5	cm
L=	3	m
Ακτινα=r=	10,95	cm

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 1,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{cm} = 2000 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{cd} = 1481 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Επιφάνεια σκυ/τος } A_c = \pi \cdot (d - 2 \cdot t)^2 / 4 = 342,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ροπή αδράνειας } I_c = \pi \cdot (d - 2 \cdot t)^4 / 64 = 9361 \text{ cm}^4$$

Δομικός Χάλυβας

$$f_a = 235 \text{ Mpa}$$

$$f_{ad} = (f_a / 10) / 1,1 = 21,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Επιφάνεια Δομικού χα. } A_a = \pi \cdot d \cdot t = 34,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ροπή αδράνειας } I_a = \pi \cdot (d_a^4 - d_i^4) / 64 = 1924 \text{ cm}^4$$

Ελεγχος για τοπική στρέβλωση.

$$\varepsilon = ((235/f_y)^{0,5})^2 = 1$$

$$d/t = 43,8$$

$$90 \cdot \varepsilon^2 = 90$$

Θα πρέπει να ισχύει $d/t \leq 90 \varepsilon^2$

Ελεγχος φέρουσας ικανότητας

Θα πρέπει να ισχύει : $0,2 < \delta < 0,9$

Εάν $\delta < 0,2$ τότε το στοιχείο εξετάζεται ως στύλος .
ωπλισμένου σκυροδέματος

Εάν $\delta > 0,9$ τότε το στοιχείο εξετάζεται ως σιδηρά δοκός.

$$N_{pl,RD} = A_a \cdot f_{ad} + A_c \cdot f_{cd} = 1191,7 \text{ kn}$$

Θα πρέπει $N_{pl,RD} = 1191,7 > N_{sd} = 667$

$$\delta = A_a \cdot f_a / N_{pl,RD} = 0,6$$

Υπολογισμός λυγηρότητας

$$a = \begin{cases} 0,85 & \text{για λοιπές διατομές} \\ 1,00 & \text{για κοιλοδοκούς με γέμιση σκυροδέματος} \end{cases}$$

$$N_{pl,R} = A_a \cdot f_{ya} + a \cdot A_{sk} \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{ys} = 1494 \text{ kn}$$

Ενεργή δυσκαμψία του στύλου: $(EI)_e =$

$$\begin{aligned} E_a \cdot I_a + 0,8 \cdot E_{cd} \cdot I_c + E_s \cdot I_s &= 40421702 \text{ kn/cm}^2 \\ (EI)_e &= 4042 \text{ kn/m}^2 \end{aligned}$$

Το κρίσιμο φορτίο δίνεται από την σχέση

$$N_{cr} = \frac{(EI)_e \cdot \pi^2}{L^2}$$

$$N_{cr} = 4431 \text{ kn}$$

Στο κρίσιμο μήκος L_c^2 επειδή την δοκό την

φεωρούμε αμφιέριστη $L=L_c$

Οι διατομές χωρίζονται σε τρεις κατηγορίες αναλόγως της μορφής τους ώστε να ληφθεί υπόψη

η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού. Ειδικότερα:

1. Για διατομές κοιλοδοκών (κυκλικής ή ορθογωνικής μορφής) με γέμιση σκυροδέματος χρησιμοποιείται

η καμπύλη λυγισμού Α.

Καμπύλη τάσης Λυγισμού	A	B	Γ
Συντελεστής ατέλειας α	0.21	0.34	0.49

Συντελεστής ασφαλείας(α) =

0,21

Ανηγγμένη λυγηρότητα

λ= 0,58

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}}$$

Εάν $\bar{\lambda} \leq 0,2$ δεν χρειάζεται έλεγχος λυγισμού.

Η ανηγμένη λυγηρότητα

δεν πρέπει να ξεπερνάει της παρακάτω τιμές του πίνακα.

	Ενισχυμένα πλευρικά πλαίσια ή άκαμπτα πλευρικά πλαίσια	Μη Ενισχυμένα πλευρικά πλαίσια ή άκαμπτα πλευρικά πλαίσια
Εγκιβωτισμένες Μεταλλικές Δοκοί	0.8	0.5
Κοιλοδοκοί	0,8/1-δ	0,5/1-δ

0,8/1-δ=

2,1

Άρα πρέπει λ

\leq

2,1

0,58

\leq

2,1

Όταν ισχύει η ανισότητα δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η επίδραση του ερπυσμού και της συστολής ξύρασης.

Υπολογισμός του μειωτικού συντελεστή χ .

$$\varphi = \frac{1}{2} \left[1 + a \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

Θα πρέπει

$$\varphi = 0,71$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

Όμως

$$\chi = 0,897$$

Υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας του υποστηλώματος λαμβάνοντας υπόψη τον κίνδυνο λυγισμού.

Βρίσκω

$$N_{crit,RD} = \chi \cdot N_{pl,RD}$$

$$N_{crit,RD} = 1069 \text{ kn}$$

Θα πρέπει

$$N_{crit,RD} = 1069 > N_{sd} = 667$$

Υπολογισμός επιρροής τέμνουσας.

$$V_{pl,RD} = \frac{A_v \cdot f_{ya}}{\gamma_a \sqrt{3}} \quad A_v = 1.04 \cdot h_w \cdot t_w$$

$$V_{pl,RD} = 383 \text{ kn}$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{pl,RD}} = 0,025 < 0,5 \text{ (πρέπει)}$$

Η τέμνουσα δεν επηρεάζει στο υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας.

Φέρουσα Ικανότητας Διατομής σε θλιψη και αξονική κάμψη.

Πλαστικές ροπές αντίστασης

$$W_{pl,c} = \frac{(b-2t)(h-2t)^2}{4} - \frac{2}{3}r^3 - r^2(4-\pi)\left(\frac{h}{2}-t-r\right)$$

$$W_{pl,c} = 1467 \text{ cm}^3.$$

$$W_{pl,a} = \frac{bh^2}{4} - \frac{2}{3}(r+t)^3 - (r+t)^2(4-\pi)\left(\frac{h}{2}-t-r\right) - W_c$$

$W_{pl,c}$

$$W_{pl,a} = 214 \text{ cm}^3.$$

$$= M_{D,Rd} = M_{\max,RD} = W_{pa} \cdot f_{ad} + \frac{1}{2} \cdot W_{pc} \cdot f_{cd} + W_{ps} \cdot f_{sd}$$

$$M_{\max,RD} = 56 \text{ knm}$$

$$N_{D,RD} = 1/2 N_{pl,RD} = 596 \text{ kn}$$

$$W_{pl,cn} = d_c(2t)^2/4 = 317 \text{ cm}^3.$$

$$W_{pl,an} = d_a(2t)/4 = 15 \text{ cm}^3.$$

$$M_{n,rd} = W_{pl,cn} \cdot f_{cd} + 0,5 \cdot W_{pl,an} \cdot f_{ad} = 5 \text{ kn}^*m$$

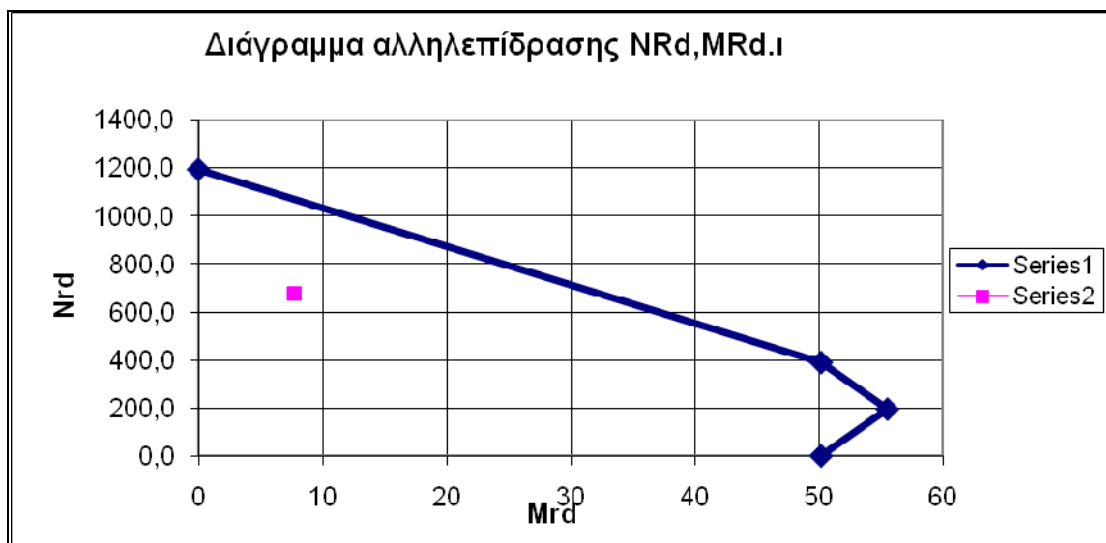
$$M_{pl,RD} = M_{\max,RD} - M_{n,rd} = 50 \text{ kN}^*m$$

$$N_{pc,RD} = A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cy} / 1,5 = 389 \text{ kN}$$

$$z_0 = N_{pc,RD} / (2bc \cdot f_{cd} + 2tw(2f_{ad} - f_{cd})) = 3,9 \text{ cm}$$

Θα πρέπει να ισχύει $z_0 = 3,9 \leq h/2 - t_f = 10,45$

Σημείο	N_{Rd} (kN)	M_{Rd} (kNm)
A	1191,7	0
B	0	50
C	389	50
D	194,3	56

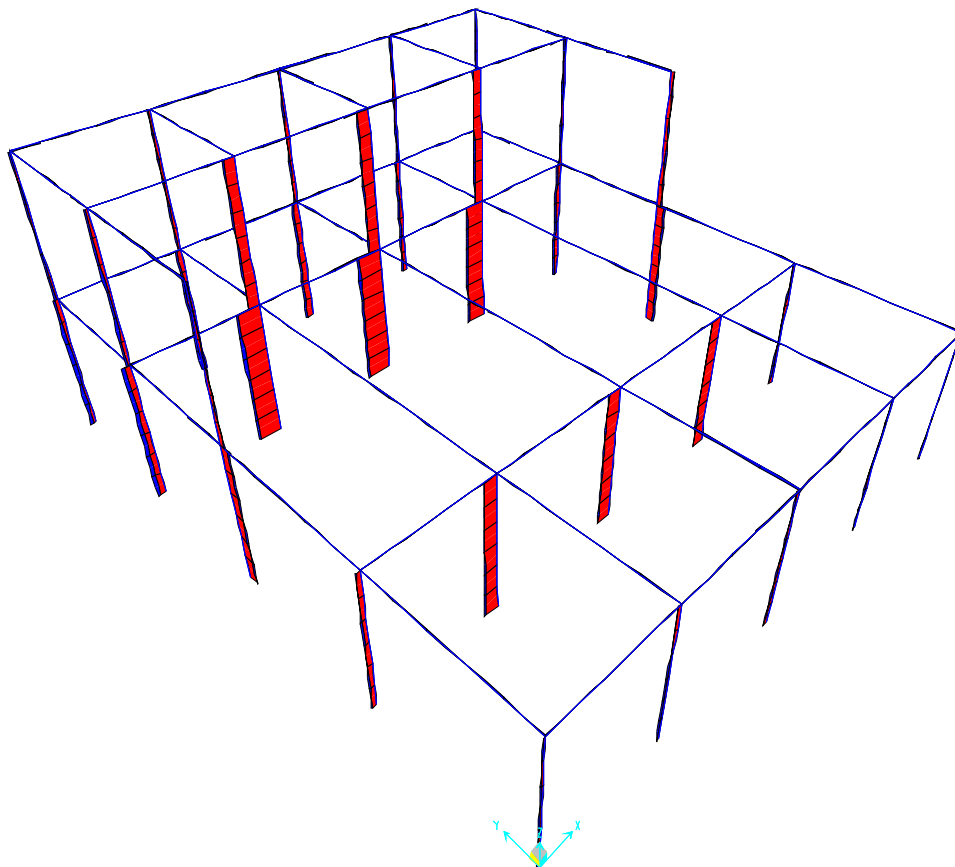


Εικ. 53 Ανηγμένο διάγραμμα αλληλεπίδρασης Nrd ,Mrd.Η τελεία αποτελεί το συνδυασμό Nsd ,Msd της κατασκευής μας

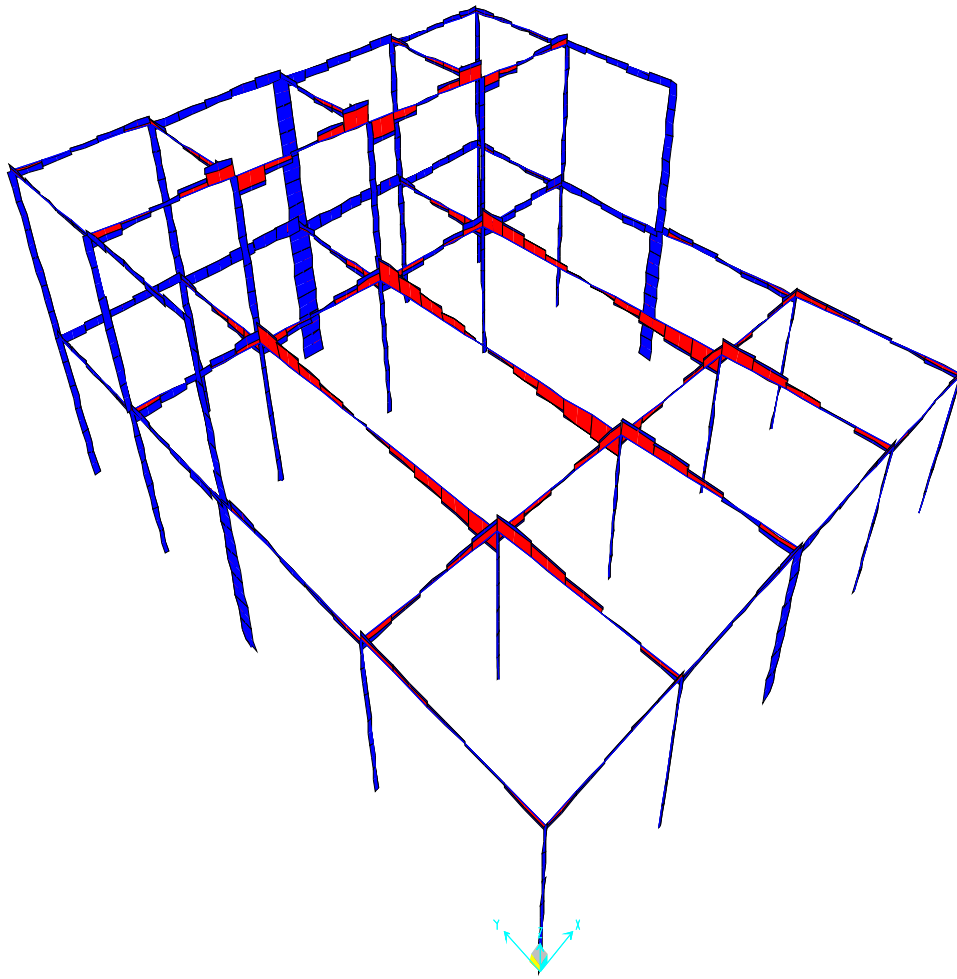
Η μπλέ γραμμή υποδηλώνει την περιοχή μέσα στην οποία το υποστήλωμα είναι ασφαλές έναντι λυγισμού,ροπής αντίστασης και η φέρουσα ικανότητα ικονοπονητική έναντι θλίψης και μονοαξονικής κάμψης. Η ρόζ τελεία υποδηλώνει το συνδυασμό **NRD, MRD** της κατασκευής και από ότι φαίνεται στο διάγραμμα είναι εντός της επιτρεπτής περιοχής.

