
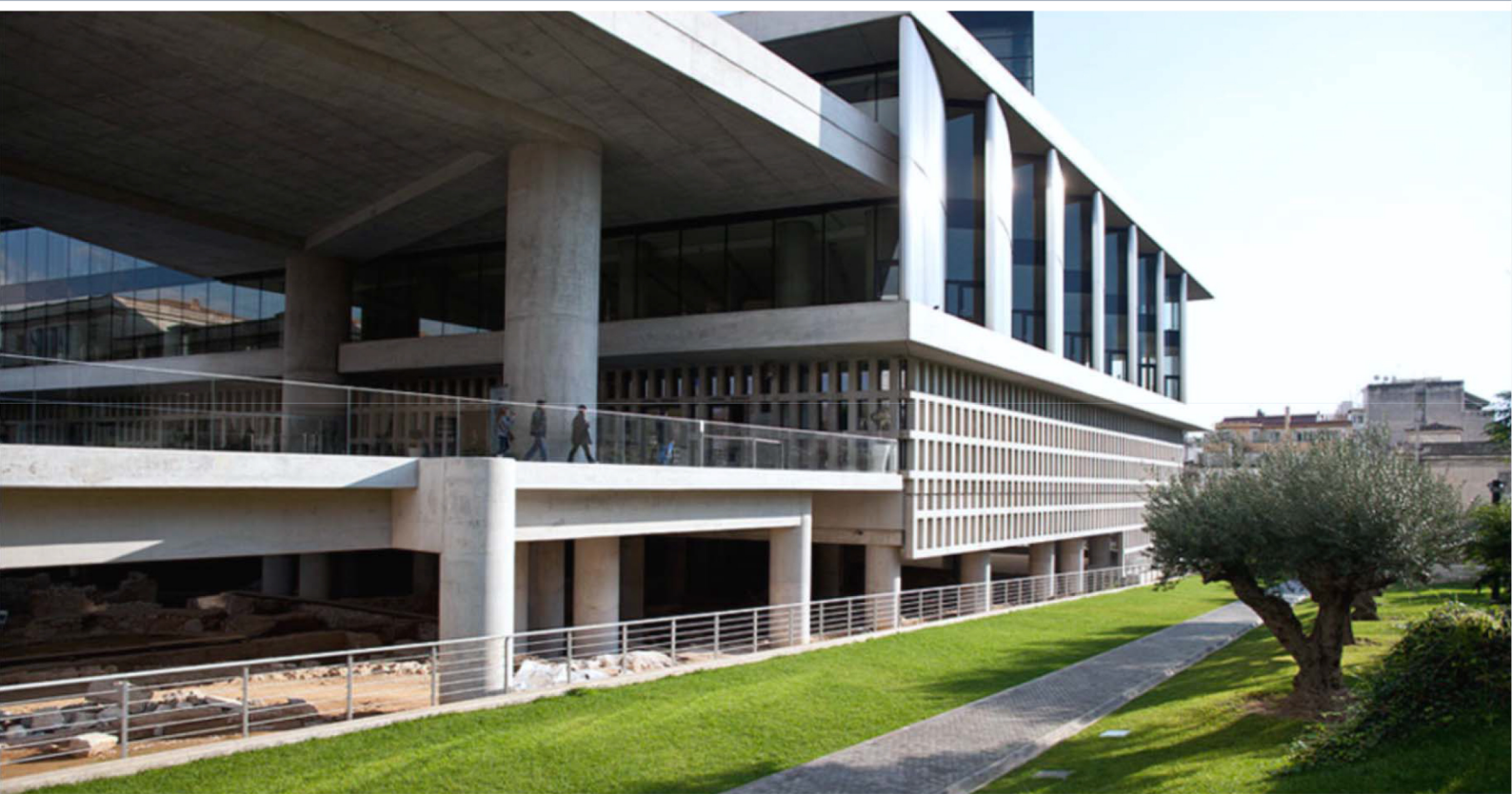


# ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους  
Ευρωκώδικες 2 και 8 



Ιγνατάκης Χ. • Σέξτος Α.



Ελληνικά Ακαδημαϊκά Ηλεκτρονικά  
Συγγράμματα και Βοηθήματα  
[www.kallipos.gr](http://www.kallipos.gr)

**HEALINK**  
Σύνδεσμος Ελληνικών Ακαδημαϊκών Βιβλιοθηκών



Ευρωπαϊκή Ένωση  
Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο



ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ  
ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑ ΒΙΟΥ ΜΑΘΗΣΗ  
ανάπτυξη στην κοινωνία της γνώσης  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ  
ΕΙΔΙΚΗ ΥΠΗΡΕΣΙΑ ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗΣ



Με τη συγχρηματοδότηση της Ελλάδας και της Ευρωπαϊκής Ένωσης

ΧΡΗΣΤΟΣ ΙΓΝΑΤΑΚΗΣ  
Καθηγητής Α.Π.Θ.

ΑΝΑΣΤΑΣΙΟΣ ΣΕΞΤΟΣ  
Αναπλ. Καθηγητής Α.Π.Θ.

***Κτίρια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα  
Διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους  
Ευρωκώδικες 2 και 8***



Ελληνικά Ακαδημαϊκά Ηλεκτρονικά  
Συγγράμματα και Βοηθήματα  
[www.kallipos.gr](http://www.kallipos.gr)

**Κτίρια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα  
Διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2 και 8**

***Συγγραφή***

Χρήστος Ιγνατάκης

Αναστάσιος Σέξτος

***Κριτικός αναγνώστης***

Κοσμάς Στυλιανίδης

***Συντελεστές έκδοσης***

Γλωσσική Επιμέλεια: Αναστάσιος Σέξτος

Γραφιστική Επιμέλεια: Αναστάσιος Σέξτος

Τεχνική Επεξεργασία: Αναστάσιος Σέξτος

ISBN: 978-960-603-373-5

Copyright © ΣΕΑΒ, 2015



Το παρόν έργο αδειοδοτείται υπό τους όρους της άδειας Creative Commons Αναφορά Δημιουργού - Μη Εμπορική Χρήση - Όχι Παράγωγα Έργα 3.0. Για να δείτε ένα αντίγραφο της άδειας αυτής επισκεφτείτε τον ιστότοπο <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/3.0/gr/>

ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΕΛΛΗΝΙΚΩΝ ΑΚΑΔΗΜΑΪΚΩΝ ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΩΝ

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Ηρώων Πολυτεχνείου 9, 15780 Ζωγράφου

[www.kallipos.gr](http://www.kallipos.gr)



# Πίνακας περιεχομένων

Πίνακας περιεχομένων.....	4
Πρόλογος.....	16
<b>Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή στον Ευρωκώδικα 8 .....</b>	<b>17</b>
1.1 Εισαγωγή: Σεισμικότητα και γένεση των σεισμών.....	17
1.2 Ενόργανες καταγραφές σεισμικής κίνησης.....	18
1.3 Σεισμική επικινδυνότητα, τρωτότητα και σεισμική διακινδύνευση .....	20
1.3.1 Σεισμική Επικινδυνότητα (Seismic Hazard) .....	20
1.3.2 Τρωτότητα (Vulnerability) .....	21
1.3.3 Σεισμική Διακινδύνευση (Seismic Risk) .....	21
1.4 Κανονιστικό πλαίσιο σχεδιασμού .....	21
1.5 Φορτιστικές καταστάσεις.....	23
1.5.1 Σεισμικός συνδυασμός.....	23
1.6 Φάσματα απόκρισης.....	23
1.7 Ελαστικό φάσμα και φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 στην οριζόντια διεύθυνση .....	26
1.8 Φάσμα σχεδιασμού κατακόρυφης διεύθυνσης .....	28
1.9 Παράμετροι του φάσματος σχεδιασμού .....	29
1.9.1 Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους ( $a_g$ ).....	29
1.9.2 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων ( $\gamma_I$ ) .....	30
1.9.3 Κατηγορία εδάφους .....	30
1.9.4 Συντελεστής απόσβεσης ( $\eta$ ) .....	33
1.10 Συντελεστής συμπεριφοράς $q$ .....	33
1.10.1 Πλαστιμότητα - Κατηγορίες Πλαστιμότητας.....	33
1.10.2 Τύπος κατασκευαστικού συστήματος.....	35
1.10.3 Κανονικότητα της κατασκευής.....	36
1.10.3.1 Κριτήρια κανονικότητας.....	36
1.10.3.1.1 Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος.....	36
1.10.3.1.2 Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη.....	37
1.10.4 Διατάξεις του EC8 που αφορούν την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς.....	38
<b>Κεφάλαιο 2: Διατάξεις διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων από Ο/Σ.....</b>	<b>41</b>
2.1 Φιλοσοφία του ικανοτικού σχεδιασμού .....	41
2.1.1 Πλαστιμότητα .....	41
2.1.2 Θεωρία ενεργειακού ισοζυγίου (energy balance theory) .....	42
2.1.3 Παράγοντας πλαστιμότητας $q_d$ .....	43
2.2 Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης.....	45
2.2.1 Απαιτήσεις συμπεριφοράς και αντίστοιχες σεισμικές δράσεις .....	45
2.2.2 Κριτήρια συμμόρφωσης στις απαιτήσεις συμπεριφοράς .....	45

2.3	Διατάξεις διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2	47
2.3.1	Γενικά.....	47
2.3.2	Βάσεις του σχεδιασμού.....	47
2.3.2.1	Συντελεστές ασφαλείας.....	47
2.3.2.2	Συντελεστές συνδυασμού μεταβλητών δράσεων.....	48
2.3.3	Υλικά.....	49
2.3.3.1	Μέτρο ελαστικότητας.....	49
2.3.3.2	Θλιπτική και εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού.....	51
2.3.3.3	Σχέση τάσεων – παραμορφώσεων σκυροδέματος.....	51
2.3.3.4	Ορθογωνική κατανομή τάσεων.....	53
2.3.3.5	Χάλυβας οπλισμού.....	54
2.3.4	Ανθεκτικότητα σε διάρκεια και επικάλυψη οπλισμών.....	56
2.3.4.1	Κατηγορίες περιβάλλοντος.....	56
2.3.4.2	Κατηγορία 1.....	57
2.3.4.3	Κατηγορία 2.....	57
2.3.4.4	Κατηγορία 3.....	57
2.3.4.5	Κατηγορία 4.....	57
2.3.4.6	Επικάλυψη οπλισμών.....	57
2.4	Γεωμετρικά δεδομένα.....	58
2.4.1	Συnergαζόμενο πλάτος πλακοδοκών.....	58
2.5	Διάτμηση.....	59
2.5.1	Αρχές σχεδιασμού έναντι διάτμησης με βάση τον EN 1992-1-1.....	59
2.5.2	Σχεδιασμός σε τέμνουσα στοιχείου όπου δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης.....	60
2.5.3	Σχεδιασμός σε τέμνουσα στοιχείου όπου απαιτείται οπλισμός διάτμησης.....	60
2.6	Κατασκευαστική διαμόρφωση δομικών στοιχείων.....	62
2.6.1	Ελάχιστος και μέγιστος απαιτούμενος οπλισμός.....	62
2.6.1.2	Δοκοί.....	62
2.6.1.3	Υποστυλώματα.....	62
2.7	Συσχέτιση συντελεστή συμπεριφοράς με λεπτομέρειες όπλισης μελών μέσω του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων.....	62
<b>Κεφάλαιο 3: Διαμόρφωση και ανάλυση χαρακτηριστικών στατικών συστημάτων.....</b>		<b>64</b>
3.1	Εισαγωγή.....	64
3.1.1	Στόχος.....	64
3.1.2	Βασικά χαρακτηριστικά κτιρίων.....	64
3.2	Διαμόρφωση Φερόντων Οργανισμών.....	64
3.2.1	Κτίρια με πλαισιωτό στατικό σύστημα (ΠΜ1, ΠΥ1).....	64
	.....	65
	.....	66
3.2.2	Κτίρια με διπλό στατικό σύστημα (ΔΜ1, ΔΥ2).....	66

.....	67
3.2.3 Παρατηρήσεις .....	68
3.3 Υλικά – έδαφος – περιβάλλον.....	69
3.4 Κατακόρυφα φορτία .....	69
3.4.1 Μόνιμες δράσεις.....	69
3.4.2 Μεταβλητές δράσεις .....	69
3.4.3 Φορτία δοκών.....	69
3.5 Σεισμική φόρτιση.....	70
3.5.1 Μέθοδος ανάλυσης υπό σεισμική δράση .....	70
3.5.2 Υπολογισμός συντελεστών συμπεριφοράς (EC8-5.2.2.2).....	70
3.5.3 Εκτίμηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου .....	70
3.5.4 Εκτίμηση της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού.....	71
3.5.4.1 Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού κτιρίων .....	72
3.5.5 Υπολογισμός σεισμικής τέμνουσας βάσης .....	72
3.6 Στατικές αναλύσεις προσομοιωμάτων .....	73
3.6.1 Παραδοχές, δεδομένα.....	73
3.6.2 Φαινόμενα 2ης τάξης .....	74
3.6.3 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου.....	75
3.6.4 Έλεγχος περιορισμών μετακίνησης κτιρίων.....	75
3.6.4.1 Κτίριο ΠΜ1: $q = 3.90$ , $v = 0.50$ .....	75
3.6.4.2 Κτίριο ΠΥ1: $q = 5.85$ , $v = 0.50$ .....	76
3.6.4.2 Κτίριο ΔΜ1: $q = 3.60$ , $v = 0.50$ .....	76
3.7 Λομικά στοιχεία προς διαστασιολόγηση .....	76
3.7.1 Κτίρια ΠΜ1, ΠΥ2.....	76
3.7.2 Κτίρια ΔΜ1, ΔΥ2.....	76
3.8 Φάσεις Διαστασιολόγησης .....	77
3.8.1 Συστήματα πλαισιωτά ή διπλά ισοδύναμα προς πλαισιωτά .....	77
3.8.2 Συστήματα τοιχωματικά ή διπλά ισοδύναμα προς τοιχωματικά.....	77
<b>Κεφάλαιο 4: Πλαισιακό Κτίριο Μέσης Πλαστιμότητας (ΠΜ1) .....</b>	<b>78</b>
4.1 Διαστασιολόγηση δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου .....	78
4.1.1 Διαστασιολόγηση δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου σε κάμψη.....	78
4.1.1.1 Δεδομένα δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 .....	78
4.1.1.2 Διαστασιολόγηση ακραίων στηρίξεων .....	81
4.1.1.3 Διαστασιολόγηση μεσαίων στηρίξεων .....	82
4.1.1.4 Διαστασιολόγηση ανοιγμάτων ( $1.35G + 1.50Q$ ) .....	82
4.1.1.5 Διάταξη διαμήκους οπλισμού .....	82
4.1.1.6 Μέγιστες επιτρεπόμενες διαμέτροι οπλισμού δοκού εντός κόμβων (EC8 – 5.6.2.2(2)).....	83
4.1.1.7 Αγκύρωση διαμήκων ράβδων.....	84
4.1.2 Διαστασιολόγηση δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου σε διάτμηση .....	86

4.1.2.1 Ικανοτικές Τέμνουσες – Εισαγωγή.....	86
4.1.2.2 Ικανοτικές τέμνουσες Δοκού Δ1.....	87
4.1.2.3 Ικανοτικές τέμνουσες Δοκού Δ2 (Σχήμα 4.7).....	89
4.1.2.4 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων .....	90
4.1.2.5 Ελάχιστα συνδετήρων κατά τους κανονισμούς .....	90
4.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων .....	91
4.2.1 Δεδομένα – Υποστύλωμα Σ2 (ισόγειο) .....	91
4.2.1.1 Αρχικοί έλεγχοι επάρκειας διατομής.....	91
4.2.1.2 Πορεία διαστασιολόγησης.....	92
4.2.2 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος Σ2 στο ισόγειο έναντι $N, M_x, M_y$ .....	95
4.2.2.1 Εισαγωγή .....	95
4.2.2.2 Απαίτηση διαμήκους οπλισμού κεφαλής.....	95
4.2.2.3 Απαίτηση διαμήκους οπλισμού πόδα .....	96
4.2.2.4 Υπολογισμός – διάταξη διαμήκους οπλισμού.....	97
4.2.3 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου οροφής ισογείου του υποστυλώματος Σ2 .....	97
4.2.3.1 Εισαγωγή .....	97
4.2.3.2 Δεδομένα – Παραδοχές .....	98
4.2.3.3 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου οροφής ισογείου στη διεύθυνση $x - x$ .....	98
4.2.3.4 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου οροφής ισογείου στη διεύθυνση $y - y$ .....	100
4.2.3.5 Ενίσχυση στύλου Σ2 στο ισόγειο .....	101
4.2.4 Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος Σ2 στο Ισόγειο ως μεμονωμένου στοιχείου .....	102
4.2.4.1 Εισαγωγή .....	102
4.2.4.2 Υπολογισμός λυγηρότητας στύλου Σ2 στο ισόγειο .....	102
4.2.4.3 Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος για το συνδυασμό $1.35G + 1.50Q$ .....	102
4.2.4.4 Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος για τον σεισμικό συνδυασμό .....	103
4.2.5 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος Σ2 σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών .....	103
4.2.5.1 Εισαγωγή .....	103
4.2.5.2 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας για κύριο σεισμό $E_x \rightarrow (\min N)$ .....	104
4.2.5.3 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας για κύριο σεισμό $E_x \leftarrow (\max N)$ .....	104
4.2.5.4 Ικανοτική τέμνουσα για κύριο σεισμό $E_y \rightarrow (\min N)$ .....	105
4.2.5.5 Ικανοτική τέμνουσα για κύριο σεισμό $E_y \leftarrow (\max N)$ .....	105
4.2.5.6 Σχολιασμός τιμών ικανοτικών τεμνουσών.....	106
4.2.5.7 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος.....	106
4.2.5.8 Κανονιστικές διατάξεις τοποθέτησης συνδετήρων .....	106
4.2.5.9 Υπολογισμός απαιτούμενων συνδετήρων χωρίς τη συνεισφορά της αξονικής δύναμης.....	107
4.2.5.10 Υπολογισμός απαιτούμενων συνδετήρων με συνεκτίμηση της συνεισφοράς της αξονικής δύναμης .....	107
4.2.6 Έλεγχος επάρκειας περίσφιξης του υποστυλώματος Σ2 στον πόδα του ισογείου .....	108
4.2.6.1 Εισαγωγή .....	108



4.2.6.2 Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων στον πόδα του ισογείου .....	108
4.2.6.3 Διατιθέμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες.....	109
4.2.6.4 Ενίσχυση συνδετήρων στον πόδα του ισογείου .....	109
4.2.7 Εγκάρσιος οπλισμός κόμβου οροφής ισογείου του υποστυλώματος Σ2.....	110
4.2.8 Τελική διαμόρφωση των συνδετήρων καθύψος του στύλου Σ2 στο ισόγειο .....	110
<b>Κεφάλαιο 5: Πλαισιακό Κτίριο Υψηλής Πλαστιμότητας (ΠΥ1) .....</b>	<b>112</b>
5.1 Διαστασιολόγηση δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 Οροφής Ισογείου.....	112
5.1.1 Διαστασιολόγηση δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου σε κάμψη.....	112
5.1.1.1 Δεδομένα Δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 .....	112
5.1.1.2 Διαστασιολόγηση ακραίων στηρίξεων .....	112
5.1.1.3 Διαστασιολόγηση μεσαίων στηρίξεων .....	113
5.1.1.4 Διαστασιολόγηση ανοιγμάτων (1.35G + 1.50Q) .....	113
5.1.1.5 Σχολιασμός αποτελεσμάτων – Αλλαγή όπλισης .....	116
5.1.1.6 Μέγιστες επιτρεπόμενες διαμέτροι οπλισμού δοκών εντός κόμβων (EC8 – 5.6.2.2(2)) (βλέπε §4.2.1.1.6)	117
5.1.1.7 Αγκύρωση διαμήκων ράβδων.....	118
5.1.2 Διαστασιολόγηση δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου σε διάτμηση .....	120
5.1.2.1 Ικανοτικές τέμνουσες – Εισαγωγή.....	120
5.1.2.2 Ικανοτικές τέμνουσες Δοκού Δ1.....	120
5.1.2.3 Ικανοτικές τέμνουσες Δοκού Δ2.....	121
5.1.2.4 Διαδικασία όπλισης δοκών ΚΠΥ έναντι διάτμησης .....	122
5.1.2.5 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων .....	123
5.1.2.6 Ελάχιστα συνδετήρων κατά τους κανονισμούς .....	123
5.1.2.7 Υπολογισμός συνδετήρων.....	124
5.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων .....	124
5.2.1 Εισαγωγή .....	124
5.2.1.1 Δεδομένα – Υποστύλωμα Σ2 (ισόγειο) .....	124
5.2.1.2 Αρχικοί έλεγχοι επάρκειας διατομής.....	125
5.2.1.3 Πορεία διαστασιολόγησης.....	125
5.2.2 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος Σ2 στο ισόγειο έναντι $N$ , $M_x$ , $M_y$ .....	128
5.2.2.1 Εισαγωγή .....	128
5.2.2.2 Απαίτηση διαμήκους οπλισμού κεφαλής.....	128
5.2.2.3 Απαίτηση διαμήκους οπλισμού πόδα .....	128
5.2.2.4 Υπολογισμός – διάταξη διαμήκους οπλισμού.....	129
5.2.3 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου οροφής ισογείου υποστυλώματος Σ2 .....	130
5.2.3.1 Εισαγωγή .....	130
5.2.3.2 Δεδομένα – Παραδοχές .....	130
5.2.3.3 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου οροφής ισογείου στη διεύθυνση $x - x$ .....	130
5.2.3.4 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου οροφής ισογείου στη διεύθυνση $y - y$ .....	131

5.2.3.5 Ενίσχυση στύλου Σ2 στο ισόγειο .....	132
5.2.4 Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος Σ2 στο ισόγειο ως μεμονωμένου στοιχείου.....	133
5.2.5 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος Σ2 σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών .....	133
5.2.5.1 Εισαγωγή .....	133
5.2.5.2 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας για κύριο σεισμό $E_x \rightarrow (\min N)$ .....	134
5.2.5.3 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας για κύριο σεισμό $E_x \leftarrow (\max N)$ .....	134
5.2.5.4 Ικανοτική τέμνουσα για κύριο σεισμό $E_y \rightarrow (\min N)$ .....	134
5.2.5.5 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας για κύριο σεισμό $E_y \leftarrow (\max N)$ .....	135
5.2.5.6 Σχολιασμός τιμών ικανοτικών τεμνουσών.....	136
5.2.5.7 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος.....	136
5.2.5.8 Κανονιστικές διατάξεις τοποθέτησης συνδετήρων.....	136
5.2.5.9 Υπολογισμός απαιτούμενων συνδετήρων .....	137
5.2.6 Έλεγχος επάρκειας περίσφιξης στις κρίσιμες περιοχές του υποστυλώματος Σ2.....	137
5.2.6.1 Εισαγωγή .....	137
5.2.6.2 Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων στον πόδα του ισογείου.....	138
5.2.6.3 Διατιθέμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων.....	138
5.2.6.4. Ενίσχυση συνδετήρων στον πόδα του ισογείου .....	139
5.2.6.5 Έλεγχος επάρκειας περίσφιξης στο κρίσιμο ύψος κεφαλής ισογείου.....	139
5.2.7 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση του κόμβου οροφής ισογείου του στύλου Σ2.....	139
5.2.7.1 Εισαγωγή .....	139
5.2.7.2 Ικανοτική τέμνουσα στη διεύθυνση $x - x$ .....	139
5.2.7.3 Ικανοτική τέμνουσα στη διεύθυνση $y - y$ .....	140
5.2.7.4 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενης διαγωνίου του κόμβου .....	141
5.2.7.5 Απαιτούμενοι συνδετήρες κόμβου .....	142
5.2.7.6 Διάταξη απαιτούμενων συνδετήρων στο ύψος του κόμβου.....	143
5.2.7.7 Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί στύλου στο ύψος του κόμβου .....	143
5.2.7.8 Τελική διάταξη όπλισης καθ' ύψος του στύλου Σ2.....	144

**Κεφάλαιο 6: Κτίριο Μέσης Πλαστιμότητας με διπλό στατικό σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό (ΔΜ1)..... 146**

6.1 Χαρακτηρισμός στατικού συστήματος .....	146
6.2 Διαστασιολόγηση δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου σε κάμψη.....	146
6.2.1 Δεδομένα δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 .....	146
6.2.2 Διαστασιολόγηση στήριξης της δοκού Δ1 στον στύλο Σ1 .....	150
6.2.3 Διαστασιολόγηση στήριξης της δοκού Δ1 στο τοίχωμα T1.....	151
6.2.4 Διαστασιολόγηση ανοίγματος δοκού Δ1 (1.35G + 1.50Q).....	151
6.2.5 Διαστασιολόγηση στηρίξεων της δοκού Δ2 .....	151
6.2.6 Διαστασιολόγηση ανοίγματος της δοκού Δ2 (1.35G + 1.50Q).....	152
6.2.7 Διάταξη διαμήκους οπλισμού.....	152

6.2.8	Μέγιστες επιτρεπόμενες διάμετροι οπλισμού δοκού εντός κόμβων (EC8 – 5.6.2.2(2)) .....	153
6.2.9	Αγκύρωση διαμήκων ράβδων δοκού Δ1 στον γωνιακό στύλο Σ1.....	153
6.3	Διαστασιολόγηση υποστυλώματος Σ1 (Ισόγειο) .....	154
6.3.1	Εισαγωγή .....	154
6.3.1.1	Λεδομένα – Παρατηρήσεις .....	154
6.3.1.2	Αρχικοί έλεγχοι επάρκειας διατομής.....	155
6.3.1.3	Πορεία διαστασιολόγησης.....	155
6.3.2	Διαστασιολόγηση έναντι N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> .....	158
6.3.2.1	Εισαγωγή .....	158
6.3.2.2	Απαίτηση διαμήκους οπλισμού.....	158
6.3.2.3	Υπολογισμός – διάταξη διαμήκους οπλισμού .....	158
6.3.2.4	Διερεύνηση δυνατότητας μείωσης διατομής γωνιακών στύλων.....	159
6.3.3	Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος ως μεμονωμένου στοιχείου .....	160
6.3.3.1	Εισαγωγή .....	160
6.3.3.2	Υπολογισμός λυγηρότητας στύλου Σ1 στο ισόγειο .....	160
6.3.3.3	Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος για το συνδυασμό 1.35G + 1.50Q .....	160
6.3.3.4	Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος για το σεισμικό κίνδυνο .....	160
6.3.4	Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών .....	161
6.3.4.1	Εισαγωγή .....	161
6.3.4.2	Υπολογισμός ροπών αντοχής της δοκού Δ1 στη στήριξη επί του στύλου Σ1 .....	161
6.3.4.3	Υπολογισμός ροπών αντοχής στύλων στον κόμβο οροφής ισογείου .....	161
6.3.4.4	Υπολογισμός ροπών υπεραντοχής στύλου Σ1 στο ισόγειο.....	163
6.3.4.5	Υπολογισμός ικανοτικών τεμνουσών στύλου Σ1 στους ισόγειο .....	163
6.3.4.6	Σχολιασμός τιμών ικανοτικών τεμνουσών.....	163
6.3.4.7	Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος .....	164
6.3.4.8	Κανονιστικές διατάξεις τοποθέτησης συνδετήρων .....	164
6.3.4.9	Υπολογισμός απαιτούμενων συνδετήρων .....	164
6.3.5	Έλεγχος επάρκειας περίσφιξης στον πόδα του ισογείου.....	165
6.3.5.1	Εισαγωγή .....	165
6.3.5.2	Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων στον πόδα του ισογείου .....	165
6.3.5.3	Διατιθέμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες.....	165
6.3.5.4	Ενίσχυση συνδετήρων στον πόδα του ισογείου .....	166
6.3.6	Εγκάρσιος οπλισμός κόμβου οροφής ισογείου .....	166
6.3.7	Τελική διαμόρφωση των συνδετήρων καθ ύψος του στύλου Σ1 .....	166
6.4	Διαστασιολόγηση δοκών Δ1-Δ2-Δ3 οροφής ισογείου σε διάτμηση.....	168
6.4.1	Εισαγωγή – Ικανοτικές Τέμνουσες.....	168
6.4.2	Διαστασιολόγηση σε διάτμηση της Δοκού Δ1 .....	168
6.4.2.1	Ροπές υπεραντοχής άκρων .....	168

6.4.2.2	Τέμνουσες $V_{R,d}$ για ροπές υπεραντοχής άκρων.....	168
6.4.2.3	Τέμνουσα αμφιαρθρωτής δοκού για φόρτιση ( $G + 0.3Q$ ) .....	169
6.4.2.4	Ικανοτικές τέμνουσες ( $V_{Ed}$ ) .....	169
6.4.2.5	Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων .....	170
6.4.2.6	Ελάχιστα συνδετήρων κατά τους κανονισμούς .....	170
6.4.2.7	Υπολογισμός συνδετήρων.....	170
6.4.3	Διαστασιολόγηση σε διάτμηση της Δοκού Δ2 .....	171
6.4.3.1	Ροπές υπεραντοχής άκρων .....	171
6.4.3.2	Τέμνουσες $V_{R,d}$ για ροπές υπεραντοχής άκρων .....	171
6.3.3.3	Τέμνουσα αμφιαρθρωτής δοκού για φόρτιση ( $G + 0.3Q$ ) .....	172
6.4.3.4	Ικανοτικές τέμνουσες δοκού ( $V_{Ed}$ ) .....	172
6.4.3.5	Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων .....	172
6.4.3.6	Ελάχιστα συνδετήρων κατά τους κανονισμούς .....	172
6.4.3.7	Υπολογισμός συνδετήρων.....	172
6.5	Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων.....	173
6.5.1	Εισαγωγή .....	173
6.5.1.1	Δεδομένα - Τοίχωμα T1 .....	173
6.5.1.2	Αρχικοί έλεγχοι διαμόρφωσης της διατομής του τοιχώματος .....	173
6.5.1.3	Πορεία διαστασιολόγησης.....	174
6.5.2	Διαστασιολόγηση έναντι $N$ , $M_x$ , $M_y$ .....	179
6.5.2.1	Κανονιστική περιβάλλουσα καμπτικής ροπής σχεδιασμού σε όλο το ύψος του τοιχώματος .....	179
6.5.2.2	Διατάξεις διαστασιολόγησης έναντι $N$ , $M_x$ , $M_y$ .....	181
6.5.2.3	Απαιτήση διαμήκους οπλισμού άκρων στο ισόγειο .....	181
6.5.2.4	Υπολογισμός – διάταξη διαμήκους οπλισμού άκρων ισογείου.....	181
6.5.2.5	Υπολογισμός και διάταξη διαμήκους οπλισμού άκρων στον 1ο όροφο.....	182
6.5.3	Έλεγχος λυγισμού τοιχώματος ως μεμονωμένου στοιχείου.....	182
6.5.3.1	Εισαγωγή .....	182
6.5.3.2	Υπολογισμός λυγηρότητας Τοιχώματος T1 στο ισόγειο .....	183
6.5.3.3	Έλεγχος έναντι λυγισμού για τον συνδυασμό $1.35G + 1.50Q$ .....	183
6.5.3.4	Έλεγχος έναντι λυγισμού για το σεισμικό συνδυασμό .....	183
6.5.4	Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών .....	183
6.5.4.1	Κανονιστική περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού σε όλο το ύψος του τοιχώματος .....	183
6.5.4.2	Διατάξεις διαστασιολόγησης έναντι τέμνουσας.....	184
6.5.4.3	Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος .....	185
6.5.4.4	Υπολογισμός απαιτούμενων οριζόντιων οπλισμών κορμού στο ισόγειο.....	186
6.5.4.5	Υπολογισμός απαιτούμενων οριζόντιων οπλισμών κορμού στον 1 <sup>ο</sup> όροφο .....	186
6.5.4.6	Τοποθέτηση των κατακόρυφων οπλισμών κορμού.....	186
6.5.5	Υπολογισμός συνδετήρων περίσφιξης άκρων στο κρίσιμο ύψος.....	187

6.5.5.1	Εισαγωγή .....	187
6.5.5.2	Κανονιστικές διατάξεις ελάχιστων συνδετήρων περίσφιξης άκρων .....	187
6.5.5.3	Απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων.....	187
6.5.5.4	Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων περίσφιξης στα άκρα του τοιχώματος..	188
6.5.5.5	Διατιθέμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες άκρων.....	189
6.5.6	Τελική διαμόρφωση διατομής στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος .....	189

## **Κεφάλαιο 7: Κτίριο Υψηλής Πλαστιμότητας με διπλό στατικό σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό (ΔΥ2)..... 191**

7.1	Εισαγωγή.....	191
7.1.1	Χαρακτηρισμός στατικού συστήματος.....	191
7.1.2	Παρατηρήσεις .....	191
7.2	Διαστασιολόγηση δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου σε κάμψη.....	191
7.2.1	Δεδομένα δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 .....	191
7.2.2	Διαστασιολόγηση στήριξης της Δ1 στο στύλο Σ1 (βλέπε §6.2.2) .....	192
7.2.3	Διαστασιολόγηση στήριξης της Δ1 στο τοίχωμα T1 (βλέπε §6.2.3).....	192
7.2.4	Διαστασιολόγηση ανοίγματος δοκού Δ1 (βλέπε §6.2.4) .....	192
7.2.5	Διαστασιολόγηση στηρίξεων της δοκού Δ2 (βλέπε §6.2.5).....	193
7.2.6	Διαστασιολόγηση ανοίγματος της δοκού Δ2 (βλέπε §6.2.6).....	193
7.2.7	Διάταξη διαμήκους οπλισμού.....	193
7.2.8	Μέγιστες επιτρεπόμενες διάμετροι οπλισμού δοκού εντός κόμβων (EC8 – 5.6.2.2(2)).....	194
7.2.9	Αγκύρωση διαμήκων ράβδων.....	195
7.3	Διαστασιολόγηση υποστυλώματος Σ1 (Ισόγειο).....	195
7.3.1	Εισαγωγή .....	195
7.3.1.1	Δεδομένα – Παρατηρήσεις .....	195
7.3.1.2	Αρχικοί έλεγχοι επάρκειας διατομής.....	195
7.3.1.3	Πορεία διαστασιολόγησης.....	195
7.3.2	Διαστασιολόγηση έναντι N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> .....	196
7.3.2.1	Εισαγωγή .....	196
7.3.2.2	Απαίτηση διαμήκους οπλισμού.....	196
7.3.2.3	Υπολογισμός – διάταξη διαμήκους οπλισμού .....	196
7.3.2.4	Διερεύνηση δυνατότητας μείωσης διατομής γωνιακών στύλων.....	196
7.3.3	Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος ως μεμονωμένου στοιχείου .....	197
7.3.4	Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών .....	197
7.3.4.1	Εισαγωγή .....	197
7.3.4.2	Υπολογισμός ροπών αντοχής της δοκού Δ1 στη στήριξη επί του στύλου Σ1 .....	197
7.3.4.3	Υπολογισμός ροπών αντοχής στύλων στον κόμβο οροφής ισογείου .....	197
7.3.4.4	Υπολογισμός ροπών υπεραντοχής στύλου Σ1 στο ισόγειο .....	198
7.3.4.5	Υπολογισμός ικανοτικών τεμνουσών .....	198

7.3.4.6	Σχολιασμός τιμών ικανοτικών τεμνουσών.....	199
7.3.4.7	Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος.....	199
7.3.4.8	Κανονιστικές διατάξεις τοποθέτησης συνδετήρων.....	199
7.3.4.9	Υπολογισμός απαιτούμενων συνδετήρων.....	200
7.3.5	Έλεγχος επάρκειας περίσφιξης στις κρίσιμες περιοχές του υποστυλώματος.....	200
7.3.5.1	Εισαγωγή.....	200
7.3.5.2	Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων στον πόδα του ισογείου.....	200
7.3.5.3	Διατιθέμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό στον πόδα του ισογείου.....	201
7.3.5.4	Έλεγχος επάρκειας περίσφιξης στην κρίσιμη περιοχή κεφαλής του ισογείου.....	201
7.3.6	Διαστασιολόγηση σε διάτμηση του κόμβου οροφής ισογείου του στύλου Σ1.....	201
7.3.6.1	Εισαγωγή.....	201
7.3.6.2	Ικανοτική τέμνουσα.....	202
7.3.6.3	Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενης διαγωνίου του κόμβου.....	203
7.3.6.4	Απαιτούμενοι συνδετήρες κόμβου.....	203
7.3.6.5	Έλεγχος επάρκειας των υφιστάμενων συνδετήρων.....	204
7.3.6.6	Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί.....	204
7.3.6.7	Τελική διάταξη όπλισης καθύψος του στύλου Σ1.....	204
7.4	Διαστασιολόγηση Δοκών Δ1–Δ2–Δ3 Οροφής Ισογείου σε Διάτμηση.....	206
7.4.1	Εισαγωγή – Ικανοτικές Τέμνουσες.....	206
7.4.2	Διαστασιολόγηση σε διάτμηση της Δοκού Δ1.....	206
7.4.2.1	Ροπές υπεραντοχής άκρων.....	206
7.4.2.2	Τέμνουσες $V_{R,d}$ για ροπές υπεραντοχής άκρων.....	207
7.4.2.3	Τέμνουσα αμφιαρθρωτής δοκού για φόρτιση ( $G + 0.3Q$ ).....	207
7.4.2.4	Ικανοτικές τέμνουσες ( $V_{Ed}$ ).....	207
7.4.2.5	Διαδικασία όπλισης δοκών ΚΠΥ έναντι διάτμησης.....	208
7.4.2.6	Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων.....	208
7.4.2.7	Ελάχιστα συνδετήρων κατά τους κανονισμούς.....	208
7.4.2.8	Υπολογισμός συνδετήρων.....	209
7.4.3	Διαστασιολόγηση σε διάτμηση της Δοκού Δ2.....	209
7.4.3.1	Ροπές υπεραντοχής άκρων.....	209
7.4.3.2	Τέμνουσες $V_{R,d}$ για ροπές υπεραντοχής άκρων (Σχήμα 7.6).....	209
7.4.3.3	Τέμνουσα αμφιαρθρωτής δοκού για φόρτιση ( $G + 0.3Q$ ).....	210
7.4.3.4	Ικανοτικές τέμνουσες δοκού ( $V_{Ed}$ ) (Σχήμα 48).....	210
7.4.3.5	Έλεγχος χαρακτηρισμού της Δοκού Δ2 ως δοκού σύζευξης των T1-T2.....	210
7.4.3.6	Διαδικασία διαστασιολόγησης της δοκού Δ2 έναντι διάτμησης.....	211
7.4.3.7	Ελάχιστα συνδετήρων κατά τους κανονισμούς.....	211
7.4.3.8	Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων.....	211
7.4.3.9	Υπολογισμός συνδετήρων στην περιοχή των δισδιαγωνίων ράβδων.....	212

7.4.3.10	Υπολογισμός δισδιαγώνιων ράβδων.....	212
7.4.3.11	Υπολογισμός συνδετήρων εκτός της περιοχής των δισδιαγώνιων ράβδων .....	212
7.4.3.12	Τελική διάταξη συνδετήρων .....	212
7.4.4	Παράδειγμα διαστασιολόγησης της Δοκού Δ2 ως δοκού σύζευξης.....	213
7.4.4.1	Έλεγχος των συνθηκών για την υποθετική Δοκό Δ2 μήκους 1.50m .....	213
7.4.4.2	Υπολογισμός των δισδιαγώνιων ράβδων .....	213
7.4.4.3	Διατάξεις όπλισης δοκών σύζευξης .....	213
7.4.4.4	Διάταξη οπλισμών της υποθετικής δοκού σύζευξης Δ2.....	214
7.5	Διαστασιολόγηση Τοιχώματος T1 στο Ισόγειο.....	216
7.5.1	Εισαγωγή .....	216
7.5.1.1	Δεδομένα – Τοίχωμα T1 .....	216
7.5.1.2	Αρχικοί έλεγχοι διαμόρφωσης της διατομής του τοιχώματος .....	216
7.5.1.3	Πορεία διαστασιολόγησης.....	216
7.5.2	Διαστασιολόγηση έναντι $N$ , $M_x$ , $M_y$ .....	216
7.5.2.1	Κανονιστική περιβάλλουσα καμπτικής ροπής σχεδιασμού σε όλο το ύψος του τοιχώματος .....	216
7.5.2.2	Διατάξεις διαστασιολόγησης έναντι $N$ , $M_x$ , $M_y$ .....	216
7.5.2.3	Απαίτηση διαμήκους οπλισμού άκρων στο ισόγειο .....	216
7.5.2.4	Υπολογισμός – διάταξη διαμήκους οπλισμού άκρων ισογείου .....	216
7.5.2.5	Υπολογισμός και διάταξη διαμήκους οπλισμού άκρων στον 1ο όροφο.....	217
7.5.3	Έλεγχος λυγισμού τοιχώματος ως μεμονωμένου στοιχείου.....	217
7.5.4	Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών.....	217
7.5.4.1	Κανονιστική περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού σε όλο το ύψος του τοιχώματος .....	217
7.5.4.2	Διατάξεις διαστασιολόγησης τοιχωμάτων ΚΠΥ έναντι τέμνουσας.....	220
7.5.4.3	Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος .....	221
7.6	Αναδιαστασιολόγηση του Τοιχώματος T1 με Αύξηση Πάχους στο Κρίσιμο Ύψος.....	222
7.6.1	Απαιτούμενο πάχος στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος .....	222
7.6.2	Αναδιαστασιολόγηση του Τοιχώματος έναντι $N$ , $M_x$ , $M_y$ .....	222
7.6.3	Έλεγχος λυγισμού τοιχώματος ως μεμονωμένου στοιχείου.....	223
7.6.4	Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών .....	223
7.6.4.1	Κανονιστική περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού σε όλο το ύψος του τοιχώματος .....	223
7.6.4.2	Διατάξεις διαστασιολόγησης έναντι τέμνουσας .....	224
7.6.4.3	Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος .....	224
7.6.4.4	Υπολογισμός απαιτούμενων οπλισμών κορμού .....	224
7.6.4.5	Διαστασιολόγηση έναντι ολίσθησης του αρμού διακοπής εργασίας στον πόδα του ισογείου .....	225
7.6.5	Υπολογισμός συνδετήρων περίσφιξης άκρων στο κρίσιμο ύψος.....	227
7.6.5.1	Εισαγωγή .....	227
7.6.5.2	Κανονιστικές διατάξεις ελάχιστων συνδετήρων περίσφιξης άκρων .....	227
7.6.5.3	Απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων.....	227

7.6.5.4	Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων περίσφιξης στα άκρα του τοιχώματος..	228
7.6.5.5	Διατιθέμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες άκρων.....	229
7.6.6	Διαμόρφωση διατομής στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος με $b_w = 350\text{mm}$ .....	229
7.7	Αναδιαστασιολόγηση του Τοιχώματος T1 στο ισόγειο με σκυρόδεμα C30/37 .....	231
7.7.1	Εισαγωγή.....	231
7.7.1.1	Επιλογή υψηλότερης κατηγορίας σκυροδέματος.....	231
7.7.1.2	Αρχικοί έλεγχοι διαμόρφωσης της διατομής του τοιχώματος .....	231
7.7.2	Διαστασιολόγηση έναντι $N, M_x, M_y$ .....	231
7.7.2.1	Κανονιστική περιβάλλουσα καμπτικής ροπής σχεδιασμού σε όλο το ύψος του τοιχώματος .....	231
7.7.2.2	Διατάξεις διαστασιολόγησης έναντι $N, M_x, M_y$ .....	231
7.7.2.3	Απαίτηση διαμήκους οπλισμού άκρων στο ισόγειο .....	231
7.7.2.4	Υπολογισμός – Διάταξη διαμήκους οπλισμού άκρων ισογείου .....	232
7.7.3	Έλεγχος λυγισμού τοιχώματος ως μεμονωμένου στοιχείου.....	232
7.7.4	Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών .....	232
7.7.4.1	Κανονιστική περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού σε όλο το ύψος του τοιχώματος .....	232
7.7.4.2	Διατάξεις διαστασιολόγησης έναντι τέμνουσας.....	233
7.7.4.3	Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος .....	233
7.7.4.4	Υπολογισμός απαιτούμενων οπλισμών κορμού .....	234
7.7.4.5	Διαστασιολόγηση έναντι ολίσθησης του αρμού διακοπής εργασίας στον πόδα του ισογείου .....	235
7.7.5	Υπολογισμός συνδετήρων περίσφιξης άκρων στο κρίσιμο ύψος .....	236
7.7.5.1	Εισαγωγή .....	236
7.7.5.2	Κανονιστικές διατάξεις ελάχιστων συνδετήρων περίσφιξης άκρων .....	236
7.7.5.3	Απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων.....	236
7.7.5.4	Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων περίσφιξης στα άκρα του τοιχώματος..	237
7.7.5.5	Διατιθέμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες άκρων.....	237
7.7.6	Διαμόρφωση διατομής στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος με σκυρόδεμα C30/37 .....	238
<b>Κεφάλαιο 8: Επίμετρο .....</b>		<b>239</b>
<b>Παράρτημα Α: Νομογραφήματα διαστασιολόγησης.....</b>		<b>242</b>



## Πρόλογος

Το σύγγραμμα αυτό αφορά τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα με τη χρήση του νέου νομικού πλαισίου των Ευρωκωδίκων 8 και 2, το οποίο επίκειται να αντικαταστήσει τους ισχύοντες ελληνικούς κανονισμούς, ειδικότερα τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ) και τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΟΣ), αντίστοιχα, που είχαν θεσπισθεί το 2000. Πρόκειται για ένα σύγγραμμα σχετικό με ένα αντικείμενο ιδιαίτερης σημασίας καθώς η αντισεισμική μηχανική αποτελεί ένα από τα αντικείμενα γνώσεων κορμού των ελληνικών Πολυτεχνείων εξαιτίας της σημαντικής σεισμικότητας που χαρακτηρίζει την χώρα μας. Το βιβλίο αυτό, επιδιώκει να εξοικειώσει τους φοιτητές αλλά και κάθε σχετικό αναγνώστη με τις έννοιες του αντισεισμικού σχεδιασμού κατασκευών από σκυρόδεμα με έμφαση στα πολύώροφα κτίρια τα οποία αποτελούν και την πλειονότητα του δομικού ιστού.

Σημαντικό στοιχείο που αφορά τη θεματολογία του προτεινόμενου συγγράμματος είναι τα πολύ αναλυτικά αριθμητικά παραδείγματα εφαρμογής που περιλαμβάνει καθώς και ο εκτενής σχολιασμός σε κάθε βήμα της διαστασιολόγησης των κατασκευών. Στο σημείο αυτό, οι συγγραφείς επιθυμούν να ευχαριστήσουν την Επικ. Καθηγήτρια κ. Γεωργία Θερμού για την προετοιμασία σχεδίων κατασκευαστικών λεπτομερειών, την συνεργάτιδα του Εργαστηρίου Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Τοιχοποιίας του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ. κ. Σοφία Κωνσταντινίδου και την κ. Κλεονίκη Κυρκοπούλου για την πολύπλευρη υποστήριξη του συγγραφικού εγχειρήματος καθώς και τον κ. Στυλιανό Ξηρό για την παροχή τεχνικών συμβουλών όπου χρειάστηκε.

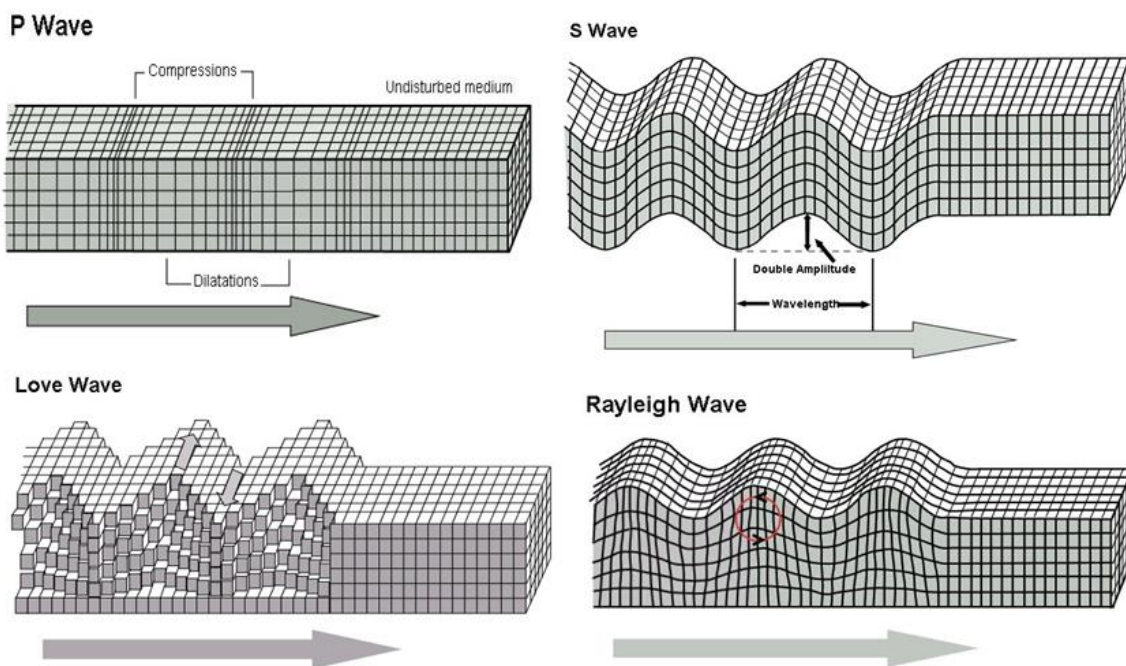
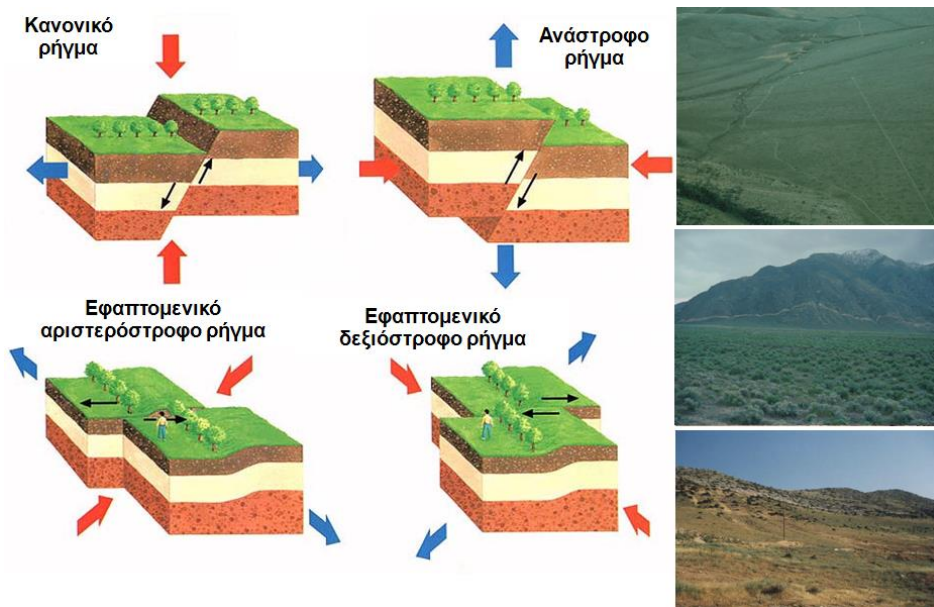
# Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή στον Ευρωκώδικα 8

## 1.1 Εισαγωγή: Σεισμικότητα και γένεση των σεισμών

Οι σεισμοί γεννώνται εξαιτίας της απότομη διάρρηξης του στερεού φλοιού της γης όπου και όταν οι συσσωρευμένες τάσεις των γεωλογικών στρωμάτων υπερβούν την αντίστοιχη αντοχή δημιουργώντας σεισμικά ρήγματα. Τα ρήγματα αυτά διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες (Σχήμα 1.1): (α) κανονικά ρήγματα όπου το τέμαχος της ανώτερης πλευράς της διάρρηξης ολισθαίνει προς τα κάτω, (β) ανάστροφα ρήγματα όπου τα υποκείμενα πετρώματα συμπιέζονται και στις δύο πλευρές του ρήγματος και (3) ρήγματα οριζόντιας μετατόπισης (εφαπτομενικά) στα οποία η διάρρηξη εκτείνεται κατακόρυφα μέσα στο πέτρωμα και τα τεμάχια εκατέρωθεν του ρήγματος κινούνται οριζόντια είτε αριστερόστροφα είτε δεξιόστροφα. Από τη διάρρηξη των σεισμικών κυμάτων εκλύεται σεισμική ενέργεια η οποία διαδίδεται υπό μορφή κυμάτων. Τα πρωτεύοντα (primary) κύματα P είναι διαμήκη κύματα που ταξιδεύουν με τη μεγαλύτερη ταχύτητα (έως και 6km/sec εντός του βραχώδους υποβάθρου) και γι αυτό είναι τα πρώτα που γίνονται αντιληπτά ή καταγράφονται ενόργανα (Σχήμα 1.2). Συνήθως κατά την τελική άφιξη στην επιφάνεια διαδίδονται κατά την κατακόρυφη διεύθυνση γι αυτό και γίνονται αντιληπτά ως κίνηση πάνω-κάτω. Τα επόμενα κύματα που αφικνούνται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους είναι τα δευτερεύοντα, γνωστά και ως κύματα S (secondary). Η ιδιαιτερότητα των κυμάτων αυτών έγκειται στο γεγονός ότι δε διαδίδονται μέσα στο νερό ή σε υγρά σώματα (π.χ. στον εξωτερικό πυρήνα της Γης) ενώ ταξιδεύουν με σχετικά μικρότερη ταχύτητα. Από την άλλη, φέρουν μεγαλύτερη ποσότητα ενέργειας και ως εκ τούτου είναι πιο ισχυρά και καταστρεπτικά από τα κύματα P. Για τον λόγο αυτόν, τα κύματα S χρησιμοποιούνται προκειμένου να αποτιμηθεί το μέγεθος ενός σεισμού. Τα δύο παραπάνω κύματα διέπονται από όλες τις αρχές διάδοσης των κυμάτων (ανάκλαση, διάθλαση, αρχή του Fermat και του Huygens).

Κατά την άφιξη των ανωτέρω σεισμικών κυμάτων στην επιφάνεια του εδάφους, δημιουργούνται δύο ακόμα τύποι (επιφανειακών) σεισμικών κυμάτων που χρονικά έπονται των άλλων δύο, εν προκειμένω, τα κύματα Love, τα οποία ονομάστηκαν από τον επιστήμονα που τα τεκμηρίωσε θεωρητικά και όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.1 προκαλούν την ταλάντωση των σημείων του εδαφικού μέσου με έναν περισσότερο σύνθετο (γραμμικώς πολωμένο) τρόπο, καθώς και τα κύματα Rayleigh, επίσης ονομασθέντα από το όνομα του Strutt Rayleigh που τα ανακάλυψε, τα οποία προκαλούν την ταυτόχρονη ταλάντωση των σημείων του εδάφους σε ελλειπτικές τροχιές περί κατακόρυφων και παράλληλων προς τη διεύθυνση διάδοσης άξονες. Τα δύο τελευταία κύματα κινούνται πιο αργά από τα πρώτα (P και S) αλλά, ιδιαίτερα τα κύματα Love, είναι πιο καταστρεπτικά.

Τα σεισμικά κύματα, παρότι δεν αποτελούν ρητώς μέρος της διαδικασίας σχεδιασμού των έργων πολιτικού μηχανικού, εντούτοις ουσιαστικά επηρεάζουν εμμέσως την απόκριση των κατασκευών καθώς φέρουν τη σεισμική ενέργεια την οποία προσπαθούν με γενικό τρόπο οι αντισεισμικοί κανονισμοί διεθνώς να εκφράσουν με όρους φασματικής επιτάχυνσης και τελικά, σεισμικών δράσεων (δυνάμεων) σχεδιασμού. Κατά συνέπεια, η τελική απλοποιημένη εικόνα που αποτυπώνεται στα φάσματα σχεδιασμού με τα οποία ο μελετητής διαστασιολογεί το έργο ώστε να φέρει «ασφαλώς» τα σεισμικά φορτία ή καλύτερα να αποκρίνεται στο επιθυμητό επίπεδο επιτελεσματικότητας το οποίο είναι σε κάθε χώρα νομικώς και οικονομικώς αποδεκτό, αποτελεί αποτέλεσμα πολυετούς μελέτης αλληλένδετων ζητημάτων τεχνικής σεισμολογίας, στατιστικής, εδαφομηχανικής και αντισεισμικής μηχανικής, ενώ παράλληλα αντανακλά και την αντίστοιχη οικονομική και επιστημονική πρόοδο. Ένα μέρος του μεγάλου αυτού ζητήματος το οποίο αφορά στις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού όπως αυτές προδιαγράφονται στους σύγχρονους κανονισμούς θα παρουσιαστεί διεξοδικά στις επόμενες ενότητες.



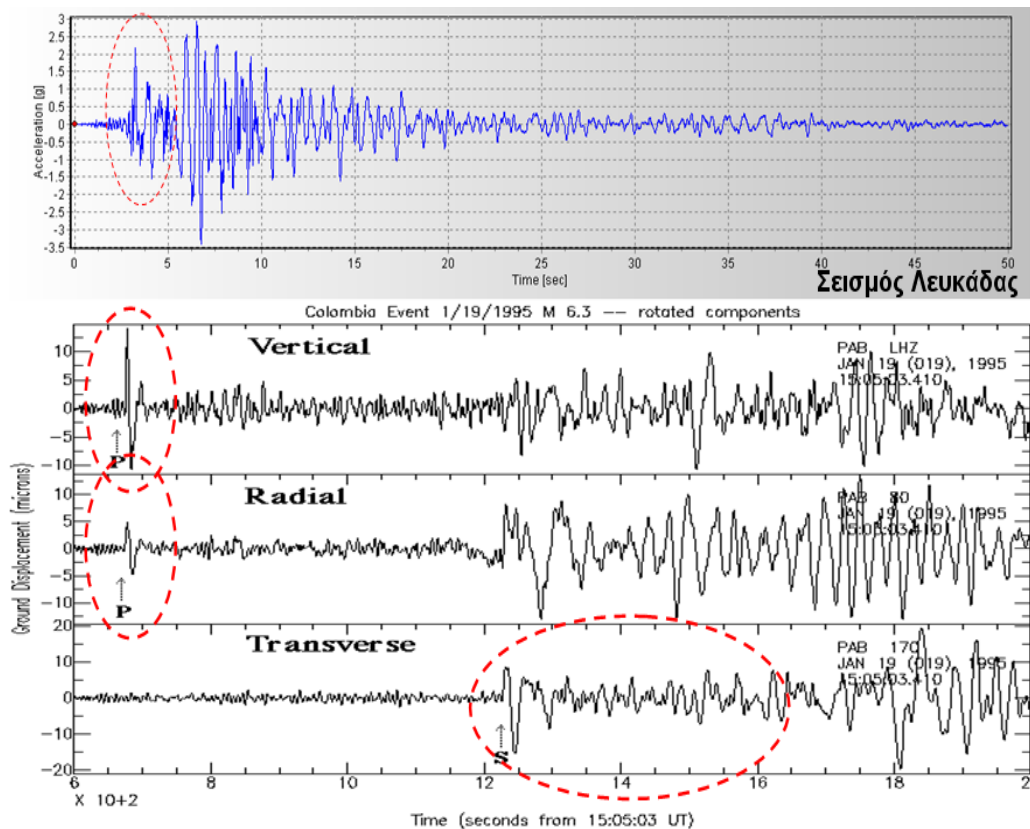
Σχήμα 1.1: Κατηγορίες σεισμικών ρηγμάτων (άνω) και σεισμικών κυμάτων (κάτω).

## 1.2 Ενόργανες καταγραφές σεισμικής κίνησης

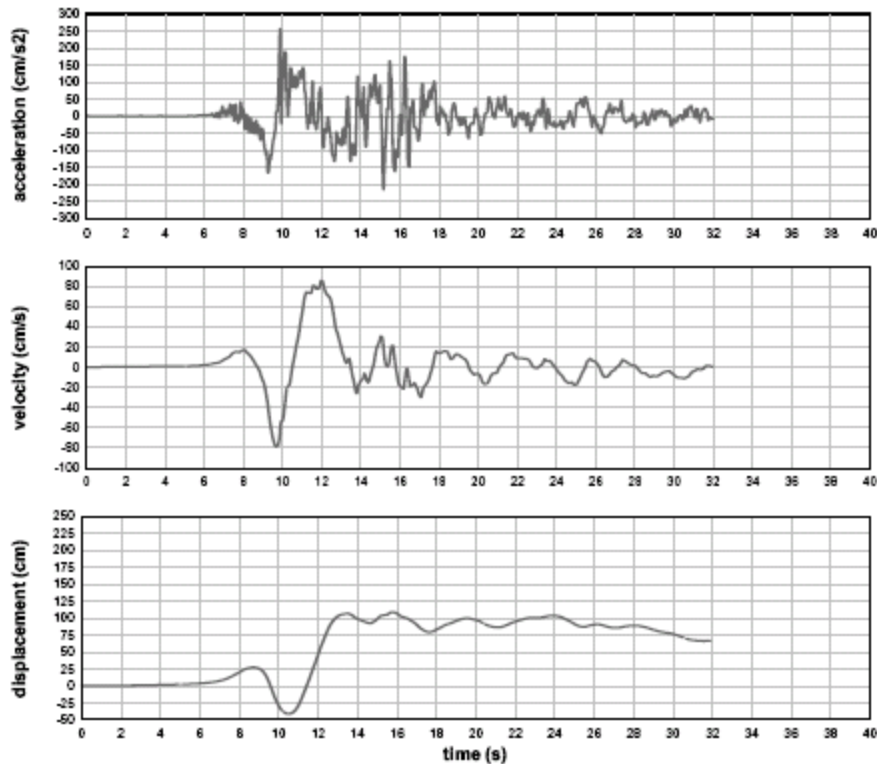
Τα όργανα καταγραφής των σεισμικών δονήσεων είναι τα σειμοσκόπια, οι σειμογράφοι, τα σεισμόμετρα και τα τελευταία χρόνια οι επιταχυνσιογράφοι. Η ενόργανη καταγραφή ονομάζεται σειμογράφημα ή σειμόγραμμα ή επιταχυνσιογράφημα αντίστοιχα. Στον ελληνικό χώρο υπάρχουν μόνιμα εγκατεστημένοι σειμογράφοι και επιταχυνσιογράφοι ενώ υπάρχει και η δυνατότητα εγκατάστασης φορητών δικτύων οργάνων καταγραφής σε περιοχές με αυξημένη σεισμική δραστηριότητα. Οι ενόργανες καταγραφές των σεισμών στην Ελλάδα ξεκινούν στην αρχή του αιώνα (1911) με την εγκατάσταση του πρώτου σειμομέτρου στην Αθήνα. Τα προγενέστερα του 1911 στοιχεία που αφορούν τη σεισμική δραστηριότητα βασίζονται σε περιγραφές κυρίως μακροσεισμικών αποτελεσμάτων καθώς και στην μελέτη ιστορικών σεισμών με βάση τις ιστορικές πηγές.

Τα επιταχυνσιογραφήματα, τα οποία περιγράφουν την μεταβολή της εδαφικής επιτάχυνσης με το χρόνο εξαιτίας της σεισμικής διέγερσης συν τω χρόνο και αξιοποιούνται συχνά για την δυναμική διέγερση των προσομοιωμάτων των κατασκευών απευθείας στο πεδίο του χρόνου, αποτελούν πραγματικές καταγραφές παρελθόντων σεισμικών συμβάντων. Για μεγάλο διάστημα τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά καταγράφονταν από αναλογικά συστήματα καταγραφών τα οποία όμως χαρακτηρίζονταν από αρκετά μειονεκτήματα. Πλέον, περίπου πενήντα χρόνια από την πρώτη καταγραφή αναλογικού σεισμικού σήματος, χρησιμοποιούνται οι αντίστοιχοι ψηφιακοί επιταχυνσιογράφοι, οι οποίοι παρέχουν μεγαλύτερη πιστότητα στην καταγραφή των σεισμικών κυμάτων. Παράλληλα, με την αυτόματη ψηφιοποίηση του σήματος, είναι ευκολότερη κάθε είδους περαιτέρω επεξεργασία, χωρίς ασφαλώς αυτό να σημαίνει ότι παλαιότερες (αναλογικές) καταγραφές δεν δύνανται να αξιοποιηθούν κατόπιν κατάλληλης επεξεργασίας Boore και Bommer (2005). Η κυριότερη πάντως αξία των πραγματικών καταγραφών (επιταχυνσιογραφημάτων) είναι ότι παρέχουν πληθώρα πληροφοριών που αφορούν στο πλάτος της διέγερσης, το συχνοτικό περιεχόμενο, το ενεργειακό περιεχόμενο, τη διάρκεια του κραδασμού και τα χαρακτηριστικά της φάσης του σήματος, στοιχεία που εμμέσως παρέχουν πολύτιμη πηγή πληροφοριών για το υποκείμενο έδαφος, το εγγύς αλλά και το μακρινό πεδίο (Σχήμα 1.2-1.3).

Από την άλλη, ο βασικότερος ίσως περιορισμός που άπτεται της χρήσης των πραγματικών καταγραφών είναι η δυσκολία εύρεσης πραγματικών επιταχυνσιογραφημάτων που να πληρούν κάθε φορά τις απαιτήσεις του έργου που μελετάται, αναφορικά με το αναμενόμενο μέγεθος του σεισμού, την απόσταση της κατασκευής από τη σεισμική πηγή και το πραγματικό έδαφος στη θέση μελέτης.



**Σχήμα 1.2:** Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης πραγματικής σεισμικής διέγερσης όπου είναι ορατή η πρώτη άφιξη των πρωτευόντων κυμάτων (P). Σεισμός Λευκάδας (14/8/2003,  $M_s=6.2$ ).



**Σχήμα 1.3:** Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης της συνιστώσας A-D της καταγραφής στη θέση Yarimca (YPT) κατά το σεισμό μεγέθους 7.2 της 17<sup>ης</sup> Αυγούστου 1999 στην περιοχή Kocaeli της Τουρκίας (Durakal, 2002).

Το προαναφερθέν πρόβλημα αποτέλεσε ισχυρό κίνητρο για την ανάπτυξη και τη χρησιμοποίηση μεθόδων δημιουργίας συνθετικών (ή αλλιώς «τεχνητών») επιταχυνσιογραφημάτων (artificial accelerograms), έτσι ώστε αυτά να απηχούν τα επιθυμητά χαρακτηριστικά του σεισμικού σεναρίου – στόχου σε περιπτώσεις όπου η εύρεση διαθέσιμων καταγραφών είναι δυσχερής. Τα συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα δημιουργούνται με τη χρήση κατάλληλων αλγορίθμων σύνθεσης με βάση είτε πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα (conditional simulation) είτε επιδιώκοντας απευθείας σύγκλιση με το εκάστοτε επιδιωκόμενο φάσμα-«στόχο» (SIMQKE, Gasparini και Vanmarcke, 1976). Εναλλακτικές μέθοδοι είναι η προσομοίωση της τμηματικής διαδικασίας με τη μέθοδο της φασματικής αντιπροσώπευσης (spectral representation method, Shinozuka, 1972), η συνεκτίμηση διαφορετικών σε κάθε θέση εδαφικών συνθηκών (Deodatis, 1996), η χρήση φασμάτων συχνότητας - κυματάριθμου (F-K, Shinozuka, 1987), τεχνικές με βάση το εξελικτικό φάσμα (Loh & Lee, 1990 και Zerva, 1992) καθώς και η χρήση των κυματιδίων (wavelets) από τους Mukherjee et al. (2002). Πιο πρόσφατα έχει προταθεί μια συνολικότερη μεθοδολογία δημιουργίας συνθετικών σεισμικών κινήσεων συνεκτιμώντας τόσο τις τοπικές εδαφικές συνθήκες όσο και την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (Σέξτος, 2001).

### 1.3 Σεισμική επικινδυνότητα, τρωτότητα και σεισμική διακινδύνευση

Για την καλύτερη κατανόηση του τρόπου με τον οποίον διασυνδέεται η μελέτη της σεισμικής διέγερσης και της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών ακολουθεί παρακάτω μια σύντομη μνεία βασικών εννοιών που αφορούν τη σεισμική επικινδυνότητα, την τρωτότητα των κατασκευών και τελικά τη συνολική σεισμική διακινδύνευση.

#### 1.3.1 Σεισμική Επικινδυνότητα (Seismic Hazard)

Είναι η μέγιστη αναμενόμενη τιμή μιας σεισμικής παραμέτρου για δεδομένη περίοδο επανάληψης ή για συγκεκριμένη πιθανότητα μη υπέρβασης και συγκεκριμένο χρονικό διάστημα. Τα αποτελέσματα των μελετών σεισμικής επικινδυνότητας δίνονται με τη μορφή χαρτών ή καμπυλών που παρέχουν την κατανομή του

μέτρου εδαφικής κίνησης που επιλέχθηκε και την πιθανότητα να υπερβληθεί ή να μην υπερβληθεί αυτό σε ορισμένο χρονικό διάστημα. Συνήθως γίνεται εκτίμηση της κατανομής της πιθανότητας του 10% υπέρβασης (ή 90% μη υπέρβασης) μιας ορισμένης τιμής της εδαφικής κίνησης για το χρονικό διάστημα των 50 ετών ή ισοδύναμα, για μέση περίοδο επανάληψης 475 έτη.

### 1.3.2 Τρωτότητα (Vulnerability)

Η πιθανότητα μια κατασκευή να υποστεί ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης υπό ένα δεδομένο επίπεδο σεισμικών δυνάμεων. Εναλλακτικά, με γενικότερο τρόπο, ορίζεται ως ο βαθμός απωλειών από δεδομένο σεισμό, σε συγκεκριμένα στοιχεία της σεισμικής διακινδύνευσης ή στο σύνολο τέτοιων στοιχείων.

### 1.3.3 Σεισμική Διακινδύνευση (Seismic Risk)

Το επίπεδο απώλειας ή βλάβης που σχετίζεται με μια ομάδα κατασκευών οι οποίες είναι εκτεθειμένες σε συγκεκριμένο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας δοθείσας της τρωτότητάς τους. Επίσης, ορίζονται ως «στοιχεία της σεισμικής διακινδύνευσης» (elements at seismic risk) ο πληθυσμός, τα κτίρια και τα τεχνικά έργα γενικά, οι οικονομικές δραστηριότητες, καθώς και οι δημόσιες και κοινωφελείς υπηρεσίες, που σε μια συγκεκριμένη περιοχή εκτίθενται στη σεισμική διακινδύνευση. Ο υπολογισμός της διακινδύνευσης προκύπτει από την συνέλιξη της σεισμικής επικινδυνότητας και του παράγοντα τρωτότητας (Sandi 1982), είναι δηλαδή:

$$SR = V * SH$$

Ως εκ τούτου, σημαντική σεισμική επικινδυνότητα οδηγεί σε άλλο επίπεδο σεισμικής διακινδύνευσης στην Καλιφόρνια σε σχέση με μια χώρα της Ασίας για παράδειγμα, καθώς στην πρώτη περίπτωση το υψηλότερο εν γένει βιοτικό, ερευνητικό και κατασκευαστικό επίπεδο έχει μειώσει σε σημαντικό βαθμό την τρωτότητα των κατασκευών. Συχνά, στην έννοια της διακινδύνευσης συμπεριλαμβάνεται και η έννοια του χρόνου έκθεσης στον σεισμικό κίνδυνο ή της σημασίας του εκτιθέμενου στοιχείου.

## 1.4 Κανονιστικό πλαίσιο σχεδιασμού

Οι Ευρωκώδικες απαρτίζονται από 10 κύρια Ευρωπαϊκά Πρότυπα, συμπεριλαμβάνουν όλους τους τρόπους δόμησης (σκυρόδεμα, χάλυβα κλπ) και υποδιαιρούνται σε μέρη λαμβάνοντας υπόψη και τη συμπεριφορά των κατασκευών στο σεισμό ή/και την πυρκαγιά. Παράλληλα, για κάθε μέρος Ευρωκώδικα, εκδίδεται από κάθε χώρα το «Εθνικό Προσάρτημα». Το Προσάρτημα αυτό περιέχει «Εθνικά Καθορισμένες Παραμέτρους» οι οποίες προκύπτουν και εκφράζουν τις ειδικές γεωγραφικές, γεωλογικές ή κλιματικές συνθήκες, καθώς και τα συγκεκριμένα επίπεδα προστασίας που ισχύουν στην επικράτεια του κάθε κράτους.

- Ευρωκώδικας 0 (EN1990): «Eurocode - Basis of structural design» «Ευρωκώδικας - Βάσεις σχεδιασμού δομημάτων»
- Ευρωκώδικας 1 (EN1991): «Basis of design and actions on structures», «Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές»
- Ευρωκώδικας 2 (EN1992): «Design of concrete structures» - «Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα»
- Ευρωκώδικας 3 (EN1993): «Design of steel structures» - «Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών»
- Ευρωκώδικας 4 (EN1994): «Design of composite steel and concrete structures» - «Σχεδιασμός συμμείκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα»
- Ευρωκώδικας 5 (EN1995): «Design of timber structures» - «Σχεδιασμός ξύλινων κατασκευών»
- Ευρωκώδικας 6 (EN1996): «Design of masonry structures» - «Κατασκευές από τοιχοποιία»
- Ευρωκώδικας 7 (EN1997): «Geotechnical design» - «Γεωτεχνικός σχεδιασμός»

- Ευρωκώδικας 8 (EN1998): «Design of structures for earthquake resistance» - «Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών»
- Ευρωκώδικας 9 (EN1999): «Design of aluminium structures» - «Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο»

Ο Ευρωκώδικας 8 (Αντισεισμικός Σχεδιασμός) αποτελεί μέρος του συνόλου των Ευρωκωδίκων και αποτελείται από 6 διακριτά μέρη (Πίνακας 1.1). Το Μέρος 1 του Ευρωκώδικα 8 ειδικότερα, παρέχει τις γενικές απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς και τους κανόνες καθορισμού της σεισμικής δράσης για το σχεδιασμό κάθε τεχνικού έργου. Κυρίως όμως δίνει κριτήρια συμμόρφωσης και ειδικούς κανόνες για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, χάλυβα, σύμμικτα, ξύλο ή φέρουσα τοιχοποιία και κτίρια με σεισμική μόνωση (Φαρδής, 2007). Σημειώνεται ότι αν και οι περισσότερες διατάξεις αφορούν το σύνολο των κρατών όπου ο Ευρωκώδικας 8 αποτελεί τον κανονισμό αντισεισμικού σχεδιασμού, όπως ισχύει για όλα τα κείμενα των Ευρωκωδίκων υπάρχουν η δυνατότητα παραμετροποίησής τους σε κάποιο βαθμό μέσα από τον καθορισμό των «εθνικώς προσδιοριζόμενων παραμέτρων» των οποίων η τιμή καθορίζεται σε ξεχωριστά σε κάθε χώρα. Οι ανωτέρω παράμετροι, οι οποίες διαφέρουν ανάμεσα στους Ευρωκώδικες διαφορετικών χωρών, π.χ συντελεστές ασφαλείας, περίοδος επανάληψης ή πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια της σεισμικής δράσης σχεδιασμού, κ.λ.π.), κατηγορίες πλαστιμότητας ή επιτελεστικότητας (Φαρδής, 2007) που αφορούν τη χώρα μας περιγράφονται παρακάτω. Σε κάθε περίπτωση πάντως σε όλα τα κείμενα των Ευρωκωδίκων παρέχονται υπό μορφή σημειώσεων οι συνιστώμενες τιμές.

*Πίνακας 1.1: Τίτλοι ισχυόντων Τμημάτων του Ευρωκώδικα 8 και Εθνικά Προσαρτήματα*

Τίτλοι ισχυόντων Τμημάτων του Ευρωκώδικα	Εθνικά Προσαρτήματα
<b>Part 1 (EN 1998-1:2004):</b> General rules, seismic actions and rules for buildings <b>Part 1 (EN 1998-1:2004/AC:2009):</b> General rules, seismic actions and rules for buildings <b>Μέρος 1 (ΕΛΟΤ EN 1998-1:2005):</b> Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια <b>Part 1 (EN 1998-1:2004/A1:2013):</b> Design of structures for earthquake resistance - General rules, seismic actions and rules for buildings <b>Μέρος 1:</b> Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών - Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια	<b>ΕΛΟΤ EN 1998-1: 2005/NA: 2010</b>
<b>Part 2 (EN 1998-2:2005):</b> Bridges <b>Part 2 (EN 1998-2:2005/AC:2010):</b> Bridges <b>Μέρος 2 (ΕΛΟΤ EN 1998-2:2006):</b> Γέφυρες <b>Part 2 (EN 1998-2:2005/A1:2009):</b> Bridges <b>Μέρος 2 (ΕΛΟΤ EN 1998-2:2006/A1:2009):</b> Γέφυρες <b>Part 2 (EN 1998-2:2005/A2:2011):</b> Design of structures for earthquake resistance Bridges <b>Μέρος 2:</b> Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών – Γέφυρες	<b>ΕΛΟΤ EN 1998-2: 2006/NA: 2010</b>
<b>Part 3 (EN 1998-3:2005):</b> Assessment and retrofitting of buildings <b>Part 3 (EN 1998-3:2005/AC:2010):</b> Assessment and retrofitting of buildings <b>Part 3 (EN 1998-3:2005/AC:2013):</b> Assessment and retrofitting of buildings <b>Μέρος 3 (ΕΛΟΤ EN 1998-3:2005):</b> Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κτιρίων και επεμβάσεις	<b>ΕΛΟΤ EN 1998-3: 2005/NA: 2010</b>
<b>Part 4 (EN 1998-4:2006):</b> Silos, tanks and pipelines <b>Μέρος 4 (ΕΛΟΤ EN 1998-4:2007):</b> Σιλό, δεξαμενές και αγωγοί.	<b>ΕΛΟΤ EN 1998-4: 2007/NA: 2010</b>
<b>Part 5 (EN 1998-5:2004):</b> Foundations, retaining structures and geotechnical aspects <b>Μέρος 5 (ΕΛΟΤ EN 1998-5:2005):</b> Θεμελιώσεις, κατασκευές αντιστήριξης και γεωτεχνικά θέματα.	<b>ΕΛΟΤ EN 1998-5: 2005/NA: 2010</b>
<b>Part 6 (EN 1998-6:2005):</b> Towers, masts and chimneys <b>Μέρος 6 (ΕΛΟΤ EN 1998-6:2005):</b> Πύργοι, ιστοί και καπνοδόχοι	<b>ΕΛΟΤ EN 1998-6: 2005/NA: 2010</b>

## 1.5 Φορτιστικές καταστάσεις

Κάθε συνδυασμός δράσεων, με εξαίρεση τους ελέγχους που αφορούν στην κόπωση, πρέπει να περιλαμβάνει μία κυρίαρχη μεταβλητή δράση ή μία τυχηματική δράση. Αναφορικά με τους συνδυασμούς δράσεων για τις διάφορες καταστάσεις αστοχίας, χρησιμοποιούνται τα εξής σύμβολα:

- “+” = «προς συνδυασμό με ...»
- $\Sigma$  = «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του ....»
- $G_k$  = χαρακτηριστική τιμή μόνιμης δράσης
- $P$  = αντιπροσωπευτική δράση δύναμης προέντασης χαρακτηριστική τιμή μεμονωμένης μεταβλητής δράσης
- $Q_k$  = χαρακτηριστική τιμή μεταβλητής δράσης
- $A_{Ed}$  = τιμή σχεδιασμού για σεισμική δράση
- $\gamma_G$  = επιμέρους συντελεστής για μόνιμη δράση
- $\gamma_P$  = συντελεστής για τιμή συνδυασμού μεταβλητής δράσης, συντελεστής για συχνή τιμή μεταβλητής δράσης, συντελεστής για οιονεί μόνιμη τιμή μεταβλητής δράσης, μειωτικός συντελεστής για δυσμενείς μόνιμες δράσεις
- $\psi_0$  = συντελεστής για τιμή συνδυασμού μεταβλητής δράσης
- $\psi_1$  = συντελεστής για συχνή τιμή μεταβλητής δράσης
- $\psi_2$  = συντελεστής για για οιονεί μόνιμη τιμή μεταβλητής δράσης
- $\xi$  = μειωτικός συντελεστής για δυσμενείς μόνιμες δράσεις

### 1.5.1 Σεισμικός συνδυασμός

Ο σεισμικός συνδυασμός, ο οποίος εφαρμόζεται στον Ευρωκώδικα 8, προκύπτει ως:

$$E_d = \Sigma G_{k,j} \text{“+”} P \text{“+”} A_{Ed} \text{“+”} \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}, i, j \geq 1$$

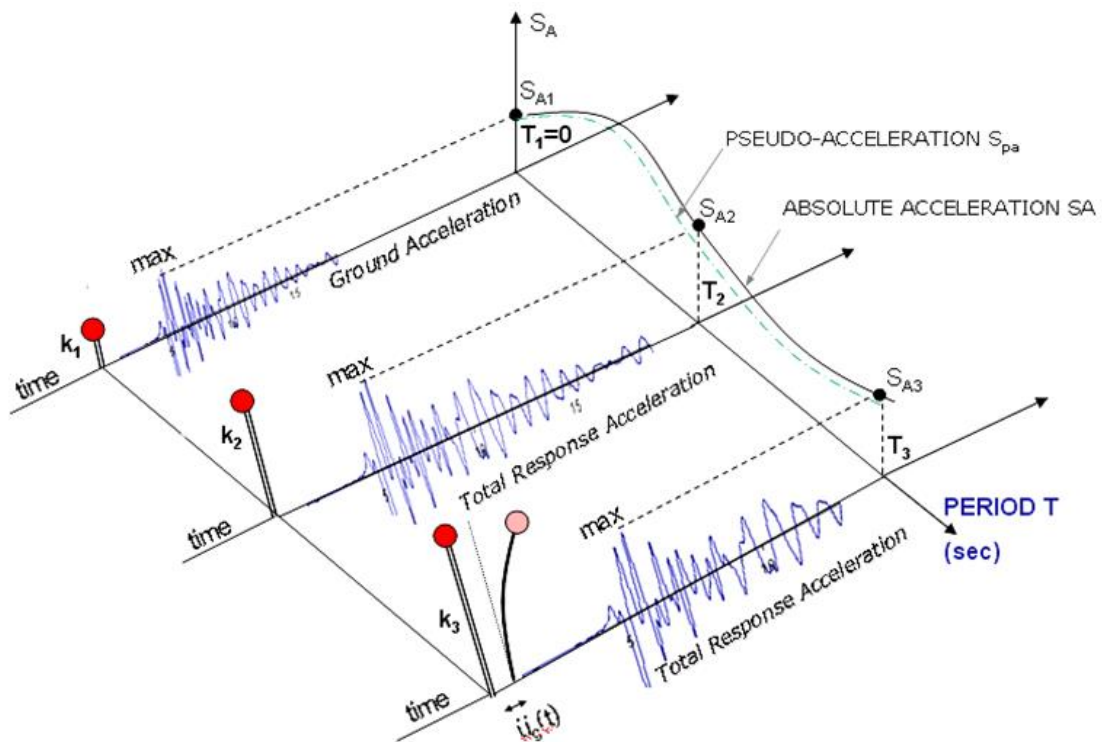
Οι προτεινόμενες τιμές συντελεστών  $\psi$  για κτίρια δίνονται στον Πίνακα A1.1 του Παραρτήματος Α του Ευρωκώδικα 0.

## 1.6 Φάσματα απόκρισης

Αναπόσπαστο μέρος του αντισεισμικού σχεδιασμού στη χώρα μας και διεθνώς αποτελεί το λεγόμενο φάσμα σχεδιασμού το οποίο θα παρουσιαστεί παρακάτω σε σχέση με το ελαστικό φάσμα του κανονισμού. Για τον λόγο αυτόν, κρίνεται σκόπιμη η σύντομη παρουσίαση της έννοιας του φάσματος απόκρισης των κατασκευών υπό τυχούσα φόρτιση βάσης. Υπενθυμίζεται συνεπώς πως ένα φάσμα απόκρισης, στη γενική περίπτωση είναι ένα διάγραμμα της μέγιστης απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή ο οποίος υποβάλλεται σε διέγερση με μια μεταβλητή στο χρόνο σεισμική δύναμη (ή επιτάχυνση) ως συνάρτηση της ιδιοπεριόδου του (Σχήμα 1.4). Η διαδικασία αυτή περιγράφεται αναλυτικά και στη διεθνή βιβλιογραφία (ενδεικτικά: Newmark and Hall, 1982 ή Clough and Penzien, 1993) ενώ τα φάσματα απόκρισης που συνήθως σχεδιάζονται (Σχήμα 1.5) αναφέρονται στη φασματική ψευδο-επιτάχυνση  $S_{pa}$ , τη ψευδοταχύτητα  $S_{pv}$ , και τη μετακίνηση  $S_d$ . Οι ποσότητες αυτές όπως είναι γνωστό συνδέονται από τη σχέση:

$$S_{pa} = \omega S_{pv} = \omega^2 S_d$$



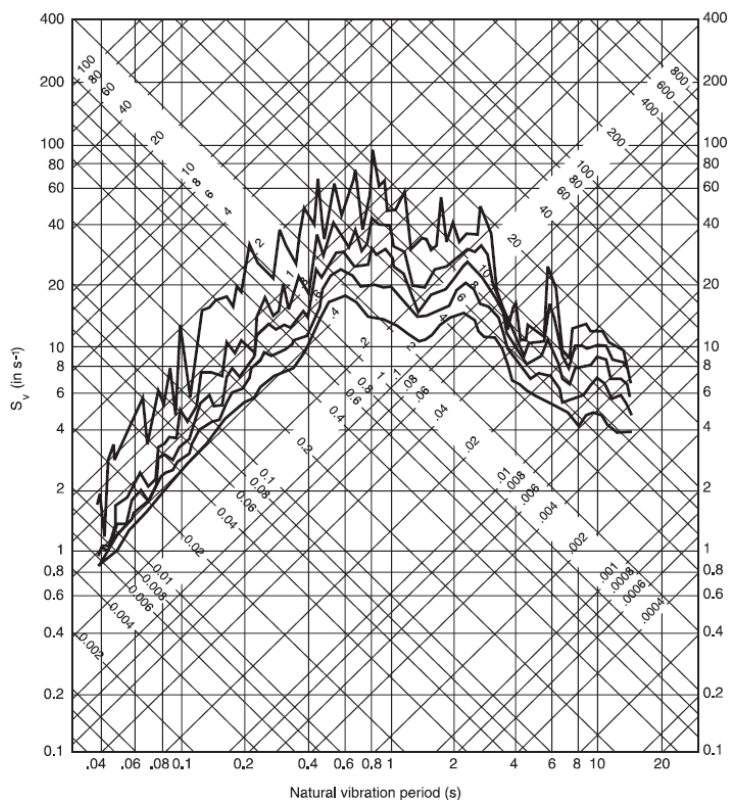


Σχήμα 1.4: Φάσμα απόκρισης μονοβάθμιου ταλαντωτή υπό τυχούσα διέγερση βάσης

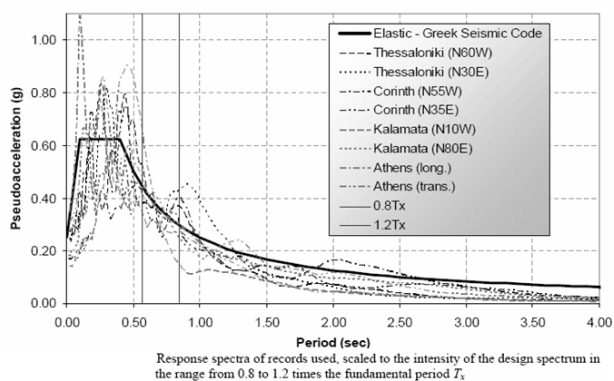
Σημειώνεται πως για λόγους σχεδιασμού, η φασματική ψευδο-επιτάχυνση  $S_{pa}$  είναι περισσότερο χρήσιμη από ότι «πραγματική» επιτάχυνση καθώς η πρώτη μπορεί απευθείας να συσχετιστεί με τις μέγιστες αναπτυσσόμενες δυνάμεις εντός της κατασκευής. Από την άλλη, η ψευδοταχύτητα  $S_{pv}$  αποτελεί ένα ικανοποιητικό μέτρο της καταστρεπτικότητας της σεισμικής κίνησης καθώς συναρτάται με την εισαγόμενη ενέργεια η οποία για την περίπτωση αμελητέας απόσβεσης ταλαντωτή μάζας  $m$ , ισούται όπως είναι γνωστό με  $\frac{1}{2}mS_{pv}^2$ . Επίσης θα πρέπει να επισημανθεί ότι πρόσφατα, σύγχρονες θεωρίες έχουν αναπτυχθεί σχετικά με το σχεδιασμό των κατασκευών με βάση τις μετακινήσεις και συνακόλουθα του φάσματος μετακινήσεων, παρόλα αυτά, έμφαση δίνεται στο παρόν στα φάσματα επιτάχυνσης καθώς ο σχεδιασμός τόσο κατά ΕΑΚ2000 όσο και κατά Ευρωκώδικα 8 πραγματοποιείται ως επί το πλείστον με βάσει τις δυνάμεις (και συνεπώς την επιτάχυνση).

Είναι φανερό πως μια συγκεκριμένη (σεισμική εν προκειμένω) διέγερση χαρακτηρίζεται από ένα και μοναδικό φάσμα απόκρισης το οποίο όπως εξηγήθηκε προηγουμένως περιγράφει την απόκριση όλων των συστημάτων διαφορετικής ιδιοπεριόδου στη διέγερση αυτή. Η μορφή του εκάστοτε φάσματος απόκρισης δεδομένης εδαφικής κίνησης εξαρτάται από μια σειρά παραμέτρων όπως ο μηχανισμός διάρρηξης, η επικεντρική απόσταση, το μέσο διάδοσης και οι τοπικές εδαφικές συνθήκες.

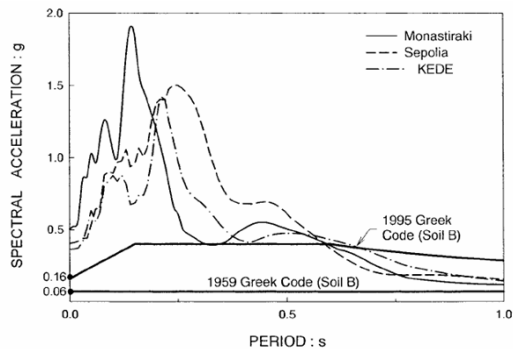
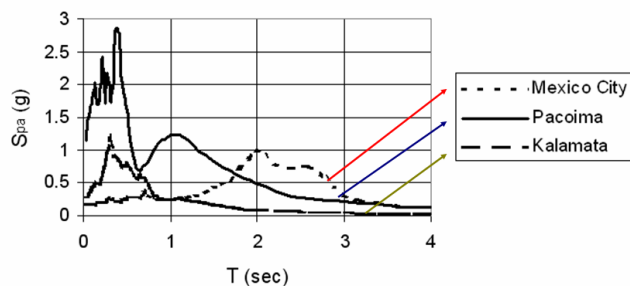
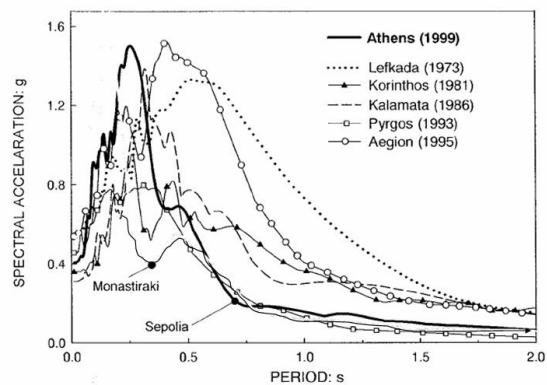
Υπό αυτή την έννοια, το φάσμα απόκρισης αποτελεί το «αποτύπωμα» της σεισμικής κίνησης και ως εκ τούτου αποτελεί ένα από τα βασικά εργαλεία εποπτικής της παρουσίασης. Από τη μελέτη των χιλιάδων διαθέσιμων σήμερα φασμάτων απόκρισης μπορεί πολύ εύκολα να γίνει η σύγκριση μεταξύ του συχνοτικού περιεχομένου των πραγματικών σε κάθε περιοχή σεισμικών κινήσεων και των προβλεπομένων φασμάτων του εκάστοτε αντισεισμικού κανονισμού. Είναι φανερό, όπως άλλωστε παρουσιάζεται και στο Σχήμα 1.6 ότι η πραγματική φασματική επιτάχυνση όπως καταγράφεται ενόργανα είναι δυνατόν να υπερβαίνει αυτή που προκύπτει από το φάσμα του Κανονισμού, συμπέρασμα που ισχύει και για την Ελλάδα (Κάππος και Παναγόπουλος, 2004) για λόγους που θα εξηγηθούν παρακάτω.



Σχήμα 1.5: Φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων της καταγραφής S00E του σεισμού του El Centro, για ποσοστά απόσβεσης 0, 2, 5, 10 και 20% (Ναείμ, 2001)



Kappos & Panagopoulos (2004)



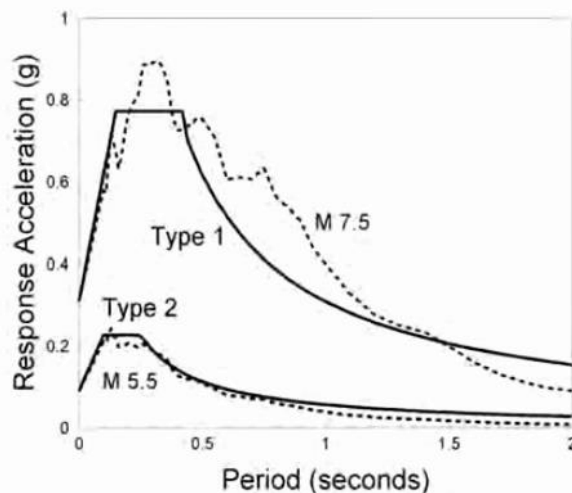
Σχήμα 1.6: Σύγκριση φασμάτων απόκρισης πραγματικών σεισμών και ελαστικού φάσματος των Ελληνικών Κανονισμών (NEAK 1995, EAK2000).

## 1.7 Ελαστικό φάσμα και φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 στην οριζόντια διεύθυνση

Όπως και στον ΕΑΚ οι σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού καθορίζονται στον EC8, από την μέγιστη επιτάχυνση απόκρισης της κατασκευής, υπό τον σεισμό σχεδιασμού, ο οποίος αναπαρίσταται με το φάσμα επιταχύνσεων της κατασκευής. Το σημείο εκκίνησης είναι ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης, το οποίο εν συνεχεία μειώνεται με συντελεστές που λαμβάνουν υπ' όψιν την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά σεισμική ενέργεια μέσω ανελαστικών παραμορφώσεων. Το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5%, με διαίρεση των φασματικών επιταχύνσεων δια του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Σε οριζόντιο επίπεδο η σεισμική δράση δρα ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δυο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις που έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης.

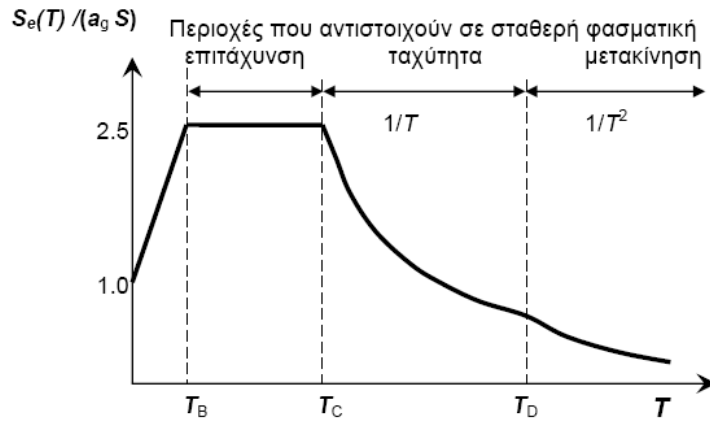
Σύμφωνα με τον EC8, προβλέπονται δύο διαφορετικά φάσματα σχεδιασμού, ένα για περιοχές υψηλότερης σεισμικότητας της νότιας Ευρώπης (Type 1) και το άλλο για υιοθέτηση σε περιοχές χαμηλότερης σεισμικότητας της κεντρικής και βόρειας Ευρώπης (Type 2). Εν προκειμένω, το φάσμα τύπου 1 αναφέρεται σε μεγέθη σεισμού κοντά στο 7 ενώ το φάσμα τύπου 2 είναι κατάλληλο για σεισμούς μεγέθους μέχρι 5,5.

Στο επόμενο σχήμα δίνονται οι μέσες φασματικές τεταγμένες από τις εξισώσεις πρόβλεψης της κίνησης του Ευρωπαϊκού εδάφους των Ambraseys et al. (1996) για θέσεις βράχου σε απόσταση 10 km από μικρού και μεγάλου μεγέθους σεισμούς, σε σύγκριση με το φάσμα Τύπου 1 και Τύπου 2 για βράχο του EC8, βασισμένου στις μέσες τιμές προβλέψεων μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους (PGA).



Σχήμα 1.7: Μέσες φασματικές τεταγμένες κατά Ambraseys σε σύγκριση με του EC8 (Elghazouli, 2009)

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του EC8 δίνεται σχηματικά παρακάτω. Περιλαμβάνει μια περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ περιόδων  $T_B$  και  $T_C$  με τιμή 2.5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $a_g S$ , (όπως στον ΕΑΚ 2000 μεταξύ των περιόδων  $T_1$  και  $T_2$ ) που ακολουθείται από μια περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας μεταξύ περιόδων  $T_C$  και  $T_D$ , όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του  $1/T$ , και μια περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του  $1/T^2$ .



Σχήμα 1.8: Ελαστικό φάσμα EC στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5% (Fardis, 2009a)

Στις περιοχές σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης, το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό με απόσβεση 5% με διαίρεση δια του  $q$ . Κατ' εξαίρεση, ο ανερχόμενος κλάδος για ιδιοπεριόδους  $T$  μέχρι  $T \leq T_B$  προκύπτει από γραμμική παρεμβολή μεταξύ: (α) της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης  $S_{ag}$ , δια συντελεστή ίσου με 1.5 για  $T=0$  και (β) της σταθερής επιτάχυνσης σχεδιασμού  $2.5a_g/q$  για  $T=T_B$ . Επιπλέον, τίθεται ένα κάτω όριο στη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, ίσο με 20% της μέγιστης επιτάχυνσης στο βράχο,  $a_g$ . (Fardis, 2009a). Παρακάτω δίνονται οι σχέσεις οι οποίες περιγράφουν το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού (EC8 § 3.2.2.5(4)) :

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

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

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ \geq b \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \\ \geq b \cdot a_g \end{cases}$$

όπου:

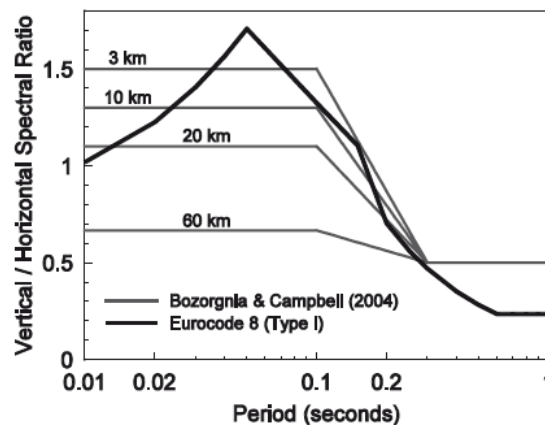
- $S_d(T)$  το φάσμα σχεδιασμού
- $T$  η ιδιοπερίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού μονοβάθμιου συστήματος
- $a_g$  η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού του εδάφους σε εδάφη τύπου A ( $a_g = \gamma_I a_{gR}$ )
- $\gamma_I$  ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου
- $T_B$  το κάτω όριο της περιόδου του σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων
- $T_C$  το άνω όριο της περιόδου του σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων
- $T_D$  η τιμή που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης
- $S$  ο συντελεστής εδάφους
- $\eta$  ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης με τιμή αναφοράς  $\eta=1$  για ποσοστό ιξώδους απόσβεσης 5%

- $q$  ο συντελεστής συμπεριφοράς
- $\beta$  το κάτω όριο για τη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού (προτείνεται η τιμή  $\beta=0.2$ )

Σε σύγκριση με τον ΕΑΚ 2000, επισημαίνεται η μείωση των φασματικών επιταχύνσεων με την περίοδο σε συνάρτηση του  $1/T$  για  $T_B \leq T \leq T_D$  και του  $1/T^2$  για  $T \geq T_D$ , αντί του  $1/T^{2/3}$ , και το χαμηλότερο κάτω όριο ( $0.2a_g$ , αντί  $0.25a_g$ ).

## 1.8 Φάσμα σχεδιασμού κατακόρυφης διεύθυνσης

Η σπουδαιότητα της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού σε όρους απαίτησης από τις κατασκευές είναι ένα ζήτημα ακόμη υπό συζήτηση αλλά υπάρχουν συγκεκριμένοι τύποι κατασκευών ή κατασκευαστικών στοιχείων, όπως οι δοκοί πρόβολοι, για τα οποία η κατακόρυφη φόρτιση θα μπορούσε να είναι σημαντική. Πολλοί αντισεισμικοί κανονισμοί δεν προβλέπουν κατακόρυφο φάσμα (ελαστικό ή σχεδιασμού) και αυτοί που παρέχουν γενικά το καθορίζουν ως συνάρτηση του οριζόντιου φάσματος, συνήθως με τεταγμένες μειωμένες κατά ένα τρίτο. Μετρήσεις σεισμικών επιταχύνσεων κοντά στην πηγή (ρήγμα) έχουν δείξει ότι στις μικρές περιόδους, η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής κίνησης μπορεί να ξεπεράσει την οριζόντια. Παράλληλα είναι γενικά αποδεκτό ότι το σχήμα (συχνοτικό περιεχόμενο) του φάσματος της κατακόρυφης απόκρισης είναι πολύ διαφορετικό από αυτό των οριζόντιων συνιστωσών κίνησης (Bozorgnia and Campbell, 2004). Από αυτή την άποψη, ο EC8 (§3.2.2.3) έχει το πλεονέκτημα ότι καθορίζει το φάσμα κάθετης απόκρισης ανεξάρτητα και όχι ως αναλογικό του οριζόντιου φάσματος. Στο Σχήμα 1.9 δίνεται ο λόγος κατακόρυφης προς οριζόντιας συνιστώσας της σεισμικής κίνησης για μαλακά εδάφη και φάσμα τύπου I του EC8 σε σύγκριση με τους μέσους λόγους που προβλέφθηκαν από τους Bozorgnia και Campbell (2004) για μαλακά εδάφη σε διάφορες αποστάσεις από την πηγή του σεισμού.



**Σχήμα 1.9:** Λόγος κατακόρυφης προς οριζόντιας συνιστώσας για την περίπτωση μαλακών εδαφών σύμφωνα με τον EC8 και πραγματικές καταγραφές (Bozorgnia και Campbell, 2004)

Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού δίνεται από τις σχέσεις που διέπουν την οριζόντια συνιστώσα, με τη διαφορά ότι ο συντελεστής εδάφους  $S$  λαμβάνεται ίσος με 1.0, ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  δεν επιτρέπεται να λαμβάνεται μεγαλύτερος από 1.5 (εκτός αν τεκμηριώνεται από κατάλληλη μελέτη), οι τιμές των περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  αλλάζουν (δίνονται στον παρακάτω πίνακα), η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση  $a_{vg}$  αντικαθιστά την  $a_g$ , με τον τρόπο που φαίνεται επίσης στον ίδιο πίνακα, ενώ οι υπόλοιπες παράμετροι λαμβάνονται όπως ορίζονται στην προηγούμενη παράγραφο.

**Πίνακας 1.2:** Παράμετροι κατακόρυφου ελαστικού φάσματος απόκρισης κατά EC8 (EC8 § 3.2.2.3 Table 3.4)

Τύπος φάσματος	$a_{vg}/a_g$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
1	0.90	0.05	0.15	1.0
2	0.45	0.05	0.15	1.0

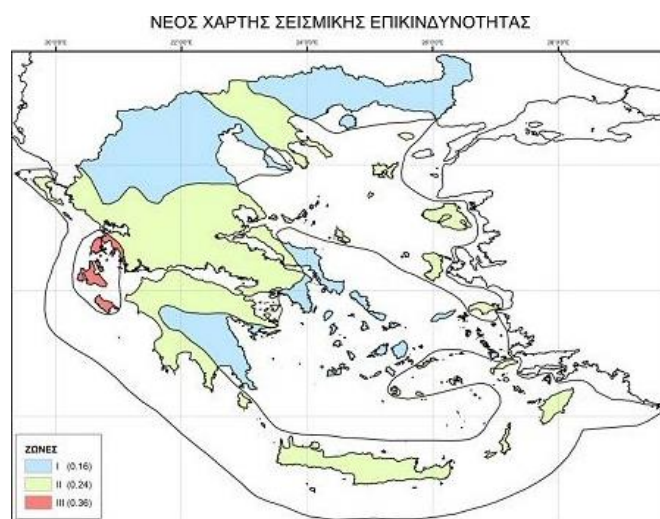
## 1.9 Παράμετροι του φάσματος σχεδιασμού

### 1.9.1 Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους ( $a_g$ )

Σύμφωνα με τον EC8, η εξάρτηση της σεισμικής δράσης αναφοράς (δηλαδή αυτής με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια),  $A_{EK}$ , από τη γεωγραφική θέση δίνεται σε όρους μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{gR}$  στο βράχο (κατηγορία εδάφους A) από τον εθνικό χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας. Το Εθνικό Προσάρτημα του EC8 υιοθετεί για το σκοπό αυτό τις τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας του ΕΑΚ2000 και ως σεισμικές επιταχύνσεις στο βράχο τις αντίστοιχες τιμές εδαφικών επιταχύνσεων, οι οποίες παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα 1.3 και θεωρούνται ότι ισχύουν σε έδαφος κατηγορίας A κατά μέσο όρο, γεγονός που συνεπάγεται γενικώς επιβάρυνση των φασματικών επιταχύνσεων επί εδάφους B έως E κατά 15%-40%, σε σύγκριση με τον ΕΑΚ2000. Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους εξαρτάται από την κατηγορία εδάφους μιας και προκύπτει από την επιτάχυνση αναφοράς  $a_{gR}$  πολλαπλασιασμένη επί τον συντελεστή εδάφους  $S$ . Για έργα κατηγορίας σπουδαιότητας διαφορετικής της συνήθους (δηλαδή της κατηγορίας II), η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού,  $a_g$ , ισούται με την τιμή αναφοράς,  $a_{gR}$ , επί το συντελεστή σπουδαιότητας,  $a_g = \gamma a_{gR}$ . Στο Σχήμα 1.10 που ακολουθεί δίνεται ο χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας κατά τον ΕΑΚ 2000 (που έχει υιοθετηθεί και από το Εθνικό Προσάρτημα του EC8).

**Πίνακας 1.3:** Τιμές αναφοράς μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I	II	III
$a_g$	0.16	0.24	0.36



**Σχήμα 1.10:** Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας Ελλάδος

## 1.9.2 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων ( $\gamma_I$ )

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις επιπτώσεις της κατάρρευσης για την ανθρώπινη ζωή, τη σπουδαιότητά τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών στην άμεση μετασεισμική περίοδο και τις κοινωνικές και οικονομικές επιπτώσεις της κατάρρευσης. Οι τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας χαρακτηρίζονται από διαφορετικούς συντελεστές σπουδαιότητας,  $\gamma_I$ , καθώς επίσης και από διαφορετικούς συντελεστές μείωσης,  $\nu$ , οι οποίοι χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό της σεισμικής δράσης για τη στάθμη επιτελεστικότητας «περιορισμένες βλάβες». Σύμφωνα με τον EC8, η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας για την κατηγορία II πρέπει να είναι εξ' ορισμού ίση με 1.0, ενώ για τις υπόλοιπες κατηγορίες οι τιμές αυτές θα καθορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα. Στον πίνακα που ακολουθεί δίνονται οι προτεινόμενες τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας και του συντελεστή μείωσης για την κάθε κατηγορία σπουδαιότητας, σύμφωνα με τον EC8.

**Πίνακας 1.4:** Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων κατά EC8 (EC8 § 4.2.5 Table 4.3 και M. Fardis 2009a)

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	$\gamma_I$	$\nu$
I	Κτίρια ήσσονος σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. αγροτικά οικήματα.	0.8	0.5
II	Κανονικά κτίρια τα οποία δεν ανήκουν στις υπόλοιπες κατηγορίες	1.0	0.5
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική αντίσταση είναι σημαντική σε ότι αφορά τις συνέπειες που συνδέονται με πιθανή κατάρρευση, π.χ. σχολεία, χώροι συνάθροισης κοινού.	1.2	0.4
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια των σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας.	1.4	0.4

## 1.9.3 Κατηγορία εδάφους

Σύμφωνα με τον EC8(§3.1.2), υπάρχουν πέντε τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους (A, B, C, D, E) και δυο ειδικές κατηγορίες εδάφους ( $S_1, S_2$ ) με τις οποίες λαμβάνεται υπόψη στις σεισμικές δράσεις η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών. Η βασική παράμετρος για την κατάταξη σε κάποια από τις κατηγορίες αυτές είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στα ανώτατα 30 m από την επιφάνεια και η οποία δίνεται από την παρακάτω σχέση: (EC8 § 3.1.2 (3))

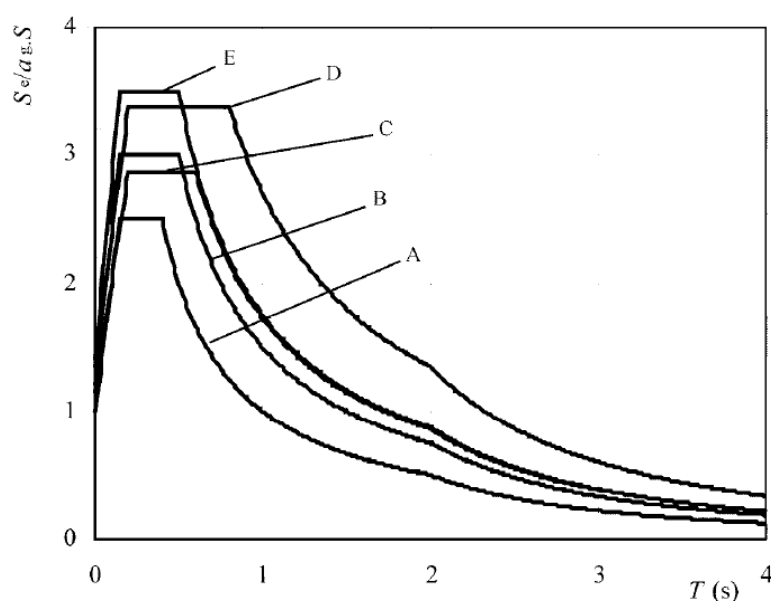
$$n_{s,30} = \frac{30}{\bar{a} \sum_{i=1,N} \frac{h_i}{N_i}}$$

όπου  $h_i$  και  $\nu_i$  είναι το πάχος (σε m) και η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε διατμητική παραμόρφωση  $10^{-5}$  ή μικρότερη) του σχηματισμού  $i$  από  $N$  συνολικά. Αν δεν είναι διαθέσιμη η τιμή της  $\nu_{s,30}$  μπορεί να χρησιμοποιείται για την κατάταξη σε κατηγορία ο αριθμός κρούσεων ανά 0.3 m στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης  $N_{SPT}$ . Αν ούτε αυτός είναι διαθέσιμος, μπορεί να χρησιμοποιείται η αστράγγιστη αντοχή  $c_u$ . Στον πίνακα που ακολουθεί δίνεται η περιγραφή της κάθε κατηγορίας εδάφους, καθώς και οι τιμές των παραμέτρων προσδιορισμού τους.

Τα παρακάτω Σχήματα 1.11-1.12 δείχνουν τα ελαστικά φάσματα απόκρισης σε οριζόντια διεύθυνση που ορίζονται από τον EC8 για κάθε τύπο εδάφους. Όπως προαναφέρθηκε, ο EC8 (§3.2.2.2(2)) ορίζει δύο κατηγορίες φασμάτων: Τύπου 1 για περιοχές υψηλής σεισμικότητας (ορίζεται ως  $M > 5,5$ ), και Τύπου 2 για περιοχές μέσης σεισμικότητας ( $M < 5,5$ ). Για κάθε μια από τις κατηγορίες αυτές, δίνονται φάσματα για πέντε διαφορετικούς τύπους εδαφών: A - βράχος, B - πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, C - πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, D - χαλαρό έως μέτριο μη συνεκτικό έδαφος, ή μαλακό έως σταθερό συνεκτικό έδαφος, E - εδαφικά προφίλ με επιφανειακή στρώση προσχώσεων πάχους 5-20 m. Ο κατακόρυφος άξονας είναι η φασματική επιτάχυνση μιας ελαστικής κατασκευής κανονικοποιημένη ως προς το  $a_g$ .

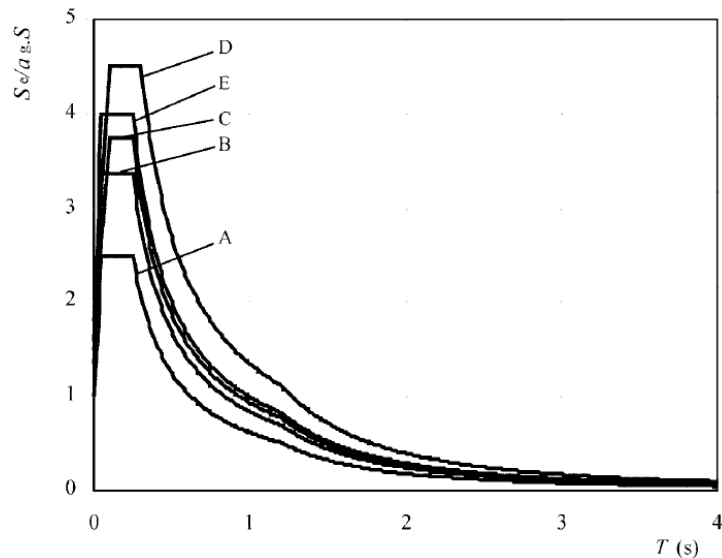
**Πίνακας 1.5:** Κατηγορία εδάφους κατά EC8 (EC8 § 3.1.2 Table 3.1).

Κατηγορία εδάφους	$v_{s,30}$ (m/sec)	$N_{SPT}$	$c_u$ (kPa)
A: Βράχος, με 5m το πολύ επικάλυψη από μαλακότερο έδαφος	>800	-	-
B: Πολύ πυκνά κοκκώδη εδάφη ή πολύ σκληρή άργιλος, βάθους αρκετών δεκάδων μέτρων	360-800	>50	>250
C: Κοκκώδη εδάφη υψηλής ή μέσης πυκνότητας, ή σκληρή άργιλος βάθους αρκετών δεκάδων έως πολλών εκατοντάδων μέτρων	180-360	15-50	70-250
D: Κοκκώδη εδάφη μικρής έως μέσης πυκνότητας ή μαλακή άργιλος	<180	<15	<70
E: 5-20m έδαφος C ή D πάνω από βράχο			
$S_1$ : $\geq 10$ m μαλακή άργιλος/ιλύς με δείκτη πλαστικότητας $PI > 40$ και υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	-	10-20
$S_2$ : Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή $S_1$			



**Σχήμα 1.11:** Προτεινόμενο ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου 1 κατά EC8 για απόσβεση 5% (EC8 § 3.2.2.2).





**Σχήμα 1.12:** Προτεινόμενο ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου 2 κατά EC8 για απόσβεση 5% (EC8 § 3.2.2.2)

Στη συνέχεια, παρατίθενται δυο πίνακες στους οποίους φαίνεται η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στις σεισμικές δράσεις, επιρροή η οποία υπεισέρχεται μέσω της φασματικής επιτάχυνσης του εδάφους από τις σχέσεις του φάσματος απόκρισης. Οι συντελεστές που εξαρτώνται άμεσα από την κατηγορία εδάφους είναι ο συντελεστής εδάφους,  $S$ , και οι περίοδοι  $T_B$ ,  $T_C$  και  $T_D$  και οι τιμές των οποίων είναι αυτές που έχουν υιοθετηθεί από Εθνικό Προσάρτημα του EC8. Ιδιαίτερη αναφορά πρέπει να γίνει στο γεγονός ότι ο EC8 προβλέπει διαφορετικές τιμές για τους συντελεστές αυτούς ανάλογα με το ελαστικό φάσμα απόκρισης που έχει υιοθετηθεί για την εκάστοτε περιοχή, μεταξύ δυο διαθέσιμων (Type 1 και Type 2).

**Πίνακας 1.6:** Τιμές παραμέτρων ελαστικού φάσματος Type 1 κατά EC8 (EC8 § 3.2.2.2 Table 3.2)

Κατηγορία εδάφους	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

**Πίνακας 1.7:** Τιμές παραμέτρων ελαστικού φάσματος Type 2 κατά EC8 (EC8 § 3.2.2.2 Table 3.3)

Κατηγορία εδάφους	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1.0	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.10	0.25	1.2
D	1.8	0.10	0.30	1.2
E	1.6	0.05	0.25	1.2

## 1.9.4 Συντελεστής απόσβεσης ( $\eta$ )

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης,  $\eta$ , εκφράζει την επιρροή της ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης  $\xi$  είναι διάφορο του 5%. Η αύξηση της απόσβεσης στην ανελαστική περιοχή της συμπεριφοράς (υστερητική απόσβεση) συμπεριλαμβάνεται στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης λαμβάνει τιμή αναφοράς  $\eta=1$  για ποσοστό ιξώδους απόσβεσης της κατασκευής ίσο με  $\xi=5\%$ . Η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης  $\eta$  μπορεί να προσδιοριστεί από την παρακάτω σχέση: (EC8 § 3.2.2.2(3))

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \chi}} \geq 0.55$$

όπου  $\chi$  είναι το ποσοστό ιξώδους απόσβεσης της κατασκευής, εκφρασμένο ως ποσοστό επί τοις εκατό. Αν σε ιδιαίτερες περιπτώσεις, πρέπει ένα διαφορετικό από 5% ποσοστό ιξώδους απόσβεσης να χρησιμοποιηθεί, τότε η τιμή αυτή μπορεί να προσδιορισθεί σύμφωνα με την παράγραφο (EC8 § 3.2.2.2(4)).

## 1.10 Συντελεστής συμπεριφοράς $q$

Η μεγάλη διαφοροποίηση του EC8 σε σχέση με τον ΕΑΚ 2000 αφορά την επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς ο οποίος πλέον εξαρτάται όχι μόνον από το υλικό κατασκευής και το δομικό σύστημα, αλλά και από άλλους παράγοντες που σχολιάζονται στη συνέχεια, υποχρεώνοντας τον μελετητή να εκτιμήσει μια αρχική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς.

Υπενθυμίζεται ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των δομικών του μελών, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή τους σε τοπικό και καθολικό επίπεδο. Με τον τρόπο αυτόν, απομειώνει τις σεισμικές επιταχύνσεις της κατασκευής λόγω μεταελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που θα επιβαλλόταν σε ένα απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Με άλλα λόγια, ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων που η κατασκευή θα δεχόταν, αν η απόκρισή της ήταν πλήρως ελαστική με ποσοστό ιξώδους απόσβεσης 5%, ως προς τις σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού.

Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , με την οποία διαιρείται το ελαστικό φάσμα που χρησιμοποιείται στην γραμμική ανάλυση, εξαρτάται από:

- την κατηγορία πλαστιμότητας που επιλέγεται για το σχεδιασμό
- τον τύπο του κατασκευαστικού συστήματος παραλαβής των σεισμικών φορτίων
- την κανονικότητα της κατασκευής.

Στη συνέχεια θα δοθεί η συσχέτιση του συντελεστή συμπεριφοράς με καθέναν από τους παραπάνω παράγοντες αφού πρώτα πραγματοποιηθεί μια εισαγωγή στην έννοια της πλαστιμότητας των κατασκευών, όπως αυτή συνεκτιμάται μέσω της Κατηγορίας Πλαστιμότητας του EC8.

### 1.10.1 Πλαστιμότητα - Κατηγορίες Πλαστιμότητας

Ο EC8 στοχεύει στην εξασφάλιση της προστασίας της ζωής σε μεγάλους σεισμούς ταυτόχρονα με τον περιορισμό των βλαβών από πιο συχνούς σεισμούς. Αν και ο κανονισμός επιτρέπει την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων είτε με απόσβεση ενέργειας (πλάστιμη συμπεριφορά) είτε χωρίς απόσβεση ενέργειας (ουσιαστικά ελαστική συμπεριφορά), διακρίνεται μια προτίμηση προς την πρώτη προσέγγιση.

Ως πλαστιμότητα ορίζεται η ικανότητα της κατασκευής ή μέλους της κατασκευής να υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις πέρα από το σημείο διαρροής (συχνά για πολλούς κύκλους) χωρίς θραύση. Στην εφαρμοσμένη αντισεισμική μηχανική, η πλαστιμότητα εκφράζεται σε όρους απαίτησης και διαθεσιμότητας. Η απαίτηση πλαστιμότητας είναι το μέγιστο επίπεδο πλαστιμότητας που πρέπει να φτάσει η κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, η οποία είναι συνάρτηση αμφοτέρων της κατασκευής και του σεισμού. Η διαθέσιμη πλαστιμότητα είναι η μέγιστη πλαστιμότητα που μπορεί η κατασκευή να διατηρήσει χωρίς θραύση, και αποτελεί καθαρά ιδιότητα της κατασκευής. Έτσι, μεγάλο μέρος του κανονισμού αποσκοπεί στην εξασφάλιση σταθερού και αξιόπιστου μηχανισμού απορρόφησης ενέργειας σε προκαθορισμένες κρίσιμες περιοχές, οι οποίες περιορίζουν τις αδρανειακές φορτίσεις που εμφανίζονται στις υπόλοιπες περιοχές της κατασκευής. Οι

γεωμετρικοί κανόνες και οι κανόνες κατασκευαστικής διαμόρφωσης επιτυγχάνουν την επιδιωκόμενη πλαστιμότητα σε αυτές τις κρίσιμες περιοχές (Elghazouli, 2009). Στην περίπτωση των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, τέτοια συμπεριφορά μπορεί να επιτευχθεί μόνο με τη διασφάλιση σταθερής πλαστικής συμπεριφοράς τέτοιων κρίσιμων ζωνών που δεν υπονομεύεται από ψαθυρούς τρόπους αστοχίας όπως διάτμηση ή σύνθλιψη στο σκυρόδεμα ή κάμψη του οπλισμού. Με αυτά τα δεδομένα, υιοθετούνται τρία επίπεδα απορρόφησης ενέργειας:

- Χαμηλό επίπεδο πλαστιμότητας (DCL, Ductility Class Low) στο οποίο εικονικά δεν επιδιώκεται υστερητική πλαστιμότητα και η αντίσταση στην σεισμική φόρτιση επιτυγχάνεται μέσω της αντοχής της κατασκευής παρά της πλαστιμότητας της ( $q=1.5$ ).
- Μέσο (DCM, Ductility Class Medium) στο οποίο αρκετά υψηλά επίπεδα πλαστιμότητας επιτρέπονται και εισάγονται ανταποκρινόμενες σε αυτά απαιτήσεις σχεδιασμού και κατασκευαστικών διαμορφώσεων ( $1.5 < q < 4$ ).
- Υψηλό (DCH, Ductility Class High) όπου πολύ μεγάλες ανελαστικές αποκρίσεις επιτρέπονται συνοδευόμενες από ακόμη πιο σύνθετες σχεδιαστικές και κατασκευαστικές απαιτήσεις ( $q > 4$ ).

Η Κατηγορία Χαμηλής Πλαστιμότητας (KΠΧ/DCL) είναι ανάλογη με τον σχεδιασμό χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας κατά ΕΑΚ2000. Προβλέπει διαστασιολόγηση των μελών για την ένταση που προκύπτει από το σεισμό σχεδιασμού (των 475 χρόνων) με συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1.5$  και κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης όπως για το σχεδιασμό έναντι συνήθων, μη-σεισμικών δράσεων, με κάποιους περιορισμούς στα υλικά (ελάχιστη ποιότητα σκυροδέματος που μπορεί να χρησιμοποιηθεί είναι η C16/20, αποφυγή ψαθυρών χαλύβων). Ο EC8 προτείνει ο σχεδιασμός με την DCL να περιορίζεται μόνο σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας (δηλαδή περιοχές με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού κάτω από 0.10g). Σε περιοχές μέσης ή υψηλής σεισμικότητας, κτίρια σχεδιασμένα με την DCL δεν αναμένεται να είναι γενικά αποτελεσματικά από οικονομικής άποψης. Επίσης, δεδομένης της περιορισμένης πλαστιμότητας, είναι πιθανό να μην έχουν αξιόλογο περιθώριο ασφάλειας έναντι σεισμού ισχυρότερου από τη σεισμική δράση σχεδιασμού. Το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα δεν επιτρέπει να σχεδιάζονται φορείς κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος χαμηλής πλαστιμότητας (DCL) στην Ελλάδα.

