

**ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΧΩΡΟΤΑΞΙΑΣ ΚΑΙ ΔΗΜΟΣΙΩΝ ΕΡΓΩΝ
ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΔΗΜΟΣΙΩΝ ΕΡΓΩΝ
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΜΕΛΕΤΩΝ ΕΡΓΩΝ ΟΔΟΠΟΙΑΣ**

ΟΔΗΓΙΕΣ

**ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΩΝ
ΣΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΜΕ DIN-FB 102, 103, 104
(ΟΑΜΓ-FB)**

Ιούνιος 2007

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Σελίδα

1. ΤΟΜΕΑΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ, ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΚΑΙ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΥΜΜΟΡΦΩΣΗΣ	1
1.1 Αντικείμενο	1
1.2 Τομέας Εφαρμογής	1
1.3 Θεμελιώδεις Απαιτήσεις	2
1.4 Κριτήρια Συμμόρφωσης	2
1.4.1 Υλικά	3
1.4.2 Ελεγχoi αντοχής	4
1.4.3 Εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας	4
1.4.4 Ελεγχoi μετακινήσεων	4
2. ΜΕΘΟΔΟΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ	6
2.1 Φάσμα Επιταχύνσεων Σχεδιασμού	6
2.2 Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_i	6
2.2.1 Γενικά	6
2.2.2 Σεισμική δράση σχεδιασμού κατά τη διάρκεια της κατασκευής	7
2.3 Συντελεστής Θεμελίωσης θ	7
2.4 Συντελεστής Μετελαστικής Συμπεριφοράς q	7
2.5 Εφαρμογή της Μεθόδου	10
2.5.1 Αδρανειακές σταθερές	10
2.5.2 Σύστημα - Ανάλυση	10
2.5.3 Δυσκαμψίες	12
2.6 Δράσεις Ελέγχου	13
2.6.1 Υπολογιστική σεισμική ένταση	13
2.6.2 Σεισμικός συνδυασμός δράσεων	13
2.6.3 Ικανοτικές Δράσεις	14
2.6.4 Υπολογιστική διατμητική ένταση	15
2.7 Ελεγχoi	15
2.7.1 Αντοχή σχεδιασμού διατομής	15
2.7.2 Γέφυρες με μικρές απαιτήσεις πλαστιμότητας, δηλαδή με $q \leq 1,50$	15
2.7.3 Γέφυρες με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, δηλαδή με $q > 1,50$	16
2.7.4 Ελεγχος εδάφους	19
2.7.5 Εφέδρανα	19
2.7.6 Σεισμικοί Σύνδεσμοι	20
2.7.7 Αρμoi καταστρώματος / Πλάκες συνέχειας	22

3. ΕΙΔΙΚΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ	23
3.1 Μέθοδος Ισοδύναμης Στατικής Φόρτισης	23
3.1.1 Γενικά	23
3.1.2 Πεδίο εφαρμογής	23
3.1.3 Προσομοίωση στερεού φορέα	24
3.1.4 Προσομοίωση παραμορφωσίμου φορέα	25
3.1.5 Προσομοίωση μεμονωμένου βάθρου	25
3.1.6 Στροφικές καταπονήσεις περί κατακόρυφο άξονα	26
3.2 Ωθήσεις Γαιών	26
3.2.1 Ωθηση σε ελεύθερους τοίχους ή ελεύθερα ακρόβαθρα	26
3.2.2 Αντίδραση σε τοίχους ή ακρόβαθρα για εξωτερικά επιβεβλημένη μετακίνηση του τοίχου ή του ακρόβαθρου προς το επίχωμα	28
3.2.3 Ακρόβαθρα με ελαστικά εφέδρανα ή εφέδρανα ολίσθησης	28
3.2.4 Ακρόβαθρα με μονολιθική σύνδεση (ή στερεά άρθρωση) με το φορέα	29
3.2.5 Πλάκες πρόσβασης ή φορείς πρόσβασης ακροβάθρων	30
3.2.6 Επιρροή του συντελεστή σπουδαιότητας	31
4. ΚΑΝΟΝΕΣ ΜΟΡΦΩΣΗΣ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΗΣ	32
4.1 Μόρφωση	32
4.2 Οπλιση	33
4.2.1 Οπλισμός περίσφιγξης	34
4.2.2 Λυγισμός θλιβομένων ράβδων του διαμήκους οπλισμού	38
4.2.3 Τοιχοειδή βάθρα	39
4.2.4 Σύνδεση οπλισμού με παράθεση	40
4.2.5 Ελάχιστος διαμήκης οπλισμός θλιβομένων στοιχείων	40
4.2.6 Κυρίως καμπτόμενα στοιχεία	40
4.3 Κοίλα Βάθρα	40

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

- A. Πλαστιμότητες Μετακινήσεως και Καμπυλότητας
- B. Πρόσθετη Συμμετακινούμενη Υδάτινη Μάζα σε Βυθισμένα Βάθρα
- Γ. Υπολογισμός Μεγεθών Ικανοτικής Δράσης
- Δ. Υπολογισμός της Ενεργού Δυσκαμψίας Πλάστιμων Μελών Οπλισμένου Σκυροδέματος

ΟΔΗΓΙΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΩΝ

1. ΤΟΜΕΑΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ, ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΚΑΙ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΥΜΜΟΡΦΩΣΗΣ

1.1 Αντικείμενο

(1) Οι παρούσες Οδηγίες ισχύουν κατ' εφαρμογή της παραγρ. 1.1.1. (2) του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ, βλ. και 2.1 (1)) και αφορούν τον αντισεισμικό σχεδιασμό τεχνικών έργων οδοποιίας και σιδηροδρομικών.

(2) Οι Οδηγίες αυτές εφαρμόζονται σε συνδυασμό με τα DIN-FB 102, 103, 104.

(3) Μέσα στον τομέα εφαρμογής των Οδηγιών αυτών και για περιπτώσεις που δεν καλύπτονται από τις διατάξεις τους, επιτρέπεται να εφαρμόζονται κατάλληλες διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 : Μέρος 2, EN 1998-2:2005.

1.2 Τομέας Εφαρμογής

(1) Οι Οδηγίες αφορούν βασικά γέφυρες και τεχνικά έργα υπό επίχωση.

(2) Η πλειονότητα των διατάξεων αφορά γέφυρες στις οποίες οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται είτε από τα ακρόβαθρα είτε από κατακόρυφα μεσόβαθρα με κάμψη. Ενδεχόμενη πρόβλεψη σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων περιορίζεται στους κορμούς των βάθρων.

(3) Οι διατάξεις καλύπτουν και την περίπτωση γεφυρών που εδράζονται σε ελαστομεταλλικά εφέδρανα σε συνδυασμό με τις διατάξεις των "Οδηγιών για την Μελέτη Γεφυρών με Σεισμική Μόνωση" (ΟΣΜ).

(4) Σαν γενική μεθοδολογία αντισεισμικού υπολογισμού εφαρμόζεται η φασματική μέθοδος και σε απλούστερες περιπτώσεις η μέθοδος της ισοδύναμης στατικής φόρτισης.

(5) Οι παρούσες διατάξεις καλύπτουν μερικώς τον αντισεισμικό υπολογισμό για:

α) Τοξωτές γέφυρες.

β) Γέφυρες με συστήματα άντωσης ή βάθρα μορφής V.

- γ) Γέφυρες με ακραία γεωμετρία (πολύ λοξές ή με μεγάλη καμπυλότητα).
- δ) Γέφυρες που διασταυρώνουν ενεργά σεισμοτεκτονικά ρήγματα.
- ε) Καλωδιωτές γέφυρες.

(6) Σε ορισμένες κατηγορίες των ειδικών αυτών γεφυρών είναι σκόπιμο είτε να επιλέγεται ελαστική συμπεριφορά ($\alpha = 1$), είτε η γραμμική φασματική ανάλυση να συμπληρώνεται με μη γραμμική δυναμική ανάλυση με ολοκλήρωση στο χρόνο.

Επίσης είναι σκόπιμο να γίνονται συντηρητικές παραδοχές, βασιζόμενες κυρίως σε ικανοτικά κριτήρια, ώστε να αποφεύγονται με επαρκή αξιοπιστία ενδεχόμενες ψάθυρες μορφές αστοχίας.

(7) Οι παρούσες διατάξεις δεν καλύπτουν:

- α) τεχνικά έργα - γέφυρες με σεισμική μόνωση (βλέπε Οδηγίες για τη Μελέτη Γεφυρών με Σεισμική Μόνωση/Ιούνιος 2007)
- β) Κρεμαστές γέφυρες
- γ) Σήραγγες

(8) Για έργα που δεν διέπονται από τις παρούσες Οδηγίες οι μελέτες θα συντάσσονται με βάση ειδικές προδιαγραφές στις οποίες θα λαμβάνονται υπόψη οι ιδιαιτερότητες του έργου.

1.3 Θεμελιώδεις Απαιτήσεις

(1) Ο σεισμός σχεδιασμού καθορίζεται σύμφωνα με τον ΕΑΚ εκτός αν γίνει ειδική σεισμολογική μελέτη.

(2) Μετά το σεισμό σχεδιασμού η γέφυρα θα πρέπει να διατηρήσει την ακεραιότητά της και επαρκή εναπομένουσα αντοχή ώστε να επιτρέπει τη διέλευση κυκλοφορίας αμέσου ανάγκης. Οι βλάβες που ενδεχομένως θα υποστεί πρέπει να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες.

(3) Υπό την επίδραση σεισμών μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης συχνότητας από το σεισμό σχεδιασμού οι βλάβες πρέπει να είναι ελάχιστες ώστε να μην απαιτούν μείωση της κυκλοφορίας ούτε ανάγκη άμεσης επιδιόρθωσης.

1.4 Κριτήρια Συμμόρφωσης

(1) Η ικανοποίηση των θεμελιωδών απαιτήσεων της παραγρ. 1.3 θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με την τήρηση των ακόλουθων κριτηρίων:

1.4.1 Υλικά

(1) Στην περίπτωση γεφυρών σχεδιασμένων για πλάστιμη συμπεριφορά με $q > 1,5$, τα στοιχεία από σκυρόδεμα, στα οποία μπορεί να σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις, θα οπλίζονται με χάλυβα της Κατηγορίας C σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004, Πίνακας C.1 που δίνεται παρακάτω.

Πίνακας C.1: Ιδιότητες οπλισμού

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

(2) Τα στοιχεία από σκυρόδεμα γεφυρών, που έχουν σχεδιαστεί για πλάστιμη συμπεριφορά, στα οποία δεν σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις (ως συνέπεια ικανοτικού σχεδιασμού), καθώς και όλα τα στοιχεία από σκυρόδεμα γεφυρών, που είναι σχεδιασμένα για περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά ($q \leq 1,5$) ή όλα τα στοιχεία από σκυρόδεμα με σεισμική μόνωση σύμφωνα με τις Οδηγίες για την Μελέτη Γεφυρών με Σεισμική Μόνωση, επιτρέπεται να οπλίζονται χρησιμοποιώντας χάλυβα της Κατηγορίας B σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004, Πίνακα C.1.

(3) Για στοιχεία από δομικό χάλυβα στα οποία είναι δυνατόν να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις θα πρέπει ο χρησιμοποιούμενος χάλυβας να ικανοποιεί την ακόλουθη συνθήκη:

$$\frac{f_{y,max}}{f_y} \leq 1,1\gamma_o$$

όπου:

$\gamma_0 = 1.40$ είναι ο συντελεστής υπεραντοχής που ορίζεται στην 2.6.3 (1).
 f_y είναι η ονομαστική τιμή του ορίου διαρροής του χάλυβα.
 $f_{y,max}$ είναι η πραγματική μέγιστη τιμή του ορίου διαρροής (με ποσοστό υπέρβασης < 5%) του χάλυβα. Η απαίτηση αυτή πρέπει να αναγράφεται στα σχέδια της μελέτης.

(4) Ο έλεγχος αντοχής σε κρούση χαλύβδινων φερόντων στοιχείων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού θα γίνεται υπό την ελάχιστη θερμοκρασία σεισμικού σχεδιασμού της κατασκευής η οποία λαμβάνεται ως οιονεί μόνιμη τιμή.

Σημείωση: Όταν η τιμή της ελάχιστης θερμοκρασίας σεισμικού σχεδιασμού του φορέα δεν δίνεται από τις Προδιαγραφές του έργου μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με την σχετική σημείωση της παραγράφου Α.3.2 (1) του Παραρτήματος Α των Οδηγιών για την Σεισμική Μόνωση Γεφυρών.

1.4.2 Έλεγχοι αντοχής

(1) Ο έλεγχος των διατομών θα γίνεται με τις δράσεις του σεισμικού συνδυασμού όπως ορίζονται στην παραγρ. 2.6.2 και όταν προβλέπεται πλάσιμη σεισμική συμπεριφορά με τις ικανοτικές δράσεις που ορίζονται στην παραγρ. 2.6.3.

1.4.3 Εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας

(1) Σε όλες τις περιοχές στις οποίες προβλέπεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων θα λαμβάνονται μέτρα για την εξασφάλιση επαρκούς τοπικής πλαστιμότητας καμπυλοτήτων, ώστε το σύστημα να διαθέτει πλαστιμότητα μετακίνησης ανάλογη με το συντελεστή μετελαστικής συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται (σύμφωνα με την παραγρ. 2.4).

(2) Το κριτήριο αυτό θεωρείται γενικά ότι εξασφαλίζεται έμμεσα με την τήρηση των κανόνων μόρφωσης και όπλισης της παραγρ. 4.2 (κατασκευαστικές διατάξεις) χωρίς να απαιτείται άμεσος έλεγχος της διαθέσιμης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων.

1.4.4 Έλεγχοι μετακινήσεων

(1) Η υπολογιστική σεισμική μετακίνηση d_E θα λαμβάνεται από τη μετακίνηση d_{E0} που προκύπτει από τη γραμμική ανάλυση (είτε με τη μέθοδο της φασματικής απόκρισης είτε με την ισοδύναμη στατική μέθοδο κατά περίπτωση) με πολλαπλασιασμό επί το συντελεστή συμπεριφοράς q που χρησιμοποιήθηκε:

$$d_E = q d_{E0} \quad (1.1)$$

(2) Η μέγιστη σχετική σεισμική μετακίνηση μεταξύ δύο στατικά ανεξαρτήτων τμημάτων (1 και 2) γέφυρας μπορεί να εκτιμηθεί από τις μέγιστες απόλυτες μετακινήσεις κάθε τμήματος d_{E1} και d_{E2} με τη σχέση:

$$d_{E12} = \pm(d_{E1}^2 + d_{E2}^2)^{1/2} \quad (1.2)$$

(3) Η συνολική μετακίνηση υπό το σεισμό σχεδιασμού d_{Ed} θα υπολογίζεται από τη

$$d_{Ed} = d_G \pm d_E \pm \psi_{2T} d_T \quad (1.3)$$

όπου:

d_G είναι η τελική μετακίνηση των μονίμων ή οιονεί μονίμων χρονίων δράσεων (π.χ. από προένταση, συρρίκνωση και ερπυσμός του σκυροδέματος) όπως προκύπτει από τις τιμές σχεδιασμού αυτών των δράσεων.

d_E είναι η υπολογιστική σεισμική μετακίνηση (βλ. (1) παραπάνω)

d_T είναι η μετακίνηση σχεδιασμού από θερμικές δράσεις

$\psi_{2T}=0,50$ είναι ο συντελεστής συνδυασμού των θερμικών δράσεων

(4) Η συνολική μετακίνηση d_{Ed} θα λαμβάνεται υπόψη στο σχεδιασμό όλων των κυρίων φερόντων στοιχείων της γέφυρας (όχι όμως κατ' ανάγκη των αρμών καταστρώματος, βλέπε παραγρ. 2.7.5).

2. ΜΕΘΟΔΟΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

2.1 Φάσμα Επιταχύνσεων Σχεδιασμού

(1) Το φάσμα οριζοντίων επιταχύνσεων λαμβάνεται σύμφωνα με τις παραγράφους 2.3.1, 2.3.3, 2.3.6 του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ) (ΦΕΚ 2184Β'/20-12-99), όπως τροποποιήθηκε σύμφωνα με την απόφαση Δ17α/115/9/ΦΝ275/Τεύχος 2/ΑΦ1154/12-08-03) και σύμφωνα με τις διατάξεις του παρόντος, αναφορικά με τους συντελεστές σπουδαιότητας γ_1 , θεμελίωσης θ και μετελαστικής συμπεριφοράς q .

(2) Η κατακόρυφη συνιστώσα θα λαμβάνεται σύμφωνα με την παραγρ. 2.3.2 του ΕΑΚ, με τις ακόλουθες αλλαγές $A_v = 0.9A$, $\beta_0 = 3,0$, $T_1 = 0.05\text{sec}$, $T_2 = 0.15\text{sec}$ ανεξαρτήτως κατηγορίας εδάφους. Για τους συντελεστές γ_1 , θ και q έχουν εφαρμογή οι διατάξεις του παρόντος.

(3) Ο Κύριος του Έργου έχει το δικαίωμα σε περιπτώσεις που με αιτιολογημένη απόφασή του ορίζει γέφυρες ως ιδιαίτερα σημαντικές, να προβεί σε σύνταξη ειδικής τεχνικής - σεισμολογικής μελέτης για τον καθορισμό των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού, καθώς και να καθορίσει πρόσθετες ή διαφορετικές διατάξεις από τις αναφερόμενες στο παρόν κείμενο.

(4) Όσον αφορά την εφαρμογή του άρθρου 5.1.2 του ΕΑΚ, έχει εφαρμογή η 4.1 (2) των Οδηγιών για Μελέτη Γεφυρών με Σεισμική Μόνωση/Ιούνιος 2007.