Πράγμα που σημαίνει ότι το υποστήλωμα παίρναεί όλους τους παραπάνω ελέγχους.

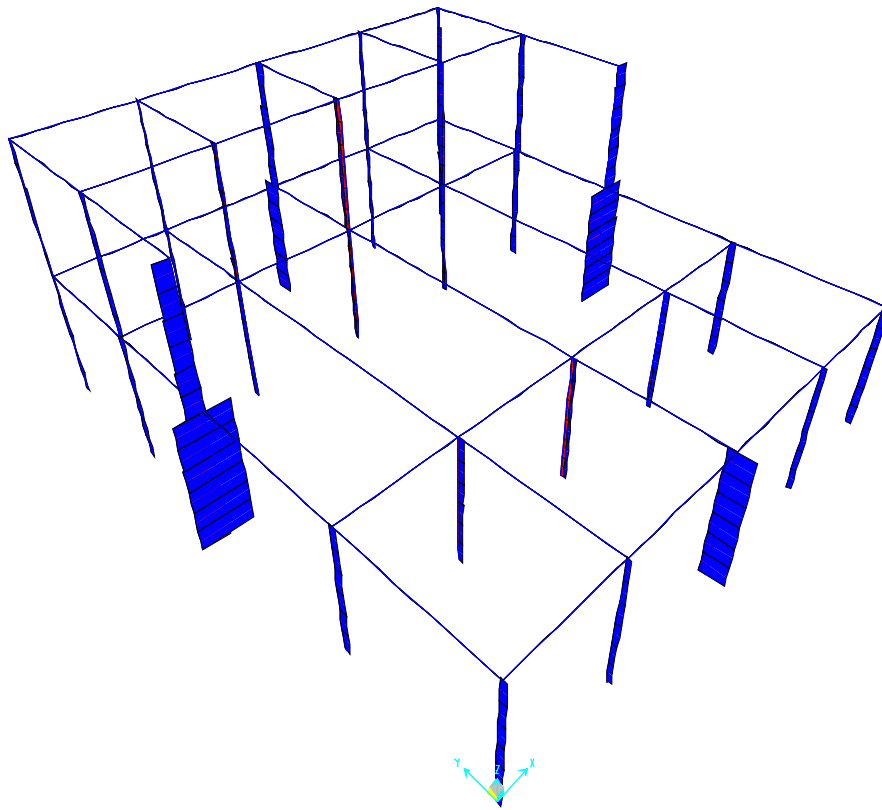
3.3.6. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ P ,V ,M ,T ΚΑΘΩΣ ΚΑΙ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΤΟΥ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.



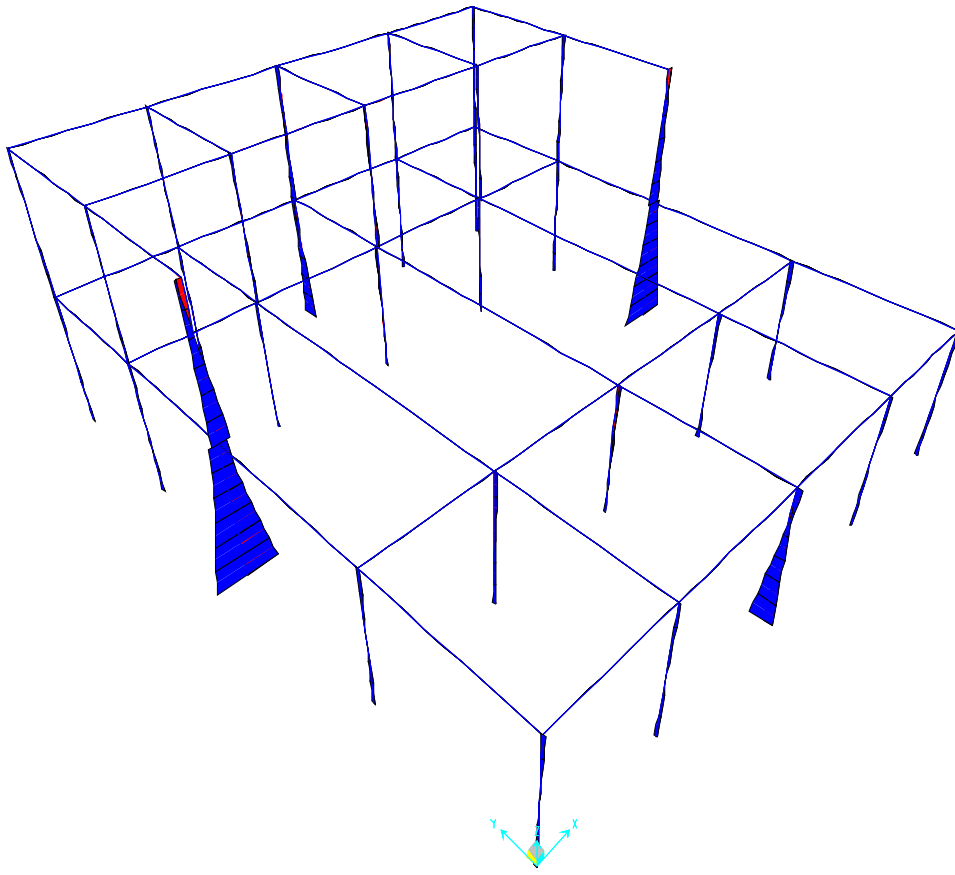
Εικ. 54 Διάγραμμα αξωνικών δυνάμεων (N) comb-1.



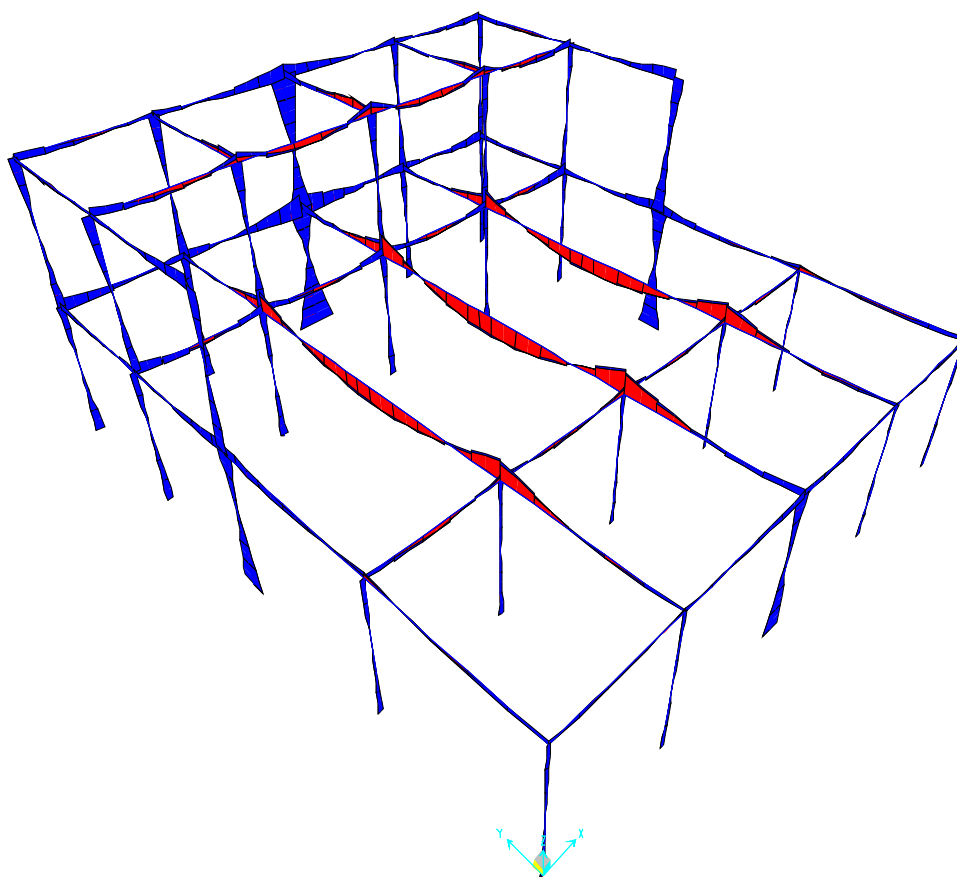
Εικ. 55 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων (V2) comb-1



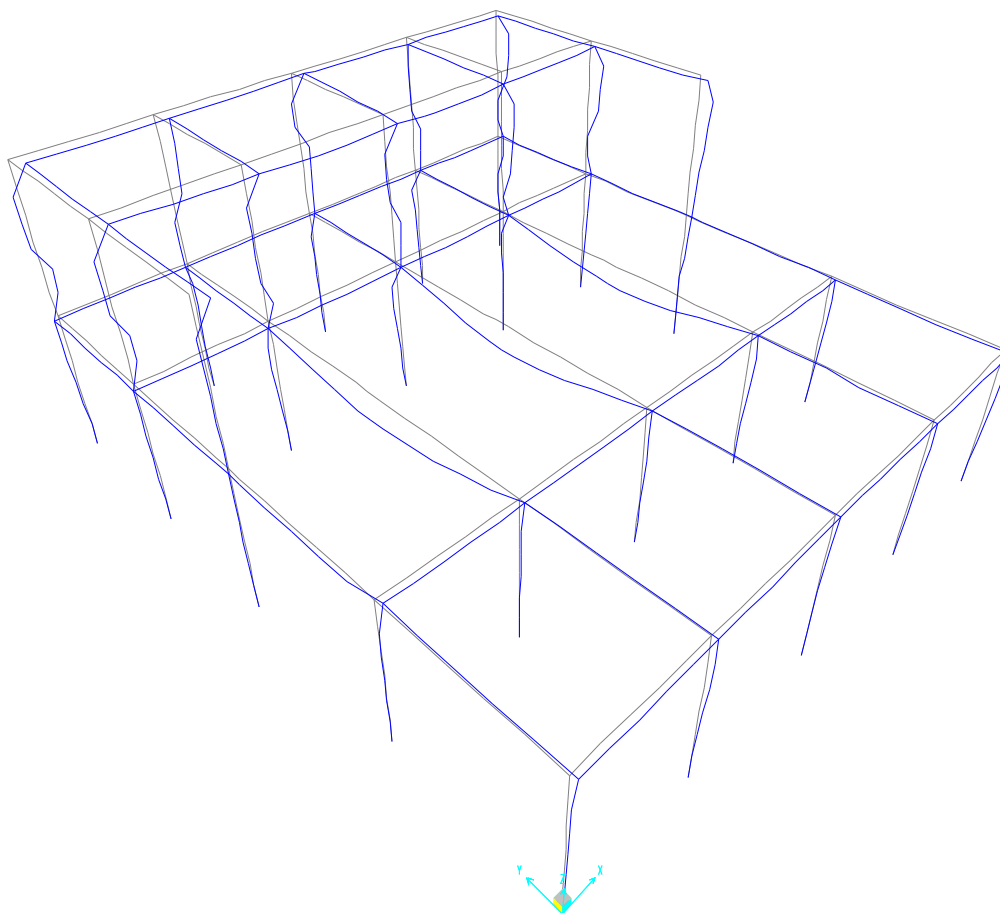
Εικ. 56 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων (V3) comb-1.



Εικ. 57 Διάγραμμα ροπών κάμψης (M2) comb-1.



Εικ. 58 Διάγραμμα ροπών κάμψης (M3) comb-1.



Εικ. 59 Διάγραμμα παραμορφώσεως του σύμμικτου φορέα.

3.3.7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Τα εντατικά μεγέθη αξονικές, ροπές κάμψης, τέμνουσες δυνάμεις που ελέχθησαν προέρχονταν από την δοκό 48 και από το υποστήλωμα 12. Τα στοιχεία αυτά επιλέχθησαν γιατί είναι τα πιο κρίσιμα και το να περάσουν από τους ελέγχους επάρκειας σημαίνει ότι και οι μικρότερες διατομές παίρνουν εξίσου. Στο στατικό πρόγραμμα χρησιμοποιήθηκαν 24 συνδιασμοί σεισμικών φορτίσεων (comb-1,comb-2.....3.....24) Η σύγκριση των αντίστοιχων διαγραμμάτων μας δείχνει ότι στη σύμμικτη κατασκευή τα εντατικά μεγέθη είναι ασφαλώς πιο εντατικά Επίσης τα διαγράμματα παράμορφωσης του φορέα δείχνουν την ακαμψία στη συμβατική κατασκευή και την λιγότερη ακαμψία στη σύμμικτη.

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΟΣΤΟΥΣ

4.1. ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΕΙΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.

Παραδοχές

Το σκυρόδεμα μετρείται σε κυβικά μέτρα (m³) πραγματικών όγκων.