Στις δυο ανώτερες κατηγορίες πλαστιμότητας (DCM και DCH) ο σχεδιασμός βασίζεται σε αυξημένη πλαστιμότητα και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και χρησιμοποιεί τιμές συντελεστή συμπεριφοράς  $q > 1.5$ . Οι δυο αυτές κατηγορίες εκτός από διαφορετικούς συντελεστές συμπεριφοράς, διαφοροποιούνται και:

- στους γεωμετρικούς περιορισμούς και στα υλικά (ολκιμότητα χάλυβα)
- στα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού
- στους κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού και τοπικής πλαστιμότητας (διαμόρφωσης λεπτομερειών)

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, μπορεί να διαφέρει στις διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις της κατασκευής, ενώ η κατηγορία πλαστιμότητας είναι προφανώς η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Οι δυο αυτές κατηγορίες θεωρούνται ισοδύναμες σε ότι αφορά την επίδοση των κατασκευών υπό το σεισμό σχεδιασμού. Ο σχεδιασμός με την DCM είναι πιο εύκολο να εκτελεστεί επί τόπου και μπορεί να παρέχει καλύτερη απόδοση σε μεσαίου μεγέθους σεισμούς. Ο σχεδιασμός με την DCH δείχνει να παρέχει μεγαλύτερα περιθώρια ασφάλειας από την DCM έναντι τοπικής ή καθολικής κατάρρευσης υπό σεισμούς μεγαλύτερους από το σεισμό σχεδιασμού. Πρέπει να σημειωθεί επίσης ότι ο EC8 δεν συνδέει την επιλογή μεταξύ των δυο υψηλότερων κατηγοριών πλαστιμότητας με τη σεισμικότητα της περιοχής ή τη σπουδαιότητα του έργου, ούτε θέτει κάποιο όριο στην εφαρμογή του. Εξαρτάται από τα κράτη να επιλέξουν για τις διάφορες περιοχές και για τα διάφορα είδη κατασκευών ή ακόμα καλύτερα να αφήσουν την επιλογή αυτή στο μελετητή. Στην Ελλάδα, δεν επιτρέπεται ο σχεδιασμός με DCM σε κτίρια σπουδαιότητας III ή IV στις σεισμικές ζώνες Z2 ή Z3, με εξαίρεση τα προκατασκευασμένα κτίρια με τοιχώματα ή κυψελωτούς φορείς (Fardis, 2009a).

Είναι εύλογο ότι εαν οι δυνάμεις σχεδιασμού υπολογιστούν υπό την υπόθεση της πλάστιμης απόκρισης, είναι τότε απαραίτητο να διασφαλιστεί ότι η κατασκευή πράγματι θα συμπεριφερθεί με πλάστιμο τρόπο και ότι αποφευχθεί ψαθυρός τρόπος αστοχίας. Η απαίτηση αυτή αποτελεί την αρχή του Ικανοτικού Σχεδιασμού (capacity design). Ο ικανοτικός σχεδιασμός περιλαμβάνει:

- διασφάλιση δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς πριν τα υποστυλώματα.
- παροχή επαρκούς περίσφιξης στο σκυρόδεμα χρησιμοποιώντας πυκνούς μεταλλικούς συνδετήρες.
- διασφάλιση ότι τα μεταλλικά στοιχεία αστοχούν μακριά από τις συνδέσεις.
- αποφυγή μεγάλων ακανονιστιών στην κατασκευαστική μορφή.
- διασφάλιση διατμητικών αντοχών σημαντικά υψηλότερων των καμπτικών.

### 1.10.2 Τύπος κατασκευαστικού συστήματος

Σύμφωνα με τον EC8 (§5.2.2.1) τα βασικά στατικά συστήματα κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος είναι τα κάτωθι:

- Τοιχωματικό σύστημα: τα τοιχώματα (όπως ορίζονται κατά EC2 ως κατακόρυφα στοιχεία με λόγο πλευρών διατομής μεγαλύτερο του 4.0) αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεγαλύτερο από 65% κατά την ελαστική ανάλυση.
- Πλαισιακό σύστημα: τα πλαίσια δοκών-υποστυλωμάτων αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεγαλύτερο από 65% κατά την ελαστική ανάλυση.
- Δυαδικό (ή διπλό) σύστημα: είτε τα τοιχώματα είτε τα πλαίσια αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεταξύ 50% και 65% κατά την ελαστική ανάλυση. Ένα δυαδικό σύστημα μπορεί να είναι:
  - α) Δυαδικό σύστημα ισοδύναμο με τοιχωματικό: όπου τα τοιχώματα αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεταξύ 50% και 65%.
  - β) Δυαδικό σύστημα ισοδύναμο με πλαισιακό: όπου τα πλαίσια δοκών-υποστυλωμάτων αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεταξύ 50% και 65%.
- Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα: η ελάχιστη ακτίνα δυστρεψίας είναι σε κάποιον όροφο μικρότερη από την ακτίνα αδράνειας της μάζας του σε κάτοψη, με ενδεχόμενο αποτέλεσμα κυρίαρχες περί τον κατακόρυφο άξονα στρεπτικές ταλαντώσεις.
- Ανεστραμμένο εκκρεμές: τουλάχιστον η μισή μάζα βρίσκεται συγκεντρωμένη στο άνω τρίτο του ύψους, ή η ανελαστική παραμόρφωση και η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας συγκεντρώνονται στη βάση ενός μόνο κατακόρυφου στοιχείου. Ο EC8 δεν θεωρεί ως ανεστραμμένα εκκρεμή μονώροφα πλαισιακά συστήματα με δοκούς και κατά τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις, εφόσον η ανηγμένη αξονική δύναμη  $v_d = N_d / A_c f_{cd}$  είναι μικρότερη από 0.3 σε όλα τα υποστυλώματα.

Σημειώνεται ότι οι πιο πρόσφατοι αντισεισμικοί κανονισμοί για το σχεδιασμό κτιρίων από σκυρόδεμα υιοθετούν χαμηλότερους συντελεστές συμπεριφοράς για τα τοιχωματικά συστήματα από ότι για τα πλαισιακά. Οι λόγοι είναι οι εξής:

- Τοιχώματα με μεγάλο μήκος  $l_w$  έχουν γενικά χαμηλότερα ποσοστά διαμήκους οπλισμού από ότι οι δοκοί και τα υποστυλώματα των πλαισίων. Επομένως η διάτμηση παίζει σπουδαιότερο ρόλο στην ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά τους και στην ικανότητα παραμόρφωσής τους.
- Η ακριβής συμπεριφορά υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση των τοιχωμάτων και των τοιχωματικών συστημάτων γενικότερα έχει διερευνηθεί σε μικρότερο βαθμό σε σχέση με τα πλαισιακά συστήματα διότι επιστημονικές έρευνες σε τοιχώματα είναι πρακτικά δύσκολες και αναλυτικές έρευνες είναι πιο απαιτητικές με αποτέλεσμα οι κανονισμοί να θέτουν μεγαλύτερα περιθώρια ασφαλείας (Fardis, 2009 b).

Παρόλα αυτά, εξαιτίας αφενός των εγγενών πλεονεκτημάτων που παρουσιάζει η σεισμική συμπεριφορά των τοιχωμάτων και αφετέρου από την εμπειρία για την ευνοϊκή συμπεριφορά τους έναντι πολύ ισχυρών σεισμών, υπάρχει τάση προς σύγκλιση των συντελεστών συμπεριφοράς των πλαισιακών και των τοιχωματικών συστημάτων.

### 1.10.3 Κανονικότητα της κατασκευής

Σε κτίρια που παρουσιάζουν μη-κανονικότητες σε κάτοψη ή καθ' ύψος, διαμορφώνεται συγκέντρωση απαιτήσεων πλαστιμότητας σε κάποιες θέσεις της κατασκευής, γεγονός που βρίσκεται σε αντίθεση με τις απαιτήσεις περί ομοιόμορφης κατανομής της πλαστιμότητας σε κανονικά κτίρια.

#### 1.10.3.1 Κριτήρια κανονικότητας

##### 1.10.3.1.1 Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος

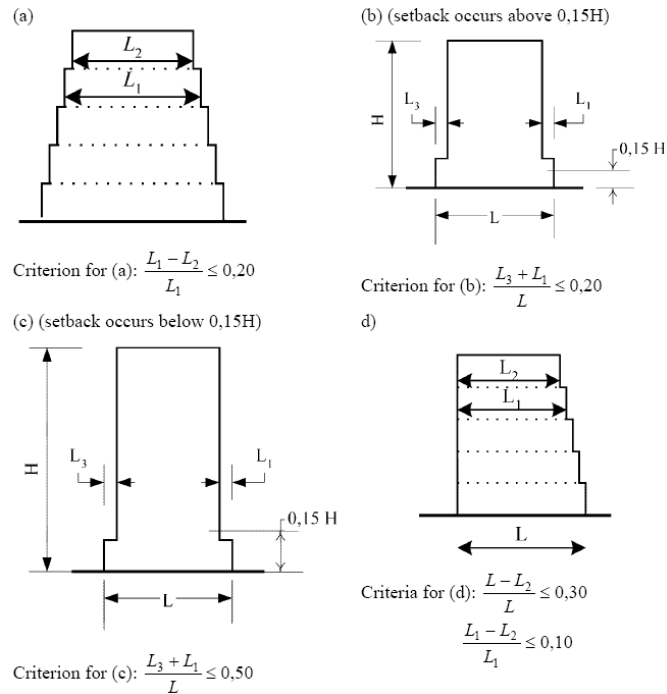
Ως κανονικά καθ' ύψος θεωρεί ο EC8(§4.2.3.3) τα κτίρια που πληρούν όλες τις παρακάτω συνθήκες:

- τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία (τοιχώματα και πλαίσια) πρέπει να συνεχίζονται χωρίς διακοπή μέχρι την κορυφή του αντίστοιχου τμήματος της κάτοψης.
- η μάζα των ορόφων και η δυσκαμψία των δομικών στοιχείων τους πρέπει να είναι η ίδια σ' όλους τους ορόφους ή να μειώνεται ομαλά από τη βάση προς την κορυφή.
- σε παισιακά δομικά συστήματα, δεν επιτρέπεται να υπάρχει έντονη ανομοιομορφία της υπεραντοχής έναντι οριζοντίων δράσεων (λόγος αντοχής προς σεισμική τέμνουσα ορόφου υπό το σεισμό σχεδιασμού) μεταξύ διαδοχικών ορόφων.
- κάθε εσοχή ορόφου από τον αμέσως κατώτερο δεν επιτρέπεται να ξεπερνά το 10% της παράλληλης ολικής διάστασης του αμέσως κατώτερου ορόφου.
- αν οι εσοχές στις δυο απέναντι πλευρές το κτιρίου στην υπόψη διεύθυνση δεν είναι συμμετρικές, η συνολική εσοχή του τελευταίου ορόφου ως προς τη βάση του κτιρίου δεν επιτρέπεται να ξεπερνά το 30% της παράλληλης διάστασης της κάτοψης στη βάση.
- αν οι εσοχές αφορούν μια μόνο στάθμη στο κάτω 15% του ύψους του κτιρίου, αυτές δεν επιτρέπεται να ξεπερνούν συνολικά (και προς τις δυο πλευρές του κτιρίου) το 50% της κάτοψης στη βάση.

Η μη ύπαρξη κανονικότητας καθ' ύψος αναμένεται γενικώς να έχει πιο σοβαρές επιπτώσεις σε επίπεδο σχεδιασμού αλλά και στην τελική σεισμική απόκριση ενός κτιρίου σε σχέση με την έλλειψη κανονικότητας σε κάτοψη. Για τον λόγο αυτόν:

- η στατική ανάλυση με (ισοδύναμα) οριζόντια σεισμικά φορτία επιτρέπεται να εφαρμόζεται μόνο σε κτίρια κανονικά καθ' ύψος, των οποίων η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ικανοποιεί και στις δυο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις τις σχέσεις:  $T \leq 2 \text{ sec}$  και  $T \leq 4T_C$ .
- σε μη-κανονικά καθ' ύψος κτίρια μειώνεται κατά 20% ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  σε σχέση με αυτόν που ισχύει σε κτίρια κανονικά καθ' ύψος.

Κατά συνέπεια, η μη-κανονικότητα καθ' ύψος διαφοροποιεί, όχι μόνον την επιτρεπόμενη μέθοδο ελαστικής ανάλυσης, καθώς απαιτεί την χρήση ιδιομορφικής ανάλυσης, αλλά και το φάσμα σχεδιασμού στο οποίο αυτή βασίζεται (αφού μειώνεται ο συντελεστής συμπεριφοράς). Σημειώνεται ότι τα κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος στον Ευρωκώδικα 8 είναι ποιοτικά, ώστε να μπορούν να ελέγχονται εποπτικά και εύκολα χωρίς αναλυτικούς υπολογισμούς (Fardis, 2009b).



Σχήμα 1.13: Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος σε κτίρια με εσοχές (EC8 §4.2.3.3)

### 1.10.3.1.2 Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη

Ως κανονικά σε κάτοψη θεωρούνται από τον Ευρωκώδικα 8 (§4.2.3.2) τα κτίρια που πληρούν όλες τις παρακάτω συνθήκες. Και πάλι, τα κριτήρια αυτά μπορούν να ελέγχονται εύκολα χωρίς εκτενείς υπολογισμούς. Συγκεκριμένα, ένα κτίριο θεωρείται κανονικό σε κάτοψη εφόσον:

- η κατανομή της δυσκαμψίας και της μάζας και ως προς τους δυο ορθογωνικούς οριζόντιους άξονες της κάτοψης είναι περίπου συμμετρική
- η κάτοψη παρουσιάζει λόγο πλευρών περιγεγραμμένου ορθογωνίου που δεν υπερβαίνει το 4, ενώ οι εσοχές της περιμέτρου της ως προς το κυρτό πολυγωνικό της περίγραμμα δεν ξεπερνούν το 5% της επιφάνειας κάτοψης.
- οι πλάκες θεωρούνται πρακτικώς απαραμόρφωτες στο επίπεδό τους.
- η εκκεντρότητα του κέντρου μάζας κάθε ορόφου ως προς το αντίστοιχο κέντρο δυσκαμψίας δεν ξεπερνά, σε καμία από τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις το 30% της αντίστοιχης ακτίνας δυστρεψίας των στοιχείων δυσκαμψίας δηλαδή (EC8 § 4.2.3.2(6)):

$$0.3r_x \geq e_x \text{ και } 0.3r_y \geq e_y$$

- το δομικό σύστημα δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο σε κανέναν όροφο (η ελάχιστη ακτίνα δυστρεψίας ορόφου πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την ακτίνα αδράνειας της μάζας του σε κάτοψη) δηλαδή (EC8 § 4.2.3.2(6)):

$$r_x, r_y \geq I_s$$

όπου οι ακτίνες δυστρεψίας ενός ορόφου στις δυο οριζόντιες διευθύνσεις μπορεί να υπολογίζονται προσεγγιστικά από τις ροπές αδράνειας των κατακόρυφων στοιχείων ως:

$$r_x = \sqrt{\frac{S(x^2 EI_y + y^2 EI_x)}{S(EI_y)}} \quad , \quad r_y = \sqrt{\frac{S(x^2 EI_y + y^2 EI_x)}{S(EI_x)}}$$

#### 1.10.4 Διατάξεις του EC8 που αφορούν την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς

Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  μπορεί να λαμβάνεται για κάθε διεύθυνση σχεδιασμού από τη σχέση: (EC8 §5.2.2.2(1))

$$q = q_0 k_w \geq 1.5$$

όπου:

- $q_0$  η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, εξαρτώμενη από τον τύπο του κατασκευαστικού συστήματος και από την κανονικότητα του καθ' ύψος
- $k_w$  συντελεστής που εκφράζει την επιρροή της δεσπόζουσας μορφής αστοχίας σε συστήματα με τοιχώματα

Στον παρακάτω πίνακα δίνονται οι τιμές της βασικής τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς  $q_0$  ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας, για διάφορα κατασκευαστικά συστήματα και για κτίρια που είναι κανονικά καθ' ύψος.

**Πίνακας 1.8:** Βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς,  $q_0$ , κανονικών καθ' ύψος κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος κατά EC8 (§ 5.2.2.2 Table 5.1 και Fardis, 2009)).

Τύπος Στατικού Συστήματος	KΠΜ	KΠΥ
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2
Στρεπτικά εύκαμπο σύστημα	2,0	3,0
Τοιχωματικό σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3	$4a_u/a_1$
Πλαισιασκό ή δυαδικό (διπλό) σύστημα, Σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3 a_u/a_1$	$4.5 a_u/a_1$

Όπως προαναφέρθηκε, για κτίρια τα οποία δεν είναι κανονικά καθ' ύψος, η τιμή της βασικής τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς  $q_0$  πρέπει να μειώνεται κατά 20%. Η μείωση λόγω μη-κανονικότητας σε κάτοψη δεν είναι υποχρεωτική. Τα  $a_u$  και  $a_1$  ορίζονται ως εξής:

- $a_1$  είναι η τιμή με την οποία η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού πολλαπλασιάζεται προκειμένου να εμφανισθεί η πρώτη πλαστική άρθρωση (εξάντληση καμπτικής αντοχής) σε μέλος της κατασκευής, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές.
- $a_u$  είναι η τιμή με την οποία η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού πολλαπλασιάζεται προκειμένου να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις σε ένα αριθμό θέσεων τα οποία να είναι αρκετά ώστε να αναπτυχθεί συνολική αστάθεια στην κατασκευή, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές.

Σε περίπτωση κατά την οποία ο λόγος  $a_u/a_1$  δεν έχει υπολογιστεί μέσω ανελαστικής στατικής ανάλυσης, τότε για κτίρια τα οποία είναι κανονικά σε κάτοψη μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθες τιμές (EC8 §5.2.2.2(5)):

Πλαισιακά ή ισοδύναμα προς πλαισιακά δυαδικά συστήματα:

- μονώροφα κτίρια:  $a_u/a_1 = 1.1$
- πολώροφα δίπτυλα πλαισιακά κτίρια:  $a_u/a_1 = 1.2$
- πολώροφα πολύπτυλα πλαισιακά κτίρια ή ισοδύναμα προς πλαισιακά δυαδικά συστήματα:  $a_u/a_1 = 1.3$

Τοιχωματικά ή ισοδύναμα προς τοιχωματικά δυαδικά συστήματα:

- τοιχωματικά συστήματα με μόνο δυο ασύζευκτα τοιχώματα ανά οριζόντια διεύθυνση:  $a_u/a_1 = 1.0$
- όλα τα υπόλοιπα συστήματα ασύζευκτων τοιχωμάτων:  $a_u/a_1 = 1.1$
- ισοδύναμα προς τοιχωματικά δυαδικά συστήματα ή συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων:  $a_u/a_1 = 1.2$

Για κτίρια τα οποία δεν είναι κανονικά σε κάτοψη, η τιμή που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για το λόγο  $a_u/a_1$  προκύπτει ως ο μέσος όρος του 1.0 και της τιμής που δίνεται σύμφωνα με την παραπάνω παράγραφο. Η μείωση όμως αυτή δεν είναι υποχρεωτική. Αν ο λόγος  $a_u/a_1$  έχει υπολογιστεί μέσω ανελαστικής στατικής ανάλυσης, τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί η υπολογισθείσα τιμή. Σε κάθε περίπτωση πάντως, ο λόγος  $a_u/a_1$

δεν μπορεί να λάβει τιμή μεγαλύτερη από 1.5. Στον EC8 η υπεραντοχή των υλικών και των στοιχείων θεωρείται πως ανταποκρίνεται σε συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1.5$ , ο οποίος αντιστοιχεί σε κτίρια σχεδιασμένα για DCL χωρίς καμία συσχέτιση με την πλαστιμότητα.

Σε ότι αφορά το συντελεστή  $k_w$ , η τιμή του λαμβάνεται ως εξής (EC8 §5.2.2.2(11)):

- για πλαισιακά ή μικτά πλαισιακά συστήματα:  $k_w=1.0$
- για τοιχωματικά ή μικτά τοιχωματικά ή στρεπτικά ευαίσθητα συστήματα:

$$1.0 \geq k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \geq 0.5$$

όπου:

- $\alpha_0$  είναι η δεσπόζουσα αναλογία διαστάσεων, η οποία εφόσον οι λόγοι  $h_{wi}/l_{wi}$  όλων των τοιχωμάτων του συστήματος δεν διαφέρουν ιδιαίτερα, μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση (EC8 §5.2.2.2(12)) :  $\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$
- $h_{wi}$  είναι το ύψος του τοιχώματος  $i$  και
- $l_{wi}$  είναι το μήκος της διατομής του τοιχώματος  $i$ .

Ακολούθως παρατίθεται ένας πίνακας (Fardis, 2009) στον οποίον συνοψίζονται οι προκύπτουσες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  διαφορετικών δομικών συστημάτων, ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας που επιλέγεται και την κανονικότητα της κατασκευής σε κάτοψη ή καθ' ύψος.

Στον Πίνακα 1.9 συγκρίνονται οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος με αυξημένη πλαστιμότητα κατά ΕΑΚ, με τις αντίστοιχες του EC8 για τις δυο κατηγορίες Πλαστιμότητας που επιτρέπονται στην χώρα μας. Οι τιμές για EC8 βασίζονται στις ανωτέρω αντιπροσωπευτικές τιμές του συντελεστή υπεραντοχής λόγω υπερστατικότητας του συστήματος,  $a_u/a_1$ , που προκαθορίζει ο EC8 για την περίπτωση που ο συντελεστής αυτός δεν υπολογίζεται με ανελαστική στατική ανάλυση. Στον ΕΑΚ προβλέπονται απαιτήσεις διαστασιολόγησης, κατασκευαστικής διαμόρφωσης και λεπτομερειών όπλισης μελών οι οποίες μπορεί να θεωρηθεί ότι αντιστοιχούν περίπου στο μέσο επίπεδο σχεδιασμού κατά DCM και DCH του EC8, όντας πλησιέστερες στις διατάξεις της κατηγορίας DCM. Από τον παραπάνω πίνακα προκύπτει επίσης ότι, για κανονικά κτίρια, ο ΕΑΚ προβλέπει γενικώς μικρότερες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς από ότι ο Ευρωκώδικας 8. Αντίθετα, για τα κτίρια με κατά τεκμήριο δυσμενέστερη σεισμική συμπεριφορά (τα μη-κανονικά, τα στρεπτικά εύκαμπτα, τα ανεστραμμένα εκκρεμή), προβλέπει γενικώς μεγαλύτερες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  σε σχέση με τον EC8.



Πίνακας 1.9: Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς κτιρίων Ο/Σ που σχεδιάζονται για αυξημένη πλαστιμότητα κατά ΕΑΚ ή EC8 (Fardis, 2009).

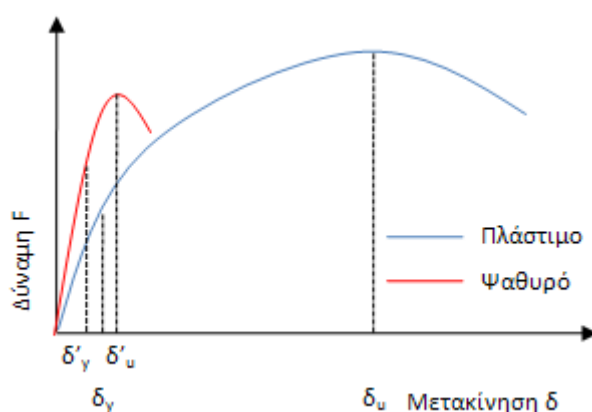
	ΕΑΚ	EC8		ΕΑΚ	EC8		ΕΑΚ	EC8		ΕΑΚ	EC8	
		DCM	DCH		DCM	DCH		DCM	DCH		DCM	DCH
<i>Στρεπτικά ευαίσθητο</i>	3.5	2.0	3.0	3.5	2.0	3.0	3.5	1.6	2.4	3.5	1.6	2.4
<i>Ανεστραμμένο εκκρεμές</i>	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	1.6	2.0	1.5	1.6
<i>Τοιχωματικό με &gt;2 ασύζευκτα τοιχώματα/διεύθυνση</i>	3.0	3.0	4.4	3.0	3.0	4.2	3.0	2.4	3.5	3.0	2.4	3.35
<i>Τοιχωματικό με 2 ασύζευκτα τοιχώματα/διεύθυνση</i>	3.0	3.0	4.0	3.0	3.0	4.0	3.0	2.4	3.2	3.0	2.4	3.2
<i>Μικτό τοιχωματικό, τοιχωματικό συζευγμένων τοιχωμάτων ή πολυώροφο πλαίσιακό ή μικτό πλαίσιακό με ένα άνοιγμα</i>	3.5	3.6	5.4	3.5	3.3	4.95	3.5	2.9	4.3	3.5	2.65	3.95
<i>Πολυώροφο πλαίσιακό ή μικτό πλαίσιακό</i>	3.5	3.9	5.85	3.5	3.45	5.2	3.5	3.1	4.7	3.5	2.75	4.15
<i>Μονώροφο πλαίσιακό ή μικτό πλαίσιακό</i>	3.5	3.3	4.95	3.5	3.15	4.7	3.5	2.65	3.95	3.5	2.5	3.8

## Κεφάλαιο 2: Διατάξεις διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων από Ο/Σ

### 2.1 Φιλοσοφία του ικανοτικού σχεδιασμού

#### 2.1.1 Πλαστιμότητα

Πλαστιμότητα δομικών στοιχείων και κατασκευών Ο/Σ είναι η ικανότητα τους να παραμορφώνονται πέραν του ορίου διαρροής, χωρίς να απομειώνεται σημαντικά η αντοχής τους. Αντίθετα, ορίζεται ως ψαθυρό ένα υλικό, δομικό στοιχείο ή κατασκευή όπου η αστοχία συμβαίνει ξαφνικά, χωρίς προειδοποίηση, μόλις η ένταση υπερβεί το μέγιστο αναλαμβανόμενο φορτίο τους. Τυπικά διαγράμματα δύναμης – παραμόρφωσης δομικών στοιχείων Ο/Σ με πλάσטיμη ή ψαθυρή συμπεριφορά δίνονται στο Σχήμα. 2.1.



**Σχήμα 2.1:** Τυπικά διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης δομικών στοιχείων Ο/Σ με πλάσטיμη ή ψαθυρή συμπεριφορά (μετακινήσεις διαρροής και αστοχίας αντιστοιχούν σε διγραμμικοποιημένη καμπύλη δύναμης-μετακίνησης).

Στο Σχ. 2.1,  $\delta_y$  είναι η παραμόρφωση διαρροής που αντιστοιχεί στη διαρροή του χάλυβα και  $\delta_u$  η οριακή παραμόρφωση που αναπτύσσεται χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής στο πλάστιμο στοιχείο ενώ  $\delta'_y$  και  $\delta'_u$  είναι τα αντίστοιχα μεγέθη του ψαθυρού στοιχείου.

Όταν η φόρτιση εκφράζεται ως ροπή, τότε το αντίστοιχο μέγεθος παραμόρφωσης μπορεί να είναι η στροφή χορδής ή η καμπυλότητα της διατομής του στοιχείου. Με βάση τα παραπάνω, οι δείκτες πλαστιμότητας μετακινήσεων  $\mu_\delta$ , πλαστιμότητας καμπυλοτήτων  $\mu_\phi$  και πλαστιμότητας στροφών  $\mu_\theta$  ορίζονται ως ακολούθως:

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$

Οι παραπάνω ορισμοί εν γένει αναφέρονται σε μονοτονική φόρτιση μέχρι αστοχίας. Σημειώνεται ότι οι ανωτέρω δείκτες, αν και χρησιμοποιούμενοι ευρέως, δεν αποτελούν τον μοναδικό τρόπο έκφρασης της πλαστιμότητας καθώς αυτή μπορεί να οριστεί και με βάση την ενέργεια που απορροφάται από το δομικό στοιχείο και μετατρέπεται σε θερμότητα. Η πλαστιμότητα των δομικών στοιχείων και των κατασκευών αποτελούν αναπόσπαστο μέρος της φιλοσοφίας των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών, καθώς ανεξαρτήτως της αντοχής θα πρέπει να εξασφαλίζεται η αυξημένη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας κατά την ισχυρή σεισμική φόρτιση ώστε να αποφευχθεί η δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης.

Συγκεκριμένα επιδιώκεται, η συμπεριφορά των συνήθων κατασκευών σε σχέση με την ένταση της σεισμικής δράσης να είναι η ακόλουθη:

- Σε περίπτωση ασθενών σεισμών: η κατασκευή να μην παρουσιάσει βλάβες, δηλαδή όλα τα δομικά της στοιχεία να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή.
- Σε περίπτωση μεσαίου μεγέθους σεισμών: η κατασκευή να εμφανίσει ελάχιστες βλάβες στα φέροντα στοιχεία και μερικές βλάβες στα μη φέροντα.
- Σε περίπτωση ισχυρών σεισμών: η κατασκευή να υποστεί μεν βλάβες στον φέροντα οργανισμό, πλην όμως αυτές να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες και κυρίως, να αποφεύγεται η κατάρρευση.

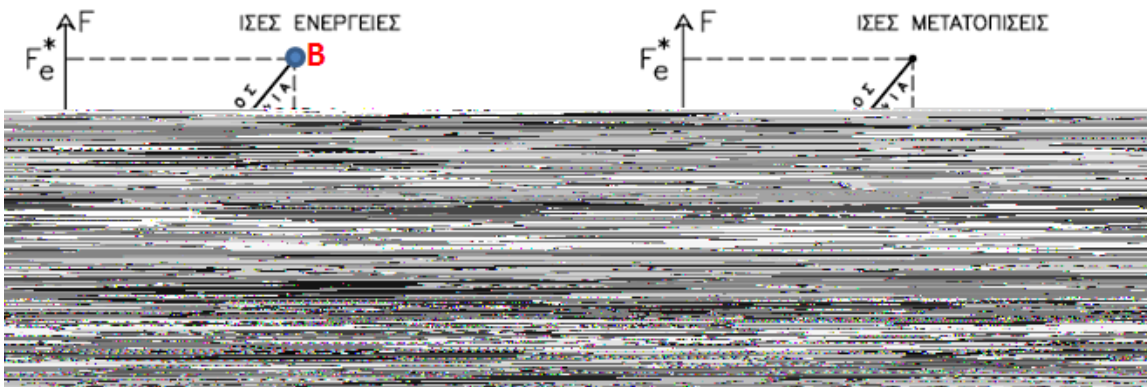
Επιπλέον, συνοπτικά προβλέπεται:

- Η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας να επικεντρώνεται σε συγκεκριμένες θέσεις της κατασκευής με βάση την αρχή “ισχυρό υποστύλωμα - ασθενής δοκός”.
- Ψαθυρές αστοχίες από διάτμηση ή αστοχία αγκυρώσεων να μην προηγούνται της πλάστιμης αστοχίας από κάμψη.
- Η εξασφάλιση πλαστιμότητας σε όλα τα δομικά στοιχεία, όπως αυτή υλοποιείται με την ολκιμότητα του χάλυβα, το ποσοστό του εφελκόμενου και του θλιβόμενου οπλισμού καθώς και με την περίσφιξη.

## 2.1.2 Θεωρία ενεργειακού ισοζυγίου (energy balance theory)

Είναι γνωστό ότι τη συμπεριφορά ενός ελαστοπλαστικού ταλαντωτή υπό δυναμική φόρτιση εξαρτάται όχι μόνο από τη δυσκαμψία και τη μάζα του, αλλά και από το όριο διαρροής του και εν γένει την πλαστιμότητα που διαθέτει. Το ερώτημα συνεπώς που τίθεται είναι ποιά είναι η επιρροή του ορίου διαρροής στις μέγιστες μετακινήσεις του ταλαντωτή και κυρίως, πως συσχετίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας μετακινήσεων  $\mu$ , όπως ορίστηκε παραπάνω, με τον δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , ο οποίος εκφράζει τον λόγο της ελαστικής απαίτησης (σε όρους δύναμης,  $F_e^*$ ) με βάση το ελαστικό φάσμα απόκρισης μιας δεδομένης διέγερσης, προς την ανελαστική απαίτηση ( $F_e$ ) με βάση το ανελαστικό φάσμα απόκρισης της ίδιας διέγερσης για δεδομένη πλαστιμότητα  $\mu$  (Σχήμα 2.2):

$$q = \frac{F_e^*}{F_e}$$



**Σχήμα 2.2:** Διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης ελαστικού και ελαστοπλαστικού ταλαντωτή με βάση την αρχή των ίσων ενεργειών (αριστερά) και των ίσων μετακινήσεων (δεξιά).

επειδή η σχέση αυτή μπορεί να γραφεί και ως:

$$q = \frac{F_e^*}{F_e} = \frac{F_e^*}{F_y} \frac{F_y}{F_e} = q_d q_0$$

θεωρείται πως ο πρώτος όρος  $q_d$  (στον ΕΑΚ2000 ή συχνά  $q_\mu$  ή  $R_y$  στη διεθνή βιβλιογραφία) εκφράζει τον «παράγοντα πλαστιμότητας» και ο δεύτερος όρος  $q_0$  τον «παράγοντα υπεραντοχής» του δείκτη συμπεριφοράς. Ο πρώτος εξαρτάται από το είδος του υλικού, τον τύπο του δομικού συστήματος και την ικανότητα παραμόρφωσης και απορρόφησης ενέργειας των δομικών στοιχείων στην μετελαστική περιοχή, ενώ ο δεύτερος εξαρτάται από την υπερστατικότητα, την ικανότητα ανακατανομής των εσωτερικών δυνάμεων και γενικότερα από το διαθέσιμο απόθεμα αντοχής της κατασκευής μετά την εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης. Σημειώνεται ότι εκτός των ανωτέρω δύο παραμέτρων, ο δείκτης συμπεριφοράς  $q$  εξαρτάται και από τη συνολική απόσβεση του δομήματος, γεγονός που όμως κατά τεκμήριο αγνοείται, εκτός και αν υπάρχουν ειδικές συσκευές σεισμικής μόνωσης.

### 2.1.3 Παράγοντας πλαστιμότητας $q_d$

Μελετώντας συνεπώς τη συμπεριφορά ενός ελαστικού και ενός ελαστοπλαστικού ταλαντωτή υπό δεδομένη σεισμική φόρτιση, είναι δυνατό να υποθεθεί ότι τα δύο συστήματα δυνητικά θα μπορούσαν να απορροφήσουν την ίδια ενέργεια (Blume 1961, Wiegel, 1970). Ως εκ τούτου, εάν εξισωθούν τα εμβαδά (AZB) και (ZDEF) τότε:

$$\begin{aligned} (AZB) &= (ZDEF) \\ \frac{1}{2}(D_e^* - D_y)(F_e^* - F_y) &= (D_u - D_e^*)F_y \end{aligned}$$

Επειδή από όμοια τρίγωνα προκύπτει ότι:

$$\frac{D_y}{D_e^*} = \frac{F_y}{F_e^*}$$

και ταυτοχρόνως

$$q_d = \frac{F_e^*}{F_y}$$

η παραπάνω εξίσωση μπορεί να γραφεί ως:

$$\frac{1}{2}\left(D_e^* - \frac{1}{q_d}D_e^*\right)(F_e^* - F_y) = (D_u - D_e^*)F_y$$

όπου όμως, από τον ορισμό της πλαστιμότητας μετακινήσεων ισχύει ότι:

$$m_d = \frac{D_u}{D_y}$$

συνεπώς, η ανωτέρω εξίσωση μπορεί να γραφεί ως:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}\left(\Delta_e^* - \frac{1}{q_d}\Delta_e^*\right)(F_e^* - F_y) &= (\mu_\delta \Delta_y - \Delta_e^*)F_y \Rightarrow \\ \frac{1}{2}\left(\Delta_e^* - \frac{1}{q_d}\Delta_e^*\right)(F_e^* - F_y) &= \left(\mu_\delta \frac{1}{q}\Delta_e^* - \Delta_e^*\right)F_y \Rightarrow \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2}\Delta_e^* \left(1 - \frac{1}{q_d}\right) (F_e^* - F_y) = \Delta_e^* \left(\mu_\delta \frac{1}{q_d} - 1\right) F_y \Rightarrow$$

$$\frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{q_d}\right) (F_e^* - F_y) = \left(\mu_\delta \frac{1}{q_d} - 1\right) F_y$$

όπου όμως και πάλι αφού  $qF_e^* = F_y$  συνεπώς η ανωτέρω εξίσωση γίνεται:

$$\frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{q_d}\right) \left(F_e^* - \frac{1}{q_d} F_e^*\right) = \left(\mu_\delta \frac{1}{q_d} - 1\right) \frac{1}{q_d} F_e^* \Rightarrow$$

$$\frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{q_d}\right) F_e^* \left(1 - \frac{1}{q_d}\right) = \left(\mu_\delta \frac{1}{q_d} - 1\right) \frac{1}{q_d} F_e^* \Rightarrow$$

$$\frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{q_d}\right) \left(1 - \frac{1}{q_d}\right) = \left(\mu_\delta \frac{1}{q_d} - 1\right) \frac{1}{q_d} \Rightarrow$$

$$\frac{1}{2} \left(1 - \left(\frac{1}{q_d}\right)^2\right) = \mu_\delta \left(\frac{1}{q_d}\right)^2 - \left(\frac{1}{q_d}\right)^2 \Rightarrow$$

$$1 - q_d^2 = 2q_d^2(\mu_\delta - 1) \Rightarrow$$

$$\left(\frac{1}{q_d}\right)^2 (1 - 2\mu_\delta) = -1 \Rightarrow$$

$$q_d^2 = 2\mu_\delta - 1 \Rightarrow$$

$$q_d = \sqrt{2\mu_\delta - 1}$$

Με απλούστερα λόγια, η τελευταία εξίσωση σημαίνει πως μια κατασκευή με δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων  $\mu_\delta = 3$ , διαθέτει  $q_d=2.2$  ( $1/q_d=0.45$ ), δηλαδή, η σεισμική δύναμη που απαιτείται για το σχεδιασμό του ελαστοπλαστικού συστήματος είναι το 45% της σεισμικής δύναμης που απαιτείται για το σχεδιασμό του ελαστικού συστήματος. Σημειώνεται ότι οι ανωτέρω σχέσεις βρίσκονται σε ικανοποιητική συμφωνία με τα αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων σε μονοβάθμια συστήματα (Clough, 1966). Αντίστοιχα, κατ' αναλογία, ισχύουν προσεγγιστικά και για τα πολυώροφα κτίρια.

Με αντίστοιχη προσέγγιση, μπορεί κανείς να καταλήξει στο συμπέρασμα ότι εάν υποθεθεί πως ο ελαστικός και ο ελαστοπλαστικός ταλαντωτής έχουν την ίδια μέγιστη μετακίνηση (Σχήμα 2.2, δεξιά), τότε

$$q_d = \mu_\delta$$

Επίσης παρατηρείται ότι η υπόθεση των ίσων μετακινήσεων, και συνακόλουθα της σχέσης  $\Delta_u = \Delta_e^*$  αλλά και η παραδοχή ότι  $\Delta_u = q\Delta_e$  ισχύει ικανοποιητικά μόνο στα εύκαμπτα συστήματα με ιδιοπερίοδο  $T > 0.6\text{sec}$ , καθώς στην περιοχή περιόδων  $0.1 < T < 0.6\text{sec}$  οι ανελαστικές μετακινήσεις είναι στην πραγματικότητα μεγαλύτερες από τις ελαστικές μετακινήσεις, οπότε και είναι  $\Delta_u = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}} \Delta_e^*$  και  $q = q_o \sqrt{2\mu - 1} < q_o \mu$ . Για τον λόγο αυτόν, όπως σχολιάζεται και στον ΕΑΚ2000, ο κατιών κλάδος του φάσματος σχεδιασμού ανυψώνεται με τη χρήση του εκθέτη 2/3, ώστε να εξασφαλίζεται σταθερή τιμή συντελεστή συμπεριφοράς σε όλο το εύρος των ιδιοπεριόδων.

Από διεξοδικές παραμετρικές αναλύσεις με τη χρήση επιταχυνσιογραφημάτων καταγεγραμμένων αμιγώς στην Ελλάδα, έχει δειχθεί (Karros, 1999) ότι ο όρος της  $q_d$  για κατάλληλα επιλεγμένες τιμές του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων  $\mu_\delta$  εξαρτάται σημαντικά από την ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Από τη σύγκριση της παρατηρηθείσας εξάρτησης του  $q_d$  με αυτές που καθορίζονται στον Ευρωκώδικα 8 ή εκείνες που έχουν προταθεί στη διεθνή βιβλιογραφία, προκύπτει επίσης ότι οι υπολογισθείσες με βάση του Ελληνικούς σεισμούς τιμές του  $q_d$  γενικά υπερβαίνουν αυτές του Ευρωκώδικα 8 τόσο για τα μαλακά όσο και για τα σκληρά εδάφη καθώς και για σχετικά μεγάλες τιμές πλαστιμότητας. Από την άλλη, η εικόνα αυτή

αντιστρέφεται στην περιοχή των μικρών περιόδων όπου οι τιμές του Ευρωκώδικα 8 υπερεκτιμούν τη μέση τιμή αυτών που υπολογίστηκαν με τον τρόπο που προαναφέρθηκε.

Η σύγκριση από την άλλη με τη διαθέσιμη βιβλιογραφία (Miranda, 1993) οδηγεί σε γενικώς καλύτερη σύγκλιση, ειδικά για μικρές τιμές πλαστιμότητας, με εξαίρεση την περίπτωση των σκληρών εδαφών όπου οι τιμές  $q_d$  που προέκυψαν από την ανάλυση με Ελληνικούς σεισμούς είναι μεγαλύτερες στην περιοχή των μέσων προς μεγάλων περιόδων.

## 2.2 Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης

### 2.2.1 Απαιτήσεις συμπεριφοράς και αντίστοιχες σεισμικές δράσεις

Οι ρητές απαιτήσεις συμπεριφοράς στον EC8 (§2.1) είναι:

- Απαίτηση μη-κατάρρευσης: Η κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται υπό τη σεισμική δράση σχεδιασμού για αποφυγή τοπικής και ολικής κατάρρευσης διατηρώντας επαρκή στατική ακεραιότητα και παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά το σεισμό (στους μετασεισμούς). Πρόκειται ουσιαστικά για απαίτηση προστασίας της ζωής.
- Απαίτηση περιορισμού βλαβών: Η κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται για σεισμούς μεγαλύτερης πιθανότητας εμφάνισης από τον σεισμό σχεδιασμού έτσι ώστε να μην παρουσιάζονται βλάβες που δημιουργούν περιορισμούς στη χρήση, το κόστος των οποίων θα μπορούσε να είναι δυσανάλογο προς το κόστος της ίδιας της κατασκευής.

Για συνήθη έργα η σεισμική δράση σχεδιασμού έχει, όπως και στον ΕΑΚ 2000, πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια, δηλαδή μέση περίοδο επανάλιψης 475 χρόνια. Πρόκειται ουσιαστικά για τη χαρακτηριστική σεισμική δράση,  $A_{EK}$ , η οποία στον EC8 ονομάζεται σεισμική δράση αναφοράς και δηλώνεται με το δείκτη R. Για έργα σπουδαιότητας διαφορετικής της συνήθους, η σεισμική δράση σχεδιασμού είναι η σεισμική δράση αναφοράς,  $A_{EK}$ , επί τον συντελεστή σπουδαιότητας,  $\gamma_1$ , που έχει τιμές μεγαλύτερες ή μικρότερες από 1.0 (εκτενής αναφορά για τις κατηγορίες σπουδαιότητας και τους συντελεστές σπουδαιότητας που αντιστοιχούν σε κάθε μια από αυτές περιλαμβάνεται στο κεφάλαιο 1.9.2). Έτσι τελικώς η σεισμική δράση σχεδιασμού είναι:  $A_{Ed} = \gamma_1 A_{EK}$ . Η απαίτηση της μη-κατάρρευσης, πρέπει να ικανοποιείται υπό τη σεισμική δράση  $A_{Ed}$ .

Για συνήθη έργα η σεισμική δράση περιορισμού βλαβών έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 10 χρόνια, δηλαδή μέση περίοδο επανάλιψης 95 χρόνια. Ο περιορισμός αποσκοπεί στην μείωση των οικονομικών επιπτώσεων, ενός μικρότερου σεισμού από εκείνον του σχεδιασμού, και στην συνέχιση της λειτουργίας των σημαντικών για την δημόσια ασφάλεια κατασκευών. Ο EC8 (§2.1 και §4.4.3.2) επιτρέπει να λαμβάνεται χάριν απλότητας ίση με τη σεισμική δράση σχεδιασμού,  $A_{Ed}$ , επί το συντελεστή μείωσης  $\nu$  (τιμές του οποίου δίνονται ανάλογα της κατηγορίας σπουδαιότητας στον Πίνακα 1.4).

Οι παραπάνω ρητές απαιτήσεις συμπεριφοράς ελέγχονται με βάση τα κριτήρια συμμόρφωσης που περιγράφονται παρακάτω. Όμως ο EC8 έχει και μια τρίτη απαίτηση: την αποφυγή καθολικής κατάρρευσης υπό μια εξαιρετικά σπάνια αλλά μη καθοριζόμενη σεισμική δράση, πολύ πέραν της σεισμικής δράσης σχεδιασμού (για παράδειγμα, με μέση περίοδο επανάλιψης της τάξης των 2000 χρόνων). Η απαίτηση αυτή στοχεύει στην αποφυγή καθολικών απωλειών, όχι μεμονωμένων θυμάτων, και δεν εξετάζει αν ο φορέας θα καταρρεύσει στους μετασεισμούς. Για φορείς που σχεδιάζονται με απαιτήσεις πλαστιμότητας, η ικανοποίηση της απαίτησης αυτής επιδιώκεται μέσω καθολικής εφαρμογής του Ικανοτικού Σχεδιασμού.

### 2.2.2 Κριτήρια συμμόρφωσης στις απαιτήσεις συμπεριφοράς

Όπως και στον ΕΑΚ2000, το κριτήριο συμμόρφωσης κτιρίων στην απαίτηση περιορισμού βλαβών είναι ο περιορισμός της σχετικής μετακίνησης διαδοχικών ορόφων υπό τη σεισμική δράση περιορισμού βλαβών (EC8 §4.4.3.2).

Κριτήριο συμμόρφωσης οποιουδήποτε τύπου έργου στην απαίτηση αποφυγής (έστω και τοπικής) κατάρρευσης υπό τη σεισμική δράση σχεδιασμού είναι ο έλεγχος και η εξασφάλιση ότι αυτό διαθέτει την ικανότητα να ανταπεξέλθει στις μετακινήσεις και παραμορφώσεις που θα του προκαλέσει η δράση αυτή και μάλιστα με κάποιο περιθώριο ασφάλειας. Τούτο διότι ο σεισμός είναι μια δυναμική δράση που απαιτεί από

την κατασκευή να ανταπεξέλθει όχι σε ένα σύστημα επιβεβλημένων δυνάμεων, αλλά σε μια ποσότητα ενέργειας ταλάντωσης που εισάγεται σ' αυτήν από το έδαφος καθώς και στις αντίστοιχες καταναγκασμένες παραμορφώσεις. Για το λόγο αυτό ο EC8 επιτρέπει να αναπτυχθούν κατά τη σεισμική δράση σχεδιασμού σημαντικές μετελαστικές παραμορφώσεις, αρκεί αυτές να μη θέτουν σε κίνδυνο την ακεραιότητα των μελών και του συνόλου του έργου.

Μια ακραία επιλογή είναι να απαιτηθεί από τον φορέα να ανταπεξέλθει ελαστικά στις επιβεβλημένες παραμορφώσεις, χάρη στην αντοχή του και μόνο. Αυτό σημαίνει ότι θα πρέπει να έχει αντοχή τουλάχιστον ίση με τις οριζόντιες δυνάμεις που θα εισάγει ο σεισμός στον ελαστικό φορέα, με βάση τη μάζα και την ελαστική δυσκαμψία του. Στην Ελλάδα οι δυνάμεις αυτές είναι της τάξης του 40% ως και 90% του συνολικού βάρους του έργου. Παρόλο που είναι τεχνικά εφικτό να σχεδιασθεί ο φορέας ώστε να παραμείνει ελαστικός υπό τις δυνάμεις αυτές, είναι εξαιρετικά αντικοινωνικό για το φορέα και τη θεμελίωση του και πολύ δυσμενές για τη λειτουργία του έργου στο σεισμό και την προστασία των αντικειμένων και των ενοίκων που φιλοξενεί. Αυτό συμβαίνει διότι όταν η απόκριση είναι ελαστική, οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται στις διάφορες στάθμες της κατασκευής είναι πολύ υψηλές. Ο EC8 επιτρέπει να σχεδιαστεί ο φορέας για ελαστική απόκριση στη σεισμική δράση σχεδιασμού, και μάλιστα με διαίρεση των ελαστικών οριζοντίων δυνάμεων με συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1.5$  (αντί του  $q=1.0$  που αντιστοιχεί σε ελαστική συμπεριφορά), λαμβάνοντας υπόψη υπεραντοχές, όπως τα σημαντικά περιθώρια μεταξύ των μέσων τιμών και των τιμών σχεδιασμού των αντοχών των υλικών, την υπεραντοχή χάρη στους ελάχιστους οπλισμούς ή στο σχεδιασμό για τις μη σεισμικές δράσεις ή την κάλυψη πολλαπλών διατομών από τον οπλισμό της δυσμενέστερης από αυτές.

Όμως αυτός ο σχεδιασμός, μόνον επί τη βάση της αντοχής, χωρίς πλαστιμότητα, που επιτρέπεται και από τον ΕΑΚ 2000 για φορείς χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, συνιστάται από τον EC8 μόνο για τις περιοχές χαμηλής σεισμικότητας, που όμως δεν υπάρχουν στην Ελλάδα. Για το σχεδιασμό φορέων λαμβάνοντας υπόψη μόνο την αντοχή, χωρίς πλαστιμότητα και με  $q=1.5$ , εφαρμόζονται μόνο ο Ευρωκώδικας για το αντίστοιχο υλικό (EC2 έως EC6), με τη σεισμική δράση να λαμβάνεται ως μια συνήθης οριζόντια (ή και κατακόρυφη) δράση και χωρίς να εφαρμόζεται καμία από τις διατάξεις του EC8 για γενική ή τοπική πλαστιμότητα. (Fardis, 2009).

Ο κύριος τρόπος αντισεισμικού σχεδιασμού κατά τον EC8, και ο μόνος που επιτρέπεται στην Ελλάδα στα κτίρια με φορείς σκυροδέματος, είναι με βάση την πλαστιμότητα. Συγκεκριμένα, το σύνολο του φορέας σχεδιάζεται ώστε:

- να διαθέτει αντοχή (δύναμη διαρροής) ίση με τις οριζόντιες δυνάμεις που θα εισήγαγε ο σεισμός στον ελαστικό φορέα, διαιρεμένες με συντελεστή συμπεριφοράς  $q>1.5$  και
- μετά τη διαρροή του να μπορεί να φθάσει χωρίς καμία τοπική αστοχία υπό συνθήκες ανακύκλισης και υπό πρακτικώς σταθερή οριζόντια δύναμη (την αντοχή του) μια μετακίνηση στην κορυφή ίση με τη μετακίνηση διαρροής (αυτήν που αντιστοιχεί ελαστικά στη δύναμη διαρροής του) πολλαπλασιασμένη επί την τιμή του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων του κτιρίου ως συνόλου,  $\mu_s$ , που αντιστοιχεί στο συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στο σχεδιασμό (βλ. §2.1.3).

Για την υλοποίηση της πρώτης εκ των παραπάνω απαιτήσεων, οι περιοχές των μελών (στα άκρα δοκών και υποστυλωμάτων και στη βάση τοιχωμάτων) που καλούνται να αναπτύξουν μετελαστικές (πλαστικές) σεισμικές παραμορφώσεις (πλαστικές αρθρώσεις), και που μορφώνονται κατάλληλα για το σκοπό αυτό, διαστασιολογούνται για την οριακή κατάσταση αστοχίας, ώστε να διαθέτουν αντίσταση σε όρους δυνάμεων,  $R_d$ , τουλάχιστον ίση με την ελαστική ένταση,  $E_d$ , που εισάγουν στο φορέα οι οριζόντιες δυνάμεις δηλαδή (EC8 § 4.4.2.2):

$$R_d \geq E_d$$

Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής,  $R_d$ , στον έλεγχο της οριακής κατάστασης αστοχίας υπολογίζεται όπως και στο σχεδιασμό για τις λοιπές δράσεις (π.χ. σε φορείς σκυροδέματος με τις ίδιες τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας υλικών,  $\gamma_c=1.5$ ,  $\gamma_s=1.15$ ).

Για την υλοποίηση της δεύτερης εκ των παραπάνω απαιτήσεων, οι περιοχές όπου αναμένεται να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται έτσι ώστε να διαθέτουν τοπικό δείκτη πλαστιμότητας που να εξασφαλίζει την τιμή του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων του κτιρίου,  $\mu_s$ . Επιπλέον, χρησιμοποιείται η διαδικασία «ικανοτικού σχεδιασμού» για την ιεράρχηση των αντοχών των πλαστικών και των ψαθυρών τρόπων αστοχίας, ώστε να αποκλεισθεί οποιαδήποτε πρόωγη ψαθυρή αστοχία που μπορεί να εμποδίσει την ανάπτυξη των πλαστικών αρθρώσεων και τον επιθυμητό πλαστικό μηχανισμό

του φορέα. Η ίδια διαδικασία (του ικανοτικού σχεδιασμού) εξασφαλίζει ότι το έδαφος θεμελίωσης και τα στοιχεία θεμελίωσης θα αναλάβουν την ένταση που θα αναπτυχθεί εκεί από την απόκριση της ανωδομής με βάση την πραγματική αντοχή της. (Fardis, 2009a).

## **2.3 Διατάξεις διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2**

### **2.3.1 Γενικά**

Ο Ευρωκώδικας 2 αποτελεί την βάση για τη διαστασιολόγηση δομικών στοιχείων από Ο/Σ επί της οποίας ο αντισεισμικός σχεδιασμός επιτυγχάνεται μέσω των ειδικότερων διατάξεων του Ευρωκώδικα 8. Για τον λόγο αυτόν, πραγματοποιείται εδώ μια σύνοψη των σχετικών προβλέψεων ώστε να καταστεί κατανοητή η εξειδίκευση των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8 η οποία πραγματοποιείται στα Κεφάλαια 3 έως 7. Η εφαρμογή του Ευρωκώδικα 2, παρά το γεγονός ότι παρουσιάζει πολλές ομοιότητες με τον ΕΚΟΣ 2000, ιδιαίτερα σε ότι αφορά τον υπολογισμό στις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και αστοχίας, μεταβάλλει σε αρκετά σημεία το σχεδιασμό των κατασκευών από σκυρόδεμα. Οι κυριότερες διαφορές του Μέρους 1.1 του Ευρωκώδικα 2, που περιλαμβάνει του γενικούς κανόνες και τους κανόνες για κτίρια, μπορούν να συνοψιστούν στα παρακάτω σημεία. Συγκεκριμένα, ο Ευρωκώδικας 2 - Μέρος 1 (Τρέζος, 2009):

- δεν περιέχει αντισεισμικές διατάξεις (τις οποίες περιέχει ο ΕΚΟΣ2000) και γι' αυτό δε μπορεί να εφαρμοσθεί αυτοτελώς, αλλά πρέπει να εφαρμοσθεί σε συνδυασμό με τον Ευρωκώδικα 8 (ακριβέστερα ο Ευρωκώδικας 2-1.1 μπορεί να εφαρμοσθεί σε περιοχές με χαμηλή σεισμικότητα, που δεν είναι όμως η περίπτωση της Ελλάδος).
- αναφέρεται σε τρεις κατηγορίες έργων οι οποίες δεν καλύπτονται από τον ΕΚΟΣ2000: προκατασκευή, ελαφροσκυρόδεμα και άοπλο (ή ελαφρώς οπλισμένο) σκυρόδεμα.
- αναφέρεται διεξοδικά σε κατασκευές από προεντεταμένο σκυρόδεμα, και επιτρέπει την χρήση τενόντων χωρίς συνάφεια καθώς και την εξωτερική προένταση κάτι που δεν επιτρέπει ο ΕΚΟΣ2000.
- επιτρέπει τη χρήση της πλαστικής ανάλυσης για τον έλεγχο οριακών καταστάσεων αστοχίας σε αντίθεση με τον ΕΚΟΣ2000 ο οποίος την επέτρεπε μόνο για τον έλεγχο υφισταμένων κατασκευών. Στο πλαίσιο αυτό εισάγει και νομιμοποιεί την εφαρμογή της μεθόδου «θλιπτήρα-ελκυστήρα» για τον έλεγχο οριακών καταστάσεων αστοχίας και (υπό ορισμένες προϋποθέσεις) για τον έλεγχο οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας.
- δεν αναφέρεται, σε αντίθεση προς τον ΕΚΟΣ2000, στην εκλογή των υλικών, στην εκτέλεση των εργασιών, στον ποιοτικό έλεγχο και στη συντήρηση των κατασκευών (Κεφ. 19 έως 22 του ΕΚΟΣ) διότι παραπέμπει σε άλλα πιο εξειδικευμένα πρότυπα και κανονισμούς.
- Στις επόμενες ενότητες παρουσιάζονται αναλυτικά οι κυριότερες διαφορές μεταξύ του Ευρωκώδικα 2 και του ΕΚΟΣ όσον αφορά τις βάσεις του σχεδιασμού, τα υλικά, την ανθεκτικότητα σε διάρκεια και την επικάλυψη των οπλισμών, τις οριακές καταστάσεις αστοχίας, τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και την κατασκευαστική διαμόρφωση των δομικών στοιχείων.

### **2.3.2 Βάσεις του σχεδιασμού**

#### **2.3.2.1 Συντελεστές ασφαλείας**

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας πρέπει να χρησιμοποιούνται οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας υλικών  $\gamma_c$  και  $\gamma_s$ . Οι τιμές  $\gamma_c$  και  $\gamma_s$  προς χρήση σε κάθε χώρα δίνονται από το αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα, αντίστοιχα και για το ελληνικό. Οι προτεινόμενες τιμές για μόνιμες, παροδικές και τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 και τον ΕΚΟΣ2000 δίνονται στους Πίνακες 2.1 και 2.2.



**Πίνακας 2.1:** Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας υλικών για οριακές καταστάσεις αστοχίας. (Ευρωκώδικας 2 – Πίν. 2.1N)

Καταστάσεις σχεδιασμού	$\gamma_c$ για σκυρόδεμα	$\gamma_s$ για χάλυβα όπλισης	$\gamma_s$ για χάλυβα προέντασης
Μόνιμες και παροδικές	1.50	1.15	1.15
Τυχηματικές	1.20	1.00	1.00

**Πίνακας 2.2:** Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_m$ . (ΕΚΟΣ 2000 - Πίνακας 6.5)

Αστοχίας	Βασικοί	1.50	<b>1.15</b>
	Τυχηματικοί	1.30	<b>1.00</b>
	Τυχηματικοί με σεισμό	1.50	<b>1.15</b>
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1.00*	<b>1.00</b>

\*Σε ειδικές περιπτώσεις (π.χ. σε κατασκευές με απαίτηση υδατοστεγανότητας) ο συντελεστής  $\gamma_c$  πρέπει να καθορίζεται ανάλογα με την περίπτωση. Για συνήθη τέτοια έργα μπορεί να ληφθεί σχετικώς  $\gamma_c=1.3$ .

### 2.3.2.2 Συντελεστές συνδυασμού μεταβλητών δράσεων

Όταν δρουν ταυτόχρονα περισσότερες της μίας μεταβλητές δράσεις πρέπει να εξετάζονται κατάλληλοι συνδυασμοί δράσεων. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιούνται οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ , οι οποίοι είναι διαφορετικοί για τις διάφορες δράσεις. Στον Ευρωκώδικα 2 ορίζονται τρεις συντελεστές  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  και  $\psi_2$  για τις τιμές συνδυασμού, τις συχνές τιμές και τις οιονεί-μόνιμες τιμές αντίστοιχα (Πίνακας 2.3). Αντίθετα, στον ΕΚΟΣ ορίζονται δύο συντελεστές  $\psi_1$  και  $\psi_2$  οι οποίοι εξαρτώνται από τη μακροχρόνια ή βραχυχρόνια επίδραση των δράσεων στην εξεταζόμενη οριακή κατάσταση (Πίνακας 2.4). Η διαφοροποίηση των τιμών των συντελεστών συνδυασμού στους δύο κανονισμούς φαίνεται στους παρακάτω πίνακες:

- Υπόμνηση από Ευρωκώδικα 0 (§ A.1.2)

**Πίνακας 2.3:** Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για τα κτίρια. (Ευρωκώδικας 0- Πίν. A1.1)

<b>Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία</b>			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0.70	0.50	0.30
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0.70	0.50	0.30
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0.70	0.70	0.60
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0.70	0.70	0.60
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1.00	0.90	0.80
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30$ kN	0.70	0.70	0.60
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30$ kN < βάρος οχημάτων $\leq 160$ kN	0.70	0.50	0.30
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
<b>Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)</b>			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0.70	0.50	0.20
Υπόλοιπα κράτη-μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000$ m	0.70	0.50	0.20
Υπόλοιπα κράτη-μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000$ m	0.50	0.20	0
<b>Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)</b>	0.60	0.20	0
<b>Θερμοκρασία (μη πυρκαγιάς) σε κτίρια (βλ EN 1991-1-5)</b>	0.60	0.50	0

- ΕΚΟΣ 2000 (§ 6.3.2.3)

**Πίνακας 2.4:** Συντελεστές συνδυασμού  $\psi$  των μεταβλητών δράσεων για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. (ΕΚΟΣ 2000 - Πίνακας 6.3)

		Βραχυχρόνιο $\psi_1$	Μακροχρόνιο $\psi_2$
<b>Ωφέλιμα φορτία</b>	Κατοικίες	0.60	<b>0.30</b>
	Γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.70	<b>0.30</b>
	Χώροι συνάθροισης κοινού (στάδια, σχολεία, θέατρα, κ.λ.π.)	0.80	<b>0.50</b>
	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό)	1.00	<b>0.80</b>
	Χώροι στάθμευσης	0.90	<b>0.60</b>
<b>Περιβ. Δράσεις</b>	Άνεμος	0.60	<b>0.00</b>
	Χιόνι	0.60	<b>0.0/0.3*</b>
Έμμεσες δράσεις/παρεμποδιζόμενες και επιβαλλόμενες παραμορφώσεις (διαφορικές καθιζήσεις, θερμοκρασία, συστολή ξηράνσεως κ.λ.π.)		0.00	<b>0.00</b>
<b>Πλευρικές τάσεις ή πιέσεις</b>		1.00	<b>1.00</b>

(\*: μόνο για μη βατές στέγες ή δώματα για τις οποίες  $\psi_2=0$  για τα ωφέλιμα φορτία)

## 2.3.3 Υλικά

### 2.3.3.1 Μέτρο ελαστικότητας

Το επιβατικό μέτρο ελαστικότητας  $E_{cm}$  είναι η κλίση της ευθείας του διαγράμματος  $\sigma$ - $\epsilon$  που οδηγεί στο 40% της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος. Στον Ευρωκώδικα 2-1.1 οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας δίνονται στον Πίνακα 2.5 που ακολουθεί και διαφέρουν λίγο από τις αντίστοιχες τιμές του ΕΚΟΣ. Στον ίδιο πίνακα παρουσιάζονται και τα χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης για τις διαφορετικές κατηγορίες σκυροδέματος. Οι κατηγορίες σκυροδέματος στον Ευρωκώδικα 2-1.1 βασίζονται στη χαρακτηριστική κυλινδρική αντοχή  $f_{ck}$  προσδιοριζόμενη στις 28 ημέρες με μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή την τιμή  $C_{max}$  (συνιστώμενη τιμή C90/105).

- Ευρωκώδικας 2-1.1 (§ 3.1.3)

Πίνακας 2.5: Χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης σκυροδέματος (Ευρωκώδικας 2 – Πίν.3.1)

	Κατηγορία σκυροδέματος													
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{ctm}$ (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2	3.4	3.5
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3	5.5	5.7	6.0	6.3	6.6
$E_{cm}$ (Gpa)	27	29	30	31	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44
$\epsilon_{c1}$ (‰)	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.25	2.3	2.4	2.45	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8
$\epsilon_{cu1}$ (‰)	3.5									3.2	3.0	2.8	2.8	2.8
$\epsilon_{c2}$ (‰)	2.0									2.2	2.3	2.4	2.5	2.6
$\epsilon_{cu2}$ (‰)	3.5									3.1	2.9	2.7	2.6	2.6
$n$	2.0									1.75	1.6	1.45	1.4	1.4
$\epsilon_{c3}$ (‰)	1.75									1.8	1.9	2.0	2.2	2.3
$\epsilon_{cu3}$ (‰)	3.5									3.1	2.9	2.7	2.6	2.6
$f_{ctm}$ (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2	3.4	3.5
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3	5.5	5.7	6.0	6.3	6.6
$E_{cm}$ (Gpa)	27	29	30	31	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44
	Κατηγορία σκυροδέματος													
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$\epsilon_{c1}$ (‰)	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.25	2.3	2.4	2.45	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8
$\epsilon_{cu1}$ (‰)	3.5									3.2	3.0	2.8	2.8	2.8
$\epsilon_{c2}$ (‰)	2.0									2.2	2.3	2.4	2.5	2.6
$\epsilon_{cu2}$ (‰)	3.5									3.1	2.9	2.7	2.6	2.6
$n$	2.0									1.75	1.6	1.45	1.4	1.4
$\epsilon_{c3}$ (‰)	1.75									1.8	1.9	2.0	2.2	2.3
$\epsilon_{cu3}$ (‰)	3.5									3.1	2.9	2.7	2.6	2.6

### 2.3.3.2 Θλιπτική και εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού

- Ευρωκώδικας 2-1.1 (§ 3.1.6)

Η τιμή της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού του σκυροδέματος ορίζεται ως:

$$f_{cd} = a_{cc} \frac{f_{ck}}{g_c}$$

όπου:

- $\gamma_c$  ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα
- $a_{cc}$  συντελεστής που συνεκτιμά μακροχρόνιες επιδράσεις στη θλιπτική αντοχή και δυσμενείς επιρροές που προκύπτουν από τον τρόπο με τον οποίο επιβάλλεται το φορτίο, ίσος προς 1.0.
- Η τιμή της εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού του σκυροδέματος ορίζεται ως:

$$f_{ctd} = a_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{g_c}$$

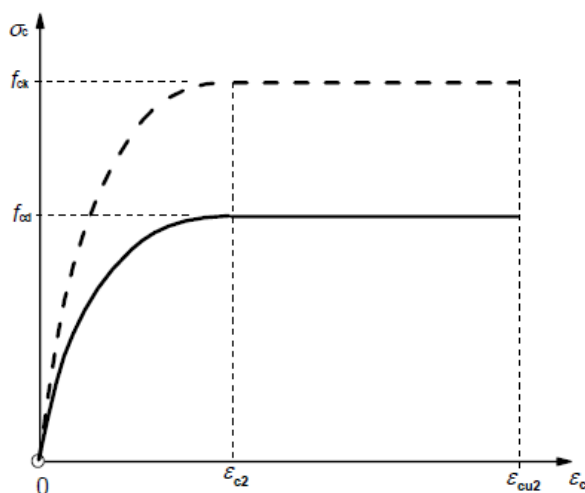
όπου :

- $\gamma_c$  ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα
- $a_{ct}$  συντελεστής που συνεκτιμά μακροχρόνιες επιδράσεις στην εφελκυστική αντοχή και δυσμενείς επιρροές που προκύπτουν από τον τρόπο με τον οποίο επιβάλλεται το φορτίο, ίσος προς 1.0.

### 2.3.3.3 Σχέση τάσεων – παραμορφώσεων σκυροδέματος

Ο μελετητής μπορεί να χρησιμοποιεί αιτιολογημένα διάφορες μορφές του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων, ανάλογα με τη φύση του έργου και τις ειδικές περιπτώσεις της μελέτης. Κατά τον υπολογισμό της αντοχής μιας διατομής, χρησιμοποιείται για το σκυρόδεμα το ιδεατό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων. Παρακάτω παρατίθενται συγκριτικά τα διαγράμματα αυτά σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2-1.1 και τον ΕΚΟΣ. Ο συντελεστής 0.85 ο οποίος χρησιμοποιείται στον ΕΚΟΣ και λαμβάνει υπόψη τη μείωση της θλιπτικής αντοχής που οφείλεται στη μακροχρόνια και επαναλαμβανόμενη δράση των φορτίων, παραλείπεται στον Ευρωκώδικα 2-1.1. Συνεπώς, τα ιδεατά διαγράμματα των δύο κανονισμών διαφέρουν. Ενδεικτικά, για σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25 η τάση που αντιστοιχεί στη μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2-1.1 είναι  $\sigma_c = 13.333 \text{ MPa}$  ενώ σύμφωνα με τον ΕΚΟΣ η τιμή αυτή είναι  $\sigma_c = 11.333 \text{ MPa}$ .

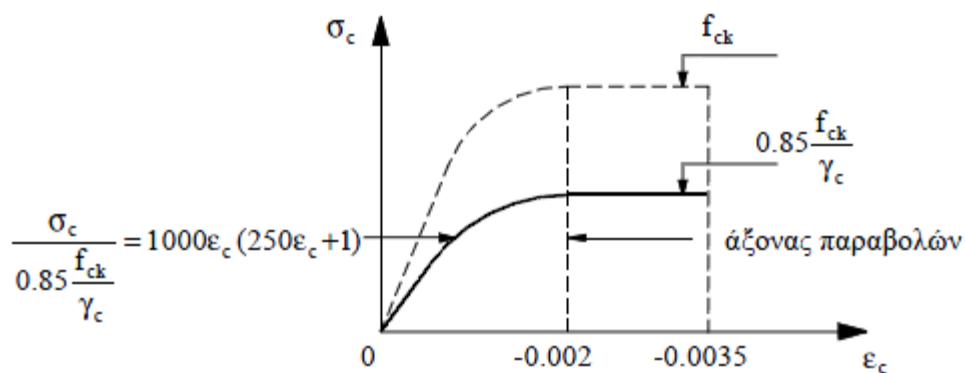
- Ευρωκώδικας 2-1.1 (§ 3.1.7)



Σχήμα 2.3: Παραβολικό – ορθογωνικό διάγραμμα για σκυρόδεμα υπό θλίψη (EC2 - Σχήμα 3.3)

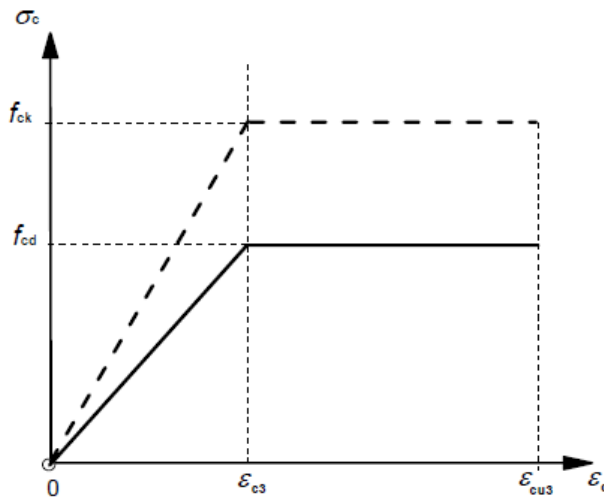
όπου:

- $\sigma_c$  η θλιπτική τάση στο σκυρόδεμα
- $\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n\right]$  για  $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$
- $\sigma_c = f_{cd}$  για  $\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$
- $f_{cd}$  θλιπτική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος
- $n$  εκθέτης
- $n = 1.4 + 23.4 \cdot [(90 - f_{ck})/100]$  για  $f_{ck} \geq 50$  MPa αλλιώς 2.0
- $n = 2.0$  για  $f_{ck} < 50$  MPa
- $\varepsilon_{c2}$  η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή
- $\varepsilon_{c2}(\text{‰}) = 2.0 + 0.085 \cdot (f_{ck} - 50)^{0.53}$  για  $f_{ck} \geq 50$  MPa
- $\varepsilon_{c2}(\text{‰}) = 2.0$  για  $f_{ck} < 50$  MPa
- $\varepsilon_{cu2}$  η παραμόρφωση αστοχίας
- $\varepsilon_{cu2}(\text{‰}) = 2.6 + 35 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$  για  $f_{ck} \geq 50$  MPa
- $\varepsilon_{cu2}(\text{‰}) = 3.5$  για  $f_{ck} < 50$  MPa
- ΕΚΟΣ 2000 (§ 10.4.3)



Σχήμα 2.4: Παραβολικό - ορθογωνικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος (ΕΚΟΣ 2000 - Σχήμα 10.2)

Ο Ευρωκώδικας 2-1.1 επιτρέπει τη χρήση και άλλων απλοποιημένων σχέσεων τάσεων-παραμορφώσεων εφόσον είναι ισοδύναμες ή και περισσότερο συντηρητικές αυτής που ορίστηκε παραπάνω. Τέτοια σχέση είναι η δι-γραμμική σχέση σύμφωνα με το Σχήμα 2.5.



Σχήμα 2.5: Δι-γραμμική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων (Ευρωκώδικας 2– Σχήμα 3.4)

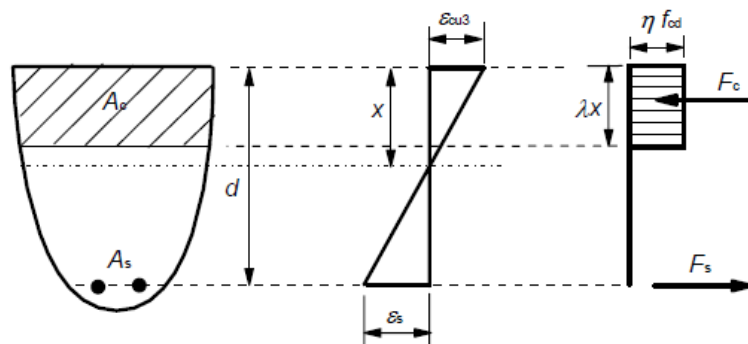
όπου:

- $\epsilon_{c3}$  η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή
- $\epsilon_{c3}(\%) = 1.75 + 0.55 \cdot [(f_{ck} - 50)/40]$  για  $f_{ck} \geq 50$  MPa
- $\epsilon_{c3}(\%) = 1.75$  για  $f_{ck} < 50$  MPa
- $\epsilon_{cu3}$  η παραμόρφωση αστοχίας
- $\epsilon_{cu3}(\%) = 2.6 + 35 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$  για  $f_{ck} \geq 50$  MPa
- $\epsilon_{cu3}(\%) = 3.5$  για  $f_{ck} < 50$  MPa

### 2.3.3.4 Ορθογωνική κατανομή τάσεων

Αν η διατομή δε βρίσκεται ολόκληρη υπό θλίψη, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μία απλοποιημένη ορθογωνική κατανομή των θλιπτικών τάσεων. Η κατανομή αυτή ορίζεται στους δύο κανονισμούς με διαφορετικό τρόπο. Αν ορίσουμε ως  $x$  το ύψος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής, τότε για  $f_{ck} \leq 50$  MPa οι δύο κανονισμοί ορίζουν κοινό ενεργό ύψος θλιβόμενης ζώνης, ίσο με  $0.80 \cdot x$ . Αυτό που διαφοροποιείται όμως είναι η τιμή της τάσης στο ενεργό ύψος της θλιβόμενης ζώνης που στον ΕΚΟΣ είναι ίση με  $0.85 f_{ck} / \gamma_c$  ενώ στον Ευρωκώδικα 2-1.1 είναι ίση με  $n f_{ck} / \gamma_c$  όπου  $n=1$  για  $f_{ck} \leq 50$  MPa. Παρακάτω παρουσιάζονται συγκριτικά οι ορθογωνικές κατανομές τάσεων-παραμορφώσεων, όπως αυτές ορίζονται στους δύο κανονισμούς:

- Ευρωκώδικας 2-1.1 (§ 3.1.7)



Σχήμα 2.6: Ορθογωνική κατανομή τάσεων. (Ευρωκώδικας 2 – Σχέση 3.5)

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2-1.1 ο συντελεστής  $\lambda$ , ο οποίος ορίζει το ενεργό ύψος της θλιβόμενης ζώνης και ο συντελεστής  $\eta$ , ο οποίος ορίζει τη δράσα αντοχή προκύπτουν ως:

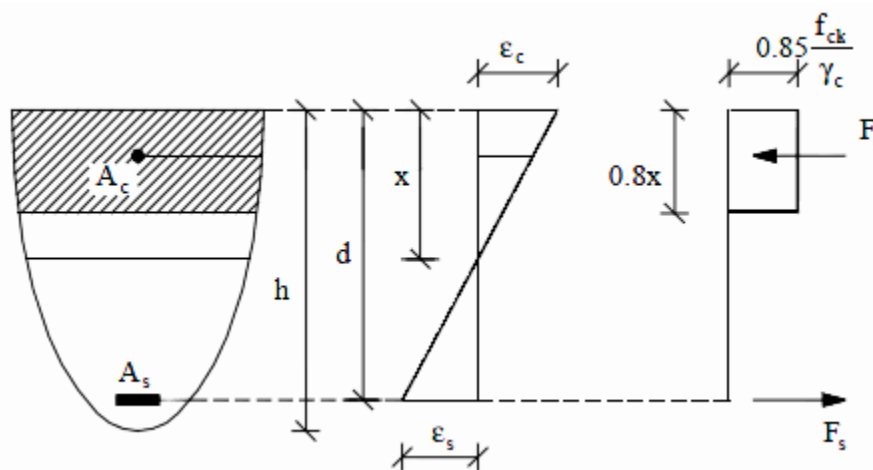
- $\lambda=0.8$  για  $f_{ck} \leq 50$  MPa

- $\lambda=0.8-(f_{ck}-50)/400$  για  $50 < f_{ck} \leq 90$  MPa
- $\eta=1.0$  για  $f_{ck} \leq 50$  MPa
- $\eta=1.0-(f_{ck}-50)/20$  για  $50 < f_{ck} \leq 90$  MPa

- ΕΚΟΣ 2000 (§ 10.4.3.2)

Σύμφωνα με τον ΕΚΟΣ η κατανομή ορίζεται ως εξής (x είναι το ύψος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής):

- σε ένα ύψος  $0.20 \times x$  από την ουδέτερη γραμμή η τάση είναι 0,
- στο υπόλοιπο ύψος  $0.80 \times x$  η τάση είναι σταθερή και έχει τιμή:
- $0.85f_{ck}/\gamma_c$  για θλιβόμενες ζώνες σταθερού πλάτους ή ζώνες των οποίων το πλάτος αυξάνει προς τις ίνες που θλίβονται περισσότερο,
- $0.80f_{ck}/\gamma_c$  για θλιβόμενες ζώνες των οποίων το πλάτος μειώνεται προς τις ίνες που θλίβονται περισσότερο.

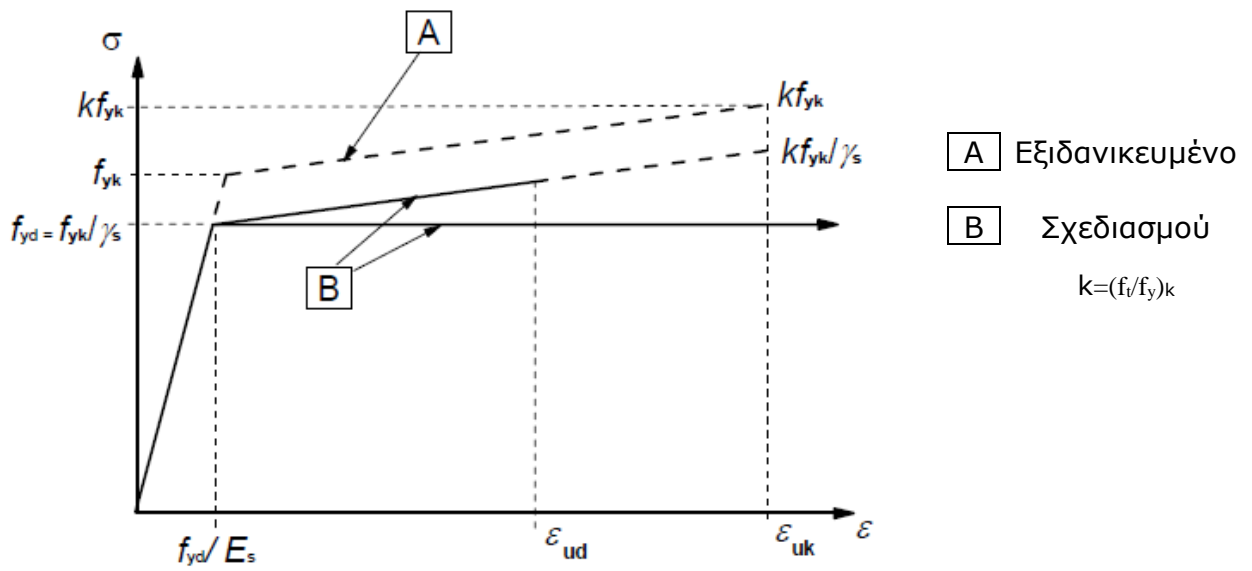


Σχήμα 2.7: Ορθογωνικό διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων σκυροδέματος (ΕΚΟΣ 2000 - Σχήμα Σ10.2)

### 2.3.3.5 Χάλυβας οπλισμού

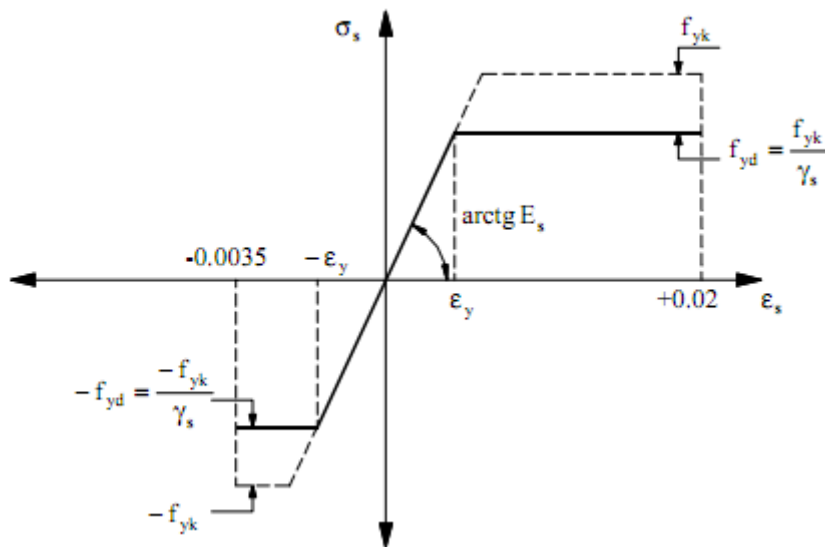
Οι δύο κανονισμοί παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές όσον αφορά το χάλυβα οπλισμού. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2-1.1 για συνήθη σχεδιασμό μπορεί είτε να γίνει η παραδοχή κεκλιμένου δεύτερου κλάδου με όριο παραμόρφωσης  $\epsilon_{ud}$  και μέγιστη τάση  $kf_{yk}/\gamma_s$  στην  $\epsilon_{uk}$  είτε να θεωρηθεί οριζόντιος δεύτερος κλάδος χωρίς την ανάγκη ελέγχου του ορίου παραμόρφωσης (Σχήμα 2.8). Αντίθετα το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του χάλυβα που δίνεται από τον ΕΚΟΣ θεωρεί μόνο οριζόντιο δεύτερο κλάδο. Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων που δίνονται από τους δύο κανονισμούς καθώς και ο πίνακας του Ευρωκώδικα 2 με τις ιδιότητες του χάλυβα για οπλισμένο σκυρόδεμα. Ο Ευρωκώδικας 2 προβλέπει τρεις κατηγορίες ολκιμότητας του χάλυβα οπλισμού σκυροδέματος: A, B, C. Ο νέος Ελληνικός κανονισμός τεχνολογίας χαλύβων επιτρέπει για την Ελλάδα τη χρήση χάλυβα ολκιμότητας C σε δομικά στοιχεία με απαιτήσεις αντισεισμικότητας. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (5.4.1.1) ο χάλυβας οπλισμού πρωτεύοντων στοιχείων πρέπει να είναι κατηγορίας B ή C κατά τον Πίνακα C.1 του EN1992-1-1:2004.

- Ευρωκώδικας 2-1.1 (§ 3.2.7)



Σχήμα 2.8: Διαγράμματα τάσης-παραμόρφωσης (εξιδανικευμένο και σχεδιασμού) για χάλυβα οπλισμού (για εφελκυσμό και θλίψη). (Ευρωκώδικας 2 – Σχήμα 3.8)

- ΕΚΟΣ 2000 (§ 3.1, § 10.4.4)



Σχήμα 2.9: Διάγραμμα σχεδιασμού τάσεων-παραμορφώσεων για το χάλυβα (ΕΚΟΣ 2000 - Σχήμα 10.3)



**Πίνακας 2.6:** Παράρτημα ιδιοτήτων οπλισμού

Παράρτημα C: Ιδιότητες οπλισμού							
Μορφή προϊόντος	Ράβδοι και ράβδοι που προέρχονται από κουλούρες			Πλέγματα			Απαίτηση ή πιθανότητα μη συμμόρφωσης (%)
Κατηγορία	A	B	C	A	B	C	-
Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής $f_{yk}$ ή $f_{0,2k}$ (MPa)	400 έως 600						5,0
Ελάχιστη τιμή του $k=(f_t/f_y)k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $<1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $<1,35$	10,0
Χαρακτηριστική ανηγμένη παραμόρφωση στην μέγιστη δύναμη, $\epsilon_{uk}$ (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Καμψιμότητα	Δοκιμή Κάμψης/Ανάκαμψης			-			
Διατμητική αντοχή	-			0,3 A $f_{yk}$ (A είναι η επιφάνεια της ράβδου)			Ελάχιστη
Μέγιστη απόκλιση από την ονομαστική μάζα (μεμονωμένη ράβδος) (%)	Ονομαστική διάμετρος ράβδου (mm) $\leq 8$ $\pm 6,0$ $> 8$ $\pm 4,5$						5,0

## 2.3.4 Ανθεκτικότητα σε διάρκεια και επικάλυψη οπλισμών

### 2.3.4.1 Κατηγορίες περιβάλλοντος

Η απαιτούμενη προστασία της κατασκευής πρέπει να υλοποιείται λαμβάνοντας υπόψη την επιδιωκόμενη χρήση της, το χρόνο ζωής της, το πρόγραμμα συντήρησης και τις αντίστοιχες δράσεις. Ειδικότερα, οι συνθήκες περιβάλλοντος που θα επικρατούν κατά την ενεργό ζωή της κατασκευής, θα πρέπει να εκτιμηθούν κατά το σχεδιασμό του έργου έτσι ώστε να είναι δυνατή η αξιολόγηση της σπουδαιότητάς των σε σχέση με την ανθεκτικότητα σε διάρκεια και να προβλέπονται τα κατάλληλα μέτρα. Οι κατηγορίες περιβάλλοντος διαφέρουν στους δύο κανονισμούς. Ο Ευρωκώδικας 2-1.1 (§4.2) ορίζει έξι διαφορετικές κατηγορίες περιβάλλοντος όπως φαίνονται παρακάτω:

- XO : Χωρίς καμία τρωτότητα σε διάβρωση
- XC1, XC2, XC3, XC4 : Διάβρωση λόγω ενανθρακώσεως
- XD1, XD2, XD3 : Διάβρωση λόγω χλωριούχων
- XS1, XS2, XS3 : Επιρροή θαλασσινού νερού
- XF1, XF2, XF3, XF4 : Διάβρωση λόγω παγετού
- XA1, XA2, XA3 : Διάβρωση λόγω χημικών δράσεων

Αντίθετα, στον ΕΚΟΣ (§5.1) ορίζονται τέσσερις κατηγορίες συνθηκών περιβάλλοντος ως εξής:

### 2.3.4.2 Κατηγορία 1

Ελάχιστα διαβρωτικό περιβάλλον:

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

### 2.3.4.3 Κατηγορία 2

Μετρίως διαβρωτικό περιβάλλον:

- εσωτερικοί χώροι κτιρίων όπου η σχετική υγρασία είναι υψηλή και όπου υπάρχει ο κίνδυνος πρόσκαιρης παρουσίας διαβρωτικών ουσιών,
- φυσικό νερό (σύννηθες), 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.

### 2.3.4.4 Κατηγορία 3

Παραθαλάσσιο περιβάλλον:

- παραθαλάσσιες περιοχές (απόσταση από την ακτή  $\leq 1\text{km}$ ).

### 2.3.4.5 Κατηγορία 4

Πολύ διαβρωτικό περιβάλλον:

- βιομηχανικές ζώνες, χώροι με υψηλή περιεκτικότητα σε χημικά προϊόντα (αέρια, υγρά, στερεά).

### 2.3.4.6 Επικάλυψη οπλισμών

Παρακάτω παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία υπολογισμού της ελάχιστης επικάλυψης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2-1.1 καθώς και ο πίνακας υπολογισμού της επικάλυψης κατά τον ΕΚΟΣ.

- Ευρωκώδικας 2-1.1 (§4.4.1)

Η ελάχιστη επικάλυψη των ράβδων οπλισμού εξαρτάται από τις απαιτήσεις συνάφειας, ανθεκτικότητας και πυρασφάλειας. Η ονομαστική επικάλυψη πρέπει να καθορίζεται στα σχέδια και ορίζεται ως η ελάχιστη επικάλυψη  $c_{min}$  συν την σχεδιαστική ανοχή για την αντιμετώπιση αποκλίσεων,  $\Delta c_{dev}$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Πρέπει να χρησιμοποιείται η μεγαλύτερη τιμή  $c_{min}$  που να ικανοποιεί τις απαιτήσεις τόσο για τις συνθήκες συνάφειας όσο και για τις περιβαλλοντικές:

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}, c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10 \text{ mm}\}$$

όπου:

- $c_{min,b}$  επικάλυψη βάσει απαίτησης συνάφειας
- $c_{min,dur}$  ελάχιστη επικάλυψη βάσει περιβαλλοντικών συνθηκών
- $\Delta c_{dur,\gamma}$  πρόσθετη ασφάλεια στοιχείου
- $\Delta c_{dur,st}$  απομείωση της ελάχιστης επικάλυψης σε περίπτωση χρήσης ανοξειδωτού χάλυβα
- $\Delta c_{dur,add}$  απομείωση της ελάχιστης επικάλυψης σε περίπτωση πρόσθετης προστασίας.

- ΕΚΟΣ 2000 (§5.1)

Πίνακας 2.7: Ελάχιστες επικαλύψεις σε mm ( $c_{min}$ ). (ΕΚΟΣ 2000 - Πίνακας 5.1)

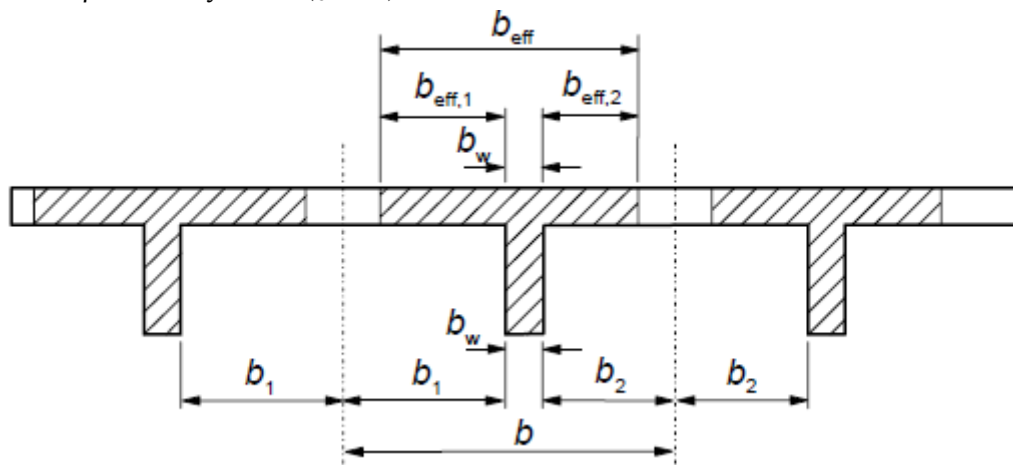
Τιμές $c_{min}$				Διόρθωση για:		
Κατηγορία συνθηκών περιβάλλοντος				Πλάκες ή κελύφη	Προτανυόμενους τένοντες	Προεντεταμένους τένοντες
1	2	3	4	-5	+5	+10
20	25	30	30-45*			
* Αναλόγως της διαβρωτικότητας του μέσου. Για προσβολή κατά την παρ. 12.4 του Κ.Τ.Σ. ισχύει $c_{min}=30,35,40$ και $45$ mm για ασθενή,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

## 2.4 Γεωμετρικά δεδομένα

### 2.4.1 Συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκών

Σε δοκούς μορφής T το συνεργαζόμενο πλάτος, εντός του οποίου οι συνθήκες έντασης μπορούν να θεωρηθούν ομοιόμορφες, εξαρτάται από τις διαστάσεις του κορμού και του πέλματος, τον τύπο της φόρτισης, το άνοιγμα, τις συνθήκες στήριξης και τον εγκάρσιο οπλισμό. Η διαδικασία υπολογισμού του συνεργαζόμενου πλάτους στον Ευρωκώδικα 2-1.1 απλοποιείται σχετικά με τον ΕΚΟΣ, ενώ γενικά προκύπτουν μικρότερα πλάτη. Το συνεργαζόμενο πλάτος  $b_{eff}$  πλακοδοκού T ή ακραίας πλακοδοκού L λαμβάνεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2-1.1 ως ακολούθως.

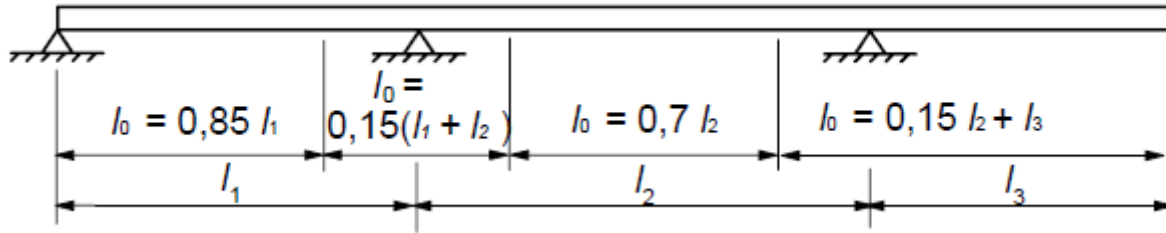
- Ευρωκώδικας 2-1.1 (§5.3.2)



Σχήμα 2.10: Παράμετροι συνεργαζόμενου πλάτους πλακοδοκού (Ευρωκώδικας 2- Σχήμα 5.3)

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$b_{eff,i} = \min \{ 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 ; 0.2 \cdot l_0 ; b_i \}$$



Σχήμα 2.11: Ορισμός του  $l_0$  για τον υπολογισμό του συνεργαζόμενου πλάτους (Ευρωκώδικας 2– Σχήμα 5.2)

- ΕΚΟΣ 2000 (§8.4)

$$b_{ef} = b_w + b_{ef1} + b_{ef2}$$

Πίνακας 2.9: Τιμές  $b_{ef}/b_i$  για παραβολικό διάγραμμα  $M$  (ομοιόμορφη φόρτιση, ανοίγματα, ΕΚΟΣ 2000 – Πίν.Σ 8.1)

$h_f/h$	$b_i/l_0$								
	1.00	0.80	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05
<0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.49	0.62	0.78	0.94	1.00
0.20	0.22	0.27	0.35	0.42	0.52	0.64	0.78	0.94	1.00
0.30	0.33	0.40	0.50	0.56	0.63	0.72	0.83	0.94	1.00

Πίνακας 2.10: Τιμές  $b_{ef}/b_i$  για τριγωνικό διάγραμμα  $M$  (στηρίζεις, συγκεντρωμένα φορτία, ΕΚΟΣ 2000 – Πίν. Σ 8.2)

$h_f/h$	$b_i/l_0$								
	1.00	0.80	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05
<0.15	0.12	0.14	0.19	0.23	0.30	0.38	0.50	0.74	0.97
0.20	0.13	0.15	0.20	0.25	0.30	0.38	0.50	0.74	0.97
0.30	0.22	0.25	0.31	0.36	0.40	0.47	0.57	0.74	0.97

## 2.5 Διάτμηση

### 2.5.1 Αρχές σχεδιασμού έναντι διάτμησης με βάση τον EN 1992-1-1

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2-1.1, δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης για διατμητική δύναμη μικρότερη ή ίση με την τιμή  $V_{Rd,c}$ . Αν  $V_{Rd,c} > V_{Ed}$  τότε ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού προβλέπεται μόνο για τις δοκούς. Εάν η διατμητική δύναμη σχεδιασμού είναι μεγαλύτερη από την τιμή  $V_{Rd,c}$  τότε απαιτείται οπλισμός διάτμησης για τη συνολική τέμνουσα σχεδιασμού. Εφόσον απαιτείται οπλισμός ( $V_{Rd,c} < V_{Ed}$ ) ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού γίνεται με το «δικτυωματικό μοντέλο μεταβλητής γωνίας». Βάσει αυτού γίνεται αρχική εκτίμηση της γωνίας  $\theta$  των θλιβόμενων διαγωνίων του σκυροδέματος. Κατά της αρχική εκτίμηση της γωνίας ισχύει ο περιορισμός  $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$  (δηλαδή γωνία  $45^\circ \leq \cot\theta \leq 21.8^\circ$ ).

Η διαδικασία ελέγχου έναντι διάτμησης, καθώς και ο υπολογισμός των απαραίτητων οπλισμών διάτμησης παρουσιάζεται σχηματικά στο επόμενο διάγραμμα. Στο ίδιο διάγραμμα παρουσιάζεται και η γνωστή διαδικασία ελέγχου και υπολογισμού οπλισμών κατά τον ΕΚΟΣ 2000.

## 2.5.2 Σχεδιασμός σε τέμνουσα στοιχείου όπου δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης

Η διαδικασία ελέγχου έναντι διάτμησης, καθώς και ο υπολογισμός των απαραίτητων οπλισμών διάτμησης διαφέρουν στους δύο κανονισμούς. Στην περίπτωση του σχεδιασμού σε τέμνουσα στοιχείων στα οποία δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε τέμνουσα  $V_{Rd,c}$  δίνεται στον Ευρωκώδικα 2-1.1 (§6.2.2) από τη σχέση:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$
$$V_{Rd,c} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

όπου:

- $C_{Rd,c}$  συνιστώμενη τιμή  $0.18/\gamma_c = 0.12$
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$  όπου  $d$  το ενεργό ύψος της διατομής σε mm
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$
- $A_{sl}$  η διατομή διαμήκους εφελκόμενου οπλισμού, ο οποίος επεκτείνεται πέραν της διατομής στην οποία υπολογίζεται η  $V_{Rd,c}$  κατά  $d + l_{bd}$
- $k_1$  συνιστώμενη τιμή 0.15
- $f_{ck}$  χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$
- $N_{Ed}$  η αξονική δύναμη στη διατομή σε N
- $A_c$  το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος σε  $mm^2$
- $b_w$  το ελάχιστο πλάτος της διατομής στην εφελκόμενη ζώνη
- $d$  ενεργό ύψος διατομής
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

Αντίθετα, η αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd1}$  στον ΕΚΟΣ (§11.1.2) δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

όπου:

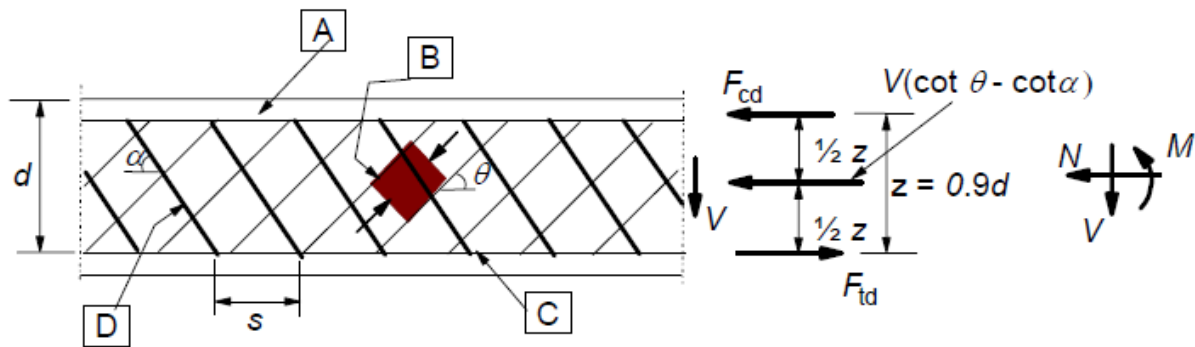
- $\tau_{Rd}$  τάση αντοχής σχεδιασμού σε τέμνουσα  $= 0.25 \cdot \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c}$
- $k = 1.6 - d \geq 1$
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$
- $N_{sd}$  η ορθή δύναμη λόγω φόρτισης και προέντασης (θλίψη θετική)
- $A_{sl}$  η διατομή διαμήκους εφελκόμενου οπλισμού, ο οποίος επεκτείνεται πέραν της διατομής στην οποία υπολογίζεται η  $V_{Rd1}$  κατά  $d + l_{b,net}$
- $d$  το στατικό ύψος

## 2.5.3 Σχεδιασμός σε τέμνουσα στοιχείου όπου απαιτείται οπλισμός διάτμησης

Εφόσον απαιτείται οπλισμός ( $V_{Rd,c} < V_{Ed}$ ) ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού γίνεται με το «δικτυωματικό μοντέλο μεταβλητής γωνίας» όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.12. Για στοιχεία με κατακόρυφο οπλισμό διάτμησης ο Ευρωκώδικας 2-1.1 (§6.2.3) ορίζει την αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd}$  ως τη μικρότερη από τις παρακάτω τιμές:

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) z f_{ywd} \cot\theta$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}/(\cot\theta + \tan\theta)$$



A θλιβόμενο πέλμα B θλιπτήρες C εφελκόμενη χορδή D οπλισμός διάτμησης

Σχήμα 2.12: Μοντέλο δικτύωματος για στοιχεία με οπλισμό διάτμησης (EC2– Σχήμα 6.5)

όπου:

- $\alpha_{cw}$  συντελεστής για συνεκτίμηση εντατικής κατάστασης στο θλιβόμενο πέλμα ίσος με 1 για μη προεντεταμένες κατασκευές
- $v_1 = v =$  δείκτης μείωσης αντοχής σκυροδέματος ρηγματωμένου από διάτμηση
- $v = 0.6[1-f_{ck}/250]$
- $f_{ywd} =$  τάση σχεδιασμού οπλισμού διάτμησης
- $s =$  απόσταση μεταξύ οπλισμών διάτμησης
- $A_{sw} =$  εμβαδόν διατομής οπλισμού διάτμησης
- $z=0.9d$  μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων διατομής
- $\theta =$  γωνία κλίσης θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος

Αντίθετα, η αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd}$  στον ΕΚΟΣ (§11.1.3) είναι η μικρότερη από τις δύο τιμές (τυπική μέθοδος):

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} v f_{cd} b_w z$$

$$V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}$$

όπου:

$$V_{cd} = V_{Rd1}$$

$$V_{wd} = (A_{sw}/s) 0.9d f_{ywd}$$

$$v = 0.70 - f_{ck}/200 \geq 0.50$$

Το πλεονέκτημα του σχεδιασμού με το μοντέλο της μεταβλητής γωνίας  $\theta$  είναι ότι δίνει ελευθερία κατά το σχεδιασμό, καθώς μικρές  $\theta$  οδηγούν σε χαμηλή απαίτηση οπλισμού ( $A_{sw}$ ), ενώ μεγάλες  $\theta$  οδηγούν σε λεπτούς κορμούς (μείωση ποσότητας σκυροδέματος, μείωση ίδιου βάρους). Ταυτόχρονα, αποτελεί απλό στην εφαρμογή του μοντέλο ισορροπίας. Ωστόσο, η χρήση του μοντέλου μεταβλητής γωνίας περιλαμβάνει και μειονεκτήματα όπως το ότι  $\theta_{υπολ} \neq \theta_{πραγμ}$ , ότι το μοντέλο δε συνάδει πλήρως με τις σύγχρονες τάσεις και ότι δημιουργούνται προβλήματα με τον αντισεισμικό σχεδιασμό. (Πενέλης Γ.-Κάππος Α.-Ιγνατάκης Χ.-Σέξτος Α., 2009).

## 2.6 Κατασκευαστική διαμόρφωση δομικών στοιχείων

### 2.6.1 Ελάχιστος και μέγιστος απαιτούμενος οπλισμός

Ο Ευρωκώδικας 2-1.1 και ο ΕΚΟΣ παρουσιάζουν διαφορές στον απαιτούμενο ελάχιστο και μέγιστο οπλισμό τόσο στις δοκούς όσο και στα υποστυλώματα. Παρακάτω παρουσιάζονται σε αντιπαράθεση οι απαιτούμενοι οπλισμοί, όπως αυτοί ορίζονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικες 2, 8 και τον ΕΚΟΣ για τις δοκούς και τα υποστυλώματα.

#### 2.6.1.2 Δοκοί

Σύμφωνα με την παράγραφο §9.2.1.1 του Ευρωκώδικα 2-1.1 ο ελάχιστος και ο μέγιστος διαμήκης εφελκόμενος οπλισμός που απαιτείται σε μία δοκό δίνονται αντίστοιχα από τις εξισώσεις:

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot f_{ctm} b_t \cdot d / f_{yk} \geq 0.0013 b_t \cdot d \quad \text{όπου:}$$

- $b_t$  είναι το μέσο πλάτος στο ύψος της εφελκόμενης περιοχής και

- $A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$  (συνιστώμενη τιμή)

Οι αντίστοιχες εξισώσεις που δίνονται στον ΕΚΟΣ (§18.3.2) είναι οι παρακάτω. Ενώ η εξίσωση που δίνει το μέγιστο οπλισμό παραμένει η ίδια, η απαίτηση σε ελάχιστο οπλισμό διαφοροποιείται.

$$A_{s,min} = A_c \cdot f_{ctm} / (2 \cdot f_{yd})$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

#### 2.6.1.3 Υποστυλώματα

Σύμφωνα με την παράγραφο §9.5.2 του Ευρωκώδικα 2-1.1 ο ελάχιστος και ο μέγιστος διαμήκης εφελκόμενος οπλισμός που απαιτείται σε ένα υποστυλώμα δίνονται αντίστοιχα από τις εξισώσεις:

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd} \geq 0.002 \cdot A_c$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c \quad (\text{συνιστώμενη τιμή})$$

Οι αντίστοιχες εξισώσεις που δίνονται στον ΕΚΟΣ (§18.4.3) είναι οι παρακάτω. Ενώ η εξίσωση που δίνει το μέγιστο οπλισμό παραμένει η ίδια, η απαίτηση σε ελάχιστο οπλισμό διαφοροποιείται.

$$A_{s,min} = 0.01 \cdot A_c$$

$$A_{s,max} = 0.040 \cdot A_c$$

## 2.7 Συσχέτιση συντελεστή συμπεριφοράς με λεπτομέρειες όπλισης μελών μέσω του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων

Στις κατηγορίες πλαστιμότητας μέση και υψηλή (DCM και DCH) επιδιώκεται μέσω του αντισεισμικού σχεδιασμού ο έλεγχος της μεταελαστικής σεισμικής συμπεριφοράς του δομήματος δια της δημιουργίας μιας άκαμπτης και ισχυρής σπονδυλικής στήλης κατακόρυφων στοιχείων ώστε οι ανελαστικές παραμορφώσεις να συγκεντρωθούν στα άκρα των δοκών και στη βάση των κατακόρυφων στοιχείων και της διαμόρφωσης των περιοχών των πλαστικών αρθρώσεων, ώστε να μπορούν να αναπτύξουν πλαστικές γωνίες στροφής συμβατές με την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό. Συγκεκριμένα, οι περιοχές αυτές διαμορφώνονται ώστε να διαθέτουν δείκτη πλαστιμότητας γωνιών στροφής χορδής (ή μετακινήσεων μέλους) ίσο με το δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων του κτιρίου ως σύνολο,  $\mu_\delta$  (Fardis, 2009a).

Επιπλέον, ο EC8 (§5.2.3.4(3)) υιοθετεί την παρακάτω σχέση μεταξύ του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων,  $\mu_\phi$  στο άκρο ενός μέλους και του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων του μέλους αυτού,  $\mu_\delta$ :

$$\mu_{\phi} = 2\mu_{\delta} - 1$$

Αποδεικνύεται εύκολα ότι (βλ. §2.1.3) :

$$\mu_{\phi} = 2q_0 - 1 \quad \text{αν } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_0 - 1) T_C / T_1 \quad \text{αν } T_1 \leq T_C$$

Με βάση την απαιτούμενη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων,  $\mu_{\phi}$  όπως αυτή επιλέγεται από τον μηχανικό και τις δυο παραπάνω εξισώσεις προκύπτει:

- το μέγιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού στα άκρα κυρίων δοκών στις στηρίξεις σε κατακόρυφα στοιχεία (EC8 §5.4.3.1.2(4)):

$$r_{\max} = r' + \frac{0.0018}{m_j} \frac{e_{sy,d}}{e_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{όπου:}$$

$e_{sy,d} = f_{yd} / E_s$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ανηγμένης μήκυνσης του χάλυβα στην διαρροή και τα ποσοστά οπλισμού της εφελκόμενης και της θλιβόμενης ζώνης,  $\rho$  και  $\rho'$  αντίστοιχα. Εάν η εφελκόμενη ζώνη περιλαμβάνει την πλάκα, ο οπλισμός των πλακών ο παράλληλος στη δοκό μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος περιλαμβάνεται στο  $\rho$ .

- Το ενεργό μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων στα άκρα κυρίων κατακόρυφων στοιχείων που σχεδιάζονται για σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων, δηλαδή: (α) στην κρίσιμη περιοχή στη βάση κύριων υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων και (β) στις κρίσιμες περιοχές των άκρων όσων κύριων υποστυλωμάτων DCH δεν ικανοποιούν τον ικανοτικό σχεδιασμό του υποστυλώματος σε κάμψη (είτε λόγω θέσης είτε λόγω στατικού συστήματος, σύμφωνα με τις αντίστοιχες διατάξεις του EC8). Στις κρίσιμες περιοχές των άκρων όσων κύριων υποστυλωμάτων κτιρίων υψηλής πλαστιμότητας (DCH) ικανοποιείται ο ικανοτικός σχεδιασμός τοποθετείται και πάλι οπλισμός περίσφιξης με ενεργό μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό  $aW_{wd}$  που υπολογίζεται με βάση μειωμένη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων, όπως αυτή αντιστοιχεί σε τιμή συντελεστή συμπεριφοράς ίση με τα 2/3 της βασικής τιμής  $q_0$ .

Το ενεργό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων  $aW_{wd}$  δίνεται από την ακόλουθη έκφραση: (EC8 §5.4.3.2.2(8))

$$aW_{wd} \geq 30 m_j (\eta_d + W_n) e_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0.035$$

όπου:

- $\eta_d = N_{Ed} / A_c f_{cd}$  η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού
- $W_n = r_n f_{yd,n} / f_{cd}$  το μηχανικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού κορμού τοιχώματος (σε υποστυλώματα αγνοείται)
- $b_c$  το πλάτος της συνολικής διατομής
- $b_o$  το πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα έως τον άξονα των συνδετήρων
- $\alpha$  ο συντελεστής αποτελεσματικότητας της περίσφιξης



## Κεφάλαιο 3: Διαμόρφωση και ανάλυση χαρακτηριστικών στατικών συστημάτων

### 3.1 Εισαγωγή

#### 3.1.1 Στόχος

Ο στόχος του Κεφαλαίου αυτού είναι η παρουσίαση ολοκληρωμένων παραδειγμάτων προσομοίωσης και ανάλυσης απλών κτιρίων με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων 2 και 8.

#### 3.1.2 Βασικά χαρακτηριστικά κτιρίων

Πρόκειται για τέσσερα παρεμφερή τετραώροφα κτίρια κατοικιών ή γραφείων κατηγορίας κατασκευής S4 κατά EC2-4.4.1.2 και κατηγορίας σπουδαιότητας II κατά EC8-4.2.5, με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

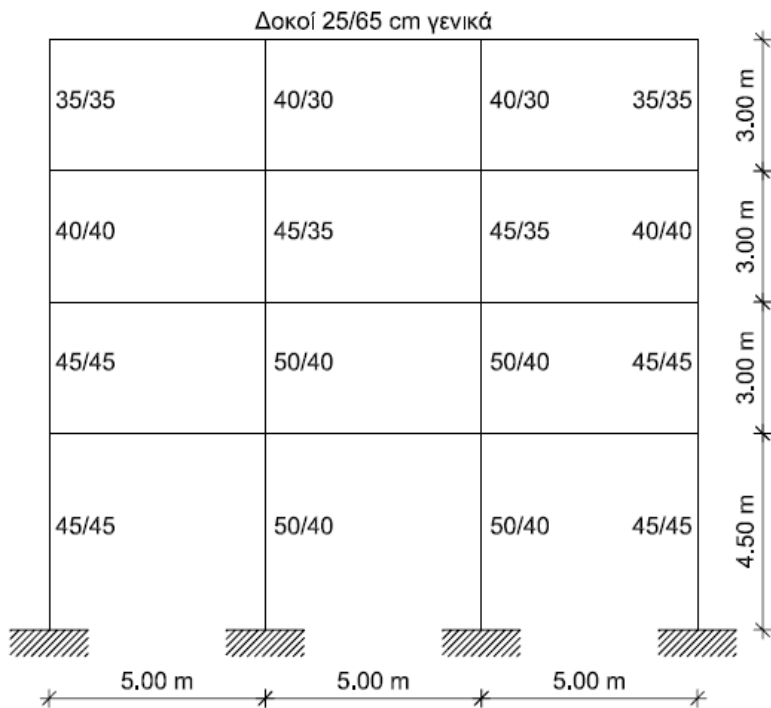
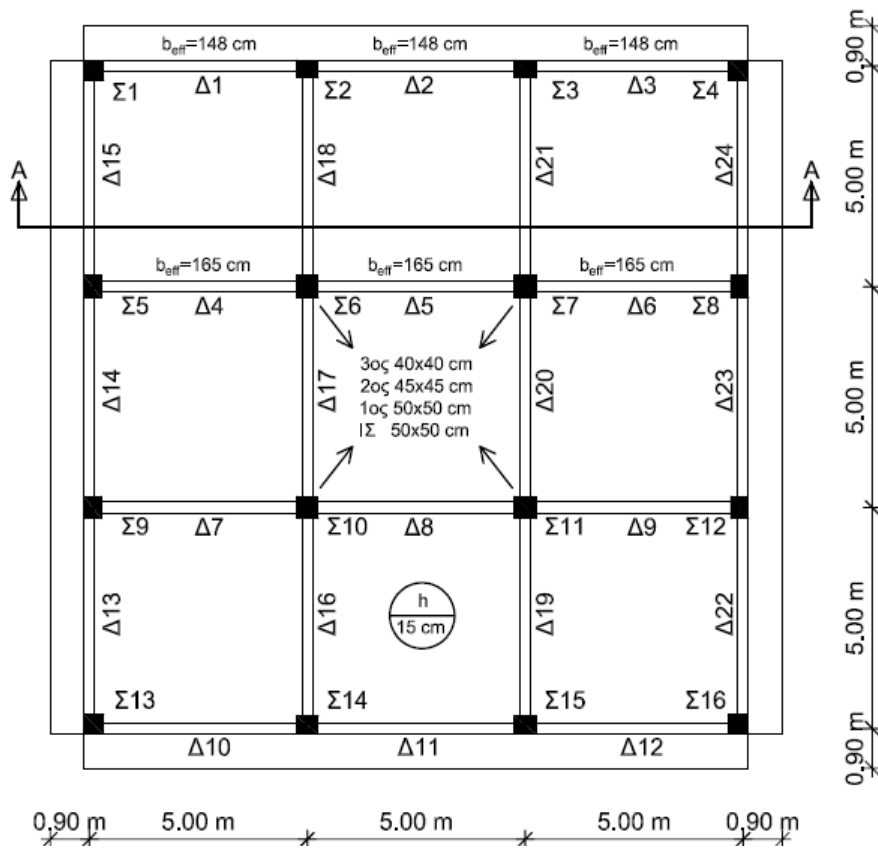
*Πίνακας 3.1: Βασικά χαρακτηριστικά κτιρίων*

Στατικό σύστημα	Κατηγορία πλαστιμότητας	Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	Κωδική ονομασία	
Πλαισιωτό σύστημα	Μέση (ΚΠΜ)	Z1	ΠΜ1	EC8-5.1.2 EC8-5.2.1 EC8-E.Π.2.6
	Υψηλή (ΚΠΥ)	Z1	ΠΥ1	
Διπλό σύστημα ισοδύναμο προς σύστημα τοιχωμάτων	Μέση (ΚΠΜ)	Z1	ΔΜ1	EC8-5.1.2
	Υψηλή (ΚΠΥ)	Z2	ΔΥ2	
Ένα διπλό σύστημα θεωρείται ισοδύναμο προς σύστημα τοιχωμάτων εφόσον τα τοιχώματα κάθε διεύθυνσης αναλαμβάνουν >50% της σεισμικής τέμνουσας βάσης. Αλλιώς θεωρείται ισοδύναμο προς πλαισιωτό.				

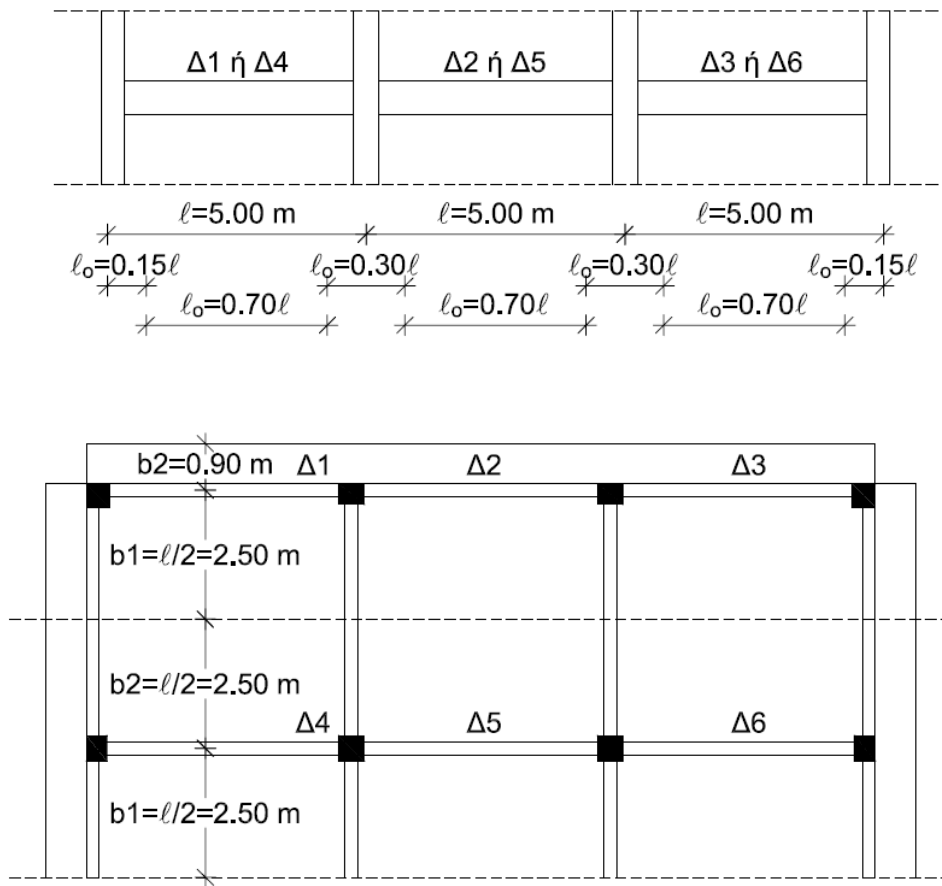
### 3.2 Διαμόρφωση Φερόντων Οργανισμών

#### 3.2.1 Κτίρια με πλαισιωτό στατικό σύστημα (ΠΜ1, ΠΥ1)

Τετραγωνική κάτοψη με δύο άξονες συμμετρίας.



