



ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ
Εκδ. 3.xx

ΕΓΧΕΙΡΙΔΙΟ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

Ευρωκώδικες 2 & 8



ΤΕΧΝΙΚΟΣ ΟΙΚΟΣ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ
www.tol.com.gr



ΤΕΧΝΙΚΟΣ 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

Περιεχόμενα	1
1. Εισαγωγή	5
2. Γενικές Παραδοχές – Κανονισμοί – Μονάδες μέτρησης	6
3. Μέθοδοι ανάλυσης	7
3.1 Στοιχεία από τη θεωρία	7
3.1.1 Ανάλυση για στατικά φορτία	7
3.1.2 Επίλυση του ιδιοπροβλήματος	10
3.2 Εφαρμογή από το ΡΑΦ	11
4. Συστήματα συντεταγμένων – Βαθμοί ελευθερίας των κόμβων	13
4.1 Συστήματα συντεταγμένων	13
4.2 Βαθμοί ελευθερίας των κόμβων	14
4.2.1 Ελαστική ή πλήρης δέσμευση των βαθμών ελευθερίας	14
4.2.2 Σύζευξη των βαθμών ελευθερίας (constraints)	14
5. Το ραβδόμορφο στοιχείο του ΡΑΦ	15
5.1 Γενική περιγραφή του στοιχείου	15
5.2 Το τοπικό σύστημα συντεταγμένων	16
5.3 Οι στερεοί βραχίονες	18
5.4 Η συνεχής ελαστική έδραση (εσωτερικού τμήματος και βραχιόνων)	23
5.5 Οι ημιάκαμπτες συνδέσεις	30
5.6 Θέωση ή όχι των διατμητικών παραμορφώσεων	33
5.7 Σχηματισμός μητρώου δυσκαμψίας και διανυσμάτων φόρτισης	34
5.7.1 Σχηματισμός του μητρώου δυσκαμψίας	34
5.7.2 Σχηματισμός των διανυσμάτων φόρτισης	39
5.8 Φορτιστικές καταστάσεις του στοιχείου	40
5.9 Μετεπεξεργασία των αποτελεσμάτων – Πρόσημα των μεγεθών έντασης	46
6. Ιδιότητες δομικών στοιχείων – Βιβλιοθήκη διατομών	51
6.1 Γενικά	51
6.2 Τύποι δομικών στοιχείων	51
6.3 Υλικά	53
6.4 Γεωμετρία	54
6.5 Τοπολογία	54
6.6 Δεδομένα διατομών	54
6.7 Λοιπά δεδομένα	58

7. Περιπτώσεις φόρτισης και συνδυασμοί δράσεων για την ανάλυση	60
7.1 Περιπτώσεις φόρτισης	60
7.2 Συνδυασμοί δράσεων	60
8. Ειδικές τεχνικές προσομοίωσης	61
8.1 Εισαγωγή	61
8.2 Προσομοίωση των πλακών – Διαφραγματική λειτουργία	61
8.2.1 Γενικά	61
8.2.2 Μαθηματική διατύπωση διαφραγματικής λειτουργίας – Τεχνικές υλοποίησης	63
8.2.3 Προσομοίωση διαφραγματικής λειτουργίας από το ΡΑΦ	66
8.2.4 Προσομοίωση ανισοσταθμιών σε πλάκες	67
8.2.5 Ένταση των πλακών λόγω κατακόρυφων φορτίων	69
8.3 Επίπεδα Τοιχώματα / Χωρικά Τοιχώματα (Πυρήνες)	70
8.3.1 Γενικά	70
8.3.2 Επίπεδα τοιχώματα	70
8.3.3 Χωρικά τοιχώματα / Πυρήνες (Ανοικτοί, Ημιανοικτοί, Κλειστοί)	73
8.3.4 Προσομοίωση με το ΡΑΦ	81
8.4 Φυτευτά υποστύλωματα – Δοκοί επί δοκών	90
8.5 Προσομοίωση της θεμελίωσης	93
8.5.1 Γενικά	93
8.5.2 Πέδιλα με συνδετήριες δοκούς	94
8.5.3 Πεδιλοδοκοί (εσχάρες πεδιλοδοκών)	100
8.5.4 Περιμετρικά τοιχώματα υπογείου	103
9. Υπολογισμός σεισμικής απόκρισης	108
9.1 Γενικά	108
9.2 Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης	
9.2.1 Στοιχεία από τη θεωρία	125
9.2.2 Διατάξεις του ΕΚ8	127
9.2.3 Εφαρμογή από το ΡΑΦ	130
9.3 Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης	
9.3.1 Στοιχεία από τη θεωρία	135
9.3.2 Διατάξεις των ΕΑΚ/2000 και ΕΚ8	138
9.3.3 Εφαρμογή από το ΡΑΦ	144
9.3.4 Οπτική αξιολόγηση ορθότητας της διάταξης των δομικών στοιχείων	135
9.4 Κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα	153

10. Γενικοί έλεγχοι κτιρίων	154
10.1 Γενικά	155
10.2 Έλεγχος περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων των ορόφων	
10.3 Έλεγχος επιρροής φαινομένων δευτέρας τάξης	158
10.4 Έλεγχος κατάταξης του κτιρίου στις κατηγορίες κτιρίων σκυροδέματος	
11. Έλεγχοι κινητότητας φορέα και αποτελεσμάτων ανάλυσης	165
11.1 Έλεγχοι κινητότητας	165
11.2 Έλεγχοι αποτελεσμάτων της ανάλυσης.	165
12. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	167
13. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: Ο Δείκτης εδάφους και ο προσδιορισμός του	171
15. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: Πίνακας με τους συντελεστές για τον υπολογισμό των πλακών κατά Pieper-Martens:	179

1. Εισαγωγή

Το ΡΑΦ (Ραβδωτοί Φορείς) είναι ένα πρόγραμμα γραμμικής ελαστικής, στατικής και δυναμικής, ανάλυσης κτιριακών φορέων. Για το σκοπό αυτό, και χωρίς να στερείται γενικότητας, είναι προσανατολισμένο στην επίλυση τρισδιάστατων κτιριακών φορέων με διαφραγματική λειτουργία των πλακών όσον αφορά την συμπεριφορά τους υπό σεισμική φόρτιση. Η μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιεί το ΡΑΦ είναι η κλασσική μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων. Λεπτομέρειες για την υλοποίηση της μεθόδου δίνονται στο Κεφάλαιο 3.

Στην παρούσα του μορφή το ΡΑΦ έχει τη δυνατότητα ανάλυσης κτιρίων τα οποία προσομοιώνονται με την βοήθεια ραβδωτών πεπερασμένων στοιχείων. Για το σκοπό αυτό, έχει ενσωματωμένο ένα γενικευμένο πεπερασμένο στοιχείο δοκού/υποστυλώματος με πολλαπλές δυνατότητες οι οποίες περιγράφονται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 5. Η αρχιτεκτονική του προγράμματος, δίνει την δυνατότητα άμεσης προσθήκης και άλλων τύπων πεπερασμένων στοιχείων (π.χ. στοιχεία κελύφους), τα οποία θα προστεθούν σύντομα.

Πέραν της κλασσικής στατικής ανάλυσης, το πρόγραμμα έχει την δυνατότητα πλήρους υλοποίησης των δυο γραμμικών μεθόδων υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης κατασκευών τις οποίες προτείνει ο ΕΚ8 στο εδάφιο 4.3.3.1(3), δηλαδή της:

- Ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης (Βλέπε § 9.2.3) και της,
- Μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (Βλέπε § 9.3.3)

Ιδιαίτερη μέριμνα έχει ληφθεί έτσι ώστε το ΡΑΦ να έχει ενσωματωμένες ειδικές τεχνικές προσομοίωσης συγκεκριμένων τμημάτων μίας κτιριακής κατασκευής. Έτσι είναι διαθέσιμες τεχνικές για:

- Προσομοίωση άκαμπτων περιοχών στα άκρα δοκών / υποστυλωμάτων (§ 5.3)
- Προσομοίωση ημιάκαμπτων συνδέσεων δοκών – υποστυλωμάτων (§ 5.5)
- Προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας πλακών (§ 8.2)
- Προσομοίωση τοιχωμάτων και πυρήνων με το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου (§ 8.3)
- Προσομοίωση μεμονωμένων πεδίων θεμελίωσης (§ 8.6.2)
- Προσομοίωση συνεχούς ελαστικής έδρασης πεδιλοδοκών και συνδετήριων δοκών (§ 8.6.3)
- Προσομοίωση τοιχωμάτων υπογείου (§ 8.6.4)

Η υλοποίηση των παραπάνω τεχνικών γίνεται αυτόματα και κατά κανόνα με κατάλληλους μαθηματικούς μετασχηματισμούς των μητρώων δυσκαμψίας και φόρτισης, έτσι ώστε να μην είναι αναγκαία η αυτόματη τοποθέτηση βοηθητικών στοιχείων τα οποία λόγω των μεγάλων τιμών οι οποίες ενδεχομένως θα πρέπει να δοθούν για τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών τους, μπορεί να προκαλέσουν αριθμητικές αστάθειες (χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών).

Θα πρέπει επίσης να σημειωθεί ότι θεωρήθηκε πολύ σημαντικός παράγοντας για την αξιοπιστία του ΡΑΦ, η εκτέλεση συγκεκριμένων αυτοελέγχων των αποτελεσμάτων του (§ 11.2.). Για το σκοπό αυτό, έχει ενσωματωθεί στον κώδικα, τόσο η αυτόματη εκτέλεση ελέγχων ισορροπίας των κόμβων, όσο και η εκτέλεση ελέγχων καθολικής ισορροπίας των κτιρίων. Τέλος, μέριμνα έχει ληφθεί έτσι ώστε να εκτελείται και αυτόματος έλεγχος πλημμελούς στήριξης τόσο του προσομοιώματος τόσο συνολικά, όσο και επιμέρους τμημάτων του (§ 11.1.).

2. Γενικές Παραδοχές – Κανονισμοί – Μονάδες μέτρησης

Γενικές Παραδοχές

Το γενικό πλαίσιο των παραδοχών εντός των οποίων πραγματοποιούνται οι υπολογισμοί των κτιριακών κατασκευών από το ΡΑΦ συνίσταται από τα εξής βασικά σημεία:

1. Γραμμικώς ελαστική συμπεριφορά υλικών (Σκυρόδεμα / Χάλυβας) για τη ανάλυση,
2. Μητρώα δυσκαμψίας, φόρτισης γεωμετρικώς γραμμικά,
3. Επιλεκτική θεώρηση διατμητικών και αξονικών παραμορφώσεων των ραβδωτών στοιχείων,
4. Διαφραγματική λειτουργία πλακών,
5. Θεώρηση συμπαγών (και όχι λεπτότοιχων)¹ διατομών,
6. Προσομοίωση ενδοσιμότητας εδάφους με το μοντέλο Winkler.

Κανονισμοί

Καλύπτονται πλήρως οι διατάξεις των Κανονισμών:

- (α) **Ευρωκώδικας 0 (EK0)**: για τους συνδυασμούς δράσεων.
- (β) **Ευρωκώδικας 1 (EK1)**: για τις τιμές των φορτίων των κτιρίων.
- (γ) **Ευρωκώδικας 2-1 (EK2) – Κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος**: για τον έλεγχο των διατομών των δομικών στοιχείων του κτιρίου.
- (δ) **Ευρωκώδικας 8-1 (EK8) – Αντισεισμικός σχεδιασμός**: για τον αντισεισμικό υπολογισμό, τους ικανοτικούς ελέγχους και τους γενικούς ελέγχους του κτιρίου.

Μονάδες μέτρησης

Οι μονάδες μέτρησης που χρησιμοποιούνται στηρίζονται στο Διεθνές Σύστημα Μονάδων (S.I.), και παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

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

¹ Το ΡΑΦ αντιμετωπίζει και πυρήνες Ο/Σ που έχουν λεπτότοιχες διατομές. Ωστόσο αυτό το επιτυγχάνει όχι με ενσωματωμένα μητρώα δυσκαμψίας στοιχείων με λεπτότοιχες διατομές, αλλά με σύνθεση και προσομοίωση των στοιχείων αυτών με τη βοήθεια του μοντέλου του ισοδυνάμου πλαισίου (βλ. Παράγραφο 8.3.4.).

3. Μέθοδοι ανάλυσης

Για την ανάλυση των κτιριακών φορέων (είτε στατική, είτε δυναμική), η μέθοδος που εφαρμόζεται από το ΡΑΦ, είναι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων με τη μορφή της μεθόδου δυσκαμψίας. Υπενθυμίζεται ότι με την μορφή της αυτή, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, είναι η πλέον ενδεδειγμένη για την προγραμματιστική της εφαρμογή σε προγράμματα ηλεκτρονικού υπολογιστή [1].

3.1 Στοιχεία από τη θεωρία

3.1.1 Ανάλυση για στατικά φορτία

Γενικά, ο υπολογισμός ενός φορέα με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων πραγματοποιείται με βάση τα παρακάτω στάδια (η περιγραφή είναι κυρίως προσανατολισμένη σε φορείς αποτελούμενους αποκλειστικά από ραβδωτά στοιχεία):

- Διακριτοποίηση του φορέα

Κατά το αρχικό αυτό στάδιο, ο φορέας «διασπάται» σε έναν αριθμό πεπερασμένων στοιχείων. Στην περίπτωση που ο φορέας συνίσταται αποκλειστικά από ραβδωτά στοιχεία, η διαδικασία διακριτοποίησης δεν εισάγει κάποια ιδιαίτερη δυσκολία. Και αυτό γιατί στην περίπτωση αυτή είναι διαθέσιμη η «ακριβής» μαθηματική λύση της διαφορικής εξίσωσης η οποία διέπει την μηχανική συμπεριφορά των στοιχείων αυτών. Έτσι, ο αριθμός των πεπερασμένων στοιχείων προκύπτει από τα ευθύγραμμα τμήματα του φορέα μεταξύ σημείων γεωμετρικής ασυνέχειας (αρθρώσεις), και αλλαγής διεύθυνσης (γωνίες) των αξόνων των στοιχείων. Αντίθετα στην περίπτωση φορέων οι οποίοι συντίθενται και από επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, η μη ύπαρξη αναλυτικών λύσεων των αντίστοιχων διαφορικών εξισώσεων των στοιχείων αυτών, καθιστά την διακριτοποίηση μια πιο σύνθετη διαδικασία, η οποία εξαρτάται μεταξύ άλλων από την γεωμετρία, και την μορφή της φόρτισης του φορέα.