2.2 Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_1

2.2.1 Γενικά

(1) Ανάλογα με τη σπουδαιότητα του έργου ο σεισμός σχεδιασμού μπορεί να ορισθεί με την επιλογή μιας αποδεκτής πιθανότητας υπέρβασης p , μέσα στην υπολογιστική διάρκεια ζωής t_d του έργου. Τότε η περίοδος επαναφοράς t_r του σεισμού σχεδιασμού προκύπτει από τη σχέση:

$$t_r = 1 / [1-(1-p)^{1/t_d}] \quad (2.1)$$

(2) Σε γέφυρες αυτοκινητοδρόμων, εθνικών οδών και σιδηροδρόμων λαμβάνεται γενικά τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_1 = 1.0$, που αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς του σεισμού σχεδιασμού περίπου 475 χρόνια. Ένας τέτοιος σεισμός έχει πιθανότητα υπέρβασης p κυμαινόμενη μεταξύ 0.10 και 0.19, για υπολογιστική διάρκεια ζωής του έργου t_d μεταξύ 50 και 100 χρόνων αντίστοιχα.

(3) Αν δεν γίνει αξιόπιστη στατιστική αξιολόγηση υπάρχοντων

σεισμολογικών δεδομένων που να επιτρέπει, με συμφωνία του Κυρίου του Έργου, τον καθορισμό της σεισμικής δράσης με βάση τιμές των παραμέτρων σχεδιασμού (ρ και t_d ή t_r) διαφορετικές από τις προαναφερόμενες, η διαφοροποίηση του επιδιωκόμενου βαθμού ασφάλειας μπορεί να επιτευχθεί μέσω των ακόλουθων τιμών του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I :

- Σε γέφυρες επαρχιακών ή αγροτικών οδών θα λαμβάνεται γενικά $\gamma_I=0.85$.
- Σε ιδιαίτερα σημαντικές μεγάλες γέφυρες και εφόσον δεν γίνει ειδική σεισμολογική μελέτη, θα λαμβάνεται, με συμφωνία του Κυρίου του Έργου, $\gamma_I=1.30$.

2.2.2 Σεισμική δράση σχεδιασμού κατά τη διάρκεια της κατασκευής

(1) Αν t_c είναι η διάρκεια κατασκευής του έργου, η περίοδος επαναφοράς t_r του σεισμού σχεδιασμού μπορεί να ληφθεί από τη σχέση του εδαφίου 2.2.1 (1) με αντικατάσταση του t_d με t_c . Για τις συνήθεις τιμές του t_c ($t_c \leq 5$ έτη) μπορεί να χρησιμοποιηθεί η απλοποιημένη σχέση

$$t_r = t_c / \rho \quad (2.2)$$

με $\rho \leq 0.05$

(2) Αν δεν διατίθενται αξιόπιστα σεισμολογικά στοιχεία, επιτρέπεται η σεισμική δράση κατά τη διάρκεια της κατασκευής να λαμβάνεται ίση με το 50% της κανονικής σεισμικής δράσης σχεδιασμού.

2.3 Συντελεστής Θεμελίωσης θ

(1) Λαμβάνεται γενικώς $\theta = 1.0$

2.4 Συντελεστής Μετελαστικής Συμπεριφοράς q

(1) Ο συντελεστής αυτός εισάγει την μείωση της υπολογιστικής σεισμικής έντασης που μπορεί να επιτευχθεί με μετελαστική απόκριση του πραγματικού συστήματος, σε σχέση με την ένταση που υπολογίζεται για απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

(2) Ο συντελεστής συμπεριφοράς q , είναι ενιαίος για το συνολικό σύστημα, και μεταβάλλεται παράλληλα (αλλά όχι πάντοτε ανάλογα) με τη διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεως μ_d του συνολικού συστήματος. Η πλαστιμότητα αυτή εξαρτάται από τη διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων στις θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, στα πλάσιμα στοιχεία του συστήματος.

(3) Στο Παράρτημα Α δίνεται ο ορισμός της πλαστιμότητας

μετακινήσεως του συστήματος καθώς και θεωρητική συσχέτιση με την τοπική πλαστιμότητα καμπυλότητας των πλαστικών αρθρώσεων. Η συσχέτιση αυτή δεν προορίζεται για τον πρακτικό ποσοτικό προσδιορισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q , μέσω εκτιμήσεως της διαθέσιμης πλαστιμότητας του συστήματος. Οι συντελεστές συμπεριφοράς που ορίζονται παρακάτω με τιμές $q > 1$ μπορούν να χρησιμοποιηθούν χωρίς άλλη προϋπόθεση, εκτός από την τήρηση των κανόνων μόρφωσης και όπλισης του κεφαλαίου 4, και την εφαρμογή των ικανοτικών ελέγχων των παραγράφων 2.6.3 και 2.6.4.

(4) Οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του συντελεστή q δίνονται στον παρακάτω Πίνακα 1 για τυπικά συστήματα στήριξης γεφυρών. Σε περίπτωση που στην ίδια γέφυρα προβλέπονται πλάστιμα στοιχεία στήριξης με διαφορετικές τιμές του q (πράγμα που δεν είναι σκόπιμο), στην ανάλυση της γέφυρας θα χρησιμοποιείται η τιμή που αντιστοιχεί στην ομάδα στοιχείων η οποία αναλαμβάνει το μέγιστο τμήμα της σεισμικής δύναμης.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1
ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q

α/α	Πλάστιμα στοιχεία του συστήματος σεισμικής στήριξης	q
1.	Συστήματα που ακολουθούν την εδαφική κίνηση ($T \leq 0,03$ s)	1,0
2.	Ακρόβαθρα σταθερά συνδεδεμένα με το φορέα και όχι εγκιβωτισμένα στο έδαφος ($T > 0,03$ s)	1,5
3.	Κεκλιμένες αντηρίδες ή βάθρα μορφής V	2,0
4.	Τόξα (μη επιχωμένα)	2,0
5.	Κατακόρυφα τοιχοειδή βάθρα ($\alpha_s \leq 1,0$)	1,0
6.	Κατάκόρυφα στοιχεία ή βάθρα $\alpha_s > 3,5$)	3,5

Σημειώσεις στον Πίνακα 1

- (1) δεν επιτρέπεται πρόβλεψη πλαστικών αρθρώσεων σε διατομές στις οποίες $\eta_k > 0,60$
- (2) όταν ο λόγος η_k , όπως ορίζεται στο άρθρο 4.2.1 (2), υπερβαίνει την τιμή 0,30 οι τιμές του συντελεστή q του Πίνακα 1 πρέπει να μειώνονται στις τιμές q' , ως εξής:
- $$q' = q - (\eta_k / 0,3 - 1)(q - 1) \quad (2.3)$$
- (3) ως $\alpha_s = H_w / L_w$ ορίζεται ο λόγος διάτμησης, όπου H_w είναι το ύψος εφαρμογής της σεισμικής τέμνουσας πάνω από τη βάση του βάθρου (ίσο με το ύψος του βάθρου για αρθρωτή σύνδεση με το φορέα) και το L_w το μήκος της διατομής της βάσεως, παράλληλα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.
Όταν $1,0 < \alpha_s < 3,5$ ο συντελεστής q θα λαμβάνεται με γραμμική παρεμβολή μεταξύ 1,0 και 3,5.

(5) Η δυνατότητα δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων σε πλάστιμα στοιχεία, που να διαθέτουν επαρκή πλαστιμότητα καμπυλοτήτων, αποτελεί αναγκαία προϋπόθεση για τη χρήση των τιμών του συντελεστή q που ορίζονται στον Πίνακα 1. Η δυνατότητα αυτή θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με την τήρηση των κανόνων του κεφαλαίου 4.

(6) Οι τιμές του Πίνακα 1 εφαρμόζονται εφ' όσον οι προβλεπόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι προσπελάσιμες για έλεγχο και επι-σκευή, έστω και με πρακτικά αντιμετωπίσιμες δυσκολίες. Στην αντίθετη περίπτωση ο συντελεστής q θα λαμβάνεται μειωμένος στο 60% της τιμής του Πίνακα 1 αλλά όχι μικρότερος του 1.0 ούτε μεγαλύτερος του 1.5. Η διάταξη αυτή έχει εφαρμογή και για πλαστικές αρθρώσεις σε πρακτικά απρόσιτες θέσεις κατακόρυφων πασσάλων. Δεν επιτρέπεται η πρόβλεψη πλαστικών αρθρώσεων σε κεκλιμένους πασσάλους.

(7) Επίσης, οι τιμές του Πίνακα 1 προϋποθέτουν ότι το μέγιστο μέρος της σεισμικής μετακίνησης του φορέα (τουλάχιστον 80%) προέρχεται από την παραμόρφωση πλάστιμου στοιχείου σεισμικής στήριξης (βάθρου). Στην αντίθετη περίπτωση, δηλαδή όταν σημαντικό μέρος της σεισμικής μετακίνησης προέρχεται από στοιχείο που παραμένει ελαστικό (π.χ. ελαστομεταλλικό εφέδρανο), η συμπεριφορά του συστήματος είναι σκόπιμο να ληφθεί πρακτικά ελαστική και πρέπει να χρησιμοποιείται τιμή $q = 1.0$. Το τελευταίο αυτό ισχύει κατά κανόνα όταν η σεισμική στήριξη του φορέα πραγματοποιείται κυρίως μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων. (βλ. 2.7.5 (4) και (5))

(8) Σε περίπτωση ανάληψης των σεισμικών δυνάμεων από ελαστομεταλλικά εφέδρανα διατεταγμένα σε περισσότερα από ένα βάθρα, επιτρέπεται η αξιοποίηση της πλαστιμότητας του συστήματος, με χρήση συντελεστή συμπεριφοράς $q > 1.5$ σύμφωνα με τον Πίνακα 1, μόνον όταν κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη μεταξύ της ενέργειας παραμόρφωσης που αντιστοιχεί στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα $\sum V_i d_{b,i}$ και της συνολικής ενέργειας παραμόρφωσης $\sum V_i (d_i + d_{b,i})$ βάθρων και εφεδράνων:

$$\sum V_i d_{b,i} / \sum V_i (d_i + d_{b,i}) \leq 0.20 \quad (2.4)$$

όπου:

V_i είναι η σεισμική τέμνουσα που αναλαμβάνεται από το βάθρο i και τα σχετικά εφέδρανα.

d_i είναι η σχετική σεισμική μετακίνηση κεφαλής και ποδός του βάθρου i , όπως προκύπτει από την ανάλυση του συστήματος (χωρίς πολλαπλασιασμό επί q), κατά τη διεύθυνση της V_i .

$d_{b,i}$ είναι η αντίστοιχη διατμητική μετακίνηση των εφεδράνων του βάθρου i .

Τα αθροίσματα εκτείνονται σε όλα τα μεσόβαθρα και ακρόβαθρα που φέρουν σεισμικά συνεχή φορέα, στα οποία προβλέπεται η διάταξη ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

Στην περίπτωση αυτή θα προβλέπεται υποχρεωτικά διάταξη σεισμικών συνδέσμων (βλ. 2.7.4 (3)).

(9) Δεν επιτρέπεται εν γένει η πρόβλεψη σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στον φορέα ανωδομής (κατάστρωμα της γέφυρας). Κατ' εξαίρεση επιτρέπεται πρόβλεψη πλαστικών αρθρώσεων σε πλάκες συνέχειας μεταξύ συνεχόμενων αμφιερείστων ανοιγμάτων από προκατασκευασμένες δοκούς (βλ. 2.7.5 (3)).

(10) Εν γένει επιτρέπεται η χρησιμοποίηση διαφορετικών τιμών του συντελεστή q στη διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας, ανάλογα με το είδος των πλάστιμων στοιχείων σεισμικής στήριξης σε κάθε διεύθυνση, όπως καθορίζεται στον Πίνακα 1.

(11) Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q_v για τη δράση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού θα λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1.0.

2.5 Εφαρμογή της Μεθόδου

2.5.1 Αδρανειακές σταθερές

(1) Οι μάζες και λοιπές αδρανειακές σταθερές του συστήματος υπολογίζονται από το σύνολο των μόνιμων φορτίων της γέφυρας αυξημένο κατά τμήμα των φορτίων κυκλοφορίας ίσο προς $\psi_{21} \cdot Q_{ik}$ (ιδέ και παραγρ. 2.6.2).

(2) Σε περίπτωση βάθρων βυθισμένων μέσα σε νερό, και εφόσον δεν γίνει ακριβέστερη αντιμετώπιση, η υδροδυναμική αλληλεπίδραση βάθρου-νερού στις οριζόντιες σεισμικές συνιστώσες επιτρέπεται να εκτιμάται με βάση τη συμμετακινούμενη υδάτινη μάζα, σύμφωνα με το Παράρτημα Β. Η υδροδυναμική αλληλεπίδραση για την κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα, επιτρέπεται να αγνοείται.

2.5.2 Σύστημα - Ανάλυση

(1) Η ανάλυση μπορεί να γίνει κατά τμήματα της γέφυρας με την προϋπόθεση ότι έχουν πρακτικά ανεξάρτητη στατική λειτουργία.

(2) Ο τρόπος προσομοίωσης και ο βαθμός διακριτοποίησης του συστήματος σε δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων ή/και σε τμήματα (υποσυστήματα) πρέπει να αποδίδει με ικανοποιητική προσέγγιση την κατανομή των δυσκαμψιών και των μαζών και τις συνθήκες στήριξης.

(3) Θα γίνονται εύλογες παραδοχές για την προσομοίωση του τρόπου στήριξης και τη συμπεριφορά της θεμελίωσης, λαμβάνοντας υπόψη τα χαρακτηριστικά του εδάφους και την αλληλεπίδραση εδάφους - τεχνικού έργου, εφόσον αυτή είναι σημαντική.

Όταν είναι δύσκολο να υπολογισθούν αξιόπιστες τιμές για τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους, η ανάλυση πρέπει να γίνεται με τη χρήση εκτιμωμένων ανώτατων και κατώτατων τιμών. Πρέπει να χρησιμοποιούνται υψηλές εκτιμήσεις τιμών δυσκαμψίας για τον υπολογισμό εσωτερικών δυνάμεων και χαμηλές για τον υπολογισμό μετακινήσεων.

(4) Το πλήθος των δυναμικών ελευθεριών κίνησης πρέπει να είναι τέτοιο ώστε να αποδίδονται με ικανοποιητική προσέγγιση οι σεισμικές κινήσεις της γέφυρας. Θα εξετάζονται όλες οι ιδιομορφές που έχουν σημαντική συμμετοχή στη συνολική στατική απόκριση.

Σε γέφυρες στις οποίες η συνολική μάζα μπορεί να θεωρηθεί ως το άθροισμα των “δρωσών ιδιομορφικών μαζών”, το παραπάνω κριτήριο θεωρείται ότι έχει ικανοποιηθεί εάν το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που εξετάζονται, αντιστοιχεί τουλάχιστον στο 90% της συνολικής μάζας της γέφυρας.

(5) Γενικά η επαλληλία των επιπονήσεων και μετακινήσεων των ιδιομορφών επιτρέπεται να γίνεται με τη μέθοδο της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) ή με άλλο ακριβέστερο κανόνα.

Σύμφωνα με την μέθοδο SRSS η πιθανή μέγιστη τιμή E του αποτελέσματος της δράσης (μετακίνηση, εντατικό μέγεθος κλπ.) δίδεται από την έκφραση:

$$E = \sqrt{(\sum_i E_i^2)} \quad (2.5)$$

όπου E_i η ιδιομορφική απόκριση i

Στις περιπτώσεις που δύο τουλάχιστον ιδιομορφές του συστήματος αντιστοιχούν σε ιδιοπεριόδους που διαφέρουν κατά ποσοστό μικρότερο από τον λόγο $10/(10+\zeta)$, όπου ζ το ποσοστό της ιξώδους απόσβεσης (λαμβάνόμενο σταθερό για όλες τις ιδιομορφές), η μέθοδος SRSS μπορεί να οδηγήσει σε μη συντηρητικά αποτελέσματα, γι' αυτό και απαιτείται στην περίπτωση αυτή η εφαρμογή της μεθόδου της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC). Στην περίπτωση αυτή ισχύει:

$$E = \sqrt{(\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j)} \quad (2.6)$$

όπου E_i , E_j οι ιδιομορφικές αποκρίσεις i και j , αντίστοιχα

$$\text{και } r_{ij} = \frac{8\zeta^2(1+\rho_{ij})\rho_{ij}^{3/2}}{(1-\rho_{ij}^2)^2 + 4\zeta^2\rho_{ij}(1+\rho_{ij})^2} \quad (2.7)$$

όπου $\rho_{ij} = T_i / T_j$ ο λόγος των ιδιοπεριόδων.

2.5.3 Δυσκαμψίες

(1) Οι ελαστικές σταθερές των υλικών θα λαμβάνονται για προεντεταμένο και οπλισμένο σκυρόδεμα από το DIN-FB 102, παράγρ. 3.1.5.1, 3.1.5.2, 3.1.5.3. Για στοιχεία από χάλυβα θα λαμβάνονται σύμφωνα με το DIN-FB 103, παράγρ. 3.2. Για ελαστομεταλλικά εφέδρανα βλέπε παραγρ. 2.7.5 (5).

