

ΕΓΧΕΙΡΙΔΙΟ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ (ΟΣΚΑ)

Ευρωκώδικες 2 & 8



Φεβρουάριος 2011



TEXNIKOΣ ΟΙΚΟΣ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ Καρτερού 60, 71201 Ηράκλειο - Τηλ.: 2810.332684 www.tol.com.gr info@tol.com.gr

Copyright © 2008-2011

Απαγορεύεται οποιαδήποτε μερική ή ολική ανατύπωση, αναδημοσίευση, φωτοτύπηση ή αναπαραγωγή με άλλο τρόπο ολόκληρου του παρόντος ή μέρους του, χωρίς την σύμφωνη γνώμη και την γραπτή άδεια του εκδότη.

Το περιεχόμενο του κειμένου, αντιστοιχεί στην τελική έκδοση του προϊόντος λογισμικού που συνοδεύει, όποτε αυτό είναι δυνατό. Το περιεχόμενο του τεύχους αυτού είναι δυνατό να αλλάξει από τον εκδότη χωρίς προειδοποίηση. Ο εκδότης δεν φέρει καμία ευθύνη για την πληρότητα ή και την ορθότητα του κειμένου και δεν φέρει καμία ευθύνη για τυχόν ζημία ή απώλεια οποιουδήποτε είδους που οφείλεται στο περιεχόμενο αυτού του τεύχους.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. Εισαγωγή			
2. Κανονισμοί – Μονάδες Μέτρησης	5		
3. Κατηγορίες Δομικών Στοιχείων Ο/Σ στο ΟΣΚΑ	6		
4. Δράσεις σχεδιασμού	7		
4.1 Περιπτώσεις φόρτισης	7		
4.2 Συνδυασμοί δράσεων	7		
4.3 Ανάλυση συνδυασμού δράσεων με σεισμό	7		
4.3.1 Στοιχεία υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη: Υποστυλώματα / Τοιχώματα	7		
4.3.1.1 Έλεγχοι σε κάμψη	7		
4.3.1.2 Έλεγχοι σε διάτμηση	13		
4.3.2 Στοιχεία υπό μονοαξονική κάμψη: Δοκοί	14		
4.3.3 Στοιχεία σύνθετης λειτουργίας: Πέδιλα / Τοιχώματα υπογείου	15		
4.4 Μεγέθη σχεδιασμού βάσει των ελέγχων ικανοτικού σχεδιασμού	15		
4.4.1 Τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού δοκών και υποστυλωμάτων	15		
4.4.1.1 Υπολογισμός τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού δοκών	15		
4.4.1.2 Υπολογισμός τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού υποστυλωμάτων	21		
4.4.2 Υπολογισμός τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού τοιχωμάτων και μεγάλων ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων	22		
4.4.2.1 Υπολογισμός τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού πλάστιμων τοιχωμάτων	22		
4.4.2.2 Υπολογισμός τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού μεγάλων ελαφρώς οπλισμένων τοιχώμάτων	26		
4.4.3 Υπολογισμός ροπών ικανοτικού σχεδιασμού πλάστιμων τοιχωμάτων	26		
4.4.4 Ικανοτικός σχεδιασμός κόμβων	31		
5. Έλεγχοι Δομικών Στοιχείων Ο/Σ	41		
5.1 Γενικά	41		
5.2 Πλάκες	41		
5.3 Στοιχεία υπό προέχουσα μονοαξονική κάμψη: Δοκοί	42		
5.3.1 Έλεγχος σε κάμψη	42		
5.3.2 Έλεγχος σε διάτμηση	44		
5.3.3 Έλεγχος σε στρέψη	59		
5.3.3.1 Γενικά	59		
5.3.3.2 Διαδικασία ελέγχου σύμφωνα με τον ΕΚ2	59		
5.3.3.3 Παραδοχές του ΟΣΚΑ για τον έλεγχο σε στρέψη	61		
5.3.4 Πρόσθετοι έλεγχοι πεδιλοδοκών	63		
5.3.4.1 Έλεγχοι πεδιλοδοκού για λειτουργία στην εγκάρσια διεύθυνση	63		

5.3.4.2	Έλεγχος τάσεων στη διιεπιφάνεια εδάφους-πεδιλοδοκού	64
5.4 Στοιχείο	ι υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη: Υποστυλώματα / Ί	οιχώματα64
5.4.1 Γενι	κά	64
5.4.2 Έλε	γχοι των υποστυλωμάτων	65
5.4.2.1	Έλεγχος σε κάμψη	66
5.4.2.2	Έλεγχος σε διάτμηση	67
5.4.2.3	Έλεγχος για φαινόμενα β' τάξης - Λυγισμός	70
5.4.2.4	Έλεγχος επάρκειας της επιφάνειας σκυροδέματος	82
5.4.2.5	Έλεγχος περίσφιγξης	82
5.4.2.6	Έλεγχος κοντού υποστυλώματος	89
5.4.3 Έλε	γχοι των επίπεδων πλάστιμων τοιχωμάτων	93
5.4.3.1	Έλεγχος σε κάμψη	93
5.4.3.2	Έλεγχος σε διάτμηση	94
5.4.3.3	Έλεγχος για φαινόμενα β' τάξης – Λυγισμός	104
5.4.3.4	Έλεγχος περίσφιγξης των άκρων	105
5.4.4 Έλε	γχοι των σύνθετων τοιχωμάτων του χώρου	110
5.4.4.1	Έλεγχος σε διάτμηση	110
5.4.4.2	Έλεγχος σε κάμψη	111
5.4.5 Μεγ	άλα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα	113
5.5 Στοιχείο	α σύνθετης λειτουργίας: Πέδιλα / Τοιχώματα υπογείου	118
5.5.1 Γενι	κά	118
5.5.2 Έλε	γχοι των πεδίλων	119
5.5.2.1	Προσδιορισμός μεγεθών σχεδιασμού	119
5.5.2.2	Έλεγχος σε ανατροπή	129
5.5.2.3	Έλεγχος υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους	129
5.5.2.4	Έλεγχος αντοχής του σώματος του πεδίλου	130
5.5.3 Έλε	γχοι των τοιχωμάτων υπογείου	134
5.5.3.1	Έλεγχος εδραζόμενων τοιχωμάτων υπογείου	134
5.5.3.2	Έλεγχος μη εδραζόμενων τοιχωμάτων υπογείου	139
5.6 Κομβοι	δοκών-υποστυλωμάτων	139
5.7 Έλεγχο	ς σε διάτρηση	146
6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑ	ΦIA	159

1. Εισαγωγή

Το ΟΣΚΑ (**Ο**πλισμένο **Σκ**υρόδεμα) είναι το υποπρόγραμμα του προγράμματος ΡΑΦ αντικείμενο του οποίου είναι, οι έλεγχοι επάρκειας δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος, όπως αυτοί προδιαγράφονται από τον Ευρωκώδικα 2 (ΕΚ2) και τον Ευρωκώδικα 8 (ΕΚ8). Η εκτέλεση του ΟΣΚΑ από τον χρήστη μπορεί να είναι καθολική, δηλαδή να γίνει με μία εντολή για όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής), ή επιλεκτική δηλαδή να γίνει ειδικά για τον επανέλεγχο ενός συγκεκριμένου στοιχείου.

Η γενική φιλοσοφία του ΟΣΚΑ είναι ενταγμένη στην κεντρική φιλοσοφία του ΡΑΦ, και συνίσταται στον έλεγχο αντοχής των οπλισμένων από το χρήστη δομικών στοιχείων, και όχι στον υπολογισμό του απαιτούμενου οπλισμού τους από το πρόγραμμα («διαστασιολόγηση»). Πιο συγκεκριμένα, η κλασσική φιλοσοφία της διαστασιολόγησης συνίσταται στην προεπιλογή των διαστάσεων των διατομών σκυροδέματος από τον χρήστη και στον εν συνεχεία υπολογισμό του απαιτούμενου οπλισμού (τόσο όσον αφορά στο συνολικό εμβαδόν του, όσο και στην διάταξη του) τους από το πρόγραμμα. Αντίθετα η φιλοσοφία του ΟΣΚΑ είναι προσανατολισμένη στο να μεταβιβάζει στον χρήστη/μελετητή την πρωτοβουλία των κινήσεων για τον προσδιορισμό της διάταξης όπλισης ενός δομικού στοιχείου (και του συνολικού εμβαδού του οπλισμού αυτού), και επικεντρώνει τους υπολογισμούς στο να ελέγξει αν η επιλεγμένη διάταξη είναι επαρκής με βάση τις διατάξεις των κανονισμών. Έτσι ως τελικό εξαγώμενο κάθε ενός από τους ελέγχους αντοχής, είναι ο *Λόγος Εξάντλησης* της αντοχής της οπλισμένη διατομή, προς την αντίστοιχη αντοχή της.

Οι δυνατότητες γραφικών απεικονίσεων του ΡΑΦ δίνουν τη δυνατότητα να είναι διαθέσιμη και μία εποπτική εικόνα των τιμών των λόγων εξάντλησης σε όλο το κτίριο. Έτσι τα αποτελέσματα του ΟΣΚΑ μπορούν να αξιολογηθούν πολύ γρήγορα, και μάλιστα να αξιολογηθούν ξεχωριστά για κάθε μία από τις κατηγορίες ελέγχων των κανονισμών (π.χ. έλεγχοι αντοχής σε κάμψη, διάτμηση, στρέψη κ.τ.λ.).

Εφόσον από τη διαδικασία ενός ελέγχου αντοχής (π.χ. του ελέγχου σε κάμψη) προκύψουν λόγοι εξάντλησης μεγαλύτεροι της μονάδας, κάτι που σημαίνει ανεπάρκεια της οπλισμένης διατομής για τον συγκεκριμένο έλεγχο, τότε ο μελετητής μπορεί να τροποποιήσει την διάταξη όπλισης και να εκτελέσει ξανά τον έλεγχο με τα μεγέθη έντασης (δράσεις) από την ήδη περατούμενη ανάλυση, χωρίς να την επαναλάβει. Κάτι τέτοιο είναι επιτρεπτό αφού εντός των πλαισίων των παραδοχών των ισχύοντων κανονισμών, τα αποτελέσματα μίας ανάλυσης δεν μεταβάλλονται αν αλλάξει η διάταξη και το εμβαδόν του οπλισμού των δομικών στοιχείων, αλλά μόνον αν αλλάξουν οι διαστάσεις τους. Στηριγμένο στην παραδοχή αυτή, το PAΦ είναι οργανωμένο με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε ο μελετητής να μπορεί να εκτελεί τους ελέγχους μίας διατομής (στην ουσία να εκτελεί το ΟΣΚΑ) όσες φορές επιθυμεί και για όσες διαφορετικές οιατάξεις όπλισης της συγκεκριμένης επιλεχθείσας διατομής είναι απαραίτητο έως ότου επιτύχει την επιθυμήτη για αυτόν τιμή του λόγου εξάντλησης. Για να υπάρχει η δυνατότητα της ευέλικτης επιλογής διαφορετικών διατάξεων όπλισης για μία διατομή, το PAΦ έχει ενσωματωμένη και κατάλληλα οργανωμένη μία βιβλιοθήκη διατομών δομικών στοιχείων

οπλισμένου σκυροδέματος στις οποίες αντιστοιχούν διάφορες διατάξεις όπλισης. Οι διατομές αυτές έχουν προενσωματωμένη μία σειρά από διαφορετικές διατάξεις όπλισης. Επειδή όμως το πρόγραμμα στηρίζεται στην πρωτοβουλία του μελετητή, τόσο οι διατομές της βιβλιοθήκης όσο και οι διατάξεις όπλισης τους μπορούν να εμπλουτιστούν από αυτόν. Έτσι π.χ. για μία υπάρχουσα διατομή, υπάρχει η δυνατότητα προσθήκης και όσων άλλων διατάξεων όπλισης είναι επιθυμητό πέραν των προενσωματωμένων. Επιπλέον, υπάρχει η δυνατότητα προσθήκης και νέων διατομών με διαστάσεις διαφορετικές από αυτές που έχουν οι υπάρχουσες στη βιβλιοθήκη. Έτσι επιτυγχάνεται ο προοδευτικός εμπλουτισμός της βιβλιοθήκης διατομών με όσες διατομές χρησιμοποιεί ο χρήστης στις μελέτες του.

2. Κανονισμοί – Μονάδες Μέτρησης

Κανονισμοί

Καλύπτονται πλήρως οι διατάξεις των Κανονισμών:

- (α) ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 0: για τους συνδυασμούς δράσεων.
- (β) <u>ΕΥΡΟΚΩΔΙΚΑΣ 1</u>: για τις τιμές των φορτίων των κτιρίων.
- (γ) ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 2: για τον έλεγχο των διατομών των δομικών στοιχείων των κτιρίων.
- (δ) <u>ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8</u>: για τον αντισεισμικό υπολογισμό, τους ικανοτικούς ελέγχους και τους γενικούς ελέγχους των κτιρίων.

Μονάδες μέτρησης

Οι μονάδες μέτρησης που χρησιμοποιούνται στηρίζονται στο Διεθνές Σύστημα Μονάδων (S.I.):

Δυνάμεις	kN
Ροπές	kNm
Μετατοπίσεις	m
Στροφές	rad
Μήκη δομικών στοιχείων	m
Γωνίες αξόνων στοιχειών	μοίρες
Θερμοκρασία	°C
Μάζες	t
Κατανεμημένα φορτία ραβδωτών στοιχείων	kN/m
Κατανεμημένα φορτία επιφανειακών	kN/m ²
Τάσεις και Αντοχές	kN/m ²
Ειδικά ή φαινόμενα βάρη	kN/m ³
Δείκτης εδάφους	kN/m ³

3. Κατηγορίες Δομικών Στοιχείων Ο/Σ στο ΟΣΚΑ

Το ΟΣΚΑ είναι οργανωμένο έτσι ώστε να εκτελεί τους ελέγχους δομικών στοιχείων όπως αυτοί προδιαγράφονται από τους ΕΚ2 και ΕΚ8 εφόσον έχει προηγηθεί η όπλιση τους από τον μελετητή. Πρόκειται για την βασική φιλοσοφία του προγράμματος, η οποία δίνει στον μελετητή την πρωτοβουλία των κινήσεων στην επιλογή του οπλισμού και όχι στην παθητική παρακολούθηση από αυτόν των διαδικασιών του προγράμματος. Η δομή του ΟΣΚΑ όσον αφορά τους ελέγχους αντοχής, ακολουθεί την γενική δομή της βιβλιοθήκης του ΡΑΦ. Αυτό σημαίνει ότι οι έλεγχοι αντοχής είναι οργανωμένοι με βάση τους βασικούς τύπους δομικών στοιχείων οι οποίοι είναι οι εξής:

		(1α)	Πλάκες	
(4)	Στοιχεία υπό προέρχουσα μονοαξονική κάμψη	(1β)	Δοκοί ανωδομής	
(1)		(1γ)	Πεδιλοδοκοί	
			Συνδετήριες δοκοί	
			Υποστυλώματα	
(2)	Στοιχεία υπό (2) διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη	(2β)	Επίπεδα πλάστιμα τοιχώματα	
(2)		(2γ)	Μεγάλα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα	
		(2δ)	Σύνθετα τοιχώματα/Πυρήνες	
			Πέδιλα	
(3)	Στοιχεία σύνθετης λειτουργίας	(3β)	Τοιχώματα υπογείου χωρίς έδραση	
		(3γ)	Τοιχώματα υπογείου με έδραση	

Πινακας 3.1 Οργάνωση κατηγοριών δομικών στοιχείων στο ΟΣΚΑ

Οι κατηγορίες αυτές είναι εναρμονισμένες με τις κατηγορίες δομικών στοιχείων που ορίζονται στον ΕΚ8, με εξαίρεση τα μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα τα οποία έχουν προστεθεί και αυτά στην κατηγορία στοιχείων υπό κάμψη με ορθή δύναμη και ελέγχονται από το πρόγραμμα όπως και τα υπόλοιπα.

4. Δράσεις σχεδιασμού

Οι δράσεις σχεδιασμού είναι οι δράσεις (φορτία) με τι οποίες εκτελούνται οι έλεγχοι αντοχής των δομικών στοιχείων. Το ΟΣΚΑ χρησιμοποιεί τους κύριους συνδυασμούς δράσεων που επιβάλλει ο ΕΝ1990 – ΕΚΟ (και υπολογίζονται από το κύριο πρόγραμμα ΡΑΦ) για τα συνήθη κτιριακά έργα, όπως θα παρουσιαστεί στις παραγράφους που ακολουθούν.

4.1 Περιπτώσεις φόρτισης

Λαμβάνονται υπόψη οι παρακάτω περιπτώσεις φόρτισης (δηλ. οι δράσεις όπως κατηγοριοποιούνται από τον EN1990):

(α) <u>Μόνιμες δράσεις **(G)**</u> (ίδια βάρη φέροντος οργανισμού, οργανισμού πλήρωσης, επικαλύψεις, πρόσθετα μόνιμα/ωφέλιμα φορτία κτιρίου).

(β) <u>Μεταβλητές δράσεις (Q)</u> (πρόσθετα μόνιμα και κινητά φορτία κτιρίου).

(γ) <u>Σεισμός **(Ε)**</u> (Τυχηματική δράση) σε τρείς συνιστώσες.

4.2 Συνδυασμοί δράσεων

Προκειμένου να γίνουν οι έλεγχοι αντοχής των δομικών στοιχείων ενός κτιρίου, το ΟΣΚΑ σχηματίζει αυτόματα του απαιτούμενους σύμφωνα με τον ευρωκώδικα ΕΚ0 συνδυασμούς δράσεων. Πρόκειται για τους συνδυασμούς δράσεων έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας (ΟΚΑ) και λειτουγικότητας (ΟΚΛ).-Πιο συγκεκριμένα, σχηματίζονται οι εξής συνδυασμοί:

(α) Συνδυασμός βασικών δράσεων έναντι ΟΚΑ → Με βάση τη σχέση (6.10) και την ομάδα σχεδιασμού Β του ΕΚ0 → 1.35G + 1.50Q

(β) Συνδυασμός τυχηματικών δράσεων με σεισμό έναντι ΟΚΑ → Με βάση τη σχέση (6.12b) του ΕΚ0 → G+ψ₂Q±E

(γ) Βραχυχρόνιος συνδυασμός έναντι ΟΚΛ \rightarrow Με βάση την σχέση (6.14b) του ΕΚΟ \rightarrow **G+Q**

4.3 Ανάλυση συνδυασμού δράσεων με σεισμό

Η ανάλυση των μεγεθών έντασης που προκύπτουν από την σεισμική δράση Ε, παρουσιάζεται ξεχωριστά για τα στοιχεία υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη τα οποία είναι στοιχεία που για τον έλεγχο τους απαιτούνται τρία μεγέθη έντασης (π.χ. υποστυλώματα) και ξεχωριστά για τα στοιχεία υπό μονοαξονική κάμψη τα οποία απαιτούν ένα μέγεθος έντασης (π.χ. δοκοί).

4.3.1 Στοιχεία υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη: Υποστυλώματα / Τοιχώματα

4.3.1.1 Έλεγχοι σε κάμψη

> Σεισμικά μεγέθη από την Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Όταν ο αντισεισμικός υπολογισμός γίνεται στα πλαίσια της συγκεκριμένης μεθόδου τότε – σύμφωνα με το εδάφιο 4.3.2(1)P του ΕΚ8 – το ΡΑΦ εκτελεί αναλύσεις για τέσσερεις διαφορετικές θέσεις της μάζας του κάθε διαφράγματος εκκατέρωθεν του κέντρου μάζας. Η διαδικασία των τεσσάρων αυτών επιλύσεων εκτελείται από το ΡΑΦ σύμφωνα με την

παράγραφο 9.2.3. του εγχειριδίου του, όπου περιγράφονται και αναλυτικά τόσο οι χρησιμοποιούμενες σχέσεις όσο και η αντίστοιχη υπολογιστική διαδικασία.

Δεδομένου ότι είναι τρία τα μεγέθη (Αξονική δύναμη Ν και ροπές M₂, M₃ περί τους τοπικούς άξονες 2, 3 του στοιχείου) με τα οποία γίνεται ο έλεγχος κάμψης των κατακορύφων στοιχείων (Υποστυλώματα, Τοιχώματα) και ο έλεγχος ισορροπίας των πεδίλων (σε ανατροπή, και υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους), προκύπτουν έξι τριάδες μεγεθών σχεδιασμού σε μία θέση ελέγχου (διατομή) και για κάθε μία από τις τέσσερεις θέσεις μάζας, για θετικό και αρνητικό πρόσημο της σεισμική δράσης (+E και –E). Αυτές οι τριάδες δράσεων επαλληλίζονται με τις δράσεις που προκύπτουν από τον συνδυασμό **G+ψ₂Q** και με τον τρόπο αυτό προκύπτουν τα παρακάτω μεγέθη σχεδιασμού του συνδυασμού τυχηματικών δράσεων με σεισμό έναντι ΟΚΑ **G+ψ₂Q±E**:

Πινακας 4.1 Μεγέθη σχεδιασμού για τον έλεγχο κάμψης κατακορύφων στοιχείων & πεδίλων στα πλαίσια της Ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης

ΣΦ	Θέση μάζας	N	M ₂	M ₃
1		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ +exN	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + simult M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,N}$
2	ΘM.1/(+E)	$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ +simult $N_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{+}exM_2$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,M2}$
3		$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ +simult $N_{,M3}$	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + simult M_{2,M3}$	$M_{3,G}$ + $\psi_2 M_{3,Q}$ + $ex M_3$
4		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ -exN	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} \text{-simult} M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} \text{-simult} M_{3,N}$
5	ΘМ.1/(-Е)	$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ -simult $N_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{-}exM_2$	$M_{3,G} \textbf{+} \psi_2 M_{3,Q} \textbf{-} simult M_{3,M2}$
6		$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ -simult $N_{,M3}$	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} \text{-simult} M_{2,M3}$	$M_{3,G}$ + $\psi_2 M_{3,Q}$ - $ex M_3$
7		$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ +exN	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + simult M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,N}$
8	ΘM.2/(+E)	$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ +simult $N_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{+}exM_2$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,M2}$
9		$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ +simult $N_{,M3}$	$M_{2,G} \textbf{+} \psi_2 M_{2,Q} \textbf{+} \textbf{simult} M_{2,M3}$	$M_{3,G}$ + $\psi_2 M_{3,Q}$ + $ex M_3$
10		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ -exN	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{-simult}M_{2,N}$	$M_{3,G}\text{+}\psi_2M_{3,Q}\text{-}\text{simult}M_{3,N}$
11	ΘМ.2/(-Е)	$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ -simult $N_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{-}exM_2$	$M_{3,G} \textbf{+} \psi_2 M_{3,Q} \textbf{-} \textbf{simult} M_{3,M2}$
12		$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ -simult $N_{,M3}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{-}\text{simult}M_{2,M3}$	$M_{3,G}$ + $\psi_2 M_{3,Q}$ - $ex M_3$
13		$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ +exN	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + simult M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,N}$
14	ΘM.3/(+E)	$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ +simult $N_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{+}exM_2$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,M2}$
15		$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ +simult $N_{,M3}$	$M_{2,G} \textbf{+} \psi_2 M_{2,Q} \textbf{+} \textbf{simult} M_{2,M3}$	$M_{3,G}$ + $\psi_2 M_{3,Q}$ + $ex M_3$
16		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ -exN	$M_{2,G} \textbf{+} \psi_2 M_{2,Q} \textbf{-simult} M_{2,N}$	$M_{3,G} \textbf{+} \psi_2 M_{3,Q} \textbf{-simult} M_{3,N}$
17	ΘМ.3/(-Е)	$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ -simult $N_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{-}exM_2$	$M_{3,G} \textbf{+} \psi_2 M_{3,Q} \textbf{-} \textbf{simult} M_{3,M2}$
18		$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ -simult $N_{,M3}$	$M_{2,G} \textbf{+} \psi_2 M_{2,Q} \textbf{-} simult M_{2,M3}$	$M_{3,G}$ + $\psi_2 M_{3,Q}$ - $ex M_3$
19		$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ +exN	$M_{2,G} \textbf{+} \psi_2 M_{2,Q} \textbf{+} simult M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,N}$
20	ΘM.4/(+E)	$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ +simult $N_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{+}exM_2$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,M2}$
21		$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ +simult $N_{,M3}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{+}\text{simult}M_{2,M3}$	$M_{3,G}$ + $\psi_2 M_{3,Q}$ + $ex M_3$
22		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ -exN	$M_{2,G} \textbf{+} \psi_2 M_{2,Q} \textbf{-simult} M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} \text{-simult} M_{3,N}$
23	ΘМ.4/(-Е)	$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ -simult $N_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{-}exM_2$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} - simult M_{3,M2}$
24		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ -simult $N_{,M3}$	$M_{2,G}$ + $\psi_2M_{2,Q}$ -simult $M_{2,M3}$	$M_{3,G}$ + $\psi_2 M_{3,Q}$ -ex M_3

- Οι δείκτες G,Q δείχνουν την προέλευση των μεγεθών έντασης (μόνιμα ή κινητά φορτία)
- Οι δείκτες Ν, Μ2, Μ3 δείχνουν σε ποιού μεγέθους την ακραία τιμή αντιστοιχεί η ταυτόχρονη τιμή (simult) του μεγέθους Ν, Μ2, Μ3. Π.χ. simultM_{2,M3} είναι η πιθανή ταυτόχρονη τιμή της ροπής Μ2 όταν η ροπή Μ3 λαμβάνει την πιθανή ακραία της τιμή.
- Σεισμικά μεγέθη από την μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης

Όταν ο αντισεισμικός υπολογισμός γίνεται στα πλαίσια της συγκεκριμένης μεθόδου τότε – σύμφωνα με το εδάφιο 4.3.2(1)P του EK8 – το PAΦ εκτελεί τέσσερεις στατικές επιλύσεις με τοποθέτηση των οριζοντίων σεισμικών φορτίων έκκεντρα εφαρμοσμένων ως προς το κέντρο μάζας του κάθε διαφράγματος, κατά την διεύθυνση των αξόνων που έχουν επιλεγεί. Η διαδικασία των τεσσάρων αυτών επιλύσεων εκτελείται με τρόπο που περιγράφεται στην παράγραφο 9.3.3. του εγχειριδίου του PAΦ. Και στην παρούσα περίπτωση προκύπτουν για κάθε μία από τις τέσσερεις στατικές επιλύσεις έξι τριάδες μεγεθών έντασης για κάθε διατομή.

Αυτές οι τριάδες δράσεων επαλληλίζονται και πάλι με τις δράσεις που προκύπτουν από τον συνδυασμό **G+ψ₂Q** και με τον τρόπο αυτό προκύπτουν τα παρακάτω μεγέθη σχεδιασμού του συνδυασμού τυχηματικών δράσεων με σεισμό έναντι ΟΚΑ **G+ψ₂Q±E**.

ΣΦ	Συνδυασμός επιλύσεων	N	M ₂	M ₃
1		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ +exN	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + simult M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,N}$
2	"+(Σ ₁₋₃)"	$N_{,G} + \psi_2 N_{,Q} + simult N_{,M2}$	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + ex M_2$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,M2}$
3		$N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q}\text{+}simultN_{,M3}$	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + simult M_{2,M3}$	$M_{3,G}$ + $\psi_2 M_{3,Q}$ +ex M_3
4		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ -exN	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} - simult M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} \text{-simult} M_{3,N}$
5	"-(Σ ₁₋₃)"	$N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q}\text{-simult}N_{,M2}$	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} - exM_2$	$M_{3,G}\text{+}\psi_2M_{3,Q}\text{-simult}M_{3,M2}$
6		$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ -simult $N_{,M3}$	$M_{2,G} \textbf{+} \psi_2 M_{2,Q} \textbf{-} simult M_{2,M3}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} - ex M_3$
7		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ +exN	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + simult M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,N}$
8	"+(Σ ₁₋₄)"	$N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q}\text{+}simultN_{,M2}$	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + ex M_2$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,M2}$
9		$N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q}\text{+}simultN_{,M3}$	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + simult M_{2,M3}$	$M_{3,G}$ + $\psi_2 M_{3,Q}$ + $ex M_3$
10		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ -exN	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} \text{-simult} M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} \text{-simult} M_{3,N}$
11	"-(Σ ₁₋₄)"	$N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q}\text{-simult}N_{,M2}$	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} - exM_2$	$M_{3,G} \textbf{+} \psi_2 M_{3,Q} \textbf{-} simult M_{3,M2}$
12		$N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q}\text{-simult}N_{,M3}$	$M_{2,G} \textbf{+} \psi_2 M_{2,Q} \textbf{-} simult M_{2,M3}$	$M_{3,G} \textbf{+} \psi_2 M_{3,Q} \textbf{-} ex M_3$
13		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ +exN	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + simult M_{2,N}$	$M_{3,G} \textbf{+} \psi_2 M_{3,Q} \textbf{+} simult M_{3,N}$
14	"+(Σ ₂₋₃)"	$N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q}\text{+}\text{simult}N_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{+}exM_2$	$M_{3,G} \textbf{+} \psi_2 M_{3,Q} \textbf{+} simult M_{3,M2}$
15		$N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q}\text{+}simultN_{,M3}$	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + simult M_{2,M3}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + ex M_3$
16		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ -exN	$M_{2,G} \textbf{+} \psi_2 M_{2,Q} \textbf{-} simult M_{2,N}$	$M_{3,G} \textbf{+} \psi_2 M_{3,Q} \textbf{-} simult M_{3,N}$
17	"-(Σ ₂₋₃)"	$N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q}\text{-simult}N_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{-}exM_2$	$M_{3,G}\text{+}\psi_2M_{3,Q}\text{-simult}M_{3,M2}$
18		$N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q}\text{-simult}N_{,M3}$	$M_{2,G} \textbf{+} \psi_2 M_{2,Q} \textbf{-} simult M_{2,M3}$	$M_{3,G}\text{+}\psi_2M_{3,Q}\text{-}exM_3$
19		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ +exN	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + simult M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,N}$
20	"+(Σ ₂₋₄)"	$N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q}\text{+}simultN_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{+}exM_2$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,M2}$
21		$N_{,G}$ + $\psi_2N_{,Q}$ +simult $N_{,M3}$	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + simult M_{2,M3}$	$M_{3,G}$ + $\psi_2 M_{3,Q}$ +ex M_3
22		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ -exN	$M_{2,G}$ + $\psi_2 M_{2,Q}$ -simult $M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} - simult M_{3,N}$
23	"-(Σ ₂₋₄)"	$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ -simult $N_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{-}exM_2$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} - simult M_{3,M2}$
24		$N_{,G}$ + $\psi_2 N_{,Q}$ -simult $N_{,M3}$	$M_{2,G}$ + $\psi_2 M_{2,Q}$ -simult $M_{2,M3}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}-exM_3$

Πινακας 4.2 Μεγέθη σχεδιασμού για τον έλεγχο κάμψης κατακορύφων στοιχείων & πεδίλων στα πλαίσια της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης

Ισχύουν οι ίδιες παρατηρήσεις που ακολουθούν τον προηγούμενο πίνακα

 Τα σύμβολα Σ_{i-j} επισημαίνουν την χωρική επαλληλία (με τον κανόνα SRSS) των μεγεθών έντασης που προκύπτουν από την στατικές επιλύσεις Σ_i και Σ_j. Για περισσότερες λεπτομέρειες βλέπε παράγραφο 9.3.3. του εγχειριδίου θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΡΑΦ.

Μεγέθη μεγάλων ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων (MEOT)

Οδηγίες για τα εντασιακά μεγέθη σχεδιασμού των ΜΕΟΤ δίνονται στην παράγραφο 5.4.2.5 του ΕΚ8. Οι οδηγίες αυτές αφορούν στον υπολογισμό των τεμνουσών σχεδιασμού, αλλά και στον υπολογισμό των αξονικών δυνάμεων με τις οποίες θα πρέπει να γίνει ο έλεγχος κάμψης με

αξονική δύναμη. Εδώ θα γίνει αναφορά για τα μεγέθη σχεδιασμού έναντι διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη, και στην επόμενη παράγραφο για τα μεγέθη ικανοτικού σχεδιασμού έναντι διάτμησης.

Όσον αφορά στα μεγέθη σχεδιασμού έναντι διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη ειδικές οδηγίες δίνονται στο εδάφιο 5.4.2.5(4) του ΕΚ8 αποκλειστικά για τις αξονικές δυνάμεις. Ο λόγος για τον οποίον είναι απαραίτητη η ειδική διαδικασία υπολογισμού των αξονικών δυνάμεων σχεδιασμού των ΜΕΟΤ συνίσταται κατά τον ΕΚ8 σε ένα σκεπτικό το οποίο θα μπορούσε να διατυπωθεί συνοπτικά ως εξής:

Ένα από τα χαρακτηριστικά της σεισμικής συμπεριφοράς των MEOT είναι η δυνατότητα στροφής στερεού σώματος ως προς το έδαφος (rocking) κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η συμπεριφορά αυτή συνεπάγεται μεταξύ άλλων το κλείσιμο των οριζοντίων ρηγμάτων στα επίπεδα των ορόφων, αλλά και την ανασήκωση του στοιχείου θεμελίωσης του MEOT από το έδαφος. Τα φαινόμενα αυτά προκαλούν κατακόρυφες ταλαντώσεις όλου του MEOT ή συγκεκριμένων ορόφων του. Οι επιπτώσεις των ταλαντώσεων αυτών είναι τοπικής σημασίας για το ΜΕΟΤ και όχι για το σύνολο του κτιρίου. Ως μία εκ των βασικών επιπτώσεων είναι η εισαγωγή σημαντικών διακυμάνσεων των τιμών των αξονικών δυνάμεων. Για να ληφθεί υπόψη η διακύμανση αυτή με τρόπο αφενώς απλό και αφετέρου ασφαλή, προτείνεται εξής διαδικασία υπολογισμού των αξονικών δυνάμεων σχεδιασμού των MEOT:

Το τμήμα της αξονικής δύναμης του σεισμικού συνδυασμού δράσεων που αντιστοιχεί στα κατακόρυφα φορτία (G+ψ₂Q) θα πρέπει να αυξάνεται ή να μειώνεται κατά 50% ανάλογα με το αν είναι δυσμενέστερη η αύξηση ή η μείωση. Επομένως η αξονική δύναμη σχεδιασμού των ΜΕΟΤ θα πρέπει να υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$N_{Ed} = \left[\left(N_{G+\psi_2 Q} \right) \pm \frac{\left(N_{G+\psi_2 Q} \right)}{2} \right] \pm N_E \implies N_{Ed} = \frac{(3/2) \cdot \left(N_{G+\psi_2 Q} \right)}{(1/2) \cdot \left(N_{G+\psi_2 Q} \right)} \right] \pm N_E$$

$$\dot{\eta} \qquad (4.1)$$

 $N_{\text{Ed},1} = (3/2) \bullet \left(N_{\text{G} + \psi_2 \text{Q}}\right) \pm N_{\text{E}} \text{ , } N_{\text{Ed},2} = (1/2) \bullet \left(N_{\text{G} + \psi_2 \text{Q}}\right) \pm N_{\text{E}}$

Παρατηρούμε ότι από την διαδικασία αυτή προκύπτουν δύο τιμές της αξονικής δύναμης λόγω κατακόρυφων στατικών φορτίων. Οι τιμές αυτές θα πρέπει να προσαρμοστούν στις τριάδες τιμών με τις οποίες γίνεται ο έλεγχος διαξονικής κάμψης με αξονική δύναμη. Πιο συγκεκριμένα: Όπως παρουσιάστηκε και πιο πάνω στην παρούσα παράγραφο, από την ανάλυση λόγω σεισμού προκύπτουν 6 τριάδες τιμών Ν, Μ₂, M₃. Αυτές οι τιμές επαλληλίζονται διαδοχικά με θετικό και αρνητικό πρόσημο με τις τιμές των αντίστοιχων μεγεθών λόγω των κατακόρυφων στατικών φορτίων, και έτσι προκύπτουν οι 6 τελικές τριάδες μεγεθών σχεδιασμού. Στην περίπτωση όμως των ΜΕΟΤ ορίζονται δύο διαφορετικές τιμές για την αξονική δύναμη με βάση την (4.1). Αυτές οι τιμές θα πρέπει να επαλληλιστούν ξεχωριστά με τις 6 τιμές των αξονικών

τιμών για τον έλεγχο διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη όπως παρουσιάζεται στον ακόλουθο πίνακα:

	Ν	M ₂	M ₃
1	exN	simultM _{2,N}	simultM _{3,N}
2	simultN _{,M2}	exM ₂	simultM _{3,M2}
3	simultN _{,M3}	simultM _{2,M3}	exM ₃
4	-exN	-simultM _{2,N}	-simultM _{3,N}
5	-simultN _{,M2}	-exM ₂	-simultM _{3,M2}
6	-simultN _{,M3}	-simultM _{2,M3}	-exM ₃

Γ

		•	
	Ν	M ₂	M ₃
1	0.5 (N _{,G} + ψ_2 N _{,Q})+exN	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + simult M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,N}$
2	$\textbf{0.5}(N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q})\text{+}simultN_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{+}exM_2$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,M2}$
3	$\textbf{0.5}(N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q})\text{+}simultN_{,M3}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{+}simultM_{2,M3}$	$M_{3,G}$ + $\psi_2 M_{3,Q}$ + $ex M_3$
4	$\textbf{0.5}(N_{,G}\textbf{+}\psi_2N_{,Q})\textbf{-}exN$	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} - simult M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} - simult M_{3,N}$
5	$\textbf{0.5}(N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q})\text{-simult}N_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{-}exM_2$	$M_{3,G}\text{+}\psi_2M_{3,Q}\text{-}simultM_{3,M2}$
6	$\textbf{0.5}(N_{,G}\text{+}\psi_2N_{,Q})\text{-simult}N_{,M3}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{-simult}M_{2,M3}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} - exM_3$
7	1.5 (N _{,G} + ψ_2 N _{,Q})+exN	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{+}simultM_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,N}$
8	$\textbf{1.5}(N_{,G}\textbf{+}\psi_2N_{,Q})\textbf{+}simultN_{,M2}$	$M_{2,G}\text{+}\psi_2M_{2,Q}\text{+}exM_2$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} + simult M_{3,M2}$
9	1.5 (N _{,G} + ψ_2 N _{,Q})+simultN _{,M3}	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} + simult M_{2,M3}$	$M_{3,G}$ + $\psi_2 M_{3,Q}$ + $ex M_3$
10	1.5(N _{,G} + ψ_2 N _{,Q})-exN	$M_{2,G}$ + $\psi_2 M_{2,Q}$ -simult $M_{2,N}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} - simult M_{3,N}$
11	$\textbf{1.5(N}_{,G}\textbf{+}\psi_2N_{,Q}\textbf{)}\textbf{-simultN}_{,M2}$	$\overline{M}_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} - exM_2$	$M_{3,G}$ + $\psi_2M_{3,Q}$ -simult $M_{3,M2}$
12	$\textbf{1.5}(N_{,G}\textbf{+}\psi_2N_{,Q})\textbf{-simult}N_{,M3}$	$M_{2,G} + \psi_2 M_{2,Q} - simult M_{2,M3}$	$M_{3,G} + \psi_2 M_{3,Q} - exM_3$

Σύμφωνα με το εδάφιο 5.4.2.5(5) η παραπάνω διαδικασία υπολογισμού δεν είναι αναγκαίο να γίνει, και επομένως δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η δυναμική αξονική δύναμη αν η χρησιμοποιούμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q δεν υπερβαίνει την τιμή 2. Σημειώνεται τέλος ότι η παραπάνω διαδικασία είναι ίδια είτε η επίλυση γίνει με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης είτε με την μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης.

4.3.1.2 Έλεγχοι σε διάτμηση

Ο έλεγχος διάτμησης των κατακορύφων στοιχείων, ανήκει στους ελέγχους οι οποίοι πραγματοποιούνται με ένα μόνον μέγεθος, την τέμνουσα δύναμη V₂ ή V₃. Έτσι οι αντίστοιχοι συνδυασμοί δράσεων είναι:

ΣΦ	Θέση μάζας	V ₂	V ₃
1	ΘM.1/(+E)	$V_{2,G}\text{+}\psi_2V_{2,Q}\text{+}exV_2$	$V_{3,G}$ + $\psi_2 V_{3,Q}$ +ex V_3
2	ΘМ.1/(-Е)	$V_{2,G}\text{+}\psi_2V_{2,Q}\text{-}exV_2$	$V_{3,G}\text{+}\psi_2V_{3,Q}\text{-}exV_3$
3	ΘM.2/(+E)	$V_{2,G}\text{+}\psi_2V_{2,Q}\text{+}exV_2$	$V_{3,G}$ + $\psi_2 V_{3,Q}$ +ex V_3
4	ΘМ.2/(-Е)	$V_{2,G}\text{+}\psi_2V_{2,Q}\text{-}exV_2$	$V_{3,G}\text{+}\psi_2V_{3,Q}\text{-}exV_3$
5	OM.3/(+E)	$V_{2,G}\text{+}\psi_2V_{2,Q}\text{+}exV_2$	$V_{3,G}$ + $\psi_2 V_{3,Q}$ + exV_3
6	ӨМ.3/(-E)	$V_{2,G}\text{+}\psi_2V_{2,Q}\text{-}exV_2$	$V_{3,G}\text{+}\psi_2V_{3,Q}\text{-}exV_3$
7	ΘM.4/(+E)	$V_{2,G}\text{+}\psi_2V_{2,Q}\text{+}exV_2$	$V_{3,G}$ + $\psi_2 V_{3,Q}$ + exV_3
8	ӨМ.4/(-E)	$V_{2,G} \textbf{+} \psi_2 V_{2,Q} \textbf{-} \textbf{ex} V_2$	$V_{3,G}\text{+}\psi_2V_{3,Q}\text{-}exV_3$

Πινακας 4.3 Μεγέθη σχεδιασμού για τον έλεγχο διάτμησης στοιχείων στα πλαίσια της Ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης

Πινακας 4.4 Μεγέθη σχεδιασμού για τον έλεγχο διάτμησης στοιχείων στα πλαίσια της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης

ΣΦ	Θέση μάζας	V ₂	V ₃
1	"+(Σ1-3)"	$V_{2,G}\text{+}\psi_2V_{2,Q}\text{+}exV_2$	$V_{3,G}\textbf{+}\psi_2V_{3,Q}\textbf{+}exV_3$
2	"-(Σ1-3)"	$V_{2,G}\text{+}\psi_2V_{2,Q}\text{-}exV_2$	$V_{3,G}\text{+}\psi_2V_{3,Q}\text{-}exV_3$
3	"+(Σ1-4)"	$V_{2,G}\text{+}\psi_2V_{2,Q}\text{+}exV_2$	$V_{3,G}$ + $\psi_2 V_{3,Q}$ + exV_3
4	"-(Σ1-4)"	$V_{2,G}\text{+}\psi_2V_{2,Q}\text{-}exV_2$	$V_{3,G}\text{+}\psi_2V_{3,Q}\text{-}exV_3$
5	"+(Σ2-3)"	$V_{2,G}\text{+}\psi_2V_{2,Q}\text{+}exV_2$	$V_{3,G}\text{+}\psi_2V_{3,Q}\text{+}exV_3$
6	"-(Σ2-3)"	$V_{2,G}\text{+}\psi_2V_{2,Q}\text{-}exV_2$	$V_{3,G}\text{+}\psi_2V_{3,Q}\text{-}exV_3$
7	"+(Σ2-4)"	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} + exV_2$	$V_{3,G}$ + $\psi_2 V_{3,Q}$ + exV_3
8	"-(Σ2-4)"	$V_{2,G}\text{+}\psi_2V_{2,Q}\text{-}exV_2$	$V_{3,G}\text{+}\psi_2V_{3,Q}\text{-}exV_3$

4.3.2 Στοιχεία υπό μονοαξονική κάμψη: Δοκοί

Οι έλεγχοι των στοιχείων υπό μονοαξονική κάμψη και υπό διάτμηση, είναι έλεγχοι οι οποίοι εξαρτώνται μόνον από ένα μέγεθος έντασης. Έτσι ισχύουν οι συνδυασμοί για ελέγχους που εκτελούνται με ένα μέγεθος έντασης. Επομένως, τόσο για τις ροπές όσο και για τις τέμνουσες που προκύπτουν από την ανάλυση λόγω σεισμού ισχύουν πίνακες μεγεθών σχεδιασμού ανάλογοι των πινάκων 4.3 και 4.4. Σημειώνεται επίσης ότι και οι έλεγχοι των πεδιλοδοκών έναντι κάμψης και διάτμησης των πτερυγίων τους (που θα παρουσιαστούν στην παράγραφο 5.3.4.1.), είναι επίσης έλεγχοι με ένα μόνον μέγεθος έντασης, και επομένως και για αυτούς ισχύουν τα παραπάνω.

4.3.3 Στοιχεία σύνθετης λειτουργίας: Πέδιλα / Τοιχώματα υπογείου

Πέδιλα

Για τους ελέγχους των πεδίλων απαιτούνται τρία μεγέθη έντασης και έτσι ισχύουν για αυτά οι πίνακες 4.1 και 4.2. Αναλυτική παρουσίαση των ελέγχων των πεδίλων θα γίνει στην παράγραφο 5.5.2.

Τοιχώματα υπογείου με και χωρίς έδραση

Τα τοιχώματα υπογείου όπως θα παρουσιαστεί στην παράγραφο 5.5.3 είναι σύνθετα στοιχεία που απαιτούν ελέγχους ανάλογους των δοκών και των πλακών. Επομένως εντάσσονται στα στοιχεία που ελέγχονται με ένα μέγεθος έντασης. Έτσι και για αυτά ισχύουν πίνακες ανάλογοι των πινάκων 4.3, 4.4.

4.4 Μεγέθη σχεδιασμού βάσει των ελέγχων ικανοτικού σχεδιασμού

Η παρουσίαση των μεγεθών έντασης για τον έλεγχο των δομικών στοιχείων όπως έγινε στις προηγούμενες παραγράφους, αντιστοιχεί στα μεγέθη τα οποία προκύπτουν από την ανάλυση του κτιρίου. Ωστόσο ο ΕΚ8 απαιτεί τον έλεγχο των δομικών στοιχείων και με βάση μεγέθη τα οποία προκύπτουν από διαδικασίες οι οποίες εντάσσονται στις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού. Στις παρακάτω παραγράφους θα δωθεί η διαδικασία υπολογισμού των μεγεθών έντασης ικανοτικού σχεδιασμού, για δοκούς, υποστυλώματα και τοιχώματα. Θα πρέπει αρχικά να διευκρινιστεί ότι τα μεγέθη ικανοτικού σχεδιασμού για δοκούς και στις τέμνουσες και στις ροπές.

4.4.1 Τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού δοκών και υποστυλωμάτων

Ο υπολογισμός των τεμνουσών σχεδιασμού λόγω σεισμού στα πλαίσια του ΕΚ8 πραγματοποιείται με βάση τα όσα παρατίθενται στις παραγράφους 5.4.2.2 για τις δοκούς και 5.4.2.3 για τα υποστυλώματα κτιρίων ΚΠΜ. Όσον αφορά στις δοκούς και στα υποστυλώματα κτιρίων ΚΠΜ Όσον αφορά στις δοκούς και στα υποστυλώματα κτιρίων ΚΠΜ τα όσα περιγράφονται στις συγκεκριμένες παραγράφους με μόνη διαφοροποίηση, τους συντελεστές γ_{Rd} που εισάγονται στις σχέσεις υπολογισμού των τεμνουσών σχεδιασμού (αυτό δηλώνεται στις παραγράφους 5.5.2.1 για τις δοκούς και 5.5.2.2 για τα υποστυλώματα). Για τα δομικά στοιχεία κτιρίων ΚΠΧ τα μεγέθη σχεδιασμού προκύπτουν από τις διατάξεις του ΕΚ2 (και πιο συγκεκριμένα από τα αποτελέσματα της ανάλυσης του κτιρίου). Τα στοιχεία κτιρίων ΚΠΧ δεν αφορούν όμως τον ελληνικό χώρο αφού σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα δεν επιτρέπεται η κατασκευή τους στην Ελλάδα.

4.4.1.1 Υπολογισμός τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού δοκών

Ο υπολογισμός των τεμνουσών σχεδιασμού για τις δοκούς γίνεται με βάση τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού. Έτσι οι τέμνουσες σχεδιασμού συναρτώνται με τις ροπές κάμψης που αναπτύσσονται στα σημεία όπου αναμένεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς (δηλ. στα άκρα τους) θεωρώντας ότι οι τελευταίες είναι ίσες με τις ροπές αντοχής των διατομών των συγκεκριμένων σημείων. Επομένως ο υπολογισμός των τεμνουσών σχεδιασμού γίνεται με βάση την ισορροπία της δοκού υπό: α) το εγκάρσιο (κατακόρυφο) φορτίο που δρα επί της δοκού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού (δηλαδή υπό τα φορτία του συνδυασμου G+ψ₂•Q), και

β) τις ροπές άκρων M_{i,d} που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετικές και αρνητικές διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης (με i=1,2 συμβολίζονται οι ακραίες διατομές της δοκού).

Οι πλαστικές αρθρώσεις θεωρείται ότι σχηματίζονται στα άκρα των δοκών ή (εάν σχηματίζονται εκεί πρώτα) στα κατακόρυφα στοιχεία που συνδέονται με τους κόμβους στους οποίους συνδέονται μονολιθικά τα άκρα της δοκού.

Οι σχέσεις υπολογισμού των τεμνουσών σχεδιασμού των δοκών έχουν την εξής γενική μορφή:

$$maxV_{d}(x) = \frac{Y_{Rd} \cdot \left[M_{Rb,1}^{-} \cdot min\left(1, \frac{\sum M_{Rc,\alpha\rho}}{\sum M_{Rb,\alpha\rho}}\right)_{1} + M_{Rb,2}^{+} \cdot min\left(1, \frac{\sum M_{Rc,\delta}}{\sum M_{Rb,\delta}}\right)_{2}\right]}{L_{cl}} + V_{G+\psi_{2}Q,0}(x)$$
(4.2a)

$$minV_{d}(x) = -\frac{Y_{Rd} \cdot \left[M_{Rb,1}^{+} \cdot min\left(1, \frac{\sum M_{Rc,\alpha\rho}}{\sum M_{Rb,\alpha\rho}}\right)_{1} + M_{Rb,2}^{-} \cdot min\left(1, \frac{\sum M_{Rc,\delta}}{\sum M_{Rb,\delta}}\right)_{2}\right]}{L_{cl}} + V_{G+\psi_{2}Q,0}(x)$$
(4.2β)

- γ_{Rd} είναι συντελεστής που εκφράζει την πιθανή υπεραντοχή λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα, και στην περίπτωση των δοκών ΚΠΜ μπορεί να ληφθεί ίσος με 1.0. Στην περίπτωση των δοκών ΚΠΥ λαμβάνεται ίσος με 1.2 (Εδάφιο 5.5.2.1(3)).
- M_{Rb,i} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής στο άκρο i στην φορά της σεισμικής ροπής κάμψεως που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.
- ΣΜ_{Rc} και ΣΜ_{Rb} είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων και το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συνδέονται στον κόμβο, αντίστοιχα. Η τιμή του ΣΜ_{Rc} πρέπει να αντιστοιχεί στις αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.

Τα παραπάνω παρουσιάζονται εποπτικότερα στο σχήμα που ακολουθεί:



Σχήμα 4.1 Υπολογισμός τεμνουσών λόγω της ανάπτυξης των ροπών αντοχής στα άκρα της δοκού, για δύο φορές της σεισμικής δράσης.

Με βάση την διαδικασία που παρουσιάζεται στο παραπάνω σχήμα, υπολογίζεται το τμήμα των τεμνουσών σχεδιασμού το οποίο αναλογεί στην φόρτιση των άκρων της δοκού από τις ροπές αντοχής των διατομών των συγκεκριμένων άκρων.

Όπως γίνεται κατανοητό διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

```
ΡΑΦ - ΟΣΚΑ
```

 Η περίπτωση κατά την οποία το άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών που συντρέχουν στο ένα άκρο (έστω στο άκρο 1) είναι μεγαλύτερο από το αντίστοιχο άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν στο άκρο αυτό. Δηλαδή:

$$\left(\frac{\sum M_{\text{Rc},\alpha\rho}}{\sum M_{\text{Rb},\alpha\rho}}\right)_1 < 1$$

Στην περίπτωση αυτή, ισχύει:

$$min\!\left(1,\!\frac{\sum\!M_{\text{Rc},\alpha\rho}}{\sum\!M_{\text{Rb},\alpha\rho}}\right)\!=\!\frac{\sum\!M_{\text{Rc},\alpha\rho}}{\sum\!M_{\text{Rb},\alpha\rho}}$$

Επομένως:

$$M_{1,d} = \gamma_{Rd} \bullet M_{Rb,1} \bullet min \left(1, \frac{\sum M_{Rc, \alpha \rho}}{\sum M_{Rb, \alpha \rho}}\right)_1 \Longrightarrow M_{1,d} = \gamma_{Rd} \bullet M_{Rb,1} \bullet \left(\frac{\sum M_{Rc, \alpha \rho}}{\sum M_{Rb, \alpha \rho}}\right)_1$$

2. Η περίπτωση κατά την οποία το άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών που συντρέχουν στο ένα άκρο (έστω στο άκρο 1) είναι μικρότερο από το αντίστοιχο άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν στο άκρο αυτό. Δηλαδή:

$$\left(\frac{\sum M_{\text{Rc},\alpha\rho}}{\sum M_{\text{Rb},\alpha\rho}}\right)_1 > 1$$

Στην περίπτωση αυτή, ισχύει:

$$\min\left(1, \frac{\sum M_{\text{Rc}, \alpha \rho}}{\sum M_{\text{Rb}, \alpha \rho}}\right) = 1$$

Επομένως:

$$M_{1,d} = \gamma_{Rd} \bullet M_{Rb,1} \bullet min \left(1, \frac{\sum M_{Rc,\alpha\rho}}{\sum M_{Rb,\alpha\rho}}\right)_1 \Longrightarrow M_{1,d} = \gamma_{Rd} \bullet M_{Rb,1}$$

Όσον αφορά στό τμήμα της τέμνουσας που προέρχεται από τα κατακόρυφα φορτία, αυτό υπολογίζεται με βάση την παραδοχή ότι στα άκρα της δοκού έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις. Ως εκ τούτου ο υπολογισμός των τεμνουσών V_{G+ψ2Q,0}(x) γίνεται θεωρώντας ότι η δοκός είναι αμφιαρθρωτή και φορτίζεται από το κατακόρυφο φορτίο του συνδυασμού G+ψ₂Q. Δεδομένου ότι στη γενική του μορφή το κατανεμημένο φορτίο των δοκών είναι τραπεζοειδές, ο υπολογισμός των τεμνουσών V_{G+ψ2Q,0}(x) μπορεί να γίνει ομοιομορφοποιώντας το.

Οι παραπάνω υπολογισμοί μπορούν να απλοποιηθούν σημαντικά – <u>και αυτό ακολουθείται από</u> <u>το ΟΣΚ</u> – εφόσον θεωρηθεί γενικώς:

$$\left(\frac{\sum M_{\text{Rc},\alpha\rho}}{\sum M_{\text{Rb},\alpha\rho}}\right)_{i} > 1$$

Εφόσον γίνει αυτή η παραδοχή τότε όπως παρουσιάστηκε και πιο πάνω, θα ισχύει γενικά:

 $M_{i,d} = \gamma_{\mathsf{R}d} \bullet M_{\mathsf{R}b,i}$

Αυτό σημαίνει ότι για τον υπολογισμό των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού δεν απαιτείται η γνώση των ροπών αντοχής των στοιχείων που συντρέχουν στους κόμβους της υπό εξέταση δοκου. Επιπλέον με την παραδοχή αυτή λαμβάνονται οι μέγιστες τιμές των ροπών M_{i,d} και έτσι υπολογίζονται οι μέγιστες τιμές των τεμνουσών σχεδιασμού.

Παράδειγμα

Η ως άνω περιγραφόμενη διαδικασία υπολογισμού των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού για μία δοκό ΚΠΜ παρουσιάζεται με το παρακάτω αριθμητικό παράδειγμα:

Α) Υπολογισμός για την «α» φορά της σεισμικής δράσης



Σημειώνεται εδώ ότι το φορτίο της δοκού λόγω G+ψ₂•Q έχει ομορφοποιηθεί. Επίσης θα πρέπει να σημειωθεί ότι λόγω του ότι το άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων είναι μεγαλύτερο από το άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών και στους δύο κόμβους, ο υπολογισμός των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού για την συγκεκριμένη φορά της σεισμικής δράσης δεν εξαρτάται από τις ροπές αντοχής των στοιχείων που συντρέχουν στους κόμβους της υπό εξέταση δοκού.



B) Υπολογισμός για την «β» φορά της σεισμικής δράσης

Λόγω του ότι και για την συγκεκριμένη φορά του σεισμού το άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων είναι μεγαλύτερο από το άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών και στους δύο κόμβους, ο υπολογισμός των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού δεν εξαρτάται από τις ροπές αντοχής των στοιχείων που συντρέχουν στους κόμβους της υπό εξέταση δοκού.

4.4.1.2 Υπολογισμός τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού υποστυλωμάτων

Και στην περίπτωση των υποστυλωμάτων, η φιλοσοφία και η γενική μορφή της διαδικασίας υπολογισμού των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού είναι αυτή που περιγράφηκε για τις δοκούς. Ωστόσο στην περίπτωση των υποστυλωμάτων, ελλείψει εγκάρσιου φορτίου λόγω του συνδυασμού G+ψ₂•Q, οι τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού είναι σταθερές σε όλο το μήκος τους, και υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$V_{CD,c}^{(\alpha)} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot \left[M_{Rc,1}^{+} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb,\alpha}}{\sum M_{Rc,\alpha}}\right) + M_{Rc,2}^{-} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb,\kappa}}{\sum M_{Rc,\kappa}}\right) \right]}{L_{cl}}$$
(4.3a)

$$V_{CD,c}^{(\beta)} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot \left[M_{Rc,1}^{-} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb,\alpha}}{\sum M_{Rc,\alpha}}\right) + M_{Rc,2}^{+} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb,\kappa}}{\sum M_{Rc,\kappa}}\right) \right]}{L_{cl}}$$
(4.3β)

όπου

- γ_{Rd} είναι συντελεστής υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα και λόγω περίσφιγξης της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος, που λαμβάνεται ίσος με 1.1 για τα κτίρια ΚΠΜ, και ίσος με 1.3 για τα κτίρια ΚΠΥ.
- Μ_{Rc,i} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής του υποστυλώματος στο άκρο i στην φορά της σεισμικής ροπής κάμψεως για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.

ΣΜ_{Rc} και ΣΜ_{Rb} ορίζονται όπως ακριβώς και στην περίπτωση των δοκών.



Σχήμα 4.2 Υπολογισμός τεμνουσών λόγω της ανάπτυξης των ροπών αντοχής στα άκρα του υποστυλώματος, για δύο φορές της σεισμικής δράσης.

(4.4)

4.4.2 Υπολογισμός τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού τοιχωμάτων και μεγάλων ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων

4.4.2.1 Υπολογισμός τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού πλάστιμων τοιχωμάτων

Ο υπολογισμός των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού στα πλαίσια του ΕΚ8 πραγματοποιείται με βάση τα όσα παρατίθενται στα εδάφια 5.4.2.4(6)P,(7) για τα τοιχώματα κτιρίων ΚΠΜ, και στα εδάφια 5.5.2.4.1(6)P,(7),(8) και 5.5.2.4.2 για τα τοιχώματα κτιρίων ΚΠΥ.

Η φιλοσοφία του ΕΚ8 όσον αφορά στον υπολογισμό των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού για τα τοιχώματα στηρίζεται γενικά στον πολλαπλασιασμό των τεμνουσών που προκύπτουν από την ανάλυση, με τον επαυξητικό συντελεστή ε (συντελεστής μεγέθυνσης) η τιμή του οποίου εξαρτάται από το αν το τοίχωμα ανήκει σε κτίριο ΚΠΜ ή σε κτίριο ΚΠΥ. Επιπλέον, εφόσον το κτίριο ανήκει σε κτίριο ΚΠΥ, η τιμή του συντελεστή ε εξαρτάται και από το αν το τοίχωμα έναι συντελεστή ε

$$V_{\mathsf{Ed}} = \epsilon \bullet V'_{\mathsf{Ed}}$$

Όπου:

V_{Ed} είναι η τέμνουσα ικανοτικού σχεδιασμου, και

V'_{Ed} είναι η τέμνουσα που προκύπτει από την ανάλυση.

Πέραν της αύξησης των τεμνουσών της ανάλυσης μέσω του πολλαπλασιασμού τους με τον συντελεστή ε, για τον προσδιορισμό των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού απαιτείται και μία περαιτέρω αύξηση των τιμών από την ανάλυση στους ορόφους που βρίσκονται άνω του ενός τρίτου του συνολικού ύψους του τοιχώματος. Η διαδικασία αυτή θα παρουσιαστεί παρακάτω όπως ακριβώς την εφαρμόζει το ΟΣΚΑ.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΠΑΥΞΗΤΙΚΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ε

Α. Για τοιχώματα κτιρίων ΚΠΜ

Σύμφωνα με το εδάφιο 5.4.2.4(7) οι τέμνουσες ικανοντικού σχεδιασμού προκύπτουν από τις τέμνουσες της ανάλυσης με πολλαπλασιασμό τους με το συντελεστή ε=1.5.

Β. Για τοιχώματα κτιρίων ΚΠΥ

Στην περίπτωση των τοιχωμάτων που ανήκουν σε κτίρια ΚΠΥ γίνεται διάκριση μεταξύ των λιγυρών και των «κοντών» τοιχωμάτων:

> Λιγυρά τοιχώματα \rightarrow (h_w / l_w)>2

Για τα τοιχώματα αυτά, ο μεγενθυτικός συντελεστής ε υπολογίζεται από την σχέση:

$$\epsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rdo}}{M_{Edo}}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \le q \quad (\epsilon > 1.5)$$
(4.5)

Όπου:

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στην μελέτη,

M_{Edo} είναι η καμπτική ροπή σχεδιασμού στην βάση του τοιχώματος,

M_{Rdo} είναι η καμπτική αντοχή σχεδιασμού στην βάση του τοιχώματος,

- γ_{Rd} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης από παραμόρφωση του χάλυβα.
 Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων θα λαμβάνεται ίσος με 1.2,
- T₁ είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου στην διεύθυνση των τεμνουσών δυνάμεων V_{Ed},
- T_C είναι το άνω όριο της περιοχής περιόδων σταθερής φασματικής επιτάχυνσης του φάσματος (βλ. παράγραφο 3.2.2),
- S_e(T) είναι η τετμημένη του φάσματος **ελαστικής** απόκρισης (βλέπε παράγραφο 3.2.2 του EK8).

ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ – ΔΙΕΥΚΡΙΝΗΣΕΙΣ

- (1)Η καμπτική ροπή σχεδιασμού στη βάση του τοιχώματος MEdo συμπίπτει με την ροπή που προκύπτει από την ανάλυση. Αυτό συμπεραίνεται από το σχήμα 5.3 του ΕΚ8, όπου παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες σχεδιασμού των ροπών κάμψης για λιγυρά τοιχώματα.
- (2)Η ροπή αντοχής M_{Rdo} αντιστοιχεί στην αξονική δύναμη N_{Ed} του σεισμικού συνδυασμού στη βάση του τοιχώματος. Όπως είναι γνωστό σε κάθε διατομή ενός στοιχείου που καταπονείται από διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη, σχηματίζονται 6 τριάδες τιμών μεγεθών έντασης (N, M₂, M₃) για τις οποίες θα πρέπει να οπλιστεί η διατομή. Έτσι, για τον σχηματισμό του λόγου M_{Rdo}/M_{Edo} θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί η μέγιστη από τις έξι τιμές των ροπών αντοχής που αντιστοιχούν στις έξι τριάδες των μεγεθών σχεδιασμού. Υπάρχει όμως το ενδεχόμενο, λόγω πιθανής μεγάλης διαφοράς μεταξύ της μέγιστης και της ελάχιστης θλιπτικής αξονικής δύναμης στη βάση του τοιχώματος, να προκύψουν ασυνήθιστα μεγάλες τιμές για το μεγενθυτικό συντελεστή ε (βλ. [18]).
- (3) Εφόσον για τον υπολογισμό του συντελεστή ε απαιτείται ο υπολογισμός ασύζευκτων ιδιοπεριόδων ταλάντωσης κατά την διεύθυνση των τεμνουσών δυνάμεων των τοιχωμάτων, αυτό σημαίνει ότι σε κτίριο με τοιχώματα σε διάφορες διευθύνσεις, απαιτείται ο υπολογισμός των ασυζευκτών ιδιοπεριόδων σε όλες τις διευθύνσεις αυτές. Κάτι τέτοιο είναι ασύμφορο υπολογιστικά εφόσον ο υπολογισμός των ασύζευκτων αυτών ιδιοπεριόδων γίνει με ιδιομορφική ανάλυση. Έτσι υπάρχουν δύο εναλλακτικές προτάσεις για την απλοποίηση των υπολογισμών:
- (α)Η χρήση της πρώτης ιδιοπεριόδου ταλάντωσης του κτιρίου όπως αυτή προκύπτει από την ιδιομορφική ανάλυση, λαμβάνοντας υπόψη τη σύζευξη των μετακινήσεων και των στροφών των διαφραγμάτων (Την εκδοχή αυτή υιοθετεί το ΟΣΚΑ). Με την πρόταση αυτή αξιοποιείται ο υπολογισμός της πρώτης ιδιοπεριόδου ταλάντωσης η οποία προκύπτει από την ιδιομορφική ανάλυση η οποία ούτως ή άλλως θα πρέπει να γίνει στα πλαίσια του αντισεισμικού υπολογισμού. Η πρώτη «συζευγμένη» ιδιοπερίοδος ταλάντωσης είναι μεγαλύτερη από τις ασύζευκτες, δεδομένου ότι οι ασύζευκτες ιδιοπερίοδοι προκύπτουν θεωρώντας τα κτίρια άστρεπτα (δεσμεύοντας δηλαδή τους στρεπτικούς βαθμούς ελευθερίας των διαφραγμάτων). Αυτό σημαίνει ότι εφόσον γίνει χρήση της πρώτης «συζευγμένης» ιδιοπερίοδου ταλάντωσης ο λόγος [S_e(T_c)/S_e(T₁)] κατά κανόνα αυξάνει σε σχέση με την περίπτωση κατά την οποία γίνεται χρήση «ασύζευκτων» ιδιοπερίοδων.