- Θεώρηση των μεμονωμένων πεπερασμένων στοιχείων

Μετά την διακριτοποίηση του φορέα, εξετάζεται κάθε πεπερασμένο στοιχείο ξεχωριστά. Το ζητούμενο κατά το στάδιο αυτό, είναι η περιγραφή της μηχανικής συμπεριφοράς του μεμονωμένου στοιχείου. Σε μαθηματικό επίπεδο, αυτό σημαίνει ότι γίνεται θεώρηση των σχέσεων που συνδέουν τα **μεγέθη έντασης** $[s_{loc}]$ με τα εργικώς ανάλογα **μεγέθη μετακίνησης (βαθμοί ελευθερίας ή β.ε.)** $[u_{loc}]$ στους κόμβους του. Ο συσχετισμός των μεγεθών έντασης, με τα μεγέθη μετακίνησης επιτυγχάνεται με την βοήθεια των **τοπικών μητρώων δυσκαμψίας** $[K_{loc}]$, και μέσω της παρακάτω μητρώϊκής σχέσης:

$$[K_{loc}^i] \cdot [u_{loc}^i] = [s_{loc}^i] \quad (3.1)$$

(Ο δείκτης (loc) υποδηλώνει ότι τα παραπάνω μητρώα αναφέρονται κατά το στάδιο αυτό, στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων του εκάστοτε πεπερασμένου στοιχείου, ενώ ο εκθέτης *i* αναφέρεται στο τυχαίο πεπερασμένο στοιχείο, από το σύνολο των N_e πεπερασμένων στοιχείων στα οποία διακριτοποιείται ένας φορέας)

Η έννοια του μητρώου δυσκαμψίας, η φυσική σημασία των όρων του, οι μέθοδοι υπολογισμού τους, αλλά και οι ιδιότητες του είναι ευρέως γνωστές και παρουσιάζονται αναλυτικά σε πλήθος βιβλιογραφικών αναφορών που αναφέρονται στην μέθοδο των

πεπερασμένων στοιχείων (βλ. π.χ. [1], [2], [3]). Επομένως δεν έχει κάποια ιδιαίτερη αξία να γίνει εδώ εμβάθυνση των παραπάνω θεμάτων. Το μόνον που ίσως αξίζει να τονιστεί, είναι ότι στις αναλύσεις τρισδιάστατων φορέων που συντίθενται από ραβδωτά στοιχεία οι δυνατότητες μετακίνησης του κάθε κόμβου ενός στοιχείου (δηλαδή οι β.ε.) είναι γενικώς 6. Αυτό σημαίνει ότι τα μητρώα δυσκαμψίας των στοιχείων έχουν διαστάσεις 12x12, ενώ τα διανύσματα των μεγεθών έντασης και μετακίνησης 12x1.

Επιπλέον των μητρώων δυσκαμψίας, θα πρέπει να είναι επίσης διαθέσιμες και οι σχέσεις από τις οποίες υπολογίζονται τα μεγέθη έντασης στους κόμβους των στοιχείων λόγω της εξωτερικής τους φόρτισης. Οι σχέσεις αυτές είναι συγκεντρωμένες στα **διανύσματα φορτίου** των στοιχείων $[p_{loc}]$.

- Σύνθεση του διακριτοποιημένου φορέα – θεώρηση συνθηκών στήριξης

Μετά το δεύτερο στάδιο της διαδικασίας, είναι πλέον διαθέσιμες οι μητρωϊκές σχέσεις της μορφής (3.1) για τα N_e στοιχεία του προς επίλυση φορέα. Όλα τα μητρώα που υπεισέρχονται στη σχέση αυτή, καθώς και τα αντίστοιχα μητρώα φόρτισης αναφέρονται στα τοπικά συστήματα συντεταγμένων του εκάστοτε στοιχείου. Στόχος του τρίτου σταδίου της διαδικασίας είναι πλέον η «επανασύνθεση» του διακριτοποιημένου φορέα. Στο σημείο αυτό υπεισέρχεται και η έννοια του καθολικού συστήματος συντεταγμένων του φορέα (το οποίο καθορίζεται από τον μελετητή αλλά στα πλαίσια του ΡΑΦ είναι προκαθορισμένο) που είναι το σημείο αναφοράς ως προς το οποίο καθορίζεται μονοσήμαντα η θέση του κάθε στοιχείου εντός του δομικού συμπλέγματος. Για την εκπλήρωση του στόχου του συγκεκριμένου σταδίου της διαδικασίας, γίνεται η άμεση «τοποθέτηση» των μητρώων δυσκαμψίας των στοιχείων στο καθολικό μητρώο δυσκαμψίας του φορέα. Πριν όμως την εκτέλεση αυτής της διαδικασίας θα πρέπει να προηγηθούν δυο συγκεκριμένες ενέργειες:

- (α) ο μετασχηματισμός των μητρώων δυσκαμψίας και φόρτισης των στοιχείων από το τοπικό σύστημα συντεταγμένων τους, στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων του φορέα, με την βοήθεια των παρακάτω μητρωϊκών μετασχηματισμών:

$$[K_{glob}^i] = [T_{g.t.}^i]^T \cdot [K_{loc}^i] \cdot [T_{g.t.}^i] \quad (3.2a)$$

$$[p_{glob}^i] = [T_{g.t.}^i]^T \cdot [p_{loc}^i] \quad (3.2b)$$

Όπου $[T_{g.t.}^i]$ είναι το **μητρώο γεωμετρικού μετασχηματισμού** του i στοιχείου. Οι όροι του εξαρτώνται από τις γωνίες που σχηματίζουν οι τοπικοί άξονες του στοιχείου, με τους άξονες του καθολικού συστήματος.

- (β) η αντιστοίχιση των β.ε. των κόμβων του κάθε στοιχείου με τους β.ε. των κόμβων του φορέα. Η αντιστοίχιση αυτή γίνεται με την βοήθεια των **πινάκων ή μητρώων αντιστοιχίας**.

Το προκύπτων καθολικό μητρώο δυσκαμψίας του φορέα είναι διαστάσεων (6mx6m). Όπου m είναι ο αριθμός των κόμβων του φορέα, ενώ ο αριθμός 6 είναι ο αριθμός των β.ε. του κάθε κόμβου στο χώρο. Μετά την σύνθεση του, το καθολικό μητρώο δυσκαμψίας του φορέα είναι μη αντιστρέψιμο. Για να καταστεί αντιστρέψιμο θα πρέπει να εισαχθούν οι συνθήκες

στήριξης του φορέα (συνοριακές συνθήκες), οι οποίες πρέπει να είναι τόσες έτσι ώστε να απαγορεύουν στον φορέα να κινηθεί ως στερεό σώμα. Η εισαγωγή των συνθηκών στήριξης στο καθολικό μητρώο δυσκαμψίας οδηγεί σε μείωση των διαστάσεων του. Έτσι η τελική μορφή της μητρώϊκής εξίσωσης που αποτελεί την βασική εξίσωση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων είναι:

$$[K_{tot, glob}] \cdot [u_{tot, glob}] = [p_{n, glob}] - [p_{tot, glob}] \quad (3.3)$$

Στην παραπάνω σχέση:

$[K_{tot, glob}]$ το καθολικό μητρώο δυσκαμψίας του φορέα με την θεώρηση των συνθηκών στήριξης,

$[u_{tot, glob}]$ το διάνυσμα των αγνώστων μετακινήσεων εκφρασμένο στο καθολικό σύστημα,

$[p_{n, glob}]$ το διάνυσμα των επικόμβιων φορτίων του φορέα εκφρασμένο στο καθολικό σύστημα,

$[p_{tot, glob}]$ το διάνυσμα των επιράβδιων φορτίων του φορέα εκφρασμένο στο καθολικό σύστημα.

- Επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας – υπολογισμός μετακινήσεων

Από την επίλυση της μητρώϊκής εξίσωσης (3.3) προκύπτουν οι άγνωστες μετακινήσεις του φορέα εκφρασμένες στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων. Κατά κανόνα για τις συνήθεις κατασκευές το μέγεθος του προβλήματος (δηλ. ο αριθμός των αγνώστων) είναι μεγάλος. Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιούνται ειδικές αριθμητικές μέθοδοι οι οποίες μπορούν να διακριθούν σε άμεσες (π.χ. μέθοδος απαλοιφής Gauss, μέθοδος Cholesky κ.τ.λ.), και επαναληπτικές (π.χ. μέθοδος Jacobi, μέθοδος Gauss-Seidel κ.τ.λ.). Λεπτομέρειες για τις αριθμητικές μεθόδους επίλυσης μεγάλων συστημάτων εξισώσεων μπορούν να αντληθούν από την πολύ μεγάλη βιβλιογραφία που καλύπτει το συγκεκριμένο αντικείμενο (π.χ. [2], [3], [4], [5], [6])

- Υπολογισμός των τελικών αποτελεσμάτων – Μετεπεξεργασία αποτελεσμάτων

Μετά και την επίλυση της μητρώϊκής εξίσωσης (3.3) είναι πλέον διαθέσιμες οι μετακινήσεις των κόμβων του φορέα εκφρασμένες στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων. Για τον υπολογισμό των τελικών ζητούμενων τα οποία είναι τα μεγέθη έντασης στους κόμβους των στοιχείων, αλλά ενδεχομένως και σε επιλεγμένα σημεία στο εσωτερικό τους, θα πρέπει κατ' αρχήν να εντοπιστούν οι μετακινήσεις των κόμβων τους από το διάνυσμα $[u_{tot, glob}]$, με τη βοήθεια του μητρώου αντιστοιχίας των β.ε. των στοιχείων με τους β.ε. του φορέα:

$$[u_{tot, glob}] \rightarrow [u_{glob}^i]$$

Ακολούθως με εφαρμογή της παρακάτω μητρώϊκής σχέσης:

$$[s_{loc}^i] = [T_{g.t.}^i] \cdot [K_{glob}^i] \cdot [u_{glob}^i] + [p_{loc}^i] \quad (3.4)$$

υπολογίζονται τα ζητούμενα μεγέθη έντασης στους κόμβους των στοιχείων εκφρασμένα στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων τους. Όσον αφορά τα μεγέθη έντασης σε ενδιάμεσα σημεία του στοιχείου, ο υπολογισμός τους μπορεί να γίνει με εφαρμογή της **μεθόδου των αρχικών παραμέτρων**. Σύμφωνα με την συγκεκριμένη μέθοδο, ο υπολογισμός οποιουδήποτε

μεγέθους έντασης ή μετακίνησης σε συγκεκριμένο σημείο στο εσωτερικό ενός ραβδωτού στοιχείου, πραγματοποιείται συναρτήσεως των μεγεθών έντασης και μετακίνησης στον έναν από τους δύο κόμβους του, και του **μητρώου μεταφοράς** (π.χ. [7]).

3.1.2 Επίλυση του ιδιοπροβλήματος

Στην προηγούμενη παράγραφο έγινε μια συνοπτική υπενθύμιση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων για την επίλυση ενός φορέα για στατικά φορτία. Η ανάγκη όμως για αντισεισμικό υπολογισμό των κτιριακών φορέων, επιβάλλει και τον προσδιορισμό της σεισμικής τους απόκρισης. Η βασική μέθοδος υπολογισμού που επιβάλλει ο ΕΚ8, είναι η Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (ανάλογη της Δυναμικής φασματικής μεθόδου του ΕΑΚ/2000). Κεντρική θέση στην διαδικασία εφαρμογής της συγκεκριμένης μεθόδου, κατέχει η ιδιομορφική ανάλυση του φορέα, δηλαδή ο προσδιορισμός των ιδιοπεριόδων, και των ιδιομορφών του. Έτσι, είναι απαραίτητη η επίλυση του προβλήματος της ιδιοταλάντωσης. Για την επίλυση αυτή απαιτείται αρχικά – πέραν της «ελαστικής» διακριτοποίησης από την οποία προκύπτει το **στατικό προσομοίωμα** – η «αδρανειακή» διακριτοποίηση του φορέα (βλ. π.χ. [8]), δηλαδή προσδιορισμός των κόμβων όπου θα τοποθετηθούν «σημειακά» οι επί μέρους μάζες του έτσι ώστε να προκύψει ένα διακριτό πολυβάθμιο σύστημα, το οποίο ονομάζεται **δυναμικό προσομοίωμα** (τα δυο αυτά προσομοιώματα διαφέρουν κατά κανόνα στον αριθμό των β.ε. που λαμβάνουν υπόψη).

Η μητρώικη εξίσωση της ιδιοταλάντωσης από την οποία υπολογίζονται οι ιδιοσυχνότητες, και κατόπιν και όλα τα υπόλοιπα δυναμικά χαρακτηριστικά, ενός διακριτού πολυβάθμιου συστήματος είναι:

$$[K_{\text{tot, glob}}] \cdot [\varphi] - \omega^2 \cdot [M] \cdot [\varphi] = [0] \quad (3.5)$$

Όπου στην παραπάνω σχέση:

$[K_{\text{tot, glob}}]$ το καθολικό μητρώο δυσκαμψίας του φορέα με την θεώρηση των συνθηκών στήριξης, το οποίο χρησιμοποιείται και για την επίλυση για στατικά φορτία¹,

$[M]$ το μητρώο μάζας του φορέα το οποίο για διακριτά συστήματα έχει μη μηδενικούς μόνον τους διαγώνιους όρους του (βλ. π.χ. [9]),

ω ιδιοσυχνότητα του φορέα,

$[\varphi]$ το ιδιοδιάνυσμα του οποίο αντιστοιχεί στην ιδιοσυχνότητα ω .

Για να έχει η εξίσωση (3.5) και λύσεις πέραν της τετριμμένης $[\varphi]=[0]$, θα πρέπει η παρακάτω ορίζουσα να είναι ίση με το μηδέν:

$$|K_{\text{tot, glob}} - \omega^2 \cdot M| = 0 \quad (3.6)$$

Από την επίλυση της παραπάνω εξίσωσης προκύπτουν Ν τιμές των ιδιοσυχνοτήτων του φορέα.