Ο σιδηρός οπλισμός μετρείται σε kg.

Το δομικό πλέγμα με τεμάχια.

Το σκυρόδεμα τύπου C20/25 θα χρησιμοποιηθεί στο κτίριο μας για να κατασκευαστεί ο φέροντας οργανισμός του κτιρίου, τα πέδιλα, οι κολώνες, τα συνδετήρια δοκάρια, οι δοκοί, οι πλάκες, καθώς και άλλα δομικά στοιχεία όπως τα σενάζ.

Στον υπολογισμό των όγκων, δεν αφαιρούνται οι όγκοι σιδηρού οπλισμού, οι ξύλινες φαλτσογωνίες, οι ηλεκτρικοί αγωγοί και οι σωληνώσεις ύδρευσης.

Οι συνδετήριοι δοκοί μετρούνται από τα όρια σκυροδέματος μεταξύ των πεδίων και έχουν διατομή 0.65 m².

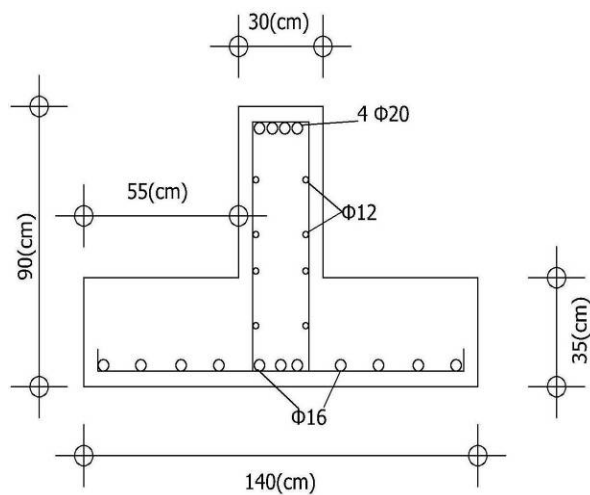
Οι δοκοί μετρούνται από τα όρια σκυροδέματος μεταξύ των υποστυλωμάτων και με ύψος την κρέμαση της δοκού και έχουν διαστάσεις 30x50(cm).

Τα υποστυλώματα γενικά μετρούνται από την πάνω στάθμη της πλάκας δαπέδου μέχρι την κάτω πλάκα δαπέδου οροφής και έχουν διαστάσεις 40x40(cm).

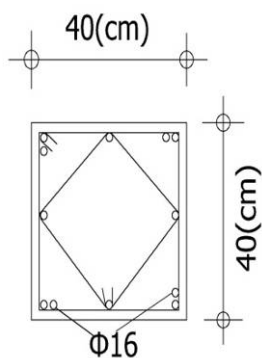
Οι πλάκες μετρούνται εξωτερικά του περιγράμματος των δοκών και έχουν πάχος 15(cm).

Στο σιδηρό οπλισμό χρησιμοποιήθηκαν οπλισμοί διαμέτρου Φ10, Φ12 , Φ14, Φ16 , Φ20 ,Φ24 καθώς και συνδετήρες Φ8.

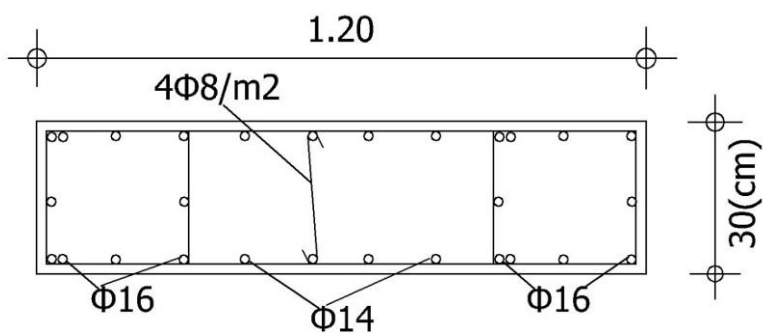
Παρακάτω ακολουθούν τα σχέδια των ξυλοτύπων της συμβατικής κατασκευής με βάση τα οποία πραγματοποιήθηκε η προμέτρηση.



Εικ. 60 Διατομή πεδιλοδοκού.



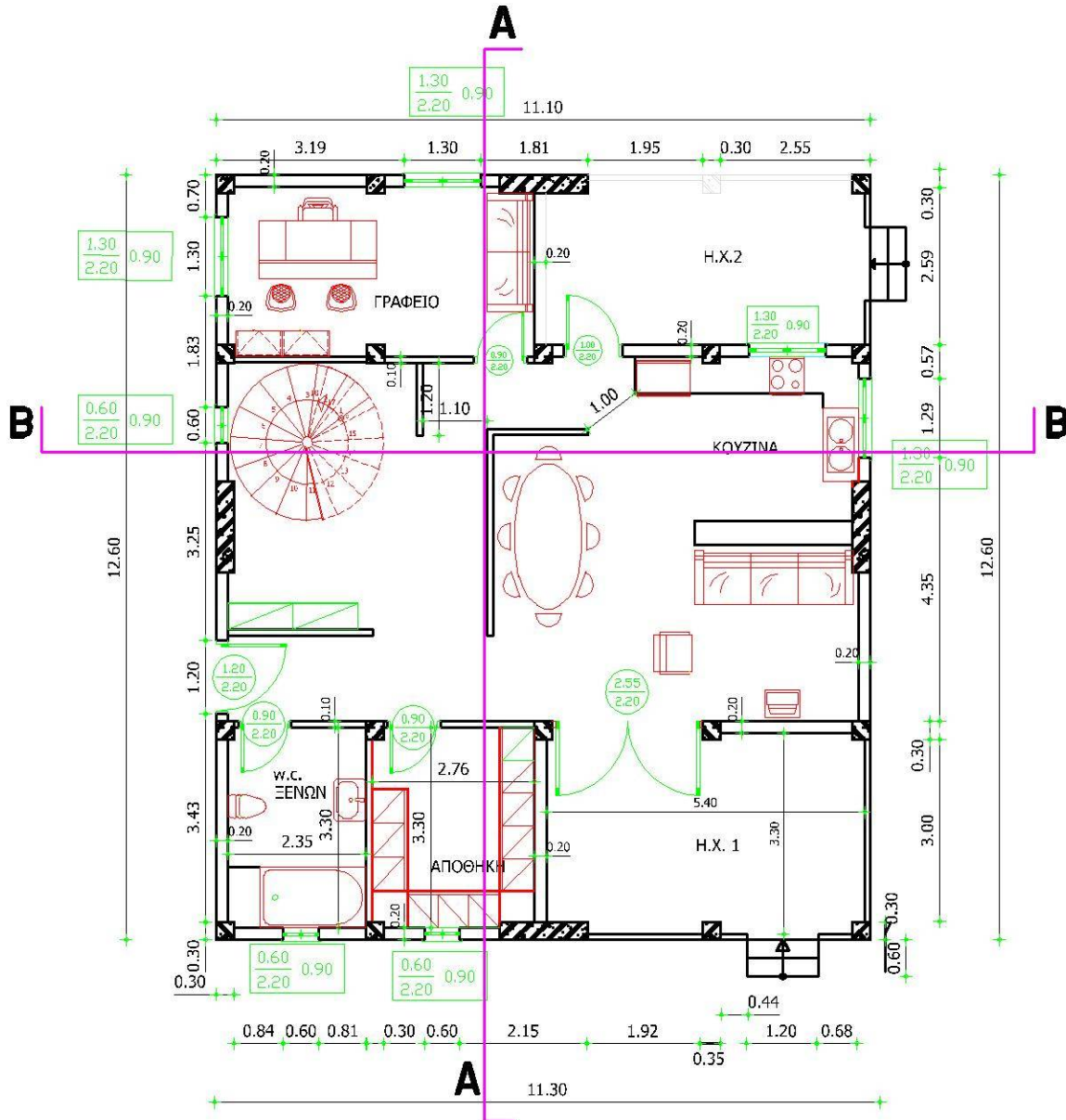
Εικ. 61 Διατομή υποστηλώματος.



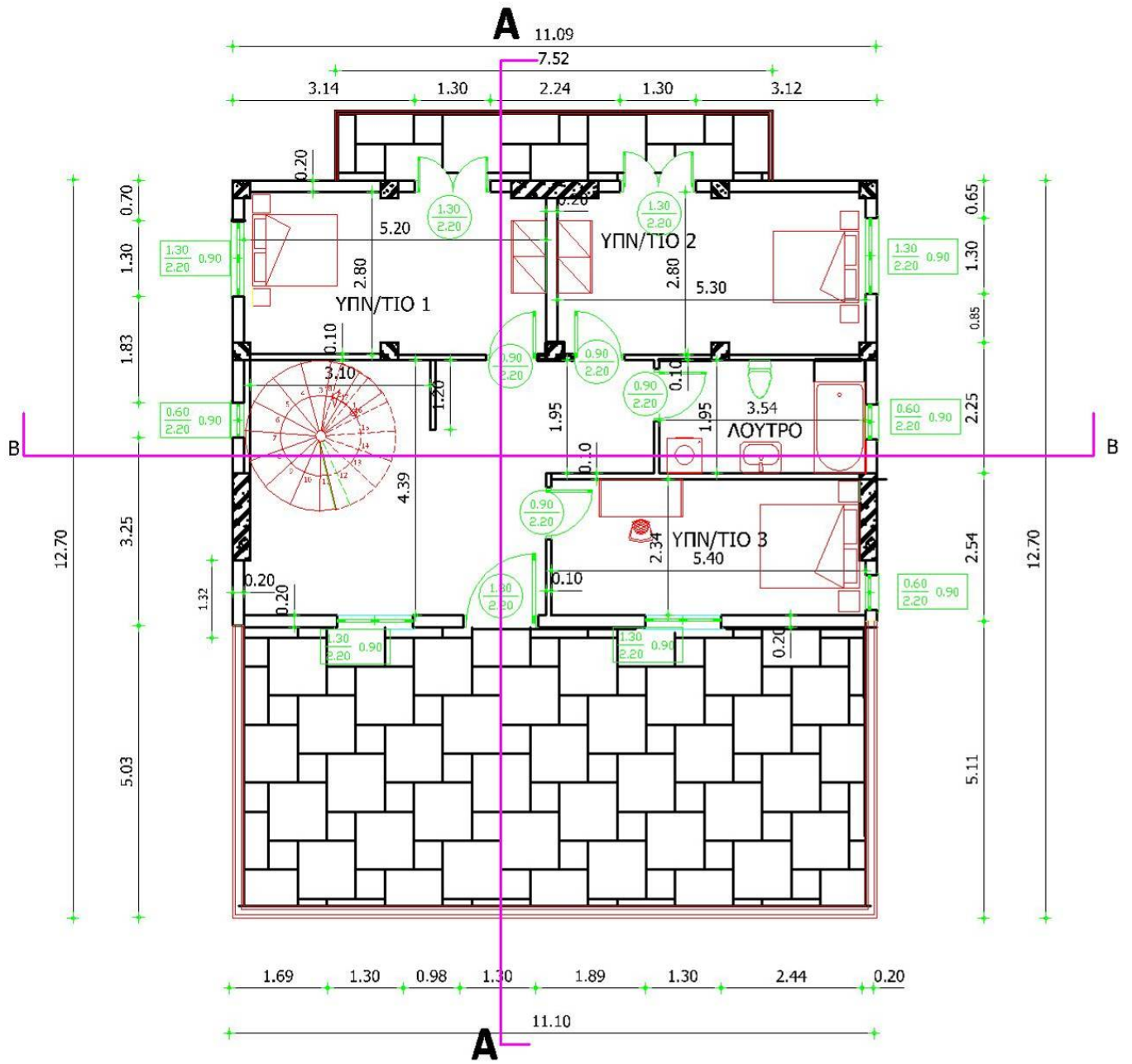
Εικ. 62 Διατομές τοιχωμάτων

4.1.1. ΣΧΕΔΙΑ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΤΟΦΕΙΣ- ΕΥΛΟΤΥΠΟΙ- ΤΟΜΕΣ.

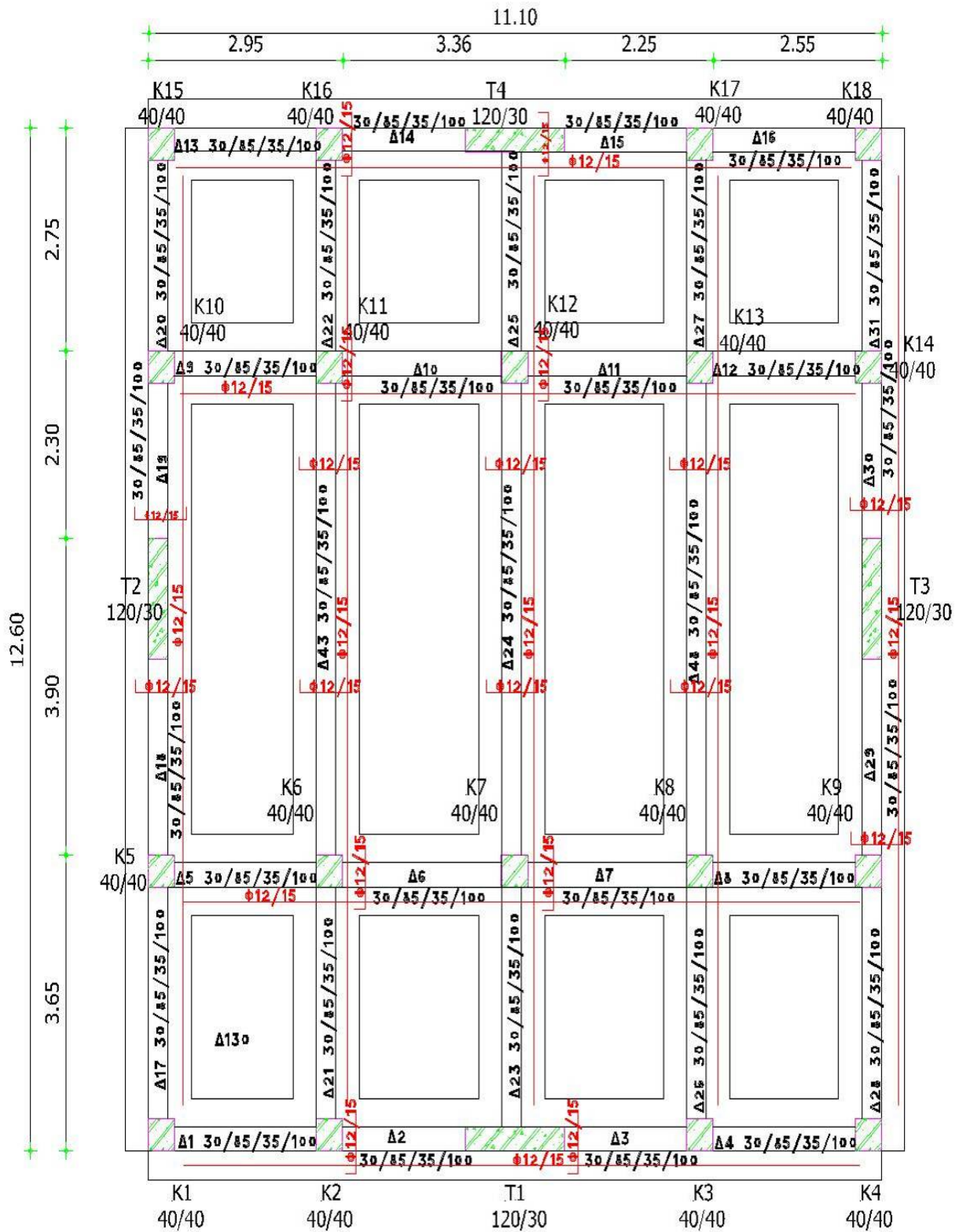
4.1.1.1. ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΟΥ.