(β)Η εφαρμογή απλοποιητικών κλειστών σχέσεων για την εκτίμηση των ασύζευκτων ιδιοπεριόδων ταλάντωσης. Από τις διάφορες σχέσεις που είναι γνωστές από τη βιβλιογραφία, η ακόλουθη δίνει τιμές για τις ασύζευκτες ιδιοπεριόδους ανάλογα με την επιθυμητή διεύθυνση εισαγωγής των σεισμικών δυνάμεων, γεγονός που είναι πολύ χρήσιμο για την συγκεκριμένη εφαρμογή όπου ζητείται ο υπολογισμός των ασύζευκτων ιδιοπεριόδων κατά τη διεύθυνση των τοιχωμάτων:

$$T_1 = (0.09 \cdot H_{tot}) / \sqrt{D}$$

(4.6)

- Στην παραπάνω σχέση, Η_{tot} είναι το συνολικό ελεύθερο ύψος της κατασκευής, και D είναι η διάσταση της κάτοψης κατά την ζητούμενη διεύθυνση. Η σχέση αυτή είναι προσεγγιστική, ωστόσο επιτυγχάνει γρήγορη εκτίμηση της τιμής της ασύζευκτης ιδιοπεριόδου ταλάντωσης σε διάφορες διευθύνσεις της κατασκευής, και είναι εφαρμόσιμη και σε διπλά συστήματα.
- (4) To $S_{\rm e}(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα που δίνεται στο εδάφιο 3.2.2.2(1)P.

> «Κοντά τοιχώματα» → (h_w / I_w)≤2

Σε τοιχώματα κτιρίων που χαρακτηρίζονται ως «κοντά», το ε δίνεται από τη σχέση:

$$\epsilon = \gamma_{\text{Rd}} \bullet \left(M_{\text{Rdo}} / M_{\text{Edo}} \right) \leq q$$

(4.7)

(Η επεξήγηση των παραμέτρων που υπεισέρχονται στην παραπάνω σχέση, δίνεται πιο πάνω στην σχέση που αφορά τα λιγυρά τοιχώματα).

ΣΧΕΔΙΑΣΗ ΤΗΣ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΑΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Με την επαύξηση των τεμνουσών σχεδιασμού μέσω του πολλαπλασιασμού των τεμνουσών που προκύπτουν από την ανάλυση με τον επαυξητικό συντελεστή ε, που παρουσιάστηκε στην προηγούμενη παράγραφο, επιτυγχάνεται η εκτίμηση των τεμνουσών δυνάμεων οι οποίες αναπτύσσονται μετά τη διαρροή (βλ. εδάφιο 5.4.2.4(6)P). Ωστόσο για να ληφθεί υπόψη και η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών ταλάντωσης στις τέμνουσες που αναπτύσσονται μετά τη διαρροφών ταλάντωσης των κτιρίων και κυρίως σε κτίρια με τοιχώματα και πλαίσια, ο ΕΚ8 στο εδάφιο 5.4.2.4(8) δίνει την συνιστώμενη μορφή της περιβάλλουσας σχεδιασμού για τις τέμνουσες δυνάμεις. Τρία είναι τα βασικά χαρακτηριστικά της:

- (1) Μέχρι το 1/3 του συνολικού ύψους του τοιχώματος h_w οι τέμνουσες σχεδιασμού προκύπτουν από τον πολ/σμό των τεμνουσών της ανάλυσης, με τον συντελεστή ε.
- (2) Στην κορυφή του τοιχώματος η τέμνουσα σχεδιασμού θα πρέπει να είναι το λιγότερο ίση με το ήμισυ της τέμνουσας σχεδιασμού στη βάση του. Δηλαδή:

$$V_{Ed}(h_w) \! \ge \! (V_{Ed}(0)/2)$$

(3) Μεταξύ της τιμής της τέμνουσας σχεδιασμού στην κορυφή (V_{Ed,κορυφής}) και της τιμής της τέμνουσας σχεδιασμού σε ύψος z= h_w/3 από τη βάση του τοιχώματος (V_{Ed,z=hw/3}) θεωρείται γραμμική μεταβολή των τεμνουσών σχεδιασμού. Δηλαδή για το τμήμα αυτό του τοιχώματος ισχύει η σχέση:

$$V_{\text{Ed}}(z) = \left(\frac{0.75 \cdot z}{h_{w}} - \frac{1}{4}\right) \cdot \epsilon \cdot V_{\text{Ed}}(0) + \left(1.5 - \frac{1.5 \cdot z}{h_{w}}\right) \cdot \epsilon \cdot V_{\text{Ed}}\left(\frac{h_{w}}{3}\right)$$

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται ενδεικτικό σχήμα της περιβάλλουσας των τεμνουσών:



Ειδική σημείωση για περιοχές τοιχωμάτων εντός υπογείων (εδάφιο 5.8.1(5)): Σύμφωνα με το εδάφιο 5.8.1(5), η τέμνουσα σχεδιασμού των τοιχωμάτων για ολόκληρο το τμήμα που βρίσκεται εντός των υπογείων ορόφων, θα πρέπει να θεωρηθεί – εφόσον όλο το υπόγειο μπορεί να χαρακτηριστεί ως στερεό κιβώτιο με τις προϋποθέσεις που δίνονται στο συγκεκριμένο εδάφιο – σταθερή και να υπολογιστεί υποθέτοντας ότι το τοίχωμα αναπτύσσει την καμπτική υπεραντοχή του (με γ_{Rd}=1.1 για ΚΠΜ και γ_{Rd}=1.2 για ΚΠΥ) στη στάθμη οροφής υπογείου και μηδενική ροπή στο επίπεδο θεμελίωσης.

Επομένως με βάση τα παραπάνω, η τέμνουσα σχεδιασμού των τοιχωμάτων στους υπόγειους χώρους θα πρέπει να υπολογιστεί με βάση το παρακάτω μοντέλο:



4.4.2.2 Υπολογισμός τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού μεγάλων ελαφρώς οπλισμένων τοιχώμάτων

Οι τέμνουσες σχεδιασμού των MEOT σε κάθε όροφο θα πρέπει να υπολογίζονται από την παρακάτω σχέση (εδάφιο 5.4.2.5(2)):

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \cdot \left(\frac{q+1}{2}\right)$$
(4.8)

Στην παραπάνω σχέση, το V'_{Ed} είναι η τέμνουσα δύναμη που προκύπτει από την ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων, και q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου.

4.4.3 Υπολογισμός ροπών ικανοτικού σχεδιασμού πλάστιμων τοιχωμάτων

Στο εδάφιο 5.4.2.4(5) παρουσιάζεται η διαδικασία υπολογισμού των καμπτικών ροπών σχεδιασμού λόγω σεισμού για πλάστιμα τοιχώματα (σημειώνεται εδώ ότι ο υπολογισμός αφορά μόνον σε λυγηρά τοιχώματα με λόγο h_w/L_w>2, και όχι σε κοντά με λόγο h_w/L_w<2 για τα οποία δεν τίθεται θέμα σχεδιασμού περιβάλλουσας ροπών σύμφωνα με το εδάφιο 5.5.2.4.2(1)P)). Η διαδικασία αυτή αφορά στις καμπτικές ροπές οι οποίες αναπτύσσονται κατά την λειτουργία τοιχώματος, δηλαδή αφορά στις ροπές με διάνυσμα κάθετο στην μεγάλη διάσταση της διατομής του. Η όλη διαδικασία στηρίζεται στην παραδοχή ότι η μόνη περιοχή του τοιχώματος στην οποία αναμένεται σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης είναι η κρίσιμη ζώνη η οποία βρίσκεται στη βάση του.

Αποτέλεσμα της παραδοχής αυτής είναι η απαίτηση να παραμείνει το τοίχωμα στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς καθ' όλο το ύψος του πάνω από την ζώνη σχηματισμού της πλαστικής άρθρωσης. Προκειμένου να επιτευχθεί ο στόχος αυτός προτείνεται η διαδικασία του εδαφίου 5.4.2.4(5) η οποία σημειωτέον <u>θα πρέπει να εφαρμόζεται με την προυπόθεση ότι ο φορέας δεν</u> παρουσιάζει σημαντικές ασυνέχειες μάζας, δυσκαμψίας και αντοχής καθ' ύψος. Θα πρέπει επίσης να υπενθυμιστεί ότι οι ροπές που προκύπτουν με την παραπάνω διαδικασία:

- (α) Πρέπει να επαλληλισθούν κατά τα γνωστά με τις αντίστοιχες ροπές λόγων των στατικών φορτίων του σεισμικού συνδυασμού (δηλαδή με τις ροπές που προκύπτουν από το συνδυασμό G+ψ₂Q) και να προκύψουν έτσι οι τιμές σχεδιασμού για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων G+ψ₂Q±E,
- (β) Σχηματίζουν μαζί με τις ροπές με διάνυσμα παράλληλο με την μεγάλη διάσταση της διατομής του τοιχώματος και με τις αξονικές δυνάμεις, τις γνωστές 6 τριάδες μεγεθών σχεδιασμού έναντι διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη.

Στο ακόλουθο σχήμα παρουσιάζονται τα βήματα με τα οποία σχηματίζεται η περιβάλλουσα των καμπτικών ροπών σχεδιασμού σε ένα πλάστιμο τοίχωμα (τα νούμερα προέρχονται από το παράδειγμα 11 της αναφοράς [17]. *Η συγκεκριμένη διαδικασία ακολουθείται και από το ΟΣΚΑ*.



Όπως γίνεται κατανοητό από τη μελέτη του παραπάνω σχήματος αλλά και από τα γραφόμενα στο εδάφιο 5.4.2.4(5), ο σχεδιασμός της περιβάλλουσας των καμπτικών ροπών λόγω σεισμού απαιτεί:

- Την τιμή της σεισμικής ροπής που προκύπτει από την ανάλυση στην βάση: Μ'_{ed,B}.
- Την τιμή της σεισμικής ροπής που προκύπτει από την ανάλυση στην κορυφή: M'_{ed,T}.
- Το μήκος μετατόπισης της περιβάλλουσας aι το οποίο προκύπτει από τη σχέση (Παράγραφος 9.2.1.3 του ΕΚ2, σχέση (9.2)):

$$\mathbf{a}_{\mathrm{I}} = \frac{z}{2} \cdot \cot\theta = \frac{0.9 \cdot \mathbf{I}_{\mathrm{w}}}{2} \cdot \cot(21.8) = \frac{0.9 \cdot \mathbf{I}_{\mathrm{w}}}{2} \cdot 2.5 \implies \mathbf{a}_{\mathrm{I}} = 1.125 \cdot \mathbf{I}_{\mathrm{w}}$$

- Το μήκος της διατομής του τοιχώματος I_w .
- Το συνολικό ύψος του τοιχώματος h_w.
- Με τα δεδομένα αυτά οι απαιτούμενοι υπολογισμοί είναι οι εξής:
- (α) Υπολογισμός της τιμής της περιβάλλουσας στη βάση του τοιχώματος: Η τιμή αυτή είναι ίση με την τιμή της καμπτικής ροπής που προκύπτει από την ανάλυση. Δηλαδή: M_{ed,B}= M'_{ed,B}.
- (β) Υπολογισμός του μήκους μετατόπισης αι από την παραπάνω σχέση.
- (γ) Υπολογισμός της τιμής της περιβάλλουσας στην κορυφή του τοιχώματος Μ_{ed,T}: Μπορεί να αποδειχθεί ότι η τιμή αυτή προκύπτει από τις παρακάτω σχέσεις:

$$M_{Ed,T} = M_{Ed,B} - (h_w - a_I) \cdot tan\phi$$

$$cos\phi = \frac{h_{w}}{\left(\sqrt{h_{w}^{2} + \left(M'_{\text{Ed},B} - M'_{\text{Ed},T}\right)^{2}}\right)}$$

Δηλαδή:

- Η περιβάλλουσα των καμπτικών ροπών λόγω σεισμού:
- (α) Έχει σταθερή τιμή μεταξύ z=0 και z=a_l η οποία είναι ίση με M_{ed,B}.
- (β) Έχει στην κορυφή (z=h_w) τιμή ίση με $M_{ed,T}$.
- (γ) Για τιμές του z μεταξύ z=a_l και z=h_w οι τιμές της μεταβάλλονται γραμμικά. Έτσι σε τυχόν σημείο μεταξύ a_l και h_w ισχύει η σχέση:

 $M_{Ed}(z) = M_{Ed,B} - (z - a_{I}) \cdot tan\phi$

Παράδειγμα σχεδίασης περιβάλλουσας τεμνουσών σχεδιασμού για λιγυρά τοιχώματα

Η διαδικασία σχεδίασης της περιβάλλουσας τεμνουσών σχεδιασμού θα παρουσιαστεί και με την βοήθεια του αριθμητικού παραδείγματος που ακολουθεί. Το παράδειγμα αυτό αφορά ένα τοίχωμα που ανήκει σε κτίριο κατηγορίας πλαστιμότητας ΚΠΥ, προκειμένου να δοθεί και μια εικόνα του τρόπου με τον οποίο εφαρμόζεται αριθμητικά η σχέση από την οποία υπολογίζεται ο συντελεστής μεγέθυνσης ε. Ως βάση του παραδείγματος θα χρησιμοποιηθεί το παράδειγμα 11 της αναφοράς [17]. Τα απαιτούμενα δεδομένα για την σχεδίαση της περιβάλλουσας είναι:



* Το φάσμα με το οποίο έγιναν οι υπολογισμοί των μεγεθών έντασης είναι το Φάσμα του ΕΑΚ/2000 που χρησιμοποιείται στο βιβλίο των πρότυπων αριθμητικών παραδειγμάτων. Ωστόσο για την ουσία των υπολογισμών του παρόντος παραδείγματος (δηλαδή για την εφαρμογή της σχέσης με την οποία υπολογίζεται ο συντελεστής μεγέθυνσης ε) χρησιμοποιείται το φάσμα του ΕΚ8.

Στον παραπάνω πίνακα δεδομένων δεν έχει ενταχθεί η τιμή της ιδιοπεριοδου Τ₁ η οποία απαιτείται για τον υπολογισμό του συντελεστή μεγέθυνσης ε. Ο λόγος είναι ότι θα χρησιμοποιηθούν τρείς διαφορετικές τιμές για την συγκεκριμένη ιδιοπερίοδο. Οι τιμές αυτές είναι:

- Τ_{1,1}=0.38sec. Η τιμή αυτή είναι η ασύζευκτη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου κατά την διεύθυνση του τοιχώματος και προκύπτει από την ιδιομορφική ανάλυση, δεσμεύοντας την δυνατότητα στροφής των πατωμάτων → S_e(T_{1,1})=3.924
- Τ_{1,2}=0.52sec. Η τιμή αυτή είναι η ασύζευκτη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου κατά την διεύθυνση του τοιχώματος και προκύπτει από την εφαρμογή της απλοποιητικής σχέσης που παρουσιάστηκε πιο πάνω → S_e(T_{1,2})=3.018
- Τ_{1,3}=0.7sec. Η τιμή αυτή είναι θεμελιώδης «συζευγμένη» ιδιοπερίοδος όπως προκύπτει από την ιδιομορφική ανάλυση χωρίς δεσμεύσεις των στροφών των πατωμάτων → S_e(T_{1,3})=2.242

Με βάση τα παραπάνω δεδομένα, προκύπτουν 3 εναλλακτικές τιμές για τον συντελεστή μεγέθυνσης ε:

$$\epsilon_{,T_{1,1}} = 3.5 \cdot \sqrt{\left(\frac{1.2}{3.5} \cdot \frac{3058.5}{557.26}\right)^2 + 0.1 \cdot \left(\frac{3.924}{3.924}\right)^2} = 6.678$$

$$\epsilon_{,T_{1,2}} = 3.5 \cdot \sqrt{\left(\frac{1.2}{3.5} \cdot \frac{3058.5}{557.26}\right)^2 + 0.1 \cdot \left(\frac{3.924}{3.018}\right)^2} = 6.741$$

$$\epsilon_{,T_{1,3}} = 3.5 \cdot \sqrt{\left(\frac{1.2}{3.5} \cdot \frac{3058.5}{557.26}\right)^2 + 0.1 \cdot \left(\frac{3.924}{2.242}\right)^2} = 6.865$$

Η πρώτη παρατήρηση είναι ότι οι τιμές που προκύπτουν δεν διαφέρουν δραματικά μεταξύ τους. Επιπλέον επειδή οι προκύπτουσες τιμές είναι μεγαλύτερες του q, τελικώς και οι τρείς προεγγισεις οδηγούν στην ίδια τιμή: ε=3.5.

Φυσικά οι μεγάλες τιμές προκύπτουν λόγω του γεγονότος ότι η ροπή αντοχής του τοιχώματος είναι πολύ μεγαλύτερη από την ροπή σχεδιασμού και αυτό συμβαίνει, παρά το γεγονός ότι το τοίχωμα οπλίστηκε με τα ελάχιστα απαιτούμενα του ΕΚ8, λόγω του ότι το μήκος του τοιχώματος Ι_w είναι μεγαλύτερο από το πραγματικά απαιτούμενο.

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται η διαδικασία σχεδίασης της περιβάλλουσας τεμνουσών:



Στο τμήμα του τοιχώματος μεταξύ z=h_w/3 και z=h_w η γραμμική μεταβολή των των τεμνουσών σχεδιασμού, δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Ed}(z) = \left(\frac{0.75 \cdot z}{16} - \frac{1}{4}\right) \cdot 484.75 + \left(1.5 - \frac{1.5 \cdot z}{16}\right) \cdot 301.56$$

Έτσι οι τέμνουσες σχεδιασμού σε κάθε όροφο είναι:

Ισόγειος	z=0÷4m		V _{Ed} =484.75kN
1 ^{ος} όροφος	z=4÷7m		V _{Ed} =301.56kN
2 ^{ος} όροφος	z=7÷10m	z _m =8.5m	V _{Ed} =284kN
3 ^{ος} όροφος	z=10÷13m	z _m =11.5m	V _{Ed} =267.36kN
4 ^{ος} όροφος	z=13÷16m	z _m =14.5m	V _{Ed} =250.71kN

Ο παραπάνω πίνακας αποτυπώνεται στο σχήμα που ακολουθεί:



Τελική περιβάλλουσα τεμνουσών

4.4.4 Ικανοτικός σχεδιασμός κόμβων

Σε αντίθεση με την φιλοσοφία του ΕΑΚ/2000 στα πλαίσια του οποίου ο ικανοτικός έλεγχος γίνεται με επαύξηση των ροπών των υποστυλωμάτων που προκύπτουν από τον αντισεισμικό υπολογισμό με τον συντελεστή α_{cd}, στα πλαίσια του ΕΚ8 – και όπως θα παρουσιαστεί αναλυτικά παρακάτω – ο ικανοτικός έλεγχος γίνεται με εντελώς διαφορετικό τρόπο. Πιο

συγκεκριμένα γίνεται μέσω της σύγκρισης του αθροίσματος των ροπών αντοχής όλων των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο με το άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων.

Σύμφωνα με το εδάφιο 4.4.2.3(3)P του ΕΚ8 στα πλαίσια των ελέγχων για την εξασφάλιση επαρκούς τοπικής και γενικής πλαστιμότητας, απαιτείται για τα πολυόροφα κτίρια ο έλεγχος αποφυγής μηχανισμού σχηματισμού μαλακού ορόφου. Πρόκειται όπως τονίστηκε και πιο πάνω για έλεγχο αντίστοιχο του οποίου επιβάλλει ο ΕΑΚ/2000 στην παράγραφο 4.1.4.1. Η φιλοσοφία του ελέγχου αποφυγής σχηματισμού μηχανισμού ορόφου, έγκειται στην απαίτηση σχεδιασμού ενός κατακόρυφου «κορμού» ο οποίος θα παραμείνει ελαστικός κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Προκειμένου επομένως αφενώς να υπάρχει ο συγκεκριμένος «κορμός» ο οποίος θα παραμένει στην ελαστική περιοχή, και αφετέρου να ικανοποιείται και η απαίτηση για απόδοση ενέργειας κατά τη σεισμική διέγερση, θα πρέπει να προβλεφθούν συγκεκριμένες θέσεις στην κατασκευή στις οποίες επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων σε κατακόρυφα στοιχεία είναι οι βάσεις τους, στη στάθμη θεμελίωσης ή στο επίπεδο πάκτωσης τους σε στερεό κιβώτιο υπογείου. Η ως άνω περιγραφόμενη φιλοσοφία σχεδιασμού συνοψίζεται ως εξής:

- Σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από σύστημα τοιχωμάτων (ή με διπλό σύστημα ισοδύναμο προς σύστημα τοιχωμάτων) ο σχεδιασμός των τοιχωμάτων γίνεται με την παραδοχή ότι θα παραμείνουν ελαστικά σε όλο το ύψος τους με εξαίρεση τη βάση τους στη στάθμη θεμελίωσης. Τα συστήματα αυτά προκρίνονται έμμεσα από τον κανονισμό μέσω της απαίτησης για την εκπλήρωση των οριών στα οποία θα πρέπει να περιορίζονται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (έλεγχος περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων των ορόφων (Παράγραφος 4.4.3.2)). Ο έλεγχος αυτός είναι πολύ δύσκολο να εκπληρωθεί σε κτίρια με σκελετό από αμιγή πλαίσια.
- Σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από αμιγή πλαίσια (πλαισιωτό σύστημα) ή με διπλό σύστημα ισοδύναμο προς πλαισιωτό, συνιστώνται ισχυρά υποστυλώματα εμμέσα μέσω του ελέγχου περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων των ορόφων, και πιο άμεσα μέσω του ελέγχου αποφυγής σχηματισμού μηχανισμού ορόφου.

Επομένως, ο ικανοτικός έλεγχος κόμβων δεν εκτελείται στην περίπτωση κτιρίων με φέροντα οργανισμό αποτελούμενο από τοιχώματα, ή μικτό φέροντα οργανισμό ισοδύναμο προς σύστημα τοιχωμάτων. Απαλλαγή από την απαίτηση για ικανοτικό έλεγχο κόμβου ακόμα και στα παραπάνω κτίρια στα οποία επιβάλλεται γενικώς, υφίσταται στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- (α) Στους κόμβους του τελευταίου ορόφου (δώματος) των κτιρίων (Εδάφιο 4.4.2.3(6)).
- (β) Στους κόμβους όπου συντρέχουν μη βασικά (μη κύρια) υποστυλώματα.
- (γ) Στους κόμβους του κατώτατου ορόφου διωρόφων κτιρίων, εφόσον η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης ν_d δεν υπεβαίνει το 0.3 σε κανένα απο τα υποστυλώματα του συγκεκριμένου ορόφου (Εδάφιο 5.2.3.3(2)β).
- (δ) Σε επίπεδα πλαίσια που έχουν τουλάχιστον 4 υποστυλώματα με περίπου ίδιες διατομές ο ικανοτικός έλεγχος αρκεί να γίνεται σε 3 ανά 4 υποστυλώματα (Εδάφιο 5.2.3.3(2)α).
Το ΟΣΚΑ υλοποιεί πλήρως την διαδικασία του κανονισμού. Τονίζεται ιδιαίτερα ότι για κόμβους που δεν έχουν ορθογωνική διάταξη δοκών γίνεται η ακόλουθη σύμβαση: Οι δοκοί που βρίσκονται εντός ενός εύρους γωνίας ±45° από τον κάθε τοπικό άξονα, προσμετρώνται στις δοκούς που συντρέχουν κατά τη διεύθυνση του άξονα αυτού (βλέπε το ακόλουθο σχήμα).



Σχήμα 4.3 Η σύμβαση με την οποία «αντιστοιχίζονται» οι δοκοί που συντρέχουν στον κόμβο με γωνίες διάφορες των 0-90-180-270 μοιρών, στους τοπικούς άξονες των υποστυλωμάτων.

ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΤΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ

Ο έλεγχος αποφυγής σχηματισμού μηχανισμού ορόφου θα πρέπει να εκτελείται σε κόμβους μεταξύ βασικών ή δευτερευουσών δοκών και βασικών υποστυλωμάτων (για τον ορισμό ενός στοιχείου ως βασικού ή δευτερεύοντως βλ. εδάφιο 1.5.2(1)) κτιρίων με πλαισιακό σύστημα ή μικτό σύστημα τοιχωμάτων-πλαισίων ισοδύναμο προς πλαισιωτό με βάση την σχέση:

$$\sum M_{\rm Rc} \ge 1.3 \cdot \sum M_{\rm Rb} \tag{4.9}$$

όπου

- ΣΜ_{Rc} είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο. Στην παραπάνω έκφραση πρέπει να χρησιμοποιείται η ελάχιστη τιμή της ροπής αντοχής των υποστυλωμάτων μέσα στο εύρος διακύμανσης των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων που αντιστοιχούν στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και
- ΣΜ_{Rb} είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο. Όταν χρησιμοποιούνται συνδέσεις μερικής αντοχής, οι ροπές αντοχής αυτών των συνδέσεων λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του ΣΜ_{Rb}.

Η σχέση (4.9) θα πρέπει να ελέγχεται σε δύο κατακόρυφα κάθετα μεταξύ τους επίπεδα του κτιρίου. Ειδικά σε κτίρια με πλαίσια διατεταγμένα σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις οι συγκεκριμένες διευθύνσεις είναι οι διευθύνσεις ελέγχου της (4.9). Ωστόσο επειδή κατά κανόνα ο προσανατολισμός των κόμβων στα κτίρια δεν ταυτίζεται πάντα με τους άξονες ως προς τους οποίους γίνεται ο αντισεισμικός υπολογισμός, η υλοποίηση του ελέγχου γίνεται με βάση τον

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

προσανατολισμό του τοπικού συστήματος του υποστυλώματος που είναι το υποκείμενο υποστύλωμα του κόμβου.

Ο έλεγχος θα πρέπει να εκτελείται και για τις δύο φορές της δράσης των ροπών των δοκών που συντρέχουν στον υπό έλεγχο κόμβο. Σε κάθε περίπτωση οι ροπές των υποστυλωμάτων θα πρέπει να ισορροπούν τις ροπές των δοκών. Έτσι ο έλεγχος ενός κόμβου σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο θα πρέπει να γίνει με βάση τις φορές των ροπών που δίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 4.4 Οι δύο φορές της δράσης των ροπών των δοκών για τις οποίες θα πρέπει να γίνει ο έλεγχος κόμβου.

Εφόσον το στατικό σύστημα του κτιρίου είναι πλαισιακό ή μικτό ισοδύναμο με πλαισιακό σε μόνον μία από τις δύο κύριες διευθύνσεις του, τότε ο έλεγχος επιτρέπεται να γίνεται μόνο στη συγκεκριμένη διεύθυνση.

Στο σημείο αυτό η λογική που ακολουθεί το ΟΣΚΑ είναι η εξής:

- Όταν το κτίριο έχει στατικό σύστημα το οποίο ανήκει στην κατηγορία συστημάτων με τοιχώματα ή των διπλών συστημάτων ισοδυνάμων προς σύστημα τοιχωμάτων και στις δύο διευθύνσεις, <u>δεν γίνεται</u> ικανοτικός έλεγχος κόμβων.
- Όταν το κτίριο έχει στατικό σύστημα το οποίο ανήκει στην κατηγορία των πλαισιακών συστημάτων ή των διπλών συστημάτων ισοδύναμων προς πλαισιακό και στις δύο διευθύνσεις, <u>νίνεται</u> ικανοτικός έλεγχος κόμβων.
- Όταν το κτίριο έχει στατικό σύστημα το οποίο ανήκει στην κατηγορία συστημάτων με τοιχώματα ή των διπλών συστημάτων ισοδυνάμων προς σύστημα τοιχωμάτων σε μία μόνον από τις δύο διευθύνσεις, <u>γίνεται</u> ικανοτικός έλεγχος κόμβων.

Αριθμητικό παράδειγμα

Με το παράδειγμα αυτό παρουσιάζεται αριθμητικά η διαδικασία του ελέγχου όπως την περιγράφει ο ΕΚ8. Έστω ο κόμβος του παρακάτω σχήματος. Ζητείται ο ικανοτικός έλεγχος του στο επίπεδο που παρουσιάζεται στο συγκεκριμένο σχήμα.



Σχήμα 4.5 Δεδομένα για τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου.

Η σειρά με την οποία θα πρέπει να γίνουν οι υπολογισμοί είναι η εξής:

- Υπολογίζονται οι ροπές αντοχής των δοκών για τις δύο φορές της σεισμικής δράσης του σχ.
 4.5.
- 2. Εντοπίζεται η ελάχιστη κατ' απόλυτη τιμή θλιπτικής δύναμης ή η μέγιστη τιμή εφελκυστικής αξονικής δύναμης στην κεφαλή του κάτω υποστυλώματος και στον πόδα του άνω υποστυλώματος που συντρέχουν στον κόμβο. Οι αξονικές αυτές δυνάμεις επιλέγονται από τις 6 τιμές των αξονικών δυνάμεων του συνδυασμού G+ψ₂Q±E (για κάθε μία από τις 4 θέσεις μάζας για τις οποίες γίνεται ο αντισεισμικός υπολογισμός).
- Για τις αξονικές δυνάμεις του προηγούμενου βήματος υπολογίζονται οι μονοαξονικές ροπές αντοχής των υποστυλωμάτων.
- 4. Ελέγχεται η ανισότητα (4.9).

Εφαρμόζοντας την παραπάνω διαδικασία στον κόμβο του παραδείγματος, υπολογίζονται κατ' αρχήν τις ροπές αντοχής των δοκών για τις δύο φορές της σεισμικής δράσης, καθώς και οι ζητούμενες αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων. Έτσι προκύπτουν οι τιμές που δίνονται στο ακόλουθο σχήμα αρχικά για την α' φορά της σεισμικής δράσης:



Σχήμα 4.6 Ροπές αντοχής των στοιχείων που συντρέχουν στον υπό εξέταση κόμβο – α' φορά σεισμικής δράσης.

Εφαρμόζοντας την σχέση (4.9) με τα δεδομένα του σχήματος (4.6) προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα:

$$\begin{split} &\sum M_{\text{Rc}} = 213.1 + 222.9 = 436 \text{kNm} \\ &\sum M_{\text{Rb}} = 183.4 + 141.5 = 324.9 \text{kNm} \Rightarrow 1.3 \cdot \sum M_{\text{Rb}} = 422.37 \text{kNm} \\ &\sum M_{\text{Rc}} \ge 1.3 \cdot \sum M_{\text{Rb}} \rightarrow \text{Ektranpoútai} \end{split}$$
(4.10)

Για τη δεύτερη φορά της σεισμικής δράσης έχουμε:



Σχήμα 4.7 Ροπές αντοχής των στοιχείων που συντρέχουν στον υπό εξέταση κόμβο – β' φορά σεισμικής δράσης.

(4.11)

$$\begin{split} \sum M_{\text{Rc}} &= 213.1 + 222.9 = 436 \text{kNm} \\ \sum M_{\text{Rb}} &= 183.7 + 109.7 = 293.4 \text{kNm} \Rightarrow 1.3 \cdot \sum M_{\text{Rb}} = 381.42 \text{kNm} \\ \sum M_{\text{Rc}} &\geq 1.3 \cdot \sum M_{\text{Rb}} \rightarrow \text{Ektranoval} \end{split}$$

Παρατηρήσεις:

- Στο συγκεκριμένο παράδειγμα η σχέση του ικανοτικού σχεδιασμού εκπληρούται και για τις δύο φορές της σεισμικής δράσης. Η ενδεχόμενη μη εκπλήρωση της σχέσης ικανοτικού σχεδιασμού στον κόμβο προφανώς απαιτεί τη λήψη ειδικών μέτρων προκειμένου τελικώς να εκλπηρωθεί. Για το σκοπό αυτό θα πρέπει να γίνουν τα εξής:
 - Να διερευνηθεί αρχικά εάν τα άκρα των δοκών έχουν αρκετά περιθώρια αντοχής έτσι ώστε να μειωθεί ο καμπτικός οπλισμός τους. Δηλαδή θα πρέπει να ελεγχθούν οι λόγοι εξάντλησης έτσι ώστε αν είναι αρκετά μικρότεροι της μονάδας να μειωθεί αντίστοιχα και ο διαμήκης οπλισμός.
 - Αν δεν μπορεί να γίνει η ως άνω περιγραφόμενη τροποποίηση, τότε θα πρέπει να αυξηθεί ο διαμήκης οπλισμός του υποστυλώματος.
- 2. Όπως βλέπουμε από τα σχήματα 4.6 και 4.7 οι ροπές αντοχής των υποστυλωμάτων είναι ίδιες και για τις δύο φορές της σεισμικής δράσης. Αυτό συμβαίνει διότι το υποστύλωμα είναι συμμετρικά οπλισμένο ως προς τον τοπικό άξονα 3 της διατομής του. Στη γενική περίπτωση όμως κατά την οποία ένα υποστύλωμα δεν έχει ορθογωνική διατομή και δεν είναι συμμετρικά οπλισμένο, θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στις ροπές αντοχής που θα εισαχθούν για την κάθε φορά της σεισμικής ροπής. Για το σκοπό αυτό ας δούμε μία μικρή παραλαγή του παραδείγματος που εξετάστηκε προηγουμένως. Παρά το γεγόνος ότι η διάταξη οπλισμού του παρακάτω σχήματος δεν συνηθίζεται ωστόσο χρησιμοποιείται για τις ανάγκες της εναλλακτικής εκδοχής του παραδείγματος:



Σχήμα 4.8 Δεδομένα για τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου, στην εναλλακτική εκδοχή.

Όπως βλέπουμε στο παραπάνω σχήμα, με βάση τη διάταξη των ράβδων στη διατομή του υποστυλώματος η ροπή αντοχής με διάνυσμα που η φορά του ταυτίζεται με τη θετική φορά του τοπικού άξονα 3 είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη ροπή αντοχής με φορά που ταυτίζεται με την αρνητική φορά του συγκεκριμένου τοπικού άξονα.

Με βάση όμως την σύμβαση που γίνεται από το πρόγραμμα οι ροπές με φορά κατά τη θετική διεύθυνση του τοπικού άξονα 3 θεωρούνται αρνητικές, ενώ οι ροπές με φορά κατά την αρνητική διεύθυνση του τοπικού άξονα 3 θεωρούνται θετικές. Έτσι ισχύουν τα όσα δίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 4.9 Ροπές αντοχής του υποστυλώματος άνω και κάτω με βάση τον οπλισμό του σχήματος 4.8.

Έτσι για την α' φορά της σεισμικής δράσης θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν για τον πόδα του άνω στύλου η ροπή αντοχής M_{Rc,o}=226.4kNm (γιατί αντιστοιχεί σε εφελκυσμό των 4Φ16 και επομένως θα πρέπει να είναι η μικρότερη εκ των δύο ροπών αντοχής), και για την κεφαλή του κάτω στύλου η ροπή αντοχής M_{Rc,u}=250.7kNm (γιατί αντιστοιχεί σε εφελκυσμό των 4Φ18 και

επομένως θα πρέπει να είναι η μεγαλύτερη εκ των δύο ροπών αντοχής). Έτσι ο έλεγχος γίνεται ως εξής:



Σχήμα 4.10 Ροπές αντοχής των στοιχείων που συντρέχουν στον υπό εξέταση κόμβο για την εναλλακτική εκδοχή του υπολογισμού – α' φορά σεισμικής δράσης.

$$\begin{split} &\sum M_{\text{Rc}} = 226.4 + 250.7 = 477.1 \text{kNm} \\ &\sum M_{\text{Rb}} = 183.4 + 141.5 = 324.9 \text{kNm} \Rightarrow 1.3 \cdot \sum M_{\text{Rb}} = 422.37 \text{kNm} \\ &\sum M_{\text{Rc}} \ge 1.3 \cdot \sum M_{\text{Rb}} \rightarrow \text{Ektranpoútai} \end{split}$$
(4.12)

Αντίστοιχα για την β' φορά της σεισμικής δράσης θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν για τον πόδα του άνω στύλου η ροπή αντοχής M_{Rc,o}=242.9kNm (γιατί αντιστοιχεί σε εφελκυσμό των 4Φ18 και επομένως θα πρέπει να είναι η μεγαλύτερη εκ των δύο ροπών αντοχής), και για την κεφαλή του κάτω στύλου η ροπή αντοχής M_{Rc,u}=240.9kNm (γιατί αντιστοιχεί σε εφελκυσμό των 4Φ16 και επομένως θα πρέπει να είναι η μικρότερη εκ των δύο ροπών αντοχής). Έτσι ο έλεγχος γίνεται ως εξής:



Σχήμα 4.11 Ροπές αντοχής των στοιχείων που συντρέχουν στον υπό εξέταση κόμβο για την εναλλακτική εκδοχή του υπολογισμού – β' φορά σεισμικής δράσης.

$$\begin{split} &\sum M_{\text{Rc}} = 242.9 + 240.9 = 483.8 \text{kNm} \\ &\sum M_{\text{Rb}} = 183.7 + 109.7 = 293.4 \text{kNm} \Rightarrow 1.3 \cdot \sum M_{\text{Rb}} = 381.42 \text{kNm} \\ &\sum M_{\text{Rc}} \ge 1.3 \cdot \sum M_{\text{Rb}} \rightarrow \text{Ektralpoutral} \end{split}$$
(4.13)

5. Έλεγχοι Δομικών Στοιχείων Ο/Σ

5.1 Γενικά

Στις παραγράφους που ακολουθούν θα γίνει μία καταγραφή των ελέγχων που επιβάλλουν οι EK2 και EK8 για τις κατηγορίες των δομικών στοιχείων Ο/Σ που δίνονται στον πίνακα 3.1, και θα παρουσιαστούν κάποιες λεπτομέρειες για τις παραδοχές και γενικότερα για τον τρόπο με τον οποίο τους εκτελεί το ΟΣΚΑ. Η παρουσίαση θα γίνει με βάση τις γενικές κατηγορίες του πίνακα 3.1 (Κατηγορίες 1, 2, 3), και θα δοθούν σε επιμέρους παραγράφους οι διαφοροποιήσεις που υφίστανται στις ειδικές κατηγορίες ((1α)-(1δ), (2α)-(2δ), (3α)-(3γ)). Εξαίρεση αποτελούν οι πλάκες οι οποίες θα παρουσιαστούν ξεχωριστά καθώς αποτελούν επιφανεικά στοιχεία με διαφορετική φιλοσοφία ελέγχου από τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία.

5.2 Πλάκες

Ο υπολογισμός της έντασης των πλακών λόγω της φόρτισής τους από κατακόρυφα φορτία γίνεται με εφαρμογή της μεθόδου **Pieper-Martens**. Καλύπτονται οι εξής τύποι πλακών:

- Ολόσωμες/Συμπαγείς πλάκες
- Δοκιδωτές πλάκες
- Δοκιδωτές πλάκες με σώματα πλήρωσης (sandwich)
- Πλάκες-πρόβολοι

Οι συμπαγείς πλάκες στα πλαίσια της μεθόδου θεωρούνται ως έχουσες αντίσταση σε συστροφή, ενώ οι δοκιδωτές πλάκες θεωρούνται ως μη έχουσες αντίσταση σε συστροφή. Χρησιμοποιούνται οι αντίστοιχοι πίνακες της βιβλιογραφίας (βλ. π.χ. [7]). Όλες τις πλάκες θεωρείται ότι φορτίζονται με ομοιόμορφο φορτίο που εκτείνεται σε όλη την επιφάνεια τους. Το φορτίο που δέχονται οι πλάκες αναλύεται σε:

(α) Φορτίο από το ίδιο βάρος,

- (β) Φορτίο επικάλυψης,
- (γ) Μόνιμο-ωφέλιμο φορτίο,
- (δ) Κινητό φορτίο.

Ειδικά για τις πλάκες-προβόλους υπάρχει επιπλέον η δυνατότητα θεώρησης και γραμμικώς κατανεμημένου ομοιόμορφου φορτίου κατά μήκος του ελεύθερου άκρου τους.

Όσον αφορά στους ελέγχους, εκτελούνται έλεγχοι: (α) σε κάμψη κατά τον EK2 (§6.1) για τα κατακόρυφα μόνιμα και μεταβλητά φορτία του συνδυασμού 1.35G+1.50Q, και (β) για παραμορφώσεις κατά τον EK2 (§7.4.1 και §7.4.2). Εξάγονται οι λόγοι εξάντλησης των ροπών κάμψης στα ανοίγματα και στις στηρίξεις των πλακών.

Όσον αφορά στον έλεγχο παραμορφώσεων με βάση τον ΕΚ2 ακολουθείται η κάτωθι διαδικασία.

• Εφαρμόζονται οι σχέσεις (7.16α), (7.16β) του εδαφίου 7.4.2(2):

$$\frac{L}{d} = K \cdot \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho}\right) + 3.2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2} \right] \alpha \nu \rho < \rho_0$$

$$\frac{L}{d} = K \cdot \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho - \rho'}\right) + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \alpha \nu \rho > \rho_0$$
(5.1 α , β)

Όπου:

- L/d είναι ο επιτρεπόμενος λόγος άνοιγμα/ύψος,
- Κ είναι συντελεστής που εξαρτάται από το δομικό σύστημα και λαμβάνεται από τον πίνακα 7.4N του ΕΚ2,
- ρ₀ είναι το ποσοστό οπλισμού αναφοράς = $√f_{ck}$ 10⁻³,
- ρ είναι το απαιτούμενο ποσοστό εφελκυόμενου οπλισμού για την παραλαβή της ροπής λόγω φορτίων σχεδιασμού στο κέντρο του ανοίγματος (για προβόλους, στη στήριξη),
- ρ΄ είναι το απαιτούμενο ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού για την παραλαβή της ροπής λόγω φορτίων σχεδιασμού στο κέντρο του ανοίγματος (για προβόλους, στη στήριξη),
- f_{ck} σε MPa.
- Η τιμές του μέγιστου επιτρεπόμενου λόγου L/d όπως προκύπτουν από τις σχέσεις (5.1α,β), συγκρίνονται με τις αντίστοιχες τιμές του λόγου L/d όλων των πλακών του κτιρίου, και εξάγονται οι σχετικοί λόγοι εξάντλησης.

5.3 Στοιχεία υπό προέχουσα μονοαξονική κάμψη: Δοκοί

Στα στοιχεία υπό μονοαξονική κάμψη ανήκουν σύμφωνα με τον πίνακα 3.1, οι δοκοί ανωδομής, οι πεδιλοδοκοί και οι συνδετήριες δοκοί. Τα δομικά στοιχεία που ανήκουν στην κατηγορία αυτή θα πρέπει να ελέγχονται με τους ελέγχους που παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

	Έλεγχος σε κάμψη	Έλεγχος σε διάτμηση	Έλεγχος σε στρέψη	Έλεγχος κάμψης πτερυγίων	Έλεγχος διάτμησης πτερυγίων	Έλεγχος τάσεων εδάφους
Δοκοί ανωδομής	\checkmark	\checkmark	X / √ ⁽¹⁾	X	X	X
Πεδιλοδοκοί	\checkmark	\checkmark	X / √ ⁽¹⁾	\checkmark	\checkmark	\checkmark
Συνδετήριες δοκοί	\checkmark	\checkmark	X / √ ⁽¹⁾	X	X	X

Πίνακας 5.1 Έλεγχοι δομικών στοιχείων υπό προέρχουσα μονοαξονική κάμψη

(1) Εκτελείται μόνον όταν εκπληρώνεται το κριτήριο του εδαφίου 6.3.1(2) του ΕΚ2 (βλ. και παράγραφο 5.3.3.1 του παρόντος εγχειριδίου).

5.3.1 Έλεγχος σε κάμψη

Οι βασικές παραδοχές με τις οποίες θα πρέπει – σύμφωνα με τον ΕΚ2 – να γίνεται ο υπολογισμός της αντοχής σε κάμψη είναι οι ακόλουθες:

οι επίπεδες διατομές παραμένουν επίπεδες (και μετά τη φόρτιση).

- η παραμόρφωση χαλαρών οπλισμών με συνάφεια ή τενόντων με συνάφεια, υπό εφελκυσμό ή θλίψη, είναι η ίδια με εκείνη του περιβάλλοντος σκυροδέματος.
- η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος αγνοείται.
- οι τάσεις του θλιβόμενου σκυροδέματος υπολογίζονται βάσει της σχέσης τάσηςπαραμόρφωσης της παραγράφου 3.1.7 του ΕΚ2.
- οι τάσεις του χαλαρού ή προεντεταμένου οπλισμού υπολογίζονται βάσει των καμπυλών σχεδιασμού των παραγ. 3.2 (Σχήμα 3.8) και 3.3 (Σχήμα 3.10) του ΕΚ2.
- Η περιοχή των επιτρεπόμενων κατανομών των παραμορφώσεων στην οριακή κατάσταση παραμόρφωσης φαίνεται στο Σχήμα 6.1 το οποίο και αναπαράγεται και παρακάτω:



- (Α) όριο παραμόρφωσης εφελκυόμενου χάλυβα
- B όριο παραμόρφωσης θλιβόμενου σκυροδέματος
- Cόριο παραμόρφωσης σκυροδέματος υπό καθαρή θλίψη

(η χρήση της τιμής ε_{c2} ή της ε_{c3} ως ορίου για την επιτρεπόμενη θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος εξαρτάται από το χρησιμοποιούμενο διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του σκυροδέματος σύμφωνα με την παράγραφο 3.1.7 και τον πίνακα 3.1 του ΕΚ2)

Το ΟΣΚΑ ακολουθεί τις παραπάνω παραδοχές και εκτελεί τον έλεγχο των δοκών (ανωδομής, πεδιλοδοκών και συνδετηρίων) σε κάμψη σε τρία σημεία του εύκαμπτου τμήματος τους: στην αρχή, στο μέσον, και στο πέρας τους.

Τα μεγέθη έντασης που χρησιμοποιούνται για τους ελέγχους (μεγέθη σχεδιασμού) προέρχονται από την <u>περιβάλλουσα ροπών κάμψης</u> των παρακάτω συνδυασμών φόρτισης:

- Ανάλυση με τη Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης
 - 1. Συνδυασμός 1.35G+1.50Q
 - 2. Συνδυασμός $G+\psi_2Q\pm E_1$
 - 3. Συνδυασμός $G+\psi_2Q\pm E_2$
 - 4. Συνδυασμός G+ψ₂Q±E₃
 - 5. Συνδυασμός G+ ψ_2 Q±E₄

Όπου το E_i συμβολίζει τις ροπές που προέρχονται από τον αντισεισμικό υπολογισμό για μία από τις i=1-4 θέσεις μάζας που προδιαγράφει ο EK8 και ταυτόχρονη δράση του σεισμού στις διευθύνσεις των καθολικών αξόνων X και Y. Οι τιμές των ροπών που προκύπτουν από τις αναλύσεις αυτές είναι οι πιθανές ακραίες τιμές (extrM), (βλ. Παράγραφο 4.3.2.).

- Ανάλυση με τη μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
 - Συνδυασμός 1.35G+1.50Q
 - Συνδυασμός G+ψ₂Q±Σ₁₋₃
 - Συνδυασμός G+ψ₂Q±Σ₁₋₄
 - Συνδυασμός G+ψ₂Q±Σ₂₋₃
 - Συνδυασμός G+ψ₂Q±Σ₂₋₄

Όπου το Σ_{i-j} (i=1,2 / j=3,4) συμβολίζει τη ροπή που προέρχεται από την επαλληλία των αναλύσεων με οριζόντια ισοδύναμα σεισμικά φορτία κατά τις διευθύνσεις των δύο επιλεγμένων αξόνων όταν αυτά εφαρμοστούν σε σημεία των ορόφων που προδιαγράφονται από τον ΕΚ8.

- Η διαδικασία ελέγχου των δοκών σε κάμψη είναι η εξής:
- (α) Λαμβάνονται από την επίλυση όλα τα μεγέθη ροπών που υπεισέρχονται στους παραπάνω συνδυασμούς.
- (β) Υλοποιούνται οι συνδυασμοί αυτοί, και σε κάθε ένα από τα τρία σημεία ελέγχου (αρχή, μέσον, πέρας) της δοκού εντοπίζονται η μέγιστη θετική και η μέγιστη αρνητική ροπή κάμψης. Δηλαδή η μέγιστη ροπή που εφελκύει την άνω ίνα και η μέγιστη ροπή που εφελκύει την κάτω ίνα της δοκού. Έτσι σχηματίζεται η περιβάλλουσα ροπών σχεδιασμού.
- (γ) Με βάση τον χώρο αντοχής της οπλισμένης διατομής που αυτόματα υπολογίζει το ΡΑΦ, προσδιορίζονται οι ροπές αντοχής στα τρία σημεία ελέγχου και για τις δύο φορές των ροπών σχεδιασμού.

Σημειώνεται ότι για τον υπολογισμό των ροπών αντοχής των δοκών, το ΟΣΚΑ λαμβάνει υπόψη τις ράβδους που βρίσκονται εντός του συνεργαζόμενου πλάτους των πλακοδοκών ανωδομής, όπως και την διατομή σκυροδέματος με το συνεργαζόμενο πλάτος.

(δ) Έχοντας από τα βήματα (β) και (γ) τις ροπές σχεδιασμού (δράσεις) και τις ροπές αντοχής αντίστοιχα, υπολογίζονται από το ΟΣΚΑ οι αντίστοιχοι λόγοι εξάντλησης CR (Capacity Ratios):

$$M_{Sd} \le M_{Rd} \Longrightarrow CR = \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$$
 (5.2)

Σημειώνεται τέλος, ότι οι έλεγχοι αντοχής των δοκών μπορούν να γίνουν για περισσότερες της μίας διατάξεις όπλισης (εφόσον έχουν ορίστει) χωρίς να απαιτηθεί επανεπίλυση του κτιρίου.

5.3.2 Έλεγχος σε διάτμηση

Ο έλεγχος των δοκών σε διάτμηση στα πλαίσια του ΕΚ8 πραγματοποιείται σε συνδυασμό με τις διατάξεις του ΕΚ2. Αυτό δηλώνεται στα εδάφια 5.4.3.1.1(1) του ΕΚ8 για τις δοκούς κτιρίων ΚΠΜ, και 5.5.3.1.2(1)Ρ για τις δοκούς κτιρίων ΚΠΥ. Θα πρέπει μάλιστα να τονιστεί ιδιαίτερα ότι στο εδάφιο 5.4.3.1.1(1) του ΕΚ8 δηλώνεται ότι για τις δοκούς κτιρίων ΚΠΜ οι αντοχές σε διάτμηση υπολογίζονται <u>αποκλειστικά</u> με βάση τις διατάξεις του ΕΚ2 οι οποίες παρουσιάζονται στην παράγραφο 6.2 του συγκεκριμένου κανονισμού. Παρακάτω θα παρουσιαστούν λεπτομέρειες και αριθμητικά παραδείγματα για να καταστεί σαφής η διαδικασία του ελέγχου των δοκών σε διάτμηση, ενώ θα δωθούν και οι απαραίτητες διευκρινήσεις για τις παραδοχές που κάνει το ΟΣΚΑ σε διάφορα σημεία του ελέγχου. Πάντως σε γενικές γραμμές οι διαδικασίες που παρουσιάζονται παρακάτω ακολουθούνται από το ΟΣΚΑ.

ΔΟΚΟΙ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΠΜ

Για τις δοκούς αυτές <u>ΔΕΝ</u> απαιτείται διαφοροποίηση της διαδικασίας ελέγχου μεταξύ των κρίσιμων και των μη κρίσιμων περιοχών τους. Δεδομένου ότι οι δοκοί είναι στοιχεία με οπλισμό διάτμησης, οι σχέσεις με τις οποίες γίνεται ο έλεγχος είναι οι εξής:

$$V_{\text{Rd},s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$$
(5.3a)

$$V_{\text{Rd,max}} = \frac{\alpha_{\text{cw}} \cdot b_{\text{w}} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{\text{cd}}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{1}{2} \cdot \left(\alpha_{\text{cw}} \cdot b_{\text{w}} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{\text{cd}}\right) \cdot \sin(2\theta)$$
(5.3β)

Οι παραπάνω αντοχές σε τέμνουσα ορίζονται ως εξής:

- V_{Rd,s} είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας που μπορεί να αναληφθεί από τον οπλισμό διάτμησης τη στιγμή της διαρροής του.
- V_{Rd,max} είναι η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας που μπορεί να αναληφθεί από το στοιχείο, όπως καθορίζεται από τη συντριβή των λοξών θλιπτήρων.

Για τα μεγέθη που υπεισέρχονται στις σχέσεις (5.3α) και (5.3β) ισχύουν τα εξής:

A_{sw} είναι η επιφάνεια του οπλισμού διάτμησης (θεωρείται ότι ο οπλισμός διάτμησης συνίσταται από συνδετήρες). Πιο συγκεκριμένα ισχύει:

 $A_{sw} = n \bullet A_{sw}^{\sigma u v \delta}$

Όπου n είναι ο αριθμός των σκελών των συνδετήρων και A_{sw}^{συνδ.} είναι η διάμετρος ενός σκέλους.

- s είναι η απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών στρώσεων συνδετήρων.
- z είναι ο μοχλοβραχίονας της διατομής σε ένα στοιχείο σταθερού ύψους, ο οποίος αντιστοιχεί στην καμπτική ροπή που δρα στο στοιχείο. Στο σχεδιασμό έναντι διάτμησης στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος χωρίς αξονικό φορτίο, μπορεί ενγένει να ληφθεί για το μοχλοβραχίονα η προσεγγιστική τιμή z =0.9•d.

Για τον υπολογισμό του στατικού ύψους d των δοκών, το ΟΣΚΑ κάνει εφαρμογή της σχέσης του παρακάτω σχήματος:



 \mathbf{f}_{ywd} είναι η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του οπλισμού διάτμησης.

θ είναι η γωνία που σχηματίζουν οι λοξοί θλιπτήρες σκυροδέματος με τον κάθετο προς τη διεύθυνση της τέμνουσας άξονα της δοκού. Για τη γωνία αυτή τίθεται ο εξής περιορισμός:

 $1\!\le\! cot\theta \le \! 2.5 \Longrightarrow 22^\circ \le \! \theta \le 45^\circ$

Για τις δοκούς κτιρίων ΚΠΜ δεν συνίσταται κάποια συγκεκριμένη τιμή για τη γωνία θ. Έτσι ο μελετητής μπορεί να καθορίζει αυτός την συγκεκριμένη τιμή.

α_{cw} είναι ένας συντελεστής για να ληφθεί υπόψη η εντατική κατάσταση στο θλιβόμενο πέλμα. Η τιμή του συντελεστή αυτού θα πρέπει να ληφθεί από το αντίστοιχο Ελληνικό Εθνικό προσάρτημα (εκεί αναφέρεται ότι η συνιστώμενη τιμή για μη προεντεταμένες κατασκευές είναι ίση με τη μονάδα).

 \mathbf{f}_{cd} είναι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος.

- **b**_w είναι το ελάχιστο πάχος του στοιχείου μεταξύ της εφελκυόμενης χορδής και του θλιβόμενου πέλματος του δικτυώματος. Σε στοιχεία με σταθερό πλάτος διατομής, η συγκεκριμένη παράμετρος ισούται με το πλάτος αυτό.
- ν₁ είναι ένας δείκτης μείωσης της αντοχής για σκυρόδεμα ρηγματωμένο λόγω διάτμησης. Η τιμή του δείκτη αυτού θα πρέπει να ληφθεί από το αντίστοιχο Ελληνικό Εθνικό προσάρτημα:

$$v_1 = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

Σύμφωνα με το εδάφιο 6.2.1(8) του ΕΚ2:

«Σε στοιχεία που φέρουν κυρίως ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία η τέμνουσα σχεδιασμού δεν χρειάζεται να ελέγχεται σε απόσταση μικρότερη του d από την παρειά της στήριξης. Όλοι οι απαιτούμενοι οπλισμοί διάτμησης πρέπει να συνεχίζονται μέχρι τη στήριξη. Ακόμη, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η τέμνουσα στη στήριξη δεν υπερβαίνει την τιμή V_{Rd,max}».

Δεδομένου όμως στην συντριπτική πλειοψηφία των περιπτώσεων τα φορτία των δοκών είναι τραπεζοειδή, λόγω της κατανομής των φορτίων των στηριζομένων πλακών, ο έλεγχος σε τέμνουσα θα πρέπει να γίνεται κατά κανόνα στην στήριξη τους. <u>Το ΟΣΚΑ ακολουθεί την</u> συγκεκριμένη πρόταση.

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να γίνει μία σημαντική διευκρίνηση:

Όπως τονίστηκε και πιο πάνω, η επιλογή της γωνίας θ επαφίεται – στην περίπτωση των δοκών κτιρίων ΚΠΜ – στον μελετητή. Εφόσον όμως εκτελώντας τον έλεγχο της V_{Rd,max} (σχέση (5.3β)) προκύψει ότι η συγκεκριμένη τιμή αντοχής υπερβαίνει την τέμνουσα σχεδιασμού V_{Ed}, τότε δίνεται η δυνατότητα επαναπροσδιορισμού της γωνίας θ προκειμένου να προκύψει ισότητα μεταξύ των V_{Rd,max} και V_{Ed}. Δηλαδή:

$$V_{\text{Rd,max}}\left(\theta_{\text{оргак}}\right) = V_{\text{Ed}} \implies \theta_{\text{оргак}} = \frac{1}{2} \cdot \sin^{-1} \left[\frac{2 \cdot V_{\text{Ed}}}{\alpha_{\text{cw}} \cdot b_{\text{w}} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{\text{cd}}}\right] \le 45^{\circ}$$
(5.4)

Εάν η τιμή της θ για την οποία προκύπτει στην στήριξη V_{Rd,max}=V_{Ed} είναι μεγαλύτερη από 45°, τότε θα πρέπει να <u>αλλαχθούν οι διαστάσεις της διατομής</u>. Αν όμως προκύψει μικρότερη από 45° τότε θα πρέπει να επαναυπολογιστεί με την νέα τιμή η αντοχή V_{Rd,s}.

Όπως φαίνεται από τις σχέσεις (5.3α) και (5.3β) όσο μεγαλώνει η τιμή του θ, τόσο αυξάνει η τιμή της V_{Rd,max} αλλά μειώνεται η τιμή της V_{Rd,s}. Μελετώντας τις οριακές τιμές των αντοχών V_{Rd,max}, V_{Rd,s} για τις οριακά επιτρεπόμενες τιμές της γωνίας προκύπτουν οι λόγοι των μέγιστων / ελάχιστων τιμών τους:

$$\frac{V_{\text{Rd,s}}(\theta = 22^{\circ})}{V_{\text{Rd,s}}(\theta = 45^{\circ})} = \frac{\max V_{\text{Rd,s}}}{\min V_{\text{Rd,s}}} = 2.5$$
(5.5 α)

$$\frac{V_{\text{Rd,max}}\left(\theta = 45^{\circ}\right)}{V_{\text{Rd,max}}\left(\theta = 22^{\circ}\right)} = \frac{\max V_{\text{Rd,max}}}{\min V_{\text{Rd,max}}} = 1.45$$
(5.5β)

Επομένως:

- Μικρές γωνίες θ οδηγούν σε χαμηλή απαίτηση οπλισμού διάτμησης.
- Μεγάλες γωνίες θ οδηγούν σε χαμηλή απαίτηση διατομών σκυροδέματος.

Αυτό σημαίνει ότι ο ΕΚ2 δίνει ευελιξία στον σχεδιασμό έναντι αστοχίας από διάτμηση.

Με βάση τα παραπάνω, η διαδικασία ελέγχου είναι γενικώς η ακόλουθη:

- 1. Επιλογή από τον μελετητή, των δεδομένων της δοκού:
 - Διαστάσεις διατομής: (b_w, h_w→d),
 - Yλικά: (Σκυρόδεμα → f_{ck}, γ_c / Χάλυβας → f_{yk}, γ_s),
 - Οπλισμός διάτμησης: (n-τμητοι συνδετήρες και η απόσταση τους → A_{sw}, s)
 - Η γωνία θ= $θ_{\alpha \rho \chi}$
- 2. Υπολογισμός της τέμνουσας σχεδιασμού V_{Ed} στα σημεία ελέγχου. Τα σημεία αυτά είναι τα σημεία σύνδεσης των δοκών με τα υποστυλώματα. Ωστόσο έλεγχος θα πρέπει να γίνει και στα σημεία πέρατος των κρισίμων περιοχών, διότι στα σημεία αυτά αλλάζει η πυκνότητα των συνδετήρων.
- 3. Υπολογισμός της αντοχής σε τέμνουσα $V_{Rd,max}$ από την σχέση (5.3β) και με τη γωνία θ=θ_{αρχ}.
- 4. Σχηματισμός του λόγου εξάντλησης:

$$CR_{\text{VRd,max}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{V_{\text{Rd,max}} \left(\theta = \theta_{\alpha \rho \chi} \right)}$$

- 5. Υπολογισμός της αντοχής σε τέμνουσα $V_{Rd,s}$ από την σχέση (5.3α) και με τη γωνία θ=θ_{αρχ}.
- 6. Σχηματισμός του λόγου εξάντλησης:

$$CR_{VRd,s} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s} \left(\theta = \theta_{\alpha \rho \chi}\right)}$$

Έχοντας ως δεδομένους τους παραπάνω λόγους εξάντλησης, ο μελετητής καλείται να αξιολογήσει τα αποτελέσματα του ελέγχου ως εξής:

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

- (α) Εφόσον προκύψει ότι CR_{VRd,max}(θ=θ_{αρχ})>1, και εφόσον η γωνία θ_{αρχ} δεν είναι ήδη ίση με την μέγιστη επιτρεπόμενη (maxθ=45°), τότε ο μελετητής καλείται να την αυξήσει έτσι ώστε να πετύχει με την νέα γωνία θ=θ_{νεα} τιμή του λόγου εξάντλησης CR_{VRd,max}(θ=θ_{νεα}) μικρότερη της μονάδας. Για την επίτευξη του στόχου αυτού, θα πρέπει να υπολογιστεί εφόσον υπάρχει μια νέα τιμή για τη γωνία θ_{νεα}=θ_{οριακ} έτσι ώστε CR_{VRd,max}(θ=θ_{νεα})=1 με εφαρμογή της σχέσης (5.4). Εφόσον όμως ισχύουν ταυτόχρονα:
 - CR_{VRd,max}(θ=θ_{αρχ})>1
 - θ_{οριακ}>45°

τότε δεν υπάρχει επιτρεπτή τιμή της γωνίας θ για την οποία ο λόγος CR_{VRd,max}(θ) γίνεται μικρότερος της μονάδας. Έτσι θα πρέπει να αυξηθούν οι διαστάσεις της διατομής.

(β) Εφόσον προκύψει ότι CR_{VRd,max}(θ=θ_{αρχ})<1 τότε θα πρέπει να δοθεί προσοχή στον λόγο εξάντλησης CR_{VRd,s}. Εφόσον CR_{VRd,s}(θ=θ_{αρχ})<1 τότε ο προεπιλεγμένος οπλισμός διάτμησης, σε συνδυασμό με την γωνία θ=θ_{αρχ}, είναι επαρκής. Εφόσον όμως CR_{VRd,s}(θ=θ_{αρχ})>1 τότε θα πρέπει να αυξηθεί ο οπλισμός διάτμησης. Βεβαίως – όπως ήδη τονίστηκε και προηγούμενως – μπορεί να γίνει χρήση μικρότερης τιμής για το θ έτσι ώστε να αυξηθεί η αντοχή του υπάρχοντος οπλισμού διάτμησης χωρίς να χρειαστεί να αυξηθεί αυτός (όπως φαίνεται από την σχέση (5.5α) υπάρχει η δυνατότητα αύξησης μέχρι και 2.5 φορές της αντοχής V_{Rd,s} εφόσον αρχικά χρησιμοποιηθεί η μέγιστη επιτρεπτή τιμή θ=45°). Ωστόσο θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι η μείωση της γωνίας θ μειώνει και την αντοχή V_{Rd,max}.

Το ΟΣΚΑ ακολουθεί σε γενικές γραμμές την ως άνω περιγραφόμενη διαδικασία, με την βασική διαφοροποίηση ότι δεν δίνει την αρχική επιλογή για τη γωνία θ στον μελετητή, αλλά εκτελεί τους υπολογισμούς με γωνία θ=45° εξ αρχής. Με τον τρόπο αυτό αφενώς απλοποιούνται σημαντικά οι υπολογισμοί, και αφετέρου αξιοποιούνται πλήρως τα περιθώρια που έχει η μελετούμενη διατομή σκυροδέματος. Έτσι εφόσον προκύψει ότι:

$$CR_{_{VRd,max}} = \frac{V_{_{Ed}}}{V_{_{Rd,max}}\left(\theta = \theta_{_{\alpha\rho\chi}} = 45^{\circ}\right)} > 1.00$$

τότε ο μελετητής γνωρίζει εκ των προτέρων ότι η διατομή σκυροδέματος θα πρέπει να αλλάξει δηλαδή να αυξηθεί, χωρίς να μπεί στη διαδικασία υπολογισμού νέας γωνίας θ. Φυσικά με τη γωνία θ=45° προκύπτουν οι μέγιστες απαιτήσεις για συνδετήρες. Όμως με τη διαδικασία που ακολουθείται από το ΟΣΚΑ το πρόβλημα ανάγεται απλώς στην αύξηση-πύκνωση των συνδετήρων όταν αυτοί δεν επαρκούν και όχι διερεύνηση τιμών της γωνίας θ με στόχο την επάρκεια τους. Επομένως μετά τον έλεγχο της τιμής του CR_{VRd,max}, ελέγχεται και ο λόγος:

$$CR_{\text{VRd,s}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{V_{\text{Rd,s}} \left(\theta = \theta_{\text{apx}} = 45^{\circ}\right)}$$

και εφόσον προκύψει μεγαλύτερος της μονάδος, θα πρέπει απλώς να αυξηθούν οι συνδετήρες.

Αριθμητικό Παράδειγμα

Στο αριθμητικό παράδειγμα που ακολουθεί, θα εφαρμοστεί η διαδικασία του ελέγχου σε τέμνουσα όπως ακριβώς την προτείνει ο ΕΚ2 και ο ΕΚ8 για δοκούς κτιρίων ΚΠΜ.



b _w =0.25m	f _{ck} =20MPa	<u>Συνδετήρες</u> :	<u>Τέμνουσα</u>
h _w =0.60m	f _{yk} =500MPa	Ф8/10	<u>σχεδιασμού</u> :
d=0.55m	γ _c =1.5		V _{Ed} =350kN
	γ _s =1.15		

Με τα παραπάνω δεδομένα, ζητείται η εκτέλεση του ελέγχου αντοχής σε τέμνουσα με βάση τις διατάξεις του ΕΚ2.

Επιλέγεται αρχικά γωνία θ=22°, δηλαδή η ελάχιστη επιτρεπτή σύμφωνα με τον κανονισμό.
 Με βάση την γωνία αυτή, από τις σχέσεις (5.3α) και (5.3β) προκύπτουν:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \left[\frac{2 \cdot \left[\left(\pi \cdot 8^{2}\right)/4\right]}{10 \cdot 10}\right] \cdot (0.9 \cdot 0.55) \cdot \left(\frac{500}{1.15}\right) \cdot \cot(22^{\circ}) = 535.51 \text{kN}$$
$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{w} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{1 \cdot 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.55 \cdot \left[0.6 \cdot (1 - (20/250))\right] \cdot (20/1.5)}{\left[\cot(22^{\circ}) + \tan(22^{\circ})\right] \cdot 10^{-3}} = 316.35 \text{kN}$$

Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν:

$$CR_{VRd,max} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max} (22^{\circ})} = \frac{350}{316.35} = 1.1$$
$$CR_{VRd,s} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s} (22^{\circ})} = \frac{350}{535.51} = 0.65$$

Από τους παραπάνω λόγους εξάντλησης γίνεται σαφές ότι δεν επαρκεί η διατομή του σκυροδέματος. Αυτό σημαίνει ότι θα πρέπει να γίνει ένα από τα ακόλουθα:

(α) Να αυξηθεί η γωνία θ, ή

(β) Να αυξηθούν οι διαστάσεις της διατομής.