¹ Θα πρέπει να σημειωθεί ότι για την επίλυση του προβλήματος της ιδιοταλάντωσης, είναι δυνατό να χρησιμοποιηθεί «συμπυγμένο» μητρώο δυσκαμψίας από το οποίο έχουν «απαλειφθεί» όλοι οι μη κοινόι β.ε. «στατικού» και «δυναμικού» προσομοιώματος, μέσω της «στατικής σύμπτυξης» (βλ. π.χ. [10], [11]). Με την διαδικασία της «στατικής σύμπτυξης» μειώνεται δραστικά το μέγεθος του προβλήματος της ιδιοταλάντωσης με ευεργετικές συνέπειες κατά την εφαρμογή αλλά, κυρίως, την «ακρίβεια» των αλγορίθμων των αριθμητικών μεθόδων που χρησιμοποιούνται για την επίλυση του προβλήματος.

Σημείωση:

Ο αριθμός N είναι ίσος με τον αριθμό των «δυναμικών» β.ε. του φορέα. Υπενθυμίζεται ότι ο αριθμός αυτός δεν θα πρέπει να συγχέεται με τον αριθμό των «ελαστικών» β.ε. του φορέα (δηλαδή των β.ε. του στατικού προσομοιώματος), εφόσον κατά την αδρανειακή διακριτοποίηση, οι μάζες που τοποθετούνται δεν αντιστοιχούν κατά κανόνα σε όλους του β.ε. των κόμβων, ούτε και τοποθετούνται σε κάθε κόμβο. Επομένως ο αριθμός N είναι κατά πολύ μικρότερος του συνόλου των «ελαστικών» β.ε. ενός φορέα, ειδικά όταν υφίσταται διαφραγματική λειτουργία των πλακών του. Επι παραδείγματι, ας θεωρηθεί ένα τριόροφο κτίριο το οποίο έχει 9 κόμβους ανά όροφο, ενώ όλοι οι κόμβοι στην βάση του είναι πλήρως πακτωμένοι. Αυτό σημαίνει, εφόσον κάθε κόμβος έχει 6 β.ε., ότι συνολικά οι ενεργοί «ελαστικοί» β.ε. είναι $3 \times 9 \times 6 = 162$. Αν τώρα κατά την δυναμική φασματική ανάλυση του κτιρίου αυτού, θεωρηθεί ότι οι πλάκες του λειτουργούν ως διαφράγματα, τότε η κίνηση των κόμβων του κάθε ορόφου μπορεί να καθοριστεί μονοσήμαντα από την κίνηση ενός τυχόντος σημείου του (π.χ. του κέντρου βάρους του). Επειδή όμως τα διαφράγματα εκτελούν επίπεδη κίνηση στερεού δίσκου, η κίνηση τους περιγράφεται από τρεις μόνον παραμέτρους (δύο μετατοπίσεις με διανύσματα εντός του επιπέδου του ορόφου, και μια στροφή γύρω από άξονα κάθετο στο επίπεδο του ορόφου). Επομένως οι «δυναμικοί» β.ε. του κάθε ορόφου είναι 3. Έτσι για το τριόροφο κτίριο του παραδείγματος, το σύνολο των «δυναμικών» β.ε. είναι: $3 \times 3 = 9$.

Κατ' αντιστοιχία ορίζονται και N διαφορετικά μεταξύ τους ιδιοδιανύσματα $\{\varphi\}$ τα οποία αποτελούν τους ανεξάρτητους κύριους τρόπους ταλάντωσης ενός διακριτού πολυβάθμιου συστήματος, και ονομάζονται ως γνωστόν **ιδιομορφές ταλάντωσης**. Για τις ιδιότητες των ιδιομορφών ταλάντωσης, καθώς και για περισσότερα θεωρητικά στοιχεία επί του συγκεκριμένου αντικείμενου υπάρχει πλούσια βιβλιογραφία (βλ. π.χ. [4], [8], [9], [10]).

Για την επίλυση του προβλήματος της ιδιοταλάντωσης υπάρχουν πολλές αριθμητικές μέθοδοι οι οποίες είναι επαναληπτικές (iterative methods) και η χρήση τους επιβάλλεται όταν το προς επίλυση σύστημα-φορέας διαθέτει πολύ μεγάλο αριθμό β.ε.. Ενδεικτικά αναφέρονται μέθοδοι όπως η simultaneous iteration method, η sub-space iteration method κ.α.. Για μεγαλύτερη εμβάθυνση επί του θέματος, προτείνονται οι βιβλιογραφικές αναφορές [4] και [10].

Μετά την επίλυση του ιδιοπροβλήματος, ακολουθεί ο υπολογισμός της ιδιομορφικής απόκρισης και γενικά όλη η υπόλοιπη διαδικασία του αντισεισμικού υπολογισμού όπως περιγράφεται στον ΕΚ8. Λεπτομέρειες θα δοθούν στην παράγραφο 9.2.

3.2 Εφαρμογή από το ΡΑΦ

Στην προηγούμενη παράγραφο δώθηκαν επιγραμματικά οι βασικές αρχές της επίλυσης ενός φορέα ο οποίος αποτελείται από ραβδωτά στοιχεία με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, καθώς και μια συνοπτική περιγραφή του προβλήματος της ιδιοταλάντωσης ενός διακριτού πολυβάθμιου συστήματος. Στην παρούσα παράγραφο, θα δοθούν διευκρινήσεις σχετικά με τις διαδικασίες τις οποίες χρησιμοποιεί το ΡΑΦ για την αντιμετώπιση των διαφόρων θεμάτων που θέτουν οι δύο διαδικασίες επίλυσης.

(α) Ανάλυση για στατικά φορτία

Για την επίλυση ενός κτιριακού φορέα για στατικά φορτία, το ΡΑΦ εφαρμόζει την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων με τη μορφή της **άμεσης μεθόδου δυσκαμψίας (Direct Stiffness Method)**, βλ. π.χ. [1]. Στα πλαίσια της μεθόδου αυτής, εκτελείται η σύνθεση του καθολικού μητρώου δυσκαμψίας και φόρτισης του κτιρίου από τα μητρώα δυσκαμψίας και φόρτισης των

δομικών του στοιχείων άμεσα και χωρίς την παρεμβολή ενδιάμεσων βημάτων. Το καθολικό μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου συντίθεται και μετασχηματίζεται σε μητρώο-στήλη (Skyline format). Στα πλαίσια σύνθεσης του καθολικού μητρώου δυσκαμψίας εκτελούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι χαλαρότητας του κτιρίου για τον εντοπισμό πλημελώς στηριγμένων τμημάτων του. Μετά την σύνθεση του συστήματος των επιλυουσών εξισώσεων (εξισώσεις ισορροπίας των κόμβων του προσομοιώματος) ακολουθεί η επίλυση του με τη μέθοδο της παραγοντοποίησης Cholesky (Cholesky factorization) βλ. [4]. Ακολουθεί η κλασσική διαδικασία της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων που συνίσταται στον υπολογισμό των μετακινήσεων των κόμβων του προσομοιώματος, στον υπολογισμό των μετακινήσεων των κόμβων του κάθε στοιχείου της κατασκευής στο τοπικό του σύστημα, και τέλος στον υπολογισμό των μεγεθών έντασης του κάθε στοιχείου τόσο στα άκρα του όσο και σε έναν ικανό αριθμό εσωτερικών σημείων. Για τον υπολογισμό των μεγεθών έντασης και μετακίνησης στα εσωτερικά σημεία των στοιχείων γίνεται εφαρμογή της **μεθόδου των αρχικών παραμέτρων (Method of Initial Parameters)** όπως αυτή περιγράφεται αναλυτικά σε διάφορες βιβλιογραφικές αναφορές (βλ. π.χ. [7], [12]). Για την εφαρμογή της συγκεκριμένης μεθόδου απαιτείται ο σχηματισμός των **μητρώων μεταφοράς**, για τα οποία γίνεται αναφορά στην παράγραφο 5.8. Θα πρέπει επίσης να τονιστεί ότι τα μητρώα δυσκαμψίας και φόρτισης που χρησιμοποιεί το ΡΑΦ είναι τα μητρώα του γενικευμένου στοιχείου του προγράμματος το οποίο περιγράφεται εξαντλητικά στο Κεφάλαιο 5. Τέλος, ένα πολύ σημαντικό χαρακτηριστικό του ΡΑΦ είναι ότι τα αποτελέσματα της επίλυσης ελέγχονται με την βοήθεια ενσωματωμένων ελέγχων ισορροπίας (αυτοέλεγχοι) οι οποίοι αφορούν τον έλεγχο ισορροπίας των κόμβων αλλά και του συνόλου του κτιρίου.

(β) Επίλυση του ιδιοπροβλήματος

Για την επίλυση του ιδιοπροβλήματος, και κατ' επέκταση τον αντισεισμικό υπολογισμό, το ΡΑΦ πραγματοποιεί αρχικά μία αυτόματη «αδρανειακή» διακριτοποίηση του κτιρίου η οποία είναι άμεσα συνδεδεμένη με τη παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών η οποία είναι και η μόνη επιλογή στην παρούσα μορφή του προγράμματος. Έτσι υπολογίζονται οι μάζες των διαφραγμάτων, καθώς και οι μαζικές ροπές αδράνειας. Τα αδρανειακά αυτά μεγέθη «εφοδιάζουν» τους ειδικούς κόμβους οι οποίοι τοποθετούνται αυτόματα από το πρόγραμμα σε καθορισμένα σημεία του κάθε διαφράγματος, και αντιστοιχούν στις θέσεις μάζας τις οποίες προδιαγράφει ο ΕΚ8 (βλ. ΕΚ8 εδάφιο 4.3.2(1)Ρ) μέσω των τυχηματικών εκκεντροτήτων. Μετά την «αδρανειακή» διακριτοποίηση το ΡΑΦ καταστρώνει τις εξισώσεις ιδιοταλάντωσης και τις επιλύει με την γνωστή και τεκμηριωμένη Sub-Space Iteration Method (βλ. [4]). Περαιτέρω λεπτομέρειες για τον αντισεισμικό υπολογισμό δίνονται στην παράγραφο 9.2.

4. Συστήματα συντεταγμένων – Βαθμοί ελευθερίας των κόμβων

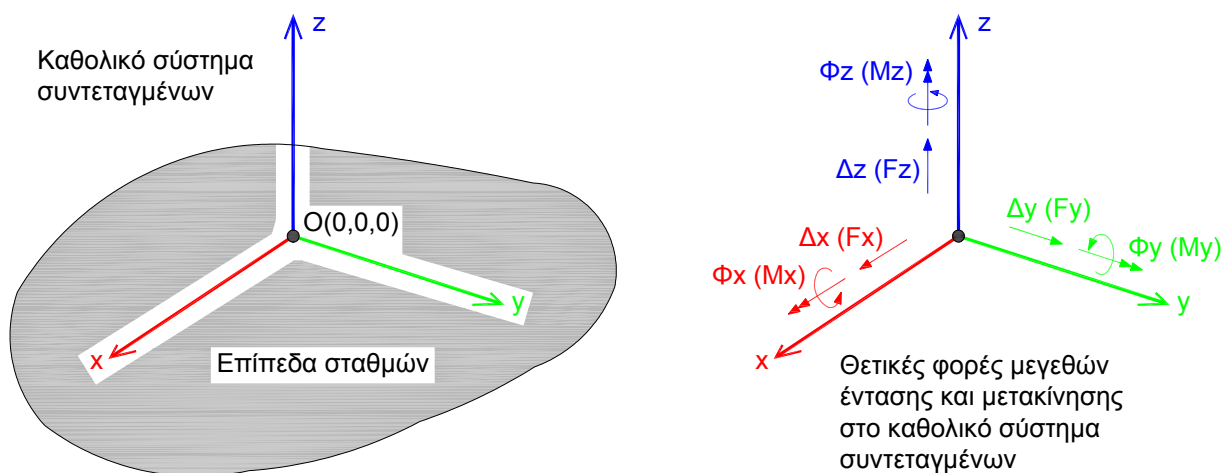
4.1 Συστήματα συντεταγμένων

Η περιγραφή της γεωμετρίας και της φόρτισης κάθε κτιρίου που εισάγεται στο ΡΑΦ γίνεται με βάση δύο συστήματα συντεταγμένων:

- Του καθολικού συστήματος συντεταγμένων του κτιρίου, και
- των τοπικών συστημάτων συντεταγμένων των δομικών στοιχείων.

(α) Καθολικό σύστημα συντεταγμένων

Το καθολικό σύστημα συντεταγμένων του ΡΑΦ είναι ένα Καρτεσιανό δεξιόστροφο τρισσορθογώνιο σύστημα XYZ, με τον άξονα Z κατακόρυφο θεωρώντας ότι τα επίπεδα των σταθμών των κτιρίων είναι παράλληλα με το επίπεδο που ορίζουν οι άξονες X και Y του συστήματος (βλ. Σχήμα 4.1).



Σχήμα 4.1 Το καθολικό σύστημα αναφοράς του ΡΑΦ και οι θετικές φορές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης

Στο καθολικό σύστημα αναφοράς ορίζονται τα εξής δεδομένα:

- Οι συντεταγμένες των κόμβων του προσομοιώματος του κτιρίου.
- Οι συνθήκες στήριξης (συνοριακές συνθήκες).
- Τα επικόμβια εξωτερικά φορτία.

Επίσης στο καθολικό σύστημα αναφοράς ορίζονται τα ακόλουθα αποτελέσματα:

- Μετακινήσεις των κόμβων (μετατοπίσεις και στροφές).
- Αντιδράσεις στηρίξεων (Δυνάμεις και Ροπές).

(β) Τοπικά συστήματα συντεταγμένων

Πέραν του καθολικού συστήματος συντεταγμένων, όλα τα δομικά στοιχεία που εισάγονται στο ΡΑΦ έχουν το δικό τους τοπικό σύστημα συντεταγμένων. Αυτό είναι απαραίτητο για να μπορούν να οριστούν τα δεδομένα διατομών τους. Επιπλέον ως προς τα τοπικά αυτά συστήματα αναφέρονται και τα εντασιακά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση. Τα τοπικά συστήματα των στοιχείων απαρτίζονται από άξονες που συμβολίζονται ως άξονες 1, 2, 3. Ο άξονας 1 είναι εξ ορισμού παράλληλος με τον άξονα του στοιχείου. Επιπλέον, για τα κατακόρυφα στοιχεία, ο άξονας 1 έχει πάντα αντίθετη φορά από τον καθολικό θετικό άξονα Z του κτιρίου. Αναλυτική παρουσίαση του τοπικού συστήματος αναφοράς των στοιχείων, καθώς και της συσχέτισης του με το καθολικό σύστημα αναφοράς, γίνεται στην παράγραφο 5.2.