Σχήμα 3.1: Κάτοψη (άνω) και Τομή (κάτω) κτιρίου με πλαισιωτό στατικό σύστημα (ΠΜ1, ΠΥ1)



**Σήμα 3.2:** Στοιχεία ορισμού συνεργαζόμενων πλατών των δοκών των κτιρίων (ΠΜ1, ΠΥ1)

$$\Delta_1, \Delta_2: b_{eff,1} = 0.2b_1 + 0.1\ell_o = 0.50 + 0.35 = 0.85 \not\geq \min(0.70, b_1) \rightarrow 0.70$$

$$b_{eff,2} = 0.2b_2 + 0.1\ell_o = 0.18 + 0.35 = 0.53 \not\geq \min(0.70, b_2) \rightarrow 0.53$$

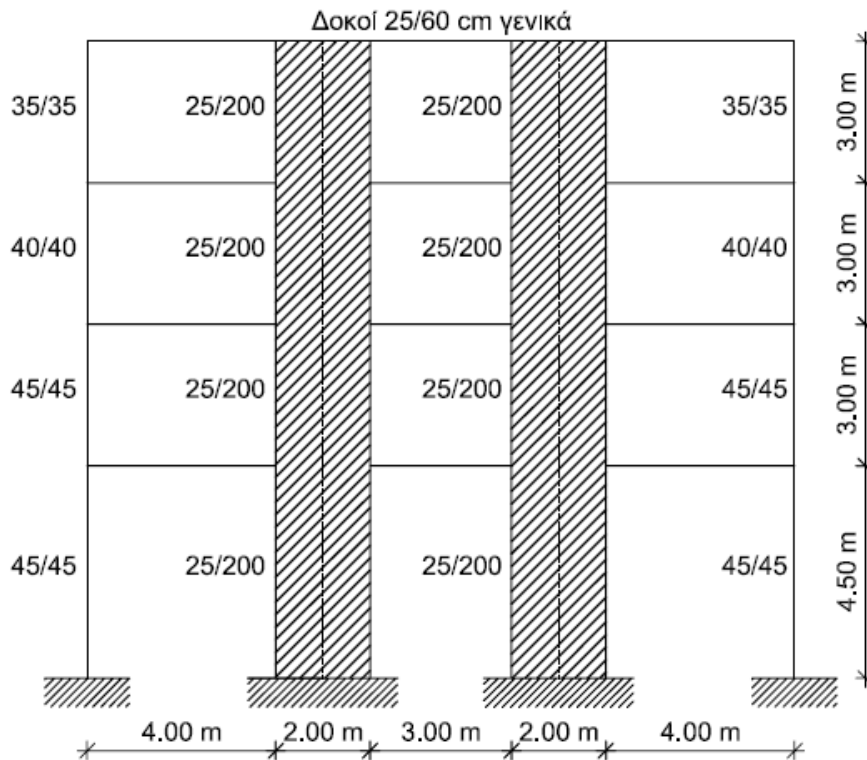
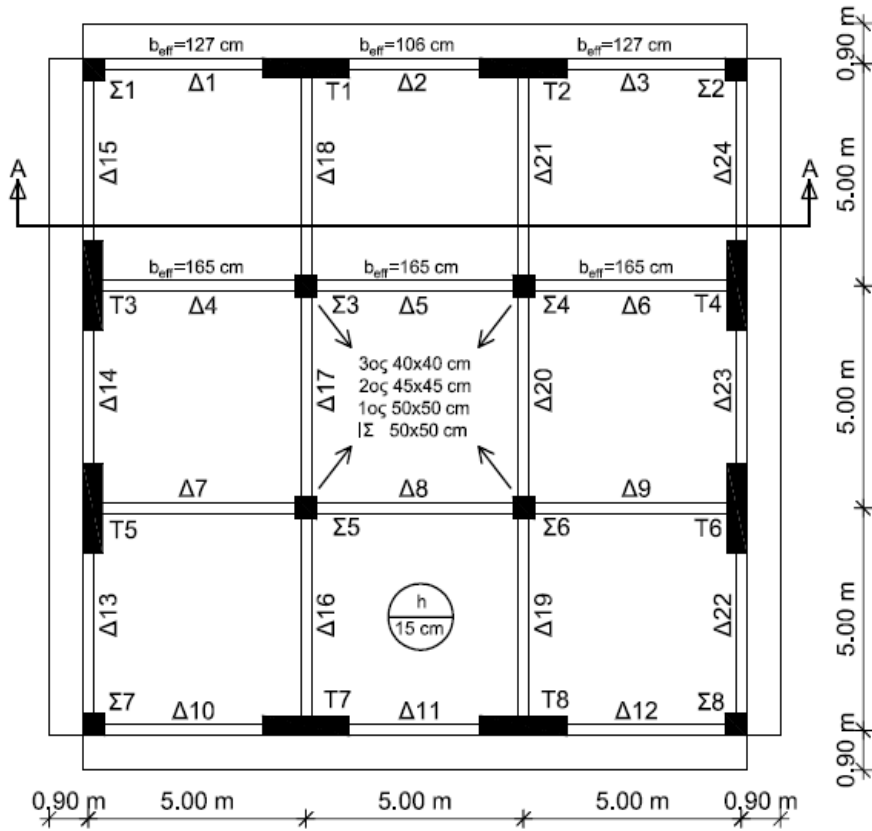
$$b_{eff} = 0.25 + 0.70 + 0.53 = 1.48m$$

$$\Delta_4, \Delta_5: b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0.2b_1 + 0.1\ell_o = 0.50 + 0.35 = 0.85 \not\geq \min(0.70, 2.50) \rightarrow 0.70$$

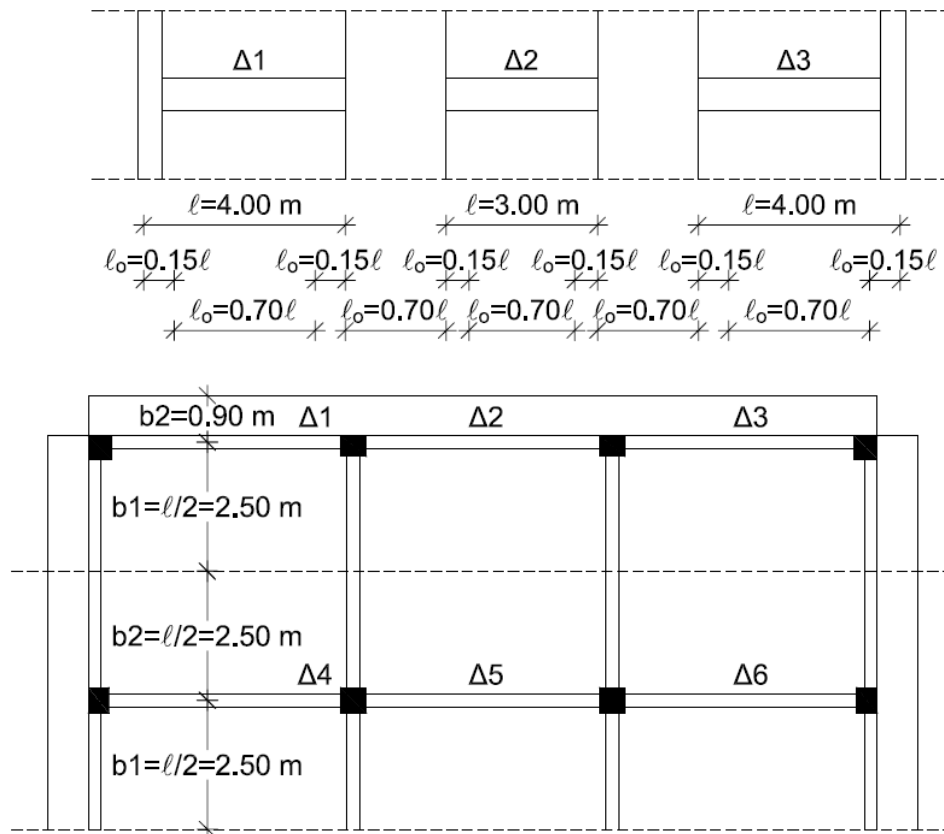
$$b_{eff} = 0.25 + 0.70 + 0.70 = 1.65m$$

### 3.2.2 Κτίρια με διπλό στατικό σύστημα (ΔΜ1, ΔΥ2)

Τετραγωνική κάτοψη με δύο κάθετους άξονες συμμετρίας.



Σχήμα 3.3: Κάτοψη (άνω) και Τομή (κάτω) κτιρίου με διπλό στατικό σύστημα ( $\Delta M1$ ,  $\Delta Y2$ )



Σχήμα 3.4: Στοιχεία ορισμού συνεργαζόμενων πλατών των δοκών των κτιρίων (ΔM1, ΔY2)

$$\begin{aligned} \Delta_1, \Delta_3: \quad b_{eff,1} &= 0.2b_1 + 0.1l_o = 0.50 + 0.28 = 0.78 \not> \min(0.56, 2.50) \Rightarrow 0.56 \\ b_{eff,2} &= 0.2b_2 + 0.1l_o = 0.18 + 0.28 = 0.46 \not> \min(0.56, 0.90) \Rightarrow 0.46 \\ b_{eff} &= 0.25 + 0.56 + 0.46 = 1.27m \\ \Delta_2: \quad b_{eff,1} &= 0.2b_1 + 0.1l_o = 0.50 + 0.21 = 0.71 \not> \min(0.42, 2.50) \Rightarrow 0.42 \\ b_{eff,2} &= 0.2b_2 + 0.1l_o = 0.18 + 0.21 = 0.39 \not> \min(0.42, 0.90) \Rightarrow 0.39 \\ b_{eff} &= 0.25 + 0.42 + 0.39 = 1.06m \\ \Delta_4, \Delta_5: \quad &\acute{\omicron}\pi\omega\varsigma \text{ στο πλαίσιο κτίριο: } b_{eff} = 1.65m. \end{aligned}$$

### 3.2.3 Παρατηρήσεις

Θεωρήθηκε πλήρης πάκτωση των κατακόρυφων στοιχείων στη θεμελίωση. Όλα τα κτίρια έχουν “καλή κατανομή των κατακόρυφων στοιχείων σε κάτοψη” και κατά συνέπεια, σύμφωνα με τον EC8-5.2.2.1, θεωρείται ότι διαθέτουν την ελάχιστη απαιτούμενη δυστρεψία. Όπως θα διαπιστωθεί στη συνέχεια, στα κτίρια ΔM1 και ΔY2 τα τοιχώματα αναλαμβάνουν πολύ περισσότερο από το 50% της σεισμικής τέμνουσας βάσης. Τα συνεργαζόμενα πλάτη των πλακοδοκών ( $b_{eff}$ ) θεωρήθηκαν, σύμφωνα με τον EC2-5.3.2.1, σταθερά κατά μήκος κάθε φατώματος και ίσα με το  $b_{eff}$  της περιοχής του ανοίγματος. Σημειώνεται ότι ο EC2-5.3.2.1 δέχεται κοινή τιμή  $b_{eff}$  για στατική ανάλυση και διαστασιολόγηση σε αντίθεση με τον ΕΚΟΣ που ορίζει διαφορετικές τιμές. Οι τιμές των  $b_{eff}$  υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις του EC2-5.3.2.1. Σημειώνεται ότι η απόσταση μεταξύ των κεντροβαρικών αξόνων δοκού-στύλου σε όλους τους κόμβους των κτιρίων είναι μικρότερη του  $b_c/4$ , όπου  $b_c$  η εγκάρσια διάσταση της διατομής του στύλου σύμφωνα με την απαίτηση του EC8-5.4.1.2.1.

### 3.3 Υλικά – έδαφος – περιβάλλον

- Σκυρόδεμα: C20/25  $E_{c,m} = 30\text{GPa}$  (EC2-3.1.2)
- Χάλυβας οπλισμών: B500C
- Έδαφος: Κατηγορίας B (EC8-3.1.2)
- Κατηγορία περιβάλλοντος: XC3
- Περιορισμοί κλάσης υλικών κατά τον EC8 (ικανοποιούνται)

Κτίρια ΚΠΜ: Σκυρόδεμα τουλάχιστον C16/20. Στις κρίσιμες περιοχές πρωτεύοντων δομικών στοιχείων χάλυβας κλάσης B ή C. (EC8-5.4.1.1)

Κτίρια ΚΠΥ: Σκυρόδεμα τουλάχιστον C20/25. Στις κρίσιμες περιοχές πρωτεύοντων δομικών στοιχείων χάλυβας κλάσης C. (EC8-5.5.1.1)

Σημειώνεται ότι για τον συντελεστή  $\alpha_{cc}$  που συνεκτιμά μακροχρόνιες επιδράσεις στη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος θεωρήθηκε η τιμή 1.00 που συνιστάται από τον EC2-3.16.

### 3.4 Κατακόρυφα φορτία

#### 3.4.1 Μόνιμες δράσεις

- |   |                        |
|---|------------------------|
| • Ίδιο βάρος σκυροδέματος:  | 25.00KN/m <sup>3</sup> |
| • Επίστρωση δαπέδων:  | 2.00KN/m <sup>2</sup>  |
| • Διαχωριστικοί τοίχοι επί πλακών:  | 0.25KN/m <sup>2</sup>  |
| • Δρομικοί τοίχοι επί εσωτερικών δοκών (2.1KN/m <sup>2</sup> ):   | 4.20KN/m               |
| • Μπατικοί τοίχοι επί περιμετρικών δοκών (3.6KN/m <sup>2</sup> ):<br>(θεωρήθηκε μέσο ύψος τοίχων 2.0 και 1.5m αντίστοιχα) | 5.50KN/m               |
| • Στηθαίο στο άκρο των εξωστών:   | 1.50 KN/m              |

#### 3.4.2 Μεταβλητές δράσεις

- |   |                       |
|---|-----------------------|
| • Κατηγορία χρήση κτιρίου : A (κατοικίες ή γραφεία) |                       |
| • Δάπεδα χώρων:                                     | 2.00KN/m <sup>2</sup> |
| • Κλίμακες πλατύσκαλα:                              | 3.50KN/m <sup>2</sup> |
| • Σταθμισμένος μέσος όρος εσωτερικών χώρων:         | 2.50KN/m <sup>2</sup> |
| • Εξώστες:  | 5.00KN/m <sup>2</sup> |

#### 3.4.3 Φορτία δοκών

Με τα παραπάνω φορτία προκύπτει περίπου κοινή τιμή ομοιομορφοποιημένου μόνιμου και κινητού φορτίου σε όλες τις δοκούς όλων των κτιρίων:

- Μόνιμο:  $g \approx 22.6\text{KN/m}^2$
- Κινητό:  $q \approx 7.0\text{KN/m}^2$
- Κατακόρυφα φορτία συνδυασμών οριακής κατάστασης αστοχίας
- Συνδυασμός διαρκείας:  $1.35g + 1.50q$  ;  $p = 41.0\text{KN/m}$
- Κατακόρυφα φορτία σεισμικού συνδυασμού:

- $g + \psi_2 q = g + 0.3q : p = 24.7 \text{KN/m}$

Παρατήρηση: Για λόγους απλότητας κατά την μεταφορά φορτίων στις δοκούς εφαρμόστηκε μερισμός των επιφανειών των πλακών σε τρίγωνα με γωνία  $45^0$  και θεωρήθηκε ομοιομορφοποίηση φορτίου με λογική ίσων επιφανειών τόσο για τον υπολογισμό των τεμνουσών δυνάμεων όσο και για τον υπολογισμό των καμπτικών ροπών.

### 3.5 Σεισμική φόρτιση

#### 3.5.1 Μέθοδος ανάλυσης υπό σεισμική δράση

Με στόχο την εποπτικότητα έγινε επιλογή της “μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης” (ψευδοστατική εφαρμογή της οριζόντιας δράσης). Σημειώνεται ότι, κατά τον EC8, η μέθοδος αυτή επιτρέπεται να εφαρμόζεται σε κτίρια κανονικά σε όψη και με θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ταλάντωσης  $T_1 \leq \min(4T_c, 2.0 \text{sec})$ . (EC8-4.3.3.2, EC8-4.2.3.3). Εισάγονται μόνον οι οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης καθώς δεν συντρέχουν οι προϋποθέσεις που θέτει ο EC8 για την εισαγωγή και της κατακόρυφης συνιστώσας. (EC8-4.3.3.5.2)

#### 3.5.2 Υπολογισμός συντελεστών συμπεριφοράς (EC8-5.2.2.2)

- Συντελεστής συμπεριφοράς:  $q = q_o \cdot k_w$
- Βασική τιμή συντελεστή συμπεριφοράς  $q_o$   
Μέση κατηγορία πλαστιμότητας:  $q_o = 3.0(a_u/a_1)$   
Υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας:  $q_o = 4.5(a_u/a_1)$
- Λόγος  $(a_u/a_1)$ : Λόγος της οριζόντιας σεισμικής δράσης σχηματισμού πλήρους πλαστικού μηχανισμού προς την δράση εμφάνισης της πρώτης πλαστικής άρθρωσης  
Πλαισιωτό σύστημα πολυώροφο και πολύστυλο:  $a_u/a_1 = 1.3$   
Διπλό σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό:  $a_u/a_1 = 1.2$
- Συντελεστής  $k_w$ : Εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε συστήματα με τοιχώματα:
- Πλαισιωτά συστήματα:  $k_w = 1.0$
- Διπλά συστήματα ισοδύναμο προς τοιχωματικά:  $k_w = (1 + \alpha_o)/3$  και  $0.5 \leq k_w \leq 1.0$  όπου  $\alpha_o$  η κυρίαρχη τιμή του λόγου συνολικού ύψους προς μήκος  $(h_w / \ell_w)$  των τοιχωμάτων  
Κτίρια ΔΜ1 και ΔΥ2:  $\alpha_o = 13.5 / 2.0 = 6.25$   
 $k_w = (1 + \alpha_o) / 3 = 2.42 > 1.0 \rightarrow k_w = 1.0$
- Συντελεστές συμπεριφοράς κτιρίων αναφοράς  
ΠΜ1:  $q = q_o \times k_w = 3.0(a_u / a_1) \times k_w = 3.0 \times 1.3 \times 1.0 = 3.90$   
ΠΥ1:  $q = q_o \times k_w = 4.5(a_u / a_1) \times k_w = 4.5 \times 1.3 \times 1.0 = 5.85$   
ΔΜ1:  $q = q_o \times k_w = 3.0(a_u / a_1) \times k_w = 3.0 \times 1.2 \times 1.0 = 3.60$   
ΔΥ2:  $q = q_o \times k_w = 4.5(a_u / a_1) \times k_w = 4.5 \times 1.2 \times 1.0 = 5.40$

#### 3.5.3 Εκτίμηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου

Προσεγγιστική εκτίμηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου κατά τον EC8-4.3.3.2

- Κτίρια πλαισιωτά: ΠΜ1, ΠΥ1  
 $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0.075 \times 13.5^{3/4} = 0.528 \text{sec}$
- Κτίρια με διπλό σύστημα: ΔΜ1, ΔΥ2

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0.050 \times 13.5^{3/4} = 0.352 \text{sec}$$

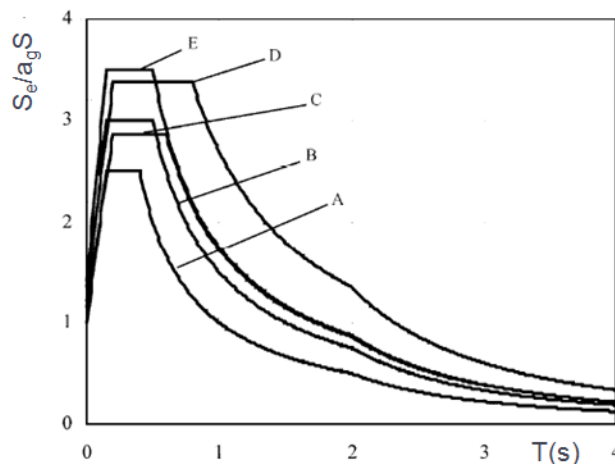
*Παρατήρηση:* Από ιδιομορφική ανάλυση των αντίστοιχων προσομοιωμάτων προέκυψαν σημαντικά υψηλότερες τιμές θεμελιωδών ιδιοπεριόδων για τα πλαισιωτά όσο και για τα κτίρια με τοιχώματα:

- Κτίρια ΠΜ1, ΠΥ1:  $T_1=0.922\text{sec}$
- Κτίρια ΔΜ1, ΔΥ2:  $T_1=0.492\text{sec}$

Είναι φανερό (βλέπε §3.5.4) ότι για τα κτίρια με τοιχώματα δε διαφοροποιούνται οι φασματικές επιταχύνσεις σχεδιασμού καθώς τόσο η ιδιομορφική ( $T_1=0.492\text{sec}$ ) όσο και η προσεγγιστική κατά EC8 τιμή της ιδιοπεριόδου ( $T_1=0.352\text{sec}$ ) βρίσκονται στην περιοχή σταθερής τιμής του φάσματος σχεδιασμού. Αντίθετα, για τα πλαισιωτά κτίρια, οι φασματικές επιταχύνσεις σχεδιασμού με βάση την ιδιομορφική θεμελιώδη ιδιοπερίοδο προκύπτουν σημαντικά μικρότερες των τιμών που υπολογίζονται στην επόμενη παράγραφο με βάση την προσεγγιστική τιμή της  $T_1$ . Σημειώνεται ότι οι εκφράσεις για την προσεγγιστική εκτίμηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου που προτείνονται στον EC8 βασίζονται σε μετρήσεις επί πραγματικών κτιρίων με συνέπεια να αποδίδουν και την επιρροή των μη-φερόντων στοιχείων τα οποία αυξάνουν τη δυσκαμψία της κατασκευής (βλέπε Fardis (2009): §4.3.2, σελ. 314). Στη συνέχεια του παρόντος χρησιμοποιήθηκαν οι προσεγγιστικές τιμές των θεμελιωδών ιδιοπεριόδων των κτιρίων κατά EC8.

### 3.5.4 Εκτίμηση της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

Φάσμα σχεδιασμού Τύπου 1 για ελαστική ανάλυση: Αφορά περιοχές με σεισμούς μεγέθους επιφανείας  $M_s > 5.5$ .



**Σχήμα 3.5** Φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 και απόσβεση 5%

$$\text{Περιοχή: } 0 \leq T_1 \leq T_B: S_{d(T_1)} = a_g \cdot S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T_1}{T_B} \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$\text{Περιοχή: } T_B \leq T_1 \leq T_C: S_{d(T_1)} = a_g \cdot S \frac{2.5}{q}$$

$$\text{Περιοχή: } T_C \leq T_1 \leq T_D: S_{d(T_1)} = a_g \cdot S \frac{2.5}{q} \left( \frac{T_C}{T_1} \right) \leq 0.2a_g$$

$$\text{Περιοχή: } T_D \leq T_1: S_{d(T_1)} = a_g \cdot S \frac{2.5}{q} \left[ \frac{T_C T_D}{T_1^2} \right] \leq 0.2a_g$$

όπου:

- $a_g = \alpha_{gR} \cdot \gamma_I$

$\alpha_{gR}$  : Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού της ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας

$\gamma_I$  : Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου με τιμή 1.0 για κατηγορία σπουδαιότητας II



### 3.5.4.1 Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού κτιρίων

Κτίρια πλαισιωτά:  $T_1 = 0.528\text{sec} > T_C = 0.500$

Κτίριο ΠΜ1: Z1  $\rightarrow \alpha_{gR} = 0.16g, \quad q = 3.9$

$$S_{d(T_1)} = 0.16g \cdot 1.0 \cdot 1.2 \cdot \frac{2.5}{3.9} \left( \frac{0.500}{0.528} \right) = 0.117g$$

Κτίριο ΠΥ1: Z1  $\rightarrow \alpha_{gR} = 0.16g, \quad q = 5.85$

$$S_{d(T_1)} = 0.16g \cdot 1.0 \cdot 1.2 \cdot \frac{2.5}{5.85} \left( \frac{0.500}{0.528} \right) = 0.078g$$

Κτίρια διπλά:  $T_B = 0.20 < T_1 = 0.352 < T_C = 0.50\text{sec}$

Κτίριο ΔΜ1: Z1  $\rightarrow \alpha_{gR} = 0.16g, \quad q = 3.6$

$$S_{d(T_1)} = 0.16g \cdot 1.0 \cdot 1.2 \cdot \frac{2.5}{3.6} = 0.133g$$

Κτίριο ΔΥ2: Z2  $\rightarrow \alpha_{gR} = 0.24g, \quad q = 5.4$

$$S_{d(T_1)} = 0.24g \cdot 1.0 \cdot 1.2 \cdot \frac{2.5}{5.4} = 0.133g$$

### 3.5.5 Υπολογισμός σεισμικής τέμνουσας βάσης

- Υπολογισμός βάρους κτιρίων ( $G + 0.3Q$ )
- Φορτία πλάκας τυπικού ορόφου: 24 δοκοί, μήκους 5.0m με φορτίο 24.7KN/m
- $N_{\Pi\Lambda} = (24.7 \cdot 5.0) \cdot 24 = 2964.0\text{KN}$

Ίδια βάρη κατακόρυφων στοιχείων ανά όροφο:

**Πίνακας 3.2α:** Ίδια βάρη κατακόρυφων στοιχείων

Όροφος	Κτίρια ΠΜ1, ΠΥ1	Κτίρια ΔΜ1, ΔΥ2
	(KN)	(KN)
3 <sup>ος</sup>	156.8	38.7
2 <sup>ος</sup>	203.2	408.8
1 <sup>ος</sup>	255.8	435.8
ΙΣ	383.6	653.6
Σύνολο	999.4	1882.9

Ίδια βάρη κατακόρυφων στοιχείων ανά πλάκα:

**Πίνακας 3.2β:** Ίδια βάρη κατακόρυφων στοιχείων ανά πλάκα <sup>(1)</sup>

Όροφος	Κτίρια ΠΜ1, ΠΥ1	Κτίρια ΔΜ1, ΔΥ2
	$N_{K\Sigma}$ (KN)	$N_{K\Sigma}$ (KN)
3 <sup>ος</sup>	$156.8/2 = 78.4$	$384.7/2 = 192.3$
2 <sup>ος</sup>	$(156.8 + 203.2)/2 = 180.0$	$(384.7+408.8)/2 = 396.8$
1 <sup>ος</sup>	$(203.2 + 255.8)/2 = 229.5$	$(408.8 + 435.8)/2 = 422.3$
ΙΣ	$(255.8 + 383.6)/2 = 319.5$	$(435.8 + 653.6)/2 = 544.7$
Σύνολο	807.6	1556.1

<sup>(1)</sup> Στις στάθμες των διαφραγμάτων μεταφέρεται το ημιάθροισμα των Ι.Β. των κατακόρυφων στοιχείων του υποκείμενου και υπερκείμενου ορόφου.

Με βάση τα φορτία πλάκας και το ίδιο βάρος των κατακόρυφων στοιχείων ανά πλάκα του Πίνακα 3.2β υπολογίστηκαν στον Πίνακα 3.3 οι συγκεντρωμένες κατακόρυφες δυνάμεις ( $P_i$ ) στις στάθμες των διαφραγμάτων των κτιρίων.

**Πίνακας 3.3:** Κατακόρυφες δυνάμεις στις στάθμες των ορόφων (KN)

Όροφος	$N_{\text{ΠΛ},i}$	Κτίρια ΠΜ1, ΠΥ1		Κτίρια ΔΜ1, ΔΥ2	
		$N_{\text{Κ.Σ.},i}$	$P_i$	$N_{\text{Κ.Σ.},i}$	
3 <sup>ος</sup>	2964.0	78.4	3042.4	192.3	3156.3
2 <sup>ος</sup>	2964.0	180.0	3144.0	396.8	3360.8
1 <sup>ος</sup>	2964.0	229.5	3193.5	422.3	3386.3
ΙΣ	2964.0	319.7	3283.7	544.7	3508.7

Ταλαντούμενη μάζα κτιρίων ( $M_{\text{tot}}$ ):

$$\text{Κτίρια ΠΜ1, ΠΥ1: } M_{\text{tot}} = (2964.0 \cdot 4 + 807.6)/g = 12663.6/g$$

$$\text{Κτίρια ΔΜ1, ΔΥ2: } M_{\text{tot}} = (2964.0 \cdot 4 + 1556.1)/g = 13412.1/g$$

Τέμνουσα βάσης κτιρίων ( $F_b$ ) (EC8-4.3.3.2.2)

$F_b = S_{d(T1)} \cdot M_{\text{tot}} \cdot \lambda$  όπου ο συντελεστής  $\lambda = 0.85$  εφαρμόζεται για κτίρια τριώροφα και άνω στα οποία η δρώσα ιδιομορφική μάζα της θεμελιώδους ιδιόμορφης είναι μικρότερη κατά 15% περίπου από τη συνολική μάζα του κτιρίου:

$$\text{Κτίριο ΠΜ1: } F_b = 0.117g \cdot (12663.6/g) \cdot 0.85 = 1259.4\text{KN}$$

$$\text{Κτίριο ΠΥ1: } F_b = 0.078g \cdot (12663.6/g) \cdot 0.85 = 839.6\text{KN}$$

$$\text{Κτίριο ΔΜ1: } F_b = 0.133g \cdot (13412.1/g) \cdot 0.85 = 1520.0\text{KN}$$

$$\text{Κτίριο ΔΥ2: } F_b = 0.133g \cdot (13412.1/g) \cdot 0.85 = 1520.0\text{KN}$$

Τριγωνική κατανομή της τέμνουσας βάσης καθ ύψος (EC8-4.3.3.2.3)

Οι σεισμικές δυνάμεις ( $F_i$ ) ανά όροφο δίνονται από την έκφραση:  $F_i = F_b [m_i z_i / \sum m_j z_j] = F_b [P_i z_i / \sum P_j z_j]$  όπου  $m_i, P_i$ : οι συγκεντρωμένες μάζες και οι αντίστοιχες κατακόρυφες δυνάμεις (Πίνακας 3.4) στη στάθμη κάθε διαφράγματος. Εφαρμόζοντας την παραπάνω έκφραση για τη σεισμική τέμνουσα βάσης κάθε κτιρίου προκύπτουν οι ακόλουθες οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις ( $F_i$ ) στις στάθμες των ορόφων:

**Πίνακας 3.4:** Σεισμικές δυνάμεις ( $F_i$ ) στις στάθμες των ορόφων

Όροφος	ΠΜ1	ΠΥ1	ΔΜ1	ΔΥ2
3 <sup>ος</sup>	458.5	305.7	553.4	553.4
2 <sup>ος</sup>	368.5	245.7	444.7	444.7
1 <sup>ος</sup>	267.4	178.2	322.7	322.7
ΙΣ	165.0	110.0	199.2	199.2
$F_b$	1259.4	839.6	1520.0	1520.0

## 3.6 Στατικές αναλύσεις προσομοιωμάτων

### 3.6.1 Παραδοχές, δεδομένα

- Χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000, v.14
- Αγνοήθηκε η εκκεντρότητα σε κάτοψη μεταξύ των αξόνων δοκών και κατακόρυφων στοιχείων.
- Θεωρήθηκαν άκαμπτοι βραχίονες από τον άξονα μέχρι τις παρειές στύλων των τοιχωμάτων.

- Έγινε μείωση του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος στο 50% σε όλα τα δομικά στοιχεία για να ληφθούν υπόψη οι συνέπειες της ρηγματώσης (EC8-4.3.1(7)). Σημειώνεται ότι ο ΕΑΚ (§ 3.2.3[2]) προβλέπει διαφορετικά ποσοστά μείωσης της δυσκαμψίας σε δοκούς, στύλους και τοιχώματα.
- Αγνοήθηκαν οι «γεωμετρικές ατέλειες» (αποκλίσεις στη γεωμετρία της κατασκευής και στη θέση των φορτίων) (EC2-5.2)
- Δεν έγινε ανακατανομή καμπτικών ροπών (EC2-5.5).
- Θεωρήθηκε πλήρης διαφραγματική λειτουργία (EC8-4.3.1(4))
- Αγνοήθηκε η συμβολή των τοιχοπληρώσεων στην οριζόντια δυσκαμψία και αντοχή των κτιρίων (EC8-4.3.1(8)).
- Αγνοήθηκε η ευδοσιμότητα της θεμελίωσης (θεωρήθηκε πλήρης πάκτωση των κατακόρυφων στοιχείων στη στάθμη θεμελίωσης) (EC8-4.3.1(9)).
- Θεωρήθηκε μετάθεση του κέντρου μάζας προς την ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους κατά τυχαματική εκκεντρότητα  $e_i = \pm 0.05L_i = \pm 0.75m$  (EC8-4.3.2)
- Αγνοήθηκε η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης (EC8-4.3.3.5.2)
- Θεωρήθηκε συνδυασμός των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης
- ως εξής:  $\pm E_i \pm 0.3E_j$  όπου  $i, j = x$  ή  $y$  εναλλάξ (EC8-4.3.5.1(3)).

### 3.6.2 Φαινόμενα 2ης τάξης

Τα φαινόμενα δεύτερης τάξης (P - Δ effects) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εφόσον σε όλους τους ορόφους ικανοποιείται η συνθήκη (EC8-4.4.2.2(2)):

$$q = \frac{R_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0.10$$

όπου:

- $\theta$ : συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου ο οποίος εκφράζει τον λόγο των ροπών 2<sup>ης</sup> τάξης προς τις ροπές πρώτης τάξης
- $h$ : το ύψος του υπόψη ορόφου
- $P_{tot}$ : συνολικό κατακόρυφο φορτίο υπόψη ορόφου
- $V_{tot}$ : συνολική σεισμική τέμνουσα υπόψη ορόφου
- $d_r$ : μέση τιμή σχετικής ανελαστικής μετατόπισης υπό τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις της πλάκας οροφής ως προς την πλάκα δαπέδου του υπόψη ορόφου ( $d_r = d_{s,(i+1)} - d_{s,(i)}$ )
- $d_s$ : μέση τιμή ανελαστικής μετατόπισης του υπόψη ορόφου ( $d_s = q \cdot d_e$ ) (EC8-4.3.4)
- $d_e$ : μέση τιμή μετακίνησης του υπόψη ορόφου από ελαστική ανάλυση
- Εάν  $0.1 < \theta \leq 0.2$  οι επιπτώσεις δεύτερης τάξης μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά με πολλαπλασιασμό των αντίστοιχων σεισμικών εντατικών μεγεθών και μετακινήσεων του υπόψη ορόφου επί τον συντελεστή  $1/(1-\theta)$  (EC8-4.4.2.2(3)). Οι συντάκτες του παρόντος εκφράζουν τις επιφυλάξεις τους για την διάταξη αυτή. Είναι προφανές ότι οι επιπτώσεις από τις μεγάλες σχετικές μετατοπίσεις ενός μεσαίου ορόφου αφορούν όχι μόνο τα κατακόρυφα στοιχεία του συγκεκριμένου αλλά και όλων των υποκείμενων ορόφων. Κατά συνέπεια, εκτιμάται ότι ο πολλαπλασιασμός των σεισμικών εντατικών μεγεθών επί τον συντελεστή  $1/(1-\theta)$  θα έπρεπε να επεκταθεί και στους υποκείμενους ορόφους. Το πρόβλημα βεβαίως περιπλέκεται σε περίπτωση που προκύψουν τιμές  $\theta > 0.1$  σε περισσότερους ορόφους του φέροντος οργανισμού.
- Δεν επιτρέπονται τιμές  $\theta > 0.3$ . σημειώνεται τέλος ότι στον EC8 δεν περιλαμβάνονται προβλέψεις για την περίπτωση  $0.2 < \theta < 0.3$ . Οι συντάκτες του παρόντος εκτιμούν ότι υπονοείται ανάλυση με θεωρία δεύτερης τάξης ώστε να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα (P-Δ).

- Στον ΕΑΚ 2000 (§4.1.2.2) προβλέπεται ανάλογη διάταξη αλλά με ανώτατη επιτρεπόμενη τιμή  $\theta = 0.20$  (EC8-4.4.2.2(4))

### 3.6.3 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

Με στόχο τον περιορισμό των βλαβών στα μη φέροντα στοιχεία των κτιρίων πρέπει να τηρούνται τα ακόλουθα όρια σύμφωνα με την παράγραφο EC8-4.4.3.2:

- Σε κτίρια με ψαθυρά μη φέροντα στοιχεία συνδεδεμένα με τον φέροντα οργανισμό:  $vd_r \leq 0.005h$
- Σε κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία:  $vd_r \leq 0.0075h$
- Σε κτίρια με μη φέροντα στοιχεία στερεωμένα με τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα ή σε κτίρια χωρίς μη φέροντα στοιχεία:  $vd_r \leq 0.010h$ , όπου:
- $v$ : Συντελεστής μείωσης που εκφράζει την μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που αναφέρεται στην «απαίτηση περιορισμού βλαβών» έναντι της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην απαίτηση «οριακής κατάστασης αστοχίας»:
  - $v = 0.5$  για κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας I και II.
  - $v = 0.4$  για κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας III και IV.

Στον ΕΑΚ 2000 (§4.2.2) προβλέπεται ανάλογη διάταξη μέσω της «γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου»  $\gamma = v \cdot d_r / h$  όπου θεωρείται γενικά  $v = 0.4$ .

### 3.6.4 Έλεγχος περιορισμών μετακίνησης κτιρίων

Με βάση τις μετακινήσεις που προέκυψαν από την ψευδοστατική ανάλυση υπό τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού υπολογίζονται στους ακόλουθους Πίνακες τα μεγέθη  $\theta$  και  $\gamma$  για τα τέσσερα κτίρια.

#### 3.6.4.1 Κτίριο ΠΜ1: $q = 3.90$ , $v = 0.50$

Πίνακας 3.5: Υπολογισμός μεγεθών  $\theta$  και  $\gamma$  σε όλους τους ορόφους του κτιρίου ΠΜ1

Όροφος	$P_{tot}$ (KN)	$V_{tot}$ (KN)	$h$ (m)	$d_e$ (mm)	$d_s$ (mm)	$d_r$ (mm)	$\theta$ (-)	$\gamma$ $rad \cdot 10^{-3}$
3 <sup>ος</sup>	3042.4	458.5	3.0	27.34	106.24	16.03	0.035	2.67
2 <sup>ος</sup>	6186.4	827.0	3.0	23.23	90.61	19.90	0.050	3.32
1 <sup>ος</sup>	9379.9	1094.4	3.0	18.13	70.71	20.77	0.059	3.46
ΙΣ	12663.6	1259.4	4.5	12.80	49.94	49.94	0.112	5.55

Συμπεράσματα:

α. Στο ισόγειο βρέθηκε  $\theta = 0.112 > 0.10$ . Συνεπώς για να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης, τα εντατικά μεγέθη των δομικών στοιχείων του ισογείου από τη σεισμική δράση πρέπει, σύμφωνα με τον EC8, να πολλαπλασιασθούν επί τον συντελεστή:  $1/(1-\theta) = 1.126$ . Είναι φανερό ότι τα αυξημένα εντατικά μεγέθη του ισογείου δεν είναι συμβατά με την εντατική κατάσταση των δομικών στοιχείων των ανώτερων ορόφων. Για την άρση της ασυμβατότητας και προς τη μεριά της ασφάλειας, πολλαπλασιάστηκαν τα εντατικά μεγέθη των δομικών στοιχείων όλου του φορέα υπό την οριζόντια σεισμική δράση επί την τιμή  $1/(1-\theta) = 1.126$  (βλέπε [3]: §4.9.7, σελ. 364).

β. Στο ισόγειο παρατηρείται υπέρβαση κατά 11% της επιτρεπόμενης γωνιακής παραμόρφωσης περιορισμού βλαβών σε ψαθυρά μη φέροντα στοιχεία, η οποία θεωρείται ανεκτή.

Παρατήρηση: Οι τιμές των μετακινήσεων προέρχονται μόνο από την μία οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής δράσης. Εάν θεωρηθεί ότι έπρεπε να ληφθεί υπόψη η διανυσματική μετατόπιση για τον συνδυασμό  $E_i + 0.3E_j$  οι τιμές των  $d$ ,  $\theta$  και  $\gamma$  πρέπει να πολλαπλασιασθούν επί τον συντελεστή  $\sqrt{1+0.3^2} = 1.044$ .

### 3.6.4.2 Κτίριο ΠΥ1: $q = 5.85$ , $\nu = 0.50$

*Πίνακας 3.6: Υπολογισμός μεγεθών  $\theta$  και  $\gamma$  σε όλους τους ορόφους του κτιρίου ΠΥ1*

Όροφος	$P_{tot}$ (KN)	$V_{tot}$ (KN)	$h$ (m)	$d_e$ (mm)	$d_s$ (mm)	$d_r$ (mm)	$\theta$ (-)	$\gamma$ $rad \cdot 10^{-3}$
3 <sup>ος</sup>	3042.4	305.7	3.0	18.23	106.64	15.63	0.052	2.61
2 <sup>ος</sup>	6186.4	551.4	3.0	15.49	90.61	19.90	0.074	3.32
1 <sup>ος</sup>	9379.9	729.6	3.0	12.09	70.71	20.77	0.089	3.46
ΙΣ	12663.6	839.6	4.5	8.54	49.94	49.94	0.167	5.55

Συμπεράσματα:

- Όπως στο Κτίριο ΠΜ1, πολλαπλασιάστηκαν τα εντατικά μεγέθη των δομικών στοιχείων όλου του φορέα υπό την οριζόντια σεισμική δράση επί τον συντελεστή:  $1/(1-\theta) = 1.201$ .
- Υπέρβαση της επιτρεπόμενης γωνιακής παραμόρφωσης του ισόγειου κατά 11% (θεωρείται ανεκτή).

### 3.6.4.2 Κτίριο ΔΜ1: $q = 3.60$ , $\nu = 0.50$

*Πίνακας 3.7: Υπολογισμός μεγεθών  $\theta$  και  $\gamma$  σε όλους τους ορόφους του κτιρίου ΔΜ1*

Όροφος	$P_{tot}$ (KN)	$V_{tot}$ (KN)	$h$ (m)	$d_e$ (mm)	$d_s$ (mm)	$d_r$ (mm)	$\theta$ (-)	$\gamma$ $rad \cdot 10^{-3}$
3 <sup>ος</sup>	3156.3	553.4	3.0	9.25	33.30	5.83	0.011	0.97
2 <sup>ος</sup>	6517.1	998.1	3.0	7.63	27.47	7.56	0.016	1.26
1 <sup>ος</sup>	9903.4	1320.8	3.0	5.53	19.91	8.75	0.022	1.46
ΙΣ	13412.1	1520.0	4.5	3.10	11.16	11.16	0.022	1.24

Συμπεράσματα: Οι συντελεστές  $\theta$  και  $\gamma$  είναι κάτω από τα προβλεπόμενα όρια του κανονισμού σε όλους τους ορόφους.

## 3.7 Δομικά στοιχεία προς διαστασιολόγηση

Η διαστασιολόγηση περιορίζεται σε επιλεγμένα δομικά στοιχεία των τεσσάρων κτιρίων, εν προκειμένω:

### 3.7.1 Κτίρια ΠΜ1, ΠΥ2

- Δοκός Δ1-Δ2-Δ3 οροφής ισόγειου
- Στύλος Σ2 στο ισόγειο

### 3.7.2 Κτίρια ΔΜ1, ΔΥ2

- Δοκός Δ1-Δ2-Δ3 οροφής ισόγειου
- Τοίχωμα Τ1 στο ισόγειο
- Στύλος Σ1 στο ισόγειο

### 3.8 Φάσεις Διαστασιολόγησης

Η διαστασιολόγηση του φέροντος οργανισμού περιλαμβάνει τις ακόλουθες φάσεις :

- I. Διαστασιολόγηση δοκών σε κάμψη (υπολογισμός διαμήκων οπλισμών).
- II. Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων σε κάμψη με αξονική δύναμη (υπολογισμός διαμήκων οπλισμών).
- III. Ικανοτικός έλεγχος κόμβων (πιθανή ενίσχυση διαμήκους οπλισμού ή και αλλαγή διατομής υποστυλωμάτων). Η φάση αυτή δεν αφορά τα διπλά συστήματα που είναι ισοδύναμα προς τοιχωματικά καθώς και τμήματα των πλαισιωτών κατασκευών.
- IV. Έλεγχος λυγισμού υποστυλωμάτων.
- V. Διαστασιολόγηση δοκών σε διάτμηση (ικανοτικές τέμνουσες).
- VI. Διαστασιολόγηση στύλων σε διάτμηση (ικανοτικές τέμνουσες) και περίσφιξη.
- VII. Διαστασιολόγηση κόμβων σε διάτμηση (μόνο σε κατασκευές ΚΠΥ).
- VIII. Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων σε κάμψη με αξονική δύναμη, σε διάτμηση και περίσφιξη άκρων στο κρίσιμο ύψος (τροποποιημένες περιβάλλουσες σχεδιασμού ροπών και τεμνουσών).
- IX. Διαστασιολόγηση θεμελίων για τα ικανοτικά μεγέθη βάσης των κατακόρυφων στοιχείων.

Παρατήρηση: Στις παραπάνω φάσεις δεν περιελήφθησαν οι ακόλουθοι έλεγχοι και υπολογισμοί: α. Διαστασιολόγηση πλακών, β. Μεταφορά φορτίων από πλάκες σε δοκούς, γ. Έλεγχοι λειτουργικότητας

Οι διατάξεις ικανοτικού υπολογισμού του EC8 επιβάλλουν διαφορετική σειρά διαδοχής των φάσεων διαστασιολόγησης καθώς, ανάλογα με το είδος του φέροντος συστήματος, αποτελέσματα προηγούμενων φάσεων αποτελούν δεδομένα για επόμενες. Σε όλα τα συστήματα η διαστασιολόγηση των τοιχωμάτων (φάση VIII) είναι ανεξάρτητη από τις προηγούμενες φάσεις. Ακολουθεί η σειρά διαδοχής των φάσεων διαστασιολόγησης ανάλογα με το είδος του φέροντος συστήματος.

#### 3.8.1 Συστήματα πλαισιωτά ή διπλά ισοδύναμα προς πλαισιωτά

I, V, II, III, IV, VI, VII, VIII, IX

#### 3.8.2 Συστήματα τοιχωματικά ή διπλά ισοδύναμα προς τοιχωματικά

I, II, IV, V, VI, VII, VIII, IX

## Κεφάλαιο 4: Πλαισιακό Κτίριο Μέσης Πλαστιμότητας (ΠΜ1)

### 4.1 Διαστασιολόγηση δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου

#### 4.1.1 Διαστασιολόγηση δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου σε κάμψη

##### 4.1.1.1 Δεδομένα δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3

α. Στα Σχήματα 4.1 και 4.2 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών σχεδιασμού, χωριστά από τα κατακόρυφα φορτία και την οριζόντια σεισμική φόρτιση, καθώς και οι αντίστοιχες περιβάλλουσες.

β. Φαινόμενα δεύτερης τάξης: Τα εντατικά μεγέθη υπό την οριζόντια σεισμική φόρτιση, κατά την επαλληλία για τις περιβάλλουσες, πολλαπλασιάζονται επί τον συντελεστή  $\lambda_\delta = 1 / (1 - \theta) = 1 / (1 - 0.112) = 1.126$ .

γ. Οι ροπές στηρίξεων του σεισμικού συνδυασμού είναι αφενός πολύ μεγαλύτερες από αυτές του συνδυασμού 1.35G + 1.50Q και αφετέρου εναλλασσόμενου προσήμου. Συνεπώς η διαστασιολόγηση ξεκινά από τις στηρίξεις. Οι θετικές ροπές ανοιγμάτων του συνδυασμού 1.35G + 1.50Q αναμένεται να υπερκαλυφθούν από μέρος του οπλισμού κάλυψης των θετικών ροπών στηρίξεων του σεισμικού συνδυασμού.

δ. Υπολογισμός στατικού ύψους:  $d = h - d'$

Πάχος επικάλυψης:  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = 35\text{mm}$

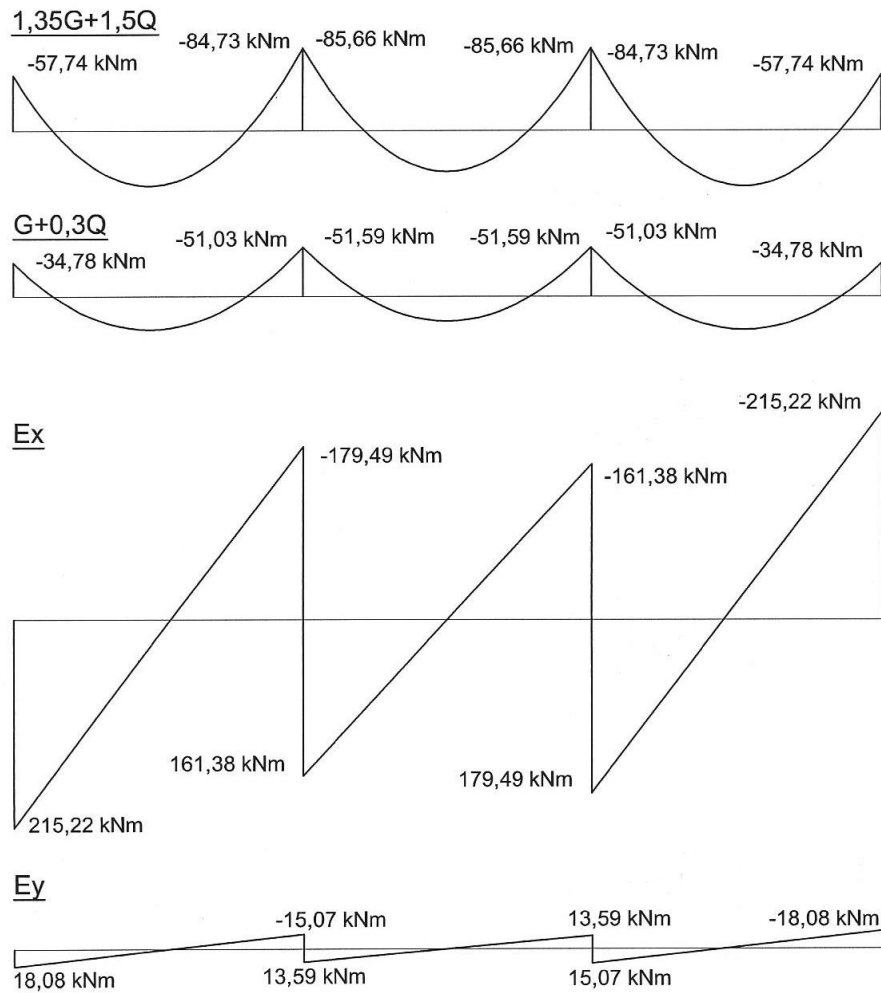
$d' = c_{nom} + \emptyset_w + \emptyset_L / 2 = 35 + 8 + (\sim 7) \approx 50\text{mm} \rightarrow d = h - d' = 650 - 50 = 600\text{mm}$

ε. Ελάχιστος οπλισμός εφελκόμενων περιοχών σε όλο το μήκος της δοκού (EC8 – 5.4.3.1.2(5)):

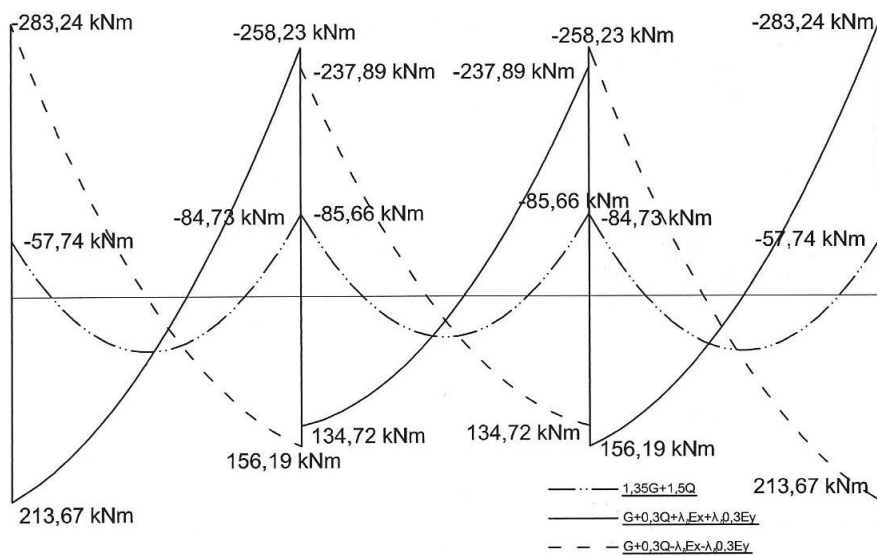
$\rho_{min} = 0.50 (f_{ctm} / f_{yk}) = 0.50 \cdot (2.20 / 500) = 2.20\text{‰}$

Συνεπώς,  $A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 3.3\text{cm}^2$

στ. Κρίσιμες περιοχές δοκών: Σε δοκούς ΚΠΜ (EC8 - 5.4.3.1.2(α)) ως κρίσιμες περιοχές ορίζονται τμήματα μήκους  $l_{cr} = h = 0.65\text{m}$  από τις παρειές των στηρίξεων και εκατέρωθεν φυτευτού υποστρώματος.



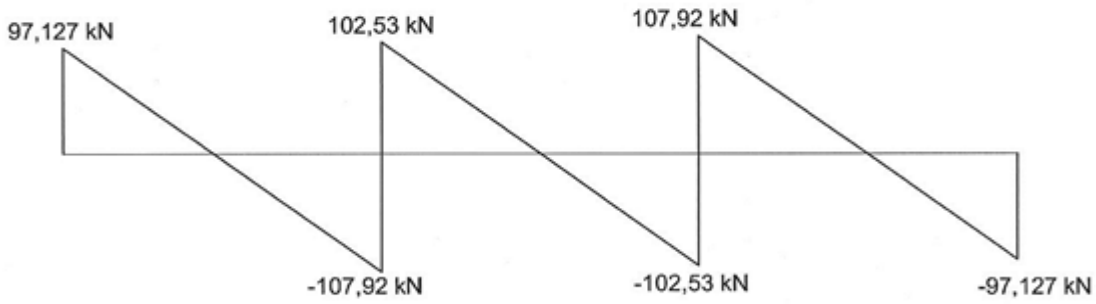
Επαλληλία των συνδυασμών φόρτισης



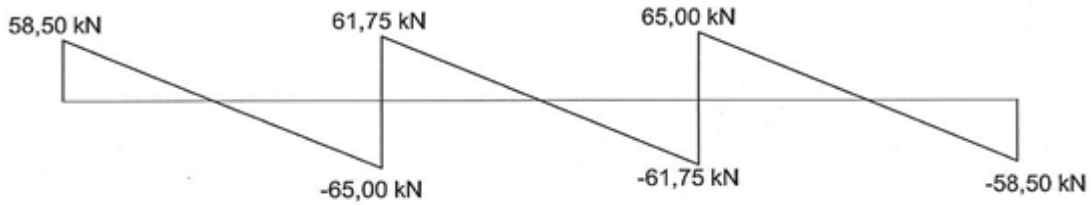
Σχήμα 4.1: Διαγράμματα Ροπών Δοκού Δ1- Δ2- Δ3 οροφής Ισογείου Κτιρίου ΠΜ1



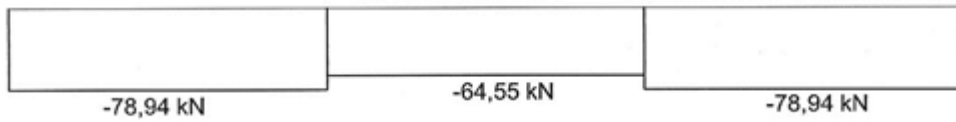
1,35G+1,5Q



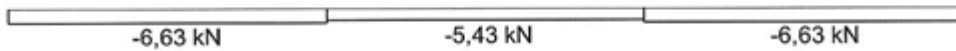
G+0,3Q



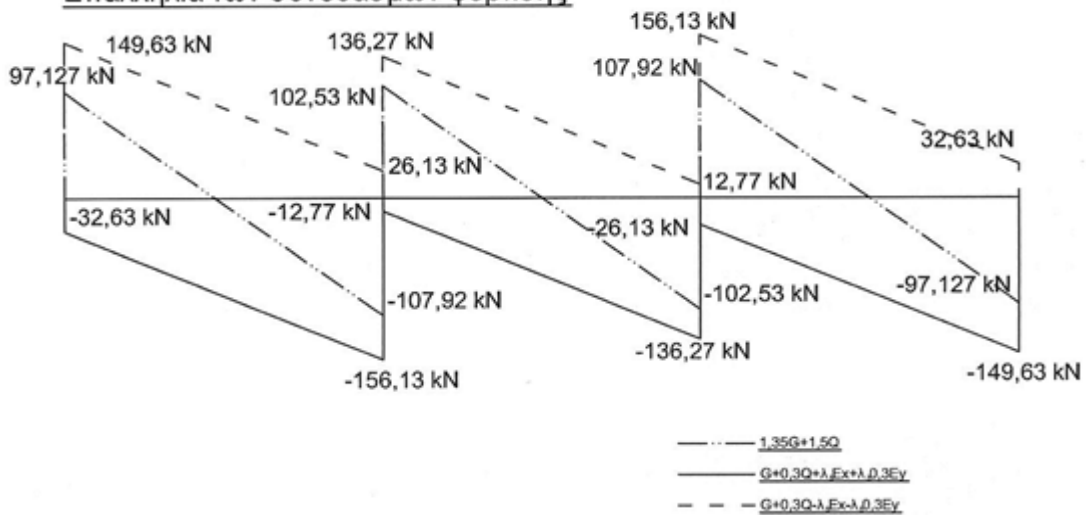
Ex



Ey



Επαλληλία των συνδυασμών φόρτισης



Σχήμα 4.2: Διαγράμματα Τεμνουσών Δοκού Δ1 -Δ2- Δ3 οροφής Ισογείου Κτιρίου ΠΜ1

#### 4.1.1.2 Διαστασιολόγηση ακραίων στηρίξεων

α. Υπολογισμός οπλισμών

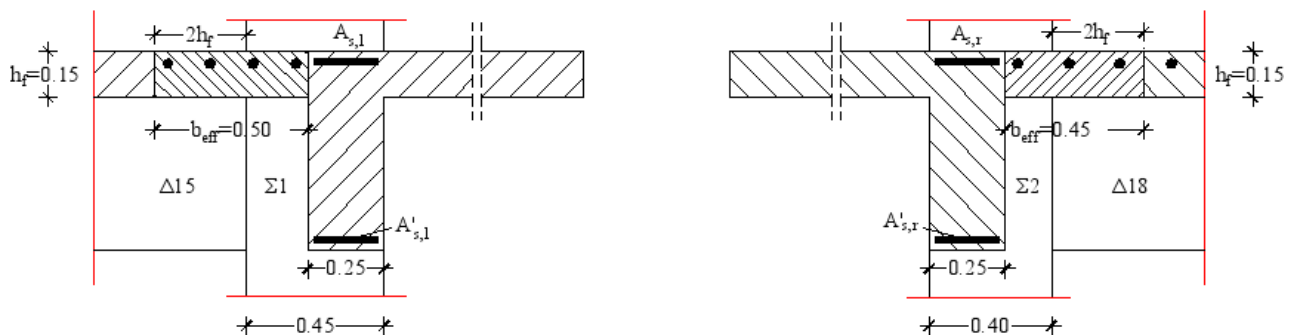
$$M^- = -283.24 \rightarrow M_n^- \approx -283.24 + 149.63 \cdot (0.45 / 2) = -249.56 \text{ kNm}$$

$$M^+ = +213.67 \rightarrow M_n^+ \approx +213.67 - 32.63 \cdot (0.45 / 2) = +206.33 \text{ kNm}$$

$$\text{Οπλισμός άνω: } \mu_{sd} = 249.56 / (0.25 \cdot 0.602 \cdot f_{cd}) = 0.208 \rightarrow \omega_{req} = 0.244$$

$$A_{s,req} = 0.244 \cdot 25 \cdot 60 \cdot (f_{cd} / f_{yd}) = 11.22 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{Ø}18 + 2\text{Ø}16 = 11.66 \text{ cm}^2$$

Ποσοστό διατιθέμενου εφελκόμενου οπλισμού ( $\rho_{prov}$ ): Για τον υπολογισμό του  $\rho_{prov}$  πρέπει, σύμφωνα με την §5.4.3.1.2(4β) του EC8, να συνυπολογισθούν και ράβδοι παράλληλες με τον άξονα της δοκού μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος των εκατέρωθεν πλακών, όπως αυτό ορίζεται από το Σχήμα 5.5 της §5.4.3.1.1(3β). Το συνεργαζόμενο πλάτος στην ακραία στήριξη φαίνεται στο Σχήμα 5.3. Επαρκώς αγκυρωμένοι είναι μόνον οι οπλισμοί άνω ίνας της πλάκας, ενώ στον πρόβολο δεν διατίθενται οπλισμοί παράλληλα με τον άξονα της δοκού. Έστω ότι στην άνω ίνα της πλάκας υπάρχουν Ø8/150 οπότε μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος υπάρχουν 4Ø8.



Σχήμα 4.3 Διατομές αριστερού (στήλος Σ1) και δεξιού άκρου (στήλος Σ2) της δοκού Δ1 (Κτίριο ΠΜ1)

Συνολική διατομή διατιθέμενου εφελκόμενου οπλισμού:

$$3\text{Ø}18 + 2\text{Ø}16 + 4\text{Ø}8 = 13.67 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού: } \rho_{prov} = 13.67 / (25 \cdot 60) = 9.11\%.$$

$$\text{Οπλισμός κάτω: } \mu_{sd} = 206.33 / (1.48 \times 0.602 \cdot f_{cd}) = 0.029 \rightarrow \omega_{req} = 0.031$$

$$A_{s,req} = 0.031 \cdot 148 \cdot 60 \cdot (f_{cd} / f_{yd}) = 8.31 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{Ø}16 + 1\text{Ø}18 = 8.58 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με την §5.4.3.1.2(4α) στις κρίσιμες περιοχές πρέπει να διατίθεται θλιβόμενος οπλισμός, πέραν του τυχόν απαιτούμενου, τουλάχιστον ίσος με το μισό του εφελκόμενου ( $r_{prov}^i \geq r_{prov} / 2$ ). Οι ράβδοι κάτω ίνας (3Ø16 + 1Ø18) λειτουργούν ως θλιβόμενος οπλισμός για την (Μ<sup>-</sup>).

$$\text{Συνεπώς: } r_{prov} = 8.58 / (25 \cdot 60) = 5.72\% > r_{prov}^i / 2 = 9.11\% / 2 = 4.55\%.$$

β. Μέγιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού κρίσιμων περιοχών (EC8 – 5.4.3.1.2(4β))

$$r_{max} = r_{prov}^i + \frac{0.0018}{m_j \times e_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \text{ όπου}$$

- $\mu_\phi$ : πλαστιμότητα καμπυλοτήτων (EC8 – 5.2.3.4.(3))
- $T_1 < T_c \rightarrow \mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)(T_c / T_1)$
- $T_1 \geq T_c \rightarrow \mu_\phi = 2q_0 - 1$
- Κτίριο ΠΜ1:  $T_1 = 0.528 > T_c = 0.50$

- $\mu_\varphi = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 3.90 - 1.00 = 6.80$
- $\varepsilon_{s,y,d} = f_{y,d} / E_s = (500 / 1.15) / 200 \cdot 103 = 2.174\%$

Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$\rho_{\max} = 5.72\% + \frac{0.0018}{6.80 \times 0.002174} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 5.72\% + 3.73\% = 9.45\% > \rho_{\text{prov}} = 9.11\%.$$

#### 4.1.1.3 Διαστασιολόγηση μεσαίων στηρίξεων

α. Υπολογισμός οπλισμών

$$M_{\text{π}}^- = -258.23 \rightarrow M_n^- \approx -258.23 + 156.13 \cdot (0.50 / 2) = -219.20 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{π}}^+ = +156.19 \rightarrow M_n^+ \approx +156.19 - 26.13 \cdot (0.50 / 2) = 149.66 \text{ kNm}$$

Οπλισμός άνω:  $\mu_{sd} = 0.183 \rightarrow \omega_{\text{req}} = 0.210$

$$A_{s,\text{req}} = 9.64 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\emptyset 18 + 1\emptyset 16 = 9.65 \text{ cm}^2$$

Το συνεργαζόμενο πλάτος φαίνεται στο σκαρίφημα.

Συνολική διατομή εφελκόμενου οπλισμού:  
 $3\emptyset 18 + 1\emptyset 16 + 4\emptyset 8(\text{max}) = 11.66 \text{ cm}^2.$

Ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού:  
 $\rho_{\text{prov}} = 11.66 / (25 \times 60) = 7.77\%.$

Οπλισμός κάτω:  $\mu_{sd} = 0.021 \rightarrow \omega_{\text{req}} = 0.022$   
 $A_{s,\text{req}} = 5.99 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\emptyset 16 = 6.03 \text{ cm}^2$   
 $\rho_{\text{prov}} = 6.03 / (25 \cdot 60) = 4.02\% > \rho_{\text{prov}} / 2 = 3.89\%$

β. Μέγιστο επιτρεπόμενο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού κρίσιμων περιοχών:  
 $\rho_{\max} = 4.02 + 3.73 = 7.75\% \approx \rho_{\text{prov}} = 7.77\%$   
 (οριακά επιτρεπόμενο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού).

#### 4.1.1.4 Διαστασιολόγηση ανοιγμάτων (1.35G + 1.50Q)

$M_{\max} = 57.30 \rightarrow \mu_{sd} = 0.008 \rightarrow \omega_{\text{req}} = 0.008$   
 $A_{s,\text{req}} = 2.18 < A_{s,\text{min}} = 3.30 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Αρκούν τα  $3\emptyset 16$  (6.06)  
 Σε δοκούς ΚΠΜ δεν προβλέπεται ελάχιστος θλιβόμενος οπλισμός ανοιγμάτων.

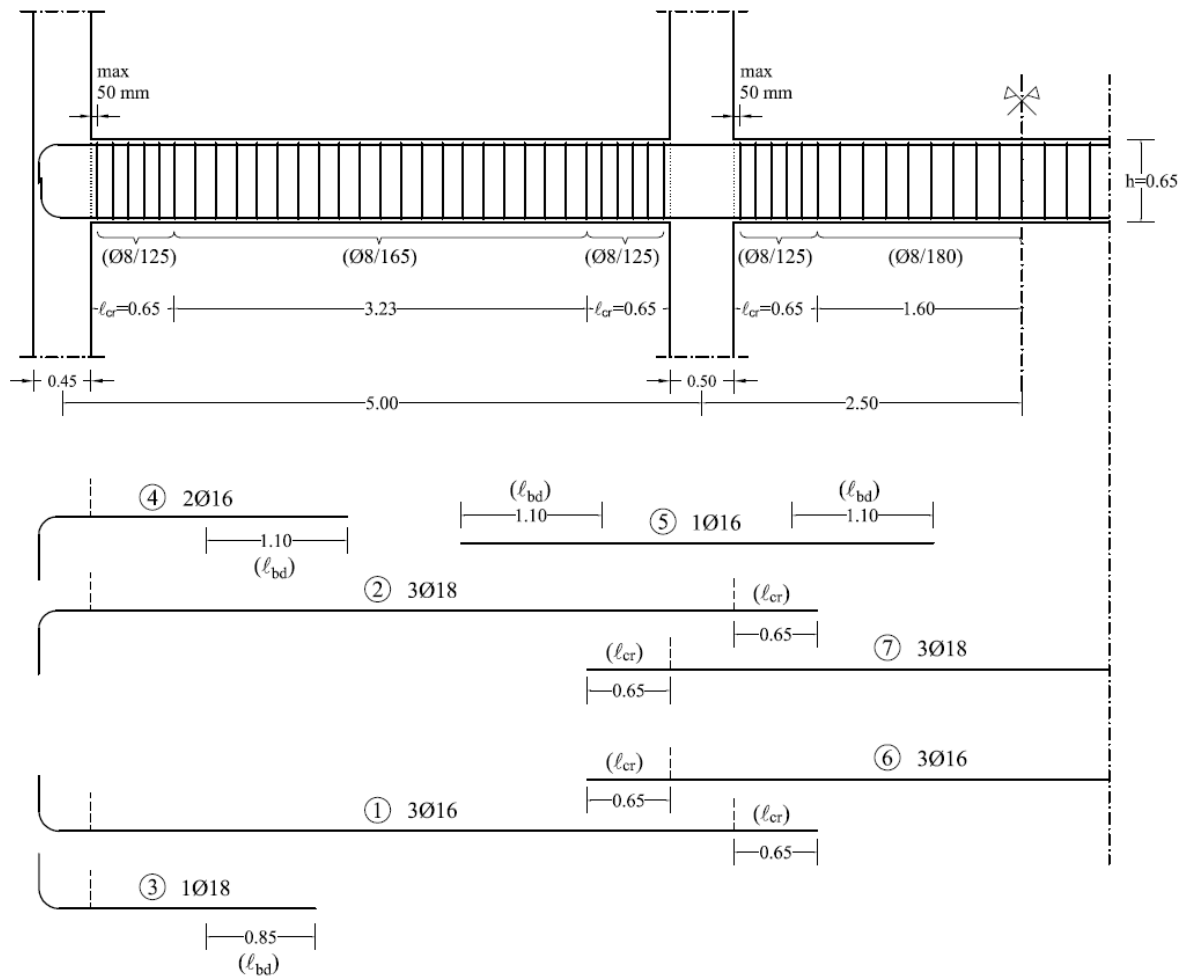
#### 4.1.1.5 Διάταξη διαμήκους οπλισμού

α. Σκαρίφημα διάταξης οπλισμού (βλέπε Σχήμα 4.4).

β. Το μήκος των ράβδων (3), (4) και (5) προκύπτει από τη σχεδίαση της περιβάλλουσας των ροπών αντοχής η οποία πρέπει να υπερκαλύπτει τη μετατεθειμένη περιβάλλουσα ροπών σχεδιασμού.

γ. Η διάταξη μεγάλου ποσοστού των απαιτούμενων οπλισμών στήριξης σε όλο το μήκος της άνω και κάτω παρειάς καθίσταται αναγκαία καθώς σε αντίθετη περίπτωση οι πρόσθετες ράβδοι των στηρίξεων (άνω και κάτω) θα υπερκαλύπτονται περί το μέσο του ανοίγματος.

δ. Στον ακραίο κόμβο είναι οριακά δυνατή η διάταξη όλων των ράβδων της άνω παρειάς ( $3\emptyset 18 + 2\emptyset 16$ ) σε μία στρώση. Εναλλακτικά είναι δυνατή η τοποθέτηση των πρόσθετων  $2\emptyset 16$  εκτός των συνδετήρων της δοκού αλλά μέσα στους συνδετήρες του στύλου Σ1 σύμφωνα με σχετική διάταξη τους κανονισμού (EC8 – 5.6.2.2(1)).



Σχήμα 4.4: Τελική διάταξη οπλισμών δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 (Κτίριο ΠΜ1)

#### 4.1.1.6 Μέγιστες επιτρεπόμενες διαμέτρους οπλισμού δοκού εντός κόμβων (EC8 – 5.6.2.2(2))

α. Ο EC8 – 5.6.2.2(2) περιορίζει το μέγεθος της διαμέτρου των ράβδων που αγκυρώνονται σε κόμβο ή διέρχονται απ' αυτόν. Γίνεται διάκριση μεταξύ εσωτερικών κόμβων (κόμβοι με δοκούς εκατέρωθεν) και εξωτερικών κόμβων (κόμβοι στο άκρο δοκού) και δίδονται οι ακόλουθες εκφράσεις (όπου  $d_{bL} = \varnothing_L$  η διάμετρος της ράβδου):

Εσωτερικοί κόμβοι

$$d_{bL} \leq h_c \frac{7.5 \times f_{ctm}}{g_{Rd} \times f_{yd}} \times \frac{1 + 0.8 \times v_d}{1 + 0.75 \times K_D \times r^i / r_{max}} \quad (\text{EC8 – Εξίσ. 5.50α})$$

Εξωτερικοί κόμβοι

$$d_{bL} \leq h_c \frac{7.5 \times f_{ctm}}{g_{Rd} \times f_{yd}} \times (1 + 0.8 \times v_d) \quad (\text{EC8 – Εξίσ. 5.50β}) \quad \text{όπου}$$

- $h_c$ : η διάσταση του στύλου (κόμβου) κατά μήκος της δοκού
- $g_{Rd}$ : συντελεστής αβεβαιότητας (ΚΠΜ = 1.0, ΚΠΥ = 1.2)
- $K_D$ : συντελεστής κλάσης πλαστιμότητας (ΚΠΜ = 2/3, ΚΠΥ = 1.0)

- $\rho', \rho_{\max}$  : ποσοστό θλιβόμενου και μέγιστο ποσοστό εφελκυσμένου οπλισμού στη στήριξη της δοκού
- $v_d$  : ανηγμένη αξονική δύναμη υποστυλώματος για τη μικρότερη θλιπτική δύναμη του σεισμικού συνδυασμού  $|N_{Ed}|_{\min}$

β. Οι εκφράσεις αυτές διαμορφώθηκαν, με θεώρηση οριακών τιμών της τάσης συνάφειας προσανξημένων λόγω περίσφιξης και εγκάρσιας θλίψης, ώστε να εξασφαλίζουν την επάρκεια του πλάτους του υποστυλώματος  $h_c$  για ευθύγραμμη αγκύρωση των ράβδων της δοκού υπό συνθήκες ανακυκλιζόμενης διαρροής. Κατά συνέπεια, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για μια αρχική εκτίμηση των διατομών των υποστυλωμάτων έχοντας επιλέξει τη μέγιστη διάμετρο των διαμήκων ράβδων των δοκών.

γ. Και οι δύο εξισώσεις είναι σχετικά συντηρητικές και ιδιαίτερα αυτή των εξωτερικών κόμβων όπου με ασφάλεια η μέγιστη διάμετρος μπορεί να αυξηθεί κατά 30% περίπου (Fardis, 2009, §5.4.1). Κατά συνέπεια σχετικές υπερβάσεις είναι ανεκτές κατά κρίση μελετητή.

δ. Εφαρμογή των εξισώσεων στην παρούσα δοκό

Εσωτερικοί κόμβοι (στύλοι Σ2, Σ3)

$$d_{bl} \geq h_c \frac{7.5 \times f_{ctm}}{g_{Rd} \times f_{yd}} \times \frac{1 + 0.8 \times v_d}{1 + 0.75 \times K_D \times r' / r_{\max}} = 500 \frac{7.5 \times 2.2}{1.0 \times 500 / 1.15} \times \frac{1 + 0.8 \times 0.211}{1 + 0.75 \times (2/3) \times 4.02 / 7.75} = 17.61 \text{ mm} \gg A\text{E}18$$

όπου  $v_d = |N_{Ed}|_{\min}^{kej} / (f_{cd} \cdot A_c) = 562.88 / [f_{cd} \cdot (0.40 \cdot 0.50)] = 0.211$  και  $\gamma_{Rd} = 1.00$ ,  $K_D = 2/3$  για δοκούς ΚΠΜ (για το αξονικό φορτίο του στύλου βλέπε Πίνακα 4.1). Συνεπώς η χρήση ράβδων Ø18 επιτρέπεται οριακά.

Εξωτερικοί κόμβοι (στύλοι Σ1, Σ4)

$$d_{bl} \geq h_c \frac{7.5 \times f_{ctm}}{g_{Rd} \times f_{yd}} \times (1 + 0.8 \times v_d) = 18.41 > A\text{E}18$$

$$\text{όπου } v_d = |N_{Ed}|_{\min}^{kej} / (f_{cd} \cdot A_c) = 262.37 / (f_{cd} \cdot 0.45 \cdot 0.45) = 0.097.$$

#### 4.1.1.7 Αγκύρωση διαμήκων ράβδων

α. Οι σχετικές διατάξεις των EC2, EC8 δεν ξεκαθαρίζουν το τοπίο. Στη συνέχεια παρατίθεται μια σειρά παρατηρήσεων και ερωτημάτων προς προβληματισμό:

EC2 – 8.3: Ο ορισμός ελάχιστης διαμέτρου καμπύλωσης ράβδων, προς αποφυγή αστοχίας του σκυροδέματος στην άντυγα, υπονοεί ότι, τουλάχιστον υπό τον συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων, μπορεί να προσμετρηθεί στο μήκος αγκύρωσης το καμπύλο και το μετά την καμπύλωση τμήμα της ράβδου.

EC2 – 8.4: Στο Σχήμα 8.1α υπονοείται ότι προσμετράται στο μήκος αγκύρωσης το καμπύλο και το μετά την καμπύλωση τμήμα της ράβδου, αλλά στην §8.4.1.(3) αναφέρεται ότι καμπύλωση και άγκιστρα δεν συνεισφέρουν στις αγκυρώσεις υπό θλίψη.

EC8 – 5.6.2.2(2): Οι διατάξεις περιορισμού της διαμέτρου των διαμήκων ράβδων δοκού που αγκυρώνονται ή διέρχονται μέσω εξωτερικών ή εσωτερικών κόμβων υπονοούν ότι στην αγκύρωση συμβάλλει μόνον το ευθύγραμμο (οριζόντιο) τμήμα των ράβδων καθώς έχουν προκύψει με θεώρηση οριακών τιμών της τάσης συνάφειας λόγω περίσφιξης και εγκάρσιας πίεσης υπό το αξονικό φορτίο του στύλου. Κατά συνέπεια η ανάγκη εξασφάλισης του απαιτούμενου μήκους ευθύγραμμης αγκύρωσης καθορίζει το ελάχιστο απαιτούμενο πλάτος του υποστυλώματος.

EC8 – 5.6.2.2(3): Οι τρεις εναλλακτικές προτάσεις εξασφάλισης του μήκους αγκύρωσης σε περίπτωση ανεπαρκούς πλάτους εξωτερικού υποστυλώματος δεν προβλέπουν καμπύλωση της ράβδου.

Αντίθετα, η διάταξη 5.6.2.2(1) αναφέρεται σε διαμήκεις οπλισμούς δοκών που κάμπτονται για αγκύρωση μέσα σε κόμβους.

EC8 – 5.6.2.2(4): Οι ράβδοι που αγκυρώνονται σε εσωτερικό κόμβο επιβάλλεται να επεκτείνονται στο επόμενο άνοιγμα τουλάχιστον κατά το  $l_{cr}$  της δοκού. Εκτιμάται ότι τόσο το πλάτος του στύλου όσο και η επέκταση κατά  $l_{cr}$  συμβάλλουν στην αγκύρωση υπό τον συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων σύμφωνα με τις διατάξεις του EC2 – 8.4.3. Αντίθετα, υπό συνθήκες διαρροής υπό ανακύκλιση (σεισμικός συνδυασμός), θεωρείται ότι το πλάτος του στύλου πρέπει να είναι επαρκές για την αγκύρωση λαμβάνοντας όμως υπόψη οριακές τιμές της τάσης συνάφειας. Προκύπτει τέλος το ερώτημα εάν οι ράβδοι που επεκτείνονται στο επόμενο άνοιγμα πρέπει να ληφθούν υπόψη στην καμπτική φέρουσα ικανότητα της δοκού, με συνέπειες τόσο στις ικανοτικές τέμνουσες όσο και στον ικανοτικό έλεγχο κόμβων, καθώς και στο ποσοστό  $\rho'$  του θλιβόμενου οπλισμού κατά τον υπολογισμό του  $\rho_{max}$ .

β. Στο παράδειγμα διαστασιολόγησης που ακολουθεί εφαρμόστηκαν τα εξής:

Εφαρμόστηκαν οι διατάξεις του εδαφίου 5.6.2.2(2) του EC8 περί ελαχίστων διαμέτρων διαμήκων ράβδων δοκών ανάλογα με το πλάτος των υποστυλωμάτων.

- Στους εξωτερικούς κόμβους τα μήκη αγκύρωσης υπολογίστηκαν κατά τις διατάξεις του κεφαλαίου 8.4.4 του EC2 με θεώρηση, προς την πλευρά της ασφάλειας,  $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1.0$  καθώς και  $A_{s,req} / A_{s,prov} = 1.0$  παρότι κάτι τέτοιο δεν επιβάλλεται στις δοκούς. Όπου το πλάτος του στύλου ήταν ανεπαρκές έγινε καμπύλωση των ράβδων με υπολογισμό της διαμέτρου του τυμπάνου (EC2, εξίσωση 8.1) και συνυπολογισμό στο μήκος αγκύρωσης του καμπύλου και του μετά την καμπύλωση τμήματος των ράβδων.
- Στους εσωτερικούς κόμβους θεωρήθηκε ότι το μήκος της ράβδου μέσα στον κόμβο και η επέκτασή της κατά  $l_{cr}$  στο επόμενο άνοιγμα, συνυπολογίζονται για την αγκύρωση, οπότε συνήθως υπερκαλύπτεται το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης κατά τις διατάξεις του EC2 – 8.4.4.
- Κατά τον υπολογισμό των ροπών αντοχής στις παρειές στήριξης των δοκών όπως και στον υπολογισμό του ποσοστού του θλιβόμενου οπλισμού  $\rho'$  αγνοήθηκε η συμμετοχή των ράβδων που εισέρχονται κατά  $l_{cr}$  από το απέναντι άνοιγμα.

γ. Μήκος ευθύγραμμης αγκύρωσης

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,req}$$

Θεωρείται  $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1.0$  και  $A_{s,req} / A_{s,prov} = 1.0$

Άνω παρειά (δυσμενής περιοχή συνάφειας)

$$l_{bd}^{II} = 69\varnothing: \quad \varnothing 16 \rightarrow 1105mm, \quad \varnothing 18 \rightarrow 1240mm$$

Κάτω παρειά (ευνοϊκή περιοχή συνάφειας)

$$l_{bd}^I = 48\varnothing: \quad \varnothing 16 \rightarrow 770mm, \quad \varnothing 18 \rightarrow 865mm$$

δ. Αγκύρωση με καμπύλωση ράβδων στον ακραίο κόμβο (Σχήμα 4.5)

Ελάχιστη επιτρεπόμενη διάμετρος τυμπάνου

$$A_{E_{m,min}} \geq \frac{F_{bt} [1/a_b + 1/(2E)]}{f_{cd}} \quad \text{όπου}$$

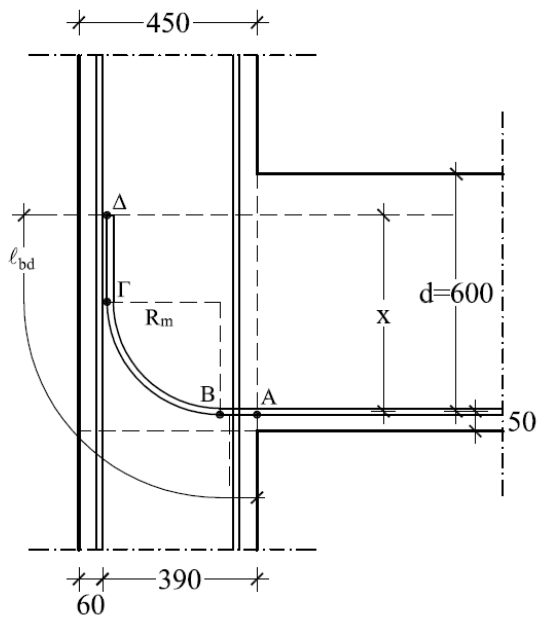
$F_{bt}$ : Εφελκυστική δύναμη της ράβδου στην αρχή της καμπύλωσης (δυσμενής θεώρηση:  $F_{bt} = A_s \cdot f_{yd}$ )

$a_b = [(\varnothing_L + (\text{απόσταση μεταξύ των ράβδων})] / 2 = (\varnothing_L + 20) / 2$  (mm)

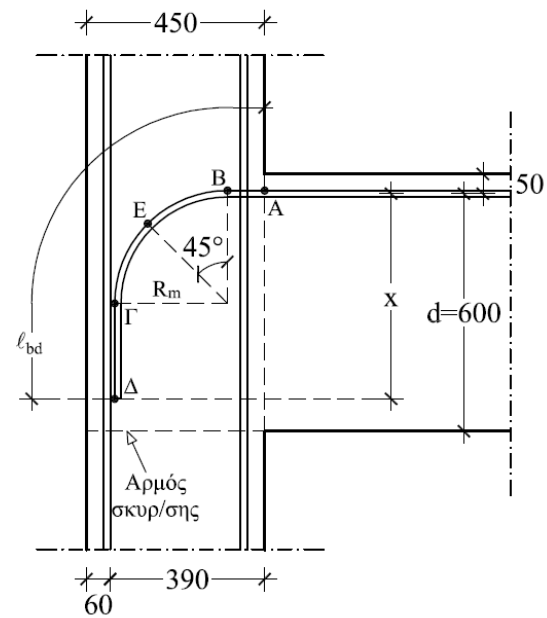
Ράβδος  $\varnothing 16$ :  $\varnothing_{m,min} = 0.57m \rightarrow R_{m,min} = 285mm$

Ράβδος  $\varnothing 18$ :  $\varnothing_{m,min} = 0.67m \rightarrow R_{m,min} = 335mm$

### Ράβδοι κάτω παρειάς



### Ράβδοι άνω παρειάς



Σχήμα 4.5 Αγκύρωση οπλισμών της δοκού Δ1 στο υποστύλωμα Σ1 (Κτίριο ΠΜ1)

Από Α → Δ: ευμενής περιοχή  
 (AB) = 390 – R<sub>m</sub> = 105 (55)mm  
 (BΓ) = πR<sub>m</sub> / 2 ≈ 450 (525)mm  
 ℓ'<sub>bd</sub> = 770(865)mm  
 (ΓΔ) = 215 (285)mm  
 X<sub>Ø16</sub> = 215 + R<sub>m</sub> = 500mm < d  
 X<sub>Ø18</sub> = 285 + R<sub>m</sub> = **620mm > d**

(ABE) = 330 (320)mm: δυσμενής  
 (EGD) = ℓ'<sub>bd</sub> – (ABE) · 0.70 = = 540(640)mm  
 (ΓΔ) = 315 (375)mm  
 X<sub>Ø16</sub> = 315 + R<sub>m</sub> = 600mm = d  
 X<sub>Ø18</sub> = 375 + R<sub>m</sub> = **710mm > d**

Τα μήκη εκτός και εντός παρενθέσεων αναφέρονται σε ράβδους Ø16 και Ø18 αντίστοιχα. Το ύψος του κόμβου επαρκεί για την αγκύρωση ράβδων Ø16 όχι όμως ράβδων Ø18. Κατά συνέπεια απαιτείται μείωση του μήκους αγκύρωσης των ράβδων Ø18 μέσω εγκάρσιας συγκολλητής ράβδου:

Ø<sub>i</sub> ≥ 0.6Ø<sub>L</sub> → Ø12 στις ράβδους Ø18:  
 ℓ<sub>bd,eq</sub> = α<sub>4</sub> · ℓ<sub>bd</sub> = 0.7ℓ<sub>bd</sub> (EC2 – 8.4.1 – Σχήμα 8.1):

$$(EΓΔ) = 0.7 \cdot \ell'_{bd} - (ABE) \cdot 0.70 \approx 380mm$$

(ΓΔ) = 120mm  
 X<sub>Ø18</sub> = 120 + R<sub>m</sub> = 455 < d (επάρκεια του ύψους του κόμβου)

## 4.1.2 Διαστασιολόγηση δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου σε διάτμηση

### 4.1.2.1 Ικανοτικές Τέμνουσες – Εισαγωγή

α. Οι ικανοτικές τέμνουσες προκύπτουν από την άθροιση των τεμνουσών που αναπτύσσονται για τις ροπές υπεραντοχής (M<sub>i,d</sub>) στα άκρα της δοκού με εναλλασσόμενη φορά σεισμικής κίνησης και των τεμνουσών από (G + ψ<sub>2</sub>Q) με θεώρηση «αμφιαρθρωτής δοκού» (V<sub>o</sub>). Οι ροπές υπεραντοχής στα άκρα του κάθε ανοίγματος υπολογίζονται από τη σχέση 5.8 του EC8 – 5.4.2.2

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb}) \text{ όπου } \gamma_{Rd} = 1.00 \text{ για δοκούς ΚΠΜ}$$

β. Σε σύστημα αμιγώς πλαισιωτό πρέπει να εξασφαλίζεται σε κάθε κόμβο και στις δύο ορθογώνιες διευθύνσεις ότι ΣM<sub>Rc</sub> > 1.3 ΣM<sub>Rb</sub>, με εξαίρεση τους κόμβους του ανώτατου ορόφου (EC8 – 4.4.2.3(4)). Κατά

συνέπεια,  $\Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb} \geq 1.3$  οπότε, από τη σχέση 5.8 του EC8, οι ροπές υπεραντοχής ταυτίζονται με τις ροπές διαρροής  $MR_{b,i}$  στα άκρα κάθε ανοίγματος.

#### 4.1.2.2 Ικανοτικές τέμνουσες Δοκού Δ1

α. Ροπές αντοχής άκρων

Σύμφωνα με τις §5.4.2.2(2β) και 5.4.3.1.2(4β) του EC8, για τον υπολογισμό των ροπών διαρροής από εφελκυσμό των οπλισμών άνω ίνας πρέπει να συνεκτιμηθεί η συμβολή και των οπλισμών στα συνεργαζόμενα πλάτη των πλακών σύμφωνα με το σχήμα 4.3.

Αριστερό άκρο (Σ1)

$$A_{s,\ell} = 3A_{E18} + 2A_{E16} + 4A_{E8} = 13.67$$

$$A'_{s,\ell} = 3A_{E16} + 1A_{E18} = 8.58$$

$$M_{R,\ell}^- = 292.8kNm$$

$$M_{R,\ell}^+ = 213.0kNm$$

Δεξί άκρο (Σ2)

$$A_{s,r} = 3A_{E18} + 1A_{E16} + (\sim 4A_{E8}) = 11.66$$

$$A'_{s,r} = 3A_{E16} = 6.03cm^2$$

$$M_{R,r}^- = 256.8kNm$$

$$M_{R,r}^+ = 150.7kNm$$

β. Τέμνουσες για ροπές υπεραντοχής άκρων δοκού:  $V_{R,d} = S |M_{i,d}| / \ell_{cl}$

Καθαρό άνοιγμα:  $\ell_{cl} = 5.00 - (0.45 + 0.50) / 2 = 4.525m$

Σεισμός E →

Ροπές υπεραντοχής

$$M_{\ell,d}^+ = g_{Rd} \times M_{R,\ell}^+ = +213.0kNm$$

$$M_{r,d}^- = g_{Rd} \times M_{R,r}^- = -256.8kNm$$

$$V_{R,d}^- = - \left( |M_{\ell,d}^+| + |M_{r,d}^-| \right) / \ell_{cl} =$$

$$= -(213.0 + 256.8) / 4.525 =$$

$$= -103.82kN$$

Σεισμός E ←

Ροπές υπεραντοχής

$$M_{\ell,d}^- = g_{Rd} \times M_{R,\ell}^- = -292.8kNm$$

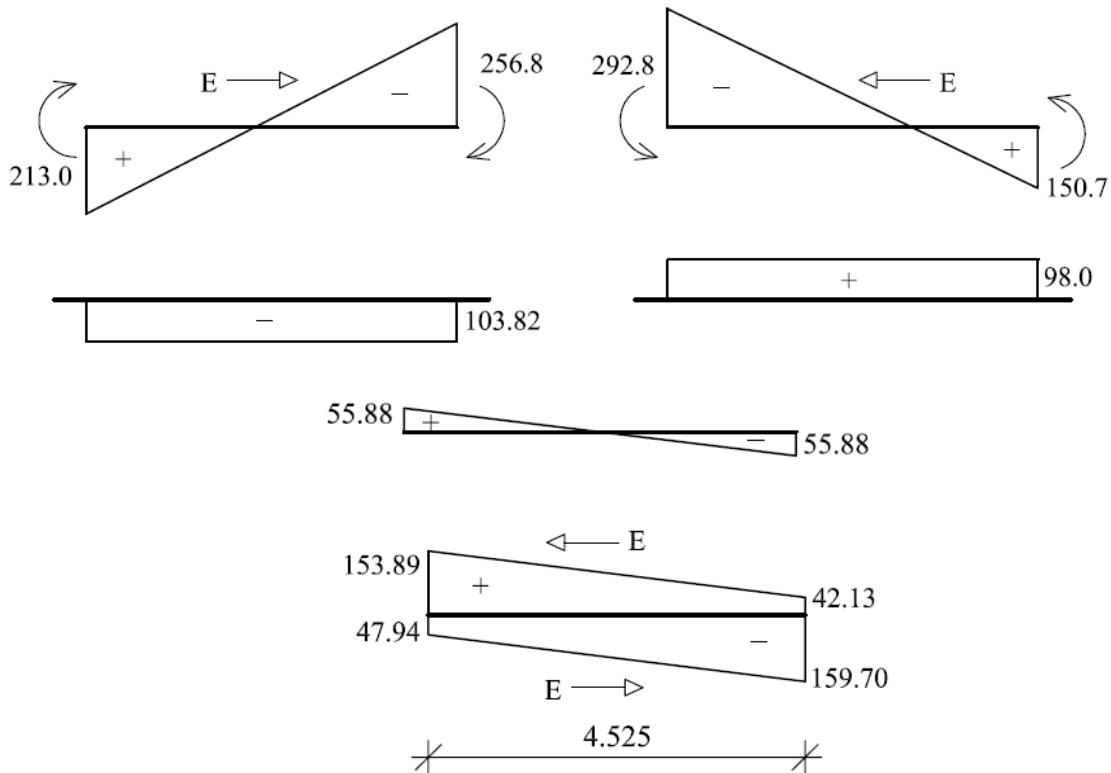
$$M_{r,d}^+ = g_{Rd} \times M_{R,r}^+ = +150.8kNm$$

$$V_{R,d}^+ = + \left( |M_{\ell,d}^-| + |M_{r,d}^+| \right) / \ell_{cl} =$$

$$= +(292.8 + 150.7) / 4.525 =$$

$$= +98.01kN$$





**Σχήμα 4.6** Επί μέρους διαγράμματα τεμνουσών και περιβάλλουσες ικανοτικών τεμνουσών δοκού Δ1 (Κτίριο ΠΜ1)

γ. Τέμνουσα αμφιαρθρωτής δοκού για φόρτιση (G + 0.3Q)

Φορτίο:  $p = g + 0.3q = 24.7 \text{ kN/m}$

$V_{o,l(r)} = \pm p\ell_{cl} / 2 = \pm 55.88 \text{ kN}$

δ. Ικανοτικές τέμνουσες δοκού ( $V_{Ed}$ )

Σεισμός E →

$$V_{Ed,l}^{\rightarrow} = V_{o,l}^+ + V_{R,d}^- = +55.88 + (-103.82) = -47.94 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,r}^{\rightarrow} = V_{o,r}^- + V_{R,d}^- = -55.88 + (-103.82) = -159.70 \text{ kN}$$

Σεισμός E ←

$$V_{Ed,l}^{\leftarrow} = V_{o,l}^+ + V_{R,d}^+ = +55.88 + (+98.01) = +153.89 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,r}^{\leftarrow} = V_{o,r}^- + V_{R,d}^+ = -55.88 + (+98.01) = +42.13 \text{ kN}$$

Προκύπτουν προφανώς μεγαλύτερες από τις  $V_{sd}$  του σεισμικού συνδυασμού και πολύ μεγαλύτερες από τις  $V_{sd}$  του συνδυασμού 1.35G + 1.50Q.

### 4.1.2.3 Ικανοτικές τέμνουσες Δοκού Δ2 (Σχήμα 4.7)

α. Ροπές αντοχής άκρων: βλέπε Σχήμα 4.3 (δεξί άκρο (Σ2)).

$$M_{R,\ell}^- = M_{R,r}^- = 256.8 \text{ kNm}$$

$$M_{R,\ell}^+ = M_{R,r}^+ = 150.7$$

β. Τέμνουσες για ροπές υπεραντοχής άκρων δοκού:  $V_{R,d} = S |M_{i,d}| / \ell_{cl}$

Καθαρό άνοιγμα:  $\ell_{cl} = 5.00 - (2 \times 0.50) / 2 = 4.50 \text{ m}$

Σεισμός E →

Ροπές υπεραντοχής

$$M_{\ell,d}^+ = g_{Rd} \times M_{R,\ell}^+ = +150.7 \text{ kNm}$$

$$M_{r,d}^- = g_{Rd} \times M_{R,r}^- = -256.8 \text{ kNm}$$

$$V_{R,d}^- = -(150.7 + 256.8) / 4.50 = -90.56 \text{ kN}$$

Σεισμός E ←

Ροπές υπεραντοχής

$$M_{\ell,d}^- = g_{Rd} \times M_{R,\ell}^- = -256.8 \text{ kNm}$$

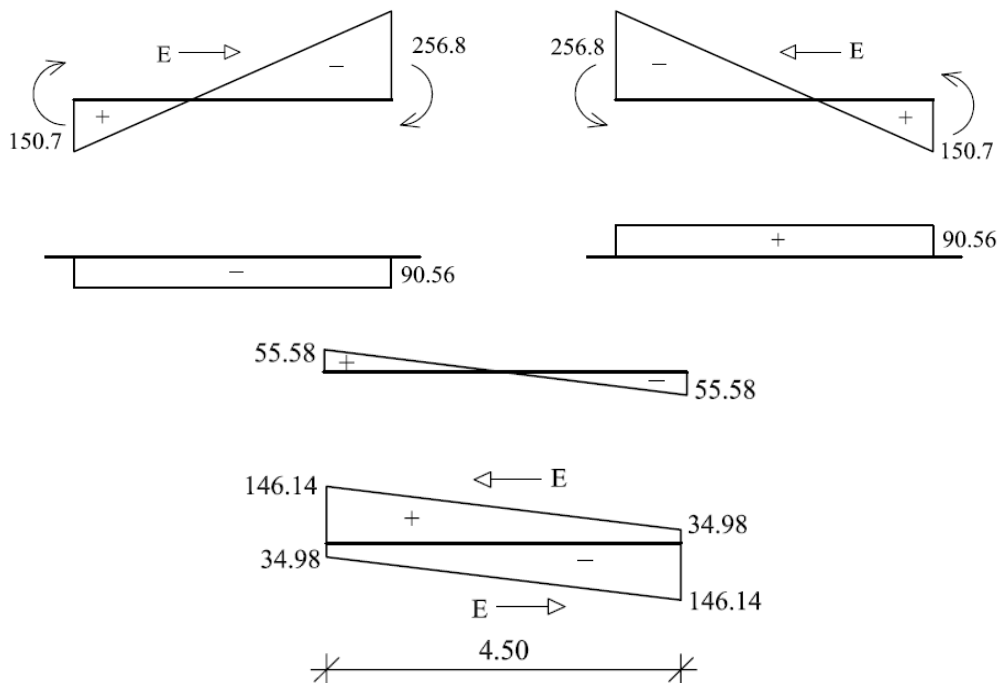
$$M_{r,d}^+ = g_{Rd} \times M_{R,r}^+ = +150.8 \text{ kNm}$$

$$V_{R,d}^+ = +(256.8 + 150.7) = +90.56 \text{ kN}$$

γ. Τέμνουσα αμφιαρθρωτής δοκού για φόρτιση (G + 0.3Q)

$$V_{o,\ell(r)} = \pm p \ell_{cl} / 2 = \pm 55.58 \text{ kN}$$

δ. Ικανοτικές τέμνουσες δοκού ( $V_{Ed}$ )



Σχήμα 4.7 Επί μέρους διαγράμματα τεμνουσών και περιβάλλουσες ικανοτικών τεμνουσών δοκού Δ2 (Κτίριο ΠΜ1)

#### 4.1.2.4 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων

α. Ο έλεγχος γίνεται για τη δυσμενέστερη απόλυτη τιμή ικανοτικής τέμνουσας παρειάς και με τη δυσμενή θεώρηση γωνίας κλίσης ρηγμάτων  $\theta = 21.80$  ( $\tan\theta = 0.4$ ).

β. Απαιτείται  $V_{Rd,max} > V_{Ed,max} = 159.70kN$

$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$  όπου

$$v = 0.6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.552 \quad \text{και } z = 0.9d$$

$$V_{Rd,max} = 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.60 \cdot 0.552 \cdot f_{cd} / 2.9 = 342.62kN > 159.70kN(\text{ΕΠΑΡΚΕΙΑ})$$

#### 4.1.2.5 Ελάχιστα συνδετήρων κατά τους κανονισμούς

α. Εκτός κρίσιμων μηκών

- Ελάχιστη διάμετρος κατά EC2:  $\emptyset 6$
- Ελάχιστη διάμετρος νευροχαλύβων στην Ελλάδα:  $\emptyset 8$
- Ελάχιστο ποσοστό συνδετήρων κατά EC2 – 9.2.2(5)

$$r_{w,min} = A_{sw} / (s \times b_w) = 0.08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0.72\%$$

για δίτητους συνδετήρες  $\emptyset 8$  προκύπτει:  $s_{max} \approx 555mm$

- Μέγιστη απόσταση συνδετήρων κατά EC2 – 9.2.2(6)  
 $s_{max} = 0.75d = 450mm < 555mm$
- Ελάχιστοι συνδετήρες εκτός κρίσιμων μηκών:  $\emptyset 8/450mm$

β. Εντός κρίσιμων μηκών

- Κρίσιμα μήκη δοκών ΚΠΜ (EC8 – 5.4.3.1.2(1))

$$l_{cr} = h = 0.65m$$

- Μέγιστη απόσταση συνδετήρων (EC8 – 5.4.3.1.2(6))

$$s_{max} = \min(h/4, 24\emptyset_w, 8\emptyset_{L,min}, 225m) = \min(162, 192, 128, 225mm): \emptyset 8/125$$

γ. Αναλαμβανόμενη τέμνουσα από τους ελάχιστους συνδετήρες

Σημειώνεται ότι ο EC8 – 5.5.3.1.2(2) επιβάλλει στις κρίσιμες περιοχές δοκών ΚΠΥ γωνία  $\theta = 45^\circ$ , όχι όμως και σε δοκούς ΚΠΜ. Ο υπολογισμός γίνεται προς την πλευρά της ασφάλειας με τη δυσμενή θεώρηση γωνίας ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ$  σε όλο το μήκος της δοκού.

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cot\theta = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd}$$

$$\text{Εντός κρίσιμης περιοχής } (\emptyset 8/125): V_{Rd,s}^{min} = 188.8kN$$

$$\text{Εκτός κρίσιμης περιοχής } (\emptyset 8/450): V_{Rd,s}^{min} = 52.4kN$$

Υπολογισμός συνδετήρων

α. Ακραία δοκός Δ1 (Δ3)

Καθώς τα διαγράμματα ικανοτικών τεμνουσών δεν διαφέρουν σημαντικά μεταξύ των άκρων της δοκού, προκρίνεται, για λόγους απλότητας, συμμετρική διάταξη συνδετήρων με θεώρηση των δυσμενέστερων τιμών  $V_{Ed}$ .

- Κρίσιμες περιοχές ( $l_{cr} = 0.65m$ ): Ο υπολογισμός γίνεται, προς την πλευρά της ασφάλειας, με τις τέμνουσες παρειάς και όχι σε απόσταση  $d$  όπως επιτρέπει ο EC2 για τον συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων.

$$V_{Rd,s}^{\min} = 188.8 > V_{Ed,max} = 159.70 \text{ kN}$$

Άρα στις κρίσιμες περιοχές αρκούν οι ελάχιστοι συνδετήρες Ø8/125: 5 τεμάχια στο  $\ell_{cr}$

- Εκτός κρίσιμων περιοχών ( $x = \ell_{cr} = 0.65\text{m}$ )

$$V_{Ed,max} = 159.70 - p \cdot \ell_{cr} = 159.70 - 24.7 \times 0.65 = 143.65 \text{ kN}$$

$$\text{Δεν αρκούν οι ελάχιστοι συνδετήρες καθώς } 143.65 \gg V_{Rd,s}^{\min} = 52.4 \text{ kN}$$

Απόσταση απαιτούμενων συνδετήρων

$$s = 450 (52.4 / 143.65) = 164 \text{ mm}; \sim \text{Ø8/165} \rightarrow 20 \text{ τεμάχια}$$

- Συνολικά τοποθετούμενοι συνδετήρες σε όλο το μήκος της δοκού: 30 τεμάχια

β. Μεσαία δοκός Δ2

- Κρίσιμες περιοχές:

Προφανώς αρκούν οι ελάχιστοι: Ø8/125  $\rightarrow$  5 τεμάχια στο  $\ell_{cr}$

- Εκτός κρίσιμων περιοχών:

$$V_{Ed,max} = 146.14 - p \cdot \ell_{cr} = 130.09 > V_{Rd,s}^{\min} = 52.4 \text{ kN}$$

Απόσταση απαιτούμενων συνδετήρων

$$s = 125 (188.8 / 130.09) = 181; \text{Ø8/180} \rightarrow 18 \text{ τεμάχια}$$

- Συνολικά τοποθετούμενοι συνδετήρες σε όλο το μήκος της δοκού: 28 τεμάχια

γ. Διάταξη συνδετήρων (βλέπε Σχήμα 4.4).

## 4.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

### 4.2.1 Δεδομένα – Υποστύλωμα Σ2 (ισόγειο)

α. Συνολικά φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης: Όπως προαναφέρθηκε, επειδή προέκυψε στο ισόγειο  $\theta = 0.112 > 0.10$ , τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού των δομικών στοιχείων όλου του φορέα υπό την οριζόντια σεισμική φόρτιση πολλαπλασιάζονται επί τον συντελεστή:  $\lambda_\delta = 1 / (1 - \theta) = 1 / (1 - 0.112) = 1.126$ .

β. Επαλληλίες εντατικών μεγεθών σχεδιασμού: Τα εντατικά μεγέθη των στύλων ( $N$ ,  $M_y - V_x$ ,  $M_x - V_y$ ) προέρχονται από το συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων  $1.35G + 1.50Q$  και από τις 32, στη γενική περίπτωση, επαλληλίες του σεισμικού συνδυασμού  $G + \psi_2 Q \pm \lambda_\delta E \pm \lambda_\delta \cdot 0.3 \cdot E_{εγκ}$ . Στα κτίρια της παρούσας εργασίας, λόγω διπλής συμμετρίας, οι 32 συνδυασμοί περιορίζονται σε 8.

γ. Στους Πίνακες 4.1 και 4.2 των φορτίων διατομής του στύλου Σ2 στο ισόγειο και τον 1<sup>ο</sup> όροφο αντίστοιχα περιλαμβάνονται, χωριστά για την κεφαλή και τον πόδα, οι έξι επαλληλίες με στόχο τις ακρότατες τιμές  $N_{\min}$ ,  $N_{\max}$ ,  $M_{y,\min}$ ,  $M_{y,\max}$ ,  $M_{x,\min}$ ,  $M_{x,\max}$  και τα υπόλοιπα σύγχρονα εντατικά μεγέθη. Μία από τις έξι περιπτώσεις θεωρείται ότι θα καθορίσει το μέγιστο απαιτούμενο ποσοστό διαμήκους οπλισμού του υποστυλώματος.

#### 4.2.1.1 Αρχικοί έλεγχοι επάρκειας διατομής

α. Έλεγχος ανηγμένης αξονικής θλίψης

Κατά τον EC8 – 5.4.3.2.1, σε πρωτεύοντα υποστυλώματα ΚΠΜ η ανηγμένη τιμή θλιπτικής καταπόνησης υπό το σεισμικό συνδυασμό δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0.65. Η διατομή του στύλου Σ2 είναι κοινή στο ισόγειο και τον 1ο όροφο. Κατά συνέπεια ο έλεγχος γίνεται στον πόδα του ισόγειου:

$$\min N_{Ed} = -985.51 \text{ kN (βλέπε Πίνακα 4.1) και}$$

$$v_{Ed} = |\min N_{Ed}| / (A_c \cdot f_{cd}) = 985.51 / (0.5 \cdot 0.4 \cdot f_{cd}) = 0.37 < 0.65$$

Σημειώνεται ότι, για τον οικονομοτεχνικά ορθολογικό σχεδιασμό υποστυλωμάτων, συνιστάται υπό τον σεισμικό συνδυασμό  $v_{Ed,max} < 0.40$  (balance point).

β. Προσεγγιστικός έλεγχος λυγηρότητας

Κατά τον EC8 – 5.4.1.2.2(1), σε ορόφους όπου σε κάποια κύρια διεύθυνση προέκυψε  $\theta > 0.10$ , απαιτείται η αντίστοιχη διάσταση της διατομής πρωτεύοντος υποστυλώματος να υπερβαίνει το 1/10 του μέγιστου ύψους ( $h_{\max}$ ) από το σημείο μηδενισμού των ροπών (σημείο καμπής) μέχρι τα άκρα του στοιχείου. Στο κτίριο ΠΜ1 προέκυψε στο ισόγειο  $\theta_x = \theta_y = 0.112$ . Κατά συνέπεια για το στύλο Σ2 ο έλεγχος πρέπει να γίνει και στις δύο διευθύνσεις (βλέπε Πίνακα 4.1).

Διεύθυνση x – x: Η απαίτηση του Κανονισμού πληρούται καθώς η αντίστοιχη διάσταση της διατομής υπερβαίνει το 1/10 του *συνολικού* ύψους του ισογείου:

$$h_c = 0.50 > 4.50 / 10 = 0.45\text{m.}$$

Διεύθυνση y – y:

$$(E_y \rightarrow): h_{\max} = h_{\text{isog}} \frac{|M_2^x|}{|M_2^x| + |M_1^x|} = 4.50 \frac{157.95}{157.95 + 141.70} = 2.37\text{m}$$
$$(E_y \leftarrow): h_{\max} = h_{\text{isog}} \frac{|M_2^x|}{|M_2^x| + |M_1^x|} = 4.50 \frac{149.62}{149.62 + 124.74} = 2.45\text{m}$$

$$\text{Έλεγχος: } b_c = 0.40 > h_{\max} / 10 = 2.45 / 10 = 0.245\text{m}$$

#### 4.2.1.2 Πορεία διαστασιολόγησης

Σε πλαίσιοι φέροντα οργανισμό τα διαδοχικά βήματα διαστασιολόγησης υποστυλώματος ΚΠΜ είναι τα εξής:

- Διαστασιολόγηση έναντι  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ : Διάταξη διαμήκων ράβδων.
- Ικανοτικός έλεγχος κόμβων: Πιθανή ενίσχυση διαμήκων οπλισμών ή και αλλαγή διατομής υποστυλώματος.
- Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος ως μεμονωμένου στοιχείου.
- Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών.
- Έλεγχος έναντι περίσφιξης στον πόδα του ισογείου.

Πίνακας 4.1: Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος Σ2 στο ισόγειο ου Κτιρίου ΠΜ1

ΚΕΦΑΛΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q [1]	G+0.3Q [2]	Δ/νση Σεισμού	$\lambda_{\delta}E$ [3]	$0.3\lambda_{\delta}E_{εγκ}$ [4]	minN [2]+[3]+[4]	maxN [2]-[3]-[4]	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-1255,62	-762,95	x-x	-28,06	-57,49	<b>-848,50</b>	<b>-677,39</b>	-677,39	-848,50	-677,39	-848,50
My	-0,17	-0,10		-230,68	-5,81	-236,59	236,39	<b>236,39</b>	<b>-236,59</b>	236,39	-236,59
Mx	-14,08	-8,48		-3,65	-39,64	-51,77	34,81	34,81	-51,77	<b>34,81</b>	<b>-51,77</b>
Vx	0,05	0,03		108,30	2,72	111,05	-110,99	-110,99	111,05	-110,99	111,05
Vy	4,65	2,81		1,78	18,97	23,56	-17,95	-17,95	23,56	-17,95	23,56
N	-1255,62	-762,95	y-y	-191,65	-8,42	<b>-963,01</b>	<b>-562,88</b>	-562,88	-963,01	-562,88	-963,01
My	-0,17	-0,10		-19,37	-69,21	-88,67	88,47	<b>88,47</b>	<b>-88,67</b>	88,47	-88,67
Mx	-14,08	-8,48		-132,12	-1,09	-141,70	124,74	124,74	-141,70	<b>124,74</b>	<b>-141,70</b>
Vx	0,05	0,03		9,08	32,49	41,60	-41,53	-41,53	41,60	-41,53	41,60
Vy	4,65	2,81		63,25	0,53	66,59	-60,97	-60,97	66,59	-60,97	66,59
ΠΟΔΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q	G+0.3Q	Δ/νση Σεισμού	$\lambda_{\delta}E$ [3]	$0.3\lambda_{\delta}E_{εγκ}$ [4]	minN [2]+[3]+[4]	maxN [2]-[3]-[4]	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-1285,99	-785,45	x-x	-28,06	-57,49	<b>-871,00</b>	<b>-699,89</b>	-871,00	-699,89	-871,00	-699,89
My	0,07	0,04		256,66	6,44	263,15	-263,06	<b>263,15</b>	<b>-263,06</b>	263,15	-263,06
Mx	6,91	4,16		4,37	45,74	54,27	-45,95	54,27	-45,95	<b>54,27</b>	<b>-45,95</b>
Vx	0,05	0,03		108,30	2,72	111,05	-110,99	111,05	-110,99	111,05	-110,99
Vy	4,65	2,81		1,78	18,97	23,56	-17,95	23,56	-17,95	23,56	-17,95
N	-1285,99	-785,45	y-y	-191,65	-8,42	<b>-985,51</b>	<b>-585,38</b>	-985,51	-585,38	-985,51	-585,38
My	0,07	0,04		21,47	77,00	98,51	-98,43	<b>98,51</b>	<b>-98,43</b>	98,51	-98,43
Mx	6,91	4,16		152,47	1,31	157,95	-149,62	157,95	-149,62	<b>157,95</b>	<b>-149,62</b>
Vx	0,05	0,03		9,08	32,49	41,60	-41,53	41,60	-41,53	41,60	-41,53
Vy	4,65	2,81		63,25	0,53	66,59	-60,97	66,59	-60,97	66,59	-60,97

Πίνακας 4.2: Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος Σ2 στο ισόγειο του Κτιρίου ΠΜ1

ΚΕΦΑΛΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q	G+0.3Q	Δ/νση Σεισμού	λ <sub>5</sub> E	0.3λ <sub>5</sub> E <sub>εγκ</sub>	minN	maxN	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-932,54	-565,56	x-x	-9,78	-32,19	<b>-607,53</b>	<b>-523,59</b>	-523,59	-607,53	-523,59	-607,53
My	2,72	1,64		-163,19	-4,14	-165,69	168,97	<b>168,97</b>	<b>-165,69</b>	168,97	-165,69
Mx	-30,02	-18,09		-1,88	-25,91	-45,88	9,70	9,70	-45,88	<b>9,70</b>	<b>-45,88</b>
Vx	-1,28	-0,77		105,42	2,67	107,32	-108,85	-108,85	107,32	-108,85	107,32
Vy	20,12	12,12		1,19	16,40	29,71	-5,48	-5,48	29,71	-5,48	29,71
N	-932,54	-565,56	y-y	-107,29	-2,94	<b>-675,78</b>	<b>-455,34</b>	-455,34	-675,78	-455,34	-675,78
My	2,72	1,64		-13,80	-48,96	-61,12	64,40	<b>64,40</b>	<b>-61,12</b>	64,40	-61,12
Mx	-30,02	-18,09		-86,36	-0,56	-105,01	68,84	68,84	-105,01	<b>68,84</b>	<b>-105,01</b>
Vx	-1,28	-0,77		8,91	31,62	39,77	-41,30	-41,30	39,77	-41,30	39,77
Vy	20,12	12,12		54,68	0,36	67,15	-42,92	-42,92	67,15	-42,92	67,15
ΠΟΔΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q	G+0.3Q	Δ/νση Σεισμού	λ <sub>5</sub> E	0.3λ <sub>5</sub> E <sub>εγκ</sub>	minN	maxN	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-952,79	-580,56	x-x	-9,78	-32,19	<b>-622,53</b>	<b>-538,59</b>	-622,53	-538,59	-622,53	-538,59
My	-1,07	-0,64		153,06	3,87	156,29	-157,58	<b>156,29</b>	<b>-157,58</b>	156,29	-157,58
Mx	30,34	18,28		1,68	23,30	43,26	-6,70	43,26	-6,70	<b>43,26</b>	<b>-6,70</b>
Vx	-1,28	-0,77		105,42	2,67	107,32	-108,85	107,32	-108,85	107,32	-108,85
Vy	20,12	12,12		1,19	16,40	29,71	-5,48	29,71	-5,48	29,71	-5,48
N	-952,79	-580,56	y-y	-107,29	-2,94	<b>-690,78</b>	<b>-470,34</b>	-690,78	-470,34	-690,78	-470,34
My	-1,07	-0,64		12,92	45,92	58,19	-59,48	<b>58,19</b>	<b>-59,48</b>	58,19	-59,48
Mx	30,34	18,28		77,67	0,50	96,46	-59,89	96,46	-59,89	<b>96,46</b>	<b>-59,89</b>
Vx	-1,28	-0,77		8,91	31,62	39,77	-41,30	39,77	-41,30	39,77	-41,30
Vy	20,12	12,12		54,68	0,36	67,15	-42,92	67,15	-42,92	67,15	-42,92

## 4.2.2 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος Σ2 στο ισόγειο έναντι N, M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>

### 4.2.2.1 Εισαγωγή

α. Περιορισμοί στη διάταξη των διαμήκων ράβδων:

Ο EC8 – 5.4.3.2.2(1) επιβάλλει σε συμμετρικές (ορθογωνικές) διατομές υποστυλωμάτων την τοποθέτηση διαμήκους οπλισμού στις απέναντι παρειές ( $\rho = \rho'$ ). Η διάταξη αυτή δεν απαγορεύει τη διάταξη διαφορετικού ποσοστού ανά διεύθυνση με στόχο την οικονομικότερη όπλιση. Τονίζεται όμως ότι η επιλογή  $\rho_x \neq \rho_y$  καθιστά αδύνατο τον υπολογισμό του απαιτούμενου διαμήκους οπλισμού υπό διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη καθώς απαιτεί τη χάραξη νομογραφημάτων για κάθε τιμή του λόγου  $\rho_x/\rho_y$ . Έτσι στην Ελλάδα έχει επικρατήσει η επιλογή  $\rho_x = \rho_y$ , δηλαδή η τοποθέτηση σε κάθε παρεία του  $A_{s,tot}/4$  οπότε απαιτούνται νομογραφήματα μόνο για την περίπτωση αυτή.

Κρίνεται σκόπιμο να σημειωθεί ότι σε πολλά λογισμικά διαστασιολόγησης έχει επιλέγει, αντί της διαδικασίας υπολογισμού του απαιτούμενου  $A_{s,tot}$  για δεδομένη τριάδα φορτίων διατομής ( $M_{Ed,1}, M_{Ed,2}, N_{Ed}$ ) η αποτίμηση της επάρκειας ή μη διάταξης ράβδων που επιλέγει ο μελετητής. Στην περίπτωση αυτή υπάρχει μόνον η κανονιστική απαίτηση τοποθέτησης σε συμμετρικές διατομές κοινού ποσοστού οπλισμού στις απέναντι παρειές ( $\rho = \rho'$ ), αλλά η επίτευξη οικονομικής όπλισης επαφίεται στην εμπειρία του μελετητή.

β. Μέθοδος διαστασιολόγησης:

Στην παρούσα εφαρμογή η διαστασιολόγηση έναντι διαξονικής κάμψης με αξονική δύναμη γίνεται με τη βοήθεια Νομογραφημάτων που αναπτύχθηκαν στο Εργαστήριο Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Α.Π.Θ. (Παράρτημα Α, Τσερτικίδου, 2010) σύμφωνα με τις διατάξεις του EC2 – 3.2.7, Παράρτημα C, όσον αφορά στην οριακή επιτρεπόμενη παραμόρφωση του χάλυβα κατηγορίας C:  $\epsilon_{ud} = 0.9 \cdot \epsilon_{uk} = 67.5\%$ . Τα Νομογραφήματα αυτά είναι κατάλληλα για ορθογωνικές διατομές και δύο διατάξεις διαμήκων ράβδων:

Τέσσερις ράβδοι (ή ομάδες ράβδων) στις γωνίες της διατομής ( $A_{s,tot} / 4$ ).

Κατανεμημένη διάταξη του οπλισμού στην περίμετρο της διατομής με ισοκατανομή του εμβαδού στις τέσσερις πλευρές ( $A_{s,tot} / 4$ ).

Σε συνημμένο Παράρτημα στο τέλος του παρόντος τεύχους παρατίθενται δύο τριάδες Νομογραφημάτων διαστασιολόγησης για λόγους  $d' / d = 0.05, 0.10$  και  $0.15$ .

γ. Διάταξη διαμήκων ράβδων καθύψους:

Στην παρούσα εφαρμογή τοποθετείται σταθερός διαμήκης οπλισμός στο υποστύλωμα Σ2 καθύψους του ισογείου ο οποίος καλύπτει τη μέγιστη απαίτηση κεφαλής ή πόδα. Η επιλογή αυτή επιβάλλεται εξ αιτίας του μικρού σχετικά ύψους του ισογείου, σε συνδυασμό με τους περιορισμούς διάταξης των διαμήκων ράβδων στη διατομή αλλά και τα μεγάλα μήκη αγκύρωσης (σε περίπτωση διακοπής κάποιων ράβδων προς την περιοχή μηδενισμού των ροπών) ή μάτισης (σε περίπτωση που επιλεγεί αλλαγή διαμέτρου μεταξύ πόδα και κεφαλής). Για τους λόγους αυτούς καθίσταται συνήθως αδύνατη ή οικονομοτεχνικά ασύμφορη η διαφοροποίηση του διαμήκους οπλισμού στο ύψος ενός ορόφου. Σημειώνεται ότι σε ορόφους μεγάλου ύψους και με σημαντική διαφορά απαιτούμενου οπλισμού μεταξύ κεφαλής και πόδα είναι συνήθως εφικτή και συμφέρουσα η διαφοροποίηση των οπλισμών με διάταξη πρόσθετων ράβδων στην περιοχή περί το άκρο του στύλου με τη μεγαλύτερη απαίτηση.

### 4.2.2.2 Απαίτηση διαμήκους οπλισμού κεφαλής

- Συνδυασμός  $1.35G + 1.50 Q$

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,K} &= -1255.62kN \rightarrow v = -0.471 \\ M_{Ed,K}^y &= -0.17kNm \rightarrow m_y \approx 0.00 \\ M_{Ed,K}^x &= -14.08kNm \rightarrow m_x = 0.013 \end{aligned} \right\} W_{req} = 0.00$$



- Συνδυασμός minN ( $\equiv \min M_x$ )

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,K} &= -963.01kN \rightarrow v = -963.01 / (f_{cd} \cdot 0.50 \cdot 0.40) = -0.361 \\ M_{Ed,K}^y &= -88.67kNm \rightarrow m_y = 88.67 / (f_{cd} \cdot 0.50^2 \cdot 0.40) = 0.067 \\ M_{Ed,K}^x &= -141.70kNm \rightarrow m_x = 141.70 / (f_{cd} \cdot 0.50 \cdot 0.40^2) = 0.133 \end{aligned} \right\} W_{req} = 0.15$$

- Συνδυασμός maxN ( $\equiv \max M_x$ )

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,K} &= -562.88kN \rightarrow v = -0.211 \\ M_{Ed,K}^y &= 88.47kNm \rightarrow m_y = 0.066 \\ M_{Ed,K}^x &= 124.74kNm \rightarrow m_x = 0.177 \end{aligned} \right\} W_{req} = 0.17$$

- Συνδυασμός maxM<sub>y</sub>

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,K} &= -677.39kN \rightarrow v = -0.254 \\ M_{Ed,K}^y &= 236.39kNm \rightarrow m_y = 0.177 \\ M_{Ed,K}^x &= 34.81kNm \rightarrow m_x = 0.033 \end{aligned} \right\} W_{req} = 0.30$$

- Συνδυασμός minM<sub>y</sub>

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,K} &= -848.50kN \rightarrow v = -0.318 \\ M_{Ed,K}^y &= -236.59kNm \rightarrow m_y = 0.177 \\ M_{Ed,K}^x &= -51.77kNm \rightarrow m_x = 0.049 \end{aligned} \right\} W_{req} = \underline{0.31}$$

#### 4.2.2.3 Απαίτηση διαμήκους οπλισμού πόδα

Ομοίως κρισιμότεροι είναι οι συνδυασμοί για τις ακρότατες τιμές της M<sub>y</sub>

- Συνδυασμός maxM<sub>y</sub>

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,\Pi} &= -871.00kN \rightarrow v = -0.327 \\ M_{Ed,\Pi}^y &= 263.15kNm \rightarrow \mu_y = 0.197 \\ M_{Ed,\Pi}^x &= 54.27kNm \rightarrow \mu_x = 0.051 \end{aligned} \right\} \omega_{req} = 0.36$$

- Συνδυασμός minM<sub>y</sub>

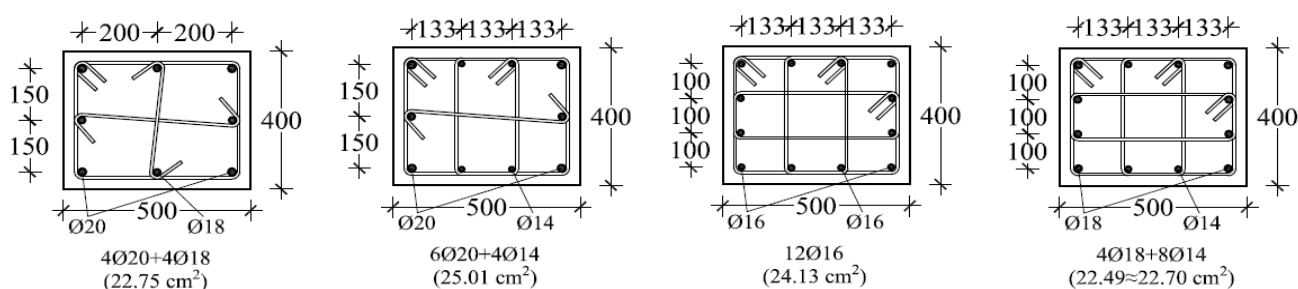
$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,\blacklozenge} &= -699.89kN \rightarrow v = -0.262 \\ M_{Ed,\blacklozenge}^y &= -263.06kNm \rightarrow \mu_y = 0.197 \\ M_{Ed,\blacklozenge}^x &= -45.95kNm \rightarrow \mu_x = 0.043 \end{aligned} \right\} \omega_{req} = \underline{0.37}$$

#### 4.2.2.4 Υπολογισμός – διάταξη διαμήκους οπλισμού

- Ελάχιστος οπλισμός:  $A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot h = 10\% \cdot 40 \cdot 50 = 20.00\text{cm}^2$
- Μέγιστος οπλισμός:  $A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b \cdot h = 40\% \cdot 40 \cdot 50 = 80.00\text{cm}^2$
- Ελάχιστη διάμετρος διαμήκων ράβδων:  $\phi_{L,min} = 8\text{mm}$  (EC2 – 9.5.2(1))
- Δυσμενέστερος συνδυασμός: Πόδας  $\min M_y : \omega_{req} = 0.37$

$$A_{s,req} = \omega_{req} \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} / f_{yd} = 0.37 \cdot 40 \cdot 50 \cdot (20 / 1.50) / (500 / 1.15) = 22.70\text{cm}^2 > A_{s,min}$$

- Σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EC8 – 5.4.3.2.2, σε στύλους ΚΠΜ διατάσσονται στην περίμετρο της διατομής ράβδοι ανά αξονικές αποστάσεις  $\leq 200\text{mm}$  οι οποίες πρέπει να συγκρατούνται από εγκάρσιους συνδετήρες ενώ για την εξασφάλιση της ακεραιότητας των κόμβων απαιτείται τουλάχιστον μία ενδιάμεση ράβδος μεταξύ των γωνιακών κάθε πλευράς. Με βάση τα παραπάνω δεδομένα είναι δυνατές οι εναλλακτικές διατάξεις ράβδων του Σχήματος 4.8 εκ των οποίων προκρίνεται η πρώτη.



Σχήμα 4.8: Εναλλακτικές διατάξεις όπλισης στύλου Σ2 στο ισόγειο (Κτίριο ΠΜ1)

### 4.2.3 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου οροφής ισογείου του υποστυλώματος Σ2

#### 4.2.3.1 Εισαγωγή

α. Σε κτίρια πλαισιωτά ή με διπλό στατικό σύστημα ισοδύναμο με πλαισιωτό, απαιτείται η αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού κατάρρευσης ορόφου. Κατά τον EC8 – 4.4.2.3(4) ο μηχανισμός κατάρρευσης ορόφου θεωρείται ότι αποτρέπεται με την εξασφάλιση σε κάθε κόμβο καμπτικής υπεραντοχής των στύλων έναντι των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο και στις δύο διευθύνσεις σύμφωνα με την ανισότητα:  $\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb}$ . Στο αριστερό μέρος της ανισότητας εισάγονται οι ελάχιστες σε απόλυτη τιμή ροπές αντοχής στον πόδα του υπερκείμενου και στην κεφαλή του υποκείμενου στύλου όπως προκύπτουν με θεώρηση των ακρότατων τιμών αξονικής δύναμης. Στη σχετική παράγραφο του EC8 δεν αναφέρεται εάν κατά τον υπολογισμό των  $M_{Rc}$  πρέπει να θεωρηθούν και οι εγκάρσιες ροπές σχεδιασμού. Στην παρούσα εργασία θεωρήθηκε ότι, προς την πλευρά της ασφάλειας, οι εγκάρσιες ροπές πρέπει να ληφθούν υπόψη καθώς προκαλούν μείωση των  $M_{Rc}$ . Στο δεξί μέρος εισάγονται οι απόλυτες τιμές των ροπών αντοχής των δοκών στο εκάστοτε επίπεδο ελέγχου όπως προέκυψαν κατά τον υπολογισμό των ικανοτικών τεμνουσών (βλέπε §4.1.2).