(2) Για τη δυναμική ανάλυση θα λαμβάνεται υπόψη τέτοια δυσκαμψία των στοιχείων ώστε να επιτυγχάνεται, κατά το δυνατό, σωστή προσέγγιση της μετακίνησης του φορέα στον ελαστικό κλάδο του ιδεατού ελαστοπλαστικού συστήματος (τέμνουσα τιμή δυσκαμψίας στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Εφόσον δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός οι δυσκαμψίες των στοιχείων μπορούν να εκτιμούνται ως εξής:

- Σε στοιχεία (βάθρα) στα οποία προβλέπεται σχηματισμός κυρίων πλαστικών αρθρώσεων, η δρώσα (ενεργός) δυσκαμψία $(EI)_{ef}$ εκτιμάται από την καμπυλότητα κατά την είσοδο του οπλισμού σε διαρροή, στη θέση πλαστικής άρθρωσης. Θα λαμβάνεται η μεγαλύτερη τιμή που αντιστοιχεί στο πεδίο διακύμανσης της αξονικής δύναμης. Στο Παράρτημα Δ περιέχονται μέθοδοι υπολογισμού της ενεργού δυσκαμψίας πλάστιμων μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Σε στοιχεία βάθρων ή θεμελίωσης ή σε στοιχεία φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα, στα οποία δεν προβλέπεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, επιτρέπεται να λαμβάνεται ο μέσος όρος μεταξύ της δυσκαμψίας στη διαρροή του οπλισμού και της δυσκαμψίας σε στάδιο I.
- Σε στοιχεία φορέα από προεντεταμένο σκυρόδεμα χωρίς πλαστικές αρθρώσεις θα λαμβάνεται η πλήρης δυσκαμψία σταδίου I.
- Η μείωση της δυστένειας στοιχείων σε αξονική δύναμη επιτρέπεται να λαμβάνεται εν γένει καταναλογίαν προς την μείωση της δυσκαμψίας.
- Η δυσκαμψία του εδάφους θα καθορίζεται με βάση τα χαρακτηριστικά ταχείας ανακυκλιζόμενης φόρτισης και θα ανταποκρίνεται στο αναμενόμενο μέγεθος των εδαφικών παραμορφώσεων στην περιοχή που επηρεάζεται από τη θεμελίωση. Σε περιπτώσεις εδαφών ευπαθών σε ανακυκλιζόμενες σεισμικές δράσεις οι χρησιμοποιούμενες για τους υπολογισμούς τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους (δυσκαμψία, αντοχή κλπ.) θα πρέπει να βασίζονται απαραίτητως σε κατάλληλες εργαστηριακές ή/και επί τόπου δοκιμές.
- Ειδικότερα η κατακόρυφη και η στροφική δυσκαμψία ομάδας πασσάλων θα υπολογίζεται με βάση την δυστένεια των πασσάλων που αντιστοιχεί σε πρακτικώς ελαστική συμπεριφορά του εδάφους υπό δυναμική φόρτιση σύμφωνα με τα αναφερόμενα στο προηγούμενο εδάφιο. Ανάλογα ισχύουν για την δυσκαμψία της ομάδας στις οριζόντιες διευθύνσεις.

Σημείωση: Επισημαίνεται ότι οι τιμές των παραμέτρων δυσκαμψίας που προκύπτουν από τις διατάξεις ή συστάσεις του DIN 4014 στοχεύουν σε συντηρητικά κάτω όρια των παραμέτρων δυσκαμψίας στην κεφαλή των πασσάλων. Οι τιμές αυτές είναι εν γένει σημαντικά χαμηλότερες από τις τιμές που είναι αντιπροσωπευτικές της δυναμικής απόκρισης της θεμελίωσης. Η χρησιμοποίηση τέτοιων χαμηλών τιμών στο γενικό σύστημα δυναμικής ανάλυσης του προσομοιώματος της γέφυρας μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική υποτίμηση της σεισμικής επιπόνησης της γέφυρας. Αντίθετα, η χρήση χαμηλών τιμών εδαφικής δυσκαμψίας (σε τοπικό προσομοίωμα της

θεμελίωσης) οδηγεί εν γένει σε συντηρητική διαστασιολόγηση των στοιχείων της ίδιας της θεμελίωσης.

2.6 Δράσεις Ελέγχου

2.6.1 Υπολογιστική σεισμική ένταση

(1) Αν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση του δυσμενέστερου συνδυασμού των διευθύνσεων του σεισμού ο έλεγχος επιτρέπεται να γίνεται για τη δυσμενέστερη από τις παρακάτω υπολογιστικές σεισμικές εντάσεις :

$$\begin{aligned} & A_{Ex} \text{ "+" } 0.30A_{Ey} \text{ "+" } 0.30A_{Ez} \\ & 0.30A_{Ex} \text{ "+" } A_{Ey} \text{ "+" } 0.30A_{Ez} \\ & 0.30A_{Ex} \text{ "+" } 0.30 A_{Ey} \text{ "+" } A_{ez} \end{aligned} \quad (2.8)$$

όπου : A_{Ex} είναι η τιμή οποιουδήποτε από τα εντατικά μεγέθη της διατομής (M_x, M_y, V_x, V_y, N), που προκύπτουν για σεισμό κατά τη διεύθυνση x.

και: A_{Ey} και A_{Ez} είναι η τιμή του ίδιου μεγέθους που προκύπτει για σεισμό κατά τη διεύθυνση y και z αντίστοιχα.

("+" είναι το σύμβολο της επαλληλίας, εφόσον προκύπτει δυσμενέστερο αποτέλεσμα. Σημειώνεται ότι το πρόσημο των εντατικών μεγεθών εναλλάσσεται ανάλογα με τη φορά της σεισμικής δράσης).

2.6.2 Σεισμικός συνδυασμός δράσεων

(1) Ο σεισμικός συνδυασμός δράσεων ορίζεται ως εξής:

$$E_d = G_k \text{ "+" } P \text{ "+" } A_{Ed} \text{ "+" } \psi_{21} Q_{1k} \text{ "+" } Q_2 \quad (2.9)$$

όπου:

G_k είναι το σύνολο των μόνιμων δράσεων με τη χαρακτηριστική τους τιμή (ίδιο βάρος και πρόσθετα μόνιμα)

P είναι η τελική τιμή δράσεων από προένταση

A_{Ed} είναι ο δυσμενέστερος συνδυασμός δράσεων, όπως αυτές ορίστηκαν στο παραπάνω εδάφιο 2.6.1(1).

Q_{1k} είναι η χαρακτηριστική τιμή του μεταβλητού φορτίου κυκλοφορίας (επιτρέπεται να λαμβάνεται ομοιόμορφα κατανεμημένο σε ολόκληρο το μήκος του φορέα)

ψ_{21} ο αντίστοιχος συντελεστής συνδυασμού ίσος προς 0,2 για οδικές γέφυρες και 0,3 για σιδηροδρομικές

Q_2 είναι η οιονεί μόνιμη τιμή δράσεων, με μεγάλη διάρκεια, (π.χ. ώθηση γαιών, άνωση, πίεση ροής κ.α.)

(2) Εντάσεις καταναγκασμού επιτρέπεται να μη λαμβάνονται υπόψη στο σεισμικό συνδυασμό δράσεων, με εξαίρεση την περίπτωση γεφυρών, στις οποίες η σεισμική δράση αναλαμβάνεται από ελαστομεταλλικά εφέδρανα.

Στην περίπτωση αυτή τα αποτελέσματα που οφείλονται σε εντάσεις καταναγκασμού πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

(3) Η επίδραση των μεγεθών δευτέρας τάξεως πρέπει να εκτιμάται με ικανοποιητική προσέγγιση για τον παραπάνω συνδυασμό. Σε περίπτωση πλαστικής συμπεριφοράς, η εκτίμηση των μεγεθών δευτέρας τάξεως μπορεί να βασίζεται σε σεισμικές μετακινήσεις:

$$d_{E1} = [(1 + q) / 2] d_{E0} \quad (2.10)$$

2.6.3 Ικανοτικές Δράσεις

(1) Σε συστήματα στα οποία προβλέπεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, και στις περιοχές που προορίζονται να παραμείνουν ελαστικές (π.χ. στο φορέα), καθώς και στη θεμελίωση, ο έλεγχος για το συνδυασμό δράσεων της παραγρ. 2.6.2(1) θα γίνεται με τις ικανοτικές δράσεις, δηλαδή δράσεις που προκύπτουν από τις συνθήκες ισορροπίας, όταν στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται καμπτική ροπή ίση με το υπολογιστικό άνω όριο της αντοχής της διατομής (υπεραντοχή):

$$M_{o,h} = \gamma_o M_{Rd,h} \quad (2.11)$$

όπου:

γ_o : συντελεστής υπεραντοχής της πλαστικής άρθρωσης = 1.40 και
 $M_{Rd,h}$: υπολογιστική ροπή αστοχίας (σύμφωνα με την 2.7.1), που αντιστοιχεί στον τελικό σπλισμό (και διαστάσεις) της διατομής πλαστικής άρθρωσης, και σε αξονική δύναμη όπως προκύπτει από το σεισμικό σχεδιασμό δράσεων κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης.

Γενική διαδικασία και απλοποιήσεις για τον υπολογισμό των μεγεθών ικανοτικής δράσεως δίδονται στο Παράρτημα Γ.

(2) Οι ικανοτικές δράσεις δεν χρειάζεται να λαμβάνονται μεγαλύτερες από τις υπολογιστικές σεισμικές δράσεις πολλαπλασιασμένες επί το συντελεστή q . (Δηλ. από αυτές που αντιστοιχούν σε πρακτικά ελαστική συμπεριφορά του συστήματος $q=1,0$).

(3) Για τον υπολογισμό των ικανοτικών δράσεων σε βάθρο που φέρει εφέδρανα ολίσθησης η υπολογιστική τιμή του συντελεστή τριβής θα λαμβάνεται αυξημένη κατά 30%. Σε βάθρο που φέρει ελαστικά εφέδρανα (από σπλισμένο ελαστομερές) και εφόσον δεν προβλέπεται σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης στο ίδιο το βάθρο, η ικανοτική δράση θα υπολογίζεται από τη συνολική μετακίνηση του φορέα υπό το σεισμό σχεδιασμού d_{Ed} , όπως αυτή ορίζεται στην παράγρ. 1.4.3(3), και τις ελαστικές σταθερές του εφέδρου αυξημένες κατά 30%. Αν προβλέπεται σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης η ικανοτική δράση θα προκύπτει από τη ροπή $M_{o,h}$.

Σημείωση: Η προαναφερόμενη περίπτωση βάρου με ελαστομεταλλικά εφέδρανα αναφέρεται σε μεμονωμένο βάρου ή βάρου και δεν αφορά γέφυρες με σεισμική μόνωση μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων (όπου η σεισμική δύναμη ολόκληρου του φορέα μεταφέρεται μέσω των εφεδράνων αυτών). Για την τελευταία περίπτωση σύμφωνα με τις ΟΣΜ δεν χρειάζεται υπολογισμός ικανοτικών δράσεων.

2.6.4 Υπολογιστική διατμητική ένταση

(1) Σε όλα τα στοιχεία των βάρων και θεμελίων και σε εκείνα τα στοιχεία του φορέα που αποτελούν φέροντα τμήματα του ελαστοπλαστικού μηχανισμού ανάληψης των σεισμικών δράσεων, οι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας σε διάτμηση θα γίνονται με τέμνουσες δυνάμεις που προκύπτουν από την ικανοτική δράση όπως ορίστηκε στην παράγρ. 2.6.3. Οι τέμνουσες αυτές δεν χρειάζεται να ληφθούν μεγαλύτερες από αυτές που προκύπτουν από την σεισμική ανάλυση με πολλαπλασιασμό επί τον συντελεστή q . (Δηλαδή από αυτές που αντιστοιχούν σε πρακτικά ελαστική συμπεριφορά του συστήματος $q = 1,0$).

2.7 Έλεγχοι

2.7.1 Αντοχή σχεδιασμού διατομής

(1) Όταν η αντοχή σχεδιασμού διατομής εξαρτάται σημαντικά από την αλληλεπίδραση περισσότερων του ενός εντατικών μεγεθών (π.χ. σε σύγχρονη δράση καμπτικής ροπής και αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής στην άλλη διεύθυνση), αρκεί οι συνθήκες που ορίζονται στις 2.7.2 και 2.7.3 παρακάτω, να ελέγχονται με τις ακραίες τιμές (\max και \min) του ελεγχόμενου μεγέθους λαμβάνοντας υπόψη στον υπολογισμό της αντοχής την δράση των αντίστοιχων συγχρόνων συνοδευτικών εντατικών μεγεθών.

(2) Στις περιπτώσεις ικανοτικών ελέγχων ως συνοδευτικά εντατικά μεγέθη του ικανοτικού μεγέθους σχεδιασμού αρκεί να λαμβάνονται τα αντίστοιχα μεγέθη του σεισμικού σχεδιασμού σύμφωνα με την 2.6.2 (1).

2.7.2 Γέφυρες με μικρές απαιτήσεις πλαστιμότητας, δηλαδή με $q \leq 1,50$

2.7.2.1 Έλεγχος σε κάμψη με ή χωρίς αξονική δύναμη

(1) Ο έλεγχος διατομών σε κάμψη με ή χωρίς αξονική δύναμη γίνεται με ικανοποίηση της συνθήκης:

$$E_d \leq R_d \quad (2.12)$$

όπου:

E_d είναι τα εντατικά μεγέθη του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού (βλ. 2.6.2 (1)) περιλαμβανομένης και της επίδρασης των μεγεθών δευτέρας τάξεως, και

R_d είναι η αντίστοιχη τιμή καμπτικής αντοχής σχεδιασμού της διατομής σύμφωνα με την 2.7.1.

(2) Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται σύμφωνα με την 4.3.1.2 του DIN-FB 102 για διατομές οπλισμένου ή προεντεταμένου σκυροδέματος ή με τις 5.4.3, 5.4.4, 5.4.5, 5.4.7 και 5.4.8 του DIN-FB 103 για διατομές από δομικό χάλυβα.

2.7.2.2 Έλεγχος σε διάτμηση

(1) Ο έλεγχος σε διάτμηση θα γίνεται σύμφωνα με τους κανόνες της 4.3.2 του DIN-FB 102 για διατομές από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, ή σύμφωνα με τις 5.4.6 και 5.4.7 του DIN-FB 103 για διατομές από χάλυβα, με τις ακόλουθες τροποποιήσεις:

α. Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού θα λαμβάνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς σύμφωνα με την 2.6.2 (1) αλλά με τα σεισμικά μεγέθη A_{Ed} πολλαπλασιασμένα επί τον συντελεστή συμπεριφοράς q που χρησιμοποιείται.

β. Τα μεγέθη αντοχής σχεδιασμού όπως προκύπτουν σύμφωνα με την 4.3.2 του DIN-FB 102 ή σύμφωνα με τις 5.4.6, 5.4.7 και 5.4.9 του DIN-FB 103, θα λαμβάνονται μειωμένα, ύστερα από διαίρεση με πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας γ_{Dd1} έναντι ψαθυρής αστοχίας ίσο με $\gamma_{Bd1} = 1,25$.

2.7.3 Γέφυρες με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, δηλαδή με $q > 1,50$

(1) Οι διατάξεις αυτού του άρθρου στοχεύουν στην διασφάλιση αυξημένης τοπικής πλαστιμότητας που απαιτείται για την χρήση συντελεστή συμπεριφοράς $q \geq 1.50$.

(2) Χαλύβδινα φέροντα στοιχεία που έχουν απαιτήσεις πλαστιμότητας θα διαμορφώνονται και θα ελέγχονται σύμφωνα με τις διατάξεις του Παραρτήματος Γ του ΕΑΚ 2000, με εξαίρεση τις διατάξεις που έχουν σχέση με τις απαιτήσεις του άρθρου 4.1.4.1 για αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου.

2.7.3.1 Έλεγχος σε κάμψη με ή χωρίς αξονική δύναμη σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων

(1) Θα τηρείται η ακόλουθη συνθήκη:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (2.13)$$

όπου:

M_{Ed} είναι η καμπτική ροπή σχεδιασμού του σεισμικού συνδυασμού της 2.6.2 (1) συμπεριλαμβανομένης της επίδρασης των ροπών δευτέρας τάξεως, και M_{Rd} είναι τιμή σχεδιασμού της καμπτικής αντοχής της διατομής σύμφωνα με την 2.7.2.1 του παρόντος.

Σημείωση: Σε διατομές από οπλισμένο σκυρόδεμα ο περιορισμός της $\epsilon_u = 0,025$ για τον οπλισμό που γίνεται στην 4.3.1.2 (103) του DIN-FB 102, δεν ανταποκρίνεται στις πραγματικές συνθήκες παραμόρφωσης υπό αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Για χάλυβα οπλισμού κατηγορίας C, ο οποίος πρέπει να χρησιμοποιείται σε πλάστιμα στοιχεία γεφυρών, είναι $\min \epsilon_u = 0,075$. Η διαθέσιμη $\min \epsilon_u$ του χρησιμοποιούμενου οπλισμού μπορεί να χρησιμοποιείται σε κάθε περίπτωση αποτίμησης της αντοχής σε σεισμική επιπόνηση. Επιτρέπεται όμως και η χρήση της χαμηλής τιμής $\epsilon_u = 0,025$ επειδή πρακτικά δεν επηρεάζει την τιμή της αντοχής M_{Rd} αλλά μόνον την αντίστοιχη καμπυλότητα.

(2) Τα πέλματα χαλύβδινων διατομών σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να είναι κατηγορίας 1 ή 2.

2.7.3.2 Ελεγχος σε κάμψη με ή χωρίς αξονική δύναμη σε περιοχές εκτός πλαστικών αρθρώσεων

(1) Θα ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη:

$$M_C \leq M_{Rd} \quad (2.14)$$

όπου:

M_C είναι η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού της διατομής όπως υπολογίζεται σύμφωνα με την 2.6.3 και το Παράρτημα Γ, και

M_{Rd} είναι η ροπή αντοχής σχεδιασμού της διατομής, υπολογιζόμενη σύμφωνα με την 2.7.2.1.

Σημείωση: Σύμφωνα με την Γ.1(5) ο έλεγχος της διατομής και ο προσδιορισμός του διαμήκους οπλισμού της διατομής της πλαστικής άρθρωσης, γίνονται σύμφωνα με την 2.7.3.1 (1) και δεν επηρεάζονται από τον ικανοτικό έλεγχο.