4.2 Βαθμοί ελευθερίας των κόμβων

Το ΡΑΦ είναι ένα πρόγραμμα ανάλυσης τρισδιάστατων κτιριακών κατασκευών. Ως εκ τούτου οι βαθμοί ελευθερίας (β.ε.) κάθε αδέσμευτου κόμβου του προσομοιώματος ενός κτιρίου είναι έξι:

- Τρεις μετατοπίσεις κατά τη διεύθυνση των τριών αξόνων του καθολικού συστήματος αναφοράς, οι οποίες συμβολίζονται ως Δx , Δy , και Δz (βλ. Σχήμα 4.1), και
- Τρεις στροφές περί τους τρεις άξονες του καθολικού συστήματος αναφοράς, οι οποίες συμβολίζονται ως Φx , Φy , και Φz (βλ. Σχήμα 4.1).

Για τους αδέσμευτους β.ε. το ΡΑΦ υπολογίζει τις αντίστοιχες μετακινήσεις (μετατοπίσεις και στροφές).

4.2.1 Ελαστική ή πλήρης δέσμευση των βαθμών ελευθερίας

Το ΡΑΦ δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να δεσμεύσει οποιονδήποτε β.ε. ενός κόμβου επιθυμεί. Ειδικά όμως για τους κόμβους πέρατος κατακορύφων στοιχείων που βρίσκονται στην στάθμη έδρασης στο έδαφος, και εφόσον δεν έχει οριστεί υπόγειος όροφος, το πρόγραμμα δεσμεύει αυτόματα όλους τους β.ε. των κόμβων αυτών, υλοποιώντας έτσι συνθήκες πλήρους πάκτωσης. Βεβαίως εάν οι πραγματικές συνθήκες έδρασης δεν αντιστοιχούν σε συνθήκες πλήρους πάκτωσης, υπάρχει δυνατότητα είτε πλήρους αποδέσμευσης οποιουδήποτε β.ε. είναι επιθυμητό, είτε υλοποίησης συνθηκών ελαστικής έδρασης με την τοποθέτηση αντίστοιχου ελαστικού ελατηρίου. Επίσης στην περίπτωση των μεμονωμένων πεδίων, οι κόμβοι με τους οποίους προσομοιώνεται η έδραση του πεδίου στο έδαφος, εφοδιάζονται αυτόματα με τις κατάλληλες δεσμεύσεις και τα κατάλληλα ελατήρια, όπως θα παρουσιαστεί αναλυτικά στην παράγραφο 8.6.2. Σε κάθε β.ε. που δεσμεύεται πλήρως ή ελαστικώς, αντιστοιχεί και μία αντίδραση της πλήρους ή της ελαστικής στήριξης, η οποία υπολογίζεται κατά την ανάλυση. Έτσι σε έναν πλήρως δεσμευμένο ως προς όλους τους β.ε. κόμβο αναπτύσσονται:

- Τρεις δυνάμεις κατά τη διεύθυνση των τριών αξόνων του καθολικού συστήματος αναφοράς, οι οποίες συμβολίζονται ως F_x , F_y , και F_z (βλ. Σχήμα 4.1), και
- Τρεις ροπές περί τους τρεις άξονες του καθολικού συστήματος αναφοράς, οι οποίες συμβολίζονται ως M_x , M_y , και M_z (βλ. Σχήμα 4.1).

4.2.2 Σύζευξη των βαθμών ελευθερίας (constraints)

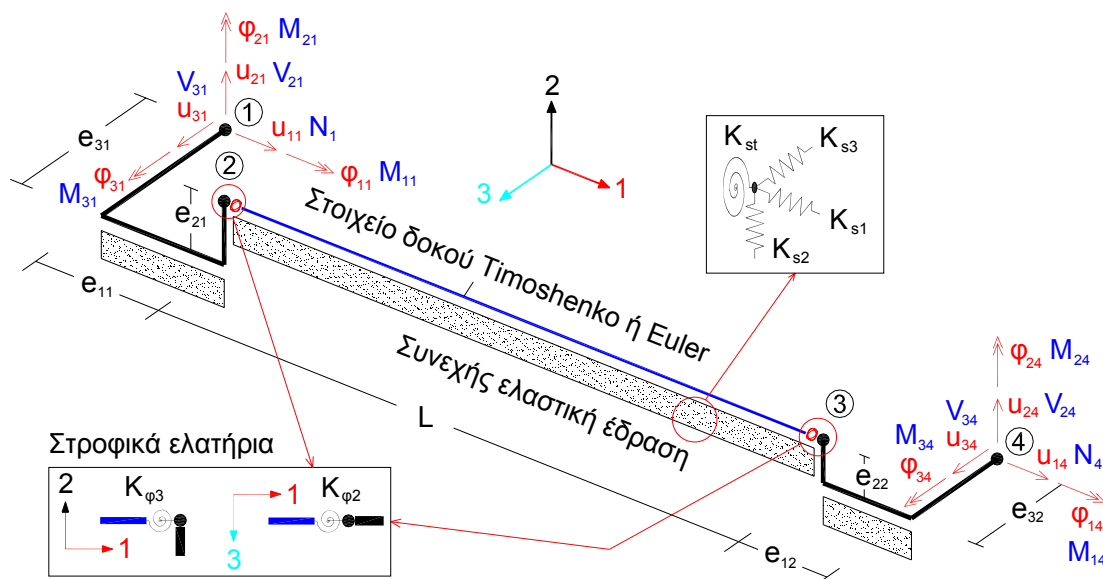
Κατά την προσομοίωση μίας κτιριακής κατασκευής, πολλές φορές προκύπτει η ανάγκη για την σύζευξη κάποιων συγκεκριμένων β.ε. μίας ομάδας κόμβων. Η ανάγκη αυτή πηγάζει από το γεγονός ότι είναι γνωστό εκ των προτέρων πως κάποια τμήματα του κτιρίου παραμορφώνονται με συγκεκριμένο τρόπο. Παραδείγματα αποτελούν οι πλάκες των κτιρίων όταν αυτές συμπεριφέρονται ως διαφράγματα, και τα μεμονωμένα πέδιλα όταν γίνει η παραδοχή ότι λόγω της μορφής τους συμπεριφέρονται ως απολύτως στερεά σώματα. Στις περιπτώσεις αυτές η προσομοίωση της κινηματικής αυτής συμπεριφοράς επιτυγχάνεται με την εισαγωγή συγκεκριμένων τύπων σύζευξης των β.ε. (constraint) των αντίστοιχων κόμβων. Το ΡΑΦ έχει τη δυνατότητα της αυτόματης τοποθέτησης σύζευξης για β.ε. κόμβων που συμμετέχουν σε ένα διάφραγμα ή αποτελούν κόμβους ραβδωτών στοιχείων (υποστυλωμάτων, συνδετήριων δοκών, πεδילוδοκών) που συνδέονται σε πέδιλα. Η διαδικασία της θεώρησης των εξαρτήσεων αυτών είναι καθαρά μαθηματική και στηρίζεται σε μετασχηματισμούς των μητρώων δυσκαμψίας και

φόρτισης. Λεπτομέρειες που αφορούν το συγκεκριμένο θέμα, δίνονται αναλυτικά στις παραγράφους 8.2.2. και 8.6.2.

5. Το ραβδόμορφο στοιχείο του ΡΑΦ

5.1 Γενική περιγραφή του στοιχείου

Για την επίλυση των κτιριακών φορέων, και για την εκπλήρωση των αναγκών προσομοίωσης τους με χρήση μόνον ραβδωτών στοιχείων, το ΡΑΦ διαθέτει ένα σύνθετο χωρικό (6 β.ε. ανά κόμβο) πεπερασμένο στοιχείο δοκού / υποστυλώματος, βλ. [13], [14] (Σχήμα 5.1).



Σχήμα 5.1 Το ραβδόμορφο στοιχείο του ΡΑΦ.

Το στοχείο διαθέτει τέσσερεις κόμβους (δύο πραγματικούς και δύο ιδεατούς):

- Οι κόμβοι 1 και 4 (εξωτερικοί κόμβοι) είναι οι **βασικοί-πραγματικοί** κόμβοι του στοιχείου και οριοθετούν τη θέση του εντός του δομικού συμπλέγματος. Τα μητρώα δυσκαμψίας και φόρτισης του στοιχείου αναφέρονται στους β.ε. των κόμβων αυτών.
- Οι κόμβοι 2 και 3 (εσωτερικοί κόμβοι) είναι οι **βοηθητικοί** κόμβοι και μέσω αυτών καθορίζονται οι στερεοί βραχίονες του στοιχείου για τους οποίους θα γίνει αναφορά παρακάτω. Πρόκειται για **ιδεατούς** κόμβους οι οποίοι δεν ορίζονται από τον χρήστη, αλλά αυτόματα από το πρόγραμμα.

Όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.1, το στοιχείο του ΡΑΦ αποτελείται από τρία τμήματα:

- Το τμήμα μεταξύ των κόμβων 1 και 2: Εντός του τμήματος αυτού τοποθετούνται *αυτόματα* τρεις απολύτως στερεοί βραχίονες. Το τμήμα αυτό προσομοιώνει την στερεά «περιοχή» της αρχής του στοιχείου. Δηλαδή, με το τμήμα αυτό προσομοιώνεται το σώμα του κόμβου στην αρχή του στοιχείου.
- Το τμήμα μεταξύ των κόμβων 2 και 3: Μεταξύ των εσωτερικών κόμβων ορίζεται το «εύκαμπτο» τμήμα του στοιχείου. Πρόκειται για ένα στοιχείο δοκού/υποστυλώματος το οποίο στηρίζεται στην θεωρία Timoshenko, λαμβάνει δηλαδή υπόψη τις διατμητικές παραμορφώσεις,

ενώ έχει και την δυνατότητα με την εισαγωγή κατάλληλων «διακοπών», αγνόησης των παραμορφώσεων αυτών (θεωρία Euler). Οι αξονικές παραμορφώσεις λαμβάνονται υπόψη.

- Το τμήμα μεταξύ των κόμβων 3 και 4: Είναι αντίστοιχο του τμήματος 1-2. Εντός και του τμήματος αυτού τοποθετούνται «αυτόματα» τρεις απολύτως στερεοί βραχίονες. Το τμήμα αυτό προσομοιώνει την στερεά «περιοχή» της πέρατος του στοιχείου. Δηλαδή το σώμα του κόμβου πέρατος.

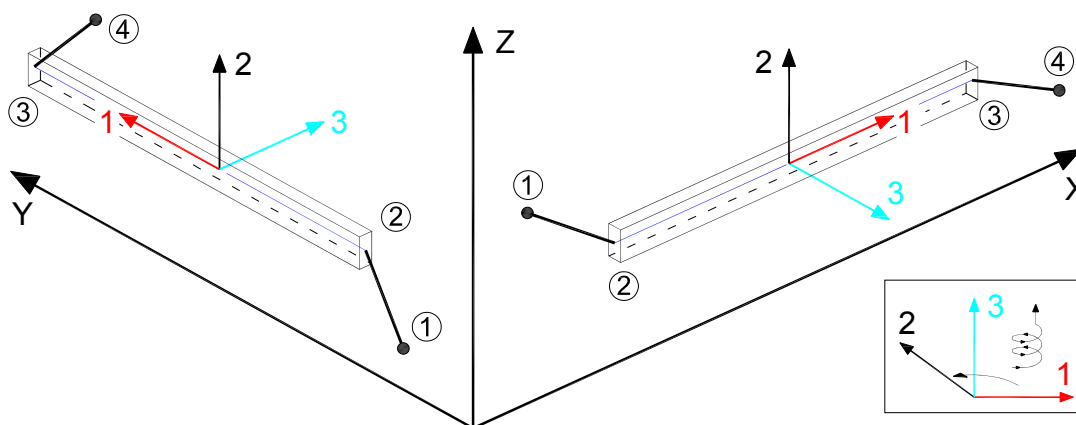
Η σύνδεση των τριών τμημάτων υλοποιείται μέσω στροφικών ελατηρίων που τοποθετούνται επιλεκτικά στους κόμβους 2, 3 (ημιάκαμπτες συνδέσεις). Για τα ελατήρια αυτά θα γίνει μνεία στην παράγραφο 5.5.

Το εσωτερικό τμήμα του στοιχείου και οι στερεοί βραχίονες του έχουν εσωματωμένη, και επιλεκτικά ενεργοποιούμενη από το χρήστη, συνεχή ελαστική έδραση όπως περιγράφεται στην παράγραφο 5.4.