β. Από την παραπάνω διαδικασία εξαιρούνται οι κόμβοι του ανώτατου ορόφου όλων των κτιρίων (EC8 – 4.4.2.3(6)) καθώς και οι κόμβοι οροφής του κατώτατου ορόφου δίωροφων κτιρίων εφόσον η ανηγμένη αξονική δύναμη όλων των στύλων είναι μικρότερη του 0.30 (EC8 – 5.2.3.3(2b)).

γ. Σε όσους κόμβους δεν ικανοποιείται η παραπάνω ανισότητα, απαιτείται κατάλληλη ενίσχυση των υποστυλωμάτων που συντρέχουν στον κόμβο καταρχήν με αύξηση των διαμήκων οπλισμών ή σε περίπτωση υπερβολικών απαιτήσεων, με αύξηση της διατομής. Τονίζεται ότι στην τελευταία περίπτωση απαιτείται, κατά κρίση του μελετητή, επανάληψη της στατικής ανάλυσης λόγω ανακατανομής της σεισμικής έντασης.

δ. Επισημαίνεται ότι η σειρά που θα επιλεγεί για την εφαρμογή της παραπάνω διαδικασίας, στους επάλληλους κόμβους καθ' ύψος ενός υποστυλώματος, οδηγεί σε διαφορετικά αποτελέσματα. Ενδεικτικά παρουσιάζονται προς προβληματισμό δύο εναλλακτικές προσεγγίσεις:

- I. Έλεγχος της ανισότητας εκ των άνω προς τα κάτω:
  - Στον κόμβο δώματος δεν απαιτείται έλεγχος. Κατά συνέπεια δεν θίγεται ο διαμήκης οπλισμός του στύλου στον ανώτατο όροφο.
  - Στον αμέσως υποκείμενο κόμβο, εφόσον απαιτηθεί αύξηση του  $\Sigma M_{Rc}$ , ενισχύεται μόνον ο διαμήκης οπλισμός κεφαλής του στύλου του υποκείμενου ορόφου και διατηρείται σταθερός έως τον πόδα.
  - Το προηγούμενο βήμα επαναλαμβάνεται διαδοχικά προς τα κάτω μέχρι τον κόμβο οροφής ισογείου.
- II. Έλεγχος της ανισότητας εκ των κάτω προς τα άνω:
  - Εφόσον στον κόμβο οροφής ισογείου ή σε οποιονδήποτε υπερκείμενο όροφο απαιτηθεί αύξηση του  $\Sigma M_{Rc}$  τίθεται το δίλημμα της ενίσχυσης είτε μόνον του ενός ή και των δύο στύλων που συμβάλλουν στον κόμβο. Στη δεύτερη περίπτωση μάλιστα προκύπτει το ερώτημα του βαθμού ενίσχυσης κάθε στύλου.
  - Είναι φανερό ότι υπάρχει πιθανότητα υπερδιαστασιολόγησης ή ακόμη και τυχόν επανάληψης του ελέγχου προς τα κάτω κατά την εφαρμογή της διαδικασίας προς τους ανώτερους ορόφους.

Στην παρούσα εργασία ο έλεγχος της ανισότητας εφαρμόστηκε εκ των άνω προς τα κάτω όπως περιγράφηκε παραπάνω.

#### 4.2.3.2 Δεδομένα – Παραδοχές

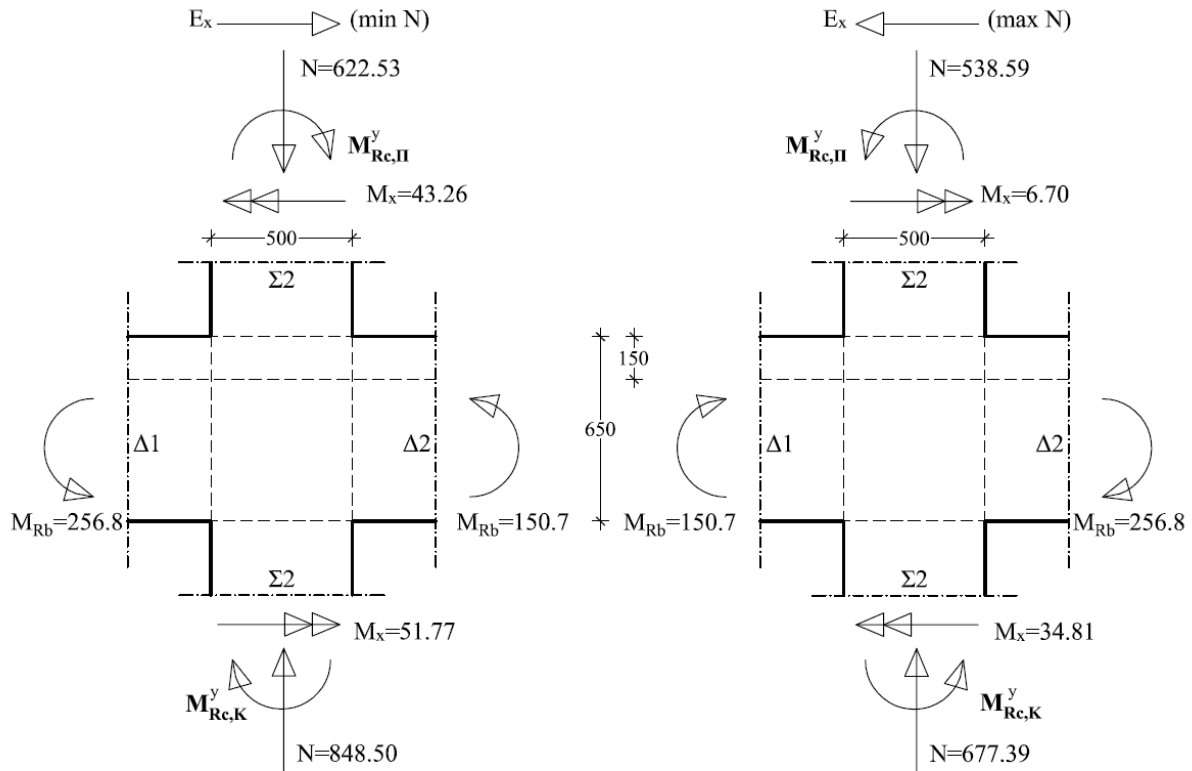
α. Για τη διενέργεια του ικανοτικού ελέγχου προϋποτίθεται ότι έχουν υπολογισθεί οι διαμήκεις οπλισμοί του στύλου σε όλους τους ορόφους. Για τον κόμβο στην οροφή ισογείου απαιτούνται και οι ροπές αντοχής πόδα του στύλου στον 1<sup>ο</sup> όροφο. Κατά συνέπεια απαιτείται ο υπολογισμός των διαμήκων οπλισμών του. Η διατομή παραμένει και στον 1<sup>ο</sup> όροφο  $b \times h = 40 \times 50\text{cm}$ , ενώ η καμπτική καταπόνηση είναι σημαντικά μειωμένη (βλέπε Πίνακα 2). Είναι προφανές ότι αρκεί ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός  $A_{s,\min} = 20.00\text{cm}^2$ . Για την οικονομία της παρουσίασης θεωρείται ότι διατηρείται και στον 1<sup>ο</sup> όροφο ο διαμήκης οπλισμός του ισογείου:  $4\text{Ø}20 + 4\text{Ø}18 = 22.75\text{cm}^2$

β. Όπως προαναφέρθηκε, η διαδικασία ικανοτικού ελέγχου των κόμβων καθύψως του στύλου Σ2 θα εκτελεσθεί εκ των άνω προς τα κάτω και εφόσον σε κάποιο κόμβο δεν ικανοποιείται η ανισότητα  $\Sigma M_{Rc} \geq 1.3\Sigma M_{Rb}$ , ενισχύεται ο υποκείμενος στύλος. Για την οικονομία της παρουσίασης θεωρείται ότι, κατά τη διαδικασία αυτή, στον ικανοτικό έλεγχο του κόμβου οροφής του 1<sup>ου</sup> ορόφου ο στύλος Σ2 του 1<sup>ου</sup> ορόφου αποδείχθηκε επαρκής με τους παραπάνω οπλισμούς.

#### 4.2.3.3 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου οροφής ισογείου στη διεύθυνση x – x

α. Κατά τις διατάξεις του EC8 – 4.4.2.3(4) και (5) ο έλεγχος πρέπει να γίνει και για τις δύο φορές της σεισμικής φόρτισης υπολογίζοντας τις  $M_{Rc}^y$  για τις αντίστοιχες ακραίες τιμές της αξονικής δύναμης για σεισμό στη διεύθυνση x – x και λαμβάνοντας υπόψη τις σύγχρονες τιμές της εγκάρσιας καμπτικής ροπής σχεδιασμού  $M_{Ec}^x$ , ώστε να προκύψουν οι χαμηλότερες τιμές των ροπών αντοχής  $M_{Rc}^y$ .

β. Στο Σχήμα 4.9 έχουν σημειωθεί οι ροπές αντοχής των δοκών (βλέπε §4.1.2) και τα σύγχρονα εντατικά μεγέθη των στύλων (βλέπε Πίνακες 4.1 και 4.2).



**Σχήμα 4.9** Κόμβος Δ1 – Σ2 – Δ2 οροφής ισογείου. Φορτία διατομής (Κτίριο ΠΜ1)

γ. Υπολογισμός των ροπών αντοχής στύλου στον πόδα του 1<sup>ου</sup> ορόφου (Πίνακας 4.2)

$$A_{s,prov} = 22.75cm^2 \rightarrow r_{prov} = 0.371$$

$$E_x \rightarrow: v = -0.233, \quad m_x = 0.041 \rightarrow m_{R,y} = 0.188 \rightarrow M_{Rc,P}^y = 250.7kNm$$

$$E_x \leftarrow: v = -0.202, \quad m_x = 0.006 \rightarrow m_{R,y} = 0.200 \rightarrow M_{Rc,P}^y = 266.7$$

δ. Υπολογισμός των ροπών αντοχής στύλου στην κεφαλή του ισογείου (Πίνακας 4.1)

$$E_x \rightarrow: v = -0.318, \quad m_x = 0.049 \rightarrow m_{R,y} = 0.202 \rightarrow M_{Rc,K}^y = 269.3$$

$$E_x \leftarrow: v = -0.254, \quad m_x = 0.033 \rightarrow m_{R,y} = 0.198 \rightarrow M_{Rc,K}^y = 264.0$$

ε. Έλεγχος της ανισότητας για σεισμό  $E_x \rightarrow$  (minN): **ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ**

$$SM_{Rc}^y = 250.7 + 269.3 = 520.0 < 1.3 \sum M_{Rb} = 1.3 \cdot (256.8 + 150.7) = 529.75kNm$$

στ. Έλεγχος της ανισότητας για σεισμό  $E_x \leftarrow$  (maxN): **ΕΠΑΡΚΕΙΑ**

$$SM_{Rc}^y = 266.7 + 264.0 = 530.7 > 1.3 \sum M_{Rb} = 1.3 \cdot (150.7 + 256.8) = 529.75kNm$$

#### 4.2.3.4 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου οροφής ισογείου στη διεύθυνση y-y

α. Παρότι αναμένεται ότι η ανισότητα θα πρέπει να ικανοποιείται καθώς στον κόμβο συντρέχει μόνο μία δοκός, ο έλεγχος πρέπει να γίνει διότι ο στύλος κάμπτεται κατά την ασθενή του διεύθυνση. Ομοίως ο έλεγχος πρέπει να γίνει και για τις δύο φορές της σεισμικής φόρτισης υπολογίζοντας τις  $M_{Rc}^x$  για τις αντίστοιχες ακραίες τιμές της αξονικής δύναμης για σεισμό στη διεύθυνση y - y και λαμβάνοντας υπόψη τις σύγχρονες τιμές της εγκάρσιας καμπτικής ροπής σχεδιασμού  $M_{Ec}^y$  ώστε να προκύψουν οι χαμηλότερες τιμές των ροπών αντοχής  $M_{Rc}^x$ . Συνεπώς απαιτείται η γνώση των ροπών αντοχής στη στήριξη της δοκού Δ18 στον στύλο Σ2. Για την οικονομία της παρουσίασης θεωρείται ότι οι ροπές αντοχής της Δ18 ταυτίζονται με τις αντίστοιχες της Δ1 στη στήριξη της στον στύλο Σ1.

β. Στο σχήματα 4.10 έχουν σημειωθεί οι ροπές αντοχής της δοκού (βλέπε §4.1.2) και τα σύγχρονα εντατικά μεγέθη των στύλων (βλέπε Πίνακες 4.1 και 4.2).

γ. Υπολογισμός των ροπών αντοχής στύλου στον πόδα του 1<sup>ου</sup> ορόφου (Πίνακας 4.2)

$$A_{s,prov} = 22.75cm^2 \rightarrow r_{prov} = 0.371$$

$$E_y \rightarrow: v = -0.259, \quad m_y = 0.044 \rightarrow m_{R,x} = 0.195 \rightarrow M_{Rc,P}^x = 208.0kNm$$

$$E_y \leftarrow: v = -0.176, \quad m_y = 0.045 \rightarrow m_{R,x} = 0.177 \rightarrow M_{Rc,P}^x = 188.8$$

δ. Υπολογισμός των ροπών αντοχής στύλου στην κεφαλή του ισογείου (Πίνακας 4.1)

$$E_y \rightarrow: v = -0.361, \quad m_y = 0.067 \rightarrow m_{R,x} = 0.191 \rightarrow M_{Rc,K}^x = 203.7$$

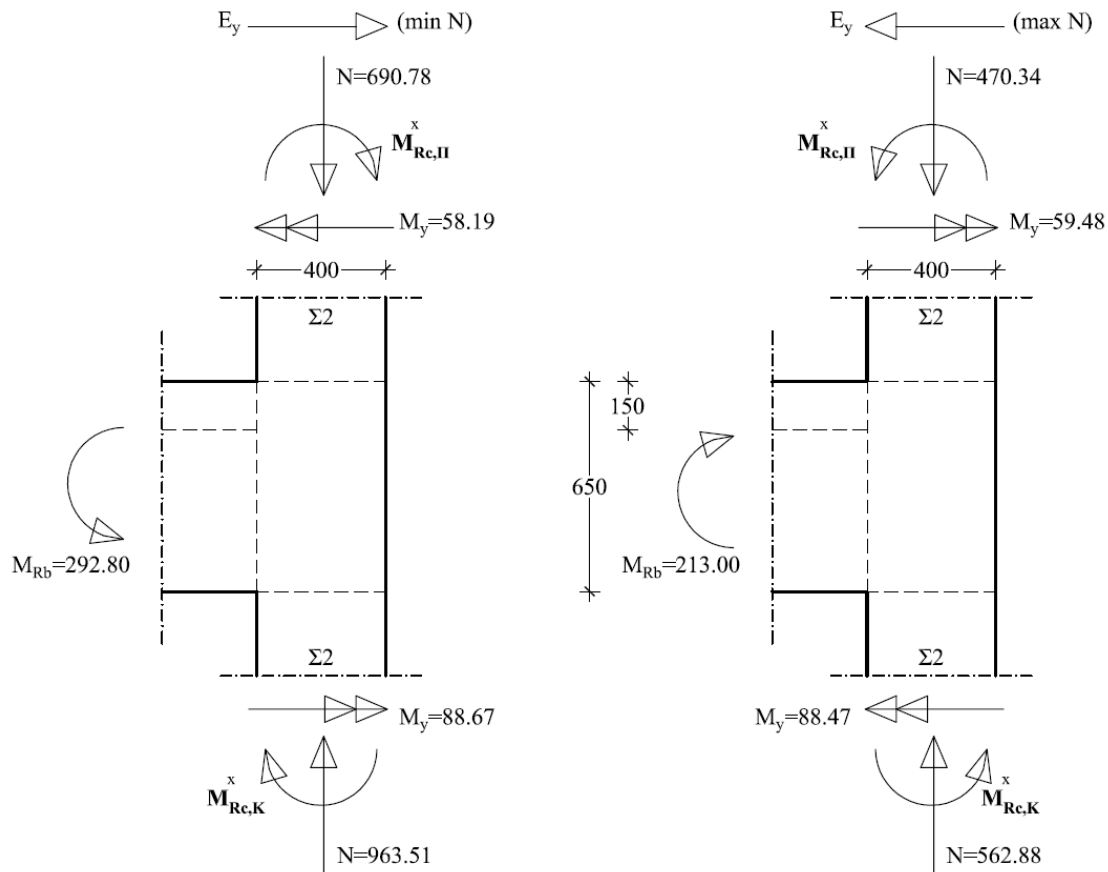
$$E_y \leftarrow: v = -0.211, \quad m_y = 0.066 \rightarrow m_{R,x} = 0.176 \rightarrow M_{Rc,K}^x = 187.7$$

ε. Έλεγχος της ανισότητας για σεισμό  $E_y \rightarrow$  (minN): ΕΠΑΡΚΕΙΑ

$$SM_{Rc}^x = 208.0 + 203.7 = 411.7 > 1.3SM_{Rb} = 1.3 \cdot 292.8 = 380.64kNm$$

στ. Έλεγχος της ανισότητας για σεισμό  $E_y \leftarrow$  (maxN): ΕΠΑΡΚΕΙΑ

$$SM_{Rc}^x = 188.8 + 187.7 = 376.5 > 1.3SM_{Rb} = 1.3 \cdot 213.0 = 276.90kNm$$



Σχήμα 4.10: Κόμβος Δ18 – Σ2 οροφής ισογείου. Φορτία διατομής (Κτίριο ΠΜ1)

#### 4.2.3.5 Ενίσχυση στύλου Σ2 στο ισόγειο

α. Από τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου οροφής ισογείου διαπιστώθηκε μικρή ανεπάρκεια για τον σεισμό  $E_x \leftarrow$  (minN). Κατά συνέπεια, σύμφωνα με τη διαδικασία ικανοτικού ελέγχου εκ των άνω προς τα κάτω, η ανεπάρκεια πρέπει να καλυφθεί με ενίσχυση των ροπών αντοχής του στύλου στο ισόγειο. Εκτιμάται ότι θα επαρκέσει μικρή ενίσχυση του οπλισμού. Τοποθετούνται 8Ø20 αντί των 4Ø20 + 4Ø18.

β. Υπολογισμός της ροπής αντοχής του ενισχυμένου στύλου  $SM_{Rc,K}^y$  στην κεφαλή του ισογείου:

$$A_{s,prov} = 8\text{Ø}20 = 20.13\text{cm}^2 \Rightarrow \omega_{prov} = 0.410$$

$$E_x \Rightarrow \nu = -0.318, \mu_x = 0.049 \Rightarrow \mu_{R,y} = 0.210 \Rightarrow SM_{Rc,K}^y$$

γ. Έλεγχος < της ανισότητας για σεισμό  $E_x \leftarrow$  (minN)

$$SM_{Rc}^x = 250.7 + \mathbf{280.0} = 530.7 > 529.75\text{kNm (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

## 4.2.4 Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος Σ2 στο Ισόγειο ως μεμονωμένου στοιχείου

### 4.2.4.1 Εισαγωγή

α. Οι επιρροές των φαινομένων 2ης τάξης στο σύνολο του φέροντος οργανισμού λήφθηκαν υπόψη με τον πολλαπλασιασμό των εντατικών μεγεθών υπό οριζόντια σεισμική φόρτιση επί τον συντελεστή  $\lambda_\delta = 1/(1-\theta) = 1.126$ .

β. Κατά τον EC2 – 5.8.3.1 κάθε υποστύλωμα πρέπει να ελέγχεται έναντι κινδύνου λυγισμού ως μεμονωμένο στοιχείο. Τα φαινόμενα 2ης τάξης μπορούν να αγνοηθούν εφόσον η λυγηρότητα  $\lambda$  του στοιχείου είναι μικρότερη της αντίστοιχης οριακής τιμής  $\lambda_{lim}$ .

### 4.2.4.2 Υπολογισμός λυγηρότητας στύλου Σ2 στο ισόγειο

- Λυγηρότητα  $\lambda = \ell_0 / i$   
όπου:
- $\ell_0$  : μήκος λυγισμού
- $i$  : ακτίνα αδράνειας σταδίου I
- Μήκος λυγισμού  $\ell_0$ :
- Πόδας: θεωρείται πλήρης πάκτωση
- Κεφαλή: θεωρείται κινητή πάκτωση
- Κατά τον EC2 – Σχ. 5.7(e) λαμβάνεται  $\ell_0 = h_{op} = 4.50m$
- Ακτίνα αδράνειας:  $i = \sqrt{I / A}$

$$\text{Διεύθυνση } x - x: \quad i_x = \sqrt{I_x / A} = h / \sqrt{12} = 50 / \sqrt{12} = 14.43cm$$

$$\text{Διεύθυνση } y - y: \quad i_y = \sqrt{I_y / A} = b / \sqrt{12} = 40 / \sqrt{12} = 11.55cm$$

- Λυγηρότητα:  $\lambda = \ell_0 / i$
- Διεύθυνση  $x - x$ :  $\lambda_x = \ell_0 / i_x = 31.18$
- Διεύθυνση  $y - y$ :  $\lambda_y = \ell_0 / i_y = 38.97$

### 4.2.4.3 Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος για το συνδυασμό 1.35G + 1.50Q

Οριακή λυγηρότητα:

$$\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times C / \sqrt{\nu}$$

όπου

- $A = 1 / (1 + 0.2\varphi_{ef})$  όπου:  
 $\varphi_{ef}$ : ενεργός συντελεστής ερπυσμού (EC2 – 5.8.4, 3.1.4)

Για λόγους απλότητας λαμβάνεται η δυσμενής τιμή (EC2 – 5.8.3.1):  $A = 0.7$

$$B = \sqrt{1 + 2W} = 1.35 \quad \text{όπου}$$

$$W = \frac{A_s}{A_c} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{8A_{E20}}{50 \times 40} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.41$$

- $C = 1.7 - r_m$  όπου  $r_m = M_{01} / M_{02}$  και  
 $M_{01}, M_{02}$  οι ροπές 1ης τάξης στα άκρα και  $|M_{02}|^3 |M_{01}|$  (βλέπε Πίνακα 4.1).  
 Διεύθυνση x – x:  $r_{m,x} = M_{01,y} / M_{02,y} = 0.07 / (-0.17) = -0.41$  και  $C_x = 1.7 - r_{m,x} = 2.11$   
 Διεύθυνση y – y:  $r_{m,y} = M_{01,x} / M_{02,x} = 6.91 / (-14.08) = -0.49$  και  $C_y = 1.7 - r_{m,y} = 2.19$ 
  - $v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$  η ανηγμένη ορθή δύναμη, όπου  
 $N_{Ed} \approx (N_{Ed,κεφ} + N_{Ed,πόδα}) / 2 = (1255.62 + 1285.99) / 2 = 1270.81 \text{ kN} \rightarrow v = 0.477$

Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$\text{Διεύθυνση x – x: } l_{lim,x} = 20 \times 0.7 \times 1.35 \times 2.11 / \sqrt{0.477} = 57.77 > l_x = 31.18 \quad (\text{ΕΠΑΡΚΕΙΑ})$$

$$\text{Διεύθυνση y – y: } l_{lim,y} = 20 \times 0.7 \times 1.35 \times 2.19 / \sqrt{0.477} = 59.96 > l_y = 38.57 \quad (\text{ΕΠΑΡΚΕΙΑ})$$

#### 4.2.4.4 Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος για τον σεισμικό συνδυασμό

Είναι προφανές ότι η οριακή λυγηρότητα προκύπτει δυσμενέστερη (μικρότερη) για τον συνδυασμό με το ισχυρότερο θλιπτικό φορτίο (βλέπε Πίνακα 4.1).

Διεύθυνση x – x (Κύριος Σεισμός:  $E_x$ )  
 $C_x = 1.7 - (-236.59) / 263.15 = 2.60$   
 $v = (1 / 2) (848.50 + 871.00) / (0.4 \cdot 0.5 \cdot f_{cd}) = 0.322$   
 $l_{lim,x} = 20 \times 0.7 \times 1.35 \times 2.60 / \sqrt{0.322} = 86.54 > l_x = 31.18 \quad (\text{ΕΠΑΡΚΕΙΑ})$

Διεύθυνση y – y (Κύριος Σεισμός:  $E_y$ )  
 $C_y = 1.7 - (-141.70 / 157.95) = 2.60$   
 $v = (1 / 2) (963.01 + 985.51) / (0.4 \cdot 0.5 \cdot f_{cd}) = 0.365$   
 $l_{lim,y} = 20 \times 0.7 \times 1.35 \times 2.60 / \sqrt{0.365} = 81.33 > l_y = 38.97 \quad (\text{ΕΠΑΡΚΕΙΑ})$

#### 4.2.5 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος Σ2 σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών

##### 4.2.5.1 Εισαγωγή

α. Οι ικανοτικές τέμνουσες  $V_{Ed}$  υπολογίζονται από τις ροπές υπεραντοχής ( $M_{i,d}$ ) στους κόμβους κεφαλής και πόδα του στύλου για εναλλασσόμενη φορά σεισμικής κίνησης:  $V_{Ed} = (M_{K,d} + M_{\Pi,d}) / l_{cl}$  όπου  $l_{cl}$  το καθαρό ύψος του στύλου. Οι ροπές υπεραντοχής στα άκρα του στύλου υπολογίζονται από την έκφραση 5.9 (EC8 – 5.4.2.3(2))

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}) \quad \text{όπου για στύλο ΚΠΜ } \gamma_{Rd} = 1.1$$

β. Στους κόμβους οροφής ισογείου του αμιγώς πλαισιωτού κτιρίου ΠΜ1 έχει εξασφαλισθεί και στις δύο διευθύνσεις η ανισότητα:  $\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb}$  (βλέπε §4.2.3). Κατά συνέπεια  $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} \leq (1 / 1.3) = 0.769 < 1.0$  οπότε για την κεφαλή του υποστυλώματος από την έκφραση 5.9 προκύπτει:

$$M_{K,d} = 1.1 M_{Rc,K} (\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc})$$

γ. Αντίθετα, στον πόδα του υποστυλώματος ο ικανοτικός υπολογισμός απαιτεί ισχυρότερες ροπές αντοχής των στοιχείων θεμελίωσης. Κατά συνέπεια για τον πόδα από την έκφραση 5.9 προκύπτει:

$$M_{\Pi,d} = 1.1 \cdot M_{Rc,\Pi}$$



#### 4.2.5.2 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας για κύριο σεισμό $E_x \rightarrow$ (minN)

α. Κεφαλή:  $M_{Rc,K}^y = 280.0kNm$  (βλέπε §4.2.3.5)

$$\Sigma M_{Rd} / \Sigma M_{Rc} = (256.8 + 150.7) / 530.7 = 0.768$$

$$\text{οπότε: } M_{K,d}^y = 1.1 \times 280.0 \times 0.768 = 236.54kNm$$

β. Πόδας:

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed} &= -871.00 \rightarrow v = -871.00 / (0.50 \cdot 0.40 \cdot f_{cd}) = -0.327 \\ M_{Ed}^x &= 54.27 \rightarrow m_x = 54.27 / (0.50 \cdot 0.40^2 \cdot f_{cd}) = 0.051 \\ W &= 0.410 \end{aligned} \right\} m_{R,y} = 0.209$$

$$M_{Rc,K}^y = 0.209 \times 0.50^2 \times 0.40 \times f_{cd} = 278.7kNm$$

$$\text{οπότε: } M_{K,d}^y = 1.1 \times M_{Rc,K}^y = 1.1 \times 278.7 = 306.53kNm$$

γ. Ικανοτική τέμνουσα:  $V_{Ed}^x = (M_{K,d}^y + M_{P,d}^y) / \ell_{cl}$

$$\text{Καθαρό ύψος στύλου: } \ell_{cl} = h_{op} - h_b = 4.50 - 0.65 = 3.85m$$

$$V_{Ed,max}^x = (236.54 + 306.53) / 3.85 = 141.06kN$$

#### 4.2.5.3 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας για κύριο σεισμό $E_x \leftarrow$ (maxN)

α. Κεφαλή:

Υπολογισμός της ροπής αντοχής για τον αυξημένο διαμήκη οπλισμό

$$v = -0.254, \mu_x = 0.033, \omega = 0.410 \rightarrow m_{R,y} = 0.212 \rightarrow M_{Rc,K}^y = 282.7kNm$$

$$\Sigma M_{Rd} / \Sigma M_{Rc} = (150.7 + 256.8) / (266.7 + 282.7) = 0.742$$

$$\text{οπότε: } M_{K,d}^y = 1.1 \times 282.7 \times 0.742 = 230.67kNm$$

β. Πόδας:

$$\left. \begin{aligned} v &= -699.89 / (0.50 \cdot 0.40 \cdot f_{cd}) = -0.262 \\ m_x &= 45.95 / (0.50 \cdot 0.40^2 \cdot f_{cd}) = 0.043 \\ W &= 0.410 \end{aligned} \right\} m_{R,y} = 0.211$$

$$M_{Rc,P}^y = 0.211 \times 0.50^2 \times 0.40 \times f_{cd} = 281.4kNm$$

$$\text{οπότε: } M_{P,d}^y = 1.1 \times 281.4 = 309.50kNm$$

γ. Ικανοτική τέμνουσα:  $V_{Ed,min}^x = (230.67 + 309.50) / 3.85 = 140.30kN$

#### 4.2.5.4 Ικανοτική τέμνουσα για κύριο σεισμό $E_y \rightarrow$ (minN)

α. Κεφαλή:

Υπολογισμός της ροπής αντοχής για τον αυξημένο διαμήκη οπλισμό

$$\left. \begin{aligned} \nu &= -0.361 \\ m_y &= 0.067 \\ W &= 0.410 \end{aligned} \right\} m_{R,x} = 0.208$$

$$M_{Rc,K}^x = 221.9 \text{ kNm}$$

$$SM_{Rb} / SM_{Rc} = 292.8 / (208.0 + 221.9) = 0.681$$

$$\text{οπότε: } M_{K,d}^y = 1.1 \times 221.9 \times 0.681 = 166.26 \text{ kNm}$$

β. Πόδας:

$$\left. \begin{aligned} \nu &= -985.51 / (0.50 \cdot 0.40 \cdot f_{cd}) = -0.370 \\ m_y &= 98.51 / (0.50^2 \cdot 0.40 \cdot f_{cd}) = 0.074 \\ W &= 0.410 \end{aligned} \right\} m_{R,x} = 0.193$$

$$M_{Rc,P}^x = 0.193 \times 0.50 \times 0.40^2 \times f_{cd} = 205.9 \text{ kNm}$$

$$\text{οπότε: } M_{P,d}^x = 1.1 \times M_{Rc,P}^x = 1.1 \times 205.9 = 226.45 \text{ kNm}$$

$$\gamma. \text{ Ικανοτική τέμνουσα: } V_{Ed,max}^y = (166.26 + 226.45) / 3.85 = 102.00 \text{ kN}$$

#### 4.2.5.5 Ικανοτική τέμνουσα για κύριο σεισμό $E_y \leftarrow$ (maxN)

α. Κεφαλή:

$$\left. \begin{aligned} \nu &= -0.211 \\ m_y &= 0.066 \\ W &= 0.410 \end{aligned} \right\} m_{R,x} = 0.188$$

$$M_{Rc,K}^x = 0.188 \cdot 0.50 \cdot 0.40^2 \cdot f_{cd} = 200.5 \text{ kNm}$$

$$SM_{Rb} / SM_{Rc} = 213.0 / (188.8 + 200.5) = 0.547$$

$$\text{οπότε: } M_{K,d}^y = 1.1 \times 200.5 \times 0.547 = 120.67 \text{ kNm}$$

β. Πόδας:

$$\left. \begin{aligned} \nu &= -585.38 / (0.50 \cdot 0.40 \cdot f_{cd}) = -0.220 \\ m_y &= 98.43 / (0.50^2 \cdot 0.40 \cdot f_{cd}) = 0.074 \\ W &= 0.410 \end{aligned} \right\} m_{R,x} = 0.181$$

$$M_{Rc,P}^x = 0.181 \times 0.50 \times 0.40^2 \times f_{cd} = 193.1 \text{ kNm}$$

$$\text{οπότε: } M_{P,d}^x = 1.1 \times M_{Rc,P}^x = 1.1 \times 193.1 = 212.4 \text{ kNm}$$

$$\gamma. \text{ Ικανοτική τέμνουσα: } V_{Ed,min}^y = (120.6 + 212.4) / 3.85 = 86.49 \text{ kN}$$

#### 4.2.5.6 Σχολιασμός τιμών ικανοτικών τέμνουσών

Στον παρακάτω Πίνακα 4.3 παρουσιάζονται οι ικανοτικές τέμνουσες ισογείου του στύλου Σ2, όπως υπολογίσθηκαν παραπάνω, σε σύγκριση με τις αντίστοιχες τέμνουσες σχεδιασμού:

Πίνακας 4.3: Ικανοτικές τέμνουσες ισογείου του στύλου Σ2

Τέμνουσα	V <sub>x</sub>		V <sub>y</sub>	
	E <sub>x</sub> (minN)	E <sub>x</sub> (maxN)	E <sub>y</sub> (minN)	E <sub>y</sub> (maxN)
Δ/νση κύριου σεισμού				
Ικανοτική τέμνουσα	141.06	140.30	102.00	86.49
Τέμνουσα ανάλυσης	111.05	110.99	66.59	60.97

Όπως αναμενόταν οι ικανοτικές τέμνουσες προκύπτουν σημαντικά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες σχεδιασμού.

#### 4.2.5.7 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος

α. Ο έλεγχος επάρκειας θα γίνει με τη μέγιστη από τις παραπάνω τιμές ( $V_{Ed,max}^x = 141.06kN$ ) καθώς η αντοχή της θλιβόμενης διαγωνίου δεν διαφέρει ουσιαστικά ανά διεύθυνση.

β. Σημειώνεται ότι, λόγω της ύπαρξης σημαντικής αξονικής δύναμης, η γωνία  $\theta$  κλίσης των ρηγμάτων ως προς την κατακόρυφο θα είναι αυξημένη. Παρόλα αυτά, καθώς δεν υπάρχει αντίστοιχη πρόβλεψη από τους κανονισμούς, θεωρείται προς την πλευρά της ασφάλειας  $\theta = 21.80$  ( $\tan\theta = 0.4$ ,  $\cot\theta = 2.5$ ). Επίσης, ο αυξητικός συντελεστής  $\alpha_{cw}$ , που προβλέπεται από τον EC2 – 6.2.2(3) (Σημείωση 3) όταν υπάρχει θλιπτική αξονική δύναμη, λαμβάνεται ίσος με 1.0 καθώς οι αυξητικές τιμές επιτρέπονται από τον Κανονισμό μόνο σε περίπτωση προέντασης.

γ. Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων

$$\text{Απαιτείται: } V_{Rd,max} > V_{Ed,max}^x = 141.06kN$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v \times f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) =$$

$$= 1.0 \times 0.40 \times (0.9 \times 0.45) \times 0.552 \times f_{cd} / 2.9 = 411.1 \square 141.06kN \quad (\text{EPARKEIA})$$

#### 4.2.5.8 Κανονιστικές διατάξεις τοποθέτησης συνδετήρων

α. Κρίσιμο ύψος (EC8 – 5.4.3.2.2(4))

$$\ell_{cr} = \max(h_c, \ell_{cl}/6, 0.45m) = \max(0.50, 3.85/6, 0.45m) \approx 0.65m$$

β. Ελάχιστοι συνδετήρες εκτός κρίσιμων περιοχών (EC2 – 9.5.3)

Ελάχιστη διάμετρος:  $\varnothing_w = 6mm$  (ελάχιστη διάμετρος στην Ελλάδα:  $\varnothing 8mm$ )

Μέγιστη απόσταση:  $s_{cl,t,max} = \min(20\varnothing_{L,min}, b_c, 400mm) = 400mm \rightarrow \varnothing 8/400$

γ. Ελάχιστες απαιτήσεις συνδετήρων κρίσιμων περιοχών

Οι ελάχιστες αποστάσεις κατά EC8 – 5.4.3.2.2 καλύπτουν και τις ελάχιστες απαιτήσεις περίσφιξης των κρίσιμων περιοχών (βλέπε και §4.2.2.6)

Ελάχιστη διάμετρος:  $\varnothing_w = 6mm$  (ελάχιστη διάμετρος στην Ελλάδα:  $\varnothing 8mm$ )

Μέγιστη απόσταση:  $s = \min(b_o/2, 8\varnothing_{L,min}, 175mm)$

όπου  $b_o$ : η ελάχιστη διάσταση του περισιγμένου πυρήνα μετρούμενη από τους άξονες των συνδετήρων  $b_o = b - 2(c + \varnothing_w/2) = 400 - 2(35 + 8/2) = 322mm$

οπότε:  $s = \min(161, 160, 175mm) = 160mm \rightarrow \varnothing 8/160$ .

#### 4.2.5.9 Υπολογισμός απαιτούμενων συνδετήρων χωρίς τη συνεισφορά της αξονικής δύναμης

α. Ο υπολογισμός θα γίνει μόνο στη διεύθυνση  $x - x$  με τη μέγιστη ικανοτική τέμνουσα ( $V_{Ed,max}^x = 141.06 kN$ ) καθώς ο λόγος  $V_{Ed,max}^x / V_{Ed,max}^y = 141.06 / 102.00 = 1.38$  είναι μεγαλύτερος από τον λόγο των στατικών υψών της διατομής  $d_x / d_y = 45 / 35 = 1.29$  ο οποίος ταυτίζεται με τον λόγο των τεμνουσών που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες ανά κατεύθυνση ( $V_{Rd,s}^x / V_{Rd,s}^y$ ).

β. Συνδετήρες εκτός κρίσιμων μηκών

Ο υπολογισμός γίνεται προς την πλευρά της ασφάλειας, με τη δυσμενή θεώρηση γωνίας κλίσης των ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ$ :

Συνδετήρες τρίμητοι  $\emptyset 8$  (βλέπε Σχήμα 8)

$$V_{Rd,s}^x = (A_{sw} / s) \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta = (A_{sw} / s) \times z \times f_{ywd} \times 3 V_{Ed,max}^x \text{ \textit{οπότε}}$$

$$s \leq A_{sw} \times z \times f_{ywd} / V_{Ed,max}^x = (3 \times 50.3) \times (0.9 \times 450) \times f_{ywd} / (141.06 \times 10^3) = 188.4 mm$$

Τελικά τοποθετούνται συνδετήρες:  $\emptyset 8/185$

γ. Συνδετήρες εντός κρίσιμων μηκών

Η ικανοτική τέμνουσα είναι σταθερή καθύψος.

Συνεπώς αρκούν προφανώς οι ελάχιστοι συνδετήρες:  $\emptyset 8/160$

#### 4.2.5.10 Υπολογισμός απαιτούμενων συνδετήρων με συνεκτίμηση της συνεισφοράς της αξονικής δύναμης

α. Κατά τον EC8 – 5.4.3.2.1(1) η διαστασιολόγηση των στύλων σε διάτμηση γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EC2 «χρησιμοποιώντας τιμή της αξονικής δύναμης από την ανάλυση στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού». Στον EC2 – 6.2.1 γίνεται γενική αναφορά στην ευεργετική επιρροή τυχόν κεκλιμένου θλιβόμενου ή εφελκόμενου πέλματος στην αντοχή σε τέμνουσα ενός δομικού στοιχείου με οπλισμό διάτμησης ( $V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}$ ) χωρίς καμία άλλη αναφορά στη συνέχεια στα μεγέθη  $V_{ccd}$ ,  $V_{td}$ , ούτε στη διαδικασία συνεκτίμησης της επιρροής τυχόν αξονικού φορτίου.

β. Στα υποστυλώματα υπό τον σεισμικό συνδυασμό η αξονική δύναμη με τις ετερόσημες (ομόρροπες) καμπτικές ροπές κεφαλής και πόδα δημιουργεί θλιβόμενη διαγώνιο καθύψος του στύλου. Η κατακόρυφη συνιστώσα της θλιβόμενης διαγωνίου είναι προφανώς ίση με την αξονική δύναμη σχεδιασμού  $N_{Ed}$ , ενώ η οριζόντια συνιστώσα  $V_{ccd}$  έχει πάντοτε αντίθετη φορά με την τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού  $V_{Ed}$ . Έτσι προκύπτει σημαντική μείωση των απαιτούμενων συνδετήρων οι οποίοι καλούνται να καλύψουν τη διαφορά  $V_{Ed} - V_{ccd}$ .

γ. Σε οριακή κατάσταση έναντι κάμψης με αξονική δύναμη στα άκρα του στύλου (θεώρηση ορθογωνικού διαγράμματος θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος) από την κλίση της θλιβόμενης διαγωνίου προκύπτει προφανώς:

$$V_{ccd} = N_{Ed} (h_c - (X_K + X_\Pi) / 2) / l_{cl} \text{ \textit{όπου}}$$

$X_K, X_\Pi$ : το βάθος της θλιβόμενης ζώνης κεφαλής και πόδα αντίστοιχα και

$l_{cl}$ : το καθαρό ύψος του στύλου

Σημειώνεται ότι ο υπολογισμός των  $X_K$  και  $X_\Pi$  είναι δύσκολος, ιδιαίτερα μάλιστα σε περίπτωση διαξονικής κάμψης με αξονική δύναμη που συνήθως αποτελεί τον κανόνα στα υποστυλώματα.

Σχετική αναφορά στο θέμα γίνεται από τον Φαρδή (2009) (Κεφ. 3.2.4.2 και Πίνακας 5.2) όπου παρατίθεται σε σχετικό σχήμα η συντηρητική διάταξη του Ιαπωνικού Κανονισμού (AU 1994) από την οποία προκύπτει η προσεγγιστική συντηρητική τιμή:

$$V_{ccd} = N_{Ed} (h_c / 2) / l_{cl}$$

δ. Υπολογισμός των συνδετήρων με βάση την παραπάνω διαδικασία και θεώρηση  $\theta = 45^\circ$ :

- Διεύθυνση  $x - x$  (προφανώς δυσμενέστερη)

- $\min N: V_{Rd,s} \geq V_{Ed} - V_{ccd} = V_{Ed} - N_{Ed} h_c / (2 \ell_{ct}) = 141.06 - 848.50 \cdot 0.50 / (2 \cdot 3.85) = 85.96 \text{ kN}$   
 οπότε  $V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \geq 85.96 \cdot 10^3 \text{ N}$  και  
 $s \leq (3 \cdot 50.3) \cdot 0.9 \cdot 450 \cdot f_{ywd} / 85.96 \cdot 10^3 \text{ N} = 309.1 \text{ mm}$
- $\max N: V_{Rd,s} \geq 140.30 - \frac{677.39}{2 \cdot 3.85} \cdot 0.50 = 96.31 \text{ kN}$   
 $s \leq (3 \cdot 50.3) \cdot 0.9 \cdot 450 \cdot f_{ywd} / 96.31 \cdot 10^3 \text{ N} = \underline{275.9 \text{ mm}}$

Κατά συνέπεια, εκτός κρίσιμων μηκών αρκεί η τοποθέτηση συνδετήρων Ø8/275 αντί των Ø8/185 που υπολογίσθηκαν στην §2.2.5.9.

Καθώς η παραπάνω διαδικασία δεν προβλέπεται από τον EC2, στο Σχήμα 4.11 όπλιση του στύλου Σ2 έχουν διαταχθεί εκτός των κρίσιμων μηκών συνδετήρες Ø8/185, όπως υπολογίσθηκαν στην §4.2.5.9.

## 4.2.6 Έλεγχος επάρκειας περίσφιξης του υποστυλώματος Σ2 στον πόδα του ισογείου

### 4.2.6.1 Εισαγωγή

α. Σε στύλους ΚΠΜ ο έλεγχος επάρκειας περίσφιξης (EC8 – 5.4.3.2.2(6)) γίνεται *μόνο στην κρίσιμη περιοχή στον πόδα θεμελίωσης* (πόδας ισογείου). Στη θέση αυτή πρέπει να εξασφαλίζεται η απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων  $\mu_\phi$  (βλέπε §4.1.1.2).

β. Θεωρείται ότι για την εξασφάλιση της  $\mu_\phi$  μετά την αποφλοιώση αναπτύσσεται στην ακρότατη θλιβόμενη περιοχή της διατομής βράχυνση  $\epsilon_c > \epsilon_{cu2} = 3.5\%$  οπότε απαιτείται περίσφιξη του πυρήνα της διατομής ώστε να καταστεί δυνατή η ανάπτυξη της βράχυνσης αυτής με αντίστοιχη αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος ( $f_{ck,c} > f_{ck}$ ). Το απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό των συνδετήρων περίσφιξης ( $\omega_{wd,req}$ ) δίδεται από την εξίσωση 5.15 (EC8 – 5.4.3.2.2(8)):

$$\alpha \cdot \omega_{wd,req} = 30 \mu_\phi \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_o - 0.035 \text{ και } \omega_{wd,req} \geq 0.08 \text{ (EC8, εξίσωση 5.15) όπου}$$

$$v_d = \left| N_{Ed} \right|_{\max} / A_c \times f_{cd} \text{ και}$$

$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$  : συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης όπου

$\alpha_n$  : συντελεστής αποδοτικότητας σε τομή

$\alpha_s$  : συντελεστής αποδοτικότητας καθύψους

Κατά συνέπεια απαιτούνται συνδετήρες που να εξασφαλίζουν μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό  $\omega_{wd,prov} \geq \omega_{wd,req}$  όπου:

$$\omega_{wd,prov} = \frac{\text{ογκος συνδετηρων περισφιξης}}{\text{ογκος περισφιγμενου πυρηνα}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = (V_s / V_o) \cdot (f_{yd} / f_{cd}) \quad \text{(EC8 – 5.4.3.2.2(8))}$$

γ. Εφόσον, εφαρμόζοντας την εξίσωση 5.15 του EC8 με  $b_o = b_c$ , (απουσία αποφλοιώσης), προκύπτει αρνητική τιμή για το μέγεθος  $\alpha \cdot \omega_{wd,req}$  (δηλαδή  $30 \mu_\phi \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_o - 0.035 < 0$ ) θεωρείται ότι η απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων ( $\mu_\phi$ ) εξασφαλίζεται χωρίς αποφλοιώση του σκυροδέματος ( $\epsilon_{c,max} < 3.5\%$ ). Κατά συνέπεια δεν απαιτείται ιδιαίτερη περίσφιξη (βλέπε Fardis (2009) §5.3.3). Στην περίπτωση αυτή στην κρίσιμη περιοχή τοποθετούνται οι ελάχιστοι συνδετήρες σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις. Σημειώνεται ότι η παρατήρηση αυτή δεν περιλαμβάνεται στις διατάξεις τους EC8.

### 4.2.6.2 Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων στον πόδα του ισογείου

α. Έλεγχος αποφλοιώσης σκυροδέματος.

Όπως αναφέρθηκε (§4.2.6.1(γ)), ελέγχεται το πρόσημο της παράστασης:

$$30 \mu_\phi \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_o - 0.035 \text{ όπου}$$

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 = 2 \cdot 3.90 - 1.00 = 6.80$$

$$v_d = \left| N_{Ed,min} \right| / A_c \times f_{cd} = 985.51 / (0.50 \times 0.40 \times f_{cd}) = 0.370$$

$$\epsilon_{sy,d} = f_{yd} / E_s = (500 / 1.15) / (200 \cdot 103) = 2.174\% \text{ οπότε}$$

$$30 \mu_\phi \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} - 0.035 = 0.164 - 0.035 = 0.129 > 0$$

Επομένως για την εξασφάλιση της απαιτούμενης τιμής της  $\mu_\phi$  απαιτείται  $\varepsilon_{c,max} > 3.5\%$  με αποτέλεσμα την αποφλοιώση του σκυροδέματος και την ανάγκη περίσφιξης του πυρήνα σύμφωνα με τις διατάξεις της §4.2.2.6.1(α,β).

Σημειώνεται ότι το πρόσθετο του μεγέθους  $\alpha \cdot \omega_{wd,req}$  καθορίζεται από την τιμή του γινομένου ( $\mu_\phi \cdot v_d$ ) καθώς οι υπόλοιποι παράγοντες είναι σταθεροί. Κατά συνέπεια προκύπτει ότι δεν απαιτείται περίσφιξη εφόσον:  $\mu_\phi \cdot v_d < 0.035 / (30 \cdot \varepsilon_{sy,d}) = 0.537$  (χάλυβας B500C)

Είναι φανερό ότι η παραπάνω συνθήκη πληρούται μόνον σε περιπτώσεις όπου χαμηλές απαιτούμενες τιμές πλαστιμότητας καμπυλοτήτων συνδυάζονται με ιδιαίτερα χαμηλές τιμές ανηγμένου αξονικού φορτίου στο υποστύλωμα.

β. Υπολογισμός του  $\omega_{wd,req}$  για τους ελάχιστους συνδετήρες κρίσιμου ύψους Ø8/160 και τη διάταξη του πρώτου σχήματος του Σχήματος 4.8:

$$\omega_{wd,req} = (30\mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_o - 0.035) / \alpha \leq 0.08$$

υπολογισμός του συντελεστή ( $\alpha$ ) αποδοτικότητας της περίσφιξης:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.654 \cdot 0.609 = 0.398 \text{ όπου}$$

$$\alpha_n = 1 - S b_i^2 / 6 b_o h_o = 0.654$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2 b_o) \times (1 - s / 2 h_o) = 0.609$$

Όπου  $b$ , οι αξονικές αποστάσεις μεταξύ των συνδετήρων ανά πλευρά:

$$\text{Διεύθυνση } x - x: b_i = (500 - 2 \cdot c_{nom} - 2\phi_{w/2}) / 2 = (500 - 2 \cdot 35 - 8) / 2 = 422 / 2 = 211 \text{ mm}$$

$$\text{Διεύθυνση } y - y: b_i = (400 - 2 \cdot 35 - 8) / 2 = 322 / 2 = 161 \text{ mm}$$

με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$\omega_{wd,ewq} = (30 \cdot 6.80 \cdot 0.370 \cdot 2.174 \cdot 103 \cdot (400 / 322) - 0.035) / 0.398 = 0.424 \gg 0.08$$

#### 4.2.6.3 Διατιθέμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες

Υπολογισμός του  $\omega_{wd,prov}$  για τους ελάχιστους συνδετήρες κρίσιμου ύψους: Ø8/160 και τη διάταξη του πρώτου σχήματος του Σχήματος 4.8:

$$W_{wd,prov} = (V_s / V_o) \times (f_{yd} / f_{cd}) \text{ όπου}$$

$$V_s = 3 \cdot A_{s,w} \cdot (b_o + h_o) = 3 \cdot 0.503 \cdot (32.2 + 42.2) = 112.27 \text{ cm}^3$$

$$V_o = b_o \cdot h_o \cdot s = 32.2 \cdot 42.2 \cdot 16.0 = 21741.44 \text{ cm}^3$$

$$W_{wd,prov} = \frac{112.27}{21741.44} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.168 < W_{wd,req} = 0.424 \text{ (ΜΕΓΑΛΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

Συνεπώς οι ελάχιστοι συνδετήρες Ø8/160 δεν επαρκούν στο κρίσιμο ύψος του πόδα.

#### 4.2.6.4 Ενίσχυση συνδετήρων στον πόδα του ισογείου

Δοκιμή με την ίδια διάταξη στη διατομή αλλά τοποθέτηση συνδετήρων Ø10/110

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.654 \cdot 0.721 = 0.472 \rightarrow \omega_{wd,req} = 0.358 \text{ και}$$

$$W_{wd,prov} = \frac{3 \times 0.785 (32.2 + 42.2)}{32.2 \times 42.2 \times 11.0} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.382 > 0.358 \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

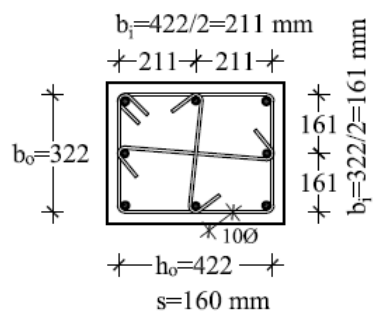
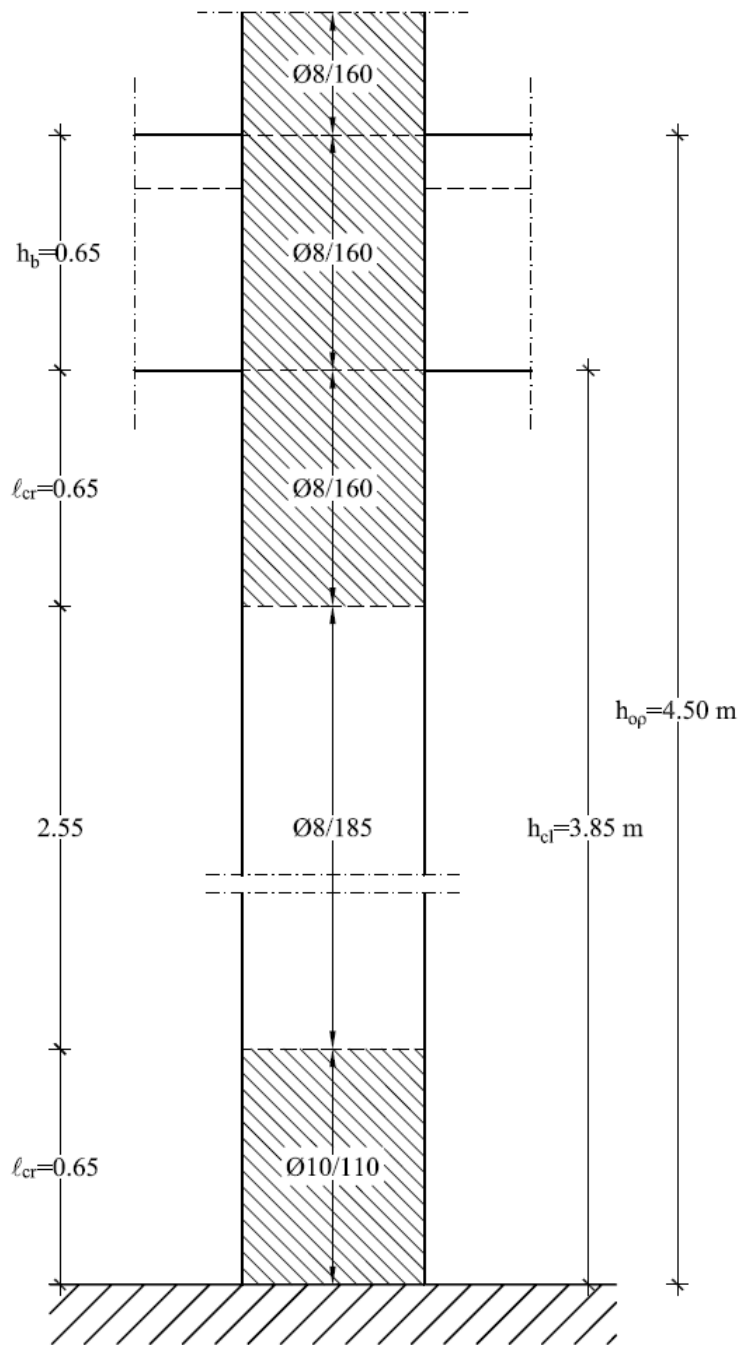
#### **4.2.7 Εγκάρσιος οπλισμός κόμβου οροφής ισογείου του υποστυλώματος Σ2**

Κατά τον EC8 – 5.4.3.3, σε κατασκευές ΚΠΜ δεν προβλέπεται διαστασιολόγηση των κόμβων σε διάτμηση. Επιβάλλεται όμως, μέσα στο ύψος των κόμβων, η διάταξη των ελάχιστων συνδετήρων που προβλέπονται για τις κρίσιμες περιοχές των στύλων (Ø8/160) καθώς επίσης και η διάταξη μιας τουλάχιστον ενδιάμεσης διαμήκου ράβδου μεταξύ των γωνιακών διαμήκων ράβδων σε κάθε πλευρά του υποστυλώματος.

Σημειώνεται ότι κατά τον EC8 – 5.4.3.3(2), εφόσον και στις τέσσερις παρειές του κόμβου συμβάλλουν δοκοί με πλάτος τουλάχιστον ίσο με τα  $\frac{3}{4}$  της αντίστοιχης διάστασης του υποστυλώματος, επιτρέπεται έως και διπλασιασμός της απόστασης μεταξύ των συνδετήρων του κόμβου με μέγιστο τα 150mm. Στην προκειμένη περίπτωση, καθώς στον κόμβο συμβάλλουν μόνο τρεις δοκοί, τοποθετούνται στο ύψος του κόμβου οι συνδετήρες της υποκείμενης κρίσιμης περιοχής του στύλου (Ø8/160).

#### **4.2.8 Τελική διαμόρφωση των συνδετήρων καθύψος του στύλου Σ2 στο ισόγειο**

Η τελική διάταξη των συνδετήρων σύμφωνα με τα αποτελέσματα των παραπάνω παραγράφων, φαίνεται στο Σχήμα 4.11.



Σχήμα 4.11 Διάταξη συνδετήρων καθυψος του υποστυλώματος Σ2 (Κτίριο ΠΜ1)



## Κεφάλαιο 5: Πλαισιακό Κτίριο Υψηλής Πλαστιμότητας (ΠΥ1)

### 5.1 Διαστασιολόγηση δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 Οροφής Ισογείου

#### 5.1.1 Διαστασιολόγηση δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου σε κάμψη

##### 5.1.1.1 Δεδομένα Δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3

α. Στα συνημμένα Σχήματα 5.1 και 5.2 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών σχεδιασμού, χωριστά από τα κατακόρυφα φορτία και την οριζόντια σεισμική φόρτιση, καθώς και οι αντίστοιχες περιβάλλουσες.

β. Φαινόμενα δεύτερης τάξης: Τα εντατικά μεγέθη υπό την οριζόντια σεισμική φόρτιση κατά την επαλληλία για τις περιβάλλουσες, πολλαπλασιάζονται επί τον συντελεστή:

$$\lambda_{\delta} = 1 / (1 - \theta) = 1 / (1 - 0.167) = 1.201.$$

γ. Οι ροπές στηρίξεων του σεισμικού συνδυασμού είναι αφενός πολύ μεγαλύτερες από αυτές του συνδυασμού 1.35G + 1.50Q και αφετέρου εναλλασσόμενου προσήμου. Συνεπώς η διαστασιολόγηση ξεκινά από τις στηρίξεις. Οι θετικές ροπές ανοιγμάτων του συνδυασμού 1.35G + 1.50Q αναμένεται να υπερκαλυφθούν από μέρος του οπλισμού κάλυψης των θετικών ροπών στηρίξεων του σεισμικού συνδυασμού.

δ. Το πλάτος της διατομής δοκών ΚΠΥ πρέπει να είναι  $\geq 200\text{mm}$  (EC8 – 5.5.1.2.1(1)).

ε. Υπολογισμός στατικού ύψους:  $d = h - d'$

Πάχος επικάλυψης:  $c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 25 + 10 = 35\text{mm}$

$$d' = c_{\text{nom}} + \emptyset_w + \emptyset_L / 2 = 35 + 8 + (\sim 7) \approx 50\text{mm} \rightarrow d = h - d' = 650 - 50 = 600\text{mm}$$

στ. Ελάχιστος οπλισμός εφελκόμενων περιοχών σε όλο το μήκος της δοκού (EC8 – 5.4.3.1.2(5)):  $\rho_{\text{min}} = 0.50 (f_{\text{ctm}} / f_{\text{yk}}) = 0.50 \cdot (2.20 / 500) = 2.20\%$ .

$$\text{Συνεπώς, } A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d = 3.3\text{cm}^2.$$

ζ. Κρίσιμες περιοχές δοκών. Σε δοκούς ΚΠΥ (EC8 – 5.5.3.1.3(1), (2)), ως κρίσιμες περιοχές ορίζονται τμήματα μήκους  $\ell_w = 1.5h_w = 1.5 \cdot 0.65 = 0.975 \approx 1.00\text{m}$  από τις παρειές των στηρίξεων και εκατέρωθεν φυτευτού υποστυλώματος.

η. Σε δοκούς ΚΠΥ (EC8 – 5.5.3.1.3(β),(γ)) απαιτούνται τουλάχιστον 2Ø14 σε όλο το μήκος της άνω και κάτω ίνας και στην άνω ίνα απαιτείται θλιβόμενος οπλισμός τουλάχιστον το (1/4) του μέγιστου εφελκόμενου των εκατέρωθεν στηρίξεων ( $A'_s > 0.25A_{s,\text{thr,max}}$ ).

##### 5.1.1.2 Διαστασιολόγηση ακραίων στηρίξεων

α. Υπολογισμός οπλισμών

$$M^- = -211.44 \rightarrow M_{\text{II}}^- \approx -211.44 + 123.3 \cdot (0.45 / 2) = -183.70\text{kNm}$$

$$M^+ = +141.88 \rightarrow M_{\text{II}}^+ \approx +141.88 - 0.5 \cdot (6.30 + 11.86^*) \cdot (0.45 / 2) = +139.84\text{kNm}$$

(\*) Τέμνουσα παρειάς

- Οπλισμός άνω:  $\mu_{\text{sd}} = 0.153 \rightarrow \omega_{\text{req}} = 0.171$

$$A_{s,req} = 7.87\text{cm}^2 \rightarrow 4\text{Ø}16 = 8.04\text{cm}^2$$

- Ποσοστό διατιθέμενου εφελκόμενου οπλισμού (βλέπε §4.2.1.1.2 και Σχήμα 5.6):  
Συνολική διατομή εφελκόμενου οπλισμού  $4\text{Ø}16 + 4\text{Ø}8 = 10.05\text{cm}^2$  οπότε

$$\rho_{prov} = 10.05 / (25 \cdot 60) = 6.70\%$$

- Οπλισμός κάτω:  $\mu_{sd} = 0.020 \rightarrow \omega_{req} = 0.021$

$$A_{s,req} = 5.72\text{cm}^2 \rightarrow 3\text{Ø}16 = 6.03\text{cm}^2 \rightarrow (r'_{prov} = 4.02\% > \rho_{prov} / 2 = 3.35\%)$$

β. Μέγιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού κρίσιμων περιοχών (EC8 – 5.5.3.1.5(4))

$$r_{max} = r'_{prov} + \frac{0.0018}{m_j \times e_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{όπου}$$

$\mu_\phi$ : πλαστιμότητα καμπυλοτήτων (EC8 – 5.2.3.4.(3))

$$T_1 < T_c \rightarrow \mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)(T_c / T_1)$$

$$T_1 \geq T_c \rightarrow \mu_\phi = 2q_0 - 1$$

$$\text{Κτίριο ΠΥ1: } T_1 = 0.528 > T_c = 0.50\text{sec}$$

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 5.85 - 1.00 = 10.70$$

$$\varepsilon_{sy,d} = f_{y,d} / E_s = (500 / 1.15) / 200 \cdot 10^3 = 2.174\%$$

Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$\rho_{max} = 4.02\% + \frac{0.0018}{10.70 \cdot 0.002174} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 4.02\% + 2.37\% = 6.39\% < \rho_{prov} = 6.70\%$$

(ΥΠΕΡΒΟΛΙΚΟ ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΣΤΗΡΙΞΗΣ)

### 5.1.1.3 Διαστασιολόγηση μεσαίων στηρίξεων

α. Υπολογισμός οπλισμών

$$M^- = -198.36 \rightarrow M_p^- \approx -198.36 + 129.80 \cdot (0.50 / 2) = -165.91\text{kNm}$$

$$M^+ = +96.30 \rightarrow M_p^+ = +96.30 - 0.5 \cdot (-0.20 + 5.98^*) \cdot (0.50 / 2) = +95.58\text{kNm}$$

(\*) Τέμνουσα παρειάς

$$\text{Οπλισμός άνω: } \mu_{sd} = 0.138 \rightarrow \omega_{req} = 0.152. \quad A_{s,req} = 6.99\text{cm}^2 \rightarrow 2\text{Ø}16 + 2\text{Ø}14 = 7.10\text{cm}^2$$

Ποσοστό διατιθέμενου εφελκόμενου οπλισμού (βλέπε Σχήμα 5.6):

$$2\text{Ø}16 + 2\text{Ø}14 + 3\text{Ø}8 = 8.61\text{cm}^2$$

$$\rho_{prov} = 8.61 / (25 \cdot 60) = 5.74\%$$

$$\text{Οπλισμός κάτω: } \mu_{sd} = 0.013 \rightarrow \omega_{req} = 0.014$$

$$A_{s,req} = 3.81\text{cm}^2 > A_{s,min} = 3.30\text{cm}^2 \rightarrow 2\text{Ø}16 = 4.02 \rightarrow (\rho'_{prov} = 2.68\% < \rho_{prov} / 2 = 2.87\%)$$

(ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ)

β. Μέγιστο επιτρεπόμενο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού κρίσιμων περιοχών

$$\rho_{max} = 2.68 + 2.37 = 5.05\% < \rho_{prov} = 5.74\%$$

(ΥΠΕΡΒΟΛΙΚΟ ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΣΤΗΡΙΞΗΣ)

### 5.1.1.4 Διαστασιολόγηση ανοιγμάτων (1.35G + 1.50Q)

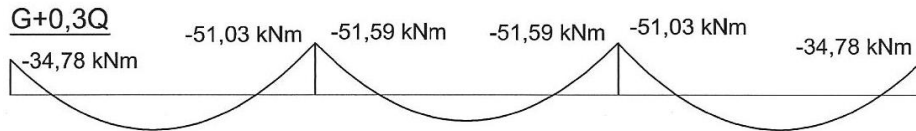
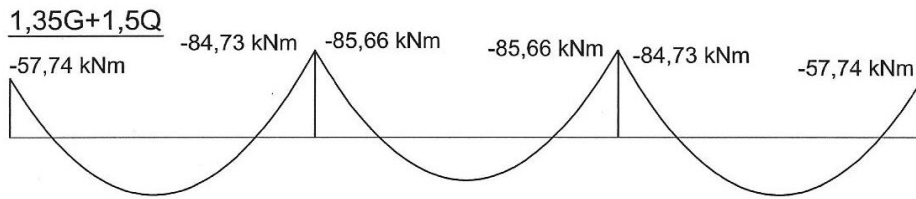
$$M_{max} = 56.67 \rightarrow \mu_{sd} = 0.008 \rightarrow \omega_{req} = 0.008$$

$$A_{s,req} = 2.18 < A_{s,min} = 3.30\text{cm}^2 \rightarrow \text{Αρκούν τα } 2\text{Ø}16(4.02) \text{ από τις στηρίξεις}$$

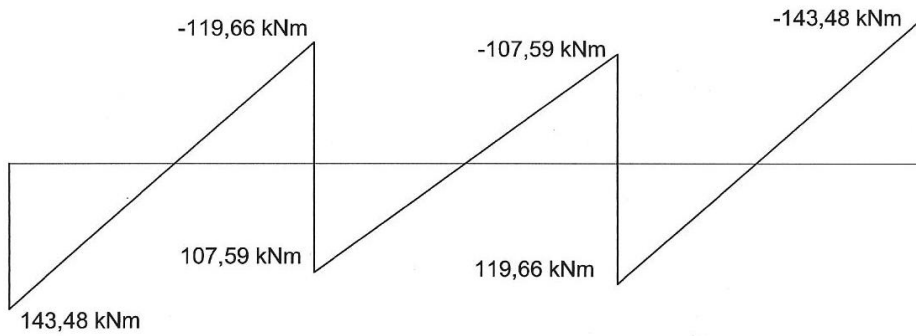
Θλιβόμενος οπλισμός ανοιγμάτων (min 2Ø14):

$$\text{Δοκός Δ1: } 2\text{Ø}16 = 4.02\text{cm}^2 > A_{s,max}^{thr} / 4 = 10.05 / 4 = 2.51\text{cm}^2$$

$$\text{Δοκός Δ2: } 2\text{Ø}16 = 4.02\text{cm}^2 > A_{s,max}^{thr} / 4 = 8.61 / 4 = 2.15\text{cm}^2$$



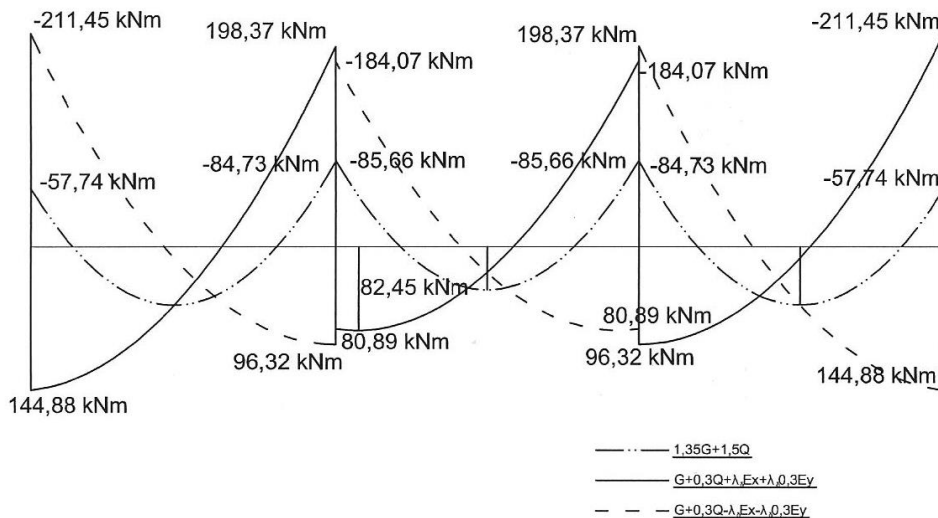
Ex



Ey

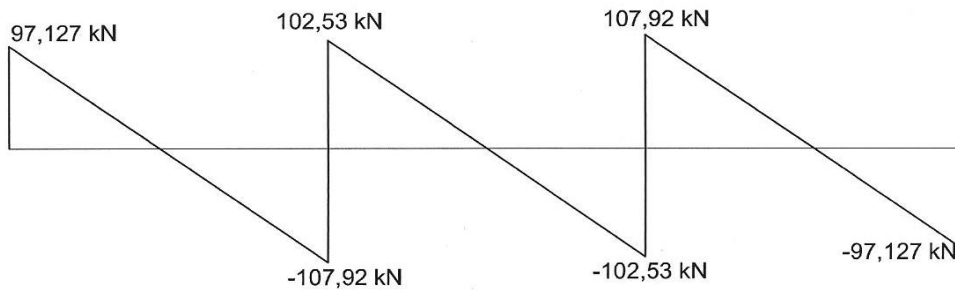


Επαλληλία των συνδυασμών φόρτισης

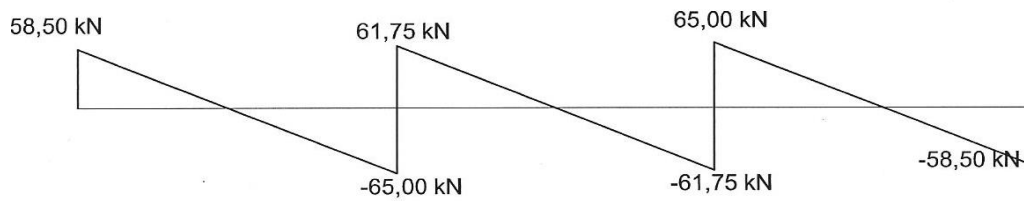


**Σχήμα 5.1:** Διαγράμματα Ροπών Δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής Ισογείου Κτιρίου ΠΥ1

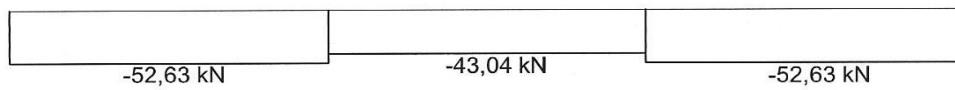
1,35G+1,5Q



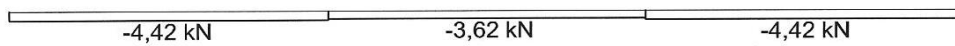
G+0,3Q



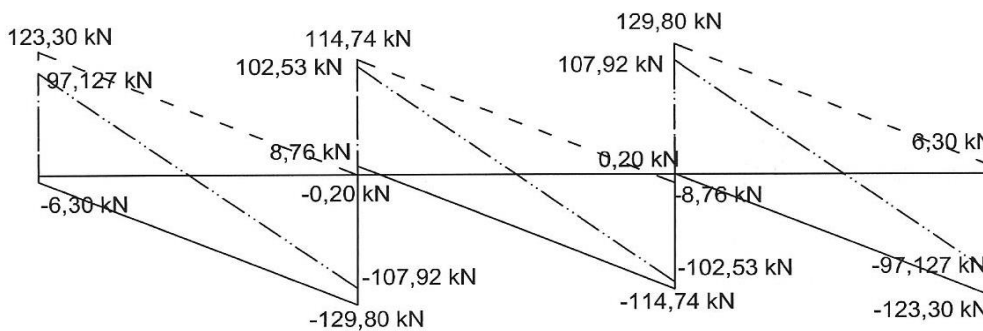
Ex



Ey



Επαλληλία των συνδυασμών φόρτισης



- - - - 1,35G+1,5Q  
 ——— G+0,3Q+λEx+λ,0,3Ey  
 - · - · G+0,3Q-λEx-λ,0,3Ey

Σχήμα 5.2: Διαγράμματα Τεμνουσών Δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής Ισογείου Κτιρίου ΠΥ1

### 5.1.1.5 Σχολιασμός αποτελεσμάτων – Αλλαγή όπλισης

α. Ο δραστικός περιορισμός του μέγιστου επιτρεπόμενου ποσοστού ( $\rho_{\max}$ ) εφελκόμενου οπλισμού κρίσιμων περιοχών σε δοκούς ΚΠΥ οφείλεται στις υψηλές απαιτήσεις πλαστιμότητας ( $\mu_{\phi} = 10.70$ ).

β. Η παραβίαση του μέγιστου επιτρεπόμενου ποσοστού εφελκόμενου οπλισμού θα μπορούσε να αντιμετωπισθεί με αύξηση της διατομής της δοκού. Η επιλογή αυτή όμως είναι αντιοικονομική καθώς η σχετικά χαμηλή τιμή της ανηγμένης καμπτικής καταπόνησης της δοκού ( $\mu_{sd} = 0.153$ ) δεν δικαιολογεί αύξηση της διατομής.

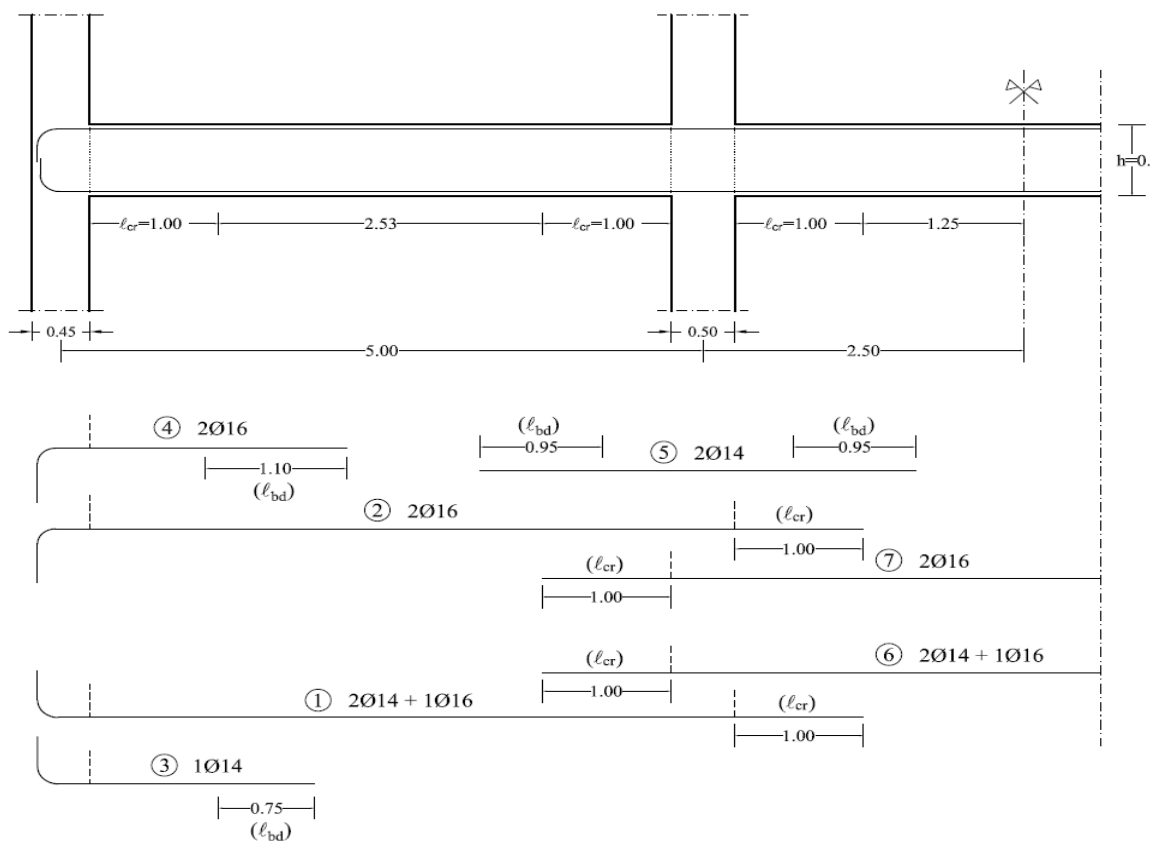
γ. Ο προσφορότερος τρόπος αντιμετώπισης του προβλήματος φαίνεται να είναι η μικρή αύξηση του κάτω οπλισμού στις στηρίξεις. Με τον τρόπο αυτό αυξάνεται το  $\rho_{\max}$  ενώ συγχρόνως βελτιώνεται η πλαστιμότητα. Στο Σχήμα 5.3 φαίνεται η διάταξη με την προτεινόμενη αύξηση των οπλισμών στην κάτω ίνα των δοκών ώστε να ικανοποιούνται όλες οι απαιτήσεις. Πράγματι:

$$\text{Ακραίες στηρίξεις: } A'_s = 3\emptyset 14 + 1\emptyset 16 = 6.63\text{cm}^2 \rightarrow \rho' = 4.42\% > \rho_{\text{prov}} / 2 = 3.35\%$$

$$\rho_{\max} = \rho' + 2.37\% = (4.42 + 2.37) = 6.79\% > \rho_{\text{prov}} = 6.70\%.$$

$$\text{Μεσαίες στηρίξεις: } A'_s = 2\emptyset 14 + 1\emptyset 16 = 5.09\text{cm}^2 \rightarrow \rho' = 3.39\% > \rho_{\text{prov}} / 2 = 2.87\%$$

$$\rho_{\max} = \rho' + 2.37\% = (3.39 + 2.37) = 5.76\% > \rho_{\text{prov}} = 5.74\%.$$



Σχήμα 5.3: Τροποποιημένη διάταξη διαμήκων οπλισμών δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 (Κτίριο ΠΥ1)

**5.1.1.6 Μέγιστες επιτρεπόμενες διάμετροι οπλισμού δοκών εντός κόμβων (EC8 – 5.6.2.2(2)) (βλέπε §4.2.1.1.6)**

α. Εσωτερικοί κόμβοι (στύλοι Σ2, Σ3)

$$d_{bl} \leq h_c \frac{7.5 \times f_{cm}}{g_{Rd} \times f_{yd}} \times \frac{1 + 0.8v_d}{1 + 0.75 \times K_D \times r' / r_{max}} = 500 \frac{7.5 \times 2.2}{1.2 \times 500 / 1.15} \times \frac{1 + 0.8 \times 0.233}{1 + 0.75 \times 1.0 \times 3.39 / 5.76} =$$

$$= 13.01mm$$

$$\text{όπου } v_d = \left| N_{Ed} \right|_{min}^{kef} / (f_{cd} \cdot A_c) = 620.69 / [f_{cd} \cdot (0.40 \cdot 0.50)] = 0.233$$

και  $\gamma_{Rd} = 1.2$ ,  $K_D = 1.0$  για δοκούς ΚΠΥ

ΣΥΝΕΠΩΣ ΔΕΝ ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ Η ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΡΑΒΔΩΝ Ø16 ΣΤΟΥΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ (Υπέρβαση 23%).

β. Εξωτερικοί κόμβοι (στύλοι Σ1, Σ4)

$$d_{bl} \leq 450 \frac{7.5 \times 2.2}{1.2 \times 500 / 1.15} \times (1 + 0.8 \times 0.123) = 15.63mm \approx 16.0$$

$$\text{όπου } v_d = \left| N_{Ed} \right|_{min} / (f_{cd} \cdot A_c) = 331.94 / (f_{cd} \cdot 0.45 \cdot 0.45) = 0.123$$

Η τοποθέτηση ράβδων Ø16 στους εξωτερικούς κόμβους είναι οριακά επιτρεπτή (υπέρβαση 2.4%).

γ. Συνεπώς στους εσωτερικούς κόμβους επιβάλλεται η τοποθέτηση ράβδων  $\varnothing \leq 14mm$ . Ο περιορισμός αυτός σε συνδυασμό με την ανάγκη κάλυψης και των διατάξεων που αφορούν τα  $\rho$ ,  $\rho'$  και  $\rho_{max}$  οδηγεί στην τελική διάταξη όπλισης της δοκού (Σχήμα 5.4).

δ. Έλεγχος των απαιτήσεων όσον αφορά τα  $\rho$ ,  $\rho'$ ,  $\rho_{max}$  και  $\varnothing_{L, max}$

Ακραίες στηρίξεις:  $A_s = 2\varnothing16 + 3\varnothing14 + 4\varnothing8 = 10.65cm^2 \rightarrow \rho = 7.10\%$

$$A'_s = 5\varnothing14 = 7.70cm^2 \rightarrow \rho' = 5.13 > \rho / 2 = 3.55\%$$

$$\rho_{max} = \rho' + 2.37\% = (5.13 + 2.37)\% = 7.50\% > \rho = 7.10\%$$

Μεσαίες στηρίξεις:  $A_s = 5\varnothing14 + 3\varnothing8 = 9.21cm^2 \rightarrow \rho = 6.14\%$

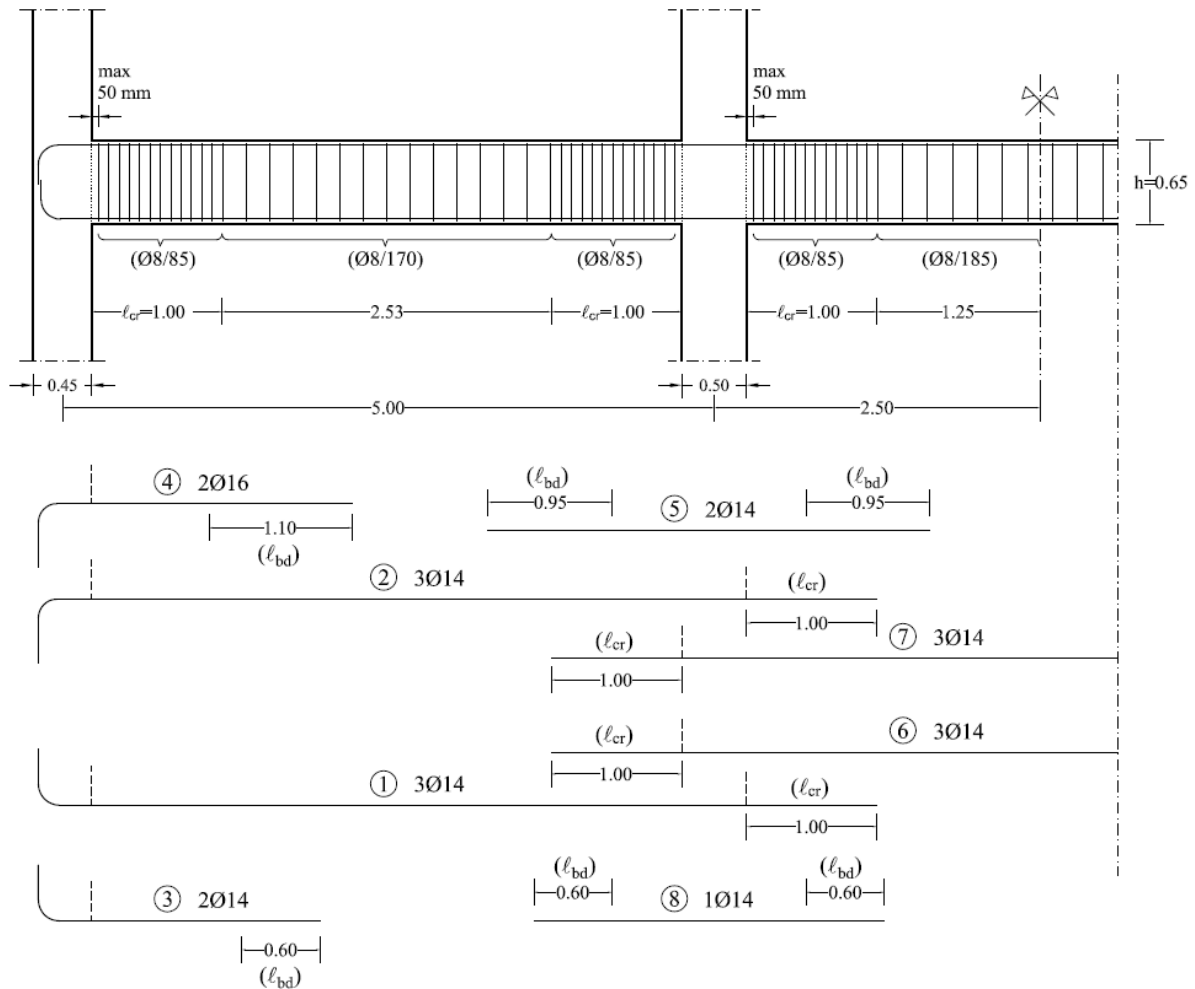
$$A'_s = 4\varnothing14 = 6.16cm^2 \rightarrow \rho' = 4.10\% > \rho / 2 = 3.07\%$$

$$\rho_{max} = \rho' + 2.37\% = (4.10 + 2.37)\% = 6.47\% > \rho = 6.14\%$$

Μέγιστη διάμετρος στους εσωτερικούς κόμβους:

$$d_{bl} \leq 500 \frac{7.5 \cdot 2.2}{1.2 \cdot 500 / 1.15} \cdot \frac{1 + 0.8 \cdot 0.233}{1 + 0.75 \cdot 1.0 \cdot 4.10 / 6.47} = 12.72mm \approx \varnothing14$$

ΣΥΝΕΠΩΣ ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΟΡΙΑΚΑ Η ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΡΑΒΔΩΝ Ø14 (Υπέρβαση κατά 10%: βλέπε §4.2.1.1.6(γ)).



Σχήμα 5.4 Τελική διάταξη οπλισμών δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 (Κτίριο ΠΥ1)

### 5.1.1.7 Αγκύρωση διαμήκων ράβδων

α. Οι προβληματισμοί, οι παρατηρήσεις και οι παραδοχές της §4.2.1.1.7 (α, β) ισχύουν και για τη δοκό ΚΠΥ.

β. Μήκος ευθύγραμμης αγκύρωσης  
Ανω παρειά (δυσμενής περιοχή αγκύρωσης)

$$l_{bd}'' = 69\varnothing: \quad \varnothing 14 \rightarrow 965mm, \quad \varnothing 16 \rightarrow 1105mm$$

Κάτω παρειά (ευνοϊκή περιοχή αγκύρωσης)

$$l_{bd}' = 48\varnothing: \quad \varnothing 14 \rightarrow 670mm$$

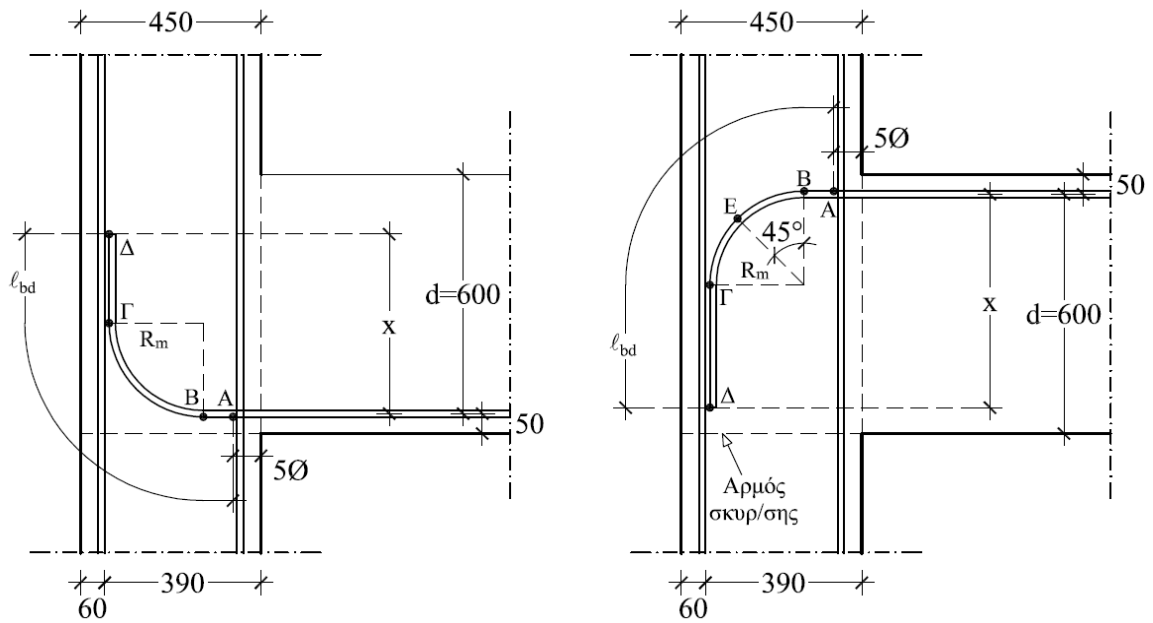
γ. Αγκύρωση με καμπύλωση ράβδων στον ακραίο κόμβο (Σχήμα 5.5)

Το μήκος αγκύρωσης σε δοκούς ΚΠΥ αρχίζει σε βάθος 5 $\varnothing$  από την παρειά του κόμβου (EC8 – 5.6.1(3))

Ελάχιστη επιτρεπόμενη διάμετρος τυμπάνου

Ράβδος  $\varnothing 14$ :  $\varnothing_{m, \min} = 0.47m \rightarrow R_{m, \min} = 235mm$

Ράβδος  $\varnothing 16$ :  $\varnothing_{m, \min} = 0.57m \rightarrow R_{m, \min} = 285mm$



Σχήμα 5.5: Αγκύρωση οπλισμών της δοκού Δ1 στο υποστύλωμα Σ1 (Κτίριο ΠΥ1)

Από Α → Δ: ευμενής περιοχή  
 $(AB) = 390 - 5\emptyset - R_m = 85\text{mm}$   
 $(B\Gamma) = \pi R_m / 2 \approx 370\text{mm}$   
 $\ell'_{bd} = 670\text{mm}$   
 $(\Gamma\Delta) = 215\text{mm}$   
 $X_{\emptyset 14} = (\Gamma\Delta) + R_m = 450\text{mm} < d$

$(AB) = 390 - 5\emptyset - R_m = 85(25)\text{mm}$   
 $(B\Gamma) = \pi R_m / 2 \approx 370(450)\text{mm}$   
 $(ABE) = 270 (250)\text{mm}$ : δυσμενές  
 $(EGD) = \ell'_{bd} - (ABE) \cdot 0.70 = 485(595)\text{mm}$   
 $(\Gamma\Delta) = 300 (370)\text{mm}$   
 $X_{\emptyset 14} = 300 + R_m = 535\text{mm} < d$   
 $X_{\emptyset 16} = 370 + R_m = 655\text{mm} > d$

Τα μήκη εντός και εκτός παρενθέσεων αναφέρονται σε ράβδους  $\emptyset 14$  και  $\emptyset 16$  αντίστοιχα.

Το ύψος του κόμβου επαρκεί για την αγκύρωση ράβδων  $\emptyset 14$  όχι όμως ράβδων  $\emptyset 16$  του άνω πέλματος. Κατά συνέπεια απαιτείται μείωση του  $\ell_{bd}$  μέσω εγκάρσιας συγκολλητής ράβδου  $\emptyset_i \geq 0.6\emptyset_L \rightarrow \emptyset 10$  στις ράβδους  $\emptyset 16$ :  $\ell_{bd,eq} = \alpha_4 \cdot \ell_{bd} = 0.7\ell_{bd}$  (EC2 – 8.4.1 – Σχ. 8.1).



## 5.1.2 Διαστασιολόγηση δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου σε διάτμηση

### 5.1.2.1 Ικανοτικές τέμνουσες – Εισαγωγή

α. Οι ικανοτικές τέμνουσες υπολογίζονται από τις ροπές υπεραντοχής ( $M_{i,d}$ ) στα άκρα της δοκού για εναλλασσόμενη φορά σεισμικής κίνησης και συνάθροιση των τεμνουσών από ( $G + \psi_2 Q$ ) με θεώρηση αμφιαρθρωτής δοκού ( $V_o$ ). Οι ροπές υπεραντοχής στα άκρα του κάθε ανοίγματος υπολογίζονται από τη σχέση 5.8 του EC8 – 5.4.2.2

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb}) \text{ όπου } \gamma_{Rd} = 1.20 \text{ για δοκούς ΚΠΥ}$$

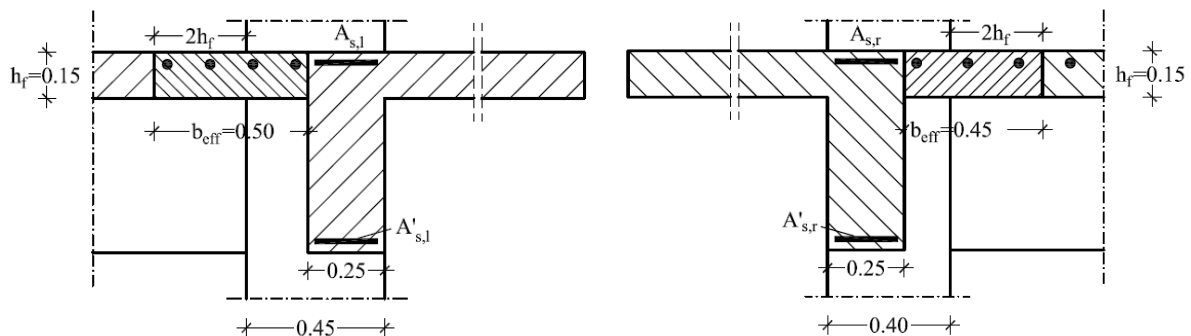
β. Σε σύστημα αμιγώς πλαισιατό πρέπει να εξασφαλίζεται σε κάθε κόμβο και στις δύο ορθογώνιες διευθύνσεις ότι  $\Sigma M_{Rc} > 1.3 \Sigma M_{Rb}$ , με εξαίρεση τους κόμβους του ανώτατου ορόφου. Κατά συνέπεια,  $\Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb} \geq 1.3$  οπότε, από τη σχέση 5.8 του EC8, οι ροπές υπεραντοχής ταυτίζονται με τις ροπές διαρροής  $M_{Rb,i}$  στα άκρα κάθε ανοίγματος.

### 5.1.2.2 Ικανοτικές τέμνουσες Δοκού Δ1

α. Ροπές υπεραντοχής άκρων

Για τον υπολογισμό των ροπών διαρροής από εφελκυσμό των οπλισμών άνω ίνας πρέπει να συνεκτιμηθεί η συμβολή και των οπλισμών στα συνεργαζόμενα πλάτη των πλακών σύμφωνα με το Σχήμα 5.6.

Επαρκώς αγκυρωμένοι είναι μόνον οι οπλισμοί άνω ίνας της πλάκας. Έστω ότι διατίθενται ράβδοι  $\varnothing 8/150$ .



Σχήμα 5.6: Διατομές αριστερού (στήλος Σ1) και δεξιού άκρου (στήλος Σ2) της δοκού Δ1 (Κτίριο ΠΥ1)

$$A_{s,l} = 2\varnothing 16 + 3\varnothing 14 + 4\varnothing 8 = 10.65$$

$$A_{s,r} = 5\varnothing 14 + 3\varnothing 8 = 9.21$$

$$A'_{s,l} = 5\varnothing 14 = 7.70$$

$$A'_{s,r} = 4\varnothing 14 = 6.16$$

$$M_{R,l}^- = 239.4 \rightarrow M_{i,d} = M_{Rd} \cdot M_{R,l}^- = 287.28 \text{ kNm}$$

$$M_{R,r}^- = 209.8 \rightarrow M_{i,d} = 251.76 \text{ kNm}$$

$$M_{R,l}^+ = 190.5 \rightarrow M_{i,d} = 228.60 \text{ kNm}$$

$$M_{R,r}^+ = 151.0 \rightarrow M_{i,d} = 181.20 \text{ kNm}$$

β. Τέμνουσες για ροπές διαρροής άκρων δοκού (βλέπε Σχήμα 5.7)

Καθαρό άνοιγμα:  $\ell_{cl} = 5.00 - (0.45 + 0.50) / 2 = 4.525 \text{ m}$

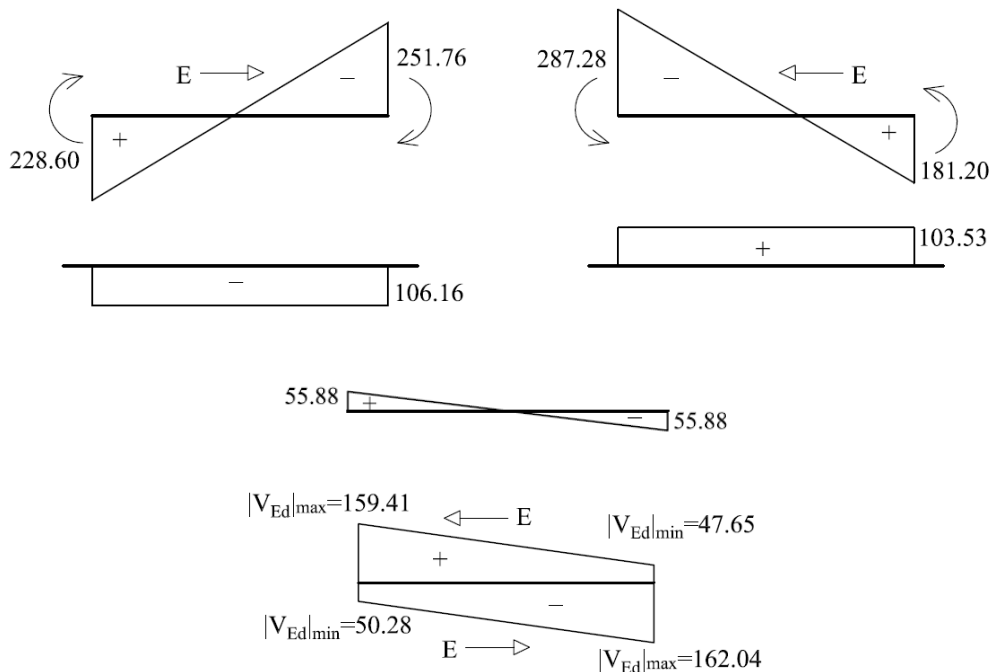
$$V_{R,d} = \Sigma |M_{i,d}| / \ell_{cl}$$

γ. Τέμνουσα αμφιαρθρωτής δοκού για φόρτιση ( $G + 0.3Q$ )

$$V_{o,\ell(t)} = \pm p \ell_{cl} / 2 = \pm 55.88 \text{ kN}$$

δ. Ικανοτικές τέμνουσες δοκού ( $V_{Ed}$ )

Προκύπτουν προφανώς μεγαλύτερες από τις  $V_{sd}$  του σεισμικού συνδυασμού και πολύ μεγαλύτερες από τις  $V_{sd}$  του συνδυασμού 1.35G + 1.50Q (Σχήμα 5.7).



**Σχήμα 5.6:** Επί μέρους διαγράμματα τεμνουσών και περιβάλλουσες ικανοτικών τεμνουσών δοκού Δ1 (Κτίριο ΠΥ1)

### 5.1.2.3 Ικανοτικές τέμνουσες Δοκού Δ2

α. Ροπές υπεραντοχής άκρων

$$M_{R,l}^- = M_{R,r}^- = 209.8 \rightarrow M_{i,d}^- = 1.2 \cdot 209.8 = 251.76 \text{ kNm}$$

$$M_{R,l}^+ = M_{R,r}^+ = 151.0 \rightarrow M_{i,d}^+ = 1.2 \cdot 151.0 = 181.20 \text{ kNm}$$

β. Τέμνουσες για ροπές διαρροής άκρων δοκού (βλέπε Σχήμα 5.8)

Καθαρό άνοιγμα:  $\ell_{cl} = 5.00 - (2 \times 0.50) / 2 = 4.50 \text{ m}$

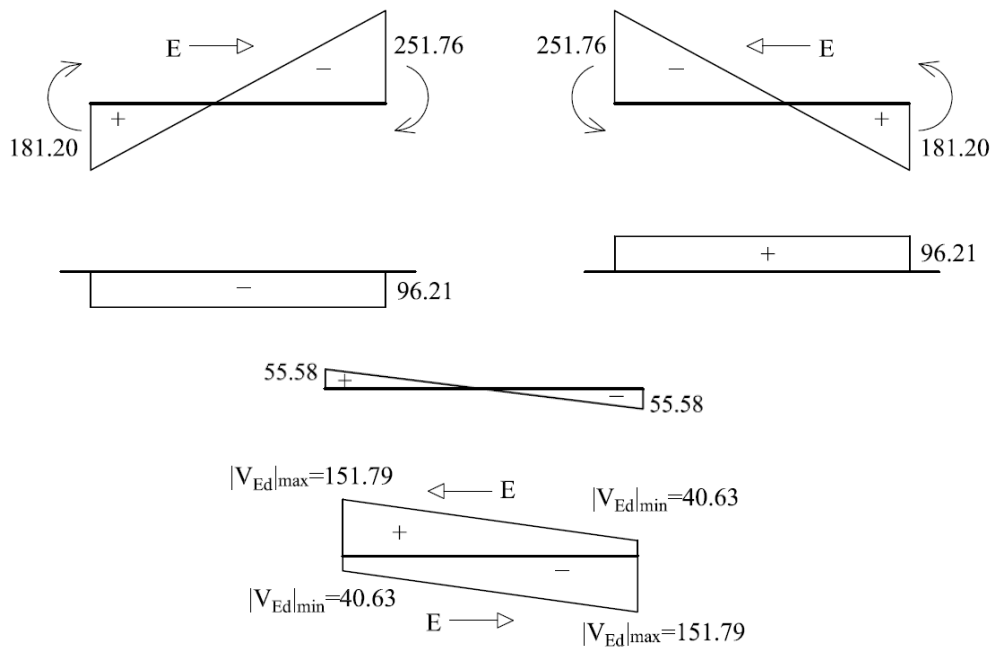
$$V_{R,d} = \Sigma |M_{i,d}| / \ell_{cl}$$

γ. Τέμνουσα αμφιαρθρωτής δοκού για φόρτιση (G + 0.3Q)

$$V_{o,\ell(t)} = \pm r \ell_{cl} / 2 = \pm 55.58 \text{ KN}$$

δ. Ικανοτικές τέμνουσες δοκού ( $V_{Ed}$ )

Προκύπτουν με επαλληλία των επί μέρους τιμών (βλέπε Σχήμα 5.8).



Σχήμα 5.8: Επί μέρους διαγράμματα τεμνουσών και περιβάλλουσες ικανοτικών τεμνουσών δοκού Δ2 (Κτίριο ΠΥ1)

#### 5.1.2.4 Διαδικασία όπλισης δοκών ΚΠΥ έναντι διάτμησης

α. Ο EC8 – 5.5.3.1.2(3) προβλέπει διαφοροποίηση της όπλισης δοκών ΚΠΥ σε διάτμηση στις κρίσιμες περιοχές με κριτήριο το βαθμό αναστροφής του προσήμου των ικανοτικών τεμνουσών, ο οποίος εκφράζεται με το λόγο  $\zeta = V_{Ed,min} / V_{Ed,max}$  όπου οι ικανοτικές τέμνουσες εισάγονται με τα πρόσημά τους και η απόλυτα ελάχιστη στον αριθμητή:

- Εάν  $\zeta \geq -0.5$  η αναστροφή του προσήμου (εφόσον υπάρχει) θεωρείται περιορισμένη και η διαστασιολόγηση γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EC2 – 6.2.3 (ανάληψη της  $|V_{Ed}|_{max}$  με συνδετήρες).
- Εάν  $\zeta < -0.5$  η αναστροφή του προσήμου θεωρείται σημαντική οπότε διακρίνονται δύο περιπτώσεις:
- Εάν  $|V_{Ed}|_{max} \leq (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ , όπου  $f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ , διατάσσονται, όπως προηγουμένως, συνδετήρες για την κάλυψη της  $|V_{Ed}|_{max}$ .
- Εάν  $|V_{Ed}|_{max} > (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ , διατάσσονται συνδετήρες για την ανάληψη της  $|V_{Ed}|_{max} / 2$  ενώ η υπόλοιπη μισή αναλαμβάνεται με δισδιαγώνιες ράβδους οι οποίες τοποθετούνται σε κατακόρυφο επίπεδο στο σώμα της δοκού. Οι ράβδοι αυτές διατάσσονται είτε χιαστί υπό γωνία 45° στην κρίσιμη περιοχή είτε κατά τις διαγωνίους της όψης της δοκού ( συνήθως σε δοκούς με μικρό λόγο  $l_{cl} / h$ ). Η διατομή των δισδιαγώνιων ράβδων υπολογίζεται από την έκφραση

$$0.5 |V_{Ed}|_{max} \leq 2A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \text{ όπου}$$

- $A_s$  : Η διατομή των ράβδων της μιας διεύθυνσης
- $\alpha$  : Η γωνία κλίσης των ράβδων ως προς τον άξονα της δοκού

β. Εφαρμογή της διαδικασίας στη δοκό Δ1 – Δ2 – Δ3

Από απλή παρατήρηση των διαγραμμάτων των ικανοτικών τεμνουσών (Σχήματα 5.7, 5.8) προκύπτει  $\zeta > -0.5$  σε όλες τις κρίσιμες περιοχές. Κατά συνέπεια οι  $|V_{Ed}|_{\max}$  θα αναληφθούν με συνδετήρες σε όλες τις θέσεις.

### 5.1.2.5 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων

α. Σημειώνεται ότι ο EC8 – 5.5.3.1.2(2) επιβάλλει, στις κρίσιμες περιοχές δοκών ΚΠΥ<sub>2</sub> γωνία κλίσης  $\theta = 45^\circ$  των διαγωνίων του προσομοιώματος δικτύωματος (ευμενής παραδοχή για τη θλιβόμενη διαγώνιο σκυροδέματος). Ο έλεγχος γίνεται για τη δυσμενέστερη απόλυτη τιμή ικανοτικής τέμνουσας παρειάς.

β. Απαιτείται  $V_{Rd,max} > V_{Ed,max} = 162.04\text{kN}$   
 $V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) = 0.25 \cdot (0.90 \cdot 0.60) \cdot 0.552 \cdot f_{cd} / 2 = 496.80\text{kN} \gg 162.04\text{kN}$   
 (ΕΠΑΡΚΕΙΑ).

### 5.1.2.6 Ελάχιστα συνδετήρων κατά τους κανονισμούς

α. Εκτός κρίσιμων μηκών

- Ελάχιστη διάμετρος κατά EC2: Ø6
- Ελάχιστη διάμετρος νευροχαλύβων στην Ελλάδα: Ø8
- Ελάχιστο ποσοστό συνδετήρων κατά EC2 – 9.2.2(5)

$$r_{w,min} = A_{sw} / (s \cdot b_w) = 0.08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0.72\text{‰}$$

για δίτηντους συνδετήρες Ø8 προκύπτει:  $s_{\max} \approx 555\text{mm}$

- Μέγιστη απόσταση συνδετήρων κατά EC2 – 9.2.2(6)  
 $s_{\max} = 0.75d = 450\text{mm} < 555\text{mm}$
- Ελάχιστοι συνδετήρες εκτός κρίσιμων μηκών: Ø8/450mm

β. Εντός κρίσιμων μηκών

- Κρίσιμα μήκη δοκών ΚΠΥ (EC8 – 5.5.3.1.3(1))

$$l_{cr} = 1.50h = 0.975 \rightarrow l_{cr} \approx 1.00\text{m}$$

- Μέγιστη απόσταση συνδετήρων (EC8 – 5.5.3.1.3(6))  
 $s_{\max} = \min(h_w / 4, 24\phi_w, 6\phi_{L,min}, 175\text{m}) = \min(162, 192, 84, 175\text{mm}) \approx 85\text{mm}$
- Ελάχιστοι συνδετήρων κρίσιμων μηκών: Ø8/85mm.

γ. Αναλαμβανόμενη τέμνουσα από τους ελάχιστους συνδετήρες

Όπως προαναφέρθηκε στις κρίσιμες περιοχές δοκών ΚΠΥ ισχύει  $\theta = 45^\circ$  (δυσμενής παραδοχή για τον υπολογισμό των συνδετήρων). Προς την πλευρά της ασφάλειας, στην παρούσα εφαρμογή, θεωρείται σε όλο το μήκος της δοκού  $\theta = 45^\circ$ .

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cot\theta = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd}$$

- Εντός κρίσιμης περιοχής (Ø8/85):  $V_{Rd,s}^{\min} = 277.65\text{kN}$
- Εκτός κρίσιμης περιοχής (Ø8/450):  $V_{Rd,s}^{\min} = 52.4\text{kN}$

### 5.1.2.7 Υπολογισμός συνδετήρων

#### α. Ακραία δοκός Δ1 (Δ3)

- Καθώς τα διαγράμματα ικανοτικών τεμνουσών (Σχήματα 5.7, 5.8) δεν διαφέρουν σημαντικά μεταξύ των άκρων της δοκού, προκρίνεται για λόγους απλότητας συμμετρική διάταξη συνδετήρων με θεώρηση των δυσμενέστερων τιμών  $V_{Ed}$ .
- Κρίσιμες περιοχές ( $l_{cr} = 1.00m$ ): Ο υπολογισμός γίνεται, προς την πλευρά της ασφάλειας, με τις τέμνουσες παρειάς και όχι σε απόσταση  $d$  όπως επιτρέπει ο EC2 για τον συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων.

$$V_{Rd,s} = 277.65 > V_{Ed,max} = 162.04kN$$

Συνεπώς αρκούν οι ελάχιστοι συνδετήρες  $\varnothing 8/85 \rightarrow 12$  τεμάχια στο  $l_{cr}$

- Εκτός κρίσιμων περιοχών ( $x > l_{cr} = 1.00m$ )

$$V_{Ed,max} = 162.04 - p \cdot l_{cr} = 162.04 - 24.7 \cdot 1.00 = 137.34kN$$

Προφανώς δεν αρκούν οι ελάχιστοι συνδετήρες κατά EC2 καθώς

$$137.34 \gg V_{Rd,s} = 52.4kN$$

Απόσταση απαιτούμενων συνδετήρων

$$s = 450 (52.4 / 137.34) = 172mm: \varnothing 8/170 \rightarrow 15 \text{ τεμάχια}$$

- Συνολικά τοποθετούμενοι συνδετήρες σε όλο το μήκος της δοκού: 39 τεμάχια

#### β. Μεσαία δοκός Δ2

- Κρίσιμες περιοχές:

Προφανώς αρκούν οι ελάχιστοι:  $\varnothing 8/85 : 12$  τεμάχια στο  $l_{cr}$

- Εκτός κρίσιμων περιοχών

$$V_{Ed,max} = 151.79 - p \cdot l_{cr} = 127.09 > V_{Rd,s}^{min} = 52.4kN$$

Απόσταση απαιτούμενων συνδετήρων

$$s = 450 (52.4 / 127.09) = 186m : \varnothing 8/185 \rightarrow 14 \text{ τεμάχια}$$

- Συνολικά τοποθετούμενοι συνδετήρες σε όλο το μήκος της δοκού: 38 τεμάχια

γ. Η διάταξη των συνδετήρων φαίνεται στο Σχήμα 5.4.

## 5.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

### 5.2.1 Εισαγωγή

#### 5.2.1.1 Δεδομένα – Υποστύλωμα Σ2 (ισόγειο)

α. Συνολικά φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης: Όπως αναφέρθηκε και στην §5.1.1, επειδή προέκυψε στο ισόγειο  $\theta = 0.167 > 0.10$ , τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού όλων των δομικών στοιχείων υπό την οριζόντια σεισμική φόρτιση πολλαπλασιάζονται επί τον συντελεστή:

$$\lambda_{\delta} = 1/(1 - \theta) = 1/(1 - 0.167) = 1.201.$$

β. Επαλληλίες εντατικών μεγεθών σχεδιασμού: Τα εντατικά μεγέθη των στύλων ( $N$ ,  $M_y - V_x$ ,  $M_x - V_y$ ) προέρχονται από το συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων  $1.35G + 1.50Q$  και από τις 32, στη γενική περίπτωση, επαλληλίες του σεισμικού συνδυασμού  $G + \psi_2 Q \pm \lambda_{\delta} E \pm \lambda_{\delta} \cdot 0.3 \cdot E_{εγκ}$ . Στα κτίρια της παρούσας εργασίας, λόγω διπλής συμμετρίας, οι 32 συνδυασμοί περιορίζονται σε 8.

γ. Στους Πίνακες 5.1 και 5.2 των φορτίων διατομής του στύλου Σ2 στο ισόγειο και τον 1<sup>ο</sup> όροφο αντίστοιχα περιλαμβάνονται, χωριστά για την κεφαλή και τον πόδα, οι έξι επαλληλίες με στόχο τις ακρότατες τιμές  $N_{min}$ ,  $N_{max}$ ,  $M_{y,min}$ ,  $M_{y,max}$ ,  $M_{x,min}$ ,  $M_{x,max}$  και τα υπόλοιπα σύγχρονα εντατικά

μεγέθη. Μία από τις έξι περιπτώσεις θα καθορίσει το μέγιστο απαιτούμενο ποσοστό διαμήκους οπλισμού του υποστυλώματος.

### 5.2.1.2 Αρχικοί έλεγχοι επάρκειας διατομής

α. Ελάχιστη διάσταση διατομής

Κατά τον EC8 – 5.5.1.2.2(1), απαιτείται ελάχιστη διάσταση διατομής πρωτεύοντων στύλων ΚΠΥ:  $b_c \geq 250\text{mm}$ . Οι διατομές των στύλων του κτιρίου ΠΥ1 ικανοποιούν τον παραπάνω περιορισμό σε όλους τους ορόφους.

β. Έλεγχος ανηγμένης αξονικής θλίψης

Κατά τον EC8 – 5.5.3.2.1, σε πρωτεύοντα υποστυλώματα ΚΠΥ η ανηγμένη τιμή θλιπτικής καταπόνησης υπό το σεισμικό συνδυασμό δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0.55. Η διατομή του στύλου Σ2 είναι κοινή στο ισόγειο και τον 1<sup>ο</sup> όροφο. Κατά συνέπεια ο έλεγχος γίνεται στον πόδα του ισογείου:

$$\min N_{Ed} = -927.71 \text{ kN (βλέπε Πίνακα 5.1) και} \\ v_{Ed} = \min N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 0.35 < 0.55$$

Σημειώνεται ότι, για τον οικονομοτεχνικά ορθολογικό σχεδιασμό υποστυλωμάτων, συνιστάται υπό τον σεισμικό συνδυασμό  $v_{Ed, \max} < 0.40$ .

γ. Προσεγγιστικός έλεγχος λυγηρότητας

Κατά τον EC8 – 5.5.1.2.2(2), σε ορόφους όπου σε κάποια κύρια διεύθυνση προέκυψε  $\theta > 0.10$ , απαιτείται η αντίστοιχη διάσταση της διατομής πρωτεύοντος υποστυλώματος να υπερβαίνει το 1/10 του μέγιστου ύψους ( $h_{\max}$ ) από το σημείο μηδενισμού των ροπών (σημείο καμψής) μέχρι τα άκρα του στοιχείου. Στο κτίριο ΠΥ1 προέκυψε στο ισόγειο  $\theta_x = \theta_y = 0.167$ . Κατά συνέπεια για το στύλο Σ2 ο έλεγχος πρέπει να γίνει και στις δύο διευθύνσεις (βλέπε Πίνακα 5.1):

Διεύθυνση x – x: Η απαίτηση του Κανονισμού πληρούται καθώς η αντίστοιχη διάσταση της διατομής υπερβαίνει το 1/10 του *συνολικού* ύψους του ισογείου:  
 $h_c = 0.50 > 4.50 / 10 = 0.45\text{m}$ .

Διεύθυνση y – y:

$$E_{y, \Rightarrow}: h_{\max} = h_{\text{isog}} \frac{|M_2^x|}{|M_2^x| + |M_1^x|} = 4.50 \frac{113.51}{113.51 + 103.21} = 2.36\text{m}$$

$$E_{y, \Leftarrow}: h_{\max} = h_{\text{isog}} \frac{105.19}{105.19 + 86.25} = 4.50 \times 0.549 = 2.47\text{m}$$

Έλεγχος:  $b_c = 0.40 > h_{\max} / 10 = 2.47 / 10 = 0.247\text{m}$

### 5.2.1.3 Πορεία διαστασιολόγησης

Σε πλαισιωτό φέροντα οργανισμό τα διαδοχικά βήματα διαστασιολόγησης υποστυλώματος ΚΠΥ είναι τα εξής:

α. Διαστασιολόγηση έναντι  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ : Διάταξη διαμήκων ράβδων.

β. Ικανοτικός έλεγχος κόμβων: Πιθανή ενίσχυση διαμήκων οπλισμών ή και αλλαγή διατομής υποστυλώματος.

γ. Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος ως μεμονωμένου στοιχείου.

δ. Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών.

ε. Έλεγχος έναντι περίσφιξης στις κρίσιμες περιοχές όλων των ορόφων.

στ. Διαστασιολόγηση κόμβων

Πίνακας 5.1: Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος Σ2 στο ισόγειο του Κτιρίου ΠΥ1 ( $\lambda=1.201$ )

ΚΕΦΑΛΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q	G+0.3Q	Δ/νση Σεισμού	$\lambda_{\delta}E$	$0.3\lambda_{\delta}E_{\text{εγκ}}$	minN	maxN	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-1255,62	-762,95	x-x	-19,95	-40,88	<b>-823,78</b>	<b>-702,11</b>	-702,11	-823,78	-702,11	-823,78
My	-0,17	-0,10		-164,03	-4,13	-168,26	168,07	<b>168,07</b>	<b>-168,26</b>	168,07	-168,26
Mx	-14,08	-8,48		-2,59	-28,19	-39,26	22,30	22,30	-39,26	<b>22,30</b>	<b>-39,26</b>
Vx	0,05	0,03		77,01	1,94	78,98	-78,91	-78,91	78,98	-78,91	78,98
Vy	4,65	2,81		1,27	13,49	17,56	-11,95	-11,95	17,56	-11,95	17,56
N	-1255,62	-762,95	y-y	-136,27	-5,99	<b>-905,21</b>	<b>-620,69</b>	-620,69	-905,21	-620,69	-905,21
My	-0,17	-0,10		-13,77	-49,21	-63,08	62,88	<b>62,88</b>	<b>-63,08</b>	62,88	-63,08
Mx	-14,08	-8,48		-93,95	-0,78	-103,21	86,25	86,25	-103,21	<b>86,25</b>	<b>-103,21</b>
Vx	0,05	0,03		6,45	23,10	29,59	-29,52	-29,52	29,59	-29,52	29,59
Vy	4,65	2,81		44,97	0,38	48,16	-42,55	-42,55	48,16	-42,55	48,16
ΠΟΔΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q	G+0.3Q	Δ/νση Σεισμού	$\lambda_{\delta}E$	$0.3\lambda_{\delta}E_{\text{εγκ}}$	minN	maxN	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-1285,99	-785,45	x-x	-19,95	-40,88	<b>-846,28</b>	<b>-724,61</b>	-846,28	-724,61	-846,28	-724,61
My	0,07	0,04		182,50	4,58	187,13	-187,04	<b>187,13</b>	<b>-187,04</b>	187,13	-187,04
Mx	6,91	4,16		3,11	32,53	39,80	-31,47	39,80	-31,47	<b>39,80</b>	<b>-31,47</b>
Vx	0,05	0,03		77,01	1,94	78,98	-78,91	78,98	-78,91	78,98	-78,91
Vy	4,65	2,81		1,27	13,49	17,56	-11,95	17,56	-11,95	17,56	-11,95
N	-1285,99	-785,45	y-y	-136,27	-5,99	<b>-927,71</b>	<b>-643,19</b>	-927,71	-643,19	-927,71	-643,19
My	0,07	0,04		15,27	54,75	70,06	-69,98	<b>70,06</b>	<b>-69,98</b>	70,06	-69,98
Mx	6,91	4,16		108,42	0,93	113,51	-105,19	113,51	-105,19	<b>113,51</b>	<b>-105,19</b>
Vx	0,05	0,03		6,45	23,10	29,59	-29,52	29,59	-29,52	29,59	-29,52
Vy	4,65	2,81		44,97	0,38	48,16	-42,55	48,16	-42,55	48,16	-42,55

Πίνακας 5.2: Εντατικά μεγέθη υποστηλώματος Σ2 στον 1<sup>ο</sup> όροφο του Κτιρίου ΠΥ1 ( $\lambda=1.201$ )

ΚΕΦΑΛΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q	G+0.3Q	Δ/νση Σεισμού	$\lambda_{\delta}E$	$0.3\lambda_{\delta}E_{εγκ}$	minN	maxN	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-932,54	-565,56	x-x	-6,95	-22,89	<b>-595,40</b>	<b>-535,72</b>	-535,72	-595,40	-535,72	-595,40
My	2,72	1,64		-116,04	-2,94	-117,35	120,62	<b>120,62</b>	<b>-117,35</b>	120,62	-117,35
Mx	-30,02	-18,09		-1,33	-18,42	-37,84	1,67	1,67	-37,84	<b>1,67</b>	<b>-37,84</b>
Vx	-1,28	-0,77		74,95	1,90	76,09	-77,62	-77,62	76,09	-77,62	76,09
Vy	20,12	12,12		0,85	11,66	24,63	-0,39	-0,39	24,63	-0,39	24,63
N	-932,54	-565,56	y-y	-76,29	-2,09	<b>-643,93</b>	<b>-487,19</b>	-487,19	-643,93	-487,19	-643,93
My	2,72	1,64		-9,81	-34,81	-42,99	46,26	<b>46,26</b>	<b>-42,99</b>	46,26	-42,99
Mx	-30,02	-18,09		-61,41	-0,40	-79,89	43,72	43,72	-79,89	<b>43,72</b>	<b>-79,89</b>
Vx	-1,28	-0,77		6,33	22,49	28,05	-29,58	-29,58	28,05	-29,58	28,05
Vy	20,12	12,12		38,88	0,25	51,25	-27,01	-27,01	51,25	-27,01	51,25
ΠΟΔΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q	G+0.3Q	Δ/νση Σεισμού	$\lambda_{\delta}E$	$0.3\lambda_{\delta}E_{εγκ}$	minN	maxN	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-952,79	-580,56	x-x	-6,95	-22,89	<b>-610,40</b>	<b>-550,72</b>	-610,40	-550,72	-610,40	-550,72
My	-1,07	-0,64		108,83	2,76	110,95	-112,23	<b>110,95</b>	<b>-112,23</b>	110,95	-112,23
Mx	30,34	18,28		1,19	16,57	36,04	0,52	36,04	0,52	<b>36,04</b>	<b>0,52</b>
Vx	-1,28	-0,77		74,95	1,90	76,09	-77,62	76,09	-77,62	76,09	-77,62
Vy	20,12	12,12		0,85	11,66	24,63	-0,39	24,63	-0,39	24,63	-0,39
N	-952,79	-580,56	y-y	-76,29	-2,09	<b>-658,93</b>	<b>-502,19</b>	-658,93	-502,19	-658,93	-502,19
My	-1,07	-0,64		9,19	32,65	41,19	-42,48	<b>41,19</b>	<b>-42,48</b>	41,19	-42,48
Mx	30,34	18,28		55,23	0,36	73,87	-37,31	73,87	-37,31	<b>73,87</b>	<b>-37,31</b>
Vx	-1,28	-0,77		6,33	22,49	28,05	-29,58	28,05	-29,58	28,05	-29,58
Vy	20,12	12,12		38,88	0,25	51,25	-27,01	51,25	-27,01	51,25	-27,01



## 5.2.2 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος Σ2 στο ισόγειο έναντι N, M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>

### 5.2.2.1 Εισαγωγή

Οι επισημάνσεις και οι παραδοχές της §4.2.2.1 ισχύουν και για τη διαστασιολόγηση του στύλου Σ2 του Κτιρίου ΠΥ1.