Επιλέγεται η αύξηση τη γωνίας θ στις 30°, οπότε προκύπτουν αντίστοιχα.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \left[\frac{2 \cdot \left[\left(\pi \cdot 8^{2}\right)/4\right]}{10 \cdot 10}\right] \cdot (0.9 \cdot 0.55) \cdot \left(\frac{500}{1.15}\right) \cdot \cot(30^{\circ}) = 374.75 \text{kN}$$
$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{w} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{1 \cdot 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.55 \cdot \left[0.6 \cdot \left(1 - (20/250)\right)\right] \cdot (20/1.5)}{\left[\cot(30^{\circ}) + \tan(30^{\circ})\right] \cdot 10^{-3}} = 394.39 \text{kN}$$

Έτσι οι αντίστοιχοι λόγοι εξάντλησης είναι:

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

$$CR_{VRd,max} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max} (30^{\circ})} = \frac{350}{394.39} = 0.89$$

$$CR_{VRd,s} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}(30^{\circ})} = \frac{350}{374.75} = 0.93$$

Παρατηρούμε ότι και οι δυο λόγοι εξάντλησης είναι κάτω τις μονάδος και επομένως η διατομή με τον οπλισμό της είναι επαρκής.

Για λόγους όμως παραμετρικής διερεύνησης θα γίνει υπολογισμός των συγκεκριμένων λόγων εξάντλησης για δύο ακόμα περιπτώσεις τιμών της γωνίας θ:

(Ι) Για την μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή της γωνίας θ που είναι οι 45 μοίρες:

$$V_{\text{Rd},\text{s}} = \frac{A_{\text{sw}}}{s} \cdot z \cdot f_{\text{ywd}} \cdot \cot\theta = \left[\frac{2 \cdot \left[\left(\pi \cdot 8^2\right)/4\right]}{10 \cdot 10}\right] \cdot \left(0.9 \cdot 0.55\right) \cdot \left(\frac{500}{1.15}\right) \cdot \cot(45^\circ) = 216.36 \text{kN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{w} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{1 \cdot 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.55 \cdot [0.6 \cdot (1 - (20/250))] \cdot (20/1.5)}{\cot(45^{\circ}) + \tan(45^{\circ})} = 455.4 \text{kN}$$

Οι αντίστοιχοι λόγοι εξάντλησης είναι:

$$CR_{VRd,max} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max} (45^{\circ})} = \frac{350}{216.36} = 1.62$$
$$CR_{VRd,s} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s} (45^{\circ})} = \frac{350}{455.45} = 0.77$$

Παρατηρούμε ότι για γωνία θ=45° η διατομή σκυροδέματος είναι επαρκής αλλά δεν είναι επαρκής ο οπλισμός διάτμησης.

(II) Για την οριακή γωνία θ για την οποία ο λόγος εξάντλησης CR_{VRd,max} γίνεται ίσος με τη μονάδα. Με εφαρμογή της σχέσης (5.4) προκύπτει ότι η γωνία αυτή είναι ίση με:

$$\theta_{\text{oplack}} = \frac{1}{2} \cdot \sin^{-1} \left[\frac{2 \cdot V_{\text{Ed}}}{\alpha_{\text{cw}} \cdot b_{\text{w}} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{\text{cd}}} \right] = \frac{1}{2} \cdot \sin^{-1} \left[\frac{2 \cdot 350 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.55 \cdot 0.552 \cdot \frac{20}{1.5}} \right] = 25.11^{\circ}$$

Για τη γωνία αυτή προκύπτουν αντίστοιχα:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \left[\frac{2 \cdot \left[\left(\pi \cdot 8^{2}\right)/4\right]}{10 \cdot 10}\right] \cdot (0.9 \cdot 0.55) \cdot \left(\frac{500}{1.15}\right) \cdot \cot(25.11^{\circ}) = 461.62 \text{kN}$$
$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{w} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{1 \cdot 0.25 \cdot 0.9 \cdot 0.55 \cdot \left[0.6 \cdot (1 - (20/250))\right] \cdot (20/1.5)}{\cot(25.11^{\circ}) + \tan(25.11^{\circ})} = 350 \text{kN}$$

Και οι αντίστοιχοι λόγοι εξάντλησης είναι:

$$CR_{VRd,max} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max} \left(25.11^{\circ}\right)} = \frac{350}{350} = 1.00$$

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

$$CR_{VRd,s} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s} (25.11^{\circ})} = \frac{350}{461.62} = 0.76$$

Παρατηρούμε επομένως ότι για γωνία θ=25.11° ο οπλισμός διάτμησης είναι επαρκής. (Η επάρκεια της διατομής σκυροδέματος είναι δεδομένη αφού η γωνία θ=25.11° αφενώς προκύπτει από την συνθήκη V_{Rd,max}=V_{Ed} και αφετέρου είναι μικρότερη από την μέγιστη επιτρεπόμενη γωνία των 45°).

ΔΟΚΟΙ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΠΥ

Σύμφωνα με το εδάφιο 5.5.3.1.2(1)Ρ ο υπολογισμός των αντοχών σε διάτμηση για δοκούς ΚΠΥ πραγματοποιείται και πάλι με βάση τις διατάξεις του ΕΚ2 με συγκεκριμένες όμως εξαιρέσεις που παρατίθενται παρακάτω:

(α) Εδάφιο 5.5.3.1.2(2) Ρ: Στις κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών δοκών η γωνία θ (δηλ. η γωνία του θλιπτήρα στο προσομοίωμα δικτυώματος) επιβάλλεται να είναι ίση με 45°. Επομένως ισχύουν οι σχέσεις (5.3α) και (5.3β) αλλά με cotθ=tanθ=1. Δηλαδή:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd}$$
(5.6a)

$$V_{Rd,max} = (1/2) \cdot \alpha_{cw} \cdot b_{w} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{cd}$$
(5.6β)

- (β) Εδάφιο 5.5.3.1.2(3): Ο οπλισμός διάτμησης εντός των κρισίμων περιοχών θα πρέπει να διατάσσεται με βάση την αλγεβρική τιμή του λόγου ζ=V_{Ed,min}/V_{Ed,max} της ελάχιστης προς τη μέγιστη δρώσα τέμνουσα που υπολογίζεται με βάση τα εδάφια 5.5.2.1(3) και 5.4.2.2(2) [<u>Σημείωση</u>: Οι τέμνουσες που υπολογίζονται με βάση τα εδάφια αυτά είναι οι τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού]. Έτσι διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις:
 - ζ≥-0.5 → Η αντοχή σε διάτμηση που παρέχεται από τον οπλισμό υπολογίζεται και πάλι από τον ΕΚ2 όπως και στις μη κρίσιμες περιοχές.
 - ζ<-0.5 → Στην περίπτωση αυτή παρατηρείται σχεδόν πλήρης αντιστροφή των τεμνουσών δυνάμεων, και διακρίνονται δύο υποπεριπτώσεις:

 2α . Eáv $|V_{Ed,max}| \leq (2+\zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$

(f_{ctd} είναι η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος κατά τον EK2).

τότε και πάλι η αντοχή που παρέχεται από τον οπλισμό διάτμησης υπολογίζεται από τις διατάξεις του ΕΚ2 όπως στις μη κρίσιμες περιοχές.

2 β . Eáv $|V_{Ed,max}| > (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$

τότε θα πρέπει να διατάσσεται λοξός οπλισμός σε δύο διευθύνσεις (δισδιαγώνιος οπλισμός). Ο οπλισμός αυτός θα πρέπει να διατάσσεται με γωνία α=±45° ως προς τον άξονα της δοκού, είτε κατά τις διευθύνσεις των διαγωνίων της δοκού σε όψη. Στην περίπτωση αυτή θα πρέπει:

- Το ήμισυ της μέγιστης τέμνουσας |V_{Ed,max}| θα πρέπει να παραλαμβάνεται από τους συνδετήρες (με βάση και το εδάφιο 9.2.2(4) του ΕΚ2), και ο έλεγχος της επάρκειας τους γίνεται κατά τον ΕΚ2.
- Το υπόλοιπο ήμισυ θα παραλαμβάνεται από τον λοξό οπλισμό και ο έλεγχος θα γίνεται με βάση τη σχέση:

$$0.5 \cdot \left| V_{\text{Ed,max}} \right| \le 2 \cdot A_{\text{s}} \cdot f_{\text{yd}} \cdot \sin \alpha \tag{5.7}$$

A_s είναι η διατομή του λοξού οπλισμού στην μια διεύθυνση, που διασχίζει το πιθανό επίπεδο ολίσθησης (δηλ. την ακραία διατομή της δοκού).

α είναι η γωνία μεταξύ του λοξού οπλισμού και του άξονα της δοκού (κανονικά α=45° ή tanα \approx (d-d')/l_b).

Με βάση τα παραπάνω, ο έλεγχος σε διάτμηση δοκών κτιρίων ΚΠΥ θα πρέπει να γίνει ως εξής:

ΜΗ ΚΡΙΣΙΜΗ ΠΕΡΙΟΧΗ				
1. Υπολογισμός των V _{Rd,s} , V _{Rd,max} από τις σχέσεις (5.3α), (5.3β)				
2. Υπολογισμός τι	2. Υπολογισμός της μέγιστης κατα απόλυτο τιμής V _{Ed,max} (εδάφια 5.5.2.1(3), 5.4.2.2(2)).			
3. Σύγκριση των \	/ _{Rd,s} , V _{Rd,max} με την V _{Ed,max}			
	ΚΡΙΣΙΜΗ ΠΕΡ	ЮХН		
1. Υπολογισμός το	1. Υπολογισμός των $V_{Ed,min}$ και $V_{Ed,max}$ με βάση τα εδάφια 5.5.2.1(3) και 5.4.2.2(2).			
2. Υπολογισμός το	2. Υπολογισμός των $V_{Rd,s}$, $V_{Rd,max}$ από τις σχέσεις (5.6α), (5.6β)			
3. Μόρφωση του λ	λόγου ζ=V _{Ed,min} /V _{Ed,max} στις δύο α	κραίες διατομές της δοκού.		
4. Έλεγχος της τιμ	μής του ζ=V _{Ed,min} /V _{Ed,max} :			
Εάν ζ≥-0.5:	Εάν ζ<-0.5:			
Εκτελείται η	Εφόσον:	Εφόσον:		
ίδια ακριβώς διαδικασία που	$\left V_{\text{Ed,max}} \right \leq (2 + \zeta) \cdot f_{\text{ctd}} \cdot b_{w} \cdot d$	$ V_{Ed,max} > (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$		
περιγράφηκε προηγουμένως για τις δοκούς κτιρίων ΚΠΜ ή για την μη κρίσιμη περιοχή των δοκών κτιρίων ΚΠΥ.	Εκτελείται η ίδια ακριβώς διαδικασία που περιγράφηκε προηγουμένως για τις δοκούς κτιρίων ΚΠΜ ή για την μη κρίσιμη περιοχή των δοκών κτιρίων ΚΠΥ.	 Το ήμισυ της τέμνουσας V_{Ed,max} θα πρέπει να παραληφθεί από συνδετήρες. Ο έλεγχος τους γίνεται με βάση τις διατάξεις του ΕΚ2 όπως για τις δοκούς ΚΠΜ, θεωρώντας όμως ότι η δρώσα τέμνουσα είναι ίση με 0.5• V_{Ed,max} . Το υπόλοιπο ήμισυ θα πρέπει να παραληφθεί από λοξό οπλισμό. Ο έλεγγος της επάρκειας του οπλισμού 		

	αυτού θα πρέπει να γίνει ως εξής:
	(α) Υπολογίζεται η κατακόρυφη συνιστώσα της δύναμης που αντιστοιχεί σε διαρροή του λοξού οπλισμού από τη σχέση: V _{y,incl} = 2 • A _s • f _{yd} • sinα
	(β) Σχηματίζεται ο λόγος εξάντλησης του λοξού οπλισμού διάτμησης με βάση το ήμισυ της τέμνουσας V _{Ed,max} που θα πρέπει να παραλάβει. Δηλαδή: CR _{incl} = $\frac{0.5 \cdot V_{Ed,max} }{V_{y,incl}}$

Στον παρακάτω πίνακα συνοψίζονται σε πινακοποιημένη μορφή όλα όσα εκτέθηκαν πιο πάνω για τον έλεγχο διάτμησης δοκών ΚΠΜ και ΚΠΥ.

	$\begin{array}{c c} X=0 & X=L \\ h & 1 & 2 \\ \hline X=\alpha & X=L-\alpha \end{array}$		ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ ΚΑΤΑ ΕC8		ΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ
	<u>ΚΠΜ</u> : α=h <u>K</u>	<u>∏Y</u> : α=1.5h	КПМ	КПҮ	KATA EC2
		Θέση Ελέγχου	x=h, x=L-h	x=(1.5h), x=L-(1.5h)	x=0, x=L
Μη Κρίσιμα μήκη	ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ V _{Rd,max}	Υπολογισμός αντοχής	$V_{\text{Rd,max}} = \frac{\alpha_{\text{cw}} \cdot b_{\text{w}} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{\text{cd}}}{\cot\theta + \tan\theta} \left(22^{\circ} \le \theta \le 45^{\circ}\right)$		
		Δράση	Τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού V _d (§5.4.2.2-EC8)	Τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού V _d (§5.5.2.1-EC8)	V(1.35G+1.50Q)
		Θέση Ελέγχου	x=0, x=L		
	ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ V _{Rd,s}	Υπολογισμός αντοχής	$V_{\text{Rd,s}} = \frac{A_{\text{sw}}}{s} \cdot z \cdot f_{\text{ywd}} \cdot \cot\theta \left(22^{\circ} \le \theta \le 45^{\circ}\right)$		
		Δράση	Τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού V _d (§5.4.2.2-EC8)	Τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού V _d (§5.5.2.1-EC8)	V(1.35G+1.50Q)
		Θέση Ελέγχου	x=0, x=L		
	ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ V _{Rd,max}	Υπολογισμός	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{w} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$		
		αντοχης	$22^\circ \le \theta \le 45^\circ$	$\theta = 45^{o}$	_
α μήκη		Δράση	Τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού V _d (§5.4.2.2-EC8)	Τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού V _d (§5.5.2.1-EC8)	
οίσιμ		Θέση Ελέγχου	x=0, x=L		
К	ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ V _{Rd,s}	Υπολογισμός αντοχής	$V_{\text{Rd,s}} = \frac{A_{\text{sw}}}{s} \cdot z \cdot f_{\text{ywd}} \cdot \cot\theta$ $\left(22^{\circ} \le \theta \le 45^{\circ}\right)$	Προηγούμενος πίνακας	_
		Δράση	Τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού V _d (§5.4.2.2-EC8)	Τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού V _d (§5.5.2.1-EC8)	

Πίνακας 5.2 Διαδικασία ελέγχου αντοχής δοκών έναντι τέμνουσας

Αριθμητικά Παραδείγματα

Παράδειγμα 1.

Η δοκός που μελετήθηκε ως δοκός κτιρίου ΚΠΜ, θα μελετηθεί εδώ ως δοκός κτιρίου ΚΠΥ. Δεδομένου ότι στις μη κρίσιμες περιοχές ο έλεγχος σε διάτμηση δεν διαφέρει από την περίπτωση ελέγχου των δοκών κτιρίων ΚΠΜ, το συγκεκριμένο παράδειγμα θα επικεντρωθεί στον έλεγχο της κρίσιμης περιοχής του αριστερού άκρου.



Ο έλεγχος ξεκινά από τον υπολογισμό του ζ από την ακόλουθη σχέση:

$$\zeta = \frac{V_{\text{Ed,min}}}{V_{\text{Ed,max}}} = \frac{\text{min}V_{1,d}}{\text{max}V_{1,d}} = \frac{-36.27}{81.27} = -0.446 > -0.50$$

Αυτό σημαίνει – σύμφωνα με το εδάφιο 5.5.3.1.2(3)α – ότι ο ελέγχος θα γίνει σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ2. Η μόνη διαφοροποίηση είναι ότι η γωνία του θλιπτήρα θ θα πρέπει να ληφθεί οπωσδήποτε ίση με 45°. Επομένως:

$$V_{\text{Rd,max}} = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \alpha_{\text{cw}} \cdot b_{\text{w}} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{\text{cd}} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1.0 \cdot 0.25 \cdot (0.9 \cdot 0.55) \cdot \left[0.6 \cdot \left(1 - \frac{20}{250}\right)\right] \cdot \frac{20}{1.5}\right] \cdot 1000$$
$$\Rightarrow V_{\text{Rd,max}} = 455.4 \text{kN}$$

Δεδομένου ότι η τιμή της μέγιστης τέμνουσας στην ελεγχόμενη διατομή είναι ίση με 81.27kN, ο λόγος εξάντλησης είναι:

$$CR_{VRd,max} = \frac{81.27}{455.4} = 0.18 < 1.0$$

Όσον αφορά στον έλεγχο του τοποθετημένου οπλισμού διάτμησης ισχύει:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} = \left[\frac{2 \cdot \left[\left(\pi \cdot 8^{2}\right)/4\right]}{10 \cdot 10}\right] \cdot \left(0.9 \cdot 0.55\right) \cdot \left(\frac{500}{1.15}\right) = 216.36 \text{ kN}$$

Επομένως ο τοποθετημένος οπλισμός διάτμησης στο κρίσιμο μήκος είναι επαρκής καθότι:

$$CR_{VRd,s} = \frac{81.27}{216.36} = 0.38 < 1.0$$

APA: τόσο η διατομή σκυροδέματος, όσο και ο οπλισμός διάτμησης στην κρίσιμη περιοχή είναι επαρκή.

Παράδειγμα 2.

Στο παράδειγμα αυτό ελέγχεται η δοκός με τα δεδομένα του παρακάτω σχήματος:



Ο έλεγχος ξεκινά από τον υπολογισμό του ζ από την ακόλουθη σχέση:

 $\zeta = \frac{V_{\text{Ed,min}}}{V_{\text{Ed,max}}} = \frac{\min V_{1,d}}{\max V_{1,d}} = \frac{-190.58}{203.50} = -0.937 < -0.50$

Παρατηρούμε ότι ζ<-0.50. Επομένως σύμφωνα με το εδάφιο 5.5.3.1.2(3)β θα πρέπει να ελεγχθεί η ανισότητα:

$$|V_{Ed,max}| \le (2+\zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = \left[(2-0.937) \cdot \left(\frac{2.2}{1.5}\right) \cdot 0.25 \cdot 0.65 \right] \cdot 1000 = 253.36 \text{kN}$$

 $|V_{Ed,max}| = 203.50 \text{kN} < 253.36 \text{kN}$

Έτσι σύμφωνα με το εδάφιο 5.5.3.1.2(3)βi ο έλεγχος του οπλισμού διάτμησης μπορεί να γίνει με βάση τις διατάξεις του ΕΚ2 όπως και στο προηγούμενο παράδειγμα. Άρα:

$$V_{\text{Rd},\text{s}} = \frac{A_{\text{sw}}}{s} \cdot z \cdot f_{\text{ywd}} = \left\lfloor \frac{2 \cdot \left[\left(\pi \cdot 8^2 \right) / 4 \right]}{10 \cdot 10} \right\rfloor \cdot \left(0.9 \cdot 0.65 \right) \cdot \left(\frac{500}{1.15} \right) = 255.70 \text{ kN}$$

Επομένως ο τοποθετημένος οπλισμός διάτμησης στο κρίσιμο μήκος είναι επαρκής καθότι:

$$CR_{VRd,s} = \frac{203.50}{255.70} = 0.80 < 1.0$$

Ο έλεγχος του V_{Rd,max} γίνεται όπως και στην περίπτωση του προηγούμενου παραδείγματος δηλαδή με βάση τις διατάξεις του ΕΚ2, ως εξής:

$$V_{Rd,max} = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \alpha_{cw} \cdot b_{w} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{cd} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1.0 \cdot 0.25 \cdot (0.9 \cdot 0.65) \cdot \left[0.6 \cdot \left(1 - \frac{20}{250}\right)\right] \cdot \frac{20}{1.5}\right] \cdot 1000$$

$$\Rightarrow V_{Rd,max} = 538.2 \text{kN}$$

$$CR_{VRd,max} = \frac{203.50}{538.2} = 0.38 < 1.0$$

APA: τόσο η διατομή σκυροδέματος, όσο και ο οπλισμός διάτμησης στην κρίσιμη περιοχή είναι επαρκή.

Παράδειγμα 3.

Ως τρίτο παράδειγμα ελέγχεται η δοκός με τα δεδομένα του παρακάτω σχήματος:



Ο έλεγχος ξεκινά από τον υπολογισμό του ζ από την ακόλουθη σχέση:

$$\zeta = \frac{V_{\text{Ed,min}}}{V_{\text{Ed,max}}} = \frac{\min V_{1,d}}{\max V_{1,d}} = \frac{-324.65}{371.59} = -0.874 < -0.50$$

Παρατηρούμε ότι ζ<-0.50. Επομένως σύμφωνα με το εδάφιο 5.5.3.1.2(3)β θα πρέπει να ελεγχθεί η ανισότητα:

$$|V_{Ed,max}| \le (2+\zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = \left[(2-0.874) \cdot \left(\frac{2.2}{1.5}\right) \cdot 0.25 \cdot 0.65 \right] \cdot 1000 = 268.4 \text{kN}$$

 $|V_{Ed,max}| = 371.59 \text{kN} > 268.4 \text{kN}$

Έτσι σύμφωνα με το εδάφιο 5.5.3.1.2(3)βii ο έλεγχος του οπλισμού διάτμησης <u>δεν</u> μπορεί να γίνει με βάση τις διατάξεις του ΕΚ2 όπως στα προηγούμενα δύο παραδείγματα. Σύμφωνα με το συγκεκριμένο εδάφιο, θα πρέπει διατακτεί λοξός οπλισμός σε δύο διευθύνσεις (δισδιαγώνιος οπλισμός) ο οποίος θα πρέπει να είναι σε θέση να παραλάβει το 50% της V_{Ed,max}, ενώ το υπόλοιπο 50% θα πρέπει να παραληφθεί από τους συνδετήρες. Έτσι ο έλεγχος θα πρέπει να γίνει μα γίνει ως εξής:

<u>Έλεγχος των συνδετήρων</u>:

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

Γίνεται κατά τα γνωστά, με τη μόνη διαφορά ότι για τον υπολογισμό του λόγου εξάντλησης θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί το ήμισυ της V_{Ed,max} δηλ. 371.59/2=185.8kN. Δηλαδή:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} = \left[\frac{2 \cdot \left[\left(\pi \cdot 8^{2}\right)/4\right]}{10 \cdot 10}\right] \cdot \left(0.9 \cdot 0.65\right) \cdot \left(\frac{500}{1.15}\right) = 255.70 \text{ kN}$$

Επομένως οι τοποθετούμενοι συνδετήρες στο κρίσιμο μήκος είναι επαρκείς καθότι:

$$CR_{VRd,s} = \frac{(371.59/2)}{255.70} = \frac{185.8}{255.70} = 0.73 < 1.0$$

Έλεγχος του δισδιαγώνιου οπλισμού:

Αρχικά θα πρέπει να υπολογιστεί η γωνία που σχηματίζουν οι διαγώνιες ράβδοι με το οριζόντιο επίπεδο. Δηλαδή η γωνία α. Ο υπολογισμός αυτός γίνεται με βάση τη σχέση:

$$\tan \alpha = \frac{d - d'}{L} = \frac{0.65 - 0.034}{2.00} \approx 0.31 \implies \alpha = 17.22^{\circ}$$

Όπου d είναι το στατικό ύψος της διατομής, και d' η απόσταση του άξονα του άνω σκέλους του συνδετήρα από την άνω ίνα της διατομής.

Σύμφωνα με τη σχέση (5.28) του εδαφίου 5.5.3.1.2(3)βii η δύναμη που παραλαμβάνουν οι δισδιαγώνιες ράβδοι που διασχίζουν το πιθανό επίπεδο ολίσθησης (στην ακραία-κρίσιμη διατομή της δοκού είναι):

$$V_{y,incl} = 2 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot sin\alpha$$

Όπου Α_s είναι το συνολικό εμβαδό των ράβδων του δισδιαγώνιου οπλισμού ανά διεύθυνση, δηλ. των 4Φ12:

$$A_s = 4 \cdot \left[\left(\pi \cdot 0.012^2 \right) / 4 \right] = 4.524 \cdot 10^{-4} \, m^2$$

Επομένως:

$$V_{y,incl} = 2 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin\alpha = \left[2 \cdot \left(4.524 \cdot 10^{-4} \right) \cdot \left(\frac{500}{1.15} \right) \cdot \sin(17.22^{\circ}) \right] \cdot 1000 = 116.5 \text{kN}$$

Η δύναμη αυτή καλείται να παραλάβει το ήμισυ της V_{Ed,max} δηλ. 371.59/2=185.8kN. Άρα ο αντίστοιχος λόγος εξάντλησης είναι:

$$CR_{VRd,s} = \frac{(371.59/2)}{116.5} = \frac{185.8}{116.5} = 1.60 > 1.0$$

Είναι σαφές ότι ο δισδιαγώνιος οπλισμός των 4Φ12 δεν επαρκεί. Έτσι τοποθετούμε 4Φ16 ανά διεύθυνση:

$$A_s = 4 \cdot \left[\left(\pi \cdot 0.016^2 \right) / 4 \right] = 8.042 \cdot 10^{-4} \, m^2$$

$$V_{y,incl} = 2 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin\alpha = \left[2 \cdot \left(8.042 \cdot 10^{-4} \right) \cdot \left(\frac{500}{1.15} \right) \cdot \sin(17.22^{\circ}) \right] \cdot 1000 = 207.1 \text{kN}$$
$$CR_{VRd,s} = \frac{(371.59/2)}{207.1} = \frac{185.8}{207.1} = 0.90 < 1.0$$

5.3.3 Έλεγχος σε στρέψη

5.3.3.1 Γενικά

Ο έλεγχος σε στρέψη απαιτείται ως γνωστόν μόνον όταν η αντοχή ενός δομικού στοιχείου έναντι των διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται λόγω της στρέψης είναι κρίσιμη για την ισορροπία του ή για την ισορροπία τμήματος του φορέα. Έτσι στο εδάφιο 6.3.1(2) του ΕΚ2 αναφέρεται ότι: «Στην περίπτωση που, σε υπερστατικούς φορείς, η στρέψη προέρχεται μόνο από την απαίτηση του συμβιβαστού των παραμορφώσεων και η ευστάθεια του φορέα δεν εξαρτάται από την αντίσταση σε στρέψη των μελών του, τότε δεν απαιτείται ενγένει η θεώρηση της στρέψης κατά τον έλεγχο των Ο.Κ. αστοχίας. Σε τέτοιες περιπτώσεις, πρέπει να τοποθετείται ένας ελάχιστος οπλισμός υπό μορφή συνδετήρων και διαμήκων ράβδων». Ο ΕΚ2 αναφέρεται στη στρέψη στην παράγραφο 6.3 όπου δίνονται γενικώς οι σχέσεις για τον υπολογισμό των αντοχών καθώς και οι οδηγίες εφαρμογής τους. Παρακάτω θα παρουσιαστεί η διαδικασία ελέγχου σε στρέψη όπως την περιγράφει ο ΕΚ8, καθώς και οι σχετικές παραδοχές που κάνει το ΟΣΚΑ.

5.3.3.2 Διαδικασία ελέγχου σύμφωνα με τον ΕΚ2

Γενικά η διαδικασία ελέγχου σε στρέψη, με βάση την παράγραφο 6.3 του ΕΚ2 είναι η εξής: **1. Υπολογισμός της τιμής σχεδιασμού της αντοχής σε στρέψη.** Πραγματοποιείται με βάση την ακόλουθη σχέση (6.30) του εδαφίου 6.3.2(4) του ΕΚ2:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_{k} \cdot t_{ef} \cdot sin\theta \cdot cos\theta$$

Στην παραπάνω σχέση:

ν είναι ένας δείκτης η τιμή του οποίου θα πρέπει να ληφθεί από το Εθνικό προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι σύμφωνα με το εδάφιο 6.3.2(4) του ΕΚ2:

$$v = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$
(5.9a)

α_{cw} είναι ένας συντελεστής η τιμή του οποίου θα πρέπει να ληφθεί από το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή για μη προεντεταμένες κατασκευές είναι ίση με τη μονάδα.

Α_k είναι το εμβαδόν που περικλείεται από τη μέση γραμμή των επιμέρους τοιχωμάτων, συμπεριλαμβανομένων και των εσωτερικών κενών. Θα πρέπει να διευκρινηστεί εδώ ότι τα επιμέρους τοιχώματα αναφέρονται σε περιπτώσεις κατά τις οποίες η μελετούμενη διατομή διακριτοποιείται σε επιμέρους ορθογωνικά τμήματα τα οποία ορίζονται ως τοιχώματα.
 t_{ef} είναι το πάχος της ισοδύναμης λεπτότοιχης διατομής.

Μπορεί να λαμβάνεται ίσο προς *Α/υ,* αλλά δεν πρέπει να είναι μικρότερο από το διπλάσιο της απόστασης μεταξύ του άκρου της διατομής και του κέντρου του διαμήκους οπλισμού. Στις κοίλες διατομές το άνω όριο είναι το πραγματικό πάχος τους. Επομένως:

$$t_{ef} = \max\{(A/u), 2c\}$$
(5.9β)

Α είναι το συνολικό εμβαδόν της διατομής που περικλείεται από την εξωτερική περίμετρο, συμπεριλαμβανομένων και των εσωτερικών κενών.

u είναι η εξωτερική περίμετρος της διατομής.

c η απόσταση μεταξύ του άκρου της διατομής και του κ.β. του διαμήκους οπλισμού.

θ είναι η γωνία που σχηματίζουν οι λοξοί θλιπτήρες σκυροδέματος με τον κάθετο προς τη διεύθυνση της τέμνουσας άξονα της δοκού. Για τη γωνία αυτή τίθεται ο εξής περιορισμός:

 $1\!\le\! \cot\theta\!\le\! 2.5 \Longrightarrow 22^\circ \le\! \theta\!\le\! 45^\circ$

Η γωνία αυτή ορίζεται για τις ανάγκες του ελέγχου αντοχής σε διάτμηση. Ωστόσο ορίζεται επίσης και στην περίπτωση του συνδυασμένου ελέγχους διάτμησης και στρέψης.

2. Υπολογισμός του διαμήκους οπλισμού που απαιτείται για την στρέψη.

Σύμφωνα με το εδάφιο 6.3.2(3) το απαιτούμενο εμβαδόν διαμήκους οπλισμού για ανάληψη στρέψης, **Σ**Α_{sl}, μπορεί να υπολογισθεί από τη σχέση (6.28) του συγκεκριμένου εδαφίου:

$$\frac{\sum A_{sl} \cdot f_{yd}}{u_k} = \left[\frac{T_{Ed}}{(2 \cdot A_k)}\right] \cdot \cot\theta \implies \sum A_{sl} = \left(\frac{u_k}{f_{yd}}\right) \cdot \left[\frac{T_{Ed}}{(2 \cdot A_k)}\right] \cdot \cot\theta$$
(5.10)

Στην παραπάνω σχέση **Τ**_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της στρεπτικής ροπής στην εξεταζόμενη διατομή. Επίσης το **u**_k είναι η περίμετρος της περιοχής με εμβαδόν **A**_k.

3. Υπολογισμός του εγκάρσιου οπλισμού που απαιτείται για την στρέψη.

Ο υπολογισμός του απαιτούμενου εγκάρσιου οπλισμού έναντι στρέψης, υπολογίζεται από μία σχέση ανάλογη αυτής που χρησιμοποιείται για τον αντίστοιχο υπολογισμό του οπλισμού έναντι διάτμησης. Έτσι ισχύει:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta}$$
(5.11)

4. Έλεγχος της διατομής σε συνδυασμένη διάτμηση και στρέψη

Κατά κανόνα οι διατομές που καταπονούνται σε στρέψη καταπονούνται και σε διάτμηση. Έτσι ο ΕΚ2 στο εδάφιο 6.3.2(4) προτείνει μία σχέση (τη σχέση (6.29)) με βάση την οποία μπορεί να γίνει έλεγχος επάρκειας μίας διατομής η οποία υπόκειται σε ταυτόχρονη στρέψη και διάτμηση. Η σχέση αυτή είναι:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \le 1$$
(5.12)

Στην παραπάνω σχέση, **V**_{Rd,max} είναι η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε τέμνουσα όπως υπολογίζεται με βάση τη σχέση (6.9) του εδαφίου 6.2.3(3) του ΕΚ2, ενώ **V**_{Ed} είναι η τιμή της τέμνουσας σχεδιασμού της διατομής.

5.3.3.3 Παραδοχές του ΟΣΚΑ για τον έλεγχο σε στρέψη

Για την εκτέλεση των ελέγχων που παρουσιάστηκαν πιο πάνω, το ΟΣΚΑ υιοθετεί μία σειρά από παραδοχές οι οποίες αφορούν κυρίως τις διατομές Τ και Γ, καθώς για τις ορθογωνικές διατομές ο ορισμός όλων των μεγεθών που υπεισέρχονται στα απαιτούμενα μεγέθη είναι σαφής. Οι παραδοχές που υιοθετούνται είναι οι εξής:

- Εξωτερική περίμετρος της διατομής u → Για διατομές T και L όπως οι διατομές των πεδιλοδοκών και των πλακοδοκών λαμβάνεται ίση με την περίμετρο του κορμού. Δηλαδή για διατομή b/h, ισχύει u=2•(h+b).
- Ολική επιφάνεια Α που περικλείεται από την εξωτερική περίμετρο → Για διατομές Τ και L όπως οι διατομές των πεδιλοδοκών και των πλακοδοκών λαμβάνεται ίση με το εμβαδόν του κορμού. Δηλαδή για διατομή b/h, ισχύει A=h•b.
- Επικάλυψη των διαμήκων ράβδων c → Εντοπίζεται η ελάχιστη από τις τιμές των επικαλύψεων στις τέσσερεις παρειές της διατομής και προσαυξάνεται κατά την τιμή της διαμέτρου των περιμετρικών συνδετήρων. Δηλ. c = min{c_{ANΩ}, c_{KATΩ}, c_{ΔΕΞΙΑ}, c_{APIΣT}}+Φ_{ΣΥΝΔ}.
- Εμβαδόν Α_k που περικλείεται από τη μέση γραμμή των επιμέρους τοιχωμάτων, συμπεριλαμβανομένων και των εσωτερικών κενών → Το ΟΣΚΑ για τις διατομές Τ και L όπως οι διατομές των πεδιλοδοκών και των πλακοδοκών κάνει εφαρμογή της σχέσης: A_k=(h-t)•(b-t), όπου h το ύψος της διατομής και b το πλάτος της.
- Η γωνία θ των λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος με τον διαμήκη άξονα του στοιχείου, η οποία εκλέγεται έτσι ώστε 1.0≤cotθ≤2.50 → Το ΟΣΚΑ κάνει την παραδοχή ότι θ=45°, cotθ=1.

• <u>H</u> $\mathbf{u}_{\mathbf{k}}$ περίμετρος της περιοχής με εμβαδόν $\mathbf{A}_{\mathbf{k}} \rightarrow To O\Sigma KA$ κάνει εφαρμογή της σχέσης $u_{\mathbf{k}}=2[(h-t)+(b-t)].$

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ

Για τη διατομή του παρακάτω σχήματος η οποία καταπονείται σε στρέψη από την παραλαβή της οποίας εξαρτάται η στατική ισορροπία του φορέα (άμεση στρέψη), ζητείται ο έλεγχος με βάση τις διατάξεις του ΕΚ2.



Σχήμα 5.1 Δεδομένα μελετούμενης διατομής υπό διάτμηση και άμεση στρέψη

1. Υπολογισμός της τιμής σχεδιασμού της αντοχής σε στρέψη Τ_{Rd,max}

v = 0.6 •
$$\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0.6 • \left[1 - \frac{20}{250}\right] = 0.552$$

 $c = Eπικάλυψη + Φ_w = 0.03 + 0.01 = 0.04m$

$$t_{ef} = \max\left\{\frac{0.7 \cdot 0.3}{2 \cdot (0.7 + 0.3)}, 2 \cdot 0.04\right\} = \max\left\{0.105, 0.08\right\} = 0.105m$$

$$A_{k} = (0.7 - 0.105) \cdot (0.3 - 0.105) = 0.116m^{2}$$

Θεωρούμε γωνία θ=45° αφενώς για να λάβουμε την ελάχιστη – για λόγους ασφαλείας τιμή της T_{Rd,max} και αφετέρου για να γίνουν οι υπολογισμοί εντός του πλαισίου των παραδοχών του ΥΚΟΣ. Άρα cosθ•sinθ=0.5.

Με βάση τα παραπάνω δεδομένα, ο υπολογισμός της Τ_{Rd,max} γίνεται ως εξής:

$$T_{Rd,max} = \left[2 \cdot 0.552 \cdot 1.0 \cdot \left(\frac{20}{1.5}\right) \cdot 0.116 \cdot 0.105 \cdot 0.5\right] \cdot 1000 = 89.65 \text{kN}$$

Ο έλεγχος πληρούται καθώς Τ_{Rd,max}>Τ_{Ed}.

2. Υπολογισμός του διαμήκους οπλισμού που απαιτείται για την στρέψη.

$$u_k = 2 \cdot [(0.7 - 0.105) + (0.3 - 0.105)] = 1.58m$$

$$\sum A_{sl} = \left(\frac{u_k}{f_{yd}}\right) \cdot \left[\frac{T_{Ed}}{(2 \cdot A_k)}\right] \cdot \cot\theta \left[= \left(\frac{1.58}{500/1.15}\right) \cdot \left[\frac{80}{(2 \cdot 0.116)}\right] \cdot 1.00\right] \cdot 10 = 12.53 \text{ cm}^2$$

Ο οπλισμός αυτός αφορά ειδικά τις απαιτήσεις σε στρέψη και θα πρέπει να ισοκατανεμηθεί σε όλην την περίμετρο της διατομής. Φυσικά, από το έλεγχο σε κάμψη έχει υπολογιστεί

κάποιο άλλο εμβαδό οπλισμού που θα πρέπει να τοποθετηθεί στην κάτω εφελκυόμενη ίνα της δοκού μιάς και ο έλεγχος γίνεται σε διατομή στη στήριξη και αφορά τον μη σεισμικό συνδυασμό δράσεων. Αν υποτεθεί ότι για τις απαιτήσεις σε στρέψη (που είναι 12.53cm²) θα πρέπει να τοποθετηθούν 8Φ14 (12.32cm²) αυτό σημαίνει ότι θα τοποθετηθούν 2 ράβδοι στην άνω ίνα, 2 ράβδοι στην κάτω ίνα, και 2 ράβδοι σε κάθε μία από τις δύο παριές της διατομής. Οι δύο ράβδοι των Φ14 στην κάτω εφελκυόμενη ίνα θα πρέπει να καλύψουν τις απαιτήσεις σε κάμψη.

3. Υπολογισμός του εγκάρσιου οπλισμού που απαιτείται για την στρέψη.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} = \left[\frac{80 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0.116 \cdot (500/1.15) \cdot 1.00}\right] = 7.93 \, \text{cm}^2/\text{m}$$

4. Έλεγχος της διατομής σε συνδυασμένη διάτμηση και στρέψη

$$\begin{split} V_{\text{Rd,max}} &= \frac{\alpha_{\text{cw}} \cdot b_{\text{w}} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{\text{cd}}}{\text{cot}\theta + \tan\theta} = \\ &= \frac{1 \cdot 0.3 \cdot (0.9 \cdot 0.65) \cdot \left[0.6 \cdot (1 - (20/250)) \right] \cdot (20/1.5)}{\left[\text{cot}(45^{\circ}) + \tan(45^{\circ}) \right] \cdot 10^{-3}} = 645.84 \text{kN} \\ &\frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd,max}}} + \frac{V_{\text{Ed}}}{V_{\text{Rd,max}}} = \frac{80}{89.65} + \frac{250}{645.84} = 1.28 > 1 \quad (\Delta \epsilon v \ \pi \lambda \eta \rho o \acute{u} \tau \alpha !) \end{split}$$

5.3.4 Πρόσθετοι έλεγχοι πεδιλοδοκών

Πέραν των ελέγχων που παρουσιάστηκαν στις προηγούμενες παραγράφους (5.3.1., 5.3.2. και 5.3.3.) οι πεδιλοδοκοί απαιτούν δύο επιπλέον (βλ. Πίνακα 5.1). Πρόκειται για:

(α) Ελέγχους για τη λειτουργία της πεδιλοδοκού ως πεδίλου κατά την εγκάρσια ως προς τον διαμήκη άξονα της διεύθυνση (έλεγχοι πτερυγίων της πεδιλοδοκού σε κάμψη και διάτμηση).

(β) Έλεγχο των αναπτυσσόμενων τάσεων στην διιεπιφάνεια εδάφους-πεδιλοδοκού.

5.3.4.1 Έλεγχοι πεδιλοδοκού για λειτουργία στην εγκάρσια διεύθυνση

Οι έλεγχοι των πεδιλοδοκών για λειτουργία στην εγκάρσια διεύθυνση αφορούν τον έλεγχο αντοχής των πτερυγίων τους έναντι της καμπτικής και διατμητικής έντασης που αναπτύσσεται σε αυτά λόγω των τάσεων του εδάφους. Ο υπολογισμός των τάσεων αυτών τόσο για τον βασικό συνδυασμό δράσεων, όσο και για τον σεισμικό¹, γίνεται σύμφωνα με τη διαδικασία που περιγράφεται στην παράγραφο 8.6.3. του εγχειριδίου θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΡΑΦ (Σχ. 8.32). Οι έλεγχοι αντοχής της πεδιλοδοκού στην εγκάρσια διεύθυνση εκτελούνται στην τομή Α-Α του πτερυγίου όπως σημειώνεται στο παρακάτω σχήμα, και με βάση τις λεπτομέρειες που δίνονται στο παρακάτω σχήμα.

¹ Ο υπολογισμός των τάσεων γίνεται λαμβάνονται υπόψη τα σεισμικά μεγέθη πολλαπλασιασμένα με το ω



Σχήμα 5.2 Διαδικασία ελέγχων πεδιλοδοκού για λειτουργία στην εγκάρσια διεύθυνση από το ΟΣΚΑ

Οι συντελεστές με τους οποίους πολλαπλασιάζονται η ροπή και η τέμνουσα στο παραπάνω σχήμα, εισάγονται για να εναρμονίσουν τις τιμές αυτές που προκύπτουν από τη θεώρηση της ομοιόμορφης κατανομής των τάσεων του εδάφους, με τις τιμές που θα προέκυπταν από τη θεώρηση γραμμικής κατανομής (βλ. [8]). Σημειώνεται τέλος ότι οι έλεγχοι γίνονται στην διατομή όπου το ΡΑΦ εντοπίζει την μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση εντός του μήκους της κάθε πεδιλοδοκού.

5.3.4.2 Έλεγχος τάσεων στη διιεπιφάνεια εδάφους-πεδιλοδοκού

Πρόκεται για ελέγχο μη υπέρβασης της επιτρεπόμενης τάσης του εδάφους (σ_{αναπτ.}<σ_{επιτρ.}) αφενός για τον στατικό, και αφετέρου για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων. Όπως στην περίπτωση των ελέγχων που παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο έτσι και στην περίπτωση του ελέγχου των τάσεων ο έλεγχος γίνεται για κάθε πεδιλοδοκό στην διατομή όπου εντοπίζεται η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση. Για τους συνδυασμούς για τους οποίους γίνεται ο έλεγχος των τάσεων αλλά και για τις τιμές των επιτρεπομένων τάσεων εδάφους (σ_{επιτρ.}) για το μη σεισμικό και το σεισμικό συνδυασμό δράσεων, βλέπε τις παραγράφους 4.5.2.1 και 4.5.2.3 του παροντος εγχειριδίου όπου γίνεται αναλυτική αναφορά επί του συγκεκριμένου θέματος.

5.4 Στοιχεία υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη: Υποστυλώματα / Τοιχώματα

5.4.1 Γενικά

Τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα αποτελούν ξεχωριστές κατηγορίες στοιχείων του ΟΣΚΑ. Αν και οι απαιτούμενοι ελέγχοι για τις κατηγορίες αυτές, όπως θα παρουσιαστεί παρακάτω, δεν είναι απόλυτα ίδιοι ωστόσο κατατάσσονται στην γενική κατηγορία των στοιχείων που υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη. Για τον λόγο αυτό οι συγκεκριμένοι έλεγχοι των στοιχείων αυτών είναι συνδεδεμένοι με την έννοια των πιθανών ακραίων και πιθανών ταυτόχρονων μεγεθών έντασης. Αυτό συμβαίνει γιατί οι έλεγχοι σε κάμψη των στοιχείων αυτών γίνονται με τρία μεγέθη έντασης. Όπως τονίστηκε στο εγχειρίδιο του ΡΑΦ (Παράγραφος 9.2.3. – Σχήμα 9.8, Παράγραφος 9.3.3. – Σχήμα 9.18) είτε η ανάλυση γίνει με την Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος, είτε με την Μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης, υπολογίζονται οι τριάδες μεγεθών έντασης με την ακριβή διαδικασία και όχι με τη διαδικασία των ποσοστιαίων συνδυασμών. Στην παράγραφο 4.3.1.1. (Πίνακες 4.1 και 4.2) δίνονται τα μεγέθη έντασης που προκύπτουν από τη διαδικασία αυτή. Τα μεγέθη αυτά μαζί με την τριάδα των μεγεθών του συνδυασμού δράσεων των κατακορύφων φορτίων αποτελούν τις τριάδες μεγεθών σχεδιασμού διατομών Ο/Σ υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη.

Για λόγους επαρκούς πλαστιμότητας (σε κτίρια ΚΠΜ και ΚΠΥ) εκτελούνται έλεγχοι επάρκειας της διατομής σκυροδέματος των υποστυλωμάτων (ΕΚ8, εδάφια 5.4.3.2.1(3)P και 5.5.3.2.1(3)P). Αντίστοιχος έλεγχος δεν απαιτείται για τις δοκούς, ενώ για τα τοιχώματα υπάρχει αντίστοιχος έλεγχος τόσο για το συνολικό εμβαδόν της διατομής (ΕΚ8, εδάφια 5.4.3.4.1(2) και 5.5.3.4.1(2)) όσο και για τις διαστάσεις των ακραίων ενισχυμένων ζωνών τους (ΕΚ8, εδάφια 5.4.3.4.2(6), 5.4.3.4.2(10), 5.5.3.4.5(6), 5.5.3.4.5(8)).

Όσον αφορά στον έλεγχο σε διάτμηση, είναι σε γενικές γραμμές ίδιος με τον έλεγχο των δοκών. <u>Όμως ο έλεγχος σε διάτμηση των τοιχωμάτων εκτελείται από το ΟΣΚΑ μόνον για τις τέμνουσες οι οποίες έχουν διεύθυνση παράλληλη με την κύρια (ισχυρή) διεύθυνση τους.</u> Δηλαδή ο έλεγχος γίνεται σε μία διεύθυνση όπως και στις δοκούς. Αντίθετα ο έλεγχος σε διάτμηση των υποστυλωμάτων γίνεται σε δύο διευθύνσεις. Επίσης θα πρέπει να σημειωθεί ότι είναι διαφορετική η διαδικασία υπολογισμού των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού μεταξύ των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων όπως παρουσιάστηκε πιο πάνω στις παραγράφους 4.4.1 και 4.4.2 του παρόντος εγχειριδίου).

Ένα ακόμα σημαντικό σημείο διαφοροποίησης των ελέγχων μεταξύ των δοκών και των υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων είναι η αναγκαιότητα να ελεγχθεί ο βαθμός περίσφιγξης των τελευταίων στις θέσεις που αναμένεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων δηλαδή στις κρίσιμες περιοχές τους. Ο έλεγχος περίσφιξης των υποστυλωμάτων αφορά στο σύνολο της διατομής τους, ενώ ο αντίστοιχος έλεγχος των τοιχωμάτων αφορά τις ακραίες τους περιοχές.

Τέλος το ενδεχομένως υψηλό θλιπτικό φορτίο των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων, επιβάλλει και ελέγχους έναντι λυγισμού (φαινόμενα β' τάξης) οι οποίοι όμως περιορίζονται στην περίπτωση του μη σεισμικού συνδυασμού δράσεων.

5.4.2 Έλεγχοι των υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα με βάση τις διατάξεις των ΕΚ2 και ΕΚ8 θα πρέπει να ελέγχονται τόσο για τον συνδυασμό κατακορύφων φορτίων όσο και για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων (βλ. Παράγραφο 4.2.) με τους ελέγχους που παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

	ΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ	ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ (ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΚ8)		
	ΕΚ2 ή ΚΠΧ)	<u>КПМ</u>	<u>КПҮ</u>	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΜΨΗΣ	\checkmark	\checkmark	\checkmark	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	\checkmark	 Image: A start of the start of	\checkmark	
ΕΠΑΡΚΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	X	✓	\checkmark	
ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ (φαινόμενα β' τάξης)	✓	X	X	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗΣ	X	✓*	\checkmark	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΝΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	x	√**	√ **	

Πίνακας 5.3 Έλεγχοι υποστυλωμάτων

* Μόνον στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων στη βάση του κτιρίου

** Δεν αφορά σε έλεγχο κοντού υποστυλώματος. Πρόκειται για λήψη ειδικών υπολογιστικών και κατασκευαστικών μέτρων MONON για υποστυλώματα που έχουν μείωση ελεύθερου ύψους λόγω ανομοιόμορφων τοιχοποιιών.

Όπως παρατηρούμε από τον παραπάνω πίνακα, οι απαιτήσεις των κανονισμών δημιουργούν την ανάγκη για τον σχηματισμό τριών ομάδων ελέγχων οι οποίες αφορούν τον μη σεισμικό συνδυασμό δράσεων, τον σεισμικό συνδυασμό δράσων ΚΠΜ, και τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων ΚΠΥ. Το ΟΣΚΑ ακολουθεί την συγκεκριμένη ομαδοποίηση των ελέγχων.

5.4.2.1 Έλεγχος σε κάμψη

Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων σε κάμψη εκτελείται από το ΟΣΚΑ σε δύο σημεία του ευκάμπτου τμήματος τους: στην κεφαλή και στον πόδα, με βάση τις βασικές παραδοχές που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 5.3.1. για τον αντίστοιχο έλεγχο των δοκών. Ο έλεγχος σε κάμψη των υποστυλωμάτων εκτελείται με διερεύνηση της θέσης των διανυσμάτων έντασης (δράσεις) σε σχέση με το κέλυφος του χώρου αντοχής [13], της οπλισμένης διατομής τους.

Τα μεγέθη που χρησιμοποιούνται για τους ελέγχους (μεγέθη σχεδιασμού) υπολογίζονται από διαδικασίες οι οποίες εξαρτώνται από τον ελεγχόμενο συνδυασμό δράσεων. Πιο συγκεκριμένα: (a) <u>Βασικός συνδυασμός δράσεων 1.35G+1.50Q</u>

Στα πλαίσια του βασικού συνδυασμού δράσεων, ο έλεγχος σε κάμψη των υποστυλωμάτων εκτελείται με τις τριάδες μεγεθών διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη (N, M₂, M₃) όπως αυτές προκύπτουν από την ανάλυση του κτιρίου.

(β) <u>Σεισμικός συνδυασμός δράσεων G+ψ₂Q±E</u>

Στα πλαίσια του σεισμικού συνδυασμού δράσεων ο έλεγχος σε κάμψη, τόσο για την περίπτωση στοιχείων σε κτίρια ΚΠΜ όσο και στην περίπτωση στοιχείων κτιρίων ΚΠΥ εκτελείται με τα μεγέθη σχεδιασμού που παρουσιάστηκαν αναλυτικά στην παράγραφο 4.3.1.1. και πιο συγκεκριμένα στους πίνακες 4.1 και 4.2.

5.4.2.2 Έλεγχος σε διάτμηση

Ο έλεγχος σε διάτμηση των υποστυλωμάτων ακολουθεί σε γενικές γραμμές την διαδικασία που παρουσιάστηκε αναλυτικά για τις δοκούς, και επομένως διαφοροποιείται ανάλογα με το αν το ελεγχόμενο υποστύλωμα είναι στοιχείο κτιρίου ΚΠΜ, ή στοιχείο κτιρίου ΚΠΥ. Πάντως σε αντίθεση με τις δοκούς ο έλεγχος των υποστυλωμάτων σε διάτμηση εκτελείται ξεχωριστά για τέμνουσες οι οποίες έχουν την διεύθυνση των δύο τοπικών αξόνων της διατομής του, δηλ. για τις τέμνουσες V₂ και V₃. Φυσικά υπενθυμίζεται ότι ο έλεγχος γίνεται και για τον συνδυασμό μη σεισμικών δράσεων. Επίσης όπως στις δοκούς, έτσι και στα υποστυλώματα ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται τόσο με τις τέμνουσες που προκύπτουν από την ανάλυση λόγω του σεισμικού συνδυασμού δράσεων, όσο και με τις τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού. Τέλος υπενθυμίζεται ο υπολογισμός των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού των υποστυλωμάτων περιγράφηκε στην παράγραφο 4.4.1.2. του παρόντος εγχειριδίου.

Διαδικασία του ελέγχου σε διάτμηση

Ο υπολογισμός της αντοχής των υποστυλωμάτων σε διάτμηση στα πλαίσια του ΕΚ8 πραγματοποιείται με τις διατάξεις τους ΕΚ2. Αυτό δηλώνεται στα εδάφια 5.4.3.2.1(1)P του ΕΚ8 για τα υποστυλώματα κτιρίων ΚΠΜ, και 5.5.3.2.1(1)P του ΕΚ8 για τα υποστυλώματα κτιρίων ΚΠΥ. Έτσι η όλη διαδικασία του ελέγχου διάτμησης των υποστυλωμάτων εμπεριέχεται στην παράγραφο 5.3.2 στην οποία περιγράφεται η αντίστοιχη διαδικασία ελέγχου για τις δοκούς. Θα πρέπει όμως να σημειωθεί ιδιαίτερα ότι από την αντιστοιχούσα διαδικασία του ελέγχου των δοκών θα πρέπει να εξαιρεθούν για τα υποστυλώματα – όπως είναι φυσικό εφόσον ο έλεγχος γίνεται μόνον με τις διατάξεις του ΕΚ2 – οι διατάξεις των εδαφίων 5.5.3.1.2(2)P και 5.5.3.1.2(3) του ΕΚ8 για δοκούς κτιρίων ΚΠΥ, καθώς δεν υπάρχουν αντίστοιχες διατάξεις για τα υποστυλώματα. Οι συγκεκριμένες διατάξεις αφορούν:

- (α) Στην υποχρεωτική θεώρηση τιμής 45° για τη γωνία θ στις κρίσιμες περιοχές. Ωστόσο ούτως ή άλλως το ΟΣΚΑ θεωρεί για απλοποίηση των υπολογισμών τη γωνία θ πάντοτε ίση με 45° (βλ. 5.3.2 παρόντος εγχειριδίου).
- (β) Τον έλεγχο σε ανακυκλιζόμενη τέμνουσα και η τοποθέτηση δισδιαγώνιου οπλισμού.

Υπενθυμίζεται εδώ ότι οι σχέσεις από τις οποίες γίνεται ο υπολογισμός των αντοχών σε διάτμηση για τα υποστυλώματα είναι με βάση τον ΕΚ2 οι εξής:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$$
(5.13a)

$$V_{\text{Rd,max}} = \frac{\alpha_{\text{cw}} \cdot b_{\text{w}} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{\text{cd}}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{1}{2} \cdot (\alpha_{\text{cw}} \cdot b_{\text{w}} \cdot z \cdot v_{1} \cdot f_{\text{cd}}) \cdot \sin(2\theta)$$
(5.13β)

Για την εφαρμογή των σχέσεων αυτών, το ΟΣΚΑ κάνει συγκεκριμένες παραδοχές οι οποίες είναι οι εξής:

(i) Πλάτος b_w, Στατικό ύψος d (από το οποίο προκύπτει: z=0.9d): Για τον προσδιορισμό των παραμέτρων αυτών στα υποστυλώματα το ΟΣΚΑ υιοθετεί την έννοια της «λωρίδας διάτμησης». Οι λωρίδες διάτμησης ορίζονται για τους ελέγχους της διατομής σε διάτμηση είτε κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα 2 (με την τέμνουσα V₂), είτε κατά τη διεύθυνση του τοπικού άξονα 3 (με την τέμνουσα V₃). Πρόκειται στην ουσία για τον καθορισμό τμημάτων της διατομής τα οποία είναι σε σχήμα ορθογώνια παραλληλόγραμμα τα οποία θεωρείται ότι παραλαμβάνουν με τον οπλισμό τους τις τέμνουσες V₂ και V₃. Οι λωρίδες διάτμησης μπορεί να είναι ανάλογα με τον τύπο της διατομής μερικώς ή πλήρως αλληλοκαλυπτόμενες, και έχουν τη διεύθυνση των τοπικών αξόνων 2 και 3. Για τις μορφές των διατομών που είναι ενσωματωμένες στην βιβλιοθήκη διατομών του ΡΑΦ, οι λωρίδες διάτμησης καθώς και οι αντιστοιχούσες σε αυτές τιμές των παραμέτρων b_w, d, A_{sl}, A_C δίνονται στο σχήμα που ακολουθεί:



Σχήμα 5.3 Ορισμός λωρίδων διάτμησης για ορθογωνικές διατομές και διατομές τύπου L

Ειδική περίπτωση αποτελούν οι διατομές L στις οποίες όμως η γωνία των σκελών είναι διάφορη των 90° (υποστυλώματα με λοξή γωνιακή διατομή). Στην περίπτωση αυτή τίθεται το πρόβλημα του προσδιορισμού των τεμνουσών δυνάμεων με τις οποίες θα γίνει ο έλεγχος των σκελών σε διάτμηση.
Με δεδομένο ότι από την ανάλυση προκύπτουν οι τέμνουσες δυνάμεις κατά την διεύθυνση των δύο τοπικών (και κάθετων μεταξύ τους) αξόνων της διατομής V₂, V₃, εκτελείται ένας υπολογισμός αναγωγής των τεμνουσών αυτών σε τέμνουσες κατά την διεύθυνση των λοξών μεταξύ τους σκελών:



Για τον υπολογισμό των τεμνουσών των σκελών λόγω σεισμικής διέγερσης, εκτελούνται οι υπολογισμοί ξεχωριστά ανά ιδιομορφή, και ακολουθεί ιδιομορφική και χωρική επαλληλία.



Σχήμα 5.4 Ορισμός λωρίδων διάτμησης για διατομές τύπου Τ και κυκλικές διατομές

Τα αντίστοιχα μεγέθη για διατομές τύπου σταυρού, που επίσης είναι ενταγμένες στην βιβλιοθήκη διατομών του ΡΑΦ, προκύπτουν με την ίδια διαδικασία που παρουσιάζεται στο παραπάνω σχήμα για τις διατομές τύπου Τ.

(ii) $\theta = 45^{\circ} \sigma \epsilon \kappa \alpha \theta \epsilon \pi \epsilon \rho (\pi \tau \omega \sigma \eta)$.

(iii) Α_{sw} είναι η επιφάνεια των ράβδων των συνδετήρων όπως προκύπτει από το γινόμενο του εμβαδού μίας ράβδου συνδετήρα επί τον αριθμό των σκελών συνδετήρα που τέμνει η τομή Α-Α της λωρίδας διάτμησης που σημειώνεται στα παραπάνω σχήματα.

5.4.2.3 Έλεγχος για φαινόμενα β' τάξης - Λυγισμός

Ο έλεγχος για την ανάγκη ή όχι συνυπολογισμού των φαινομένων β' τάξης στους ελέγχους αντοχής των αξονικά φορτισμένων στοιχείων, αλλά και η μέθοδος του συγκεκριμένου συνυπολογισμού όταν αυτός απαιτείται, περιγράφονται από τον ΕΚ2 στην παράγραφο 5.8. Για την εκτέλεση του συγκεκριμένου ελέγχου απαιτούνται δεδομένα και από άλλες παραγράφους του κεφαλαίου 5 («Ανάλυση δομικού συστήματος») όπως θα φανεί από το κείμενο που ακολουθεί. Ως μία γενική οδηγία, ο ΕΚ2 στο εδάφιο 5.8.2(6) σημειώνει ότι τα φαινόμενα β' τάξης συνολικά σε μία κατασκευή μπορούν να αγνοηθούν όταν η επιρροή τους επί των εντασιακών μεγεθών δεν υπερβαίνει το 10% σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές των μεγεθών που προκύπτουν από την ανάλυση α' τάξης. Η παρατήρηση αυτή έρχεται συμφωνία με το έλεγχο των φαινομένων β' τάξης ο οποίος περιγράφεται στα εδάφια 4.4.2.2(2),(3),(4)P του ΕΚ8. Ωστόσο και ο ίδιος ο ΕΚ2 στην παράγραφο 5.8.3.3 παρουσιάζει μία μέθοδο συνολικής αποτίμησης της σπουδαιότητας των φαινομένων β' τάξης σε μία κατασκευή του σριγένων β' τάξης σε μία κατασκευή. Στη συνέχεια το παρόν κείμενο θα επικεντρωθεί στην παρουσιάση των διατάξεων του ΕΚ2 που αφορούν τα μεμονωμένα στοιχεία, καθώς η συνολική αποτίμηση των φαινομένων β' τάξης καλύπτεται επαρκώς από τον ΕΚ8.

ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΓΙΑ ΜΕΜΩΝΟΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η διαδικασία του ελέγχου, η οποία θα πρέπει να εκτελείται για δύο επίπεδα κάμψης που αντιστοιχούν στα δύο τοπικά επίπεδα της διατομής του εξεταζόμενου στοιχείου, συνίσταται στα ακόλουθα βήματα:

1. ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΑΓΚΑΙΟΤΗΤΑΣ ΣΥΝΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΦΑΙΝΟΜΈΝΩΝ β' ΤΑΞΗΣ

Το πρώτο βήμα του ελέγχου εκτελείται με βάση τα παρακάτω επί μέρους βήματα:

- **α.** Υπολογισμός του μήκους λυγισμού Ι₀ (=L_{cr}) του εξεταζόμενου στοιχείου. Ο ΕΚ2 στα εδάφια 5.8.3.2(2),(3),(6) δίνει οδηγίες για την εκτίμηση της τιμής του Ι₀.
- β. Υπολογισμός της λυγηρότητας από τη σχέση:

$$\lambda = L_{cr} / i \quad \acute{o}\pi o \upsilon \quad i = \sqrt{I/A}$$
(5.

(Όπου Ι η ροπή αδράνειας της διατομής του εξεταζόμενου στοιχείου η οποία εισάγεται στην παραπάνω σχέση με την τιμή που αντιστοιχεί στο επίπεδο κάμψης για το οποίο γίνεται ο έλεγχος φαινομένων β' τάξης. Α είναι η επιφάνεια της διατομής.)

γ. Υπολογισμός της οριακής λυγηρότητας λ_{lim} από την παρακάτω σχέση που δίνεται στο εδάφιο 5.8.3.1(1):

$$\lambda_{\rm lim} = (20 \cdot A \cdot B \cdot C) / \sqrt{n} \tag{5.15}$$

Όπου:

14)

$$A = \frac{1}{(1+0.2 \cdot \phi_{ef})} (Aπλοποιητικά μπορεί να ληφθεί A = 0.7)$$
(5.16α)

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})}{(A_c \cdot f_{cd})}}$$
(5.16β)

 $C = 1.7 - r_m$ (Απλοποιητικά μπορεί να ληφθεί C = 0.7) (5.16γ)

Στις παραπάνω σχέσεις:

φ_{ef} = ενεργός συντελεστής ερπυσμού (βλ. παράγραφο 5.8.4).

A_s = το συνολικό εμβαδόν του διαμήκους οπλισμού.

A_c = το εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος.

n = N_{Ed} / (A_cf_{cd}), η ανηγμένη ορθή δύναμη που αντιστοιχεί στο συνδυασμό 1.35G+1.50Q. r_m = M₀₁/M₀₂, ο λόγος ροπών σχεδιασμού 1^{ης} τάξης στα άκρα του υποστυλώματος όπως προκύπτουν από την ανάλυση, και επιλέγονται να εισαχθούν στο συγκεκριμένο πηλίκο έτσι ώστε $|M_{02}|\ge|M_{01}|$. Επίσης, για τον υπολογισμό του r_m οι ροπές αυτές θα πρέπει να εισάγονται με τα πρόσημα τους. Έτσι για μία κλασσική περίπτωση υποστυλώματος με ετερόσημες ροπές στα δύο άκρα, η τιμή του r_m θα είναι αρνητική.

δ. Σύγκριση του λ με το λ_{lim} για κάμψη κατά τη διεύθυνση των δύο τοπικών αξόνων της διατομής του εξεταζόμενου στοιχείου. Με βάση το εδάφιο 5.8.3.1(1):

Εάν λ<λ_{lim} τότε η επιρροή των φαινομένων β' τάξης μπορεί να αγνοηθεί.

Εάν λ>λ_{lim} τότε η επιρροή των φαινομένων β' τάξης <u>ΔΕΝ</u> μπορεί να αγνοηθεί.

2. ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΥΝΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ β' ΤΑΞΗΣ

Το δεύτερο βήμα της διαδικασίας ελέγχου είναι απαραίτητο μόνον για το επίπεδο (ή τα επίπεδα) κάμψης για το οποίο ο έλεγχος που προηγήθηκε είχε ως αποτελέσμα λ>λ_{lim}. Δηλάδή μόνον εάν το εξεταζόμενο στοιχείο είναι λυγηρό σε κάποιο (ή και στα δύο) επίπεδα κάμψης. Στην περίπτωση αυτή η διαδικασία είναι η εξής:

α. Υπολογισμός της ροπής θεωρίας α' τάξης.