5.2 Το τοπικό σύστημα συντεταγμένων

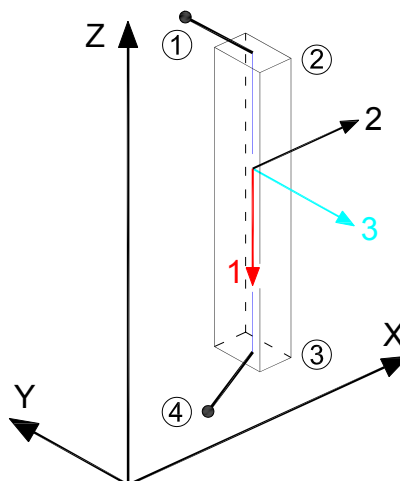
Κάθε ραβδόμορφο στοιχείο του ΡΑΦ έχει το δικό του τοπικό δεξιόστροφο σύστημα συντεταγμένων ως προς το οποίο ορίζονται οι ιδιότητες της διατομής του αλλά και τα μεγέθη έντασης. Οι τρεις άξονες του σημειώνονται ως άξονες 1 (χρώμα κόκκινο), 2 (χρώμα άσπρο) και 3 (χρώμα γαλάζιο). Θα πρέπει εδώ να σημειωθεί ότι τα χρώματα αυτά είναι απλώς τα προ-ορισμένα, καθώς ο χρήστης μπορεί να ορίσει χρώματα δικής του επιλογής. Ο τοπικός άξονας 1 ο οποίος ταυτίζεται με τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής του στοιχείου έχει την διεύθυνση του **εσωτερικού** του τμήματος (τμήμα 2-3) και η προκαθορισμένη θετική του φορά είναι από τον κόμβο 2 προς τον κόμβο 3. Οι διευθύνσεις των δυο άλλων αξόνων μπορούν να ορισθούν από τον χρήστη. Ωστόσο οι προκαθορισμένες διευθύνσεις τους προκύπτουν από την σύμβαση ότι:

- Στα οριζόντια στοιχεία η θετική φορά του τοπικού άξονα 2 ταυτίζεται με την θετική κατεύθυνση του καθολικού άξονα Z (δηλαδή $+Z$). Έτσι η προκαθορισμένη κατεύθυνση του τοπικού άξονα 3 προκύπτει αυτόματα από την συνθήκη ότι το τοπικό σύστημα είναι δεξιόστροφο (Σχήμα 5.2α),



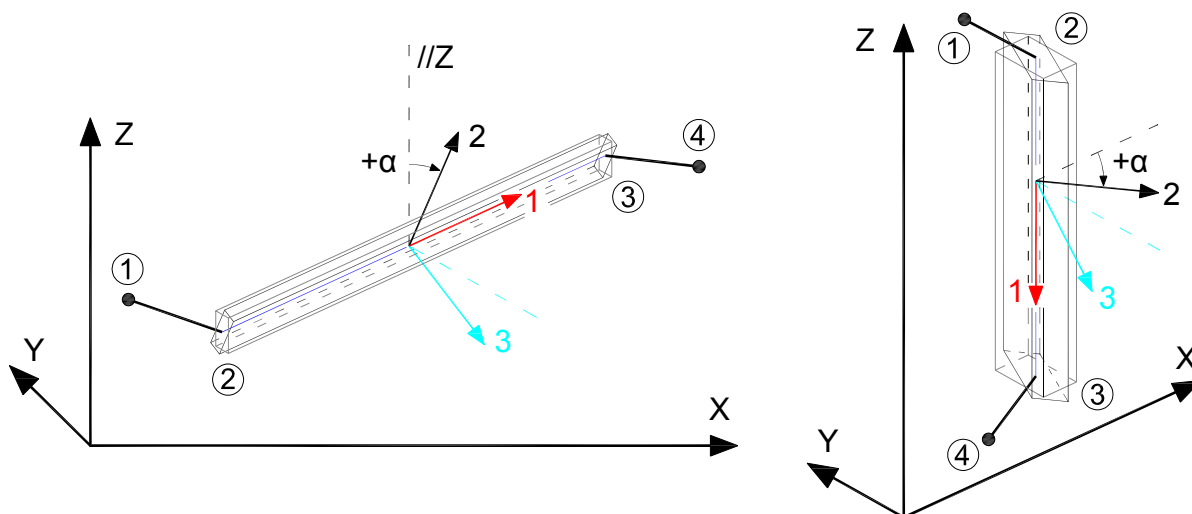
Σχήμα 5.2α Η προκαθορισμένη κατεύθυνση των αξόνων του τοπικού συστήματος των οριζοντίων στοιχείων στο ΡΑΦ (στο πλαίσιο ο ορισμός του δεξιόστροφου συστήματος).

- Στα κατακόρυφα στοιχεία η θετική διεύθυνση του τοπικού άξονα 1 ταυτίζεται με την αρνητική διεύθυνση του καθολικού άξονα Z (δηλαδή $+1// -Z$). Η θετική διεύθυνση του τοπικού άξονα 2 ταυτίζεται με την θετική διεύθυνση του καθολικού άξονα X (δηλαδή $+2// +X$). Τέλος, η θετική διεύθυνση του τοπικού άξονα 3 ταυτίζεται με την αρνητική διεύθυνση του καθολικού άξονα Y (δηλαδή $+3// -Y$), όπως άλλωστε προκύπτει και από τον κανόνα του δεξιόστροφου κοχλία.



Σχήμα 5.2β Οι προκαθορισμένη κατεύθυνση των αξόνων του τοπικού συστήματος των κατακόρυφων στοιχείων στο ΡΑΦ

Ο χρήστης έχει την δυνατότητα να αλλάξει την προκαθορισμένη διεύθυνση των τοπικών αξόνων 2, 3 (δηλ. να τους στρέψει), ορίζοντας τη γωνία στροφής α των τοπικών αυτών αξόνων ως προς τον τοπικό άξονα 1. Η θετική φορά της γωνίας α δίνεται στο σχήμα που ακολουθεί:

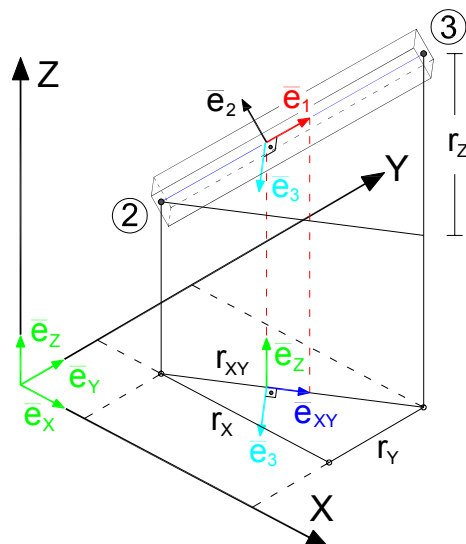


Σχήμα 5.3 Ο ορισμός της θετικής γωνίας στροφής α του τοπικού συστήματος οριζόντιου (μη παράλληλου στους καθολικούς άξονες X ή Y), και κατακόρυφου στοιχείου.

Σε στοιχεία με τυχούσα κλίση ως προς τους άξονες του καθολικού συστήματος αναφοράς ο προκαθορισμένος προσανατολισμός των μοναδιαίων διανυσμάτων ($\mathbf{e}_1$, $\mathbf{e}_2$, $\mathbf{e}_3$) του τοπικού συστήματος είναι ο ακόλουθος (Σχήμα 5.4):

- Διάνυσμα $\mathbf{e}_1$ (Τοπικός άξονας 1): Κατά την διεύθυνση του εσωτερικού τμήματος του στοιχείου (τμήμα 2-3) με θετική φορά από τον κόμβο 2 προς τον κόμβο 3.

- Διάνυσμα $\mathbf{e}_3$ (Τοπικός άξονας 3): Εντός επιπέδου παράλληλου προς το καθολικό επίπεδο X-Y και με διεύθυνση τέτοια ώστε μαζί με τα διάνυσματα $\mathbf{e}_{XY}$ και $\mathbf{e}_Z$ να σχηματίζεται δεξιόστροφο σύστημα.
- Διάνυσμα $\mathbf{e}_2$ (Τοπικός άξονας 2): Προκύπτει από το εξωτερικό γινόμενο: $\mathbf{e}_2 = \mathbf{e}_3 \times \mathbf{e}_1$



Συσχετισμός διανυσμάτων βάσης καθολικού ($\mathbf{e}_X, \mathbf{e}_Y, \mathbf{e}_Z$) και τοπικού ($\mathbf{e}_1, \mathbf{e}_2, \mathbf{e}_3$) συστήματος συντεταγμένων:

$$\begin{bmatrix} \bar{\mathbf{e}}_1 \\ \bar{\mathbf{e}}_2 \\ \bar{\mathbf{e}}_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{r_X}{r} & \frac{r_Y}{r} & \frac{r_Z}{r} \\ -\frac{r_X \cdot r_Z}{r \cdot r_{XY}} & -\frac{r_Y \cdot r_Z}{r \cdot r_{XY}} & \frac{r_X^2 + r_Y^2}{r \cdot r_{XY}} \\ \frac{r_Y}{r_{XY}} & -\frac{r_X}{r_{XY}} & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{e}}_X \\ \bar{\mathbf{e}}_Y \\ \bar{\mathbf{e}}_Z \end{bmatrix}$$

$$r = \sqrt{r_X^2 + r_Y^2 + r_Z^2} \quad r_{XY} = \sqrt{r_X^2 + r_Y^2}$$

Σχήμα 5.4 Προκαθορισμένος προσανατολισμός τοπικού συστήματος αξόνων στοιχείου με τυχούσα κλίση ως προς τους άξονες του καθολικού συστήματος αναφοράς.

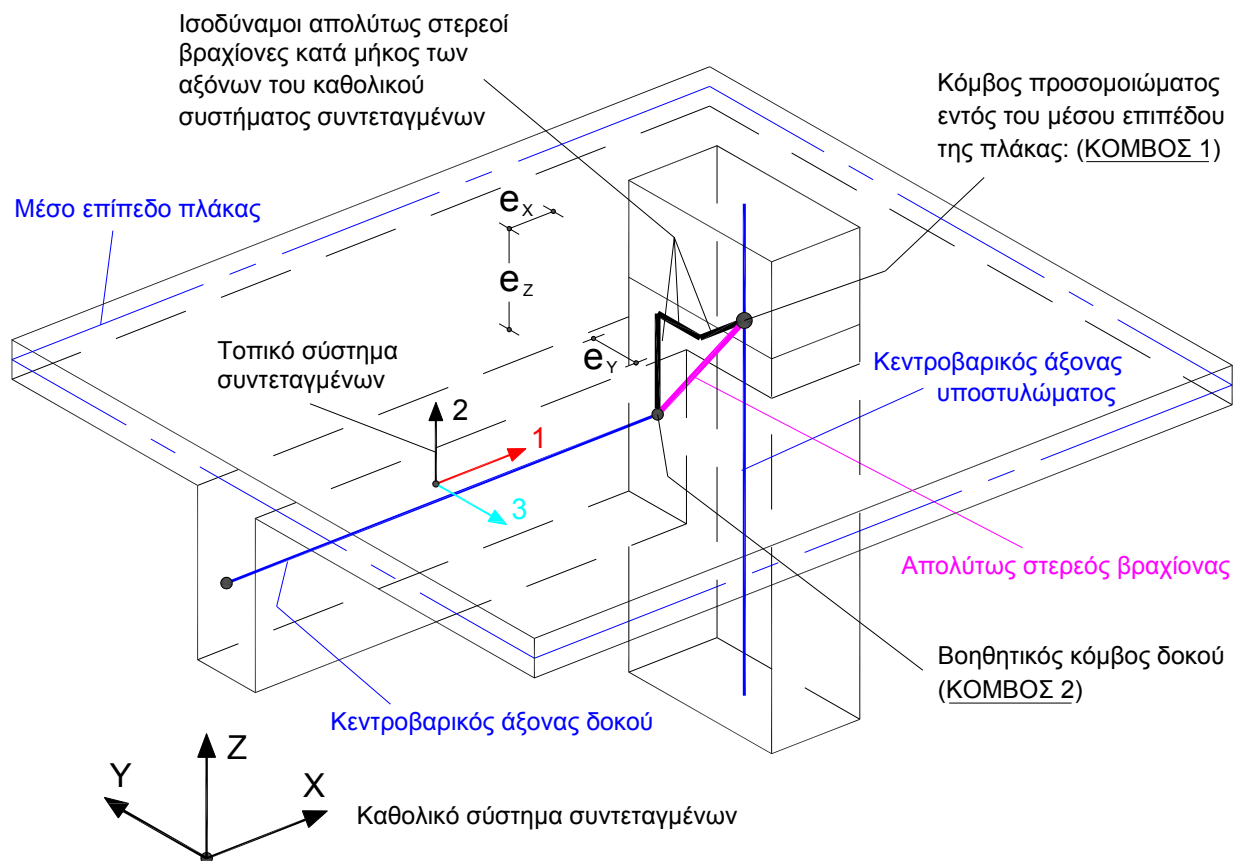
Από την γενική διατύπωση της διεύθυνσης του τοπικού συστήματος συντεταγμένων για ένα κεκλιμένο στοιχείο, προκύπτουν και οι ειδικές διατυπώσεις για στοιχεία παράλληλα προς τους καθολικούς άξονες X ή Y. Π.χ. όταν ένα στοιχείο είναι παράλληλο στον καθολικό άξονα X τότε $r_Y = r_Z = 0$ και επομένως: $|r| = |r_{XY}| = |r_X|$. Άρα από την γενική διατύπωση προκύπτει: $\{\bar{\mathbf{e}}_1 | \bar{\mathbf{e}}_2 | \bar{\mathbf{e}}_3\} = \{\bar{\mathbf{e}}_X | \bar{\mathbf{e}}_Z | -\bar{\mathbf{e}}_Y\}$. Το εξαγόμενο αυτό συμπίπτει με αυτό του σχήματος 5.2α.

Φυσικά υπάρχει δυνατότητα στροφής των τοπικών αξόνων 2,3 περί του άξονα 1 κατά οποιαδήποτε επιθυμητή από το χρήστη γωνία α .

5.3 Οι στερεοί βραχίονες

Γενικά

Κατά την ανάλυση χωρικών κτιριακών φορέων, η απαίτηση για την όσο το δυνατόν καλύτερη απόδοση της μηχανικής τους συμπεριφοράς, προϋποθέτει μεταξύ άλλων και την σωστή προσομοίωση της σύνδεσης των δομικών τους στοιχείων. Οι κόμβοι του προσομοιώματος ενός πλαισίου (π.χ. ΚΟΜΒΟΣ 1, Σχήμα 5.5) τοποθετούνται εντός του μέσου επιπέδου των πλακών κατά την κατακόρυφη διεύθυνση αφενός, και στα κέντρα βάρους της διατομής των κατακορύφων στοιχείων (στύλων ή τοιχωμάτων) κατά τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις του καθολικού συστήματος αφετέρου. Οι κόμβοι αρχής και πέρατος των δοκών (π.χ. ΚΟΜΒΟΣ 2, Σχήμα 5.5), που ορίζουν τους κεντροβαρικούς τους άξονες, τοποθετούνται στις παριές των διατομών των στοιχείων με τα οποία συνδέονται. Η διαδικασία αυτή έχει ως αποτέλεσμα την έκκεντρη τοποθέτηση των κόμβων που ορίζουν την αρχή και το πέρας των δοκών ως προς τους βασικούς κόμβους του προσομοιώματος.



Σχήμα 5.5 Το πρόβλημα της προσομοίωσης των έκκεντρων συνδέσεων των δοκών με τους βασικούς κόμβους του χωρικού δομικού συμπλέγματος.

Δεδομένου του ότι περιοχές σύνδεσης των δομικών στοιχείων θεωρούνται ως στερεές, για να ληφθούν υπόψη οι εκκεντρότητες αυτές θα πρέπει:

- είτε να τοποθετηθούν στο προσομοίωμα του πλαισίου στερεά ραβδωτά στοιχεία (στερεοί βραχίονες) μεταξύ των κόμβων 1 και 2 (τα στοιχεία αυτά θα πρέπει να έχουν κατάλληλα επιλεγμένες ιδιότητες διατομής έτσι ώστε να προσομοιώνεται επαρκώς η μεγάλη ακαμψία τους),
- είτε να γίνουν κατάλληλοι μαθηματικοί μετασχηματισμοί των μητρώων δυσκαμψίας και φορτίσης των στοιχείων (βλ. π.χ. [13], [14], [15]).