### 5.2.2.2 Απαίτηση διαμήκους οπλισμού κεφαλής

- Συνδυασμός 1.35G + 1.50 Q

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,K} &= -1255.62kN \rightarrow v = -0.471 \\ M_{Ed,K}^y &= -0.17kNm \rightarrow m_y \approx 0.00 \\ M_{Ed,K}^x &= -14.08kNm \rightarrow m_x = 0.013 \end{aligned} \right\} W_{req} = 0.00$$

- Συνδυασμός minN(≡minM<sub>x</sub>)

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,K} &= -905.21kN \rightarrow v = -905.21 / (f_{cd} \cdot 0.50 \cdot 0.40) = -0.339 \\ M_{Ed,K}^y &= -63.08kNm \rightarrow m_y = 63.08 / (f_{cd} \cdot 0.50^2 \cdot 0.40) = 0.047 \\ M_{Ed,K}^x &= -103.21kNm \rightarrow m_x = 103.21 / (f_{cd} \cdot 0.50 \cdot 0.40^2) = 0.097 \end{aligned} \right\} W_{req} = 0.03$$

- Συνδυασμός maxN (≡maxM<sub>x</sub>)

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,K} &= -602.09kN \rightarrow v = -0.233 \\ M_{Ed,K}^y &= 62.88kNm \rightarrow m_y = 0.047 \\ M_{Ed,K}^x &= 86.25kNm \rightarrow m_x = 0.081 \end{aligned} \right\} W_{req} = 0.05$$

- Συνδυασμός maxM<sub>y</sub>

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,K} &= -702.11kN \rightarrow v = -0.263 \\ M_{Ed,K}^y &= 168.07kNm \rightarrow m_y = 0.126 \\ M_{Ed,K}^x &= 22.30kNm \rightarrow m_x = 0.021 \end{aligned} \right\} W_{req} = \underline{0.11}$$

- Συνδυασμός minM<sub>y</sub>

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,K} &= -823.78kN \rightarrow v = -0.309 \\ M_{Ed,K}^y &= -168.26kNm \rightarrow m_y = 0.126 \\ M_{Ed,K}^x &= -39.26kNm \rightarrow m_x = 0.037 \end{aligned} \right\} W_{req} = 0.10$$

### 5.2.2.3 Απαίτηση διαμήκους οπλισμού πόδα

Ομοίως κρισιμότεροι είναι οι συνδυασμοί για τις ακρότατες τιμές της M<sub>y</sub>

- Συνδυασμός maxM<sub>y</sub>

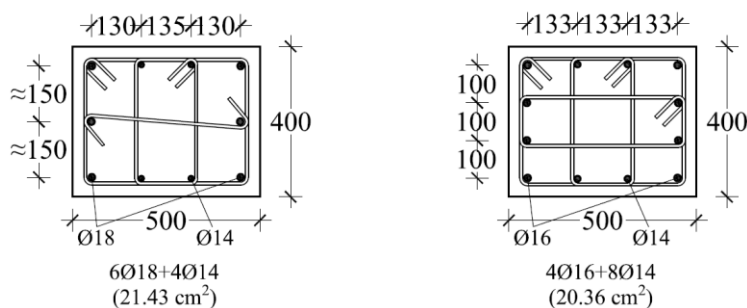
$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,\Pi} &= -846.28kN \rightarrow v = -0.317 \\ M_{Ed,\Pi}^y &= 187.13kNm \rightarrow \mu_y = 0.140 \\ M_{Ed,\Pi}^x &= 39.80kNm \rightarrow \mu_x = 0.037 \end{aligned} \right\} \omega_{req} = 0.17$$

- Συνδυασμός  $\min M_y$

$$\left. \begin{array}{l} N_{Ed,II} = -724.61kN \rightarrow \nu = -0.272 \\ M_{Ed,II}^y = -187.04kNm \rightarrow \mu_y = 0.140 \\ M_{Ed,II}^x = -31.47kNm \rightarrow \mu_x = 0.030 \end{array} \right\} \omega_{req} = \underline{0.19}$$

#### 5.2.2.4 Υπολογισμός – διάταξη διαμήκους οπλισμού

- Ελάχιστος οπλισμός:  $A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot h = 10\% \cdot 40 \cdot 50 = 20.00\text{cm}^2$  EC8 – 5.5.3.2.2
- Μέγιστος οπλισμός:  $A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b \cdot h = 40\% \cdot 40 \cdot 50 = 80.00\text{cm}^2$
- Ελάχιστη διάμετρος διαμήκων ράβδων:  $\phi_{L,min} = 8\text{mm}$  EC2 – 9.5.2(1)
- Δυσμενέστερος συνδυασμός: Πόδας  $\min M_y$  :  $\omega_{req} = 0.19$   
 $A_{s,req} = \omega_{req} \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} / f_{yd} = 0.19 \cdot 40 \cdot 50 \cdot (20 / 1.50) / (500 / 1.15) = 11.65\text{cm}^2 < A_{s,min} = 20.00\text{cm}^2$
- Σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EC8 – 5.5.3.2.2(12c), για στύλους ΚΠΥ διατάσσονται στην περίμετρο της διατομής ράβδοι ανά αξονικές αποστάσεις  $\leq 150\text{mm}$  οι οποίες πρέπει να συγκρατούνται από εγκάρσιους συνδετήρες ενώ για την εξασφάλιση της ακεραιότητας των κόμβων, απαιτείται τουλάχιστον μία ενδιάμεση ράβδος μεταξύ των γωνιακών κάθε πλευράς.
- Τέλος, σύμφωνα με τον EC8 – 5.5.3.2.2(14) το εμβαδό του διαμήκους οπλισμού στον πόδα θεμελίωσης στύλων ΚΠΥ δεν πρέπει να είναι μικρότερο από αυτό της κεφαλής του κατώτατου ορόφου.
- Με βάση τα παραπάνω δεδομένα είναι δυνατές οι εναλλακτικές διατάξεις ράβδων του Σχήματος 5.8 εκ των οποίων προκρίνεται η πρώτη.



**Σχήμα 5.9:** Εναλλακτικές διατάξεις όπλισης στύλου Σ2 στο ισόγειο (Κτίριο ΠΥ1)

Παρατήρηση: Σημειώνεται ότι η οικονομικότερη παραλλαγή της πρώτης διάταξης με  $10\phi 16$  ( $20.11\text{cm}^2 > A_{s,min} = 20.00$ ) δεν είναι αποδεκτή καθώς η διατομή δεν διαθέτει κοινό ποσοστό οπλισμού στις τέσσερις παρειές, προϋπόθεση με την οποία έχουν συνταχθεί τα νομογραφήματα διαστασιολόγησης (Τσερτικίδου, 2010). Στη διάταξη που προκρίθηκε υπάρχει επίσης ελαφρά υπεροχή στις μεγάλες μήκους παρειές ( $2\phi 18 + 2\phi 14 = 8.17 > 3\phi 18 = 7.63\text{cm}^2$ ) η οποία όμως θεωρείται ανεκτή.

## 5.2.3 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου οροφής ισογείου υποστυλώματος Σ2

### 5.2.3.1 Εισαγωγή

Οι σχετικές διατάξεις των Κανονισμών καθώς και οι διαδικασίες που αναφέρονται στην §4.2.2.3.1 ισχύουν και για τον ικανοτικό έλεγχο κόμβων στο Κτίριο ΠΥ1.

### 5.2.3.2 Δεδομένα – Παραδοχές

α. Για τη διενέργεια του ικανοτικού ελέγχου προϋποτίθεται ότι έχουν υπολογισθεί οι διαμήκεις οπλισμοί του στύλου σε όλους τους ορόφους. Για τον κόμβο στην οροφή ισογείου απαιτούνται και οι ροπές αντοχής πόδα του στύλου στον 1ο όροφο. Κατά συνέπεια απαιτείται ο υπολογισμός των διαμήκων οπλισμών του. Η διατομή παραμένει και στον 1<sup>ο</sup> όροφο  $b \times h = 40 \times 50\text{cm}$ , ενώ η καμπτική καταπόνηση είναι σημαντικά μειωμένη (βλέπε Πίνακα 5.2). Είναι προφανές ότι αρκεί ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός  $A_{s,\min} = 20.00\text{cm}^2$ . Για την οικονομία της παρουσίασης θεωρείται ότι διατηρείται και στον 1<sup>ο</sup> όροφο ο διαμήκης οπλισμός του ισογείου:  $6\text{Ø}18 + 4\text{Ø}14 = 21.43\text{cm}^2$ .

β. Η διαδικασία ικανοτικού ελέγχου των κόμβων καθύψος του στύλου Σ2 θα εκτελεσθεί εκ των άνω προς τα κάτω και εφόσον σε κάποιο κόμβο δεν ικανοποιείται η ανισότητα  $\Sigma M_{Rc} \geq 1.3\Sigma M_{Rb}$ , ενισχύεται ο υποκείμενος στύλος. Για την οικονομία της παρουσίασης θεωρείται ότι, κατά τη διαδικασία αυτή, στον ικανοτικό έλεγχο στον κόμβο οροφής του 1<sup>ου</sup> ορόφου ο στύλος Σ2 του 1<sup>ου</sup> ορόφου αποδείχθηκε επαρκής με τους παραπάνω οπλισμούς.

### 5.2.3.3 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου οροφής ισογείου στη διεύθυνση x – x

α. Κατά τις διατάξεις του EC8 – 4.4.2.3(4) και (5) ο έλεγχος πρέπει να γίνει και για τις δύο φορές της σεισμικής φόρτισης υπολογίζοντας τις  $M_{Rc}^y$  για τις αντίστοιχες ακραίες τιμές της αξονικής δύναμης για σεισμό στη διεύθυνση x – x και λαμβάνοντας υπόψη τις σύγχρονες τιμές της εγκάρσιας καμπτικής ροπής σχεδιασμού  $M_{Ec}^x$ , ώστε να προκύψουν οι χαμηλότερες τιμές των ροπών αντοχής  $M_{Rc}^y$ .

β. Στο Σχήμα 5.10 έχουν σημειωθεί οι ροπές αντοχής των δοκών (βλέπε §5.1.2) και τα σύγχρονα εντατικά μεγέθη των στύλων (βλέπε Πίνακες 5.1 και 5.2).

γ. Υπολογισμός των ροπών αντοχής στύλου στον πόδα του 1<sup>ου</sup> ορόφου

$$A_{s,prov} = 21.43\text{cm}^2 \rightarrow r_{prov} = 0.349$$

$$E_x \rightarrow: v = -0.229, \quad m_x = 0.034 \rightarrow m_{R,y} = 0.186 \rightarrow M_{Rc,P}^y = 248.0\text{kNm}$$

$$E_x \leftarrow: v = -0.207, \quad m_x = 0.001 \rightarrow m_{R,y} = 0.194 \rightarrow M_{Rc,P}^y = 259.3\text{kNm}$$

δ. Υπολογισμός των ροπών αντοχής στύλου στην κεφαλή του ισογείου

$$E_x \rightarrow: v = -0.309, \quad m_x = 0.037 \rightarrow m_{R,y} = 0.203 \rightarrow M_{Rc,K}^y = 270.4\text{kNm}$$

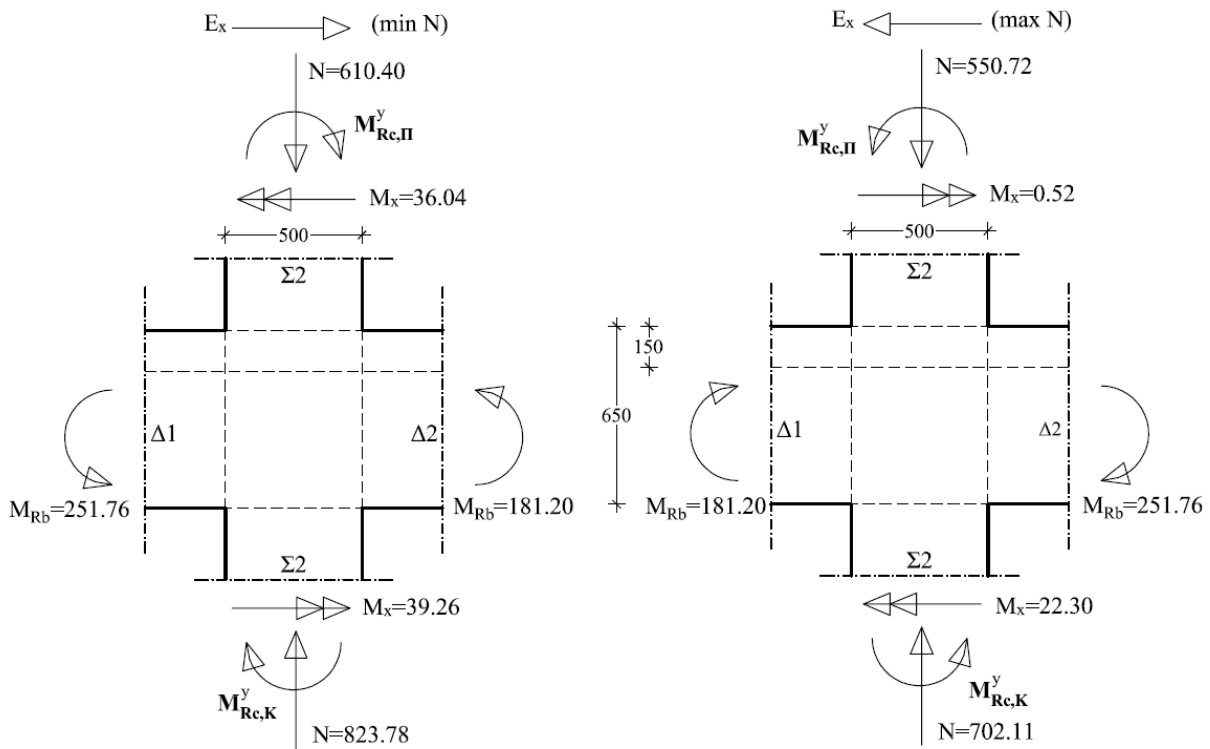
$$E_x \leftarrow: v = -0.263, \quad m_x = 0.021 \rightarrow m_{R,y} = 0.200 \rightarrow M_{Rc,K}^y = 266.2\text{kNm}$$

ε. Έλεγχος της ανισότητας για σεισμό  $E_x \rightarrow$  (minN): **ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ**

$$\Sigma M_{Rc}^y = 248.0 + 270.4 = 518.4 < 1.3\Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot (251.76 + 181.20) = 562.85\text{kNm}$$

στ. Έλεγχος της ανισότητας για σεισμό  $E_x \leftarrow$  (maxN): **ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ**

$$\Sigma M_{Rc}^y = 259.3 + 266.2 = 525.5 < 1.3\Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot (181.20 + 251.76) = 562.85\text{kNm}$$



Σχήμα 5.10: Κόμβος Δ1 – Σ2 – Δ2 οροφής ισογείου. Φορτία διατομής (Κτίριο ΠΥ1)

#### 5.2.3.4 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου οροφής ισογείου στη διεύθυνση y– y

α. Παρότι αναμένεται ότι η ανισότητα θα πρέπει να ικανοποιείται καθώς στον κόμβο συντρέχει μόνο μία δοκός, ο έλεγχος πρέπει να γίνει διότι ο στύλος κάμπτεται κατά την ασθενή του διεύθυνση. Ομοίως ο έλεγχος πρέπει να γίνει και για τις δύο φορές της σεισμικής φόρτισης υπολογίζοντας τις  $M_{Rc}^x$  για τις αντίστοιχες ακραίες τιμές της αξονικής δύναμης για σεισμό στη διεύθυνση y – y και λαμβάνοντας υπόψη τις σύγχρονες τιμές της εγκάρσιας καμπτικής ροπής σχεδιασμού  $M_{Ec}^y$  ώστε να προκύψουν οι χαμηλότερες τιμές των ροπών αντοχής  $M_{Rc}^x$ . Συνεπώς απαιτείται η γνώση των ροπών αντοχής στη στήριξη της δοκού Δ18 στον στύλο Σ2. Για την οικονομία της παρουσίασης θεωρείται ότι οι ροπές αντοχής της Δ18 ταυτίζονται με τις αντίστοιχες της Δ1 στη στήριξή της στον στύλο Σ1.

β. Στο Σχήμα 5.1 των στύλων (βλέπε Πίνακες 5.1 και 5.2).

γ. Υπολογισμός των ροπών αντοχής στύλου στον πόδα του 1<sup>ου</sup> ορόφου

$$A_{s,prov} = 21.43cm^2 \rightarrow W_{prov} = 0.349$$

$$E_y \rightarrow: v = -0.247, \quad m_y = 0.031 \rightarrow m_{R,x} = 0.190 \rightarrow M_{Rc,P}^x = 202.7kNm$$

$$E_y \leftarrow: v = -0.188, \quad m_y = 0.032 \rightarrow m_{R,x} = 0.167 \rightarrow M_{Rc,P}^x = 178.1kNm$$

δ. Υπολογισμός των ροπών αντοχής στύλου στην κεφαλή του ισογείου

$$E_y \rightarrow: v = -0.339, \quad m_y = 0.047 \rightarrow m_{R,x} = 0.183 \rightarrow M_{Rc,K}^x = 206.3kNm$$

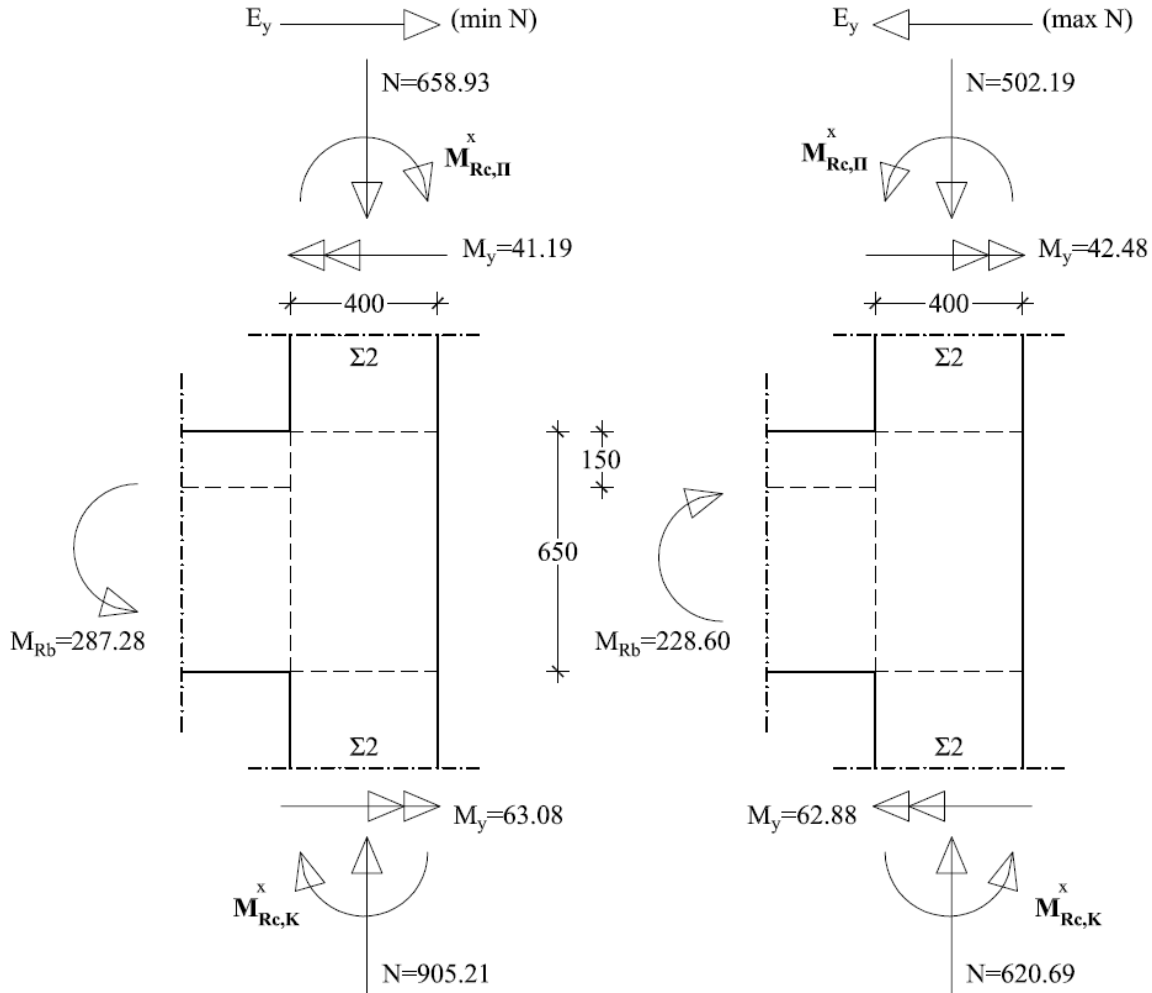
$$E_y \leftarrow: v = -0.233, \quad m_y = 0.047 \rightarrow m_{R,x} = 0.182 \rightarrow M_{Rc,K}^x = 194.2kNm$$

ε. Έλεγχος της ανισότητας για σεισμό  $E_y \rightarrow$  (minN): ΕΠΑΡΚΕΙΑ

$$SM_{Rc}^x = 202.7 + 206.3 = 409.0 > 1.3 \Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot 287.28 = 373.46 \text{ kNm}$$

στ. Έλεγχος της ανισότητας για σεισμό  $E_y \leftarrow$  (maxN): ΕΠΑΡΚΕΙΑ

$$SM_{Rc}^x = 178.1 + 194.2 = 372.3 > 1.3 \Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot 228.6 = 297.18 \text{ kNm}$$



Σχήμα 5.11: Κόμβος Δ18 – Σ2 οροφής ισόγειου. Φορτία διατομής (Κτίριο ΠΥ1)

### 5.2.3.5 Ενίσχυση στύλου Σ2 στο ισόγειο

α. Από τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου οροφής ισόγειου διαπιστώθηκε σημαντική ανεπάρκεια και για τις δύο φορές του σεισμού  $E_x$ . Κατά συνέπεια, σύμφωνα με τη διαδικασία ικανοτικού ελέγχου εκ των άνω προς τα κάτω, η ανεπάρκεια πρέπει να καλυφθεί με ενίσχυση των ροπών αντοχής του στύλου στο ισόγειο. Εκτιμάται ότι θα επαρκέσει ενίσχυση του οπλισμού χωρίς αύξηση διατομής. Τοποθετούνται  $4\text{Ø}20 + 8\text{Ø}16$  αντί των  $6\text{Ø}18 + 4\text{Ø}14$ . Στο Σχήμα 5.12 φαίνεται η νέα διάταξη των ράβδων.

β. Υπολογισμός των ροπών αντοχής  $M_{Rc,K}^y$  του ενισχυμένου στύλου στην κεφαλή του ισόγειου για σεισμό  $E_x$ :

$$A_{s,prov} = 4\text{Ø}20 + 8\text{Ø}16 = 28.65 \text{ cm}^2 \rightarrow r_{prov} = 0.467$$

$$E_x \rightarrow: \nu = -0.309, \quad m_x = 0.037 \rightarrow m_{R,y} = 0.237 \rightarrow M_{Rc,K}^y = 316.03 \text{ kNm}$$

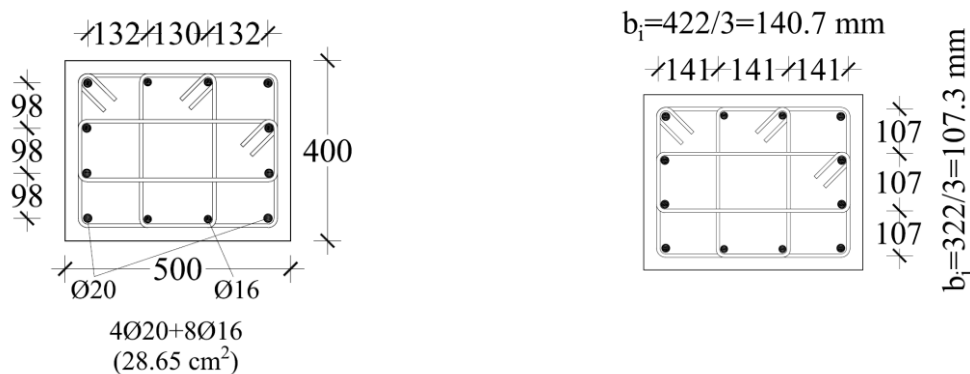
$$E_x \leftarrow: v = -0.263, \quad m_x = 0.021 \rightarrow m_{R,y} = 0.233 \rightarrow M_{Rc,K}^y = 310.70 \text{ kNm}$$

γ. Έλεγχος της ανισότητας για σεισμό  $E_x \rightarrow$  (minN)

$$SM_{Rc}^y = 248.0 + \mathbf{316.03} = 564.03 > 562.85 \text{ kNm (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

δ. Έλεγχος της ανισότητας για σεισμό  $E_x \leftarrow$  (maxN)

$$SM_{Rc}^y = 259.3 + \mathbf{310.70} = 570.00 > 562.85 \text{ kNm (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$



Σχήμα 5.12: Οριστική διάταξη όπλισης στύλου Σ2 στο ισόγειο (Κτίριο ΠΥ1)

## 5.2.4 Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος Σ2 στο ισόγειο ως μεμονωμένου στοιχείου

Εφαρμόζοντας την ίδια διαδικασία όπως και στον αντίστοιχο στύλο ίσης διατομής του Κτιρίου ΠΜ1 (βλέπε §4.2.2.4) αποδεικνύεται ότι δεν υπάρχει κίνδυνος λυγισμού. Τα επί μέρους αποτελέσματα είναι σχεδόν ταυτόσημα για τον συνδυασμό 1.35G + 1.50Q καθώς οι δύο στύλοι δέχονται την ίδια αξονική δύναμη, ενώ υπό τον σεισμικό συνδυασμό η κατάσταση είναι ευνοϊκότερη για τον στύλο του Κτιρίου ΠΥ1 καθώς υπό τον δυσμενή συνδυασμό (minN) δέχεται χαμηλότερο θλιπτικό φορτίο.

## 5.2.5 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος Σ2 σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών

### 5.2.5.1 Εισαγωγή

α. Οι ικανοτικές τέμνουσες  $V_{Ed}$  υπολογίζονται από τις ροπές υπεραντοχής ( $M_{i,d}$ ) στους κόμβους κεφαλής και πόδα του στύλου για εναλλασσόμενη φορά σεισμικής κίνησης:

$$V_{Ed} = (M_{K,d} + M_{Π,d}) / \ell_{cl} \text{ όπου } \ell_{cl} \text{ το καθαρό ύψος του στύλου.}$$

Οι ροπές υπεραντοχής στα άκρα του στύλου υπολογίζονται από την έκφραση 5.9 (EC8 – 5.5.2.2(3)).

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}) \text{ όπου για στύλο ΚΠΥ: } \gamma_{Rd} = 1.3$$

β. Στους κόμβους οροφής ισόγειου του αμιγώς πλαισιωτού κτιρίου ΠΥ1 έχει εξασφαλισθεί και στις δύο διεθύνσεις η ανισότητα:  $\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb}$  (βλέπε §5.2.3). Κατά συνέπεια  $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} \leq (1 / 1.3) = 0.769 < 1.0$  οπότε για την κεφαλή του υποστυλώματος από την έκφραση 5.9 (EC8 – 5.5.2.2(3)) προκύπτει:

$$M_{K,d} = 1.3 M_{Rc,K} (\Sigma M_{Rd} / \Sigma M_{Rc})$$

γ. Αντίθετα, στον πόδα του υποστυλώματος ο ικανοτικός υπολογισμός απαιτεί ισχυρότερες ροπές αντοχής των στοιχείων θεμελίωσης. Κατά συνέπεια για τον πόδα, από την έκφραση 5.9 προκύπτει:  $M_{Π,d} = 1.3 \cdot M_{Rc,Π}$ .

### 5.2.5.2 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας για κύριο σεισμό $E_x \rightarrow$ (minN)

α. Κεφαλή:  $M_{Rc,K}^y = 316.03 Nm$  (βλέπε §5.2.3.5)  
 $SM_{Rd} / SM_{Rc} = (251.76 + 181.20) / 564.03 = 0.768$   
οπότε:  $M_{K,d}^y = 1.3 \times 316.03 \times 0.768 = 315.52 kNm$

β. Πόδας:

$$\left. \begin{array}{l} N_{Ed} = -846.28 \rightarrow v = -0.317 \\ M_{Ed}^x = 39.80 \rightarrow m_x = 0.037 \\ W = 0.467 \end{array} \right\} m_{R,y} = 0.2375$$

$M_{Rc,P}^y = 0.2375 \times 0.50^2 \times 0.40 \times f_{cd} = 316.67 kNm$   
οπότε:  $M_{P,d}^y = 1.3 \times M_{Rc,P}^y = 1.3 \times 316.67 = 411.67 kNm$

γ. Ικανοτική τέμνουσα:  $V_{Ed}^x = (M_{K,d}^y + M_{P,d}^y) / \ell_{cl}$   
Καθαρό ύψος στύλου:  $\ell_{cl} = h_{op} - h_b = 4.50 - 0.65 = 3.85 m$   
 $V_{Ed,max}^x = (315.52 + 411.67) / 3.85 = 188.88 kN$

### 5.2.5.3 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας για κύριο σεισμό $E_x \leftarrow$ (maxN)

α. Κεφαλή:  $M_{Rc,K}^y = 310.70 kNm$   
 $SM_{Rb} / SM_{Rc} = (251.76 + 181.20) / 570.00 = 0.760$   
οπότε:  $M_{K,d}^y = 1.3 \times 310.70 \times 0.760 = 306.80 kN$

β. Πόδας:

$$\left. \begin{array}{l} N_{Ed} = -724.61 \rightarrow v = -0.272 \\ M_{Ed}^x = -31.47 \rightarrow m_x = 0.043 \\ W = 0.467 \end{array} \right\} m_{R,y} = 0.231$$

$M_{Rc,\Pi}^y = 0.231 \cdot 0.50^2 \cdot 0.40 \cdot f_{cd} = 308.00 kNm$   
οπότε:  $M_{P,d}^y = 1.3 \times 308.00 = 400.40 kNm$

γ. Ικανοτική τέμνουσα:  $V_{Ed,min}^x = (306.80 + 400.40) / 3.85 = 183.69 kN$

### 5.2.5.4 Ικανοτική τέμνουσα για κύριο σεισμό $E_y \rightarrow$ (minN)

α. Κεφαλή (βλέπε §5.2.3.4(δ))  
Υπολογισμός της αυξημένης  $M_{Rc,K}^x$  για τους διαμήκεις οπλισμούς του Σχήματος 5.12.

$$\left. \begin{array}{l} v = -0.339 \\ m_y = 0.047 \\ W = 0.467 \end{array} \right\} m_{R,x} = 0.231$$

$M_{Rc,K}^x = 0.231 \cdot 0.50 \cdot 0.40^2 \cdot f_{cd} = 246.4 kNm$   
 $SM_{Rb} / SM_{Rc} = 287.28 / (202.7 + 246.4) = 0.640$

οπότε:  $M_{K,d}^y = 1.3 \times 246.4 \times 0.640 = 204.90 kNm$

β. Πόδας:

$$\left. \begin{array}{l} N_{Ed} = -927.71 \rightarrow v = -0.348 \\ M_{Ed}^y = 70.06 \rightarrow m_y = 0.053 \\ W = 0.467 \end{array} \right\} m_{R,x} = 0.229$$

$$M_{Rc,P}^x = 0.229 \times 0.50 \times 0.40^2 \times f_{cd} = 244.27 kNm$$

οπότε:  $M_{P,d}^x = 1.3 \times M_{Rc,P}^x = 1.3 \times 244.27 = 317.55 kNm$

γ. Ικανοτική τέμνουσα:  $V_{Ed,max}^y = (204.90 + 317.55) / 3.85 = 135.70 kN$

### 5.2.5.5 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας για κύριο σεισμό $E_y \leftarrow (\max N)$

α. Κεφαλή (βλέπε §5.2.3.4(δ))

Υπολογισμός της αυξημένης  $M_{Rc,K}^x$  για τους διαμήκεις σπλισμούς

$$\left. \begin{array}{l} v = -0.233 \\ \mu_y = 0.047 \\ \omega = 0.467 \end{array} \right\} \mu_{R,x} = 0.220$$

$$M_{Rc,K}^x = 0.220 \cdot 0.50 \cdot 0.40^2 \cdot f_{cd} = 234.67 kNm$$

$$\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} = 228.6 / (178.1 + 234.67) = 0.554$$

οπότε:  $M_{K,d}^y = 1.3 \times 234.67 \times 0.554 = 168.95 kNm$

β. Πόδας:

$$\left. \begin{array}{l} N_{Ed} = -643.19 \rightarrow v = -0.241 \\ M_{Ed}^y = -69.98 \rightarrow m_y = 0.052 \\ W = 0.467 \end{array} \right\} m_{R,x} = 0.219$$

$$M_{Rc,P}^x = 0.219 \times 0.50 \times 0.40^2 \times f_{cd} = 233.60 kNm$$

οπότε:  $M_{P,d}^x = 1.3 \times M_{Rc,P}^x = 1.3 \times 233.60 = 303.68 kNm$

γ. Ικανοτική τέμνουσα:  $V_{Ed,min}^y = (168.95 + 303.68) / 3.85 = 122.76 kN$



### 5.2.5.6 Σχολιασμός τιμών ικανοτικών τεμνουσών

Στον παρακάτω Πίνακα 5.3 παρουσιάζονται οι ικανοτικές τέμνουσες ισογείου του στύλου Σ2 όπως υπολογίστηκαν παραπάνω σε σύγκριση με τις αντίστοιχες τέμνουσες σχεδιασμού:

**Πίνακας 5.3:** Ικανοτικές τέμνουσες ισογείου του στύλου Σ2

Τέμνουσα	V <sub>x</sub>		V <sub>y</sub>	
	E <sub>x</sub> (minN)	E <sub>x</sub> (maxN)	E <sub>y</sub> (minN)	E <sub>y</sub> (maxN)
Δ/νση κύριου σεισμού				
Ικανοτική τέμνουσα	188.88	183.69	135.70	122.76
Τέμνουσα ανάλυσης	78.98	78.91	48.16	42.55

Όπως αναμενόταν οι ικανοτικές τέμνουσες προκύπτουν σημαντικά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες σχεδιασμού.

### 5.2.5.7 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος

α. Ο έλεγχος επάρκειας θα γίνει με τη μέγιστη από τις παραπάνω τιμές ( $V_{Ed,max}^x = 188.88kN$ ) καθώς η αντοχή της θλιβόμενης διαγωνίου δεν διαφέρει ουσιαστικά ανά διεύθυνση.

β. Σημειώνεται ότι, λόγω της ύπαρξης σημαντικής αξονικής δύναμης, η γωνία  $\theta$  κλίσης των ρηγμάτων ως προς την κατακόρυφο θα είναι αυξημένη. Παρόλα αυτά, καθώς δεν υπάρχει αντίστοιχη πρόβλεψη από τους κανονισμούς, θεωρείται προς την πλευρά της ασφάλειας  $\theta = 21.8^\circ$  ( $\tan\theta = 0.4$ ,  $\cot\theta = 2.5$ ). Επίσης, ο αυξητικός συντελεστής  $a_{cw}$ , που προβλέπεται από τον EC2 – 6.2.2(3) (Σημείωση 3) όταν υπάρχει θλιπτική αξονική δύναμη, λαμβάνεται ίσος με 1.0 καθώς οι αυξητικές τιμές επιτρέπονται από τον Κανονισμό μόνο σε περίπτωση προέντασης.

γ. Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος

$$\text{Απαιτείται: } V_{Rd,max} > V_{Ed,max}^x = 188.88kN$$

$$V_{Rd,max} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad \text{οπου } v = 0.6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.552 \quad \text{και}$$

$$V_{Rd,max} = 1.0 \cdot 0.40 \cdot (0.9 \cdot 0.45) \cdot 0.552 \cdot f_{cd} / 2.9 = 411.1 > 188.88kN \quad (\text{ΕΠΑΡΚΕΙΑ})$$

### 5.2.5.8 Κανονιστικές διατάξεις τοποθέτησης συνδετήρων

α. Κρίσιμο ύψος (EC8 – 5.5.3.2.2(4))

$$\ell_{cr} = \max (1.5h_c, \ell_{cl} / 6, 0.60m) = \max (0.75, 0.64, 0.60m) = 0.75m$$

β. Ελάχιστοι συνδετήρες εκτός κρίσιμων περιοχών (EC2 – 9.5.3)

- Ελάχιστη διάμετρος:  $\varnothing_w = 6mm$  (ελάχιστη διάμετρος στην Ελλάδα:  $\varnothing 8mm$ )
- Μέγιστη απόσταση:  $s_{cl,t,max} = \min (20\varnothing_{L,min}, b_c, 400mm) = 320mm \rightarrow \varnothing 8/320$
- 

γ. Ελάχιστες αποστάσεις συνδετήρων κρίσιμων περιοχών

- Οι ελάχιστες αποστάσεις κατά EC8 – 5.5.3.2.2(12) καλύπτουν και τις ελάχιστες απαιτήσεις περίσφιξης των κρίσιμων περιοχών (βλέπε και §3.2.6)
- Ελάχιστη διάμετρος:  $\varnothing_w \geq 0.4 \cdot \varnothing_{L,max} \leq 6mm \rightarrow \varnothing_w \geq 0.4 \cdot 20 = 8mm$
- Μέγιστη απόσταση:  $s = \min (b_o / 3, 6\varnothing_{L,min}, 125mm)$  όπου

$b_0$ : η ελάχιστη διάσταση του περισφιγμένου πυρήνα μετρούμενη από τους άξονες των συνδετήρων

$$b_0 = b - 2(c + \varnothing_w / 2) = 400 - 2(35 + 8/2) = 322\text{mm}$$

οπότε:  $s = \min(107, 96, 125\text{mm}) \approx 95\text{mm} \rightarrow \varnothing 8/95$

- Σύμφωνα με τον EC8 – 5.5.3.2.2(13), στους δύο κατώτερους ορόφους κτιρίων ΚΠΥ οι ελάχιστοι συνδετήρες των κρίσιμων μηκών επεκτείνονται σε μήκος  $1.5l_{cr} \approx 1.15\text{m}$ .

### 5.2.5.9 Υπολογισμός απαιτούμενων συνδετήρων

α. Σημειώνεται ότι οι συνδετήρες υπολογίζονται χωρίς τη συνεισφορά της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος (βλέπε §4.2.2.5.9,10).

β. Ο υπολογισμός θα γίνει μόνο στη διεύθυνση  $x - x$  με τη μέγιστη ικανοτική τέμνουσα ( $V_{d,max}^x = 188.88\text{kN}$ ) καθώς ο λόγος  $V_{Ed,max}^x / V_{Ed,max}^y = 188.88 / 135.70 = 1.39$  είναι μεγαλύτερος από τον λόγο των αντίστοιχων στατικών υψών της διατομής  $d_x/d_y = 45/35 = 1.29$  ο οποίος ταυτίζεται με τον λόγο των τεμνουσών που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες ανά κατεύθυνση σε περίπτωση που τοποθετούνται ισάριθμα σκέλη συνδετήρων ανά κατεύθυνση, όπως στην προκειμένη περίπτωση.

γ. Συνδετήρες εκτός κρίσιμων μηκών

- Ο υπολογισμός γίνεται προς την πλευρά της ασφάλειας, με τη δυσμενή θεώρηση γωνίας κλίσης των ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ$ :

Συνδετήρες τετράμητοι  $\varnothing 8$  (βλέπε σχήμα διατομής: §3.2.3.5)

$$V_{Rd,s}^x = (A_{sw} / s) \times z \times f_{ywd} \times \cot \alpha = (A_{sw} / s) \times z \times f_{ywd} \quad \text{οπότε} \quad V_{Ed,max}^x$$

$$s \leq A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} / V_{Ed,max}^x = (4 \cdot 50.3) \cdot (0.9 \cdot 450) \cdot f_{ywd} / 188880\text{N} = 187.5\text{mm} < s_{max} = 320\text{mm}$$

Τελικά τοποθετούνται συνδετήρες:  $\varnothing 8/185$

δ. Συνδετήρες εντός κρίσιμων μηκών

Η ικανοτική τέμνουσα είναι σταθερή καθύψος.

Συνεπώς αρκούν προφανώς οι ελάχιστοι συνδετήρες:  $\varnothing 8/95$ .

## 5.2.6 Έλεγχος επάρκειας περίσφιξης στις κρίσιμες περιοχές του υποστυλώματος Σ2

### 5.2.6.1 Εισαγωγή

α. Σε στύλους ΚΠΥ ο έλεγχος επάρκειας περίσφιξης γίνεται σε όλες τις κρίσιμες περιοχές όλων των ορόφων. Στις θέσεις αυτές πρέπει να εξασφαλίζεται η απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων  $\mu_\phi$  μέσω περίσφιξης του πυρήνα της διατομής με συνδετήρες μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού:

$$\alpha \cdot \omega_{wd,req} = 30\mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_o - 0.035 \quad (\text{EC8 εξίσωση 5.15}) \quad \text{και}$$

$$\omega_{wd,req} \geq 0.12 \quad \text{στον πόδα του ισογείου}$$

$$\omega_{wd,req} \geq 0.08 \quad \text{στα κρίσιμα μήκη της άνωδομής (EC8 – 5.5.3.2.2(10)) όπου}$$

$$v_d = |N_{Ed,min}| / A_c \cdot f_{cd} \quad \text{και}$$

- $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ : συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης
- $\alpha_n$ : συντελεστής αποδοτικότητας σε τομή
- $\alpha_s$ : συντελεστής αποδοτικότητας καθύψος

Κατά συνέπεια απαιτούνται συνδετήρες που να εξασφαλίζουν μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό  $\omega_{wd,prov} \geq \omega_{wd,req}$  όπου:

$$\omega_{wd,prov} = \frac{\text{όγκος συνδετήρων περίσφιξης}}{\text{όγκος περισφιγμένου πυρήνα}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = (V_s / V_o) \cdot (f_{yd} / f_{cd})$$

β. Σε περίπτωση όπου στους κόμβους υποστυλώματος ΚΠΥ έχει γίνει ο ικανοτικός έλεγχος της §5.2.3, δηλαδή έχει εξασφαλισθεί η ανισότητα  $\Sigma M_{R,c} > 1.3 \Sigma M_{R,b}$ , επιτρέπεται η εισαγωγή μειωμένης τιμής για την  $\mu_\phi$  στην έκφραση υπολογισμού του  $\omega_{wd,req}$  με χρήση της τιμή  $(2/3)q_0$  αντί της τιμής  $q_0$  στις σχέσεις υπολογισμού της  $\mu_\phi$  (βλέπε §5.1.1.2(β)). Στην περίπτωση του κτιρίου ΠΥ1 έχει γίνει ο ικανοτικός έλεγχος κόμβων σε όλους τους κόμβους της ανωδομής, όχι όμως και στον πόδα του ισογείου, όπου προφανώς είναι αδύνατη η εξασφάλιση ροπής αντοχής στύλου μεγαλύτερης του αθροίσματος των ροπών αντοχής των στοιχείων θεμελίωσης.

### 5.2.6.2 Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων στον πόδα του ισογείου

α. Έλεγχος αποφλοιώσης σκυροδέματος επικάλυψης (βλέπε §4.2.2.6.2(α))

Έλεγχος της τιμής του γινομένου ( $\mu_\phi \cdot v_d$ ):

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 5.85 - 1.00 = 10.70 \text{ (βλέπε §5.1.1.2(β))}$$

$$v_d = \left| N_{Ed,min} \right| / A_c \times f_{cd} = 927.71 / (0.50 \times 0.40 \times f_{cd}) = 0.348$$

$$\mu_\phi \cdot v_d = 3.724 \gg 0.537$$

Κατά συνέπεια απαιτείται ισχυρή περίσφιξη καθώς για την εξασφάλιση της  $\mu_\phi$  αναμένεται αποφλοιώση του σκυροδέματος επικάλυψης ( $\epsilon_{c,max} > 3.5\%$ ).

β. Υπολογισμός του  $\omega_{wd,req}$  για τους ελάχιστους συνδετήρες

Ελάχιστοι συνδετήρες κρίσιμου ύψους: Ø8/95

$$\omega_{wd,req} = (30\mu_\phi \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_o - 0.035) / \alpha \leq 0.12 \text{ όπου}$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.770 \cdot 0.757 = 0.582 \text{ όπου (βλέπε Σχήμα 5.12)}$$

$$\alpha_n = 1 - S b_i^2 / 6 b_o h_o = 1 - (6 \times 140.7^2 + 6 \times 107.3^2) / (6 \times 322 \times 422) = 0.770$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_o) \times (1 - s / 2h_o) = 0.757, \text{ όπου } s = 95\text{mm}, \text{ οπότε:}$$

$$\omega_{wd,req} = (30 \cdot 10.70 \cdot 0.348 \cdot 2.174 \cdot 10^{-3} \cdot (400 / 322) - 0.035) / 0.582 = 0.458 \gg 0.12$$

### 5.2.6.3 Διατιθέμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων

$$\omega_{wd,prov} = \frac{\text{όγκος συνδετήρων περίσφιξης}}{\text{όγκος περισφιγμένου πυρήνα}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{V_s}{V_o} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$V_s = A_{s,w} (4h_o + 4b_o) = 0.503 (4 \cdot 42.2 + 32.2) = 149.69\text{cm}^3$$

$$V_o = b_o \cdot h_o \cdot s = 42.2 \cdot 32.2 \cdot 10.5 = 14267.82\text{cm}^3$$

$$\omega_{wd,prov} = \frac{149.69}{14267.82} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.378 < \omega_{wd,req} = 0.458 \text{ (ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

Συνεπώς οι ελάχιστοι συνδετήρες Ø8/95 δεν αρκούν για τις ανάγκες της περίσφιξης.

#### 5.2.6.4. Ενίσχυση συνδετήρων στον πόδα του ισογείου

Δοκιμή με πύκνωση συνδετήρων από Ø8/95 σε Ø8/80 οπότε προκύπτει

$$\omega_{wd,prov} = 0.449 > \omega_{wd,req} = 0.437 \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

Δοκιμή με διατήρηση της απόστασης  $s_{max} = 95\text{mm}$  αλλά αύξηση της διαμέτρου των συνδετήρων από Ø8 σε Ø10 οπότε προκύπτει:

$$\omega_{wd,prov} = 0.591 > \omega_{wd,req} = 0.458 \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

Τελικώς επιλέγεται η τοποθέτηση Ø8/80 ως οικονομικότερη.

#### 5.2.6.5 Έλεγχος επάρκειας περίσφιξης στο κρίσιμο ύψος κεφαλής ισογείου

α. Έλεγχος αποφλοιώσης σκυροδέματος επικάλυψης (βλέπε §4.2.2.6.2(α))

Έλεγχος της τιμής του γινομένου ( $\mu_\phi \cdot v_d$ ):

Όπως προαναφέρθηκε (§5.2.6.1(β)), στον κόμβο οροφής ισογείου έχει εξασφαλισθεί η ανισότητα  $\Sigma M_{Rc} > 1.3 \Sigma M_{Rb}$ . Κατά συνέπεια επιτρέπεται μείωση της τιμής του  $\mu_\phi$  με εισαγωγή των 2/3 της τιμής του  $q_0$ :

$$\mu_\phi = 2 (2 / 3) q_0 - 1 = 2 (2 / 3) \cdot 5.85 - 1 = 6.80 \text{ και}$$

$$v_d = \left| N_{Ed,min} \right| / A_c \times f_{cd} = 905.21 / (0.50 \times 0.40 \times f_{cd}) = 0.339 \text{ οπότε}$$

$$\mu_\phi \cdot v_d = 2.305 \gg 0.537$$

Κατά συνέπεια απαιτείται ισχυρή περίσφιξη καθώς για την εξασφάλιση της  $\mu_\phi$  αναμένεται αποφλοιώση του σκυροδέματος επικάλυψης ( $\epsilon_{c,max} > 3.5\%$ ).

β. Υπολογισμός του  $\omega_{wd,req}$  για τους ελάχιστους συνδετήρες

Ελάχιστοι συνδετήρες κρίσιμου ύψους: Ø8/95

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.582 \text{ (βλέπε §5.2.6.2)}$$

με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$\omega_{wd,req} = 0.261 \gg 0.08$$

Οι ελάχιστοι συνδετήρες Ø8/95mm βρέθηκε (§5.2.6.3) ότι εξασφαλίζουν τιμή

$$\omega_{wd,prov} = 0.378 > \omega_{wd,req} = 0.261 \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}.$$

### 5.2.7 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση του κόμβου οροφής ισογείου του στύλου Σ2

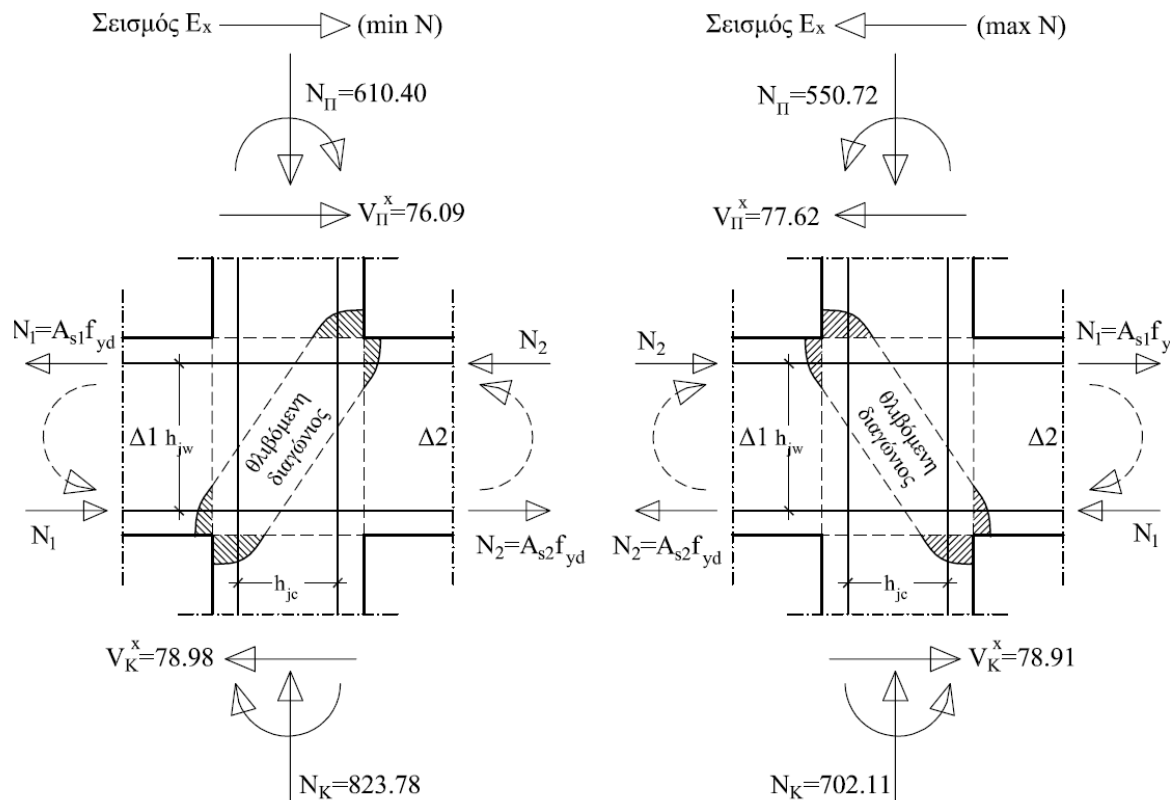
#### 5.2.7.1 Εισαγωγή

Ο EC8 – 5.5.2.3 απαιτεί σε κόμβους ΚΠΥ τον υπολογισμό των ικανοτικών τεμνουσών που αναπτύσσονται στο σώμα του κόμβου με θεώρηση ανάπτυξης των ετερόσημων (ομόρροπων) ροπών διαρροής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο στις δύο ορθογωνικές διευθύνσεις και για εναλλασσόμενη φορά. Ακολουθεί έλεγχος επάρκειας της θλιβόμενης διαγωνίου του σκυροδέματος και υπολογισμός των απαιτούμενων οπλισμών του κόμβου για την ανάληψη των ικανοτικών τεμνουσών.

#### 5.2.7.2 Ικανοτική τέμνουσα στη διεύθυνση x – x

- Έκφραση υπολογισμού της  $V_{jhd}^x$  σε εσωτερικό κόμβο (βλέπε Σχήμα 5.13):

$$V_{jhd}^x = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) \times f_{yd} - V_c, \text{ όπου } \gamma_{Rd} = 1.20 \text{ (EC8 – εξίσωση 5.22)}$$



Σχήμα 5.13: Δεδομένα διαστασιολόγησης κόμβου Δ1 – Σ2 – Δ2 (Κτίριο ΠΥ1)

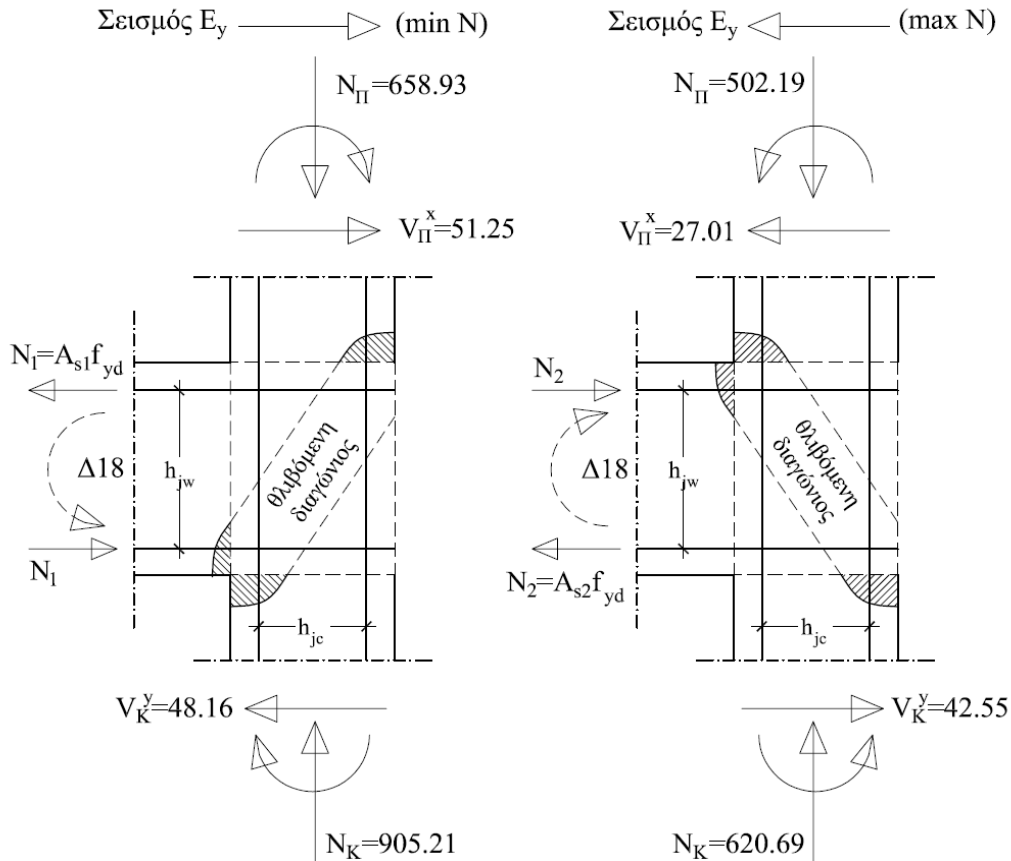
- Αναζητείται η μέγιστη απόλυτη τιμή της  $V_{jhd,max}^x$  που αντιστοιχεί στη μικρότερη από τις τέμνουσες  $V_c$  του υπερκείμενου στύλου.
- Οπλισμοί άνω ( $A_{s1}$ ) και κάτω παρειάς ( $A_{s2}$ ) στη στήριξη Δ1 – Δ2 (βλέπε §5.1.2.2(α))
- Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$V_{jhd,max}^x = 1.2(9.21 + 6.16) \times f_{yd} - 76.09 = 801.91 - 76.09 = 725.82 \text{ kN}$$

### 5.2.7.3 Ικανοτική τέμνουσα στη διεύθυνση y – y

- Έκφραση υπολογισμού της  $V_{jhd}^y$  σε εξωτερικό κόμβο (βλέπε Σχήμα 5.14):

$$V_{jhd}^y = g_{Rd} \times A_{s1} \times f_{yd} - V_c \text{ (EC8 – εξίσωση 5.23), όπου } \gamma_{Rd} = 1.20$$



Σχήμα 5.14: Δεδομένα διαστασιολόγησης κόμβου Δ18 – Σ2 (Κτίριο ΠΥ1)

- Αναζητείται η μέγιστη απόλυτη τιμή της  $V_{jhd,max}^y$  που εμφανίζεται προφανώς για διαρροή των άνω ράβδων, δηλαδή για σεισμό  $E_y \rightarrow$  (minN). Κατά συνέπεια το δεξί από τα παραπάνω σχήματα σχεδιάσθηκε απλώς για λόγους πληρότητας.
- Οι οπλισμοί άνω παρειάς ( $A_{s1}$ ) της δοκού Δ18 θεωρείται ότι ταυτίζονται με αυτούς της ακραίας στήριξης της δοκού Δ1 στον στύλο Σ1 (βλέπε §5.1.2.2(α)):  
 $A_{s1} = 2\emptyset16 + 3\emptyset14 + 4\emptyset8 = 10.65 \text{ cm}^2$
- Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$V_{jhd,max}^y = 1.2 \times 10.65 \times f_{yd} - 51.25 \text{ kN} = 555.65 - 51.25 = 504.40 \text{ kN}$$

#### 5.2.7.4 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενης διαγωνίου του κόμβου

α. Έλεγχος στη διεύθυνση x – x (εσωτερικός κόμβος)

$$\text{Απαιτείται: } V_{jhd,max}^x \leq v \times f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{v}} \times b_j \times h_{jc} = V_{Rj}^x \quad (\text{EC8} - 5.5.3.3.(2\alpha))$$

$$\text{όπου: } v = 0.6 (1 - f_{ck} / 250) = 0.552$$

Σημειώνεται ότι ο EC8 – 5.5.3.3(2) ορίζει ότι το  $v_d$  υπολογίζεται από την μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη του υπερκείμενου στύλου. Αντίθετα στη βιβλιογραφία (Fardis, 2009, σελ. 467) αναφέρεται στην δύναμη του υποκείμενου στύλου. Στην παρούσα εφαρμογή θεωρήθηκε προς την πλευρά της ασφάλειας η δύναμη του υποκείμενου στύλου:

$$v_d = 823.78 / (0.50 \cdot 0.40 \cdot f_{cd}) = 0.309$$

$$b_j = \min[b_c, (b_w + 0.5h_c)] = \min[40, (25 + 0.5 \cdot 50)] = 40\text{cm}$$

$$h_{jc} = 42.2\text{cm}$$

με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$V_{Rj}^x = 0.552 \times f_{cd}^y \sqrt{1 - \frac{0.309}{0.552}} \times 0.40 \times 0.422 = 824.25 > 725.82\text{kN} \quad (\text{ΕΠΑΡΚΕΙΑ})$$

β. Έλεγχος στη διεύθυνση y – y (εξωτερικός κόμβος)

$$\text{Απαιτείται: } V_{jhd,max}^y \leq 0.8 \left[ v \cdot f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{v}} \cdot b_j \cdot h_{jc} \right] = V_{Rj}^y \quad (\text{EC8} - 5.5.3.3.(2\beta))$$

$$\text{όπου } v_d = 905.21 / (0.50 \cdot 0.40 \cdot f_{cd}) = 0.339$$

$$b_j = \min[50, (25 + 0.5 \cdot 40)] = 45\text{cm}$$

$$h_{jc} = 32.2\text{cm}$$

με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$V_{Rj}^y = 0.8 \times 0.552 \times f_{cd}^y \sqrt{1 - \frac{0.339}{0.552}} \times 0.45 \times 0.322 = 529.60 > 504.90\text{kN} \quad (\text{ΕΠΑΡΚΕΙΑ})$$

### 5.2.7.5 Απαιτούμενοι συνδετήρες κόμβου

α. Οι οριζόντιοι συνδετήρες υπολογίζονται ώστε να περιορίσουν τις λοξές εφελκυστικές τάσεις κάτω από την εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος  $f_{ctd}$ .

β. Έλεγχος στη διεύθυνση x – x (εσωτερικός κόμβος)

Απαιτείται συνολική διατομή σκελών συνδετήρων σύμφωνα με την εξίσωση 5.35 (EC8 – 5.5.3.3(3)):

$$A_{sh} = A_{sh,tot}^{x} \geq \frac{b_j h_{jw}}{f_{yd}} \left[ \frac{(V_{jhd} / (b_j \cdot h_{jc}))^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \right] \quad \text{όπου}$$

$$V_{jhd} = V_{jhd,max}^x = 725.82\text{kN}$$

$$b_j = 400\text{mm}, h_{jc} = 422\text{mm}$$

$$h_{jw}: \text{απόσταση μεταξύ των άνω και κάτω διαμήκων ράβδων των δοκών (548mm)}$$

$$v_d: \text{Από την ελάχιστη θλιπτική δύναμη του υπερκείμενου στύλου (0.207)}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.50 / 1.50 = 1.00\text{MPa}$$

$$\text{με τις παραπάνω τιμές προκύπτει: } A_{sh,req}^{x,tot} = 19.75\text{cm}^2$$

γ. Έλεγχος στη διεύθυνση y – y (εξωτερικός κόμβος)

Εφαρμόζεται και πάλι η εξίσωση 5.35 με τις ακόλουθες τιμές:

$$V_{jhd} = V_{jhd,max}^y = 504.40\text{kN}$$

$$b_j = 450\text{mm}, h_{jc} = 322\text{mm}, h_{jw} = 548\text{mm}$$

$$v_d = \left| -658.93 / (0.50 \cdot 0.40 \cdot f_{cd}) \right| = 0.247, f_{ctd} = 1.0\text{MPa}$$

$$\text{οπότε: } A_{sh,req}^{y,tot} = 10.34\text{cm}^2$$

δ. Σημειώνεται ότι ο EC8 – 5.5.3.3(4) δίνει εναλλακτικά απλούστερες εκφράσεις για τον υπολογισμό των απαιτούμενων συνδετήρων ώστε να εξασφαλίζεται η ακεραιότητα του κόμβου μετά τη διαγώνια ρηγμάτωση:

$$\text{Εσωτερικός κόμβος: } A_{sh,req}^3 \geq g_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) \times (1 - 0.8v_d) \quad \text{Εξίσωση 5.36a}$$

$$\text{Εξωτερικός κόμβος: } A_{sh,req}^3 \geq g_{Rd} \times A_{s2} \times (1 - 0.8v_d) \quad \text{Εξίσωση 5.36b}$$

όπου σε εξωτερικό κόμβο το  $v_d$  αναφέρεται στην κεφαλή του υποκείμενου στύλου. Τα αποτελέσματα των εκφράσεων αυτών διαφέρουν σημαντικά από τα αντίστοιχα της σχέσης 5.35, ιδιαίτερα για εξωτερικό κόμβο (βλέπε επόμενο Πίνακα 5.4).

**Πίνακας 5.4:** Συνολική απαιτούμενη διατομή συνδετήρων:  $A_{sh,req}$

Εξίσωση	Συνολική απαιτούμενη διατομή συνδετήρων: $A_{sh,req}$	
	Διεύθυνση x – x (εσωτερικός)	Διεύθυνση y – y (εξωτερικός)
5.35	19.75cm <sup>2</sup>	10.34cm <sup>2</sup>
5.36	15.07cm <sup>2</sup>	6.73cm <sup>2</sup>

Ο Μ. Fardis (2009) (σελ.468) σημειώνει επίσης ότι οι δύο εκφράσεις δίνουν διαφορετικά αποτελέσματα και συνιστά οι συνδετήρες να υπολογίζονται με τις ελάχιστες απαιτήσεις από τις αντίστοιχες εκφράσεις.

### 5.2.7.6 Διάταξη απαιτούμενων συνδετήρων στο ύψος του κόμβου

Οι συνδετήρες διανέμονται στο ύψος  $h_{jw} = 548\text{mm}$

- Διεύθυνση x – x:

Ο στύλος Σ2 διαθέτει τετράμητους συνδετήρες και στις δύο διευθύνσεις. Επιλέγεται διάμετρος Ø8 ( $A_s = 0.503\text{cm}^2$ ) όπως και στην υποκείμενη κρίσιμη περιοχή.

Πλήθος στρώσεων:  $n = A_{sh,req}^{x,tot} / (3 \times A_s) = 15.07 / (4 \times 0.503) = 7.49$

Απόσταση μεταξύ στρώσεων:  $s = h_{jw} / n = 548. / 7.49 = 73.2\text{mm} \gg 75\text{mm}$

- Διεύθυνση y – y:

Το συνολικό απαιτούμενο εμβαδόν σκελών είναι μικρότερο από αυτό της διεύθυνσης x – x.

Τελικά στο ύψος του κόμβου απαιτούνται συνδετήρες Ø8/75 οι οποίοι είναι περισσότεροι από τις απαιτήσεις των εκατέρωθεν κρίσιμων περιοχών κάτω και πάνω από τον κόμβο (βλέπε §5.2.6.5 και 5.2.7.8). Σημειώνεται ότι κατά τον EC8 – 5.4.3.3(2) και 5.5.3.3(8), εφόσον και στις τέσσερις παρειές του κόμβου συμβάλλουν δοκοί με πλάτος τουλάχιστον ίσο με τα  $\frac{3}{4}$  της αντίστοιχης διάταξης του πτυσσυλώματος, επιτρέπεται έως και διπλασιασμός της απόστασης μεταξύ των συνδετήρων του κόμβου με μέγιστο τα 150mm. Στην προκειμένη περίπτωση, καθώς στον κόμβο συμβάλλουν μόνο τρεις δοκοί, τοποθετούνται στο ύψος του κόμβου οι συνδετήρες Ø8/75mm όπως υπολογίσθηκαν παραπάνω.

### 5.2.7.7 Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί στύλου στο ύψος του κόμβου

α. Κατά τον EC8 – 5.5.3.3(6), στο σώμα του κόμβου απαιτούνται όχι μόνον οριζόντιοι συνδετήρες, αλλά και κατακόρυφος οπλισμός με συνολικό εμβαδόν  $A_{sv,i}$  που δίδεται από την εξίσωση 5.37:  $A_{sv,i,req} \geq (2/3)A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw})$  όπου

$A_{sh}$ : η συνολική απαιτούμενη διατομή συνδετήρων της προηγούμενης παραγράφου

Η απαίτηση σε διαμήκεις οπλισμούς πρέπει να καλυφθεί από το εμβαδόν των ενδιάμεσων διαμήκων ράβδων, μεταξύ των γωνιακών διαμήκων ράβδων, στις δύο εγκάρσιες προς την εξεταζόμενη διεύθυνση απέναντι πλευρές του στύλου.

β. Έλεγχος στη διεύθυνση x – x (εσωτερικός κόμβος)

$$A_{sv,x,req} \geq (2/3)15.07 \cdot (42.2 / 54.8) = 7.73\text{cm}^2$$

Στις απέναντι πλευρές διατίθενται δύο ράβδοι Ø16 (βλέπε Σχήμα 5.12:

$$A_{sv,x,prov} = 2 \cdot (2\text{Ø}16) = 8.04 > 7.73\text{cm}^2 \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$



Σημειώνεται ότι οι διατιθέμενοι οπλισμοί δεν επαρκούν εάν θεωρηθεί η υψηλή τιμή  $A_{sv,y,req} = 19.75\text{cm}^2$  της εξίσωσης 5.35 (βλέπε Πίνακα 5.4).

γ. Έλεγχος στη διεύθυνση  $y - y$  (εξωτερικός κόμβος)

$$A_{sv,y,req} \geq (2/3)6.73 \cdot (32.2 / 54.8) = 2.63\text{cm}^2$$

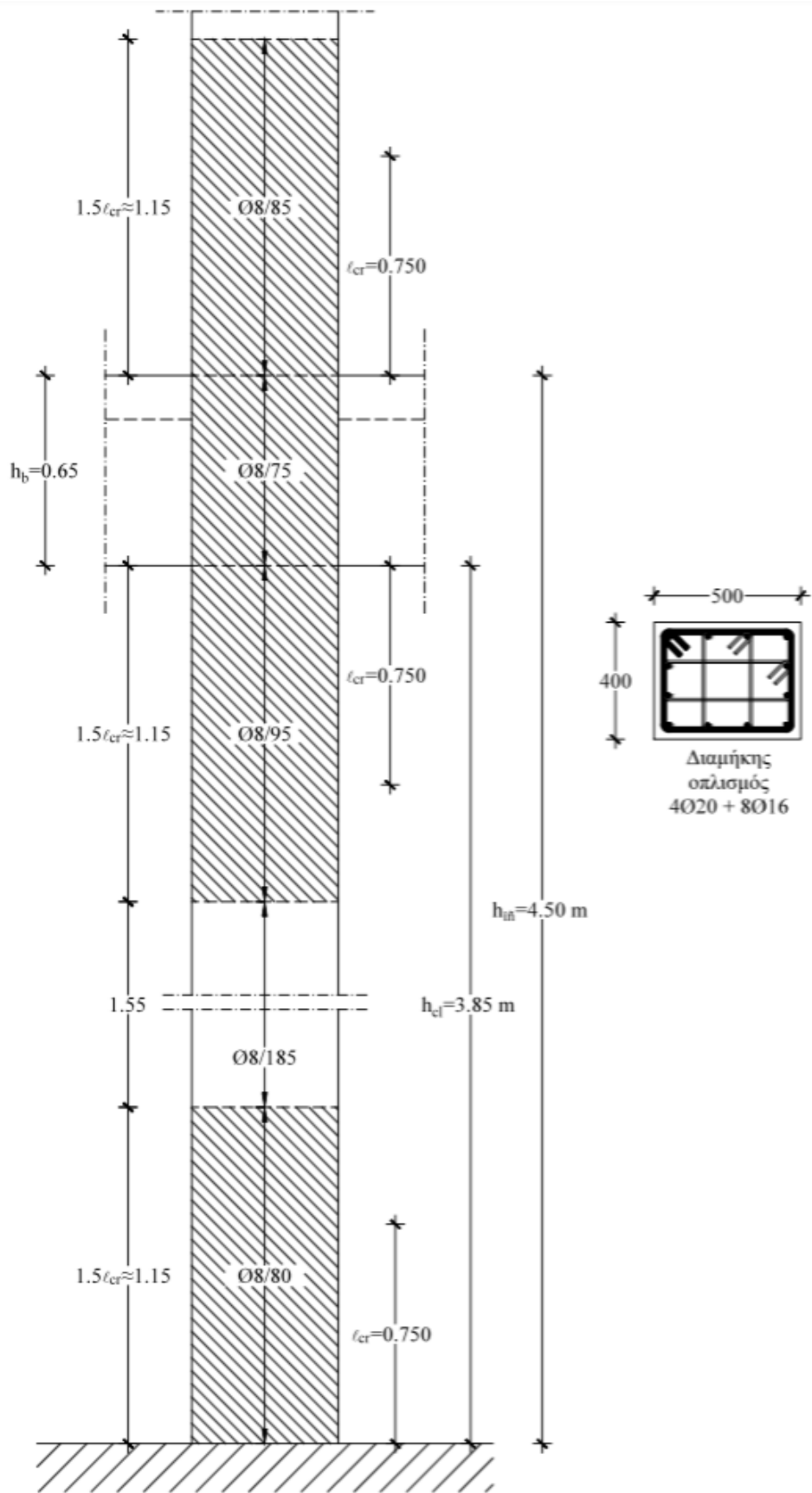
Στις απέναντι πλευρές διατίθενται ομοίως δύο ράβδοι  $\emptyset 16$  (βλέπε Σχήμα 5.12):

$$A_{sv,x,prov} = 4\emptyset 16 = 8.04 \gg 2.63 \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

Σημειώνεται ότι οι οπλισμοί επαρκούν με άνεση ακόμη και αν θεωρηθεί η υψηλή τιμή  $A_{sh,req} = 10.34\text{cm}^2$  (βλέπε Πίνακα 5.4).

### 5.2.7.8 Τελική διάταξη όπλισης καθύψος του στύλου Σ2

Η τελική διάταξη όπλισης, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των παραπάνω παραγραφών, φαίνεται στο Σχήμα 5.15. Σημειώνεται ότι στο κρίσιμο ύψος του πόδα του 1<sup>ου</sup> ορόφου αναγράφονται (χωρίς υπολογισμό) οι ελάχιστοι συνδετήρες ( $\emptyset 8/85$ :  $s_{max} = 6 \times \emptyset_{L,min} = 6 \times 14 \approx 85\text{mm}$ ) καθώς θεωρήθηκε ότι ο στύλος διαθέτει διαμήκη οπλισμό  $6\emptyset 18 + 4\emptyset 14$  (βλέπε §5.2.3.2(α)).



Σχήμα 5.15: Διάταξη συνδετήρων καθύψος του υποστρώματος Σ2 (Κτίριο ΠΥ1)

## Κεφάλαιο 6: Κτίριο Μέσης Πλαστιμότητας με διπλό στατικό σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό (ΔΜ1)

### 6.1 Χαρακτηρισμός στατικού συστήματος

Σύμφωνα με τον EC8 – 5.1.2, κτίριο με διπλό στατικό σύστημα θεωρείται ισοδύναμο προς σύστημα τοιχωμάτων εφόσον η διατμητική αντοχή των τοιχωμάτων κάθε διεύθυνσης στη βάση του κτιρίου είναι >50% της συνολικής διατμητικής αντοχής του όλου στατικού συστήματος. Αλλιώς θεωρείται ισοδύναμο προς πλαισιωτό. Συνεπώς ο χαρακτηρισμός του στατικού συστήματος προϋποθέτει τη γνώση της όπλισης όλων των κατακόρυφων στοιχείων στη βάση του κτιρίου ώστε να υπολογισθεί η διατμητική αντοχή του καθενός. Ο χαρακτηρισμός αυτός είναι απαραίτητος για τον καθορισμό του συντελεστή συμπεριφοράς ο οποίος είναι ένας από τους παράγοντες που καθορίζουν το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού.

Από τα παραπάνω συνάγεται ότι ο μελετητής Μηχανικός, αφού σχεδιάσει τη διάταξη του διπλού συστήματος και επιλέξει τις διατομές των δομικών στοιχείων, πρέπει με βάση την εμπειρία του να εκτιμήσει σε ποια κατηγορία κατατάσσεται το φέρον σύστημα ώστε να προχωρήσει στη στατική ανάλυση και διαστασιολόγηση και εκ των υστέρων, αφού υπολογίσει τη διατμητική αντοχή των τοιχωμάτων, να επιβεβαιώσει την αρχική του εκτίμηση.

Στην προκειμένη περίπτωση εκτιμήθηκε καταρχήν ότι το στατικό σύστημα του κτιρίου ΔΜ1 είναι ισοδύναμο προς σύστημα τοιχωμάτων.

Από τη στατική ανάλυση προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα:

Σεισμική τέμνουσα βάσης:  $F_b = 1520.00\text{kN}$  (Πίνακας 3.4).

Τέμνουσα βάσης κάθε τοιχώματος:  $V_{Ed} = 343.45\text{kN}$  (βλέπε και Πίνακα 6.3, Σχήμα 6.12).

Συνεπώς τα τέσσερα τοιχώματα κάθε διεύθυνσης αναλαμβάνουν συνολικά  $4 \times 343.45 = 1373.80\text{kN}$  που αποτελούν το 90.4% της συνολικής σεισμικής τέμνουσας βάσης. Κατά συνέπεια, παρά το γεγονός ότι η διατμητική αντοχή των κατακόρυφων στοιχείων δεν ταυτίζεται με τις τέμνουσες της στατικής ανάλυσης υπό τα οριζόντια φορτία σχεδιασμού καθώς διαστασιολογούνται ικανοτικά, είναι προφανές ότι το κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία των τοιχωματικών συστημάτων.

### 6.2 Διαστασιολόγηση δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου σε κάμψη

#### 6.2.1 Δεδομένα δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3

α. Στα Σχήματα 6.1 και 6.2 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών σχεδιασμού χωριστά υπό τα κατακόρυφα φορτία και την οριζόντια σεισμική φόρτιση, καθώς και οι αντίστοιχες περιβάλλουσες. Σημειώνεται ότι δεν απαιτείται προσαύξηση των εντατικών μεγεθών υπό την οριζόντια σεισμική φόρτιση καθώς προέκυψε  $\theta < 0.1$  (Πίνακας 3.7).

β. Οι ροπές στηρίξεων του σεισμικού συνδυασμού είναι αφενός μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες του συνδυασμού  $1.35G + 1.50Q$  και αφετέρου εναλλασσόμενου προσήμου. Συνεπώς η διαστασιολόγηση ξεκινά από τις στηρίξεις. Οι θετικές ροπές ανοιγμάτων του συνδυασμού  $1.35G + 1.50Q$  αναμένεται να υπερκαλυφθούν από μέρος του οπλισμού κάλυψης των θετικών ροπών στηρίξεων του σεισμικού συνδυασμού.

γ. Σημειώνεται ότι η έντονη καταπόνηση των δοκών Δ1–Δ2–Δ3 υπό την οριζόντια σεισμική φόρτιση οφείλεται στην άμεση σύνδεσή τους με τα τοιχώματα στο πλαίσιο της όψης. Αντίθετα οι εσωτερικές δοκοί (όπως οι Δ4–Δ5–Δ6, Σχήμα 3.3) εμφανίζουν πολύ ηπιότερη καταπόνηση καθώς η σεισμική ένταση συγκεντρώνεται στα πλαίσια της περιμέτρου (Σχήμα 3.2).

δ. Υπολογισμός στατικού ύψους:  $d = h - d'$

Πάχος επικάλυψης:  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = 35\text{mm}$

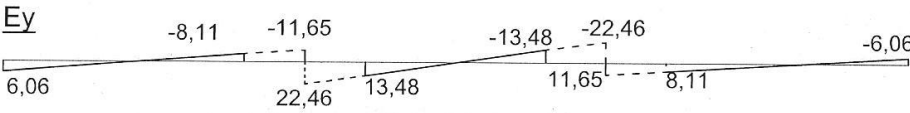
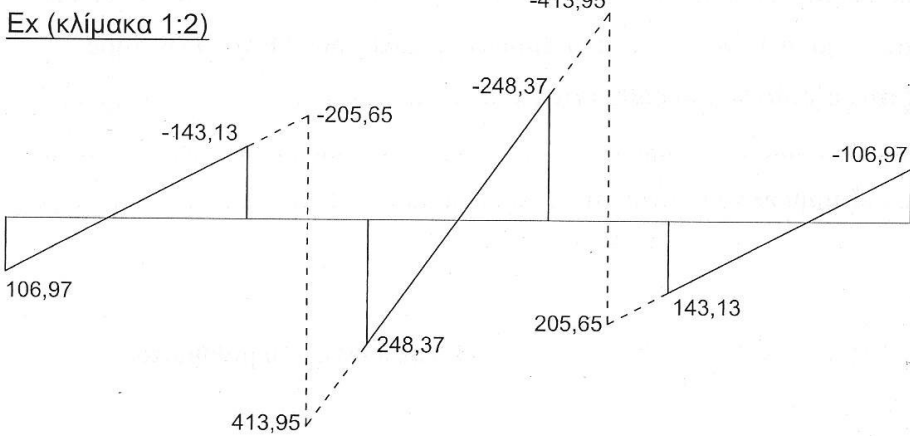
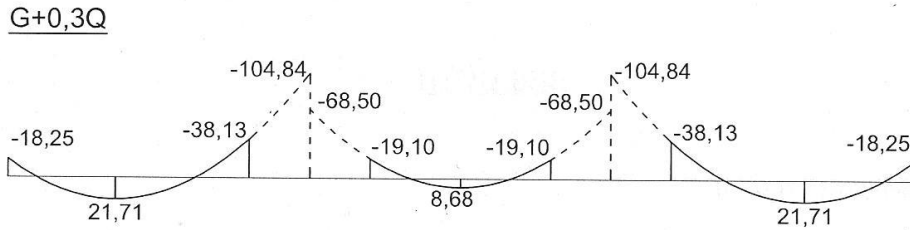
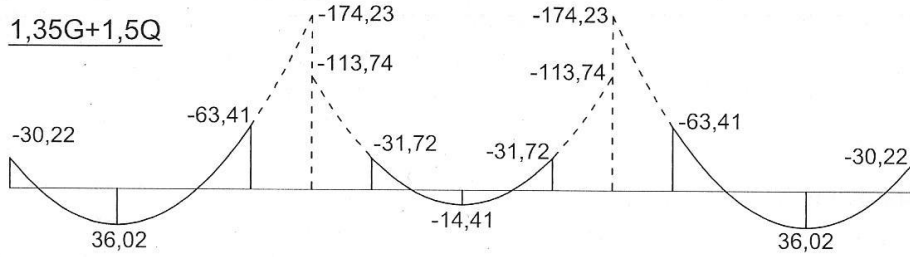
$d' = c_{nom} + \varnothing_w + \varnothing_L / 2 = 35 + 8 + (\sim 7) \approx 50\text{mm} \rightarrow d = h - d' = 600 - 50 = 550\text{mm}$

ε. Ελάχιστος οπλισμός εφελκόμενων περιοχών σε όλο το μήκος της δοκού (EC8 – 5.4.3.1.2(5)):  $\rho_{min} = 0.50 (f_{ctm} / f_{yk}) = 0.50 \cdot (2.20 / 500) = 2.20\text{‰}$

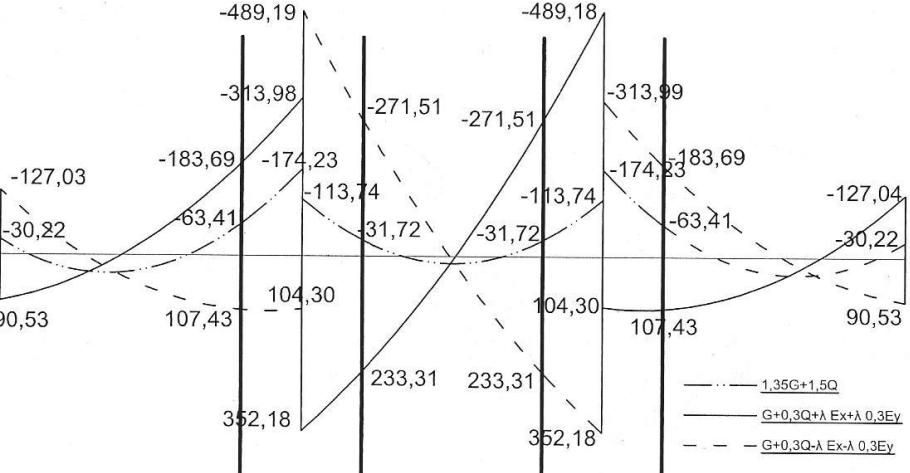
Συνεπώς,  $A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.0022 \cdot 25 \cdot 55 = 3.03\text{cm}^2$

στ. Κρίσιμες περιοχές δοκών

Σε δοκούς ΚΠΜ (EC8 – 5.4.3.1.2(α)) ως κρίσιμες περιοχές ορίζονται τμήματα μήκους  $\ell_{cr}=h = 0.60\text{m}$  από τις παρειές των στηρίξεων και εκατέρωθεν φυτευτού υποστυλώματος.

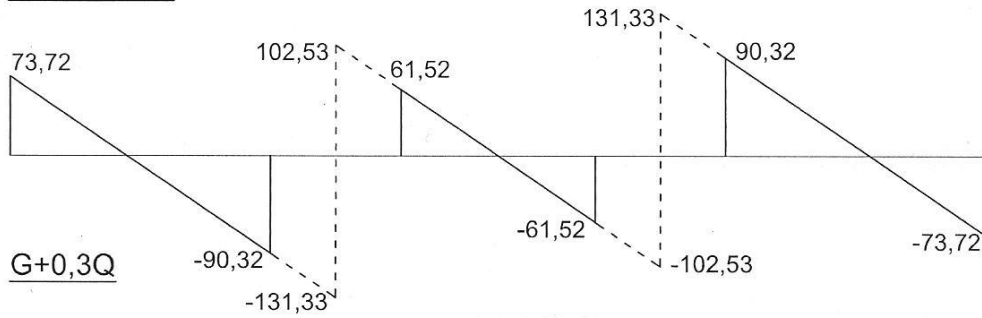


Επαλληλία των συνδυασμών φόρτισης

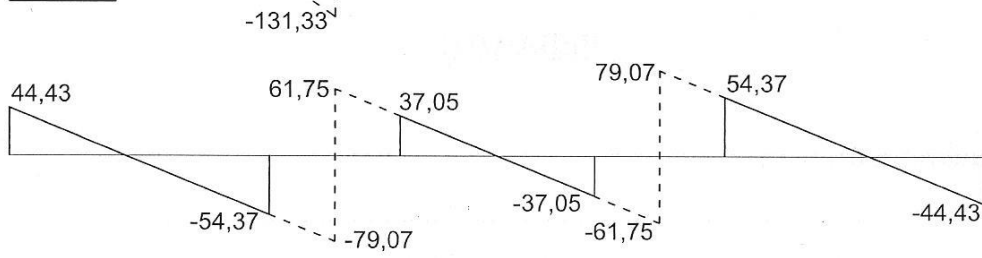


Σχήμα 6.1: Διαγράμματα Ροπών Δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής Ισογείου Κτιρίου ΔΜ1

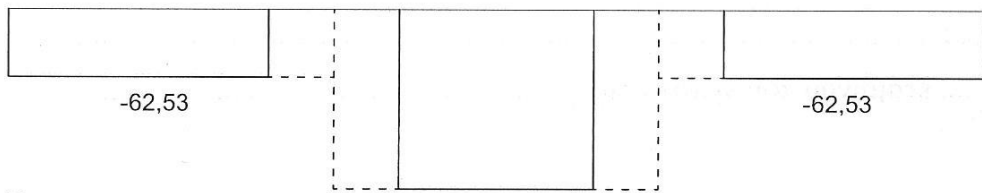
1,35G+1,5Q



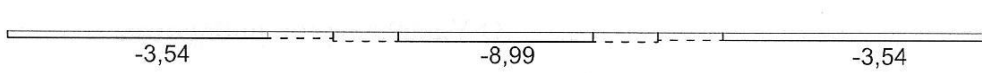
G+0,3Q



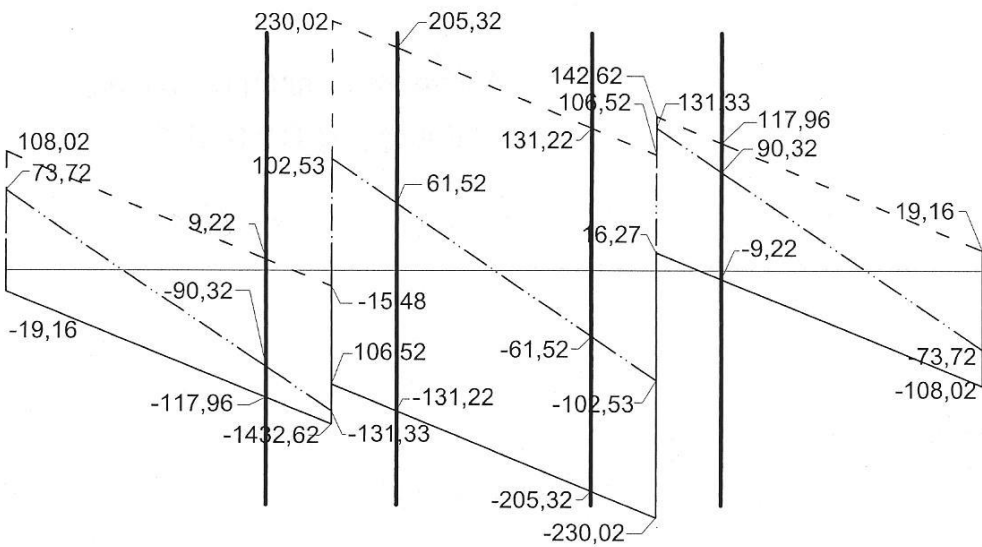
Ex



Ey



Επαλληλία των συνδυασμών φόρτισης



**Σχήμα 6.2:** Διαγράμματα Τεμνουσών Δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής Ισογείου Κτιρίου ΔΜ1

## 6.2.2 Διαστασιολόγηση στήριξης της δοκού Δ1 στον στύλο Σ1

α. Υπολογισμός οπλισμών

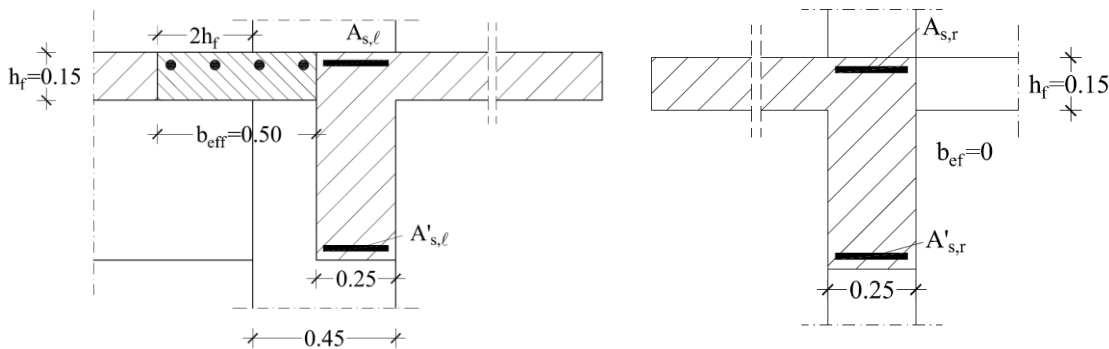
$$M^- = -127.03 \rightarrow M_p^- \approx -127.03 + 108.02 \cdot (0.45/2) = -102.73 \text{ kNm}$$

$$M^+ = +90.53 \rightarrow M_p^+ \approx +90.53 - 19.16 \cdot (0.45/2) = +86.22 \text{ kNm}$$

- Οπλισμός άνω:  $\mu_{sd} = 102.73 / (0.25 \cdot 0.55^2 \cdot f_{cd}) = 0.102 \rightarrow \omega_{req} = 0.109$

$$A_{s,req} = 0.109 \cdot 25 \cdot 55 \cdot (f_{cd} / f_{yd}) = 4.60 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{Ø}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Ποσοστό διατιθέμενου εφελκόμενου οπλισμού ( $\rho_{prov}$ ): Για τον υπολογισμό του  $\rho_{prov}$  πρέπει, σύμφωνα με την §5.4.3.1.2(4β) του EC8, να συνυπολογισθούν και ράβδοι παράλληλες με τον άξονα της δοκού μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος των εκατέρωθεν πλακών, όπως αυτό ορίζεται στο Σχήμα 5.5 του EC8 - 5.4.3.1.1(3β). Το συνεργαζόμενο πλάτος στην ακραία στήριξη φαίνεται στο Σχήμα 6.3. Επαρκώς αγκυρωμένοι είναι μόνον οι οπλισμοί άνω ίνας της πλάκας, ενώ στον πρόβολο δεν διατίθενται οπλισμοί παράλληλα με τον άξονα της δοκού. Έστω ότι στην άνω ίνα της πλάκας υπάρχουν Ø8/150 οπότε μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος υπάρχουν 4Ø8.



Σχήμα 6.3: Διατομές αριστερού (στύλος Σ1) και δεξιού άκρου (τοιχώμα T1) της δοκού Δ1 (Κτίριο ΔΜ1)

Συνολική διατομή διατιθέμενου εφελκόμενου οπλισμού:  $3\text{Ø}14 + 4\text{Ø}8 = 6.63 \text{ cm}^2$ .

Ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού:  $\rho_{prov} = 6.63 / (25 \cdot 55) = 4.82\%$ .

- Οπλισμός κάτω:  $\mu_{sd} = 86.22 / (1.27 \cdot 0.55^2 \cdot f_{cd}) = 0.017 \rightarrow \omega_{req} = 0.018$

$$A_{s,req} = 0.018 \cdot 127 \cdot 55 \cdot (f_{cd} / f_{yd}) = 3.86 \text{ cm}^2 \sim 2\text{Ø}12 + 1\text{Ø}14 = 3.80 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τον EC8 - 5.4.3.1.2(4α) στις κρίσιμες περιοχές πρέπει να διατίθεται θλιβόμενος οπλισμός, πέραν του τυχόν απαιτούμενου, τουλάχιστον ίσος με το μισό του εφελκόμενου ( $\rho_{prov} \cdot \gamma_{prov} / 2$ ). Οι ράβδοι κάτω ίνας (2Ø12 + 1Ø14) λειτουργούν ως θλιβόμενος οπλισμός για την (M<sup>-</sup>). Συνεπώς:

$$\rho'_{prov} = 3.80 / (25 \cdot 55) = 2.76\% > \rho_{prov} / 2 = 2.41\%.$$

β. Μέγιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού κρίσιμων περιοχών (EC8 - 5.4.3.1.2(4β))

$$\rho_{max} = \rho'_{prov} + \frac{0.0018}{\mu_{\phi} \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{όπου}$$

$\mu_{\phi}$ : πλαστιμότητα καμπυλοτήτων (EC8 - 5.2.3.4.(3))

Κτίριο ΔΜ1:  $T_1 = 0.352 \text{ sec} < T_c = 0.50 \text{ sec}$

$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_0 - 1)(T_c / T_1) = 1 + 2(3.60 - 1)(0.50 / 0.352) = 8.39$

$\epsilon_{sy,d} = 2.174\%$

Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$\rho_{\max} = 2.76\% + \frac{0.0018}{8.39 \times 0.002174} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 2.76\% + 3.03\% = 5.79\% > \rho_{\text{prov}} = 4.82\%.$$

### 6.2.3 Διαστασιολόγηση στήριξης της δοκού Δ1 στο τοίχωμα Γ1

α. Υπολογισμός οπλισμών

$$M^- = M_p^- = -183.69 \text{ kNm}$$

$$M^+ = M_p^+ = +107.43 \text{ kNm}$$

Οπλισμός άνω:  $\mu_{sd} = 0.182 \rightarrow \omega_{\text{req}} = 0.20$

$$A_{s,\text{req}} = 8.77 \text{ cm}^2 \sim 3\emptyset 14 + 2\emptyset 16 = 8.64 \text{ cm}^2$$

Δεν υπάρχει συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας (βλέπε Σχήμα 6.3:  $b_{\text{eff}} = 0$ ).

Ποσοστό διατιθέμενου εφελκόμενου οπλισμού:

$$\rho_{\text{prov}} = 8.64 / (25 \cdot 55) = 6.29\%.$$

Οπλισμός κάτω:  $\mu_{sd} = 0.021 \rightarrow \omega_{\text{req}} = 0.022$

$$A_{s,\text{req}} = 4.71 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 12 + 2\emptyset 14 = 4.93 \text{ cm}^2$$

$$r'_{\text{prov}} = 4.93 / (25 \cdot 55) = 3.59\% > \rho_{\text{prov}} / 2 = 3.14\%.$$

β. Μέγιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού κρίσιμων περιοχών (EC8 –5.4.3.1.2(4β))

$$\rho_{\max} = 3.59 + 3.03 = 6.62\% > \rho_{\text{prov}} = 6.29\%.$$

### 6.2.4 Διαστασιολόγηση ανοίγματος δοκού Δ1 (1.35G + 1.50Q)

$$M_{\max} = 36.02 \text{ kNm} \rightarrow \mu_{sd} = 0.007 \rightarrow \omega_{\text{req}} = 0.007$$

$$A_{s,\text{req}} = 1.52 < A_{s,\text{min}} = 3.03 \text{ cm}^2$$

Αρκούν τα  $2\emptyset 12 + 1\emptyset 14$  ( $3.80 \text{ cm}^2$ ) της στήριξης στον στύλο Σ1

Σε δοκούς ΚΠΜ δεν προβλέπεται ελάχιστος θλιβόμενος οπλισμός ανοιγμάτων.

### 6.2.5 Διαστασιολόγηση στήριξης της δοκού Δ2

α. Υπολογισμός οπλισμών

$$M^- = M_p^- = -271.51 \text{ kNm}$$

$$M^+ = M_p^+ = +233.31 \text{ kNm}$$

- Οπλισμός άνω:  $\mu_{sd} = 0.269 \rightarrow \omega_{\text{req}} = 0.338$

$$A_{s,\text{req}} = 14.25 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\emptyset 20 + 2\emptyset 18 = 14.51 \text{ cm}^2 \text{ (ομοίως } b_{\text{eff}} = 0)$$

Ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού:  $\rho_{\text{prov}} = 14.51 / (25 \cdot 55) = 10.56\%$ .

- Οπλισμός κάτω:  $\mu_{sd} = 0.046 \rightarrow \omega_{\text{req}} = 0.048$

$$A_{s,\text{req}} = 10.22 \text{ cm}^2 \sim 4\emptyset 18 = 10.18 \text{ cm}^2$$

$$r'_{\text{prov}} = 10.18 / (25 \cdot 55) = 7.40\% > \rho_{\text{prov}} / 2 = 5.09\%.$$

- Μέγιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού κρίσιμων περιοχών (EC8 –5.4.3.1.2(4β))

$$\rho_{\max} = 7.40 + 3.03 = 10.43\% \approx \rho_{\text{prov}} = 10.56\%.$$

(οριακά επιτρεπόμενο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού).



## 6.2.6 Διαστασιολόγηση ανοίγματος της δοκού Δ2 (1.35G + 1.50Q)

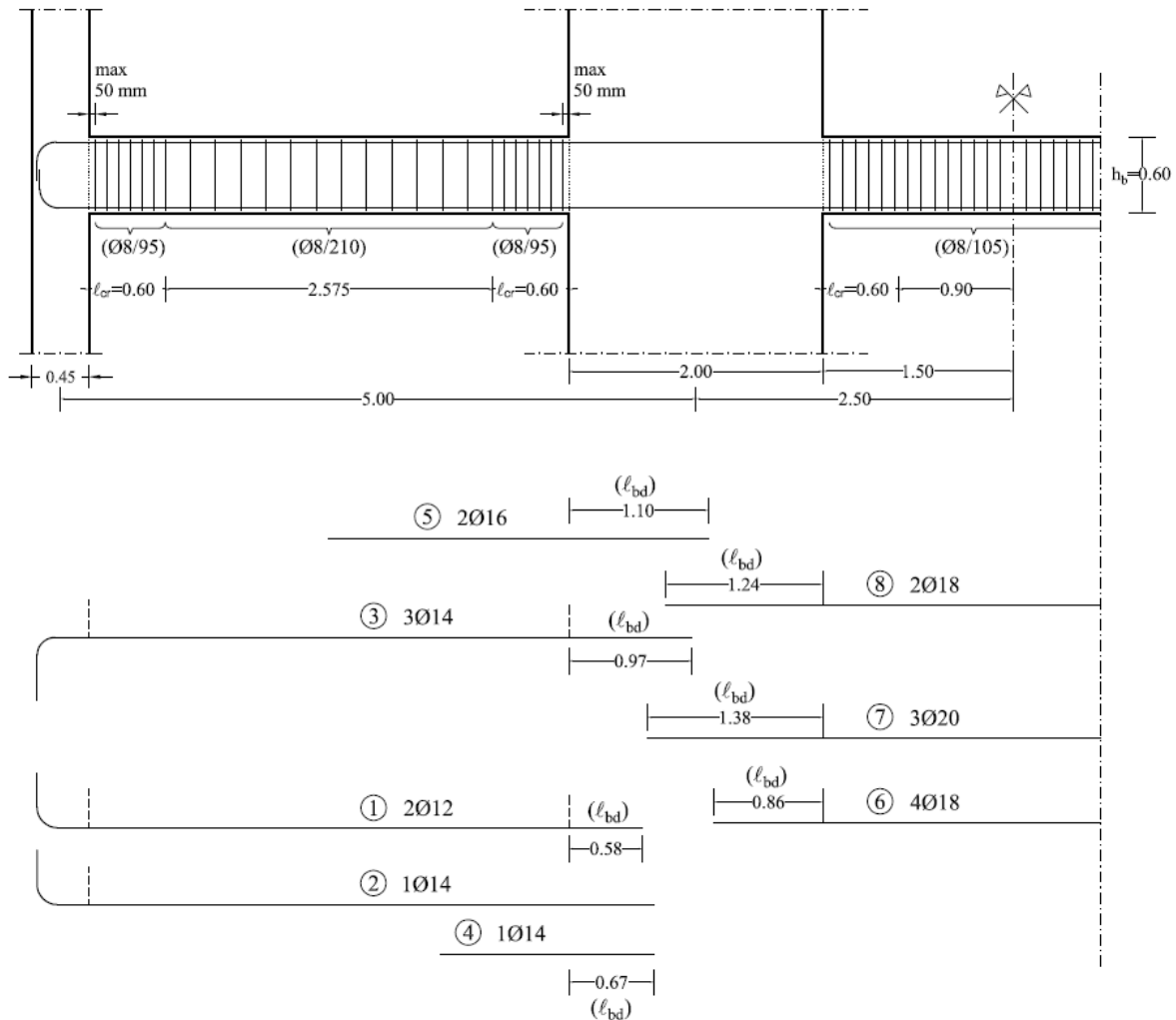
$$M_{\max} = +14.41 \text{ kNm} \rightarrow \mu_{\text{sd}} = 0.003 \rightarrow \omega_{\text{req}} = 0.003$$

$$A_{\text{s,req}} = 0.64 \text{ cm}^2 < A_{\text{s,min}} = 3.03 \text{ cm}^2$$

Υπεραρκούν 2Ø18 από τα 4Ø18 στην κάτω ίνα των εκατέρωθεν στηρίξεων.

## 6.2.7 Διάταξη διαμήκους οπλισμού

α. Σκαρίφημα διάταξης οπλισμού (βλέπε Σχήμα 6.4)



Σχήμα 6.4: Διάταξη οπλισμών δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 (Κτίριο ΔΜ1)

β. Το μήκος των ράβδων (4) και (5) προκύπτει από τη σχεδίαση της περιβάλλουσας των ροπών αντοχής η οποία πρέπει να υπερκαλύπτει τη μετατεθειμένη περιβάλλουσα ροπών σχεδιασμού.

γ. Η διάταξη μεγάλου ποσοστού ή και του συνόλου (δοκός Δ2) των απαιτούμενων οπλισμών στήριξης σε όλο το μήκος της άνω και κάτω παρειάς καθίσταται αναγκαία καθώς σε αντίθετη περίπτωση οι πρόσθετες ράβδοι των στηρίξεων (άνω και κάτω) θα υπερκαλύπτονται περί το μέσο του ανοίγματος.

δ. Οι οπλισμοί άνω παρειάς στις στηρίξεις της δοκού Δ2 (3Ø20 + 2Ø18) δεν χωρούν σε μία στρώση (EC2 – 4.4.1 και 8.2). Η διάταξη ράβδων σε δεύτερη στρώση είναι υποχρεωτική καθώς το τοίχωμα

έχει το ίδιο πλάτος με τη δοκό με αποτέλεσμα να μην επιτρέπεται η διάταξη ράβδων εκτός των συνδετήρων της δοκού (βλέπε EC8 – 5.6.2.2(1)).

### 6.2.8 Μέγιστες επιτρεπόμενες διαμέτροι οπλισμού δοκού εντός κόμβων (EC8 – 5.6.2.2(2))

α. Οι σχετικές διατάξεις θεσπίστηκαν ώστε να εξασφαλίζουν την επάρκεια του πλάτους των κατακόρυφων στοιχείων για ευθύγραμμη αγκύρωση των ράβδων των δοκών (βλέπε §4.2.1.1.6). Κατά συνέπεια δεν αφορούν την αγκύρωση στο τοίχωμα T1 όπου η ευθύγραμμη αγκύρωση είναι εφικτή και για ράβδους μεγάλης διαμέτρου λόγω του μεγάλου μήκους του τοιχώματος.

β. Εφαρμογή των διατάξεων για την αγκύρωση στον στύλο Σ1  
Εξωτερικός κόμβος

$$d_{bl} \leq h_c \frac{7.5 \times f_{ctm}}{g_{Rd} \times f_{yd}} (1 + 0.8 \times v_d) = 450 \frac{7.5 \times 2.2}{1.0 \times f_{yd}} (1 + 0.8 \times 0.065) \\ = 17.97 \text{ mm} > \varnothing 14 \text{ όπου}$$

$$n_d = |N_{Ed}|_{min}^{kej} / (f_{cd} \times A_c) = 175.50 / (f_{cd} \times 0.45 \times 0.45) = 0.065$$

(για το αξονικό φορτίο του στύλου Σ1 βλέπε Πίνακα 6.1).

γ. Επισημαίνεται ότι σοβαρό πρόβλημα αγκύρωσης θα υπάρξει στη στήριξη της εγκάρσιας δοκού Δ18 στο μέσον του τοιχώματος T1 (βλέπε Σχήμα 3.3) εξ αιτίας του μικρού πάχους του τοιχώματος. Στη θέση αυτή θα πρέπει να προβλεφθεί εγκάρσια τοπική νεύρωση στο μέσον του τοιχώματος είτε να εφαρμοσθεί μία από τις διατάξεις του Σχήματος 5.13 του EC8.

### 6.2.9 Αγκύρωση διαμήκων ράβδων δοκού Δ1 στον γωνιακό στύλο Σ1

α. Οι προβληματισμοί, οι παρατηρήσεις και οι παραδοχές της §4.2.1.1.7(α,β) ισχύουν και για τη δοκό του κτιρίου ΔΜ1.

β. Μήκος ευθύγραμμης αγκύρωσης

Άνω παρειά (δυσμενής περιοχή αγκύρωσης)

$$l_{bd}^u = 69\varnothing: \varnothing 14 \rightarrow 965 \text{ mm}, \varnothing 16 \rightarrow 1105 \text{ mm}, \varnothing 18 \rightarrow 1240 \text{ mm}, \varnothing 20 \rightarrow 1380 \text{ mm}$$

Κάτω παρειά (ευνοϊκή περιοχή αγκύρωσης)

$$l_{bd}^l = 48\varnothing: \varnothing 12 \rightarrow 576 \text{ mm}, \varnothing 14 \rightarrow 672 \text{ mm}, \varnothing 18 \rightarrow 864 \text{ mm}$$

γ. Αγκύρωση με καμπύλωση ράβδων στον ακραίο κόμβο (Σχήμα 6.5)

Ακολουθείται η διαδικασία της §4.2.1.1.7

Ελάχιστη επιτρεπόμενη διάμετρος τυμπάνου

$$A_{m,min} \geq \frac{F_{bt} [1/a_b + 1/(2A)]}{f_{cd}} \quad \text{όπου}$$

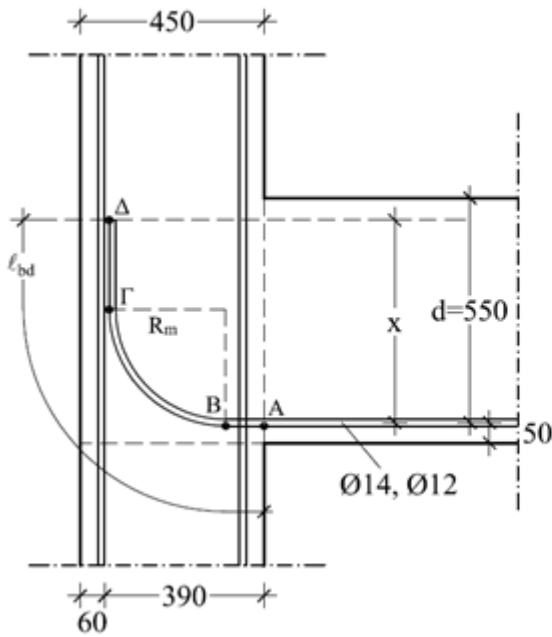
$F_{bt}$ : Εφελκυστική δύναμη της ράβδου στην αρχή της καμπύλωσης (δυσμενής θεώρηση:  $F_{bt} = A_s \cdot f_{yd}$ )

$a_b = [(\varnothing_L + (\text{απόσταση μεταξύ των ράβδων})] / 2 = (\varnothing_L + 20) / 2$  (mm)

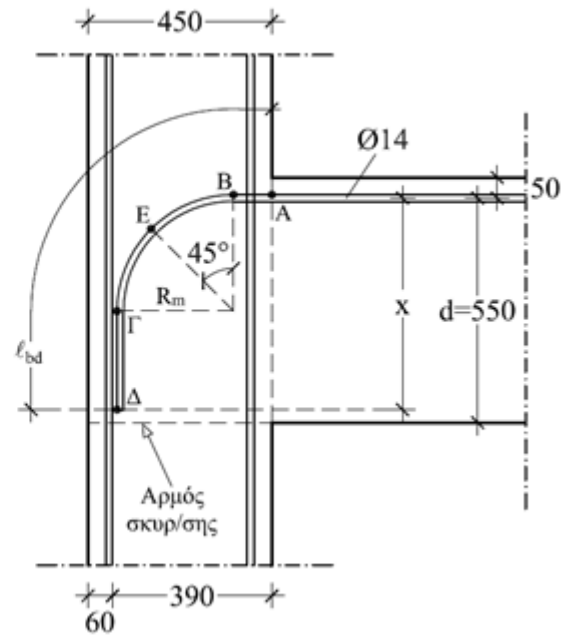
Ράβδος  $\varnothing 14$ :  $\varnothing_{m,min} = 0.47 \text{ m} \rightarrow R_{m,min} = 235 \text{ mm}$

Ράβδος  $\varnothing 12$ :  $\varnothing_{m,min} = 0.38 \text{ m} \rightarrow R_{m,min} = 190 \text{ mm}$

### Ράβδοι κάτω παρειάς



### Ράβδοι άνω παρειάς



Σχήμα 6.5: Αγκύρωση οπλισμών δοκού Δ1 στο υποστύλωμα Σ1 (Κτίριο ΔΜ1)

Από A → Δ: ευμενής περιοχή  
 $(AB) = 390 - R_m = 155 \text{ (200)mm}$   
 $(B\Gamma) = \pi R_m / 2 \approx 370 \text{ (300)mm}$   
 $\ell_{bd}'' \approx 670 \text{ (575)mm}$   
 $(\Gamma\Delta) = 145 \text{ (75)mm}$   
 $X_{\phi 14} = 145 + R_m = 380\text{mm} < d$   
 $X_{\phi 12} = 75 + R_m = 265\text{mm} < d$

$(ABE) = 340\text{mm}$ : δυσμενής περιοχή  
 $(EGD) = \ell_{bd}' - (ABE) \cdot 0.70 = 435 \text{ mm}$   
 $(\Gamma\Delta) = 250\text{mm}$   
 $X_{\phi 14} = 250 + R_m = 485\text{mm} < d$

Τα μήκη εντός παρενθέσεων αναφέρονται σε ράβδο Ø12.

## 6.3 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος Σ1 (Ισόγειο)

### 6.3.1 Εισαγωγή

#### 6.3.1.1 Δεδομένα – Παρατηρήσεις

α. Σε κτίρια με διπλό φέρον σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων, τουλάχιστον για τον υπολογισμό των διαμήκων ράβδων, πρέπει να προηγηθεί της διαστασιολόγησης των δοκών σε διάτμηση καθώς για τον υπολογισμό των ικανοτικών τεμνουσών των δοκών απαιτείται η γνώση των ροπών αντοχής των στύλων (EC8 – §5.4.2.2(β) σε συνδυασμό με την §4.4.2.3(4)).

β. Στους Πίνακες 6.1 και 6.2 των φορτίων διατομής του στύλου Σ1 στο ισόγειο και τον 1<sup>ο</sup> όροφο αντίστοιχα περιλαμβάνονται, χωριστά για την κεφαλή και τον πόδα, οι έξι επαλληλίες με στόχο τις ακρότατες τιμές  $N_{\min}$ ,  $N_{\max}$ ,  $M_{y,\min}$ ,  $M_{y,\max}$ ,  $M_{x,\min}$ ,  $M_{x,\max}$  και τα υπόλοιπα σύγχρονα εντατικά μεγέθη. Μία από τις έξι περιπτώσεις θα καθορίσει το μέγιστο απαιτούμενο ποσοστό διαμήκους οπλισμού του υποστυλώματος.

### 6.3.1.2 Αρχικοί έλεγχοι επάρκειας διατομής

α. Έλεγχος ανηγμένης αξονικής θλίψης

Κατά τον EC8 – 5.4.3.2.1, σε πρωτεύοντα υποστυλώματα ΚΠΜ η ανηγμένη τιμή θλιπτικής καταπόνησης υπό το σεισμικό συνδυασμό δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0.65. Η διατομή του στύλου Σ1 είναι κοινή στο ισόγειο και τον 1<sup>ο</sup> όροφο. Κατά συνέπεια ο έλεγχος γίνεται στον πόδα του ισογείου:

$\min N_{Ed} = - 618.11 \text{ kN}$  (βλέπε Πίνακα 6.1) και

$$v_{Ed} = \left| \min N_{Ed} \right| / (A_c \cdot f_{cd}) = 618.11 / (0.45 \cdot 0.45 \cdot f_{cd}) = 0.23 < 0.65$$

β. Προκαταρκτικός έλεγχος λυγηρότητας

Καθώς για το κτίριο ΔΜ1 προέκυψε  $\theta < 0.10$  δεν απαιτείται ο προκαταρκτικός έλεγχος λυγηρότητας της §5.4.1.2.2(1) του EC8.

### 6.3.1.3 Πορεία διαστασιολόγησης

Σε διπλό φέρον σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό τα διαδοχικά βήματα διαστασιολόγησης υποστυλώματος ΚΠΜ είναι τα ακόλουθα:

α. Διαστασιολόγηση έναντι  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ : Διάταξη διαμήκων ράβδων.

β. Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος ως μεμονωμένου στοιχείου.

γ. Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών.

δ. Έλεγχος έναντι περίσφιξης στον πόδα του ισογείου.

Σημειώνεται ότι σε διπλό φέρον σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό δεν απαιτείται ικανοτικός έλεγχος κόμβων για την ικανοποίηση της ανισότητας  $\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb}$ .

Πίνακας 6.1: Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος Σ1 στο ισόγειο του κτιρίου ΔΜ1

ΚΕΦΑΛΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q [1]	G+0.3Q [2]	Δ/νση Σεισμού	$\lambda_{\delta}E$ [3]	$0.3\lambda_{\delta}E_{ΕΥΚ}$ [4]	minN [2]+[3]+[4]	maxN [2]-[3]-[4]	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-628,08	-385,41	x-x	161,47	-48,44	<b>-595,32</b>	<b>-175,50</b>	-498,44	-272,38	-498,44	-272,38
My	9,81	5,92		-40,26	-1,04	45,14	-33,30	<b>47,22</b>	<b>-35,38</b>	47,22	-35,38
Mx	-9,81	-5,92		-3,47	-12,08	-14,53	2,69	9,63	-21,47	<b>9,63</b>	<b>-21,47</b>
Vx	-3,23	-1,95		19,15	0,44	-20,67	16,76	-21,54	17,63	-21,54	17,63
Vy	3,23	1,95		1,45	5,75	6,25	-2,34	-5,24	9,15	-5,24	9,15
N	-628,08	-385,41	y-y	-161,47	48,44	<b>-595,32</b>	<b>-175,50</b>	-272,38	-498,44	-272,38	-498,44
My	9,81	5,92		-3,47	-12,08	14,53	-2,69	<b>21,47</b>	<b>-9,63</b>	21,47	-9,63
Mx	-9,81	-5,92		-40,26	-1,04	-45,14	33,30	35,38	-47,22	<b>35,38</b>	<b>-47,22</b>
Vx	-3,23	-1,95		1,45	5,75	-6,25	2,34	-9,15	5,24	-9,15	5,24
Vy	3,23	1,95		19,15	0,44	20,67	-16,76	-17,63	21,54	-17,63	21,54
ΠΟΔΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q	G+0.3Q	Δ/νση Σεισμού	$\lambda_{\delta}E$ [3]	$0.3\lambda_{\delta}E_{ΕΥΚ}$ [4]	minN [2]+[3]+[4]	maxN [2]-[3]-[4]	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-658,85	-408,20	x-x	161,47	-48,44	<b>-618,11</b>	<b>-198,29</b>	-295,17	-521,23	-295,17	-521,23
My	-4,79	-2,89		45,91	0,92	-47,88	42,09	<b>43,94</b>	<b>-49,73</b>	43,94	-49,73
Mx	4,79	2,89		3,08	13,77	13,59	-7,80	19,75	-13,96	<b>19,75</b>	<b>-13,96</b>
Vx	-3,23	-1,95		19,15	0,44	-20,67	16,76	17,63	-21,54	17,63	-21,54
Vy	3,23	1,95		1,45	5,75	6,25	-2,34	9,15	-5,24	9,15	-5,24
N	-658,85	-408,20	y-y	-161,47	48,44	<b>-618,11</b>	<b>-198,29</b>	-521,23	-295,17	-521,23	-295,17
My	-4,79	-2,89		3,08	13,77	-13,59	7,80	<b>13,96</b>	<b>-19,75</b>	13,96	-19,75
Mx	4,79	2,89		45,91	0,92	47,88	-42,09	49,73	-43,94	<b>49,73</b>	<b>-43,94</b>
Vx	-3,23	-1,95		1,45	5,75	-6,25	2,34	5,24	-9,15	5,24	-9,15
Vy	3,23	1,95		19,15	0,44	20,67	-16,76	21,54	-17,63	21,54	-17,63

Πίνακας 6.2: Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος Σ1 στον 1ο όροφο του κτιρίου ΔΜ1

ΚΕΦΑΛΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q	G+0.3Q	Δ/νση Σεισμού	$\lambda_{\delta}E$	$0.3\lambda_{\delta}E_{\epsilon\gamma\kappa}$	minN	maxN	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-460,18	-281,37	x-x	105,12	-31,54	<b>-418,02</b>	<b>-144,71</b>	-354,95	-207,78	-354,95	-207,78
My	19,90	12,03		-65,62	-2,21	75,45	-51,38	<b>79,86</b>	<b>-55,79</b>	79,86	-55,79
Mx	-19,90	-12,03		-7,35	-19,69	-24,37	0,30	15,00	-39,07	<b>15,00</b>	<b>-39,07</b>
Vx	-13,49	-8,15		44,08	1,43	-50,80	34,50	-53,67	37,36	-53,67	37,36
Vy	13,49	8,15		4,78	13,22	16,60	-0,29	-9,85	26,16	-9,85	26,16
N	-460,18	-281,37	y-y	-105,12	31,54	<b>-418,02</b>	<b>-144,71</b>	-207,78	-354,95	-207,78	-354,95
My	19,90	12,03		-7,35	-19,69	24,37	-0,30	<b>39,07</b>	<b>-15,00</b>	39,07	-15,00
Mx	-19,90	-12,03		-65,62	-2,21	-75,45	51,38	55,79	-79,86	<b>55,79</b>	<b>-79,86</b>
Vx	-13,49	-8,15		4,78	13,22	-16,60	0,29	-26,16	9,85	-26,16	9,85
Vy	13,49	8,15		44,08	1,43	50,80	-34,50	-37,36	53,67	-37,36	53,67
ΠΟΔΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q	G+0.3Q	Δ/νση Σεισμού	$\lambda_{\delta}E$	$0.3\lambda_{\delta}E_{\epsilon\gamma\kappa}$	minN	maxN	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-480,67	-296,55	x-x	105,12	-31,54	<b>-433,20</b>	<b>-159,89</b>	-222,96	-370,13	-222,96	-370,13
My	-20,58	-12,43		66,61	2,10	-76,94	52,08	<b>56,28</b>	<b>-81,14</b>	56,28	-81,14
Mx	20,58	12,43		7,00	19,98	25,41	-0,55	39,41	-14,55	<b>39,41</b>	<b>-14,55</b>
Vx	-13,49	-8,15		44,08	1,43	-50,80	34,50	37,36	-53,67	37,36	-53,67
Vy	13,49	8,15		4,78	13,22	16,60	-0,29	26,16	-9,85	26,16	-9,85
N	-480,67	-296,55	y-y	-105,12	31,54	<b>-433,20</b>	<b>-159,89</b>	-370,13	-222,96	-370,13	-222,96
My	-20,58	-12,43		7,00	19,98	-25,41	0,55	<b>14,55</b>	<b>-39,41</b>	14,55	-39,41
Mx	20,58	12,43		66,61	2,10	76,94	-52,08	81,14	-56,28	<b>81,14</b>	<b>-56,28</b>
Vx	-13,49	-8,15		4,78	13,22	-16,60	0,29	9,85	-26,16	9,85	-26,16
Vy	13,49	8,15		44,08	1,43	50,80	-34,50	53,67	-37,36	53,67	-37,36

## 6.3.2 Διαστασιολόγηση έναντι $N$ , $M_x$ , $M_y$

### 6.3.2.1 Εισαγωγή

Οι παρατηρήσεις και οι παραδοχές της §4.2.2.2.1 ισχύουν και για το στύλο Σ1 του κτιρίου ΔΜ1.

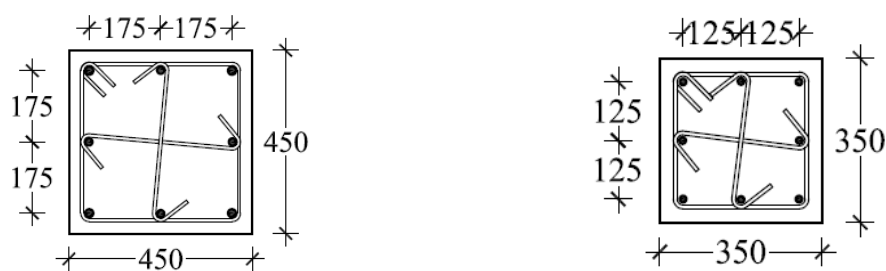
### 6.3.2.2 Απαίτηση διαμήκους οπλισμού

Για όλους τους συνδυασμούς κεφαλής του Πίνακα 6.1 προκύπτει μηδενικός απαιτούμενος οπλισμός. Ομοίως για τους συνδυασμούς πόδα του Πίνακα 6.1 προκύπτει μηδενικός απαιτούμενος οπλισμός με εξαίρεση τον συνδυασμό  $\max N$ :

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,P} &= -198.29kN \rightarrow \nu = -0.073 \\ M_{Ed,P}^y &= +42.09kNm \rightarrow m_y = +0.035 \\ M_{Ed,P}^x &= -7.80kNm \rightarrow m_x = -0.006 \end{aligned} \right\} w_{req} = 0.02$$

### 6.3.2.3 Υπολογισμός – διάταξη διαμήκους οπλισμού

- Ελάχιστος οπλισμός:  $A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot h = 10\% \cdot 45 \cdot 45 = 20.25cm^2$
- Απαιτούμενος οπλισμός: Πόδας  $\max N$ :  $w_{req} = 0.02$   
 $A_{s,req} = w_{req} \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} / f_{yd} = 0.02 \cdot 45 \cdot 45 \cdot f_{cd} / f_{yd} = 1.24cm^2 \ll A_{s,min}$
- Σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EC8 – 5.4.3.2.2, σε στύλους ΚΠΜ διατάσσονται στην περίμετρο της διατομής ράβδοι ανά αξονικές αποστάσεις  $\leq 200mm$  οι οποίες πρέπει να συγκρατούνται από εγκάρσιους συνδετήρες ενώ για την εξασφάλιση της ακεραιότητας των κόμβων απαιτείται τουλάχιστον μία ενδιάμεση ράβδος μεταξύ των γωνιακών κάθε πλευράς. Με βάση τα παραπάνω δεδομένα τοποθετούνται  $8\varnothing 18 = 20.36 > 20.25cm^2$  (Σχήμα 6.6).



**Σχήμα 6.6:** Διάταξη όπλισης στύλου Σ1 διατομής 450x450mm και ενδεικτική διαμόρφωση διατομής 350x350mm

Είναι φανερό ότι η διατομή των γωνιακών στύλων είναι αντισυμβατική. Στην §6.3.2.4 γίνεται διερεύνηση της δυνατότητας μείωσης της διατομής τους.