Ο υπολογισμός αυτός μπορεί να γίνει (με βάση την παράγραφο 5.8.8.2(2)) με αντικατάσταση των ροπών των δύο άκρων του υποστυλώματος – οι οποίες είναι κατά κανόνα διαφορετικές μεταξύ τους – από μία ισοδύναμη και σταθερή κατά μήκος του στοιχείου ροπή η οποία δίνεται από τη σχέση (5.32) του ΕΚ2 (είναι η σχέση (5.18α) του παρόντος κειμένου). Στα πλαίσια του υπολογισμού αυτού λαμβάνονται επίσης υπόψη – όπως θα περιγραφεί και πιο κάτω – και οι επιρροές από διάφορες κατασκευαστικές ατέλειες. Έτσι η σχέση που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της ισοδύναμης ροπής της θεωρίας α' τάξης με συνεκτίμηση των επιρροών των ατελειών είναι:

$$M_{\text{OEd}} = M_{\text{OE}} + M_{\text{i}}$$
(5.17)

όπου:

$$M_{0E} = 0.6 \cdot M_{02} + 0.4 \cdot M_{01} \ge 0.4 \cdot M_{02}$$
 (5.18a)

$$\mathbf{M}_{02} = \max\left\{ \left| \mathbf{M}_{top} \right|, \left| \mathbf{M}_{bottom} \right| \right\} \qquad \mathbf{M}_{01} = \min\left\{ \left| \mathbf{M}_{top} \right|, \left| \mathbf{M}_{bottom} \right| \right\}$$
(5.18 β)

Οι ροπές M_{top}, M_{bottom} είναι οι ροπές οι οποίες προκύπτουν για την κορυφή και τη βάση του εξεταζόμενου στοιχείου από την ανάλυση του προσομοιώματος της κατασκευής με θεωρία α' τάξης. Επίσης θα πρέπει να σημειωθεί ότι η ροπή M₀₂ εισάγεται στη σχέση υπολογισμού της M_{0E} πάντα με θετικό πρόσημο, ενώ η M₀₁ εισάγεται ως αρνητική όταν το υποστύλωμα κάμπτεται με διπλή καμπυλότητα (δηλ. όταν οι ροπές M_{top} και M_{bottom} είναι στη σχέση.

$$\mathbf{M}_{i} = \mathbf{N}_{Ed} \cdot \left[\left(\frac{\theta_{i}}{2} \right) \cdot \mathbf{L}_{0} \right]$$
(5.19)

Η ροπή Μ_i είναι η ροπή λόγω των διάφορων ατελειών. Όπου:

θ_ι είναι η κλίση του στοιχείου ως προς την θεωρητική του θέση, λόγω κατασκευαστικών ατελειών η οποία υπολογίζεται από τη σχέση (5.1) [εδάφιο 5.2(5)] του ΕΚ2:

$$\theta_{i} = \theta_{0} \cdot \alpha_{h} \cdot \alpha_{m} \tag{5.20}$$

όπου:

 θ_0 η βασική τιμή η οποία επιτρέπεται να ληφθεί ίση με 1/200

α_h είναι μειωτικός συντελεστής για το μήκος ή το ύψος του στοιχείου για τον οποίο ισχύει:

$$α_h = 2/\sqrt{L} \quad \left[(2/3) \le α_h \le 1 \right] \quad L = το ελεύθερο μήκος του στοιχείου$$
(5.21)

α_m είναι μειωτικός συντελεστής για τον αριθμό των στοιχείων για τον οποίο ισχύει:

$$\alpha_{\rm m} = \sqrt{0.5 \cdot \left[1 + (1/m)\right]} \tag{5.22}$$

Όπου το m είναι ο αριθμός των στοιχείων που συμμετέχουν στο υποσύστημα που μελετάται, και επομένως για ένα μεμονωμένο στοιχείο, m=1 δηλ. α_m=1. Επομένως για ένα μεμονωμένο στοιχείο ισχύει:

$$\mathbf{M}_{i} = \left(\frac{\mathbf{N}_{Ed}}{400}\right) \cdot \left(\frac{2}{\sqrt{L}}\right) \cdot \mathbf{L}_{0}$$
(5.23)

β. Υπολογισμός της ροπής θεωρίας β' τάξης.

Για τον υπολογισμό της ροπής με βάση τη θεωρία δεύτερης τάξης, ο ΕΚ2 επιτρέπει την χρήση μίας εκ των δύο παρακάτω μεθόδων:

i. Μέθοδος του συντελεστή επαύξησης των ροπών α' τάξης (παράγραφος 5.8.7.3), και

ii. Μέθοδος με βάση τις ονομαστικές καμπυλότητες (παράγραφος 5.8.8)

Παρακάτω θα παρουσιαστεί η μέθοδος του συντελεστή επαύξησης των ροπών. Η συγκεκριμένη μέθοδος στηρίζεται στην εφαρμογή της σχέσης (5.28) του εδαφίου 5.8.7.3(1):

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{\left(N_{B}/N_{Ed}\right) - 1} \right]$$
(5.24)

όπου:

M_{0Ed} είναι η ροπή 1ης τάξης που υπολογίστηκε κατά το προηγούμενο βήμα,

β είναι ένας συντελεστής ο οποίος εξαρτάται από την κατανομή των ροπών 1^{ης} και 2^{ας} τάξης, βλ. 5.8.7.3(2)-(3),

Ν_{ed} είναι η τιμή σχεδιασμού του αξονικού φορτίου από το συνδυασμό 1.35G+1.50Q,

 N_{B} είναι το φορτίο λυγισμού βάση της ονομαστικής δυσκαμψίας της διατομής.

Ο συγκεκριμένος συντελεστής μπορεί να υπολογιστεί με βάση τα όσα αναφέρονται στα εδάφια 5.8.7.3(2)-(3) ως εξής: Εφόσον το εξεταζόμενο στοιχείο είναι μεμονωμένο, με σταθερή διατομή μπορεί να χρησιμοποιηθεί η εξής τιμή:

$$\beta = \pi^2 / c_0$$
 ó $\pi o \cup c_0 = 8$

Υπολογισμός του φορτίου λυγισμού Ν_B

Ο υπολογισμός του Ν_B θα πρέπει να γίνει βάσει της ονομαστικής δυσκαμψίας της διατομής με εφαρμογή της ακόλουθης σχέσης:

$$N_{\rm B} = (\pi^2 \cdot EI) / L_0^2 \tag{5.26}$$

Όπου στην παραπάνω σχέση το El θα πρέπει να είναι η ονομαστική δυσκαμψία της διατομής του στοιχείου η οποία υπολογίζεται ως εξής:

Υπολογισμός της ονομαστικής δυσκαμψίας ΕΙ

Ο υπολογισμός της ονομαστικής δυσκαμψίας της διατομής μπορεί να γίνει από την παρακάτω σχέση:

$$\mathsf{E}\mathsf{I}=\mathsf{K}_{c}\bullet\mathsf{E}_{cd}\mathsf{I}_{c}+\mathsf{K}_{s}\bullet\mathsf{E}_{s}\mathsf{I}_{s} \tag{5.27}$$

όπου:

E_{cd} είναι η τιμή σχεδιασμού του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος (5.8.6(3)),

Ι_c είναι η ροπή αδράνειας της διατομής σκυροδέματος,

E_s είναι η τιμή σχεδιασμού του μέτρου ελαστικότητας του οπλισμού (5.8.6(3)),

 I_s είναι η ροπή αδράνειας του οπλισμού, περί το κέντρο της διατομής του σκυροδέματος,

K_c συντελεστής για την επίδραση της ρηγμάτωσης, του ερπυσμού κλπ (5.8.7.2(2))

K_s συντελεστής για τη συμβολή του οπλισμού (5.8.7.2(2)).

<u> Σημειώσεις – διευκρινήσεις</u>

 Η τιμή σχεδιασμού του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος θα πρέπει με βάση τα όσα σημειώνονται στο εδάφιο 5.8.6(3) να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE}$$

ρ

(5.28)

(5.29)

(5.25)

Όπου E_{cm} είναι η επιβατική τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος που μπορεί να ληφθεί από τον πίνακα 3.1 του ΕΚ2, και γ_{cE}=1.2.

- Ο υπολογισμός των K_c, K_s μπορεί να γίνει με βάση τα εξής βήματα (5.8.7.2(2)):
 - 1. Υπολογισμός του ποσοστού διαμήκους οπλισμού της διατομής:

$$= A_s / A_c$$

2. Διακρίνονται οι εξής δύο περιπτώσεις:

0.002 <p≤0.01< th=""><th colspan="3">ρ>0.01*</th></p≤0.01<>	ρ>0.01*		
K _s =1	K _s =0		

$$K_{c} = \frac{k_{1} \cdot k_{2}}{1 + \varphi_{ef}}$$

$$k_{1} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} (MPa) \quad k_{2} = \frac{N_{Ed} \cdot I_{0}}{170 \cdot A_{c} \cdot f_{cd} \cdot i} \le 0.20$$

* Πρόκειται για την συνήθη περίπτωση, καθώς σύμφωνα με τον ΕΚ8 το ποσοστό διαμήκους οπλισμού για τα υποστυλώματα δεν μπορεί να είναι μικρότερο του 0.01.

Στις παραπάνω σχέσεις:

τα f_{ck}, f_{cd} είναι η χαρακτηριστική αντοχή και η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος, το φ_{ef} είναι ο ενεργός συντελεστής ερπυσμού η τιμή του οποίου μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής:

α. Υπολογίζεται ο τελικός συντελεστής ερπυσμού φ(∞,t₀) με εφαρμογή των όσων γράφονται στην παράγραφο 3.1.4 του ΕΚ2 και χρήση των σχετικών νομογραφημάτων.

β. Ο ζητούμενος ενεργός συντελεστής ερπυσμού φ_{ef} υπολογίζεται βάσει των γραφόμενων στην παράγραφο 5.8.4(2) από τη σχέση:

$$\varphi_{\text{ef}} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \left(\frac{\mathsf{M}_{\mathsf{0Eqp}}}{\mathsf{M}_{\mathsf{0Ed}}}\right)$$
(5.30)

Όπου:

 M_{0Eqp} είναι η καμπτική ροπή 1ης τάξης στον οιωνοί-μόνιμο συνδυασμό δράσεων (ΟΚΛ), G+Q,

Μ_{0Ed} είναι η ροπή 1ης τάξης στον συνδυασμό σχεδιασμού (OKA), 1.35G+1.50Q.

Η περίπτωση της διαξονικής κάμψης.

Τα υποστυλώματα που κατά κανόνα μελετώνται, ανήκουν σε κτίρια-φορείς με φέρουσα λειτουργία στο χώρο. Αυτό σημαίνει ότι οι καμπτικές ροπές που τα καταπονούν, είναι της ίδιας τάξης μεγέθους κατά τις διευθύνσεις και των δύο τοπικών τους αξόνων. Επομένως ο έλεγχος των διατομών τους σε κάμψη θα πρέπει να γίνει με βάση τις διατάξεις που αφορούν την διαξονική κάμψη. Οι διατάξεις αυτές στην περίπτωση που μελετάται η επιρροή των φαινομένων β' τάξης δίνονται στην παράγραφο 5.8.9 του ΕΚ2. Πιο συγκριμένα:

- <u>Εδάφιο 5.8.9(3)</u>: Στο συγκεκριμένο εδάφιο δίνονται οι προϋποθέσεις κάτω από τις οποίες είναι δυνατόν να αγνοηθεί η <u>ταυτόχρονη</u> επιρροή των ροπών στις δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις. Δηλαδή οι προϋποθέσεις υπό τις οποίες ο έλεγχος μπορεί να γίνει με ασφάλεια ξεχωριστά σε κάθε επίπεδο κάμψης. Οι προϋποθέσεις αυτές είναι οι εξής:
 - (α) Να πληρούν οι λυγηρότητες του στοιχείου κατά τις διευθύνσεις των δύο τοπικών αξόνων της διατομής τους, τις ακόλουθες συνθήκες:

$$\frac{\lambda_2}{\lambda_3} \le 2 \quad \text{kal} \quad \frac{\lambda_3}{\lambda_2} \le 2 \tag{5.31a}$$

και

$$\frac{e_{3}/h_{eq}}{e_{2}/b_{eq}} \leq 0.2 \quad \acute{\eta} \quad \frac{e_{2}/b_{eq}}{e_{3}/h_{eq}} \leq 0.2$$
(5.31β)

Δηλαδή πρόκειται στην ουσία για την εκπλήρωση τριών συνθηκών. Στις παραπάνω σχέσεις:

- λ₂, λ₃ είναι οι λυγηρότητες του στοιχείου κατά την διεύθυνση των δύο τοπικών αξονων της διατομής του 2 και 3. Αυτές υπολογίζονται με βάση τη σχέση (5.14).
- e₂, e₃ είναι οι εκκεντρότητες του αξονικού φορτίου σχεδιασμού N_{Ed} εξαιτίας των ροπών στις οποίες υπεισέρχεται και η επιρροή των φαινομένων δεύτερης τάξης:

$$e_{3} = \frac{M_{Ed2}}{N_{Ed}} \kappa \alpha i \quad e_{2} = \frac{M_{Ed3}}{N_{Ed}}$$
 (5.32)

(Δηλαδή οι ροπές M_{Ed2} , M_{Ed3} είναι οι επαυξημένες ροπές που υπολογίστηκαν με βάση τη σχέση (5.24) για τα δύο επίπεδα κάμψης).

ο Για τα h_{eq} και b_{eq} ισχύουν για μία τυχούσας γεωμετρίας διατομή:

$$b_{eq} = i_2 \cdot \sqrt{12} \quad \kappa \alpha i \quad h_{eq} = i_3 \cdot \sqrt{12}$$

$$i_2 = \sqrt{I_2/A} \quad \kappa \alpha i \quad i_3 = \sqrt{I_3/A}$$
(5.33)

(Για μία ορθογωνική διατομή εύκολα αποδεικνύεται ότι ισχύουν: h_{eq}=h και b_{eq}=b).

- → Εδάφιο 5.8.9(2): Ξεχωριστός έλεγχος σε κάθε ένα από τα δύο επίπεδα κάμψης θα μπορούσε να γίνει ως ένα πρώτο επίπεδο προσέγγισης. Στην περίπτωση αυτή η επιρροή των ατελειών θα πρέπει να ληφθεί υπόψη στο επίπεδο κάμψης στο οποίο έχει την πιο δυσμενή επιρροή.
- <u>Εδάφιο 5.8.9(4)</u>: Όταν οι συνθήκες του εδαφίου 5.8.9(3) δεν πληρούνται τότε θα πρέπει να γίνεται έλεγχος σε διαξονική κάμψη λαμβάνοντας υπόψη τις επιρροές των φαινομένων β' τάξης εκτός και αν σε κάποιο από τα δύο επίπεδα είναι δυνατό να αγνοηθούν με βάση τα κριτήρια του εδαφίου 5.8.3.1(1).

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΤΟΥ ΟΣΚΑ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ

Το ΟΣΚΑ εφαρμόζει τη διαδικασία που παρουσιάστηκε πιο πάνω με παραδοχές οι οποίες παρουσιάζονται ακολούθως:

- (α) Το μήκος λυγισμού Ι₀ υπολογίζεται με βάση τη γενική διαδικασία που χρησιμοποιείται από το ΟΣΚΑ και για τον ΕΚΟΣ/2000.
- (β) Για τον υπολογισμό του λ_{lim} χρησιμοποιείται: Α=0.7.
- (γ) Για τον υπολογισμό του ενεργού συντελεστή ερπυσμού φ_{ef} το ΟΣΚΑ ακολουθεί μία διαδικασία που στηρίζεται στην εφαρμογή της σχέσης (5.30) με κάποιες συγκεκριμένες παραδοχές. Πιο συγκεκριμένα:

Ο υπολογισμός του λόγου (M_{0Eqp}/M_{0Ed}) γίνεται με την παραδοχή ότι κατά κανόνα ο λόγος των φορτίων του συνδυασμού G+Q προς τα φορτία του συνδυασμού 1.35G+1.50Q βρίσκεται μεταξύ του 0.70 και του 0.74. Έτσι λαμβάνεται μία μέση τιμή 0.72. Όπως τονίστηκε και πιο πάνω, ο υπολογισμός του συντελεστή φ(∞,t₀) γίνεται με τη βοήθεια νομογραφημάτων που δίνονται στο σχήμα 3.1 της παραγράφου 3.1.4 του ΕΚ2. Οι παράμετροι που υπεισέρχονται στον υπολογισμό του συγκεκριμένου συντελεστή είναι: Η κατηγορία σκυροδέματος και τσιμέντου, η ηλικία φόρτισης του σκυροδέματος t₀, οι

διαστάσεις της διατομής του μελετούμενου στοιχείου καθώς και οι συνθήκες του χώρου στον οποίον βρίσκεται. Για την απλοποίηση της πολύπλοκης αυτής χρήσης των νομογραφημάτων (η οποία περιγράφεται στο σχήμα 3.1 του ΕΚ2) έγιναν συγκεκριμένες εφαρμογές της για τις συνήθεις κατηγορίες σκυροδέματος και τσιμέντου (για τις κατηγορίες τσιμέντου βλ. παρ. 3.1.2(6) του ΕΚ2). Λαμβάνοντας υπόψη και μία ηλικία σκυροδέματος τη στιγμή της φόρτισης ίση με 28 ημέρες, προέκυψε ότι η τιμή του συντελεστή $φ(\infty,t_0)$ κυμαίνεται κατά τη συντριπτική πλειοψηφία των περιπτώσεων μεταξύ του 2 και του 6.5. Επομένως και ενεργός συντελεστής ερπυσμού $φ_{ef}$ θα πρέπει να κυμαίνεται μεταξύ του 1.44 και του 4.7. Έτσι λαμβάνεται μία τελική μέση τιμή $φ_{ef}$ =3.1.

(δ) Για τη διαξονική κάμψη των υποστυλωμάτων το ΟΣΚΑ ακολουθεί την εξής διαδικασία:

- Γίνεται ο υπολογισμός όλων των μεγεθών που απαιτούνται για να διαπιστωθεί η ανάγκη να ληφθούν υπόψη ή όχι τα φαινόμενα β' τάξης διαδοχικά για τα δύο τοπικά επίπεδα κάμψης της διατομής του υποστυλώματος.
- Εφόσον και για τα δύο επίπεδα κάμψης δεν είναι απαραίτητη η θεώρηση των φαινομένων β' τάξης τότε δεν γίνονται περαιτέρω υπολογισμοί, και ο έλεγχος αντοχής των κρίσιμων διατομών του υποστυλώματος γίνεται κατά τα γνωστά με τις ροπές θεωρίας α' τάξης όπως έχουν προκύψει από την ανάλυση. Δηλαδή γίνεται ο κλασσικός έλεγχος έναντι διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη με μεγέθη από τον βασικό συνδυασμό δράσεων (δηλ. στην συνηθισμένη περίπτωση τον συνδυασμό 1.35G+1.50Q).
- Εφόσον είναι απαραίτητη η θεώρηση των φαινομένων β' τάξης σε ένα από τα δύο επίπεδα κάμψης, τότε στο επίπεδο που είναι απαραίτητη η θεώρηση αυτή, γίνεται ο πλήρης υπολογισμός της ροπής σχεδιασμού β' τάξης με τη μέθοδο επαύξησης των ροπών που περιγράφηκε προηγουμένως. Η ροπή αυτή αφορά την περιοχή του μέσου του ανοίγματος του υπό εξέταση στοιχείου, και συμπεριλαμβάνει και την επιρροή των κατασκευαστικών ατελειών. Στο επίπεδο για το οποίο δεν απαιτείται η θεώρηση των φαινομένων β' τάξης γίνεται ο υπολογισμός της αντίστοιχης ροπής της θεωρίας α' τάξης στην περιοχή του μέσου του υπό εξέταση στοιχείου. Οι δύο αυτές ροπές μαζί με την αξονική δύναμη σχεδιασμού, συνθέτουν την τριάδα σχεδιασμού με την οποία εκτελείποι ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη. Τονίζεται επίσης ότι δεν παραλείπονται οι έλεγχοι στα δύο άκρα του υποστυλώματος με βάση τις ροπές θεωρίας α' τάξης κατά τα γνωστά.
- Εφόσον και για τα δύο επίπεδα κάμψης είναι απαραίτητη η θεώρηση των φαινομένων β' τάξης τότε:

Υπολογίζεται και για τα δύο επίπεδα ξεχωριστά η ροπή σχεδιασμού β' τάξης με τη μέθοδο του συντελεστή επαύξησης των ροπών που περιγράφηκε προηγουμένως. Κατόπιν σχηματίζεται η τριάδα σχεδιασμού με τις ροπές β' τάξης και στα δύο επίπεδα κάμψης. Λαμβάνεται όμως μέριμνα έτσι ώστε οι επιρροές των κατασκευαστικών ατελειών να συνυπολογίζονται μόνον στο επίπεδο στο οποίο το στοιχείο είναι πιο λυγηρό. Στην περίπτωση στοιχείων με ίσες λυγηρότητες στα δύο τοπικά επίπεδα κάμψης οι κατασκευαστικές ατέλειες λαμβάνονται υπόψη στο επίπεδο στο οποίο οι ροπές α' τάξης είναι μεγαλύτερες.

Κλείνοντας το κεφάλαιο της περιγραφής των ελέγχων των φαινομένων β' τάξης όπως το αντιμετωπίζει το ΟΣΚΑ, θα πρέπει να σημειωθεί ότι:

Φιλοσοφία και πρόταση του ΟΣΚΑ – παρά το γεγονός ότι εφαρμόζει την διαδικασία που περιγράφηκε πιο πάνω – είναι η αποφυγή προσφυγής σε τέτοιες αμφιβόλου αξιοπιστίας προσεγγιστικές μεθόδους. Για το σκοπό αυτό, προτείνεται η προσπάθεια εκπλήρωσης του κριτηρίου λ<λ_{lim} θεωρείται ο ασφαλέστερος τρόπος για την επίτευξη ασφάλειας έναντι των φαινομένων β' τάξης.

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ

Προκειμένου να γίνει πιο κατανοητή η διαδικασία με την οποία γίνεται ο έλεγχος της επιρροής των φαινομένων β' τάξης σε ένα υποστύλωμα, παρουσιάζεται το παρακάτω αριθμητικό παράδειγμα.

Δεδομένα:

Έστω υποστύλωμα καθαρού ύψους L=6.5m και διατομής h_2 =30/ h_3 =40. Το μήκος λυγισμού για κάμψη εντός και των δύο τοπικών επιπέδων του υποστυλώματος προέκυψε ίσο με L_{02} = L_{03} =L=6.5m. Το σκυρόδεμα είναι κατηγορίας C20/25 και ο χάλυβας S500. Ο διαμήκης οπλισμός συνίσταται από 12Φ18 (30.54cm²). Η αξονική δύναμη σχεδιασμού είναι θλιπτική και ίση με N_{Ed} =750kN. Οι ροπές πρώτης τάξης λόγω G και λόγω Q στην κορυφή και στη βάση του υποστυλώματος είναι αντίστοιχα:

$$\begin{split} M_{2top, G} = -24.27 kNm, & M_{3top,G} = -33.14 kNm, & M_{2bottom,G} = 19.25 kNm, & M_{3bottom,G} = 16.93 kNm \\ M_{2top, Q} = -3.98 kNm, & M_{3top,Q} = -5.52 kNm, & M_{2bottom,Q} = 3.97 kNm, & M_{3bottom,Q} = 2.43 kNm \end{split}$$

Ανάλυση:

1. ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΑΓΚΑΙΟΤΗΤΑΣ ΣΥΝΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΦΑΙΝΟΜΈΝΩΝ β' ΤΑΞΗΣ 1α. Έλεγχος για κάμψη εντός του τοπικού επιπέδου 1-3

$$\lambda_{2} = \frac{6.50}{\sqrt{\left(\frac{0.3 \cdot 0.4^{3}}{12}\right) \cdot \left(\frac{1}{0.3 \cdot 0.4}\right)}} = \frac{6.50}{\sqrt{\left(\frac{0.4^{2}}{12}\right)}} = 56.29$$
(5.34)

$$\begin{cases} n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_{c}} = \frac{750}{0.3 \cdot 0.4 \cdot 13.333 \cdot 10^{3}} = 0.46875 \\ A = 0.7 \\ B = \sqrt{1+2\omega} = \sqrt{1+2 \cdot \frac{(30.54 \cdot 434.78)}{(1200 \cdot 13.33)}} = 1.631 \\ C = 1.7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1.7 - \frac{(31.94)}{(-38.73)} = 1.7 - (-0.825) = 2.525 \end{cases} \Rightarrow \lambda_{lim} = 84.21$$

<u>Σημείωση</u>: οι ροπές M_{01} , M_{02} αντιστοιχούν στις ροπές σχεδιασμού α' τάξης που προκύπτουν από την ανάλυση για το επίπεδο κάμψης 1-3 και υπολογίζονται ως εξής: M_{2top} =1.35•(-24.27)+1.50•(-3.98) = -38.73kNm. $M_{2bottom}$ =1.35•(19.25)+1.50•(3.97) = 31.94kNm. Επειδή: |-38.73|>|31.94|, σύμφωνα με το εδάφιο 5.8.3.1(1), M₀₂=-38.73 και M₀₁=31.94. Παρατηρούμε ότι λ>λ_{lim}. Επομένως για κάμψη εντός του επιπέδου 1-3 <u>δεν χρειάζεται</u> να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα β' τάξης.

1β. Έλεγχος για κάμψη εντός του τοπικού επιπέδου 1-2

$$\lambda_{3} = \frac{6.5}{\sqrt{\left(\frac{0.3^{3} \cdot 0.4}{12}\right) \cdot \left(\frac{1}{0.3 \cdot 0.4}\right)}} = \frac{6.5}{\sqrt{\left(\frac{0.3^{2}}{12}\right)}} = 75.056$$

$$(5.35)$$

$$\begin{cases}
n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_{c}} = \frac{750}{0.3 \cdot 0.40 \cdot 13.333 \cdot 10^{3}} = 0.46875 \\
A = 0.7 \\
B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{(30.54 \cdot 434.78)}{(1200 \cdot 13.33)}} = 1.631 \\
C = 1.7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1.7 - \frac{(26.50)}{(-53.02)} = 1.7 - (-0.5) = 2.2
\end{cases} \Rightarrow \lambda_{lim} = 73.37$$

<u>Σημείωση</u>: οι ροπές M₀₁, M₀₂ αντιστοιχούν στις ροπές σχεδιασμού α' τάξης που προκύπτουν από την ανάλυση για το επίπεδο κάμψης 1-2 και υπολογίζονται ως εξής: M_{3top} =1.35•(-33.14)+1.50•(-5.52) = -53.02kNm.

 $M_{3bottom} = 1.35 \cdot (16.93) + 1.50 \cdot (2.43) = 26.50 \text{kNm}.$

Επειδή: |-53.02|>|26.5|, σύμφωνα με το εδάφιο 5.8.3.1(1), M₀₂=-53.02 και M₀₁=26.5.

Παρατηρούμε ότι λ>λ_{lim}. Επομένως και για κάμψη εντός του επιπέδου 1-2 <u>χρειάζεται</u> να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα β' τάξης.

2. ΣΥΝΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ β' ΤΑΞΗΣ

Από την ανάλυση που προηγήθηκε προέκυψε το συμπέρασμα ότι ο συνυπολογισμός των φαινομένων β' τάξης απαιτείται για κάμψη εντός του επιπέδου 1-2, όχι όμως και για κάμψη εντός του επιπέδου 1-3. Έτσι παρακάτω θα γίνει ο υπολογισμός των ροπών σχεδιασμού β' τάξης για το επίπεδο 1-2. Δεδομένου βέβαια ότι υπάρχουν ροπές κατά τη διεύθυνση και των δύο τοπικών αξόνων της διατομής αυτό σημαίνει ότι θα πρέπει να γίνει έλεγχος με βάση τις διατάξεις της παραγράφου 5.8.9 του ΕΚ2 για τη διαξονική κάμψη των διατομών. Ο υπολογισμός θα ξεκινήσει από το επίπεδο κάμψης για το οποίο απαιτείται η θεώρηση των φαινομένων β' τάξης, και αυτό είναι το τοπικό επίπεδο 1-2. Αρχικά θα γίνει ο υπολογισμός της ροπής σχεδιασμού στην τιμή της οποίας συμπεριλαμβάνεται τόσο η επιρροή των φαινομένων β' τάξης, όσο και η επιρροή των ατελειών. Πιο συγκεκριμένα, εφόσον το μελετώμενο επίπεδο κάμψης είναι το επίπεδο 1-2 αυτό σημαίνει ότι οι ροπές οι οποίες θα πρέπει να εισαχθούν στους υπολογισμούς είναι οι ροπές Μ₃, δηλαδή:

 M_{top} =1.35•(-33.14)+1.50•(-5.52) = -53.02kNm.

 M_{bottom} =1.35•(16.93)+1.50•(2.43) = 26.5kNm.

Ως πρώτο βήμα υπολογίζεται η ισοδύναμη ροπή α' τάξης με τη βοήθεια των σχέσεων (5.18α,β):

$$\begin{split} \mathsf{M}_{01} &= \min\left\{ \left| \mathsf{M}_{top} \right|, \left| \mathsf{M}_{bottom} \right| \right\} = \min\left\{ \left| -53.02 \right|, \left| 26.5 \right| \right\} = 26.5 \text{kNm} \\ \mathsf{M}_{02} &= \max\left\{ \left| \mathsf{M}_{top} \right|, \left| \mathsf{M}_{bottom} \right| \right\} = \max\left\{ \left| -53.02 \right|, \left| 26.5 \right| \right\} = 53.02 \text{kNm} \\ \mathsf{M}_{0E} &= 0.6 \cdot 53.02 + 0.4 \cdot (-26.5) = 21.2 \text{kNm} \ge 0.4 \cdot 53.02 = 21.21 \text{kNm} \\ 0.4 \cdot \mathsf{M}_{02} &= 0.4 \cdot 53.02 = 21.208 \approx 21.21 \text{kNm} \implies \mathsf{M}_{0E} = 21.21 \text{kNm} \end{split}$$

Θα πρέπει να γίνει η εξής διευκρίνιση: Η ροπή M₀₁ λαμβάνεται ως αρνητική, διότι οι ροπές M_{top} και M_{bottom} είναι ετερόσημες και επομένως προκαλούν διπλή καμπυλότητα στο υποστύλωμα. Έτσι σύμφωνα με το εδάφιο 5.8.8.2(2) πρέπει να ληφθεί αρνητική η μικρότερη κατ' απόλυτη τιμή από τις δύο.

Ακολουθεί ο υπολογισμός της ροπής Μ_i λόγω των διαφόρων ατελειών. Αυτός γίνεται με τη βοήθεια της σχέσης (5.19). Για τον υπολογισμό του θ_i που υπεισέρχεται στην συγκεκριμένη σχέση, ισχύουν τα εξής:

$$\alpha_{h} = 2/\sqrt{L} = 2/\sqrt{6.5} = 0.7845$$

$$\alpha_{m} = \sqrt{0.5 \cdot [1 + (1/1)]} = 1$$

$$\theta_{i} = (1/200) \cdot 0.7845 \cdot 1 = 0.00392$$

$$M_{i} = N_{Ed} \cdot \left[\left(\frac{\theta_{i}}{2} \right) \cdot L_{0} \right] = 750 \cdot \left[\left(\frac{0.00392}{2} \right) \cdot 6.50 \right] = 9.561 \text{ kNm}$$

Επομένως, η ροπή από τη θεωρία α' τάξης με τον συνυπολογισμό και της επιρροής των διαφόρων ατελειών κατασκευής είναι:

$$M_{0Ed} = M_{0E} + M_i = 21.21 + 9.561 = 30.772 kNm$$

Ακολουθεί ο υπολογισμός της ροπής σχεδιασμού με την θεώρηση και των επιρροών β' τάξης. Αυτός γίνεται με εφαρμογή της μεθόδου επαύξησης των ροπών α' τάξης, δηλαδή με εφαρμογή της σχέσης (5.24). Θα πρέπει όμως να προηγηθεί ο υπολογισμός του συντελεστή β από τη σχέση (5.25). Αξίζει να διευκρινιστεί στο σημείο αυτό ότι η τιμή της παραμέτρου c₀ θα πρέπει να είναι και στο παρών παράδειγμα ίση με 8 διότι η συγκεκριμένη τιμή ισχύει για την περίπτωση υποστυλωμάτων με εναλλασσόμενη καμπυλότητα (σημείωση εδαφίου 5.8.7.3(3)) όπως και συμβαίνει στην παρούσα περίπτωση. Έτσι:

 $\beta = 3.1415^2/8 = 1.234$ $N_B = (\pi^2 \cdot EI)/L_0^2$

Πέραν όμως του υπολογισμού της τιμής του β, στη σχέση (5.24) υπεισέρχεται και η τιμή του φορτίου λυγισμού Ν_B που υπολογίζεται από τη σχέση (5.26). Για την εφαρμογή της συγκεκριμένης σχέσης, ειδική μέριμνα θα πρέπει να δοθεί στον υπολογισμό της ονομαστικής δυσκαμψίας της διατομής του υποστυλώματος η οποία πραγματοποιείται με βάση τη σχέση (5.27) ως ακολούθως:

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

$$k_{1} = \sqrt{f_{ck}/20} = \sqrt{20/20} = 1.0$$

$$k_{2} = n \cdot \left(\frac{\lambda}{170}\right) = \left(\frac{N_{Ed}}{A_{c} \cdot f_{cd}}\right) \cdot \left(\frac{\lambda}{170}\right) = 0.46875 \cdot \left(\frac{75.06}{170}\right) = 0.207 > 0.2 \implies k_{2} = 0.2$$

$$K_{c} = \frac{k_{1} \cdot k_{2}}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1 \cdot 0.2}{1 + 3.1} = 0.04878$$

$$\rho = \frac{A_{s}}{A_{c}} = \frac{0.003054}{0.12} = 0.02545 > 0.002 \implies K_{s} = 1$$

Απομένει ο υπολογισμός της ροπής αδράνειας I_s του οπλισμού, περί τον τοπικό άξονα 3. Όπως τονίστηκε και στην εισαγωγή του παραδείγματος, ο διαμήκης οπλισμός του υποστυλώματος συνίσταται από 12Φ18. Αν οι ράβδοι αυτές τοποθετηθούν ομοιόμορφα στην περίμετρο της διατομής, τότε κατά μήκος των δύο παριών της διατομής που είναι παράλληλες με τον τοπικό άξονα 3 είναι τοποθετημένες (4+4) = 8 ράβδοι Φ18. Αν αγνοήσουμε τις υπόλοιπες τέσσερεις ράβδους που είναι τοποθετημένες στις παριές που είναι παράλληλες με τον τοπικό άξονα 2, τότε οι ράβδοι που συμμετέχουν στον υπολογισμό της ροπής αδράνειας του οπλισμού για κάμψη περί τον τοπικό άξονα 3 είναι συ τοπικό άξονα 2 είναι διατομής που είναι παράλληλες με τον τοπικό άξονα 2, τότε οι ράβδοι που συμμετέχουν στον υπολογισμό της ροπής αδράνειας του οπλισμού για κάμψη περί τον τοπικό άξονα 3 είναι 8 και η απόσταση τους από το κέντρο βάρους της διατομής κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα 2 είναι (λαμβάνοντας υπόψη ότι η απόσταση των κέντρων βάρους των ράβδων από τα άκρα της διατομής είναι ίση με 0.035m) ίση με [(0.3/2) – 0.035 = 0.115m]. Έτσι η ροπή αδράνειας των ράβδων αυτών για κάμψη περί τον τοπικό άξονα 3 είναι το ποπής του ράβδων αυτών για κάμψη περί

$$I_{s} = \left[8 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (18/1000)^{2}}{4} \right) \right] \cdot (0.115)^{2} = 2.692 \cdot 10^{-5} \, \text{m}^{4}$$

Επομένως η δυσκαμψία της διατομής είναι:

$$EI = K_{c} \cdot E_{cd}I_{c} + K_{s} \cdot E_{s}I_{s} = 0.04878 \cdot 25000000 \cdot 0.0009 + 1 \cdot 200000000 \cdot 2.695 \cdot 10^{-5} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow EI = 6487.55 \text{kNm}^{2}$$

Έτσι το φορτίο Ν_Β είναι ίσο με:

$$N_{\rm B} = \frac{\pi^2 \cdot 6487.55}{6.5^2} = 1515.5 \, \text{kN}$$

Έτσι κάνοντας εφαρμογή της σχέσης (5.24) μπορεί να γίνει ο υπολογισμός της ζητούμενης ροπής στην τιμή της οποίας λαμβάνεται υπόψη τόσο η επιρροή των ατελειών κατασκευής όσο και των φαινομένων β' τάξης:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{(N_{B}/N_{Ed}) - 1}\right] = 30.772 \cdot \left[1 + \frac{1.234}{(1515.5/750) - 1}\right] = 68 \text{kNm}$$

Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

Από τους υπολογισμούς που προηγήθηκαν προέκυψε το συμπέρασμα ότι μόνον σε ένα από τα δύο επίπεδα κάμψης απαιτείται η θεώρηση των φαινομένων β' τάξης. Επομένως κατά τον

έλεγχο σε διαξονική κάμψη, η ροπή M_2 μπορεί να είναι η ροπή α' τάξης (χωρίς και την θεώρηση των ατελειών της κατασκευής) ενώ η ροπή M_3 θα πρέπει να είναι η ροπή β' τάξης και με την επιρροή των ατελειών της κατασκευής όπως υπολογίστηκε προηγουμένως. Το θέμα που τίθεται στην περίπτωση αυτή είναι το εξής:

Στο επίπεδο 1-2 στο οποίο απαιτείται η θεώρηση των φαινομένων β' τάξης, η ροπή σχεδιασμού υπολογίστηκε σε σημείο το οποίο βρίσκεται περί τον μέσον του ύψους του υποστυλώματος. Αντίθετα όμως στο επίπεδο 1-3 στο οποίο δεν απαιτείται η θεώρηση των φαινομένων β' τάξης, οι ροπές σχεδιασμού ορίζονται στα άκρα του υποστυλώματος. Επομένως κατά τον έλεγχο σε διαξονική κάμψη – όπου απαιτείται η συνδυασμένη θεώρηση το ροπών και κατά τους δύο άξονες – υπάρχει το θέμα του υπολογισμού των ροπών σχεδιασμού στην ίδια διατομή. Επειδή το ΟΣΚΑ ελέγχει πάντοτε τις διατομές έναντι διαξονικής κάμψης, δεν τίθεται θέμα ελέγχων για τον αν είναι απαραίτητος ή όχι ένας έλεγχος έναντι διαξονικής κάμψης. Άρα το πρόβλημα εστιάζεται στον προσδιορισμό της τριάδας των μεγεθών σχεδιασμού (δύο ροπές κάμψης και η αξονική δύναμη) στην κρίσιμη διατομή όπου αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή κάμψης στο επίπεδο 1-2 όπου απαιτείται η θεώρηση των φαινομένων β' τάξης.

Από τους υπολογισμούς που προηγήθηκαν προέκυψε ότι η ροπή σχεδιασμού στο επίπεδο 1-2 όπου απαιτείται η θεώρηση των φαινομένων β' τάξης είναι M_{Ed3}=68kNm. Η ροπή αυτή προέκυψε ξεκινώντας από τις σχέσεις (5.17) και (5.18α,β). Με τις σχέσεις αυτές υπολογίστηκε η ροπή M₃ στην περιοχή του μέσου του ανοίγματος του υποστυλώματος με βάση τη θεωρία α' τάξης αλλά και την επιρροή των κατασκευαστικών ατελειών. Αν χρησιμοποιηθούν οι ίδιες σχέσεις και για την κάμψη εντός του επιπέδου 1-3 θα προκύψει η τιμή της ροπής σχεδιασμού M₂ στην ίδια περιοχή. Ωστόσο, κατά τον υπολογισμό της ροπής σχεδιασμού M₂ με βάση τις προαναφερόμενες σχέσεις, δεν πρέπει να ληφθεί για δεύτερη φορά υπόψη η ροπή λόγω κατασκευαστικών ατελειών όπως τονίζεται και στο εδάφιο 5.8.9(2). Έτσι εφαρμόζοντας τις σχέσεις (5.17) και (5.18α,β) για το επίπεδο 1-3 (και λαμβάνοντας υπόψη ότι M_i=0) προκύπτει:

$$\begin{split} M_{01} &= \min\{\left|M_{top}\right|, \left|M_{bottom}\right|\} = \min\{\left|-38.73\right|, \left|31.94\right|\} = 31.94 \text{kNm} \\ M_{02} &= \max\{\left|M_{top}\right|, \left|M_{bottom}\right|\} = \max\{\left|-38.73\right|, \left|31.94\right|\} = 38.73 \text{kNm} \\ M_{0E} &= 0.6 \cdot 38.73 + 0.4 \cdot (-31.94) = 10.46 \text{kNm} < 0.4 \cdot 38.73 = 15.5 \text{kNm} \\ 0.4 \cdot M_{02} &= 0.4 \cdot 38.73 = 15.5 > 10.46 \text{kNm} \implies M_{0E} = 15.5 \text{kNm} \end{split}$$

Επομένως η τριάδα με την οποία θα πρέπει να γίνει ο έλεγχος της διαξονικής κάμψης στην περιοχή του μέσου του υποστυλώματος είναι:

N_{Ed}=-750kN M_{Ed2}=15.5kNm M_{Ed3}=68.8kNm

Σημειώνεται τέλος ότι δεν θα πρέπει να παραλειφθούν οι κλασσικοί έλεγχοι των διατομών των άκρων του υποστυλώματος με βάση τη θεωρία α' τάξης κατά τα γνωστά.

5.4.2.4 Έλεγχος επάρκειας της επιφάνειας σκυροδέματος

Σύμφωνα με τα εδάφια 5.4.3.2.1(3) Ρ και 5.5.3.2.1(3) Ρ του ΕΚ8, για να εξασφαλιστεί επαρκής πλαστιμότητα σε υποστυλώματα κτιρίων ΚΠΜ και σε υποστυλώματα κτιρίων ΚΠΥ πρέπει η διατομή τους να έχει τέτοιο εμβαδόν, έτσι ώστε να πληρούται η συνθήκη:

(α) Για κτίρια ΚΠΜ
$$v_d = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \le 0.65 \Rightarrow CR = \frac{v_d}{0.65}$$
 (5.36α)

(β) Για κτίρια ΚΠΥ
$$V_d = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \le 0.55 \implies CR = \frac{V_d}{0.55}$$
 (5.36β)

για τους συνδυασμούς δράσεων με σεισμό (δηλαδή για όλες τις συνιστώσες του σεισμικού συνδυασμού G+ψ₂Q±E). Αν δεν ικανοποιείται η παραπάνω σχέση, απαιτείται προφανώς αύξηση των διαστάσεων της διατομής.

Το ΟΣΚΑ εφαρμόζει την παραπάνω σχέση εισάγοντας ως αξονική δύναμη N_{sd} την μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή <u>θλιπτική</u> δύναμη από τις αξονικές δυνάμεις της κεφαλής και του πόδα του υποστυλώματος. Ο έλεγχος εκτελείται από το πρόγραμμα, για τις αξονικές δυνάμεις που προκύπτουν και από τις τέσσερεις αναλύσεις της Ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος, ή τους τέσσερεις συνδυασμούς στατικών φορτίσεων της Ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης.

5.4.2.5 Έλεγχος περίσφιγξης

Ο έλεγχος περίσφιξης των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων περιγράφεται στον ΕΚ8 στο εδάφιο 5.4.3.2.2(8) στο οποίο δίνεται η σχέση με την οποία υπολογίζεται το απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό των συνδετήρων περίσφιξης ω_{wd} εντός των κρισίμων περιοχών, καθώς και οι σχέσεις υπολογισμού του συντελεστή αποδοτικότητας της διάταξης περίσφιξης α. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι περιπτώσεις κατά τις οποίες σύμφωνα με τον κανονισμό επιβάλλεται ο έλεγχος περίσφιξης. Οι περιπτώσεις αυτές είναι:

	КПМ	КПҮ
Κρίσιμες περιοχές στη βάση κτιρίου	NAI	NAI
Υπόλοιπες κρίσιμες περιοχές	OXI	NAI

Διαδικασία ελέγχου

Η βασική σχέση υπολογισμού του απαιτούμενου μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού συνδετήρων περίσφιγξης για τα υποστυλώματα δίνεται από την σχέση (5.15) του εδαφίου 5.4.3.2.2(8) η οποία είναι:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \ge 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot v_{d} \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_{c}}{b_{o}} - 0.035$$
(5.37)

όπου

είναι το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό των συνδετήρων περίσφιγξης μέσα στις ω_{wd} κρίσιμες περιοχές.

 $ω_{wd} = \frac{όγκος των συνδετήρων περίσφιγξης}{όγκος του σκυροδέματος του πυρήνα} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$

μ₀ είναι η απαιτούμενη τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων.

v_d είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού (v_d = N_{Ed}/A_c·f_{cd})

- είναι η τιμή σχεδιασμού της ανηγμένης εφελκυστικής παραμόρφωσης του χάλυβα στην ε_{sv.d} διαρροή
- h_c είναι το ύψος της συνολικής διατομής (παράλληλα με την οριζόντια διεύθυνση στην οποία εφαρμόζεται η τιμή του μ₀ που χρησιμοποιείται για το κτίριο σύμφωνα με το εδάφιο 5.2.3.4(3)).
- h_o είναι το ύψος του περισφιγμένου πυρήνα (έως τον άξονα των συνδετήρων).
- b_c είναι το πλάτος της συνολικής διατομής.
- bo είναι το πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα (έως τον άξονα των συνδετήρων).
 - είναι ο συντελεστής αποτελεσματικότητας της περίσφιγξης, ίσος με α = $\alpha_n \cdot \alpha_s$. α

Σημειώσεις – επεξηγήσεις

- 1. Ο υπολογισμός του συντελεστή αποτελεσματικότητας της περίσφιγξης α για τα υποστυλώματα δεν διαφοροποιείται σε σχέση με τον αντίστοιχο υπολογισμό στα πλαίσια των ΕΚΟΣ/ΕΑΚ. Αυτό προκύπτει από το εδάφιο 5.4.3.2.2(8) στο οποίο οι σχέσεις οι οποίες δίνονται για τον υπολογισμό του α = α_n•α_s δεν διαφέρουν από τις αντίστοιχες σχέσεις των ΕΚΟΣ/ΕΑΚ για τα ορθογωνικά και τα κυκλικά υποστυλώματα. Όσον αφορά στα υποστυλώματα με διατομή Τ, Ζ, Γ δεν γίνεται κάποια ειδική αναφορά για τον υπολογισμό του α. Έτσι, για τις συγκρεκριμένες διατομές ακολουθείται η διαδικασία που ακολουθήθηκε και στα πλαίσια εφαρμογής του ΟΣΚΑ με βάση τις διατάξεις του ΕΚΟΣ.
- 2. Ο υπολογισμός της απαιτούμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων μ_ω γίνεται με βάση τις σχέσεις (5.4), (5.5) του ΕΚ8:

$$\mu_{\varphi} = 2 \cdot q_0 - 1 \quad \epsilon \dot{\alpha} v \quad T_1 \ge T_C$$
(5.38a)

$$\mu_{\varphi} = 1 + 2 \cdot \left(q_0 - 1 \right) \cdot \left(T_c / T_1 \right) \quad \epsilon \dot{\alpha} v \quad T_1 \le T_c$$
(5.38β)

Όπου το q₀ είναι η τιμή του βασικού συντελεστή συμπεριφοράς που δίνεται στον πίνακα 5.1 TOU EK8.

- 3. Η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού v_d είναι η μένιστη θλιπτική δύναμη που προκύπτει από τις 6 τιμές του συνδυασμού G+ψ2Q±E.
- 4. Για το $\varepsilon_{sv,d}$ ισχύει: $\varepsilon_{sv,d} = f_{vd}/E_s$ (το E_s είναι το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα).
- 5. Ως πλάτος b_c μίας ορθογωνικής διατομής λαμβάνεται η μικρότερη από τις δύο διαστάσεις της. Στην περίπτωση μίας σύνθετης διατομής τύπου Τ, Ζ, Γ, το b_c λαμβάνεται ως η μικρότερη διάσταση του εκάστοτε σκέλους που εξετάζεται ξεχωριστά.

6. Στην περίπτωση διατομών Τ, Ζ, Γ ο ΕΚ8 προτείνει στο εδάφιο 5.4.3.4.2(5) – το οποίο αφορά μεν τοιχώματα αλλά μπορεί να εφαρμοστεί και σε υποστυλώματα – τρόπο υπολογισμού του ογκομετρικού ποσοστού ω_{wd} ο οποίος συνίσταται στον ανά σκέλος υπολογισμό. Το ΟΣΚΑ υλοποιεί κατάλληλα τον συγκεκριμένο υπολογισμό.

Η διαδικασία ελέγχου από το ΟΣΚΑ είναι η ακόλουθη:

(Α) Υπολογίζεται ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης από την παρακάτω σχέση:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \tag{5.39}$$

(i) Ο συντελεστής α_n εξαρτάται από την διάταξη του εγκάρσιου οπλισμού (δηλ. των συνδετήρων) στην διατομή. Υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$\alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i^2}{6 \cdot A_0} \right)$$
(5.40)

Στην σχέση αυτή:

n είναι ο αριθμός «κορυφών» συνδετήρων ή «κόμβων» με εγκάρσιους συνδέσμους που συγκρατούν διαμήκεις ράβδους.

b, είναι η απόσταση μεταξύ διαδοχικών «κορυφών» ή «κόμβων».

Α_ο το εμβαδόν της διατομής του περισφιγμένου σκυροδέματος.

(ii) Ο συντελεστής α_s εξαρτάται από την απόσταση δύο διαδοχικών στρώσεων εγκάρσιου οπλισμού περίσφιγξης και υπολογίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\begin{aligned} \alpha_{s} = \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_{0}}\right)^{2} & \text{Για τετραγωνικές διατομές} \end{aligned} (5.41\alpha) \\ \alpha_{s} = \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_{o}}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_{o}}\right) & \text{Για ορθογωνικές διατομές} \end{aligned} (5.41\beta) \end{aligned}$$

Στην περίπτωση των υποστυλωμάτων με διατομή Γ, Τ, ή σταυροειδή, το ΟΣΚ υιοθετεί την ακόλουθη διαδικασία: Γίνεται εφαρμογή της σχέσης (5.41α) με τιμή για το πλάτος b₀ υπολογισμένη ως εξής:

- 1. Υπολογίζεται το εμβαδόν της επιφάνειας του περισφιγμένου σκυροδέματος Α₀.
- 2. Θεωρώντας ότι στους υπολογισμούς μπορεί να ληφθεί υπόψη μία ιδεατή διατομή με κατά προσέγγιση ομοιόμορφη περίσφιξη, θεωρείται μία ιδεατή ισοδύναμη τετραγωνική διατομή η οποία έχει εμβαδόν επιφάνειας περισφιγμένου σκυροδέματος Α₀ ίσο με αυτό της πραγματικής διατομής. Άρα το b₀ μπορεί μέσα στα πλαίσια της παραδοχής αυτής να υπολογιστει από την παρακάτω σχέση:

$$\mathsf{b}_{\circ} = \sqrt{\mathsf{A}_{\circ}} \tag{5.42}$$

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

Όσον αφορά στις κυκλικές διατομές χρησιμοποιείται τεκμηριωμένη σχέση από τη διεθνή βιβλιογραφία. Συγκεντρωτικά οι χρησιμοποιούμενες σχέσεις για τον υπολογισμό του α_s είναι:

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΣΧΕΣΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ					
	α _s						
Τετραγωνική	$\alpha_{s} = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_{o}}\right)^{2}$	Το b ₀ προκύτπει από την σχέση: $b_0 = \sqrt{A_0}$					
Ορθογωνική	$\alpha_{s} = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_{o}}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot d_{o}}\right)$	Tαb₀,d₀προκύπτουνωςεξής:b₀= b - 2 • (c + Φw / 2) $d_o = d - 2 • (c + Φw / 2)$ $d_o = d - 2 • (c + Φw / 2)$ Όπουc=επικάλυψη,b/d=πλήρειςδιαστάσειςδιατομής,Φw=διάμετροςεξωτερικού συνδετήρα. d_w d_w					
Γωνιακή Γ Σταυροειδής Διατομή Τ	$\alpha_{s} = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_{o}}\right)^{2}$	Το b ₀ προκύτπει από την σχέση: b _o = $\sqrt{A_0}$					
Κυκλική	$\alpha_{s} = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_{o}}\right)$	Ισχύει και για ορθογωνική ή τετραγωνική διατομή με σπειροειδή οπλισμό					

Για τις διατομές L με γωνία σκελών διάφορη των 90° ο υπολογισμός του α_s γίνεται ως εξής: α. Υπολογίζεται το εμβαδόν της επιφάνειας του περισφιγμένου σκυροδέματος A₀ όπως ακριβώς και στις άλλες διατομές. Το εμβαδόν αυτό αφορά στην επιφάνεια του περισφιγμένου σκυροδέματος στο επίπεδο της στρώσης των συνδετήρων.

β. Υπολογίζεται το εμβαδόν A₀' που είναι η επιφάνεια του ενεργώς περισφιγμένου σκυροδέματος σε διατομή που βρίσκεται στο ήμισυ της απόστασης μεταξύ δύο διαδοχικών στρώσεων συνδετήρων. Το εμβαδόν αυτό υπολογίζεται θεωρώντας ότι η ενεργώς περισφιγμένη επιφάνεια A₀' ορίζεται από την περίμετρο η οποία προκύπτει μετά από παράλληλη μετάθεση των πλευρών που ορίζουν το εμβαδόν A₀ κατά 0.25s (όπου s η απόσταση των συνδετήρων).

γ. Ο συντελεστής α_s υπολογίζεται από τη σχέση: α_s = A_0 ΄/ A_0 .

(Θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι τιμές του α_s που δίνονται στον παραπάνω πίνακα είναι ειδικές περιπτώσεις οι οποίες προκύπτουν από την εφαρμογή της σχέσης α_s= A₀ / A₀).

(B) Υπολογίζεται το ογκομετρικό ποσοστό του υπάρχοντος (τοποθετημένου) οπλισμού περίσφιξης από τη σχέση:

$$\omega_{wd,ro\pi.} = \left[\frac{O\gamma \kappa o \varsigma \kappa \lambda \epsilon_{i} \sigma \tau \dot{\omega} v \sigma v v \delta \epsilon \tau \dot{\eta} \rho \omega v}{O\gamma \kappa o \varsigma \pi \epsilon_{Pi} \sigma \phi_{i} \gamma \mu \dot{a} v o v \pi v \rho \dot{\eta} v \alpha}\right] \cdot \left[\frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right] = \left[\frac{V_{w}}{V_{0}}\right] \cdot \left[\frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right]$$
(5.43)

(Γ) Υπολογίζεται το απαιτούμενο ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιξης από τη σχέση (5.37). Για να γίνει πιο σαφής η διαδικασία εκτέλεσης των υπολογισμών του ελέγχου περίσφιγξης από το ΟΣΚΑ παρατείθεται το παρακάτω παράδειγμα που αφορά ένα υποστύλωμα ορθογωνικής διατομής. Η ιδιαιτερότητα του παραδείγματος έγκειται κυρίως στο γεγονός ότι το υποστύλωμα είναι σκοπίμως περισφιγμένο με ελλιπή οπλισμό περίσφιξης, όπως θα αναλυθεί παρακάτω.

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

Σκυρόδεμα C16/20: fck=16MPa



<u>Χάλυβας S400</u>: f_{yk}=400MPa <u>Διαμήκης οπλισμός</u>: 8Φ18 (με τη διάταξη του διπλανού σκαριφήματος) <u>Συνδετήρες</u>: Φ10/10 στα κρίσιμα μήκη <u>Επικάλυψη</u>: 3cm <u>Αξονική δύναμη σχεδιασμού</u>: N_{sd}=795.356 <u>Συντελεστής συμπεριφοράς</u>: q₀=3.6

ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Η διάταξη του εγκάρσιου οπλισμού του παραπάνω σχήματος δεν είναι σωστή, διότι θα έπρεπε να συγκρατούνται είτε με εγκάρσιους συνδέσμους, είτε με γωνίες συνδετήρων και οι διαμήκεις ράβδοι που βρίσκονται στα μέσα των πλευρών. Έτσι η σωστή διάταξη θα έπρεπε να είναι η εξής:



Ωστόσο, οι περαιτέρω υπολογισμοί θα γίνουν με την αρχική-λάθος διάταξη για να φανεί η σκοπιμότητα της συγκράτησης με συνδετήρες όλων των περιμετρικών ράβδων της συγκεκριμένης διατομής.

ελεγχος

<u>Υπολογισμός του μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού του ολισμού περίσφιξης</u>
 Ο υπολογισμός του ω_{wd} γίνεται μέσω της παρακάτω σχέσης:

$$\omega_{_{wd, \text{топ.}}} = \left(\rho_x + \rho_y\right) \bullet \left[\frac{f_{_{yd}}}{f_{_{cd}}}\right] = 2 \bullet min\left(\rho_x, \rho_y\right) \bullet \left[\frac{f_{_{yd}}}{f_{_{cd}}}\right] = \rho_{_{TOT}} \bullet \left[\frac{f_{_{yd}}}{f_{_{cd}}}\right]$$

Για τον υπολογισμό αυτό θα πρέπει να είναι γνωστά τα ποσοστά των συνδετήρων ρ_x και ρ_y στις διευθύνσεις των δυο τοπικών αξόνων της διατομής του υποστυλώματος. Για τον υπολογισμό αυτό, το ΟΣΚΑ ακολουθεί μία διαφορετική διαδικασία στα πλαίσια της οποίας υπολογίζεται απευθείας το ποσοστό ρ. Πρόκειται για την εφαρμογή της παρακάτω σχέσης η

οποία δίνει τη δυνατότητα υπολογισμού του ποσοστού ρ σε οποιασδήποτε μορφής διατομή με οποιαδήποτε διάταξη συνδετήρων. Η σχέση αυτή είναι:

$$\rho = \frac{L_h \bullet A_{sw,\sigma uv\delta}}{A_0 \bullet s}$$

Όπου όλοι οι όροι είναι γνωστοί εκτός του L_h το οποίο είναι το συνολικό μήκος όλων των σκελών όλων των συνδετήρων της διατομής.



Έτσι με βάση το παραπάνω σχήμα προκύπτουν:

$$\rho_{\text{torm}} = \frac{L_{\text{h}} \cdot A(\Phi_{10})}{A_{0} \cdot s} = \frac{152 \cdot 0.7854}{(34 \cdot 44) \cdot 10} = 7.98 \cdot 10^{-3}$$
$$\omega_{\text{wd,torm}} = \rho_{\text{torm}} \cdot \left[\frac{f_{\text{yd}}}{f_{\text{cd}}}\right] = 7.98 \cdot 10^{-3} \cdot \left[\frac{347.826}{10.66667}\right] = 0.26$$

2. Υπολογισμός του απαιτούμενου ογκομετρικού ποσοστού οπλισμού περίσφιγξης

Ο υπολογισμός αυτός γίνεται σύμφωνα με την σχέση (5.37). Οι τιμές των παραμέτρων που υπεισέρχονται στη συγκεκριμένη σχέση υπολογίζονται ως εξής:

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_{0} - 1 = 2 \cdot 3.6 - 1 = 6.2$$

$$\nu_{d} = \frac{N_{Ed}}{\left[h \cdot b \cdot (f_{ck} / \gamma_{c})\right]} = \frac{795.36 \cdot 10^{-3}}{\left[0.40 \cdot 0.50 \cdot (20/1.5)\right]} = 0.3$$

$$\epsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{\left(f_{yk} / \gamma_c\right)}{E_s} = \frac{\left(400 / 1.15\right)}{200000} = 0.00174$$

 $b_c = min\{b;h\} = min\{0.4; 0.50\} = 0.40m$

$$b_0 = b_c - 2 \cdot [c + (d_{bh}/2)] = 0.4 - 2 \cdot [0.03 + (0.01/2)] = 0.33m$$

Επομένως:

$$\alpha \boldsymbol{\cdot} \omega_{wd} \geq 30 \boldsymbol{\cdot} \mu_{\phi} \boldsymbol{\cdot} v_{d} \boldsymbol{\cdot} \epsilon_{sy,d} \boldsymbol{\cdot} \frac{b_{c}}{b_{o}} - 0.035 = 30 \boldsymbol{\cdot} 6.2 \boldsymbol{\cdot} 0.3 \boldsymbol{\cdot} 0.00174 \boldsymbol{\cdot} \frac{0.4}{0.33} - 0.035$$

 $\Rightarrow \alpha \cdot \omega_{wd} \ge 0.08269$

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

Ο συντελεστής α είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης και υπολογίζεται από τη σχέση (5.39). Το α_n υπολογίζεται από την σχέση (5.40) και για τη διατομή που μελετάται, προσδιορίζεται με τη βοήθεια του παρακάτω σχήματος:



Θα πρέπει στο σημείο αυτό να διευκρινιστεί ότι οι αποστάσεις b_i είναι οι αποστάσεις των διαμήκων ράβδων που αντιστηρίζονται είτε από γωνίες συνδετήρων είτε από εγκάρσιους συνδέσμους (άγκιστρα). Επομένως στο παραδειγμά της διατομής που μελετάται τα b_i ορίζονται όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, **ΚΑΙ ΔΕΝ** είναι οι αποστάσεις μεταξύ των ράβδων. Αυτό θα ίσχυε αν είχαμε μία από τις παρακάτω διατάξεις:



Έτσι στην περίπτωση που μελετάμε θα έχουμε:

$$b_{1} = b_{3} = b_{0} = b - 2 \cdot (c) = 0.5 - 2 \cdot (0.03) = 0.44$$

$$b_{2} = b_{4} = d_{0} = d - 2 \cdot (c) = 0.4 - 2 \cdot (0.03) = 0.34$$

$$\alpha_{n} = 1 - \left(\frac{1}{6 \cdot A_{0}}\right) \cdot \sum_{i=1}^{4} (b_{i}^{2}) = 1 - \left(\frac{1}{6 \cdot 0.1496}\right) \cdot \sum (2 \cdot 0.34^{2} + 2 \cdot 0.44^{2}) = 0.311$$

Για τον υπολογισμό του α_s ισχύει η σχέση (5.41β):

$$\alpha_{s} = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_{o}}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot d_{o}}\right) = \left(1 - \frac{0.1}{2 \cdot 0.44}\right) \cdot \left(1 - \frac{0.1}{2 \cdot 0.34}\right) = 0.756016$$

Έτσι για τον συντελεστή α προκύπτει τελικά:

 $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.311 \cdot 0.756016 = 0.23512$

Έτσι για το ω_{wd, απαιτ}. προκύπτει:

 $\alpha \boldsymbol{\cdot} \omega_{\mathsf{wd}} \geq 0.08269 \Longrightarrow 0.23512 \boldsymbol{\cdot} \omega_{\mathsf{wd}} \geq 0.08269 \Longrightarrow \omega_{\mathsf{wd}, \mathsf{arrar.}} = 0.352$

Το τοποθετούμενο ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων περίσφιγξης είναι ω_{wd,τοπ} =0.26. Προφανώς έχουμε ανεπάρκεια η οποία οφείλεται στην συνειδητά εσφαλμένη τοποθέτηση συνδετήρων όπως τονίστηκε και στην εκφώνηση του παραδείγματος.

5.4.2.6 Έλεγχος κοντού υποστυλώματος

Ο ΕΚ8 δίνει συγκεκριμένες οδηγίες για τα υποστυλώματα τα οποία είναι «κοντά» εξαιτίας της δράσης τοιχοποιιών οι οποίες δεν εκτείνονται σε όλο το ύψος τους, στην παράγραφο 5.9. <u>Οι</u> <u>οδηγίες αυτές αφορούν κτίρια ΚΠΜ και ΚΠΥ και είναι ανεξάρτητες από τον τύπο του στατικού</u> <u>συστήματος του κτιρίου</u>. Γενικά όμως η τοπική επίδραση των τοιχοπληρώσεων μπορεί να έχει δύο διαφορετικές εκδοχές:

- Την πρόκληση βλάβης ή και αστοχίας σε υποστυλώματα που βρίσκονται σε επαφή με ισχυρές τοιχοπληρώσεις σε όλο το ύψος τους, εξαιτίας ανομοιόμορφων συνθηκών επαφής, ή
- Την μείωση του ελεύθερου ύψους (και κατά συνέπεια και του λόγου διάτμησης) εξαιτίας της επαφής και της δέσμευσης από τις τοιχοπληρώσεις σε τμήμα μόνον του συνολικού ύψους του υποστυλώματος. Έτσι προκύπτει ένα «κοντό» υποστύλωμα που είναι επιρρεπές σε καμπτική αλλά κυρίως διατμητική αστοχία εξαιτίας διαγώνιας θλίψης.

Ειδικά μέτρα για την αντιμετώπιση των επιδράσεων των τοιχοποιιών σε υποστυλώματα

- Στο ισόγειο των κτιρίων, το σύνολο του ύψους των υποστυλωμάτων θα πρέπει να θεωρείται κρίσιμο και κατά συνέπεια να οπλίζεται σε όλο το ύψος του σύμφωνα με τους κανόνες που διέπουν τις κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων (ΕΚ8: Εδάφιο 5.9(1)).
- 2. Όταν υπάρχει μεν τοιχοπλήρωση σε όλο το ύψος ενός υποστυλώματος, αλλά μόνον από τη μία πλευρά του, τότε και πάλι θα πρέπει όλο το ύψος του υποστυλώματος να θεωρείται κρίσιμο και να οπλίζεται ανάλογα. Αυτή η διάταξη ισχύει ανεξαρτήτως του ορόφου στον οποίο βρίσκεται το υποστύλωμα (ΕΚ8: Εδάφιο 5.9(3)).
- 3. Όταν οι τοιχοπληρώσεις δεν εκτείνονται σε όλο το ύψος του υποστυλώματος, τότε σε περίπτωση σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης, αυτή θα σχηματιστεί στο σημείο όπου τερματίζεται η τοιχοπλήρωση και όχι στον κόμβο όπου συνδέεται με δοκούς ακόμα και αν οι τελευταίες είναι πιο ασθενείς όπως επιτάσσει ο ικανοτικός σχεδιασμός. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού προτείνονται στο εδάφιο 5.9(2) του ΕΚ8 υπολογιστικά και κατασκευαστικά μέτρα τα οποία είναι τα εξής:
 - (α) Κατασκευαστικά μέτρα:
 - Το συνολικό ύψος του υποστυλώματος θεωρείται κρίσιμο και θα πρέπει να οπλίζεται με βάση τις σχετικές οδηγίες του κανονισμού (ΕΚ8: Εδάφιο 5.9(2)α).
 - Ο εγκάρσιος οπλισμός που υπολογίζεται για να παραλάβει τις απαιτήσεις σε διάτμηση στο ελεύθερο από τοιχοποιία μήκος του, θα πρέπει να εκτείνεται και εντός του τμήματος που βρίσκεται σε επαφή με την τοιχοποιία αλλά σε μήκος ίσο με h_c (όπου h_c η διάσταση της διατομής του υποστυλώματος η οποία είναι παράλληλη με το επίπεδο της τοιχοπλήρωσης), (ΕΚ8: Εδάφιο 5.9(2)γ).