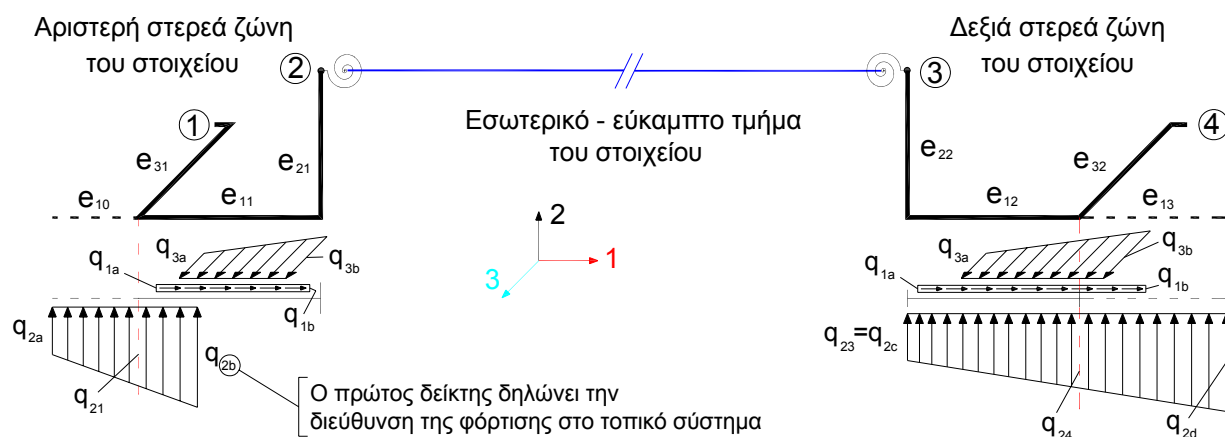
Από τις δυο μεθόδους προσομοίωσης της έκκεντρης σύνδεσης δοκών – υποστυλωμάτων, προτιμότερη είναι η μέθοδος των μαθηματικών μετασχηματισμών, αφού η χρήση της αποτρέπει την εμφάνιση αριθμητικών προβλημάτων που προέρχονται από τις μεγάλες τιμές που απαιτούνται για τα στοιχεία των διατομών των στερεών βραχιόνων. Το ΡΑΦ χρησιμοποιεί την μέθοδο των μαθηματικών μετασχηματισμών η οποία θα αναλυθεί στην επόμενη παράγραφο.

Εφαρμογή από το ΡΑΦ

Η προγραμματιστική υλοποίηση των έκκεντρων συνδέσεων (δηλαδή των στερεών βραχιόνων) στο ΡΑΦ, επιτυγχάνεται μέσω της αναγωγής των μεγεθών έντασης που συνθέτουν τα μητρώα δυσκαμψίας και φόρτισης του εσωτερικού-εύκαμπτου τμήματος του στοιχείου και αναφέρονται

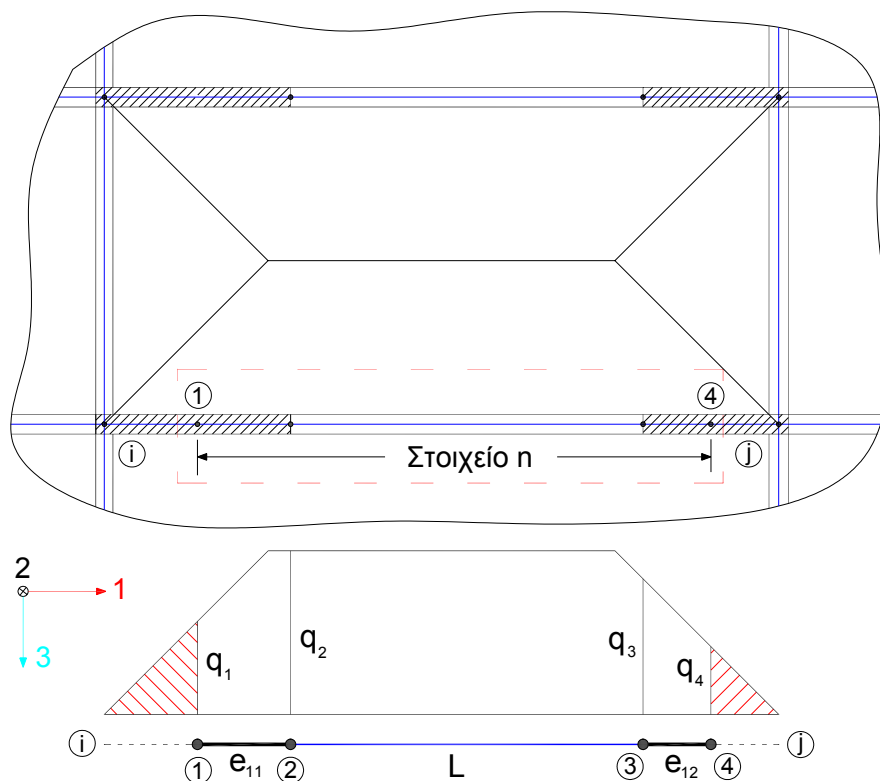
στους βοηθητικούς κόμβους 2, 3 (Σχήμα 5.6), σε μεγέθη έντασης που αναφέρονται στους βασικούς κόμβους 1, 4. Αντίστοιχη αναγωγή εκτελείται και για τα μεγέθη μετακίνησης. Λεπτομέρειες για τους σχετικούς μετασχηματισμούς θα δοθούν στην παράγραφο 5.7.

Στο σχήμα 5.6 παρουσιάζεται η δυνατότητα του στοιχείου να λαμβάνει υπόψη και ενδεχόμενες τραπεζοειδείς φόρτισεις επί των αξονικών βραχιόνων του κατά την διεύθυνση και των τριών τοπικών αξόνων. Οι τραπεζοειδείς αυτές φορτίσεις μπορούν να εκτείνονται και πέραν των ορίων των αξονικών βραχιόνων (οι οποίοι οριοθετούνται με κόκκινη διακεκομμένη γραμμή στο σχήμα 5.6) μέχρι οποιουδήποτε οριζόμενου από τον χρήστη μήκους (τμήματα e_{10} και e_{13}).



Σχήμα 5.6 Δυνατότητα του στοιχείου του ΡΑΦ να λαμβάνει αυτόματα υπόψη τραπεζοειδή φόρτιση κατά το μήκος των απολύτων στερεών ζωνών του.

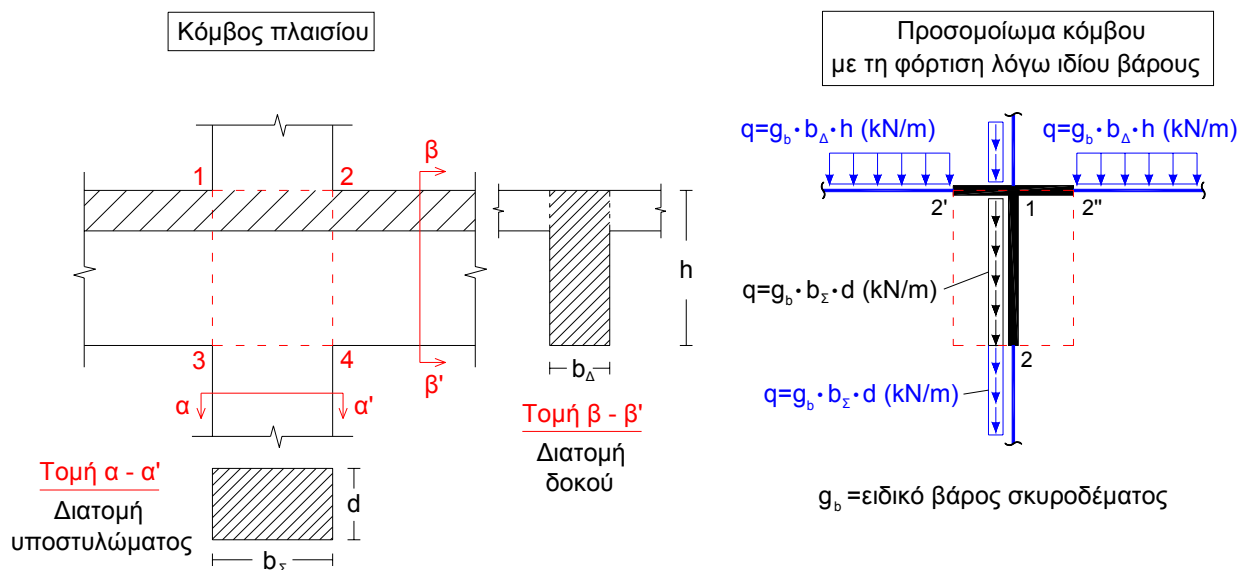
Η δυνατότητα ενός στοιχείου να λαμβάνει υποψη αυτόματα φόρτιση επί των αξονικών στερεών βραχιόνων του κρίνεται απαραίτητη, καθώς παρά το γεγονός ότι στην συντριπτική τους πλειοψηφία οι στερεές ζώνες των στοιχείων δεν έχουν μεγάλο μήκος, ο σχετικά μεγάλος αριθμός τους σε μια τυπική κατασκευή δημιουργεί προσθετικά μια σημαντική απώλεια κατακορύφων φορτίων εφόσον δεν υφίσταται αυτή η δυνατότητα. Επιπλέον, το γεγονός ότι στο ραβδόμορφο στοιχείο του ΡΑΦ λαμβάνεται υπόψη και φόρτιση πέραν του μήκους των στερεών βραχιόνων το καθιστά ιδιαίτερα αποτελεσματικό και ακριβές στην περίπτωση κατά την οποία το στοιχείο χρησιμοποιείται για την προσομοίωση δοκού που καταλήγει σε κάποιο τοίχωμα (Σχήμα 5.7). Στην συγκεκριμένη περίπτωση ο στερεός βραχίονας προσομοιώνει την απαραμόρφωτη, εντός του επιπέδου της, διατομή του τοιχώματος η οποία παραλαμβάνει τμήμα του φορτίου της πλάκας.



Σχήμα 5.7 Εφαρμογή της δυνατότητας του στοιχείου του ΡΑΦ να λαμβάνει υπόψη φόρτιση και πέραν των ορίων των αξονικών του βραχιόνων, στην προσομοίωση των φορτίων που μεταβιβάζονται από τις πλάκες.

Ωστόσο το γεγονός ότι τα όρια του στοιχείου είναι αναγκαστικά οι κόμβοι 1 και 4, ενώ τα όρια του εύρους της τραπεζοειδούς φόρτισης της πλάκας είναι στα σημεία i, j, θέτει τον προβληματισμό για τον τρόπο με τον οποίο μπορούν να ληφθούν υπόψη τα γραμοσκιασμένα τμήματα της τραπεζοειδούς φόρτισης που παρουσιάζονται στο σχήμα 5.7. Με το ραβδόμορφο στοιχείο του ΡΑΦ η λύση στο συγκεκριμένο πρόβλημα δίνεται πολύ απλά και με απόλυτη ακρίβεια ρυθμίζοντας απλώς τα όρια του εύρους της φόρτισης των στερεών βραχιόνων του στοιχείου, έτσι ώστε αυτά να εκτείνονται και πέραν των κόμβων 1 και 4.

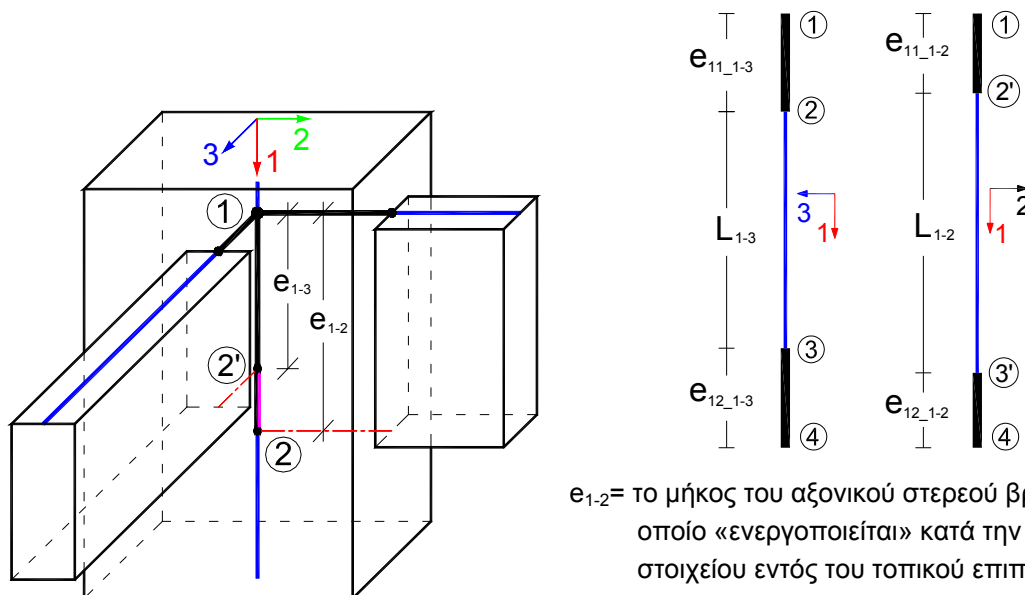
Επιπλέον, η δυνατότητα φόρτισης των αξονικών βραχιόνων κατά την διεύθυνση του διαμήκους τοπικού άξονα του στοιχείου (τοπικός άξονας 1), χρησιμοποιείται προκειμένου να ληφθεί υπόψη με απλό και ακριβή τρόπο και το ίδιο βάρος του σώματος των κόμβων όπως φαίνεται και στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 5.8 Θεώρηση του βάρους του σώματος των κόμβων με χρήση των δυνατοτήτων του στοιχείου του ΡΑΦ. Όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.8, το ίδιο βάρος του σώματος του κόμβου – το οποίο σημειώνεται με διακεκομμένη κόκκινη γραμμή, και οριοθετείται από τα σημεία 1-2-3-4 – εισάγεται στους υπολογισμούς ως κατανεμημένη αξονική φόρτιση του στερεού βραχίονα (1-2) του υποστυλώματος, ενώ οι αντίστοιχοι στερεοί βραχίονες (1-2') και (1-2'') των δοκών παραμένουν αφόρτιστοι.