### 6.3.2.4 Διερεύνηση δυνατότητας μείωσης διατομής γωνιακών στύλων

- Η παρούσα διερεύνηση γίνεται κατά προσέγγιση με θεώρηση των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού των Πινάκων 6.1 και 6.2.
- Ένα από τα κριτήρια επιλογής διατομής υποστλωμάτων είναι και η δυνατότητα αγκύρωσης των διαμήκων οπλισμών των δοκών (βλέπε §6.2.8). Μέγιστη διατομή διαμήκων οπλισμών της δοκού Δ1: Ø14.
- Έστω διατομή στύλου Σ1: 35 x 35cm

$$d_{bl} \leq 350 \frac{7.5 \times 2.2}{1.0 \times f_{yd}} (1 + 0.8 \times 0.107) = 14.42 \text{ mm} > \text{Æ14} \quad (\text{αποδεκτή διατομή})$$

$$\text{όπου } v_d = |N_{Ed}|_{min}^{kej} / (f_{cd} \times A_c) = 175.50 / (f_{cd} \times 0.35 \times 0.35) = 0.107$$

- Έστω διατομή στύλου Σ1: 30 x 30cm

$$d_{bl} \leq 300 \frac{7.5 \times 2.2}{1.0 \times f_{yd}} (1 + 0.8 \times 0.146) = 12.72 \text{ mm} < \text{Æ14} \quad (\text{μη αποδεκτή διατομή}), \text{ όπου}$$

$$v_d = 175.50 / (f_{cd} \times 0.30 \times 0.30) = 0.146$$

- Κατά συνέπεια θεωρείται νέα διατομή του στύλου Σ1, 35 x 35cm στο ισόγειο και τον 1<sup>ο</sup> όροφο:

α. Αρχικός έλεγχος επάρκειας διατομής

$$v_{Ed} = | \min N_{Ed} | / (A_c \cdot f_{cd}) = 618.11 / (0.35 \cdot 0.35 \cdot f_{cd}) = 0.38 < 0.65.$$

β. Απαίτηση διαμήκους οπλισμού

Δυσμενέστερη απαίτηση: Πόδας, maxN

$$\left. \begin{array}{l} N_{Ed,P} = -198.29 \text{ kN} \rightarrow v = -0.121 \\ M_{Ed,P}^y = +42.09 \text{ kNm} \rightarrow m_y = 0.074 \\ M_{Ed,P}^x = -7.80 \text{ kNm} \rightarrow m_x = 0.014 \end{array} \right\} w_{req} = \underline{0.06}$$

γ. Υπολογισμός – διάταξη διαμήκους οπλισμού

- Ελάχιστος οπλισμός:  $A_{s,min} = 10\% \cdot 35 \cdot 35 = 12.25 \text{ cm}^2$

- Απαιτούμενος οπλισμός:  $\omega_{req,max} = 0.06$

$$A_{s,req} = \omega_{req} \cdot b \cdot h \cdot (f_{cd} / f_{yd}) = 2.25 \text{ cm}^2 \ll 12.25 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EC8 – 5.4.3.2.2 τοποθετούνται 8Ø14 = 12.32 > 12.25cm<sup>2</sup> (Σχήμα 6.6).

Είναι φανερό ότι και πάλι η διατομή του στύλου είναι αντιοικονομική αλλά, όπως διαπιστώθηκε παραπάνω, περαιτέρω μείωση της διατομής δεν επιτρέπει την ασφαλή αγκύρωση διαμήκων ράβδων Ø14 των δοκών που εδράζονται στον στύλο Σ1.

δ. Σημειώνεται ότι τυχόν μείωση των διατομών των γωνιακών υποστλωμάτων απαιτεί τροποποίηση του προσομοιώματος και επανάληψη της στατικής ανάλυσης. Καθώς στόχος της παρούσας εργασίας δεν είναι η βελτιστοποίηση του σχεδιασμού, η διαστασιολόγηση του κτιρίου ΔΜ1 συνεχίζεται με τις αρχικές διατομές.



### 6.3.3 Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος ως μεμονωμένου στοιχείου

#### 6.3.3.1 Εισαγωγή

Οι παρατηρήσεις της §4.2.2.4.1 ισχύουν και στην προκειμένη περίπτωση (σημειώνεται ότι στο κτίριο ΔΜ1 η επιρροή των φαινομένων δεύτερης τάξης στο σύνολο του φέροντος οργανισμού είναι αμελητέες καθώς προέκυψε  $\theta < 0.1$  σε όλους τους ορόφους).

#### 6.3.3.2 Υπολογισμός λυγηρότητας στύλου Σ1 στο ισόγειο

$$\text{Λυγηρότητα } l = \ell_0 / i$$

$$\text{Μήκος λυγισμού } \ell_0$$

Πόδας: θεωρείται πλήρης πάκτωση

Κεφαλή: θεωρείται κινητή πάκτωση

Κατά τον EC2 – Σχ. 5.7(e) λαμβάνεται  $\ell_0 = h_{or} = 4.50m$

$$\text{Ακτίνα αδράνειας: } i = \sqrt{I / A}$$

$$\text{Λόγω συμμετρίας } i_x = i_y = i = h\sqrt{12} = 45 / \sqrt{12} = 12.99cm.$$

$$\text{Λυγηρότητα: } l = \ell_0 / i = 450.00 / 12.99 = 34.64$$

#### 6.3.3.3 Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος για το συνδυασμό 1.35G + 1.50Q

Οριακή λυγηρότητα: Λόγω συμμετρίας  $\lambda_{lim,x} = \lambda_{lim,y} = \lambda_{lim}$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{v} \text{ όπου}$$

A: Συντελεστής επιρροής ερπυσμού. Για λόγους απλότητας λαμβάνεται η δυσμενής τιμή  $A = 0.7$  (EC2 – 5.8.3.1)

B: Συντελεστής επιρροής διαμήκους όπλισης

$$B = \sqrt{1 + 2W} = 1.29 \text{ όπου}$$

$$W = \frac{A_s}{A_c} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{8A_{E18}}{45 \times 45} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.328$$

C: Συντελεστής επιρροής μορφής καμπτικής καταπόνησης

$$C = 1.7 - r_m \text{ όπου } r_m = M_{01} / M_{02} \text{ και}$$

$$M_{01}, M_{02} \text{ οι ροπές της 1ης τάξης στα άκρα και } |M_{02}|^3 |M_{01}| \text{ (βλέπε Πίνακα 6.1)}$$

$$M_{01} / M_{02} = 4.79 / (-9.81) = -0.49 \text{ και}$$

$$C = 1.7 - (-0.49) = 2.19$$

$v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$  η ανηγμένη ορθή δύναμη, όπου

$$N_{Ed} \approx (N_{Ed,k} + N_{Ed,\Pi}) / 2 = (628.08 + 658.85) / 2 = 643.47kN \rightarrow v = 0.238$$

$$\text{Έτσι προκύπτει: } l_{lim} = 20 \times 0.7 \times 1.29 \times 2.19 / \sqrt{0.238} = 81.07 > \lambda = 34.64 \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ).}$$

#### 6.3.3.4 Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος για το σεισμικό κίνδυνο

Είναι προφανές ότι, ότι η οριακή λυγηρότητα θα προκύψει δυσμενέστερη (μικρότερη) για τον συνδυασμό με το ισχυρότερο θλιπτικό φορτίο (βλέπε Πίνακα 6.1).

Οι τιμές των συντελεστών A και B δεν μεταβάλλονται.

$$\text{Συντελεστής } C = 1.7 - (-45.14 / 47.88) = 2.64$$

$$v = (595.32 + 618.11) / 2 / (0.45 \cdot 0.45 \cdot f_{cd}) = 0.225 \text{ και}$$

$$l_{\text{lim}} = 20 \times 0.7 \times 1.29 \times 2.64 / \sqrt{0.225} = 100.58 > \lambda = 34.64 \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}.$$

### 6.3.4 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών

#### 6.3.4.1 Εισαγωγή

α. Οι ικανοτικές τέμνουσες  $V_{Ed}$  υπολογίζονται από τις ροπές υπεραντοχής ( $M_{i,d}$ ) στους κόμβους κεφαλής και πόδα του στύλου για εναλλασσόμενη φορά σεισμικής κίνησης:  $V_{Ed} = (M_{K,d} + M_{\Pi,d}) / \ell_{ce}$  όπου  $\ell_{ce}$  το καθαρό ύψος του στύλου.

Οι ροπές υπεραντοχής στα άκρα του στύλου υπολογίζονται από την έκφραση 5.9 (EC8 – 5.4.2.3(2)):  $M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc})$  όπου για στύλο ΚΠΜ:  $\gamma_{Rd} = 1.1$

β. Κατά συνέπεια στον κόμβο οροφής ισογείου για τον υπολογισμό της  $M_{i,d}$  πρέπει να προηγηθεί ο υπολογισμός των ροπών αντοχής στύλων και δοκών ώστε να προκύψει η τιμή του λόγου  $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}$ .

γ. Αντίθετα, στον πόδα του υποστυλώματος ο ικανοτικός υπολογισμός απαιτεί ισχυρότερες ροπές αντοχής των στοιχείων θεμελίωσης. Κατά συνέπεια για τον πόδα από την έκφραση 5.9 του EC8 προκύπτει:  $M_{\Pi,d} = 1.1 \cdot M_{Rc,\Pi}$ .

#### 6.3.4.2 Υπολογισμός ροπών αντοχής της δοκού Δ1 στη στήριξη επί του στύλου Σ1

Σύμφωνα με τις §5.4.2.2(2β) και 5.4.3.1.2(4β) του EC8, για τον υπολογισμό των ροπών διαρροής από εφελευσμό των οπλισμών άνω ίνας πρέπει να συνεκτιμηθεί η συμβολή και των οπλισμών στα συνεργαζόμενα πλάτη των πλακών σύμφωνα με το Σχήμα 6.3.

$$A_{s,\ell} = 3A_{E14} + 4A_{E8} = 6.63 \text{ cm}^2 \rightarrow M_{R,\ell}^- = 143.22 \text{ kNm}$$

$$A_{s,\ell}^+ = 2A_{E12} + 1A_{E14} = 3.80 \text{ cm}^2 \rightarrow M_{R,\ell}^+ \gg 86.22 \text{ kNm}$$

#### 6.3.4.3 Υπολογισμός ροπών αντοχής στύλων στον κόμβο οροφής ισογείου

α. Απαιτείται ο υπολογισμός των ροπών αντοχής στην κεφαλή του ισογείου και στον πόδα του 1<sup>ου</sup> ορόφου. Κατά συνέπεια απαιτείται η γνώση των διαμήκων οπλισμών του στύλου Σ1 και στον 1<sup>ο</sup> όροφο. Καθώς η διατομή παραμένει και στον 1<sup>ο</sup> όροφο  $b \times h = 45 \times 45 \text{ cm}$  είναι προφανές ότι αρκεί ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός  $A_{s,\min} = 20.25 \text{ cm}^2$  και συνεπώς διατηρούνται οι οπλισμοί του ισογείου:  $8\varnothing 18 = 20.36 \text{ cm}^2$ .

β. Κατά τις διατάξεις του EC8 – 4.4.2.3(4) και (5) οι ροπές αντοχής  $M_{Rc}$  πρέπει να υπολογισθούν και για τις δύο κύριες διευθύνσεις του στύλου θεωρώντας για κάθε διεύθυνση τις ακραίες τιμές της αξονικής δύναμης που αναπτύσσονται κατά τις δύο φορές της αντίστοιχης κύριας σεισμικής φόρτισης και λαμβάνοντας υπόψη τις σύγχρονες τιμές της εγκάρσιας καμπτικής ροπής σχεδιασμού.

γ. Είναι προφανές ότι για τον γωνιακό στύλο τετραγωνικής διατομής, λόγω συμμετρίας, οι ροπές αντοχής θα προκύψουν ίδιες στις δύο κύριες διευθύνσεις. Οι υπολογισμοί που ακολουθούν αναφέρονται στη διεύθυνση x –x (κύριος σεισμός  $\pm E_x$ ).

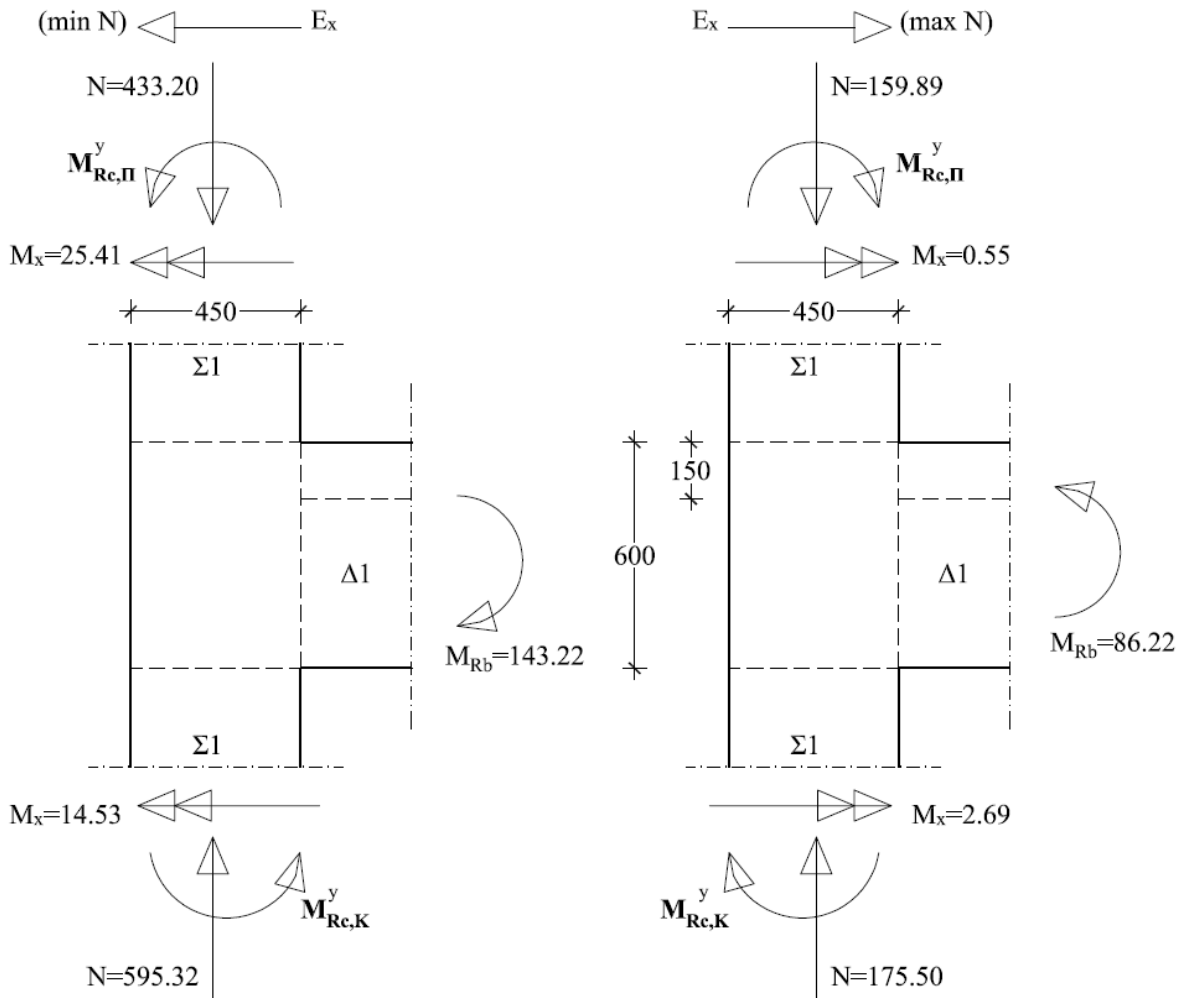
δ. Στο Σχήμα 6.7 έχουν σημειωθεί οι ροπές αντοχής της δοκού Δ1 (βλέπε §6.3.4.2) και τα σύγχρονα εντατικά μεγέθη των στύλων (βλέπε Πίνακες 6.1 και 6.2).

ε. Υπολογισμός των ροπών αντοχής στύλου στον πόδα του 1<sup>ου</sup> ορόφου (Πίνακας 6.2)

$$A_{s,prov} = 20.36\text{cm}^2 \rightarrow \omega_{prov} = 0.328$$

$$E_x \rightarrow: v = -0.059, m_x \approx 0.00 \rightarrow m_{R,y} = 0.151 \rightarrow M_{Rc,P}^y = 183.47\text{kNm}$$

$$E_x \leftarrow: v = -0.160, m_x = 0.021 \rightarrow m_{R,y} = 0.173 \rightarrow M_{Rc,P}^y = 210.20\text{kNm}$$



Σχήμα 6.7: Κόμβος Σ1 – Δ1 οροφής ισογείου. Φορτία διατομής (Κτίριο ΔΜ1)

στ. Υπολογισμός των ροπών αντοχής στύλου στην κεφαλή του ισογείου (Πίνακας 6.1)

$$A_{s,prov} = 20.36\text{cm}^2 \rightarrow \omega_{prov} = 0.328$$

$$E_x \rightarrow: v = -0.065, m_x = 0.002 \rightarrow m_{R,y} = 0.153 \rightarrow M_{Rc,P}^y = 185.90\text{kNm}$$

$$E_x \leftarrow: v = -0.220, m_x = 0.012 \rightarrow m_{R,y} = 0.186 \rightarrow M_{Rc,P}^y = 225.99\text{kNm}$$

ζ. Υπολογισμός των τιμών του λόγου  $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}$

$$E_x \rightarrow: \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} = 86.22 / (183.47 + 185.90) = 0.233$$

$$E_x \leftarrow: \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} = 143.22 / (210.20 + 225.99) = 0.328$$

Σημειώνεται ότι οι ιδιαίτερα χαμηλές τιμές των λόγων  $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}$  ήταν αναμενόμενες λόγω της υπερβολικής διατομής του στύλου Σ1.

### 6.3.4.4 Υπολογισμός ροπών υπεραντοχής στύλου Σ1 στο ισόγειο

α. Σεισμός  $E_x \rightarrow$  (maxN)

$$\text{Κεφαλή: } M_{K,d}^y = M_{Rd} \times M_{Rc,K}^y \times \min\left(1, \frac{SM_{Rb}}{SM_{Rc}}\right) =$$

$$= 1.10 \times 185.90 \times \min\left(1, 0.233\right) = 47.73 \text{ kNm}$$

Πόδας:

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed} &= -198.29 \text{ kN} \rightarrow v = -198.29 / (0.45^2 \cdot f_{cd}) = -0.073 \\ M_{Ed}^x &= -7.80 \text{ kNm} \rightarrow m_x = 7.80 / (0.45^3 \cdot f_{cd}) = 0.006 \\ W &= 0.328 \end{aligned} \right\} m_{R,y} = 0.155$$

$$M_{Rc,P}^y = 0.155 \times 0.45^3 \times f_{cd} = 188.33 \text{ kNm}$$

$$M_{P,d}^y = 1.10 \times M_{Rc,P}^y = 1.10 \times 188.33 = 207.16 \text{ kNm}$$

β. Σεισμός  $E_x \leftarrow$  (minN)

$$\text{Κεφαλή: } M_{K,d}^y = 1.10 \times 225.99 \times \min\left(1, 0.328\right) = 81.54 \text{ kNm}$$

Πόδας:

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed} &= -618.11 \text{ kN} \rightarrow v = -0.229 \\ M_{Ed}^x &= 13.59 \text{ kNm} \rightarrow \mu_x = 0.011 \\ \omega &= 0.328 \end{aligned} \right\} \mu_{R,y} = 0.191$$

$$M_{Rc,P}^y = 0.191 \times 0.45^3 \times f_{cd} = 231.79 \text{ kNm} \text{ και}$$

$$M_{P,d}^y = 1.10 \times M_{Rc,P}^y = 1.10 \times 231.79 = 254.96 \text{ kNm}$$

### 6.3.4.5 Υπολογισμός ικανοτικών τεμνουσών στύλου Σ1 στους ισόγειο

α. Σεισμός  $E_x \rightarrow$  (maxN)

$$V_{Ed}^x = \left( M_{K,d}^y + M_{P,d}^y \right) / \ell_{cl}$$

Καθαρό ύψος στύλου:  $\ell_{cl} = h_{op} - h_b = 4.50 - 0.60 = 3.90 \text{ m}$  και

$$V_{Ed,min}^x = \left( 47.73 + 207.16 \right) / 3.90 = 65.36 \text{ kN}$$

β. Σεισμός  $E_x \leftarrow$  (minN)

$$V_{Ed,max}^x = \left( 81.54 + 254.96 \right) / 3.90 = 86.28 \text{ kN}$$

### 6.3.4.6 Σχολιασμός τιμών ικανοτικών τεμνουσών

Τέμνουσα	$V_x (=V_y)$	
	$E_x$ (minN)	$E_x$ (maxN)
Φορά κύριου σεισμού		
Ικανοτική τέμνουσα	86.28	65.36
Τέμνουσα σχεδιασμού	20.67	16.76

Οι ικανοτικές τέμνουσες προκύπτουν πάντα μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες σχεδιασμού. Στην προκειμένη περίπτωση όμως προέκυψαν πολύ μεγαλύτερες διότι, όπως προαναφέρθηκε, η διατομή του υποστύλωματος είναι υπερβολική. Κατά συνέπεια, η υποχρεωτική τοποθέτηση του ελάχιστου διαμήκους οπλισμού ( $\rho_{min} = 10\%$ ) αυξάνει τις ροπές αντοχής ( $M_{R,c}$ ). Σημειώνεται ότι οι ικανοτικές τέμνουσες θα προέκυπταν πολύ μεγαλύτερες εάν δεν είχε ληφθεί υπόψη ότι προηγείται η διαρροή των

δοκών στον κόμβο με συνέπεια τη μείωση των ροπών υπεραντοχής του στύλου στην κεφαλή μέσω της ελάχιστης τιμής του παράγοντα  $\min(1, \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc})$ .

### 6.3.4.7 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος

Ο έλεγχος επάρκειας θα γίνει με τη μέγιστη από τις παραπάνω τιμές  $V_{Ed,max} = 86.28\text{kN}$ .

Σημειώνεται ότι, λόγω της ύπαρξης σημαντικής αξονικής δύναμης, η γωνία  $\theta$  κλίσης των ρηγμάτων ως προς την κατακόρυφο θα είναι αυξημένη. Παρόλα αυτά, καθώς δεν υπάρχει αντίστοιχη πρόβλεψη από τους κανονισμούς, θεωρείται προς την πλευρά της ασφάλειας  $\theta = 21.8^\circ$  ( $\tan\theta = 0.4$ ,  $\cot\theta = 2.5$ ). Επίσης, ο αυξητικός συντελεστής  $\alpha_{cw}$ , που προβλέπεται από τον EC2 – 6.2.2(3) (Σημείωση 3) όταν υπάρχει θλιπτική αξονική δύναμη, λαμβάνεται ίσος με 1.0 καθώς οι αυξητικές τιμές επιτρέπονται από τον Κανονισμό μόνο σε περίπτωση προέντασης.

Απαιτείται:  $V_{Rd,max} > V_{Ed,max}$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) =$$

$$= 1.0 \cdot 0.45 \cdot (0.9 \cdot 0.40) \cdot 0.552 \cdot f_{cd} / 2.9 = 411.14 \gg 86.28 \text{ (ANETH ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

### 6.3.4.8 Κανονιστικές διατάξεις τοποθέτησης συνδετήρων

α. Κρίσιμο ύψος (EC8 – 5.4.3.2.2(4))

- $\ell_{cr} = \max(h_c, \ell_{ct}/6, 0.45\text{m}) = \max(0.45, 3.90/6, 0.45\text{m}) = 0.65\text{m}$

β. Ελάχιστοι συνδετήρες εκτός κρίσιμων περιοχών (EC2 – 9.5.3)

- Ελάχιστη διάμετρος:  $\varnothing_w = 6\text{mm}$  (ελάχιστη διάμετρος στην Ελλάδα:  $\varnothing 8\text{mm}$ )
- Μέγιστη απόσταση:  $s_{ct,t,max} = \min(20\varnothing_{L,min}, b_c, 400\text{mm}) = 360\text{mm} \rightarrow \varnothing 8/360$

γ. Ελάχιστες απαιτήσεις συνδετήρων κρίσιμων περιοχών

Οι ελάχιστες αποστάσεις κατά EC8 – 5.4.3.2.2 καλύπτουν και τις ελάχιστες απαιτήσεις περίσφιξης των κρίσιμων περιοχών (βλέπε και §4.3.5)

- Ελάχιστη διάμετρος:  $\varnothing_w = 6\text{mm}$  (ελάχιστη διάμετρος στην Ελλάδα:  $\varnothing 8\text{mm}$ )
- Μέγιστη απόσταση:  $s = \min(b_o / 2, 8\varnothing_{L,min}, 175\text{mm})$  όπου
- $b_o$ : η ελάχιστη διάσταση του περισιφισμένου πυρήνα μετρούμενη από τους άξονες των συνδετήρων  $b_o = b - 2(c + \varnothing_w / 2) = 450 - 2(35 + 8/2) = 372\text{mm}$

οπότε:  $s = \min(186, 144, 175\text{mm}) = 144\text{mm} \sim \varnothing 8/145$ .

### 6.3.4.9 Υπολογισμός απαιτούμενων συνδετήρων

α. Σημειώνεται ότι οι συνδετήρες υπολογίζονται χωρίς τη συνεισφορά της αξονικής δύναμης του υποστρώματος (βλέπε §4.2.2.5.9,10 της παρούσας).

β. Συνδετήρες εκτός κρίσιμων μηκών

Ο υπολογισμός γίνεται προς την πλευρά της ασφάλειας, με τη δυσμενή θεώρηση γωνίας κλίσης των ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ$ : Συνδετήρες τρίμητοι  $\varnothing 8$  (βλέπε Σχήμα 6.6)

$$V_{Rd,s} = \left( A_{sw} / s \right) \times z \times f_{ywd} \times \cot\theta = \left( A_{sw} / s \right) \times z \times f_{ywd} \times 3 V_{Ed,max} \text{ οπότε}$$

$$s \leq A_{sw} \times z \times f_{ywd} / V_{Ed,max} = (3 \times 50.3) \times (0.9 \times 400) \times f_{ywd} / (86.28 \times 10^3) =$$

$$= 273.3\text{mm} < s_{max} = 360\text{mm}$$

Τελικά τοποθετούνται συνδετήρες: Ø8/270

γ. Συνδετήρες εντός κρίσιμων μηκών

Η ικανοτική τέμνουσα είναι σταθερή καθύψους.

Συνεπώς τοποθετούνται προφανώς οι ελάχιστοι συνδετήρες: Ø8/145.

### 6.3.5 Έλεγχος επάρκειας περίσφιξης στον πόδα του ισογείου

#### 6.3.5.1 Εισαγωγή

α. Σε στύλους ΚΠΜ ο έλεγχος επάρκειας περίσφιξης (EC8 – 5.4.3.2.2(6)) γίνεται *μόνο στην κρίσιμη περιοχή στον πόδα θεμελίωσης* (πόδας ισογείου). Στη θέση αυτή πρέπει να εξασφαλίζεται η απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων  $\mu_\phi$  (βλέπε §6.2.2(β)).

β. Οι διατάξεις και παρατηρήσεις των §4.2.2.6.1(β,γ) ισχύουν και στην παρούσα περίπτωση.

#### 6.3.5.2 Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων στον πόδα του ισογείου

α. Έλεγχος αποφλοιώσης σκυροδέματος επικάλυψης (βλέπε §4.2.2.6.1(γ))

Έλεγχος της τιμής του γινομένου ( $\mu_\phi \cdot v_d$ ):

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)(T_c / T_1) = 8.39 \quad (\text{βλέπε §6.2.2(β)})$$

$$v_d = \left| N_{Ed} \right|_{max} / A_c \times f_{cd} = 618.11 / (0.45^2 \times f_{cd}) = 0.229$$

$$\mu_\phi \cdot v_d = 1.921 \gg 0.537$$

Κατά συνέπεια απαιτείται ισχυρή περίσφιξη καθώς για την εξασφάλιση της  $\mu_\phi$  αναμένεται αποφλοιώση του σκυροδέματος επικάλυψης ( $\epsilon_{c,max} > 3.5\%$ ).

β. Υπολογισμός του  $\omega_{wd,req}$  για τους ελάχιστους συνδετήρες κρίσιμου ύψους: Ø8/145 και τη διάταξη του Σχήματος 6.6:

$$\omega_{wd,req} = (30\mu_\phi \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_o - 0.035) / \alpha \leq 0.08 \quad \text{όπου}$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.667 \cdot 0.648 = 0.432 \quad \text{όπου}$$

$$\alpha_n = 1 - S b_i^2 / 6 b_o h_o = 0.667$$

$$\alpha_s = \left( 1 - s / 2b_o \right) \times \left( 1 - s / 2h_o \right) = 0.648$$

όπου  $b_i$  οι αξονικές αποστάσεις μεταξύ των συνδετήρων ανά πλευρά:

$$b_i = (450 - 2 \cdot c_{nom} - 2\emptyset_w / 2) / 2 = (450 - 2 \cdot 35 - 8) / 2 = 372 / 2 = 186\text{mm}$$

με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$\omega_{wd,req} = (30 \cdot 8.39 \cdot 0.229 \cdot 2.174 \cdot 10^{-3} \cdot (450 / 372) - 0.035) / 0.432 = 0.270 > 0.08$$

#### 6.3.5.3 Διατιθέμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες

Υπολογισμός του  $\omega_{wd,prov}$  για τους ελάχιστους συνδετήρες κρίσιμου ύψους: Ø8/145 και τη διάταξη του Σχήματος 6.6.

$$W_{wd,prov} = (V_s / V_o) \times (f_{yd} / f_{cd}) \quad \text{όπου}$$

$$V_s = 3 \cdot A_{s,w} \cdot (b_o + h_o) = 3 \cdot 0.503 \cdot (37.2 + 37.2) = 112.27\text{cm}^3$$

$$V_o = b_o \cdot h_o \cdot s = 37.2 \cdot 37.2 \cdot 14.5 = 20065.68\text{cm}^3$$

$$W_{wd,prov} = \frac{112.27}{20065.68} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.182 < W_{wd,req} = 0.270 \quad (\text{ANEPARKEIA})$$

Συνεπώς οι ελάχιστοι συνδετήρες Ø8/145 δεν επαρκούν στο κρίσιμο ύψος του πόδα.

#### 6.3.5.4 Ενίσχυση συνδετήρων στον πόδα του ισογείου

α. Δοκιμή με την ίδια διάταξη και πύκνωση των συνδετήρων: Έστω Ø8/110mm

$$a_s = (1 - s / 2b_o) \times (1 - s / 2h_o) = 0.726$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.667 \cdot 0.726 = 0.484$$

$$\omega_{wd,req} = 0.270 \cdot (0.432 / 0.484) = 0.241$$

$$V_o = 20065.68 (11.0 / 14.5) = 15222.24$$

$$\omega_{wd,prov} = (112.27 / 15222.24)(f_{yd} / f_{cd}) = 0.241 = \omega_{wd,req} \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

β. Δοκιμή με την ίδια διάταξη και απόσταση ( $s_{max} = 145\text{mm}$ ) αλλά αύξηση της διαμέτρου των συνδετήρων: Ø10/145

$$\text{Ομοίως: } \omega_{wd,req} = 0.270$$

$$V_s = 112.27 (0.785 / 0.503) = 175.30\text{cm}^2 \text{ οπότε}$$

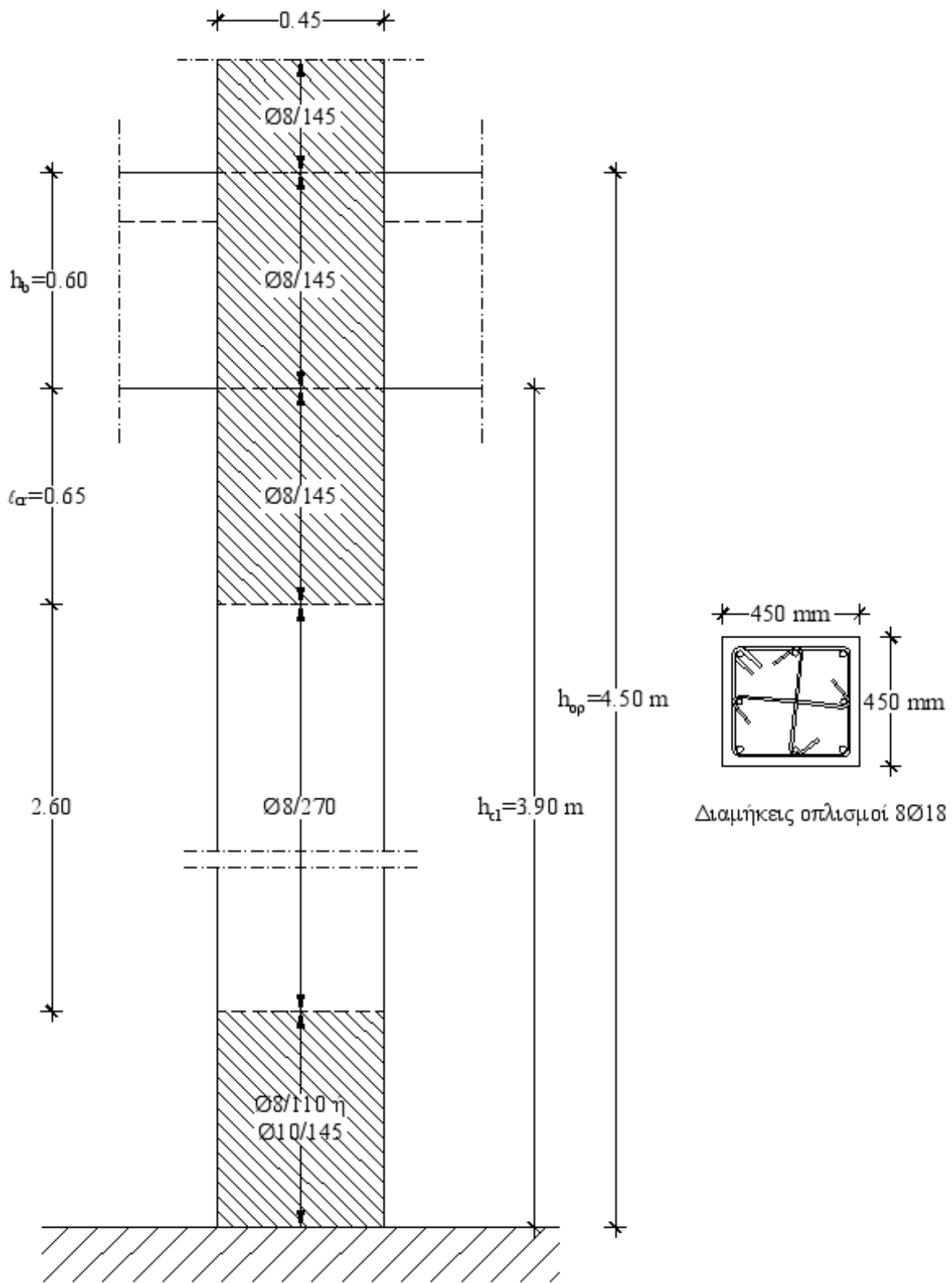
$$\omega_{wd,prov} = 0.182(175.30 / 112.27) = 0.284 > 0.270 \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

#### 6.3.6 Εγκάρσιος οπλισμός κόμβου οροφής ισογείου

Κατά τον EC8 – 5.4.3.3, σε κατασκευές ΚΠΜ δεν προβλέπεται διαστασιολόγηση των κόμβων σε διάτμηση. Επιβάλλεται όμως μέσα στο ύψος των κόμβων η διάταξη των ελάχιστων συνδετήρων που προβλέπονται για τις κρίσιμες περιοχές των στύλων (Ø8/145) καθώς επίσης και η διάταξη μιας τουλάχιστον ενδιάμεσης διαμήκου ράβδου μεταξύ των γωνιακών διαμήκων ράβδων σε κάθε πλευρά του υποστρώματος. Σημειώνεται ότι κατά τον EC8 – 5.4.3.3(2), εφόσον και στις τέσσερις παρειές του κόμβου συμβάλλουν δοκοί με πλάτος τουλάχιστον ίσο με τα  $\frac{3}{4}$  της αντίστοιχης διάστασης του υποστρώματος, επιτρέπεται έως και διπλασιασμός της απόστασης μεταξύ των συνδετήρων του κόμβου με μέγιστο τα 150mm. Στην προκειμένη περίπτωση, καθώς στον κόμβο συμβάλλουν μόνο δύο δοκοί, τοποθετούνται στο ύψος του κόμβου οι συνδετήρες της υποκείμενης κρίσιμης περιοχής του στύλου (Ø8/145).

#### 6.3.7 Τελική διαμόρφωση των συνδετήρων καθύψος του στύλου Σ1

Η τελική διάταξη των συνδετήρων σύμφωνα με τα αποτελέσματα των παραπάνω παραγράφων, φαίνεται στο Σχήμα 6.8.



Σχήμα 6.8: Διάταξη συνδετήρων καθ ύψος του υποστύλματος Σ1 (Κτίριο ΔΜ1).



## 6.4 Διαστασιολόγηση δοκών Δ1-Δ2-Δ3 οροφής ισογείου σε διάτμηση

### 6.4.1 Εισαγωγή – Ικανοτικές Τέμνουσες

α. Όπως αναφέρθηκε στην §6.3.1.1 σε κτίρια με διπλό φέρον σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό η διαστασιολόγηση των διαμήκων οπλισμών των υποστυλωμάτων πρέπει να προηγηθεί της διαστασιολόγησης των δοκών σε διάτμηση καθώς για τον υπολογισμό των ικανοτικών τεμνουσών των δοκών απαιτείται η γνώση των ροπών αντοχής των στύλων (EC8 – 5.4.2.2(β) σε συνδυασμό με την §4.4.2.3(4)).

β. Οι ικανοτικές τέμνουσες προκύπτουν από την άθροιση των τεμνουσών που αναπτύσσονται για τις ροπές υπεραντοχής ( $M_{i,d}$ ) στα άκρα της δοκού με εναλλασσόμενη φορά σεισμικής κίνησης και των τεμνουσών από ( $G + \psi_2 Q$ ) με θεώρηση «αμφιαρθρωτής δοκού». Οι ροπές υπεραντοχής στα άκρα του κάθε ανοίγματος υπολογίζονται από τη σχέση 5.8 του EC8 – 5.4.2.2:

$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb})$  όπου  $\gamma_{Rd} = 1.00$  για δοκούς ΚΠΜ.

### 6.4.2 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση της Δοκού Δ1

#### 6.4.2.1 Ροπές υπεραντοχής άκρων

α. Ροπές υπεραντοχής στη στήριξη επί του Στύλου Σ1

Από τα αποτελέσματα των §6.3.4.2 και 6.3.4.3(ζ) προκύπτει:

$$E_x \rightarrow: \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb} = 1 / 0.233 = 4.29 \gg 1.00$$

$$E_x \leftarrow: \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb} = 1 / 0.328 = 3.05 \gg 1.00$$

Σημειώνεται ότι οι ιδιαίτερα υψηλές τιμές των λόγων  $\Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb}$  ήταν αναμενόμενες λόγω της υπερβολικής διατομής του στύλου Σ1 (βλέπε και §6.3.4.3).

Συνεπώς από την παραπάνω έκφραση για τις  $M_{i,d}$  προκύπτει:

$$E_x \rightarrow: M_{\ell,d}^+ = 1.00 \cdot M_{Rb,\ell}^+ \cdot \min(1, 4.29) = M_{Rb,\ell}^+ = 86.22 \text{ kNm}$$

$$E_x \leftarrow: M_{\ell,d}^- = 1.00 \times M_{Rb,\ell}^- \times \min(1, 3.05) = M_{Rb,\ell}^- = 143.22 \text{ kNm}$$

β. Ροπές υπεραντοχής στη στήριξη επί του Τοιχώματος T1

Καθώς το τοίχωμα είναι πολύ ισχυρότερο από τις δοκούς που στηρίζονται σε αυτό ( $\Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb} \gg 1.00$ ), από την έκφραση για τις  $M_{i,d}$  προκύπτει:  $M_{i,d} = M_{Rb,i}$ . Οι ροπές αντοχής της δοκού στη στήριξη επί του Τοιχώματος T1 υπολογίζονται από τα δεδομένα της §6.2.3:

$$E_x \rightarrow: A_{s,r} = 3\emptyset 14 + 2\emptyset 16 = 8.64 \text{ cm}^2 \rightarrow M_{r,d}^- = M_{Rb,r}^- \gg -183.69 \text{ kNm}$$

$$E_x \leftarrow: A_{s,r} = 2\emptyset 12 + 2\emptyset 14 = 4.93 \text{ cm}^2 \rightarrow M_{r,d}^+ = M_{Rb,r}^+ = +112.40 \text{ kNm}$$

#### 6.4.2.2 Τέμνουσες $V_{R,d}$ για ροπές υπεραντοχής άκρων

$$V_{R,d} = S \left| M_{i,d} \right| / \ell_{cl}$$

$$\text{Καθαρό άνοιγμα: } \ell_{cl} = 5.00 - (0.45 / 2) - (2.00 / 2) = 3.775 \text{ m}$$

$$V_{R,d}^i = - \left( |M_{i,d}^+| + |M_{r,d}^-| \right) / I_{cl} =$$

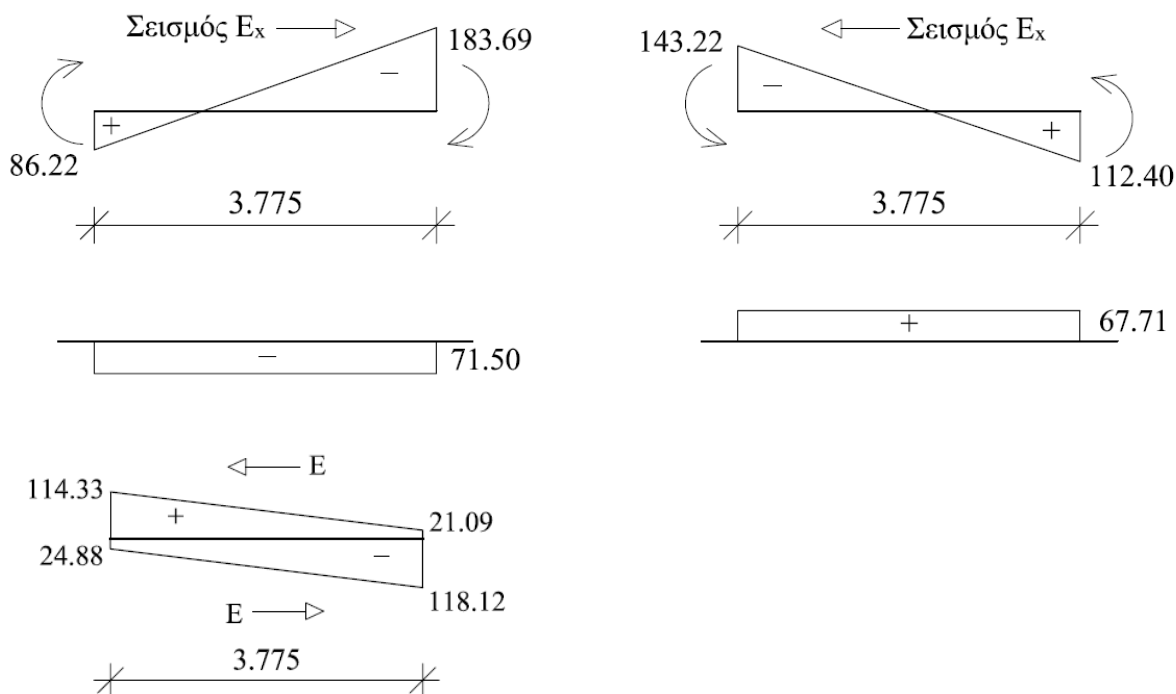
$$-(86.22 + 183.69) / 3.775 =$$

$$71.50 \text{ kN}$$

$$V_{R,d}^i = + \left( |M_{i,d}^-| + |M_{r,d}^+| \right) / I_{cl} =$$

$$+(143.22 + 112.40) / 3.775 =$$

$$67.71 \text{ kN}$$



**Σχήμα 6.9:** Επί μέρους διαγράμματα τεμνουσών και περιβάλλουσα ικανοτικών τεμνουσών δοκού Δ1 (Κτίριο ΔΜ1).

### 6.4.2.3 Τέμνουσα αμφιαρθρωτής δοκού για φόρτιση (G + 0.3Q)

Φορτίο:  $p = g + 0.3q = 24.7 \text{ kN/m}$

$V_{o,l(r)} = \pm p \cdot \ell_{cl} / 2 = 24.7 \cdot 3.775 / 2 = \pm 46.62 \text{ kN}$  (βλέπε Σχήμα 6.9)

### 6.4.2.4 Ικανοτικές τέμνουσες ( $V_{Ed}$ )

Σεισμός  $E_x \rightarrow$  (βλέπε Σχήμα 6.9)

$$V_{Ed,l}^{\rightarrow} = V_{o,l}^+ + V_{R,d}^- = +46.62 + (-71.50) = -24.88 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,r}^{\rightarrow} = V_{o,r}^- + V_{R,d}^+ = -46.62 + (-71.50) = -118.12 \text{ kN}$$

Σεισμός  $E_x \leftarrow$  (βλέπε Σχήμα 6.9)

$$V_{Ed,l}^{\leftarrow} = V_{o,l}^+ + V_{R,d}^+ = +46.62 + (+67.71) = +114.33 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,r}^{\leftarrow} = V_{o,r}^- + V_{R,d}^+ = -46.62 + (+67.71) = +21.09 \text{ kN}$$

Προκύπτουν ελαφρά μεγαλύτερες από τις τέμνουσες  $V_{sd}$  του σεισμικού συνδυασμού και σημαντικά μεγαλύτερες από τις  $V_{sd}$  του συνδυασμού 1.35G+1.50Q.

### 6.4.2.5 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων

α. Ο έλεγχος γίνεται για τη δυσμενέστερη απόλυτη τιμή ικανοτικής τέμνουσας παρειάς και με τη δυσμενή θεώρηση γωνίας κλίσης ρηγμάτων  $\theta = 21.8^\circ$  ( $\tan\theta = 0.4$ ).

β. Απαιτείται  $V_{Rd,max} > V_{Ed,max} = 118.12\text{kN}$

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \text{ όπου}$$

$$v = 0.6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.552 \text{ και } z = 0.9d \text{ οπότε}$$

$$V_{Rd,max} = 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.55 \cdot 0.552 \cdot f_{cd} / 2.9 = 314.07\text{kN} > 118.12\text{kN} \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

### 6.4.2.6 Ελάχιστα συνδετήρων κατά τους κανονισμούς

α. Εκτός κρίσιμων μηκών

Ελάχιστο ποσοστό συνδετήρων κατά EC2 – 9.2.2(5)

$$W_{w,min} = A_{sw} / (s \cdot b_w) = 0.08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0.72\%$$

για δίτητους συνδετήρες  $\varnothing 8$  προκύπτει:  $s_{max} \approx 555\text{mm}$

Μέγιστη απόσταση συνδετήρων κατά EC2 – 9.2.2(6)

$$s_{max} = 0.75d = 412\text{mm} < 555\text{mm} \text{ συνεπώς}$$

Ελάχιστοι συνδετήρες εκτός κρίσιμων μηκών:  $\varnothing 8/410\text{mm}$

β. Εντός κρίσιμων μηκών

Κρίσιμα μήκη δοκών ΚΠΜ (EC8 – 5.4.3.1.2(1))

$$l_{cr} = h = 0.60\text{m}$$

Μέγιστη απόσταση συνδετήρων (EC8 – 5.4.3.1.2(6))

$$s_{max} = \min(h/4, 24\varnothing_w, 8\varnothing_{L,min}, 225\text{mm}) = \min(150, 192, 96, 225\text{mm}): \varnothing 8/95$$

γ. Αναλαμβανόμενη τέμνουσα από τους ελάχιστους συνδετήρες

Σημειώνεται ότι ο EC8 – 5.5.3.1.2(2) επιβάλλει στις κρίσιμες περιοχές δοκών ΚΠΥ γωνία  $\theta = 45^\circ$ , όχι όμως και σε δοκούς ΚΠΜ. Ο υπολογισμός γίνεται προς την πλευρά της ασφάλειας με τη δυσμενή θεώρηση γωνίας ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ$  σε όλο το μήκος της δοκού:

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cot\theta = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd}$$

$$\text{Εντός κρίσιμης περιοχής } (\varnothing 8/95): V_{Rd,s}^{min} = 227.75\text{kN}$$

$$\text{Εκτός κρίσιμης περιοχής } (\varnothing 8/450): V_{Rd,s}^{min} = 52.77\text{kN}.$$

### 6.4.2.7 Υπολογισμός συνδετήρων

Καθώς τα διαγράμματα ικανοτικών τεμνουσών δεν διαφέρουν σημαντικά μεταξύ των άκρων της δοκού, προκρίνεται, για λόγους απλότητας, συμμετρική διάταξη συνδετήρων με θεώρηση των δυσμενέστερων τιμών  $V_{Ed}$ .

- Κρίσιμες περιοχές ( $l_{cr} = 0.60\text{m}$ ): Ο υπολογισμός γίνεται, προς την πλευρά της ασφάλειας, με τις τέμνουσες παρειάς και όχι σε απόσταση  $d$  όπως επιτρέπει ο EC2 για τον συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων.

$$V_{Rd,s}^{min} = 227.75 \square V_{Ed,max} = 118.12\text{kN}$$

Άρα στις κρίσιμες περιοχές αρκούν οι ελάχιστοι συνδετήρες  $\varnothing 8/95$ : 6 τεμάχια στο  $l_{cr}$

- Εκτός κρίσιμων περιοχών ( $x = l_{cr} = 0.60\text{m}$ )

$$V_{Ed,max} = 118.12 - p \cdot l_{cr} = 118.12 - 24.7 \times 0.60 = 103.30\text{kN}$$

Δεν αρκούν οι ελάχιστοι συνδετήρες καθώς  $103.30 \gg V_{Rd,s}^{min} = 52.77 kN$

Απόσταση απαιτούμενων συνδετήρων:

$s = 410 (52.77 / 103.30) = 209.4 mm$ :  $\sim \text{Ø}8/210 \rightarrow 12$  τεμάχια

Συνολικά τοποθετούμενοι συνδετήρες σε όλο το μήκος της δοκού: 24 τεμάχια. Η διάταξη των συνδετήρων φαίνεται στο Σχήμα 6.4.

### 6.4.3 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση της Δοκού Δ2

#### 6.4.3.1 Ροπές υπεραντοχής άκρων

α. Λόγω συμμετρίας οι ροπές υπεραντοχής στα άκρα της δοκού επί των Τοιχωμάτων T1, T2 ταυτίζονται. Καθώς το τοίχωμα είναι πολύ ισχυρότερο από τις δοκούς που στηρίζονται σε αυτό, ισχύει προφανώς,  $\Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb} \gg 1.0$ . Οπότε από την έκφραση της §6.4.1(β) για τις  $M_{i,d}$  προκύπτει:

$$M_{i,d} = M_{Rb,i}$$

β. Οι ροπές αντοχής στις στηρίξεις επί του Τοιχώματος T1 υπολογίζονται από τα δεδομένα της §6.2.5:

$$\frac{E}{\rho l^3} \rightarrow A'_{s,l} = 4\text{Ø}18 = 10.18 \text{ cm}^2 \rightarrow M_{\ell,d}^+ = M_{Rb,\ell}^+ \gg 233.31 \text{ kNm}$$

$$\frac{E}{\rho l^3} \leftarrow A_{s,l} = 3\text{Æ}20 + 2\text{Æ}18 = 14.51 \text{ cm}^2 \text{ και}$$

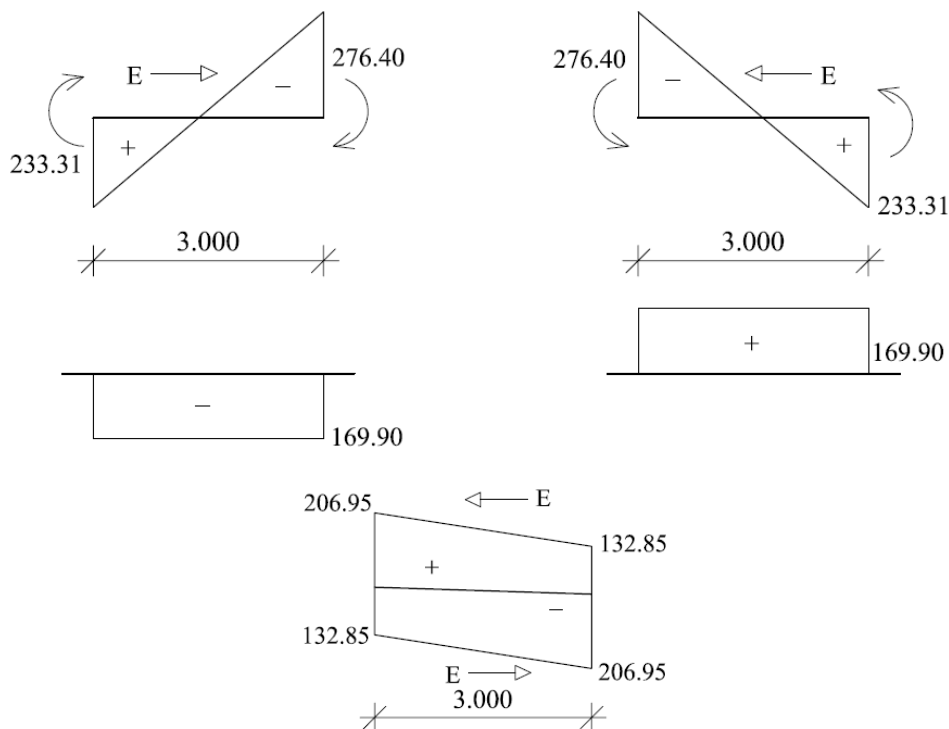
$$M_{\ell,d}^- = M_{Rb,\ell}^- \gg 271.51 (14.51 / 14.25) = 276.40 \text{ kNm}$$

#### 6.4.3.2 Τέμνουσες $V_{R,d}$ για ροπές υπεραντοχής άκρων

$$V_{R,d} = S |M_{i,d}| / \ell_{cl}$$

Καθαρό άνοιγμα:  $\ell_{cl} = 5.00 - 2 \cdot (2.00 / 2) = 3.00 \text{ m}$

$$V_{R,d}^- = -(233.31 + 276.40) / 3.00 = -169.90 \text{ kN} \text{ και προφανώς } V_{R,d}^+ = +169.90 \text{ kN}.$$



Σχήμα 6.10: Επί μέρους διαγράμματα τέμνουσών και περιβάλλουσα ικανοτικών τέμνουσών δοκού Δ2 (Κτίριο

AMI)

### 6.3.3.3 Τέμνουσα αμφιαρθρωτής δοκού για φόρτιση (G + 0.3Q)

$$V_{o,\ell(r)} = \pm p\ell_{cl} / 2 = 24.7 \cdot 3.00 / 2 = \pm 37.05\text{kN} \quad (\text{βλέπε Σχήμα 6.10})$$

### 6.4.3.4 Ικανοτικές τέμνουσες δοκού (VEd)

Σεισμός  $E_x \rightarrow$  (βλέπε Σχήμα 6.10)

$$V_{Ed,\ell}^{\rightarrow} = V_{o,\ell}^+ + V_{R,d}^- = +37.05 + (-169.90) = -132.85\text{kN}$$

$$V_{Ed,r}^{\rightarrow} = V_{o,r}^- + V_{R,d}^- = -37.05 + (-169.90) = -206.95\text{kN}$$

Σεισμός  $E_x \leftarrow$  (βλέπε Σχήμα 6.10)

$$V_{Ed,\ell} = V_{o,\ell}^+ + V_{R,d}^+ = +37.05 + (+169.90) = +206.95\text{kN}$$

$$V_{Ed,r} = V_{o,r}^- + V_{R,d}^+ = -37.05 + (+169.90) = +132.85\text{kN}$$

Προκύπτουν ελαφρά μεγαλύτερες από τις τέμνουσες  $V_{sd}$  του σεισμικού συνδυασμού και πολύ μεγαλύτερες από τις  $V_{sd}$  του συνδυασμού 1.35G+1.50Q.

### 6.4.3.5 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων

Η αντοχή θλιβόμενων διαγωνίων της δοκού Δ2 ταυτίζεται με αυτήν της δοκού Δ1 (βλέπε §6.4.2.5) οπότε προκύπτει:  $V_{Rd,max} = 314.07 > V_{Ed,max} = 206.95\text{kN}$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

### 6.4.3.6 Ελάχιστα συνδετήρων κατά τους κανονισμούς

α. Εκτός κρίσιμων μηκών: ομοίως Ø8/410mm

β. Εντός κρίσιμων μηκών

Μέγιστη απόσταση συνδετήρων (EC8 – 5.4.3.1.2(6))

$$s_{max} = \min(h/4, 24\phi_w, 8\phi_{L,min}, 225\text{m}) = \min(150, 192, 144, 225\text{mm}): \sim \text{Ø8}/145$$

γ. Αναλαμβανόμενη τέμνουσα από τους ελάχιστους συνδετήρες

Εντός κρίσιμης περιοχής (Ø8/145):  $V_{Rd,s}^{min} = 149.22\text{kN}$

Εκτός κρίσιμης περιοχής (Ø8/410):  $V_{Rd,s}^{min} = 52.77\text{kN}$

### 6.4.3.7 Υπολογισμός συνδετήρων

- Κρίσιμες περιοχές :  $V_{Rd,s}^{min} = 149.32 < V_{Ed,max} = 206.95\text{kN}$

Συνεπώς δεν αρκούν οι ελάχιστοι συνδετήρες.

Απόσταση απαιτούμενων συνδετήρων

$$s = 145 (149.22 / 206.95) = 104.6\text{mm}: \sim \text{Ø8}/105 \rightarrow 6 \text{ τεμάχια στο } \ell_{cl}$$

- Εκτός κρίσιμων περιοχών ( $x = \ell_{cl} = 0.60\text{m}$ )

$$V_{Ed,max} = 206.95 - p \times \ell_{cr} = 206.95 - 24.7 \times 0.60 = 192.13\text{kN} \gg V_{Rd,s}^{min} = 52.77$$

Συνεπώς δεν αρκούν οι ελάχιστοι συνδετήρες.

Απόσταση απαιτούμενων συνδετήρων

$$s = 410 (52.77 / 192.13) = 112.6\text{mm}: \quad \varnothing 8/110 \rightarrow 16 \text{ τεμάχια}$$

- Συνολικά τοποθετούμενοι συνδετήρες  
Καθώς ουσιαστικά δεν υπάρχει δυνατότητα αραίωσης των συνδετήρων εκτός των κρίσιμων μηκών, τοποθετούνται σε όλο το μήκος της Δοκού Δ2 οι συνδετήρες των κρίσιμων μηκών  $\varnothing 8/105 \rightarrow 28$  τεμάχια.
- Η τοποθέτηση των συνδετήρων φαίνεται στο Σχήμα 6.4.

## 6.5 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων

### 6.5.1 Εισαγωγή

#### 6.5.1.1 Δεδομένα - Τοίχωμα T1

α. Στους Πίνακες 6.3 και 6.4 των φορτίων διατομής Τοιχώματος T1 στο ισόγειο και τον 1<sup>ο</sup> όροφο αντίστοιχα περιλαμβάνονται, χωριστά για την κεφαλή και τον πόδα, οι έξι επαλληλίες με στόχο τις ακρότατες τιμές  $N_{\min}$ ,  $N_{\max}$ ,  $M_{y,\min}$ ,  $M_{y,\max}$ ,  $M_{x,\min}$ ,  $M_{x,\max}$  και τα υπόλοιπα σύγχρονα εντατικά μεγέθη.

β. Στα Σχήματα 6.11 και 6.12 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών ( $M_y$ ) και τεμνουσών ( $V_x$ ) σχεδιασμού αντίστοιχα, στο επίπεδο του Τοιχώματος T1 και σε όλο το ύψος του, χωριστά από τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού ( $G + 0.3Q$ ) και την οριζόντια σεισμική φόρτιση καθώς και οι αντίστοιχες περιβάλλουσες του σεισμικού συνδυασμού.

#### 6.5.1.2 Αρχικοί έλεγχοι διαμόρφωσης της διατομής του τοιχώματος

α. Κατά τον EC8 – 5.1.2 τοίχωμα θεωρείται κάθε κατακόρυφο φέρον στοιχείο με λόγο διαστάσεων διατομής  $\ell_w / b_w > 4.0$ .

$$\text{Στην προκειμένη περίπτωση } \ell_w / b_w = 2.00 / 0.25 = 8.0 > 4.0.$$

β. Πάχος κορμού τοιχώματος ( $b_{wo}$ )

Κατά τον EC8 – 5.4.1.2.3(1) για πλάστιμα τοιχώματα απαιτείται πάχος κορμού:

$$b_{wo} \geq \max (0.15\text{m}, \quad h_s/20) \text{ όπου } h_s \text{ το καθαρό ύψος ορόφου } (h_s = 4.50 - h_b = 3.90\text{m})$$

$$b_{wo} = 0.25\text{m} > \max (0.15, \quad 3.90/20) = 0.195\text{m} \quad (\text{ΕΠΑΡΚΕΙΑ})$$

γ. Κρίσιμο ύψος ( $h_{cr}$ ) πάνω από τη βάση τοιχώματος (EC8 – 5.4.3.4.2(1)):

$$h_{cr} = \max (\ell_w, \quad h_w/6) \text{ όπου } h_w \text{ το συνολικό ύψος του τοιχώματος αλλά και}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} \min(2\ell_w, \quad h_s) \text{ για pl hqoV oroj wn} & n \leq 6 \\ \min(2\ell_w, \quad 2h_s) \text{ για pl hqoV oroj wn} & n \geq 7 \end{cases}$$

όπου  $h_s$  το καθαρό ύψος του ισογείου:  $h_s = 4.50 - h_b = 3.90\text{m}$

Στο κτίριο ΔM1 προκύπτει ( $n = 4$ ):

$$h_{cr} = \max (2.00, \quad 13.50/6) = 2.25\text{m}$$

$$h_{cr} \leq \min (2\ell_w, \quad h_s) = \min (4.00, \quad 3.90\text{m})$$

$$h_{cr} = 2.25\text{m}$$

Σημειώνεται ότι, όπως συνάγεται από τις παραπάνω ανισότητες, ο EC8 δεν διευκρινίζει εάν το κρίσιμο ύψος πρέπει να καλύπτει πλήρη όροφο (στην παρούσα περίπτωση ολοκληρω το ύψος του ισογείου) σε αντίθεση με τον ΕΑΚ 2000 – §18.5.2.

δ. Μήκος περισφιγμένων άκρων ( $l_c$ ) στο κρίσιμο ύψος.

Κατά τον EC8 – 5.4.3.4.2(2,3,4,5,6), η εξασφάλιση της απαιτούμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων  $\mu_\phi$  στο κρίσιμο ύψος των τοιχωμάτων απαιτεί κατάλληλη περίσφιξη των άκρων σε μήκος  $l_c$  όπου, μετά την αποφλοιώση του θλιβόμενου άκρου, η βράχυνση του περισφιγμένου πυρήνα του σκυροδέματος υπερβαίνει την τιμή  $\varepsilon_{cu2} = 3.5\%$ . Σε κάθε περίπτωση απαιτείται:

$$l_{c,min} = \max(0.15l_w, 1.50b_w) \text{ όπου}$$

$$b_w \geq b_{wo} \text{ το πάχος του περισφιγμένου άκρου}$$

Ο ακριβής υπολογισμός του  $l_c$  απαιτεί ειδικό λογισμικό που να είναι σε θέση να αποτιμά τη συμβολή της διάταξης των συνδετήρων περίσφιξης στην αύξηση των μηχανικών χαρακτηριστικών του σκυροδέματος (βλέπε §4.2.2.6.1(δ)). Εκτιμάται ότι, λόγω της χαμηλής συνήθως τιμής του ανηγμένου αξονικού φορτίου ( $v_{Ed}$ ), το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος  $l_c = \max(0.15l_w, 1.50b_w)$  υπερκαλύπτει με άνεση την περιοχή του άκρου όπου ενδέχεται να εμφανισθεί  $\varepsilon_c > \varepsilon_{cu2} = 3.5\%$ . Έτσι στην παρούσα εφαρμογή θεωρείται καταρχήν  $b_w = b_{wo} = 0.25m$  οπότε:  $l_c = \max(0.15 \cdot 2.00, 1.50 \cdot 0.25) = 0.375m$ .

ε. Πάχος περισφιγμένου άκρου ( $b_w$ )

Κατά τον EC8 – 5.4.3.4.2(10) απαιτείται:

$$b_w \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.20m \\ \left\{ \begin{array}{l} h_s / 15 \quad \text{ean } l_{cr} \leq \max(2b_w, 0.2l_w) \\ h_s / 10 \quad \text{ean } l_{cr} > \max(2b_w, 0.2l_w) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Στην παρούσα εφαρμογή:

$$l_c = 0.375m < \max(2b_w, 0.2l_w) = \max(2 \cdot 0.25, 0.2 \cdot 2.0) = 0.50m$$

οπότε προκύπτει:

$$b_w \geq \max(0.20, h_s / 15) = \max(0.20, 3.90 / 15) = 0.26m \approx 0.25m$$

Τελικώς θεωρείται ότι το  $b_w = 0.25m$  είναι επαρκές.

στ. Έλεγχος ανηγμένης αξονικής θλίψης

Κατά τον EC8 -5.4.3.4.1(2) σε πλάστιμα Τοιχώματα ΚΠΜ η ανηγμένη τιμή θλιπτικής καταπόνησης υπό το σεισμικό συνδυασμό δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0.40. Ο έλεγχος γίνεται προφανώς στον πόδα του ισογείου (βλέπε Πίνακα 6.3).

$$\min N_{Ed} = -1282.19kN \text{ και}$$

$$v_{Ed} = \left| \min N_{Ed} \right| / (A_c \times f_{cd}) = 1282.19 / (0.25 \times 2.00 \times f_{cd}) = 0.192 < 0.40$$

### 6.5.1.3 Πορεία διαστασιολόγησης

Τα διαδοχικά βήματα διαστασιολόγησης τοιχώματος ΚΠΜ είναι τα εξής:

α. Διαστασιολόγηση έναντι  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ .

β. Έλεγχος λυγισμού τοιχώματος ως μεμονωμένου στοιχείου.

γ. Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών.

δ. Έλεγχος έναντι περίσφιξης άκρων στο κρίσιμο ύψος.

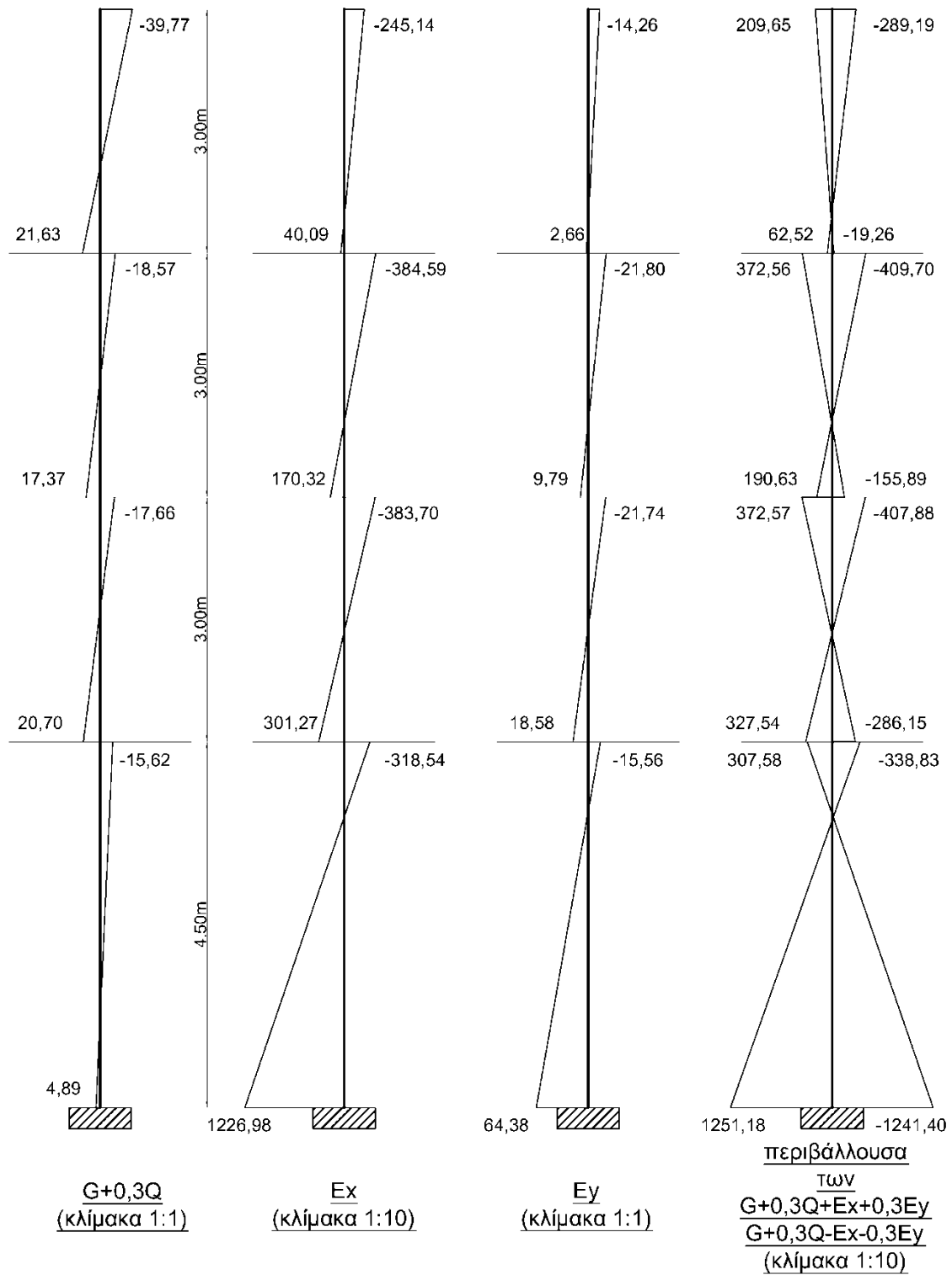
Πίνακας 6.3: Εντατικά μεγέθη Τοιχώματος T1 στο ισόγειο του κτιρίου ΔΜ1

ΚΕΦΑΛΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q [1]	G+0.3Q [2]	Δ/νση Σεισμού	λ <sub>δ</sub> E [3]	0.3λ <sub>δ</sub> E <sub>εγκ</sub> [4]	minN [2]+[3]+[4]	maxN [2]-[3]-[4]	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-1507,20	-928,58	x-x	293,13	4,24	<b>-1225,94</b>	<b>-631,21</b>	-1225,94	-631,21	-1225,94	-631,21
My	-26,00	-15,62		-318,54	-4,67	307,58	-338,83	<b>307,58</b>	<b>-338,83</b>	307,58	-338,83
Mx	-19,20	-11,56		-1,20	-0,14	-10,21	-12,90	-10,21	-12,90	<b>-10,21</b>	<b>-12,90</b>
Vx	7,59	4,56		343,45	5,30	-344,19	353,31	-344,19	353,31	-344,19	353,31
Vy	6,37	3,84		0,48	0,07	3,29	4,39	3,29	4,39	3,29	4,39
N	-1507,20	-928,58	y-y	14,12	87,94	<b>-1030,64</b>	<b>-826,52</b>	-1030,64	-826,52	-1030,64	-826,52
My	-26,00	-15,62		-15,56	-95,56	95,50	-126,75	<b>95,50</b>	<b>-126,75</b>	95,50	-126,75
Mx	-19,20	-11,56		-0,48	-0,36	-10,72	-12,40	-10,72	-12,40	<b>-10,72</b>	<b>-12,40</b>
Vx	7,59	4,56		17,66	103,04	-116,13	125,26	-116,13	125,26	-116,13	125,26
Vy	6,37	3,84		0,23	0,14	3,46	4,21	3,46	4,21	3,46	4,21
ΠΟΔΑΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q	G+0.3Q	Δ/νση Σεισμού	λ <sub>δ</sub> E [3]	0.3λ <sub>δ</sub> E <sub>εγκ</sub> [4]	minN [2]+[3]+[4]	maxN [2]-[3]-[4]	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-1583,14	-984,83	x-x	293,13	4,24	<b>-1282,19</b>	<b>-687,46</b>	-687,46	-1282,19	-687,46	-1282,19
My	8,13	4,89		1226,98	19,31	-1241,40	1251,18	<b>1251,18</b>	<b>-1241,40</b>	1251,18	-1241,40
Mx	9,53	5,74		0,95	0,18	4,61	6,87	6,87	4,61	<b>6,87</b>	<b>4,61</b>
Vx	7,59	4,56		343,45	5,30	-344,19	353,31	353,31	-344,19	353,31	-344,19
Vy	6,37	3,84		0,48	0,07	3,29	4,39	4,39	3,29	4,39	3,29
N	-1583,14	-984,83	y-y	14,12	87,94	<b>-1086,89</b>	<b>-882,77</b>	-882,77	-1086,89	-882,77	-1086,89
My	8,13	4,89		64,38	368,09	-427,58	437,36	<b>437,36</b>	<b>-427,58</b>	437,36	-427,58
Mx	9,53	5,74		0,59	0,29	4,86	6,61	6,61	4,86	<b>6,61</b>	<b>4,86</b>
Vx	7,59	4,56		17,66	103,04	-116,13	125,26	125,26	-116,13	125,26	-116,13
Vy	6,37	3,84		0,23	0,14	3,46	4,21	4,21	3,46	4,21	3,46

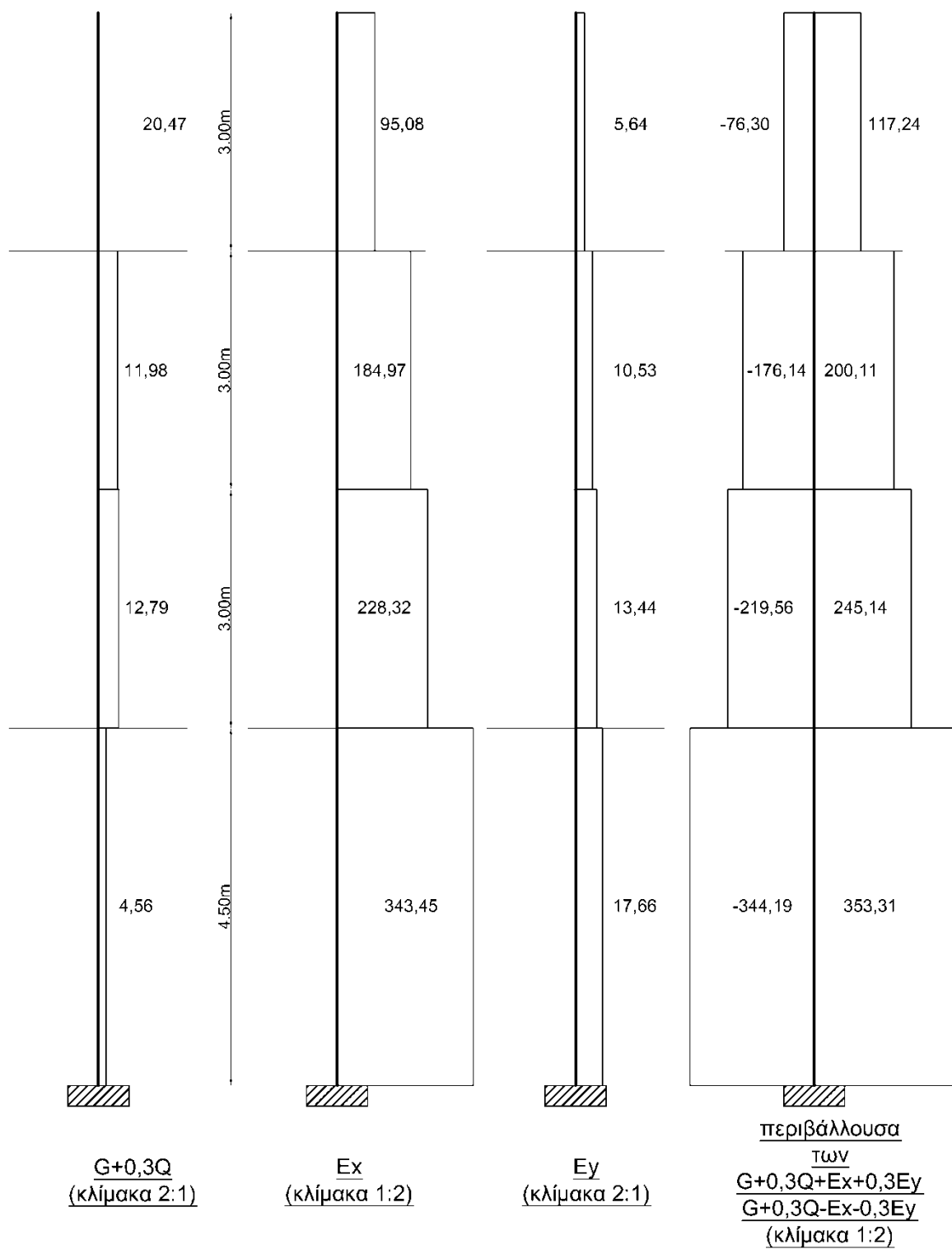


Πίνακας 6.4: Εντατικά μεγέθη Τοιχώματος T1 στον 1<sup>ο</sup> όροφο του κτιρίου ΔΜ1

ΚΕΦΑΛΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q	G+0.3Q	Δ/νση Σεισμού	λ <sub>δ</sub> E	0.3λ <sub>δ</sub> E <sub>εγκ</sub>	minN	maxN	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-1123,92	-690,76	x-x	191,72	2,76	<b>-885,24</b>	<b>-496,27</b>	-885,24	-496,27	-885,24	-496,27
My	-29,44	-17,66		-383,70	-6,52	372,57	-407,88	<b>372,57</b>	<b>-407,88</b>	372,57	-407,88
Mx	-40,34	-24,27		-2,71	-0,24	-21,32	-27,23	-21,32	-27,23	<b>-21,32</b>	<b>-27,23</b>
Vx	21,32	12,79		228,32	4,03	-219,56	245,14	-219,56	245,14	-219,56	245,14
Vy	27,30	16,42		1,76	0,16	14,50	18,35	14,50	18,35	14,50	18,35
N	-1123,92	-690,76	y-y	9,21	57,52	<b>-757,48</b>	<b>-624,03</b>	-757,48	-624,03	-757,48	-624,03
My	-29,44	-17,66		-21,74	-115,11	119,19	-154,51	<b>119,19</b>	<b>-154,51</b>	119,19	-154,51
Mx	-40,34	-24,27		-0,81	-0,81	-22,65	-25,90	-22,65	-25,90	<b>-22,65</b>	<b>-25,90</b>
Vx	21,32	12,79		13,44	68,50	-69,15	94,73	-69,15	94,73	-69,15	94,73
Vy	27,30	16,42		0,54	0,53	15,36	17,49	15,36	17,49	15,36	17,49
ΠΟΔΑΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ											
Φορτία διατομής	1.35G+1.5Q	G+0.3Q	Δ/νση Σεισμού	λ <sub>δ</sub> E	0.3λ <sub>δ</sub> E <sub>εγκ</sub>	minN	maxN	maxMy	minMy	maxMx	minMx
N	-1174,54	-728,26	x-x	191,72	2,76	<b>-922,74</b>	<b>-533,77</b>	-533,77	-922,74	-533,77	-922,74
My	34,45	20,70		301,27	5,57	-286,15	327,54	<b>327,54</b>	<b>-286,15</b>	327,54	-286,15
Mx	41,51	24,98		2,58	0,25	22,16	27,81	27,81	22,16	<b>27,81</b>	<b>22,16</b>
Vx	21,32	12,79		228,32	4,03	-219,56	245,14	245,14	-219,56	245,14	-219,56
Vy	27,30	16,42		1,76	0,16	14,50	18,35	18,35	14,50	18,35	14,50
N	-1174,54	-728,26	y-y	9,21	57,52	<b>-794,98</b>	<b>-661,53</b>	-661,53	-794,98	-661,53	-794,98
My	34,45	20,70		18,58	90,38	-88,27	129,66	<b>129,66</b>	<b>-88,27</b>	129,66	-88,27
Mx	41,51	24,98		0,82	0,77	23,39	26,58	26,58	23,39	<b>26,58</b>	<b>23,39</b>
Vx	21,32	12,79		13,44	68,50	-69,15	94,73	94,73	-69,15	94,73	-69,15
Vy	27,30	16,42		0,54	0,53	15,36	17,49	17,49	15,36	17,49	15,36



Σχήμα 6.11: Διαγράμματα Ροπών  $[M_{Ed,y}]$  σε όλο το ύψος του Τοιχώματος T1 του κτιρίου ΔΜ1



Σχήμα 6.12: Διαγράμματα Τεμνουσών  $[V'_{Ed,x}]$  καθύψος του Τοιχώματος T1 του κτιρίου ΔΜ1

## 6.5.2 Διαστασιολόγηση έναντι $N$ , $M_x$ , $M_y$

### 6.5.2.1 Κανονιστική περιβάλλουσα καμπτικής ροπής σχεδιασμού σε όλο το ύψος του τοιχώματος

α. Κατά τον EC8 – 5.4.2.4(4,5) σε λυγηρά τοιχώματα (με λόγο  $h_w/\ell_w > 2.0$ ), για την κάλυψη αβεβαιοτήτων ως προς τη μορφή του διαγράμματος καμπτικής ροπής στο επίπεδο του τοιχώματος από τη στατική ανάλυση  $[M'_{Ed}]$ , διαμορφώνεται μία διγραμμική κανονιστική περιβάλλουσα ροπών  $[M'_{Ed}]$  σύμφωνα με τα ακόλουθα βήματα (βλέπε Σχήμα 6.13):

- Σχεδίαση της προιονωτής κατοπτρικής περιβάλλουσας σχεδιασμού ( $M'_{Ed}$ ).
- Χάραξη της γραμμικής περιβάλλουσας σχεδιασμού (διακεκομένη γραμμή) με ακραίες τιμές πόδα και κεφαλής  $|M'_{Ed,o}|_{max}$  και  $|M'_{Ed,top}|_{max}$  αντίστοιχα.
- Κατακόρυφη μετάθεση της ροπής σχεδιασμού βάσης σε ύψος  $a_\ell$  το οποίο προκύπτει με θεώρηση λειτουργίας μοντέλου θλιπτήρων – ελκυστήρων (strut and tie model).
- Χάραξη του κεκλιμένου τμήματος της κανονιστικής περιβάλλουσας πάνω από τη στάθμη  $h = a_\ell$  παράλληλα προς τη γραμμική περιβάλλουσα σχεδιασμού.

Κατά τον EC2 – 9.2.1.3(2):  $a_\ell = 0.5 \cdot z \cdot \cot\theta$  όπου:

$z \approx 0.8\ell_w$  (μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων τοιχώματος)

$\theta$ : γωνία κλίσης καμπτοδιατμητικών ρηγμάτων ως προς την κατακόρυφο (διαμήκης άξονας τοιχώματος).

Στην παρούσα εφαρμογή, με στόχο τη μέγιστη τιμή του  $a_\ell$ , λαμβάνεται:

$$\theta = 21.8^\circ \rightarrow \cot\theta = 2.5 \text{ οπότε}$$

$$a_{\ell,max} = 0.5 \cdot 0.8\ell_w \cdot 2.5 = \ell_w = 2.0\text{m.}$$

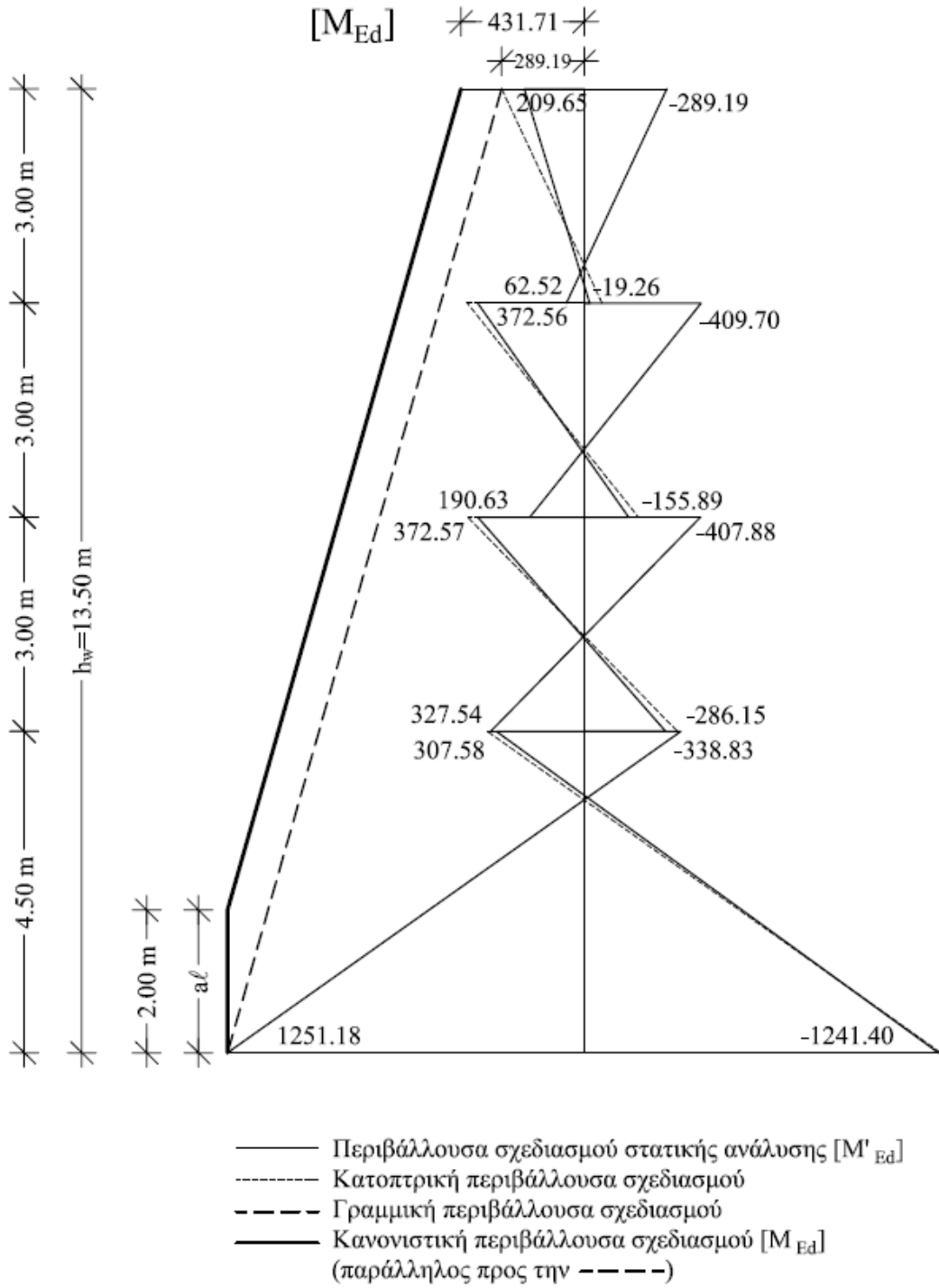
β. Από τη διγραμμική κανονιστική περιβάλλουσα που έχει χαραχθεί στο Σχήμα 6.13, προκύπτει η απόλυτη τιμή της κανονιστικής ροπής σχεδιασμού  $|M'_{Ed}|$  σε τυχούσα θέση σε ύψος  $h$  από τη βάση του τοιχώματος:

$$\text{Για } h \leq a_\ell : |M'_{Ed}| = |M'_{Ed,o}|_{max} = 1251.18\text{kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Για } h > a_\ell : |M'_{Ed}| &= |M'_{Ed,o}| - \left( |M'_{Ed,o}| - |M'_{Ed,top}|_{max} \right) \times (h - a_\ell) / h_w = \\ &= 1251.18 - (1251.18 - 289.19) \times (h - a_\ell) / 13.50 = \\ &= 1251.18 - 71.26(h - a_\ell) \text{ όπου} \end{aligned}$$

$|M'_{Ed,o}|_{max}$  : Η καμπτική ροπή σχεδιασμού πόδα, από τη στατική ανάλυση

$|M'_{Ed,top}|_{max}$  : Η μέγιστη σε απόλυτη τιμή καμπτική ροπή σχεδιασμού από τη στατική ανάλυση στην οροφή του τελευταίου ορόφου.



**Σχήμα 6.13:** Κανονιστική περιβάλλουσα καμπτικής ροπής σχεδιασμού  $[M_{Ed}]$  σε όλο το ύψος του τοιχώματος

### 6.5.2.2 Διατάξεις διαστασιολόγησης έναντι $N$ , $M_x$ , $M_y$

α. Ελάχιστο ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού περισιφισμένων άκρων στο κρίσιμο ύψος  $\rho_{\min} = 5\%$  (EC8 – 5.4.3.4.2(8)). Πάνω από το κρίσιμο ύψος ισχύουν οι διατάξεις όπλισης τοιχωμάτων του EC2 – 9.6.2(3,4), αλλά σε όσα τμήματα της διατομής εμφανίζεται βράχυνση σκυροδέματος  $\epsilon_c > 2\%$  απαιτείται ελάχιστο ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού  $\rho_{v,\min} = 5\%$  (EC8 – 5.4.3.4.2(11)). Ο EC8 δεν αναφέρει μέγιστο ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού περισιφισμένων άκρων στο κρίσιμο ύψος. Καθώς ως ελάχιστο ποσοστό ορίζεται το μισό αυτού των υποστυλωμάτων, θα μπορούσε κατ' αναλογία να θεωρηθεί ως μέγιστο ποσοστό το 20% (το μισό του 40% που ορίζεται για τα υποστύλωματα).

β. Κατά τον EC8 – 5.4.3.4.1(3) στην καμπτική αντοχή του τοιχώματος πρέπει να συνυπολογίζονται, εκτός των διαμήκων ράβδων των άκρων, και οι κατακόρυφοι οπλισμοί του κορμού. Η αυστηρή εφαρμογή αυτής της διάταξης προϋποθέτει τη γνώση του οπλισμού κορμού και απαιτεί ειδικό λογισμικό υπολογισμού της καμπτικής αντοχής. Στην παρούσα εφαρμογή η συμβολή των κατακόρυφων οπλισμών του κορμού αγνοήθηκε καθώς τα νομογραφήματα διαστασιολόγησης δεν είναι σε θέση να αποτιμήσουν τη συμβολή τους.

γ. Οι παρατηρήσεις και παραδοχές της §4.2.2.1(α,β) ισχύουν και για τη διαστασιολόγηση του Τοιχώματος. Σημειώνεται ότι χρησιμοποιήθηκαν τα Νομογραφήματα με διάταξη τεσσάρων ράβδων στις γωνίες της διατομής (Παράρτημα Α, Τσερτικίδου, 2010) όπου οι δύο από τις ράβδους αντιστοιχούν στον συνολικό διαμήκη οπλισμό ενός περισιφισμένου άκρου, οπότε προκύπτει:

$$d_1 = \ell_c / 2 = 18.75\text{cm} \quad \text{και} \quad d_1 / h = d_1 / \ell_w = 0.094 \approx 0.10.$$

### 6.5.2.3 Απαίτηση διαμήκους οπλισμού άκρων στο ισόγειο

- Προφανώς για το ισόγειο δυσμενέστερη είναι η διατομή της βάσης. Από τον Πίνακα 6.3 είναι φανερό ότι αρκεί η διαστασιολόγηση για τους συνδυασμούς  $\min N$  και  $\max N$ .
- Συνδυασμός  $\min N$  ( $\equiv \min M_y \equiv \min M_x$ )

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed} &= -1282.19\text{kN} \rightarrow v = -1282.19 / (0.25 \cdot 2.00 \cdot f_{cd}) = -0.192 \\ M_{Ed}^y &= -1241.40\text{kNm} \rightarrow m_y = 1241.40 / (0.25 \cdot 2.00^2 \cdot f_{cd}) = 0.093 \\ M_{Ed}^x &= +4.61\text{kNm} \rightarrow m_x = 4.61 / (0.25^2 \cdot 2.00 \cdot f_{cd}) = 0.003 \end{aligned} \right\} w_{req} = 0.04$$

- Συνδυασμός  $\max N$  ( $\equiv \max M_y \equiv \max M_x$ )

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed} &= -687.46\text{kN} \rightarrow v = -0.103 \\ M_{Ed}^y &= +1251.18\text{kNm} \rightarrow m_y = 0.094 \\ M_{Ed}^x &= +6.87\text{kNm} \rightarrow m_x = 0.004 \end{aligned} \right\} w_{req} = \underline{0.110}$$

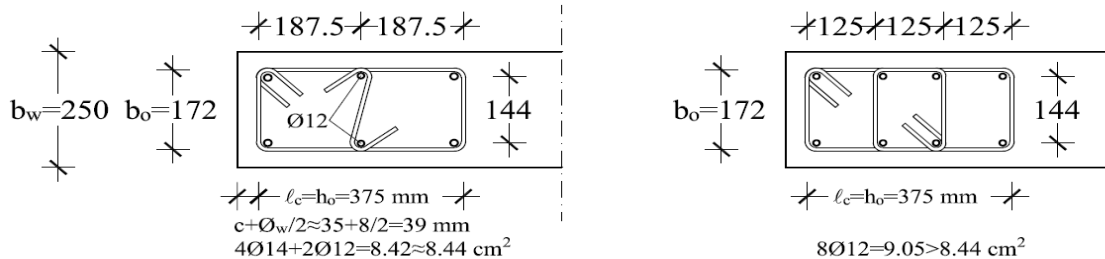
### 6.5.2.4 Υπολογισμός – διάταξη διαμήκους οπλισμού άκρων ισογείου

- Ελάχιστος οπλισμός:  $A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot \ell_c = 5\% \cdot 25.0 \cdot 37.5 = 4.69\text{cm}^2$ .
- Μέγιστος οπλισμός:  $A_{s,\max} = \rho_{\max} \cdot b_w \cdot \ell_c = 20\% \cdot 25.0 \cdot 37.5 = 18.75\text{cm}^2$ .
- Δυσμενέστερος συνδυασμός:  $\omega_{req,\max} = 0.110$ .

$$A_{s,req}^{tot} = A_{req} \times b_w \times \ell_w \times \left( f_{cd} / f_{yd} \right) = 0.11 \times 25 \times 200 \times \left( f_{cd} / f_{yd} \right) = 16.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Συνεπώς σε κάθε άκρο απαιτείται: } A_{s,req} = A_{s,req}^{tot} / 2 = 8.44 > A_{s,\min}$$

- Κατά τον EC8 – 5.4.3.4.2(9) οι διατάξεις τοποθέτησης διαμήκων ράβδων για τα υποστυλώματα (EC8 – 5.4.3.2.2(9) και (11)) ισχύουν και για τα άκρα των τοιχωμάτων (βλέπε §4.2.2.4). Με βάση τα παραπάνω δεδομένα προκύπτουν οι εναλλακτικές διατάξεις ράβδων του Σχήματος 6.14 (αποστάσεις μεταξύ συγκρατούμενων ράβδων  $\leq 200\text{mm}$ ), από τις οποίες προκρίνεται η πρώτη:



**Σχήμα 6.14:** Εναλλακτικές διατάξεις όπλισης άκρων τοιχώματος (Κτίριο ΔΜ1)

Για λόγους πληρότητας, στην επόμενη παράγραφο, υπολογίζονται οι διαμήκεις οπλισμοί άκρων και στον 1<sup>ο</sup> όροφο.

### 6.5.2.5 Υπολογισμός και διάταξη διαμήκους οπλισμού άκρων στον 1ο όροφο

- Από την κανονιστική περιβάλλουσα ροπών ( $M_{Ed}^y$ ) είναι φανερό ότι δυσμενής είναι η διατομή του πόδα.
- Υπολογισμός κανονιστικής ροπής σχεδιασμού  
Στάθμη διατομής:  $h = h_{ισογ} = 4.50\text{m}$

$$M_{Ed} = 1251.18 - 71.26(4.50 - 2.00) = 1073.03\text{kNm} \quad M'_{Ed} = 327.54.$$

Σημειώνεται η πολύ μεγάλη διαφορά μεταξύ της κανονιστικής ροπής σχεδιασμού και αυτής που προέκυψε από τη στατική ανάλυση.

- Δυσμενής συνδυασμός:  $\max N$  (βλέπε Πίνακα 6.3)

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed} &= -533.77\text{kN} \rightarrow v = -0.080 \\ M_{Ed}^y &= 1073.03\text{kNm} \rightarrow m_y = 0.080 \\ M_{Ed}^x &= 27.81\text{kNm} \rightarrow m_x = 0.017 \end{aligned} \right\} w_{req} = 0.109$$

Διαπιστώθηκε ότι απαιτείται σχεδόν το ίδιο μηχανικό ποσοστό οπλισμού με το ισόγειο. Κατά συνέπεια διατηρούνται οι ίδιοι οπλισμοί άκρων και στον 1<sup>ο</sup> όροφο.

## 6.5.3 Έλεγχος λυγισμού τοιχώματος ως μεμονωμένου στοιχείου

### 6.5.3.1 Εισαγωγή

α. Η επιρροή των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης στο σύνολο του φέροντος οργανισμού του κτιρίου ΔΜ1 μπορεί να παραληφθεί καθώς προέκυψε  $\theta < 0.1$  σε όλους του ορόφους.

β. Κατά τον EC2 – 5.8.3.1 κάθε κατακόρυφο στοιχείο πρέπει να ελέγχεται έναντι κινδύνου λυγισμού ως μεμονωμένο στοιχείο. Τα φαινόμενα 2ης τάξης μπορούν να αγνοηθούν εφόσον η λυγηρότητα  $\lambda$  του στοιχείου είναι μικρότερη της αντίστοιχης οριακής τιμής  $\lambda_{lim}$ . Στα τοιχώματα ο κίνδυνος έναντι λυγισμού ελέγχεται προφανώς μόνο εκτός επιπέδου (διεύθυνση  $y-y$ ).

### 6.5.3.2 Υπολογισμός λυγηρότητας Τοιχώματος T1 στο ισόγειο

Λυγηρότητα  $\lambda = \ell_o / i$

Μήκος λυγισμού  $\ell_o$

Πόδας: Θεωρείται πλήρης πάκτωση

Κεφαλή: Θεωρείται κινητή πάκτωση

Κατά τον EC2 – Σχ. 5.7(e) λαμβάνεται  $\ell_o = h_{op} = 4.50m$

Ακτίνα αδράνειας:  $i = \sqrt{I/A} = b_w / \sqrt{12} = 25 / \sqrt{12} = 7.22cm$

Λυγηρότητα:  $\lambda = \ell_o / i = 450.00 / 7.22 = 62.35$

### 6.5.3.3 Έλεγχος έναντι λυγισμού για τον συνδυασμό 1.35G + 1.50Q

$l_{lim} = 20 \times A \times B \times C / \sqrt{\nu}$  όπου  $A = 0.7$  (βλέπε §6.3.3.3)

$B = \sqrt{1 + 2W} = 1.104$  όπου

$$W = \frac{A_s}{A_c} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{2 \times 8.42cm^2}{25 \times 200cm^2} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.110$$

όπου ο κατακόρυφος οπλισμός κορμού αγνοήθηκε προς την πλευρά της ασφάλειας

$C = 1.7 - r_m = 2.196$  όπου

$$r_m = M_{01}^x / M_{02}^x = 9.53 / (-19.20) = -0.496 \text{ (βλέπε Πίνακα 6.3)}$$

$\nu = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 0.232$  όπου

$$N_{Ed} \approx (N_{Ed,K} + N_{Ed,\Pi}) / 2 = (1507.20 + 1583.14) / 2 = 1545.17kN$$

Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$l_{lim} = 20 \times 0.7 \times 1.104 \times 2.196 / \sqrt{0.232} = 70.50 > l = 62.35 \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

### 6.5.3.4 Έλεγχος έναντι λυγισμού για το σεισμικό συνδυασμό

Είναι προφανές ότι η οριακή λυγηρότητα θα προκύψει δυσμενέστερη (μικρότερη) για τον συνδυασμό με το ισχυρότερο θλιπτικό φορτίο (βλέπε Πίνακα 6.3: minN).

Οι τιμές των συντελεστών A και B δεν μεταβάλλονται.

$$C = 1.7 - (4.61 / (-10.21)) = 2.152$$

$$\nu = (1225.94 + 1282.19) / 2 / (0.25 \cdot 2.0 \cdot f_{cd}) = 0.188 \text{ και}$$

$$l_{lim} = 20 \times 0.7 \times 1.104 \times 2.152 / \sqrt{0.188} = 76.69 > l = 62.35 \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

Κατά συνέπεια το τοίχωμα δεν διατρέχει κίνδυνο λυγισμού.

## 6.5.4 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών

### 6.5.4.1 Κανονιστική περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού σε όλο το ύψος του τοιχώματος

α. Κατά τον EC8 – 5.4.2.4(6,7,8), σε λυγηρά τοιχώματα (λόγος  $h_w/l_w > 2.0$ ) για την κάλυψη αβεβαιοτήτων, λόγω ανώτερων ιδιομορφών, ως προς τη μορφή του διαγράμματος των τεμνουσών



δυνάμεων στο επίπεδο του τοιχώματος από τη στατική ανάλυση  $[V'_{Ed}]$ , αλλά και την πιθανότητα αύξησής τους μετά τη διαρροή στον πόδα, η κανονιστική περιβάλλουσα των τεμνουσών σχεδιασμού τοιχώματος σε διπλά συστήματα διαμορφώνεται ως εξής:

- Η τέμνουσα πόδα αυξάνεται κατά 50% :  $V_{Ed,o} = 1.50 |V'_{Ed,o}|_{\max} = 1.50 \times 353.31 = 529.97 \text{ kN}$
- Ομοίως, κατά 50% αυξάνονται οι τέμνουσες μέχρι ύψος  $h_w/3$
- Κανονιστική τέμνουσα κορυφής  

$$V_{Ed,top} \cong \max \left( |V'_{Ed,top}|_{\max}, 0.5V_{Ed,o} \right) = 529.97 / 2 = 264.98 \text{ kN}$$
- Στα ανώτερα  $2/3$  του ύψους γραμμική μεταβολή

β. Από την κανονιστική περιβάλλουσα των τεμνουσών δυνάμεων που έχει χαραχθεί στο Σχήμα 6.15 προκύπτει η απόλυτη τιμή της κανονιστικής τέμνουσας σχεδιασμού σε τυχούσα θέση σε ύψος  $h$  από τη βάση του τοιχώματος:

- Για  $h \leq h_w / 3$  :  $|V_{Ed}| = 1.5 |V'_{Ed,o}| = 1.5 \times 353.31 = 529.97 \text{ kN}$
- Για  $h > h_w / 3$  :  $|V_{Ed}| = 1.275 |V'_{Ed,o}| \left( 1 - 0.60h / h_w \right) = 662.46 \left( 1 - 0.6h / h_w \right)$

#### 6.5.4.2 Διατάξεις διαστασιολόγησης έναντι τέμνουσας

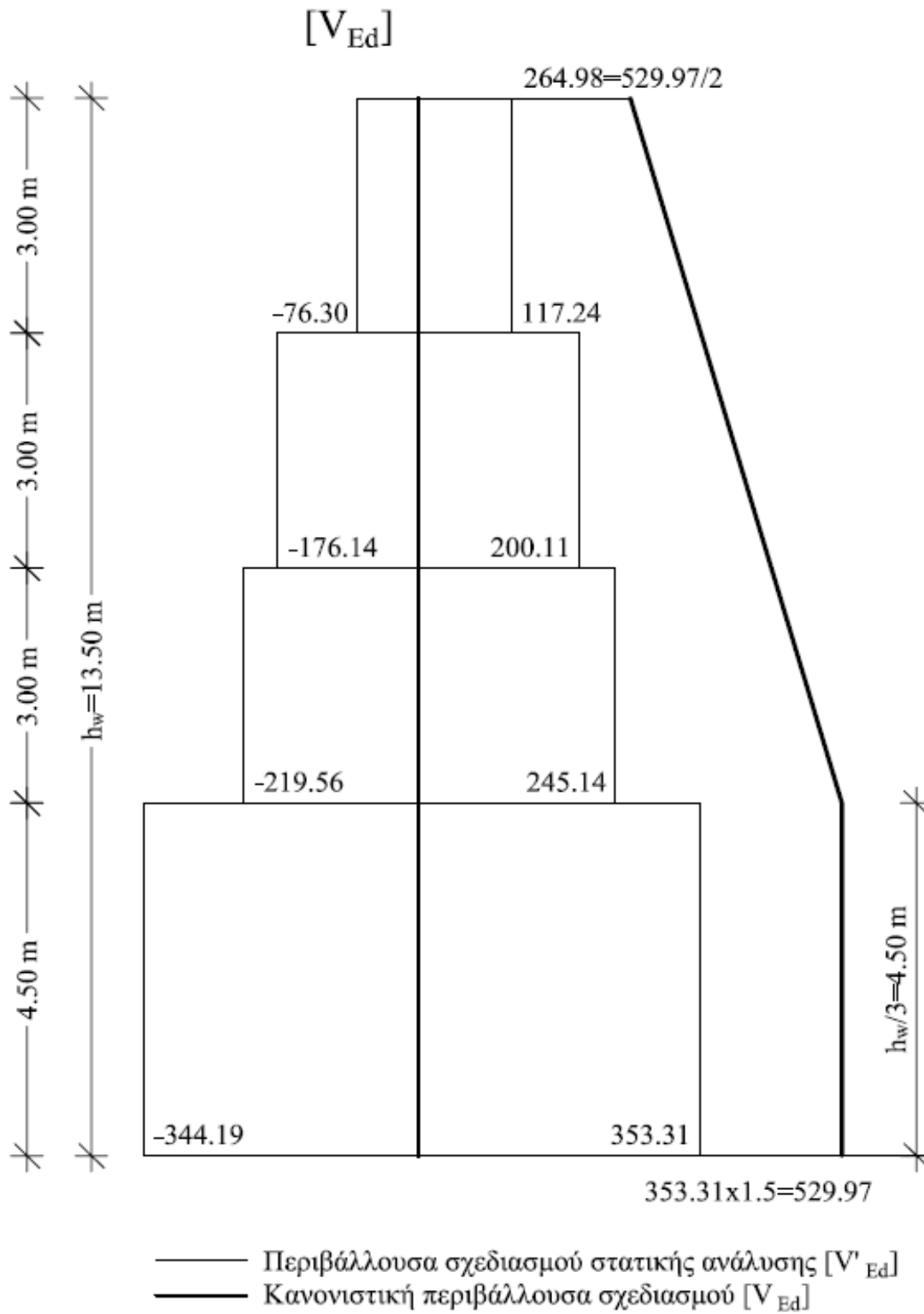
α. Σύμφωνα με τον EC8 – §5.4.3.4.1, η διατμητική αντοχή τοιχωμάτων ΚΠΜ υπολογίζεται κατά τις αντίστοιχες διατάξεις του EC2 – 6.2, χωρίς να γίνεται ιδιαίτερη αναφορά στη συμβολή των οριζόντιων και των κατακόρυφων ράβδων του κορμού. Κατά συνέπεια, για τα λυγηρά τοιχώματα θεωρείται, κατ' αναλογία προς τις δοκούς, ότι η τέμνουσα αναλαμβάνεται μόνον από τις οριζόντιες ράβδους του κορμού.

β. Οι οπλισμοί κορμού των τοιχωμάτων ΚΠΜ διατάσσονται σύμφωνα με τις αντίστοιχες απαιτήσεις του EC2 – 9.6.2(3,4):

$$\text{Κατακόρυφος οπλισμός} \begin{cases} A_{s,vmin} = 0.002 \cdot A_c \\ A_{s,vmax} = 0.040 \cdot A_c \\ s_{vmax} = \min(3b_{wo}, 400 \text{ mm}) \end{cases}$$

$$\text{Οριζόντιος οπλισμός} \begin{cases} A_{s,hmin} = \max(0.25 \cdot A_{s,v}, 0.001 A_c) \\ s_{hmax} = 400 \text{ mm} \end{cases}$$

Οπλισμός συγκράτησης εσχάρων: 4 σύνδεσμοι /  $\text{m}^2 \rightarrow \min(4\emptyset 8/\text{m}^2)$



Σχήμα 6.15: Κανονιστική περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού  $[V_{Ed}]$  σε όλο το ύψος του τοιχώματος

### 6.5.4.3 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος

α. Ο έλεγχος επάρκειας γίνεται με τη μέγιστη τιμή της κανονιστικής τέμνουσας σχεδιασμού

$$V_{Ed,max} = 529.97 \text{ kN.}$$

β. Σημειώνεται ότι, λόγω της ύπαρξης σημαντικής αξονικής δύναμης, η γωνία  $\theta$  κλίσης των ρηγμάτων ως προς την κατακόρυφο θα είναι αυξημένη. Παρόλα αυτά, καθώς δεν υπάρχει αντίστοιχη πρόβλεψη από τους κανονισμούς, θεωρείται προς την πλευρά της ασφάλειας  $\theta = 21.80$  ( $\tan\theta = 0.4$ ,  $\cot\theta = 2.5$ ). Επίσης, ο αυξητικός συντελεστής  $\alpha_{cw}$ , που προβλέπεται από τον EC2 – 6.2.3(3) (Σημείωση 3) όταν υπάρχει θλιπτική αξονική δύναμη, λαμβάνεται ίσος με 1.0 καθώς οι αυξητικές τιμές επιτρέπονται από τον Κανονισμό μόνο σε περίπτωση προέντασης.

γ. Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων

$$\text{Απαιτείται } V_{Rd,max} > V_{Ed,max} = 529.97 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) = 1.0 \cdot 0.25 \cdot (0.8 \cdot 2.0) \cdot 0.552 \cdot f_{cd} / 2.9 = 1015.17 > 529.97 \text{ kN (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

#### 6.5.4.4 Υπολογισμός απαιτούμενων οριζόντιων οπλισμών κορμού στο ισόγειο

Η τέμνουσα δύναμη σε λυγηρά τοιχώματα αναλαμβάνεται μόνον από τις οριζόντιες ράβδους των εσχάρων του κορμού η αντοχή των οποίων υπολογίζεται κατά τις διατάξεις του EC2 – 6.2.3. Ο υπολογισμός γίνεται προς την πλευρά της ασφάλειας, με δυσμενή θεώρηση γωνίας κλίσης ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ$ .

$$\text{Απαιτείται } V_{Rd,s}^h \geq V_{Ed,max} = 529.97 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s}^h = (A_{s,h} / s) \times z \times f_{ywd} \times \cot\theta = (A_{s,h} / s) \times 0.8 \ell_w \times f_{ywd} \quad \text{οπότε}$$

$$A_{s,h} / s \geq V_{Ed,max}^K / (0.8 \ell_w \times f_{ywd}) = 7.62 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Ράβδοι } \varnothing 8: A_{s,h} = 2 \cdot 0.503 = 1.006 \text{ cm}^2 \rightarrow s \leq 132 \text{ mm} \rightarrow \varnothing 8/130 \text{ mm}$$

$$\text{Ράβδοι } \varnothing 10: A_{s,h} = 2 \cdot 0.785 = 1.571 \text{ cm}^2 \rightarrow s \leq 206 \text{ mm} \rightarrow \varnothing 10/200 \text{ mm}$$

$$\text{Επιλέγεται η τοποθέτηση } \varnothing 10/200 \rightarrow \rho_h = 3.14\%$$

Για λόγους πληρότητας, στην επόμενη παράγραφο, υπολογίζονται οι οριζόντιοι οπλισμοί κορμού και στον 1<sup>ο</sup> όροφο.

#### 6.5.4.5 Υπολογισμός απαιτούμενων οριζόντιων οπλισμών κορμού στον 1<sup>ο</sup> όροφο

Από την κανονιστική περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού (Σχήμα 6.14) φαίνεται ότι η τέμνουσα στον πόδα του 1<sup>ου</sup> ορόφου ταυτίζεται με αυτήν του ισογείου ενώ μειώνεται προς την κεφαλή. Κατά συνέπεια διατηρούνται και στον 1<sup>ο</sup> όροφο οι οριζόντιοι οπλισμοί κορμού του ισογείου.

#### 6.5.4.6 Τοποθέτηση των κατακόρυφων οπλισμών κορμού

Τοποθετούνται, άνευ υπολογισμού, οι ελάχιστοι οπλισμοί κατά τον EC2 – 9.6.2 (βλέπε §6.5.4.1) σε όλο το ύψος του τοιχώματος.

$$\rho_{v,min} = 2\% \rightarrow A_{s,v,min} / m = 2\% \times 25 \times 100 = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ράβδοι } \varnothing 8: A_{s,v} = 2 \cdot 0.503 = 1.006 \text{ cm}^2 \rightarrow s \leq 201 \text{ mm} \rightarrow \varnothing 8/200$$

$$\text{Ράβδοι } \varnothing 10: A_{s,v} = 2 \cdot 0.785 = 1.571 \text{ cm}^2 \rightarrow s \leq 0.314 \text{ m} \rightarrow \varnothing 10/300$$

$$\text{Επιλέγεται η τοποθέτηση } \varnothing 8/200 \rightarrow \rho_v = 2.01\%$$

## 6.5.5 Υπολογισμός συνδετήρων περίσφιξης άκρων στο κρίσιμο ύψος

### 6.5.5.1 Εισαγωγή

α. Σε τοιχώματα ΚΠΜ, εφόσον  $v_d \leq 0.15$  (EC8 – 5.4.3.4.2(12)) τοποθετούνται στα άκρα της διατομής οι ελάχιστοι συνδετήρες υποστυλωμάτων σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις του EC2 – 9.5.3. Αλλιώς εφαρμόζονται οι διατάξεις του EC8 για την περίσφιξη άκρων. Στην παρούσα περίπτωση  $v_{d,max} = 0.192 > 0.15$ . Συνεπώς πρέπει να εφαρμοσθούν οι διατάξεις περίσφιξης άκρων κατά τον EC8.

β. Σε τοιχώματα ΚΠΜ απαιτείται η εξασφάλιση της απαιτούμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων  $\mu_\phi$  (EC8 – 5.4.3.4.2(2)) στο κρίσιμο ύψος ( $l_{cr}$ ) της βάσης. Στην προκειμένη περίπτωση, θεωρείται ότι για την εξασφάλιση της  $\mu_\phi$ , μετά την αποφλοιώση των εναλλάξ θλιβόμενων άκρων του τοιχώματος, αναπτύσσεται σε περιοχές των άκρων βράχυνση  $\varepsilon_{c,max} > \varepsilon_{cu2} = 3.5\%$  οπότε απαιτείται περίσφιξη του πυρήνα των άκρων του τοιχώματος σε μήκος  $l_c$  (βλέπε §6.5.1.2(δ)). Το απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό ( $\omega_{wd,req}$ ) των απαιτούμενων συνδετήρων περίσφιξης ορίζεται από τον EC8 – 5.4.3.4.2(4), εξίσωση 5.20:

$$\bullet \quad \alpha \cdot \omega_{wd,req} = 30\mu_\phi(v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d}(b_c / b_o) - 0.035 \quad \text{και} \quad \omega_{wd,req} \geq 0.08 \quad \text{όπου}$$
$$\omega_v: \text{μηχανικό ποσοστό των κατακόρυφων οπλισμών κορμού} \quad (\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd})$$

Τα υπόλοιπα μεγέθη έχουν ορισθεί στην §4.2.2.6 της παρούσας.

γ. Εφόσον, εφαρμόζοντας την εξίσωση 5.20 με  $b_o = b_c$ , (απουσία αποφλοιώσης), προκύπτει αρνητική τιμή για το μέγεθος  $\alpha \cdot \omega_{wd,req}$  (δηλαδή  $30\mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} - 0.035 < 0$ ) θεωρείται ότι η απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων  $\mu_\phi$  εξασφαλίζεται χωρίς αποφλοιώση του σκυροδέματος ( $\varepsilon_{c,max} < 3.5\%$ ). Κατά συνέπεια δεν απαιτείται ιδιαίτερη περίσφιξη (βλέπε Fardis, 2009 §5.3.3). Στην περίπτωση αυτή στα άκρα του τοιχώματος τοποθετούνται οι ελάχιστοι συνδετήρες σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις.

### 6.5.5.2 Κανονιστικές διατάξεις ελάχιστων συνδετήρων περίσφιξης άκρων

Κατά τον EC8 – 5.4.3.4.2(9) για τα άκρα των τοιχωμάτων ΚΠΜ ισχύουν οι διατάξεις για τους συνδετήρες περίσφιξης των στύλων (EC8 – 5.4.3.2.2(9,11)), βλέπε §4.2.2.5.8(γ):  
 $s = \min(b_o/2, 8\phi_{L,min}, 175\text{mm}) = \min(172/2, 8 \cdot 12, 175) = 86\text{mm} \rightarrow \phi 8/85$ .

### 6.5.5.3 Απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων

α. Η απαιτούμενη τιμή της  $\mu_\phi$  για τη βάση του τοιχώματος επιτρέπεται να μειωθεί σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8 – 5.2.3.4(3) και 5.4.3.4.2(2):

$$\mu_\phi = 1 + 2(q'_o - 1)(T_c / T_1) \quad \text{όπου}$$

$$q'_o = q_o \times \max\left(M_{Ed,o} / M_{Rd,o}\right) \quad \text{και}$$

$\max(M_{Ed,o} / M_{Rd,o})$  η μέγιστη τιμή του λόγου της ροπής σχεδιασμού προς την αντίστοιχη ροπή αντοχής στον πόδα, λαμβάνοντας υπόψη την σύγχρονη τιμή της αξονικής δύναμης.

β. Υπολογισμός των  $M_{Rd,o}$  για τις δύο ακρότατες τιμές του αξονικού φορτίου

$$\bullet \quad \text{Συνδυασμός } \min N$$
$$\left. \begin{array}{l} N_{Ed} = -1282.19\text{kN} \rightarrow v = -0.192 \\ M_{Ed}^x = +4.61\text{kNm} \rightarrow m_x = 0.003 \\ W_{prov} \approx W_{req,max} = 0.11 \end{array} \right\} m_{R,y} = 0.125$$

$$\text{οπότε } M_{Rd,o}^y = m_{R,y} \times b_w \times l_w^2 \times f_{cd} = 1666.67\text{kNm}$$

- Συνδυασμός maxN

Καθώς ο απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός άκρων προέκυψε από τον συνδυασμό maxN και  $\omega_{\text{prov}} \approx \omega_{\text{req}}$  προκύπτει:  $M_{Rd,o}^y \gg M_{Ed,o}^y = 1251.18 \text{ kNm}$

γ. Υπολογισμός της  $\mu_\phi$

- Συνδυασμός minN:  $M_{Ed,o} / M_{Rd,o} = 1241.40 / 1666.67 = 0.745$  οπότε

$$q'_o = q_o \times \left( M_{Ed,o} / M_{Rd,o} \right) = 3.60 \times 0.745 = 2.68 \text{ και}$$

$$\mu_j = 1 + 2(q'_o - 1)(T_c / T_1) = 1 + 2(2.68 - 1)(0.500 / 0.352) = 5.778$$

- Συνδυασμός maxN:  $M_{Ed,o} / M_{Rd,o} = 1251.18 / \sim 1251.18 = \sim 1.00$

$$q'_o = 3.60 \times 1.00 = 3.60$$

$$\mu_j = 1 + 2(3.60 - 1)(0.500 / 0.352) = \underline{8.386}$$

Είναι προφανές ότι η μέγιστη τιμή της  $\mu_\phi$  προκύπτει για τη μέγιστη τιμή του λόγου  $M_{Ed,o} / M_{Rd,o}$  η οποία όμως αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή θλιπτικού αξονικού φορτίου  $|\text{maxN}_{Ed}| = 687.46 \text{ kN}$ .

#### 6.5.5.4 Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων περίσφιξης στα άκρα του τοιχώματος

α. Έλεγχος αποφλοιώσης σκυροδέματος επικάλυψης στα άκρα του τοιχώματος

Όπως προαναφέρθηκε (§6.5.5.1(γ)), ελέγχεται το πρόσημο του μεγέθους  $\alpha \cdot \omega_{\text{wd,req}}$  το οποίο όμως καθορίζεται από την τιμή του γινομένου  $\mu_\phi (v_d + \omega_v)$  καθώς οι υπόλοιποι παράγοντες είναι σταθεροί. Σημειώνεται ότι δεν απαιτείται περίσφιξη των άκρων εφόσον  $\mu_\phi (v_d + \omega_v) < 0.537$  (βλέπε και §4.2.2.6.2(α)).

Όπως στα υποστρώματα, έτσι και στα άκρα των τοιχωμάτων, η παραπάνω συνθήκη πληρούται μόνον σε περιπτώσεις όπου χαμηλές τιμές πλαστιμότητας καμπυλοτήτων συνδυάζονται με χαμηλές τιμή ανηγμένου αξονικού φορτίου στο τοίχωμα.

Υπολογισμός του μηχανικού ποσοστού κατακόρυφων οπλισμών κορμού:

$$\omega_v = \left( 2E8 / 200 / m^2 \right) \times f_{yd,v} / f_{cd} = \left( 5.03 \text{ cm}^2 / (25 \times 100) \right) \times f_{yd,v} / f_{cd} = 0.0656$$

Έλεγχος για τον συνδυασμό minN:

$$v_d = 0.192, \mu_\phi = 5.778 \text{ οπότε}$$

$$\mu_\phi (v_d + \omega_v) = 1.488 \gg 0.537$$

Έλεγχος για τον συνδυασμό maxN:

$$v_d = 0.103, \mu_\phi = 8.386 \text{ οπότε}$$

$$\mu_\phi (v_d + \omega_v) = 1.414 \gg 0.537$$

Κατά συνέπεια και στα δυο άκρα του τοιχώματος απαιτείται περίσφιξη καθώς για την εξασφάλιση της  $\mu_\phi$  αναμένεται αποφλοιώση του σκυροδέματος επικάλυψης και  $\epsilon_{c,\text{max}} > 3.5 \%$ .

β. Υπολογισμός του  $\omega_{\text{wd,req}}$  για την  $\text{max } \mu_\phi = 8.386$  (αντιστοιχεί στο  $|\text{maxN}| = 687.46 \text{ kN} \rightarrow v_d = 0.103$ ) και τους ελάχιστους συνδετήρες ακραίων περιοχών ( $\emptyset 8/85$ ) σύμφωνα με τη πρώτη διάταξη οπλισμών του Σχήματος 6.14:

$$\omega_{\text{wd,req}} = (30\mu_\phi(v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{sy,d} (b_c / b_o) - 0.035) / \alpha \leq 0.08 \text{ όπου}$$

$$b_c = 250 \text{ mm}, \quad b_o = 172 \text{ mm}$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.560 \cdot 0.668 = 0.374 \text{ όπου}$$

$$\alpha_n = 1 - S b_i^2 / (6 b_o h_o) = (1 - (4 \cdot 187.5^2 + 1 \cdot 172^2)) / (6 \cdot 375 \cdot 172) = 0.560$$

$$\alpha_s = \left( 1 - s / (2 b_o) \right) \left( 1 - s / (2 h_o) \right) = 0.668$$

όπου  $b_i$  οι αξονικές αποστάσεις μεταξύ των συνδετήρων ανά πλευρά του περισφιγμένου άκρου (Σχήμα 6.14):

$$\text{Διεύθυνση } x - x: b_i = \ell_c / 2 = 375 / 2 = 187.5 \text{ mm}$$

$$\text{Διεύθυνση } y - y: b_i = b_o = 172 \text{ mm}$$

(\* Στην εσωτερική πλευρά δεν υπάρχει κίνδυνος αποφλοιώσεως του σκυροδέματος).

Με τις παραπάνω τιμές κατά τον EC8 προκύπτει:

$$\omega_{wd,req} = (30 \cdot 8.386 \cdot (0.103 + 0.0656) \cdot 2.174 \cdot 10^{-3} (250/172) - 0.035) / 0.374 = 0.265 > 0.08$$

Είναι πιθανόν η παραπάνω διαδικασία να μην οδηγεί στην μέγιστη τιμή του  $\omega_{wd,req}$  ώστε να επιτευχθεί επαρκής περίσφιξη. Κατά τη γνώμη των συντακτών της παρούσας θα πρέπει να υπολογίζονται οι δύο τιμές του  $\omega_{wd,req}$  για τις δύο ακραίες τιμές της αξονικής δύναμης  $N_{Ed}$  με τις αντίστοιχες τιμές της  $\mu_\phi$  και η περίσφιξη να καλύψει τη μέγιστη απαίτηση.

γ. Υπολογισμός του  $\omega_{wd,req}$  για την  $\min \mu_\phi = 5.778$  που αντιστοιχεί όμως στην υψηλή τιμή  $|\min N| = 1241.40 \text{ kN} \rightarrow v_d = 0.192$ :

$$\omega_{wd,req} = (30 \cdot 5.778 \cdot (0.192 + 0.0656) \cdot 2.174 \cdot 10^{-3} (250/172) - 0.035) / 0.374 = 0.284 > 0.08$$

Είναι φανερό ότι στην παρούσα περίπτωση η μέγιστη τιμή του  $\omega_{wd,req}$  προέκυψε για την τιμή  $|\min N_{Ed}|$  που αντιστοιχεί στην ελάχιστη και όχι για τη μέγιστη τιμή του λόγου ( $M_{Ed,o}/M_{Rd,o}$ ), σε αντίθεση με τη σχετική διάταξη του Κανονισμού. Κατά συνέπεια η διαδικασία συνεχίζεται με τη μέγιστη τιμή:  $\omega_{wd,req} = 0.284$ .