- Εαν το μήκος του υποστυλώματος που δεν βρίσκεται σε επαφή με τις τοιχοπληρώσεις είναι μικρότερο του 1.5hc (όπου hc η διάσταση της διατομής του υποστυλώματος η οποία είναι παράλληλη με το επίπεδο της τοιχοπλήρωσης) τότε το σύνολο της τέμνουσας που αναπτύσεται εντός του μήκους αυτού, θα πρέπει να παραλαμβάνεται μόνον από δισδιαγώνιο οπλισμό.
- (β) Υπολογιστικά μέτρα:

Τα υπολογιστικά μέτρα αφορούν στον τρόπο υπολογισμού της τέμνουσας ικανοτικού σχεδιασμού ο οποίος περιγράφεται στην παράγραφο 5.4.2.3 του ΕΚ8 για υποστυλώματα κτιρίων ΚΠΜ και στην παράγραφο 5.5.2.2 του ΕΚ8 για υποστυλώματα κτιρίων ΚΠΥ. Στις συγκεκριμένες παραγράφους δίνεται η διαδικασία υπολογισμού για τα «κανονικά» υποστυλώματα. Για τα κοντά υποστυλώματα, σύμφωνα με το εδάφιο 5.9(2)β ισχύει και πάλι η σχέση (5.9) του εδαφίου 5.4.2.3(2) όμως θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τα εξής:

- Το μήκος του υποστυλώματος που εισάγεται στην σχέση (5.9) θα πρέπει να είναι το καθαρό μήκος του το οποίο δεν είναι σε επαφή με την τοιχοπλήρωση.
- Οι ροπές αντοχής του υποστυλώματος με βάση τις οποίες γίνεται ο υπολογισμός της τέμνουσας ικανοτικού σχεδιασμού αφορούν αφενώς τη διατομή στο σημείο σύνδεσης του υποστυλώματος με τον υπερκείμενο κόμβο και αφετέρου τη διατομή στο σημείο όπου τερματίζεται η τοιχοπλήρωση. Έτσι οι τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού για ένα κοντό υποστύλωμα προκύπτουν από τις παρακάτω σχέσεις:

$$V_{CD,c}^{(\alpha)} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot \left[M_{Rc,1}^{+} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb,\alpha}}{\sum M_{Rc,\alpha}}\right) + M_{Rc,2}^{-} \right]}{L_{cl}}$$

$$V_{CD,c}^{(\beta)} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot \left[M_{Rc,1}^{-} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb,\alpha}}{\sum M_{Rc,\alpha}}\right) + M_{Rc,2}^{+} \right]}{L_{cl}}$$
(5.44 β)

Οι δύο παραπάνω σχέσεις επεξηγούνται με τη βοήθεια του παρακάτω σχήματος:

(5.44β)



Σχήμα 5.5 Υπολογισμός τέμνουσας ικανοτικού σχεδιασμού κοντού υποστυλώματος

Για το γ_{Rd} ισχύουν οι τιμές: 1.1 για τα κτίρια ΚΠΜ, και ίσος με 1.3 για τα κτίρια ΚΠΥ. Κατά την εφαρμογή των παραπάνω σχέσεων, και εφόσον το ελεύθερο μήκος L_{cl} είναι πολύ μικρό, υπάρχει περίπτωση να προκύψει πολύ μεγάλη τιμή για την τέμνουσα ικανοτικού σχεδιασμού. Έτσι υπάρχει κίνδυνος να μην μπορεί να εκπληρωθεί ο έλεγχος σε τέμνουσα, ειδικά όταν είναι κρίσιμος ο έλεγχος έναντι συντριβής λοξών θλιπτήρων, λόγω του ότι δεν υπάρχει απεριόριστη δυνατότητα αύξησης του εγκάρσιου οπλισμού. Στην περίπτωση αυτή, τρείς είναι οι βασικές επιλογές:

- (α) Να θεωρηθεί το υποστύλωμα αυτό ως δευτερεύων και όχι κύριο, έτσι ώστε να καθίσταται μη αναγκαία η εκπλήρωση του ελέγχου σε διάτμηση με τις τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού.
- (β) Να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα με αλλαγή των γεωμετρικών συνθηκών, δηλαδή είτε:
 - Να αλλάξει η διάταξη της τοιχοπλήρωσης έτσι ώστε ή να αυξηθεί το ελεύθερο ύψος
 L_{cl}, ή να μετακινηθεί το άνοιγμα της τοιχοποιίας έτσι ώστε να μηδενιστεί το L_{cl} και να πάψει το υποστύλωμα να είναι κοντό, είτε
 - Να αλλάξουν οι διαστάσεις της διατομής του υποστυλώματος. Στην συγκεκριμένη περίπτωση θα πρέπει να εξεταστεί το ενδεχόμενο μείωσης και όχι αύξησης της διάστασης της διατομής:
 - (I) Αν με την μείωση αυτή ο λόγος διάτμησης αυξάνει άνω του 2 (ή καλύτερα άνω του 2.5) οπότε αίρονται οι δυσμενείς συνέπειες της τέμνουσας οι οποίες εμφανίζονται σε κοντά υποστυλώματα.
 - (II) Αν με τη μείωση αυτή μειώνεται και η τέμνουσα ικανοτικού σχεδιασμού όπως αυτή προκύπτει από σχέση (5.9) του εδαφίου 5.4.2.3(2) – λόγω του ότι με την μείωση των διαστάσεων μειώνεται και η ροπή αντοχής – περισσότερο απ' ότι μειώνεται η αντοχή σε τέμνουσα.
- (γ) Να τοποθετηθεί επιπλέον ή αντί των συνδετήρων, και δισδιαγώνιος οπλισμός ο οποίος θα εκτείνεται στο ελεύθερο από την τοιχοπλήρωση ύψος του υποστυλώματος και θα βρίσκεται εντός του επιπέδου αυτής. Ο δισδιαγώνιος αυτός οπλισμός θα

πρέπει να υπολογίζεται έτσι ώστε να καλύπτει την τέμνουσα ικανοτικού σχεδιασμού (όπως αυτή υπολογίζεται με βάση τις σχέσεις που παρουσιάστηκαν παραπάνω) αλλά και τις ροπές σχεδιασμού στις ακραίες διατομές του ελεύθερου από τοιχοπλήρωση τμήματος του υποστυλώματος. Ο υπολογισμός του διασδιαγώνιου οπλισμού θα πρέπει να γίνει με βάση τους κανόνες οι οποίοι διέπουν την όπλιση δοκών σύζευξης τοιχωμάτων. Πάντως θα πρέπει να σημειωθεί ότι η τοποθέτηση του δισδιαγώνιου οπλισμού έτσι ώστε να <u>καλύπτει πλήρως την ικανοτική τέμνουσα</u> <u>σχεδιασμού</u> παύει να είναι προαιρετική και καθίσταται απαραίτητη όταν το ελεύθερο από τοιχοπλήρωση μήκος του υποστυλώματος L_{cl} είναι μικρότερο από 1.5h_c (όπου h_c η διάσταση της διατομής του υποστυλώματος η οποία είναι παράλληλη με το επίπεδο της τοιχοπλήρωσης).

Εφαρμογή από το ΟΣΚΑ

Το ΟΣΚΑ υλοποιεί τις απαιτήσεις του ΕΚ8 για τα κοντά υποστυλώματα λόγω των τοιχοποιιών, μέσω της δυνατότητας που έχει για την τοποθέτηση αξονικών στερεών βραχιόνων με διαφορετικά μήκη λειτουργίας στις διευθύνσεις των τοπικών αξόνων των διατομών τους (βλ. Παράγραφο 5.3 του εγχειριδίου θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΡΑΦ). Με την αξιοποίηση αυτής της δυνατότητας μπορεί να εισαχθεί στην διεύθυνση στην οποία υπάρχει τοιχοποιία μέχρι το ύψος στο οποίο αυτή φτάνει, ένας στερεός βραχίονας ο οποίος μπορεί να λειτουργεί μόνον στην συγκεκριμένη διεύθυνση. Έτσι π.χ. για το υποστύλωμα το οποίο παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα, εφόσον υπάρχει μόνον τοιχοποιία παράλληλη με τον τοπικό άξονα 3 της διατομής του, το ΡΑΦ δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να δηλώσει το ύψος της τοιχοποιίας αυτής και έτσι τοποθετείται αυτόματα στο προσομοίωμα στερεός βραχίονας ίσου ύψους ο οποίος ενεργοποιείται μόνο όταν το υποστύλωμα κάμπτεται εντός του τοπικού επιπέδου 1-3.



Σχήμα 5.6 Αυτόματη τοποθέτηση αξονικών στερεών βραχιόνων σε υποστυλώματα, για την

προσομοίωση της λειτουργίας «θέσει» κοντού υποστυλώματος.

Έτσι όπως φαίνεται και από το παραπάνω σχήμα, το ελεύθερο μήκος του υποστυλώματος είναι αυτόματα υπολογισμένο, και επομένως η τιμή του μπορεί να εισαχθεί στις σχέσεις από τις οποίες υπολογίζονται οι τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού.

Ένα άλλο σημείο που πρέπει να διευκρινηστεί είναι η διαδικασία που ακολουθεί το ΟΣΚΑ στην περίπτωση κατά την οποία το ελεύθερο μήκος του υποστυλώματος είναι ιδιαίτερα μικρό έτσι ώστε οι τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού είναι πολύ μεγάλες και ως εκ τούτου δεν εκπληρώνεται ο έλεγχος σε τέμνουσα. Από τις τρείς εναλλακτικές δυνατότητες που δίνει ο κανονισμός (και οι οποίες εκτέθηκαν πιο πάνω), το ΟΣΚΑ προτείνει την επιλογή β' που συνίσταται στην αλλαγή των γεωμετρικών συνθηκών (π.χ. αλλαγή διατομής υποστυλώματος).

5.4.3 Έλεγχοι των επίπεδων πλάστιμων τοιχωμάτων

Τα επίπεδα τοιχώματα με βάση τις διατάξεις των ΕΚ2 και ΕΚ8 θα πρέπει να ελέγχονται τόσο για τον σεισμικό και τον μη σεισμικό συνδυασμό δράσεων (βλ. Παράγραφο 4.2.), με τους ελέγχους που παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

	ΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ	ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ (ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΚ8)		
	ΕΚ2 ή ΚΠΧ)	<u>КПМ</u>	<u>КПҮ</u>	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΜΨΗΣ	\checkmark	\checkmark	\checkmark	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	\checkmark	\checkmark	\checkmark	
ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ (φαινόμενα β' τάξης)	√ *	X	x	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗΣ ΤΩΝ ΑΚΡΩΝ	x	√ **	√ **	

Πίνακας 5.4 Έλεγχοι επίπεδων πλάστιμων τοιχωμάτων

* Μόνον στην ασθενή διεύθυνση της διατομής.

** Με βάση ειδικές προϋποθέσεις που δίνονται στο κείμενο του ΕC8 και ακολούθως στο παρών κείμενο.

Όπως στην περίπτωση των υποστυλωμάτων και των δοκών, οι απαιτήσεις των κανονισμών δημιουργούν την ανάγκη για τον σχηματισμό τριών ομάδων ελέγχων οι οποίες αφορούν τον μη σεισμικό συνδυασμό δράσεων, τον σεισμικό συνδυασμό δράσων ΚΠΜ, και τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων ΚΠΥ. Το ΟΣΚΑ ακολουθεί την συγκεκριμένη ομαδοποίηση των ελέγχων.

5.4.3.1 Έλεγχος σε κάμψη

Ο έλεγχος των τοιχωμάτων σε κάμψη εκτελείται από το ΟΣΚΑ σε δύο σημεία του ευκάμπτου τμήματος τους: στην κεφαλή και στον πόδα, με βάση τις βασικές παραδοχές που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 5.3.1. για τον αντίστοιχο έλεγχο των δοκών. Λέγοντας κεφαλή και πόδα εννοείται η κεφαλή και ο πόδας του τοιχώματος σε κάθε όροφο. Ο έλεγχος σε κάμψη των τοιχωμάτων εκτελείται με διερεύνηση της θέσης των

διανυσμάτων έντασης (δράσεων) σε σχέση με το κέλυφος του χώρου αντοχής της οπλισμένης διατομής τους (βλ. Παράρτημα Α).

Τα μεγέθη που χρησιμοποιούνται για τους ελέγχους (μεγέθη σχεδιασμού) υπολογίζονται από διαδικασίες οι οποίες εξαρτώνται από τον ελεγχόμενο συνδυασμό δράσεων αλλά και από το αν εκτελείται ικανοτικός σχεδιασμός. Πιο συγκεκριμένα:

(a) <u>Βασικός συνδυασμός δράσεων 1.35G+1.50Q</u>

Στα πλαίσια του βασικού συνδυασμού δράσεων, ο έλεγχος σε κάμψη των τοιχωμάτων εκτελείται με τις τριάδες μεγεθών διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη (N, M₂, M₃) όπως αυτές προκύπτουν από την ανάλυση του κτιρίου.

(β) <u>Σεισμικός συνδυασμός δράσεων G+ψ₂Q±E</u>

Στα πλαίσια του σεισμικού συνδυασμού δράσεων ο έλεγχος σε κάμψη, τόσο για την περίπτωση στοιχείων σε κτίρια ΚΠΜ όσο και στην περίπτωση στοιχείων κτιρίων ΚΠΥ εκτελείται με τα μεγέθη σχεδιασμού που παρουσιάστηκαν αναλυτικά στην παράγραφο 4.3.1.1. και πιο συγκεκριμένα στους πίνακες 4.1 και 4.2.

(γ) Σεισμικός συνδυασμός δράσεων – Ικανοτικός σχεδιασμός

Ο ΕΚ8 επιβάλλει τον έλεγχο αντοχής των πλάστιμων τοιχωμάτων σε κάμψη υπό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων, και με χρήση ροπών ικανοτικού σχεδιασμού. Η διαδικασία υπολογισμού των ροπών αυτών παρουσιάζεται στο εδάφιο 5.4.2.4(5) του ΕΚ8 και αναλύθηκε στην παράγραφο 4.4.3 του παρόντος εγχειριδιου. Υπενθυμίζεται εδώ απλώς ότι οι ροπές ικανοτικού σχεδιασμού αφορούν την κάμψη περί τον ισχυρό άξονα της διατομής των τοιχωμάτων. Όπως αναλύεται και στην παράγραφο 4.4.3 του παροντος εγχειριδίου οι ροπές ικανοτικού σχεδιασμού, μαζί με τις ροπές περί τον ασθενή άξονα της διατομής αλλά και με τις αξονικές δυνάμεις, συνθέτουν τις τριάδες μεγεθών σχεδιασμού για τον έλεγχο έναντι διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη.

5.4.3.2 Έλεγχος σε διάτμηση

Ο έλεγχος των επιπέδων τοιχωμάτων σε διάτμηση πραγματοποιείται από το ΟΣΚΑ με βάση τις δύο παρακάτω παραδοχές:

- Το τοίχωμα ελέγχεται μόνον για τέμνουσες δυνάμεις οι οποίες έχουν την διεύθυνση του ισχυρού άξονα της διατομής τους (δηλ. μόνον για τις τέμνουσες V₃).
- Για τον έλεγχο, λαμβάνεται υπόψη ως οπλισμός έναντι διάτμησης μόνον ο οπλισμός των εσχάρων που τοποθετείται στον κορμό του τοιχώματος (δηλ. ο οπλισμός εντός του εύρους L_w-2•α'). Ο λόγος για τον οποίο γίνεται αυτή η παραδοχή είναι ότι θεωρείται πως ο οπλισμός αυτός που εκτείνεται σε όλο το μήκος του κορμού και αγκυρώνεται εντός των ακραίων περιοχών, είναι ο οπλισμός που μπορεί να παραλάβει τμήμα της τέμνουσας V₃.

Με βάση τα παραπάνω ορίζεται η λωρίδα διάτμησης των τοιχωμάτων η οποία παρουσιάζεται γραμμοσκιασμένη στο σχήμα που ακολουθεί:



Σχήμα 5.7 Βασικές παραδοχές ελέγχου τοιχωμάτων σε διάτμηση από το ΟΣΚΑ

Όσον αφορά στη διαδικασία, ο έλεγχος των τοιχωμάτων σε διάτμηση στα πλαίσια του ΕΚ8 πραγματοποιείται σε συνδυασμό με τις διατάξεις τους ΕΚ2. Αυτό δηλώνεται στα εδάφια 5.4.3.4.1(1)P για τα τοιχώματα κτιρίων ΚΠΜ, και 5.5.3.4.2(1) για τα τοιχώματα κτιρίων ΚΠΥ. Ωστόσο, στην περίπτωση των τοιχωμάτων κτιρίων ΚΠΥ ο έλεγχος γίνεται βάσει και των σχέσεων υπολογισμού αντοχών έναντι διάτμησης οι οποίες παρουσιάζονται στις παραγράφους 5.5.3.4.3 και 5.5.3.4.4. Στην παράγραφο 5.5.3.4.4 ειδικότερα παρουσιάζεται η διαδικασία του ελέγχου έναντι αστοχίας ολίσθησης λόγω διάτμησης.

ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΠΜ

Για τα τοιχώματα αυτά ΔΕΝ απαιτείται διαφοροποίηση του ελέγχου μεταξύ των κρίσιμων και των μη κρίσιμων περιοχών τους. Δεδομένου ότι τα τοιχώματα είναι στοιχεία με οπλισμό διάτμησης, οι σχέσεις με τις οποίες υπολογίζονται οι αντοχές είναι οι αντίστοιχες γνωστές σχέσεις του ΕΚ2 (βλ. παράγραφο 6.2.3 του ΕΚ2):

$$V_{\text{Rd},s} = 0.8 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot I_{w} \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = 0.8 \cdot \rho_{h} \cdot b_{w0} \cdot I_{w} \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$$
(5.45a)

$$V_{Rd,max} = 0.24 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot b_{w0} \cdot I_{w} \cdot f_{cd} \cdot \sin(2\theta)$$
(5.45β)

Οπου:

V_{Rd,s} είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας που μπορεί να αναληφθεί από τον οπλισμό διάτμησης τη στιγμή της διαρροής του.

V_{Rd,max} είναι η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας που μπορεί να αναληφθεί από το στοιχείο, όπως καθορίζεται από τη συντριβή των λοξών θλιπτήρων.

Για τα μεγέθη που υπεισέρχονται στις σχέσεις (5.45α) και (5.45β) ισχύουν τα εξής:

A_{sw} είναι η επιφάνεια του οπλισμού διάτμησης εντός ενός μέτρου καθ' ύψος (ο οπλισμός αυτός συνίσταται από οριζόντιες ράβδους στον κορμό του τοιχώματος). Πιο συγκεκριμένα:

$$A_{sw} = n \bullet A_{sw}^{\rho\alpha\beta\delta\sigma\upsilon}$$

Όπου n είναι ο αριθμός των οριζοντίων ράβδων σε κάθε οριζόντια διατομή (συνήθως n=2) και Α_{sw}^{ραβδου} είναι η διάμετρος μίας οριζόντιας ράβδου.

s_h είναι η απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών στρώσεων οριζοντίων ράβδων κορμού καθ' ύψος.
 ρ_h είναι το ποσοστό των οριζοντίων ράβδων κορμού του τοιχώματος για το οποίο ισχύει:

$$\rho_{h} = \frac{A_{sw}}{s_{h} \boldsymbol{\cdot} b_{w0}}$$

f_{ywd} είναι η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του οπλισμού διάτμησης.

θ είναι η γωνία που σχηματίζουν οι λοξοί θλιπτήρες σκυροδέματος με την κατακόρυφο. Για τη γωνία αυτή τίθεται ο εξής περιορισμός:

 $1 \le \cot\theta \le 2.5 \implies 22^{\circ} \le \theta \le 45^{\circ} \tag{5.46}$

Για τις τοιχώματα κτιρίων ΚΠΜ δεν συνίσταται κάποια συγκεκριμένη τιμή για τη γωνία θ. Έτσι ο μελετητής μπορεί να καθορίζει αυτός την συγκεκριμένη τιμή.

 \mathbf{f}_{cd} είναι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος.

bwo είναι το πλάτος του κορμού του τοιχώματος.

ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΠΥ

Όπως και στην περίπτωση των δοκών και των υποστυλωμάτων, έτσι και στην περίπτωση των πλάστιμων τοιχωμάτων ο έλεγχος σε διάτμηση διαφοροποιείται από την διαδικασία του ελέγχου που περιγράφεται στον ΕΚ2, ειδικά στην περίπτωση που ο έλεγχος αφορά την κρίσιμη περιοχή του τοιχώματος. Πιο συγκεκριμένα η διαδικασία ελέγχου που περιγράφεται στις παραγράφους 5.5.3.4.2 και 5.5.3.4.3 είναι η εξής:

(α) Από την παράγραφο 5.5.3.4.2 όπου περιγράφεται η διαδικασία ελέγχου έναντι διαγώνιας θλιπτικής αστοχίας κορμού προκύπτει ότι η τιμή της αντοχής V_{Rd,max} θα πρέπει να υπολογιστεί ως εξής:

Mη κρίσιμη περιοχή:
$$V_{\text{Rd,max}} = 0.24 \cdot \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250}\right) \cdot b_{w0} \cdot I_{w} \cdot f_{\text{cd}}$$
 (5.47α)

Kρίσιμη περιοχή: $V_{\text{Rd,max}} = 0.096 \cdot \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250}\right) \cdot b_{w0} \cdot l_{w} \cdot f_{\text{cd}}$ (5.47β)

- (β) Από την παράγραφο 5.5.3.4.3 όπου περιγράφεται ο έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας του κορμού προκύπτουν τα ακόλουθα:
 - Η διαδικασία ελέγχου στην μη κρίσιμη περιοχή είναι αυτή που περιγράφεται από τον ΕΚ2 στην παράγραφο 6.2.3, και επομένως ισχύει η ακόλουθη σχέση (με tanθ=1):

$$V_{Rd,s} = 0.8 \cdot \rho_h \cdot b_{w0} \cdot I_w \cdot f_{ywd}$$
(5.48)

 Στην κρίσιμη περιόχη η διαδικασία ελέγχου στηρίζεται στην τιμή του λόγου διάτμησης α_s ο οποίος ορίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\alpha_{s} = \frac{M_{Ed,calc}}{V_{Ed,calc} \cdot I_{w}}$$
(5.49)

Στην παραπάνω σχέση Μ_{Ed,calc} είναι η μέγιστη καμπτική ροπή του τοιχώματος στον εκάστοτε ελεγχόμενο όροφο (η οποία κατά κανόνα εμφανίζεται στη βάση του ορόφου). Η ροπή αυτή κάμπτει το τοίχωμα σε επίπεδο παράλληλο με το επίπεδο στο οποίο

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

υφίσταται λειτουργία τοιχώματος. Η τιμή της είναι η τιμή σχεδιασμού που αντιστοιχεί στον σεισμικό συνδυασμό δράσεων.

Όπου V_{Ed,calc} είναι η αντιστοιχούσα στην ροπή M_{Ed,calc} τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού που είναι παράλληλη με την διεύθυνση λειτουργίας τοιχώματος.

Διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

(α) α_s≥2.0: Στην περίπτωση αυτή ο έλεγχος μπορεί να γίνει με βάση τις διατάξεις του ΕΚ2, όπως τονίζεται στο εδάφιο 5.5.3.4.3(2). Πιο συγκεκριμένα, ο υπολογισμός της τιμής σχεδιασμού της αντοχής, θα πρέπει να γίνει με βάση τη σχέση:

$$V_{\text{Rd,s}} = 0.8 \cdot \rho_{\text{h}} \cdot b_{\text{w0}} \cdot I_{\text{w}} \cdot f_{\text{ywd}}$$
(5.50)

(β) α_s<2.0: τότε ο έλεγχος γίνεται με βάση το εδάφιο 5.5.3.4.3(3) ως εξής:

Οι οριζόντιες ράβδοι που τοποθετούνται στον κορμό του τοιχώματος θα πρέπει να ικανοποιούν την παρακάτω σχέση:

$$V_{\text{Ed}} \leq V_{\text{Rd,c}} + 0.75 \cdot \rho_{\text{h}} \cdot f_{\text{yd}} \cdot b_{\text{wo}} \cdot \alpha_{\text{s}} \cdot I_{\text{w}}$$
(5.51)

Στην σχέση αυτή V_{Rd,c} είναι είναι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής για μέλη χωρίς διατμητικό οπλισμό, σύμφωνα με τον ΕΚ2 (παράγραφος 6.2.2):

$$V_{Rd,c} = [A + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_{w0} \cdot d$$
(5.52)

$$A = \min\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{L} \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \left[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \right] \}$$
(5.53a)

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$
(5.53β)

$$k = \min\left\{1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2\right\}$$
(5.53 γ)

$$\rho_{\rm L} = \frac{A_{\rm sl}}{b_{\rm w} \cdot d} \le 0.02 \tag{5.535}$$

$$k_1 = 0.15$$
 (5.53 ϵ)

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \le 0.2 \cdot f_{cd}$$
(5.53σt)

όπου:

f_{ck} σε Μpa

A_{sl} είναι το εμβαδόν του εφελκυόμενου οπλισμού που εκτείνεται σε απόσταση ≥ (I_{bd} +d) πέρα από τη θεωρούμενη διατομή.

b_w είναι το ελάχιστο πλάτος της διατομής στην εφελκυόμενη ζώνη [mm] **d** είναι το στατικό ύψος της διατομής.

N_{Ed} είναι η ελάχιστη τιμή της αξονικής δύναμης στη διατομή [σε N] (N_{Ed}>0 για θλίψη). Αναζητάται η <u>ελάχιστη τιμή της θλιπτικής (ή ενδεχομένως και</u> <u>εφελκυστική)</u> δύναμης από τις 6 τιμές της αξονικής δύναμης του σεισμικού συνδυασμού G+ψ₂Q±E. Η επιρροή των επιβεβλημένων παραμορφώσεων στη Ν_E μπορεί να αγνοείται.

Α_c είναι το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος [mm²]

V_{Rd,c} σε [N]

Οι παραπάνω παράμετροι είναι προσαρμοσμένοι για τις δοκούς. Στην περίπτωση των τοιχωμάτων κάποιες από αυτές θα πρέπει να προσαρμοστούν ανάλογα:

 \mathbf{b}_{w} στην περίπτωση των τοιχωμάτων είναι το πλάτος του κορμού \mathbf{b}_{w0} \mathbf{d} στην περίπτωση των τοιχωμάτων είναι ίσο με 0.9•I_w

Η $V_{\text{Rd},\text{c}}$ τίθεται ίση με το 0 εφόσον η αξονική δύναμη N_{Ed} είναι εφελκυστική.

Σε όλο το ύψος του τοιχώματος, θα πρέπει να διατάσσονται κατακόρυφες ράβδοι κορμού έτσι ώστε να ικανοποιείται η συνθήκη:

$$\rho_{h} \bullet f_{yd,h} \bullet b_{wo} \bullet (0.8 \bullet I_{w}) \le \rho_{v} \bullet f_{yd,v} \bullet b_{wo} \bullet (0.8 \bullet I_{w}) + \min N_{Ed}$$
(5.54)

όπου

ρν είναι το ποσοστό οπλισμού των κατακόρυφων ράβδων κορμού (ρν=Α/bwo·sv)

fyd, v η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής του κατακόρυφου οπλισμού κορμού

f_{yd, h} η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής του οριζόντιου οπλισμού κορμού και όπου η αξονική δύναμη N_{Ed} είναι θετική εφόσον είναι θλιπτική.

Η διαδικασία ελέγχου των τοιχωμάτων σε διάτμηση όπως περιγράφηκε πιο πάνω, μπορεί να παρουσιαστεί εποπτικότερα μέσω του ακόλουθου πίνακα.

		КПМ	КПҮ		
Έλεγχος συντριβής λοξών Αλιπτήρων	M H KP	$V_{Rd,max} = 0.24 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) b_{w0} I_w f_{cd} sin(2\theta) $ $1 \le cot\theta \le 2.5 \Longrightarrow 22^\circ \le \theta \le 45^\circ$	$V_{Rd,max} = 0.24 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) b_{w0} I_w f_{cd}$		
(Τέμνουσα αντοχής V _{Rd,max})	КР		$V_{Rd,max} = 0.096 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) b_{w0} I_w f_{cd}$		
Έλεγχος εφελ- κυστικής αστοχίας κορμού	M H KP	$V_{Rd,s}=0.8\rho_{h}b_{w0}I_{w}f_{ywd}cot\theta$	$V_{\text{Rd},s}=0.8\rho_{h}b_{w0}I_{w}f_{ywd}$		

Πίνακας 5.5 Συνοπτική παρουσιάση των σχέσεων για τον έλεγχο διάτμησης τοιχωμάτων.

(Έλεγχος οπλισμού διάτμησης –Τέμνουσα αντοχής V _{Rd,s})	KP		$\alpha_{s} = \frac{M_{\text{Ed,calc}}}{V_{\text{Ed,calc}}I_{w}} \ge 2$	$V_{\text{Rd},s}=0.8\rho_{\text{h}}b_{\text{w0}}I_{\text{w}}f_{\text{ywd}}$
		KP		Οριζόντιες ράβδοι κορμού: $V_{Rd,s} = V_{Rd,c} + 0.75 \rho_h f_{yd} b_{wo} \alpha_s I_w$
			$\alpha_{s} = \frac{M_{Ed,calc}}{V_{Ed,calc}I_{w}} < 2$	Κατακόρυφες ράβδοι κορμού: $0.8\rho_h f_{yd,h}b_{wo}l_w ≤$ $≤ 0.8ρ_v f_{yd,v} b_{wo}l_w + minN_{Ed}$

ΑΣΤΟΧΙΑ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΛΟΓΩ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

Σε τοιχώματα κτιρίων ΚΠΥ συνίσταται και ο έλεγχος έναντι αστοχίας λόγω ολίσθησης εξαιτίας διάτμησης. Ο συγκεκριμένος έλεγχος θα πρέπει – σύμφωνα με το εδάφιο 5.5.3.4.4(1)P – να εκτελείται σε πιθανά επίπεδα αστοχίας (π.χ. αρμούς κατασκευής) τα οποία βρίσκονται εντός των κρισίμων περιοχών (π.χ. μια πιθανή θέση ελέγχου είναι το επίπεδο του πρώτου ορόφου το οποίο βρίσκεται κατά κανόνα εντός της κρίσιμης πειροχής ενώ σίγουρα ο έλεγχος θα πρέπει να γίνεται στην διατομή στη βάση).

Για την εκτέλεση του ελέγχου συγκρίνονται η τέμνουσα σχεδιασμού VEd με την τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής σε ολίσθηση η οποία προκύπτει από τη σχέση:

$$V_{\text{Rd},\text{S}} = V_{\text{dd}} + V_{\text{id}} + V_{\text{fd}} \ge V_{\text{Ed}}$$
(5.55)

όπου:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1.3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} \end{cases}$$
(5.56a)

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos\varphi \tag{5.56\beta}$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_{f} \cdot \left[\left(\Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0.5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot I_{w} \cdot b_{wo} \end{cases}$$
(5.56 γ)

με

V_{dd} είναι η αντοχή δράσης βλήτρου των κατακόρυφων ράβδων.

- V_{id} είναι η συμβολή λοξών ράβδων (σε γωνία φ προς το επίπεδο πιθανής ολίσθησης, πχ. αρμό κατασκευής).
- V_{fd} είναι η αντίσταση τριβής.
- μ_f είναι ο συντελεστής τριβής σκυροδέματος προς σκυρόδεμα υπό ανακυκλικές δράσεις, που μπορεί να υποτεθεί ίσος με 0.6 για λείες διεπιφάνειες και 0.7 για τραχείες, όπως οι τελευταίες ορίζονται στον ΕΚ2 (Εδάφιο 6.2.5(2)).
- *z* είναι το μήκος του μοχλοβραχίονα εσωτερικών δυνάμεων.
- ξ είναι το ανηγμένο ύψος της ουδέτερης γραμμής.

- ΣΑ_{sj} είναι το άθροισμα των διατομών των κατακόρυφων ράβδων του κορμού και των πρόσθετων ράβδων που διατάσσονται σε στοιχεία άκρων, ειδικά για αντίσταση σε ολίσθηση και <u>όχι</u> οι υπάρχουσες εκεί ράβδοι για τις ανάγκες της κάμψης.
- ΣΑ_{si} είναι το άθροισμα των διατομών όλων των κεκλιμένων ράβδων και στις δύο διευθύνσεις. Για τον σκοπό αυτό συνιστώνται ράβδοι μεγάλης διαμέτρου.

 $\eta = 0.6 \cdot [1 - f_{ck}(MPa)/250]$

N_{Ed} λαμβάνεται ως θετική σε θλίψη.

Αριθμητικά παραδείγματα

Α) <u>Τοίχωμα κτιρίου ΚΠΥ</u>

Έστω το τοίχωμα του παρακάτω σχήματος το οποίο θεωρείται ότι ανήκει σε κτίριο ΚΠΥ. Ο οπλισμός του συγκεκριμένου σχήματος αφορά στην κρίσιμη περιοχή του τοιχώματος στη βάση.



Σκυρόδεμα	C20	$\mathbf{M}_{Ed,calc}$	557.26kNm	V _{Ed,cap}	484.75kN	V _{Ed,cap} (non- crit)	301.56kN
Χάλυβας	S500	$V_{Ed,calc}$	138.51kN	$\text{minN}_{\text{Ed,calc}}$	-653.67kN	С	0.03m

Σχήμα 5.8 Δεδομένα του μελετούμενου τοιχώματος κτιρίου ΚΠΥ

Σύμφωνα με τον πίνακα 5.5 η διαδικασία του ελέγχου θα πρέπει να συνίσταται από τα παρακάτω βήματα που παρουσιάζονται παρακάτω:

Ι) <u>Κρίσιμη περιοχή</u>

Ι.1) <u>Έλεγχος συντριβής λοξών θλιπτήρων (Τέμνουσα αντοχής V_{Rd.max})</u>

Ο έλεγχος αυτός γίνεται με βάση τη σχέση (5.47β) ως εξής:

$$V_{Rd,max} = 0.096 \cdot \left(1 - \frac{20}{250}\right) \cdot 0.25 \cdot 2.50 \cdot \left(\frac{20}{1.5}\right) \cdot 10^3 = 736 kN$$

Δεδομένου ότι η τέμνουσα σχεδιασμού (από την περιβάλλουσα, και όχι από την ανάλυση) στη βάση του τοιχώματος είναι V_{Ed,cap}=484.75kN (βλ. σχήμα 5.8) είναι σαφές ότι ο συγκεκριμένος έλεγχος πληρούται.

Ι.2) Έλεγχος εφελκυστικής αστοχίας κορμού

Σύμφωνα με τον πίνακα 5.5 βασικό ρόλο στον έλεγχο αυτό έχει ο λόγος διάτμησης α_s ο οποίος υπολογίζεται από την σχέση (5.49). Υπενθυμίζεται ότι για τον υπολογισμό του α_s χρησιμοποιούνται η ροπή και η τέμνουσα της διατομής όπως αυτές προκύπτουν από τον

σεισμικό συνδυασμό δράσεων G+ψ₂Q±E και όχι τα αντίστοιχα μεγέθη που συνθέτουν τις σχετικές περιβάλλουσες. Έτσι για την ελεγχόμενη διατομή ισχύει:

$$\alpha_{s} = \frac{M_{Ed,calc}}{V_{Ed,calc}} = \frac{557.26}{138.51 \cdot 2.50} = 1.61 \le 2$$

Αυτό σημαίνει ότι θα πρέπει να ελεγχθεί η επάρκεια τόσο του οριζόντιου όσο και του κατακόρυφου οπλισμού του κορμού του τοιχώματος μέσω των σχέσεων (5.51) και (5.54) αντίστοιχα.

> Έλεγχος επάρκειας του οριζόντιου οπλισμού κορμού

Για την εφαρμογή της σχέσης (5.51) απαιτείται καταρχήν ο υπολογισμος της τιμής σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής για μέλη χωρίς οπλισμό διάτμησης (τέμνουσα αντοχής V_{Rd,c}) η οποία υπολογίζεται από τη σχέση (5.52) και με τη βοήθεια των σχέσεων (5.53α) - (5.53στ). Ο υπολογισμός αυτός γίνεται ως εξής:

$$\begin{split} & C_{\text{Rd},c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \\ & k = \min\left\{1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2\right\} = \min\left\{1 + \sqrt{\frac{200}{(0.9 \cdot I_w)}}, 2\right\} = \min\left\{1 + \sqrt{\frac{200}{(0.9 \cdot 2500)}}, 2\right\} = 1.30 \\ & \rho_L = \frac{A_{\text{sl}}}{b_w \cdot d} = \frac{(8 \cdot A_{\Phi 14}) \cdot 10^{-4}}{0.25 \cdot (0.9 \cdot 2.50)} = \frac{1.232 \cdot 10^{-4}}{0.5625} = 0.00219 \le 0.02 \\ & A = \min\left\{\left[C_{\text{Rd},c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3}\right], \left[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}\right]\right\} \\ & = \min\left\{\left[0.12 \cdot 1.30 \cdot (100 \cdot 0.00219 \cdot 20)^{1/3}\right], \left[0.035 \cdot 1.30^{3/2} \cdot 20^{1/2}\right]\right\} \\ & = \min\left\{0.255, 0.232\right\} = 0.232 \\ & \sigma_{cp} = \min\left\{\left(\frac{\min N_{\text{Ed}}}{A_c}\right), (0.2 \cdot f_{cd})\right\} = \min\left\{\left(\frac{\left|-653.67\right|}{2.5 \cdot 0.25 \cdot 10^3}\right), \left(0.2 \cdot \frac{20}{1.5}\right)\right\} = 1.046 \\ & \text{MPa} \right\} \\ & V_{\text{Rd},c} = \left[A + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_{w0} \cdot d = \left[0.232 + 0.15 \cdot 1.046\right] \cdot 0.25 \cdot (0.9 \cdot 2.5) \cdot 10^3 = 218.75 \\ & \text{KN} \end{split}$$

Έτσι μπορεί να υπολογιστεί το δεξιό σκέλος της (5.51) ως εξής:

$$\rho_{h} = \frac{A_{sw,h}}{b_{w0} \cdot s_{h}} = \frac{(2 \cdot A_{\Phi 10}) \cdot 10^{-4}}{b_{w0} \cdot s_{h}} = \frac{(2 \cdot 0.785) \cdot 10^{-4}}{0.25 \cdot 0.2} = 0.00314$$
$$V_{Rd,c} + 0.75 \cdot \rho_{h} \cdot f_{yd} \cdot b_{wo} \cdot \alpha_{s} \cdot I_{w}$$
$$= 218.75 + 0.75 \cdot 0.00314 \cdot \left(\frac{500}{1.15}\right) \cdot 10^{3} \cdot 0.25 \cdot 1.61 \cdot 2.50 = 1249.1 \text{kN}$$

Επομένως:

$$V_{\text{Ed}} = 484.75 \! \le \! \left(V_{\text{Rd,c}} + 0.75 \bullet \rho_{\text{h}} \bullet f_{\text{yd}} \bullet b_{\text{wo}} \bullet \alpha_{\text{s}} \bullet I_{\text{w}} \right) \! = \! 1249.1$$

Δηλαδή ο οριζόντιος οπλισμός του κορμού είναι επαρκής.

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

Έλεγχος επάρκειας του κατακόρυφου οπλισμού κορμού
 Ο έλεγχος αυτός γίνεται με εφαρμογή της σχέσης (5.54) ως εξής:

$$\begin{aligned} \rho_{h} \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot (0.8 \cdot l_{w}) &= 0.00314 \cdot \left(\frac{500 \cdot 10^{3}}{1.15}\right) \cdot 0.25 \cdot (0.8 \cdot 2.50) &= 682.61 \\ \rho_{v} \cdot f_{yd,v} \cdot b_{wo} \cdot (0.8 \cdot l_{w}) &= 0.00314 \cdot \left(\frac{500 \cdot 10^{3}}{1.15}\right) \cdot 0.25 \cdot (0.8 \cdot 2.50) &= 682.61 \\ 682.61 &\leq 682.61 + \left| -653.67 \right| &= 1336.28 \quad (\pi\lambda\eta\rho\epsilon(\tau\alpha)) \end{aligned}$$

Επομένως και ο τοποθετημένος κατακόρυφος οπλισμός του κορμού είναι επαρκής. *ΙΙ*) <u>Μη κρίσιμη περιοχή</u>

I.1) Έλεγχος συντριβής λοξών θλιπτήρων (Τέμνουσα αντοχής V_{Rd.max})

Ο έλεγχος αυτός γίνεται με βάση τη σχέση (5.47α) ως εξής:

$$V_{Rd,max} = 0.24 \cdot \left(1 - \frac{20}{250}\right) \cdot 0.25 \cdot 2.50 \cdot \left(\frac{20}{1.5}\right) \cdot 10^3 = 1840 \text{ kN}$$

Δεδομένου ότι η μέγιστη τέμνουσα σχεδιασμού (από την περιβάλλουσα, και όχι από την ανάλυση) στην μη κρίσιμη περιοχή του τοιχώματος είναι V_{Ed,cap}=301.56kN (βλ. σχήμα 5.8) είναι σαφές ότι ο συγκεκριμένος έλεγχος πληρούται.

I.2) Έλεγχος εφελκυστικής αστοχίας κορμού

Σύμφωνα με τον πίνακα 5.5 ο συγκεκριμένος έλεγχος στην μη κρίσιμη περιοχή του τοιχώματος γίνεται με βάση τη σχέση (5.50). Η εφαρμογή της σχέσης αυτής για το μελετούμενο τοίχωμα γίνεται ως εξής:

$$V_{Rd,s} = 0.8 \cdot \rho_{h} \cdot b_{w0} \cdot I_{w} \cdot f_{ywd} = 0.8 \cdot 0.00314 \cdot 0.25 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{500 \cdot 10^{3}}{1.15}\right) = 682.61 \text{kN}$$

Άρα V_{Ed}=301.56<V_{Ed,s}=682.61 και συνεπώς <u>ο έλεγχος πληρείται</u>.

B) <u>Τοίχωμα κτιρίου ΚΠΜ</u>

Ας υποτεθεί τώρα ότι το τοίχωμα του σχήματος 5.8 ανήκει σε κτίριο ΚΠΜ. Σύμφωνα με τον πίνακα 5.5, ο έλεγχος διάτμησης σε τοιχώματα κτιρίων ΚΠΜ δεν διαφοροποιείται μεταξύ κρίσιμης και μη κρίσιμης περιοχής. Έτσι παρακάτω θα δοθεί η διαδικασία του ελέγχου (ο οποίος στηρίζεται εξ ολοκλήρου στον ΕΚ2) με τα μεγέθη σχεδιασμού της κρίσιμης περιοχής. Μια επίσης σημαντική διαφορά από τον έλεγχο για τα τοιχώματα κτιρίων ΚΠΥ είναι το γεγονός ότι στην συγκεκριμένη περίπτωση δίνεται στον μελετητή η δυνατότητα να επιλέξει την τιμή της γωνίας θ που θα εισαχθεί στον υπολογισμό των τεμνουσών αντοχής.

Με τον τρόπο αυτό μπορεί να ρυθμιστεί η τιμή της αντοχής V_{Rd,max} έτσι ώστε να εκπληρωθεί ο έλεγχος V_{Rd,max}>V_{Ed}. Πιο συγκεκριμένα η αύξηση της τιμής του θ αυξάνει την τιμή της αντοχής V_{Rd,max}. Με την μείωση αυτή όμως μειώνεται ταυτόχρονα και η τιμή της αντοχής V_{Rd,s} (βλ. σχέση (5.45α)). Δηλαδή η μείωση της τιμής της γωνίας θ μπορεί να προκαλέσει την απαίτηση για αύξηση του οπλισμού διάτμησης. I.1) <u>Έλεγχος συντριβής λοξών θλιπτήρων (Τέμνουσα αντοχής V_{Rd,max})</u>

Ο έλεγχος αυτός γίνεται με βάση τη σχέση (5.45β). Για τον υπολογισμό, επιλέγεται αρχικά μία μέση τιμή για το θ (μεταξύ της ελάχιστης και της μέγιστης επιτρεπτής από τη σχέση (5.46)) ίση με 33°. Έτσι:

$$V_{Rd,max} = 0.24 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot b_{w0} \cdot l_{w} \cdot f_{cd} \cdot \sin(2\theta)$$

= 0.24 \cdot $\left(1 - \frac{20}{250}\right) \cdot 0.25 \cdot 2.50 \cdot \left(\frac{20}{1.5}\right) \cdot 10^{3} \cdot \sin(2 \cdot 33^{\circ}) = 1681 \text{kN}$

Ι.2) Έλεγχος εφελκυστικής αστοχίας κορμού

Σύμφωνα με τον πίνακα 5.5 ο συγκεκριμένος έλεγχος γίνεται με εφαρμογή της σχέσης (5.45α) ως εξής:

$$V_{Rd,s} = 0.8 \cdot \rho_{h} \cdot b_{w0} \cdot I_{w} \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = 0.8 \cdot \frac{3.14}{10^{3}} \cdot 0.25 \cdot 2.50 \cdot \left(\frac{500 \cdot 10^{3}}{1.15}\right) \cdot \cot(33^{\circ}) = 1051.1 \text{kN}$$

Γ) Αστοχία ολίσθησης λόγω διάτμησης

Θα πραγματοποιηθεί ο έλεγχος έναντι αστοχίας σε ολίσθηση λόγω διάτμησης, για την διατομή στη βάση του τοιχώματος λεπτομέρειες για τον οπλισμό της οποίας δίνονται στο σχήμα 5.8.

Αντοχή λόγω δράσης βλήτρου των κατακορύφων ράβδων

Για την εφαρμογή της σχέσης (5.56α) θα πρέπει να υπολογιστεί άθροισμα των διατομών των κατακόρυφων ράβδων του κορμού ΣΑ_{sj}. Όπως προκύπτει από τα δεδομένα του σχήματος 5.8, στον κορμό είναι τοποθετημένες κατακόρυφες ράβδοι Φ10/20 στις δύο παριές του τοιχώματος. Δεδομένου ότι το μήκος του κορμού είναι 2.5-2•0.4=1.7 αυτό σημαίνει ότι εντός του εύρους του είναι τοποθετημένες 18 ράβδοι Φ10. Άρα:

 $\Sigma A_{si} = 18 \bullet A_{\Phi 10} = 18 \bullet 0.785 \bullet 10^{-4} = 1.414 \bullet 10^{-3} \, m^2$

Έτσι η εφαρμογή της (5.56α) μας δίνει:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1.3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = 1.3 \cdot 1.414 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{\left(\frac{20 \cdot 10^{3}}{1.5}\right) \cdot \left(\frac{500 \cdot 10^{3}}{1.15}\right)} = 140 \text{ kN} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} = 0.25 \cdot \left(\frac{500 \cdot 10^{3}}{1.15}\right) \cdot 1.414 \cdot 10^{-3} = 153.7 \text{ kN} \\ \Rightarrow V_{dd} = 140 \text{ kN} \end{cases}$$

Αντοχή λόγω της συμβολής λοξών ράβδων (σε γωνία φ προς το επίπεδο πιθανής ολίσθησης, πχ. αρμό κατασκευής. Η γωνία φ μετράται με ευθεία αναφοράς την οριζόντια διατομή του τοιχώματος).

Δεδομένου ότι δεχόμαστε ότι δεν υπάρχει κεκλιμένος οπλισμός στον κορμό του τοιχώματος στη διατομή της βάσης, προκύπτει ότι V_{id}=0.

Αντίσταση τριβής

Για τον υπολογισμό της αντίστασης τριβής απαιτείται ο υπολογισμός των ακόλουθων παραμέτρων:

$$\begin{split} \mu_f &= 0.7 \quad \left(\Pi \alpha \rho \alpha \delta o \chi \acute{\eta} \ \tau \rho \alpha \chi \epsilon (\alpha \varsigma \ \delta i i \epsilon \pi i \phi \acute{\alpha} v \epsilon i \alpha \varsigma \right) \\ z &= 0.8 \cdot I_w = 0.8 \cdot 2.50 = 2.00m \\ \Sigma A_{sj} &= 1.414 \cdot 10^{-3} \, m^2 \\ n &= 0.6 \cdot \left[1 - \frac{20}{250} \right] = 0.552 \end{split}$$

Πέραν των παραμέτρων αυτών, απαιτείται και η γνώση των τιμών των παραμέτρων M_{Ed} , N_{Ed} , και ξ. Η αξονική δύναμη σχεδιασμού N_{Ed} και η καμπτική ροπή σχεδιασμού M_{Ed} αντιστοιχούν στις τιμές που προκύπτουν από την ανάλυση για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων $G+\psi_2•Q\pm E$ στην μελετούμενη διατομή. Όπως είναι γνωστό σε κάθε διατομή που καταπονείται σε διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη (όπως είναι οι διατομές των τοιχωμάτων) ορίζονται 6 τριάδες τιμών σχεδιασμού. Αυτό σημαίνει ότι γενικά η εφαρμογή της σχέσης υπολογισμού της αντίστασης τριβής θα πρέπει να γίνει με 6 διαφορετικά ζεύγη τιμών (M_{Ed} , N_{Ed}) που αντιστοιχεί στην μέγιστη τιμή της M_{Ed} η οποία είναι η ροπή με διάνυσμα κάθετο στην διαμήκη πλευρά της διατομής του τοιχώματος. Άρα:

(M_{Ed}, N_{Ed})=(557.26, -705.01).

Όσον αφορά στο ανηγμένο ύψος της ουδέτερης γραμμής ξ, αυτό υπολογίζεται από την ανάλυση της διατομής για τα μεγέθη σχεδιασμού διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη. Εκτελώντας την ανάλυση αυτή για την τριάδα των μεγεθών σχεδιασμού που αντιστοιχούν στη μέγιστη τιμή της M_{Ed}=557.26kN προκύπτει ότι ξ=1.63/2.50=0.65. Άρα:

$$V_{fd} = \min \begin{cases} 0.7 \cdot \left[\left(1.414 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{500 \cdot 10^{3}}{1.15} \right) + \left| -705.01 \right| \right) \cdot 0.65 + \frac{557.26}{2.00} \right] = 795.5 \text{kN} \\ 0.5 \cdot 0.552 \cdot \left(\frac{20 \cdot 10^{3}}{1.5} \right) \cdot 0.65 \cdot 2.5 \cdot 0.25 = 1495 \text{kN} \end{cases}$$
$$\Rightarrow V_{fd} = 795.5 \text{kN}$$

Έτσι:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} = 140 + 0 + 795.5 = 935.5 \ge V_{Ed} = 484.75 kN$$

Επομένως δεν υφίσταται πρόβλημα ολίσθησης λόγω διάτμησης στην διατομή του τοιχώματος στη βάση.

5.4.3.3 Έλεγχος για φαινόμενα β' τάξης – Λυγισμός

Ο έλεγχος των φαινομένων β' τάξης για τα τοιχώματα δεν απαιτείται, εφόσον τηρείται η διάταξη του ΕΚ8 (παρ. 5.4.1.2.3(1)) για το ελάχιστο επιτρεπτό πάχος τοιχωμάτων.
5.4.3.4 Έλεγχος περίσφιγξης των άκρων

Ο έλεγχος των άκρων των τοιχωμάτων σε περίσφιγξη γίνεται με διαδικασία ανάλογη αυτής των υποστυλωμάτων που παρουσιάστηκε στην παράγραφο 5.4.2.5 του παρόντος εγχειριδίου. Στον παρακάτω πίνακα παρουσίαζεται ο πίνακας που περιλαμβάνει τις περιπτώσεις στις οποίες απαιτείται η εκτέλεση του συγκεκριμένου ελέγχου:

	КПМ	КПҮ		
Κρίσιμη περιοχή	NAI	NAI		
Όροφος άνω κρίσιμης περιοχής	OXI	ΝΑΙ (με το ήμισυ των απαιτήσεων της κρίσιμης περιοχής σε περίσφιγξη.)		
Μη κρίσιμη περιοχή	OXI	OXI		

Ακολούθως παρουσιάζεται ένα αριθμητικό παράδειγμα για να γίνει σαφής η διαδικασία του ελέγχου στα τοιχώματα.

Αριθμητική εφαρμογή.

Το παράδειγμα αφορά σε ένα τοίχωμα που ανήκει σε κτίριο κατηγορίας πλαστιμότητας ΚΠΥ. Πρόκειται για τοίχωμα διαστάσεων 25/250 με δεδομένα που δίνονται στο σχήμα που ακολουθεί:



Σκυρόδεμα	C20	N _{Ed}	-705.01kN	maxN _{Ed}	-922.1kN	q ₀	3.5
Χάλυβας	S500	M_{Ed}	1726.68kN	$M_{Rd}(N_{Ed})$	2799kNm	С	0.03m

Σχήμα 5.9 Δεδομένα του μελετούμενου τοιχώματος

Προτού παρουσιαστεί η διαδικασία του ελέγχου, θα παρουσιατεί η διαδικασία που πρέπει να ακολουθηθεί προκειμένου να αποφασιστεί το μήκος των ακραίων ενισχυμένων ζωνών:

1. <u>Ορισμός του ελάχιστου μήκους των ακραίων ζωνών</u>:

Το ελάχιστο επιτρεπτό μήκος των ακραίων ζωνών ορίζεται στο εδάφιο 5.5.3.4.5(6) (με παραπομπή στο εδάφιο 5.4.3.4.2(6)) ως εξής:

$$I_{c} = \max\{(0.15 \cdot I_{w}); (1.50 \cdot b_{w})\} = \max\{\left(0.15 \cdot 2.5 \\ 0.375\right); \left(1.50 \cdot 0.25 \\ 0.375\right)\} = 0.375m$$
(5.57)

Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, το μήκος των ακραίων περιοχών που επελέγη κατά τη διαδικασία της προδιαστασιολόγησης είναι ίσο με 0.4m. Ακολούθως στο δεύτερο βήμα, θα γίνει έλεγχος επάρκειας της συγκεκριμένης επιλογής.

2. <u>Ορισμός του απαιτούμενου μήκους των ακραίων ζωνών</u>:

Το μήκος που θα πρέπει να έχουν οι ακραίες ενισχυμένες ζώνες του τοιχώματος, ορίζονται επίσης στο εδάφιο 5.5.3.4.5(6) (με παραπομπή στο εδάφιο 5.4.3.4.2(6)) ως εξής:

$$I_{c} = X_{u} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right) + 2 \cdot \left(c + \frac{d_{bh}}{2}\right)$$
(5.58)

Στην παραπάνω σχέση:

- ε_{cu2}=0.0035 η ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση για την οποία αναμένεται αποφλοίωση του απερίσφικτου σκυροδέματος.
- ε_{cu2,c} η ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση για την οποία αναμένεται αποφλοίωση του περισφιγμένου σκυροδέματος που δίνεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + (0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd})$$
 (5.59)

To γινόμενο α• $ω_{wd}$ ισχύει η σχέση (5.20) του EK8:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \ge 30 \cdot \mu_{\varphi} \cdot \left(v_{d} + \omega_{v}\right) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_{c}}{b_{o}} - 0.035$$
(5.60)

Η επεξήγηση των όρων της παραπάνω σχέσης δίνονται στις αντίστοιχες επεξηγήσεις της σχέσης (5.37). Για το μοναδικό όρο για τον οποίο πρέπει να δοθεί ο ορισμός είναι το ω_ν το οποίο είναι το μηχανικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού του κορμού (βλ. εδάφιο 5.4.3.4.2(4)):

$$\omega_{v} = \rho_{v} \cdot \left(\frac{f_{yd,v}}{f_{cd}}\right)$$
(5.61)

Θα πρέπει επίσης να σημειωθεί ότι ο υπολογισμός του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων μ_φ στα πλαίσια του συγκεκριμένου υπολογισμού, γίνεται με βάση το εδάφιο 5.5.3.4.5(2) – με παραπομπή στο εδάφιο 5.4.3.4.2(2) – ως εξής:

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot \left[q_{0} \cdot max \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \right] - 1 \quad \epsilon \dot{\alpha} v \quad T_{1} \ge T_{C}$$
(5.62a)

$$\mu_{\phi} = 1 + 2 \cdot \left(q_{0} \cdot max \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) - 1 \right) \cdot \left(T_{c} / T_{1} \right) \quad \epsilon \acute{\alpha} v \quad T_{1} \leq T_{c}$$
(5.62β)

Στις παραπάνω σχέσεις το M_{Ed} είναι η ροπή κάμψης στη βάση του τοιχώματος λόγω του σεισμικού συνδυασμού δράσεων G+ψ₂Q±E, ενώ το M_{Rd} η καμπτική αντοχή σχεδιασμού η οποία θα πρέπει να αντιστοιχεί σε αξονική δύναμη που είναι συμβατή με την ροπή M_{Ed} (δηλ. η αξονική δύναμη N_{Ed} για την οποία θα πρέπει να υπολογιστεί η M_{Rd} είναι η αξονική δύναμη η οποία ανήκει στην ίδια τριάδα μεγεθών έντασης με τη ροπή M_{Ed}). Το x_u είναι το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στην οριακή καμπυλότητα και υπολογίζεται ως εξης (σχέση (5.21) του ΕΚ8):

$$\mathbf{X}_{u} = \left(\mathbf{V}_{d} + \boldsymbol{\omega}_{v}\right) \cdot \left(\frac{\mathbf{I}_{w} \cdot \mathbf{b}_{c}}{\mathbf{b}_{0}}\right)$$
(5.63)

b_c=το πλάτος της περισφιγμένης ακραίας περιοχής
 b₀=το πλάτος του πυρήνα της περισφιγμένης ακραίας περιοχής:

$$\mathbf{b}_0 = \mathbf{b}_c - 2 \cdot \left[\mathbf{c} + \frac{\mathbf{d}_{bh}}{2} \right]$$

- c είναι το μήκος της επικάλυψης του εξωτερικού συνδετήρα της ακραίας ενισχυμένης περιοχής του τοιχώματος.
- d_{bh} η διάμετρος του εξωτερικού συνδετήρα.

Απο την παράθεση όλων των παραμέτρων που υπεισέρχονται στον υπολογισμό του μήκους των ακραίων περιοχών Ι_c προκύπτει το συμπέρασμα ότι για τον συγκεκριμένο υπολογισμό θα πρέπει να είναι διαθέσιμα δεδομένα από τον οπλισμό του τοιχώματος, όπως το μηχανικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού του κορμού ω_ν, αλλά και η διάμετρος των εξωτερικών συνδετήρων των ακραίων περιοχών d_{bh}. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα είναι διαθέσιμα όλα τα δεδομένα καθώς τα αποτελέσματα της προδιαστασιολόγησης του τοιχώματος δίνονται στο σχήμα 5.9.

Η εφαρμογή της παραπάνω διαδικασίας για το τοίχωμα του σχήματος 5.9 εκτελείται με τα βήματα που δίνονται ακολούθως:

(α) <u>Υπολογισμός του x_u</u>

$$v_{d} = \frac{|maxN_{Ed}|}{(l_{w} \cdot b_{c}) \cdot (f_{ck}/\gamma_{c})} = \frac{|-922.1| \cdot 10^{-3}}{(2.50 \cdot 0.25) \cdot (20/1.5)} = 0.111$$

$$\omega_{v} = \rho_{v} \cdot \left(\frac{f_{yd,v}}{f_{cd}}\right) = \left(\frac{2 \cdot A_{\phi 10}}{s_{v} \cdot b_{c}}\right) \cdot \left(\frac{(500/1.15)}{(20/1.5)}\right) = \left(\frac{2 \cdot 0.785 \cdot 10^{-4}}{0.2 \cdot 0.25}\right) \cdot 32.609 = 0.1024$$

$$b_{0} = b_{c} - 2 \cdot \left[c + \frac{d_{bh}}{2}\right] = 0.25 - 2 \cdot \left[0.03 + \frac{0.01}{2}\right] = 0.18m$$

$$x_{u} = (v_{d} + \omega_{v}) \cdot \left(\frac{l_{w} \cdot b_{c}}{b_{0}}\right) = (0.111 + 0.1024) \cdot \left(\frac{2.50 \cdot 0.25}{0.18}\right) = 0.741m$$

(β) Υπολογισμός του μ_φ

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot \left[q_{0} \cdot max \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \right] - 1 = 2 \cdot \left[3.5 \cdot \left(\frac{1726.68}{2799} \right) \right] - 1 = 3.3$$

(γ) <u>Υπολογισμός γινομένου α•ω_{wd}</u>

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sy,d} &= \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{(f_{yk}/\gamma_c)}{E_s} = \frac{(500/1.15)}{200000} = 0.002174 \\ \alpha \cdot \omega_{wd} &= 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (\nu_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0.035 \\ \Rightarrow & \alpha \cdot \omega_{wd} = 30 \cdot 3.3 \cdot (0.111 + 0.1024) \cdot 0.002174 \cdot \frac{0.25}{0.18} - 0.035 \\ \Rightarrow & \alpha \cdot \omega_{wd} = 30 \cdot 3.3 \cdot (0.111 + 0.1024) \cdot 0.002174 \cdot \frac{0.25}{0.18} - 0.035 \\ \Rightarrow & \alpha \cdot \omega_{wd} = 30 \cdot 3.3 \cdot (0.111 + 0.1024) \cdot 0.002174 \cdot \frac{0.25}{0.18} - 0.035 \end{aligned}$$

(d) <u>Ypologiomóc tac analytic analytic</u>

(ε) Υπολογισμός του απαιτούμενου μήκους των ακραίων ζωνών

$$I_{c} = x_{u} \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{cu2}}{\epsilon_{cu2,c}}\right) + 2 \cdot \left(c + \frac{d_{bh}}{2}\right) = 0.741 \cdot \left(1 - \frac{0.0035}{0.0064}\right) + 2 \cdot \left(0.03 + \frac{0.01}{2}\right)$$

 \Rightarrow I_c = 0.406m

Παρατηρούμε ότι το απαιτούμενο μήκος των ακραίων ενισχυμένων ζωνών που προκύπτει από την παραπάνω σχέση είναι πρακτικά ίσο με αυτό που αρχικώς επελέγη (0.4m), όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.9.

Μετά από τον υπολογισμό του απαιτούμενου μήκους των ακραίων ενισχυμένων ζωνών, ακολουθεί ο έλεγχος επάρκειας της περίσφιγξης τους με βάση τον ήδη προεπιλεγμένο οπλισμό τους που δίνεται στο σχήμα 5.9. Ο οπλισμός αυτός παρουσιάζεται πιο αναλυτικά στο ακόλουθο σχήμα όπου δίνεται και η διαδικασία υπολογισμού του συντελεστή αποδοτικότητας α της περίσφιγξης των άκρων:



$$\begin{aligned} \alpha_{n} &= 1 - \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{b_{i}^{2}}{6 \cdot A_{0}} \right) = 1 - \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{b_{i}^{2}}{6 \cdot b_{0} \cdot h_{0}} \right) = 1 - \frac{1}{6 \cdot b_{0} \cdot h_{0}} \sum_{i=1}^{n} \left(b_{i}^{2} \right) \\ \bullet \quad b_{0} &= b_{c} - 2 \cdot \left[c + \frac{d_{bh}}{2} \right] = 0.25 - 2 \cdot \left[0.03 + \frac{0.01}{2} \right] = 0.18m \\ \bullet \quad h_{0} &= h_{c} - 2 \cdot \left[c + \frac{d_{bh}}{2} \right] = 0.40 - 2 \cdot \left[0.03 + \frac{0.01}{2} \right] = 0.33m \\ \bullet \quad \sum_{i=1}^{n} \left(b_{i}^{2} \right) = \left(6 \cdot 0.102^{2} + 2 \cdot 0.156^{2} \right) = 0.1111 \\ \alpha_{n} &= 1 - \frac{1}{6 \cdot b_{0} \cdot h_{0}} \sum_{i=1}^{n} \left(b_{i}^{2} \right) = 1 - \frac{0.1111}{6 \cdot 0.18 \cdot 0.33} = 0.688 \\ \alpha_{s} &= \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_{o}} \right) \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_{o}} \right) = \left(1 - \frac{0.1}{2 \cdot 0.18} \right) \left(1 - \frac{0.1}{2 \cdot 0.33} \right) = 0.613 \\ \alpha &= \alpha_{n} \cdot \alpha_{s} = 0.688 \cdot 0.613 = 0.422 \end{aligned}$$

Σχήμα 5.10 Συντελεστής α για τα άκρα του τοιχώματος

Μετά τον υπολογισμό του α μπορεί να υπολογιστεί το απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιγξης ω_{wd} ως εξής (υπενθυμίζεται ότι ο υπολογισμός του α•ω_{wd} έγινε παραπάνω):

 $\alpha \boldsymbol{\cdot} \omega_{_{wd, a \pi \alpha \pi .}} = 0.029 \implies 0.422 \boldsymbol{\cdot} \omega_{_{wd, a \pi \alpha \pi .}} = 0.029 \implies \omega_{_{wd, \alpha \pi \alpha \pi .}} = 0.07$

Το απαιτούμενο αυτό ποσοστό είναι μικρότερο από το ελάχιστο επιτρεπόμενο για την κρίσιμη περιοχή τοιχωμάτων κτιρίων ΚΠΥ το οποίο δίνεται στο εδάφιο 5.5.3.4.5(10) και είναι ίσο με 0.12.

Το τοποθετημένο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης στο άκρο είναι:

$$\begin{split} \omega_{wd,rorr.} &= \left(\rho_{x} + \rho_{y}\right) \cdot \left[\frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right] \\ \rho_{x} &= \frac{A_{swx}}{\left\{b_{c} - 2 \cdot \left[c + (d_{bh}/2)\right]\right\} \cdot s} = \frac{2 \cdot A_{\phi 10}}{\left\{b_{c} - 2 \cdot \left[c + (d_{bh}/2)\right]\right\} \cdot s} = \frac{2 \cdot \left(0.785 \cdot 10^{-4}\right)}{\left\{0.25 - 2 \cdot \left[0.03 + (0.01/2)\right]\right\} \cdot 0.1} \approx 0.0087 \\ \rho_{y} &= \frac{A_{swy}}{\left\{l_{c} - 2 \cdot \left[c + (d_{bh}/2)\right]\right\} \cdot s} = \frac{4 \cdot A_{\phi 10}}{\left\{l_{c} - 2 \cdot \left[c + (d_{bh}/2)\right]\right\} \cdot s} = \frac{4 \cdot \left(0.785 \cdot 10^{-4}\right)}{\left\{0.40 - 2 \cdot \left[0.03 + (0.01/2)\right]\right\} \cdot 0.1} \approx 0.0095 \\ \omega_{wd,rorr.} &= \left(0.0087 + 0.0095\right) \cdot \left[\frac{500/1.15}{20/1.5}\right] = 0.593 \end{split}$$

Παρατηρούμε ότι:

$$\label{eq:wd_wd_attain} \begin{split} \omega_{wd,attain.} &\geq 0.12 \\ \omega_{wd,tot.} &= 0.593 \end{split}$$

Επομένως οι ακραίες περιοχές του τοιχώματος μπορούν να θεωρηθούν επαρκείς στον έλεγχο έναντι των απαιτήσεων περίσφιγξης.

5.4.4 Έλεγχοι των σύνθετων τοιχωμάτων του χώρου

Τα σύνθετα τοιχώματα του χώρου, όπως είναι γνωστό, αποτελούνται από επίπεδα τοιχώματα τα οποία συνδέονται μεταξύ τους στην πλέον γενική περίπτωση υπό τυχαίες γωνίες σχηματίζοντας λεπτότοιχες διατομές τυχούσας γεωμετρίας, αλλά κατά κανόνα στις συνήθεις κατασκευές σχηματίζουν συγκεκριμένες διατομές όπως διατομές μονοκυψελικών πυρήνων (διατομή Π), διατομές δικυψελικών πυρήνων, διατομές Τ και διατομές Γ.

Οι κατηγορίες των ελέγχων των σύνθετων τοιχωμάτων, δεν διαφέρουν από τις αντίστοιχες κατηγορίες ελέγχων των επίπεδων τοιχωμάτων (βλ. Πίνακα 5.4). Για τους ελέγχους αυτούς θα πρέπει να τονιστούν τα εξής:

5.4.4.1 Έλεγχος σε διάτμηση

Ο έλεγχος σε διάτμηση των σύνθετων τοιχωμάτων, γίνεται <u>ανά σκέλος ξεχωριστά</u>. Έτσι ισχύουν τα όσα αναλυτικά παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 5.4.3.2 για τα επίπεδα τοιχώματα. Απλώς εδώ υπενθυνίζεται ότι ο έλεγχος του κάθε σκέλους γίνεται για τέμνουσες οι οποίες έχουν διανύσματα τα οποία είναι παράλληλα με το επίπεδο της ισχυρής διάστασης των διατομών των σκελών (βλ. σχήμα 5.7). Επίσης τονίζεται ότι ο υπολογισμός των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού γίνεται ξεχωριστά για κάθε σκέλος με εφαρμογή των όσων παρουσιάζονται στην παράγραφο 4.4.2 του παρόντος εγχειριδίου.