Η δυνατότητα τοποθέτησης «διπλών» αξονικών στερεών βραχιόνων.

Μια ακόμα δυνατότητα του στοιχείου, είναι να λαμβάνει υπόψην διαφορετικά μήκη αξονικών στερεών βραχιόνων στα δυο τοπικά επίπεδα της διατομής του. Η εφαρμογή αυτής της δυνατότητας γίνεται κυρίως σε κατακόρυφα στοιχεία όταν τα οριζόντια στοιχεία που συντρέχουν σε αυτά δεν έχουν το ίδιο ύψος διατομής.



e_{1-2} = το μήκος του αξονικού στερεού βραχίονα το οποίο «ενεργοποιείται» κατά την κάμψη του στοιχείου εντός του τοπικού επιπέδου 1-2

e_{1-3} = το μήκος του αξονικού στερεού βραχίονα το οποίο «ενεργοποιείται» κατά την κάμψη του στοιχείου εντός του τοπικού επιπέδου 1-3

Σχήμα 5.9 Δυνατότητα θεώρησης διαφορετικού μήκους αξονικού στερεού βραχίονα σε κάθε τοπικό επίπεδο.

Όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.9 ο στερεός βραχίονας 1-2, χωρίζεται σε δυο τμήματα:

- το τμήμα 1-2' το οποίο συμπεριφέρεται ως απολύτως στερεό σώμα είτε το στοιχείο κάμπτεται εντός του τοπικού επιπέδου 1-2, είτε κάμπτεται εντός του τοπικού επιπέδου 1-3, και
- το τμήμα 2'-2 το οποίο συμπεριφέρεται ως απολύτως στερεό σώμα μόνον όταν το στοιχείο κάμπτεται εντός του τοπικού επιπέδου 1-2. Όταν η κάμψη πραγματοποιείται εντός του τοπικού επιπέδου 1-3 τότε το τμήμα 2'-2 συμπεριφέρεται σαν να είχε διατομή ίδια με αυτήν του ευκάμπτου τμήματος του στοιχείου.

Ο τρόπος με τον οποίον επιτυγχάνεται η διαφοροποίηση των μηκών των αξονικών βραχιόνων σε επίπεδο μητρικών σχέσεων, παρουσιάζεται στην παράγραφο 5.7.

5.4 Η συνεχής ελαστική έδραση (εσωτερικού τμήματος και βραχιόνων)

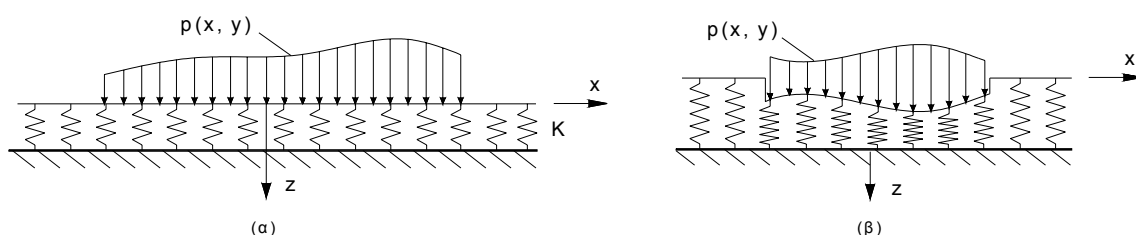
Γενικά

Η προσομοίωση της έδρασης ενός κτιριακού φορέα επί του εδάφους, είναι ένα ιδιαίτερα πολύπλοκο πρόβλημα η αντιμετώπιση του οποίου απαιτεί ιδιαίτερες γνώσεις από τον μελετητή. Ο τελευταίος καλείται να λάβει αποφάσεις κυριότερες των οποίων είναι αφενός η απόφαση για το προσομοίωμα με το οποίο θα προσομοιωθεί το έδαφος, και αφετέρου η εκτίμηση των σταθερών με τις οποίες περιγράφεται η μηχανική του συμπεριφορά.

Όσον αφορά το θέμα της προσομοίωσης του εδάφους ως ελαστικού υποβάθρου, έχουν προταθεί κατά καιρούς διάφορα προσομοιώματα λιγότερο ή περισσότερο ακριβή (βλ. π.χ. [12], [16], [17], [18]). Πρακτικότερη όμως και ευρύτερα διαδεδομένη λύση στο συγκεκριμένο ζήτημα, η οποία είναι ταυτόχρονα και ικανοποιητική εντός των ορίων των παραδοχών απλοποίησης που αναγκαστικά θα πρέπει να γίνουν, αποτελεί η χρήση του προσομοιώματος Winkler [19]. Όπως είναι γνωστό, το συγκεκριμένο προσομοίωμα στηρίζεται στην παραδοχή ότι η προσομοίωση του εδάφους ως ελαστικού υποβάθρου μπορεί να υλοποιηθεί από μια σειρά πυκνά τοποθετημένων και ανεξαρτήτων μεταξύ τους κατακόρυφων μεταφορικών ελατηρίων (Σχήμα 5.10). Επομένως, η κατακόρυφη μετατόπιση $w(x,y)$ σε οποιοδήποτε σημείο της φορτιζόμενης επιφάνειας του εδάφους είναι ανάλογη της τιμής της κατακόρυφης επιφανειακής φόρτισης $q(x,y)$ στο σημείο αυτό. Έτσι, η σχέση η οποία συνδέει τα μεγέθη $w(x,y)$ και $q(x,y)$ είναι η εξής:

$$p(x,y) = K_S \cdot w(x,y) \quad (5.1\alpha)$$

Στην παραπάνω σχέση ο συντελεστής K_S είναι ο δείκτης εδάφους (διαστάσεις $[kN/m^3]$), ο οποίος στην περίπτωση κατά την οποία γίνεται χρήση του προσομοιώματος του Winkler είναι και το μόνο μέγεθος που απαιτείται για την περιγραφή της μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους.



Σχήμα 5.10 (α) Το προσομοίωμα του Winkler, (β) πλήρης ασυνέχεια της παραμόρφωσης της επιφάνειας του εδάφους στα όρια της φόρτισης.

Άμεση συνέπεια της παραδοχής του Winkler είναι το γεγονός ότι στα σημεία της επιφάνειας του εδάφους τα οποία είναι αφόρτιστα η κατακόρυφη μετακίνηση $w(x,y)$ είναι ίση με το μηδέν. Επομένως, το προσομοίωμα οδηγεί σε ασυνέχεια της παραμορφούμενης επιφάνειας του εδάφους μεταξύ της φορτιζόμενης και της αφόρτιστης επιφάνειας του (Σχήμα 5.10β). Η σχέση (5.1α) λαμβάνει την παρακάτω μορφή στην περίπτωση επίπεδων προβλημάτων:

$$p(x) = k_s \cdot w(x) \quad (5.1\beta)$$

Πρέπει να διευκρινιστεί, ότι στην παραπάνω σχέση ο συντελεστής k_s (ονομάζεται συντελεστής αντίδρασης του εδάφους και οι διαστάσεις του είναι $[kN/m^2]$) συνδέεται με τον δείκτη εδάφους μέσω της σχέσης $k_s = K_s \cdot b$, όπου b είναι το πλάτος της φορτιζόμενης επιφάνειας του εδάφους.

Στοιχεία για τις μεθόδους υπολογισμού του δείκτη εδάφους δίνονται στο Παράρτημα Α.

Μέθοδοι προσομοίωσης της ελαστικής έδρασης τύπου Winkler.

Δύο είναι οι μέθοδοι με τις οποίες είναι δυνατή η προσομοίωση της ελαστικής έδρασης μίας δοκού με το προσομοίωμα Winkler:

- Η χρήση της ακριβούς αναλυτικής λύσης των διαφορικών εξισώσεων οι οποίες διέπουν το πρόβλημα της κάμψης δοκών που εδράζονται ελαστικά επί του εδάφους και,
- η διακριτοποίηση των ελαστικώς εδραζόμενων δοκών και η τοποθέτηση σημειακών ελατηρίων στους κόμβους του προσομοιώματος.

• Η προσομοίωση με την χρήση των αναλυτικών λύσεων των εξισώσεων του προβλήματος

Οι διαφορικές εξισώσεις που περιγράφουν την κάμψη δοκού Timoshenko επί ελαστικού υποβάθρου τύπου Winkler είναι:

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} - \left(\frac{EI k_s}{\Phi} \right) \frac{d^2 w}{dx^2} + k_s w + \left(\frac{EI}{\Phi} \right) \frac{d^2 q}{dx^2} - q = 0 \quad (5.2\alpha)$$

$$EI \frac{d^4 \psi}{dx^4} - \left(\frac{EI k_s}{\Phi} \right) \frac{d^2 \psi}{dx^2} + k_s \psi - \frac{dq}{dx} = 0 \quad (5.2\beta)$$

(Η διαδικασία κατάστρωσης των εξισώσεων αυτών είναι διαθέσιμη σε πολλές βιβλιογραφικές πηγές, π.χ. [20], [21])

Στις παραπάνω εξισώσεις (βλέπε και σχήμα 5.11):

w είναι η εγκάρσια μετατόπιση της δοκού

EI είναι η δυσκαμψία της δοκού

$\Phi = G \cdot A'$

G το μέτρο διάτμησης του υλικού της δοκού

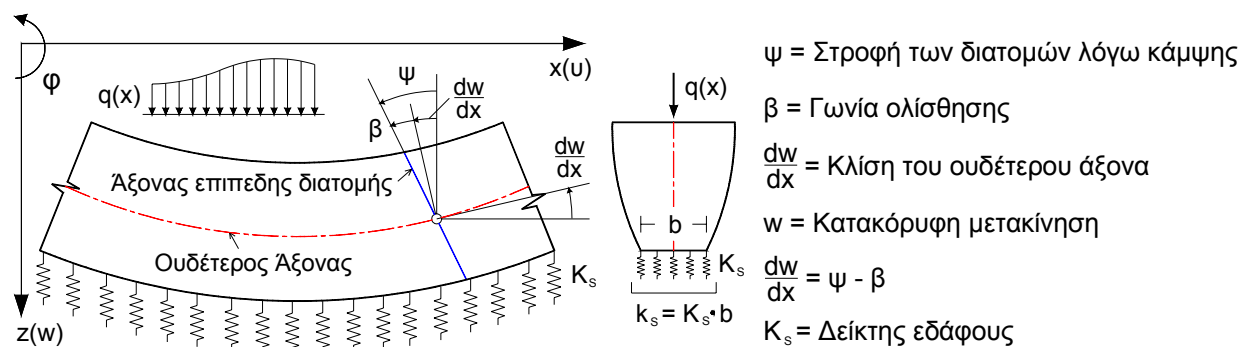
$A' = n \cdot A$ η επιφάνεια διάτμησης της διατομής της δοκού

$n =$ ο συντελεστής σχήματος της διατομής (για τις ορθογωνικές διατομές π.χ. ισχύει $n=5/6$)

ψ είναι η στροφή των διατομών της δοκού λόγω της καμπτικής παραμόρφωσης

q είναι η εγκάρσια φορτίση της δοκού

$k_s = K_s \cdot b$, όπου b είναι το πλάτος διατομής της δοκού το οποίο βρίσκεται εν επαφή με το έδαφος



Σχήμα 5.11 Επεξήγηση των μεγεθών που υπεισέρχονται στις διαφορικές εξισώσεις (5.2α) και (5.2β).

Η πλήρης διαδικασία της ταυτόχρονης επίλυσης των εξισώσεων (5.2α) και (5.2β) είναι διαθέσιμη σε πολλές βιβλιογραφικές αναφορές (βλ. π.χ. [20], [21]). Όπως προκύπτει από αυτές, οι αναλυτικές τους λύσεις έχουν τη μορφή:

$$w(x) = \sum_{i=1}^4 C_i \cdot f_i(x) + w_p(x), \quad \psi(x) = \sum_{i=1}^4 C'_i \cdot f_i(x) + \psi_p(x) \quad (5.3)$$

Οι παράπανω λύσεις συντίθενται από δυο όρους:

Τους πρώτους όρους αντιστοιχούν στις λύσεις των ομογενών των εξισώσεων των (5.2α) και (5.2β), και τους δεύτερους όρους ($w_p(x)$ και $\psi_p(x)$) που αντιστοιχούν στις ειδικές λύσεις οι οποίες εξαρτώνται από την μορφή της εξωτερικής φόρτισης $q(x)$.

Επιπλέον:

C_i, C'_i είναι οι σταθερές ολοκλήρωσης, και

$f_i(x)$ είναι συναρτήσεις η μορφή των οποίων εξαρτάται από τον συνδυασμό των τιμών που λαμβάνουν τόσο τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των δοκών όσο και ο δείκτης εδάφους K_s .

Λεπτομέρειες δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 5.1 Επιλύουσες συναρτήσεις των εξισώσεων (5.2α) και (5.2β)

	$f_1(x)$	$f_2(x)$	$f_3(x)$	$f_4(x)$	R	Q		
$D < 0$	$e^{Rx} \cos(Qx)$	$e^{Rx} \sin(Qx)$	$e^{-Rx} \cos(Qx)$	$e^{-Rx} \sin(Qx)$	$\sqrt{\sqrt{(c/4)} - (b/4)}$	$\sqrt{\sqrt{(c/4)} + (b/4)}$	b	$-\frac{EIk_s}{\Phi}$
$D > 0$	e^{Rx}	e^{-Rx}	e^{Qx}	e^{-Qx}	$\sqrt{(1/2)(-b + \sqrt{D})}$	$\sqrt{(1/2)(-b - \sqrt{D})}$	c	k_s
$D = 0$	e^{Rx}	xe^{Rx}	e^{-Rx}	xe^{-Rx}	$\sqrt{-b/2}$	-	D	$EIk_s \left[\frac{EIk_s}{\Phi} - 4 \right]$

Από τις αναλυτικές λύσεις των εξισώσεων που διέπουν την κάμψη δοκών Timoshenko επί ελαστικού υποβάθρου Winkler, προκύπτουν οι αντίστοιχες λύσεις των εξισώσεων που διέπουν την κάμψη δοκών Euler. Η μετατροπή αυτή επιτυγχάνεται εάν ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι στα πλαίσια της θεωρίας του Euler η γωνία ολίσθησης των διατομών β (βλ. σχήμα 5.11), είναι ίση με το μηδέν. Επομένως στην περίπτωση αυτή, θα ισχύει:

$$\frac{dw}{dx} \equiv \psi \quad (5.4)$$

ενώ, ταυτόχρονα η τιμή του Φ τείνει στο άπειρο ($\Phi \rightarrow \infty$).