2.7.3.3 Ελεγχος σε διάτμηση εκτός περιοχών πλαστικών αρθρώσεων

(1) Οι έλεγχοι σε διάτμηση θα γίνονται σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις της 4.3.2 του DIN-FB 102 για διατομές από οπλισμένο ή/και προεντεταμένο σκυρόδεμα και σύμφωνα με τις διατάξεις των 5.4.6, 5.4.7 και 5.4.9 του DIN-FB 103 για διατομές από δομικό χάλυβα, με τις ακόλουθες πρόσθετες διατάξεις:

α. Ως εντατικά μεγέθη σχεδιασμού θα λαμβάνονται τα ικανοτικά μεγέθη (ικανοτική τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού V_{Cd}) υπολογιζόμενα σύμφωνα με την 2.6.3 (1) και το Παράρτημα Γ.

β. Οι τιμές των αντοχών σχεδιασμού όπως προκύπτουν από την εφαρμογή των σχετικών διατάξεων του DIN-FB 102 ή του DIN-FB 103 θα λαμβάνονται μειωμένες ύστερα από διαίρεση με πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας γ_{Bd} έναντι ψαθυρής αστοχίας. Θα χρησιμοποιείται η ακόλουθη τιμή του γ_{Bd} :

$$1.0 \leq \gamma_{Bd} \leq \gamma_{Bd1} - \left(\frac{qV_{Ed}}{V_{Co}} - 1 \right) \leq \gamma_{Bd1} \quad (2.15)$$

όπου:

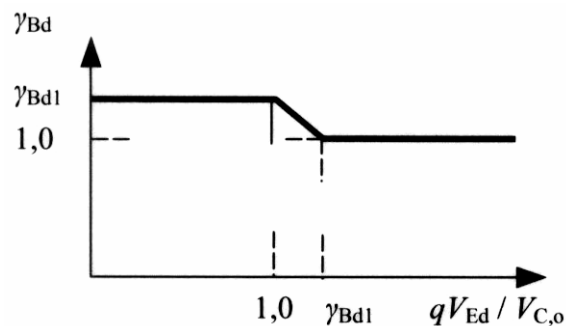
γ_{Bd1} όπως έχει οριστεί στην 2.7.2.2 β,
 V_{Ed} είναι μέγιστη τιμή της διατμητικής δύναμης όπως προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς της 2.3.2 (1), και
 V_{Co} είναι η τέμνουσα ικανοτικού σχεδιασμού σύμφωνα με τις 2.6.3 (1) ή (3), δηλαδή χωρίς να ληφθεί υπόψη η διάταξη της 2.6.3 (2).

Σημείωση:

1. Η διάταξη 2.6.3 (2) ορίζει ότι αν ο λόγος $qE_d/V_{Co} \leq 1$ τότε $V_{Cd} = qE_d$. Στην περίπτωση αυτή η προαναφερόμενη συνθήκη (2.15) οδηγεί στην τιμή $\gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1}$.

Αντίθετα όταν ο λόγος $\frac{qE_d}{V_{Co}}$ υπερβεί το 1,0, τότε η τιμή του γ_{Bd} ελαττώνεται από την

γ_{Bd1} και γίνεται ίση με 1,0 όταν ο λόγος αυτός γίνει ίσος με γ_{Bd1} . Στην περιοχή αυτή η απαιτούμενη πρόσθετη ασφάλεια έναντι ψαθυρής αστοχίας παρέχεται από τον συντελεστή υπεραντοχής γ_o της 2.6.3 (1) (βλ. Σχήμα).



Σχ. 2.1 Τιμές του γ_{Bd}

2. Είναι προφανές ότι χρησιμοποίηση $\gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1}$ είναι πάντοτε συντηρητική.

(2) Για διατομές από δομικό χάλυβα δεν απαιτείται μείωση με τον συντελεστή ψαθυρότητας γ_{Bd} όταν οι κορμοί είναι κατηγορίας 1 ή 2.

(3) Για κυκλικές διατομές οπλισμένου σκυροδέματος με ακτίνα r , στις οποίες ο διαμήκης οπλισμός διατάσσεται σε περιφέρεια με μέση ακτίνα r_s , και εφόσον δεν γίνει ακριβέστερη αποτίμηση, επιτρέπονται οι ακόλουθες απλοποιητικές εκτιμήσεις για τον προσδιορισμό της σεισμικής αντοχής σχεδιασμού.

Ενεργό ύψος διατομής $d_c = r + \frac{2r_s}{\pi}$.

Μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων $z = 0,9 d_c$.

2.7.3.4 Ελεγχος σε διάτμηση σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων

(1) Έχει εφαρμογή η 2.7.3.3 (1) σε συνδυασμό με τις ακόλουθες πρόσθετες διατάξεις.

(2) Σε διατομές από οπλισμένο σκυρόδεμα:

- Η γωνία κλίσης θ μεταξύ του διαγώνιου θλιπτήρα του σκυροδέματος και του κύριου εφελκόμενου οπλισμού θα λαμβάνεται ίση με 45° .

- Ως ονομαστικές διαστάσεις b_w και d της διατομής θα λαμβάνονται οι διαστάσεις της περισφιγμένης διατομής.
- Επιτρέπεται η χρήση της 2.7.3.3 (3) για την εκτίμηση των αντίστοιχων διαστάσεων κυκλικής περισφιγμένης διατομής.

(3) Σε διατομή από χάλυβα εφαρμόζονται οι σχετικές διατάξεις του Παραρτήματος Γ του ΕΑΚ 2000.

2.7.4 Ελεγχος εδάφους

(1) Ο έλεγχος αντοχής εδάφους θα γίνεται σύμφωνα προς την παράγραφο 5.2.3 του ΕΑΚ. Όταν η φέρουσα ικανότητα πασσάλου υπολογίζεται σύμφωνα προς το DIN 4014, με βάση τον συνοπτικό και έμμεσο χαρακτηρισμό του εδάφους που προβλέπεται από τον κανονισμό αυτό, θα χρησιμοποιείται μειωτικός συντελεστής ασφαλείας $\nu = 1,30$ στην τιμή της φέρουσας ικανότητας. Ο συντελεστής ασφαλείας ν θα λαμβάνεται ίσος με 1,0, όταν η φέρουσα ικανότητα υπολογίζεται με βάση εδαφικές παραμέτρους σχεδιασμού (δηλ. με αντιπροσωπευτικές τιμές διαιρεμένες με μερικούς συντελεστές ασφαλείας).

(2) Για γέφυρες έχουν επίσης εφαρμογή οι γενικές διατάξεις των 5.1.1, 5.1.2 (2) και (3), 5.1.3, 5.1.4 και 5.1.5 του ΕΑΚ.

(3) Στους ελέγχους αντοχής εδάφους, αν δεν γίνει ακριβέστερη εκτίμηση της συμβολής της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής δράσης, αυτή μπορεί να λαμβάνεται ίση προς $\pm 0,9 \cdot \alpha \cdot (G_B + 2,5G_K)$ όπου G_B το βάρος του βάρους και του θεμελίου (και των επικαθήμενων γαιών εφ' όσον υπάρχουν) και G_K η δράση του καταστρώματος.

2.7.5 Εφέδρανα

(1) Ο έλεγχος των εφεδράνων για μη σεισμικές δράσεις θα γίνεται σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς (EN1337). Οι διατάξεις των επομένων εδαφίων αφορούν τους απαιτούμενους ελέγχους υπό σεισμικές δράσεις.

(2) Σταθερά εφέδρανα, εφόσον χρησιμοποιούνται σαν σεισμικοί σύνδεσμοι, θα ελέγχονται σε αστοχία με τις ικανοτικές δράσεις της παραγράφου 2.6.3 ή όπου αυτό δεν είναι δυνατό, με τις σεισμικές δράσεις πολλαπλασιασμένες επί 1,25q.

Επιτρέπεται ο έλεγχος σταθερών εφεδράνων μόνο με τις δράσεις του σεισμικού σχεδιασμού της παρ. 2.6.2, εφόσον προβλέπεται παράλληλη διάταξη σεισμικών συνδέσμων ικανών να αναλάβουν πλήρως τις παραπάνω ικανοτικές δράσεις.

(3) Τα κινητά εφέδρανα πρέπει να επιτρέπουν τις συνολικές σεισμικές μετακινήσεις d_{Ed} όπως ορίζονται στην παράγραφο 1.4.3 (3)

(4) Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα θα είναι υποχρεωτικά ελασματοποιημένα με ενσωματωμένα χαλυβδόφυλλα.

Όταν η μεταφορά των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων από τον φορέα στα βάθρα της γέφυρας γίνεται κατά κύριο λόγο μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων (πράγμα που θεωρείται ότι συμβαίνει όταν δεν ισχύει η συνθήκη (2.4) της 2.4 (8)), τότε το σύστημα αποτελεί ειδική περίπτωση της κατηγορίας γεφυρών με σεισμική μόνωση.

(5) Το ειδικό της περίπτωσης συνίσταται στο ότι ένα τέτοιο σύστημα συμπεριφέρεται πρακτικώς ελαστικά σε ολόκληρη την αποδεκτή περιοχή της σεισμικής του απόκρισης, και διαθέτει απόσβεση περίπου ίση με την εγγενή απόσβεση των λοιπών στοιχείων γεφύρας από σπλισμένο σκυρόδεμα (βλ. και ΟΣΜ 5.2.2.2 (2), (5) και (6)). Συνέπεια αυτού είναι ότι (σε αντίθεση με την πλειονότητα των άλλων συστημάτων σεισμικής μόνωσης) η ανάλυση ενός τέτοιου συστήματος είναι γραμμική – ελαστική φασματική ανάλυση, με βάση το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού σύμφωνα με το κεφάλαιο 2 του παρόντος.

Οι παράμετροι σχεδιασμού και οι έλεγχοι των ελαστομεταλλικών εφεδράνων θα είναι αντίστοιχα σύμφωνα με τις ΟΣΜ 5.2.3. (5), (6) και 6.2.

2.7.6 Σεισμικοί Σύνδεσμοι

(1) Σεισμικοί σύνδεσμοι χρησιμοποιούνται γενικά για τη διασφάλιση της στατικής ακεραιότητας (αποφυγής απώλειας στήριξης) της γέφυρας στις περιπτώσεις που η ακεραιότητα αυτή δεν διασφαλίζεται είτε από την ίδια την διαμόρφωση της στήριξης είτε με άλλα μέσα (βλέπε 4.1 (4), (5)).

(2) Οι σεισμικοί σύνδεσμοι μπορούν να αποτελούνται από διατμητικούς τóρμους / εντορμίες από σκυρόδεμα ή χάλυβα, προσκρουστήρες, αποσβεστήρες και/ή κοχλίες σύνδεσης ή καλώδια. Συνδέσεις τριβής δεν θεωρούνται αξιόπιστοι σεισμικοί σύνδεσμοι.

(3) Σεισμικοί σύνδεσμοι απαιτούνται υποχρεωτικά στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- α) Μεταξύ φορέα και βάθρων (ακρόβαθρων ή μεσόβαθρων) σε μη σταθερές ακραίες στηρίξεις στη διαμήκη διεύθυνση, όταν δεν ικανοποιούνται οι απαιτήσεις για ελάχιστο μήκος έδρασης που ορίζονται στην παράγραφο 4.1.(4).
- β) Μεταξύ γειτονικών τμημάτων φορέα σε ενδιάμεσους αρμούς διαχωρισμού (διατεταγμένους μέσα σε άνοιγμα).
- γ) Σε παράλληλη διάταξη με σταθερά εφέδρανα τα οποία δεν έχουν σχεδιασθεί με αποτελέσματα ικανοτικού σχεδιασμού (παραγρ. 2.7.3.(2)).

(δ) Σε συνδυασμό με ελαστομεταλλικά εφεδράνα που ικανοποιούν τη συνθήκη της παραγράφου 2.4.(8).

(4) Στις προαναφερόμενες περιπτώσεις (α), (β) και (δ) θα προβλέπεται επαρκές περιθώριο μετακίνησης ώστε οι σύνδεσμοι να παραμένουν ανενεργοί κατά τη σεισμική δράση σχεδιασμού. Το περιθώριο αυτό θα πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με τη συνολική σεισμική μετακίνηση αυξημένη κατά 20mm. Σε περίπτωση ελαστομεταλλικών εφεδράνων η σεισμική μετακίνηση θα λαμβάνεται αυξημένη κατά 20% σύμφωνα με 2.7.3(12)

(5) Οι δράσεις σχεδιασμού στις περιπτώσεις (β) και (δ) θα λαμβάνονται από τις ικανοτικές δράσεις που προκύπτουν από το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο υποκείμενο βάθρο.

(6) Στις περιπτώσεις (α) και (β) και εφόσον δεν γίνει ορθολογική ανάλυση που να λαμβάνει υπόψη τη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ φορέα και σεισμικών συνδέσμων, οι σεισμικοί σύνδεσμοι μπορούν να σχεδιασθούν για δράση ίση με $\gamma \cdot a \cdot Q$ όπου Q το βάρος του τμήματος του φορέα που είναι συνδεδεμένο με ένα ακρόβαθρο ή μεσόβαθρο ή στην περίπτωση δύο συνδεδεμένων τμημάτων φορέα, το μικρότερο από τα δύο βάρη.

(7) Σεισμικοί σύνδεσμοι μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν, σε συνδυασμό με ελαστομεταλλικά εφεδράνα, χωρίς περιθώριο μετακίνησης, για την ανάληψη του συνόλου των οριζοντίων δυνάμεων, σεισμικών και μη, εφόσον εξασφαλίζεται η απαιτούμενη κατασκευαστική ακρίβεια και δεν εμποδίζεται η ελεύθερη στροφή των σημείων στήριξης του φορέα περί οριζόντιους άξονες. Στην περίπτωση αυτή οι σύνδεσμοι ελέγχονται και πάλι με τις ικανοτικές δράσεις του υποκείμενου βάρου.

(8) Είναι δυνατή η χρησιμοποίηση ελαστομεταλλικών εφεδράνων σε συνδυασμό με σεισμικούς συνδέσμους με περιορισμένο περιθώριο μετακίνησης, έτσι ώστε οι σύνδεσμοι να ενεργοποιούνται μόνο υπό σεισμικές φορτίσεις ενώ θα παραμένουν ολικά ή μερικά ανενεργοί υπό τις μη σεισμικές δράσεις σχεδιασμού (κυρίως τις επιβεβλημένες παραμορφώσεις), προϋποθέτει όμως αξιόπιστη αντιμετώπιση των ακολούθων προβλημάτων:

- Έλεγχο της μη γραμμικής συμπεριφοράς του συστήματος υπό τη δράση των σεισμικών δυνάμεων, λαμβανομένης υπόψη και της μη σύγχρονης ενεργοποίησης των συνδέσμων. Στον έλεγχο αυτό θα καλύπτονται με δυσμενείς παραδοχές όλες οι αβεβαιότητες που συναρτώνται με την ύπαρξη των περιθωρίων μετακίνησης (κατασκευαστικές ανοχές, επίδραση χρονίων παραμορφώσεων επίδραση θερμοκρασιακών δράσεων κλπ.).

- Μη γραμμική ή επαρκώς αξιόπιστη ισοδύναμη γραμμική δυναμική ανάλυση υπό το σεισμό σχεδιασμού, με κάλυψη των προαναφερομένων αβεβαιοτήτων.
- Λήψη επαρκών μέτρων για τη μείωση των κρουστικών δράσεων.

Στην περίπτωση αυτή ο έλεγχος των σεισμικών συνδέσμων θα γίνεται και πάλι με τις ικανοτικές δράσεις του υποκείμενου βάρου.

Η εφαρμογή του εδαφίου αυτού επιτρέπεται μόνο μετά από έγκριση του Κυρίου του Έργου.

2.7.7 Αρμοί καταστρώματος / Πλάκες συνέχειας

(1) Οι αρμοί καταστρώματος δεν είναι αναγκαίο να καλύπτουν τη συνολική σεισμική μετακίνηση d_{Ed} , όπως ορίζεται στην παραγρ. 1.4.3(3).

Συνιστάται η διαμόρφωση των αρμών ώστε να καλύπτουν μετακινήσεις:

$$d'_{Ed} = \pm 0,4d_E + d_G \pm \psi_2 d_T \quad (2.23)$$

Ο συντελεστής 0,4 μπορεί να μειωθεί ή να αυξηθεί με βάση τεχνικοοικονομική αιτιολόγηση.

(2) Η διαμόρφωση της περιοχής του αρμού θα εξασφαλίζει την αποτροπή της πρόσκρουσης κυρίων ή κρίσιμων μελών του φορέα υπό την συνολική μετακίνηση d_{Ed} της παραγρ. 1.4.3(3). Επί πλέον θα προβλέπονται κατάλληλες διατάξεις που θα περιορίζουν σε τοπική μόνο έκταση τις βλάβες που θα προκύψουν από πρόσκρουση μετώπων φορέα και θωρακίου ακρόβαθρου ή δύο γειτονικών ανεξάρτητων φορέων. Ιδιαίτερα, στην τελευταία περίπτωση, είναι σκόπιμη η πρόβλεψη ελαστικών προσκρουστήρων.

(3) Σε πλάκες αποκαταστάσεως της συνέχειας μεταξύ ανεξαρτήτων φορέων είναι αποδεκτή η εμφάνιση σεισμικών βλαβών. Οι πλάκες αυτές θα περιλαμβάνονται στο προσομοίωμα της σεισμικής ανάλυσης, λαμβανομένης υπόψη και της εκκεντρότητας που συνήθως έχουν ως προς το κατάστρωμα της γέφυρας. Η δρώσα δυσκαμψία τους μπορεί να λαμβάνεται μειωμένη λόγω ρηγμάτωσης ή και σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Ο έλεγχος διάτμησης θα γίνεται με τα ικανοτικά μεγέθη των παραπάνω αρθρώσεων.

3. ΕΙΔΙΚΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ

3.1 Μέθοδος Ισοδύναμης Στατικής Φόρτισης

3.1.1 Γενικά

(1) Συστήματα που μπορούν με επαρκή προσέγγιση να εξομοιωθούν με μονοβάθμιους ταλαντωτές (δηλαδή να περιορισθούν σε μια δυναμική ελευθερία κίνησης όπως αναλυτικά προσδιορίζονται στην παράγραφο 3.1.2, είναι δυνατό να υπολογισθούν με ισοδύναμη στατική φόρτιση με σεισμικό συντελεστή ίσο με $R_d(T)/g$ όπως προκύπτει από τη σχέση (2.1) του ΕΑΚ.

(2) Σε σχέση με τα ειδικά χαρακτηριστικά της γεφύρας, η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοσθεί με τη χρήση τριών διαφορετικών προσεγγίσεων για το προσομοίωμα:

- Προσομοίωση στερεού φορέα
- Προσομοίωση παραμορφώσιμου φορέα
- Προσομοίωση μεμονωμένου βάρου

(3) Θα εφαρμόζονται οι κανόνες της παραγράφου 2.6 για τον συνδυασμό των δράσεων ελέγχου.

3.1.2 Πεδίο εφαρμογής

(1) Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί σε όλες τις περιπτώσεις όπου η δυναμική συμπεριφορά του φορέα μπορεί να προσεγγισθεί ικανοποιητικά μέσω προσομοιώματος μιας ελευθερίας κίνησης. Αυτή η συνθήκη θεωρείται ότι ικανοποιείται σε κάθε μία από τις ακόλουθες περιπτώσεις:

- (α) Σε αμφιέριστες γέφυρες ενός ανοίγματος .
- (β) Στη διαμήκη διεύθυνση γεφυρών που είναι ευθύγραμμες ή περίπου ευθύγραμμες με συνεχές κατάστρωμα, εφόσον η ενεργός μάζα του συνόλου των βάρων, δεν υπερβαίνει το 1/5 της μάζας του φορέα.
- (γ) Στο εγκάρσιο σύστημα της παραπάνω περιπτώσεως, όταν η θεωρητική εκκεντρότητα e_0 μεταξύ του κέντρου ακαμψίας των βάρων και του κέντρου μάζας του φορέα δεν υπερβαίνει το 5% του μήκους του φορέα (L).
- (δ) Στην περίπτωση βάρων που φέρουν αμφιέριστα ανοίγματα ,εφόσον δεν αναμένεται σημαντική αλληλεπίδραση μεταξύ των βάρων και η συνολική ενεργός μάζα κάθε βάρου είναι μικρότερη από το 1/5 της μάζας του φορέως που φέρεται από το βάρου.

Σε όλες τις προαναφερθείσες περιπτώσεις πρέπει η γέφυρα να είναι ορθή ή να έχει μικρή λοξότητα (μέχρι 70°).

(2) Σε αμφιέριστες γέφυρες ενός ανοίγματος, εδραζόμενες με ελαστομεταλλικά εφέδρανα στα ακρόβαθρα, απαιτείται μόνο ο έλεγχος των εφεδράνων σύμφωνα με την παράγραφο 2.7.3.(4) και του ακροβάθρου σύμφωνα με την παράγραφο 3.2.3.

(3) Πλαισιωτές γέφυρες ελέγχονται σύμφωνα με την παράγραφο 3.2.4. Δεν χρειάζεται έλεγχος σε σεισμό πλαισιωτών η θολωτών οχητών όταν το πάχος επίχωσης υπερβαίνει το 1/2 του ύψους του οχητού. Σαν ύψος οχητού λαμβάνεται το ελεύθερο ύψος του οχητού προσαυξημένο κατά το πάχος της άνω και της κάτω πλάκας (όταν η τελευταία υφίσταται).

3.1.3 Προσομοίωση στερεού φορέα

(1) Η προσομοίωση αυτή μπορεί να εφαρμοσθεί μόνον όταν υπό τη σεισμική δράση η παραμόρφωση του φορέα σε οριζόντιο επίπεδο, είναι αμελητέα σε σχέση με τις μετακινήσεις των κεφαλών των βάθρων. Αυτό ισχύει πάντοτε στη διαμήκη διεύθυνση γεφυρών με συνεχές κατάστρωμα, που είναι σχεδόν ευθύγραμμες. Στην εγκάρσια διεύθυνση, ο φορέας μπορεί να θεωρηθεί πρακτικά άκαμπτos εάν $L/B \leq 4$ ή γενικώτερα, αν ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη:

$$\Delta_d/d_a \leq 0,20 \quad (3.1)$$

όπου L είναι το συνολικό μήκος του συνεχούς φορέα, B είναι το πλάτος του φορέα, Δ_d και d_a είναι αντίστοιχα η μέγιστη διαφορά και ο μέσος όρος των μετακινήσεων στην εγκάρσια διεύθυνση όλων των κεφαλών των βάθρων υπό εγκάρσια σεισμική δράση ή υπό τη δράση ενός εγκάρσιου φορτίου παρόμοιας κατανομής.

(2) Οι σεισμικές δυνάμεις θα υπολογίζονται με την εφαρμογή στο φορέα μιας οριζόντιας ισοδύναμης στατικής δύναμης F που δίδεται από τη σχέση:

$$F = G \cdot R_d(T)/g \quad (3.2)$$

όπου G είναι το συνολικό ενεργό βάρος του φορέα, ίσο με το βάρος του καταστρώματος συν το βάρος του άνω ημίσεως των βάθρων και $R_d(T)/g$ ο σεισμικός συντελεστής που προκύπτει από τη σχέση 2.1 του ΕΑΚ και που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της γέφυρας, υπολογιζόμενη από τη σχέση:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{G}{gK}} \quad (3.3)$$

όπου $K = \sum K_i$ είναι η μεταφορική δυσκαμψία του συστήματος στην εξεταζόμενη διεύθυνση, ίση με το άθροισμα των αντίστοιχων δυσκαμψιών των βάθρων.

(3) Στην εγκάρσια διεύθυνση η δύναμη F θα κατανέμεται κατά μήκος του φορέα, ανάλογα με την κατανομή των δρoσών μαζών.

3.1.4 Προσομοίωση παραμορφωσίμου φορέα

(1) Η προσομοίωση παραμορφωσίμου φορέα (για σεισμό κατά την εγκάρσια διεύθυνση) θα χρησιμοποιείται όταν δεν ικανοποιείται η συνθήκη (3.1.3.1) της παραγράφου 3.1.3.

(2) Όταν δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη μέθοδος υπολογισμού, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού θα υπολογίζεται με τη μέθοδο Rayleigh από την σχέση:

$$T = 2\pi \{ \sum G_i d_i^2 / (g \sum G_i d_i) \}^{1/2} \quad (3.4)$$

όπου:

G_i είναι το ενεργό βάρος που θεωρείται συγκεντρωμένο στον κόμβο i

d_i είναι η μετακίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση, όταν ο φορέας φορτίζεται από δυνάμεις G_i που δρούν σε όλα τα σημεία κόμβων στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού, και

g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας.

(3) Οι σεισμικές δυνάμεις θα υπολογίζονται εφαρμόζοντας στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού, σε όλα τα σημεία κόμβων, δυνάμεις F_i οι οποίες δίδονται από τη σχέση:

$$F_i = \frac{4\pi^2 d_i R_d(T)}{g T^2} G_i \quad (3.5)$$

όπου:

$R_d(T)/g$ ο σεισμικός συντελεστής που προκύπτει από τη σχέση 2.1 του ΕΑΚ

3.1.5 Προσομοίωση μεμονωμένου βάθρου

(1) Σε πολλές περιπτώσεις, η σεισμική δράση κατά την εγκάρσια διεύθυνση των γεφυρών αναλαμβάνεται από τα βάθρα χωρίς ανάπτυξη ισχυρής αλληλεπίδρασης μεταξύ γειτονικών βάθρων. Σε αυτές τις περιπτώσεις οι σεισμικές καταπονήσεις στο βάθρο i μπορούν να προσεγγισθούν με την εφαρμογή μίας ισοδύναμης στατικής δύναμης.

$$F_i = G_i \cdot R_d(T_i)/g \quad (3.6)$$

όπου:

G_i είναι το ενεργό βάρος που αντιστοιχεί στο βάθρο i και

$$T = 2\pi \sqrt{G_i / g K_i} \quad (3.7)$$

είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του ίδιου βάθρου.

(2) Η απλοποίηση αυτή μπορεί να εφαρμοσθεί σε προσεγγιστικούς υπολογισμούς όταν ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη σε όλα τα παρακείμενα μεσόβαθρα :

$$0.95 < T_i/T_{i+1} < 1.05 \quad (3.8)$$

Στην αντίθετη περίπτωση, πρέπει να γίνει ανακατανομή του ενεργού βάρους στα βάθρα που να οδηγήσει σε ικανοποίηση της προαναφερόμενης συνθήκης.

3.1.6 Στροφικές καταπονήσεις περί κατακόρυφο άξονα

(1) Σε πλατιές γέφυρες με λόγο $L/B < 2$ (όπου L είναι το άνοιγμα και B το πλάτος) καθώς και σε λοξές γέφυρες με γωνία διασταύρωσης $\varphi < 70^\circ$, οι καταπονήσεις λόγω στροφής του φορέα περί κατακόρυφο άξονα θα υπολογίζονται με την εφαρμογή στατικής στρεπτικής ροπής $M_t = \pm F \cdot e$. Η σχετική εκκεντρότητα θα υπολογίζεται ως εξής:

$$e = e_0 \pm e_a \quad (3.9)$$

όπου:

e_0 είναι η θεωρητική εκκεντρότητα (βλέπε περίπτωση (γ) της παραγράφου 3.1.2(1)).

$e_a = 0.03 L$ είναι η τυχηματική εκκεντρότητα

(2) Η δύναμη F θα υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση (3.2). Η ροπή M_t μπορεί να κατανεμηθεί στα στοιχεία στήριξης με χρησιμοποίηση της προσομοίωσης στερεού φορέα.

3.2 Ωθήσεις Γαιών

3.2.1 Ωθηση σε ελεύθερους τοίχους ή ελεύθερα ακρόβαθρα

(1) Ελεύθεροι θεωρούνται τοίχοι ή και ακρόβαθρα που δεν επηρεάζονται σημαντικά από τις σεισμικές δυνάμεις του φορέα.

(2) Στα εδάφια που ακολουθούν χρησιμοποιούνται οι εξής συμβολισμοί:

γ = μοναδιαίο βάρος του εδάφους

U = μετακίνηση στη στέψη του τοίχου

H = το ύψος του τοίχου από την επιφάνεια έδρασης του θεμελίου ή από το θεωρητικό σημείο πάκτωσης σε περίπτωση πασσαλοτοίχων

α = ανηγμένη ως προς g κορυφαία εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού (βλ. και παρ. 3.2.6)

(3) Τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακινήσεως ή/και παραμορφώσεως ($U/H \geq 0.1\%$)

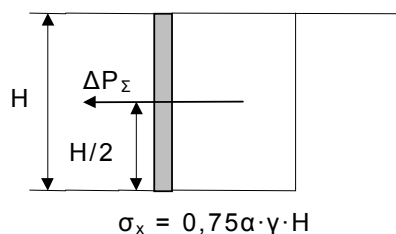
Ισχύουν τα αναφερόμενα στην παραγρ. 5.3.α του ΕΑΚ (Εφαρμογή της μεθόδου Monopobe - Okabe).

Εφόσον χρησιμοποιείται τιμή $a_w > 1.0$ το σώμα του βάρου θα ελέγχεται με το σεισμικό τμήμα των ωθήσεων αυξημένο κατά 30%, ώστε να εξασφαλισθεί η ακεραιότητα του τοίχου πριν τη σχετική μετακίνηση.

(4) Τοίχοι με περιορισμένη δυνατότητα μετακινήσεως/ παραμορφώσεως ($0.1\% > U/H \geq 0.05\%$)

Η λόγω σεισμού αυξομείωση της στατικής ώθησης γαιών είναι (βλέπε σχήμα 3.1):

$$\Delta P = 0.75 \alpha \gamma H^2 \quad (3.10)$$

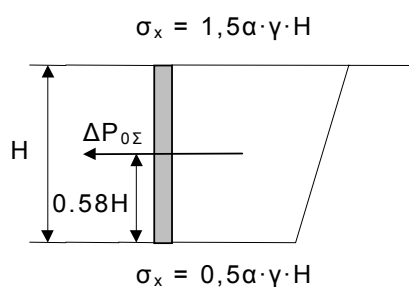


Σχήμα 3.1

(5) Τοίχοι πρακτικώς αμετακίνητοι ($U/H < 0.05\%$).

Η λόγω σεισμού αυξομείωση της στατικής ώθησης γαιών (ώθηση ηρεμίας) είναι (βλέπε σχήμα 3.2):

$$\Delta P = \alpha \gamma H^2 \quad (3.11)$$



Σχήμα 3.2

(6) Για τοίχους ή ακρόβαθρα εδραζόμενα επιφανειακά σε εδάφη κοκκώδη ή συνεκτικά (όχι όμως βράχο) και χωρίς αγκυρώσεις, η αυξομείωση της ώθησης από σεισμό επιτρέπεται να υπολογίζεται σύμφωνα με το εδάφιο (3), χωρίς να ελέγχεται η συνθήκη για το λόγο U/H . Στις λοιπές περιπτώσεις ο λόγος U/H θα υπολογίζεται από επαλληλία της στατικής ώθησης ηρεμίας και της αύξησης της ώθησης λόγω σεισμού σύμφωνα με το εδάφιο (4).

(7) Οι αγκυρώσεις θα ελέγχονται σύμφωνα με την παράγραφο 5.3.δ του ΕΑΚ.

3.2.2 Αντίδραση σε τοίχους ή ακρόβαθρα για εξωτερικά επιβεβλημένη μετακίνηση του τοίχου ή του ακρόβαθρου προς το επίχωμα

(1) Οι ενεργοποιούμενες πιέσεις μπορούν να εκτιμηθούν προσεγγιστικά σύμφωνα με το σχήμα 3.3, οπωσδήποτε όμως δεν θα υπερβαίνουν τις παθητικές ωθήσεις $\max s_x = K_p \gamma y$.

(2) Επιτρέπεται επίσης να χρησιμοποιούνται προσομοιώματα ανάλυσης με ελαστική έδραση στο έδαφος με τιμές των δεικτών εδάφους που θα καθορίζονται σύμφωνα με τα στοιχεία της εδαφοτεχνικής μελέτης. Εφ' όσον δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία ο δείκτης εδάφους μπορεί να ληφθεί από τη σχέση

$$K_x(y) = \frac{2.4 E_s y}{H^2} \quad (3.12)$$

όπου E_s το μέτρο συμπίεσεως του εδάφους πίσω από το βάθρο (κυρίως της επίχωσης) και H το ύψος του τοίχου, όπως καθορίζεται στο άρθρο 3.2.1.

3.2.3 Ακρόβαθρα με ελαστικά εφέδρανα ή εφέδρανα ολίσθησης

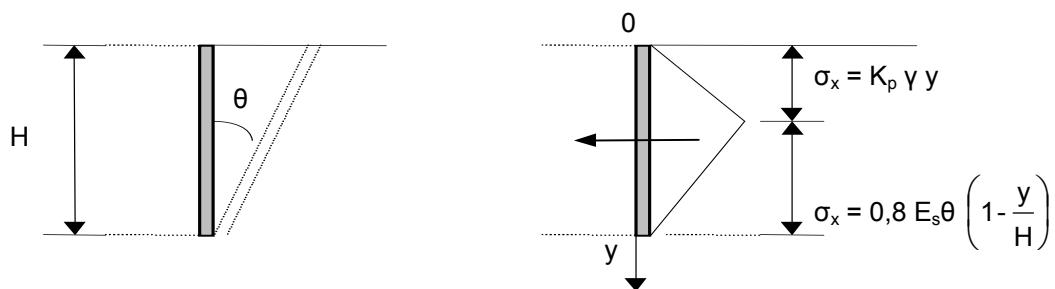
(1) Τα ακρόβαθρα θα ελέγχονται για τον παρακάτω συνδυασμό σεισμικών δράσεων με φορά προς τη γέφυρα και σεισμικό συντελεστή ίσο με $\alpha_h = \alpha/q_w$, ανάλογα με την αποδεκτή μετακίνηση, η οποία όμως θα λαμβάνεται υπόψη στη μόρφωση του έργου και τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων.

- Αδρανειακές δυνάμεις βάθρου και υπερκείμενης επίχωσης
- Μέγιστες οριζόντιες δυνάμεις που μεταφέρονται από τον φορέα στα εφέδρανα του ακροβάθρου. Όταν η γέφυρα δεν έχει σεισμική μόνωση οι δυνάμεις αυτές θα λαμβάνονται ίσες με τις ικανοτικές δράσεις σύμφωνα με την 2.6.3. Όταν η γέφυρα έχει σεισμική μόνωση θα λαμβάνονται οι μέγιστες σύγχρονες δυνάμεις που προκύπτουν από την σεισμική ανάλυση σύμφωνα με τις ΟΣΜ.
- Σεισμικές ωθήσεις σύμφωνα με την παραγρ. 3.2.1.