Έλεγχος περίσφιγξης ακραίων περιοχών και περιοχών σύνδεσης των σκελών

Στα σύνθετα τοιχώματα του χώρου, πέραν των ακραίων περιοχών που θα πρέπει να διαμορφώνονται ως υποστυλώματα, ανάλογη διαμόρφωση απαιτείται και για τα σημεία σύνδεσης μεταξύ των σκελών. Προκειμένου να ανταποκριθεί το ΟΣΚΑ στην συγκεκριμένη απαίτηση, εκτελεί τον έλεγχο περίσφιγξης των ακραίων περιοχών των σύνθετων τοιχωμάτων τόσο στα ελεύθερα άκρα όσο και στα σημεία σύνδεσης μεταξύ των σκελών. Ο έλεγχος γίνεται ξεχωριστά για τις ακραίες ζώνες του κάθε σκέλους, με διαδικασία παρόμοια με αυτές που περιγράφονται στις παραγράφους 5.4.2.5. και 5.4.3.4. του παρόντος εγχειριδίου.





5.4.4.2 Έλεγχος σε κάμψη

Ο έλεγχος των σύνθετων τοιχωμάτων σε διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη, είναι ορθότερο να εκτελείται με τα μεγέθη της σύνθετης διατομής τους η οποία λειτουργεί ενιαία. Το ΟΣΚΑ σε συνεργασία με το ΡΑΦ αντιμετωπίζει τον έλεγχο αντοχής σε κάμψη των σύνθετων τοιχωμάτων ανάλογα με την μορφή της διατομής τους. Πιο συγκεκριμένα:

- Για τις διατομές τύπου Π, διπλού Π, Τ και Γ το ΟΣΚΑ έχει ενσωματωμένη διαδικασία υπολογισμού των μεγεθών της σύνθετης διατομής τους με βάση τα μεγέθη των επιμέρους σκελών. Έτσι εκτελεί τον έλεγχο σε διαξονική κάμψη με βάση τον χώρο αντοχής της ενιαίας διατομής με τον οπλισμό της, και με βάση το διάνυσμα δράσης που προκύπτει από την σύνθεση των επιμέρους διανυσμάτων δράσης των σκελών. Επιπλέον και ο υπολογισμός της περιβάλλουσας των ροπών κάμψης γίνεται με τα μεγέθη έντασης της ενιαίας/σύνθετης διατομής.
- Για τα σύνθετα τοιχώματα τυχούσας διατομής, το ΟΣΚΑ ακολουθώντας την διαδικασία προσομοίωσης τους από το ΡΑΦ η οποία συνίσταται στην σύνθεση της διατομής από τα επιμέρους σκέλη τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με στερεούς βραχίονες στις στάθμες των ορόφων (βλ. σχήμα 5.12), εκτελεί τον έλεγχο του κάθε σκέλους σε κάμψη ξεχωριστά.



Υλοποίηση της σύνθετης διατομής από τις επιμέρους ορθογωνικές και σύνδεση τους στις στάθμες των ορόφων με το πλασματικό στοιχείο του ΡΑΦ.

Σχήμα 5.12 Μόρφωση διατομής σύνθετου τοιχώματος από επίπεδα τοιχώματα ορθογωνικής διατομής με το ΡΑΦ

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

Διαδικασία ελέγχου αντοχής σε κάμψη διατομής μονοκυψελικού πυρήνα από το ΟΣΚΑ (βλ. [5]) Όπως είναι γνωστό, οι πυρήνες Ο/Σ ως κατακόρυφα στοιχεία δυσκαμψίας κτιριακών φορέων που υπόκεινται σε συνδυασμό κατακόρυφων στατικών και οριζοντίων σεισμικών φορτίων, καταπονούνται γενικώς σε διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη. Προς τούτο θα πρέπει να γίνονται για κάθε κρίσιμη διατομή τους έλεγχοι αντοχής με βάση όλες εκείνες τις τριάδες μεγεθών (Ν, M₂, M₃), όπου Ν=αξονική δύναμη και M₂,M₃ = ροπές κάμψης κατά τους τοπικούς άξονες της διατομής, οι οποίες προκύπτουν θεωρώντας διαδοχικά την πιθανή ακραία (μέγιστηθετική και ελάχιστη-αρνητική) τιμή του ενός από τα τρία μεγέθη και τις πιθανές ταυτόχρονες τιμές των άλλων δύο (βλ. πίνακες 4.1 και 4.2). Οι τριάδες αυτές θα πρέπει να αναφέρονται στο κέντρο βάρους της σύνθετης διατομής. Επομένως θα πρέπει – με βάση το προσομοίωμα που χρησιμοποιεί το ΡΑΦ για την προσομοίωση των μονοκυψελικών πυρήνων, και το οποίο παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα – να εκτελείται η σύνθεση των μεγεθών έντασης των τριών ισοδυνάμων στύλων του προσομοιώματος, έτσι ώστε να προκύψουν τα τελικά μεγέθη σχεδιασμού που αφορούν την σύνθετη/ενιαία διατομή.



Σχήμα 5.13 Πλαισιακό προσομοίωμα μονοκυψελικού πυρήνα, το οποίο δημιουργείται από το ΡΑΦ

Η προγραμματιστική υλοποίηση της διαδικασίας σύνθεσης από το ΡΑΦ/ΟΣΚΑ πραγματοποιείται μέσω ενός αλγόριθμου, τα βασικά τμήματα του οποίου παρουσιάζονται παρακάτω για την περίπτωση της ανάλυσης με τη δυναμική φασματική μέθοδο (*Σημ.*: Ανάλογη είναι η διαδικασία για την περίπτωση ανάλυσης με βάση την απλοποιημένη φασματική μέθοδο):

- <u>Δυναμική ιδιομορφική ανάλυση του φορέα</u>
 - Υπολογισμός των ιδιομορφικών τιμών των μεγεθών έντασης Ν_{j,i}, Μ_{2j,i} και Μ_{3j,i} των ισοδύναμων στύλων j του πυρήνα για κάθε μία από τις ιδιομορφές i που λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση.
- Σύνθεση των ιδιομορφικών μεγεθών των ισοδυνάμων στύλων
- Με δεδομένα τα ιδιομορφικά μεγέθη των ισοδύναμων στύλων Ν_{j,i}, Μ_{2j,i} και Μ_{3j,i} υπολογίζονται τα ιδιομορφικά μεγέθη Ν_{ΠΥΡ,i}, Μ_{2ΠΥΡ,i}, Μ_{3ΠΥΡ,i} της ενιαίας διατομής του πυρήνα ως προς το ΚΒ της.
- Υπολογισμός των μέγιστων ιδιομορφικών τιμών των μεγεθών της ενιαίας διατομής
- Εκτελώντας μια αλληλουχία υπολογισμών (όπως π.χ. υπολογισμός συντελεστών διέγερσης, συμμετοχής κ.τ.λ., βλ. π.χ. [10], [16]) προκύπτουν οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές των μεγεθών έντασης της ενιαίας διατομής για σεισμικές διεγέρσεις κατά τη διεύθυνση δύο

κάθετων μεταξύ τους αξόνων X και Y: N_{ΠΥΡ,ΕΧ}i, M_{2ΠΥΡ,ΕX}i, M_{3ΠΥΡ,ΕX}i και N_{ΠΥΡ,ΕΥ}i, M_{2ΠΥΡ,ΕΥ}i, M_{3ΠΥΡ,ΕΥ}i.

- Ιδιομορφική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών τιμών των μεγεθών της ενιαίας διατομής Πραγματοποιείται γνωστή και τεκμηριωμένη διαδικασία (βλ. π.χ. [10], [16]) από την οποία προκύπτουν οι πιθανές ακραίες τιμές των μεγεθών έντασης της ενιαίας διατομής του πυρήνα για κάθε μία από τις δύο συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης: exN_{ΠΥΡ,ΕΧ}, exM_{2ΠΥΡ,ΕΧ}, exM_{3ΠΥΡ,ΕΧ} και exN_{ΠΥΡ,ΕΥ}, exM_{2ΠΥΡ,ΕΥ}, exM_{3ΠΥΡ,ΕΥ}
- <u>Χωρική επαλληλία των μεγεθών έντασης της ενιαίας διατομής για ταυτόχρονη δράση</u> <u>σεισμού στις διευθύνσεις των αξόνων X και Y</u>

Από την διαδικασία από την οποία προέκυψαν κατά το προηγούμενο βήμα οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές των μεγεθών έντασης της ενιαίας διατομής, προκύπτουν επίσης και οι τριάδες των τιμών των μεγεθών έντασης λόγω σεισμού. Οι τιμές αυτές επαλληλιζόμενες με τις τιμές των μεγεθών έντασης της ενιαίας διατομής του πυρήνα λόγω των κατακόρυφων στατικών φορτίων δίνουν τις τελικές τιμές σχεδιασμού (βλ. πίνακες 4.1 και 4.2), βάσει των οποίων θα πρέπει να οπλισθεί ο πυρήνας (τριάδες εντασιακών μεγεθών διαστασιολόγησης/όπλισης).

Με δεδομένες τις δράσεις (εδώ: των τριάδων διαστασιολόγησης), πραγματοποιείται από το ΟΣΚΑ και για τους πυρήνες, έλεγχος μιας ήδη οπλισμένης με συγκεκριμένη διάταξη ράβδων διατομής έναντι όλων αυτών των μεγεθών σχεδιασμού (δράσεων).

5.4.5 Μεγάλα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα

Γενικά

Ο ΕΚ8 εισάγει στις διατάξεις του ειδικούς κανόνες για τον υπολογισμό και την όπλιση στοιχείων τα οποία τα ορίζει ως μεγάλα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα (MEOT). Η διάκριση από τα πλάστιμα τοιχώματα γίνεται κατ' αρχήν επί της βάσης ότι η όπλιση των ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων ΔΕΝ γίνεται με την υπόθεση του σχηματισμού μίας και μόνης πλαστικής άρθρωσης στη βάση τους. Έτσι ο οπλισμός που τοποθετείται σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί απλώς την απαίτηση επάρκειας αντοχής σε κάμψη με αξονική δύναμη και δεν θα πρέπει να τοποθετείται με τα κριτήρια που ισχύουν για τα πλάστιμα τοιχώματα. Και αυτό γιατί σκοπός είναι να «διασκορπιστούν» οι διαρροές λόγω κάμψης σε διάφορους ορόφους και όχι να συγκεντρωθούν στη βάση. <u>Με άλλα λόγια, η όπλιση των ΜΕΟΤ έναντι κάμψης γίνεται με μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση και όχι με ικανοτική επαύξηση των ροπών</u>.

Γεωμετρικές απαιτήσεις για τα ΜΕΟΤ

Με βάση τον ορισμό του ΕΚ8 στο εδάφιο 5.2.2.1(3)P, δίνεται εμμέσως το ελάχιστο μήκος διατομής ενός δομικού στοιχείου που χαρακτηρίζεται ως ΜΕΟΤ:

$L_{w} \ge \min\{4.00, (2h_{w}/3)\}$

(5.64α)

(Όπου h_w είναι το συνολικό ύψος του τοιχώματος)

Στο εδάφιο 5.4.1.2.4(1) δηλώνεται ότι για το ελάχιστο πάχος κορμού των ΜΕΟΤ θα πρέπει να ισχύει ότι και για τα πλάστιμα τοιχώματα. Δηλαδή:

$$b_{w0} \ge max\{0.15, (h_s/20)\}$$

(5.64β)

όπου h_s είναι το καθαρό ύψος ορόφου σε μέτρα.

Εντασιακά μεγέθη σχεδιασμού ΜΕΟΤ

Οι οδηγίες για τα εντασιακά μεγέθη σχεδιασμού των ΜΕΟΤ δίνονται στην παράγραφο 5.4.2.5 του ΕΚ8. Οι οδηγίες αυτές αφορούν στον υπολογισμό των τεμνουσών σχεδιασμού, αλλά και στον υπολογισμό των αξονικών δυνάμεων με τις οποίες θα πρέπει να γίνει ο έλεγχος κάμψης με αξονική δύναμη. Ειδική αναφορά για το συγκεκριμένο θέμα στο παρόν κείμενο έγινε στην παράγραφο 4.3 και στην παράγραφο 4.4.

Αντοχές σχεδιασμού διατομών ΜΕΟΤ

Αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη (Παράγραφος 5.4.3.5.1)

Σύμφωνα με το συγκεκριμένο εδάφιο, η αντοχή σχεδιασμού των διατομών των ΜΕΟΤ έναντι κάμψης μπορεί να υπολογιστεί με βάση τις διατάξεις του ΕΚ2. Δηλαδή με τις παραδοχές βάσει των οποίων γίνεται γενικώς ο υπολογισμός των αντοχών διατομών στοιχείων Ο/Σ οι οποίες παρουσιάζονται στην παράγραφο 6.1 του ΕΚ2 (Εδάφιο 5.4.3.5.1(1)P).

Ένα άλλο σημαντικό στοιχείο που θα πρέπει να ληφθεί υπόψη κατά τον έλεγχο των διατομών των MEOT, είναι το γεγονός ότι εξαιτίας του πολύ μικρού τους πάχους σε σχέση με τις εντός του επιπέδου τους διαστάσεις εμφανίζουν κινδύνους απώλειας της πλευρικής τους ευστάθειας. Για το λόγο αυτό, στο εδάφιο 5.4.3.5.1(2) δηλώνεται ότι θα πρέπει να περιορίζεται το μέγεθος των θλιπτικών τάσεων έτσι ώστε να αποτρέπεται ο κίνδυνος αυτός. Για να επιτευχθεί ο στόχος της μείωσης των θλιπτικών τάσεων δηλώνεται (εδάφιο 5.4.3.5.1(3)) ότι θα πρέπει να εφαρμόζονται οι κανόνες του ΕΚ2 αφενώς για τον περιορισμό των φαινομένων β' τάξης και αφετέρου να λαμβάνονται υπόψη οι κανόνες για τις ορθές τάσεις του σκυροδέματος σε κατασκευές ελαφρώς οπλισμένες (βλ. Κεφάλαιο 12 του ΕΚ2). Πιο συγκεκριμένα οι παραπάνω απαιτήσεις συνοψίζονται στα εξής:

 Κανόνες παραγράφου 5.9 του ΕΚ2 για την αποφυγή φαινομένων στρέβλωσης υψίκορμων δοκών. Πιο συγκεκριμένα συστήνεται ο παρακάτω έλεγχος που παρουσιάζεται στο εδάφιο 5.9(3):

$$\left(\frac{h_s}{b_{w0}}\right) \cdot \left(\frac{l_w}{b_{w0}}\right)^{(1/3)} \le 70$$
(5.65)

Όπου h_s είναι το ύψος ορόφου, I_w είναι το μήκος της διατομής του MEOT, και b_{w0} το πάχος του.

 Προτείνεται η μείωση της αντοχής της διατομής του MEOT σε αξονική δύναμη με πολλαπλασιασμό της τιμής που προκύπτει από την μέθοδο υπολογισμού της με το μειωτικό συντελεστή Φ<1. Η τιμή του συντελεστή αυτού (η οποία δίνεται στο εδάφιο 12.6.5.2(1) του ΕΚ2) υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

$$\Phi = \min\left\{ \left[1.14 \cdot \left(1 - \left(\frac{2 \cdot e_{tot}}{b_{w0}} \right) \right) - 0.02 \cdot \left(\frac{l_0}{b_{w0}} \right) \right], \left[1 - \left(\frac{2 \cdot e_{tot}}{b_{w0}} \right) \right] \right\}$$
(5.66)

Όπου:

 I_0 είναι το ενεργό μήκος του MEOT το οποίο είναι ίσο με το καθαρό μήκος του ορόφου h_s το οποίο τροποποιείται εφόσον το MEOT συνδέεται:

- με εγκάρσιο τοίχωμα στο ένα άκρο της διατομής του μέσω διαίρεσης του h_s με το συντελεστή β=1/[1+(h_s /(3 l_w)²].
- με εγκάρσιο τοίχωμα στα δύο άκρα της διατομής του μέσω διαίρεσης του h_s με το συντελεστή β=1/[1+($h_s/(I_w)^2$].

(Για να μπορεί να θεωρηθεί ένα εγκάρσιο τοίχωμα ως ικανό να αντιστηρίξει το MEOT, και κατά συνέπεια να ισχύουν οι παραπάνω σχέσεις, θα πρέπει να ισχύουν οι προυποθέσεις του εδαφίου 12.6.5.1(3) του ΕΚ2).

 $e_{tot} = [e_0 + (l_0/400)]$, όπου $e_0 = η$ εκκεντρότητα α' τάξης ως προς την εγκάρσια διεύθυνση της διατομής, δηλαδή η εκκεντρότητα κατά τη διεύθυνση του πάχους b_{w0} . Με άλλα λόγια, για τον υπολογισμό του e_0 θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί η ροπή με διάνυσμα κάθετο στο πάχος b_{w0} .

Επομένως η αντοχή σε αξονική δύναμη της διατομής Ν_{Rd} θα πρέπει να μειωθεί πολλαπλασιαζόμενη με τον συντελεστή Φ.

Αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση (Παράγραφος 5.4.3.5.2)

Για τον έλεγχο της αντοχής έναντι διάτμησης, διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

(α) <u>Περίπτωση V_{Ed}<V_{Rd.c}</u>

Όπου V_{Ed} είναι η τέμνουσα σχεδιασμού όπως υπολογίζεται με βάση το εδάφιο 5.4.2.5(2) και δίνεται από τη σχέση (4.8) του παρόντος κειμένου, και V_{Rd,c} είναι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής για μέλη χωρίς διατμητικό οπλισμό, σύμφωνα με τον ΕΚ2 (παράγραφος 6.2.2) η οποία υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{Rd,c} = \left[A + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_{w0} \cdot d$$
(5.67)

$$A = \min\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{L} \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \left[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \right] \}$$
(5.68a)

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{V_c}$$
(5.68 β)

$$k = \min\left\{1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2\right\}$$
(5.68 γ)

$$\rho_{\rm L} = \frac{A_{\rm sl}}{b_{\rm w} \cdot d} \le 0.02 \tag{5.68\delta}$$

$$k_1 = 0.15$$
 (5.68 ϵ)

$$\sigma_{\rm cp} = \frac{N_{\rm Ed}}{A_{\rm c}} \le 0.2 \cdot f_{\rm cd}$$
(5.68στ)

όπου:

A_{sl} είναι το εμβαδόν του εφελκυόμενου οπλισμού που εκτείνεται σε απόσταση ≥ (I_{bd} +d) πέρα από τη θεωρούμενη διατομή.

b_w είναι το ελάχιστο πλάτος της διατομής στην εφελκυόμενη ζώνη [mm]

d είναι το στατικό ύψος της διατομής.

N_{Ed} είναι η ελάχιστη τιμή της αξονικής δύναμης στη διατομή [σε N] (N_{Ed}>0 για θλίψη). Αναζητάται η <u>ελάχιστη τιμή της θλιπτικής (ή ενδεχομένως και εφελκυστική)</u> δύναμης από τις 6 τιμές της αξονικής δύναμης του σεισμικού συνδυασμού G+ψ₂Q±E. Η επιρροή των επιβεβλημένων παραμορφώσεων στη N_E μπορεί να αγνοείται.

Α_C είναι το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος [mm²]

V_{Rd,c} σε [N]

Οι παραπάνω παράμετροι είναι προσαρμοσμένοι για τις δοκούς. Στην περίπτωση των τοιχωμάτων κάποιες από αυτές θα πρέπει να προσαρμοστούν ανάλογα:

b_w στην περίπτωση των τοιχωμάτων είναι το πλάτος του κορμού b_{w0}

d στην περίπτωση των τοιχωμάτων είναι ίσο με 0.9•Ι_w

Η $V_{\text{Rd,c}}$ τίθεται ίση με το 0 εφόσον η αξονική δύναμη N_{Ed} είναι εφελκυστική.

Στην περίπτωση αυτή ΔΕΝ ΑΠΑΙΤΕΙΤΑΙ ούτε ο ελάχιστος διατμητικός οπλισμός κορμού.

(β) <u>Περίπτωση V_{Ed}>V_{Rd,c}</u>

Στην περίπτωση αυτή θα πρέπει να γίνει υπολογισμός για τον οπλισμό διάτμησης του κορμού. Επιτρέπεται να χρησιμοποιηθεί η διαδικασία που περιγράφεται στο ΕΚ2 (στην παράγραφο που αναφέρεται σε στοιχεία με οπλισμό διάτμησης), αν και η γεωμετρία των MEOT παραπέμπει περισσότερο στη χρήση προσομοιωμάτων strut-and-tie. Πάντως κατά την εφαρμογή της διαδικασίας του ΕΚ2 θα πρέπει να ληφθεί για τη γωνία που σχηματίζουν οι λοξοί θλιπτήρες σκυροδέματος με την κατακόρυφο η τιμή θ=45°. Αξίζει εδώ να σημειωθεί ότι με βάση πειραματικά δεδομένα, ο έλεγχος σε διάτμηση των MEOT μπορεί να ξεκινήσει από τη διατομή που βρίσκεται σε ύψος z=0.8•l_w πάνω από την στάθμη της βάσης. Τέλος θα πρέπει να σημειωθεί ότι στην συγκεκριμένη περίπτωση ορίζεται και το ελάχιστο ποσοστό του οριζόντιου οπλισμού του κορμού του MEOT το οποίο προκύπτει από τις διατάξεις του ΕΚ2 (Εδάφιο 9.6.3(1)), αλλά και από το Εθνικό Προσάρτημα στο οποίο υπάρχει η εξής διάταξη:

5.4.3.5.2(1) Ελάχιστος οπλισμός κορμού για μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα.

Ισχύουν οι συνιστώμενες τιμές:

ρ_{w,minB} = 0.0025 στις κρίσιμες περιοχές

= 0.0015 εκτός κρίσιμων περιοχών.

ΛΟΙΠΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΕΚ8 ΓΙΑ ΤΑ ΜΕΟΤ

Εδάφιο 5.2.2.1(3) P: Ένα κτίριο το οποίο κατατάσσεται στην κατηγορία κτιρίων με στατικό σύστημα αποτελούμενο από MEOT, θα πρέπει να έχει στην συγκεκριμένη διεύθυνση ελέγχου τουλάχιστον δύο MEOT με μήκη διατομής που πληρούν την δέσμευση της σχέσης (5.64α) του παρόντος κειμένου. Επίσης, τα MEOT θα πρέπει να παραλαμβάνουν τουλάχιστον το 20% των κατακορύφων φορτίων του συνδυασμού G+ψ₂Q±E, και να

προσδίδουν στο κτίριο χαρακτηριστικά με βάση τα οποία η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του δεν υπερβαίνει τα 0.5sec.

<u>Σημείωση</u>: Η παραπάνω διάταξη ΔΕΝ υποχρεώνει τον μελετητή να τοποθετήσει δύο ΜΕΟΤ σε κάθε διεύθυνση, αλλά αν το κτίριο έχει μόνον ένα ΜΕΟΤ σε κάποια συγκεκριμένη διεύθυνση ΔΕΝ μπορεί να καταταγεί στην κατηγορία κτιρίων με στατικό σύστημα ΜΕΟΤ κατά τη διεύθυνση αυτή. Η συνέπεια της κατάταξης ενός κτιρίου στην κατηγορία κτιρίων με συστήματα ΜΕΟΤ είναι – σύμφωνα με το εδάφιο 5.2.2.2(13) του ΕΚ8 – να μελετώνται υποχρεωτικά με τις διατάξεις που αφορούν κτίρια μέσης κατηγορίας πλαστιμότητας (ΚΠΜ).

Εδάφιο 5.4.3.5.3(2): Ο διαμήκης οπλισμός που απαιτείται για την εκπλήρωση του ελέγχου αστοχίας έναντι κάμψης με αξονική δύναμη, θα πρέπει να συνίσταται από κατακόρυφες ράβδους οι οποίες θα περικλείονται κατά την οριζόντια διεύθυνση από κλειστούς ή μονοσκελείς συνδετήρες. Οι διαμήκεις αυτές ράβδοι θα πρέπει να συγκεντρώνονται σε περιοχές των άκρων της διατομής του MEOT. Τα μήκη α των περιοχών αυτών θα πρέπει να πληρούν την παρακάτω συνθήκη:

$$\alpha > \max\left\{ b_{w0}, \frac{(3 \cdot b_{w0} \cdot \sigma_{cm})}{f_{cd}} \right\}$$

Όπου:

b_{w0} είναι το πάχος του κορμού του ΜΕΟΤ

σ_{cm} η μέση τιμή της θλιπτικής τάσης του σκυροδέματος εντός της θλιβόμενης ζώνης, όπως αυτή αναπτύσσεται κατά την επιπόνηση της διατομής υπό τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων G+ψ₂Q±E.

f_{cd} είναι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος.

<u>Σημείωση</u>: Επομένως θα πρέπει να γίνει ένας υπολογισμός από τον οποίον θα προκύψουν τα μήκη των ακραίων περιοχών των διατομών των ΜΕΟΤ στις οποίες συγκεντρώνεται ο κατακόρυφος οπλισμός. Για την απλοποίηση των υπολογισμών αυτών, το ΟΣΚΑ δέχεται ως ελάχιστη τιμή για τον μήκος των ακραίων περιοχών την τιμή 3•b_{w0}.

Οι ελάχιστες διάμετροι των κατακορύφων ράβδων των ΜΕΟΤ θα πρέπει να είναι όχι μικρότερα από:

- (α) 12mm στον κατώτατο όροφο του κτιρίου ή σε κάποιον όροφο στον οποίο μειώνεται το μήκος της διατομής του MEOT L_w σε σχέση με το αντίστοιχο μήκος του στον υποκείμενο όροφο περισσότερο από (h_s/3), όπου το h_s είναι το ύψος του συγκεκριμένου ορόφου.
- (β) 10mm σε όλους τους υπόλοιπους ορόφους.
- Εδάφιο 5.4.3.5.3(1): Οι συνδετήρες που πρέπει να τοποθετηθούν στις ακραίες περιοχές των διατομών των MEOT για να συγκρατούν τις κατακόρυφες ράβδους για τις οποίες έγινε αναφορά στο προηγούμενο εδάφιο, θα πρέπει:
 - (i) Να έχουν διάμετρο που δεν είναι μικρότερη από από 6mm ή το ένα τρίτο της διαμέτρου των κατακορύφων ράβδων, και

- (ii) Να τοποθετούνται σε κατακόρυφες αποστάσεις όχι μεγαλύτερες από το ελάχιστο μεταξυ των 100mm και 8•d_{bL} (όπου d_{bL} είναι η διάμετρος των κατακορύφων ράβδων της διατομής του MEOT).
- Εδάφιο 5.4.3.5.3(3): Λόγω του μεγάλου μήκους της διατομής του τοιχώματος σε σχέση με το ύψος του υπάρχει μεγάλος κίνδυνος μεταβολής της συμπεριφοράς του ΜΕΟΤ από συμπεριφορά με κυριαρχούσα την κάμψη σε συμπεριφορά με κυριαρχούσα τη διάτμηση. Για να αποκλειστεί κάθε πιθανότητα επαύξησης του συγκεκριμένου κινδύνου, απαιτείται η τοποθέτηση ακριβώς όσου κατακόρυφου οπλισμού απαιτείται από την εκτέλεση του ελέγχου έναντι αστοχίας σε κάμψη με ορθή δύναμη. Η χωρίς λόγο τοποθέτηση περισσότερου από τον απολύτως απαραίτητο διαμήκη οπλισμό, μπορεί να οδηγήσει σε μεγάλη αύξηση της αντοχής της διατομής του ΜΕΟΤ έναντι κάμψης, και να καταστήσει κρίσιμη τη αντοχή έναντι διάτμησης. Κάτι τέτοιο προφανώς αντιβαίνει τις βασικές αρχές του αντισεισμικού σχεδιασμού.

5.5 Στοιχεία σύνθετης λειτουργίας: Πέδιλα / Τοιχώματα υπογείου

5.5.1 Γενικά

Τα πέδιλα και τα τοιχώματα υπογείου αποτελούν δύο τύπους στοιχείων του ΟΣΚΑ που δεν μπορούν να καταταγούν στις δύο γενικές κατηγορίες στοιχείων (δηλαδή των κατακορύφων στοιχείων υποστυλωμάτων / τοιχωμάτων και των δοκών), που παρουσιάστηκαν στις δύο προηγούμενες παραγράφους 5.3. και 5.4. (βλέπε και πίνακα 3.1). Ο λόγος είναι ότι η διαδικασία των ελέγχων οι οποίοι απαιτούνται για αυτά, διαφέρει σε πολλά σημεία από τους αντίστοιχους ελέγχους των άλλων δύο κατηγοριών στοιχείων.

Όσον αφορά στα πέδιλα, αυτά απαιτούν μεταξύ άλλων την εκτέλεση ελέγχων που αφορούν ισορροπία στερεού σώματος αλλά και ελέγχων των αναπτυσσόμενων τάσεων εδάφους. Επίσης η διαδικασία του ικανοτικού σχεδιασμού τους διαφέρει από τις αντίστοιχες διαδικασίες των υποστυλωμάτων, των τοιχωμάτων και των δοκών. Τέλος και οι έλεγχοι αντοχής του σώματος των πεδίλων σε κάμψη και διάτμηση γίνονται με διαφορετική διαδικασία, ενώ σε κάποιες περιπτώσεις απαιτείται και έλεγχος σε διάτρηση.

Όσον αφορά στα τοιχώματα υπογείου, αυτά διακρίνονται σε στοιχεία με τα οποία προσομοιώνονται τα τοιχώματα όλων των υπογείων ορόφων, πλήν του υπογείου ορόφου ο οποίος είναι σε επαφή με το έδαφος θεμελίωσης. Πρόκειται για τα στοιχεία τα οποία στον πίνακα 3.1 χαρακτηρίζονται ως τοιχώματα υπογείου χωρίς έδραση. Επίσης ως ξεχωριστή υποκατηγορία στοιχείων ορίζεται και η κατηγορία που αφορά τοιχώματα υπογείου με έδραση τα οποία τοποθετούνται στον υπόγειο όροφο που είναι εν επαφή με το έδαφος θεμελίωσης. Γενικά τα τοιχώματα υπογείου, χαρακτηρίζονται από την διπλή λειτουργία τους η οποία συνίσταται από την λειτουργία δίσκου λόγω των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων που μέσω αυτών μεταφέρονται στο έδαφος, αλλά και από τη λειτουργία πλάκας υπό τις ωθήσεις των γαιών που περιβάλλουν τα υπόγεια και υπό τις ενδεχόμενες ροπές λόγω έκκεντρης έδρασης (ασύμμετρο πέλμα). Επιπλέον τα τοιχώματα υπογείου τα οποία είναι εν επαφή με το έδαφος

θεμελίωσης απαιτούν ελέγχους παρόμοιους με τους ειδικούς ελέγχους των πεδιλοδοκών που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 5.3.4. του παρόντος εγχειριδίου. Επομένως, η διαδικασία των ελέγχων των τοιχωμάτων υπογείου είναι σύνθετη και διαφορετική από τα υπολοιπά στοιχεία όπως θα παρουσιαστεί και στις παραγράφους που ακολουθούν.

5.5.2 Έλεγχοι των πεδίλων

Οι έλεγχοι στους οποίους θα πρέπει να «υποβληθεί» κάθε μεμονωμένο πέδιλο σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, είναι οι εξής:

α. Έλεγχος για την απώλεια στατικής ισορροπίας (EQU):

α1. Έλεγχος σε ανατροπή.

α2. Έλεγχος σε ολίσθηση.

β. Έλεγχος υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους (έλεγχος θραύσης του εδάφους)–(GEO).

γ. Έλεγχος αντοχής του σώματος του πεδίλου (έλεγχος σε κάμψη, διάτμηση και διάτρηση)– (STR/GEO).

Όλοι οι παραπάνω έλεγχοι θα πρέπει να διενεργηθούν τόσο για μη σεισμικούς όσο και για σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων.

Το ΟΣΚΑ εκτελεί όλους τους προαναφερθέντες ελέγχους, εκτός του ελέγχου σε ολίσθηση. Ο έλεγχος μεμονωμένου πεδίλου σε ολίσθηση δεν εκτελείται, καθώς δεν θεωρείται απαραίτητος αφού ο σχεδιασμός θεμελιώσεων σε σεισμογενείς περιοχές όπως η Ελληνική δεν επιτρέπει την κατασκευή πεδίλων χωρίς την μεταξύ τους σύνδεση με συνδετήριες δοκούς. Επομένως τα πέδιλα δεν έχουν τη δυνατότητα να ολισθήσουν σαν μεμονωμένα στερεά σώματα.

5.5.2.1 Προσδιορισμός μεγεθών σχεδιασμού

Στην παράγραφο αυτή θα παρουσιαστούν οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας οι οποίοι χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των μεγεθών σχεδιασμού που απαιτούνται στους ελέγχους των πεδίλων. Τα μεγέθη σχεδιασμού αφορούν αφενώς στις τιμές των δράσεων (εντασιακών μεγεθών) που λαμβάνονται υπόψη κατά τους ελέγχους, και αφετέρου στις τιμές των αντοχών (υλικών κατασκευής του σώματος των πεδίλων και του εδάφους θεμελίωσης).

Α) Προσδιορισμός των εντασιακών μεγεθών σχεδιασμού

Ο προσδιορισμός των δράσεων σχεδιασμού γίνεται – όπως και στην περίπτωση των υπολοίπων δομικών στοιχείων – βάσει των περιπτώσεων και των συνδυασμών δράσεων που προδιαγράφονται στον ΕΝ1990 (βλ. και παράγραφο 4 του παρόντος εγχειριδίου). Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι συντελεστές με τους οποίους υπεισέρχονται τα μεγέθη έντασης λόγω των δράσεων G, Q στους συνδυασμούς φόρτισης για κάθε μία από τις τρείς κατηγορίες ελέγχων των πεδίλων που δόθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο:

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ	Φορτίσεις			
	Μόνιμες (γ _g)	Μεταβλητές (γ _q)		

	Δυσμενείς	Ευμενείς	Δυσμενείς
A	1.10	0.90	1.50
В	1.35	1.00	1.50
Г	1.35	1.00	1.50

Περίπτωση Α Έλεγχοι απώλειας στατικής ισορροπίας (EQU)

Περίπτωση Β Έλεγχοι αστοχίας του σώματος της θεμελίωσης (STR/EQU)

Περίπτωση Γ Έλεγχοι αστοχίας του εδάφους (GEO)

Ο παραπάνω πίνακας αφορά στον βασικό συνδυασμό δράσεων έναντι ΟΚΑ. Για την περίπτωση του συνδυασμού των τυχηματικών δράσεων με σεισμό η σχέση που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό των μεγεθών έντασης είναι (σχέση 4.30 του ΕΚ8):

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \bullet \Omega \bullet E_{F,E}$$

(5.69)

Στην παραπάνω σχέση:

- γ_{Rd} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής ο οποίος είναι ίσος με 1 όταν χρησιμοποιείται q<3 ή 1.2 όταν q>3.
- Ε_{F,G} είναι τα εντασιακά μεγέθη που προκύπτουν από τις μη σεισμικές δράσεις που υπεισέρχονται στον συνδυασμό. Στην προκειμένη περίπτωση είναι τα μεγέθη που προέρχονται από τις δράσεις G, Q οι οποίες στον συγκεκριμένο συνδυασμό θα πρέπει να εισαχθούν ως: (G+ψ₂Q). Επομένως Ε_{F,G}= Ε_{F,G+ψ2Q}.
- Ε_{F,E} είναι τα εντασιακά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση της κατασκευής για τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, δηλ. τα μεγέθη που προκύπτουν από την Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης ή από την Μέθοδο Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης.
- Ω είναι ένας συντελεστής η τιμή του οποίου εξαρτάται από την εντασιακή κατάσταση και την αντοχή του φερόμενου δομικού στοιχείου. Περισσότερες λεπτομέρειες για τον υπολογισμό του Ω θα δοθούν ακολούθως.

Διαδικασία υπολογισμού μεγεθών σχεδιασμού μεμονωμένου πεδίλου από το ΟΣΚΑ

Υπενθυμίζεται αρχικά ότι τα μεγέθη σχεδιασμού για ένα πέδιλο, προκύπτουν με βάση την φιλοσοφία προσομοίωσης του ΡΑΦ (βλ. παράγραφο 8.6.2. του σχετικού εγχειριδίου τεκμηρίωσης), από τις αντιδράσεις των τρίων ελατηρίων που τοποθετούνται από το πρόγραμμα στο κέντρο βάρους της επιφάνειας έδρασης του. Από τις αντιδράσεις αυτές (τις δύο ροπές κατά τις διευθύνσεις των δύο τοπικών του αξόνων 1 και 2, και της μίας δύναμης κατά την διεύθυνση του καθολικού άξονα Ζ) υπολογίζονται οι τάσεις εδάφους καθώς και όλα όσα μεγέθη απαιτούνται για τον έλεγχο ισορροπίας αλλά και αντοχής του σώματος του πεδίλου. Δηλαδή η εφαρμογή της σχέσης (5.61) αφορά στα πλαίσια του ΟΣΚΑ, τις αντιδράσεις των ελατηρίων του προσομοιώματος ενός πεδίλου. Επομένως η σχέση 4.30 του ΕΚ8 – η οποία αναφέρθηκε πιο πάνω – εφαρμόζεται για τις τρείς αυτές αντιδράσεις.

Παρακάτω θα παρουσιαστεί αρχικώς αναλυτικά ο τρόπος υπολογισμού του Ω από το ΟΣΚΑ για μεμονωμένα πέδιλα τα οποία φέρουν μόνον ένα κατακόρυφο στοιχείο, και εν συνεχεία ο υπολογισμός των απαιτούμενων μεγεθών σχεδιασμού. Στην περίπτωση κατά την οποία το

πέδιλο φέρει περισσότερα του ενός στοιχεία, τότε χωρίς περαιτέρω υπολογισμούς και αξιοποιώντας τα γραφόμενα στο εδάφιο 4.4.2.6(8) του ΕΚ8, λαμβάνεται Ω=1.00 και ταυτόχρονα γ_{Rd}=1.40.

Η διαδικασία υπολογισμού του Ω για πέδιλα που φέρουν ένα υποστύλωμα είναι η ακόλουθη:

- Υπολογίζεται η τιμή της σχετικής γωνίας των τοπικών αξόνων υποστυλώματος πεδίλου.
 Πιο συγκεκριμένα υπολογίζεται η γωνία που σχηματίζουν ο τοπικός άξονας 1 του πεδίλου με τον τοπικό άξονα 2 του υποστυλώματος. Έστω ότι η γωνία αυτή είναι η θ_{υπ-πεδ}.
- Σχηματίζονται οι ακραίες τιμές της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος, για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων. Αυτές είναι: P₁=P_{G+ψ2Q}+extrP_{,E} και P₂=P_{G+ψ2Q}-extrP_{,E}
- 3. Με βάση τις τιμές των αξονικών αυτών δυνάμεων και από τον χώρο αντοχής της διατομής του υποστυλώματος, υπολογίζονται οι μονοαξονικές ροπές αντοχής για ροπές με διάνυσμα το οποίο σχηματίζει γωνία θ_{υπ-πεδ} με τον τοπικό άξονα 2 του πεδίλου, αλλά και για το κάθετο του. Ενδεικτικά, οι υπολογιζόμενες μονοαξονικές ροπές αντοχής που πρέπει να υπολογιστούν φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



4. Ακολουθώντας τις οδηγίες του ΕΚ8 (εδάφιο 4.4.2.6(5)) το ζητούμενο Ω είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου M_{Rd}/M_{Ed} στις δύο ορθογώνιες κύριες διευθύνσεις οι οποίες είναι οι διευθύνσεις των τοπικών αξόνων του πεδίλου. Έτσι οι υπολογισμοί γίνονται ξεχωριστά στα τοπικά επίπεδα 1 και 2 του πεδίλου (παρακάτω θα δοθεί η ενδεικτική ροή των απαιτούμενων υπολογισμών για τον υπολογισμό της τιμής του Ω που αντιστοιχεί στην κάμψη του πεδίλου περί τον τοπικό άξονα 1). Θα πρέπει επίσης να τονιστεί ότι για κάθε ένα από τα δύο επίπεδα κάμψης του πεδίλου 1 και 2, οι υπολογισμοί θα πρέπει να γίνουν ξεχωριστά για τις αξονικές δυνάμεις σχεδιασμού P₁ και P₂. Αρχικά στο παρακάτω σχήμα δίνεται η εντασιακή κατάσταση του υποστυλώματος η οποία αντιστοιχεί στην αξονική δύναμη σχεδιασμού P₁= P_{G+ψ2Q}+extrP_{,E}. [Στο σημείο αυτό θα πρέπει να τονιστεί ότι κατά τους υπολογισμούς γίνονται

δεκτές δύο διαφορετικές εντασιακές καταστάσεις που αντιστοιχούν (α) στις θετικές τιμές και των τριών μεγεθών έντασης του υποστυλώματος (+extrP, +extrM₂, +extrM₃) και (β) στις αντίστοιχες αρνητικές τους τιμές (-extrP, -extrM₂, -extrM₃)].



Με βάση τα παραπάνω οι υπολογισμοί που γίνονται από το ΟΣΚΑ είναι:

(α) Σύνθεση των διανυσμάτων των ροπών σχεδιασμού του υποστυλώματος.

(β) Προβολή της συνισταμένης των ροπών που υπολογίστηκε κατά το προηγούμενο βήμα, επάνω στον τοπικό άξονα 1 του πεδίλου.

(γ) Υπολογισμός του Ω για το αξονικό φορτίο P₁ και το αξονικό φορτίο P₂. Δηλαδή υπολογισμός των Ω₁(P₁) και Ω₁(P₂):

$$\Omega_{1}(\mathsf{P}_{1}) = \frac{|\mathsf{M}_{\mathsf{Rd1}}(\mathsf{P}_{1})|}{|\mathsf{M}_{1,\mathsf{Ed}}^{(1)}|} \qquad \Omega_{1}(\mathsf{P}_{2}) = \frac{|\mathsf{M}_{\mathsf{Rd1}}(\mathsf{P}_{2})|}{|\mathsf{M}_{1,\mathsf{Ed}}^{(2)}|}$$

Στο ακόλουθο σχήμα δίνονται τα απαραίτητα στοιχεία και για τον υπολογισμό στο τοπικό επίπεδο 2 του πεδίλου:



Όπου αντίστοιχα για τις εντασιακές καταστάσεις που αναλογούν στις αξονικές δυνάμεις P1 και P2 προκύπτουν:

$$\Omega_{2}(\mathsf{P}_{1}) = \frac{|\mathsf{M}_{\mathsf{Rd2}}(\mathsf{P}_{1})|}{|\mathsf{M}_{2,\mathsf{Ed}}^{(1)}|} \qquad \Omega_{2}(\mathsf{P}_{2}) = \frac{|\mathsf{M}_{\mathsf{Rd2}}(\mathsf{P}_{2})|}{|\mathsf{M}_{2,\mathsf{Ed}}^{(2)}|}$$

Έτσι για κάθε ένα από τα δύο επίπεδα κάμψης του πεδίλου στο τοπικό του σύστημα (άξονες 1 και 2), υπολογίζονται δύο τιμές για το Ω. Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν στις εντασιακές καταστάσεις λόγω σεισμού: (α) <u>Κατάσταση 1</u>: ($P_{,G+\Psi2Q}$ +extrP, $M_{2,G+\Psi2Q}$ +extrM₂, $M_{3,G+\Psi2Q}$ +extrM₃) και (β) <u>Κατάσταση 2</u>: ($P_{,G+\Psi2Q}$ -extrP, $M_{2,G+\Psi2Q}$ -extrM₂, $M_{3,G+\Psi2Q}$ -extrM₃). Η αξιοποίηση των τιμών αυτών για την εξαγωγή των μεγεθών σχεδιασμού του πεδίλου, σύμφωνα με τις συστάσεις του ΕK8, θα παρουσιαστεί παρακάτω.

Αριθμητικό παράδειγμα υπολογισμού του Ω

Έστω το μεμονωμένο πέδιλο του παρακάτω σχήματος το οποίο φέρει ένα υποστύλωμα:



Για το συγκεκριμένο πέδιλο θα υπολογιστούν οι συντελεστές Ω με βάση τη διαδικασία που παρουσιάστηκε πιο πάνω. Τα εντασιακά μεγέθη του υποστυλώματος για τις καταστάσεις G, Q και Ε είναι τα ακόλουθα:

<u>BHMA 1</u>. Υπολογισμός των εντασιακών καταστάσεων 1 και 2 για το φερόμενο υποστύλωμα: *Κατάσταση 1*: P₁=P_{C+W20}+extrP =-367.14+0.3•(-65.35)+304.54 =-82.205kN

$$M_{2,Ed}^{(1)} = M_{2,G+\psi2Q} + extrM_2 = -37.79 + 0.3 \cdot (-6.65) + 78.82 = 39.035 \text{kNm}$$

$$M_{3,Ed}^{(1)} = M_{3,G+\psi2Q} + extrM_3 = -5.68 + 0.3 \cdot (-1.14) + 109.48 = 103.46 kNm$$

Κατάσταση 2:
$$P_2 = P_{,G+\Psi_{2Q}}$$
-extr $P = -367.14 + 0.3 \cdot (-65.35) - 304.54 = -691.28 kN$
 $M_{2,Ed}^{(2)} = M_{2,G+\Psi_{2Q}}$ -extr $M_2 = -37.79 + 0.3 \cdot (-6.65) - 78.82 = -118.60 kNm$
 $M_{3,Ed}^{(2)} = M_{3,G+\Psi_{2Q}}$ -extr $M_3 = -5.68 + 0.3 \cdot (-1.14) - 109.48 = -115.50 kNm$

<u>BHMA 2</u>. Από το χώρο αντοχής της οπλισμένης διατομής του σκυροδέματος μπορούν να υπολογιστούν οι ροπές αντοχής στη διεύθυνση των τοπικών αξόνων 1 και 2 του πεδίλου. Αρχικά για τις ροπές αντοχής με διάνυσμα παράλληλο με τον τοπικό άξονα 1 του πεδίλου προκύπτουν (λόγω της συμμετρικής όπλισης της διατομής):

$$\begin{split} M^{+}_{Rd1}(P_{1}) &= M^{-}_{Rd1}(P_{1}) = 133.6 kNm \\ M^{+}_{Rd1}(P_{2}) &= M^{-}_{Rd1}(P_{2}) = 141.6 kNm \end{split}$$

Και αντίστοιχα οι ροπές αντοχής με διάνυσμα παράλληλο με τον τοπικό άξονα 2 είναι:

 $M_{Rd2}^{+}(P_{1}) = M_{Rd2}^{-}(P_{1}) = 109.54 \text{kNm}$ $M_{Rd2}^{+}(P_{2}) = M_{Rd2}^{-}(P_{2}) = 124.14 \text{kNm}$

<u>BHMA 3</u>. Από τα δύο προηγούμενα βήματα υπολογίστηκαν τα απαραίτητα δεδομένα, και έτσι μπορεί να γίνει ο τελικός υπολογισμός των απαιτούμενων συντελεστών Ω. Ο υπολογισμός του Ω₁ γίνεται με τη βοήθεια του ακόλουθου σχήματος και με την κάτωθι αλληλουχία υπολογισμών:



Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, η συνιστώσα της ροπής σχεδιασμού του υποστυλώματος που είναι παράλληλη με τον τοπικό άξονα 1 του πεδίλου, έχει την αρνητική φορά του συγκεκριμένου άξονα. Άρα ο συντελεστής Ω₁ θα πρέπει να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$\Omega_{1}\left(P_{1}\right) = \frac{\left|M_{Rd1}^{-}\left(P_{1}\right)\right|}{\left|M_{1Ed}^{(1)}\right|} = \frac{\left|133.6\right|}{\left|85.54\right|} = 1.57$$

Αντίστοιχα για την κατάσταση 2 προκύπτει:

$$\Omega_1 \left(P_2 \right) = \frac{\left| M_{\text{Rd1}}^- \left(P_2 \right) \right|}{\left| M_{1\text{Ed}}^{(2)} \right|} = \frac{\left| 141.56 \right|}{\left| 85.54 \right|} = 1.65$$

Ακολουθώντας τις οδηγίες του ΕΚ8 (εδάφιο 4.4.2.6(5)) η ζητούμενη τιμή του Ω₁ είναι η ελάχιστη από τις δύο παραπάνω τιμές. Δηλαδή:

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

$\Omega_{1} = 1.57$

Αντίστοιχη είναι και η διαδικασία υπολογισμού του συντελεστή Ω₂ η οποία στηρίζεται στο σχήμα που ακολουθεί:



$$\Omega_{2} = 1.56$$

Προηγουμένως παρουσιάστηκε η διαδικασία που ακολουθεί το ΟΣΚΑ για τον υπολογισμό της τιμής του Ω η οποία είναι απαραίτητη για τον υπολογισμό των σεισμικών μεγεθών σχεδιασμού για τα πέδιλα σύμφωνα με το εδάφιο 4.4.2.6(4) του ΕΚ8 (σχέση 4.30). Όπως είναι γνωστό, οι έλεγχοι των πεδίλων απαιτούν την γνώση της αντίδρασης που αναπτύσσεται στην διιεπιφάνεια τους με το έδαφος υπό την δράση των φορτίσεων σχεδιασμού. Στα πλαίσια της προσομοίωσης που κάνει το ΡΑΦ η αντίδραση αυτή συνίσταται από τις ροπές Μ1 και Μ2 κατά τις διευθύνσεις των δύο τοπικών του αξόνων, καθώς και από την κατακόρυφη αντίδραση (δύναμη) του εδάφους Pz (κατά την διεύθυνση του καθολικού άξονα Z). Οι αντιδράσεις αυτές αντιστοιχούν στις αντιδράσεις των αντίστοιχων ελατηρίων που το ΡΑΦ τοποθετεί στο κέντρο βάρους της επιφάνειας έδρασης (βλ. παράγραφο 8.6.2. του σχετικού εγχειριδίου τεκμηρίωσης). Αυτό σημαίνει – όπως τονίστηκε και στην παράγραφο 4.3.3 – ότι τα πέδιλα είναι δομικά στοιχεία τα οποία απαιτούν για τον έλεγχο τους τον υπολογισμό τριών μεγεθών έντασης. Τα μεγέθη αυτά για τους ελέγχους που γίνονται για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων παρουσιάζονται στους πίνακες 4.1 και 4.2, και είναι στην ουσία οι γνωστές τριάδες των πιθανών ακραίων και των αντίστοιχων ταυτόχρονων τιμών των μεγεθών M1, M2 και P2. Έτσι η σχέση (4.30) του ΕΚ8:

 $\mathsf{E}_{\mathsf{Fd}} = \mathsf{E}_{\mathsf{F},\mathsf{G}} + \gamma_{\mathsf{Rd}} \bullet \Omega \bullet \mathsf{E}_{\mathsf{F},\mathsf{E}}$

εφαρμόζεται για τις συγκεκριμένες τρείς αντιδράσεις των ελατηρίων που προσομοιώνουν την αντίδραση του εδάφους. Επομένως, ξεκινώντας από την ανάλυση του κτιρίου για τα μόνιμα φορτία G, για τα μεταβλητά φορτία Q και για τα σεισμικά φορτία E (και πιο συγκεκριμένα για ταυτόχρονη δράση του σεισμού κατά τις διευθύνσεις των καθολικών αξόνων X και Y) προκύπτουν οι εξής αντιδράσεις των τριών ελατηρίων:

- i) $\Lambda \dot{o} \gamma \omega G$: P_{,G} / M_{1,G} / M_{2,G}
- ii) <u>Λόγω Q</u>: P_{,Q} / M_{1,Q} / M_{2,Q}

iii) <u>Λόγω Ε</u>:

±extrP	$\pm M_{1,P}$	$\pm M_{2,P}$	
$\pm P_{,M1}$	$\pm extrM_1$	$\pm M_{2,M1}$	
$\pm P_{,M2}$	$\pm M_{1,M2}$	$\pm extrM_2$	

Για τον τελικό προσδιορισμό των μεγεθών σχεδιασμού για το πέδιλο βάσει των παραπάνω μεγεθών που προκύπτουν από την ανάλυση, αλλά και των τιμών του Ω που υπολογίστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο ακολουθείται η εξής διαδικασία:

- α) Συνδυάζονται τα μεγέθη λόγω G και λόγω Q, και έτσι προκύπτουν τα μεγέθη που αντιστοιχούν στο μη σεισμικό τμήμα του σεισμικού συνδυασμού δράσεων G+ψ₂Q±E (τα μεγέθη αυτά συμβολίζονται με τον δείκτη (F,G) στη σχέση (4.30) του EK8): P_{,G+ψ2Q} / M_{1,G+ψ2Q} / M_{2,G+ψ2Q}.
- β) Πολλαπλασιάζονται οι πιθανές ακραίες τιμές των ροπών ±extrM₁ και ±extrM₂ αφενός με το γ_{Rd} και αφετέρου με τους συντελεστές Ω₁ και Ω₂ αντίστοιχα. Οι πιθανές ταυτόχρονες τιμές των ροπών καθώς και οι τιμές των αξονικών φορτίων (ακραία και ταυτόχρονες) παραμένουν ως έχουν.
- γ) Σχηματίζονται οι τελικές 6 τριάδες των μεγεθών σχεδιασμού που δίνονται στον παρακάτω πίνακα (τονίζεται εδώ ότι η διαδικασία αυτή είναι ίδια είτε ο αντισεισμικός υπολογισμός γίνει με την ιδιομορφική μέθοδο φάσματος απόκρισης είτε με τη μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης):

	P _{,G+ψ2Q} + extrP	M _{1,G+ψ2Q} + M _{1,P}	$M_{2,G+\psi 2Q}$ + $M_{2,P}$
(1)			
(2)	P _{,G+ψ2Q} + P _{,M1}	$M_{1,G+\psi 2Q} + \gamma_{Rd} \bullet \Omega_1 \bullet extr M_1$	$M_{2,G+\psi 2Q}$ + $M_{2,M1}$
(3)	$P_{,G+\psi 2Q} + P_{,M2}$	$M_{1,G+\psi 2Q} + M_{1,M2}$	$M_{2,G+\psi 2Q} + \gamma_{Rd} \bullet \Omega_2 \bullet extrM_2$
(4)	P _{,G+ψ2Q} - extrP	M _{1,G+ψ2Q} - M _{1,P}	$M_{2,G^{+}\psi^{2}Q}$ - $M_{2,P}$
(5)	$P_{,G+\psi 2Q}$ - $P_{,M1}$	$M_{1,G^{+}\psi^{2}Q} - \gamma_{Rd} \bullet \Omega_{1} \bullet extrM_{1}$	$M_{2,G^+\psi 2Q}$ - $M_{2,M1}$
(6)	Ρ _{,G+ψ2Q} - Ρ _{,M2}	$M_{1,G+\psi 2Q}$ - $M_{1,M2}$	$M_{2,G+\psi 2Q}$ - $\gamma_{Rd} \bullet \Omega_2 \bullet extrM_2$

Β) Προσδιορισμός των αντοχών σχεδιασμού

Για τον υπολογισμό των αντοχών σχεδιασμού των υλικών κατασκευής του σώματος των πεδίλων (σκυρόδεμα, χάλυβας) αλλά και του εδάφους, χρησιμοποιούνται συγκεκριμένες τιμές για τους μερικούς συντελεστές ασφάλειας για τις οποίες ισχύουν τα εξής:

- Για τα υλικά κατασκευής του σώματος της θεμελίωσης (σκυρόδεμα, χάλυβας) ισχύουν οι γνωστές τιμές που χρησιμοποιούνται και στους ελέγχους δομικών στοιχείων ανωδομής.
- Για τον υπολογισμό της τιμής της αντοχής σχεδιασμού του εδάφους θεμελίωσης, διακρίνονται δυο περιπτώσεις. Η πρώτη αφορά στην περίπτωση κατά την οποία είναι διαθέσιμα στον μελετητή τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους και επομένως είναι δυνατός ο προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας με την βοήθεια καταλλήλων σχέσεων που είναι διαθέσιμες στην βιβλιογραφία. Στην περίπτωση αυτή ο ΕΚ7 [4] (Παράρτημα Α, Πίνακας Α.13) προτείνει τιμή για τον συντελεστή ασφάλειας για την αντοχή του εδάφους ίση με 1.4. Εναλλακτικά υπάρχει και η δυνατότητα να γίνει χρήση μερικών συντελεστών ασφαλείας για τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους (και η εκδοχή αυτή αναπτύσσεται στον ΕΚ7), δυνατότητα που όμως δεν δίνεται από το αντίστοιχο Ελληνικό Εθνικό προσάρτημα. Στην περίπτωση κατά την οποία δεν είναι διαθέσιμα στοιχεία για τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους, τότε θα πρέπει να γίνει εκτίμηση της τάσης σχεδιασμού από σχετικούς πίνακες ή από την εμπειρία που προκύπτει από γειτονικά έργα. Το ΟΣΚΑ υιοθετεί και τις δύο εκδοχές δηλαδή:

(α) την διαδικασία εισαγωγής από τον χρήστη της κατάλληλης τιμής της επιτρεπόμενης τάσης του εδάφους, με βάση τα στοιχεία που αυτός έχει για το έδαφος θεμελίωσης (ωστόσο το ΡΑΦ έχει ενσωματωμένους και πίνακες με τις τιμές των επιτρεπομένων τάσεων εδάφους σύμφωνα με διάφορους κανονισμούς που ισχύουν σε διάφορες χώρες). Στην περίπτωση αυτή η χρησιμοποιούμενη τιμή της επιτρεπόμενης τάσης έχει ενσωματωμένο το συντελεστή ασφαλείας, ενώ ο συνδυασμός φόρτισης με τον οποίο θα πρέπει να γίνει ο έλεγχος θα πρέπει να είναι ο συνδυασμός G+Q. Όσον αφορά στις επιτρεπόμενες τάσεις του σεισμικού συνδυασμού δράσεων, μπορεί να γίνει η παραδοχή ότι είναι κατά 50% μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες τάσεις λόγω στατικών φορτίων.

(β) την διαδικασία υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας του εδάφους κάτω από φορτιζόμενη επιφάνεια πεδίλου (ορθογωνικού ή κυκλικού) με βάση την εξίσωση του παραρτήματος D του EK7 [4]. Στην περίπτωση αυτή απαιτείται η γνώση της τιμής σχεδιασμού της γωνίας τριβής και της (εφόσον υπάρχει) συνοχής του εδάφους θεμελίωσης. Το PAΦ έχει ενσωματωμένους πίνακες με τιμές των συγκεκριμένων μεγεθών για διάφορες κατηγορίες εδάφους. Η παραπάνω διαδικασία αφορά στην περίπτωση του μη σεισμικού συνδυασμού δράσεων. Στην περίπτωση του σεισμικού συνδυασμού δράσεων, η φέρουσα ικανότητα του εδάφους υπολογίζεται όπως και στην περίπτωση του στατικού συνδυασμού δράσεων αλλά με συντελεστή ασφαλείας ίσο με 1 και όχι με 1.4.

5.5.2.2 Έλεγχος σε ανατροπή

Ο έλεγχος των πεδίλων σε ανατροπή εκτελείται για τους παρακάτω συνδυασμούς δράσεων:

- 1.1G+1.50Q [O.K.A. (EQU) → δυσμενής δράση των φορτίων G ΕΚ7 Παράρτημα Α, παρ.
 A.2)]
- 0.9G+1.50Q [O.K.A. (EQU) → ευμενής δράση των φορτίων G ΕΚ7 Παράρτημα Α, παρ.
 A.2)]
- Για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων (έξι επιμέρους συνδυασμοί).

Δηλαδή, ο έλεγχος σε ανατροπή γίνεται συνολικά για 8 συνδυασμούς δράσεων – 2 στατικούς και 6 σεισμικούς.

Το κριτήριο του ελέγχου σε ανατροπή είναι ο περιορισμός των εκκεντροτήτων e₁ και e₂. Η παράγραφος 6.5.4.1(P) του ΕΚ7 δίνει τα όρια εντός των οποίων θα πρέπει να περιορίζονται οι εκκεντρότητες σε ορθογωνικά πέδιλα:

$$e_1 < \frac{L_1}{3} \quad e_2 < \frac{L_2}{3}$$
 (5.70)

(Αντίστοιχως σε κυκλικά πέδιλα στο ίδιο εδάφιο συστήνεται όπως οι εκκεντρότητα να μην υπερβαίνει το 60% της ακτινας τους)

Όταν συνυπάρχουν εκκεντρότητες σε δυο διευθύνσεις το ΟΣΚΑ θέτει όριο για την ελάχιστη ενεργό επιφάνεια έδρασης (δηλαδή της επιφάνειας που δεν θεωρείται αδρανής) το 1/9 της συνολικής επιφάνειας έδρασης σύμφωνα με τη διεθνή βιβλιογραφία:

$$\mathbf{e}_{12} = \left(\frac{\mathbf{e}_1}{\mathbf{L}_1}\right)^2 + \left(\frac{\mathbf{e}_2}{\mathbf{L}_2}\right)^2 \le \frac{1}{9}$$
(5.71a)

$$\mathbf{e}_1 = -\frac{\mathbf{M}_2}{\mathbf{P}} \qquad \mathbf{e}_2 < \frac{\mathbf{M}_1}{\mathbf{P}} \tag{5.71\beta}$$

Κλείνοντας την αναφορά στον έλεγχο των πεδίλων σε ανατροπή, θα πρέπει να γίνει μία αναφορά στις περιπτώσεις στις οποίες αυτός απαιτείται και σε αυτές στις οποίες δεν απαιτείται, βάσει των παραδοχών του ΟΣΚΑ:

- Όταν το πέδιλο δεν συνδέεται με συνδετήριες δοκούς κατά την διεύθυνση και των δύο τοπικών του αξόνων τότε ο έλεγχος εκτελείται και για τον περιορισμό των εκκεντροτήτων στις δύο αυτές διευθύνσεις ξεχωριστά, και για τον περιορισμό της διπλής εκκεντρότητας.
- Όταν το πέδιλο συνδέεται με συνδετήρια δοκό κατά τη διεύθυνση ενός μόνον από τους δύο τοπικούς του άξονες τότε ο έλεγχος γίνεται για περιορισμό της εκκεντρότητας κατά την άλλη μόνον διεύθυνση (όπου είναι ελεύθερο) και όχι για περιορισμό της διπλής εκκεντρότητας.
- Όταν το πέδιλο συνδέεται με συνδετήριες δοκούς κατά τη διεύθυνση και των δύο τοπικών αξόνων του, τότε δεν εκτελείται κανένας έλεγχος περιορισμού των εκκεντροτήτων.

5.5.2.3 Έλεγχος υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους

Ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας του εδάφους ή ο έλεγχος θραύσης του εδάφους εκτελείται για τους παρακάτω συνδυασμούς δράσεων:

- G+Q όταν για την αντοχή του εδάφους χρησιμοποιείται η επιτρεπόμενη τάση του εδάφους,
- 1.35G+1.50Q όταν για την αντοχή του εδάφους χρησιμοποιείται η σχέση από την οποία υπολογίζεται η φέρουσα ικανότητα (ΕΚ7 Παράρτημα D).
- Για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων (έξι επιμέρους συνδυασμοί).

Δηλαδή, ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας του εδάφους γίνεται συνολικά για 7 συνδυασμούς δράσεων – 1 στατικό και 6 σεισμικούς.

Για τον υπολογισμό των τάσεων που αναπτύσσονται στην διιεπιφάνεια εδάφους-πεδίλου γίνεται η παραδοχή ομοιόμορφης κατανομής (παραδοχή Meyerhof) με ταυτόχρονη θεώρηση μειωμένης ενεργής επιφάνειας έδρασης. Ο υπολογισμός αυτός έχει περιγραφεί αναλυτικά στην παράγραφο 8.6.2. του εγχειρίδιου θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΡΑΦ. Εδώ απλώς παρατείθεται η σχέση υπολογισμού των ενεργών τάσεων:

 $\sigma_{_{αναπτ}} = \frac{P}{\left[L_1 - 2 \cdot |M_2/P|\right] \cdot \left[L_2 - 2 \cdot |M_1/P|\right]}$ (Όπου P, M₁, M₂ είναι οι αντιδράσεις των ελατηρίων του πεδίλου) (5.72)

Σε περίπτωση κατά την οποία για κάποιον από τους ελεγχόμενους σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων προκύψει ανύψωση του πεδίλου (αρνητική–εφελκυστική τάση), τότε αυτό αναγράφεται στα αποτελέσματα ελέγχου του συγκεκριμένου συνδυασμού και δεν εκτελούνται οι υπόλοιποι έλεγχοι για αυτόν. Όμως όλοι οι έλεγχοι για τους υπόλοιπους συνδυασμούς εκτελούνται κανονικά.

5.5.2.4 Έλεγχος αντοχής του σώματος του πεδίλου

Ο έλεγχος αντοχής του σώματος του πεδίλου, αφορά τους ελέγχους των πτερυγίων του πεδίλου σε κάμψη, διάτμηση και διάτρηση. Οι έλεγχοι αυτοί εκτελούνται για τους εξής συνδυασμούς δράσεων:

- 1.35G+1.50Q [O.K.A. (STR/GEO) → EK7 Παράρτημα Α, παρ. Α.3 – Set Α1)]

Για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων (έξι επιμέρους συνδυασμοί).

Δηλαδή εκτελούνται συνολικά για 7 συνδυασμούς δράσεων – 1 στατικό και 6 σεισμικούς.

Η περιγραφή της διαδικασίας των ελέγχων αυτών παρουσιάζεται στις ακόλουθες παραγράφους.

Έλεγχος σε κάμψη

Ο έλεγχος ξεκινά με τον υπολογισμό των προβόλων επί των οποίων θα υπολογιστούν οι καμπτικές ροπές που επιπονούν το πέδιλο. Στην γενική περίπτωση του πεδίλου με την διπλή εκκεντρότητα, ορίζονται τέσσερις πρόβολοι. Δυο κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα 1 του πεδίλου και δυο κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα 2. Οι πρόβολοι που ορίζονται σε κάθε μια από τις δυο διευθύνσεις δεν έχουν το ίδιο μήκος.





Επομένως ο έλεγχος ανά διεύθυνση θα πρέπει να γίνει με το πρόβολο που έχει το μεγαλύτερο μήκος, δεδομένου ότι αυτός δίνει και τις μεγαλύτερες ροπές (βλέπε παραπάνω σχήμα). Έτσι για τον έλεγχο των καμπτικών ροπών M₂ (δηλαδή για τον έλεγχο της επάρκειας των ράβδων οπλισμού που είναι παράλληλες με τον άξονα 1) του πεδίλου χρησιμοποιείται ο πρόβολος L_{d1} το μήκος του οποίου είναι:

$$L_{d1} = \max\{L_{x1}, L_{x2}\} + 0.15$$
(5.73)

Το 0.15 με το οποίο αυξάνεται το μήκος προβόλου στην παραπάνω σχέση, λαμβάνει υπόψη την μικρή κατασκευαστική διαπλάτυνση του λαιμού του πεδίλου (συνήθως περίπου 5 εκατοστά), αλλά και το ότι συνίσταται μία αύξηση 10 εκατοστών για το υπολογιστικό μήκος του προβόλου.