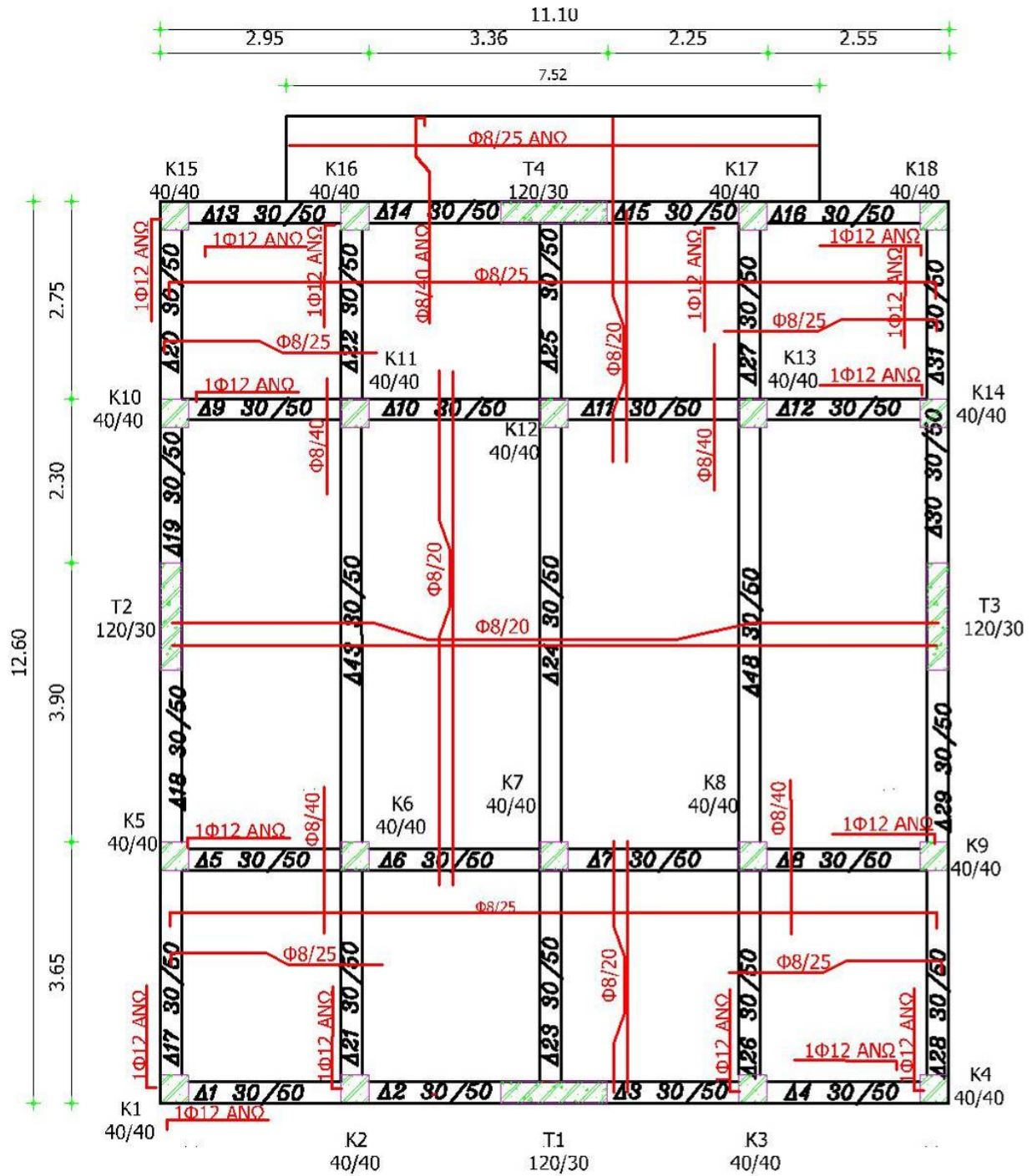
Εικ. 63 ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ



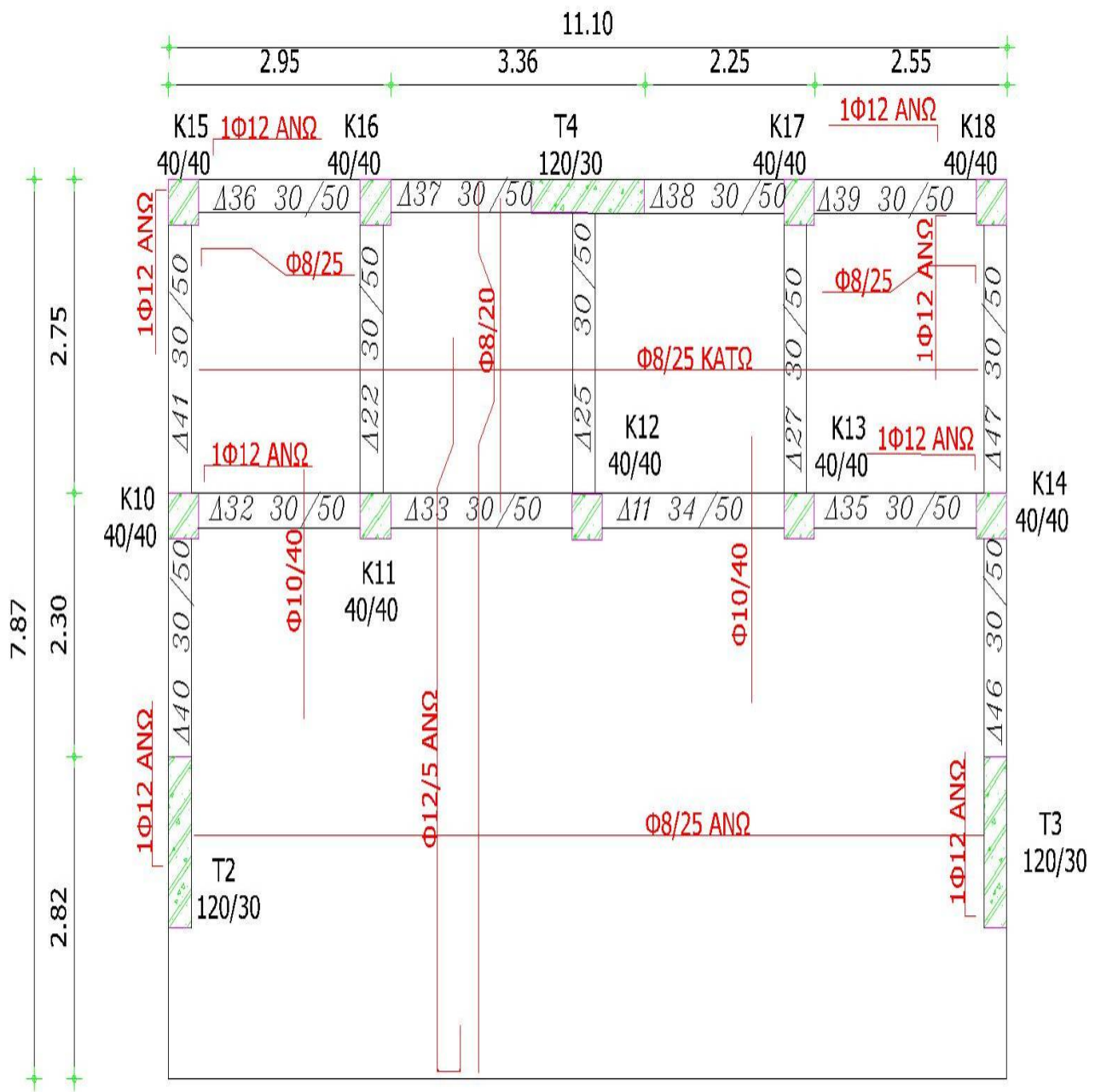
Εικ. 64 ΚΑΤΟΨΗ ΟΡΟΦΟΥ



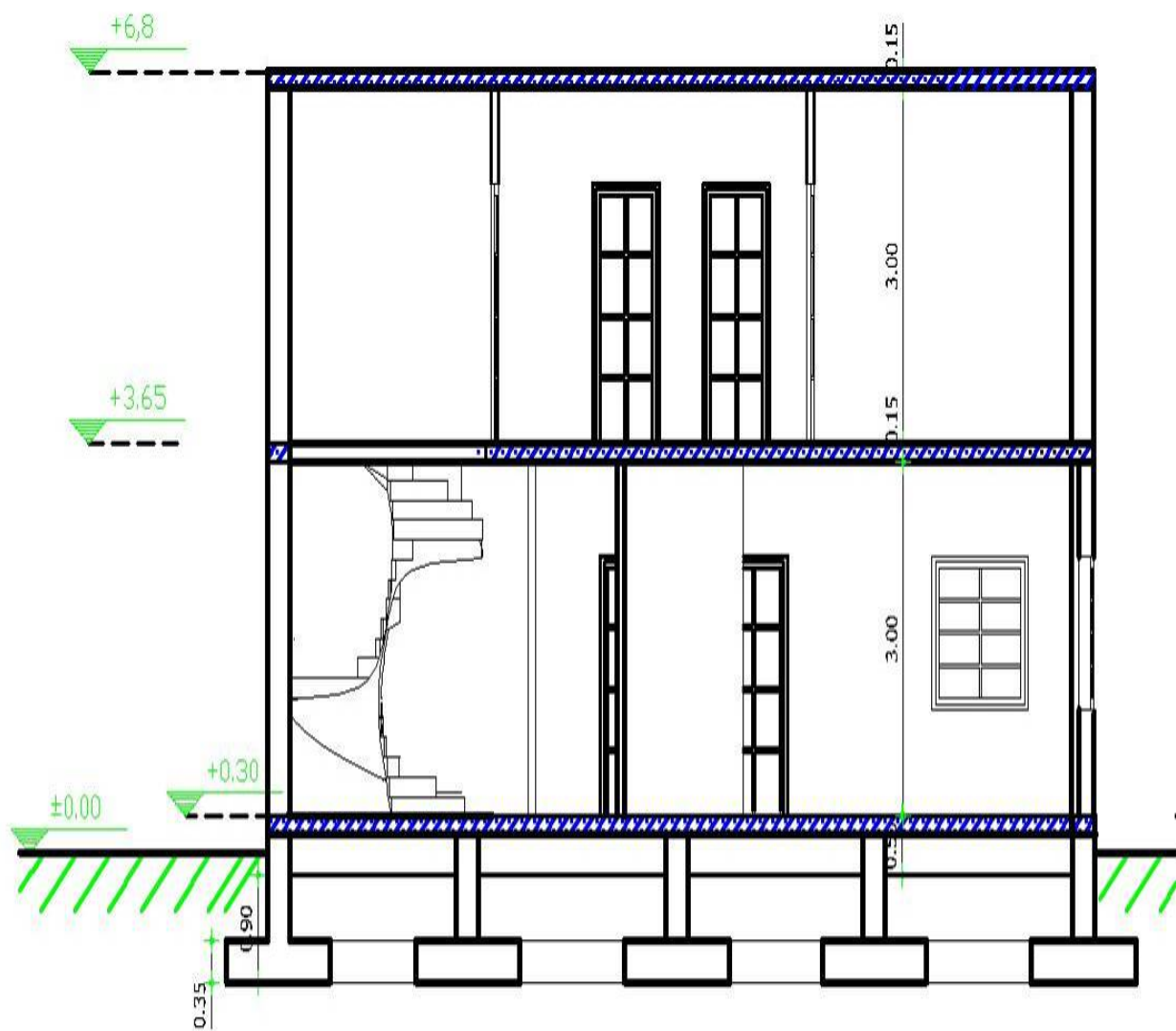
Εικ. 65 Ξυλότυποι θεμελίωσης συμβατικής κατασκευής.