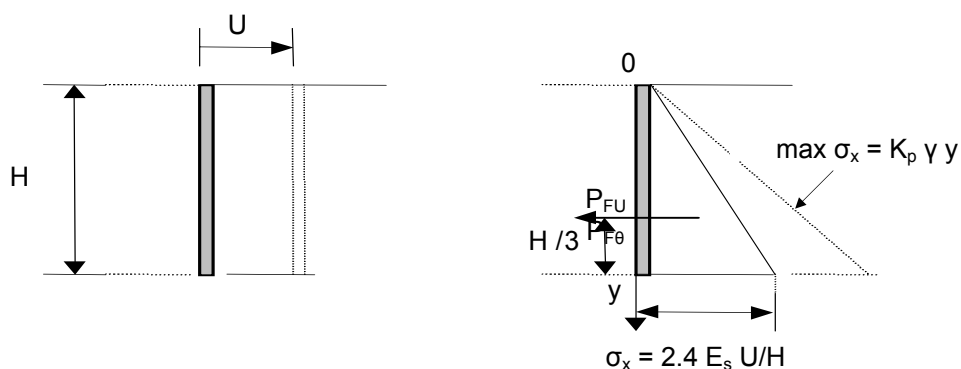
Σημείωση: Στην περίπτωση των γεφυρών με σεισμική μόνωση υπάγονται συνεπώς από την άποψη αυτή και οι γέφυρες (ενός ή/και περισσότερων ανοιγμάτων) στις οποίες η ανάληψη του συνόλου των οριζόντιων δυνάμεων γίνεται εξολοκλήρου από ελαστομεταλλικά εφέδρανα.

(2) Σε περίπτωση που ο υπολογισμός της σεισμικής επαύξησης των ωθήσεων γίνεται με την παραδοχή αποδεκτής μετακίνησης, το σώμα του βάθρου θα ελέγχεται με το σεισμικό τμήμα των ωθήσεων αυξημένο κατά 30%, ώστε να εξασφαλισθεί η ακεραιότητα του βάθρου πριν τη σχετική μετακίνηση.

Στροφή περί τη βάση θ



Παράλληλη μετάθεση U



- $P_{F\theta}$: αντίδραση για στροφή θ
 P : αντίδραση για μετάθεση U
 E_s : μέτρο συμπίεσης του εδάφους
 K_p : συντελεστής παθητικής ώθησης

Σχήμα 3.3

ΑΝΤΙΔΡΑΣΗ ΣΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΜΕ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΠΡΟΣ ΤΟ ΕΠΙΧΩΜΑ

3.2.4 Ακρόβαθρα με μονολιθική σύνδεση (ή στερεά άρθρωση) με το φορέα

- (1) Το σύστημα φορέα και των 2 ακρόβαθρων θα ελέγχεται συνολικά.
- (2) Επιτρέπεται ισοδύναμος στατικός υπολογισμός σύμφωνα με το άρθρο 3.1, στον οποίο θα λαμβάνεται υπόψη με επαρκή προσέγγιση η ελαστική στήριξη στο έδαφος των ακροβάθρων στη διαμήκη διεύθυνση και των ενδεχομένων παράλληλων τοίχων αντεπιστροφής στην εγκάρσια διεύθυνση.

(3) Στη διαμήκη διεύθυνση θα εξετάζονται οι ακόλουθες περιπτώσεις φόρτισης:

- α. Αντιμετρική με ομόφορες σεισμικές δράσεις (σε φάση)
 - Ωθήσεις γαιών χωρίς σεισμό
 - Ομόφορες μεταβολές ωθήσεων στα δύο βάθρα σύμφωνα με το άρθρο 3.2.1.(3)
 - Ομόφορες αδρανειακές δράσεις στον φορέα και τα βάθρα
 - Αντίδραση επίχωσης με αντίθετη φορά στο αντίστοιχο βάθρο σύμφωνα με άρθρο 3.2.2.
- β. Συμμετρική με αντίθετες σεισμικές δράσεις στις εκατέρωθεν ωθήσεις
 - Στατική ώθηση γαιών (ώθηση ηρεμίας)
 - Αντίθετες μεταβολές ωθήσεων στα δύο βάθρα σύμφωνα με το άρθρο 3.2.1.(4).

Στις παραπάνω φορτίσεις επιτρέπεται να αγνοείται η δράση κινητού στο επίχωμα.

(4) Οι αδρανειακές δράσεις στο φορέα και τα βάθρα στην φόρτιση (α) θα υπολογίζονται γενικά με βάση τη φασματική επιτάχυνση $R_d(T)$, όπως προκύπτει από το άρθρο 2.1, ανάλογα με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής και με συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1,5$.

Κατ' εξαίρεση, τεχνικά έργα στα οποία η εξωτερική πλευρά κάθε ακροβάθρου είναι βυθισμένη κατά μέσο όρο τουλάχιστον κατά το 80% του ύψους τους μέσα στο φυσικό έδαφος μπορούν να θεωρηθούν ως πλήρως εγκιβωτισμένα στο έδαφος. Στην περίπτωση αυτή επιτρέπεται οι αδρανειακές δυνάμεις να υπολογίζονται με βάση τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a (δηλαδή χωρίς φασματική μεγέθυνση και με $q = 1$).

3.2.5 Πλάκες πρόσβασης ή φορείς πρόσβασης ακροβάθρων

(1) Για τον περιορισμό των τοπικών καθιζήσεων λόγω σεισμού πίσω από τα ακρόβαθρα θα προβλέπονται υποχρεωτικά πλάκες ή φορείς πρόσβασης, σύμφωνα με τις αντίστοιχες προδιαγραφές.

(2) Οι πλάκες ή οι φορείς πρόσβασης θα είναι αγκυρωμένες στο ακρόβαθρο.

(3) Η (ευεργετική) δράση των πλακών ή των φορέων πρόσβασης δεν χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη υπολογιστικά στις φορτίσεις των άρθρων 3.2.3 έως 3.2.4 του παρόντος.

3.2.6 Επιρροή του συντελεστή σπουδαιότητας

Εφ' όσον ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_i είναι διάφορος της μονάδας, στις σχέσεις του κεφαλαίου 3 θα χρησιμοποιείται στη θέση της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού a η τιμή $\gamma_i a$.

4. ΚΑΝΟΝΕΣ ΜΟΡΦΩΣΗΣ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΗΣ

4.1 Μόρφωση

(1) Πρέπει να αποφεύγονται στατικά συστήματα που σε περίπτωση ισχυρού σεισμού μπορούν να οδηγήσουν σε ψαθυρές μορφές αστοχίας. Ενδεικτικά πρέπει να αποφεύγονται συστήματα που περιλαμβάνουν φυτευτά υποστυλώματα ή στρεπτικά στοιχεία στο κύριο σύστημα στήριξης.

(2) Πρέπει να επιδιώκεται η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό βάθρων, ιδιαίτερα στη διαμήκη διεύθυνση. Όταν προβλέπεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων υπό το σεισμό σχεδιασμού ($q > 1.0$), πρέπει να επιδιώκεται η δυνατότητα σχηματισμού τους στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό βάθρων. Επίσης πρέπει να επιδιώκεται, στο μέτρο του δυνατού, ο συγχρονισμός της εισόδου στη διαρροή των προβλεπομένων πλαστικών αρθρώσεων. Αυτό επιτυγχάνεται όταν ο λόγος:

αντοχή σε κάμψη / ροπή από σεισμικό συνδυασμό

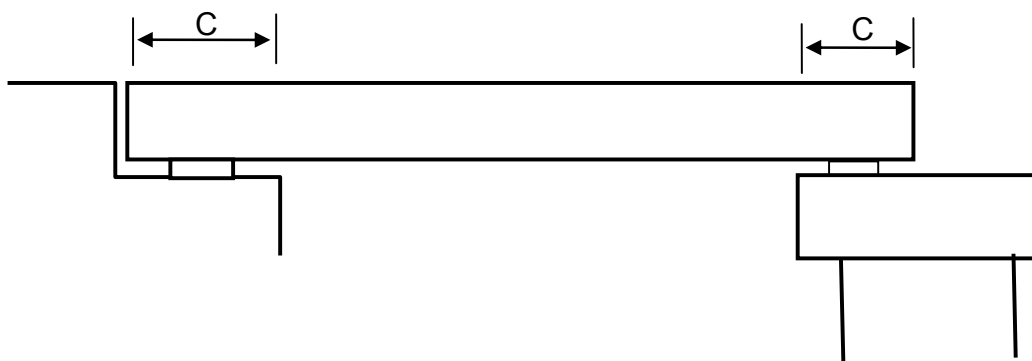
είναι περίπου σταθερός (και όχι πολύ μεγαλύτερος από 1.0) σε όλες τις προβλεπόμενες πλαστικές αρθρώσεις.

(3) Οι θέσεις όπου θα δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις πρέπει στο μέτρο του δυνατού, να είναι εύκολα προσιτές για έλεγχο και επισκευή. Στις θέσεις αυτές ο λόγος $\eta_k = N_c / (A_c f_{ck})$ δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0.60 (για σύμβολα βλέπε παράγραφο 4.2.1).

(4) Το ελάχιστο μήκος έδρασης C του κάθε σεισμικά συνεχούς τμήματος φορέα στα άκρα του, σε ακρόβαθρο ή μεσόβαθρο ή σε άρθρωση ανοίγματος (σε δοκό GERBER) θα είναι:

$$C = (400 + 2.5 L + 10 H) \times (1 + s^2/8000) \quad (4.1)$$

όπου C = μήκος έδρασης σε χιλιοστά
 s = γωνία λοξότητας σε μοίρες (90° - γωνία διασταύρωσης)



Το μήκος L ορίζεται ως εξής:

- Σε περίπτωση ακραίας στήριξης (πάνω σε ακρόβαθρο), είναι το μήκος του φορέα μέχρι τον επόμενο αρμό καταστρώματος (σε m).
- Σε περίπτωση ενδιάμεσης στήριξης, είτε πάνω σε μεσόβαθρο είτε σε προέχον τμήμα φορέα, είναι το άθροισμα των μηκών των τμημάτων του φορέα εκατέρωθεν της στήριξης μέχρι τους πλησιέστερους αρμούς καταστρώματος.

Το ύψος H ορίζεται ως εξής:

- Σε περίπτωση ακραίας ή ενδιάμεσης στήριξης πάνω σε ακρόβαθρο ή μεσόβαθρο αντίστοιχα, είναι το ύψος του βάθρου από τη στάθμη στήριξης του φορέα, μέχρι την στάθμη έδρασης του βάθρου. Όταν η έδραση γίνεται σε πασσάλους ως στάθμη έδρασης θα λαμβάνεται:
 - η στάθμη της κάτω επιφάνειας του πασσαλόδεσμου όταν η διάταξη των πασσάλων περιλαμβάνει τουλάχιστον 2 πασσάλους (ή σειρές πασσάλων) στη διαμήκη διεύθυνση,
 - στάθμη κατά $3D_{\text{πασ}}$ χαμηλότερη από την άνω επιφάνεια της πρώτης εδαφικής στρώσης που μπορεί να αναλάβει οριζόντια φορτία, όταν η διάταξη αποτελείται από ένα πάσσαλο ή μία σειρά πασσάλων στη διαμήκη διεύθυνση.
- Σε περίπτωση ενδιάμεσης στήριξης σε προέχον τμήμα του φορέα το ημιάθροισμα των υψών των εκατέρωθεν πλησιέστερων βάθρων που συνδέονται με το φορέα είτε μονολιθικά είτε με εφέδρανα σταθερά στη διαμήκη διεύθυνση.

Η σχέση (4.1) μπορεί να εφαρμόζεται για μήκος $L \leq 250 \text{ m}$. Όταν $L > 250 \text{ m}$ θα πρέπει να εφαρμόζεται η παράγραφος 6.6.4 του EN 1998-2.

(5) Σε περίπτωση που το μήκος έδρασης σε κάποια στήριξη είναι μικρότερο από το παραπάνω ελάχιστο πρέπει να διατάσσεται σεισμικός σύνδεσμος μεταξύ στηριζόμενου και στηρίζοντος στοιχείου. Τέτοιοι σύνδεσμοι είναι απαραίτητοι, σε κάθε περίπτωση, σε αρθρώσεις ανοίγματος μεταξύ γειτονικών τμημάτων φορέα (δοκός GERBER). Οι σεισμικοί σύνδεσμοι θα προβλέπονται με περιθώριο μετακίνησης ώστε να ενεργοποιούνται μόνο σε υπέρβαση του σεισμού σχεδιασμού δηλαδή μόνο μετά την υπέρβαση των υπολογιστικών σεισμικών μετακινήσεων του συστήματος.

4.2 Οπλιση

(1) Για το διαμήκη οπλισμό στοιχείων του κυρίου συστήματος σεισμικής στήριξης πρέπει να χρησιμοποιούνται νευροχάλυβες $S 400$ ή $S 500$. Επιτρέπεται η χρήση λείου χάλυβα $S 220$ για συνδετήρες καθώς και για στοιχεία που δεν συμμετέχουν στο κύριο σύστημα σεισμικής στήριξης.

4.2.1 Οπλισμός περίσφιγξης

(1) Στις θέσεις που πιθανολογείται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, και αν $\eta_k \geq 0.08$, πρέπει να διατάσσεται εγκάρσιος οπλισμός περίσφιγξης κατά προτίμηση μορφής κλειστών συνδετήρων, σε όλο το πιθανό μήκος της πλαστικής άρθρωσης (= μήκος περίσφιγξης).

Ο οπλισμός περίσφιγξης δεν είναι αναγκαίος σε εκτεταμένα θλιβόμενα πέλματα (π.χ. σε διατομές I ή κιβωτίου) όταν πληρούνται οι συνθήκες που ορίζονται στον ΕΑΚ, Παράρτημα Β, Παραγρ. Β2 [1] (βλ. και 4.3 (3)). Η ίδια παράγραφος εφαρμόζεται και για την περίσφιγξη σε θλιβόμενη ζώνη μεγάλου βάθους.

(2) Το μηχανικό ποσοστό ω του οπλισμού περίσφιγξης σε κάθε διεύθυνση πρέπει να ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

$$\omega \geq 0,5 \frac{A_c}{A_{cc}} \eta_k - 0,07 \geq 0,12 \text{ για ορθ/κούς ή μονοσκελείς συνδετήρες} \quad (4.2)$$

$$\text{ή } \omega \geq 0,7 \frac{A_c}{A_{cc}} \eta_k - 0,10 \geq 0,18 \quad \text{για σπειροειδείς συνδετήρες} \quad (4.3)$$

με

$$\text{με } \eta_k = \frac{N_c}{f_{ck} A_c} \geq 0 \quad (4.4)$$

όπου :

A_c = ολική διατομή σκυροδέματος

A_{cc} = περισφιγμένη διατομή σκυροδέματος

N_c = μέγιστη αξονική δύναμη ικανοτικού σχεδιασμού (θλίψη = θετική).

f_{ck} = είναι η χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου

(3) Το μηχανικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης ορίζεται ως εξής :

$$\omega = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot \rho_s \quad (4.5)$$

όπου :

ρ_s = το γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού

f_{yd} = υπολογιστικό όριο διαρροής του χάλυβα = f_{yk}/γ_s με $\gamma_s = 1.15$

f_{cd} = υπολογιστική αντοχή σκυροδέματος = f_{ck}/γ_c με $\gamma_c = 1.5$

(4) Το γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού ρ_s είναι :

- α) Σε κυκλικές διατομές με σπειροειδείς ή κυκλικούς συνδετήρες το ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού ως προς τον όγκο του περισφιγμένου σκυροδέματος.

$$\rho_s = \frac{4 A_s}{s D_s} \quad (4.6)$$

όπου :

$$\begin{aligned} A_s &= \text{διατομή σπειροειδούς συνδετήρα} \\ D_s &= \text{διάμετρος σπείρας} \\ s &= \text{βήμα σπείρας} \end{aligned}$$

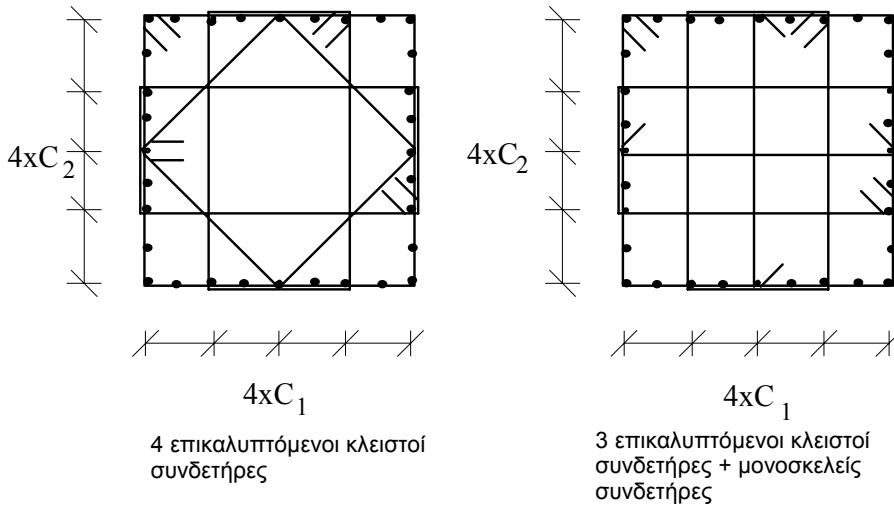
Επιτρέπεται περισφιγξη ορθογωνικών διατομών με επικαλυπτόμενες σπείρες όταν η απόσταση των κέντρων των σπειρών δεν υπερβαίνει την τιμή $0.6D_s$.