Αντίστοιχα, για τον έλεγχο των καμπτικών ροπών M₁ (δηλαδή για τον έλεγχο της επάρκειας των ράβδων οπλισμού που είναι παράλληλες με τον άξονα 2) του πεδίλου χρησιμοποιείται ο πρόβολος L_{d2} το μήκος του οποίου είναι:

$$L_{d2} = max \{ L_{y1}, L_{y2} \} + 0.15$$

(5.74)

Επόμενο βήμα αποτελεί ο υπολογισμός του φορτίου των προβόλων με το οποίο θα υπολογιστούν οι καμπτικές ροπές σχεδιασμού. Όπως και στην περίπτωση του ελέγχου θραύσης του εδάφους, γίνεται η παραδοχή του μειωμένου ενεργού πλάτους της επιφάνειας θεμελίωσης. Έτσι αφενός λαμβάνονται υπόψη οι εκκεντρότητες των φορτίων του πεδίλου, και αφετέρου δίνεται η δυνατότητα θεώρησης ομοιόμορφων τάσεων στην διιεπιφάνεια εδάφους – πεδίλου. Ο υπολογισμός γίνεται με την βοήθεια του παρακάτω σχήματος:



Σχήμα 5.15 Υπολογισμός των καμπτικών ροπών για τον έλεγχο του σώματος του πεδίλου σε κάμψη.

Ο συντελεστής 1.05 με τον οποίο υπολογίζονται οι ροπές του παραπάνω σχήματος, απαιτείται προκειμένου να ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι ο υπολογισμός γίνεται με την θεώρηση ομοιόμορφων τάσεων, και όχι τάσεων με γραμμικό νόμο μεταβολής (βλ. π.χ. [8], [11]). Υπενθυμίζεται ότι οι τάσεις σ_{αναπτ} υπολογίζονται από τη σχέση (5.72). Οι ροπές του σχήματος 5.15 θα πρέπει να συγκριθούν με τις ροπές αντοχής των κρισίμων διατομών του πεδίλου οι οποίες εισάγονται ως δεδομένα στο ΟΣΚΑ από το ΡΑΦ, με βάση τα γεωμετρικά στοιχεία και τον οπλισμό του πεδίλου (βλέπε σχήμα 5.14).

Το τελικό εξαγόμενο του ελέγχου είναι οι λόγοι εξάντλησης της αντοχής των κρίσιμων διατομών ελέγχου του πεδίλου για τους 7 συνδυασμούς φόρτισης. Οι λόγοι εξάντλησης ορίζονται γενικώς ως εξής:

$$CR_{M1fd} = M_{1fd} / M_{Rd1}$$
(5.75a)

$$CR_{\text{M2fd}}=M_{\text{2fd}}\left/M_{\text{Rd2}}\right.$$

Έλεγχος σε διάτμηση

(5.75β)

Ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται με διαδικασία ανάλογη αυτής των στοιχείων χωρίς οπλισμό διάτμησης όπως περιγράφεται 6.2.2 του ΕΚ2. Τα πέδιλα είναι στοιχεία τα οποία κατά κανόνα προτιμάται να διαστασιολογούνται κατά τέτοιο τρόπο έτσι ώστε η τέμνουσα σχεδιασμού να παραλαμβάνεται από το σκυρόδεμα. Έτσι το ΟΣΚΑ εκτελεί τον έλεγχο με το κριτήριο αυτό. Επομένως αν προκύψει κάποιο πέδιλο ανεπαρκές σε τέμνουσα τότε συστήνεται η αύξηση του ύψους Η (βλ. σχήμα 5.14) και όχι η τοποθέτηση οπλισμού διάτμησης. Το ΟΣΚΑ εκτελεί τον έλεγχο σε διάτμηση στη διατομή του πεδίλου στην οποία εκτελείται και ο έλεγχος σε κάμψη όπως περιγράφεται στα σχήματα 5.14 και 5.15. Ο υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής V_{Rd,c} γίνεται με βάση τη γενική σχέση:

$$V_{Rd,c} = A \cdot b_{w} \cdot d \tag{5.76}$$

$$A = \min\left\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{L} \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \left[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \right] \right\}$$
(5.77a)

$$C_{\text{Rd},c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$
(5.77 β)

$$k = \min\left\{1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2\right\}$$
(5.77 γ)

$$\rho_{\rm L} = \frac{A_{\rm sl}}{b_{\rm w} \cdot d} \le 0.02 \tag{5.77\delta}$$

όπου:

A_{sl} είναι το εμβαδόν του εφελκυόμενου οπλισμού που εκτείνεται σε απόσταση ≥ (I_{bd} +d) πέρα από τη θεωρούμενη διατομή.

b_w είναι το ελάχιστο πλάτος της διατομής στην εφελκυόμενη ζώνη [mm]

d είναι το στατικό ύψος της διατομής.

V_{Rd,c} σε [N]

Η εφαρμογή της σχέσης αυτής στην περίπτωση των πεδίλων γίνεται σε δύο διευθύνσεις για τους δύο προβόλους του σχήματος 5.15, και είναι προσαρμοσμένη στην παραδοχή του μειωμένου ενεργού πλάτους. Έτσι το πλάτος b_w εξαρτάται από τις εκκεντρότητες e₁ και e₂. Αυτό σημαίνει ότι ο υπολογισμός των αντοχών εξαρτάται από τον εξεταζόμενο συνδυασμό φόρτισης:

$$V_{Rd,c_{1}} = \left[\min\left\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k_{(1)} \cdot (100 \cdot \rho_{L1} \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \left[0.035 \cdot k_{(1)}^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \right] \right\} \right] \cdot \left[L_{2} - 2 \cdot |e_{2}| \right] \cdot d_{1}$$
(5.78a)

$$V_{Rd,c_{2}} = \left[\min\left\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k_{(2)} \cdot (100 \cdot \rho_{L2} \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \left[0.035 \cdot k_{(2)}^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \right] \right\} \right] \cdot \left[L_{1} - 2 \cdot |e_{1}| \right] \cdot d_{2}$$
(5.78β)

Όσον αφορά στις υπόλοιπες παραμέτρους που υπεισέρχονται στις παραπάνω σχέσεις ισχύουν τα εξής:

$$\mathbf{d}_{1} = \mathbf{H} - \left(\mathbf{H}_{cov} + \frac{\mathbf{D}_{b1}}{2}\right) \tag{5.79a}$$

$$d_2 = H - \left(H_{cov} + D_{b1} + \frac{D_{b2}}{2}\right)$$
(5.79β)

$$\rho_{L1} = \frac{A_{s1}}{d_1 \cdot L_2} \tag{5.80\alpha}$$

$$\rho_{L2} = \frac{A_{s2}}{d_2 \cdot L_1}$$
(5.80β)

Όσον αφορά στις τέμνουσες σχεδιασμού (δράσεις), αυτές με βάση το σχήμα 5.15 είναι:

$$V_{1fd} = 0.95 \cdot \sigma_{ava\pi\pi} \cdot (L_2 - 2 \cdot e_2) \cdot L_{d1}$$
(5.81a)

$$V_{2fd} = 0.95 \cdot \sigma_{ava\pi\tau} \cdot (L_1 - 2 \cdot e_1) \cdot L_{d2}$$
(5.81β)

Ο συντελεστής 0.95 με τον οποίο υπολογίζονται οι τέμνουσες σχεδιασμού απαιτείται προκειμένου να ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι ο υπολογισμός γίνεται με την θεώρηση ομοιόμορφων τάσεων, και όχι τάσεων με γραμμικό νόμο μεταβολής (βλ. π.χ. [8], [11]).

Το τελικό εξαγόμενο του ελέγχου είναι οι λόγοι εξάντλησης της αντοχής των κρίσιμων διατομών ελέγχου του πεδίλου για τους 7 συνδυασμούς φόρτισης. Οι λόγοι εξάντλησης ορίζονται γενικώς ως εξής:

$$CR_{V1fd} = V_{1fd} / V_{Rd1_1}$$
(5.82a)

 $CR_{V2fd} = V_{2fd} / V_{Rd1_2}$ (5.82β)

Ο έλεγχος των πεδίλων σε διάτμηση εκτελείται όταν είτε δεν συντρέχουν στις πλευρές του πεδίλου συνδετήριες δοκοί (ή τοιχώματα υπογείου), ή οι δοκοί αυτές έχουν ύψος μικρότερο ή ίσο με το ύψος του πεδίλου.

5.5.3 Έλεγχοι των τοιχωμάτων υπογείου

Όπως τονίστηκε και στην παράγραφο 5.5.1. τα τοιχώματα υπογείου αποτελούν για το ΟΣΚΑ ξεχωριστή κατηγορία στοιχείων, όπως άλλωστε φαίνεται και από την μελέτη του πίνακα 3.1. Τα τοιχώματα υπογείου διακρίνονται σε τοιχώματα υπογείου με έδραση (τα οποία είναι σε επαφή με το έδαφος θεμελίωσης) και σε τοιχώματα υπογείου χωρίς έδραση (με τα οποία προσομοιώνονται τα τοιχώματα όλων των υπογείων ορόφων πλήν αυτών που είναι σε επαφή με το έδαφος).

5.5.3.1 Έλεγχος εδραζόμενων τοιχωμάτων υπογείου

Οι έλεγχοι που κάνει το ΟΣΚΑ για τα εδραζομενα τοιχώματα υπογείου είναι οι εξής:

(α) Έλεγχος σε κάμψη του τοιχώματος με θεώρηση του ως υψίκορμη πεδιλοδοκό με συμμετρικό ή ασύμμετρο πέλμα.

Πρόκεται για έλεγχο σε μονοαξονική κάμψη η οποία οφείλεται αφενώς στην καταπόνηση του τοιχώματος από τα φορτία της πλάκας του υπογείου ορόφου, και αφετέρου στην συνεχή ελαστική του έδραση. Είναι ένας κλασσικός έλεγχος σε κάμψη όπως ακριβώς εκτελείται για τις δοκούς σε όλες του τις λεπτομέρειες (βλ. παράγραφο 5.3.1. του παρόντος εγχειριδίου).

(β) Έλεγχος σε διάτμηση του τοιχώματος με θεώρηση του ως υψίκορμη πεδιλοδοκό.

Είναι ο έλεγχος που μαζί με τον προηγούμενο συμπληρώνει την κατηγορία ελέγχων του τοιχώματος για τη λειτουργία του ως ελαστικώς εδραζόμενη δοκός. Ακολουθώντας την κλασσική μεθοδολογία του ΟΣΚΑ, λαμβάνεται ως λωρίδα διάτμησης μόνον ο κορμός του τοιχώματος σύμφωνα με το σχήμα 5.4 για τις διατομές Τ. Κατά τα λοιπά, ο έλεγχος εκτελείται ακριβώς όπως για τις δοκούς (βλ. παράγραφο 5.3.2. του παρόντος εγχειρίδιου και τον πίνακα 5.2). Διευκρινίζεται απλώς εδώ ότι ως οπλισμός διάτμησης για τον συγκεκριμένο έλεγχο, λαμβάνονται οι κατακόρυφες ράβδοι της σχάρας του κορμού του τοιχώματος.

(γ) <u>Έλεγχος πτερυγίων του πέλματος και έλεγχος τάσεων στη διιεπιφάνεια εδάφους-</u> τοιχώματος.

Πρόκειται για μία κατηγορία ελέγχων που αφορούν στον έλεγχο του οπλισμού που τοποθετείται στην κάτω ίνα του πέλματος του τοιχώματος (και αποτελείται από ράβδους κάθετες στην διαμήκη διεύθυνση του), αλλά και στον έλεγχο υπέρβασης ή όχι των αναπτυσσόμενων τάσεων εδάφους. Οι έλεγχοι αυτοί γίνονται όπως ακριβώς και για τις πεδιλοδοκούς, όπως περιγράφεται στην παράγραφο 5.3.4. του παρόντος εγχειριδίου για τους ειδικούς ελέγχους πεδιλοδοκών.

(δ) Έλεγχος του τοιχώματος για λειτουργία δίσκου.

Ο έλεγχος αυτός αφορά στην λειτουργία του τοιχώματος ως δίσκου ο οποίος παραλαμβάνει τις τέμνουσες δυνάμεις οι οποίες λόγω της σεισμικής δράσης θα πρέπει να μεταφερθούν από την ανωδομή στη θεμελίωση. Οι τέμνουσες αυτές έχουν διεύθυνση παράλληλη με τον τοπικό άξονα 1 της διατομής του τοιχώματος. Είναι δηλαδή οριζόντιες δυνάμεις παράλληλες με το καθολικό επίπεδο X-Y (βλ. σχήμα 5.16). Με τον έλεγχο αυτό ελέγχεται η επάρκεια των οριζόντιων ράβδων της σχάρας του κορμού. Η διαδικασία του συνίσταται από:

τον υπολογισμό των οριζόντιων τεμνουσών (δράσεων) του τοιχώματος,

τον υπολογισμό της αντοχής του τοιχώματος όσον αφορά στην παραλαβή των τεμνουσών αυτών,

την σύγκριση των τιμών αντοχής και δράσης, και την εξαγωγή του σχετικού λόγου εξάντλησης.

Ο υπολογισμός των οριζοντίων τεμνουσών του τοιχώματος γίνεται με βάση το υπολογιστικό προσομοίωμα που χρησιμοποιεί το ΡΑΦ για την προσομοίωση των τοιχωμάτων υπογείου. Πιο συγκεκριμένα, όπως παρουσιάζεται και στην παράγραφο 8.6.4. του εγχειριδίου τεκμηρίωσης του ΡΑΦ (Σχ. 8.35) – βλ. επίσης [6] – το υπολογιστικό αυτό προσομοίωμα περιλαμβάνει μεταξύ των άλλων και δύο διαγώνιες ράβδους, σκοπός των οποίων είναι η προσομοίωση της δυστμησίας του τοιχώματος για τέμνουσες παράλληλες με τον τοπικό άξονα 1 του στοιχείου. Έτσι ο υπολογισμός των ζητουμένων τεμνουσών γίνεται από τις αξονικές δυνάμεις των συγκεκριμένων ράβδων. Η διαδικασία του υπολογισμού γίνεται με βάση το ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 5.16 Υπολογισμός των οριζοντίων τεμνουσών δυνάμεων που καταπονούν τα τοιχώματα υπογείου.

Παρατηρήσεις:

- Ο δείκτης ν αντιστοιχεί στο συνδυασμό G+ ψ_2 Q.
- Ο ορισμός του συνδυασμού G+ψ₂Q+E, και του συνδυασμού G+ψ₂Q-E γίνεται με βάση το πρόσημο της αξονικής δύναμης της ράβδου ΔL. Δηλαδή, ο σεισμός χαρακτηρίζεται ως «θετικός» και άρα (+E) όταν η S_{dL,E} εισάγεται στον υπολογισμό της V_H με το θετικό της πρόσημο, δηλ. ως εφελκυστική.
- Οι σχέσεις υπολογισμού της V_H που δίνονται στο παραπάνω σχήμα είναι σε διανυσμάτική μορφή. Η μορφή με την οποία γίνονται οι υπολογισμοί είναι:

$$V_{H,v+E} = \left| \left[S_{dR,v} - \left| S_{dR,E} \right| \right] \cdot \cos\alpha + \left| \left[S_{dL,v} + \left| S_{dL,E} \right| \right] \cdot \cos\alpha \right]$$

$$V_{H,v-E} = \left| \left[S_{dR,v} + \left| S_{dR,E} \right| \right] \cdot \cos\alpha + \left| \left[S_{dL,v} - \left| S_{dL,E} \right| \right] \cdot \cos\alpha \right]$$
(5.83*a*)
(5.83*b*)

(ε) Έλεγχος του τοιχώματος για λειτουργία πλάκας.

Πρόκειται για τον έλεγχο αντοχής του τοιχώματος υπό την επίδραση των ωθήσεων των γαιών οι οποίες το καταπονούν κάθετα στο επίπεδό του. Το προσομοίωμα που χρησιμοποιείται από το ΡΑΦ/ΟΣΚΑ για τον υπολογισμό των καμπτικών ροπών που αναπτύσσονται λόγω της δράσης των γαιών δίνεται σχήμα 5.17 (βλ. και παράγραφο 8.6.4. εγχειριδίου θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΡΑΦ).

Ο υπολογισμός των οριζοντίων ωθήσεων των γαιών γίνεται ξεχωριστά για τον στατικό συνδυασμό δράσεων 1.35G+1.50Q, και ξεχωριστά για τον σεισμικό συνδυασμό G+ψ₂Q+E. Όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.17, για τον υπολογισμό των οριζοντίων ωθήσεων που δρούν επί του τοιχώματος, το ΟΣΚΑ μπορεί να λάβει υπόψη και την επιρροή εξωτερικού συνεχούς ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους q_{ext} το οποίο θεωρείται ως κινητό φορτίο. Έτσι ο υπολογισμός των τραπεζοειδούς μορφής οριζοντίων φορτίων του τοιχώματος λόγω της ώθησης των γαιών γίνεται με βάση τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\Sigma \text{tatikós suvduas más source} \quad q_{i,stat} = 1.35 \cdot \left[\gamma_{\epsilon \delta} \cdot h_i \cdot K_h \right] + 1.50 \cdot \left[q_{ext} \cdot K_h \right]$$

$$(5.84\alpha)$$

 $\Sigma \epsilon_{i\sigma} \psi_{iseism} = \begin{bmatrix} \gamma_{\epsilon \delta} \cdot h_{i} \cdot K_{h} \end{bmatrix} + \psi_{2} \cdot \begin{bmatrix} q_{ext} \cdot K_{h} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \gamma_{\epsilon \delta} \cdot h_{i} \cdot K_{he} \end{bmatrix}$ (5.84b)

Στις παραπάνω σχέσεις ο δείκτης i, λαμβάνει τις τιμές a ή b όταν οι τιμές των φορτίων αντιστοιχούν στην κεφαλή του τοίχου ή στον πόδα του αντίστοιχα (βλ. σχήμα 5.17).

 $γ_{ε \delta}$ είναι το φαινόμενο βάρος του εδάφους σε kN/m³.

Όσον αφορά στον συντελεστή οριζοντίων ενεργών ωθήσεων λόγω στατικών φορτίων, αυτός υπολογίζεται από τη σχέση (βλ. π.χ. [12]):

$$K_{h} = \frac{\cos^{2}(\varphi + \alpha)}{\cos^{2}\alpha \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right]^{2}}$$
(5.85)

Στην παραπάνω σχέση:

φ είναι η εσωτερική γωνία τριβής του εδάφους

α είναι η γωνία που σχηματίζει το τοίχωμα του υπογείου με την κατακόρυφο, και είναι ίση με 0°.

β είναι η γωνία της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια διεύθυνση.

δ είναι η γωνία τριβής μεταξύ του εδάφους και του τοίχου.

Όλα τα παραπάνω δεδομένα εισάγονται στο ΟΣΚΑ από το ΡΑΦ.

Η αντίστοιχη σχέση που χρησιμοποιεί το ΟΣΚΑ για τον υπολογισμό του συντελεστή των ενεργών ωθήσεων λόγω σεισμικής φόρτισης (δηλ. του συντελεστή K_{he}) είναι η σχέση που προκύπτει από τη μέθοδο των Mononobe-Okabe (βλ. π.χ. [20] – Παράρτημα Ε).





Ο έλεγχος επάρκειας του τοιχώματος με τον οπλισμό του έναντι των ροπών κάμψης λόγω των ωθήσεων των γαιών παραγματοποιείται σε πέντε σημεία καθ' ύψος. Για τον λόγο αυτό υπολογίζονται οι ροπές – δράσεις καθώς και οι αντίστοιχες αντοχές στα σημεία αυτά.

Η ως άνω περιγραφόμενη διαδικασία παρουσιάζεται παρακάτω με ένα αριθμητικό παράδειγμα (οι συμβολισμοί των παραμέτρων του προβλήματος είναι συμβατοί με το σχήμα 5.17, και ειδικότερα το μοντέλο Β του σχήματος αυτού).

L _w =	3,5	t _w =	0,25	H=	5	b _w =	1,45
e _α =	1,2	α=	0	β=	0	δ=	0
φ=	20	γ _{εδ} =	4	h _a =h ₂ =	3	h _b =h ₁ +h ₂ =	8
q _{ext} =	10	E=	29000000	l=(t _w ³ •1)/12=	0,001302	Κ _φ =	22656,25
K _h =	0,49	q _{a,stat} =	15,30	q _{a,seism} =	14,57	M _{Rd+} =	59,39
K _{he} =	0,601	q _{b,stat} =	28,53	q _{b,seism} =	36,39	M _{Rd-} =	59,39





Όπως παρατηρείται στο παραπάνω σχήμα, στην περιοχή σύνδεσης του κορμού και του πέλματος, προκύπτει η ανάγκη τοποθέτησης επιπλέον ράβδων οπλισμού (πέραν των υπαρχόντων κατακορύφων ράβδων της σχάρας) λόγω της μεγάλης ροπής που αναπτύσσεται από τις κατακόρυφες τάσεις του εδάφους. Για τον λόγο αυτό το ΡΑΦ/ΟΣΚΑ δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να προσθέσει μέσω του γραφικού περιβάλλοντος του προγράμματος, τον επιπλέον αυτόν οπλισμό ο οποίος συνυπολογίζεται κατά τον υπολογισμό της ροπής αντοχής σε μονοαξονική κάμψη του τοιχώματος στην συγκεκριμένη περιοχή. Ο οπλισμός αυτός τοποθετείται ελεύθερα από το χρήστη σε όποια περιοχή κρίνει ότι απαιτείται.

5.5.3.2 Έλεγχος μη εδραζόμενων τοιχωμάτων υπογείου

Οι έλεγχοι που εκτελεί το ΟΣΚΑ για τα τοιχώματα υπογείου που δεν είναι εδραζόμενα είναι οι ακόλουθοι και εκτελούνται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο όπως εκτελούνται και για τα εδραζόμενα τοιχώματα:

(α) Έλεγχος του τοιχώματος για λειτουργία δίσκου.

(β) Έλεγχος του τοιχώματος για λειτουργία πλάκας.

Όπως είναι κατανοητό, απουσιάζουν οι έλεγχοι οι οποίοι είναι συνυφασμένοι με την λειτουργία ενός ελαστικώς εδραζόμενου στοιχείου.

5.6 Κομβοι δοκών-υποστυλωμάτων

ΓΕΝΙΚΑ

Ο έλεγχος αντοχής των κόμβων είναι μία διαδικασία που εισάγεται από τον ΕΚ8 σε αντίθεση με τον ΕΑΚ/2000 ο οποίος δεν προβλέπει μία τέτοια διαδικασία. Πιο συγκεκριμένα ο ΕΚ8 προβλέπει στις διατάξεις του, τον έλεγχο και την λήψη ειδικών μέτρων για την προστασία των κόμβων κύριων σεισμικών δοκών και υποστυλωμάτων από την ένταση η οποία αναπτύσεται στο κτίριο κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Και στην συγκεκριμένη περίπτωση γίνεται διάκριση μεταξύ των κτιρίων ΚΠΜ και ΚΠΥ. Έτσι για τους κόμβους κτιρίων ΚΠΜ οι σχετικές

οδηγίες δίνονται στην παράγραφο 5.4.3.3, ενώ για τους κόμβους κτιρίων ΚΠΥ στις παραγράφους 5.5.2.3 και 5.5.3.3.

ΚΟΜΒΟΙ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΠΜ

Για τους κόμβους κτιρίων ΚΠΜ ο ΕΚ8 στην παράγραφο 5.4.3.3 δίνει κατασκευαστικές οδηγίες και δεν επιβάλλει κανενός τύπου υπολογισμό. Οι οδηγίες αυτές είναι οι εξής:

(α) Προβλέπεται η τοποθέτηση οριζόντιου οπλισμού περίσφιγξης (συνδετήρες) όχι λιγότερου από αυτόν που τοποθετείται για λόγους περίσφιγξης στα υποστυλώματα άνω και κάτω του κόμβου. Με άλλα λόγια προβλέπεται η τοποθέτηση συνδετήρων κατ' ελάχιστο όσων και στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων που συντρέχουν στον κόμβο. Ο συγκεκριμένος οπλισμός υπολογίζεται με βάση τις διατάξεις των εδαφίων 5.4.3.2.2(8)-(11) για τα υποστυλώματα.

<u>Εξαίρεση</u>: Εφόσον <u>και</u> στις τέσσερεις πλευρές του κόμβου συντρέχουν δοκοί με πλάτος ίσο τουλάχιστον με (3/4) της διάστασης της διατομής του υποστυλώματος παράλληλα προς το πλάτος αυτό, τότε η απόσταση του οπλισμού περίσφιγξης του κόμβου μπορεί να διπλασιαστεί σε σχέση με την αντίστοιχη απόσταση του οπλισμού περίσφιγξης των συντρεχόντων υποστυλωμάτων, αλλά σε κάθε περίπτωση δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 150mm.

(β) Θα πρέπει να τοποθετείται μία τουλάχιστον κατακόρυφη ράβδος (ανάμεσα στις γωνιακές ράβδους των υποστυλωμάτων) σε κάθε πλευρά του κόμβου.

ΚΟΜΒΟΙ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΠΥ

Για τους κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων σε κτίρια ΚΠΥ επιβάλλεται η κάτωθι υπολογιστική διαδικασία ελέγχου (η διαδικασία αυτή θα πρέπει να εκτελεστεί σε δύο διευθύνσεις οι οποίες στο ΟΣΚΑ καθορίζονται από τους τοπικούς άξονες του υποκείμενου υποστυλώματος). Επιπλέον ισχύουν και οι κατασκευαστικές οδηγίες που παρουσιάστηκαν παραπάνω για τους κόμβους κτιρίων ΚΠΜ.

Διαδικασία ελέγχου

Η βασική σχέση με την οποία γίνεται ο έλεγχος της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος στους κόμβους είναι η σχέση (5.33) που δίνεται στο εδάφιο 5.5.3.3(2) του ΕΚ8:

Εσωτερικοί κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων

$$V_{jhd} \le \eta \cdot f_{cd} \cdot \left(\sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \right) \cdot b_j \cdot h_{jc}$$
(5.86)

Εξωτερικοί κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων

$$V_{jhd} \le 0.8 \cdot \left[\eta \cdot f_{cd} \cdot \left(\sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}} \right) \cdot b_j \cdot h_{jc} \right]$$
(5.87)

Στις παραπάνω σχέσεις το V_{jhd} είναι η οριζόντια τέμνουσα που δρα στον πυρήνα του κόμβου και δίνεται από τις εξής σχέσεις του εδαφίου 5.5.2.3(2):

Εσωτερικοί κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων
$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_C$$
(5.88)

Εξωτερικοί κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_{C}$$
(5.89)

Ακολούθως δίνεται η επεξήγηση των όρων που υπεισέρχονται στις παραπάνω σχέσεις:

- $-\eta = 0.6 \cdot [1 (f_{ck}/250)]$
- f_{ck} η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής του σκυροδέματος σε MPa.
- f_{cd} η τιμή σχεδιασμού αντοχής του σκυροδέματος σε θλίψη.
- ν_d η ανηγμένη αξονική δύναμη του υπερκείμενου υποστυλώματος.
- b_j το δρων πλάτους κόμβου που υπολογίζεται μέσω των παρακάτω σχέσεων:

$$\mathsf{E} \dot{\alpha} \mathsf{v} \ \mathsf{b}_{\mathsf{c}} \mathsf{>} \mathsf{b}_{\mathsf{w}} \not\rightarrow \mathsf{b}_{\mathsf{j}} = \min \left\{ \mathsf{b}_{\mathsf{c}} \ ; \ (\mathsf{b}_{\mathsf{w}} + 0.5 \cdot \mathsf{h}_{\mathsf{c}}) \right\}$$

 $\mathsf{E} \acute{\alpha} \mathsf{v} \ \mathsf{b}_{\mathsf{c}} < \mathsf{b}_{\mathsf{w}} \rightarrow \mathsf{b}_{\mathsf{j}} = \min \left\{ \mathsf{b}_{\mathsf{w}} \ ; \left(\mathsf{b}_{\mathsf{c}} + 0.5 \cdot \mathsf{h}_{\mathsf{c}} \right) \right\}$

- h_{jc} είναι η απόσταση μεταξύ των ακραίων στρώσεων οπλισμού του κάτω υποστυλώματος.
- − A_{s1} η διατομή του άνω οπλισμού των δοκών.
- Α_{s2} η διατομή του κάτω οπλισμού των δοκών.
- V_c είναι η τέμνουσα δύναμη του υπερκείμενου υποστυλώματος λόγω του σεισμικού συνδυασμού δράσεων.
- γ_{Rd} ο συντελεστής υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης από παραμόρφωση του χάλυβα που λαμβάνεται ίσος με 1.20.



Ελάχιστο εμβαδό οριζόντιων συνδετήρων κόμβου

Σύμφωνα με το εδάφιο 5.5.3.3(3) θα πρέπει να τοποθετείται σε κάθε κόμβο ένα ελάχιστο εμβαδό οριζοντίων συνδετήρων προκειμένου να επιτευχθεί επαρκής περίσφιγξη. Η προτεινόμενη σχέση μέσω της οποίας υπολογίζεται το συγκεκριμένο εμβαδόν είναι η εξής:

$$\mathbf{A}_{sh} \geq \left\{ \frac{\left[\mathbf{V}_{jhd} / \left(\mathbf{b}_{j} \cdot \mathbf{h}_{jc} \right) \right]^{2}}{\mathbf{f}_{ctd} + \mathbf{v}_{d} \cdot \mathbf{f}_{cd}} - \mathbf{f}_{ctd} \right\} \cdot \left(\frac{\mathbf{b}_{j} \cdot \mathbf{h}_{jw}}{\mathbf{f}_{ywd}} \right)$$
(5.90)

Όσον αφορά στους όρους που υπεισέρχονται στην παραπάνω σχέση ισχύουν τα εξής:

- Α_{sh} είναι η συνολική διατομή των οριζοντίων σκελών όλων των συνδετήρων που τοποθετούνται εντός του κόμβου.
- h_{jw} είναι η απόσταση μεταξύ του άνω και του κάτω οπλισμού της δοκού.
- f_{ctd} η τιμή σχεδιασμού αντοχής του σκυροδέματος σε εφελκυσμό.
- f_{ywd} η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού.

Οι επεξηγήσεις των υπολοίπων όρων που υπεισέρχονται στην (5.90) είναι αυτές που δίνονται στις αντίστοιχες επεξηγήσεις των όρων που υπεισέρχονται στις (5.86) και (5.87).

Οι συνδετήρες που υπολογίζονται από την σχέση (5.90) τοποθετούνται ομοιόμορφα εντός του ύψους h_{jw} μεταξύ του άνω και του κάτω οπλισμού της δοκού (βλ. εδάφιο 5.5.3.3(5)).

Ελάχιστο εμβαδό κατακορύφων ράβδων υποστυλώματος που διέρχονται του κόμβου

Σύμφωνα με το εδάφιο 5.5.3.3(6), πέραν των οριζόντιων συνδετήρων που διατάσσονται εντός του κόμβου θα πρέπει να διέρχονται και ράβδοι από το υποκείμενο-κάτω υποστύλωμα. Το εμβαδό των ράβδων αυτών – <u>το οποίο αφορά στο εμβαδόν των ενδιάμεσων μεταξύ των γωνιακών ράβδων</u> – υπολογίζεται από τη σχέση:

$$A_{sv,i} \ge (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw})$$

Ο ορισμός των παραμέτρων που υπεισέρχονται στην παραπάνω σχέση έχει ήδη δοθεί, ενώ ο υπολογισμός του A_{sh} θα πρέπει να γίνει από τη σχέση (5.90).

Αριθμητικό παράδειγμα

Έστω ο κόμβος με τα δεδομένα του παρακάτω σχήματος:



<u>Σκυρόδεμα</u>: C20/25 → f_{ck}=20 Mpa <u>Χάλυβας</u>: S500 → f_{yk}=500 Mpa <u>Επικάλυψη</u>: c=0.03m <u>Οπλισμός κάτω υποστυλώματος</u>: Διαμήκης: 8Φ20 Εγκάρσιος: Φ10/15 <u>Αξονική δύναμη άνω υποστυλώματος</u>: minN=850kN (θλιπτική) maxN=1050kN (θλιπτική) <u>Τέμνουσα V_c</u>: V_{c1}=V_c(G+ψ₂Q+E) = 185kN V_{c2}=V_c(G+ψ₂Q-E) = 130kN

Ζητείται η εκτέλεση του ελέγχου αντοχής του σκυροδέματος του κόμβου σε θλίψη:

<u>BHMA 1</u>: Υπολογισμός της οριζόντιας τέμνουσας του κόμβου:

Ο υπολογισμός αυτός θα γίνει με την εφαρμογή της σχέσης (5.88). Για την εφαρμογή της σχέσης αυτής θα πρέπει να υπολογιστεί το άθροισμα (A_{s1}+A_{s2}). Το συγκεκριμένο άθροισμα εξαρτάται από τη φορά της σεισμικής δράσης στον κόμβο όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα. Δηλαδή το άθροισμα αυτό δεν ορίζεται μονοσήμαντα.



Για να ληφθούν επομένως υπόψη και οι δύο φορές της σεισμικής δράσης στον κόμβο, σχηματίζονται και τα δύο αθροίσματα και εισάγεται στην σχέση (5.88) το μεγαλύτερο από αυτά:

$$\left. \begin{array}{l} A_{s1}^{\alpha\rho} + A_{s2}^{\delta} = 8.04 + 6.03 = 14.07 \text{cm}^2 \\ A_{s1}^{\delta} + A_{s2}^{\alpha\rho} = 12.06 + 4.02 = 16.08 \text{cm}^2 \end{array} \right\} \implies A_{s1} + A_{s2} = 16.08 \text{cm}^2$$

Όσον αφορά στην τιμή της τέμνουσας του υπερκείμενου υποστυλώματος, θα πρέπει να σημειωθεί ότι λαμβάνεται η ελάχιστη κατ' απόλυτη τιμή από τις δύο τιμές που αντιστοιχούν στους συνδυασμούς (G+ψ₂Q+E) και (G+ψ₂Q-E). Ο λόγος για τον οποίο γίνεται αυτή η επιλογή είναι ότι αναζητάται η μέγιστη τιμή της οριζόντιας τέμνουσας του κόμβου. Έτσι στο συγκεκριμένο παράδειγμα λαμβάνεται: V_C=130kN.

Έτσι η τιμή της οριζόντιας τέμνουσας που καταπονει τον κόμβο είναι:

$$V_{ihd} = 1.2 \cdot 16.08 \cdot (500/1.15) \cdot 0.1 - 130 = 709 kN$$
 (5.91)

<u>BHMA 2</u>: Υπολογισμός της αντοχής:

Θα γίνει με βάση τη σχέση (5.86). Για την εφαρμογή της σχέσης αυτής απαιτείται μεταξύ άλλων και ο υπολογισμός του δρώντος πλάτους του κόμβου b_j και της απόστασης h_{jc} μεταξύ των ακραίων στρώσεων οπλισμού του κάτω υποστυλώματος.

Για τον υπολογισμό του b_j θα πρέπει να γίνει καταρχήν σύγκριση του πλάτους των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο με το πλάτος του υποστυλώματος. Στην παρούσα περίπτωση τα πλάτη των δοκών εκατέρωθεν του υποστυλώματος είναι διαφορετικά. Για να γίνουν οι υπολογισμοί επιλέγεται το μικρότερο εκ των δύο. Άρα: b_w=0.20m.

Eπομένως: $b_c=0.40>b_w=0.20 → b_j=min \{0.40 ; (0.20 + 0.5•0.50)\} = min \{0.40 ; 0.45\} = 0.40m.$

(Ο υπολογισμός του b_j γίνεται με βάση τις διαστάσεις του <u>κάτω υποστυλώματος</u>)

Όσον αφορά στο h_{jc}, και αυτό αφορά <u>το κάτω υποστύλωμα</u> και υπολογίζεται ως εξής:

 $h_{jc} = h_c - (2 \cdot c) - (2 \cdot \Phi_w) - \Phi_L = 0.50 - (2 \cdot 0.03) - (2 \cdot 0.01) - 0.02 = 0.40m.$

Το v_d υπολογίζεται με βάση τη μέγιστη κατ' απόλυτο τιμή της αξονικής δύναμης του υπερκείμενου-άνω υποστυλώματος (είναι γνωστό οτι κατά τον αντισεισμικό υπολογισμό ενός κτιρίου για μία συγκεκριμένη θέση μάζας, προκύπτουν 6 τιμές για την αξονική δύναμη ενός υποστυλώματος οι οποίες επαλληλίζονται με την αντίστοιχη τιμή της αξονικής δύναμης η οποία προκύπτει από τον συνδυασμό G+ψ₂Q. Από τις τιμές αυτές επιλέγεται η μέγιστη κατ' απόλυτο τιμή).

$$v_{d} = \frac{N}{f_{cd} \cdot A_{c}} = \frac{1050}{(20/1.5) \cdot (0.4 \cdot 0.5) \cdot 10^{3}} = 0.394$$
(5.92)

Η τιμή του η υπολογίζεται ως εξής:

η = 0.6•[1 – (20/250)] = 0.552 Έτσι η τιμή της αντοχής είναι:

$$\eta \cdot f_{cd} \cdot \left(\sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \right) \cdot b_j \cdot h_{jc} = 0.552 \cdot \left(\frac{20}{1.5} \right) \cdot \left(\sqrt{1 - \frac{0.394}{0.552}} \right) \cdot 0.4 \cdot 0.4 \cdot 10^3 = 630 \text{kN}$$
(5.93)

Από τη συγκριτική μελέτη των σχέσεων (5.91) και (5.93) προκύπτει το συμπέρασμα ότι η (5.86) δεν πληρείται.

Το ερώτημα που τίθεται είναι πως θα πρέπει να αντιμετωπιστεί η ανεπάρκεια αυτή. Μελετώντας την σχέση (5.93) παρατηρούμε ότι η αύξηση της τιμής της αντοχής επιτυγχάνεται είτε με αύξηση του b_j είτε με αύξηση του h_{jc}. Από τη μελέτη των σχέσεων από τις οποίες προκύπτουν οι τιμές των μεγεθών αυτών εξάγεται το συμπέρασμα ότι τελικώς η αύξηση της αντοχής επιτυγχάνεται είτε με αύξηση του πλάτους της διατομής του <u>κάτω υποστυλώματος</u> b_c είτε με αύξηση του μήκους της h_c.

Αν επι παραδείγματι αυξηθεί το πλάτος της διατομής b_c του κάτω υποστυλώματος από 0.40m σε 0.45m τότε b_j =0.45m τότε:

$$\eta \cdot f_{cd} \cdot \left(\sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \right) \cdot b_j \cdot h_{jc} = 0.552 \cdot \left(\frac{20}{1.5} \right) \cdot \left(\sqrt{1 - \frac{0.394}{0.552}} \right) \cdot 0.45 \cdot 0.4 \cdot 10^3 = 709 \text{kN}$$
(5.94)

Επομένως τώρα η (5.86) πληρείται έστω και οριακά.

Φυσικά η αύξηση της διατομής του υποστυλώματος απαιτεί επανεπίλυση του κτιρίου και επιφέρει και επανακατανομή της έντασης. Επομένως οι παραπάνω υπολογισμοί μετά την αύξηση του πλάτους του υπερκείμενου υποστυλώματος είναι καθαρά ενδεικτικοί.

Ο δεύτερος έλεγχος που απαιτείται για τον κόμβο, είναι ο έλεγχος της επάρκειας των τοποθετούμενων οριζοντίων συνδετήρων. Αυτός γίνεται με τη βοήθεια της σχέσης (5.90). Η συντριπτική πλειοψηφία των παραμέτρων που υπεισέρχονται στη σχέση αυτή έχουν ήδη υπολογιστεί. Εκείνοι που θα πρέπει να υπολογιστούν είναι η η τιμή σχεδιασμού αντοχής του σκυροδέματος σε εφελκυσμό f_{ctd}, η η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού f_{ywd} και η είναι η απόσταση μεταξύ του άνω και του κάτω οπλισμού της δοκού h_{jw}. Για τις παραμέτρους αυτές:

- Για σκυρόδεμα C20/25 → f_{ctd}=2.2/1.5=1.467MPa.
- Για χάλυβα S500 → f_{vwd}=500/1.15=434.783MPa.
- $h_{jw}=h_b 2 \cdot (c + \Phi_w) \Phi_L = 0.6 2 \cdot (0.03 + 0.008) 0.016 = 0.508m$

(για τον υπολογισμό του h_{jw} θεωρήθηκε ότι η δοκός έχει συνδετήρες Φ8 και διαμήκεις ράβδους Φ16).

Έτσι η εφαρμογή της (5.90) δίνει:

$$A_{sh} \ge \left\{ \frac{\left[709/(0.4 \cdot 0.4)\right]^2}{1.467 \cdot 10^3 + 0.319 \cdot (20/1.5) \cdot 10^3} - 1.467 \cdot 10^3 \right\} \cdot \left(\frac{0.40 \cdot 0.508}{(500/1.15) \cdot 10^3}\right) = 9.2 \cdot 10^{-4} \, m^2 \tag{5.95}$$

Στην παραπάνω σχέση χρησιμοποιήθηκε η *ελάχιστη τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης του υπερκείμενου-άνω υποστυλώματος*:

$$v_{d} = \frac{N}{f_{cd} \cdot A_{c}} = \frac{850}{(20/1.5) \cdot (0.4 \cdot 0.5) \cdot 10^{3}} = 0.319$$

Από την σχέση (5.95) προκύπτει το συμπέρασμα ότι το απαιτούμενο εμβαδό των σκελών των οριζόντιων συνδετήρων που διατάσσονται εντός του σώματος του κόμβου θα πρέπει να είναι:

 $A_{sh} \ge 9.21 cm^2$

Ας υποτεθεί ότι χρησιμοποιούνται δίτμητοι συνδετήρες Φ10. Άρα Α_{Φ10}=0.785cm². Επομένως ο αριθμός των απαιτούμενων οριζοντίων σκελών εντός του κόμβου είναι: η_σ=9.21/0.785=12. Άρα χρειάζονται 12/2=6 δίτμητοι συνδετήρες εντός του κόμβου. Επειδή το ύψος του κόμβου εντός του οποίου θα πρέπει να διατάσσονται οι συνδετήρες είναι ίσο με h_{jw}=0.508m (βλ. εδάφιο 5.5.3.3(5)) αυτό σημαίνει ότι οι συνδετήρες θα πρέπει να τοποθετηθούν ανά 0.508/5=0.1016m. Δηλαδή εντός του κόμβου απαιτούνται οριζόντιοι δίτμητοι συνδετήρες Φ10.

ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ ΚΟΜΒΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ – ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Στην παράγραφο 5.8.3 του ΕΚ8 γίνεται ειδική μνεία, για τις συνδέσεις των κατακορύφων στοιχείων με δοκούς θεμελίωσης ή τοιχώματα υπογείου.

Εδάφιο 5.8.3(1)P: Και για τους κόμβους κατακορύφων στοιχείων με στοιχεία θεμελίωσης ισχύουν όλες οι διατάξεις που ισχύουν για κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων οι οποίες παρατείθενται στις παραγράφους 5.4.3.3 και 5.5.3.3, και έχουν αναλυθεί στο παρόν κείμενο.

Εδάφια 5.8.3(2) και 5.8.3(3): Στα εδάφια αυτά δίνονται οδηγίες για τον υπολογισμό της οριζόντιας τέμνουσας V_{jhd} η οποία απαιτείται για τον έλεγχο αντοχής του κόμβου, ειδικά σε κτίρια ΚΠΥ:

- Εάν η δοκός ή το τοίχωμα θεμελίωσης έχει ελεγχθεί με βάση τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού οι οποίες περιγράφονται στην παράγραφο 4.4.2.6 (και οι οποίες αφορούν στοιχεία θεμελίωσης) τότε η οριζόντια τέμνουσα V_{jhd} θα πρέπει να υπολογιστεί με βάση τις οδηγίες που δινονται στα εδάφια της συγκεκριμένης παραγράφου για τον υπολογισμό των μεγεθών ικανοτικού σχεδιασμού. Δηλαδή και για την τέμνουσα V_{jhd} θα πρέπει να γίνει εφαρμογή της σχέσης (4.30) του ΕΚ8.
- Εάν η δοκός ή το τοίχωμα θεμελίωσης ΔΕΝ έχει ελεγχθεί με βάση της αρχές του οι οποίες περιγράφονται στην παράγραφο 4.4.2.6 (και οι οποίες αφορούν στοιχεία θεμελίωσης) αλλά με τα μεγέθη που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό δράσεων, τότε η οριζόντια τέμνουσα V_{jhd} θα πρέπει να υπολογιστεί με βάση τις σχέσεις (5.22), (5.23) του εδαφίου 5.5.2.3 που αφορά τους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων ανωδομής (πρόκειται για τις σχέσεις (5.86) και (5.87) του παρόντος κειμένου).

Δηλαδή στο σημείο αυτό ο ΕΚ8, δίνει την δυνατότητα στο μελετητή να εκτελέσει τον συγκεκριμένο έλεγχο με δύο εναλλακτικούς τρόπους. Ο δεύτερος τρόπος είναι συμβατός με την διαδικασία ελέγχου των κόμβων της ανωδομής.

Εδάφιο 5.8.3(4): Σε φορείς ΚΠΜ η σύνδεση των δοκών θεμελίωσης ή τοιχωμάτων θεμελίωσης με κατακόρυφα στοιχεία θα πρέπει να ακολουθεί τους κανόνες της παραγράφου 5.4.3.3. Υπενθυμίζεται εδώ – όπως παρουσιάστηκε και πιο πάνω στο παρόν κείμενο – ότι στην συγκεκριμένη παράγραφο δίνονται κατασκευαστικές οδηγίες και δεν επιβάλλεται κανενός τύπου υπολογισμός.

5.7 Έλεγχος σε διάτρηση

Γενικώς τα περί ελέγχου έναντι αστοχίας από διάτρηση στον ΕΚ2 αναφέρονται στην παράγραφο 6.4. Στο εδάφιο 6.4.1(1)Ρ της συγκεκριμένης παραγράφου τονίζεται ότι οι διατάξεις αφορούν αφενώς στις κεφαλές των υποστυλωμάτων επί των οποίων εδράζονται άμεσα πλάκες και αφετέρου στα στοιχεία θεμελίωσης όπως είναι τα πέδιλα. Η διαδικασία ελέγχου γίνεται με βάση τα ακόλουθα βήματα:

- <u>Έλεγχος στην περίμετρο του φερόμενου υποστυλώματος</u>. Η περίμετρος του υποστυλώματος αποτελεί την περίμετρο της φορτιζόμενης επιφάνειας. Από τα αποτελέσματα του συγκεκριμένου ελέγχου προκύπτει το συμπέρασμα για το αν θα πρέπει να αλλάξουν οι διαστάσεις του ελεγχόμενου δομικού στοιχείου ή όχι (εν προκειμένω ως αύξηση διαστάσεων νοείται η αύξηση του στατικού ύψους d του πεδίλου). Ο έλεγχος γίνεται ως ακολούθως:
 - > Υπολογίζεται η τάση διάτρησης στην φορτιζόμενη περίμετρο από την σχέση:

$$v_{Ed0} = \beta \cdot \frac{V_{Ed, red}}{u_0 \cdot d_{eff, 0}}$$

Όπου:

- ν_{Ed0} η τάση λόγω διάτρησης στην ελεγχόμενη περίμετρο.
- V_{Ed,red} η τέμνουσα σχεδιασμού λόγω διάτρησης η οποία δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$V_{\text{Ed,red}} = V_{\text{Ed}} - \Delta V_{\text{Ed}}$$

- V_{Ed} είναι η συνολική δρώσα τέμνουσα. Δηλ. είναι η αξόνικη δύναμη σχεδιασμού του υποστυλώματος υπό τα φορτία του ελεγχόμενου συνδυασμού δράσεων.
- ΔV_{Ed} είναι η συνολική δύναμη που αναπτύσσεται λόγω της συμπίεσης του εδάφους εντός της επιφανείας του αντιστοιχεί στην περίμετρο του φερομένου στοιχείου (υποστύλωμα ή τοίχωμα). Δηλ. αν Α_{col} είναι το εμβαδόν της επιφάνειας της διατομής του φερόμενου στοιχείου τότε η ΔV_{Ed} ορίζεται ως εξής:

 $\Delta V_{Ed} = \left[\sigma_0 \bullet A_{col}\right]$

Στην παραπάνω σχέση, σ₀ είναι η τιμή της τάσης του εδάφους κάτω από την επιφάνεια της διατομής του υποστυλώματος λόγω των φορτίων του εξεταζόμενου

συνδυασμού δράσεων. Η παραπάνω απομείωση αφορά πέδιλα ή πεδιλοδοκούς και όχι πλάκες ανωδομής.

- u₀ είναι η φορτιζόμενη περίμετρος, δηλ. η περίμετρος της διατομής του υποστυλώματος.
- d_{eff,0} είναι το μέσο στατικό ύψος του πεδίλου στην περιοχή της περιμέτρου του υποστυλώματος. Λαμβάνεται ίσο με:

$$d_{\rm eff,0} = \frac{1}{2} \cdot \left(d_{1,0} + d_{2,0} \right)$$

Όπου d_{1,0} και d_{2,0} είναι τα στατικά ύψη των οπλισμών του πεδίλου κατά τις διευθύνσεις των τοπικών αξόνων του 1 και 2 (βλ. εδάφιο 6.4.2(1)).

Ο συντελεστής β υπόλογίζεται κατά περίπτωση όπως αναφέρεται στην παράγραφο 6.4.3. του ΕΚ2. Οι βασικές περιπτώσεις που αναφέρονται σχετίζονται με το αν το υποστύλωμα είναι ορθογωνικό ή κυκλικό, με το αν είναι εσωτερικό, περιμετρικό ή γωνιακό ή τέλος με το αν επιπονείται από μονοαξονική ή διαξονική κάμψη. Από τις περιπτώσεις αυτές καταρχήν ενδιαφέρον παρουσιάζουν μόνον αυτές που αφορούν στη διαξονική κάμψη και όχι στη μονοαξονική, καθώς στα χρησιμοποιούμενα χωρικά προσομοιώματα η περίπτωση της μονοαξονικής επιπόνησης είναι πολύ σπάνια. Για λόγους απλοποίησης των υπολογισμών και ιδιαίτερα για τις περιπτώσεις ελέγχου σε διάτρηση πεδίλων ή κοιτοστρώσεων, μπορεί να γίνει εφαρμογή του εδαφίου 6.4.3(6) στο οποίο προτείνονται οι κάτωθι τιμές:

Εσωτερικά υποστυλώματα → β=1.15

Περιμετρικά υποστυλώματα → β=1.4

Γωνιακά υποστυλώματα → β=1.5

Υπολογίζεται η αντοχή ν_{Rd,max} δηλ. η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή της τάσης διάτρησης στην φορτιζόμενη περίμετρο από τη σχέση (βλ. εδάφιο 6.4.5(3) στη σημείωση):

$$v_{Rd,max} = 300 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (f_{ck}, f_{cd} \sigma \epsilon \text{ MPa})$$

> Υπολογίζεται ο αντίστοιχος λόγος εξάντλησης από τη σχέση:

$$CR_{Rd,max} = \frac{V_{Ed0}}{V_{Rd,max}}$$

Εφόσον:

(α) Ο λόγος CR_{Rd,max} είναι μεγαλύτερος του 1.0 θα πρέπει να γίνει επανασχεδιασμός των διαστάσεων του πεδίλου, και επανέλεγχος.

(β) Ο λόγος CR_{Rd,max} είναι μικρότερος του 1.0 τότε δεν υπάρχει πρόβλημα διαστάσεων του πεδίλου, και η διαδικασία ελέγχου μπορεί να συνεχιστεί.

 <u>Έλεγχος για το αν απαιτείται ή όχι οπλισμός διάτρησης</u>. Ο έλεγχος αυτός γίνεται στην βασική περίμετρο ελέγχου. Η περίμετρος αυτή ορίζεται από μία γραμμή η οποία απέχει απόσταση από d έως 2d από την περίμετρο του υποστυλώματος (περίμετρος της

φορτιζόμενης επιφάνειας) όπως τονίζεται στο εδάφιο 6.4.4(2) και παρουσιάζεται στο σχήμα 6.13 του ΕΚ2 (d είναι το στατικό ύψος του ελεγχόμενου στοιχείου: πεδίλου, κοιτόστρωσης ή πλάκας ανωδομής). Για τον τελικό προσδιορισμό της απόστασης της βασικής περιμέτρου ελέγχου από την φορτιζόμενη περιμέτρο απαιτείται μία επαναληπτική διαδικασία προκειμένου να βρεθεί η επιφάνεια με τον μεγαλύτερο λόγο εξάντλησης ο οποίος θα πρέπει να είναι μικρότερος της μονάδας. Η παρατήρηση αυτή στηρίζεται στο εδάφιο 6.4.2(2) του ΕΚ2 όπου τονίζεται ότι η βασική περίμετρος ελέγχου θα πρέπει να ορίζεται σε απόσταση μικρότερη από 2d όταν αντίθετα από τη διεύθυνση του συγκεντρωμένου φορτίου δρα μεγάλη πίεση όπως η πίεση του εδάφους στο πέδιλο ή στην κοιτόστρωση. Η επιλογή του ΟΣΚΑ συνίσταται στην τοποθέτηση της περιμέτρου ελέγχου σε απόσταση 1.5d από την φορτιζόμενη περίμετρο όταν πρόκειται για έλεγχο πεδίλων ή κοιτοστρώσεων και σε απόσταση 2d όταν πρόκειται για έλεγχο πλακών ανωδομής. Σε περίπτωση που ο έλεγχος γίνεται σε πέδιλα μεταβλητού πάχους το στατικό ύψος ορίζεται με βάση το στατικό ύψος του πεδίλου στην περιοχή της φορτιζόμενης επιφάνειας (βλ. εδάφιο 6.4.2(6)). Επιπλέον ως στατικό ύψος d λαμβάνεται η τιμή d_{eff.0}=(1/2)•(d_{1.0}+d_{2.0}). Η διαδικασία του ελέγχου είναι η εξής:

Υπολογίζεται η τάση διάτρησης στη βασική-κρίσιμη περίμετρο από την σχέση:

$$v_{Ed1} = \beta \bullet \frac{V_{Ed, red}}{u_1 \bullet d_{eff, 0}}$$

Η επεξήγηση των όρων στην παραπάνω σχέση δόθηκε στα πλαίσια του ελέγχου που παρουσιάστηκε προηγουμένως. Το μόνα που θα πρέπει να τονιστούν είναι ότι το u₁ είναι το μήκος της βασικής-κρίσιμης περιμέτρου ελέγχου, και ότι η απομειωμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού δίνεται από τη σχέση:

$$V_{\text{Ed,red}} = V_{\text{Ed}} - \Delta V_{\text{Ed}}$$
$$\Delta V_{\text{Ed}} = [\sigma_0 \bullet A_{\text{crit}}]$$

Στην παραπάνω σχέση σ₀ είναι η τιμή της τάσης του εδάφους κάτω από την κρίσιμη επιφάνεια A_{crit} λόγω των φορτίων του εξεταζόμενου συνδυασμού δράσεων. Τονίζεται εδώ ότι η κρίσιμη επιφάνεια είναι η επιφάνεια η οποία περικλείεται από την κρίσιμη περίμετρο u₁. Η παραπάνω απομείωση αφορά πέδιλα ή πεδιλοδοκούς και όχι πλάκες ανωδομής.

Υπολογίζεται η οριακά επιτρεπόμενη τιμή της τάσης διάτρησης από τη σχέση (βλ. εδάφιο 6.4.4(2): σχέση (6.50)):

$$\begin{split} \mathbf{v}_{\text{Rd}} &= \mathbf{v}_{\text{Rd,c}} \bullet \left(\frac{2 \bullet d}{a}\right) = \left[\left(\frac{0.18}{\gamma_{\text{c}}}\right) \bullet \mathbf{k} \bullet \left(100 \bullet \rho_{\text{I}} \bullet f_{\text{ck}}\right)^{1/3} \right] \bullet \left(\frac{2 \bullet d}{a}\right) \\ \mathbf{v}_{\text{Rd,c}} &\geq \mathbf{v}_{\text{min}} = 0.035 \bullet \mathbf{k}^{3/2} \bullet f_{\text{ck}}^{1/2} \quad \left(\text{E}\delta \dot{\alpha} \phi \text{io} \ 6.4.4(1)\right) \end{split}$$

Όπου:

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

- γ_c είναι ο συντελεστής ασφάλειας του σκυροδέματος ίσος με 1.5.
- k=[1+√(200/d)]≤2.0 (d=στατικό ύψος σε mm)
- f_{ck} η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος σε MPa.
- d= d_{eff,0}=(1/2)•(d_{1,0}+d_{2,0})
- a είναι η απόσταση από την περίμετρο του υποστυλώματος έως τη θεωρούμενη περίμετρο του ελέγχου (δηλ. τη βασική περίμετρο ελέγχου η οποία με βάση την παραδοχή του ΟΣΚΑ είναι a=1.5d για πέδιλα ή κοιτοστρώσεις και a=2d για πλάκες ανωδομής)
- Το ρ ορίζεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

 $\rho_{\text{I}} = \sqrt{\rho_{\text{I1}} \bullet \rho_{\text{I2}}} \le 0.02$

Τα ρ₁₁ και ρ₁₂ αναφέρονται στον εφελκυόμενο οπλισμό κατά τις τοπικές διευθύνσεις 1 και 2 του ελεγχόμενου στοιχείου. Οι τιμές αυτές θα πρέπει να υπολογιστούν ως μέσες τιμές, θεωρώντας ένα πλάτος ίσο με το πλάτος του υποστυλώματος επαυξημένο κατά 3d σε κάθε πλευρά.

Υπολογίζεται ο αντίστοιχος λόγος εξάντλησης από τη σχέση:

 $CR_{Rd} = \frac{V_{Ed1}}{V_{Rd}}$

Εφόσον:

(α) Ο λόγος CR_{Rd} είναι μεγαλύτερος του 1.0 θα πρέπει να τοποθετηθεί ειδικός οπλισμός διάτρησης.

(β) Ο λόγος CR_{Rd} είναι μικρότερος του 1.0 τότε δεν χρειάζεται να τοποθετηθεί ειδικός οπλισμός διάτρησης.

3. <u>Έλεγχος επάρκειας του οπλισμού διάτρησης</u>. Ο έλεγχος αυτός απαιτείται εφόσον από τη διενέργεια του προηγουμένου προκύψει ότι είναι απαραίτητη η τοποθέτηση οπλισμού διάτρησης. Στην περίπτωση αυτή ο έλεγχος γίνεται στην βασική περίμετρο ελέγχου όπως έγινε και στα πλαίσια του προηγουμένου ελέγχου. Ωστόσο όμως θα πρέπει να προσδιοριστεί και μία περίμετρος πέραν της οποίας δεν είναι απαραίτητη η τοποθέτηση οπλισμού όπλισμού διάτρησης. Η περίμετρος αυτή συμβολίζεται στο εδάφιο 6.4.5(4) ως u_{out} (ή u_{out,ef}) με βάση το σχήμα 6.22 του ΕΚ2. Η τιμή που προτείνεται στο εδάφιο 6.4.5(4) είναι:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{V_{Rd,c} \cdot d}$$

Όπου:

- V_{Ed,red} είναι η συνολική δρώσα τέμνουσα. Δηλ. είναι η αξόνικη δύναμη σχεδιασμού του υποστυλώματος υπό τα φορτία του μη σεισμικού συνδυασμού δράσεων.
- $d = d_{eff,0} = (1/2) \cdot (d_{1,0} + d_{2,0})$
- Το ν_{Rd,c} ορίστηκε στα πλαίσια του ελέγχου αναγκαιότητας για τοποθέτηση οπλισμού διάτρησης και υπολογίζεται από τη σχέση (6.47) του ΕΚ2.

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

 Το β ορίστηκε στα πλαίσια του ελέγχου επάρκειας των διαστάσεων του ελεγχόμενου δομικού στοιχείου.

Σύμφωνα με το σχήμα 6.22 του ΕΚ2 η εξώτατη περίμετρος του οπλισμού διάτρησης θα πρέπει να τοποθετηθεί σε μία απόσταση όχι μεγαλύτερη από (k•d) εντός της περιμέτρου u_{out} (ή της u_{out,ef}).

Η διαδικασία του ελέγχου επάρκειας ξεκινά με τον υπολογισμό της τάσης διάτρησης που μπορεί να παραλάβει ο οπλισμός διάτρησης. Επομένως θα πρέπει να επιλεγεί αρχικά ο οπλισμός διάτρησης που θα τοποθετηθεί και κατόπιν να ελεγχθεί η επάρκεια του. Έτσι η σχέση που χρησιμοποιείται είναι η σχέση (6.52) του εδαφίου 6.4.5(1):

$$v_{Rd,cs} = 0.75 \cdot v_{Rd,c} + 1.50 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d}\right) \cdot \sin\alpha$$

Όπου:

- Το v_{Rd,c} ορίστηκε στα πλαίσια του ελέγχου αναγκαιότητας για τοποθέτηση οπλισμού διάτρησης.
- Το u₁ είναι το μήκος της βασικής περιμέτρου ελέγχου.
- d= d_{eff,0}=(1/2)•(d_{1,0}+d_{2,0}) σε mm.
- s_r είναι η αξονική απόσταση των περιμέτρων των οπλισμών διάτρησης (mm).
- Α_{sw} είναι το εμβαδόν του οπλισμού διάτρησης κατά μήκος της περιμέτρου ως προς την οποία εκτελείται ο έλεγχος (σε mm²).
- f_{ywd,ef} είναι η δρώσα τιμή σχεδιασμού της αντοχής του οπλισμού διάτρησης με βάση τη σχέση f_{ywd,ef}=250+0.25•d<f_{ywd} (σε MPa).
- α είναι η γωνία που σχηματίζει ο οπλισμός διάτμησης με το οριζόντιο επίπεδο της διιεπιφάνειας πεδίλου-εδάφους.

Μετά την εφαρμογή της παραπάνω σχέσης είναι γνωστή η τάση διάτρησης που μπορεί να παραλάβει ο οπλισμός που επελέγη να τοποθετηθεί. Η επάρκεια του ελέγχεται μέσω της σύγκρισης της τιμής ν_{Rd,cs} με την τάση διάτρησης στην ελεγχόμενη περίμετρο. Έτσι υπολογίζεται ο αντίστοιχος λόγος εξάντλησης:

$$CR_{Rd,cs} = \frac{V_{Ed1}}{V_{Rd,cs}}$$

Εφόσον:

- (α) CR_{Rd,cs}>1.0 ο τοποθετούμενος οπλισμός διάτρησης δεν είναι επαρκής.
- (β) CR_{Rd,cs}<1.0 τότε ο τοποθετούμενος οπλισμός διάτρησης είναι επαρκής.

Κατασκευαστικές απαιτήσεις για τον οπλισμό διάτρησης

Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να παρατεθούν κάποιες κατασκευαστικές απαιτήσεις για τους οπλισμούς διάτρησης παρουσιάζονται στην παράγραφο 9.4.3 του ΕΚ2 και είναι οι εξής: <u>Α) Εδάφιο 9.4.3(1)</u>

Ο οπλισμός διάτρησης τοποθετείται μεταξύ της φορτιζόμενης επιφάνειας (περίμετρος υποστυλώματος δηλ. περίμετρος u₀) και της εξωτερικής περιμέτρου ελέγχου u_{out} (ή u_{out,ef}) πέραν της οποίας δεν είναι απαραίτητος. Επιπλέον, ορίζεται και μία ακόμα περίμετρος ελέγχου η οποία βρίσκεται εσωτερικά και σε απόσταση (k•d) της u_{out} (ή u_{out,ef}). Η σκοπιμότητα του ορισμού αυτής της περιμέτρου συνίσταται στο ότι μεταξύ αυτής και της περιμέτρου u_{out} (ή u_{out,ef}) δεν επιτρέπεται η τοποθέτηση οπλισμού διάτρησης. Η τιμή του k λαμβάνεται ίση με 1.5. Η απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών περιμέτρων οπλισμού διάτρησης δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το 0.75d. Θα πρέπει να τοποθετηθούν τουλάχιστον δύο περίμετροι σπλισμών διάτρησης. Η μέγιστη απόσταση μεταξύ των σκελών των συνδετήρων οπλισμού είναι (α) 1.5d για περιμέτρους όπλισης εσωτερικά της βασικής περιμέτρου ελέγχου u₁.

<u>Β) Εδάφιο 9.4.3(2)</u>

Το ελάχιστο εμβαδόν της διατομής ενός σκέλους συνδετήρα A_{sw,min} θα πρέπει να πληροί την ακόλουθη σχέση:

$$A_{\text{sw,min}} \bullet \left(\frac{1.5}{s_r \bullet s_t} \right) \ge 0.08 \bullet \frac{\sqrt{f_{\text{ck}}}}{f_{\text{yk}}}$$

Όπου:

s_r = η ακτινική απόσταση μεταξύ των περιμέτρων των σκελών των συνδετήρων

st = η απόσταση μεταξύ των σκελών των συνδετήρων κατά μήκος της περιμέτρου όπλισης.

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ

Έστω ένα ορθογωνικό πέδιλο χωρίς εκκεντρότητες με τα εξής γεωμετρικά δεδομένα: L₁=2.90m, L₂=2.50m, H=0.60m, h₀=0.60m και επικάλυψη c=5cm. Το πέδιλο αυτό φέρει εσωτερικό ορθογωνικό υποστύλωμα με διαστάσεις L_{υπ1}=0.70m και L_{υπ2}=0.50m. Τα φορτία διατομής του υποστυλώματος για τον συνδυασμό δράσεων 1.35G+1.50Q είναι: N=-1264.04kN, M₂=-25.78kNm και M₃=-64.60kNm. Η συνολική κατακόρυφη αντίδραση του πεδίλου λόγω της δράσης του συνδυασμού 1.35G+1.50Q είναι: F_z=1059.85kN. Το σκυρόδεμα είναι C20/25 και ο χάλυβας S500.

<u>Έλεγχος στην περίμετρο του φερόμενου υποστυλώματος</u>. Ο έλεγχος αυτός γίνεται με τις παρακάτω σχέσεις:

$$v_{\text{Ed0}} = \beta \bullet \frac{V_{\text{Ed,red}}}{u_0 \bullet d_{\text{eff},0}}$$

Ο υπολογισμός της κάθε μίας από τις παραμέτρους που υπεισέρχονται στην παραπάνω σχέση γίνεται ως εξής:

 $\succ V_{\text{Ed,red}} = V_{\text{Ed}} - \Delta V_{\text{Ed}} = N - \sigma_0 \bullet A_{\text{col}}$

 $\sigma_0 = F_z / (L_1 \cdot L_2) = 1059.85 / (2.90 \cdot 2.50) = 146.19 \text{kN/m}^2$

(Για λόγους απλότητας αγνοήθηκαν οι ροπές που καταπονούν τη διιεπιφάνεια εδάφουςπεδίλου)

 $V_{Ed,red}$ = |-1264.04| - 146.19•(0.7•0.5) = 1212.87kN

- > $u_0 = 2 \cdot (0.70 + 0.50) \Rightarrow u_0 = 2.40m$
- Για τον υπολογισμό του d_{eff,0} θα πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι η επικάλυψη είναι ίση με c=5cm και ότι η σχάρα των ράβδων οπλισμού αποτελείται από ράβδους διαμέτρου Φ12. Αυτό σημαίνει ότι αν η κάτω στρώση των ράβδων αποτελείται από ράβδους κατά την τοπική διεύθυνση 1 του πεδίλου τότε d_{1,0}=60–[c+(Φ12/2)]=54.4cm. Αντιστοίχως d_{2,0}=60–[c+(Φ12)+(Φ12/2)]=53.2cm. Επομένως: d_{eff,0}=(1/2)•(d_{1,0}+d_{2,0})=53.8cm.
- Για τον συντελεστή β θα πρέπει να ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι το φερόμενο υποστύλωμα είναι εσωτερικό. Επομένως β=1.15.