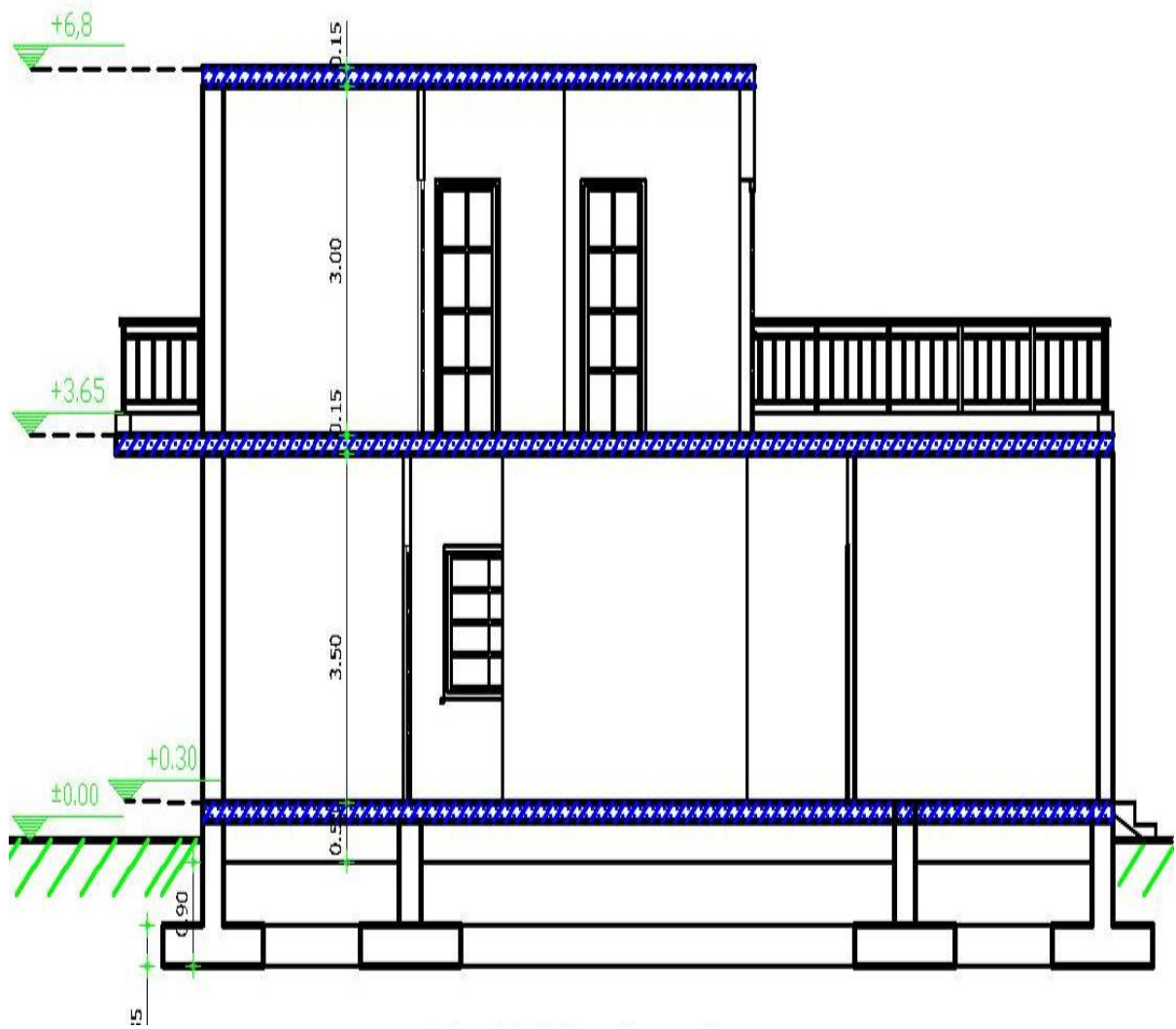
Εικ. 66 Ξυλότυπος ορόφου συμβατικής κατασκευής.



Εικ. 67 Ξυλότυπος ορόφου συμβατικής κατασκευής.



Εικ. 68 *Τομή Β-Β συμβατικής κατασκευής.*



Εικ. 69 *Τομή Α-Α συμβατικής κατασκευής.*

4.1.2. Πίν. σιδηρού οπλισμού συμβατικής κατασκευής.

Προμετρήσεις σιδηρού οπλισμού στη πεδιλοδοκό .							
Τεμαχία	Φ(mm)	st	L(cm)	Θέση	L ολικ(m).	kg/m	Σγ ολικ(kg).
4	20	B500C	462	ανω	18,48	2,47	45,65
4	24	B500C	329	πλευρικά	13,16	3,55	46,72
6	16	B500C	422	κάτω	25,32	1,58	40,01
4	20	B500C	541	άνω	21,64	2,47	53,45
4	12	B500C	405	πλευρικά	16,2	0,888	14,39
6	16	B500C	529	κατω	31,74	1,58	50,15
4	20	B500C	557	ανω	22,28	2,47	55,03
4	12	B500C	436	πλευρικά	17,44	0,888	15,49
6	16	B500C	545	κατω	32,7	1,58	51,67
4	20	B500C	477	πελμα	19,08	2,47	47,13
4	12	B500C	329	πλευρικά	13,16	0,888	11,69
6	16	B500C	437	κατω	26,22	1,58	41,43
14	12	B500C	156	πελμα	21,84	0,888	19,39
9	12	B500C	320	πλευρικά	28,8	0,888	25,57
12	12	B500C	156	πελμα	18,72	0,888	16,62
9	12	B500C	377	πλευρικά	33,93	0,888	30,13
14	12	B500C	156	πελμα	21,84	0,888	19,39
9	12	B500C	408	πλευρικά	36,72	0,888	32,61
14	12	B500C	156	πελμα	21,84	0,888	19,39
9	12	B500C	320	πλευρικά	28,8	0,888	25,57
56	10	B500C	214	Συνδετηρες	119,8	0,617	73,94
202				ΣΥΝΟΛΟ=		589,75	735,41
						m	kg
Τα παραπάνω κιλά σιδηρού οπλισμού αντιστοιχούν							
σε μήκος πεδιλοδοκού							
ίσο με =					9,7	m	9,0

Το συνολικό μήκος της πεδילוδοκού είναι =						88	m
Συνολικά kg σιδηρού οπλισμού για την θεμελιωσή μου είναι=						6644	kg
Εμβαδόν ξυλοτύπου=						78,35	m ²

Προμετρήσεις σιδηρού οπλισμού της πλάκα ισογείου.							
Τεμαχία	Φ(mm)	st	L(cm)	Θέση	L ολικ(m).	kg/m	Σg ολικ(kg).
	8	B500C	199736		1997	0,395	788,96
	12	B500C	2400		24	0,888	21,31
				ΣΥΝΟΛΟ=	2021		810
					m		kg

Συνολικά kg σιδηρού οπλισμού για την πλάκα είναι=

Εμβαδόν ξυλοτύπου= 140 m² 810 kg

Προμετρήσεις σιδηρού οπλισμού στις δοκούς ισογείου.							
Τεμαχία	Φ(mm)	st	L(cm)	Θέση	L ολικ(m).	kg/m	Σg ολικ(kg).
2	14	B500C	509	ανω	10,18	1,21	12,32
4	12	B500C	481	κατω	19,24	0,888	17,09
2	12	B500C	829	ανω	16,58	0,888	14,72
4	12	B500C	818	κατω	32,72	0,888	29,06
2	14	B500C	459	ανω	9,18	1,21	11,11
4	12	B500C	431	κατω	17,24	0,888	15,31
1	12	B500C	266	ανω	2,66	0,888	2,36
1	12	B500C	180	κατω	1,8	0,888	1,60
83	8	B500C	128	κατω	106,2	0,395	41,96
103				ΣΥΝΟΛΟ=	215,8		145,52

					m		kg
Τα παραπάνω κιλά σιδηρού οπλισμού αντιστοιχούν							
σε μήκος δοκού ίσο με =				11,5	m	9,3	
Το συνολικό μήκος της δοκού είναι =						107	m
Συνολικά kg σιδηρού οπλισμού για τους δοκούς είναι=							
						1359	kg
Εμβαδόν ξυλοτύπου=				64,85	m ²		

Προμετρήσεις σιδηρού οπλισμού στις <u>στήλους_ισογείου.</u>							
Τεμαχία	Φ(mm)	st	L(cm)	Θέση	L ολικ(m).	kg/m	Σg ολικ(kg).
12	16	B500C	405	γωνία	48,6	1,58	76,79
30	8	B500C	134	συνδετήρες	40,2	0,395	15,88
30	8	B500C	97	Συνδ-ρόμβος	29,1	0,395	11,49
72				ΣΥΝΟΛΟ=	117,9		104,16
					m		kg
Τα παραπάνω κιλά σιδηρού οπλισμού αντιστοιχούν							
σε μήκος στήλου ίσο με =				3	m	18,0	
Το συνολικό μήκος των στήλων είναι					54	m	
Συνολικά kg σιδηρού οπλισμού για τους στήλους είναι=					1875	kg	
Προμετρήσεις σιδηρού οπλισμού στα τοιχεία <u>ισογείου.</u>							
Τεμαχία	Φ(mm)	st	L(cm)	Θέση	L ολικ(m).	kg/m	Σg ολικ(kg).
16	16	B500C	405	γωνία	64,8	1,58	102,38
4	14	B500C	392	Ακρο Τοιχίου	15,68	1,21	18,97
12	10	B500C	366	Εσχάρα	43,92	0,617	27,10
48	8	B500C	150	Εσχάρα	72	0,395	28,44
60	8	B500C	144	Συνδετήρας	86,4	0,395	34,13

60	8	B500C	84	Συνδετήρας	50,4	0,395	19,91
4	8	B500C	39	Σειγμα	1,56	0,395	0,62
204				ΣΥΝΟΛΟ=	80,48		121,36
					m		kg
Τα παραπάνω κιλά σιδηρού οπλισμού αντιστοιχούν							
σε μήκος τοιχίου				3	m	4,0	
Το συνολικό μήκος των τοιχιών είναι =						12	m
Συνολικά kg σιδηρού οπλισμού για τα τοιχία είναι=							485
							kg
Εμβαδόν ξυλοτύπου=				122,4	m ²		
ΤΕΛΙΚΟ ΣΥΝΟΛΟ ΡΑΒΔΩΝ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΤΟΥ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΣΕ KG =						4530	kg

Προμετρήσεις σιδηρού οπλισμού της <u>πλάκα ορόφου</u>.							
Τεμαχία	Φ(mm)	st	L(cm)	L ολικ(m).	kg/m	Σg ολικ(kg).	
	8	B500C	62091	620,91	0,395	245,26	
	10	B500C	3291	32,91	0,617	20,31	
	12	B500C	89272	892,72	0,888	792,74	
			ΣΥΝΟΛΟ=	1546,54		1058,30	
				m		kg	
Συνολικά kg σιδηρού οπλισμού για την πλάκα είναι=						1058	kg
Εμβαδόν ξυλοτύπου=				78,35	m ²		
Προμετρήσεις σιδηρού οπλισμού στις <u>δοκούς ορόφου</u>.							
Τεμαχία	Φ(mm)	st	L(cm)	Θέση	L ολικ(m).	kg/m	Σg ολικ(kg).
2	14	B500C	509	ανω	10,18	1,21	12,32
4	12	B500C	481	κατω	19,24	0,888	17,09
2	12	B500C	829	ανω	16,58	0,888	14,72
4	12	B500C	818	κατω	32,72	0,888	29,06

2	14	B500C	459	ανω	9,18	1,21	11,11
4	12	B500C	431	κατω	17,24	0,888	15,31
1	12	B500C	266	ανω	2,66	0,888	2,36
1	12	B500C	180	κατω	1,8	0,888	1,60
83	8	B500C	128	κατω	106,2	0,395	41,96
103				ΣΥΝΟΛΟ=	215,8		145,52
					m		kg
Τα παραπάνω κιλά σιδηρού οπλισμού αντιστοιχούν							
σε μήκος δοκού ίσο με =				11,5	m	3,6	
Το συνολικό μήκος της δοκού είναι =							
				41	m		
Συνολικά kg σιδηρού οπλισμού για τους δοκούς είναι=						521	kg
Εμβαδόν ξυλοτύπου=				23,4	m ²		

Προμετρήσεις σιδηρού οπλισμού στις <u>στήλους ορόφου.</u>							
Τεμαχία	Φ(mm)	st	L(cm)	Θέση	L ολικ(m).	kg/m	Σg ολικ(kg).
12	16	B500C	405	γωνία	48,6	1,58	76,79
30	8	B500C	134	συνδετήρες	40,2	0,395	15,88
30	8	B500C	97	Συνδ-ρόμβος	29,1	0,395	11,49
72				ΣΥΝΟΛΟ=	88,8		92,67
					m		kg
Τα παραπάνω κιλά σιδηρού οπλισμού αντιστοιχούν							
σε μήκος στήλου ίσο με =				3	m	9,0	
Το συνολικό μήκος των στηλών είναι =						27	m
Συνολικά kg σιδηρού οπλισμού για τους στήλους είναι=						834	kg
Προμετρήσεις σιδηρού οπλισμού στα <u>τοιχεία ορόφου.</u>							
Τεμαχία	Φ(mm)	st	L(cm)	Θέση	L ολικ(m).	kg/m	Σg ολικ(kg).
16	16	B500C	405	γωνία	64,8	1,58	102,38
4	14	B500C	392	Ακρο Τοιχίου	15,68	1,21	18,97
12	10	B500C	366	Εσχάρα	43,92	0,617	27,10

48	8	B500C	150	Εσχάρα	72	0,395	28,44
60	8	B500C	144	Συνδετήρας	86,4	0,395	34,13
60	8	B500C	84	Συνδετήρας	50,4	0,395	19,91
4	8	B500C	39	Σειγμα	1,56	0,395	0,62
204				ΣΥΝΟΛΟ=	80,48		121,36
					m		kg
Τα παραπάνω κιλά σιδηρού οπλισμού αντιστοιχούν σε τοιχία ίσο με =					3	m	3,0
Το συνολικό μήκος των τοιχιών είναι =					9	m	
Συνολικά kg σιδηρού οπλισμού για τα τοιχία είναι=							364
							kg
Εμβαδόν ξυλοτύπου=					70,2	m ²	
ΤΕΛΙΚΟ ΣΥΝΟΛΟ ΡΑΒΔΩΝ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΤΟΥ ορόφου ΣΕ KG =					2778	kg	
ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΚΙΛΑ ΣΙΔΗΡΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ=							13952
							kg
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΕΜΒΑΔΟΝ ΞΥΛΟΤΥΠΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ=					577,5	m ²	

Δομικό πλέγμα T9						
Φ(mm)	st	Εμβαδόν m ²	Διαστάσεις (m)	Ονομασία	kg/τεμάχια	Τεμαχία
8	B500C	140	5,00x2,15	T92	15,67	13
Χαλυβδόφυλλο.		Εμβαδόν m ²	Διαστάσεις (m)	Ονομασία	kg/τεμάχια	Τεμαχία
		234	5x2.5	Hollogrib51/150	9,91	21

4.1.3. ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ.

ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ						
<u>Υπολογισμός όγκου σκυροδέματος.</u>						
Εμβαδό διατομής πεδילוδοκού= $0,3*0,55+1,4*0,35=$						
				0,655	m2	
Όγκος πεδילוδοκού= $0,655*88m=$						
			57,64	m3		
Όγκος δαπέδου ισογείου= $140m^2*0,15=$						
			21	m3		
Εμβαδό υποστηλωμάτων= $0,4*0,4=$						
			0,16	m2		
Όγκος υποστηλωμάτων(6m)= $0,16*6,5*9=$						
			9,36	m3		
Όγκος υποστηλωμάτων(3m)= $0,16*3,5*9=$						
			5,04	m3		
Εμβαδό τοιχίων= $1,2*0,3=$						
			0,36	m2		
Όγκος τοιχιων (6m)= $0,36*6,5*3=$						
			7,02	m3		
Όγκος τοιχιων (3m)= $0,36*3,5*1=$						
			1,26	m3		
Όγκος πλάκας ισογείου= 21						
			21	m3		
Όγκος πλάκας ορόφου= $11,1*7,87*0,15=$						
			13,1	m3		
Συνολικός όγκος σκυροδέματος συμβατικής κατασκευής=					135,4	m3

4.1.4. ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ						
Κατηγορία	Υλικό	Προμέτρηση	Προσαύξηση 5%	Μονάδες	Τιμή μονάδας	Κόστος
Σκυρόδεμα	C _{20/25}	135	142	m ³	105	14.930 €
Οπλισμοί	Ράβδοι	13952	14649	kg	1,1	16.114 €
Δομικό πλέγμα	T9	13,00	14	Τεμάχια	7.85	108 €
Ξυλότυπος		577,55	606	m ²	13	7.884 €
ΣΥΝΟΛΟ						31.045 €

4.2. ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΕΙΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.

Παραδοχές

Το σκυρόδεμα μετρείται σε κυβικά μέτρα (m³) πραγματικών όγκων.

Το δομικό πλέγμα είναι το T9 (5*2,15) μετρείται σε τεμάχια.

Το χαλυβδόφυλλο Hollorib 51/150 μετρείται σε m².

Το σκυρόδεμα τύπου C20/25 θα χρησιμοποιηθεί στο κτίριο μας για να κατασκευαστούν οι πεδילוδοκοί του κτιρίου, η πλήρωση των μεταλλικών υποστηλωμάτων καθώς και η σύμμικτη πλάκα.

Οι πεδילוδοκοί έχουν μικρότεροι διατομή 0,475m²

Οι συνδετήριοι δοκοί των ορόφων αποτελούνται από χάλυβα S235 τύπου IRE 160.

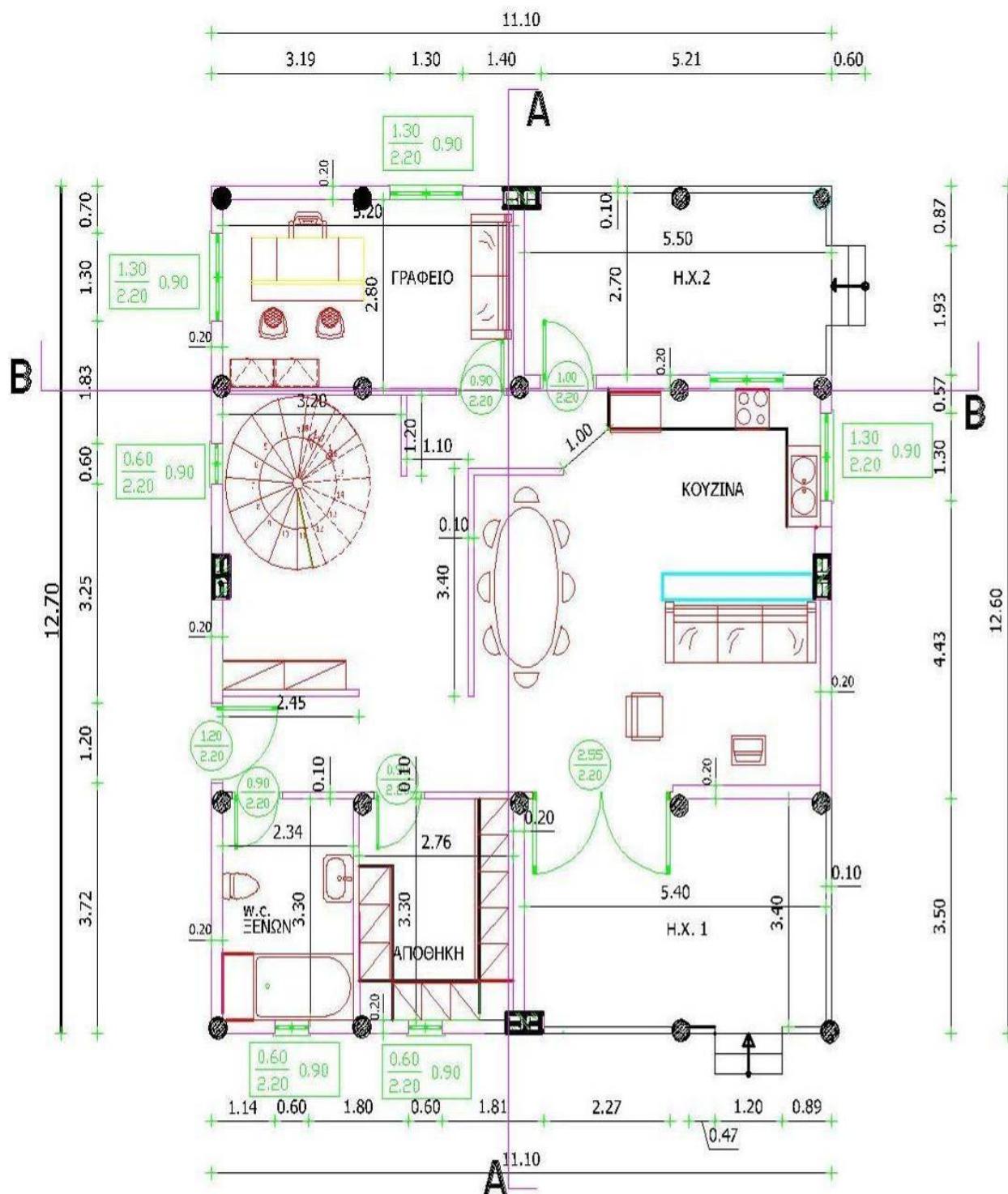
Τα τοιχώματα αποτελούνται από σκυρόδεμα 60X30(cm) και έχουν εγκιβωτισμένα μεταλλικές διατομές τύπου IRE 140.Επίσης υπάρχουν διαμήκη σίδερα Φ16 καθώς και συνδετήρες Φ8/30.

Τα υποστυλώματα αποτελούνται από κυκλικές μεταλλικές διατομές τύπου CHS 219.1X5 με εγκιβωτισμένο σκυρόδεμα C20/25.

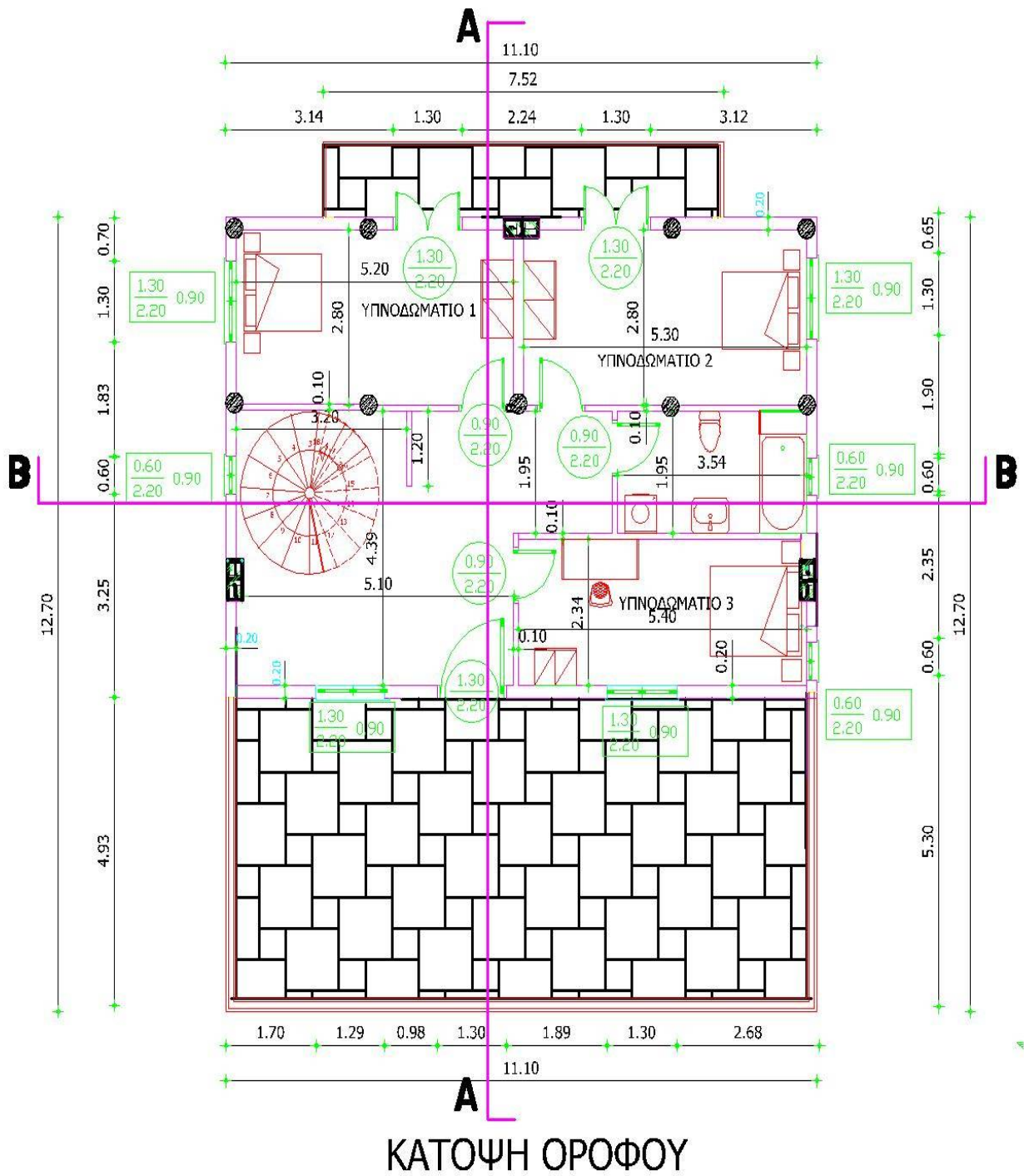
Οι πλάκες είναι σύμμικτες πάχους 12 cm με εγκιβωτισμένο δομικό πλέγμα T29 στο πάνω πλευρά καθώς και χαλυβδόφυλλο τύπου HOLLORIB 51/150 στην κάτω.

Παρακάτω ακολουθούν τα σχέδια των ξυλοτύπων της συμβατικής κατασκευής με βάση τα οποία πραγματοποιήθηκε η προμέτρηση.

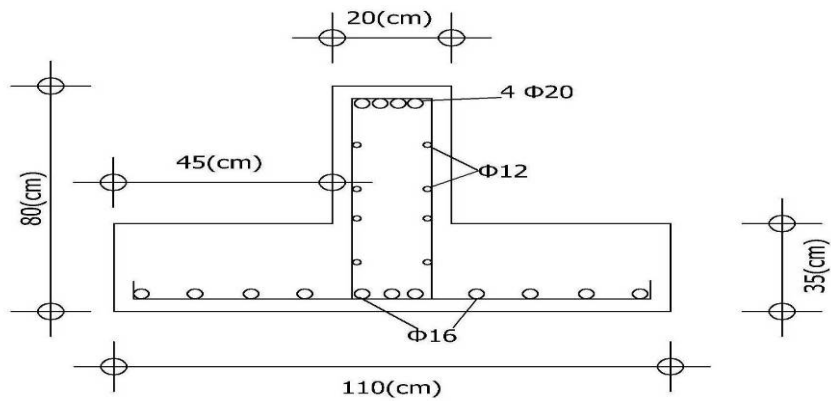
4.2.1. ΣΧΕΔΙΑ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΤΟΨΕΙΣ-ΞΥΛΟΥΠΟΙ-ΤΟΜΕΣ.



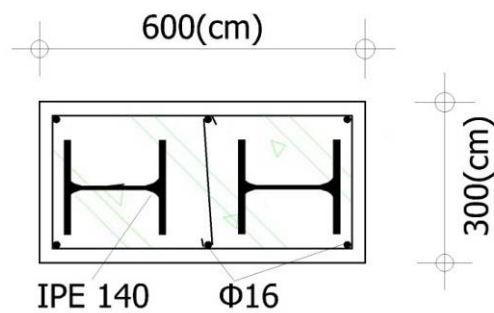
Εικ. 70 Κάτωψη ισόγειου σύμμικτης κατασκευής.



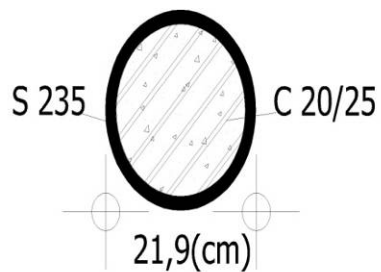
Εικ. 71 Κάτοψη ορόφου σύμμικτης κατασκευής.



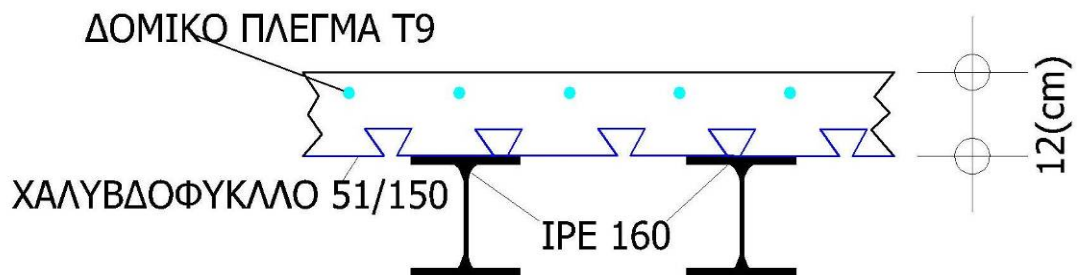
Εικ. 72 Διατομή πεδילוδοκού.