- (β) Σε ορθογωνικές διατομές, σε κάθε μία από τις δύο διευθύνσεις

$$\rho_s = \frac{A_s}{s h_c} \quad (4.7)$$

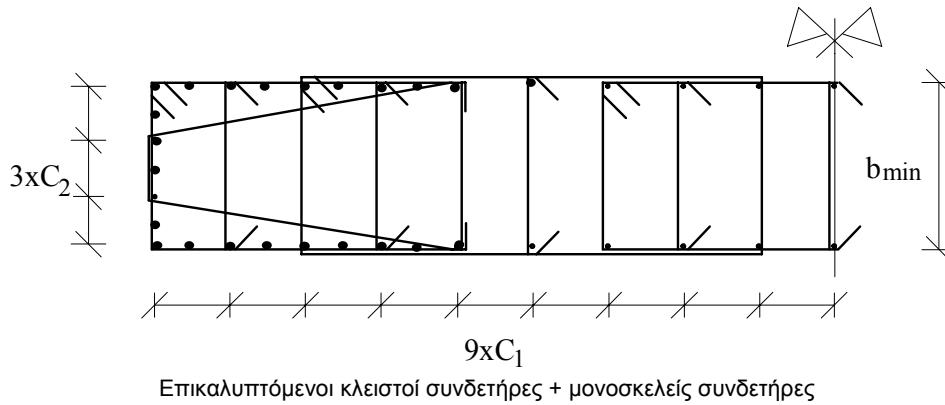
όπου:

$$\begin{aligned} A_s &= \text{συνολική διατομή σκελών συνδετήρων ή συνδέσμων} \\ &\quad \text{σε μια διεύθυνση} \\ h_c &= \text{πλάτος περισφιγμένης διατομής σκυροδέματος} \\ &\quad \text{εγκαρσίως προς τα σκέλη των συνδετήρων} \\ s &= \text{απόσταση μεταξύ συνδετήρων κατά το μήκος του} \\ &\quad \text{στοιχείου (κατακόρυφα)}. \end{aligned}$$

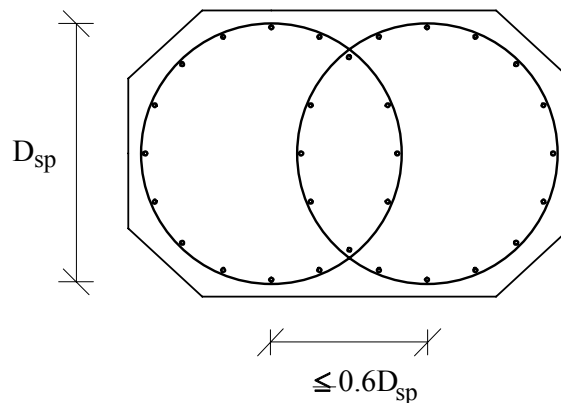


$$C_1 \leq \min (b/3 , 200\text{mm})$$

$$C_2$$



Τυπικές λεπτομέρειες με χρήση επικαλυπτομένων κλειστών συνδετήρων και μονοσκελών συνδετήρων



Τυπική λεπτομέρεια με χρήση επικαλυπτομένων σπειρών

Σχήμα 4.2

Τυπικές λεπτομέρειες οπλισμού περίσφιγξης

(5) Θα πρέπει επίσης να τηρούνται οι ακόλουθοι περιορισμοί:

- $\max s < 1/5$ της ελάχιστης διάστασης της περισφιγμένης διατομής. Αν πρόκειται για κοίλη διατομή, θεωρείται η ελαχίστη διάσταση της εξωτερικής περιμέτρου.
- $\max s < \delta d_{sl}$ βλέπε 4.2.2 (2)
- Ελάχιστη διάμετρος συνδετήρων 10 mm
- Η απόσταση σκελών συνδετήρων ή συνδέσμων (c) στην εγκάρσια (οριζόντια) διεύθυνση ορθογωνικών διατομών δεν θα υπερβαίνει το 1/3 της ελάχιστης διάστασης της περισφιγμένης διατομής (για κοίλες διατομές βλ. παραπάνω), ούτε τα 200mm.

(6) Το μήκος περίσφιγξης L_h θα λαμβάνεται ίσο με το μεγαλύτερο από τα ακόλουθα μεγέθη:

- Ύψος της διατομής κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση.
- Μήκος από το άκρο του στοιχείου (θέση μέγιστης ροπής) μέχρι το σημείο όπου η ροπή γίνεται το 80% της μέγιστης ροπής.

Όταν $\eta_k > 0.30$ το μήκος της περίσφιγξης θα αυξάνεται κατά 50%.

(7) Πέραν του μήκους περίσφιγξης ο εγκάρσιος οπλισμός θα ελαττώνεται στον απαιτούμενο από άλλα κριτήρια. Ο εγκάρσιος οπλισμός που διατάσσεται μέσα στο ίδιο το στοιχείο σε πρόσθετο μήκος L_h πέραν του μήκους περίσφιγξης δεν θα είναι λιγότερος από το 50% του οπλισμού περίσφιγξης. Τα μήκη αγκύρωσης του διαμήκους οπλισμού μέσα στο γειτονικό στοιχείο θα αυξάνονται κατά 25%.

(8) Περίσφιγξη σε πασσάλους

Σε θεμελίωση με πασσάλους πρέπει εν γένει να εξασφαλίζεται (μέσω ελέγχων με τις ικανοτικές δράσεις της παραγράφου 2.6.3) ότι οι πάσσαλοι παραμένουν στην ελαστική περιοχή.

Αν δεν γίνεται ικανοτικός έλεγχος, ή αν ο ικανοτικός έλεγχος γίνεται με ελαστική σεισμική ένταση (δηλαδή εκείνη που προκύπτει για $q = 1$), τότε πρέπει να γίνεται περίσφιγξη των πιθανών και ενδεχόμενων περιοχών πλαστικών αρθρώσεων, και ικανοτικός έλεγχος των πασσάλων σε διάτμηση με εφαρμογή δράσεων αναλόγων προς τις οριζόμενες στην 2.6.4.

Πιθανή περιοχή πλαστικής άρθρωσης, θα θεωρείται στην περίπτωση αυτή περιοχή μήκους $2D_{\text{πασ}}$ κάτω από τον κεφαλόδεσμο. Αν ο πάσσαλος διέρχεται μέσω διεπιφάνειας επάλληλων εδαφικών στρώσεων οι οποίες έχουν πολύ διαφορετικά μέτρα διατμήσεως (λόγος μέτρων διατμήσεως >5), περιοχές μήκους $\pm 2D_{\text{πασ}}$ περί τα πιθανά όρια της διεπιφάνειας θα θεωρούνται περιοχές ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων. Στις περιοχές αυτές θα προβλέπεται

περίσφιγξη, και καμπτική αντοχή τουλάχιστον ίση με εκείνη της κεφαλής του πασσάλου. Από τον κανόνα αυτό εξαιρείται η περιοχή της στρώσης εδράσεως σε εδραζόμενους πασσάλους, εφόσον δεν δημιουργούνται συνθήκες πλήρους πάκτωσης των πασσάλων.

4.2.2 Λυγισμός θλιβομένων ράβδων του διαμήκους οπλισμού

α) Περιοχές πιθανών πλαστικών αρθρώσεων (σε συστήματα με χρήση $q > 1$)

(1) Ο λυγισμός διαμήκων ράβδων οπλισμού πρέπει να αποφεύγεται στις περιοχές πιθανών πλαστικών αρθρώσεων, ακόμα και μετά από αρκετούς κύκλους παραμόρφωσης μέσα στην πλαστική περιοχή. Επομένως όλες οι βασικές διαμήκειες ράβδοι οπλισμού θα συγκρατούνται όσον αφορά λυγισμό προς τα έξω, με τη χρήση εξωτερικού εγκάρσιου οπλισμού (κλειστοί ή μονοσκελείς συνδετήρες), κάθετου προς τις διαμήκειες ράβδους σε μέγιστη απόσταση $\delta \cdot d_{sl}$, όπου d_{sl} είναι η διάμετρος της διαμήκους ράβδου.

(2) Ο συντελεστής δ εξαρτάται από τον λόγο της αντοχής σε εφελκυσμό f_t και της τάσης διαρροής f_y του διαμήκους οπλισμού, σε χαρακτηριστικές τιμές, σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$5 \leq \delta = 2,5 (f_t/f_y) + 2,25 \leq 6$$

(3) Κατά μήκος ευθυγράμμων ορίων διατομών η συγκράτηση των διαμήκων ράβδων θα επιτυγχάνεται με έναν από τους ακόλουθους τρόπους:

α) μέσω ενός περιμετρικού συνδετήρα ο οποίος συγκρατείται με τη βοήθεια ενδιάμεσων εγκάρσιων συνδέσμων σε εναλλακτικές θέσεις διαμήκων ράβδων, σε εγκάρσια (οριζόντια) απόσταση s_t , που δεν υπερβαίνει τα 200 mm. Οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι θα έχουν γάντζους 135° στο ένα άκρο και γάντζους 135° ή 90° στο άλλο άκρο. Οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι με γάντζους 135° στα δύο άκρα μπορεί να αποτελούνται από δύο μέρη ενωμένα με υπερκάλυψη. Εάν $\eta_k > 0,30$, δεν επιτρέπονται γάντζοι 90° για τους εγκάρσιους συνδέσμους. Εάν οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι έχουν ανόμοιους γάντζους στα δύο άκρα, οι γάντζοι αυτοί θα πρέπει να εναλλάσσονται σε προσκείμενους εγκάρσιους συνδέσμους, τόσο κατά την οριζόντια όσο και κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Σε διατομές μεγάλων διαστάσεων ο περιμετρικός συνδετήρας μπορεί να αποτελείται από δύο μέρη ενωμένα με υπερκάλυψη, με κατάλληλο μήκος υπερκάλυψης σε συνδυασμό με γάντζους.

β) μέσω επικαλυπτόμενων κλειστών συνδετήρων, διατεταγμένων έτσι ώστε κάθε γωνιακή ράβδος και τουλάχιστον κάθε δεύτερη εσωτερική διαμήκης ράβδος να δεσμεύεται από ένα σκέλος συνδετήρα. Η εγκάρσια (οριζόντια) απόσταση s_T των σκελών αυτών δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τα 200 mm.

(4) Η απαιτούμενη επιφάνεια εγκάρσιων σκελών συνδετήρων θα καθορίζεται ως εξής :

$$A_t / s = \Sigma A_s f_{ys} / 1.6 f_{yt} \quad (\text{mm}^2/\text{m}) \quad (4.8)$$

όπου:

A_t είναι η επιφάνεια ενός σκέλους σε mm^2 ,
 s είναι η απόσταση σε m μεταξύ συνδετήρων κατά μήκος του στοιχείου,
 ΣA_s είναι το άθροισμα των επιφανειών διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται από το σκέλος σε mm^2 ,
 f_{yt} είναι η τάση διαρροής του συνδετήρα, και
 f_{ys} είναι η τάση διαρροής του διαμήκους οπλισμού (χαρακτηριστικές τιμές)

(5) Σε κυκλικές διατομές η εξασφάλιση έναντι λυγισμού του διαμήκους οπλισμού στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων απαιτεί:

- μέγιστη απόσταση εγκάρσιου οπλισμού (σπείρες ή κυκλικοί συνδετήρες) ίση με δd_s
- ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού ίσο προς

$$n_{st} = \frac{0.0052 D_{sp}}{d_s} \frac{f_{ys}}{f_{yt}} \rho_s \quad (4.9)$$

όπου:

ρ_s είναι το γεωμετρικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού και
 D_{sp} η διάμετρος της σπείρας

β) Περιοχές ενδεχομένων πλαστικών αρθρώσεων

(6) Σε συστήματα που σχεδιάζονται για ελαστική σεισμική συμπεριφορά ($q=1$), οι περιοχές στις οποίες είναι ενδεχόμενο να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις πρέπει να διαθέτουν περιθώρια πλαστιμότητας για την αντιμετώπιση ενδεχόμενης υπέρβασης της υπολογιστικής αντοχής. Για το σκοπό αυτό στις περιοχές αυτές ο εγκάρσιος οπλισμός συγκράτησης των θλιβομένων ράβδων έναντι λυγισμού πρέπει να διατάσσεται σε μέγιστη απόσταση $2\delta d_s$. Θέσεις ενδεχομένων πλαστικών αρθρώσεων θεωρούνται οι θέσεις μεγίστων ροπών σε βάρθρα ή πασσάλους, όταν η μέγιστη τιμή της ροπής του σεισμικού συνδυασμού υπερβαίνει το 75% της οριακής αντοχής της διατομής (υπολογιζόμενης με το διαθέσιμο οπλισμό).

4.2.3 Τοιχοειδή βάρθρα

(1) Σε τοιχοειδή και κοντά βάρθρα που υπολογίζονται για σεισμό στην επιμήκη διεύθυνση με $q \leq 1,5$, δεν απαιτείται διάταξη οπλισμού περισφιγξης στη διαμήκη διεύθυνση.

(2) Σε όλες τις περιπτώσεις θα προβλέπεται ελάχιστος οριζόντιος και κατακόρυφος οπλισμός S400 ή S500 των επιμήκων πλευρών με ποσοστό $\min \rho_h = \min \rho_v = 0,20\%$ ανά παρειά και όχι μεγαλύτερος των

10cm²/m. Οι ελάχιστοι αυτοί οπλισμοί δεν έχουν εφαρμογή για ογκώδη, ουσιαστικά μη οπλισμένα βάρθρα.

4.2.4 Σύνδεση οπλισμού με παράθεση

(1) Απαγορεύεται η σύνδεση οπλισμού με παράθεση σε περιοχή πλαστικών αρθρώσεων όταν έχει χρησιμοποιηθεί $q > 2,0$.

4.2.5 Ελάχιστος διαμήκης οπλισμός θλιβομένων στοιχείων

(1) Σε θλιβόμενα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα με $\eta_k > 0,08$ το ελάχιστο ποσοστό διαμήκους οπλισμού ορίζεται σε 1% της πραγματικής διατομής.

(2) Σε πασσάλους από οπλισμένο σκυρόδεμα θα χρησιμοποιείται ελάχιστο ποσοστό οπλισμού 1% μέχρι βάθους $6D_{\text{πασ}}$ από την άνω επιφάνεια της πρώτης εδαφικής στρώσης που μπορεί να παραλάβει οριζόντια φορτία. Σε μεγαλύτερα βάθη το ποσοστό αυτό μπορεί να μειωθεί σε 0,5%.

4.2.6 Κυρίως καμπτόμενα στοιχεία

(1) Σε κυρίως καμπτόμενα στοιχεία με $\eta_k \leq 0,08$, στα οποία υπάρχει πιθανότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, επιτρέπεται να μη τοποθετείται οπλισμός περίσφιξης στη θλιβομένη ζώνη όταν στην περιοχή των πλαστικών αρθρώσεων το μέγιστο ποσοστό εφελκυσμένου διαμήκους οπλισμού δεν υπερβαίνει το όριο ρ_{max} που ορίζεται στην παραγρ. 18.3.2 του ΚΜΚΕΣ. Για τα στοιχεία αυτά θα εφαρμόζονται και το ελάχιστο ποσοστό εφελκυσμένου οπλισμού καθώς και ο ελάχιστος θλιβόμενος οπλισμός που ορίζονται στην ίδια παράγραφο.

(2) Θα χρησιμοποιούνται κλειστοί συνδετήρες τουλάχιστον $\Phi 12/15$ από χάλυβα S 400 ή S500 με μέγιστη απόσταση σκελών 25 cm. Για άλλη ποιότητα χάλυβα η ποσότητα των συνδετήρων είναι ανάλογη του υπολογιστικού ορίου διαρροής του χάλυβα.

(3) Δοκοί σύζευξης τοιχωμάτων θα οπλίζονται σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην παραγρ. 18.5.8 του Κανονισμού για την Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα (ΚΜΚΕΣ).

4.3 Κοίλα Βάρθρα

(1) Σε κοίλα βάρθρα μορφής απλού ή πολλαπλού κιβωτίου, ο λόγος b/t , του καθαρού πλάτους b προς το πάχος t των τοιχωμάτων, δεν πρέπει να υπερβαίνει τις ακόλουθες τιμές:

Συντελ. Συμπεριφοράς q	Λόγος b/t
$q > 1,5$	8
$1,5 \geq q > 1,0$	10
$q = 1,0$	15

(2) Σε κοίλα κυλινδρικά βάρη οι παραπάνω περιορισμοί ισχύουν για το λόγο D_i / t , όπου D_i είναι η εσωτερική διάμετρος.

(3) Σε βάρη μορφής απλού ή πολλαπλού κιβωτίου και όταν ο λόγος $\eta_k \leq 0,20$, δεν χρειάζεται να γίνεται ο έλεγχος σπλισμού περίσφιγξης σύμφωνα με την παράγραφο 4.2.1, εφόσον τηρούνται οι όροι της παραγράφου 4.2.2.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α (Πληροφοριακό)

ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΣ ΚΑΙ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑΣ

Σημείωση: Πολλές από τις σχέσεις που αναφέρονται σ' αυτό το Παράρτημα στοχεύουν σε μια πολύ χονδρική προσέγγιση των υπολογιζόμενων μεγεθών. Η προσέγγιση αυτή δεν έχει γενική ισχύ και οι σχέσεις αυτού του Παραρτήματος δεν επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς γεφυρών ούτε για την ποσοτική εκτίμηση ή έλεγχο των συντελεστών συμπεριφοράς q .

A.1 Πλαστιμότητα μετακινήσεως και καμπυλότητας

(1) Η πλαστιμότητα μετακινήσεως του συστήματος (διαθέσιμη πλαστιμότητα) μ_d ορίζεται ως λόγος

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} \quad (\text{A.1})$$

όπου

d_u είναι η οριακή μετακίνηση που αντιστοιχεί στη σεισμική αστοχία και d_y είναι η μετακίνηση που αντιστοιχεί στη διαρροή του συστήματος. Και οι δύο μετακινήσεις θεωρούνται στο κέντρο μάζας του συστήματος.

(2) Η πλαστιμότητα μετακινήσεως του συστήματος εξαρτάται από τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα καμπυλότητας των πλαστικών αρθρώσεων

$$\mu_c = \frac{C_u}{C_y} \quad (\text{A.2})$$

που ορίζεται ως λόγος των καμπυλοτήτων στη σεισμική αστοχία (C_u) και στη διαρροή του οπλισμού (C_y), της διατομής της πλαστικής άρθρωσης.

(3) Η οριακή καμπυλότητα αστοχίας αντιστοιχεί σε πτώση της αναλαμβανόμενης ροπής κατά 20% σε σχέση με τη μέγιστη τιμή, δεν πρέπει όμως να υπερβαίνει την τιμή για την οποία προκύπτει διαρροή του οπλισμού περίσφιγξης της διατομής και η διατομή θα πρέπει να μπορεί να υποστεί τουλάχιστον 5 πλήρεις κύκλους παραμόρφωσης με την οριακή αυτή καμπυλότητα.