Έτσι:

$$v_{Ed0} = \beta \cdot \frac{V_{Ed,red}}{u_0 \cdot d_{eff,0}} = 1.15 \cdot \left[\frac{1212.87}{2.40 \cdot (53.8/100)}\right] = 1079.24 \text{ kN/m}^2$$

Η αντοχή σε διάτρηση, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$v_{Rd,max} = 300 \cdot \left(1 - \frac{20}{250}\right) \cdot \left(\frac{20}{1.5}\right) = 3680 \text{ kN/m}^2$$

Ο λόγος εξάντλησης της αντοχής είναι:

$$CR_{Rd,max} = \frac{v_{Ed0}}{v_{Rd,max}} = \frac{1079.24}{3680} = 0.29 < 1 \text{ (Evt}\alpha\xi\epsilon i)$$

Επομένως δεν απαιτείται αύξηση του ύψους Η του πεδίλου.

<u>Έλεγχος για το αν απαιτείται ή όχι οπλισμός διάτρησης</u>. Ο έλεγχος αυτός γίνεται στην βασική περίμετρο ελέγχου. Θα πρέπει όμως πρώτα να υπολογιστεί το μήκος της περιμέτρου αυτής. Θεωρώντας ότι η απόσταση της περιμέτρου του υποστυλώματος από τη βασική περίμετρο ελέγχου είναι 1.5•d_{eff,0}=1.5•53.8=80.7cm, τότε το συνολικό μήκος της βασικής περιμέτρου ελέγχου (με βάση το σχήμα 6.13 του ΕΚ2) u₁ είναι:

 $u_1 = 2 \cdot (0.70 + 0.50) + 2 \cdot \pi \cdot (1.5 \cdot d_{eff,0}) = 7.48m$

Έτσι η τάση διάτρησης στη βασική περίμετρο δίνεται από τη σχέση:

$$\mathbf{v}_{\text{Ed1}} = \boldsymbol{\beta} \cdot \frac{\mathbf{V}_{\text{Ed,red}}}{\mathbf{u}_1 \cdot \mathbf{d}_{\text{eff},0}}$$

- ▶ u₁ = 7.48m
- V_{Ed,red} = V_{Ed} ΔV_{Ed} = N σ₀•A_{crit}
 A_{crit} = (L_{υπ1}•L_{υπ2}) + 2•(1.5•d)•[L_{υπ1}+L_{υπ2}] + π•(1.5•d)² = 4.333m²
 σ₀ = F_z / (L₁•L₂) = 1059.85 / (2.90•2.50) = 146.19kN/m²
 (Για λόγους απλότητας αγνοήθηκαν οι ροπές που καταπονούν τη διιεπιφάνεια εδάφους-πεδίλου)

 $V_{Ed,red}$ = |-1264.04| - 146.19•4.333 = 630.6kN

- \blacktriangleright d_{eff,0}=(1/2)•(d_{1,0}+d_{2,0})=53.8cm
- β=1.15

Έτσι προκύπτει:

$$v_{Ed1} = 1.15 \cdot \left[\frac{630.6}{7.48 \cdot (53.8/100)} \right] = 180.2 \text{ kN/m}^2$$

Η οριακά επιτρεπόμενη τιμή της τάσης διάτρησης στην περίπτωση που δεν τοποθετηθεί οπλισμός διάτρησης δίνεται από τη σχέση (βλ. εδάφιο 6.4.4(2): σχέση (6.50)):

$$\begin{split} \mathbf{v}_{\text{Rd}} &= \mathbf{v}_{\text{Rd,c}} \bullet \left(\frac{2 \bullet d}{a}\right) = \left[\left(\frac{0.18}{\gamma_{\text{c}}}\right) \bullet \mathbf{k} \bullet \left(100 \bullet \rho_{\text{I}} \bullet f_{\text{ck}}\right)^{1/3} \right] \bullet \left(\frac{2 \bullet d}{a}\right) \\ \mathbf{v}_{\text{Rd,c}} &\geq \mathbf{v}_{\text{min}} = 0.035 \bullet \mathbf{k}^{3/2} \bullet f_{\text{ck}}^{1/2} \quad \left(\text{E}\delta \dot{\alpha} \phi \text{io} \ 6.4.4(1)\right) \end{split}$$

Όπου:

- γ_c = 1.5.
- k=[1+√(200/d)] = 1+√(200/538) = 1.61
- f_{ck}=20MPa.
- d= d_{eff,0} = 53.8cm
- a =1.5• d_{eff,0} = 80.7cm
- Το ρ ορίζεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$\rho_{\text{I}} = \sqrt{\rho_{\text{I1}} \bullet \rho_{\text{I2}}} \le 0.02$$

Τα ρ₁₁ και ρ₁₂ αναφέρονται στον εφελκυόμενο οπλισμό κατά τις τοπικές διευθύνσεις 1 και 2 του πεδίλου. Οι τιμές αυτές θα πρέπει να υπολογιστούν ως μέσες τιμές, θεωρώντας ένα πλάτος ίσο με το πλάτος του υποστυλώματος επαυξημένο κατά 3d σε κάθε πλευρά.

Το πέδιλο είναι οπλισμένο με ράβδους Φ12/15 και κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα 1 και Φ12/20 κατά τη διεύθυνση του τοπικού άξονα 2. Θεωρώντας σε απόσταση 3d από την περίμετρο του υποστυλώματος στην ουσία καλύπτεται όλη η επιφάνεια του πεδίλου, έχουμε:

$$\rho_{11} = \frac{\pi \cdot D_{\phi_{12}}^2}{4 \cdot s_1 \cdot d_{1,0}} = \frac{3.14 \cdot (12/10)^2}{4 \cdot 15 \cdot 54.4} = 0.00139$$
$$\rho_{12} = \frac{\pi \cdot D_{\phi_{12}}^2}{4 \cdot s_2 \cdot d_{2,0}} = \frac{3.14 \cdot (12/10)^2}{4 \cdot 20 \cdot 53.2} = 0.001062$$
$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{11} \cdot \rho_{12}} = 1.21 \cdot 10^{-3} \le 0.02$$

Επομένως:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot (1.61)^{3/2} \cdot (20)^{1/2} = 0.32MPa$$

$$v_{Rd,c} = \left(\frac{0.18}{\gamma_c}\right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} = \left(\frac{0.18}{1.5}\right) \cdot 1.61 \cdot (100 \cdot 1.21 \cdot 10^{-3} \cdot 20)^{1/3} = 0.259Mpa$$

$$v_{Rd,c} = 0.32MPa = 320 kN/m^2$$

$$v_{Rd} = v_{Rd,c} \cdot \left(\frac{2 \cdot d_{eff,0}}{a}\right) = 320 \cdot \left(\frac{2 \cdot 53.8}{80.7}\right) = 426.66 kN/m^2$$

Έτσι ο λόγος εξάντλησης είναι:

$$CR_{Rd} = \frac{V_{Ed1}}{V_{Rd}} = \frac{180.2}{426.66} = 0.42 < 1.0$$

Άρα δεν απαιτείται οπλισμός διάτρησης.

Έστω τώρα ότι τροποποιούμε λίγο τα δεδομένα του προβλήματος έτσι ώστε να απαιτηθεί τελικώς οπλισμός διάτρησης: Ας υποτεθεί λοιπόν ότι το ύψος Η είναι ίσο με 0.5m, ότι η αξονική δύναμη του υποστυλώματος για τον βασικό συνδυασμό δράσεων 1.35G+1.50Q είναι N=-1832.8kN, και ότι η αντίστοιχη τάση εδάφους για τον ίδιο συνδυασμό δράσεων είναι: F_z =2074.66kN.

Για τα δεδομένα αυτά ο έλεγχος επάρκειας του στατικού ύψους δίνει ότι και το ύψος των πενήντα εκατοστών (H=0.5m) είναι επαρκές με λόγο εξάντλησης CR=0.52 (έναντι του 0.29 με τα προηγούμενα δεδομένα).

Ο έλεγχος για την απαίτηση οπλισμού διάτρησης ή όχι, στην παρούσα περίπτωση είναι ο εξής:

$$\begin{split} & \mathsf{V}_{\text{Ed},\text{red}} = \mathsf{V}_{\text{Ed}} - \Delta \mathsf{V}_{\text{Ed}} = \mathsf{N} - \sigma_0 \bullet \mathsf{A}_{\text{crit}} \\ & \mathsf{d}_{1,0} = 50 - [\mathsf{c} + (\Phi 12/2)] = 44.4 \text{cm} \\ & \mathsf{d}_{2,0} = 60 - [\mathsf{c} + (\Phi 12) + (\Phi 12/2)] = 43.2 \text{cm} \\ & \mathsf{d} = \mathsf{d}_{\text{eff},0} = 43.8 \text{cm} \\ & \mathsf{A}_{\text{crit}} = (\mathsf{L}_{\text{u}\pi 1} \bullet \mathsf{L}_{\text{u}\pi 2}) + 2 \bullet (1.5 \bullet \mathsf{d}) \bullet [\mathsf{L}_{\text{u}\pi 1} + \mathsf{L}_{\text{u}\pi 2}] + \pi \bullet (1.5 \bullet \mathsf{d})^2 = 3.283 \text{m}^2 \\ & \sigma_0 = \mathsf{F}_z \ / \ (\mathsf{L}_1 \bullet \mathsf{L}_2) = 2074.66 \ / \ (2.90 \bullet 2.50) = 212 \text{kN/m}^2 \end{split}$$

(Για λόγους απλότητας αγνοήθηκαν οι ροπές που καταπονούν τη διιεπιφάνεια εδάφουςπεδίλου)

V_{Ed,red} =|-1832.8| - 212•3.283 = 1136.8kN

$$v_{Ed1} = 1.15 \cdot \left[\frac{1136.8}{6.53 \cdot (43.8/100)} \right] = 457.1 \text{kN/m}^2$$
$$v_{Rd} = v_{Rd,c} \cdot \left(\frac{2 \cdot d}{a} \right) = \left[\left(\frac{0.18}{\gamma_c} \right) \cdot \text{k} \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot \left(\frac{2 \cdot d}{a} \right)$$
$$v_{Rd,c} \ge v_{min} = 0.035 \cdot \text{k}^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (\text{E}\delta \acute{\alpha} \rho_l o \ 6.4.4(1))$$

Όπου:

γ_c = 1.5.

- f_{ck}=20MPa.
- $k=[1+\sqrt{200/d}] = 1+\sqrt{200/438} = 1.68$
- a =1.5•d_{eff,0} = 65.7cm
- Το ρ ορίζεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$\begin{split} \rho_{I} &= \sqrt{\rho_{I1} \cdot \rho_{I2}} \leq 0.02 \\ \rho_{I1} &= \frac{\pi \cdot D_{\Phi 12}^{2}}{4 \cdot s_{1} \cdot d_{1,0}} = \frac{3.14 \cdot (12/10)^{2}}{4 \cdot 15 \cdot 44.4} = 0.0017 \\ \rho_{I2} &= \frac{\pi \cdot D_{\Phi 12}^{2}}{4 \cdot s_{2} \cdot d_{2,0}} = \frac{3.14 \cdot (12/10)^{2}}{4 \cdot 20 \cdot 43.2} = 0.00131 \\ \rho_{I} &= \sqrt{\rho_{I1} \cdot \rho_{I2}} = 1.49 \cdot 10^{-3} \leq 0.02 \end{split}$$

Επομένως:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot (1.68)^{3/2} \cdot (20)^{1/2} = 0.34 \text{MPa}$$

$$v_{Rd,c} = \left(\frac{0.18}{\gamma_c}\right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} = \left(\frac{0.18}{1.5}\right) \cdot 1.68 \cdot (100 \cdot 1.49 \cdot 10^{-3} \cdot 20)^{1/3} = 0.29 \text{Mpa}$$

$$v_{Rd,c} = 0.34 MPa = 340 kN/m^2$$

$$v_{Rd} = v_{Rd,c} \cdot \left(\frac{2 \cdot d_{eff,0}}{a}\right) = 340 \cdot \left(\frac{2 \cdot 43.8}{65.7}\right) = 453.33 \text{ kN/m}^2$$

Έτσι ο λόγος εξάντλησης είναι:

$$CR_{Rd} = \frac{v_{Ed1}}{v_{Rd}} = \frac{457.1}{453.33} = 1.01 > 1.0$$

Άρα απαιτείται οπλισμός διάτρησης.

Από τη στιγμή που απαιτείται οπλισμός διάτρησης θα πρέπει κατ' αρχήν να υπολογιστεί η περίμετρος u_{out,ef} από την παρακάτω σχέση:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} = \frac{1.15 \cdot 1832.8}{(0.34 \cdot 1000) \cdot 0.438} = 14.15m$$

Η περίμετρος αυτή είναι η περίμετρος πέραν της οποίας δεν απαιτείται οπλισμός διάτρησης. Επίσης ορίζεται και η περίμετρος u_{Ir} η οποία είναι η εξώτατη περίμετρος στην οποία θα πρέπει να τοποθετηθεί οπλισμός διάτρησης. Η περίμετρος u_{Ir} έχει την ίδια μορφή με την περίμετρο u_{out,ef} αλλά είναι εσώτερα αυτής κατά (1.5•d_{eff,0}). Η απόσταση μεταξύ της περιμέτρου u_{out,ef} και της φορτιζόμενης επιφάνειας (δηλ. της περιμέτρου του υποστυλώματος) είναι:

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

$$d_{\text{0-out,ed}} = \frac{u_{\text{out,ef}} - u_0}{2\pi} = \frac{14.15 - 2.40}{2 \cdot 3.14} = 1.87m$$

Αντιστοίχως η απόσταση μεταξύ της φορτιζόμενης επιφάνειας και της περιμέτρου u_{lf} είναι:

$$d_{0-lr} = u_{out,ef} - 1.5 \cdot d_{eff,0} = 1.87 - 0.657 = 1.21m$$

Σύμφωνα με το εδάφιο 9.4.3(1) του ΕΚ2 (σχήμα 9.10) οι περίμετροι στις οποίες μπορούν να τοποθετηθούν οπλισμοί διάτρησης, απέχουν απόσταση τουλάχιστον (0.3•d_{eff,0})=0.15m από την φορτιζόμενη περίμετρο. Επομένως το εύρος ζώνης εντός της οποίας θα πρέπει να μπουν οπλισμοί διάτρησης είναι:

 $d_{fr-Ir} = u_{If} - 0.3 \cdot d_{eff.0} = 1.21 - 0.13 = 1.08m$

Τα παραπάνω φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Παρατηρούμε ότι η εξώτερη περίμετρος της ζώνης τοποθέτησης των οπλισμών διάτρησης εξέχει των ορίων του πεδίλου. Επίσης η πρώτη ζώνη τοποθέτησης είναι εξαιρετικά κοντά στην φορτιζόμενη επιφάνεια. Μία ακόμα παράμετρος που θα πρέπει να λάβουμε υπόψη είναι η σύσταση του εδαφίου 9.4.3(1) του ΕΚ2 σύμφωνα με την οποία η μέγιστη απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών περιμέτρων όπλισης δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τα 0.75•d_{eff,0}=0.33m. Τέλος, θα πρέπει να λάβουμε υπόψη ότι θα πρέπει να τοποθετηθούν τουλάχιστον δύο περίμετροι όπλισης. Με βάση τα παραπάνω λαμβάνονται οι εξής αποφάσεις:

- Τοποθετούνται 3 περίμετροι όπλισης εντός της γραμμοσκιασμένης ζώνης του παραπάνω σχήματος.
- 2. Τοποθετείται μία περίμετρος οπλισμού πάνω στην βασική περίμετρο u₁ και άλλες δύο εκατέρωθεν αυτής σε αποστάσεις s₁=20cm.

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

Επιλέγω αποστάσεις σκελών συνδετήρων και για τις τρείς ζώνες το st=0.7d≈30cm.
 Επομένως ο αριθμός των σκελών των συνδετήρων για κάθε περίμετρο είναι:

α. Εσώτερη περίμετρος: Μήκος 527cm → Αριθμός σκελών 527/30 = 18

β. Μέση περίμετρος: Μήκος 653cm → Αριθμός σκελών 653/30 = 22

γ. Εξώτερη περίμετρος: Μήκος 778cm → Αριθμός σκελών 778/30 = 26

4. Για τις διαμέτρους των σκελών το ελάχιστο εμβαδόν είναι κοινό και για τις τρείς περιμέτρους καθώς η ακτινική απόσταση μεταξύ τους είναι s_r=20cm αλλά και οι αποστάσεις μεταξύ των σκελών των συνδετήρων σε κάθε περίμετρο είναι σταθερή και ίση με s_t=30sm. Έτσι αν επιλέξουμε Φ8 τότε A_{sw}=0.503cm² και επομένως:

$$0.503 \cdot \left(\frac{1.5}{20 \cdot 30}\right) = 0.00126 \ge 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.00071$$

Επομένως η διάμετρος Φ8 είναι επαρκής.

- 5. Έχοντας επιλέξει αριθμό και διάμετρο σκελών σε κάθε περίμετρο είναι δυνατός ο υπολογισμός του συνολικού εμβαδού του οπλισμού διάτρησης σε κάθε περίμετρο:
 - α. Εσώτερη περίμετρος: Μήκος: 527cm \rightarrow Αριθμός σκελών Φ8: 18 \rightarrow A_{sw}=900mm²
 - β. Μέση περίμετρος: Μήκος 653cm \rightarrow Αριθμός σκελών Φ8: 22 \rightarrow A_{sw}=1100mm²
 - γ. Εξώτερη περίμετρος: Μήκος: 778cm \rightarrow Αριθμός σκελών Φ8: 26 \rightarrow A_{sw}=1310mm²



Εφόσον αποφασίστηκαν οι λεπτομέρειες των οπλισμών διάτρησης θα πρέπει να ελεγχθεί η επάρκεια τους. Ο σχετικός έλεγχος γίνεται ως εξής:

<u>Α) Εσώτερη περίμετρος:</u>

 $V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = N - \sigma_0 \cdot A_{fr}$ $A_{fr} = 2.10m^2$ $\sigma_0 = F_z / (L_1 \cdot L_2) = 2074.66 / (2.90 \cdot 2.50) = 212kN/m^2$ $V_{Ed,red} = |-1832.8| - 212 \cdot 2.10 = 1387kN$

$$v_{Ed1} = 1.15 \cdot \left[\frac{1387}{5.27 \cdot (43.8/100)} \right] = 691 \text{kN/m}^2$$

f_{ywd,ef}=250+0.25•d=250+0.25•438=359MPa<434MPa

$$v_{Rd,cs} = 0.75 \cdot 0.34 + 1.50 \cdot \left(\frac{438}{200}\right) \cdot 900 \cdot 359 \cdot \left(\frac{1}{5270 \cdot 438}\right) = 0.715 MPa = 714.5 kN/m^{2}$$

Επομένως:

 $CR_{Rd,cs} = \frac{v_{Ed1}}{v_{Rd,cs}} = \frac{691}{714.5} = 0.96 < 1.0$

Άρα ο οπλισμός της εσώτερης περιμέτρου είναι επαρκής.

Με όμοιο τρόπο ελέγχονται και οι άλλες δύο περίμετροι όπλισης.

Ο έλεγχος των πεδίλων σε διάτρηση εκτελείται όταν είτε δεν συντρέχουν στις πλευρές του πεδίλου συνδετήριες δοκοί (ή τοιχώματα υπογείου), ή όταν όλες οι συντρέχουσες δοκοί έχουν ύψος μικρότερο ή ίσο με το ύψος του πεδίλου. Σε περίπτωση που συντρέχει μόνο μία συνδετήρια δοκός υψηλότερη του πεδίλου ή τοίχωμα υπογείου, τότε εκτελείται ο έλεγχος διάτρησης με προσαρμοσμένη κρίσιμη περίμετρο ελέγχου.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΕΚΟΣ/2000 Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (2001), ΟΑΣΠ-ΣΠΜΕ, Αθήνα.
- [2] ΕΑΚ/2000, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (2000), ΟΑΣΠ, Αθήνα.
- [3] Eurocode 2: «Design of Concrete Structures», Part 1, General Rules and Rules for Buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 1992.
- [4] Eurocode 7: «Geotechnical design». Part 1: General rules, European Communities for Standardization, Brussels, Belgium, 1992.
- [5] Μορφιδης Κ., Μπάμπουκας Ε.Ν., Αβραμίδης Ι.Ε., "Προσομοίωση και έλεγχος αντοχής σε κάμψη πυρήνων με το πρόγραμμα στατικής κτιριακών κατασκευών ΡΑΦ του ΤΟΛ ", 3° ΠΣΑΜΗΤΣ, 5-7 Νοεμβρίου 2008, Αθήνα.
- [6] Μορφιδης Κ., Μπάμπουκας Ε.Ν., Αβραμίδης Ι.Ε., "Αντιμετώπιση προβλημάτων προσομοίωσης θεμελιώσεων σε ενδόσιμο έδαφος με το πρόγραμμα στατικής κτιριακών κατασκευών ΡΑΦ του ΤΟΛ", 3° ΠΣΑΜΗΤΣ, 5-7 Νοεμβρίου 2008, Αθήνα.
- [7] Γεωργόπουλος Θ.Α., «Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, σύμφωνα με τους κανονισμούς ΕΚ2, ΕΚΩΣ, DIN1045», Τόμος Β΄, Έκδοση Β', Πάτρα, 2004.
- [8] Πενέλης Γ., Στυλιανίδης Κ., Κάππος Α., Ιγνατάκης Χ. (1995), «Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Πανεπιστημιακές σημειώσεις, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Υπηρεσία Δημοσιεύσεων.
- [9] Avak / Goris, «Παραδείγματα για την εφαρμογή του Ευρωκώδικα 2 στην πράξη: Αριθμητικά παραδείγματα για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Γκιούρδα, Αθήνα, 1998.
- [10] Αναστασιάδης Κ. (1991), «Αντισεισμικές Κατασκευές», Α' Έκδοση, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
- [11] Αναγνωστόπουλος Χ. (2001), "Αντισεισμικός Σχεδιασμός Θεμελιώσεων, Αντιστηρίξεων και Γεωκατασκευών", Πανεπιστημιακές Σημειώσεις ΑΣΤΕ 5, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ.
- [12] Wilhelm Stiegler, «Τοίχοι Αντιστηρίξεως», Εκδόσεις Γκιούρδα, Αθήνα, 1976.
- [13] Werner H. (1974), "Schiefe Biegung polygonal umrandeter Stahlbeton-Querschnitte", Beton und Stahlbetonbau, 4, pp. 92-97.
- [14] Lian Duan and Wai-Fah Chen (1988), "Effective Length for columns in Braced Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 10.
- [15] Lian Duan and Wai-Fah Chen (1989), "Effective Length for columns in Unbraced Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 1.
- [16] Chopra K.A., "Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering", Second Edition, Prentice Hall (2001), New Jersey USA.
- [17] Αβραμίδης Ι., Αθανατοπούλου Α., Αναστασιάδης Κ., Μορφίδης Κ. (2005), «Πρότυπα Αριθμητικά Παραδείγματα Ανάλυσης Κατασκευών», Εκδόσεις Αϊβάζη, Θεσσαλονίκη.
- [18] Designer's Guide to EN1998-1 and EN1998-5. Eurocode 8: Design Structures for Earthquake Resistance. General Rules, Seismic Actions and Rules for Building and Foundtations. M. Fardis, E. Carvalho, A. Elnashai, E. Faccioli, P. Pinto and A. Plumier. 0 72777 3348 6. Published 2005.

- [19] Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance Part 1»: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2003.
- [20] Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance Part 5»: Foundations, retaining structures and geotechnical Aspects. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2003.
- [21] Eurocode 1: «Actions on structures Part 1-1»: General actions Densities, self-weight, imposed loads for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2005.
- [22] Eurocode «Basis of structural design». European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2002.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: Γεωμετρικές απαιτήσεις δομικών στοιχείων με βάση τους ΕΚ2, ΕΚ8

Στο παρόν παράρτημα δίνονται οι οδηγίες των Ευρωκωδίκων 2 (ΕΚ2) και 8 (ΕΚ8) για τις γεωμετρικές απαιτήσεις των δομικών στοιχείων, οι οποίες αφορούν στις οριακές απαιτήσεις για τις διαστάσεις των διατομών τους αλλά και στις αντίστοιχες απαιτήσεις για τον διαμήκη και τον εγκάρσιο οπλισμό. Σε κάθε μία από τις γεωμετρικές απαιτήσεις που παρατίθενται, δίνεται παράλληλα και το σχετικό εδάφιο του Ευρωκώδικα από το οποίο προέρχονται. Η παρουσίαση θα γίνει για:

Συμπαγείς πλάκες

Δοκούς ανωδομής

Υποστυλώματα

Τοιχώματα

Στοιχεία θεμελίωσης

Διευκρινίζεται ότι όσον αφορά στις δοκούς, τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα οι οδηγιές διαχωρίζονται σε αυτές που αφορούν σε κτίρια μέσης κατηγορίας πλαστιμότητας (ΚΠΜ) και σε αυτές που σε κτίρια υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας (ΚΠΥ). Επίσης, όλες οι οδηγίες αφορούν κύρια σεισμικά στοιχεία. Θα πρέπει τέλος να επισημανθεί ότι δεν δίνονται οδηγίες για κτίρια χαμηλής κατηγορίας πλαστιμότητας καθώς η κατασκευή τους στον Ελληνικό χώρο απαγορεύεται από το Εθνικό προσάρτημα του ΕΚ8.

ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΣΥΜΒΟΛΩΝ

- Α_c Επιφάνεια διατομής μέλους από σκυρόδεμα
- α συντελεστής αποτελεσματικότητας περίσφιγξης
- b_w Πλάτος του κορμού δοκού
- bc διάσταση διατομής υποστυλώματος
- b_o πλάτος περισφιγμένου πυρήνα σε υποστύλωμα ή σε στοιχείο άκρου τοιχώματος (έως τον άξονα των συνδετήρων)
- h_w Ύψος διατομής της δοκού
- f_{cd} Τιμή σχεδιασμού αντοχής σκυροδέματος σε θλίψη
- fyd Τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής οπλισμού
- fyk Χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του οπλισμού
- f_{ctm} μέση τιμή εφελκυστικής αντοχής σκυροδέματος
- d Δρών ύψος διατομής (στατικό ύψος)
- h Συνολικό πάχος πλάκας
- E_s Τιμή σχεδιασμού του μέτρου ελαστικότητας του χάλυβα του οπλισμού
- ρ Ποσοστό εφελκυόμενου οπλισμού
- ρ' Ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού σε δοκούς
- ρ_w ποσοστό διατμητικού οπλισμού
- μ_φ Πλαστιμότητα καμπυλότητας
- N_{Ed} αξονική δύναμη από την ανάλυση για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- ε_{sy,d} Τιμή σχεδιασμού ανηγμένης μήκυνσης χάλυβα σε διαρροή = f_{yd} / E_s
- L_{cr} Μήκος της κρίσιμης περιοχής
- L_{cl} καθαρό μήκος δοκού ή υποστυλώματος

- Φ_L Διάμετρος διαμήκων ράβδων
- s Ισαπόσταση εγκάρσιου οπλισμού δοκών και υποστυλωμάτων
- st Η εγκάρσια απόσταση μεταξύ των σκελών συνδετήρων σε μια διατομή
- sı Η διαμήκης απόσταση μεταξύ των διατάξεων οπλισμών διάτμησης
- sh Απόσταση οριζόντιων ράβδων κορμού τοιχωμάτων
- sv Απόσταση κατακόρυφων ράβδων κορμού τοιχωμάτων
- v_d αξονική δύναμη λόγω σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού ανηγμένη σε Ac+f_{cd}
- ωwd μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης

Α. ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΣΥΜΠΑΓΕΙΣ ΠΛΑΚΕΣ

Οι παρακάτω γεωμετρικές απαιτήσεις για τις συμπαγείς πλάκες προέρχονται από τον ΕΚ2.

Από το εδάφιο 9.3.1.1(1) του ΕΚ2:



Λεπτομέρειες όπλισης στα άκρα (Παράγραφοι 9.3.1.2 και 9.3.1.4)

(α) "Ελεύθερα στρεπτές" στηρίξεις







Β. ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΔΟΚΟΥΣ

Β.1. ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Οι απαιτήσεις του ΕΚ8 για τις διαστάσεις των διατομών των δοκών και για τις εκκεντρότητες στις συνδέσεις τους με τα υποστυλώματα δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.



* Περιορισμός επιβαλλόμενος από την παράγραφο 5.9(3) του ΕΚ2 (σχέση 5.40b) προκειμένου να μην απαιτείται έλεγχος έναντι φαινομένων 2^{ης} τάξης που σχετίζονται με στρέβλωση.

Β.2. ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΔΙΑΜΗΚΗ ΟΠΛΙΣΜΟ

Οι ελάχιστες και οι μέγιστες απαιτήσεις σε διαμήκη οπλισμό όπως ορίζονται στα σχετικά εδάφια 5.4.3.1.2(1)P-(5)P και 5.5.3.1.3(1)P-(5)P του ΕΚ8 δίνονται στον παρακάτω πίνακα, στον οποίο επιπροσθέτως ορίζονται και οι κρίσιμες περιοχές των δοκών.





Β.3. ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΟΠΛΙΣΜΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

Οι ελάχιστες και οι μέγιστες απαιτήσεις σε εγκάρσιο οπλισμό, όπως ορίζονται στα σχετικά εδάφια 5.4.3.1.2(6)P και 5.5.3.1.3(6)P του ΕΚ8, δίνονται στον παρακάτω πίνακα, στον οποίο επιπροσθέτως ορίζονται και οι κρίσιμες περιοχές των δοκών.



Σημείωση: Οι απαιτήσεις για τα ρ_{w,min}, s_{l,max} και s_{t,max} είναι - σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα - αυτές που δίνονται στο κείμενο του ΕΚ2 (Παράγραφοι 9.2.2(5), 9.2.2(6), 9.2.2(8)).

Γ. ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

ΡΑΦ - *ΟΣΚΑ*

Γ.1. ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Οι απαιτήσεις του ΕΚ8 για τις διαστάσεις των διατομών των υποστυλωμάτων είναι οι εξής:

	КПМ	КПҮ		
	Εδάφια 5.4.1.2.2(1) και 5.5.1.2.2(2): Για τα κύρια σεισμικά υποστυλώματα με			
	την προυποθεση ότι θ>υ.τ (Για τον ορισμό του θ: Εδάφιο 4.4.2.2(2))			
	Όταν θ<0.1 ΔΕΝ τίθεται περιορισμός.			
	$ \begin{array}{c} \uparrow \\ h \\ \downarrow \\ \downarrow$			
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙ	ΞΙ Διάγραμμα Μ ₃ Διάγραμμα Μ ₂			
ΔΙΑΤΟΜΗΣ	L _{α,2} 	$L_{\alpha,3}$		
	$b \ge \frac{1}{10} \cdot \max\{L_{\alpha,2};L_{\kappa,2}\}$	$h \ge \frac{1}{10} \cdot \max\{L_{\alpha,3}; L_{\kappa,3}\}$		
		Εδάφιο 5.5.1.2.2(1)Ρ b≥25cm h≥25cm για τα κύρια σεισμικά υποστυλώματα		
ΕΛΑΧΙΣΤΗ	Εδάφιο 5.4.3.2.1(3)Ρ	Εδάφιο 5.5.3.2.1(3)Ρ		
ΕΠΙΦΑΝΕΙ	Για τα κύρια σεισμικά υποστυλώματα:	Για τα κύρια σεισμικά υποστυλώματα:		
$\Delta EMATO\Sigma \qquad V_{d} = \frac{N_{Ed}}{A_{c} \cdot f_{cd}} \le 0.65 \Longrightarrow A_{c} \ge \frac{N_{Ed}}{0.65 \cdot f_{cd}}$		$v_{d} = \frac{N_{Ed}}{A_{c} \bullet f_{cd}} \le 0.55 \Longrightarrow A_{c} \ge \frac{N_{Ed}}{0.55 \bullet f_{cd}}$		

Γ.2. ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΔΙΑΜΗΚΗ ΟΠΛΙΣΜΟ

Οι ελάχιστες και οι μέγιστες απαιτήσεις σε διαμήκη οπλισμό, όπως ορίζονται στα σχετικά εδάφια 5.4.3.2.2(1)P-(2)P και 5.5.3.2.2(1)P-(2)P του ΕΚ8, δίνονται στον παρακάτω πίνακα, στον οποίο επιπροσθέτως ορίζονται και οι κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων.

	КПМ	КПҮ			
(1)	$\rho_{min} = 0.01 \le \rho = \left(\frac{A_{s,tot}}{b \cdot h}\right) \le \rho_{max} = 0.04$				
	Εδάφιο 5.4.3.2.2(1)Ρ	Εδάφιο 5.5.3.2.2(1)Ρ			
(2)	Ελάχιστος αριθμός ράβδων / πλευρά διατομής = 3				
(2)	Εδάφιο 5.4.3.2.2(2)Ρ	Εδάφιο 5.5.3.2.2(2)Ρ			
(3)	Εδάφιο 5.4.3.2.2(11): Μέγιστη απόσταση διαμήκων ράβδων συγκρατούμενων από συνδετήρες → b _i =20cm	Εδάφιο 5.5.3.2.2(12): Μέγιστη απόσταση διαμήκων ράβδων συγκρατούμενων από συνδετήρες → b _i =15cm			
(4)	Ελάχιστη επιτρεπόμενη διάμετρος διαμήκους ράβδου → minΦ _L =8mm (με βάση το εδάφιο 9.5.2(1) του ΕΚ2)				
	Ορισμός κρίσιμων περιοχών:	Ορισμός κρίσιμων περιοχών:			
	Εδάφιο 5.4.3.2.2(4):	Εδάφιο 5.5.3.2.2(4):			
(5)	$L_{cr} = max\{h_{c}; (L_{cl}/6); 0.45\} (m)$	$L_{cr} = max\{(1.5 \cdot h_{c}); (L_{cl}/6); 0.60\} (m)$			
	− Eφόσοv L_{cl}/h_c <3 ⇒ L_{cr} = L_{cl}	- Εφόσον L _{cl} /h _c <3 ⇒ L _{cr} = L _{cl}			
	(Εδάφιο 5.4.3.2.2(5)Ρ)	(Εδάφιο 5.5.3.2.2(5)Ρ)			



Σύμφωνα με το εδάφιο 5.5.3.2.2(14): Η διατομή διαμήκους οπλισμού που προβλέπεται στη βάση του υποστυλώματος του κατώτατου ορόφου κτιρίων ΚΠΥ (δηλ. όπου το υποστύλωμα συνδέεται με την θεμελίωση) δεν πρέπει να είναι μικρότερη από εκείνη που προβλέπεται στην κεφαλή του υποστυλώματος του ίδιου ορόφου.

Γ.3. ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΓΚΑΡΣΙΟ ΟΠΛΙΣΜΟ

Οι ελάχιστες απαιτήσεις σε εγκάρσιο οπλισμό, όπως ορίζονται στα σχετικά εδάφια 5.4.3.2.2(10)P-(11)P και 5.5.3.2.2(11)P-(12)P του ΕΚ8, δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

КПМ	КПҮ

	$\begin{split} & \Delta i \acute{\alpha} \mu \epsilon \tau \rho \circ \varsigma \sigma u v \delta \epsilon \tau \acute{\eta} \rho \omega v d_{bw} \\ & d_{bw} > max \{ d_{bL}^{max} / 4 ; 6mm \} \\ & \Delta i \acute{\alpha} \mu \epsilon \tau \circ \sigma \sigma \sigma u v \delta \epsilon \tau \acute{\eta} \rho \omega v s_{cr} \\ & s_{cr} < \{ b_0 / 2 ; 8 d_{bL}^{min} ; 175mm \} \\ & \Delta i \acute{\alpha} \mu \epsilon \tau \rho \circ \varsigma \sigma u v \delta \epsilon \tau \acute{\eta} \rho \omega v d_{bw} \\ & d_{bw} > max \{ d_{bL}^{max} / 4 ; 6mm \} \\ & A \pi \acute{\sigma} \sigma \tau \sigma \sigma \sigma u v \delta \epsilon \tau \acute{\eta} \rho \omega v s \\ & s < \{ h_c ; 20d_{bL}^{min} ; 400mm \} \\ \hline & \bullet & b_0 = min \{ h; b \} \\ & \bullet & h_c = min \{ h; b \} \\ & h_c = min \{ h; b \} \\ & h_c = min \{ h; b \} \\ & h_c = min \{ h; b \} \\ & h_c = min \{ h; b \} \\ & h_c = min \{ h; b \} \\ & h_c = min \{ h; b \} \\ & h_c = min \{ h; b \} \\ & h_c = min \{ h; b \} \\ & h_c = min \{ h; b \} \\ & h_c = min \{ h; b \} \\ & h_c = min \{ h; b \} \\ & h_c = max \Phi_L \\ & d_{bL}^{min} = min \Phi_L \end{split}$		Διάμετρος συνδετήρων d _{bw} d _{bw} >max{ $0.4 d_{bL}^{max}(f_{ydL}/f_{ydw})^{1/2};6mm$ } ^{cr} Απόσταση συνδετήρων s _{cr} s _{cr} <{ $b_0/3; 6d_{bL}^{min}; 125mm$ } Διάμετρος συνδετήρων d _{bw} d _{bw} >max{ $d_{bL}^{max}/4; 6mm$ } Απόσταση συνδετήρων s s<{ $h_c; 20d_{bL}^{min}; 400mm$ } $h_c=min{{h;b}} d_{bL}^{max}=max\Phi_L$ h_c=min{{h;b}} d_{bL}^{min}=min\Phi_L b_0=min{{b';h'}} Διάμετρος συνδετήρων d _{bw} d _{bw} >max{ $0.4 d_{bL}^{max}(f_{ydL}/f_{ydw})^{1/2}; 6mm$ } cr Απόσταση συνδετήρων s _{cr} s _{cr} <{ $b_0/3; 6d_{bL}^{min}; 125mm$ } Στους 2 κατώτατους ορόφους: Τοποθετούνται συνδετήρες σε μήκος (L _{cr} +L _{cr} /2) όπως στα κρίσιμα μήκη (Εδάφιο 5.5.3.2.2(13)P)
Βάση κτιρίου (κρίσιμες περιοχές)	ω _{wd} =0.08 (Εδάφιο 5.4.3.2.2(9))	Βάση κτιρίου	=0.12 (Εδάφιο ^{ω_{wd}} 5.5.3.2.2(10))
	α•ωwd ≥ 30μφvd · εsy,d · bcbo − 0.035 (Εδάφιο 5.4.3.2.2(8))	(κρίσιμες περιοχές)	$\begin{array}{c} \alpha \bullet \omega_{w} \geq 30 \mu_{\phi} v_{d} \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_{c}}{b_{o}} - 0.035 \\ \\ d \qquad (E\delta \dot{\alpha} \phi \text{io} 5.5.3.2.2(9)) \end{array}$
Υπόλοιπ ο κτίριο (κρίσιμες περιοχές)	ω _{wd} –	Υπόλοιπ ο κτίριο	=0.08 (Εδάφιο ω _{wd} 5.5.3.2.2(10))
	α•ω _{wd} –	(κρισιμες περιοχές)	α•ωw ≥ 30μ*φvd · εsy,d · (bc/bo) - 0.035 d (Εδάφια 5.5.3.2.2(7),(9))

Παρατηρήσεις:

- (1) Οι ελάχιστες απαιτήσεις για τις μη κρίσιμες περιοχές, προέρχονται από την παράγραφο 9.5.3 του ΕΚ2.
- (2) Η μέγιστη επιτρεπόμενη απόσταση των συνδετήρων s στις μη κρίσιμες περιοχές θα πρέπει να μειωθεί στο 60% της τιμής που δίνεται στο παραπάνω σχήμα:
 - (i) σε τμήματα του υποστυλώματος μήκους ίσου με τη μεγαλύτερη διάσταση της διατομής πάνω ή κάτω από δοκό ή πλάκα.
 - (ii) σε περιοχές υπερκάλυψης, εφόσον η μέγιστη διάμετρος των διαμήκων ράβδων είναι μεγαλύτερη από 14 mm. Απαιτείται να τοποθετούνται κατ' ελάχιστο 3 συνδετήρες ανά

ίσες αποστάσεις εντός του μήκους υπερκάλυψης.

- (3) Απο τον έλεγχο της ικανοποίησης των ελάχιστων ορίων για τα ω_{wd} και α•ω_{wd} προκύπτουν επίσης ελάχιστες απαιτήσεις για τον εγκάρσιο οπλισμό των υποστυλωμάτων (έλεγχος περίσφιξης).
- (4) Ο δείκτης πλαστιμότητας μ_φ υπολογίζεται βάσει των οδηγιών του εδαφίου 5.2.3.4(3).
- (5) Ο δείκτης πλαστιμότητας μ_φ* υπολογίζεται βάσει των οδηγιών των εδαφίων 5.2.3.4(3) και 5.5.3.2.2(7).

Δ. ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

Δ.1. ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Οι απαιτήσεις του ΕΚ8 για τις διαστάσεις των διατομών των υποστυλωμάτων είναι οι εξής:

	КПМ	КПҮ	
	Εδάφιο 5.4.3.4.2(1):	Εδάφιο 5.5.3.4.5(1):	
ΜΗΚΟΣ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ	$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	h _{cr} ≥ max{l _w , (h _w /6)} και h _{cr} ≤ {min{2·L _w , h _s } EAN n≤6 min{2·L _w , 2·h _s } EAN n≥7 <i>ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ</i> > Όπου ως h _s ορίζεται το ύψος ορόφου > Στην περίπτωση τοιχώματος που συνεχίζει εντός κλειστού κιβωτοειδούς υπογείου η κρίσιμη περιοχή θα πρέπει να εκτείνεται και κάτω από τη στάθμη οροφής του πρώτου υπογείου σε μήκος ίσο με h _{cr} (εδάφιο 5.8.1(5)).	
ΕΛΑΧΙΣΤΟ ΠΛΑΤΟΣ ΚΟΡΜΟΥ	Εδάφιο 5.4.1.2.3(1): b _{w0} ≥max{0.15,h _s /20} Όπου h _s = το καθαρό ύψος ορόφου	Εδάφιο 5.5.1.2.3(2): b _{w0} ≥max{0.15,h _s /20} Όπου h _s = το καθαρό ύψος ορόφου	
ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙ Α ΣΚΥΡΟ- ΔΕΜΑΤΟΣ	Eδάφιο 5.4.3.4.1(2): $v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \le 0.40 \Rightarrow A_c \ge \frac{N_{Ed}}{0.40 \cdot f_{cd}}$	Eδάφιο 5.5.3.4.1(2): $v_{d} = \frac{N_{Ed}}{A_{c} \cdot f_{cd}} \le 0.35 \Rightarrow A_{c} \ge \frac{N_{Ed}}{0.35 \cdot f_{cd}}$	
ΜΗΚΟΣ Ι _c και ΠΑΧΟΣ b _w ΑΚΡΑΙΩΝ ΠΕΡΙΣΦΙΓ- ΜΕΝΩΝ ΖΩΝΩΝ	$ \begin{array}{c c} M\eta \kappa o\varsigma \ I_c \rightarrow E\delta \dot{\alpha} \phi \text{io} \ 5.4.3.4.2(6): \\ \Pi \dot{\alpha} \chi o\varsigma \ b_w \rightarrow E\delta \dot{\alpha} \phi \text{io} \ 5.4.3.4.2(10): \\ \Pi \dot{\alpha} \chi o\varsigma \ b_w \rightarrow E\delta \dot{\alpha} \phi \text{io} \ 5.5.3.4.5(6): \\ \Pi \dot{\alpha} \chi o\varsigma \ b_w \rightarrow E\delta \dot{\alpha} \phi \text{io} \ 5.5.3.4.5(8): \\ I_c \geq max \{0.15 \cdot I_w, 1.50 \cdot b_w\} \\ b_w \geq max \{0.2, (h_s/15)\} \ EAN \ I_c \leq max \{2 \cdot b_w, 0.2 \cdot I_w\} \\ b_w \geq max \{0.2, (h_s/10)\} \ EAN \ I_c > max \{2 \cdot b_w, 0.2 \cdot I_w\} \\ \hline \end{array} $		

Δ.2. ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΚΑΙ ΤΟΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΟΠΛΙΣΜΟ

Οι ελάχιστες και οι μέγιστες απαιτήσεις σε διαμήκη οπλισμό, όπως ορίζονται στα σχετικά εδάφια του ΕΚ8, δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

		КПМ		КПҮ	
AKP A	ΚΡΙΣΙΜΗ	$\rho_{min} = A_s / (I_c \cdot b_w) = 0.5\%$ [5.4.3.4.2(8)] ⁽⁵⁾		ρ _{min} =0.5% [5.5.3.4.5(7)] ⁽⁶⁾	
	TILFIOAT	ρ _{max} =4% ⁽¹⁾		ρ _{max} =4% ⁽¹⁾	
	Όροφος ανω της ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗ Σ	Όπως στην μη κρίσιμη περιοχή ↓		Όπως σ [{	↑ την κρίσιμη περιοχή 5.5.3.4.5(11)]
	МН	ρ_{min} =0.2% [5.4.3.4.2(11)] ⁽²⁾		ρ_{min} =0.2% [5.5.3.4.5(12)] ⁽²⁾	
	ΚΡΙΣΙΜΗ ΠΕΡΙΟΧΗ	Εφόσον όμως (ε _c >2‰) ⁽³⁾ → ρ _{min} =0.5%		Εφόσον όμως (ε _c >2‰) ⁽³⁾ → ρ _{min} =0.5%	
	ΚΡΙΣΙΜΗ ΠΕΡΙΟΧΗ	Οριζόντιες ράβδοι	$\rho_{h,min}$ =max{1‰;0.25 ρ_v }	Οριζόντιες ράβδοι ⁽⁷⁾	ρ _{h,min} =2‰ [5.5.3.4.5(13)]
			-		-
			s _h ≤400mm ⁽⁴⁾		Εδάφιο [5.5.3.4.5(15)] 8mm≤d _{bh} ≤(b _{w0} /8) s _h ≤min{250mm;25•d _{bh} }
		ΟΧΗ Κατακόρυφε ς ράβδοι	$\rho_{v,min}=2\%^{(1)}$	Κατακόρυφ ες ράβδοι ⁽⁷⁾	ρ _{v,min} =2‰ [5.5.3.4.5(13)]
КОР			ρ _{v,max} =4% ⁽¹⁾		ρ _{v,max} =4% ⁽¹⁾
ΜΟΣ			s _v ≤min{400mm;3•b _{w0} } ⁽⁴⁾		Εδάφιο [5.5.3.4.5(15)] 8mm≤d _{bν} ≤(b _{w0} /8) s _ν ≤min{250mm;25•d _{bν} }
	Όροφος ανω της ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗ Σ	↑ Όπως στην κρίσιμη περιοχή		Όπως σ [5.5.3.4.5	↑ την κρίσιμη περιοχή (13) και 5.5.3.4.5(15)]
	MH 1		1		

ΚΡΙΣΙ	ΜΗ Όπως στη	ιν κρίσιμη περιοχή	Όπως στην κρίσιμη περιοχή
ΠΕΡΙΟ	ОХН		[5.5.3.4.5(13) και 5.5.3.4.5(15)]

⁽¹⁾ Είναι αντικείμενο του Εθνικού προσαρτήματος του ΕΚ2. Εδώ εισάγεται η προτεινόμενη τιμή.

- ⁽²⁾ Σύμφωνα και με το εδάφιο 9.6.2(1) του EC2.
- ⁽³⁾ ε_c = ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος.
- ⁽⁴⁾ Από ΕΚ2 (Εδάφιο 9.6.2(3))
- ⁽⁵⁾ Επιπλέον, σύμφωνα με το εδάφιο 5.4.3.4.2(9) που παραπέμπει στο εδάφιο 5.4.3.2.2(11): η απόσταση μεταξύ διαδοχικών διαμήκων ράβδων συγκρατούμενων με συνδετήρες δεν πρέπει να υπεβαίνει τα 200mm.
- ⁽⁶⁾ Σύμφωνα με το εδάφιο 5.5.3.4.5(10) κάθε δεύτερη διαμήκης ράβδος θα πρέπει να συγκρατείται από κλειστό ή μονοσκελή συνδετήρα.
- ⁽⁷⁾ Σύμφωνα με το εδάφιο 5.5.3.4.5(14) τα πλέγματα στις δύο παριές του κορμού θα πρέπει να συνδέονται μεταξύ τους με μονοσκελείς συνδετήρες σε αποστάσεις περίπου 500mm.

Δ.3. ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΟΠΛΙΣΜΟ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗΣ ΤΩΝ ΑΚΡΩΝ

Οι ελάχιστες και οι μέγιστες απαιτήσεις σε εγκάρσιο οπλισμό περίσφιξης των άκρων, όπως ορίζονται στα σχετικά εδάφια του ΕΚ8, δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

	КПМ	КПҮ
ΚΡΙΣΙΜΗ ΠΕΡΙΟΧΗ	ω _{wd} =0.08 [5.4.3.4.2(9)]	ω _{wd} =0.12 [5.4.3.4.2(9)]
		[Εδάφιο 5.5.3.4.5(10)]
	$s_{cr} \leq \{b_w/2; 8 \cdot d_{bL}; 175 \text{mm}\}^{(1)} [5.4.3.4.2(9)]$	d_{bw} >max{0.4 $d_{bL}^{max}(f_{ydL}/f_{ydw})^{1/2}$;6mm} ⁽³⁾
		$s_{cr} < \{b_w/3; 6d_{bL}^{min}; 125mm\}^{(3)}$
	$\alpha \boldsymbol{\cdot} \boldsymbol{\omega}_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \left(\boldsymbol{v}_{d} + \boldsymbol{\omega}_{v} \right) \boldsymbol{\epsilon}_{sy,d} \frac{\boldsymbol{b}_{w}}{\boldsymbol{b}_{o}} - 0.035$	$\alpha \boldsymbol{\cdot} \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \left(v_{d} + \omega_{v} \right) \epsilon_{sy,d} \frac{b_{w}}{b_{o}} - 0.035$
	[Εδάφιο 5.4.3.4.2(4)] ⁽²⁾	[Εδάφιο 5.5.3.4.5(4)] ⁽²⁾
Όροφος ανω της ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗ Σ	Όπως στην μη κρίσιμη περιοχή ↓	↑ Όπως στην κρίσιμη περιοχή [5.5.3.4.5(11)] με εξαίρεση το ότι το α•ω _{wd} το οποίο επιτρέπεται να είναι μειωμένο κατά 50%
	Εδάφιο 5.4.3.4.2(11)	Εδάφιο 5.5.3.4.5(12)
ΜΗ ΚΡΙΣΙΜΗ ΠΕΡΙΟΧΗ	Με βάση τις διατάξεις του ΕΚ2 (Παράγραφος 9.6) εκτός από την περίπτωση κατά την οποία (ε _c >2‰) ⁽⁴⁾ . Στην περίπτωση αυτή πρέπει: ρ _{v,min} =0.5%	Με βάση τις διατάξεις του ΕΚ2 (Παράγραφος 9.6) εκτός από την περίπτωση κατά την οποία (ε _c >2‰) ⁽⁴⁾ . Στην περίπτωση αυτή πρέπει: ρ _{v,min} =0.5%

⁽¹⁾ Στην περίπτωση αυτή το d_{bL} είναι η <u>ελάχιστη</u> διάμετρος των διαμήκων ράβδων του άκρου.

⁽²⁾ Ο δείκτης πλαστιμότητας υπολογίζεται με βάση το εδάφιο 5.4.3.4.1(2). Επίσης οι υπόλοποι όροι της σχέσης του α•ω_{wd} υπολογίζονται με βάση το εδάφιο 5.4.3.2.2(8) όπως τα υποστυλώματα, με εξαίρεση το ω_v το οποίο στην παρούσα περίπτωση είναι ίσο με το μηχανικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού του κορμού (ω_v=ρ_v•(f_{yd,v}/f_{cd})).

⁽³⁾ Στην περίπτωση αυτή το d_{bL} συμβολίζει τη διάμετρο των διαμήκων ράβδων του άκρου.

⁽⁴⁾ ε_c = ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος.

Ε. ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΑ ΚΟΜΒΟΥΣ ΔΟΚΩΝ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Ο ΕΚ8 προβλέπει τον έλεγχο και την λήψη ειδικών μέτρων για την προστασία των κόμβων κύριων σεισμικών δοκών και υποστυλωμάτων. Η προστασία αυτή παρέχεται από την τοποθέτηση κατάλληλου οπλισμού περίσφιγξης. Για τους κόμβους κτιρίων ΚΠΜ οι σχετικές οδηγίες δίνονται στην παράγραφο 5.4.3.3, ενώ για τους κόμβους κτιρίων ΚΠΥ στις παραγράφους 5.5.2.3 και 5.5.3.3.


	παραπάνω.
•	Επιπλέον των ελαχίστων αυτών απαιτήσεων προβλέπεται ελάχιστη διάμετρος
	οριζόντιων συνδετήρων όχι μικρότερη από 6mm (Εδάφιο 5.5.3.3(3)).

ΣΤ. ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

ΣΤ.1 ΠΕΔΙΛΑ

Ελάχιστη διάμετρος ράβδων (ΕΚ2: 9.8.2.1(1)): Φ_{min}=8mm.

(Σημ.: Σε άλλους κανονισμούς επιβάλλεται μεγαλύτερη ελάχιστη διάμετρος Φ_{min} λόγω του αυξημένου κινδύνου διάβρωσης)

ΣΤ.2 ΘΕΜΕΛΙΩΔΟΚΟΙ

Οι ελάχιστες απαιτήσεις των θεμελιοδοκών που δίνονται στο παρακάτω σχήμα προέρχονται από:

- το εδάφιο 5.8.2(3) του ΕΚ8 (για τις ελάχιστες διαστάσεις των διατομών),
- το εδάφιο 5.8.2(5) του ΕΚ8 (για το ελάχιστο ποσοστό οπλισμού ρ_{b,min}), και
- το εδάφιο 9.8.3(1) του ΕΚ2 (για την ελάχιστη διάμετρο των διαμήκων ράβδων minΦ_L).

Έως 3 υπέργειοι όροφοι

4 και άνω υπέργειοι όροφοι



Σημείωση: Θα πρέπει να τονιστεί - σύμφωνα με το εδάφιο 5.8.1(3)P του ΕΚ8 - ότι εφόσον ο έλεγχος των θεμελιοδοκών γίνει με μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση και όχι από μεγέθη που προκύπτουν από ικανοτικό σχεδιασμό, τότε οι ελάχιστες απαιτήσεις τόσο για τις διαστάσεις τους όσο και για τον οπλισμό τους θα πρέπει να είναι σύμφωνες με τις σχετικές απαιτήσεις των δοκών ανωδομής, όπως αυτές δίνονται στις αντίστοιχες παραγράφους του Παραρτήματος.

ΣΤ.3 ΠΛΑΚΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΕΙΣ)

Σύμφωνα με το εδάφιο 5.8.2(4) του ΕΚ8 για τις πλάκες θεμελίωσης προβλέπονται οι ελάχιστες απαιτήσεις που φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β. Μέθοδος υπολογισμού του ισοδύναμου μήκους λυγισμού των υποστυλωμάτων.

Μήκος λυγισμού (effective length) ενός ραβδωτού στοιχείου ονομάζεται το μήκος της ιδεατής εκείνης, αρθρωτής και στα δυο άκρα της, ράβδου η οποία για τις ίδιες διαστάσεις διατομής έχει ιδεατό φορτίο λυγισμού όπως και το εξεταζόμενο στοιχείο.

Για τον υπολογισμό του το ΟΣΚΑ ακολουθεί μία τεκμηριωμένη προσεγγιστική διαδικασία (μέθοδος νομογραφημάτων: alignment chart method, βλ. [14], [15]). Η διαδικασία αυτή στηρίζεται σε παραδοχές οι οποίες δεν εκπληρώνονται κατά κανόνα στο σύνολο τους σε όλα τα κτίρια, ωστόσο η χρήση της επιτρέπεται από τον ΕΚΟΣ/2000 ο οποίος δίνει νομογραφήματα (Σχήμα Σ14.1 και Σχήμα 14.2) τα οποία προκύπτουν από αυτή. Πιο συγκεκριμένα, το ΟΣΚΑ έχει ενσωματωμένες τις σχέσεις από τις οποίες προέρχονται τα συγκεκριμένα νομογραφήματα. Οι βασικές παραδοχές και η φιλοσοφία της μεθόδου είναι:

- Το προς εξέταση στοιχείο ανήκει σε πλαίσιο σχεδόν ομοιόμορφο καθ' ύψος και κατά μήκος. Το «σχεδόν ομοιόμορφο» έχει την έννοια, ότι δεν είναι αυστηρή η απαίτηση της ομοιομορφίας. Είναι πάντως γεγονός ότι η μέθοδος είναι τόσο ακριβέστερη όσο πιο ομοιόμορφο είναι το πλαίσιο στο οποίο ανήκει το προς εξέταση στοιχείο.
- 2. Οι αξονικές δυνάμεις των δοκών του πλαισίου είναι αμελητέες.
- 3. Οι γωνίες στροφής των δοκών στα δυο άκρα τους, είναι ίσες και ίσης φοράς στην περίπτωση μεταθετών πλαισίων (δηλαδή οι δοκοί παραμορφώνονται με διπλή καμπυλότητα), ενώ είναι ίσες και αντίθετες στην περίπτωση των αμετάθετων πλαισίων (δηλαδή οι δοκοί παραμορφώνονται με απλή καμπυλότητα)
- 4. Η συμπεριφορά όλων των στοιχείων του πλαισίου είναι γραμμικά ελαστική.
- 5. Τα υποστυλώματα του πλαισίου φορτίζονται από αξονικές θλιπτικές δυνάμεις και έχουν ίσες τις χαρακτηριστικές παραμέτρους (k•L), (όπου $k = \sqrt{N/EI}$).
- 6. Όλα τα υποστυλώματα του πλαισίου αστοχούν από λυγισμό, ταυτόχρονα.

Η φιλοσοφία της μεθόδου, έγκειται στην «απόσπαση» του προς εξέταση στοιχείου από το πλαίσιο μαζί με τα «περιβάλλοντα» του οριζόντια και κατακόρυφα στοιχεία, με στόχο τον προσδιορισμό των συνοριακών συνθηκών στα άκρα του. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται ο σχηματισμός ενός απλοποιημένου μοντέλου με το οποίο είναι δυνατή η εφαρμογή κλασσικών διαδικασιών υπολογισμού του φορτίου λυγισμού (Σχήμα 5.9). Θα πρέπει βέβαια να τονιστεί ότι το αποσπώμενο τμήμα του πλαισίου είναι διαφορετικό για την περίπτωση υποστυλωμάτων ανωδομής και διαφορετικό για την περίπτωση των υποστυλωμάτων που βρίσκονται στο επίπεδο της θεμελίωσης του πλαισίου, όπως φαίνεται στο σχήμα 5.9. Δεδομένου του γεγονότος ότι ακρογωνιαίος λίθος της μεθόδου είναι η παραδοχή για την παραμορφωμένη μορφή του αποσπασθέντος τμήματος του πλαισίου, γίνεται διάκριση μεταξύ των αμετάθετων και των μεταθετών πλαισίων (βλέπε σχήμα 5.10). Επομένως λαμβάνεται υπόψη το γεγονός ότι η μεταθετότητα ή η μη μεταθετότητα του πλαισίου επηρεάζει τις «ιδιομορφές λυγισμού» των κατακορύφων στοιχείων.



Σχήμα Β.1 Τα τρία βήματα για την κατάστρωση του μοντέλου υπολογισμού του μήκους λυγισμού ενός υποστυλώματος.

Όπως φαίνεται από την συνδυασμένη μελέτη των σχημάτων B.1 και B.2, είναι καθοριστικής σημασίας η παραδοχή που γίνεται για τις συνοριακές συνθήκες στα άκρα των υποστυλωμάτων c1 και c3 (D και C αντίστοιχα). Η μέθοδος δίνει τη δυνατότητα θεώρησης διαφόρων συνοριακών συνθηκών στα άκρα των υποστυλωμάτων αυτών (είτε της πλήρους πάκτωσης στους κόμβους όπου καταλήγουν, είτε της αρθρωτής σύνδεσης στους κόμβους αυτούς). Επιπλέον δίνεται και η δυνατότητα θεώρησης και ημιάκαμπτων συνδέσεων στα άκρα των δοκών b1 – b4, δυνατότητα που βρίσκει κυρίως εφαρμογή στην περίπτωση των μεταλλικών κατασκευών.



Σχήμα Β.2 Παραδοχή για την ιδιομορφή λυγισμού του «αποσπώμενου» τμήματος στην περίπτωση μεταθετού (α) και αμετάθετου πλαισίου (β)

Τελικό εξαγώμενο της μεθόδου είναι ο συντελεστής β ο οποίος πολλαπλασιαζόμενος με το εύκαμπτο μήκος του στοιχείου οδηγεί στον τελικό υπολογισμό του ισοδύναμου μήκους λύγισμού μέσω της σχέσης:

$$\mathsf{L}_{\rm cr} = \mathsf{L}_0 = \beta \cdot \mathsf{L}_{\rm c}$$

Όπου L_{c} είναι το μήκος του εύκαμπτου τμήματος του υποστυλώματος.

(B.1)

Αποδεικνύεται (βλ. π.χ. [14]) ότι η εξίσωση από την οποία προκύπτει η τιμή του συντελεστή β (με βάση τις παραδοχές που παρουσιάστηκαν πιο πάνω) είναι για την περίπτωση των αμετάθετων πλαισίων:

$$\frac{\mathsf{K}_{A}\cdot\mathsf{K}_{B}}{4}\cdot\left(\frac{\pi}{\beta}\right)^{2}+\frac{\mathsf{K}_{A}+\mathsf{K}_{B}}{2}\cdot\left[1-\frac{\left(\frac{\pi}{\beta}\right)}{\tan\left(\frac{\pi}{\beta}\right)}\right]+\frac{2\cdot\tan\left(\frac{\pi}{2\cdot\beta}\right)}{\left(\frac{\pi}{\beta}\right)}-1=0 \tag{B.2}$$

Όπου στην παραπάνω σχέση:

$$K_{A} = \frac{\sum_{A} \left(\frac{EI}{L}\right)_{c}}{\sum_{A} \left[a_{uf}\left(\frac{EI}{L}\right)\right]_{b}} \ge 0.4 \qquad K_{B} = \frac{\sum_{B} \left(\frac{EI}{L}\right)_{c}}{\sum_{B} \left[a_{uf}\left(\frac{EI}{L}\right)\right]_{b}} \ge 0.4$$
(B.3)

Όπου οι δείκτες c, b δηλώνουν ότι τα μεγέθη στα οποία προστίθενται αναφέρονται σε υποστυλώματα και δοκούς αντίστοιχα. Επίσης a_{uf} είναι ο συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες πακτώσεως της δοκού στο απέναντι άκρο της. Οι συντελεστές K_A και K_B συντίθενται από τα στοιχεία που συντρέχουν στους κόμβους A και B (συμπεριλαμβανομένου φυσικά και του προς εξέταση υποστυλώματος c2, βλ. Σχήμα B.2), και προκύπτουν από τις εξισώσεις ισορροπίας των ροπών των κόμβων αυτών.

Για την περίπτωση των μεταθετών πλαισίων ισχύει η παρακάτω εξίσωση:

$$\frac{\mathsf{K}_{A}\cdot\mathsf{K}_{B}\cdot\left(\frac{\pi}{\beta}\right)^{2}-36}{6\cdot(\mathsf{K}_{A}+\mathsf{K}_{B})}-\frac{\left(\frac{\pi}{\beta}\right)}{\tan\left(\frac{\pi}{\beta}\right)}=0 \tag{B.4}$$

Οι εξισώσεις (B.2) και (B.4) συντίθενται και έπειτα λύνονται από το ΟΣΚΑ με αριθμητική μέθοδο.

Θα πρέπει τέλος να γίνει και η εξής επισήμανση: Όπως ήδη τονίστηκε ο έλεγχος των υποστυλωμάτων έναντι των φαινομένων β' τάξης, θα πρέπει να γίνει στα δύο τοπικά επίπεδα της διατομής τους. Αυτό σημαίνει ότι θα πρέπει να σχηματιστούν και να λυθούν οι εξισώσεις (B.2) και (B.4) δύο φορές: μία φορά για κάμψη του υποστυλώματος μέσα στο τοπικό επίπεδο 1-2, και μία φορά για κάμψη του υποστυλώματος μέσα στο τοπικό επίπεδα αυτή εισάγει το πρόβλημα του υπολογισμού των συντελεστών K_A και K_B για τα δύο επίπεδα κάμψης. Ωστόσο στην γενική περίπτωση, τα πλαίσια στα οποία «συμμετέχει» ένα υποστύλωμα έχουν διευθύνσεις που δεν ταυτίζονται με τις διευθύνσεις των δύο τοπικών επίπεδων της διατομής του. Επομένως θα πρέπει να γίνουν κάποιες παραδοχές έτσι ώστε να μπορεί να γίνει εφαρμογή των σχέσεων (B.3) στην γενική περίπτωση, και όχι για μόνο για τις ιδεατές περιπτώσεις υποστυλωμάτων στα οποία συντρέχουν δοκοί σε δύο κάθετες μεταξύ τους δευθύνσεις και μάλιστα οι διευθύνσεις αυτές συμπίπτουν με τους τοπικούς άξονες της διατομής. Πρόκειται για ένα πρόβλημα ανάλογο με αυτό που παρουσιάστηκε για την περίπτωση υπολογισμού των κάμψης.

Για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού, το ΟΣΚΑ κάνει αναγκαστικά συγκεκριμένες παραδοχές προκειμένου να εφαρμόσει την παραπάνω περιγραφόμενη διαδικασία στην γενική περίπτωση, κατά την οποία ο λυγισμός των κατακορύφων στοιχείων δεν λαμβάνει χώρα εντός ενός από τα δυο κύρια επίπεδα των στοιχείων. Επομένως γίνεται η βασική παραδοχή ότι υπάρχει αποσύζευξη της λειτουργίας ενός υποστυλώματος στα δύο τοπικά επίπεδα κάμψης. Έτσι είναι δυνατή η εφαρμογή των σχέσεων (Β.3) τροποποιημένων όμως κατάλληλα, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη το γεγονός ότι οι συντρέχουσες στην κεφαλή και στον πόδα του υπό εξέταση υποστυλώματος δοκοί δεν έχουν τις διευθύνσεις των τοπικών αξόνων της διατομής του.



Κάμψη / Λυγισμός στο τοπικό επίπεδο 1-2





Κάμψη / Λυγισμός στο τοπικό επίπεδο 1-3





$$K_{B,2} = \frac{\sum_{B} \left(\frac{EI}{L}\right)_{c}}{\sum_{B} \left[a_{uf}\left(\frac{EI}{L}\right)sin^{2}\theta i\right]_{b}} \ge 0.4$$

Σχήμα Β.3 Διαδικασία υπολογισμού των συντελεστών Κ_Α, Κ_Β στην γενική περίπτωση ενός κόμβου χωρικού πλαισίου.



 Καρτερού 60, 71201 Ηράκλειο - Τηλ.: 2810.332684

 www.tol.com.gr

 info@tol.com.gr

Copyright © 2008-2011