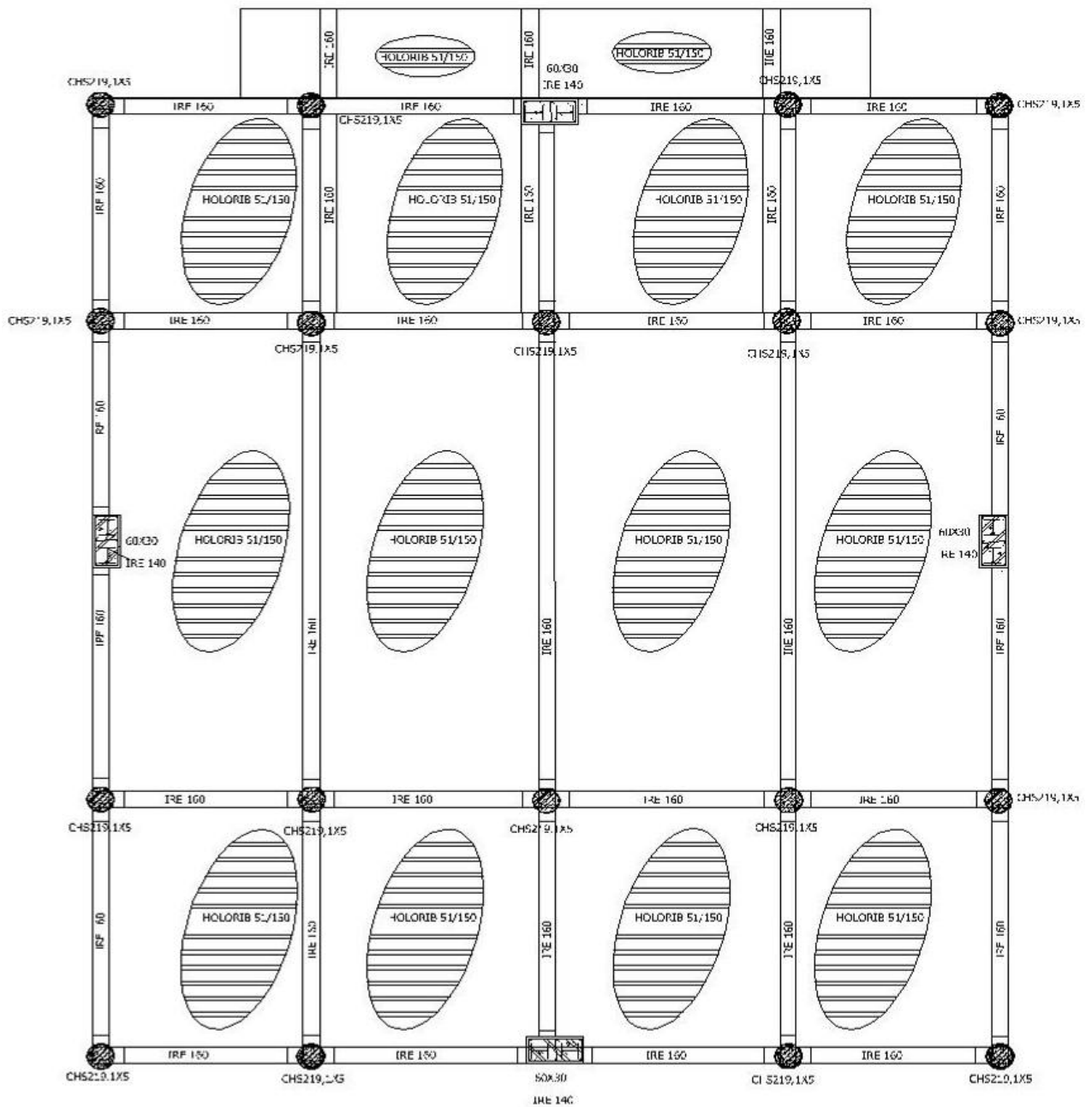
Εικ. 73 Διατομή τοιχώματος.



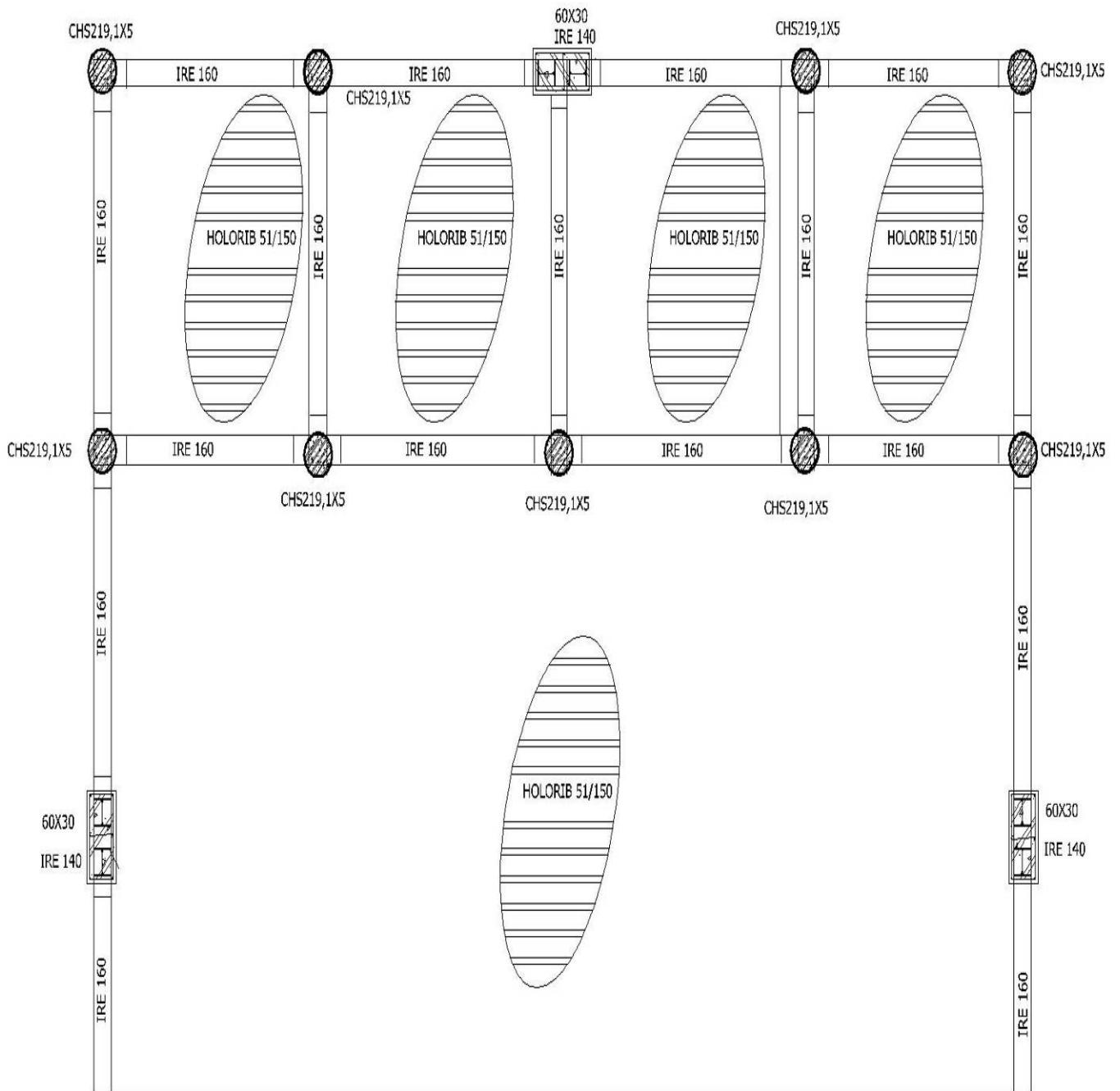
Εικ. 74 Διατομή υποστηλώματος.



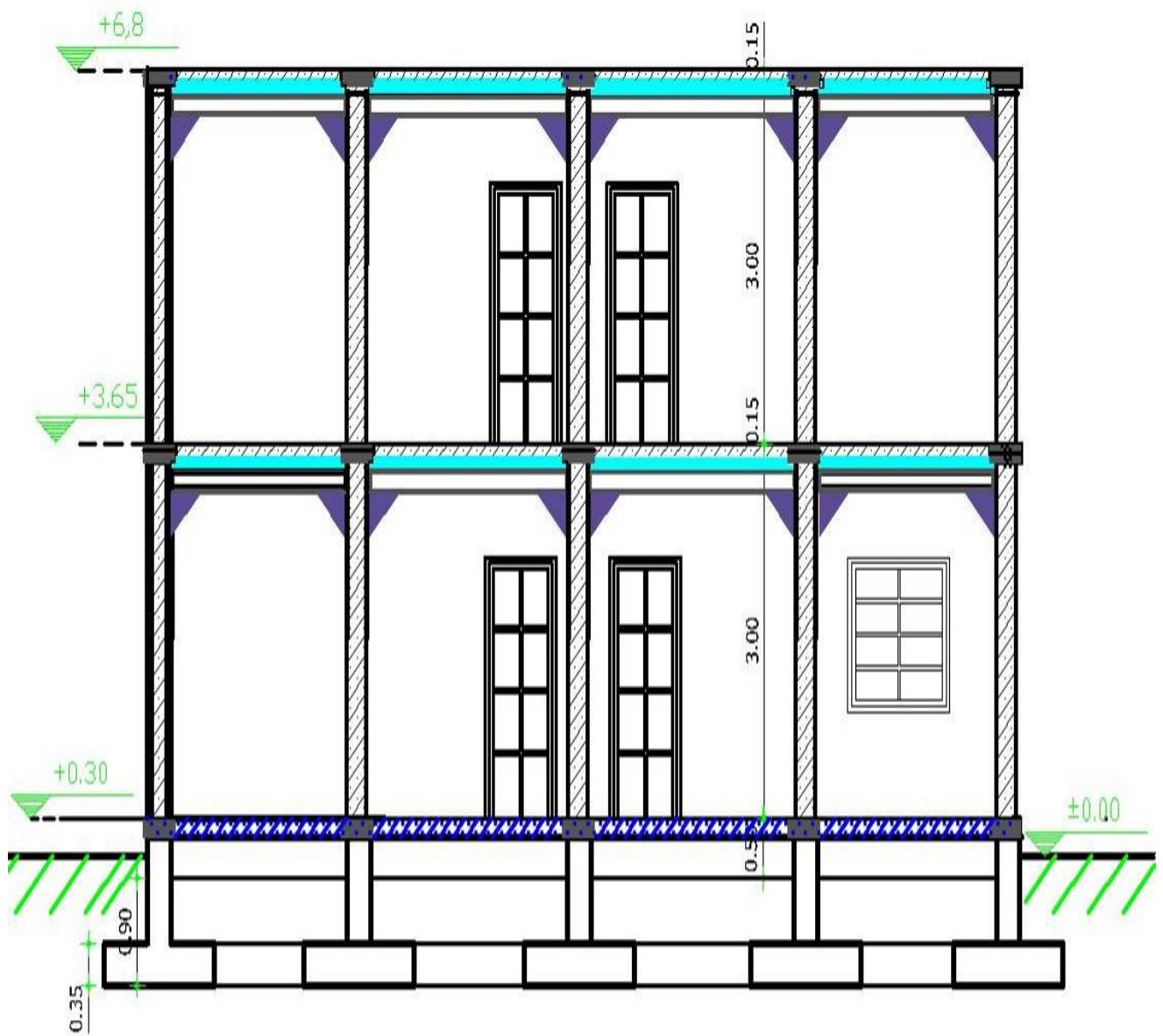
Εικ. 75 Τομή σύμμικτης πλάκας.



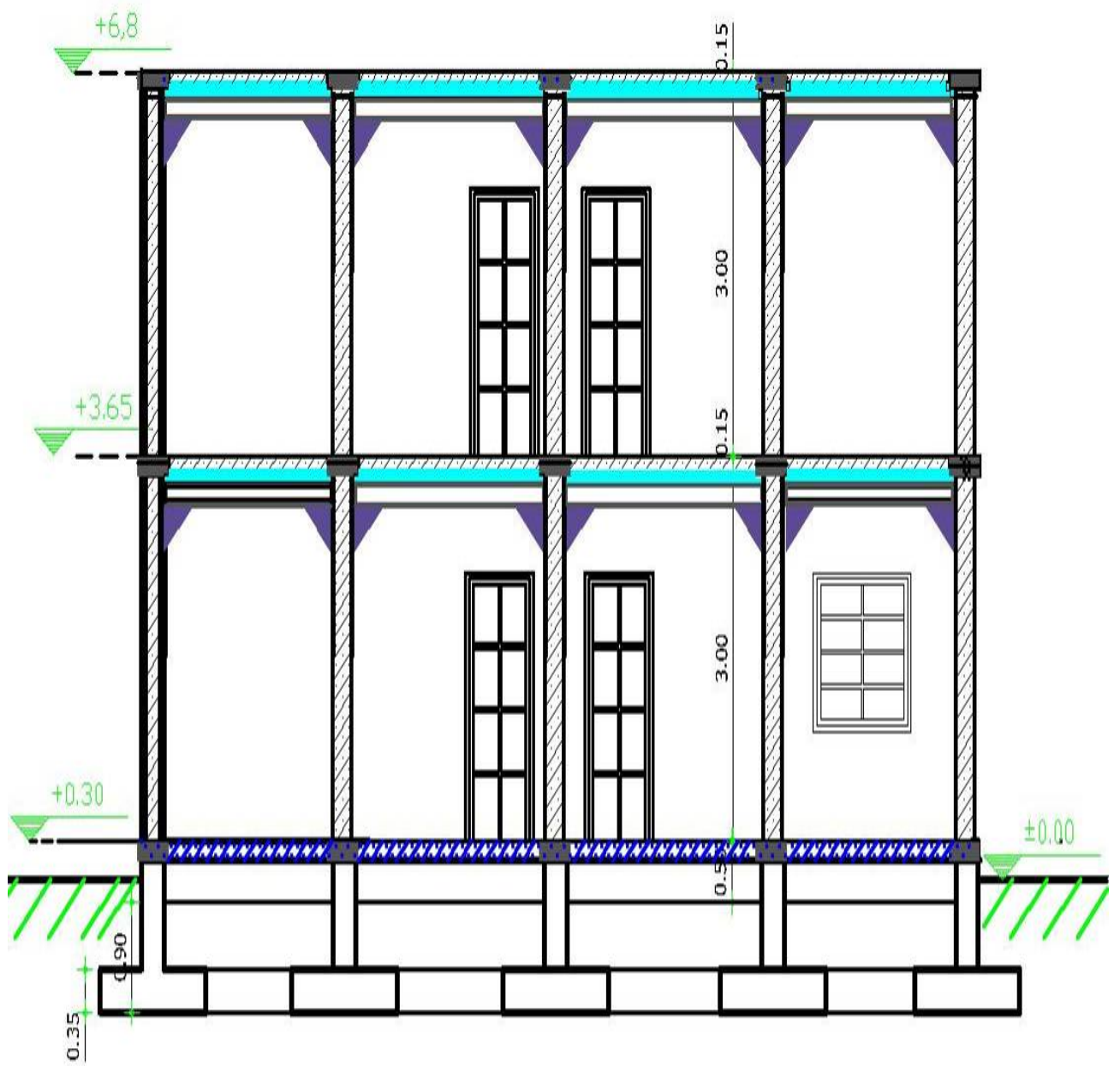
Εικ. 76 Ξυλότυπος Ισογείου Σύμμικτης Κατασκευής.