### 6.5.5.5 Διατιθέμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες άκρων

$$\omega_{wd,prov} = (V_s / V_o) \cdot (f_{yd} / f_{cd}) \quad \text{όπου}$$

$$V_s = A_{s,w} (3b_o + 2h_o) = 0.503 (3 \cdot 17.2 + 2 \cdot 37.5) = 63.68 \text{ cm}^3$$

$$V_o = b_o \cdot h_o \cdot s = 17.2 \cdot 37.5 \cdot 8.5 = 5482.5 \text{ cm}^3 \quad \text{και}$$

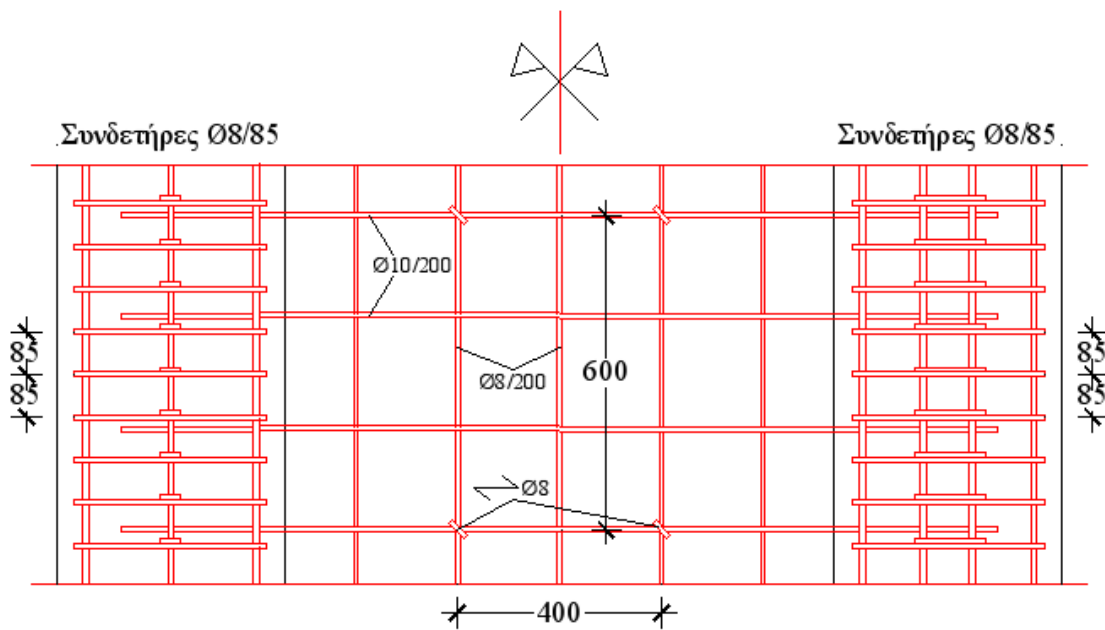
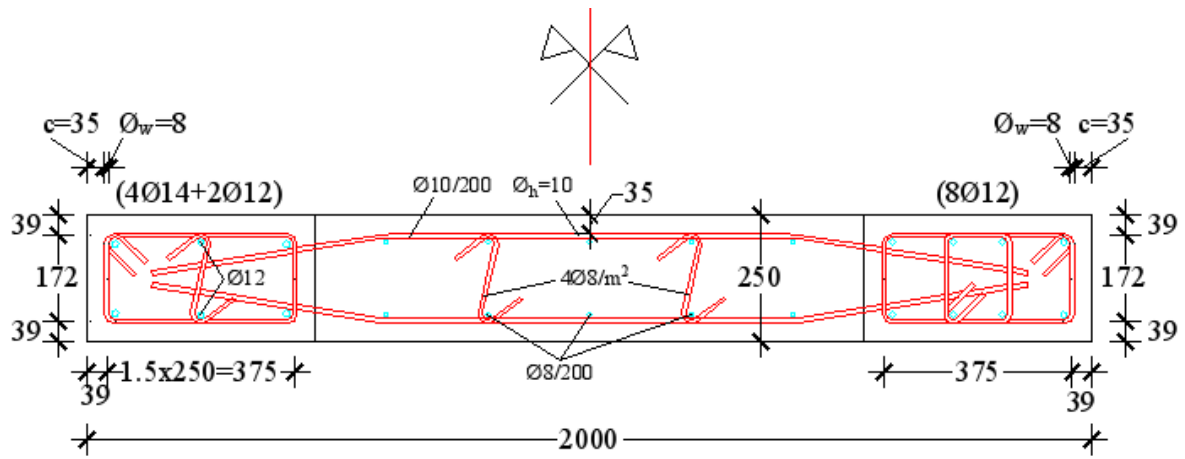
$$W_{wd,prov} = \frac{63.68}{5482.5} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.379 > W_{wd,req} = 0.284 \quad (\text{ΕΠΑΡΚΕΙΑ})$$

Είναι σκόπιμο να σημειωθεί ότι εάν επιχειρηθεί να συνδυασθούν οι μέγιστες τιμές  $\mu_\phi = 8.386$  και  $v_d = 0.192$ , οι οποίες όμως δεν εμφανίζονται συγχρόνως, προκύπτει  $\omega_{wd,req} = 0.454 > \omega_{wd,prov} = 0.379$  με αποτέλεσμα την ανάγκη ισχυρότερης περίσφιξης.

Συνεπώς οι ελάχιστοι συνδετήρες  $\varnothing 8/85$  επαρκούν στα άκρα του κρίσιμου ύψους του τοιχώματος.

### 6.5.6 Τελική διαμόρφωση διατομής στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος

Στο Σχήμα 6.16 φαίνεται, σε όψη και τομή, η διάταξη των πάσης φύσεως οπλισμών στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος. Στα άκρα της διατομής σχεδιάσθηκαν οι δύο εναλλακτικές διατάξεις όπλισης των περισφιγμένων άκρων.



Σχήμα 6.16: Διάταξη οπλισμών στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος T1 (Κτίριο ΔΜ1)

## Κεφάλαιο 7: Κτίριο Υψηλής Πλαστιμότητας με διπλό στατικό σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό (ΔΥ2)

### 7.1 Εισαγωγή

#### 7.1.1 Χαρακτηρισμός στατικού συστήματος

Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για τα κτίρια ΔΜ1 και ΔΥ2 είναι κατά σύμπτωση πανομοιότυπα καθώς η αύξηση της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού από 0.16g για το ΔΜ1 σε 0.24g για το ΔΥ2 αντισταθμίζεται από την ανάλογη αύξηση του συντελεστή συμπεριφοράς από 3.60 σε 5.40 αντίστοιχα. Κατά συνέπεια το κτίριο ΔΥ2, όπως και το ΔΜ1, κατατάσσεται στην κατηγορία των τοιχωματικών συστημάτων (βλέπε §6.1).

#### 7.1.2 Παρατηρήσεις

Κατά τον EC8 – 5.5.1.1, σε κτίρια ΚΠΥ απαιτείται ελάχιστη κατηγορία σκυροδέματος C20/25 και χρήση χάλυβα οπλισμού κλάσης C στις κρίσιμες περιοχές των δομικών στοιχείων.

Στις επόμενες παραγράφους γίνεται και για το κτίριο ΔΥ2 διαστασιολόγηση των ακόλουθων δομικών στοιχείων:

- Δοκός Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου
- Στύλος Σ1 στο ισόγειο και
- Τοίχωμα Τ1 στο ισόγειο.

Σημειώνεται ότι δεν απαιτείται προσαύξηση των εντατικών μεγεθών υπό την οριζόντια σεισμική φόρτιση καθώς προέκυψε  $\theta < 0.1$  σε όλους τους ορόφους (βλέπε Κεφάλαιο 3). Κατά συνέπεια τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών σχεδιασμού της δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 (Σχήματα 6.1 και 6.2), τα φορτία σχεδιασμού του Στύλου Σ1 στο ισόγειο και τον 1<sup>ο</sup> όροφο (Πίνακες 6.1 και 6.2) και τα φορτία σχεδιασμού του Τοιχώματος Τ1 στο ισόγειο και τον 1<sup>ο</sup> όροφο (Πίνακες 6.3 και 6.4), καθώς και τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών στο επίπεδο του Τοιχώματος (Σχήματα 6.11 και 6.12), ισχύουν και για τα αντίστοιχα δομικά στοιχεία του κτιρίου ΔΥ2.

### 7.2 Διαστασιολόγηση δοκών Δ1 – Δ2 – Δ3 οροφής ισογείου σε κάμψη

#### 7.2.1 Δεδομένα δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3

Οι παρατηρήσεις της §6.2.1(β, γ, δ και ε) ισχύουν και για δοκούς ΚΠΥ. Επί πλέον σημειώνονται τα εξής:

α. Γεωμετρικοί περιορισμοί διατομής δοκών ΚΠΥ (EC8 – 5.5.1.2.1)

- Ελάχιστο πάχος κορμού:  $b \geq 200\text{mm}$ .

β. Διατάξεις τοποθέτησης διαμήκους οπλισμού (EC8 – 5.5.3.1.3)

- Απαιτούνται κατ' ελάχιστον 2Ø14 σε όλο το μήκος της άνω και κάτω παρειάς της δοκού.
- Σε όλο το μήκος της άνω παρειάς απαιτείται οπλισμός  $A'_s > A_{s,max} / 4$ , όπου  $A_{s,max}$  ο μεγαλύτερος οπλισμός άνω ίνας των εκατέρωθεν στηρίξεων.

γ. Κρίσιμες περιοχές δοκών ΚΠΥ (EC8 – 5.5.3.1.3(1)):  $\ell_{cr} = 1.5h = 0.90\text{m}$  από τις παρειές των στηρίξεων και εκατέρωθεν φυτευτού υποστύλωματος.



## 7.2.2 Διαστασιολόγηση στήριξης της Δ1 στο στύλο Σ1 (βλέπε §6.2.2)

α. Οπλισμός άνω ίνας: Ομοίως  $A_{s,req} = 4.60\text{cm}^2$

Τίθενται ομοίως:  $3\varnothing 14 = 4.62\text{cm}^2$

- Συνολική διατομή διατιθέμενου οπλισμού (βλέπε Σχήμα 6.3):

$$3\varnothing 14 + 4\varnothing 8 = 6.63\text{cm}^2 \rightarrow \rho_{prov} = 4.82\%.$$

β. Οπλισμός κάτω ίνας: Ομοίως  $A_{s,req} = 3.86\text{cm}^2$

- Καθώς απαιτούνται τουλάχιστον  $2\varnothing 14$  σε όλο το μήκος τίθενται:

$$2\varnothing 14 + 1\varnothing 12 = 4.21\text{cm}^2 \rightarrow \rho'_{prov} = 3.06\% > \rho_{prov} / 2 = 2.41\%.$$

γ. Μέγιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού κρίσιμων περιοχών (EC8 – 5.4.3.1.2(4β))

$$r_{max} = r'_{prov} + \frac{0.0018}{m_j \times e_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{όπου}$$

$\mu_\phi$ : πλαστιμότητα καμπυλοτήτων (EC8 – 5.2.3.4.(3))

Κτίριο ΔΥ2:  $T_1 = 0.352\text{sec} < T_c = 0.50\text{sec}$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)(T_c / T_1) = 1 + 2(5.40 - 1)(0.50 / 0.352) = 11.50$$

$$\varepsilon_{sy,d} = 2.174\%$$

Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$\rho_{max} = 3.06\% + \frac{0.0018}{11.50 \times 0.002174} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 3.06\% + 2.21\% = 5.27\% > \rho_{prov} = 4.82\%.$$

## 7.2.3 Διαστασιολόγηση στήριξης της Δ1 στο τοίχωμα T1 (βλέπε §6.2.3)

α. Οπλισμός άνω ίνας: Ομοίως  $A_{s,req} = 8.77\text{cm}^2$

Τίθενται ομοίως:  $3\varnothing 14 + 2\varnothing 16 = 8.64\text{cm}^2 \rightarrow \rho_{prov} = 6.29\%.$

β. Οπλισμός κάτω ίνας: Ομοίως  $A_{s,req} = 4.71\text{cm}^2$

Τίθενται ομοίως:  $2\varnothing 14 + 2\varnothing 12 = 4.93\text{cm}^2 \rightarrow r'_{prov} = 3.59 > \rho_{prov} / 2 = 3.14\%.$

γ. Μέγιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού κρίσιμων περιοχών (EC8 – 5.4.3.1.2(4β))

$$\rho_{max} = 3.59\% + 2.21\% = 5.80\% < \rho_{prov} = 6.29\%. \quad (\Delta\text{ΕΝ ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ})$$

Για την ικανοποίηση της απαίτησης  $\rho_{max} \geq \rho_{prov}$  επιλέγεται αύξηση του οπλισμού κάτω ίνας: Τίθενται

$$3\varnothing 14 + 1\varnothing 12 = 5.75\text{cm}^2 \rightarrow r'_{prov} = 4.18\%$$

$$\text{και } \rho_{max} = 4.18\% + 2.21\% = 6.39\% > \rho_{prov} = 6.29\%. \quad (\text{ΕΠΑΡΚΕΙΑ})$$

## 7.2.4 Διαστασιολόγηση ανοίγματος δοκού Δ1 (βλέπε §6.2.4)

α. Οπλισμός κάτω ίνας: Ομοίως  $A_{s,req} = 1.52 < A_{s,min} = 3.03\text{cm}^2 \ll 2\varnothing 14 = 3.08\text{cm}^2$ . Συνεπώς, θα επαρκούσε η τοποθέτηση  $2\varnothing 14$ , καθώς όμως στις εκατέρωθεν στηρίξεις υπάρχουν κατ' ελάχιστον  $2\varnothing 14 + 1\varnothing 12$  (στήριξη στον στύλο Σ1), εκτιμάται ότι τα  $\varnothing 12$  θα υπερκαλύπτονται περί το μέσον του ανοίγματος. Έτσι τελικά συνεχίζονται στο άνοιγμα τα  $2\varnothing 14 + 1\varnothing 12$  της κάτω παρειάς στήριξης στο στύλο Σ1.

β. Οπλισμός άνω ίνας (βλέπε §7.2.1(β))

Απαιτείται  $A'_s > A_{s,max}/4 = 8.64/4 = 2.16 \ll 2\varnothing 14 = 3.08\text{cm}^2$ . Συνεπώς, θα επαρκούσαν τα  $2\varnothing 14$ , καθώς όμως στις εκατέρωθεν στηρίξεις υπάρχουν κατ' ελάχιστον  $3\varnothing 14$ , εκτιμάται ότι, εφόσον τα

1Ø14 τοποθετηθούν ως πρόσθετα, θα υπερκαλύπτονται περί το μέσον του ανοίγματος. Έτσι τελικά συνεχίζονται στο άνοιγμα τα 3Ø14 της άνω παρειάς στήριξης στο στύλο Σ1.

### 7.2.5 Διαστασιολόγηση στηρίξεων της δοκού Δ2 (βλέπε §6.2.5)

α. Οπλισμός άνω ίνας: Ομοίως  $A_{s,req} = 14.25\text{cm}^2$

Τίθενται ομοίως:  $3\text{Ø}20 + 2\text{Ø}18 = 14.51\text{cm}^2 \rightarrow \rho_{prov} = 10.56\%$ .

β. Οπλισμός κάτω ίνας: Ομοίως  $A_{s,req} = 10.22\text{cm}^2$

Τίθενται ομοίως:  $4\text{Ø}18 = 10.18\text{cm}^2 \rightarrow r_{prov}^i = 7.40\% > \rho_{prov}/2 = 5.09\%$ .

γ. Μέγιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού κρίσιμων περιοχών (EC8 –5.4.3.1.2(4β))

$\rho_{max} = 7.40 + 2.21 = 9.61\% < \rho_{prov} = 10.56\%$ . (ΔΕΝ ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ)

Για την ικανοποίηση της απαίτησης  $\rho_{max} \geq \rho_{prov}$  επιλέγεται αύξηση του οπλισμού κάτω ίνας:

Τίθενται  $2\text{Ø}20 + 2\text{Ø}18 = 11.37\text{cm}^2 \rightarrow r_{prov}^i = 8.27\%$  και  $\rho_{max} = 8.27\% + 2.21\% = 10.48\% \approx \rho_{prov} = 10.56\%$ . (οριακά αποδεκτό)

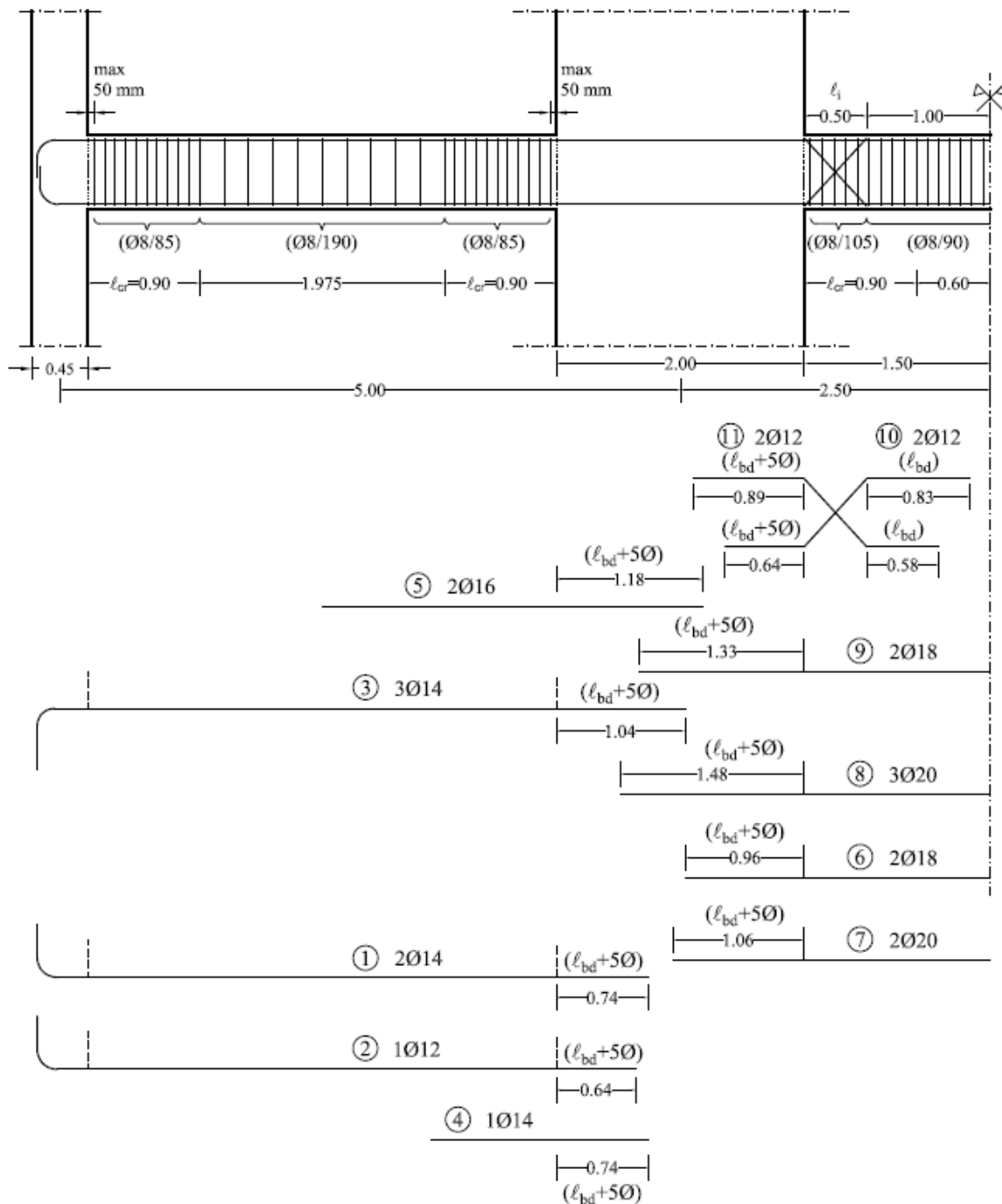
### 7.2.6 Διαστασιολόγηση ανοίγματος της δοκού Δ2 (βλέπε §6.2.6)

α. Οπλισμός κάτω ίνας: Ομοίως  $A_{s,req} = 0.64\text{cm}^2 < A_{s,min} = 3.03\text{cm}^2 \neq 2\text{Ø}14 = 3.08\text{cm}^2$ . Συνεπώς, επαρκούν με άνεση τα  $2\text{Ø}18 = 5.09 > 3.08\text{cm}^2$  από τις εκατέρωθεν στηρίξεις. Καθώς όμως το άνοιγμα της δοκού Δ2 είναι μικρό ( $l_{ct} = 3.00\text{m}$ ) είναι φανερό ότι, εφόσον τα  $2\text{Ø}20$  τοποθετηθούν ως πρόσθετα στις εκατέρωθεν στηρίξεις, θα επικαλυφθούν στο μέσον του ανοίγματος. Κατά συνέπεια τα  $2\text{Ø}20 + 2\text{Ø}18$  επεκτείνονται σε όλο το μήκος.

### 7.2.7 Διάταξη διαμήκους οπλισμού

α. Σκαρίφημα διάταξης οπλισμού (βλέπε Σχήμα 7.1)

β. Οι παρατηρήσεις της §6.2.7(β, γ και δ) ισχύουν και για την όπλιση της παρούσας δοκού.



Σχήμα 7.1: Διάταξη οπλισμών δοκού Δ1 – Δ2 – Δ3 (Κτίριο ΔΥ2)

### 7.2.8 Μέγιστες επιτρεπόμενες διαμέτροι οπλισμού δοκού εντός κόμβων (EC8 – 5.6.2.2(2))

α. Οι παρατηρήσεις της §6.2.8(α) ισχύουν και για την παρούσα δοκό. Εφαρμογή των σχετικών διατάξεων για την αγκύρωση στον στύλο Σ1

- Εξωτερικός κόμβος

$$d_{bl} \leq h_c \frac{7.5 \times f_{ctm}}{g_{Rd} \times f_{yd}} (1 + 0.8 \times \nu_d) = 450 \frac{7.5 \times 2.2}{1.2 \times 500 / 1.15} (1 + 0.8 \times 0.065) = 14.97 \text{ mm} > A_{E14}$$

$$\text{όπου } \gamma_{Rd} = 1.2 \text{ για δοκούς ΚΠΥ και } n_d = |N_{Ed}|_{min}^{kef} / (f_{cd} \times A_c) = 0.065$$

## 7.2.9 Αγκύρωση διαμήκων ράβδων

Οι προβληματισμοί και οι παρατηρήσεις της §6.2.9 ισχύουν και στην παρούσα περίπτωση ενώ το Σχήμα 6.5 τροποποιείται κατάλληλα καθώς τα μήκη αγκύρωσης σε δοκούς ΚΠΥ αρχίζουν σε βάθος  $5\varnothing$  από την παρειά του κόμβου (EC8 – 5.6.1(3)).

## 7.3 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος Σ1 (Ισόγειο)

### 7.3.1 Εισαγωγή

#### 7.3.1.1 Δεδομένα – Παρατηρήσεις

Οι παρατηρήσεις της §6.3.1.1 ισχύουν και στην παρούσα περίπτωση.

#### 7.3.1.2 Αρχικοί έλεγχοι επάρκειας διατομής

α. Ελάχιστη διάσταση διατομής

Κατά τον EC8 – 5.5.1.2.2(1), απαιτείται ελάχιστη διάσταση διατομής πρωτεύοντων στύλων ΚΠΥ:  $b_c \geq 250 \text{ mm}$ . Οι διατομές των στύλων του κτιρίου ΔΥ2 ικανοποιούν τον παραπάνω περιορισμό σε όλους τους ορόφους.

β. Έλεγχος ανηγμένης αξονικής θλίψης

Κατά τον EC8 – 5.5.3.2.1, σε πρωτεύοντα υποστυλώματα ΚΠΥ η ανηγμένη τιμή θλιπτικής καταπόνησης υπό το σεισμικό συνδυασμό δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0.55. Η διατομή του στύλου Σ1 είναι κοινή στο ισόγειο και τον 1ο όροφο. Κατά συνέπεια ο έλεγχος γίνεται στον πόδα του ισογείου:

$$\min N_{Ed} = -618.11 \text{ kN (βλέπε Πίνακα 6.1) και}$$

$$\nu_{Ed} = |\min N_{Ed}| / (A_c \cdot f_{cd}) = 618.11 / (0.45 \cdot 0.45 \cdot f_{cd}) = 0.23 < 0.55$$

γ. Προκαταρκτικός έλεγχος λυγηρότητας

Καθώς για το κτίριο ΔΥ2 προέκυψε  $\theta < 0.10$  δεν απαιτείται ο προκαταρκτικός έλεγχος λυγηρότητας της §5.4.1.2.2(1) του EC8.

#### 7.3.1.3 Πορεία διαστασιολόγησης

Σε διπλό φέρον σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό τα διαδοχικά βήματα διαστασιολόγησης υποστυλώματος ΚΠΥ είναι τα ακόλουθα:

α. Διαστασιολόγηση έναντι  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ : Διάταξη διαμήκων ράβδων.

β. Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος ως μεμονωμένου στοιχείου.

γ. Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών.

δ. Έλεγχος έναντι περίσφιξης στις κρίσιμες περιοχές όλων των ορόφων.

Σημειώνεται ότι σε διπλό φέρον σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό δεν απαιτείται ικανοτικός έλεγχος κόμβων για την ικανοποίηση της ανισότητας  $\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb}$ .

## 7.3.2 Διαστασιολόγηση έναντι $N$ , $M_x$ , $M_y$

### 7.3.2.1 Εισαγωγή

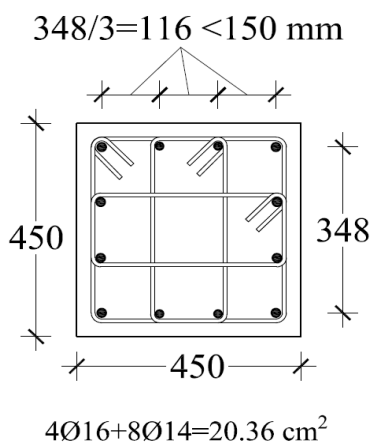
Οι επισημάνσεις και οι παραδοχές της §4.2.2.1 ισχύουν και για τη διαστασιολόγηση του στύλου Σ1 του Κτιρίου ΔΥ2.

### 7.3.2.2 Απαίτηση διαμήκους οπλισμού

Όπως και στον στύλο Σ1 του Κτιρίου ΔΜ1 (βλέπε §6.3.2.2) προκύπτει  $\omega_{req,max} = 0.02$  για τον συνδυασμό maxN στον πόδα του ισογείου.

### 7.3.2.3 Υπολογισμός – διάταξη διαμήκους οπλισμού

- Ομοίως απαιτείται τοποθέτηση του ελάχιστου οπλισμού:  
 $A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot h = 10\% \cdot 45 \cdot 45 = 20.25 \text{ cm}^2$
- Σύμφωνα με τις απαιτήσεις της §5.2.2.4 όσον αφορά στα όρια και την τοποθέτηση των διαμήκων ράβδων σε στύλους ΚΠΥ, προκρίνεται η διάταξη διαμήκων ράβδων:  $4\text{Ø}16 + 8\text{Ø}14 = 20.36 > 20.25 \text{ cm}^2$  (Σχήμα 7.2).
- Είναι φανερό ότι η διατομή των γωνιακών στύλων είναι αντιοικονομική. Στην §7.3.2.4 γίνεται διερεύνηση της δυνατότητας μείωσης της διατομής τους.



Σχήμα 7.2: Διάταξη όπλισης στύλου Σ1 (Κτίριο ΔΥ2)

### 7.3.2.4 Διερεύνηση δυνατότητας μείωσης διατομής γωνιακών στύλων

- Η παρούσα διερεύνηση γίνεται κατά προσέγγιση με θεώρηση των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού των Πινάκων 6.1 και 6.2.
- Ένα από τα κριτήρια επιλογής διατομής υποστυλωμάτων είναι και η δυνατότητα αγκύρωσης των διαμήκων οπλισμών των δοκών (βλέπε §7.2.8). Μέγιστη διατομή διαμήκων οπλισμών της δοκού Δ1 στον στύλο Σ1:  $\text{Ø}14$ .
- Έστω διατομή στύλου Σ1: 40 x 40cm

$$d_{bl} \leq 400 \frac{7.5 \times 2.2}{1.2 \times 500 / 1.15} (1 + 0.8 \times 0.082) = 13.48 \text{ mm} < \text{Æ}14 \text{ (οριακά αποδεκτό)}$$

$$\text{όπου } \nu_d = |N_{Ed}|_{min}^{kej} / (f_{cd} \times A_c) = 175.50 / (f_{cd} \times 0.40 \times 0.40) = 0.082$$

- Κατά συνέπεια η αυστηρή τήρηση των διατάξεων του κανονισμού δεν επιτρέπει μείωση της διατομής του στύλου.
- Σημειώνεται ότι τυχόν μείωση των διατομών των γωνιακών υποστυλωμάτων απαιτεί τροποποίηση του προσομοιώματος και επανάληψη της στατικής ανάλυσης.
- Καθώς στόχος της παρούσας εργασίας δεν είναι η βελτιστοποίηση του σχεδιασμού, η διαστασιολόγηση του κτιρίου ΔΥ1 συνεχίζεται με τις αρχικές διατομές.

### 7.3.3 Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος ως μεμονωμένου στοιχείου

Τα αποτελέσματα των ελέγχων έναντι κινδύνου λυγισμού είναι ταυτόσημα με αυτά του στύλου Σ1 του Κτιρίου ΔΜ1 (§6.3.3), όπου διαπιστώθηκε άνετη επάρκεια έναντι κινδύνου λυγισμού.

### 7.3.4 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών

#### 7.3.4.1 Εισαγωγή

α. Οι ικανοτικές τέμνουσες  $V_{Ed}$  υπολογίζονται από τις ροπές υπεραντοχής ( $M_{i,d}$ ) στους κόμβους κεφαλής και πόδα του στύλου για εναλλασσόμενη φορά σεισμικής κίνησης:  $V_{Ed} = (M_{K,d} + M_{\Pi,d}) / \ell_{cl}$  όπου  $\ell_{cl}$  το καθαρό ύψος του στύλου.

Οι ροπές υπεραντοχής στα άκρα του στύλου υπολογίζονται από την έκφραση 5.9 (EC8 – 5.5.2.2(3)).

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}) \text{ όπου για στύλο ΚΠΥ: } \gamma_{Rd} = 1.3.$$

β. Κατά συνέπεια στον κόμβο οροφής ισογείου για τον υπολογισμό της  $M_{i,d}$  πρέπει να προηγηθεί ο υπολογισμός των ροπών αντοχής στύλων και δοκών ώστε να προκύψει η τιμή του λόγου  $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}$ .

γ. Αντίθετα, στον πόδα του υποστυλώματος ο ικανοτικός υπολογισμός απαιτεί ισχυρότερες ροπές αντοχής των στοιχείων θεμελίωσης. Κατά συνέπεια για τον πόδα από την έκφραση 5.9 προκύπτει:  $M_{\Pi,d} = 1.3 \cdot M_{Rc,\Pi}$ .

#### 7.3.4.2 Υπολογισμός ροπών αντοχής της δοκού Δ1 στη στήριξη επί του στύλου Σ1

Σύμφωνα με τον EC8 – 5.4.2.2(2β) και 5.4.3.1.2(4β), για τον υπολογισμό των ροπών διαρροής από εφελκυσμό των οπλισμών άνω ίνας πρέπει να συνεκτιμηθεί η συμβολή και των οπλισμών στα συνεργαζόμενα πλάτη των πλακών. Σύμφωνα με τα Σχήματα 6.3 και 7.1 προκύπτει:

$$A_{s,\ell} = 3\text{Æ}14 + 4\text{Æ}8 = 6.63 \text{ cm}^2 \rightarrow M_{R,\ell}^- = 143.22 \text{ kNm}$$

$$A'_{s,\ell} = 2\text{Æ}14 + 1\text{Æ}12 = 3.80 \text{ cm}^2 \rightarrow M_{R,\ell}^+ = 94.00 \text{ kNm}$$

#### 7.3.4.3 Υπολογισμός ροπών αντοχής στύλων στον κόμβο οροφής ισογείου

α. Απαιτείται ο υπολογισμός των ροπών αντοχής στην κεφαλή του ισογείου και στον πόδα του 1<sup>ου</sup> ορόφου. Κατά συνέπεια απαιτείται η γνώση των διαμήκων οπλισμών του στύλου Σ1 και στον 1<sup>ο</sup> όροφο. Καθώς η διατομή παραμένει και στον 1<sup>ο</sup> όροφο  $b \cdot h = 45 \cdot 45 \text{ cm}$  είναι προφανές ότι αρκεί ο ελάχιστος διαμήκων οπλισμός  $A_{s,\min} = 20.25 \text{ cm}^2$  και συνεπώς διατηρούνται οι οπλισμοί του ισογείου:  $4\text{Ø}16 + 8\text{Ø}14 = 20.36 \text{ cm}^2$ .

β. Οι επισημάνσεις και τα αποτελέσματα των παραγράφων 6.3.4.3(β, γ, δ, ε και στ) καθώς και το Σχήμα 6.7 ισχύουν και στην παρούσα περίπτωση με μόνη διαφορά ότι η τιμή της ροπής αντοχής της δοκού για σεισμό  $E_x \rightarrow (\max N)$  στο δεξί τμήμα του Σχήματος 6.7 είναι  $M_{Rb} = 94.00 \text{ kN}$ , όπως υπολογίστηκε παραπάνω (§7.3.4.2).

γ. Υπολογισμός των τιμών του λόγου  $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}$

$$E_x \rightarrow: \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} = 94.00 / (183.47 + 185.90) = 0.254$$

$$E_x \leftarrow: \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} = 143.22 / (210.20 + 225.99) = 0.328$$

#### 7.3.4.4 Υπολογισμός ροπών υπεραντοχής στύλου Σ1 στο ισόγειο

α. Σεισμός  $E_x \rightarrow (\max N)$

$$\begin{aligned} \text{Κεφαλή: } M_{K,d}^y &= M_{Rd} \times M_{Rc,K}^y \times \min(1, \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}) = \\ &= 1.30 \times 185.90 \times \min(1, 0.254) = 61.50 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Πόδας:

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed} &= -198.29 \text{ kN} \rightarrow v = -198.29 / (0.45^2 \cdot f_{cd}) = -0.073 \\ M_{Ed}^x &= -7.80 \text{ kNm} \rightarrow m_x = 7.80 / (0.45^3 \cdot f_{cd}) = 0.006 \\ W &= 0.328 \end{aligned} \right\} m_{R,y} = 0.155$$

$$M_{Rc,P}^y = 0.155 \times 0.45^3 \times f_{cd} = 188.33 \text{ kNm}$$

$$M_{P,d}^y = 1.30 \times M_{Rc,P}^y = 1.30 \times 188.33 = 244.83 \text{ kNm}$$

β. Σεισμός  $E_x \leftarrow (\min N)$

$$\text{Κεφαλή: } M_{K,d}^y = 1.30 \times 225.99 \times \min(1, 0.328) = 96.36 \text{ kNm}$$

Πόδας:

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed} &= -618.11 \text{ kN} \rightarrow v = -0.229 \\ M_{Ed}^x &= 13.59 \text{ kNm} \rightarrow m_x = 0.011 \\ W &= 0.328 \end{aligned} \right\} m_{R,y} = 0.191$$

$$M_{Rc,P}^y = 0.191 \times 0.45^3 \times f_{cd} = 231.79 \text{ kNm} \text{ και}$$

$$M_{P,d}^y = 1.30 \times M_{Rc,P}^y = 1.30 \times 231.79 = 301.33 \text{ kNm}$$

#### 7.3.4.5 Υπολογισμός ικανοτικών τεμνουσών

α. Σεισμός  $E_x \rightarrow (\max N)$

$$V_{Ed}^x = (M_{K,d}^y + M_{P,d}^y) / \ell_{cl}$$

Καθαρό ύψος στύλου:  $\ell_{cl} = h_{op} - h_b = 4.50 - 0.60 = 3.90 \text{ m}$  και

$$V_{Ed,min}^x = (61.50 + 244.83) / 3.90 = 78.55 \text{ kN}$$

β. Σεισμός  $E_x \leftarrow (\min N)$

$$V_{Ed,max}^x = (96.36 + 301.33) / 3.90 = 101.97 \text{ kN}$$

### 7.3.4.6 Σχολιασμός τιμών ικανοτικών τεμνουσών

Τέμνουσα	$V_x (=V_y)$	
	$E_x$ (minN)	$E_x$ (maxN)
Ικανοτική τέμνουσα	101.97	78.55
Τέμνουσα σχεδιασμού	20.67	16.76

Οι ικανοτικές τέμνουσες προκύπτουν πάντα μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες σχεδιασμού, ιδιαίτερα μάλιστα σε στύλους ΚΠΥ λόγω της υψηλής τιμής του συντελεστή υπεραντοχής  $\gamma_{Rd} = 1.3$ . Στην προκειμένη περίπτωση όμως προέκυψαν πολύ μεγαλύτερες διότι, όπως προαναφέρθηκε, η διατομή του υποστρώματος είναι υπερβολική. Κατά συνέπεια, η υποχρεωτική τοποθέτηση του ελάχιστου διαμήκους οπλισμού ( $\rho_{min} = 10\%$ ) αυξάνει τις ροπές αντοχής ( $M_{R,c}$ ). Σημειώνεται ότι οι ικανοτικές τέμνουσες θα προέκυπταν πολύ μεγαλύτερες εάν δεν είχε ληφθεί υπόψη ότι προηγείται η διαρροή των δοκών στον κόμβο με συνέπεια τη μείωση των ροπών υπεραντοχής του στύλου στην κεφαλή μέσω της ελάχιστης τιμής του παράγοντα  $\min\{1, \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}\}$ .

### 7.3.4.7 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος

Ο έλεγχος επάρκειας θα γίνει με τη μέγιστη από τις παραπάνω τιμές  $V_{Ed,max} = 101.97\text{kN}$ . Σημειώνεται ότι, λόγω της ύπαρξης σημαντικής αξονικής δύναμης, η γωνία  $\theta$  κλίσης των ρηγμάτων ως προς την κατακόρυφο θα είναι αυξημένη. Παρόλα αυτά, καθώς δεν υπάρχει αντίστοιχη πρόβλεψη από τους κανονισμούς, θεωρείται προς την πλευρά της ασφάλειας  $\theta = 21.80$  ( $\tan\theta = 0.4$ ,  $\cot\theta = 2.5$ ). Επίσης, ο αυξητικός συντελεστής  $\alpha_{cw}$ , που προβλέπεται από τον EC2 – 6.2.2(3) (Σημείωση 3) όταν υπάρχει θλιπτική αξονική δύναμη, λαμβάνεται ίσος με 1.0 καθώς οι αυξητικές τιμές επιτρέπονται από τον Κανονισμό μόνο σε περίπτωση προέντασης.

$$\text{Απαιτείται: } V_{Rd,max} > V_{Ed,max}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) =$$

$$= 1.0 \cdot 0.45 \cdot (0.9 \cdot 0.40) \cdot 0.552 \cdot f_{cd} / 2.9 = 411.14 \gg 101.97$$

### 7.3.4.8 Κανονιστικές διατάξεις τοποθέτησης συνδετήρων

α. Κρίσιμο ύψος (EC8 – 5.5.3.2.2(4))

$$\ell_{cr} = \max(1.5h_c, \ell_{cl} / 6, 0.60\text{m}) = \max(0.675, 0.650, 0.600\text{m}) = 0.675\text{m}$$

β. Ελάχιστοι συνδετήρες εκτός κρίσιμων περιοχών (EC2 – 9.5.3)

- Ελάχιστη διάμετρος:  $\varnothing_w = 6\text{mm}$  (ελάχιστη διάμετρος στην Ελλάδα:  $\varnothing 8\text{mm}$ )
- Μέγιστη απόσταση:  $s_{cl,t,max} = \min(20\varnothing_{L,min}, b_c, 400\text{mm}) = 320\text{mm} \rightarrow \varnothing 8/320$

γ. Ελάχιστες αποστάσεις συνδετήρων κρίσιμων περιοχών

Οι ελάχιστες αποστάσεις κατά EC8–5.5.3.2.2(12) καλύπτουν και τις ελάχιστες απαιτήσεις περίσφιξης των κρίσιμων περιοχών

- Ελάχιστη διάμετρος:  $\varnothing_w \geq 0.4 \cdot \varnothing_{L,max} \leq 6\text{mm} \rightarrow \varnothing_w \geq 0.4 \cdot 16 = 6.4\text{mm} \rightarrow \varnothing 8$
- Μέγιστη απόσταση:  $s = \min(b_o / 3, 6\varnothing_{L,min}, 125\text{mm})$  όπου
- $b_o$ : η ελάχιστη διάσταση του περισιγμένου πυρήνα μετρούμενη από τους άξονες των συνδετήρων  $b_o = b - 2(c + \varnothing_w / 2) = 450 - 2(35 + 8/2) = 372\text{mm}$
- οπότε:  $s = \min(124, 84, 125\text{mm}) \approx 85\text{mm} \rightarrow \varnothing 8/85$

Σύμφωνα με τον EC8 – 5.5.3.2.2(13), στους δύο κατώτερους ορόφους κτιρίων ΚΠΥ οι ελάχιστοι συνδετήρες των κρίσιμων μηκών επεκτείνεται σε μήκος  $1.5\ell_{cr} \approx 1.00\text{m}$ .



### 7.3.4.9 Υπολογισμός απαιτούμενων συνδετήρων

α. Σημειώνεται ότι οι συνδετήρες υπολογίζονται χωρίς τη συνεισφορά της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος (βλέπε §4.2.2.5.9,10).

β. Συνδετήρες εκτός κρίσιμων μηκών

Ο υπολογισμός γίνεται προς την πλευρά της ασφάλειας, με τη δυσμενή θεώρηση γωνίας κλίσης των ρηγμάτων  $\theta = 45^0$ :

Συνδετήρες τετράτητοι Ø8 (βλέπε Σχήμα 7.2)

$$V_{Rd,s} = \left( A_{sw} / s \right) \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta = \left( A_{sw} / s \right) \times z \times f_{ywd} \times 3 V_{Ed,max} \text{ οπότε}$$

$$s \leq A_{sw} \times z \times f_{ywd} / V_{Ed,max} = (4 \times 50.3) \times (0.9 \times 400) \times f_{ywd} / (101.97 \times 10^3) =$$

$$= 308.8 \text{ mm} < s_{max} = 320 \text{ mm}$$

Κατά συνέπεια τοποθετούνται συνδετήρες: Ø8/300

γ. Συνδετήρες εντός κρίσιμων μηκών

Η ικανοτική τέμνουσα είναι σταθερή καθύψους.

Συνεπώς υπερεπαρκούν προφανώς οι ελάχιστοι συνδετήρες: Ø8/85.

### 7.3.5 Έλεγχος επάρκειας περίσφιξης στις κρίσιμες περιοχές του υποστυλώματος

#### 7.3.5.1 Εισαγωγή

α. Οι διατάξεις της §5.2.6.1(α) ισχύουν και για τα υποστυλώματα του Κτιρίου ΔΥ2.

β. Σε περίπτωση όπου στους κόμβους υποστυλώματος ΚΠΥ έχει γίνει ο ικανοτικός έλεγχος της §5.2.3, δηλαδή έχει εξασφαλισθεί η ανισότητα  $\Sigma M_{R,c} > 1.3 \Sigma M_{R,b}$ , επιτρέπεται η εισαγωγή μειωμένης τιμής για την  $\mu_\phi$  στην έκφραση υπολογισμού του  $\omega_{wd,req}$  με χρήση της τιμής  $(2/3)q_0$  αντί της τιμής  $q_0$  στις σχέσεις υπολογισμού της  $\mu_\phi$  (βλέπε §7.2.2). Στην περίπτωση του Κτιρίου ΔΥ2, λόγω της ύπαρξης των τοιχωμάτων (διπλό φέρον σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό), δεν απαιτείται ικανοτικός έλεγχος κόμβων. Κατά συνέπεια, δεν επιτρέπεται μείωση της τιμής της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων.

#### 7.3.5.2 Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων στον πόδα του ισογείου

α. Έλεγχος αποφλοιώσης σκυροδέματος επικάλυψης (βλέπε §5.2.6.2(α))

Έλεγχος της τιμής του γινομένου ( $\mu_\phi \cdot v_d$ ):

$\mu_\phi = 11.50$  (βλέπε §7.2.2(γ))

$$v_d = \left| N_{Ed,max} \right| / A_c \times f_{cd} = 618.11 / (0.45^2 \times f_{cd}) = 0.229 \text{ οπότε}$$

$$\mu_\phi \cdot v_d = 2.634 \gg 0.537$$

Κατά συνέπεια απαιτείται ισχυρή περίσφιξη καθώς για την εξασφάλιση της  $\mu_\phi$  αναμένεται αποφλοιώση του σκυροδέματος επικάλυψης ( $\epsilon_{c,max} > 3.5\%$ ).

β. Υπολογισμός του  $\omega_{wd,req}$  για τους ελάχιστους συνδετήρες κρίσιμου ύψους Ø8/85 και τη διάταξη του Σχήματος 7.2.

$$\omega_{wd,req} = (30\mu_\phi \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_o - 0.035) / \alpha \leq 0.12 \text{ όπου}$$

$$\epsilon_{sy,d} = f_{yd} / E_s = (500 / 1.15) / (20 \cdot 10^3) = 2.174\%$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.778 \cdot 0.785 = 0.610 \text{ όπου}$$

$$a_n = 1 - S b_i^2 / (6 b_o h_o) = 1 - 12 \cdot 124^2 / (6 \cdot 372 \cdot 372) = 0.778$$

$$a_s = (1 - s / 2 b_o) \times (1 - s / 2 h_o) = (1 - 85 / (2 \cdot 372))^2 = 0.785$$

όπου  $b_i$  οι αξονικές αποστάσεις μεταξύ των συνδετήρων ανά πλευρά:

$$b_i = (450 - 2 \cdot c_{\text{nom}} - 2\varnothing_w/2) / 3 = 372 / 3 = 124\text{mm και}$$

$$s = 85\text{mm}$$

με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$\omega_{\text{wd,req}} = (30 \cdot 11.50 \cdot 0.229 \cdot 2.174 \cdot 10^{-3} \cdot (450 / 372) - 0.035) / 0.610 = 0.283 > 0.12$$

### 7.3.5.3 Διατιθέμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό στον πόδα του ισογείου

Υπολογισμός του  $\omega_{\text{wd,prov}}$  για τους ελάχιστους συνδετήρες κρίσιμου ύψους  $\varnothing 8/85$  και τη διάταξη του Σχήματος 7.2.

$$W_{\text{wd,prov}} = (V_s / V_o) \times (f_{yd} / f_{cd}) \text{ όπου}$$

$$V_s = A_{s,w} \cdot (4h_o + 4b_o) = 0.503 \cdot (2 \cdot 4 \cdot 37.2) = 149.69\text{cm}^3$$

$$V_o = b_o \cdot h_o \cdot s = 37.2 \cdot 37.2 \cdot 8.5 = 11762.64\text{cm}^3 \text{ οπότε}$$

$$W_{\text{wd,prov}} = \frac{149.69}{11762.64} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.415 > W_{\text{wd,req}} = 0.283 \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

Συνεπώς οι ελάχιστοι συνδετήρες  $\varnothing 8/85$  υπεραρκούν για την εξασφάλιση της απαιτούμενης περίσφιξης στον πόδα του ισογείου.

### 7.3.5.4 Έλεγχος επάρκειας περίσφιξης στην κρίσιμη περιοχή κεφαλής του ισογείου

Είναι προφανές ότι οι ελάχιστοι συνδετήρες  $\varnothing 8/85$  υπεραρκούν και στην κεφαλή καθώς μάλιστα το απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων  $\omega_{\text{wd,req}}$  θα προκύψει μειωμένο λόγω ελαφρώς μικρότερου αξονικού φορτίου.

## 7.3.6 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση του κόμβου οροφής ισογείου του στύλου Σ1

### 7.3.6.1 Εισαγωγή

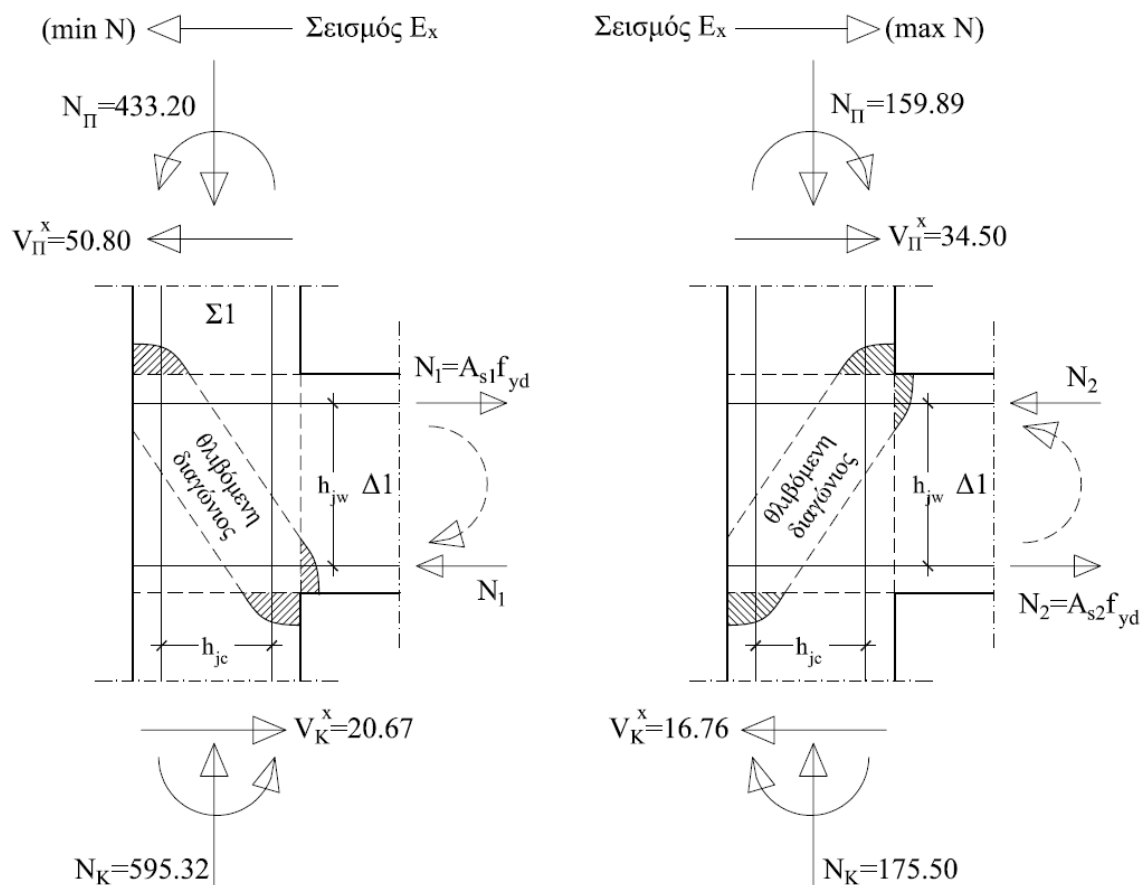
α. Ο EC8 – 5.5.2.3 απαιτεί σε κόμβους ΚΠΥ τον υπολογισμό των ικανοτικών τεμνουσών που αναπτύσσονται στο σώμα του κόμβου με θεώρηση ανάπτυξης των ετερόσημων (ομόροπων) ροπών διαρροής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο στις δύο ορθογώνιες διευθύνσεις και για εναλλασσόμενη φορά (Σχήμα 7.3). Ακολουθεί έλεγχος επάρκειας του σκυροδέματος και υπολογισμός των απαιτούμενων διαμήκων και εγκάρσιων οπλισμών. Στον γωνιακό στύλο Σ1, λόγω συμμετρίας οι δύο διευθύνσεις είναι ισοδύναμες. Το Σχήμα 7.3 αναφέρεται στη διεύθυνση x – x.

β. Τονίζεται ότι σε διπλά συστήματα ισοδύναμα προς τοιχωματικά δεν απαιτείται η εξασφάλιση στους κόμβους της συνθήκης  $\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb}$ . Κατά συνέπεια σε κάποιους κόμβους ενδέχεται να ισχύει  $\Sigma M_{Rc} < \Sigma M_{Rb}$ . Σε τέτοια περίπτωση κατά την εκτίμηση των συντακτών της παρούσας, είναι σκόπιμο να εισαχθεί στον υπολογισμό των ικανοτικών τεμνουσών του κόμβου ο μειωτικός συντελεστής  $\Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb} < 1.0$ . Σημειώνεται ότι ο EC8 δεν προβλέπει κάτι τέτοιο. Πάντως στην παρούσα περίπτωση δεν απαιτείται κάτι τέτοιο καθώς, όπως διαπιστώθηκε στην §7.3.4.3(γ):  $\Sigma M_{Rc} \geq \Sigma M_{Rb}$ .

### 7.3.6.2 Ικανοτική τέμνουσα

- Έκφραση υπολογισμού της  $V_{jhd}^x$  σε εξωτερικό κόμβο:

$$V_{jhd}^x = g_{Rd} \times A_{s1} \times f_{yd} - V_c \quad \text{EC8 - εξίσωση 5.23, όπου } \gamma_{Rd} = 1.20$$



Σχήμα 7.3 Δεδομένα διαστασιολόγησης κόμβου Δ1 – Σ1 οροφής ισογείου (Κτίριο ΔΥ2)

- Αναζητείται η μέγιστη απόλυτη τιμή της  $V_{jhd,max}^x$  που εμφανίζεται προφανώς για διαρροή των άνω ράβδων, δηλαδή για σεισμό  $E_x \leftarrow$  (minN). Κατά συνέπεια το δεξί σχήμα στο Σχήμα 7.3 σχεδιάστηκε για λόγους πληρότητας.
- Οπλισμοί άνω παρειάς της στήριξης της δοκού Δ1 στον στύλο Σ1:  
 $A_{s1} = 3\emptyset 14 + 4\emptyset 8 = 6.63 \text{ cm}^2$  οπότε  
 $V_{jhd,max}^x = 1.2 \times 6.63 \times f_{yd} - 50.80 \text{ kN} = 345.91 - 50.80 = 295.11 \text{ kN}$

### 7.3.6.3 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενης διαγωνίου του κόμβου

$$\text{Απαιτείται: } V_{jhd,max}^x \leq 0.8 \left[ v \cdot f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{v} \cdot b_j \cdot h_{jc}} \right] = V_{Rj}^x \text{ (EC8 - 5.5.3.3.(2}\beta\text{))}$$

όπου

$$v_d = |-595.32| / (0.45^2 \cdot f_{cd}) = 0.220$$

$$b_j = \min[b_c, (b_w + 0.5h_c)] = \min[45, (25 + 0.5 \cdot 45)] = 45 \text{ cm}$$

$$h_{jc} = 37.2 \text{ cm}$$

Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$V_{Rj}^x = 0.8 \times 0.552 \times f_{cd} \sqrt{1 - \frac{0.220}{0.552}} \times 0.45 \times 0.372 = 763.84 > 295.11 \text{ kN (ANETH ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

### 7.3.6.4 Απαιτούμενοι συνδετήρες κόμβου

α. Οι οριζόντιοι συνδετήρες υπολογίζονται ώστε να περιορίσουν τις λοξές εφελκυστικές τάσεις κάτω από την εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος  $f_{ctd}$ .

β. Και πάλι λόγω συμμετρίας ο έλεγχος θα γίνει μόνο στη μία διεύθυνση (x -x: εξωτερικός κόμβος). Απαιτείται συνολική διατομή σκελών συνδετήρων σύμφωνα με την εξίσωση 5.35 του EC8 - 5.5.3.3(3) για εξωτερικό κόμβο:

$$A_{sh} = A_{sh,req}^{x,tot} \geq \frac{b_j h_{jw}}{f_{yd}} \left[ \frac{(V_{jhd} / (b_j \cdot h_{jc}))^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \right] \text{ όπου}$$

$$V_{jhd} = V_{jhd,max}^x = 295.11 \text{ kN}$$

$$b_j = 450 \text{ mm}, \quad h_{jc} = 372 \text{ mm}$$

$h_{jw}$ : απόσταση μεταξύ των άνω και κάτω διαμήκων ράβδων της δοκού (500mm)

$$v_d: \text{ Από την θλιπτική δύναμη του υπερκείμενου στύλου } v_d = 433.20 / (0.45^2 \cdot f_{cd}) = 0.160$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.50 / 1.50 = 1.00 \text{ MPa}$$

με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$A_{sh,req}^{x,tot} \geq \frac{450 \cdot 500}{500 / 1.15} \left[ \frac{(295100 / (450 \cdot 372))^2}{1.00 + 0.160 \cdot (20 / 1.5)} - 1.00 \right] < 0.00 \quad (\text{η αγκύλη προκύπτει } < 0.00)$$

Το αποτέλεσμα αυτό σημαίνει ότι το σκυρόδεμα επαρκεί χωρίς συνδετήρες για την ανάληψη της τέμνουσας δύναμης του κόμβου (μεγάλη διατομή υποστρώματος).

γ. Σημειώνεται ότι ο EC8 - 5.5.3.3(4) δίνει εναλλακτικά απλούστερες εκφράσεις για τον υπολογισμό των απαιτούμενων συνδετήρων ώστε να εξασφαλίζεται η ακεραιότητα του κόμβου μετά τη διαγώνια ρηγμάτωση:

$$\text{Εξωτερικός κόμβος: } A_{sh,req} \geq g_{Rd} \times A_{s2} \times (1 - 0.8v_d) \quad \text{Εξίσωση 5.36}\beta, \text{ όπου}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.2, \quad A_{s2} = 2\text{Ø}14 + 1\text{Ø}12 = 4.21 \text{ cm}^2$$

$$v_d: \text{ Από την θλιπτική δύναμη του υποκείμενου στύλου } v_d = |-595.32| / (0.45^2 \cdot f_{cd}) = 0.220$$

Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$A_{sh,req} \geq 1.2 \cdot 4.21 (1 - 0.8 \cdot 0.22) = 4.16 \text{ cm}^2$$

- Διαπιστώνεται σημαντική διαφορά μεταξύ των αποτελεσμάτων των δύο εναλλακτικών εκφράσεων υπολογισμού των συνδετήρων στο σώμα του κόμβου.

Είναι σκόπιμο να σημειωθεί ότι, αντίθετα με την παρούσα εφαρμογή, στην περίπτωση του Κτιρίου ΠΥ1 δυσμενέστερα αποτελέσματα προέκυψαν από την εξίσωση 5.36 αλλά για τον μεσαίο στύλο της περιμέτρου και όχι τον γωνιακό.

- Ο Μ. Fardis (2009, σελ.468) σημειώνει επίσης ότι οι δύο εκφράσεις δίνουν διαφορετικά αποτελέσματα και συνιστά οι συνδετήρες να υπολογίζονται με τις ελάχιστες απαιτήσεις μεταξύ των δύο αντίστοιχων σχέσεων. Παρόλα αυτά στην προκειμένη περίπτωση γίνεται έλεγχος στην επόμενη παράγραφο με την δυσμενέστερη τιμή που προέκυψε από την εξίσωση 5.36β.

### 7.3.6.5 Έλεγχος επάρκειας των υφιστάμενων συνδετήρων

Στο ύψος του κόμβου  $h_{jw} = 500\text{mm}$  διατίθενται τετράμητοι συνδετήρες  $\varnothing 8/85$  (§7.3.4.9). Πλήθος στρώσεων  $n = 500/85 = 5.88 \rightarrow 5$  στρώσεις, οπότε:

$$A_{sh,prov} = 5 \cdot 4 \cdot 0.503 = 10.06\text{cm}^2 > 4.16\text{cm}^2 \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

### 7.3.6.6 Απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί

- Κατά τον EC8 – 5.5.3.3(6), στο σώμα του κόμβου υπολογίζονται τόσο οι απαιτούμενοι συνδετήρες, όσο και ο απαιτούμενος κατακόρυφος οπλισμός με συνολικό εμβαδόν  $A_{sv,i}$  που δίδεται από την εξίσωση 5.37:

$$A_{sv,i,req} \geq (2/3)A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw}) \text{ όπου}$$

$A_{sh} = 4.21\text{cm}^2$ : η συνολική απαιτούμενη διατομή συνδετήρων της προηγούμενης παραγράφου, οπότε προκύπτει:

$$A_{sv,i,req} \geq (2/3) \cdot 4.21 \cdot (37.2 / 50.0) = 2.09\text{cm}^2$$

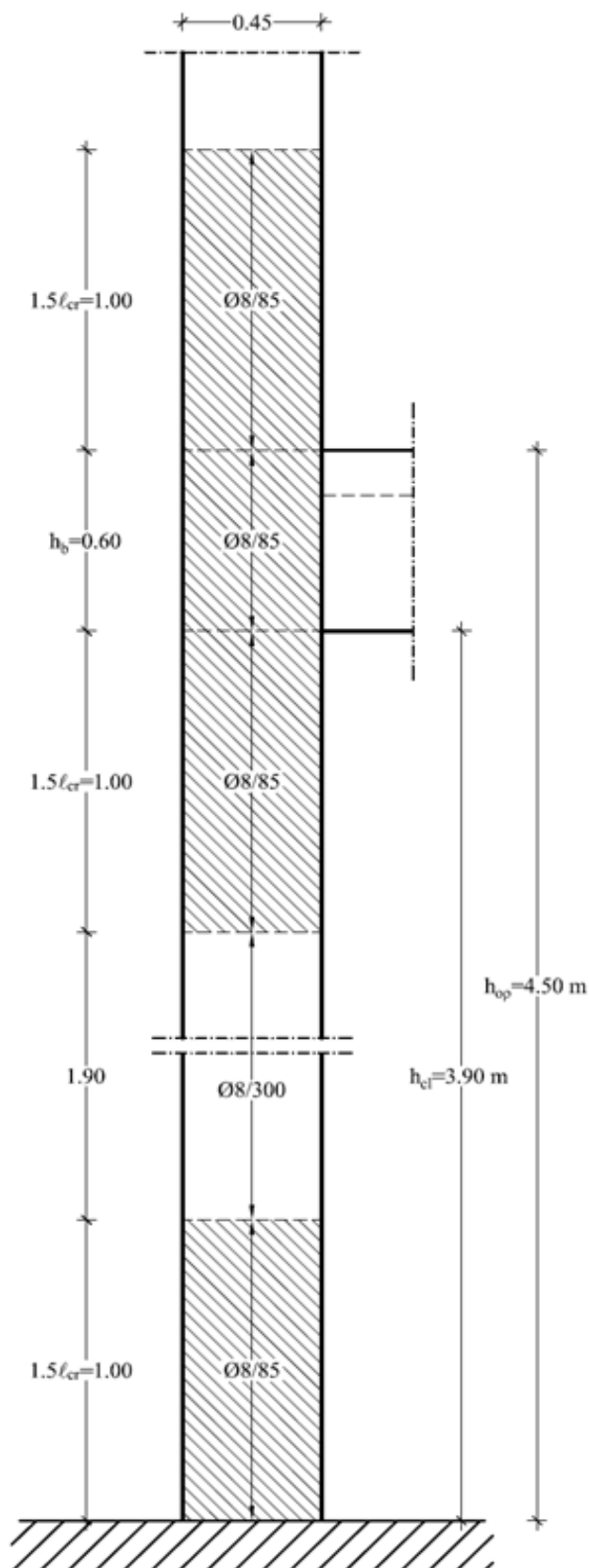
- Η απαίτηση σε διαμήκεις οπλισμούς πρέπει να καλυφθεί από το συνολικό εμβαδόν των διατιθέμενων ενδιάμεσων διαμήκων ράβδων, μεταξύ των γωνιακών διαμήκων ράβδων, στις δύο εγκάρσιες προς την εξεταζόμενη διεύθυνση απέναντι πλευρές του στύλου:

Στις απέναντι πλευρές διατίθενται δύο ενδιάμεσες ράβδοι  $\varnothing 14$  (βλέπε Σχήμα 7.2):

$$A_{sv,i,prov} = 2 \cdot (2\varnothing 14) = 6.16 > 2.09\text{cm}^2 \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

### 7.3.6.7 Τελική διάταξη όπλισης καθύψος του στύλου Σ1

Η τελική διάταξη όπλισης, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των παραπάνω παραγράφων, φαίνεται στο Σχήμα 7.4.



Σχήμα 7.4: Διάταξη συνδετήρων καθύψος του υποστρώματος Σ1 (Κτίριο ΔΥ2)

## 7.4 Διαστασιολόγηση Δοκών Δ1–Δ2–Δ3 Οροφής Ισογείου σε Διάτμηση

### 7.4.1 Εισαγωγή – Ικανοτικές Τέμνουσες

α. Όπως αναφέρθηκε στην 6.3.1.1 σε κτίρια με διπλό φέρον σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό η διαστασιολόγηση των υποστλωμάτων πρέπει να προηγηθεί της διαστασιολόγησης των δοκών σε διάτμηση καθώς για τον υπολογισμό των ικανοτικών τεμνουσών των δοκών απαιτείται η γνώση των ροπών αντοχής των στύλων (EC8 – 5.5.2.1(2) → 5.4.2.2(1)).

β. Οι ικανοτικές τέμνουσες προκύπτουν από την άθροιση των τεμνουσών που αναπτύσσονται για τις ροπές υπεραντοχής ( $M_{i,d}$ ) στα άκρα της δοκού με εναλλασσόμενη φορά σεισμικής κίνησης και των τεμνουσών από ( $G + \psi_2 Q$ ) με θεώρηση “αμφιαρθρωτής δοκού”. Οι ροπές υπεραντοχής στα άκρα του κάθε ανοίγματος υπολογίζονται από τη σχέση 5.8 του EC8 – 5.4.2.2

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb}) \text{ όπου } \gamma_{Rd} = 1.20 \text{ για δοκούς ΚΠΥ.}$$

### 7.4.2 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση της Δοκού Δ1

#### 7.4.2.1 Ροπές υπεραντοχής άκρων

α. Ροπές υπεραντοχής στη στήριξη επί του Στύλου Σ1

Από τα αποτελέσματα των §7.3.4.2 και 7.3.4.3 προκύπτει:

$$E_x \rightarrow: \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb} = 1 / 0.254 = 3.937 \gg 1.00$$

$$E_x \leftarrow: \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb} = 1 / 0.328 = 3.049 \gg 1.00$$

Συνεπώς από την παραπάνω έκφραση για τις  $M_{i,d}$  προκύπτει:

$$E_x \rightarrow: M_{\ell,d}^+ = 1.20 \cdot M_{Rb,\ell}^+ \cdot \min(1, 3.937) = 1.20 \cdot 94.00 = 112.80 kNm$$

$$E_x \leftarrow: M_{\ell,d}^- = 1.20 \times M_{Rb,\ell}^- \times \min(1, 3.049) = 1.20 \times 143.22 = 171.86 kNm$$

β. Ροπές υπεραντοχής στη στήριξη επί του Τοιχώματος T1

- Καθώς το τοίχωμα είναι πολύ ισχυρότερο από τις δοκούς που στηρίζονται σε αυτό ( $\Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb} \gg 1.00$ ), από την έκφραση για τις  $M_{i,d}$  προκύπτει:  $M_{i,d} = 1.2 \cdot M_{Rb,i}$ .
- Οι ροπές αντοχής της δοκού στη στήριξη επί του Τοιχώματος T1 υπολογίζονται από τα δεδομένα της §7.2.3 (βλέπε και Σχήμα 7.1):

$$E_x \rightarrow: A_{s,r} = 3\emptyset 14 + 2\emptyset 16 = 8.64 \text{ cm}^2 \rightarrow M_{Rb,r}^- \gg -183.69 kNm \text{ οπότε}$$

$$M_{r,b}^- = 1.2 \times M_{Rb,r}^- = 1.2 \times (-183.69) = -220.43 kNm$$

$$E_x \leftarrow: A_{s,r} = 3\emptyset 14 + 1\emptyset 12 = 5.75 \text{ cm}^2 \rightarrow M_{Rb,r}^+ = +130.20 kNm \text{ οπότε}$$

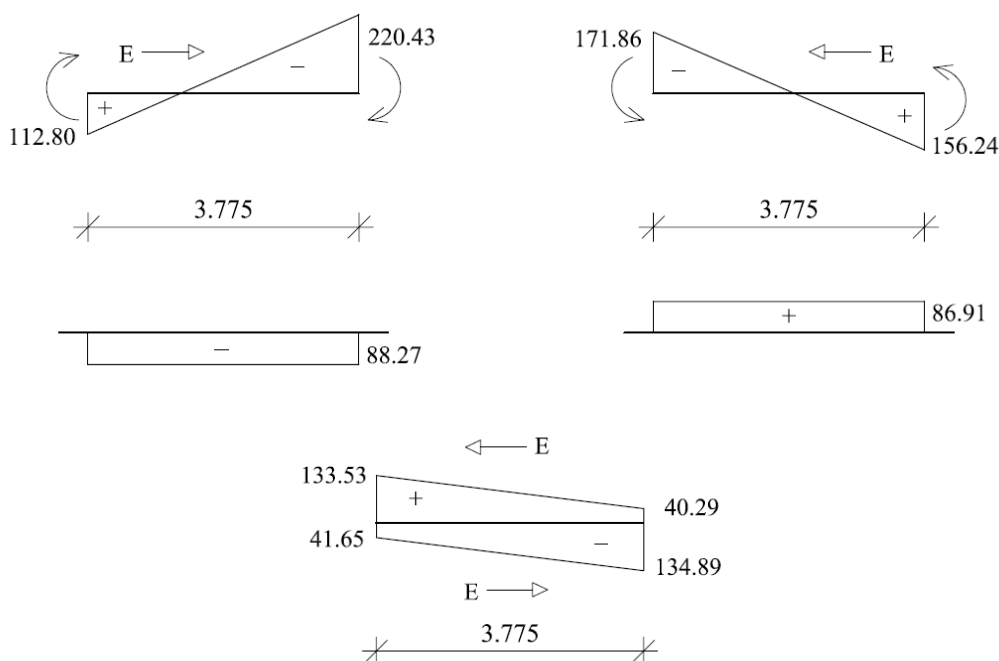
$$M_{r,b}^+ = 1.2 \times M_{Rb,r}^+ = 1.2 \times 130.20 = 156.24 kNm$$

### 7.4.2.2 Τέμνουσες $V_{R,d}$ για ροπές υπεραντοχής άκρων

$$V_{R,d} = S |M_{i,d}| / \ell_{cl} \quad \text{Καθαρό άνοιγμα: } \ell_{cl} = 5.00 - (0.45 / 2) - (2.00 / 2) = 3.775\text{m}$$

$$\begin{aligned} V_{R,d}^- &= - \left( |M_{\ell,d}^+| + |M_{r,d}^-| \right) / \ell_{cl} = \\ &= - (112.80 + 220.43) / 3.775 = \\ &= -88.27\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{R,d}^+ &= + \left( |M_{\ell,d}^-| + |M_{r,d}^+| \right) / \ell_{cl} = \\ &= + (171.86 + 156.24) / 3.775 = \\ &= 86.91\text{kN} \end{aligned}$$



Σχήμα 7.5: Επί μέρους διαγράμματα τέμνουσών και περιβάλλουσα ικανοτικών τέμνουσών δοκού Δ1 (Κτίριο ΔΥ2)

### 7.4.2.3 Τέμνουσα αμφιαρθρωτής δοκού για φόρτιση (G + 0.3Q)

$$\text{Φορτίο: } p = g + 0.3q = 24.7\text{kN/m}$$

$$V_{o,(r)} = \pm p \cdot \ell_{cl} / 2 = 24.7 \cdot 3.775 / 2 = \pm 46.62\text{kN} \quad (\text{βλέπε Σχήμα 7.5})$$

### 7.4.2.4 Ικανοτικές τέμνουσες ( $V_{Ed}$ )

Σεισμός  $E_x \rightarrow$  (βλέπε Σχήμα 7.5)

$$V_{Ed,\ell}^{\rightarrow} = V_{o,\ell}^+ + V_{R,d}^- = +46.62 + (-88.27) = -41.65\text{kN}$$

$$V_{Ed,r}^{\rightarrow} = V_{o,r}^- + V_{R,d}^+ = -46.62 + (+86.91) = +40.29\text{kN}$$

Σεισμός  $E_x \leftarrow$  (βλέπε Σχήμα 7.5)

$$V_{Ed,\ell}^{\leftarrow} = V_{o,\ell}^+ + V_{R,d}^+ = +46.62 + (+86.91) = +133.53\text{kN}$$



$$V_{Ed,r} = V_{o,r}^- + V_{R,d}^+ = -46.62 + (+86.91) = +40.29 \text{ kN}$$

Προκύπτουν σημαντικά μεγαλύτερες από τις τέμνουσες  $V_{sd}$  του σεισμικού συνδυασμού και πολύ μεγαλύτερες από τις  $V_{sd}$  του συνδυασμού 1.35G+1.50Q (βλέπε Σχήμα 6.2).

#### 7.4.2.5 Διαδικασία όπλισης δοκών ΚΠΥ έναντι διάτμησης

α. Οι ιδιαιτερότητες της διαδικασίας όπλισης δοκών ΚΠΥ έναντι διάτμησης αναφέρθηκαν στην §5.1.2.4(α).

β. Εφαρμογή της διαδικασίας στη δοκό Δ1

Από απλή παρατήρηση των τιμών των ικανοτικών τεμνουσών (βλέπε Σχήμα 7.5) προκύπτει  $\zeta > -0.5$  και στα δύο άκρα της δοκού. Κατά συνέπεια οι  $|V_{Ed}|_{\max}$  θα αναληφθούν με συνδετήρες.

#### 7.4.2.6 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων

α. Ο έλεγχος γίνεται για τη δυσμενέστερη απόλυτη τιμή ικανοτικής τέμνουσας παρειάς και με θεώρηση γωνίας κλίσης ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ$  (§5.1.2.5(α)).

β. Απαιτείται  $V_{Rd,\max} > V_{Ed,\max} = 134.89 \text{ kN}$

$$V_{Rd,\max} = 0.25 \cdot (0.9 \cdot 0.55) \cdot 0.552 \cdot f_{cd} / 2 = 455.40 \text{ kN} \gg 134.89 \text{ kN} \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

#### 7.4.2.7 Ελάχιστα συνδετήρων κατά τους κανονισμούς

Οι διατάξεις της §5.1.2.6 ισχύουν και για τη δοκό Δ1 του Κτιρίου ΔΥ2 με τις ακόλουθες αριθμητικές διαφορές:

α. Εκτός κρίσιμων μηκών (EC2):  $\min \varnothing_w = \varnothing 6 \rightarrow$  στην Ελλάδα  $\varnothing 8$

- Μέγιστη απόσταση συνδετήρων  
 $s_{\max} = 0.75 \cdot d = 0.75 \cdot 550 = 412.5 \text{ mm}$
- Ελάχιστοι συνδετήρες εκτός κρίσιμων μηκών:  $\varnothing 8/410 \text{ mm}$

β. Εντός κρίσιμων μηκών

- Κρίσιμα μήκη δοκών ΚΠΥ (EC8 – 5.5.3.1.3(1))  
 $l_{cr} = 1.50h = 1.50 \cdot 0.6 = 0.90 \text{ m}$
- Μέγιστη απόσταση συνδετήρων  
 $s_{\max} = \min(h_w / 4, 24\varnothing_w, 6\varnothing_{L,\min}, 175 \text{ m}) = \min(150, 192, 84, 175 \text{ mm}) \sim \varnothing 8/85$
- Ελάχιστοι συνδετήρες κρίσιμων μηκών:  $\varnothing 8/85 \text{ mm}$ .

γ. Αναλαμβανόμενη τέμνουσα από τους ελάχιστους συνδετήρες

- Όπως προαναφέρθηκε, ο EC8 – 5.5.3.1.2(2) επιβάλλει στις κρίσιμες περιοχές δοκών ΚΠΥ δυσμενή θεώρηση γωνίας ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ$ . Προς την πλευρά της ασφάλειας, στην παρούσα εφαρμογή θεωρείται σε όλο το μήκος της δοκού  $\theta = 45^\circ$ .  
 $V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd}$
- Εντός κρίσιμης περιοχής ( $\varnothing 8/85$ ):  $V_{Rd,s}^{\min} = 254.72 \text{ kN}$
- Εκτός κρίσιμης περιοχής ( $\varnothing 8/410$ ):  $V_{Rd,s}^{\min} = 52.81 \text{ kN}$

### 7.4.2.8 Υπολογισμός συνδετήρων

Καθώς τα διαγράμματα ικανοτικών τεμνουσών διαφέρουν ελάχιστα μεταξύ των άκρων της δοκού, προκρίνεται, για λόγους απλότητας, συμμετρική διάταξη συνδετήρων με θεώρηση των δυσμενέστερων τιμών  $V_{Ed}$ .

- Κρίσιμες περιοχές ( $\ell_{cr} = 0.90m$ ): Ο υπολογισμός γίνεται, προς την πλευρά της ασφάλειας, με τις τέμνουσες παρειάς και όχι σε απόσταση  $d$  όπως επιτρέπει ο EC2 για τον συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων.

$$V_{Rd,s}^{min} = 254.72 \square V_{Ed,max} = 134.89kN$$

Άρα στις κρίσιμες περιοχές αρκούν οι ελάχιστοι συνδετήρες  $\text{Ø}8/85$ : 10 τεμάχια στο  $\ell_{cr}$

- Εκτός κρίσιμων περιοχών ( $x = \ell_{cr} = 0.90m$ )

$$V_{Ed,max} = 134.89 - p \cdot \ell_{cr} = 134.89 - 24.7 \times 0.90 = 112.66kN$$

Δεν αρκούν οι ελάχιστοι συνδετήρες καθώς  $112.66 \gg V_{Rd,s}^{min} = 52.81kN$

Απόσταση απαιτούμενων συνδετήρων

$$s = 410 (52.81 / 112.66) = 192.2mm: \sim \text{Ø}8/190 \rightarrow 10 \text{ τεμάχια}$$

- Συνολικά τοποθετούμενοι συνδετήρες σε όλο το μήκος της δοκού: 30 τεμάχια.
- Η διάταξη των συνδετήρων φαίνεται στο Σχήμα 7.1.

### 7.4.3 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση της Δοκού Δ2

#### 7.4.3.1 Ροπές υπεραντοχής άκρων

α. Λόγω συμμετρίας οι ροπές υπεραντοχής στα άκρα επί των Τοιχωμάτων T1, T2 ταυτίζονται. Καθώς το τοίχωμα είναι πολύ ισχυρότερο από τις δοκούς που στηρίζονται σε αυτό ( $\Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb} \gg 1.00$ ), οι ροπές υπεραντοχής άκρων προκύπτουν:  $M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} = 1.2 \cdot M_{Rb,i}$ .

β. Οι ροπές αντοχής της δοκού στις στηρίξεις επί του Τοιχώματος T1 υπολογίζονται από τα δεδομένα της §7.2.5 (βλέπε και Σχήμα 7.1):

$$E_x \rightarrow: A_{s,\ell}^+ = 2\text{Ø}20 + 218 = 11.37\text{cm}^2 \rightarrow$$

$$M_{Rb,\ell}^+ \square 233.31(11.37 / 10.22) = 259.56kNm$$

$$E_x \rightarrow: A_{s,\ell}^- = 3\text{Æ}20 + 2\text{Æ}18 = 14.51\text{cm}^2$$

$$M_{Rb,\ell}^- \gg 271.51(14.51 / 14.25) = 276.40kNm$$

γ. Ροπές υπεραντοχής

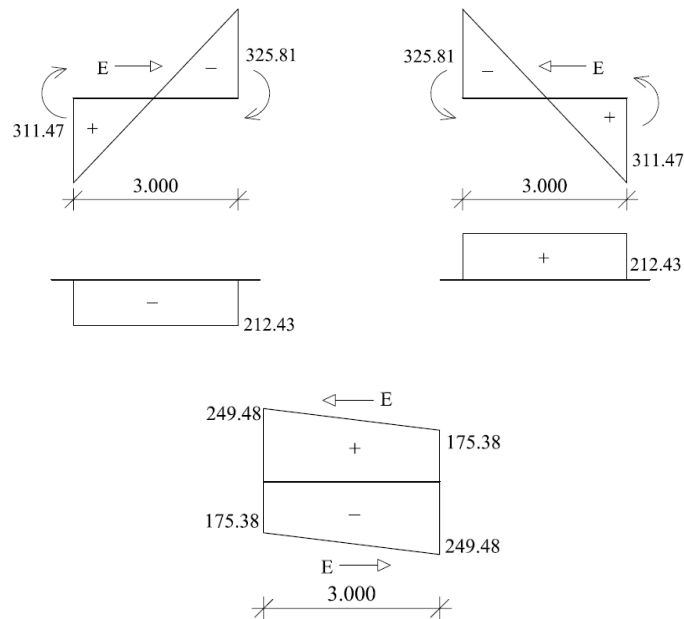
$$E_x \rightarrow: M_{\ell,d}^+ = M_{r,d}^+ = 1.20 \cdot 259.56 = 311.47kNm$$

$$E_x \rightarrow: M_{\ell,d}^- = M_{r,d}^- = 1.20 \times (-276.40) = -325.81kNm$$

#### 7.4.3.2 Τέμνουσες $V_{R,d}$ για ροπές υπεραντοχής άκρων (Σχήμα 7.6)

$$V_{R,d} = S |M_{i,d}| / \ell_{cl}$$

$$\text{Καθαρό άνοιγμα: } \ell_{cl} = 5.00 - 2 \cdot (2.00 / 2) = 3.00m$$



Σχήμα 7.6 Επί μέρους διαγράμματα τεμνουσών και περιβάλλουσα ικανοτικών τεμνουσών δοκού Δ2 (Κτίριο ΔΥ2)

$$V_{R,d}^- = -(311.47 + 325.81) / 3.00 = -212.43 \text{ kN}$$

$$V_{R,d}^+ = +212.43 \text{ kN} \text{ (προφανώς)}$$

### 7.3.3 Τέμνουσα αμφιαρθρωτής δοκού για φόρτιση (G + 0.3Q)

$$V_{o,\ell(r)} = \pm \rho \ell_{cl} / 2 = 24.7 \cdot 3.00 / 2 = \pm 37.05 \text{ kN}$$

### 7.4.3.4 Ικανοτικές τέμνουσες δοκού ( $V_{Ed}$ ) (Σχήμα 48)

Σεισμός  $E_x \rightarrow$  (βλέπε Σχήμα 7.6)

$$V_{Ed,\ell}^{\rightarrow} = V_{o,\ell}^+ + V_{R,d}^- = +37.05 + (-212.43) = -175.38 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,r}^{\rightarrow} = V_{o,r}^- + V_{R,d}^- = -37.05 + (-212.43) = -249.48 \text{ kN}$$

Σεισμός  $E_x \leftarrow$  (βλέπε Σχήμα 7.6)

$$\text{Ομοίως: } V_{Ed,\ell} = +249.48 \text{ kN}, \quad V_{Ed,r} = +175.38 \text{ kN}$$

Προκύπτουν σημαντικά μεγαλύτερες από τις τέμνουσες  $V_{sd}$  του σεισμικού συνδυασμού και πολύ μεγαλύτερες από τις  $V_{sd}$  του συνδυασμού 1.35G+1.50Q.

### 7.4.3.5 Έλεγχος χαρακτηρισμού της Δοκού Δ2 ως δοκού σύζευξης των T1-T2

α. Κατά τον EC8 – 5.5.3.5 δοκοί μεταξύ τοιχωμάτων χαρακτηρίζονται ως δοκοί σύζευξης εφόσον πληρούνται και οι δύο ακόλουθες συνθήκες:

- $\ell_{cl}/h_b < 3.0$  (Αναμένεται ότι η διατμητική αστοχία θα προηγηθεί της καμπτικής.)
- $V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$  (Αναμένεται ότι θα εμφανισθούν χιαστί διατμητικά ρήγματα.)

β. Σε δοκούς σύζευξης η αντίσταση έναντι σεισμικής καταπόνησης εξασφαλίζεται με διάταξη ομάδων χιαστί ράβδων κατά τις διαγωνίους της δοκού, σύμφωνα με το σχήμα 5.12 του EC8.

γ. Έλεγχος των παραπάνω συνθηκών για τη Δοκό Δ2

- $l_{c\ell}/h = 3.0/0.60 = 5.0 > 3.0$ : Η συνθήκη (i) δεν πληρούται.
- Για λόγους πληρότητας ελέγχεται και η δεύτερη συνθήκη

$$|V_{Ed}|_{max} = 249.48 \times 10^3 N > 1.0 MPa \times 250 \times 550 = 137.5 \times 10^3 N : \text{ Η συνθήκη (ii) πληρούται}$$

Συνεπώς, εφόσον η πρώτη συνθήκη δεν πληρούται, αναμένεται ότι η καμπτική (πλάστιμη) αστοχία θα προηγηθεί της διατμητικής (ψαθυρή) και η δοκός δεν χαρακτηρίζεται ως «δοκός σύζευξης». Έτσι η διαστασιολόγησή της έναντι διάτμησης διεξάγεται κανονικά στις επόμενες παραγράφους. Για λόγους πληρότητας, στην παράγραφο 7.4.4 γίνεται διαστασιολόγηση της δοκού Δ2 ως Δοκού Σύζευξης θεωρώντας ότι τα Τοιχώματα T1, T2 βρίσκονται σε απόσταση 1.50m.

#### 7.4.3.6 Διαδικασία διαστασιολόγησης της δοκού Δ2 έναντι διάτμησης

Εφαρμογή των διατάξεων της §5.1.2.4(α) για δοκό ΚΠΥ (EC8 – 5.5.3.1.2(3)):

- Υπολογισμός του λόγου  $\zeta = V_{Ed,min} / V_{Ed,max}$

$$\zeta = \frac{-175.38}{+249.48} = -0.703 < -0.50 \text{ (και στα δύο άκρα της δοκού Δ2)}$$

- Σύγκριση της  $|V_{Ed}|_{max}$  με την  $V_{lim}$

$$\begin{aligned} V_{lim} &= (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = (2 - 0.703) \cdot 1.0 MPa \cdot 250 \cdot 550 = \\ &= 178.34 \cdot 10^3 N = 178.34 kN < V_{Ed,max} = 249.48 kN \text{ όπου} \\ f_{ctd} &= f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.5 / 1.5 = 1.0 MPa \end{aligned}$$

- Συνεπώς στα άκρα της δοκού θα διαταχθούν συνδετήρες για την ανάληψη της  $|V_{Ed}|_{max} / 2$  ενώ η υπόλοιπη μισή θα αναληφθεί από δισδιαγώνιες ράβδους υπό γωνία ( $\alpha=45^0$ ) ως προς τον άξονα της δοκού. Η εναλλακτική δυνατότητα που αναφέρει ο EC8 – 5.5.3.1.2(3bii) για την τοποθέτηση των δισδιαγώνιων ράβδων κατά τις διαγωνίους της όψης της δοκού θα απαιτούσε μεγάλο εμβαδό διατομής λόγω της ιδιαίτερα οξείας γωνίας ως προς τον άξονα της δοκού (βλέπε §7.4.3.10).
- Εκτός των περιοχών των δισδιαγώνιων ράβδων η  $V_{Ed}$  αναλαμβάνεται μόνο με συνδετήρες.

#### 7.4.3.7 Ελάχιστα συνδετήρων κατά τους κανονισμούς

α. Εκτός κρίσιμων μηκών (βλέπε §7.4.2.7):  $\emptyset 8/410 \rightarrow V_{Rd,s}^{min} = 52.77 kN$

β. Εντός κρίσιμων μηκών

- $s_{max} = \min(h/4, 24\emptyset_w, 6\emptyset_{L,min}, 175mm) = \min(150, 192, 108, 175mm): \sim 105mm$
- Ελάχιστοι συνδετήρες κρίσιμων μηκών:  $\emptyset 8/105mm$
- Αναλαμβανόμενη τέμνουσα από τους ελάχιστους συνδετήρες ( $\theta = 45^0$ ):

$$V_{Rd,s}^{min} = \left( A_{sw} / s \right) \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta = \left( 2 \times 50.3 / 105 \right) \times \left( 0.9 \times 550 \right) \times f_{ywd} \times 1.0 = 206.20 \times 10^3 N = 206.20 kN$$

#### 7.4.3.8 Έλεγχος επάρκειας θιβόμενων διαγωνίων

Βλέπε §7.4.2.6:  $V_{Rd,max} = 455.40 \gg V_{Ed,max} = 249.48$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

### 7.4.3.9 Υπολογισμός συνδετήρων στην περιοχή των δισδιαγώνιων ράβδων

Προφανώς υπερεπαρκούν οι ελάχιστοι συνδετήρες των κρίσιμων μηκών  $\varnothing 8/105$  καθώς:

$$V_{Rd,s}^{min} = 206.2 kN > |V_{Ed}|_{max} / 2 = 249.48 / 2 = 124.74 kN$$

Θεωρήθηκε ότι δεν επιτρέπεται η τοποθέτηση αραιότερων συνδετήρων καθώς η περιοχή των δισδιαγώνιων ράβδων περιλαμβάνεται στο  $\ell_{cr}$ .

### 7.4.3.10 Υπολογισμός δισδιαγώνιων ράβδων

Το απαιτούμενο εμβαδόν διατομής των δισδιαγώνιων ράβδων κάθε διεύθυνσης δίνεται από τη σχέση 5.28 του EC8 – 5.5.3.1.2(b):

$$A_{s,d} \geq 0.5 \cdot V_{Ed,max} / (2 \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha) = 124.74 \cdot 10^3 / (2 \cdot f_{yd} \cdot 0.707) = 202.9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Τοποθετούνται } 2\varnothing 12 = 2.26 \text{ cm}^2 > 2.03 \text{ cm}^2.$$

Η διάταξη των δισδιαγώνιων ράβδων φαίνεται στο Σχήμα 7.1.

### 7.4.3.11 Υπολογισμός συνδετήρων εκτός της περιοχής των δισδιαγώνιων ράβδων

α. Στο σημείο αυτό τονίζεται ότι καθώς οι δισδιαγώνιες ράβδοι σταματούν σε απόσταση  $\ell_i \leq h - 2(c+\varnothing_w) = 600 - 2(35+8) \approx 500 \text{ mm}$ , από την παρειά του κατακόρυφου στοιχείου, στο υπόλοιπο τμήμα του κρίσιμου μήκους  $\Delta \ell_{cr} = 900 - 500 = 400 \text{ mm}$  ολόκληρη η τέμνουσα πρέπει να αναληφθεί μόνο με συνδετήρες.

Έτσι η τέμνουσα σε απόσταση  $\ell_i$  (και όχι  $\ell_{cr}$ ) προκύπτει:

$$|V_{Ed}|_{max} = 249.48 - p \times \ell_i = 249.48 - 24.7 \times 0.50 = 237.13 kN$$

Προφανώς δεν αρκούν οι ελάχιστοι συνδετήρες ( $\varnothing 8/105$ ) καθώς

$$V_{Rd,s}^{min} = 206.2 < V_{Ed,max} = 237.13 kN \quad (\text{βλέπε § 5.4.2.8})$$

β. Υπολογισμός απαιτούμενων συνδετήρων στην περιοχή  $0.50 < x < 0.90 \text{ m}$  από τις παρειές  
 $s = 105(206.20/237.13) = 91.3 \text{ mm}$ : τοποθετούνται  $\varnothing 8/90$ .

Υπολογισμός απαιτούμενων συνδετήρων εκτός του κρίσιμου μήκους

$$|V_{Ed}|_{max} = 249.48 - 24.7 \times 0.90 = 227.25 kN$$

$$s = 105(206.20/227.25) = 95.3 \text{ mm}$$

Για απλοποίηση της όπλισης τοποθετούνται και πάλι  $\varnothing 8/90$ .

### 7.4.3.12 Τελική διάταξη συνδετήρων

- Περιοχές  $\ell_i = 500 \text{ mm}$ : Συνδετήρες  $\varnothing 8/105 \rightarrow 4$  τεμάχια.
- Κεντρική περιοχή  $\ell = \ell_{cl} - 2\ell_i = 2000 \text{ mm}$ : Συνδετήρες  $\varnothing 8/90 \rightarrow 22$  τεμάχια.
- Συνολικά τοποθετούνται 30 τεμάχια συνδετήρων.
- Επισημαίνεται ότι λόγω της παρουσίας των δισδιαγώνιων ράβδων οι συνδετήρες περί τα άκρα της δοκού προέκυψαν αραιότεροι από ότι στην κεντρική περιοχή.
- Η διάταξη των συνδετήρων φαίνεται στο Σχήμα 7.1.

## 7.4.4 Παράδειγμα διαστασιολόγησης της Δοκού Δ2 ως δοκού σύζευξης

### 7.4.4.1 Έλεγχος των συνθηκών για την υποθετική Δοκό Δ2 μήκους 1.50m

Στην υποθετική περίπτωση που τα Τοιχώματα T1, T2 απέχουν μεταξύ τους 1.50m και όχι 3.00m, πληρούται και η πρώτη (γεωμετρικού χαρακτήρα) συνθήκη (βλέπε §7.4.3.5):

$$\ell_{ct}/h_b = 1.50/0.60 = 2.50 < 3.00$$

Κατά συνέπεια η δοκός Δ2 χαρακτηρίζεται ως δοκός σύζευξης.

### 7.4.4.2 Υπολογισμός των δισδιαγώνιων ράβδων

α. Καθώς η δοκός σύζευξης δεν προβλέπεται να διαθέτει άλλον επαρκώς αγκυρωμένο διαμήκη οπλισμό πλην των δισδιαγώνιων ράβδων (βλέπε §7.4.4.3), οι οποίες αναλαμβάνουν τόσο την καμπτική όσο και τη διατμητική καταπόνηση, *δεν έχει νόημα η ιδιαίτερη διαστασιολόγηση σε κάμψη, ούτε ο υπολογισμός ικανοτικών τεμνουσών*. Έτσι η διαστασιολόγηση γίνεται για τις τέμνουσες της στατικής ανάλυσης (EC8 – 5.5.3.5(3α)). Σημειώνεται ότι δεν έχει νόημα ούτε ο έλεγχος επάρκειας των θλιβόμενων διαγώνιων σκυροδέματος καθώς αυτές έχουν υποκατασταθεί από τις δισδιαγώνιες ράβδους. Για τις ανάγκες του παρόντος παραδείγματ<sup>πς</sup> θεωρούνται οι τέμνουσες δυνάμεις της δοκού Δ2 (βλέπε Σχήμα 6.2):  $V_{Ed} = 205.32\text{kN}$ ).

β. Υπολογισμός απαιτούμενου δισδιαγώνιου οπλισμού

- Υπολογισμός της γωνίας κλίσης των δισδιαγώνιων ράβδων

Ο ορισμός της γωνίας ( $\alpha$ ) απαιτεί τη σχεδίαση της διάταξης των ράβδων. Η διαφορά «στάθμης» ( $h_y$ ) μεταξύ των αξόνων των ομάδων των χιαστί ράβδων στην παρειά στήριξης της δοκού υπολογίζεται από το Σχήμα 7.7:

$$h_y = h_b - 2(c + 0.5b_w/2) = 600 - 2(35 + 0.5 \cdot 205/2) = 405\text{mm} \quad \text{και}$$

$$\tan \alpha = h_y/\ell_{ct} = 405/1500 = 0.270 \rightarrow \alpha = 15.1^\circ \rightarrow \sin \alpha = 0.261$$

- Υπολογισμός του δισδιαγώνιου οπλισμού (EC8 – 5.5.3.5, εξίσωση 5.49):

$$A_{si} \geq V_{Ed}/(2 \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha) = 205.32 \cdot 10^3 / (2 \cdot f_{yd} \cdot 0.261) = 904.7\text{mm}^2$$

Τοποθετούνται  $4\varnothing 18 = 10.18\text{cm}^2 > 9.05\text{cm}^2$ .

### 7.4.4.3 Διατάξεις όπλισης δοκών σύζευξης

Ο EC8 – 5.5.3.5 προβλέπει τα ακόλουθα:

α. Οι δισδιαγώνιες ράβδοι διατάσσονται σε μορφή κλωβού διαμήκων ράβδων «υποστυλώματος» με πλευρά  $\geq 0.5b_w$  και πρέπει να διαθέτουν μήκος αγκύρωσης  $1.5\ell_{bd}$ .

β. Οι δισδιαγώνιες ράβδοι περιβάλλονται σε όλο το μήκος τους, περιλαμβανόμενου και του μήκους αγκύρωσης, με κλειστούς συνδετήρες σύμφωνα με τις διατάξεις περί συνδετήρων στις κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων (EC8 – 5.5.3.2.2(12)), βλέπε §7.3.4.8). Στην παρούσα δοκό απαιτούνται:

- Διάμετρος συνδετήρων:  $\varnothing_w > 0.4\varnothing_L = 0.4 \cdot 18 = 7.2\text{mm} \rightarrow \varnothing 8$
- Απόσταση συνδετήρων:  $s \leq \min(b_o/3, 125, 6\varnothing_{L,\min}) = \min(125/3, 125, 6 \cdot 18) = 41.7\text{mm}$ .

Οπότε προκύπτουν συνδετήρες  $\varnothing 8/40\text{mm}(!)$ .

γ. Στις δύο όψεις της δοκού σύζευξης διατάσσονται επί πλέον οι ελάχιστοι οπλισμοί υψίκορμων δοκών (δοκοί με  $\ell_{ct}/h < 3.0$ ) σύμφωνα με τον EC2 – § 9.7:

- Εσχάρες με ελάχιστο οπλισμό ανά διεύθυνση

$$A_{s,dbmin} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} r_{\min} \cdot A_c = A_c / 1000 \\ 150mm^2 / m \end{array} \right.$$

$$\text{και } s_{\max} \leq \min\{2b_w, 300mm\}$$

- Στην δοκό Δ2 προκύπτει

$$A_{s,dbmin} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 250 \cdot 1000 / 1000 = 250mm^2 / m \\ 150mm^2 / m \end{array} \right.$$

$$s_{\max} \leq \min\{2 \cdot 250, 300mm\} \rightarrow 300mm$$

Από την ελάχιστη απαίτηση των  $250mm^2/m$  προκύπτει εσχάρα  $\# \varnothing 8/200 = 2.52cm^2/m$  ανά όψη. Οι κατακόρυφες ράβδοι των εσχαρών, κατά την εκτίμηση των συντακτών της παρούσας, πρέπει να διαταχθούν με τη μορφή κλειστών συνδετήρων.

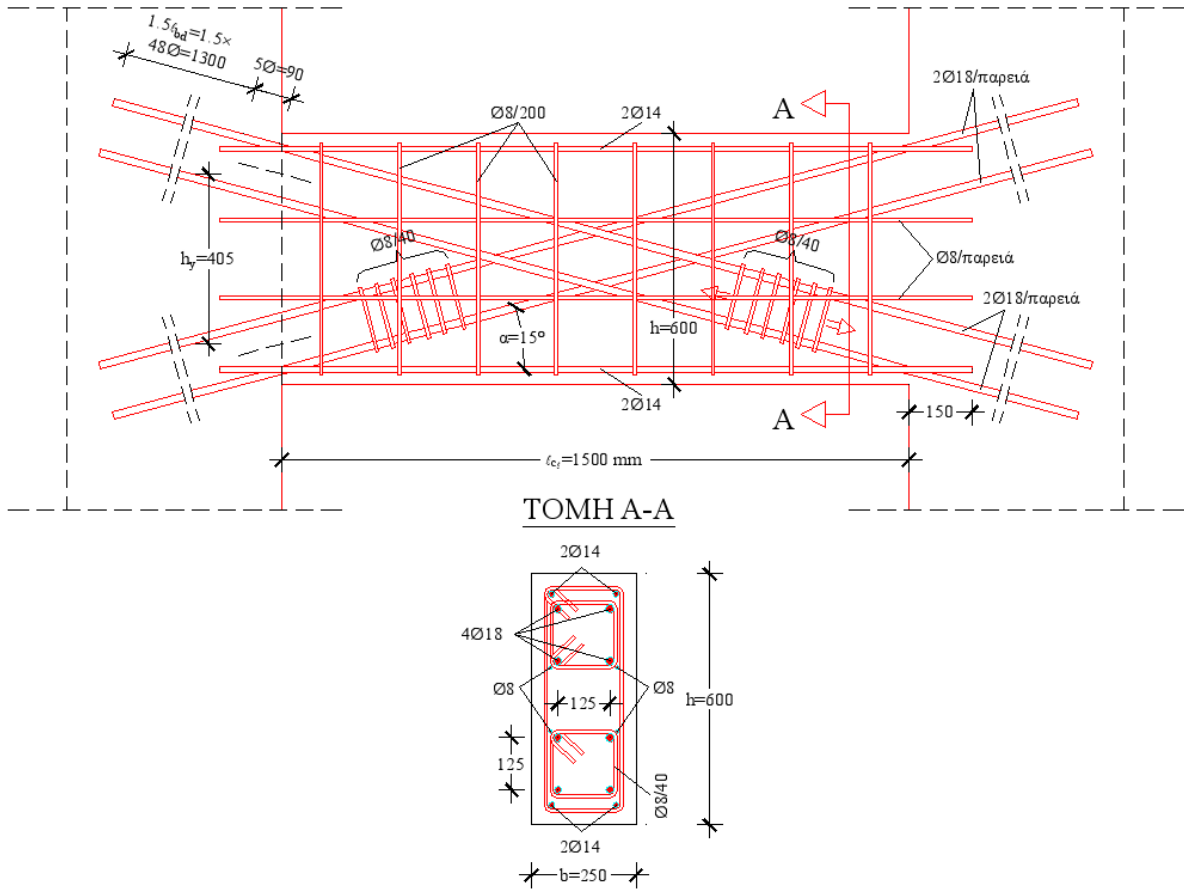
δ. Σημειώνεται ότι ο EC2 για δοκούς ΚΠΥ επιβάλλει τοποθέτηση  $2\varnothing 14$  κατ' ελάχιστον σε όλο το μήκος της άνω και κάτω παρειάς. Οι ράβδοι αυτές, κατά την εκτίμηση του συντάκτη της παρούσας, πρέπει να τοποθετηθούν και στην δοκό σύζευξης.

ε. Σύμφωνα με την §5.5.3.5(3d) του EC8 οι διαμήκεις ράβδοι του κορμού ( $2\varnothing 14$  άνω, κάτω και  $\varnothing 8/200$  στον κορμό) δεν πρέπει να αγκυρωθούν στα εκατέρωθεν τοιχώματα, αλλά να εισέλθουν σε βάθος  $150mm$ .

Σημειώνεται ότι η διάταξη των δισδιαγώνιων ράβδων είναι ιδιαίτερα προβληματική, τόσο στο σώμα της δοκού (ιδιαίτερα στην περιοχή συνάντησής τους περί το κέντρο της δοκού), όσο και στα μήκη αγκύρωσής τους καθώς διέρχονται από τα υπεροπλισμένα άκρα των τοιχωμάτων (βλέπε Σχήμα 7.7).

#### 7.4.4.4 Διάταξη οπλισμών της υποθετικής δοκού σύζευξης Δ2

Η τελική διάταξη όλων των απαιτούμενων οπλισμών της δοκού σύζευξης (υποθετική δοκός Δ2 μήκους  $1.50m$ ) φαίνεται στο Σχήμα 7.7.



Σχήμα 7.7: Διάταξη όπλισης δοκού σύζευξης



## 7.5 Διαστασιολόγηση Τοιχώματος T1 στο Ισόγειο

### 7.5.1 Εισαγωγή

#### 7.5.1.1 Δεδομένα – Τοίχωμα T1

Οι παρατηρήσεις της §6.5.1.1 ισχύουν και για το τοίχωμα του κτιρίου ΔΥ2.

#### 7.5.1.2 Αρχικοί έλεγχοι διαμόρφωσης της διατομής του τοιχώματος

α. Οι παρατηρήσεις της §6.5.1.2(α,β,γ,δ και ε) ισχύουν και για τοιχώματα ΚΠΥ.

β. Έλεγχος ανηγμένης αξονικής θλίψης

Κατά τον EC8 -5.5.3.4.1(2) σε πλάστιμα Τοιχώματα ΚΠΥ η ανηγμένη τιμή θλιπτικής καταπόνησης υπό το σεισμικό συνδυασμό δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0.35. Ο έλεγχος γίνεται προφανώς στον πόδα του ισογείου (βλέπε Πίνακα 7).

$\min N_{Ed} = -1282.19 \text{ kN}$  και

$$v_{Ed} = \left| \min N_{Ed} \right| / \left( A_c \times f_{cd} \right) = 1282.19 / \left( 0.25 \times 2.00 \times f_{cd} \right) = 0.192 < 0.35$$

#### 7.5.1.3 Πορεία διαστασιολόγησης

Τα διαδοχικά βήματα διαστασιολόγησης τοιχώματος ΚΠΥ είναι τα εξής:

- Διαστασιολόγηση έναντι  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ .
- Έλεγχος λυγισμού τοιχώματος ως μεμονωμένου στοιχείου.
- Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών.
- Διατμητικός έλεγχος αρμών διακοπής σκυροδέματος.
- Έλεγχος έναντι περίσφιξης άκρων στο κρίσιμο ύψος.

### 7.5.2 Διαστασιολόγηση έναντι $N$ , $M_x$ , $M_y$

#### 7.5.2.1 Κανονιστική περιβάλλουσα καμπτικής ροπής σχεδιασμού σε όλο το ύψος του τοιχώματος

Οι παρατηρήσεις και επισημάνσεις της §6.5.2.1 ισχύουν και για τοιχώματα ΚΠΥ. Η μορφή και οι τιμές της κανονιστικής περιβάλλουσας της καμπτικής ροπής σχεδιασμού [ $M_{Ed}$ ] του τοιχώματος του Κτιρίου ΔΥ2 ταυτίζονται με αυτές του Σχήματος 6.13 για το τοίχωμα του Κτιρίου ΔΜ1.

#### 7.5.2.2 Διατάξεις διαστασιολόγησης έναντι $N$ , $M_x$ , $M_y$

Οι παρατηρήσεις και επισημάνσεις της §6.5.2.2 ισχύουν και για τοιχώματα ΚΠΥ.

#### 7.5.2.3 Απαίτηση διαμήκους οπλισμού άκρων στο ισόγειο

Τα αποτελέσματα της §6.5.2.3 ισχύουν και για το Τοίχωμα του Κτιρίου ΔΥ2.

#### 7.5.2.4 Υπολογισμός – διάταξη διαμήκους οπλισμού άκρων ισογείου

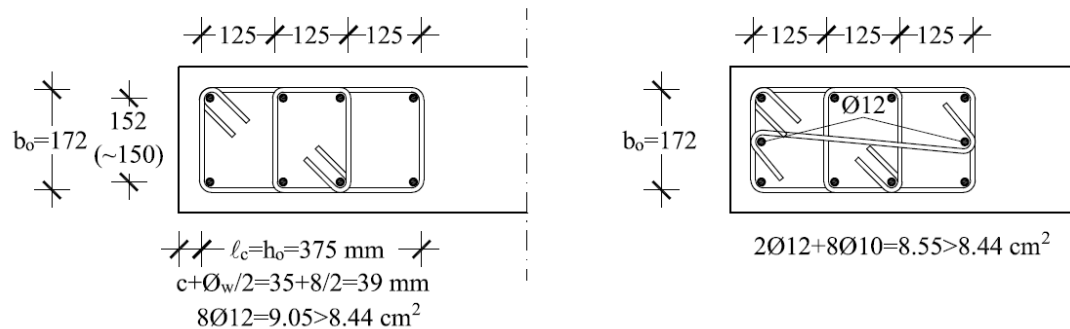
- Ελάχιστος οπλισμός:  $A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot \ell_c = 5\% \cdot 25.0 \cdot 37.5 = 4.69 \text{ cm}^2$ .

- Μέγιστος οπλισμός:  $A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b_w \cdot \ell_c = 20\% \cdot 25.0 \cdot 37.5 = 18.75 \text{ cm}^2$ .
- Δυσμενέστερος συνδυασμός:  $\omega_{req,max} = 0.110$ .

$$A_{s,req}^{tot} = A_{req} \times b_w \times \ell_w \times \left( f_{cd} / f_{yd} \right) = 0.11 \times 25 \times 200 \times \left( f_{cd} / f_{yd} \right) = 16.87 \text{ cm}^2$$

Συνεπώς σε κάθε άκρο απαιτείται:  $A_{s,req} = A_{s,req}^{tot} / 2 = 8.44 > A_{s,min}$

- Κατά τον EC8 – 5.5.3.4.5(10) στα άκρα των τοιχωμάτων ΚΠΥ ισχύουν οι διατάξεις τοποθέτησης διαμήκων ράβδων για τα υποστυλώματα ΚΠΥ (EC8 – 5.5.3.2.2(12)). Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν οι διατάξεις ράβδων του Σχήματος 7.8 (αποστάσεις μεταξύ συγκρατούμενων ράβδων  $\leq 150 \text{ mm}$ ), από τις οποίες προκρίνεται η πρώτη.



Σχήμα 7.8: Εναλλακτικές διατάξεις όπλισης άκρων τοιχώματος (Κτίριο ΔΥ2)

### 7.5.2.5 Υπολογισμός και διάταξη διαμήκους οπλισμού άκρων στον 1ο όροφο

Τα αποτελέσματα της §6.5.2.5 ισχύουν και για το Τοίχωμα του Κτιρίου ΔΥ2. Κατά συνέπεια στον 1<sup>ο</sup> όροφο τοποθετούνται οι ίδιοι οπλισμοί άκρων με το ισόγειο.

### 7.5.3 Έλεγχος λυγισμού τοιχώματος ως μεμονωμένου στοιχείου

Τα αποτελέσματα της §6.5.3.1, 2, 3 και 4 ισχύουν και για το Τοίχωμα του Κτιρίου ΔΥ2 με ελάχιστες αριθμητικές διαφοροποιήσεις. Κατά συνέπεια το τοίχωμα δεν διατρέχει κίνδυνο λυγισμού.

### 7.5.4 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών

#### 7.5.4.1 Κανονιστική περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού σε όλο το ύψος του τοιχώματος

α. Κατά τον EC8 – 5.5.2.4.1(7,8) για την κάλυψη αβεβαιοτήτων, λόγω ανώτερων ιδιομορφών, ως προς τη μορφή του διαγράμματος των τεμνουσών δυνάμεων στο επίπεδο του τοιχώματος από τη στατική ανάλυση  $[V'_{Ed}]$ , αλλά και την πιθανότητα αύξησής τους μετά τη διαρροή στον πόδα, η κανονιστική περιβάλλουσα των τεμνουσών σχεδιασμού λυγηρού τοιχώματος ΚΠΥ σε διπλά συστήματα διαμορφώνεται ως εξής:

- Η τέμνουσα πόδα πολλαπλασιάζεται επί τον συντελεστή μεγέθυνσης ( $\epsilon$ ):

$$V_{Ed,o} = \epsilon \times V'_{Ed,o}$$

- Ομοίως οι τέμνουσες μέχρι ύψος  $h_w/3$  πολλαπλασιάζονται επί τον παράγοντα ( $\epsilon$ ).
- Κανονιστική τέμνουσα κορυφής  $V_{Ed,top} \geq 0.50 V_{Ed,o}$

- Στα ανώτερα 2/3 του ύψους γραμμική μεταβολή
- β. Ο συντελεστής μεγέθυνσης  $\varepsilon$  υπολογίζεται σύμφωνα με την έκφραση (5.25) του EC8:

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,o}}{q \cdot M_{Ed,o}}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \begin{cases} \geq 1.5 \\ \leq q \end{cases} \text{ όπου}$$

$q = 5.40$ : Συντελεστής συμπεριφοράς: (Κεφάλαιο 3)

$\gamma_{Rd} = 1.2$ : Συντελεστής υπεραντοχής

$M_{Rd,o}/M_{Ed,o}$ : Λόγος ροπής αντοχής προς ικανοτική ροπή στον πόδα για τις ακρότατες τιμές του αξονικού φορτίου.

$S_e(T_C)$ ,  $S_e(T_1)$ : Οι τεταγμένες του φάσματος ελαστικής απόκρισης για τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους

Υπολογισμός του λόγου ( $M_{Rd,o} / M_{Ed,o}$ ) για τις ακρότατες τιμές του αξονικού φορτίου

- Συνδυασμός minN:

$$\left. \begin{array}{l} N_{Ed} = -1282.19kN \rightarrow v = -0.192 \\ M_{Ed}^x = 4.51kNm \rightarrow m_x = 0.003 \\ W_{prov} = (9.05 / 8.44) \cdot 0.110 = 0.118 \end{array} \right\} m_{R,y} = 0.130$$

οπότε  $M_{Rd,o}^y = M_{R,y} \times b_w \times \ell_w^2 \times f_{cd} = 1733.34kNm$

και  $M_{Rd,o} / M_{Ed,o} = 1733.34 / 1241.40 = 1.396$

- Συνδυασμός maxN:

Ομοίως προκύπτει  $M_{Rd,o} = 1340.50kNm$  οπότε  $M_{Rd,o}/M_{Ed,o} = 1340.50/1251.18 = 1.070$

Τεταγμένες του φάσματος ελαστικής απόκρισης

Έδαφος B: Οι τεταγμένες του φάσματος ελαστικής απόκρισης έχουν σταθερή τιμή στο διάστημα μεταξύ των χαρακτηριστικών ιδιοπεριόδων  $T_B = 0.15$  και  $T_C = 0.50sec$ , στο οποίο βρίσκεται και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του Κτιρίου ΔΥ2 ( $T_1 = 0.352sec$ : Κεφάλαιο 3). Κατά συνέπεια:  $S_e(T_C)/S_e(T_1) = 1.00$ . Για λόγους πληρότητας παρατίθεται ο υπολογισμός της τεταγμένης του φάσματος ελαστικής απόκρισης:

- $S_e(T_B \leq T \leq T_C) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5 = 0.72g$  όπου: (EC8 – 3.2.2.2)

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gR} = 1.0 \cdot 0.24g = 0.24g$$

$S = 1.2$ : συντελεστής εδάφους κατηγορίας B

$n = 1.0$ : διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης για ιξώδη απόσβεση 5%

Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

- Συνδυασμός minN:

$$\varepsilon = 5.40 \cdot \sqrt{\left(\frac{1.2}{5.4} \cdot 1.396\right)^2 + 0.1} = 2.39 \begin{cases} > 1.50 \\ < q = 5.40 \end{cases}$$

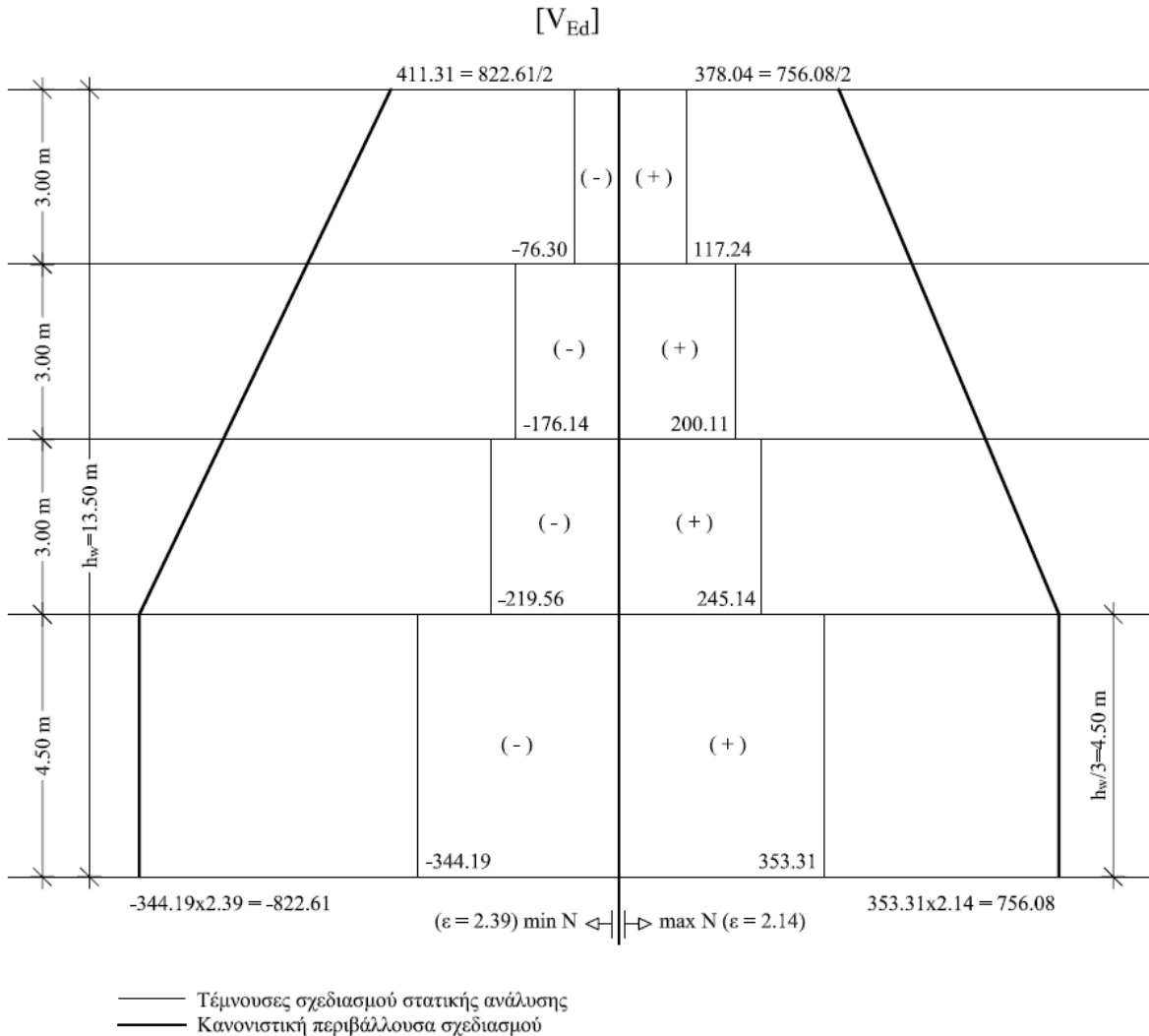
- Συνδυασμός maxN:

$$\varepsilon = 5.40 \cdot \sqrt{\left(\frac{1.2}{5.4} \cdot 1.070\right)^2 + 0.1} = 2.14 \begin{cases} < 1.50 \\ < q = 5.40 \end{cases}$$

δ. Εφαρμόζοντας τις διατάξεις των προηγούμενων παραγράφων έχουν χαραχθεί στο Σχήμα 7.9 οι κανονιστικές περιβάλλουσες  $[V_{Ed}]$  των τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού στο επίπεδο του τοιχώματος για τις ακρότατες τιμές του αξονικού φορτίου. Οι απόλυτες τιμές της κανονιστικής τέμνουσας σε τυχούσα θέση σε ύψος  $h$  από τη βάση του τοιχώματος υπολογίζονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

- Για  $h \leq \frac{h_w}{3}$ :  $|V_{Ed}| = \varepsilon \cdot |V'_{Ed,o}| = \begin{cases} 2.14 \cdot 353.31 = 756.08kN & (maxN) \\ 2.39 \cdot 344.19 = 822.61kN & (minN) \end{cases}$
- Για  $h > \frac{h_w}{3}$ :  $|V_{Ed}| = 1.25 \cdot \varepsilon \cdot |V'_{Ed,o}| (1 - 0.60 \cdot h / h_w)$

Σημειώνεται ότι η κανονιστική περιβάλλουσα  $[V_{Ed}]$  των τεμνουσών δυνάμεων διαφοροποιείται για κάθε ακρότατη τιμή του αξονικού φορτίου.



**Σχήμα 7.9:** Κανονιστικές περιβάλλουσες τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού  $[V_{Ed}]$  σε όλο το ύψος του τοιχώματος

### 7.5.4.2 Διατάξεις διαστασιολόγησης τοιχωμάτων ΚΠΥ έναντι τέμνουσας

α. Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος: Κατά τον EC8 – 5.5.3.4.2 η αντοχή των θλιβόμενων διαγωνίων  $V_{Rd,max}$  υπολογίζεται, για όλο το ύψος του τοιχώματος, κατά τις διατάξεις του EC2 – 6.2.3.3 με θεώρηση γωνίας κλίσης ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ$ . Εντός όμως του κρίσιμου ύψους του τοιχώματος η  $V_{Rd,max}$  μειώνεται λόγω ανακύκλισης στο 40% της τιμής του EC2 η οποία αντιστοιχεί σε μονότονη καταπόνηση.

Στο σημείο αυτό είναι σκόπιμο να επισημανθεί ότι οι υψηλές τιμές του συντελεστή μεγέθυνσης ( $\varepsilon$ ) της τέμνουσας σχεδιασμού σε συνδυασμό με τη δραστική μείωση της αντίστασης των θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος στο κρίσιμο ύψος, καθιστούν καθοριστικό τον έλεγχο αυτό για την επιλογή του πάχους τοιχωμάτων ΚΠΥ (βλέπε §7.5.4.3).

β. Υπολογισμός οπλισμών κορμού: Κατά τον EC8 – 5.5.3.4.3 ο υπολογισμός διαφοροποιείται ανάλογα με την τιμή του λόγου διάτμησης  $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed} \cdot \ell_w)$ , όπου τα μεγέθη  $M_{Ed}$  και  $V_{Ed}$  λαμβάνονται από τις αντίστοιχες κανονιστικές περιβάλλουσες. Σε κάθε όροφο θεωρείται η μέγιστη τιμή του  $\alpha_s$  μεταξύ πόδα και κεφαλής.

- Εάν  $\alpha_s \geq 2.0$ , ισχύουν οι διατάξεις υπολογισμού του EC2 – 6.6.3(1÷7) για τους οριζόντιους οπλισμούς κορμού.
- Εάν  $\alpha_s < 2.0$ , ισχύουν τα ακόλουθα:

Το ποσοστό ( $\rho_h$ ) των οριζόντιων ράβδων υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0.75 \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot \alpha_s \cdot \ell_w \quad (\text{EC8: σχέση 5.38}) \quad \text{όπου:}$$

$$\rho_h = A_h / (b_{wo} \cdot s_h)$$

$V_{Rd,c}$ : η διατμητική αντοχή σχεδιασμού χωρίς οπλισμό διάτμησης (EC2 – 6.2.2).

Σημειώνεται ότι στο κρίσιμο ύψος και εφόσον η αξονική δύναμη είναι εφελκυστική ( $\max N_{Ed} > 0$ ) λαμβάνεται  $V_{Rd,c} = 0.0$ .

Το ποσοστό  $\rho_v$  των κατακόρυφων ράβδων υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_{wo} \cdot z + N_{Ed} \geq \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \quad \text{όπου}$$

$$\rho_v = A_v / (b_{wo} \cdot s_v) \quad \text{και}$$

$N_{Ed}$ : θετική εφόσον είναι θλιπτική

Σημειώνεται ότι, λόγω της μεγάλης αύξησης των τιμών των τεμνουσών μέσω του συντελεστή μεγέθυνσης, προκύπτει συνήθως  $\alpha_s < 2.0$ .

γ. Διατάξεις για τους οπλισμούς κορμού

- Με στόχο την αποφυγή πρόωρης διατμητικής ρηγμάτωσης απαιτείται:  
 $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 2\%$ .
- Οι δύο απέναντι εσχάρες συνδέονται με άγκιστρα  $\varnothing 8/500 \rightarrow 4\varnothing 8/m^2$ .
- Διάμετρος και αποστάσεις ράβδων κορμού:

$$\varnothing_{w,h}, \varnothing_{w,v} \begin{cases} \geq 8\text{mm} \\ \leq b_{wo} / 8 \end{cases}$$

$$s_h, s_v \leq \min(25\varnothing_w, 250\text{mm})$$

- Οι οριζόντιες ράβδοι πρέπει να αγκυρώνονται πλήρως στα άκρα του τοιχώματος με άγκιστρα ( $90^\circ$  ή  $135^\circ$ ).