A.2 Σχέση μεταξύ πλαστιμότητας μετακινήσεως και καμπυλότητας

(1) Θεωρώντας ότι:

- η μετακίνηση του φορέα οφείλεται μόνο στην παραμόρφωση ενός βάρου μορφής προβόλου μήκους L , πλήρως πακτωμένου στο έδαφος και ότι
- L_h είναι το μήκος της πλαστικής άρθρωσης στον πόδα του βάρου (μήκος με σταθερή καμπυλότητα που υπερβαίνει εκείνη που αντιστοιχεί στην διαρροή)

η διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλότητας μ_c στην πλαστική άρθρωση, ώστε να προκύψει πλαστιμότητα μετακινήσεως του συστήματος ίση με μ_d , πρέπει να είναι:

$$\mu_c = 1 + \frac{\mu_d - 1}{3\lambda(1 - 0.5\lambda)} \quad (\text{A.3})$$

όπου $\lambda = L_h/L$

(2) Σε διατομές οπλισμένου σκυροδέματος το μήκος της πλαστικής άρθρωσης επηρεάζεται από παράγοντες που δεν έχουν διερευνηθεί επαρκώς και κυρίως από τη διείσδυση της μήκυνσης διαρροής του εφελκυσμένου οπλισμού κάτω από τη θεωρητική βάση και από τη λοξότητα των ρηγμάτων που οφείλονται στην αλληλεπίδραση κάμψεως και διατμήσεως. Οι ακόλουθες τιμές πρέπει να θεωρούνται μόνο σαν ενδεικτικές επειδή δεν υπάρχει γενικά αποδεκτή και αξιόπιστη μέθοδος

$$L_h = 0.08L + 0.022 d_s f_y \quad (\text{A.4})$$

$$L_h = (0.4 \div 0.6)D \quad (\text{A.5})$$

όπου:

d_s και f_y είναι αντίστοιχα η διάμετρος και το όριο διαρροής του διαμήκους οπλισμού σε m και N/mm².

(3) Όταν σημαντικό τμήμα της μετακινήσεως του φορέα οφείλεται σε παραμορφώσεις στοιχείων που παραμένουν ελαστικά μετά το σχηματισμό της πλαστικής άρθρωσης, η διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλότητας πρέπει να ανέρχεται σε

$$\mu_{cf} = 1 + f(\mu_c - 1) \quad (\text{A.6})$$

όπου

ο λόγος ευκαμψιών $f = \frac{d_{o\lambda}}{d_b}$ ορίζεται στην ελαστική περιοχή και είναι ο λόγος

της συνολικής μετακίνησης του φορέα ($d_{o\lambda}$) προς την μετακίνηση που οφείλεται αποκλειστικά στην παραμόρφωση του βάρου (d_b). Το μ_c υπολογίζεται από τη σχέση (A.3).

Σημείωση: Όταν η σεισμική δράση μεταφέρεται από το φορέα στα βάρη μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων, οι συνήθεις τιμές του λόγου f κυμαίνονται μεταξύ 3 και 5. Αν υποτεθεί ότι σε περίπτωση στέρεας σύνδεσης βάρων και φορέα (χωρίς εφέδρανα) η διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλότητας ήταν $\mu_c=15$, η διαθέσιμη τιμή του μ_{cf} , σε περίπτωση χρήσεως ελαστομεταλλικών εφεδράνων πρέπει να ανέρχεται σύμφωνα με τη σχέση (A.6) σε 43 ως 71. Τέτοιες τιμές πλαστιμότητας καμπυλοτήτων είναι πρακτικά αδύνατο να επιτευχθούν. Επομένως είναι φανερό ότι η μεγάλη ευκαμψία ελαστομεταλλικών εφεδράνων διατασσομένων εν σειρά με σχετικά άκαμπτα βάρη επιβάλλει πρακτικά ελαστική συμπεριφορά στο συνολικό σύστημα.

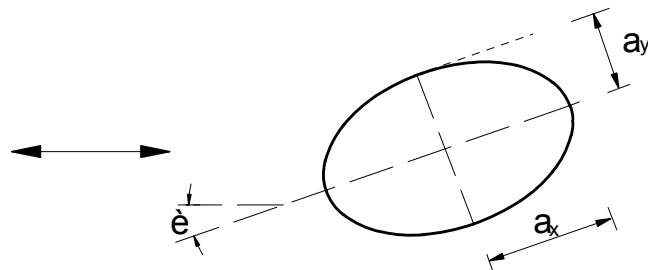
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β (Κανονιστικό)

ΠΡΟΣΘΕΤΗ ΣΥΜΜΕΤΑΚΙΝΟΥΜΕΝΗ ΥΔΑΤΙΝΗ ΜΑΖΑ ΣΕ ΒΥΘΙΣΜΕΝΑ ΒΑΘΡΑ

(1) Αν δεν γίνει ακριβέστερη εκτίμηση, η συνολική μάζα που είναι ενεργός σε οριζόντιες διευθύνσεις σε βάθρα που είναι βυθισμένα σε νερό θα λαμβάνεται ίση με το άθροισμα των ακόλουθων μαζών:

- την πραγματική μάζα του βάρου (χωρίς μείωση ανώσεως)
 - τη μάζα του νερού που ενδεχομένως περικλείεται από το βάθρο (σε κοίλες διατομές)
 - την πρόσθετη συμμετακινούμενη εξωτερική μάζα του νερού που εκτιμάται ως ακολούθως (ρ είναι η πυκνότητα του νερού)
- Για βάθρα με κυκλική διατομή ακτίνας R
 - $m_a = \rho \pi R^2$
 - Για βάθρα με διατομή ελλειψη με ημιαξονες a_x και a_y και για σεισμική δράση υπό γωνία θ προς τον άξονα x

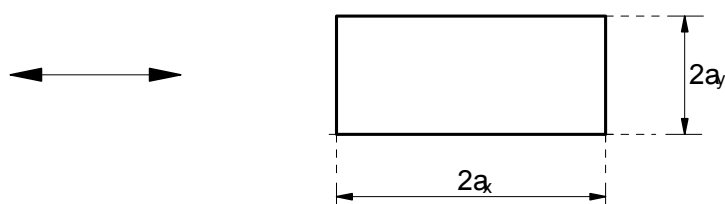
$$m_a = \rho \pi (a_y^2 \cos^2 \theta + a_x^2 \sin^2 \theta)$$



- Για βάθρα με ορθογωνική διατομή διαστάσεων $2a_x \cdot 2a_y$ και για σεισμική δράση κατά τη διεύθυνση x

$$m_a = k \rho \pi a_y^2$$

όπου η τιμή του συντελεστή k λαμβάνεται από τον ακόλουθο πίνακα (επιτρέπεται γραμμική παρεμβολή)



a_y/a_x	k
0.1	2.23
0.2	1.98
0.5	1.70
1.0	1.51
2.0	1.36
5.0	1.21
10.0	1.14
∞	1.00

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ (Κανονιστικό)

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΓΕΘΩΝ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ

Γ.1 Γενική διαδικασία

(1) Η ακόλουθη διαδικασία θα εφαρμόζεται εν γένει σε κάθε διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης (διαμήκη και εγκάρσια).

(2) Βήμα 1

Υπολογισμός των υπολογιστικών καμπτικών ροπών αντοχής (αστοχίας) $M_{Rd,h}$ των διατομών των προβλεπομένων θέσεων πλαστικών αρθρώσεων, που αντιστοιχούν στην επιλεγείσα διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης (E). Οι αντοχές θα βασίζονται στις πραγματικές διαστάσεις των διατομών και στις τελικές ποσότητες διαμήκους οπλισμού. Ο υπολογισμός θα λαμβάνει υπόψη αλληλεπίδραση με αξονική δύναμη και ενδεχομένως ροπή κατά την άλλη διεύθυνση, όπως προκύπτουν από τον συνδυασμό P+E όπου P είναι το άθροισμα των μόνιμων δράσεων (φορτία βαρύτητας και προένταση) και E η υπολογιστική σεισμική δράση.

(3) Βήμα 2

Υπολογισμός των μεταβολών των εντατικών μεγεθών ΔF_C που προκαλείται στον πλαστικό μηχανισμό όταν οι ροπές στη θέση πλαστικών αρθρώσεων αυξάνονται κατά ΔM_h από τις τιμές που αντιστοιχούν στις μόνιμες δράσεις ($M_{p,h}$) μέχρι την υπεραντοχή των διατομών ($\gamma_0 M_{Rd,h}$) δηλαδή:

$$\Delta M_h = \gamma_0 M_{Rd,h} - M_{p,h} \quad (\Gamma.1)$$

όπου γ_0 είναι ο συντελεστής υπεραντοχής της πλαστικής άρθρωσης (παραγρ. 2.6.γ).

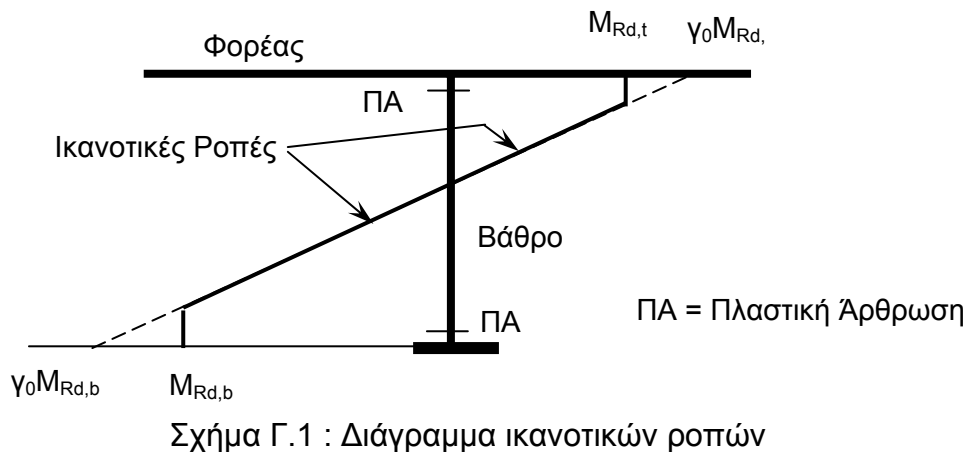
Τα εντατικά μεγέθη θα υπολογίζονται εν γένει από τις συνθήκες ισορροπίας ενώ επιτρέπονται λογικές προσεγγίσεις σχετικά με το συμβιβαστό των παραμορφώσεων.

(4) Βήμα 3

Τα τελικά μεγέθη ικανοτικής δράσης F_C θα λαμβάνονται από την επαλληλία των μεταβολών ΔF_C και των μόνιμων δράσεων F_G :

$$F_C = F_G + \Delta F_C \quad (\Gamma.2)$$

(5) Μέσα στο μήκος στοιχείων που περιέχουν πλαστική(ες) άρθρωση(εις) και στην γειτονία της, οι ικανοτικές ροπές δεν θα λαμβάνονται μεγαλύτερες από την αντοχή της διατομής της πλαστικής άρθρωσης $M_{Rd,h}$ (χωρίς προσαύξηση με τον συντελεστή γ_0 , βλ. σχήμα Γ.1).



Γ.2 Απλοποιήσεις

Γ.2.1 Προσδιορισμός με βάση τις σεισμικές δράσεις

(1) Όταν η ροπή στη θέση πλαστικής άρθρωσης υπό τις μόνιμες δράσεις είναι αμελητέα σε σχέση με την υπεραντοχή της διατομής ($M_{G,h} \ll \gamma_0 M_{Rd,h}$) το παραπάνω Βήμα 2 μπορεί να αντικατασταθεί από άμεσο προσδιορισμό των μεγεθών ΔF_c με βάση τα μεγέθη της υπολογιστικής σεισμικής δράσεως A_E .

(2) Αυτό συμβαίνει κατά κανόνα στην εγκάρσια διεύθυνση ή όταν τα βάθρα συνδέονται με τον φορέα με άρθρωση και στις δύο διευθύνσεις. Στις περιπτώσεις αυτές η ικανοτική τέμνουσα του βάθρου i μπορεί να υπολογισθεί ως:

$$V_{c,i} = \Delta V_i = \frac{\Delta M_{h,i}}{M_{E,i}} V_{E,i} \quad (\Gamma.3)$$

και τα ικανοτικά μεγέθη στον φορέα και τα ακρόβαθρα από τη σχέση

$$\Delta F_c \cong \frac{\sum V_{c,i}}{\sum V_{E,i}} \cdot E \quad (\Gamma.4)$$

Γ.2.2 Ικανοτικές δράσεις στη διαμήκη διεύθυνση όταν προβλέπονται πλαστικές αρθρώσεις στην κεφαλή και τον πόδα μεσοβάθρου

(1) Από τις μεταβολές των ροπών στην κεφαλή $\Delta M_{t,h}$ και στον πόδα του βάθρου $\Delta M_{b,h}$ προκύπτει η ικανοτική μεταβολή της τέμνουσας

$$\Delta V_c = \frac{\Delta M_{t,h} + \Delta M_{b,h}}{l} \quad (\Gamma.5)$$

όπου l είναι το ύψος του βάρου.

(2) Οι μεταβολές των αξονικών δυνάμεων των βάρων καθώς και των ικανοτικών δράσεων στον φορέα και τα ακρόβαθρα προκύπτουν από ανάλυση του φορέα υπό την επίδραση των μεταβολών των ροπών κεφαλής $\Delta M_{t,h}$ σε όσα βάρη προβλέπονται πλαστικές αρθρώσεις. Στις θέσεις αυτές η ακαμψία σε στροφή των βάρων θα αγνοείται.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ (Πληροφοριακό)

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΕΝΕΡΓΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΠΛΑΣΤΙΜΩΝ ΜΕΛΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Δ.1 Γενικά

(1) Η ενεργός δυσκαμψία πλάστιμων στοιχείων σκυροδέματος που χρησιμοποιούνται σε γραμμική σεισμική ανάλυση θα πρέπει να είναι ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής. Όταν δεν υπάρχει ακριβέστερη μέθοδος μπορούν να εφαρμοσθούν οι παρακάτω κατά προσέγγιση μέθοδοι:

Δ.2 Μέθοδος 1

(1) Η ενεργός ροπή αδρανείας J_{eff} ενός βάρου με σταθερή διατομή, εκτιμάται ως εξής:

$$J_{eff} = 0.08 \cdot J_{un} + J_{cr} \quad (\Delta.1)$$

όπου :

J_{un} είναι η ροπή αδρανείας της διατομής μή-ρηγματωμένου βάρου

J_{cr} είναι η ροπή αδρανείας της ρηγματωμένης διατομής στο σημείο διαρροής του εφελκυσμένου οπλισμού. Υπολογίζεται δε από τη σχέση:

$$J_{cr} = M_y / (E_c \cdot C_y) \quad (\Delta.2)$$

στην οποία M_y και C_y είναι αντίστοιχα, η ροπή και η καμπυλότητα διαρροής της διατομής και E_c είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος.

(2) Οι σχέσεις αυτές προέρχονται από παραμετρική ανάλυση απλοποιημένου μή-γραμμικού προσομοιώματος ενός βάρου-προβόλου με κοίλες ορθογωνικές και κοίλες συμπαγείς κυκλικές διατομές.

Δ.3 Μέθοδος 2

(1) Η ενεργός δυσκαμψία εκτιμάται από τη ροπή αστοχίας σχεδιασμού M_{Rd} και την καμπυλότητα διαρροής Φ_y της διατομής της πλαστικής άρθρωσης, ως εξής:

$$E_c J_{eff} = \nu M_{Rd} / \Phi_y \quad (\Delta.3)$$

όπου:

$\nu = 1,20$ είναι ένας διορθωτικός συντελεστής που αντιπροσωπεύει την επίδραση της δυσκαμψίας του μη-ρηγματωμένου μέρους του βάρου.

Η καμπυλότητα διαρροής Φ_y μπορεί να προσδιορίζεται με τον ακόλουθο τρόπο:

$$\Phi_y = (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{cy})/d_s \quad (\Delta.4)$$

και

d_s είναι το ύψος της διατομής μέχρι το κέντρο του εφελκυσμένου οπλισμού
 ε_{sy} είναι η παραμόρφωση διαρροής του οπλισμού,
 ε_{cy} είναι η θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος κατά την διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού.

Η τιμή του ε_{cy} μπορεί να εκτιμάται από μίαν ανάλυση της διατομής βάσει του ε_{sy} και της αξονικής δύναμης στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, N_{Ed} .

(2) Η υιοθέτηση της ακόλουθης τιμής για την καμπυλότητα διαρροής:

$$\text{για ορθογωνικές διατομές: } \Phi_y = 2,1 \varepsilon_{sy}/d \quad (\Delta.5)$$

$$\text{και για κυκλικές διατομές: } \Phi_y = 2,4 \varepsilon_{sy}/d \quad (\Delta.6)$$

όπου d είναι το ενεργό ύψος της διατομής συνιστά γενικά μια ικανοποιητική προσέγγιση.

(3) Η ανάλυση που γίνεται με βάση τιμή της $E_c J_{eff}$ που βασίζεται σε μια κατ' εκτίμηση τιμή του M_{Rd} χρειάζεται διόρθωση μόνον εάν η απαιτούμενη εν τέλει τιμή της καμπτικής ικανότητας, $M_{Rd,req}$ είναι σημαντικά μεγαλύτερη από την εκτιμηθείσα τιμή M_{Rd} . Εάν $M_{Rd,req} < M_{Rd}$, η διόρθωση θα πρέπει να περιλαμβάνει πολλαπλασιασμό των μετακινήσεων που απορρέουν από την πρώτη ανάλυση επί τον λόγο $M_{Rd}/M_{Rd,req}$.