Εικ. 77 Ξυλότυπος ορόφου σύμμικτης κατασκευής.



Εικ. 78 Τομή Β-Β σύμμικτης κατασκευής.



Εικ. 79 Τομή Α-Α σύμμικτης κατασκευής

4.2.2. Πίνακες σιδηρού οπλισμού της πεδιλοδοκού.

Προμετρήσεις σιδηρού οπλισμού στη πεδιλοδοκό .									
Τεμαχία	Φ(mm)	st	L(cm)	Σκαρίφημα	Θέση	L ολικ(m).	kg/m	Σγ ολικ(kg).	
4	20	B500C	462		ανω	18,48	2,47	45,65	
4	24	B500C	329		πλευρικά	13,16	3,55	46,72	
6	16	B500C	422		κάτω	25,32	1,58	40,01	
4	20	B500C	541		άνω	21,64	2,47	53,45	
4	12	B500C	405		πλευρικά	16,2	0,888	14,39	
6	16	B500C	529		κατω	31,74	1,58	50,15	
4	20	B500C	557		ανω	22,28	2,47	55,03	
4	12	B500C	436		πλευρικά	17,44	0,888	15,49	
6	16	B500C	545		κατω	32,7	1,58	51,67	
4	20	B500C	477		πελμα	19,08	2,47	47,13	
4	12	B500C	329		πλευρικά	13,16	0,888	11,69	
6	16	B500C	437		κατω	26,22	1,58	41,43	
14	12	B500C	156		πελμα	21,84	0,888	19,39	
9	12	B500C	320		πλευρικά	28,8	0,888	25,57	
12	12	B500C	156		πελμα	18,72	0,888	16,62	
9	12	B500C	377		πλευρικά	33,93	0,888	30,13	
14	12	B500C	156		πελμα	21,84	0,888	19,39	
9	12	B500C	408		πλευρικά	36,72	0,888	32,61	
14	12	B500C	156		πελμα	21,84	0,888	19,39	
9	12	B500C	320		πλευρικά	28,8	0,888	25,57	
56	10	B500C	214		Συνδεδετηρ ες	119,84	0,617	73,94	
202						471.81	m	588.3	
								kg	
Τα παραπάνω κιλά σιδηρού οπλισμού αντιστοιχούν σε μήκος πεδιλοδοκού ίσο με =								9,7	m
Το συνολικό μήκος της πεδιλοδοκού είναι =					88	m	9		
Συνολικά kg σιδηρού οπλισμού για την θεμελιωσή μου είναι=88/9,7=9 , 588,3*9=5295kg					5295	kg	Εμβαδό ξυλοτύπ ου=	60	.m ²

4.2.3. Πίνακες Δομικού Χάλυβα.

Δομικός ΧΑΛΥΒΑΣ						
Εμβαδό διατομής του μεταλλικού κυκλικού στίλου= $2*\pi*R*t=$		0,00328	m2			
Ογκος μετάλλου υποστηλωμάτων(6m)= $0,00343*6,5*9=$		0,19	m3			
Ογκος μετάλλου υποστηλωμάτων(3m)= $0,00343*3,5*9=$		0,10	m3			
Εμβαδό IRE 140=	0,00164	m2				
Ογκος μετάλλου	0,0754	m3				
Εμβαδό IRE 160=	0,002	m2				
Ογκος μετάλλου	0,3629	m2				
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ=	0,73	m3				
Πυκνότητα χάλυβα=	7850	kg/m3				
ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΚΙΛΑ ΧΑΛΥΒΑ=	5760	kg				
Χαλυβδόφυλλο(M2)=	234	m2				

Χάλυβας οπλισμού ανωδομής						
Μήκος τοιχιών (6m)=6,5*3=				19,5	m	
Μήκος τοιχιών (3m)=3,5*1=				3,5	m	
Συνολικό μήκος τοιχιών=				23	m	
Συνολικά κιλά σιδηρού οπλισού τοιχιών=				218,04	kg	
Τεμάχια συνδετήρων τοιχιών=				77	τεμαχια	
Συνολικό μήκος συνδετήρων=				123	m	
Συνολικά κιλά συνδετήρων=				48	kg	
Χάλυβας πεδιλοδοκών=				5295	kg	
ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΚΙΛΑ ΧΑΛΥΒΑ=				5561	kg	

4.2.1. Πίνακες Σκυροδέματος σύμμικτης κατασκευής.

Εμβαδό διατομής πεδιλοδοκού=0,2*0,45+1,1*0,35=				0,475	m2	
Ογκος πεδιλοδοκού=0,655*88m=				41,8	m3	
Ογκος δαπέδου ισογείου=140m2*0,15=				21	m3	
Εμβαδό υποστηλωμάτων = $\frac{\pi * 20.9^2}{4} =$				0,0343	m2	
Ογκος υποστηλωμάτων(6m)=0,0343*6,5*9=				2	m3	
Ογκος υποστηλωμάτων(3m)=0,0343*3,5*9=				1,1	m3	
Εμβαδό τοιχιών=0,6*0,3=				0,18	m2	
Ογκος τοιχιών (6m)=0,18*6,5*3=				3,51	m3	
Ογκος τοιχιών (3m)=0,18*3,5*1=				0,63	m3	
Ογκος πλάκας ισογείου=				16,8	m3	
Ογκος πλάκας ορόφου=11,1*7,87*0,12=				10,5	m3	
Συνολικός όγκος σκυροδέματος συμβατικής κατασκευής=				97,3	m3	

4.2.2. ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.

Κατηγορία	Υλικό	Προμέτρηση	Προσαύξηση 5%	Μονάδες	Τιμή μονάδας	Κόστος
Σκυρόδεμα	C _{20/25}	97	102	m ³	105	10.728 €
ΧΑΛΥΒΑΣ	IPE140,160 CHS21,9*5	5760	6048	kg	2,85	17.237€
Οπλισμοι	Ράβδοι	5561	5840	kg	1,1	6.424€
ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟ	HOLORIB 51/150	234	246	m ²	10	2.457 €
Δομικό πλέγμα	T9	21	22	Τεμάχια	7.85	174 €
Ξυλότυπος		351	369	m ²	13	4.793 €
Διατμητικοί ήλοι	1ας ανα15cm	1213	1274	Τεμάχια	1,2	1.529 €
					ΣΥΝΟΛΟ	43.342€

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΣΥΓΚΡΙΣΗΣ ΚΟΣΤΟΛΟΓΙΟΥ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ-ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ.

Από την ανάλυση που προηγήθηκε το κόστος του σύμμικτου φορέα είναι υψηλότερο από αυτό της συμβατικής κατασκευής. Η συμβατική κατασκευή κόστισε **31.045 €** ενώ η σύμμικτη κατασκευή **43.342 €** παρατηρείται διαφορά στην τελική τιμή μεταξύ των δύο τρόπων κατασκευής η οποία είναι ίση με **12297 €**, μια διαφορά αξιοσημείωτη για μία κατοικία, σχεδόν **28%** μεγαλύτερη τιμή. Η παραπάνω διαφορά οφείλεται στην χρήση δομικού χάλυβα του σύμμικτου φορέα στα φέροντα στοιχεία (δοκοί, υποστηλώματα) καθώς και επιμέρους χαλύβδινα τεμάχια συναρμογής, πλάκες έδρασης, διατμητικοί ήλοι, χαλυβδόφυλλα κ.τ.λ.

Η διάρκεια για την κατασκευή του συμβατικού φορέα θα διαρκέσει περισσότερες μέρες από ότι αυτή του σύμμικτου φορέα. Η διαφορά δίνει την δυνατότητα έως και **40%** αύξησης στην ταχύτητα της κατασκευής. Εάν το έργο επρόκειτο να ήταν πολυώροφο τότε η ταχύτητα της κατασκευής θα ήταν μεγαλύτερη από **200%** σε σχέση με την συμβατική κατασκευή αξιοποιώντας πλήρως τα πλεονεκτήματα του σύμμικτου φορέα. Τα πλεονεκτήματα που απολαμβάνει ο χρήστης της σύμμικτης κατοικίας είναι ότι διαμένει σε ένα κτίριο το οποίο είναι ασφαλέστερο και ανθεκτικότερο έναντι σεισμικών καταπονήσεων, και ότι ο αξιοποιήσιμος χώρος σε τετραγωνικά μέτρα κάτοψης και εν κατακλείδι σε κυβικά μέτρα όγκου είναι μεγαλύτερος.

Ακόμη εάν λάβουμε υπόψιν την όλο ένα και αυξανόμενη περιβαλλοντική συνείδηση των πολιτών προκύπτουν τα εξής πλεονεκτήματα: Με την χρήση των νέων τεχνολογιών τοιχοποιίας και μόνωσης, που κατά την μελέτη αποδείχτηκαν φθηνότερες στο σύνολο τους, η συνολική κατανάλωση ενέργειας με σκοπό τον κλιματισμό της κατοικίας θα είναι σαφέστατα πολύ μικρότερη οδηγώντας στην σίγουρη απόσβεση του

κόστους αλλά και στην μελλοντική εξοικονόμηση χρήματος που ούτως η άλλως θα καταβαλόταν για τον σκοπό αυτό.

Ακόμη επιλέγοντας μια κατοικία τέτοιου τύπου ενισχύεται η έννοια της αειφόρου ανάπτυξης, (όρος ο οποίος περιλαμβάνει την ελαχιστοποίηση όχι μόνο των επιπτώσεων που προκύπτουν κατά την διάρκεια της κατασκευής αλλά περιλαμβάνει και αυτές που παραμένουν και μετά το τέλος ζωής της). Με πιο απλά λόγια δίνεται η δυνατότητα της ανακύκλωσης του έργου αξιοποιώντας εκ νέου τις πρώτες ύλες και περιορίζοντας τον όγκο των μη εκμεταλλεύσιμων υλικών.

6. Βιβλιογραφία

1. Ιωάννης Βάγιας,Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα,Εκδόσεις Κλειδάριθμος,Αθήνα 1997.
2. Ευάγγελος Γ. Γαλούση,Σύμμικτες Κατασκευές,Εκδόσεις Ζήτη,Ξάνθη 1985.
3. Χρήστος Κ. Δήμου,Σημειώσεις του Μαθήματος Σύμμικτες Κάτασκευές,Αθήνα Ιούνιος 2007.
4. Bode, Ευρωπαϊκές Σύμμικτες Κατασκευές,Εκδόσεις Μ.Γκιούρδας,Αθήνα 2005.
5. Ιωάννης Χ.Ερμόπουλος,Ευρωκώδικας 1,Εκδόσεις Κλειδάριθμος,Αθήνα 2005.
6. Σιδενόρ Α.Ε. ,Ε.Κ.Ω.Σ-Ε.Α.Κ 2000,Εκδόσεις Smart Creativity,Αθήνα Οκτώβριος 2006.
7. Αλεξάνδρου Γ.Τζιόλα ,Σιδηρές και Σύμμικτες Κατασκευές ,Εκδόσεις Ζητή , Θεσσαλονίκη 1994.
8. Γ.Ιωαννίδη, Σιδηρές Κατασκευές - Ευρωκώδικας 3 ,Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2006.
9. Θεοθάνης Α.Γεωργόπουλος , Ωπλισμένο Σκυρόδεμα ,Εκδόσεις Κλειδάριθμος,Πάτρα 2000.
10. M Y H Bangash ,Structural Detailing in Steel ,Published by Thomas Telford Publishing, London 2003.
11. Σύγγραμμα Ιωάννη Βάγια,Ιωάννη Ερμόπουλο ,Γεώργιο Ιωαννίδη,European Steeling Dising Education Programme. Εκδόσεις Μορφωτική Εταιρία,Αθήνα 1995.
12. Γρ.Φουρναράκου , Σιδηρές Κατασκευές ,Εκδόσεις Παπασωτηρίου ,Αθήνα Φεβρουάριος 1981.
13. Θεόδωρου Λ. Λαζαρίδη ,Επιμετρήσεις και οικονομικά στοιχεία δομικών έργων,Εκδόσεις Μορφωτική Εταιρία, Αθήνα 1984.
14. www.sidenor.gr
15. Πτυχιακή Φοιτήτριας Παταριά Μαρία-Ελένη με τίτλο ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ ΚΑΤΟΙΚΙΩΝ ΣΤΟ ΜΩΛΟ ΦΘΙΩΤΙΔΑΣ ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΩΝ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.