δ. Διαστασιολόγηση πιθανών επιπέδων διατμητικής ολίσθησης στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος

- Οι αρμοί διακοπής σκυροδέτησης είναι πιθανά επίπεδα διατμητικής ολίσθησης
- Απαιτείται  $V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$  (EC8 σχέσεις 5.40 ÷ 5.43) όπου  
 $V_{dd}$ : Αντοχή δράσης βλήτρου των κατακόρυφων ράβδων

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3SA_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot SA_{sj} \end{array} \right.$$

$V_{id}$  : Συμβολή τυχόν λοξών ράβδων με γωνία ( $\varphi$ ) ως προς τον αρμό

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos\varphi$$

$V_{fd}$  : Αντίσταση τριβής

$$V_{fd} := \min \left\{ \begin{array}{l} m_f \left[ \left( SA_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \chi + M_{Ed} / z \right] \\ 0.5 \cdot n \cdot f_{cd} \cdot \chi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right. \quad \text{όπου}$$

$m_f$  : Συντελεστής τριβής υπό αναλυκλικές φορτίσεις:

Λείες επιφάνειες (ελεύθερες χωρίς επεξεργασία):  $m_f = 0.60$

Τραχείες επιφάνειες (με έκθεση αδρανών ή εγχαράξεις):  $m_f = 0.70$

$\xi$  : Ανηγμένο ύψος της ουδέτερης γραμμής ( $\xi = x/d$ )

$\Sigma A_{sj}$  : Συνολική διατομή κατακόρυφων ράβδων

$\Sigma A_{si}$  : Συνολική διατομή των λοξών ράβδων και των δύο διευθύνσεων (συνιστώνται ράβδοι μεγάλης διαμέτρου)

$n$ :  $0.6(1 - f_{ck}/250)$  όπου  $f_{ck}$  σε MPa

$N_{Ed}$  : Θετική εφόσον είναι θλιπτική

- Για την αντιμετώπιση των επιπτώσεων της ρηγμάτωσης απαιτείται στους αρμούς διακοπής σκυροδέτησης ελάχιστο ποσοστό πλήρως αγκυρωμένων κατακόρυφων ράβδων:

$$\rho_{\min} = \left( 1.3 \cdot f_{ctd} - (N_{Ed} / A_w) \right) / \left( f_{yd} \left( 1 + 1.5 \sqrt{f_{cd} / f_{yd}} \right) \right) \not\leq 2.5\%$$

όπου  $A_w$  η συνολική διατομή του τοιχώματος,

ε. Σημειώνεται ότι η μέγιστη τιμή του συντελεστή μεγέθυνσης ( $\varepsilon$ ) που αντιστοιχεί στον συνδυασμό  $\min N$  παρέχει προφανώς κανονιστική περιβάλλουσα με μεγαλύτερες τιμές τέμνουσας που είναι συνήθως δυσμενέστερες για τη διαστασιολόγηση των οπλισμών κορμού. Επισημαίνεται όμως ότι σε τοιχώματα με  $\alpha_s < 2.0$  ενδέχεται να καταστεί δυσμενέστερη η ελάχιστη τιμή της  $V_{Ed}$  που αντιστοιχεί στον συνδυασμό  $\max N$  καθώς, το υψηλό αξονικό φορτίο ( $\min N$ ) μειώνει την απαίτηση τόσο του οριζόντιου όσο και του κατακόρυφου οπλισμού κορμού (βλέπε σχέσεις 5.38 και 5.39 του EC8).

#### 7.5.4.3 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος

Σημειώνεται ότι ο EC8 έχει θεσπίσει ιδιαίτερα αυστηρές διατάξεις όσον αφορά στην αντοχή της θλιβόμενης διαγωνίου στο κρίσιμο ύψος τοιχωμάτων ΚΠΥ (§7.5.4.2α).

α. Ο έλεγχος επάρκειας γίνεται με τη μέγιστη τιμή της κανονιστικής τέμνουσας σχεδιασμού

$$V_{Ed,max} = 822.61 \text{ kN.}$$

Εντός του κρίσιμου ύψους θεωρείται  $\theta = 45^\circ$  και απαιτείται:  $0.4V_{Rd,max} > V_{Ed,max} = 822.61 \text{ kN}$

$$0.4V_{Rd,max} = 0.4[a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)] = 0.4(1.0 \cdot 0.25 \cdot (0.8 \cdot 2.0) \cdot 0.552 \cdot f_{cd} / 2.0) = \\ = 0.4 \cdot 1472.00 = 588.80 \text{ kN} < 822.61 \text{ kN} \text{ (ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

β. Η ανεπάρκεια καθιστά υποχρεωτική είτε την αύξηση του πάχους του τοιχώματος στο κρίσιμο ύψος, είτε την αύξηση της κατηγορίας του σκυροδέματος.

Στην επόμενη ενότητα 7.6 η διαστασιολόγηση του τοιχώματος επαναλαμβάνεται με κατάλληλη αύξηση πάχους στο κρίσιμο ύψος, ενώ στην μεθεπόμενη ενότητα 7.7 παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση του τοιχώματος με θεώρηση υψηλότερης κατηγορίας σκυροδέματος.

## 7.6 Αναδιαστασιολόγηση του Τοιχώματος T1 με Αύξηση Πάχους στο Κρίσιμο Ύψος

### 7.6.1 Απαιτούμενο πάχος στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος

Η αντοχή των θλιβόμενων διαγωνίων  $V_{Rd,max}$  είναι ευθέως ανάλογη του πάχους κορμού του τοιχώματος. Οπότε, με τα δεδομένα της §7.5.4.3 προκύπτει:

$$b'_{w,req} = b_w \cdot (V_{Ed,max} / V_{Rd,max}^{(bw)}) = 25(822.61/588.90kN) = 34.93cm \rightarrow b'_w = 35cm$$

Σημειώνεται ότι η αύξηση αυτή απαιτείται, σύμφωνα με τον Κανονισμό, μόνο στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος καθώς στο υπόλοιπο ύψος δεν ισχύει η μειωμένη τιμή της  $V_{Rd,max}$  και το πάχος των 25cm επαρκεί ( $V_{Rd,max} = 1472.00 > V_{Ed,max} = 822.61kN$ ).

Κατά τη γνώμη των συντακτών της παρούσας κρίνεται σκόπιμο, για αισθητικούς αλλά και κατασκευαστικούς λόγους, η αύξηση του πάχους να εφαρμοσθεί σε όλο το ύψος του ισόγειου (4.50m) και όχι μόνο στο κρίσιμο ύψος  $h_{cr} = 2.25m$ .

### 7.6.2 Αναδιαστασιολόγηση του Τοιχώματος έναντι N, M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>

α. Σημειώνεται ότι η σημαντική αύξηση της διατομής του τοιχώματος στο ισόγειο απαιτεί νέα στατική ανάλυση από την οποία η σεισμική καταπόνηση των τοιχωμάτων θα προκύψει ελαφρά αυξημένη. Καθώς όμως τα τοιχώματα με πάχος 25cm παραλαμβάνουν ήδη το 90.4% της σεισμικής τέμνουσας βάσης, εκτιμάται ότι η αύξηση αυτή θα είναι μικρή. Έτσι για την οικονομία της παρουσίασης η διαστασιολόγηση της νέας διατομής του τοιχώματος στο ισόγειο ( $b_w \times \ell_w = 35 \times 200$ ) εκτελείται με τα ίδια εντακτικά μεγέθη.

β. Έλεγχος διαστάσεων περισφιγμένων άκρων (§6.5.1.2)

- Ελάχιστο μήκος περισφιγμένων άκρων ( $\ell_c$ ) στο κρίσιμο ύψος  
 $\ell_{c,min} = \max(0.15\ell_w, 1.50b_w) = 0.525m$
- Έλεγχος επάρκειας πάχους περισφιγμένων άκρων  
καθώς  $\ell_c = 0.525 < \max(2b_w, 0.2\ell_w) = 0.70$  απαιτείται:  
 $b_w \geq \max(0.20, h_s/15) = \max(0.20, 3.90/15) = 26cm$   
πράγματι  $b_w = 35 > 26m$

γ. Απαίτηση διαμήκους οπλισμού άκρων στο ισόγειο

- Υπολογισμός του λόγου  $d_1/h$

$$d_1 = \ell_c/2 = 26.25cm \text{ και } d_1/h = d_1/\ell_w = 0.131$$

συνεπώς θα πρέπει να γίνει γραμμική παρεμβολή μεταξύ των νομογραφημάτων διαστασιολόγησης (Τσερτικίδου, 2008) για  $d_1/h = 0.10$  και  $d_1/h = 0.15$ .

- Συνδυασμός minN

$$\left. \begin{aligned} v &= -1282.19 / (0.35 \cdot 2.00 \cdot f_{cd}) = -0.137 \\ m_y &= 1214.40 / (0.35 \cdot 2.00^2 \cdot f_{cd}) = 0.067 \\ m_x &= 4.61 / (0.35^2 \cdot 2.00 \cdot f_{cd}) = 0.001 \end{aligned} \right\} w_{req} = 0.033$$

- Συνδυασμός maxN

$$\left. \begin{aligned} v &= -687.46 / (0.35 \times 2.00 \times f_{cd}) = -0.074 \\ m_y &= 1251.18 / (0.35 \times 2.00^2 \times f_{cd}) = 0.067 \\ m_x &= 6.87 / (0.35^2 \times 2.00 \times f_{cd}) = 0.002 \end{aligned} \right\} W_{req} = \underline{0.093}$$

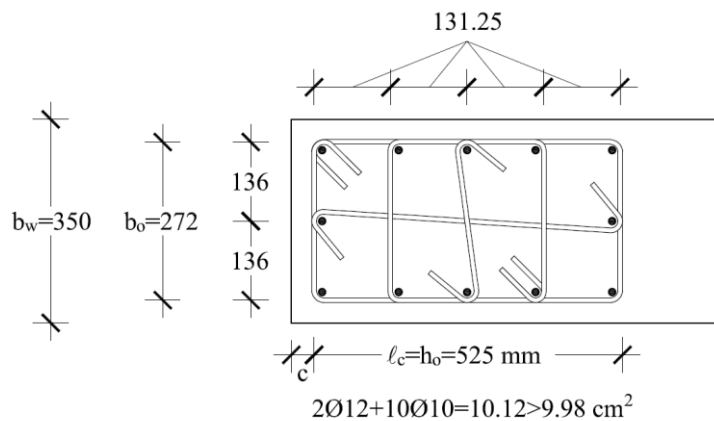
δ. Υπολογισμός – Διάταξη διαμήκους οπλισμού άκρων ισογείου

- Ελάχιστος οπλισμός:  $A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot l_c = 5\% \cdot 35.0 \cdot 52.5 = 9.19 \text{ cm}^2$
- Απαιτούμενος οπλισμός:  $\omega_{req,max} = 0.093$

$$A_{s,req}^{tot} = W_{req} \times b_w \times l_w \left( f_{cd} / f_{yd} \right) = 0.093 \times 35 \times 200 \left( f_{cd} / f_{yd} \right) = 19.90 \text{ cm}^2$$

Συνεπώς σε κάθε άκρο απαιτείται:  $A_{s,req} = A_{s,req}^{tot} / 2 = 9.98 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$

- Με βάση τα παραπάνω δεδομένα προκύπτει η διάταξη ράβδων του Σχήματος 7.10.



Σχήμα 7.10: Διάταξη διαμήκων ράβδων άκρου τοιχώματος με  $b_w = 350 \text{ mm}$  (Κτίριο ΔΥ2)

Σημειώνεται ότι το πλήθος των διαμήκων ράβδων (12) είναι το ελάχιστο ώστε να τηρηθεί η απαίτηση αξονικής απόστασης  $s \leq 150 \text{ mm}$  μεταξύ γειτονικών συγκρατούμενων ράβδων, με αποτέλεσμα την αναγκαστική τοποθέτηση ράβδων μικρών διαμέτρων.

### 7.6.3 Έλεγχος λυγισμού τοιχώματος ως μεμονωμένου στοιχείου

Ακολουθώντας τη διαδικασία της §6.5.3 προκύπτει προφανώς ότι λόγω του αυξημένου πάχους δεν υπάρχει κίνδυνος λυγισμού του τοιχώματος κατά την εγκάρσια διεύθυνση.

### 7.6.4 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών

#### 7.6.4.1 Κανονιστική περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού σε όλο το ύψος του τοιχώματος

Εφαρμόζεται και πάλι η διαδικασία της §7.5.4.1:

- Υπολογισμός του λόγου  $M_{Rd,o} / M_{Ed,o}$ :



Συνδυασμός minN:

$$\left. \begin{aligned} v &= -0.137 \\ m_x &= 0.001 \\ W &= (10.12 / 9.98) 0.093 = 0.094 \end{aligned} \right\} m_{R,y} = 0.093$$

οπότε  $M_{Rd,o}^y = 0.093 \times 0.35 \times 2.0^2 \times f_{cd} = 1736.00 \text{ kNm}$   
 και  $M_{Rd,o} / M_{Ed,o} = 1736.00 / 1241.40 = 1.398$

Συνδυασμός maxN: ομοίως  $M_{Rd,o} = 1268.00 \text{ kNm}$

και  $M_{Rd,o} / M_{Ed,o} = 1268.00 / 1251.18 = 1.014$

- Υπολογισμός του συντελεστή μεγέθυνσης ( $\epsilon$ ) από τη σχέση (5.25) του EC8 (βλέπε §7.5.4.1(β)):

Συνδυασμός minN:  $\epsilon = 2.394$

Συνδυασμός maxN:  $\epsilon = 2.097$

- Κανονιστικές τέμνουσες στον πόδα του ισόγειου:

$$\text{minN: } V_{Ed,o} = \epsilon \times V'_{Ed,o} = 2.394 \times 344.19 = 823.99 \text{ kN}$$

$$\text{maxN: } V_{Ed,o} = \epsilon \times V'_{Ed,o} = 2.097 \times 353.31 = 740.82 \text{ kN}$$

Οι κανονιστικές περιβάλλουσες τεμνουσών δυνάμεων έχουν τη μορφή του Σχήματος 7.9 με μικρές αριθμητικές διαφορές.

#### 7.6.4.2 Διατάξεις διαστασιολόγηση έναντι τέμνουσας

Οι διατάξεις της §7.5.4.2 ισχύουν και στην παρούσα περίπτωση.

#### 7.6.4.3 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος

Εντός κρίσιμου ύψους απαιτείται:  $0.4V_{Rd,max} \geq V_{Ed,o}$  (βλέπε §7.5.4.3)

$$0.4V_{Rd,max} = 0.4(1.0 \cdot 0.35 \cdot (0.8 \cdot 2.0) \cdot 0.552 \cdot f_{cd} / 2.0) = 824.32 \text{ kN} > 823.99 \text{ kN} \quad (\text{ΕΠΑΡΚΕΙΑ})$$

#### 7.6.4.4 Υπολογισμός απαιτούμενων οπλισμών κορμού

α. Υπολογισμός λόγου διάτμησης στο ισόγειο (βλέπε §7.5.4.2(β))

Αναζητείται η μέγιστη εκ των τιμών, στην κεφαλή ή τον πόδα, του λόγου  $a_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot \ell_w)$ . Επειδή η  $M_{Ed}$  μειώνεται στην κεφαλή, ενώ η  $V_{Ed}$  είναι σταθερή στο ύψος του ισόγειου, οι μέγιστες τιμές του  $a_s$  εμφανίζονται στον πόδα:

$$a_s = \begin{cases} 1251.18 / (740.82 \cdot 2.0) = 0.844 < 2.0 & (\text{maxN}) \\ 1241.40 / (823.99 \cdot 2.0) = 0.753 < 2.0 & (\text{minN}) \end{cases}$$

β. Υπολογισμός οριζόντιων οπλισμών κορμού στο ισόγειο (§7.5.4.2(β))

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0.75 \times r_h \times f_{yd,h} \times b_{wo} \times a_s \times \ell_w \quad (\text{EC8: σχέση 5.38}) \quad \text{όπου}$$

$$V_{Rd,c} = [(0.18/\gamma_c) \cdot k(100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \cdot \leq 0.035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d \quad \text{όπου}$$

$$d = \ell_w - (\ell_c/2) = 2000 - 525/2 = 1737.5 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/1737.5} = 1.339 \not\geq 2.0$$

$$\rho_l = A_{st} / (b_w \cdot d) = 10.12 \text{cm}^2 / (35 \cdot 173.75) = 1.66\% \neq 20.0\%$$

$$S_{cp} = \begin{cases} \left| \max N_{Ed} \right| / (b_w \cdot \ell_w) = 687.46 / (0.35 \cdot 2.00) = 982.09 \text{kPa} \\ \left| \min N_{Ed} \right| / (b_w \cdot \ell_w) = 1282.19 / (0.35 \cdot 2.00) = 1831.71 \text{kPa} \end{cases}$$

σημειώνεται ότι απαιτείται  $\sigma_{cp} \neq 0.2f_{cd} = 2666.67 \text{kPa}$

Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$\begin{aligned} \max N_{Ed} : V_{Rd,c} &= [(0.18/1.5) \cdot 1.339(0.166 \cdot 20)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.982] 350 \cdot 1737.5 = \\ &= 235.35 \cdot 103 \text{N} \neq 0.035 \cdot 1.3393/2 \cdot 201/2 \cdot 350 \cdot 1737.5 = 147.48 \cdot 10^3 \text{N} \\ \min N_{Ed} : \text{ομοίως } V_{Rd,c} &= 312.86 \cdot 10^3 \text{N} \end{aligned}$$

Οπότε από τη σχέση 5.38 του EC8 προκύπτει το απαιτούμενο ποσοστό οριζόντιων οπλισμών κορμού τοιχώματος στο ισόγειο:

$$\begin{aligned} \rho_{h,req} &\geq (V_{Ed} - V_{Rd,c}) / (0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot \alpha_s \cdot \ell_w) = \\ &= \begin{cases} (740.82 - 235.35) / (0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot 0.35 \cdot 0.844 \cdot 2.0) = 2.62\% \quad (\max N) \\ (823.99 - 312.86) / (0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot 0.35 \cdot 0.753 \cdot 2.0) = 2.97\% \quad (\min N) \end{cases} \end{aligned}$$

$$A_{sh,req/m} = (b_{wo} \cdot 100) \cdot \rho_{h,req}^{max} = 35 \cdot 100 \cdot 0.00297 = 10.41 \text{cm}^2 \rightarrow 5.20 \text{cm}^2 / \text{m} / \text{εσχάρα}$$

$$\text{Τοποθετούνται } \emptyset 10/150 = 5.24 \text{cm}^2/\text{m} \rightarrow \rho_{h,prov} = 2.99\% > \rho_{h,req,max} = 2.97\%$$

Η διάμετρος και η απόσταση μεταξύ των ράβδων πληρούν τις απαιτήσεις της §7.5.4.2(γ)

γ. Υπολογισμός κατακόρυφων οπλισμών κορμού στο ισόγειο

$$r_v \times f_{yd,v} \times b_{wo} \times z + N_{Ed} \leq r_h \times f_{yd,h} \times b_{wo} \times z \quad (\text{EC8 σχέση 5.39})$$

Προφανώς το μεγαλύτερο ποσοστό  $\rho_v$  προκύπτει για την  $|\max N_{Ed}| = 687.46 \text{kN}$

$$\begin{aligned} \rho_{v,req} &\geq \rho_{h,prov} - N_{Ed} / (f_{yd} \cdot b_{wo} \cdot z) = 2.99\% - 687.46 / (f_{yd} \cdot 0.35 \cdot 0.8 \cdot 2.0) = (2.99 - 2.82)\% = \\ &= 0.17\% \neq \rho_{v,min} = 2.00\% \quad (\text{EC8 - §5.5.3.4.5(13)}) \end{aligned}$$

δ. Σημειώνεται όμως ότι για αποφυγή της ρηγματώσης στους αρμούς διακοπής σκυροδέτησης (πόδας ισογείου) απαιτείται ελάχιστο ποσοστό κατακόρυφων ράβδων σύμφωνα με τη σχέση 5.47 του EC8 – 5.5.3.4.5(16):

$$\rho_{v,min} = (1.3 \cdot f_{ctd} - N_{Ed} / A_w) / (f_{yd} (1 + 1.5 \sqrt{f_{ctd} / f_{yd}})) = 0.58\% \neq 2.5\%$$

όπου, για τη μέγιστη τιμή του  $\rho_{v,min}$  τέθηκε  $N_{Ed} = |\max N_{Ed}| = 687.46 \text{kN}$ , και  $A_w$  το συνολικό εμβαδόν διατομής του τοιχώματος.

Συνεπώς, τελικά απαιτείται  $\rho_{v,req} = 2.5\%$  οπότε:

$$A_{sv,req/m} = (b_w \cdot 100) \cdot \rho_{v,req} = 35 \cdot 100 \cdot 2.5\% = 8.75 \text{cm}^2 \rightarrow 4.38 \text{cm}^2/\text{m}/\text{εσχάρα}$$

$$\text{Τοποθετούνται } \emptyset 10/175 = 4.49 \text{cm}^2/\text{m} \rightarrow \rho_{v,prov} = 2.57\%$$

Η διάμετρος και οι αποστάσεις μεταξύ των ράβδων πληρούν τις απαιτήσεις της §7.5.4.2(γ).

#### 7.6.4.5 Διαστασιολόγηση έναντι ολίσθησης του αρμού διακοπής εργασίας στον πόδα του ισογείου

α. Ελέγχεται η επάρκεια των υφιστάμενων οπλισμών σύμφωνα με τις σχέσεις 5.40 ÷ 5.43 του EC8 (βλέπε §7.5.4.2δ):

$$\text{Απαιτείται: } V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad \text{όπου}$$

- Αντοχή δράσης βλήτρου των κατακόρυφων ράβδων:

$$V_{fd} = \min \begin{cases} 1.3SA_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = \underline{84.43 \cdot 10^3 \text{ N}} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot SA_{sj} = 92.72 \cdot 10^3 \text{ N} \end{cases}$$

όπου  $\Sigma A_{sj} = 2(\varnothing 10/175)(\ell_w - 2\ell_c) = 853 \text{ mm}^2$

- Δεν υπάρχουν λοξές ράβδοι:  $V_{id} = 0.0$
- Αντίσταση τριβής:

maxN:

$$V_{fd} = \min \begin{cases} m_f \left[ \left( SA_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \chi + M_{Ed} / z \right] = 594.92 \cdot 10^3 \text{ N} \\ 0.5 \cdot n \cdot f_{cd} \cdot \chi \cdot \ell_w \cdot b_{wo} = \underline{510.05 \cdot 10^3 \text{ N}} \end{cases} \quad \text{όπου}$$

- $\xi = 0.198$  από υπολογισμό σε μονοαξονική κάμψη για τον συνδυασμό (maxN)
- $\mu_f = 0.6$  (λεία επιφάνεια)
- $n = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.552$

οπότε:  $V_{Rd,s} = 84.43 + 510.05 = 594.48 \text{ kN} < V_{Ed,maxN} = 740.82 \text{ kN}$  (ΑΝΕΠΙΡΚΕΙΑ)

Διαφορά τέμνουσας:  $\Delta V_{Rd,s} = 740.82 - 594.48 = 146.34 \text{ kN}$

minN:

$$V_{fd} = \min \begin{cases} 0.6 \left[ \left( 853 \cdot f_{yd} + 1282.19 \cdot 10^3 \right) \cdot 0.248 + 1214.4 \cdot 10^3 / (0.8 \cdot 2.00) \right] = 701.38 \cdot 10^3 \text{ N} \\ 0.5 \cdot 0.552 \cdot f_{cd} \cdot 0.248 \cdot 2000 \cdot 350 = \underline{645.30 \cdot 10^3 \text{ N}} \end{cases}$$

όπου από υπολογισμό σε μονοαξονική κάμψη για τον συνδυασμό (maxN) προέκυψε:  $\xi = 0.248$

οπότε:  $V_{Rd,s} = 84.43 + 645.30 = 729.73 \text{ kN} < V_{Ed,minN} = 823.99 \text{ kN}$  (ΑΝΕΠΙΡΚΕΙΑ)

Διαφορά τέμνουσας:  $\Delta V_{Rd,s} = 823.99 - 729.73 = 94.26 \text{ kN}$

Συνεπώς δυσμενής είναι η περίπτωση του συνδυασμού maxN οπότε απαιτείται κάλυψη της  $\max \Delta V_{Rd,s} = 146.34 \text{ kN}$  με τοποθέτηση λοξών ράβδων.

β. Τοποθέτηση και διαστασιολόγηση πρόσθετων λοξών ράβδων στη βάση του τοιχώματος

Διατάξεις τοποθέτησης των λοξών ράβδων

Κατά τον EC8 – 5.5.3.4.4(4) οι λοξές ράβδοι τοποθετούνται συμμετρικά σε δύο ομάδες υπό γωνία ( $\varphi$ ) ως προς την οριζόντιο και πρέπει να φθάνουν μέχρις ύψους  $h_i = \min(\ell_w/2, h_w/2)$  πάνω από τον αρμό διακοπής σκυροδέτησης στη βάση του τοιχώματος. Απαιτείται να διαθέτουν επαρκές μήκος αγκύρωσης τόσο κάτω από τον αρμό διακοπής όσο και πάνω από το ύψος  $h_i$ .

Στην §7.5.4.2(δ) περιλαμβάνεται η σχέση (5.42) του EC8 για τον υπολογισμό της συμβολής των λοξών ράβδων στη διατμητική αντίσταση. Σημειώνεται όμως ότι οι λοξές ράβδοι αυξάνουν και την καμπτική αντίσταση βάσης ( $M_{Rd,o}$ ) του τοιχώματος, (βλέπε EC8–5.5.3.4.4(5α), σχέση 5.45), με συνέπεια αντίστοιχη αύξηση της κανονιστικής τέμνουσας σχεδιασμού στη βάση  $V_{Ed,o}$  καθώς αυτή υπολογίζεται ικανοτικά με τον συντελεστή μεγέθυνσης ( $\epsilon$ ) που είναι συνάρτηση του λόγου ( $M_{Rd,o}/M_{Ed,o}$ ) (βλέπε §7.5.4.1(α,β)). Από τα παραπάνω είναι φανερό ότι ο υπολογισμός της διατομής των λοξών ράβδων απαιτεί επαναληπτική διαδικασία.

Ο EC8 – 5.5.3.4.4(5b) προτείνει την σχέση 5.46 η οποία παρέχει άμεσα την απαιτούμενη αυξημένη συνολική διατομή και των δύο ομάδων των λοξών ράβδων  $\Sigma A_{si}$  λαμβάνοντας έμμεσα υπόψη την αύξηση της  $V_{Ed,o}$ :

$$\bullet \quad V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} (\cos \varphi - 0.5 \ell_i \cdot \sin \varphi / (a_s \cdot \ell_w)) \quad (5.46) \quad \text{όπου}$$

$\ell_i$  : η οριζόντια απόσταση μεταξύ των «κέντρων βάρους» των δύο ομάδων λοξών ράβδων στη διατομή πόδα του τοιχώματος

Επιλέγεται η τοποθέτηση λοξών ράβδων υπό γωνία  $\varphi = 45^\circ$  (βλέπε διάταξη ράβδων στο Σχήμα 7.11:

$\ell_i \approx 1.5 \text{ m}$ ):

$$\bullet \quad V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} (\cos\varphi - 0.5\ell_i \cdot \sin\varphi / (\alpha_s \cdot \ell_w)) \geq \Delta V_{Rd,s} \quad \text{οπότε}$$

$$\Sigma A_{si} \geq \Delta V_{Rd,s} / f_{yd} (\cos\varphi - 0.5\ell_i \cdot \sin\varphi / (\alpha_s \cdot \ell_w)) =$$

$$= 146.34 / f_{yd} / (0.707 - 0.5 \cdot 1.50 \cdot 0.707 / (0.844 \cdot 2.0)) = 8.56 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 8.56 \text{cm}^2$$

Συνεπώς σε κάθε ομάδα απαιτούνται  $A_{si} = 8.56/2 = 4.28 \text{cm}^2$ .

Τοποθετούνται  $3\varnothing 14 = 4.62 \text{cm}^2$ .

Από τη σχέση 5.46 είναι φανερό ότι η απαιτούμενη διατομή των λοξών ράβδων αυξάνεται (μειώνεται) ραγδαία με την επιλογή μεγαλύτερης (μικρότερης) γωνίας ( $\varphi$ ). Καθοριστική για την επιλογή της γωνίας ( $\varphi$ ) είναι η απαίτηση επέκτασης των λοξών ράβδων μέχρις ύψους  $h_i = \min(\ell_w/2, h_w/2)$  και εξασφάλισης επαρκούς μήκους αγκύρωσης πάνω από αυτό (βλέπε Σχήμα 7.11).

## 7.6.5 Υπολογισμός συνδετήρων περίσφιξης άκρων στο κρίσιμο ύψος

### 7.6.5.1 Εισαγωγή

α. Σε τοιχώματα ΚΠΥ απαιτείται, μετά την αποφλοίωση του θλιβόμενου άκρου, η εξασφάλιση της απαιτούμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων  $\mu_\varphi$  (EC8 – 5.5.3.4.5(2)) στο κρίσιμο ύψος ( $\ell_{cr}$ ) της βάσης. Αυτό θεωρείται ότι επιτυγχάνεται με κατάλληλη περίσφιξη των άκρων του τοιχώματος σε μήκος  $\ell_c$  (βλέπε §6.5.5.1β).

β. Σε τοιχώματα ορθογωνικής διατομής το απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό  $\omega_{wd,req}$  των συνδετήρων περίσφιξης ορίζεται από τον EC8 – 5.5.3.4.5(4,10):

$$\alpha \cdot \omega_{wd,req} = 30\mu_\varphi (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} (b_c / b_o) - 0.035 \quad \text{και} \quad \omega_{wd,req} \geq 0.12 \quad \text{όπου}$$

$$\omega_v: \text{μηχανικό ποσοστό των κατακόρυφων σπλισμών κορμού} (\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd})$$

Τα υπόλοιπα μεγέθη έχουν ορισθεί στην §4.2.2.6 του παρόντος.

γ. Εφόσον, εφαρμόζοντας την παραπάνω εξίσωση με  $b_o = b_c$ , (απουσία αποφλοίωσης), προκύπτει αρνητική τιμή για το μέγεθος  $\alpha \cdot \omega_{wd,req}$  (δηλαδή  $30\mu_\varphi (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} - 0.035 < 0$ ) θεωρείται ότι η απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων ( $\mu_\varphi$ ) εξασφαλίζεται χωρίς αποφλοίωση του σκυροδέματος ( $\varepsilon_{c,max} < 3.5\%$ ). Κατά συνέπεια δεν απαιτείται ιδιαίτερη περίσφιξη (βλέπε Fardis, 2009 §5.3.3). Στην περίπτωση αυτή στα άκρα του τοιχώματος τοιποθετούνται οι ελάχιστοι συνδετήρες σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις.

### 7.6.5.2 Κανονιστικές διατάξεις ελάχιστων συνδετήρων περίσφιξης άκρων

Κατά τον EC8 – 5.5.3.4.5(10) για τα άκρα των τοιχωμάτων ΚΠΥ ισχύουν οι διατάξεις για τους συνδετήρες περίσφιξης των στύλων (EC8 – 5.5.3.2.2(12), βλέπε §7.3.4.8(β)):

$$\varnothing_w \geq 0.4 \cdot \varnothing_{L,max} \leq 6\text{mm} \rightarrow 0.4 \cdot 12 = 4.8 < 6.0\text{mm} \rightarrow \varnothing 8$$

$$s = \min\{b_o/3, 6\varnothing_{L,min}, 125\text{mm}\} = \min\{272/2, 6 \cdot 10, 125\} = 60\text{mm} \rightarrow \varnothing 8/60.$$

### 7.6.5.3 Απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων

Η απαιτούμενη τιμή της  $\mu_\varphi$  υπολογίζεται για τις ακρότατες τιμές της  $N_{Ed}$  ως εξής σύμφωνα με τις παρατηρήσεις της §6.5.5.3:

$$\mu_\varphi = 1 + 2 (q_o' - 1)(T_c / T_1) \quad \text{όπου για τοιχώματα}$$

$$q_o' = q_o \times \left( M_{Ed,o} / M_{Rd,o} \right) \quad \text{και}$$

$(M_{Ed,o} / M_{Rd,o})$  οι τιμές του λόγου της ροπής σχεδιασμού προς την αντίστοιχη ροπή αντοχής στον πόδα, για τις ακρότατες τιμές της αξονικής δύναμης.

Στην §7.6.4.1 έχουν ήδη υπολογισθεί οι λόγοι  $M_{Rd,o} / M_{Ed,o}$ , οπότε με αντιστροφή τους θα μπορούσε να υπολογισθεί το  $q_o'$ . Μετά όμως την τοποθέτηση των λοξών ράβδων έχει αυξηθεί η καμπτική αντίσταση βάσης

του τοιχώματος. Από τη σχέση 5.45 (EC8 – 5.5.3.4.4(5a)) υπολογίζεται η αύξηση της καμπτικής αντίστασης λόγω των λοξών ράβδων (δεδομένα από την §7.6.4.5(β)):

$$\Delta M_{Rd,o} = 0.5 \cdot \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin\phi \cdot \ell_i = 0.5 \cdot (2 \cdot 4.62 \cdot 10^{-4}) \cdot f_{yd} \cdot 0.707 \cdot 1.5 = 213.02 \text{ kN} \text{ οπότε:}$$

- Συνδυασμός minN

$$M_{Ed,o} / (M_{Rd,o} + \Delta M_{Rd,o}) = 1241.40 / (1736.00 + 213.02) = 0.637 \text{ οπότε}$$

$$q'_o = q_o \cdot 0.637 = 5.40 \cdot 0.637 = 3.44$$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \left( q'_o - 1 \right) \left( T_c / T_1 \right) = 1 + 2 \left( 3.44 - 1 \right) \left( 0.500 / 0.352 \right) = 7.931$$

- Συνδυασμός maxN

$$M_{Ed,o} / (M_{Rd,o} + \Delta M_{Rd,o}) = 1251.18 / (1268.00 + 213.02) = 0.845 \text{ οπότε}$$

$$q'_o = q_o \cdot 0.845 = 4.563 \text{ και } \mu_\phi = 11.122$$

Σημειώνεται ότι, όπως και στο τοίχωμα του Κτιρίου ΔΜ1, η μέγιστη τιμή της  $\mu_\phi$  προέκυψε για τη μέγιστη τιμή του λόγου  $M_{Ed,o} / M_{Rd,o}$  η οποία όμως αντιστοιχεί στο ελάχιστο αξονικό φορτίο  $|\max N_{Ed}|$ .

#### 7.6.5.4 Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων περίσφιξης στα άκρα του τοιχώματος

α. Έλεγχος αποφλοιώσης σκυροδέματος επικάλυψης στα άκρα του τοιχώματος (βλέπε §6.5.5.4α)

Όπως αναφέρθηκε (§7.6.5.1(α)), κριτήριο αποτελεί το πρόσημο του μεγέθους  $\alpha \cdot \omega_{wd,req}$  με θεώρηση  $b_o = b_c$ . Ο έλεγχος γίνεται μέσω της τιμής του γινομένου  $\mu_\phi (v_d + \omega_v)$  (βλέπε §6.5.5.4α):

- Υπολογισμός του μηχανικού ποσοστού κατακόρυφων οπλισμών κορμού:

$$r_v = \left( 2A_{E10} / 175 / m^2 \right) \times f_{yd,v} / f_{cd} = \left( 8.98 \text{ cm}^2 / (35 \times 100) \right) \times f_{yd,v} / f_{cd} = 0.0837$$

- Έλεγχος για τον συνδυασμό minN:

$$v_d = 0.137, \mu_\phi = 7.931 \text{ οπότε}$$

$$\mu_\phi (v_d + \omega_v) = 1.750 \gg 0.537$$

- Έλεγχος για τον συνδυασμό maxN:

$$v_d = 0.074, \mu_\phi = 11.122 \text{ οπότε}$$

$$\mu_\phi (v_d + \omega_v) = 1.754 \gg 0.537$$

Κατά συνέπεια και στα δύο άκρα του τοιχώματος απαιτείται περίσφιξη καθώς για την εξασφάλιση της  $\mu_\phi$  αναμένεται αποφλοιώση του σκυροδέματος επικάλυψης και  $\epsilon_{c,max} > 3.5\%$ .

β. Υπολογισμός του  $\omega_{wd,req}$  για τους ελάχιστους συνδετήρες ακραίων περιοχών ( $\varnothing 8/60$ ) και τη διάταξη του Σχήματος 7.10:

- Συνδυασμός minN:

$$\omega_{wd,req} = (30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{sy,d} (b_c / b_o) - 0.035) / \alpha \leq 0.12 \text{ όπου}$$

$$b_c = 350 \text{ mm}, \quad b_o = 272 \text{ mm}$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.796 \cdot 0.839 = 0.664 \text{ με}$$

$$a_n = 1 - S b_i^2 / (6 b_o h_o) = 1 - (8 \cdot 131.25^2 + 2 \cdot 136.0^2) / (6 \cdot 525 \cdot 272) = 0.796$$

$$a_s = \left( 1 - s / (2 b_o) \right) \left( 1 - s / (2 h_o) \right) = \left( 1 - 60 / (2 \cdot 272) \right) \left( 1 - 60 / (2 \cdot 525) \right) = 0.839$$

(\* Στην εσωτερική πλευρά δεν υπάρχει κίνδυνος αποφλοιώσης του σκυροδέματος).

Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$\omega_{wd,req} = (30 \cdot 7.93 (0.137 + 0.0837) \cdot 2.174 \cdot 10^{-3} (350/272) - 0.035) / 0.668 = \underline{0.168} > 0.12$$

- Συνδυασμός maxN:

Ομοίως για  $v_d = 0.074$  και  $\mu_\phi = 11.122$  προκύπτει:

$$\omega_{wd,req} = (30 \cdot 11.122 (0.074 + 0.0837) \cdot 2.174 \cdot 10^{-3} (350/272) - 0.035) / 0.668 = 0.167 > 0.12$$

Όπως διαπιστώθηκε και στην §6.5.5.4 (Κτίριο ΔΜ1: Τοίχωμα ΚΠΜ), η μέγιστη τιμή του  $\omega_{wd,req}$  προέκυψε για την  $|\min N_{Ed}|$  που αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της  $\mu_\phi$ .

### 7.6.5.5 Διατιθέμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες άκρων

Ελάχιστοι συνδετήρες άκρων: Ø8/60

$\omega_{wd,prov} = (V_s / V_o) \cdot (f_{yd} / f_{cd})$  όπου

$$V_s = A_{s,w} (5b_o + 3h_o) = 0.503 (5 \cdot 27.2 + 3 \cdot 52.5) = 147.6 \text{ cm}^3$$

$$V_o = b_o \cdot h_o \cdot s = 27.2 \cdot 52.5 \cdot 6.0 = 8568.0 \text{ cm}^3 \quad \text{οπότε}$$

$$\omega_{wd,prov} = (147.6 / 8568.0) \times (f_{yd} / f_{cd}) = 0.562 \quad \square \quad \max \omega_{wd,req} = 0.168 \quad (\text{ΥΠΕΡΕΠΑΡΚΕΙΑ})$$

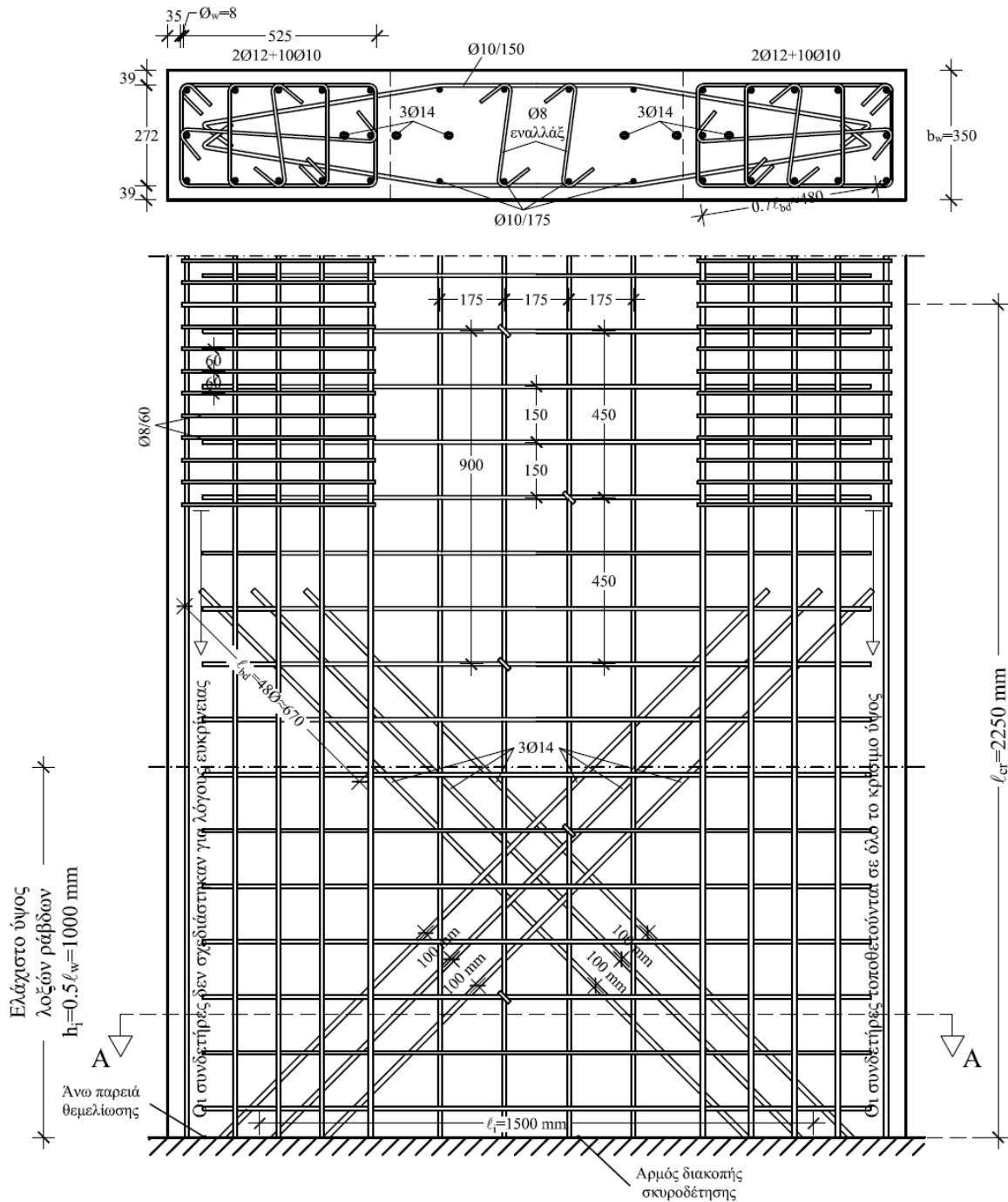
Πρέπει να σημειωθεί ότι η ανάγκη τοποθέτησης στα άκρα διαμήκων ράβδων μικρής διαμέτρου (Ø10: βλέπε §7.6.2.5) είχε ως αποτέλεσμα την απαίτηση διάταξης πολύ πυκνών συνδετήρων περίσφιξης, με αποτέλεσμα η διάταξη των οπλισμών στα περισφιγμένα άκρα του τοιχώματος να γίνεται ιδιαίτερα προβληματική λόγω των πολύ πυκνών συνδετήρων οι οποίοι φθάνουν να εξασφαλίζουν τιμή του  $\omega_{wd}$  υπερτριπλάσια της απαιτούμενης.

Σημειώνεται ότι ο EC8 – 5.5.3.4.5(11) απαιτεί σε ένα επί πλέον όροφο πάνω από το κρίσιμο ύψος την διάταξη στα στοιχεία των άκρων οπλισμού περίσφιξης ίσου με τον μισό του *απαιτούμενου* στο κρίσιμο ύψος χωρίς να καθορίζει ελάχιστη διάμετρο ή μέγιστη απόσταση μεταξύ των συνδετήρων. Κατά συνέπεια για έναν όροφο πάνω από το  $l_{cr}$  πρέπει να τοποθετηθούν στα άκρα συνδετήρες Ø8/120. Σημειώνεται όμως και πάλι (βλέπε §6.5.1.2) ότι ο EC8 δεν διευκρινίζει εάν το  $l_{cr}$  πρέπει να καλύπτει πλήρη όροφο. Συνεπώς στην παρούσα περίπτωση ( $l_{cr} = 2.25 < h_{ισογ.} = 4.50\text{m}$ ) δεν είναι σαφές που σταματά το  $l_{cr}$  και πως νοείται ο “όροφος πάνω από το  $l_{cr}$ ”.

### 7.6.6 Διαμόρφωση διατομής στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος με $b_w = 350\text{mm}$

Η διάταξη όλων των οπλισμών στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος σε όψη και τομή φαίνεται στο Σχήμα 7.11.

## ΤΟΜΗ Α-Α



**Σχήμα 7.11:** Διαμόρφωση διατομής και διάταξη οπλισμών στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος κατηγορίας σκυροδέματος C20/25 (Κτίριο ΔΥ2)

## 7.7 Αναδιαστασιολόγηση του Τοιχώματος T1 στο ισόγειο με σκυρόδεμα C30/37

### 7.7.1 Εισαγωγή

#### 7.7.1.1 Επιλογή υψηλότερης κατηγορίας σκυροδέματος

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται διαστασιολόγηση του τοιχώματος στο ισόγειο του Κτιρίου ΔΥ2 με θεώρηση ποιότητας σκυροδέματος C30/37, αντί της C20/25. Υπενθυμίζεται ότι η κατηγορία C20/25 είναι η κατώτερη επιτρεπόμενη για κατασκευές ΚΠΥ (EC8 – 5.5.1.1).

#### 7.7.1.2 Αρχικοί έλεγχοι διαμόρφωσης της διατομής του τοιχώματος

Οι παρατηρήσεις της §6.5.1.2(α,β,γ,δ και ε) ισχύουν και για το νέο τοίχωμα.

- Σημειώνεται ότι, παρά την αύξηση της ποιότητας του σκυροδέματος, το πάχος επικάλυψης παραμένει  $c = 35\text{mm}$  σύμφωνα με τις διατάξεις του EC2 – 4.4.1.2.
- Έλεγχος ανηγμένης αξονικής θλίψης:

$$v_{Ed} = \left| \min N_{Ed} \right| / \left( A_c \times f_{cd} \right) = 1282.19 / \left( 0.25 \times 2.00 \times 30 \times 10^3 / 1.5 \right) = 0.128 < 0.35$$

### 7.7.2 Διαστασιολόγηση έναντι $N$ , $M_x$ , $M_y$

#### 7.7.2.1 Κανονιστική περιβάλλουσα καμπτικής ροπής σχεδιασμού σε όλο το ύψος του τοιχώματος

Οι παρατηρήσεις και επισημάνσεις της §6.5.2.1(α,β) ισχύουν και για τοιχώματα ΚΠΥ. Η μορφή και οι τιμές της κανονιστικής περιβάλλουσας της καμπτικής ροπής σχεδιασμού  $[M_{Ed}]$  στο επίπεδο του τοιχώματος ταυτίζονται με αυτές του Σχήματος 6.13 για το τοίχωμα του Κτιρίου ΔΜ1.

#### 7.7.2.2 Διατάξεις διαστασιολόγησης έναντι $N$ , $M_x$ , $M_y$

Οι παρατηρήσεις και επισημάνσεις της §6.5.2.2(α,β και γ) ισχύουν και για τοιχώματα ΚΠΥ.

#### 7.7.2.3 Απαίτηση διαμήκους οπλισμού άκρων στο ισόγειο

- Προφανώς για το ισόγειο δυσμενέστερη είναι η διατομή της βάσης. Από τον Πίνακα 6.3 είναι φανερό ότι αρκεί η διαστασιολόγηση για τους συνδυασμούς  $\min N$  και  $\max N$ .
- Συνδυασμός  $\min N$  ( $\equiv \min M_y \equiv \min M_x$ )

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed} &= -1282.19 \text{ kN} \rightarrow v = -0.128 \\ M_{Ed}^y &= -1241.40 \text{ kNm} \rightarrow m_y = 0.062 \\ M_{Ed}^x &= 4.61 \text{ kNm} \rightarrow m_x = 0.002 \end{aligned} \right\} W_{req} = 0.04$$



- Συνδυασμός  $\max N$  ( $\equiv \max M_y \equiv \max M_x$ )

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed} &= -687.46 \text{ kN} \rightarrow v = -0.069 \\ M_{Ed}^y &= +1251.18 \text{ kNm} \rightarrow m_y = 0.063 \\ M_{Ed}^x &= +6.87 \text{ kNm} \rightarrow m_x = 0.003 \end{aligned} \right\} W_{req} = \underline{0.07}$$

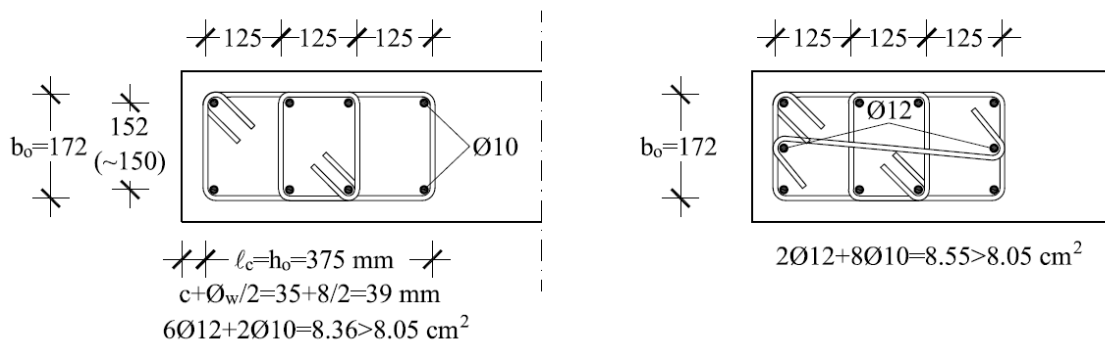
#### 7.7.2.4 Υπολογισμός – Διάταξη διαμήκους οπλισμού άκρων ισογείου

- Ελάχιστος οπλισμός:  $A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot \ell_c = 5\% \cdot 25.0 \cdot 37.5 = 4.69 \text{ cm}^2$ .
- Μέγιστος οπλισμός:  $A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b_w \cdot \ell_c = 20\% \cdot 25.0 \cdot 37.5 = 18.75 \text{ cm}^2$ .
- Δυσμενέστερος συνδυασμός:  $\omega_{req,max} = 0.07$ .

$$A_{s,req}^{tot} = A_{req} \times b_w \times \ell_w \times \left( f_{cd} / f_{yd} \right) = 0.07 \times 25 \times 200 \times \left( f_{cd} / f_{yd} \right) = 16.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Συνεπώς σε κάθε άκρο απαιτείται: } A_{s,req} = A_{s,req}^{tot} / 2 = 8.05 > A_{s,min}$$

Κατά τον EC8 – 5.5.3.4.5(10) στα άκρα των τοιχωμάτων ΚΠΥ ισχύουν οι διατάξεις τοποθέτησης διαμήκων ράβδων για τα υποστρώματα ΚΠΥ (EC8 – 5.5.3.2.2(12)). Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν οι εναλλακτικές διατάξεις ράβδων του Σχήματος 7.12 από τις οποίες προκρίνεται η πρώτη.



Σχήμα 7.12: Εναλλακτικές διατάξεις όπλισης άκρων του τοιχώματος (Κτίριο ΔΥ2)

#### 7.7.3 Έλεγχος λυγισμού τοιχώματος ως μεμονωμένου στοιχείου

Τα αποτελέσματα της §6.5.3.1, 2, 3 και 4 ισχύουν και για το Τοίχωμα του Κτιρίου ΔΥ2 με κατάλληλες αριθμητικές διαφοροποιήσεις.

#### 7.7.4 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση έναντι ικανοτικών τεμνουσών

##### 7.7.4.1 Κανονιστική περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού σε όλο το ύψος του τοιχώματος

- Οι παρατηρήσεις και επισημάνσεις της §7.5.4.1(α,β) ισχύουν και στην παρούσα περίπτωση.
  - Υπολογισμός του συντελεστή μεγέθυνσης ( $\epsilon$ ).
- Υπολογισμός του λόγου ( $M_{Rd,o} / M_{Ed,o}$ ) για τις ακρότατες τιμές του αξονικού φορτίου

- Συνδυασμός  $\min N$ :

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed} &= -1282.19kN \rightarrow v = -0.128 \\ M_{Ed}^x &= 4.51kNm \rightarrow m_x = 0.002 \\ W_{prov} &= (2 \cdot 8.36)(f_{yd} / f_{cd}) / (b_w \cdot \ell_w) = 0.073 \end{aligned} \right\} m_{R,y} = 0.085$$

$$\text{οπότε } M_{Rd,o}^y = M_{R,y} \cdot b_w \cdot \ell_w^2 \cdot f_{cd} = 1700.00kNm$$

$$\text{και } M_{Rd,o} / M_{Ed,o} = 1700.00/1241.06 = 1.370$$

- Συνδυασμός maxN:  
Ομοίως  $M_{Rd,o} = 1295.36kNm$   
και  $M_{Rd,o} / M_{Ed,o} = 1295.36/1251.18 = 1.035$

Τεταγμένες του φάσματος ελαστικής απόκρισης

Έδαφος B: Οι τεταγμένες του φάσματος ελαστικής απόκρισης έχουν σταθερή τιμή στο διάστημα μεταξύ των χαρακτηριστικών ιδιοπεριόδων  $T_B = 0.15$  και  $T_c = 0.50$ sec, στο οποίο βρίσκεται και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του Κτιρίου ΔΥ2 ( $T_1 = 0.352$ sec). Κατά συνέπεια:  $S_e(T_c)/S_e(T_1) = 1.00$ .

Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

- Συνδυασμός minN:

$$e = 5.40 \cdot \sqrt{\left(\frac{1.2}{5.4} \cdot 1.370\right)^2} + 0.1 = 2.37 \begin{cases} > 1.50 \\ < q = 5.40 \end{cases}$$

- Συνδυασμός maxN:

$$e = 5.40 \cdot \sqrt{\left(\frac{1.2}{5.4} \cdot 1.035\right)^2} + 0.1 = 2.11 \begin{cases} > 1.50 \\ < q = 5.40 \end{cases}$$

γ. Εφαρμόζοντας τις διατάξεις της §7.5.4.1(α,β) υπολογίζονται οι απόλυτες τιμές της κανονιστικής τέμνουσας σε τυχούσα θέση σε ύψος  $h$  από τη βάση του τοιχώματος:

$$\bullet \text{ Για } h \leq \frac{h_w}{3}: |V_{Ed}| = \varepsilon \cdot |V'_{Ed,o}| = \begin{cases} 2.11 \cdot 353.31 = 745.48kN & (maxN) \\ 2.37 \cdot 344.19 = 815.59kN & (minN) \end{cases}$$

$$\bullet \text{ Για } h > \frac{h_w}{3}: |V_{Ed}| = 1.275 \cdot |V'_{Ed,o}| (1 - 0.60(h/h_w))$$

$$= \begin{cases} 950.49(1 - 0.60 \cdot h/h_w) & (maxN) \\ 1039.87(1 - 0.60 \cdot h/h_w) & (minN) \end{cases}$$

Οι κανονιστικές περιβάλλουσες τεμνουσών δυνάμεων έχουν τη μορφή του Σχήματος 7.9 με τις παραπάνω χαρακτηριστικές τιμές.

#### 7.7.4.2 Διατάξεις διαστασιολόγησης έναντι τέμνουσας

Οι παρατηρήσεις και επισημάνσεις των §7.5.4.2(α,β,γ και δ) ισχύουν και στην παρούσα περίπτωση.

#### 7.7.4.3 Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος

α. Ο έλεγχος επάρκειας στο κρίσιμο ύψος γίνεται με τη μέγιστη τιμή της κανονιστικής τέμνουσας σχεδιασμού  $V_{Ed,max} = 815.59\text{kN}$ .

β. Όπως προαναφέρθηκε (7.5.4.2α), εντός του κρίσιμου ύψους θεωρείται  $\theta=45^\circ$  και απαιτείται:  
 $0.4V_{Rd,max} > V_{Ed,max} = 815.59\text{kN}$

$$0.4V_{Rd,max} = 0.4[a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)] = 0.4(1.0 \cdot 0.25 \cdot (0.8 \cdot 2.0) \cdot 0.528 \cdot f_{cd} / 2.0) =$$

$$= 0.4 \cdot 2112.00 = 844.80\text{kN} > 815.59\text{kN} \text{ (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)}$$

$$\text{όπου } v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.6(1 - 30/250) = 0.528$$

γ. Στο υπόλοιπο ύψος του ισόγειου εκτός κρίσιμου μήκους υπάρχει προφανώς επάρκεια:

$$V_{Rd,max} = 2112.00\text{kN} \gg V_{Ed,max} = 815.59\text{kN}.$$

#### 7.7.4.4 Υπολογισμός απαιτούμενων οπλισμών κορμού

α. Υπολογισμός λόγου διάτμησης στο ισόγειο (βλέπε §7.5.4.2(β))

Αναζητείται η μέγιστη τιμή, στην κεφαλή ή τον πόδα, του λόγου  $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed} \cdot \ell_w)$ . Επειδή η  $M_{Ed}$  μειώνεται στην κεφαλή, ενώ η  $V_{Ed}$  είναι σταθερή στο ύψος του ισόγειου, οι μέγιστες τιμές του  $\alpha_s$  εμφανίζονται στον πόδα:

$$\alpha_s = \begin{cases} 1251.18 / (745.48 \cdot 2.0) = 0.839 < 2.0 & (maxN) \\ 1241.40 / (815.59 \cdot 2.0) = 0.761 < 2.0 & (minN) \end{cases}$$

β. Υπολογισμός οριζόντιων οπλισμών κορμού στο ισόγειο (βλέπε §7.5.4.2(β))

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0.75 \cdot r_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot \alpha_s \cdot \ell_w \quad (\text{EC8: σχέση 5.38}) \quad \text{όπου}$$

$$V_{Rd,c} = [(0.18/\gamma_c) \cdot k(100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \leq 0.035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d \quad \text{όπου}$$

$$d = \ell_w - (\ell_c/2) = 2000 - 375/2 = 1812.5\text{mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/1812.5} = 1.332 \not\geq 2.0$$

$$\rho_l = A_{st} / (b_w \cdot d) = 8.36\text{cm}^2 / (25 \cdot 181.25) = 1.85\% \not\geq 20.0\%.$$

$$\sigma_{cp} = \begin{cases} |maxN_{Ed}| / (b_w \cdot \ell_w) = 687.46 / (0.25 \cdot 2.00) = 1374.92\text{kPa} \\ |minN_{Ed}| / (b_w \cdot \ell_w) = 1282.19 / (0.25 \cdot 2.00) = 2564.38\text{kPa} \end{cases}$$

σημειώνεται ότι απαιτείται  $\sigma_{cp} \leq 0.2f_{cd} = 4000.00\text{kPa}$

Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$maxN_{Ed} : V_{Rd,c} = [(0.18/1.5) \cdot 1.332(0.185 \cdot 30)^{1/3} + 0.15 \cdot 1.375] 250 \cdot 1812.5 =$$

$$= 221.69 \cdot 10^3\text{N} \leq 0.035 \cdot 1.3323/2 \cdot 301/2 \cdot 250 \cdot 1812.5 = 133.54 \cdot 10^3\text{N}$$

$$minN_{Ed} : \text{ομοίως } V_{Rd,c} = 302.53 \cdot 10^3\text{N}$$

Οπότε από τη σχέση 5.38 του EC8 προκύπτει το απαιτούμενο ποσοστό οριζόντιων οπλισμών κορμού:

$$\rho_{h,req} \geq (V_{Ed} - V_{Rd,c}) / (0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot \alpha_s \cdot \ell_w =$$

$$= \begin{cases} (745.48 - 221.69) / (0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot 0.25 \cdot 0.839 \cdot 2.0) = 3.83\% & (maxN) \\ (815.59 - 302.53) / (0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot 0.25 \cdot 0.761 \cdot 2.0) = 4.14\% & (minN) \end{cases}$$

$$A_{sh,req/m} = (b_{wo} \cdot 100) \cdot A_{h,req}^{max} = 25 \cdot 100 \cdot 0.00414 = 10.35\text{cm}^2 \rightarrow 5.18\text{cm}^2 / \text{m} / \text{εσχάρα}$$

$$\text{Τοποθετούνται } \varnothing 10/150 = 5.24\text{cm}^2/\text{m} \rightarrow \rho_{h,prov} = 4.19\% > \rho_{h,req,max} = 4.14\%.$$

Η διάμετρος και η απόσταση μεταξύ των ράβδων πληρούν τις απαιτήσεις της §7.5.4.2(γ)

γ. Υπολογισμός κατακόρυφων οπλισμών κορμού στο ισόγειο

$$r_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_{wo} \cdot z + N_{Ed} \cdot r_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \quad (\text{EC8 σχέση 5.39})$$

Προφανώς το μεγαλύτερο ποσοστό  $\rho_v$  προκύπτει για την  $|maxN_{Ed}| = 687.46\text{kN}$ .

$$\rho_{v,req} \geq \rho_{h,prov} - N_{Ed}/(f_{yd} \cdot b_{wo} \cdot z) = 4.19\% - 687.46/(f_{yd} \cdot 0.25 \cdot 0.8 \cdot 2.0) = (4.19 - 3.95)\% = 0.24\% \not\geq \rho_{v,min} = 2.00\% \quad (\S 7.5.4.2(\gamma))$$

Σημειώνεται όμως ότι για αποφυγή ρηγματώσεως στους αρμούς διακοπής σκυροδέτησης (πόδας ισογείου) απαιτείται ελάχιστο ποσοστό κατακόρυφων ράβδων σύμφωνα με τη σχέση 5.47 του EC8 – 5.5.3.4.5(16):

$$\rho_{v,min} = (1.3 \cdot f_{ctd} - N_{Ed} / A_w) / (f_{yd} (1 + 1.5 \sqrt{f_{ctd} / f_{yd}})) = 0.62\% \not\geq 2.5\% \quad \text{όπου}$$

$N_{Ed} = |\max N_{Ed}| = 687.46 \text{ kN}$  για τη μέγιστη τιμή του  $\rho_{v,min}$ ,

$A_w$  το συνολικό εμβαδόν διατομής του τοιχώματος και

$$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 2.0 / 1.5 = 1.333 \text{ MPa}$$

Συνεπώς τελικά απαιτείται  $\rho_{v,req} = 2.50\%$  οπότε:

$$A_{sv,req}/m = (b_w \cdot 100) \cdot \rho_{v,req} = (25 \cdot 100) \cdot 2.5\% = 6.25 \text{ cm}^2 \rightarrow 3.13 \text{ cm}^2/\text{m/εσχάρα}$$

$$\text{Τοποθετούνται } \varnothing 10/250 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \rho_{v,prov} = 2.51\% > \rho_{v,req} = 2.50\%$$

Η διάμετρος και οι αποστάσεις μεταξύ των ράβδων πληρούν τις απαιτήσεις της §7.5.4.2(γ).

#### 7.7.4.5 Διαστασιολόγηση έναντι ολίσθησης του αρμού διακοπής εργασίας στον πόδα του ισογείου

α. Ελέγχεται η επάρκεια των υφιστάμενων οπλισμών σύμφωνα με τις σχέσεις 5.40 ÷ 5.43 του EC8 (βλέπε §5.5.4.2δ):

$$\text{Απαιτείται: } V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad \text{όπου}$$

Αντοχή δράσης βλήτρου των κατακόρυφων ράβδων:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1.3 S A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = 95.16 \cdot 10^3 \text{ N} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot S A_{sj} = 85.33 \cdot 10^3 \text{ N} \end{cases}$$

$$\text{όπου } S A_{sj} = 2(\varnothing 10/250)(\ell_w - 2\ell_c) = 785 \text{ mm}^2$$

Δεν υπάρχουν λοξές ράβδοι:  $V_{id} = 0.0$

Αντίσταση τριβής:

- maxN:

$$V_{fd} = \min \begin{cases} m_f \left[ (S A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \chi + M_{Ed} / z \right] = 575.36 \cdot 10^3 \text{ N} \\ 0.5 \cdot n \cdot f_{cd} \cdot \chi \cdot \ell_w \cdot b_{wo} = 454.08 \cdot 10^3 \text{ N} \end{cases} \quad \text{όπου}$$

Από υπολογισμό σε μονοαξονική κάμψη για τον συνδυασμό maxN προέκυψε:  $\xi = 0.172$  και

$m_f = 0.6$  (λεία επιφάνεια)

$$n = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$$

οπότε:  $V_{Rd,s} = 85.33 + 454.08 = 539.41 \text{ kN} < V_{Ed,maxN} = 745.48 \text{ kN}$  (ΑΝΕΠΙΡΚΕΙΑ)

Διαφορά τέμνουσας:  $\Delta V_{Rd,s} = 745.48 - 539.41 = 206.07 \text{ kN}$ .

- minN:

$$V_{fd} = \min \begin{cases} 0.6 \left[ (785 \cdot f_{yd} + 1282.19 \cdot 10^3) \cdot 0.219 + 1214.40 \cdot 10^3 / (0.8 \cdot 2.00) \right] = 668.73 \cdot 10^3 \text{ N} \\ 0.5 \cdot 0.528 \cdot f_{cd} \cdot 0.219 \cdot 2000 \cdot 250 = 578.16 \cdot 10^3 \text{ N} \end{cases}$$

Από υπολογισμό σε μονοαξονική κάμψη για τον συνδυασμό minN προέκυψε:  $\xi = 0.219$

οπότε:  $V_{Rd,s} = 85.33 + 578.16 = 663.49 \text{ kN} < V_{Ed,min} = 815.59 \text{ kN}$  (ΑΝΕΠΙΡΚΕΙΑ)

Διαφορά τέμνουσας:  $\Delta V_{Rd,s} = 815.59 - 663.49 = 152.10 \text{ kN}$ .

- Συνεπώς δυσμενής είναι η περίπτωση του συνδυασμού maxN οπότε απαιτείται κάλυψη της  $\max \Delta V_{Rd,s} = 206.07 \text{ kN}$  με τοποθέτηση λοξών ράβδων.

β. Τοποθέτηση και διαστασιολόγηση λοξών ράβδων στη βάση του τοιχώματος

Ακολουθώντας τις διατάξεις της §7.6.4.5β υπολογίζεται η απαιτούμενη συνολική διατομή και των δύο ομάδων λοξών ράβδων  $S A_{si}$  σύμφωνα με τη σχέση 5.46 του EC8:

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} (\cos\varphi - 0.5\ell_i \cdot \sin\varphi / (\alpha_s \cdot \ell_w)) \quad (5.46) \text{ όπου}$$

- $\ell_i$  : η οριζόντια απόσταση μεταξύ των “κέντρων βάρους” των δύο ομάδων λοξών ράβδων στη διατομή πόδα του τοιχώματος
- Επιλέγεται η τοποθέτηση λοξών ράβδων υπό γωνία  $\varphi = 45^\circ$  (βλέπε διάταξη ράβδων στο Σχήμα 7.13:  $\ell_i \approx 1.5\text{m}$ ):

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} (\cos\varphi - 0.5\ell_i \cdot \sin\varphi / (\alpha_s \cdot \ell_w)) \geq \Delta V_{Rd,s} \text{ οπότε}$$

$$\Sigma A_{si} \geq \Delta V_{Rd,s} / f_{yd} / (\cos\varphi - 0.5\ell_i \cdot \sin\varphi / (\alpha_s \cdot \ell_w)) =$$

$$= 206.07 / f_{yd} / (0.707 - 0.5 \cdot 1.50 \cdot 0.707 / (0.839 \cdot 2.0)) = 12.12 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 12.12 \text{cm}^2$$

Συνεπώς σε κάθε ομάδα απαιτούνται  $A_{si} = 12.12/2 = 6.06 \text{cm}^2$ .

Τοποθετούνται  $3\varnothing 16 = 6.03 \approx 6.06 \text{cm}^2$ .

- Από τη σχέση 5.46 είναι φανερό ότι η απαιτούμενη διατομή των λοξών ράβδων αυξάνεται (μειώνεται) ραγδαία με την επιλογή μεγαλύτερης (μικρότερης) γωνίας ( $\varphi$ ). Καθοριστική για την επιλογή της γωνίας ( $\varphi$ ) είναι η απαίτηση επέκτασης των λοξών ράβδων μέχρις ύψους  $h_i = \min(\ell_w/2, h_w/2)$  και εξασφάλισης επαρκούς μήκους αγκύρωσης πάνω από αυτό (βλέπε Σχήμα 7.13).

## 7.7.5 Υπολογισμός συνδετήρων περίσφιξης άκρων στο κρίσιμο ύψος

### 7.7.5.1 Εισαγωγή

Οι παρατηρήσεις και επισημάνσεις της παραγράφου 7.6.5.1 ισχύουν και στην παρούσα περίπτωση.

### 7.7.5.2 Κανονιστικές διατάξεις ελάχιστων συνδετήρων περίσφιξης άκρων

Κατά τον EC8 – 5.5.3.4.5(10) για τα άκρα των τοιχωμάτων ΚΠΥ ισχύουν οι διατάξεις για τους συνδετήρες περίσφιξης των στύλων (EC8 – 5.5.3.2.2(12), βλέπε §7.3.4.8(β)):

$$\varnothing_w \geq 0.4 \cdot \varnothing_{L,max} \nless 6\text{mm} \rightarrow 0.4 \cdot 12 = 4.8 < 6.0\text{mm} \rightarrow \varnothing 8$$

$$s = \min(b_o/3, 6\varnothing_{L,min}, 125\text{mm}) = \min(172/3, 6 \cdot 10, 125) = 57\text{mm} \rightarrow \varnothing 8/55.$$

### 7.7.5.3 Απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων

Η απαιτούμενη τιμή της  $\mu_\varphi$  υπολογίζεται για τις ακρότατες τιμές της  $N_{Ed}$  σύμφωνα με τις παρατηρήσεις της §6.5.5.3:

$$\mu_\varphi = 1 + 2 (q_o' - 1) (T_C / T_1) \text{ όπου για τοιχώματα}$$

$$q_o' = q_o \times \left( M_{Ed,o} / M_{Rd,o} \right) \text{ και}$$

$$(M_{Ed,o} / M_{Rd,o}) \text{ η μέγιστη τιμή του λόγου της ροπής σχεδιασμού προς την αντίστοιχη ροπή αντοχής}$$

στον πόδα, για τις ακρότατες τιμές της αξονικής δύναμης.

Στην §7.7.4.1(α) έχουν ήδη υπολογισθεί οι λόγοι  $M_{Rd,o}/M_{Ed,o}$ , οπότε με αντιστροφή τους θα μπορούσε να υπολογισθεί το  $q_o'$ . Μετά όμως την τοποθέτηση των λοξών ράβδων έχει αυξηθεί η καμπτική αντίσταση βάσης του τοιχώματος. Από τη σχέση 5.45 (EC8 – 5.5.3.4.4(5a)) υπολογίζεται η αύξηση της καμπτικής αντίστασης λόγω των λοξών ράβδων (δεδομένα από την §7.7.4.6(β)):

$$\Delta M_{Rd,o} = 0.5 \cdot \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin\varphi \cdot \ell_i = 0.5 \cdot (2 \cdot 4.02 \cdot 10^{-4}) \cdot f_{yd} \cdot 0.707 \cdot 1.5 = 185.36 \text{kN} \text{ οπότε:}$$

- Συνδυασμός  $\min N$

$$M_{Ed,o} / (M_{Rd,o} + \Delta M_{Rd,o}) = 1241.40 / (1700.00 + 185.36) = 0.658$$

$$q_o' = q_o \times 0.658 = 5.40 \times 0.658 = 3.553 \text{ και}$$

$$\mu_\varphi = 1 + 2 (q_o' - 1) (T_C / T_1) = 1 + 2 (3.553 - 1) (0.500 / 0.352) = 8.253$$

- Συνδυασμός  $\max N$

$$M_{Ed,o} / (M_{Rd,o} + \Delta M_{Rd,o}) = 1251.18 / (1295.36 + 185.36) = 0.845 \text{ \textit{οπότε}}$$

$$q'_o = q_o \cdot 0.845 = 4.563 \text{ και}$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(4.563 - 1)(0.500 / 0.352) = \underline{11.122}.$$

Σημειώνεται ότι η μέγιστη τιμή της  $\mu_\phi$  προέκυψε και πάλι για τη μέγιστη τιμή του λόγου  $M_{Ed,o} / M_{Rd,o}$  η οποία όμως αντιστοιχεί στη χαμηλή τιμή του αξονικού φορτίου  $\max N_{Ed}$  όπως και στα τοιχώματα τόσο του Κτιρίου ΔΥ2 με πάχος 35cm, όσο και του Κτιρίου ΔΜ1.

#### 7.7.5.4 Απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων περίσφιξης στα άκρα του τοιχώματος

α. Ο έλεγχος αποφλοίωσης του σκυροδέματος επικάλυψης στα άκρα του τοιχώματος ακολουθεί τη διαδικασία της §7.6.5.4α με κριτήριο την τιμή του γινομένου  $\mu_\phi (v_d + \omega_v)$  όπου:

$$W_v = \left( 2\sqrt{10} / 175 / m^2 \right) \times f_{yd,v} / f_{cd} = \left( 6.28 cm^2 / (25 \times 100) \right) \times f_{yd,v} / f_{cd} = 0.0546$$

Έλεγχος για τον συνδυασμό minN:

$$v_d = 0.128, \mu_\phi = 8.253 \text{ \textit{οπότε}}$$

$$\mu_\phi (v_d + \omega_v) = 1.507 \gg 0.537$$

Έλεγχος για τον συνδυασμό maxN:

$$v_d = 0.069, \mu_\phi = 11.122 \text{ \textit{οπότε}}$$

$$\mu_\phi (v_d + \omega_v) = 1.375 \gg 0.537$$

Κατά συνέπεια, όπως και στις διαστασιολογήσεις όλων των υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων όλων των κτιρίων που προηγήθηκαν, αναμένεται αποφλοίωση του σκυροδέματος επικάλυψης και απαίτηση  $\varepsilon_{c,max} > 3.5\%$  για την εξασφάλιση της απαιτούμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων  $\mu_\phi$  στη βάση του τοιχώματος.

β. Υπολογισμός του  $\omega_{wd,req}$  για τους ελάχιστους συνδετήρες ακραίων περιοχών ( $\emptyset 8/55$ ) και την πρώτη διάταξη όπλισης του Σχήματος 7.12:

- Συνδυασμός minN:

$$\omega_{wd,req} = (30\mu_\phi (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} (b_c / b_o) - 0.035) / \alpha \leq 0.12 \text{ \textit{όπου}}$$

$$b_c = 350mm, \quad b_o = 272mm$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.796 \cdot 0.839 = 0.664 \text{ \textit{με}}$$

$$\alpha_n = 1 - S b_i^2 / (6 b_o h_o) = 1 - (8 \cdot 131.25^2 + 2 \cdot 136.0^2) / (6 \cdot 525 \cdot 272) = 0.796$$

$$\alpha_s = \left( 1 - s / (2 b_o) \right) \left( 1 - s / (2 h_o) \right) = \left( 1 - 60 / (2 \times 272) \right) \left( 1 - 60 / (2 \times 525) \right) = 0.839$$

(\* Στην εσωτερική πλευρά δεν υπάρχει κίνδυνος αποφλοίωσης του σκυροδέματος).

Με τις παραπάνω τιμές προκύπτει:

$$\omega_{wd,req} = (30 \cdot 8.253 (0.128 + 0.0546) \cdot 2.174 \cdot 10^{-3} (250/172) - 0.035) / 0.530 = \underline{0.204} > 0.12$$

- Συνδυασμός maxN:

$$\omega_{wd,req} = (30 \cdot 11.122 (0.069 + 0.0546) \cdot 2.174 \cdot 10^{-3} (250/172) - 0.035) / 0.530 = 0.180 > 0.12$$

Και πάλι η δυσμενέστερη τιμή για το  $\omega_{wd,req}$  προέκυψε από τον συνδυασμό για την  $|\min N_{Ed}|$  που αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της  $\mu_\phi$ .

#### 7.7.5.5 Διατιθέμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες άκρων

Ελάχιστοι συνδετήρες άκρων:  $\emptyset 8/55$

$$\omega_{wd,prov} = (V_s / V_o) \cdot (f_{yd} / f_{cd}) \text{ \textit{όπου}}$$

$$V_s = A_{s,w} (4b_o + 2h_o) = 0.503 (4 \cdot 17.2 + 2 \cdot 37.5) = 72.33 cm^3$$

$$V_o = b_o \cdot h_o \cdot s = 17.2 \cdot 37.5 \cdot 5.5 = 3547.5 cm^3 \text{ \textit{οπότε}}$$

$$W_{wd,prov} = \left( 72.33 / 3547.5 \right) \times \left( f_{yd} / f_{cd} \right) = 0.443 \square 0.204 \text{ \textit{(UPEREPARKEIA)}}$$

Πρέπει να σημειωθεί ότι η τοποθέτηση στα άκρα διαμήκων ράβδων μικρής διαμέτρου ( $\emptyset 10$ ) είχε ως αποτέλεσμα την απαίτηση διάταξης πολύ πυκνών συνδετήρων περίσφιξης ώστε να αποτραπεί ο λυγισμός των

διαμήκων ράβδων, με αποτέλεσμα η διάταξη των οπλισμών στα περισιγμένα άκρα του τοιχώματος να γίνεται ιδιαίτερα προβληματική λόγω των πολύ πυκνών συνδετήρων οι οποίοι φθάνουν να εξασφαλίζουν τιμή του  $\omega_{wd}$  υπερδιπλάσια της απαιτούμενης.

#### **7.7.6 Διαμόρφωση διατομής στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος με σκυρόδεμα C30/37**

Η διάταξη όλων των οπλισμών στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος σε όψη και τομή φαίνεται στο Σχήμα 7.13.

## Κεφάλαιο 8: Επίμετρο

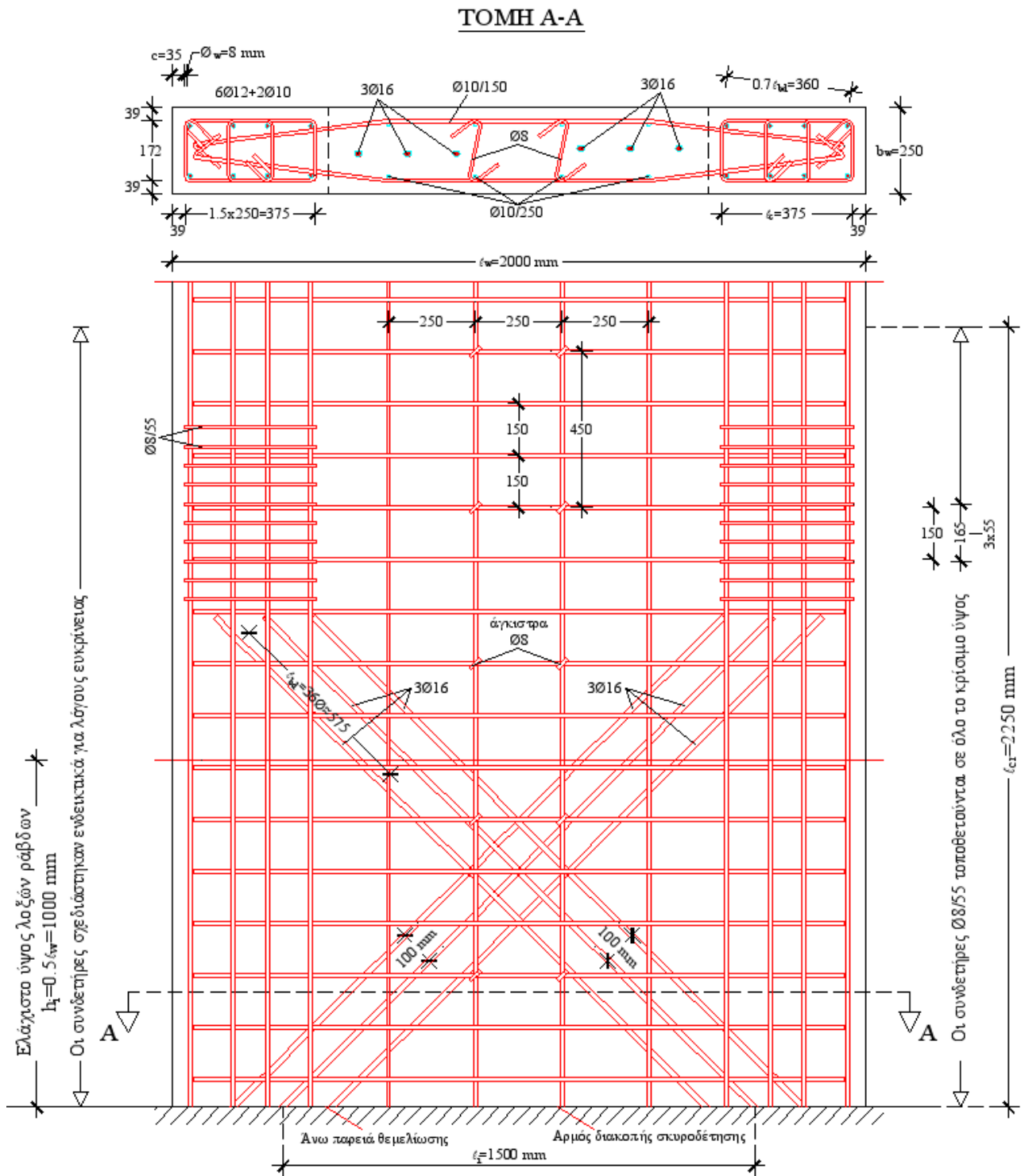
Αρχικός στόχος των συγγραφέων ήταν η σύνταξη ενός βοηθήματος για τη διδασκαλία των ασκήσεων στους φοιτητές του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Α.Π.Θ. με κύριο αντικείμενο τη διαστασιολόγηση κοινών οικοδομικών έργων από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με το πλέγμα των Ευρωκωδίκων EC2 και EC8. Μετά την ολοκλήρωση των διεξοδικών παραδειγμάτων διαστασιολόγησης (κεφάλαια 3 έως 7 του παρόντος συγγράμματος) κρίθηκε σκόπιμος ο εμπλουτισμός του βοηθήματος αφενός με μία σύντομη εισαγωγή στο φαινόμενο του σεισμού και τις μεθόδους καταγραφής και αποτίμησής του και αφετέρου με μία πλήρη αλλά κωδικοποιημένη παρουσίαση των διατάξεων των Ευρωκωδίκων EC2 και EC8 (Κεφάλαια 1 και 2).

Κατά τη σχολαστική εφαρμογή των Κανονισμών στη διαστασιολόγηση των τεσσάρων τυπικών κτιρίων διαπιστώθηκαν, σε μερικά επί μέρους θέματα, ελλείψεις, ασάφειες αλλά και προβληματικές κανονιστικές διατάξεις οι οποίες και σχολιάστηκαν. Καθώς όμως τα σημεία αυτά έχουν “χαθεί” μέσα στο σύνολο των διεξοδικών υπολογιστικών διαδικασιών, κρίθηκε σκόπιμο στο τελευταίο αυτό κεφάλαιο να γίνει σύντομη κωδικοποιημένη αναφορά των θεμάτων αυτών με παραπομπές τόσο στις αντίστοιχες παραγράφους των Κανονισμών, όσο και στις αντίστοιχες παραγράφους του παρόντος συγγράμματος:

- Φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης: EC8 – 4.4.2.2(3,4), βλέπε §3.6.2 του παρόντος.
- Αγκύρωση διαμήκων ράβδων δοκών: EC2 – 8.3 και 8.4, EC8 – 5.6.2.2(2,3,4), βλέπε §4.1.1.7α,β.
- Υπολογισμός ροπής αντοχής ( $M_{Rc}$ ) στα άκρα υποστυλωμάτων: EC8 – 4.4.2.3(4), βλέπε §4.2.3.1α,δ.
- Συνεκτίμηση της ευεργετικής επιρροής της θλιπτικής αξονικής δύναμης κατά τη διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων σε διάτμηση: Στους Ευρωκώδικες δεν θίγεται άμεσα το θέμα, βλέπε §4.2.5.10 και Fardis (2009).
- Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενης διαγωνίου σκυροδέματος σε κόμβους κατασκευών ΚΠΥ: EC8 – 5.5.3.3(2α), βλέπε §5.2.7.4 και Fardis (2009).
- Υπολογισμός απαιτούμενων συνδετήρων σε κόμβους κατασκευών ΚΠΥ: EC8 – 5.5.3.3(3,4), βλέπε §5.2.7.5 και 7.3.6.4 και Fardis (2009).
- Ορισμός του κρίσιμου ύψους στη βάση λυγηρών τοιχωμάτων: EC8 – 5.1.2, βλέπε §6.5.1.2α.
- Υπολογισμός του απαιτούμενου μήκους ( $l_c$ ) περισφιγμένων άκρων λυγηρών τοιχωμάτων: EC8 – 5.4.3.4.2(2,3,4,5,6), βλέπε §6.5.1.2δ.
- Ορισμός ελάχιστου και μέγιστου ποσοστού διαμήκους οπλισμού περισφιγμένων άκρων λυγηρών τοιχωμάτων: EC8 – 5.4.3.4.2(8), βλέπε §6.5.2.2α.
- Υπολογισμός του κατακόρυφου οπλισμού κορμού και συνεκτίμησή του στην καμπτική αντοχή λυγηρών τοιχωμάτων: EC8 – 5.4.3.4.1(3) βλέπε §6.5.2.2β.
- Σημειώνεται ότι σε λυγηρά τοιχώματα ΚΠΜ αλλά και ΚΠΥ με λόγο διάτμησης  $\alpha_5 > 2.0$ , δεν απαιτείται κατά τον EC8 – 5.4.3.4.1 υπολογισμός του κατακόρυφου οπλισμού κορμού. Συνεπώς αρκεί η τοποθέτηση του ελάχιστου οπλισμού κατά τον EC2 – 9.6.2. Έτσι, είναι δυνατός με κατάλληλο λογισμικό, ο συνυπολογισμός του κατακόρυφου οπλισμού κορμού στην καμπτική αντοχή του τοιχώματος.
- Αντίθετα, σε λυγηρά τοιχώματα ΚΠΥ με  $\alpha_5 < 2.0$  ο κατακόρυφος οπλισμός κορμού συμβάλλει στη διατμητική αντοχή και υπολογίζεται κατά τον EC8 – 5.5.3.4.3(3). Καθώς όμως για τον υπολογισμό της ικανοτικής τέμνουσας σχεδιασμού απαιτείται η γνώση της καμπτικής αντοχής στη βάση του τοιχώματος (EC8 – 5.5.2.4.1(7)), προκύπτει η ανάγκη επαναληπτικής διαδικασίας για τον υπολογισμό του κατακόρυφου οπλισμού κορμού.
- Υπολογισμός των συνδετήρων περίσφιξης στα άκρα του κρίσιμου ύψους λυγηρών τοιχωμάτων ΚΠΜ και ΚΠΥ: Κατά τον EC8 – 5.4.3.4.2(2) απαιτείται η εξασφάλιση της απαιτούμενης τιμής πλαστιμότητας καμπυλοτήτων ( $\mu_\phi$ ) η οποία πρέπει να υπολογισθεί για τη μέγιστη τιμή του λόγου ( $M_{Ed}/M_{Rd}$ ) στη βάση του τοιχώματος, η οποία προκύπτει για μία από τις ακρότατες τιμές του αξονικού φορτίου.

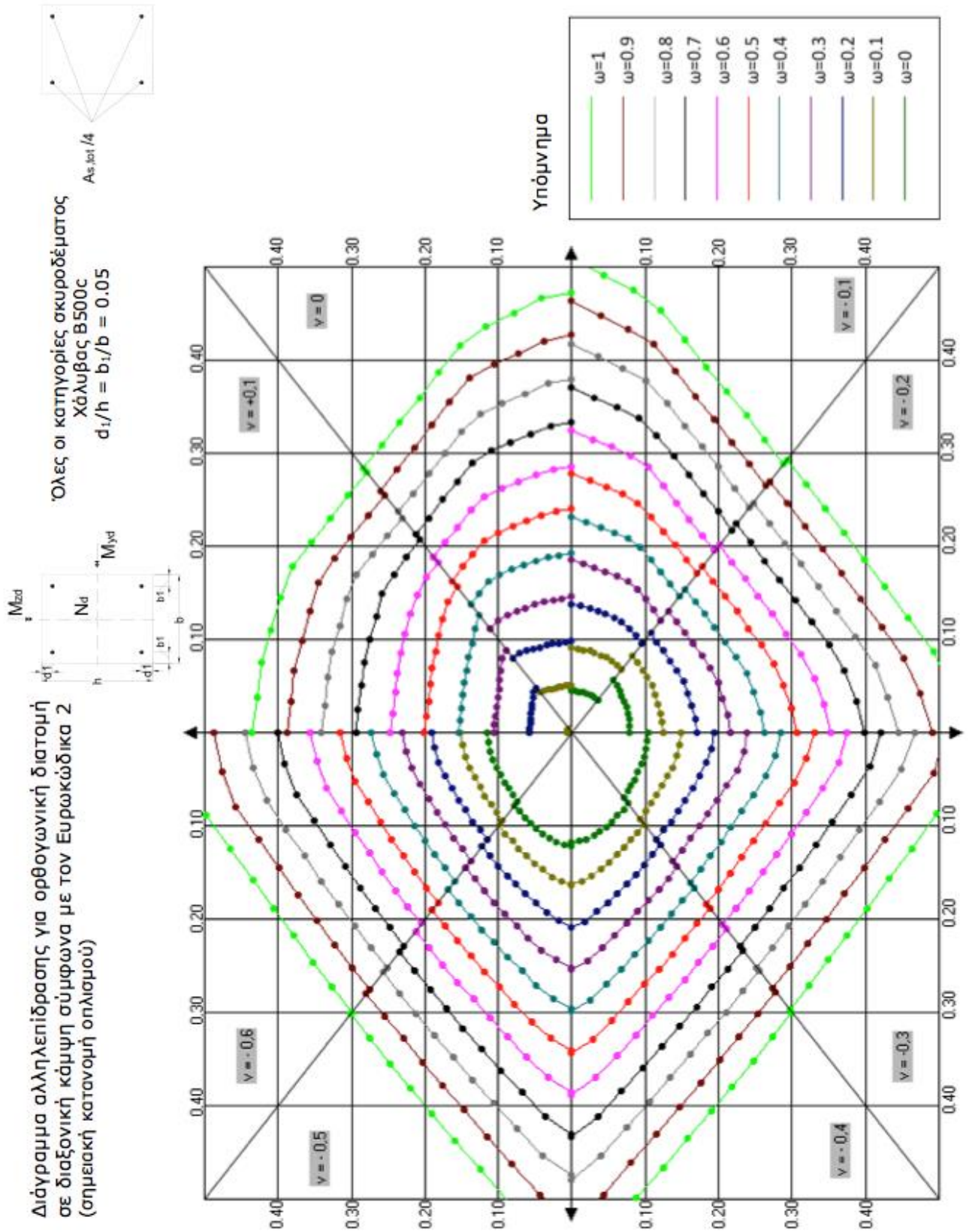


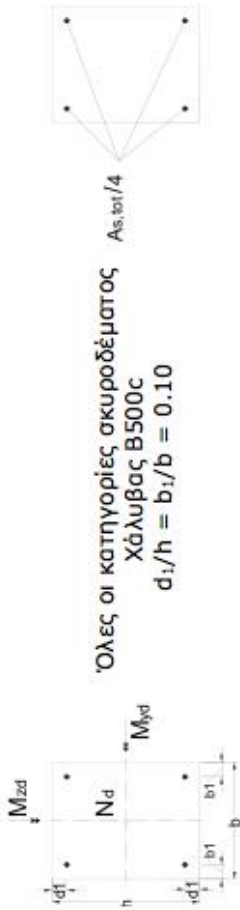
- Οι τοποθετούμενοι συνδετήρες πρέπει να υπερκαλύπτουν την αντίστοιχη τιμή ( $\omega_{wd,req}$ ) του μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού οπλισμού περίσφιξης (EC8 – 5.4.3.4.2(4) η οποία όμως εξαρτάται, εκτός του  $\mu_\phi$ , και από το αξονικό φορτίο.
- Στα τοιχώματα ΚΠΜ και ΚΠΥ που διαστασιολογήθηκαν στο παρόν σύγγραμμα (βλέπε §6.5.5.4(β,γ) και §7.6.5.4(α,β) αντίστοιχα) προέκυψε ότι η μεγαλύτερη τιμή του  $\omega_{wd,req}$  αντιστοιχεί στις ελάχιστες και όχι στις μέγιστες τιμές του λόγου  $M_{Ed}/M_{Rd}$  και της αντίστοιχης  $\mu_\phi$ . Είναι σκόπιμο πάντως να σημειωθεί ότι και στα δύο τοιχώματα, οι μέγιστες τιμές του  $\omega_{wd,req}$  προέκυψαν, όπως είναι αναμενόμενο, για τη μέγιστη σε απόλυτη τιμή θλιπτική αξονική δύναμη.
- Διαστασιολόγηση κόμβων σε κτίρια ΚΠΥ με διπλό δομικό σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό: Βλέπε §7.3.6.1β. Καθώς στα κτίρια αυτά δεν απαιτείται η εξασφάλιση της ανισότητας  $\Sigma M_{Rc} > 1.3\Sigma M_{Rb}$ , ενδέχεται σε κάποιους κόμβους να ισχύει  $\Sigma M_{Rc} < \Sigma M_{Rb}$ . Στην περίπτωση αυτή ο EC8 δεν δίνει τη δυνατότητα διαστασιολόγησης των κόμβων με κατάλληλη μείωση των ροπών διαρροής των εκατέρωθεν δοκών.



**Σχήμα 7.13:** Διαμόρφωση διατομής και διάταξη οπλισμών στο κρίσιμο ύψος του τοιχώματος με σκυρόδεμα C30/37 (Κτίριο ΔΥ2)

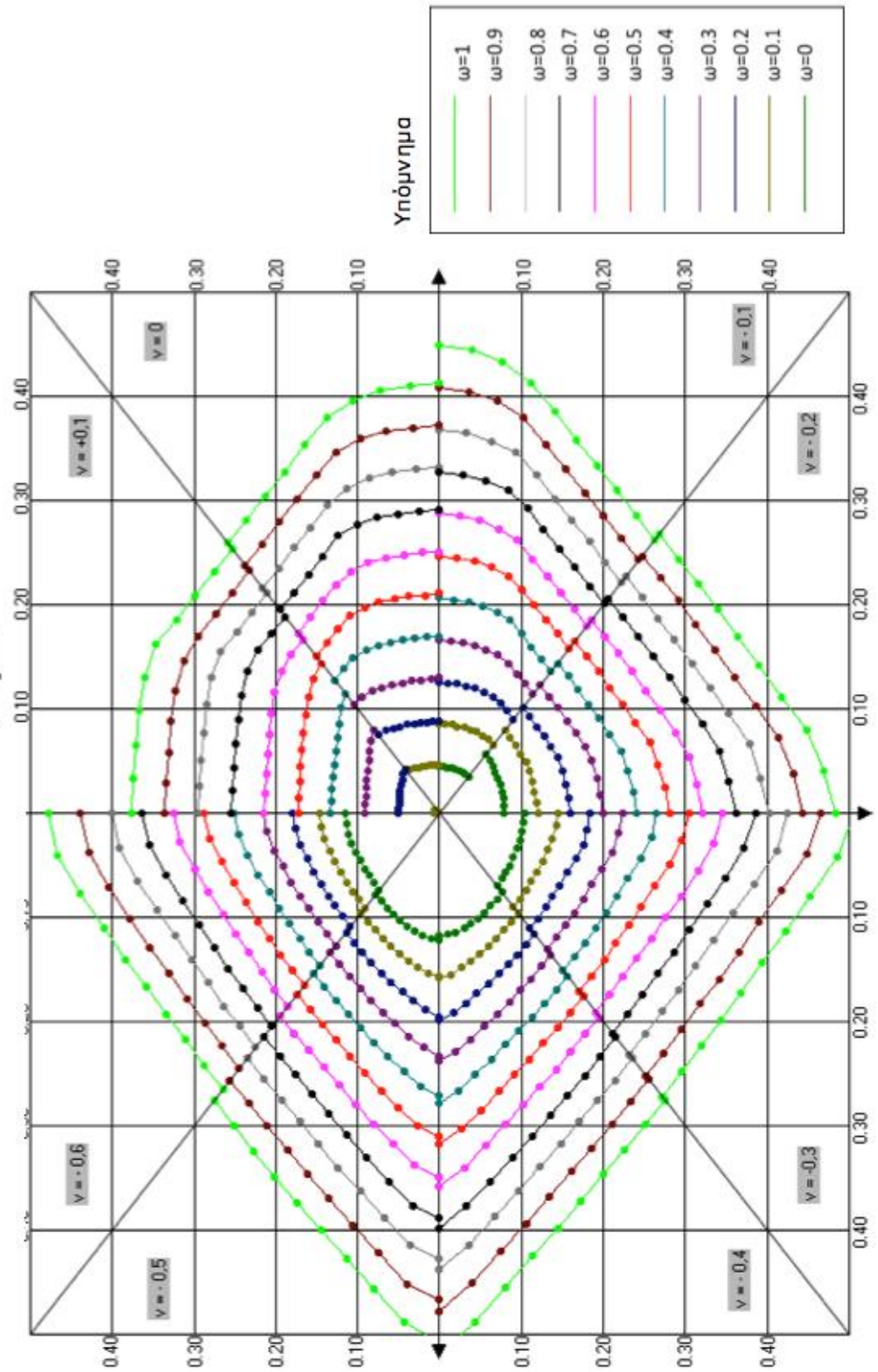
## Παράρτημα Α: Νομογραφήματα διαστασιολόγησης



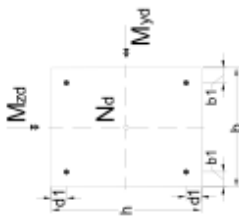


Όλες οι κατηγορίες σκυροδέματος  
Χάλυβας B500c  
 $d_1/h = b_1/b = 0.10$

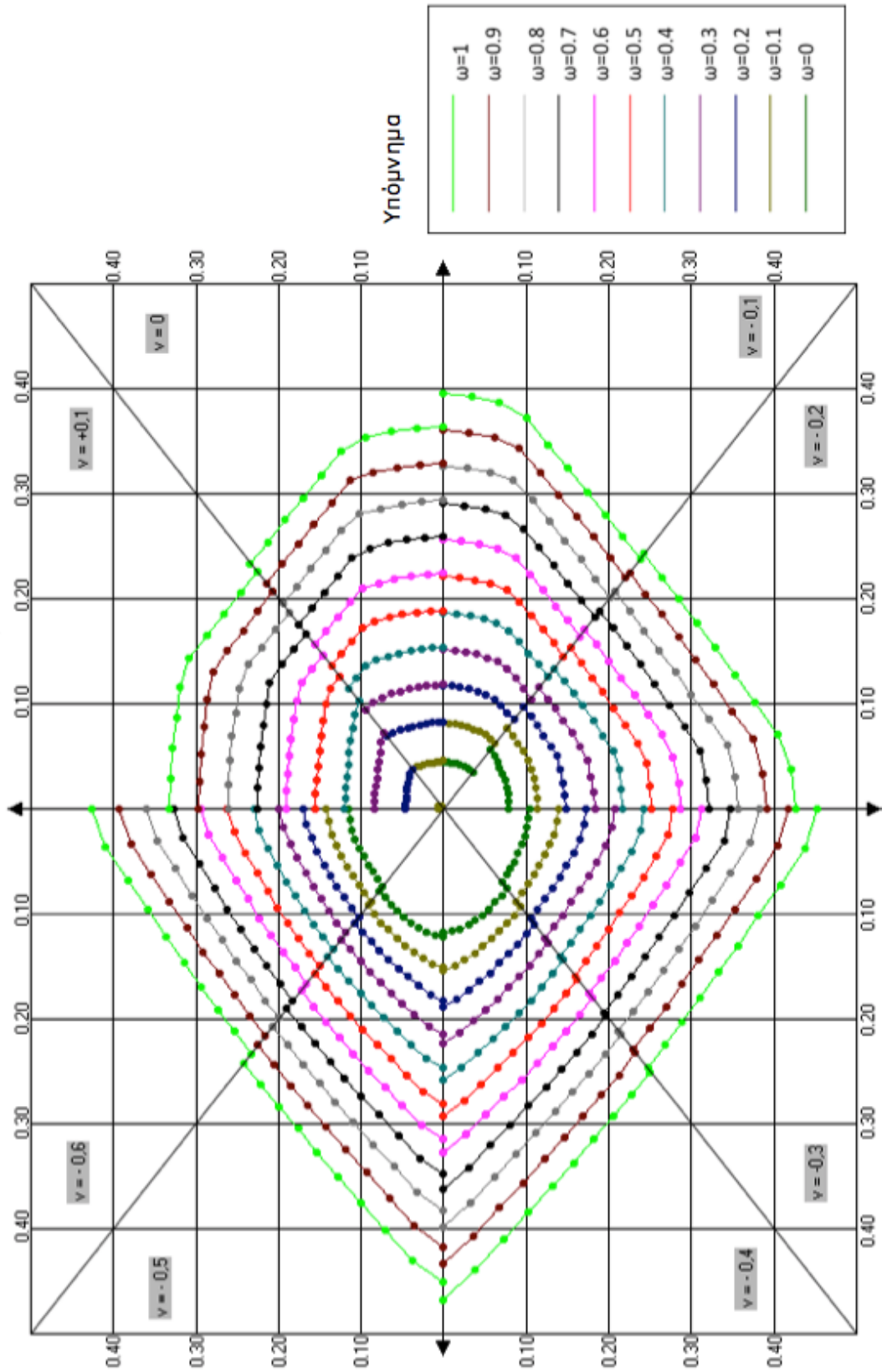
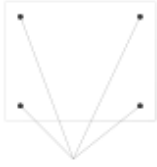
Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για ορθογωνική διατομή σε διαξονική κάμψη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 (σημειακή κατανομή οπλισμού)

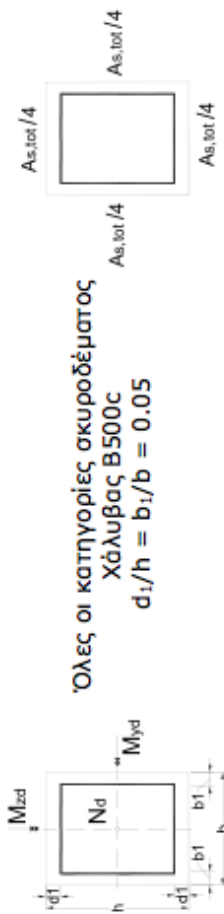


Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για ορθογωνική διατομή σε διαξονική κάμψη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 (σημειακή κατανομή οπλισμού)



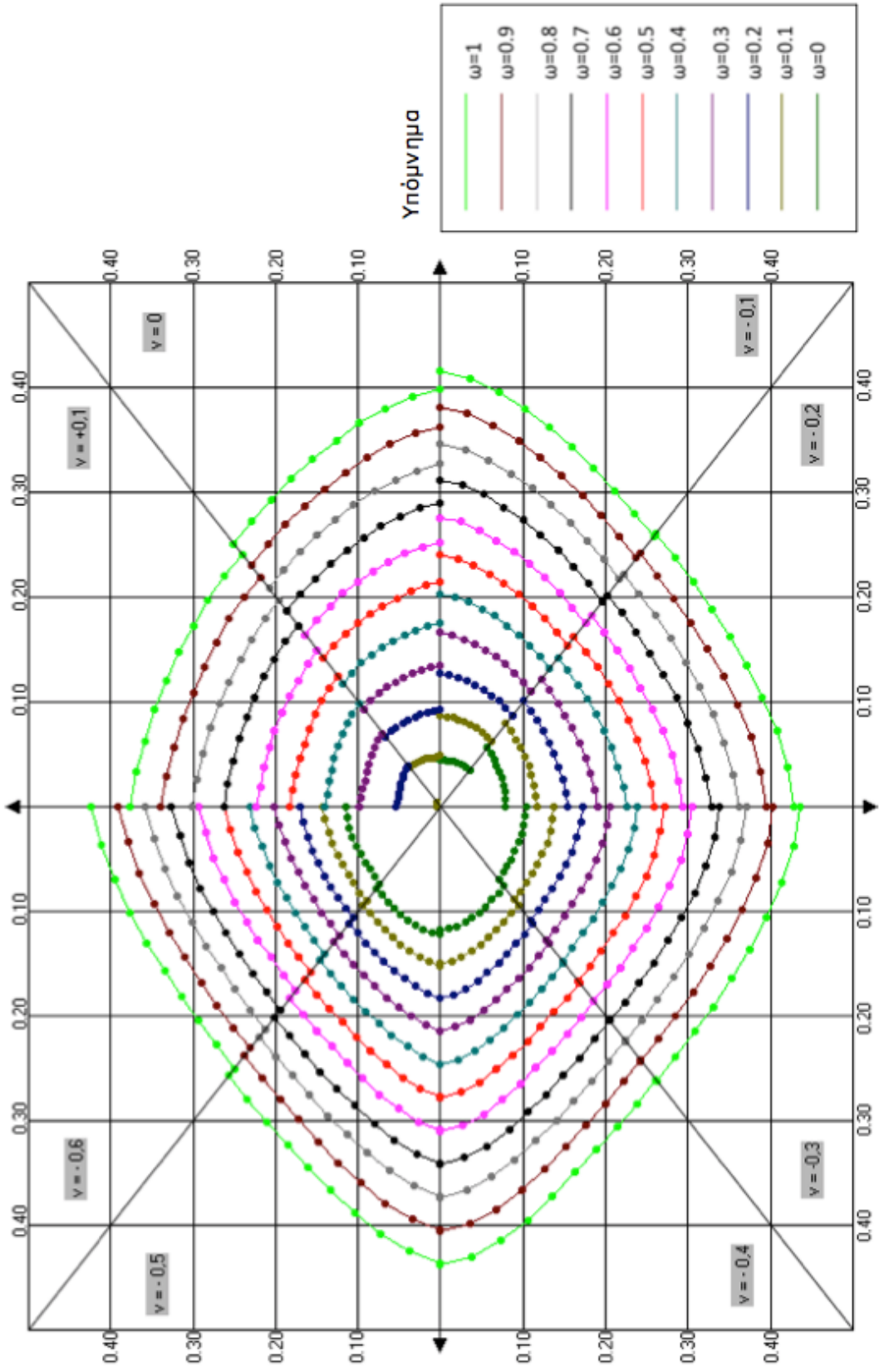
Όλες οι κατηγορίες σκυροδέματος Χάλυβας B500c  $d_1/h = b_1/b = 0.15$

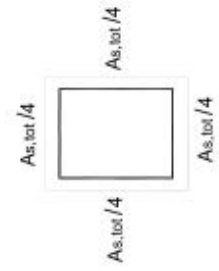




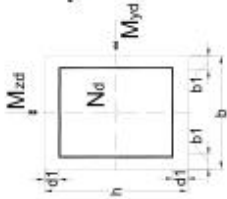
Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για ορθογωνική διατομή σε διαξονική κάμψη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 (διανεμημένη κατανομή οπλισμού)

Όλες οι κατηγορίες σκυροδέματος  
 Χάλυβας B500c  
 $d_1/h = b_1/b = 0.05$

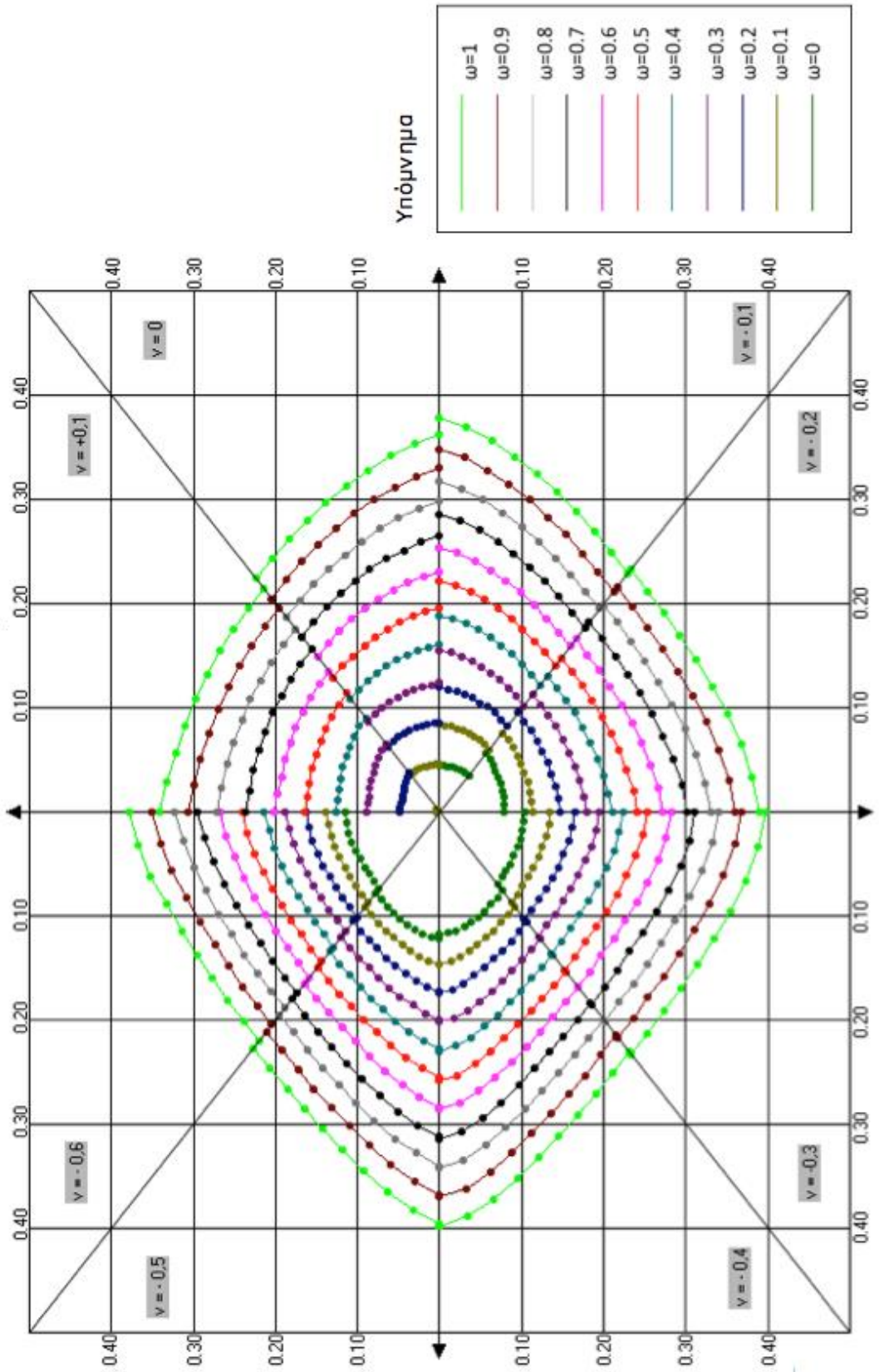




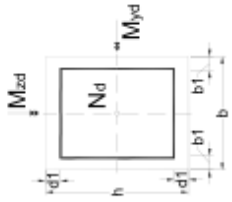
Όλες οι κατηγορίες σκυροδέματος  
Χάλυβας B500c  
 $d_1/h = b_1/b = 0.10$



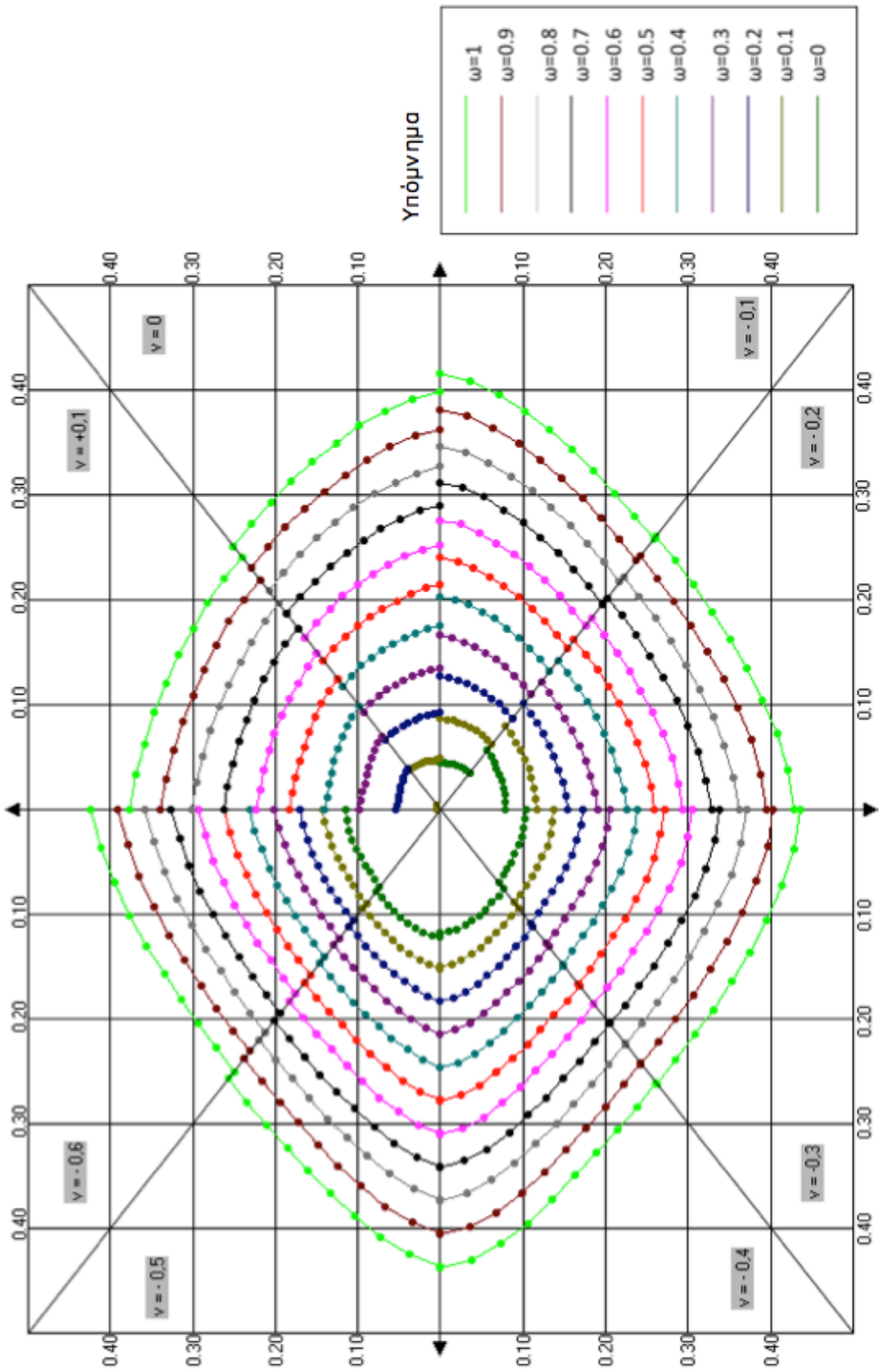
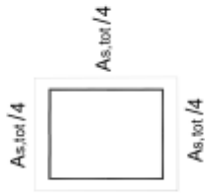
Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για ορθογωνική διατομή  
σε διαξονική κάμψη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2  
(διανεμημένη κατανομή οπλισμού)



Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για ορθγωνική διατομή σε διαξονική κάμψη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 (διανεμημένη κατανομή οπλισμού)



Όλες οι κατηγορίες σκυροδέματος  
Χάλυβας B500c  
 $d_1/h = b_1/b = 0.05$





## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ambarseyes, N.N. and Douglas, J. (2000) "Reappraisal of the Effect of Vertical Ground Motions on Response", Engineering Seismology and Earthquake Engineering, ESEE, Report No. 00-4, Department of Civil Engineering and Environmental Engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine, U.K.
- Ambarseyes, N.N. and Simpson, K.A. (1996a) "Prediction of vertical response spectra in Europe", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24:4, 467-490.
- Ambarseyes, N.N., Simpson, K.A., Bommer, J.J. (1996b) "Prediction of horizontal response spectra in Europe", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25: 371-400.
- Applied Technology Council - ATC (1996) "Improved seismic design criteria for California bridges", Redwood City, California, Report No. ATC-32.
- Applied Technology Council and Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, ATC/MCEER (2003) "Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges", California, Report No. MCEER/ATC-49.
- Athanassiadou, C., Kappos, A., Karakostas, C., Klimis, N., Lekidis, V., Margaris, V., and Theodulidis, N. (2005) "Elastic and inelastic spectra for Greek earthquakes, based on a representative set of records", Earthq. Resistant Engineering Structures V (ERES 2005), WIT Press, 733-743.
- Bertero, V.V. (1988) "State-of-the art report: Ductility based structural design", 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan.
- Blume, J.A., Newmark, N.M. and Corning, L.H. (1961) "Design of multistory reinforced concrete buildings from earthquake motions", Portland Cement Association, Skokie, III, U.S.
- Bommer, J.J. and Pinho R. (2006) "Adapting earthquake actions in Eurocode 8 for performance-based design," Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 35, Issue 1, pp. 39-55.
- Boore D. M. and Bommer J. J. (2005) "Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25, 93-115.
- Bozorgnia Y and Niazi M. (1993) "Distance scaling of vertical and horizontal response spectra of the Loma Prieta earthquake", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 22: 8, 695-707.
- Bozorgniam Y Niazi M and Campbell KW. (1995) "Characteristic of free-field vertical ground motion during the Northridge earthquake", Earthquake Spectra, 11:4, 515-525.
- BSSC (1997a) "FEMA 273: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., U.S.A.
- BSSC (1997b) "FEMA 274: NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., U.S.A.
- BSSC (2000) "FEMA 356: Pre-Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., U.S.A.
- Burdette, N.J., Elnashai, A.S., Franchin, P. and Sextos, A.G. (2008) "The effect of asynchronous earthquake motion on complex bridges. Part 1: Methodology and input motion", Journal of Bridge Engineering, ASCE, 13(2), 158-165.
- Caltrans Seismic Advisory Board Ad Hoc Committee on Soil-Foundation-Structure Interaction - CSABAC, (1999) "Seismic Soil-Foundation-Structure Interaction", Final report prepared for California Department of Transportation.
- CEN -Comité Européen de Normalisation (2004a) "European Standard EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", Brussels.

- CEN -Comité Européen de Normalisation (2004a) "European Standard EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", Brussels.
- CEN -Comité Européen de Normalisation (2004b) European Standard EN 1998-5:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 5: Foundations, retaining structures, geotechnical aspects", Brussels.
- CEN -Comité Européen de Normalisation (2005a) European Standard EN 1998-2:2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges", Brussels.
- Chryssanthopoulos, M.K., C. Dymiotis, and A.J. Kappos "Probabilistic evaluation of behaviour factors in EC8-designed R/C frame.", *Engineering Structures* 22 (2000), 1028-1041.
- Clough R.W. (1966) "Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements", Report No. 66-16, Structural Engineering Laboratory, Berkeley, University of California.
- Clough, R. W., and Penzien, J. (1993) "Dynamics of Structures", McGraw-Hill, New York.
- Deodatis, G. (1996) "Simulation of ergodic multi-variate stochastic processes", *Journal of Engineering Mechanics*, 122 (8), 778-787.
- Der Kiureghian, A. & A. Neuenhofer (1992) "Response Spectrum method for multiple support excitations", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, 713-740.
- Fardis, M. (Editor), Carvalho, E. (Editor), Elnashai, A. (Editor) and Faccioli, E. (2005) "Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5", Thomas Telford, Ltd, London, U.K.
- Fardis, M.N. (2009). "Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings based on EN Eurocode 8", Springer.
- fib (2006) [fédération internationale du béton] "Structural Solutions for Bridge Seismic Design and Retrofit - A State of the Art", fib T.G. 7.4.
- Gasparini D. A. and Vanmarcke E. H. (1976) "Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra", Department of Civil Engineering, Research Report R76-4, Massachusetts, Institute of Technology.
- Iervolino I., Maddaloni G. and Cosenza E. (2008) "Eurocode 8 Compliant Real Records sets for seismic analysis of structures", *Journal of Earthquake Engineering*, 12(1), 54-90.
- Japan Society of Civil Engineers (2000) "Earthquake Resistant Design Codes in Japan", Tokyo.
- Kappos A.J., Kyriakakis, P. and Athanassiadou, C.J. (1998) "Site-dependent inelastic spectra and ductility-based behaviour factors for Greece", 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Paris, Sep. 1998, CD ROM Proceedings.
- Kappos, A.J. (1999) "Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies", *Engineering Structures*, 21, 823-835.
- Kappos, A.J. and Panagopoulos, G. (2004) "Performance-based seismic design of 3d R/C buildings using inelastic static and dynamic analysis procedures", *ISET Journal of Earthquake Technology*, Special Issue: Performance-Based Seismic Design (Edited by MJN Priestley), 41(1), 141-151.
- Karakostas, C.Z., Athanassiadou, C.J. Kappos, A.J. and Lekidis, V.A., (2006) "Site-dependent design spectra and strength modification factors, based on records from Greece", submitted to *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*.
- Loh, C.H. & Lee, S.Z. (1990) "Aseismic displacement analysis of multi-supported bridge to multiple excitations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 9 (1), 25-33.
- Lubkiwski, Z. & Duan, X. (2001) "EN1998: Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance", *Proceedings of ICE, Civil Engineering* 144, 55-60.

- Miranda E. (1993) "Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 119, 1319–1338.
- Miranda E. and Bertero V.V. (1994) "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. Earthquake Spectra", 10, 357–379.
- Mukherjee S. and Gupta V. K. (2002) "Wavelet-based characterization of design ground motions", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(5), 1173-1190.
- Naeim F. (2001) "Earthquake excitation and response of buildings", *Encyclopaedia of vibrations*, Author: Braun S. G., Academic Press.
- Newmark and Hall (1982) "Earthquake Spectra and Design; Engineering Monographs on Earthquake Criteria, Structural Design, and Strong Motion Records" Vol 3, *Earthquake Engineering Research*.
- Newmark NM, Blume JA and Kapur KK. (1973) "Seismic design spectra for nuclear power plants," *J. Power Div.*, 99, 287-303.
- Penelis, G. and Kappos, A. (1997) "Earthquake resistant concrete structures", E & FN Spon, U.K.
- Rey, J., Faccioli, E. and Bommer, J.J. (2002) "Derivation of design soil coefficients (S) and response spectral shapes for Eurocode 8 using the European Strong-Motion Database", *Journal of Seismology*, 6(4), 547–555.
- Sandi, H. (1982) "Seismic Vulnerability and seismic intensity", *Proc. 7 ECEE*, Athens, 2, 431-438.
- Sextos, A. (2005) "A computer interface for the asynchronous seismic excitation of bridges simulated in ANSYS", 23rd CADFEM Users' Meeting 2005, International Congress on FEM Technology with ANSYS CFX & ICEM CFD Conference, Bonn, Germany
- Sextos, A., Kappos, A. and Kollias, V. (2006) "Computing a 'reasonable' spatially variable earthquake input for extended bridge structures", 1<sup>st</sup> European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Paper No. 1601.
- Sextos, A., Pitilakis, K. and Kappos, A. (2003) "A global approach for dealing with spatial variability, site effects and soil-structure-interaction for non-linear bridges: Part 1: Methodology and analytical tools", *Earthquake Engineering Structural Dyn*, 32, 607-629.
- Shinozuka, M. (1972) "Monte Carlo Solution of Structural Dynamics", *Computers and Structures*, 2, 855-874.
- Shinozuka, M. (1987) "Stochastic fields and their digital simulation, in *Stochastic Methods in Structural Dynamics*", [Eds. G.I. Schuëller and M. Shinozuka], Martinus Nijhoff, Dordrecht, The Netherlands.
- Tolis, S. and Faccioli, E. (1999) "Displacement design spectra", *Journal of Earthquake Engineering*, 3(1), 107-125.
- Vidic T, Fajfar P, Fischinger M. (1994) "Consistent inelastic design spectra: strength and displacement", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23, 507–521.
- Wiegel, R.L. (1970) "Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Englewood Cliffs.
- Zerva, A. (1992) "Seismic Ground Motion Simulations from a class of spatial Variability models", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, 351-361.
- Αθανασιάδου, Χ. (2008) «Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς πολυώροφων κτιρίων από Ο/Σ σχεδιασμένων με βάση τους ισχύοντες ελληνικούς κανονισμούς», *Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας 5–7 Νοεμβρίου*, Άρθρο 2059.
- Καλδέρης, Π., και Χ. Ζέρης, «Ανελαστικός σχεδιασμός και απόκριση δύο κτιρίων ΟΣ Χαμηλής Πλαστιμότητας σε ζώνη υψηλής σεισμικότητας», 15ο Ελληνικό Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, Αλεξανδρούπολη (2006).
- Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας - Ο.Α.Σ.Π.(2000) «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός Ε.Α.Κ.2000», Αθήνα.

- Σέξτος, Α. (2001) «Επιρροή της χωρικής μεταβλητότητας της σεισμικής κίνησης, των τοπικών εδαφικών συνθηκών και της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-ανώδομής, στην ανελαστική δυναμική ανάλυση γεφυρών από Ο/Σ», Διδακτορική διατριβή, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
- Τσερτικίδου, Δ. (2010) «Διαγράμματα σχεδιασμού διατομών Ο/Σ σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2», Διπλωματική εργασία υπό την επίβλεψη των Κ.Α. Στυλιανίδη, Χ. Ιγνατάκη και Α. Σέξτου, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη, 2010.
- Φαρδής, Μ. (2006) «Προοπτικές για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό Κτιρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος», 14<sup>ο</sup> Συνέδριο Σκυροδέματος, Αλεξανδρούπολη.
- Φαρδής, Μ. (2006) «Προοπτικές για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό Κτιρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος», 14<sup>ο</sup> Συνέδριο Σκυροδέματος, Αλεξανδρούπολη.
- Φαρδής, Μ. (2007) «Το Ευρωπαϊκό Πρότυπο Ευρωκώδικας 8: «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών», Σεμινάριο, Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Κύπρου, Τμήμα Πάφου.