Από τα παραπάνω εξάγεται το συμπέρασμα ότι η εξίσωση που διέπει την κάμψη δοκών Euler επί ελαστικού υποβάθρου Winkler, προκύπτει από την (5.2α) και είναι:

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + k_s w - q = 0 \quad (5.5)$$

ενώ η (5.2β) παύει να είναι πλέον ανεξάρτητη, αφού εύκολα αποδεικνύεται ότι προκύπτει από την παραγωγή της (5.5).

Η αναλυτική λύση της (5.5) έχει μορφή ανάλογη της (5.3), και προκύπτει πολύ εύκολα από τον Πίνακα 5.1, αν λάβουμε υπόψη ότι $\Phi \rightarrow \infty$.

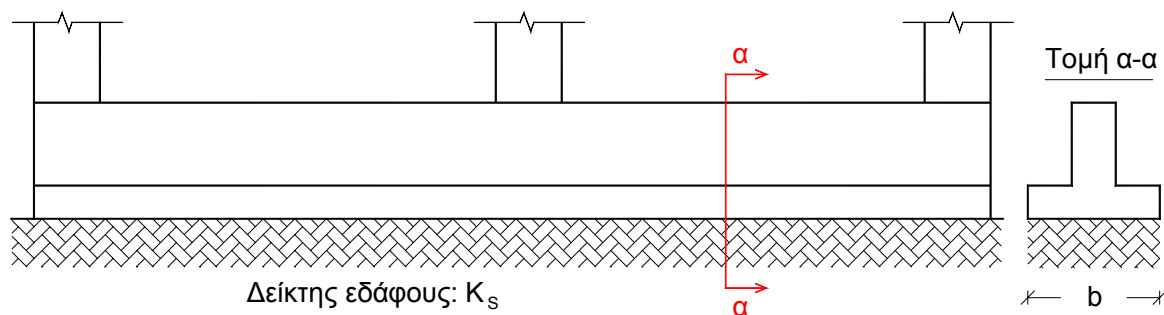
Έχοντας διαθέσιμες τις αναλυτικές λύσεις των εξισώσεων (5.2α) και (5.2β), (αλλά και της (5.5)), είναι δυνατός ο σχηματισμός μητρώων δυσκαμψίας και φόρτισης για δοκούς (Euler ή Timoshenko) εδραζόμενες επί ελαστικού υποβάθρου Winkler. Η περιγραφή της διαδικασίας σχηματισμού των μητρώων αυτών είναι γνωστή και διαθέσιμη σε πολλές βιβλιογραφικές αναφορές (βλ. π.χ. [13], [14], [20]).

Κλείνοντας θα πρέπει να τονιστεί, ότι μεγάλο πλεονέκτημα της προσομοίωσης της ελαστικής έδρασης με χρήση των αναλυτικών λύσεων των εξισώσεων που διέπουν την κάμψη ελαστικώς εδραζόμενων δοκών, αποτελεί το γεγονός ότι στην περίπτωση αυτή δεν απαιτείται η διακριτοποίηση των δοκών αυτών σε επί μέρους στοιχεία

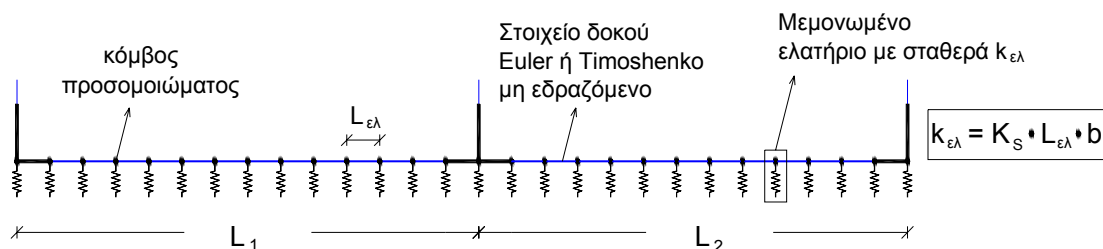
• **Η διακριτοποίηση των ελαστικώς εδραζόμενων δοκών και η τοποθέτηση σημειακών ελατηρίων στους κόμβους του προσομοιώματος.**

Η διαδικασία η οποία περιγράφηκε στην προηγούμενη παράγραφο, απαιτεί την αναλυτική λύση των εξισώσεων που διέπουν την κάμψη δοκών Euler ή Timoshenko επί ελαστικού υποβάθρου Winkler (εξισώσεις (5.2α), (5.2β) και (5.5)). Ωστόσο είναι εφικτή η προσομοίωση της ελαστικής έδρασης χωρίς να είναι διαθέσιμες οι παραπάνω λύσεις, αρκεί να είναι διαθέσιμα τα κλασσικά μητρώα δυσκαμψίας και φόρτισης δοκών Euler ή Timoshenko χωρίς ελαστική έδραση (οι αντίστοιχες διαφορικές εξισώσεις, προκύπτουν από τις (5.2α), (5.2β) και (5.5), αν τεθεί $k_s=0$).

Στην περίπτωση αυτή όμως θα πρέπει να γίνει διακριτοποίηση της ελαστικώς εδραζόμενης δοκού σε μία σειρά μη ελαστικώς εδραζόμενων στοιχείων δοκού, και η ταυτόχρονη τοποθέτηση σημειακών ελατηρίων στους κόμβους του προσομοιώματος που προκύπτει (βλέπε παρακάτω σχήμα):



(α) Ελαστικώς εδραζόμενη πεδιλοδοκός



(β) Διακριτοποίηση της πεδιλοδοκού

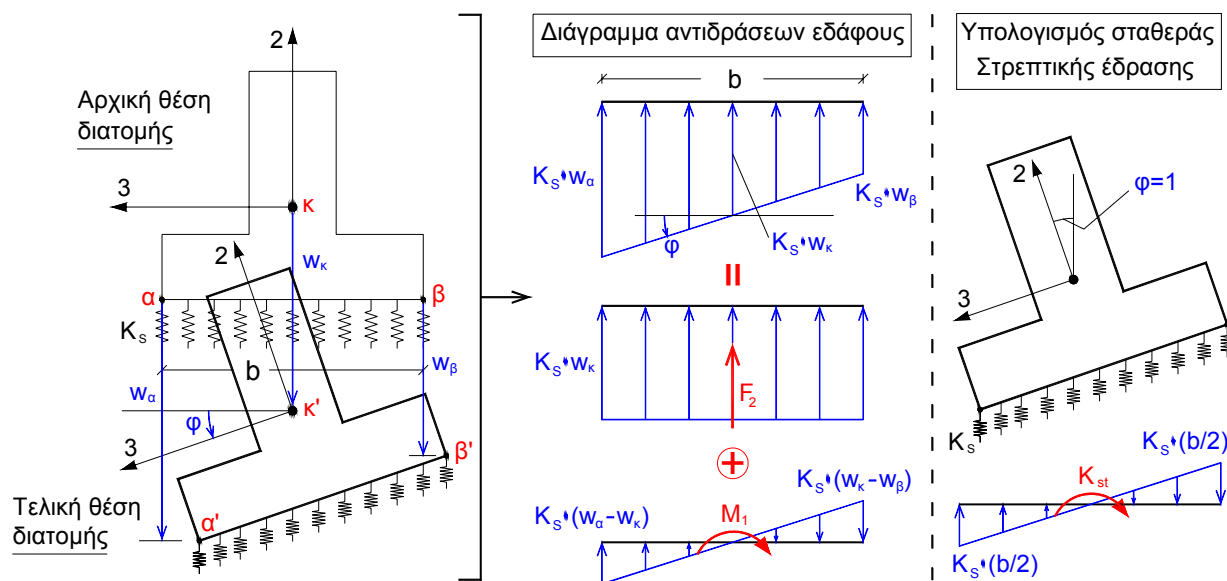
Σχήμα 5.12 Διαδικασία προσομοίωση ελαστικώς εδραζόμενης πεδιλοδοκού χωρίς την χρήση στοιχείων που στηρίζονται στην ακριβή λύση των διαφορικών εξισώσεων του προβλήματος.

Η συγκεκριμένη διαδικασία έχει το μειονέκτημα της απαίτησης για διακριτοποίηση της ελαστικώς εδραζόμενης δοκού, και του υπολογισμού των τιμών των επιμέρους σημειακών ελατηρίων. Επιπλέον είναι και κατά πολύ λιγότερο ακριβής από την επίλυση με εφαρμογή των αναλυτικών λύσεων, και απαιτεί εξαιρετικά πυκνή διακριτοποίηση για την επίτευξη αποδεκτών αποτελεσμάτων (βλ. π.χ. [13]). Από προγραμματιστικής απόψεως η επίλυση με την εφαρμογή των αναλυτικών λύσεων των διαφορικών εξισώσεων των ελαστικώς εδραζόμενων δοκών κρίνεται προσφορότερη, αλλά φυσικά και πιο αποτελεσματική λόγω της μεγαλύτερης ακρίβειας αποτελεσμάτων που επιτυγχάνεται με πολύ μικρότερο αριθμό πεπερασμένων στοιχείων.

Ελαστική έδραση στους τρεις τοπικούς άξονες της διατομής, αξονική και στρεπτική έδραση

Στην προηγούμενη παράγραφο παρουσιάστηκαν οι δυο μέθοδοι με τις οποίες επιτυγχάνεται η προσομοίωση της έδρασης στοιχείων δοκού επί ελαστικού υποβάθρου Winkler. Πρόκειται για την προσομοίωση της ελαστικής έδρασης κατά την διεύθυνση ενός εκ των τριών τοπικών αξόνων της διατομής μίας δοκού. Η θεώρηση ελαστικής έδρασης μόνον κατά την διεύθυνση ενός εκ των τοπικών αξόνων της διατομής, είναι επαρκής μόνον κατά την ανάλυση επιπέδων φορέων.

Κατά την συνήθη ανάλυση χωρικών φορέων, απαιτείται η θεώρηση ελαστικής έδρασης κατά την διεύθυνση των τοπικών αξόνων 2, 3 της διατομής. Επιπλέον, κατά την παραμόρφωση ενός τρισδιάστατου φορέα θεμελίωσης, η στρεπτική συνιστώσα της παραμόρφωσης αυτής προκαλεί την εμφάνιση πρόσθετων αντιδράσεων του ελαστικού υποβάθρου. Όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα, η ανάπτυξη των αντιδράσεων λόγω στρέψης δεν οφείλεται στις πρωτογενείς παραδοχές Winkler, αλλά στην γραμμική μεταβολή των βυθίσεων κατά το πλάτος του εδραζόμενου πέλματος της δοκού.



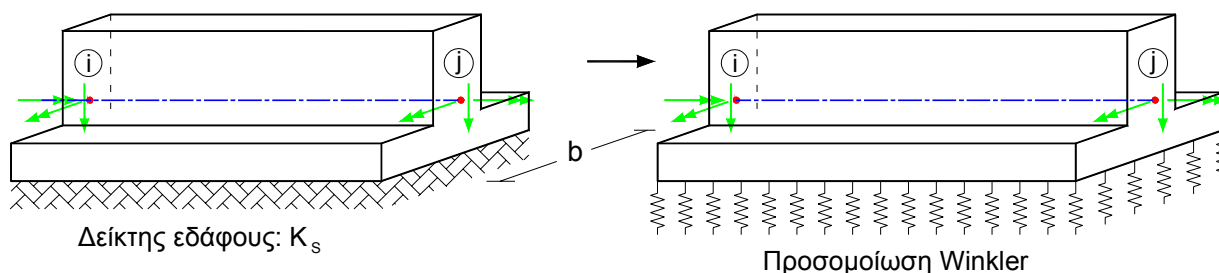
Η αντίδραση του εδάφους συντίθεται από:

- Την κατακόρυφη δύναμη $F_2 = (K_S \cdot w_k) \cdot b$ [kN/m μήκους δοκού]
- Την ροπή $M_1 = (b^2/6) \cdot K_S \cdot (w_a - w_k) = K_S \cdot (b^3/12) \cdot \varphi$ [kNm/m μήκους δοκού]

Υπολογισμός σταθεράς στρεπτικής έδρασης $K_{st} = M_{1,\varphi=1} = K_S \cdot (b^3/12)$

Σχήμα 5.13 Αντιδράσεις εδάφους λόγω της στρεπτικής παραμόρφωσης της διατομής της εδραζόμενης δοκού.

Η προσομοίωση της στρεπτικής έδρασης μπορεί να γίνει με τις δυο μεθόδους οι οποίες χρησιμοποιούνται και για την προσομοίωση της εγκάρσιας ελαστικής έδρασης:



ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Στοιχείο δοκού με συνεχή μεταφορική και στρεπτική έδραση	Δοκός με διακριτή μεταφορική και στρεπτική έδραση
Διαφορικές εξισώσεις καμπτόμενης δοκού: $EI \frac{d^4 w}{dx^4} - \left(\frac{EI k_s}{\Phi} \right) \frac{d^2 w}{dx^2} + k_s w + \left(\frac{EI}{\Phi} \right) \frac{d^2 q}{dx^2} - q = 0$ $EI \frac{d^4 \psi}{dx^4} - \left(\frac{EI k_s}{\Phi} \right) \frac{d^2 \psi}{dx^2} + k_s \psi - \frac{dq}{dx} = 0$ Διαφορική εξίσωση δοκού υπό στρέψη: $GJ_t \frac{d^2 \phi}{dx^2} - (K_{st} \cdot b) \phi + m = 0$	Σταθερά μεταφορικού ελατηρίου: $k_{\epsilon\lambda, N} = K_s \cdot L_{\epsilon\lambda} \cdot b$ Σταθερά στρεπτικού ελατηρίου: $k_{\epsilon\lambda, T} = K_{st} \cdot L_{\epsilon\lambda}$

Σχήμα 5.14 Οι μέθοδοι προσομοίωσης δοκού μεταφορικώς και στρεπτικώς εδραζόμενης.

Η λύση της διαφορικής εξίσωσης που διέπει την συμπεριφορά στρεπτικώς εδραζόμενης δοκού (δίνεται στο σχήμα 5.14), είναι διαθέσιμη και στη βιβλιογραφία.

Κλείνοντας την αναφορά στην γενικευμένη ελαστική έδραση, θα πρέπει να γίνει η υπενθύμιση ότι σε πολλές κατηγορίες προβλημάτων κρίνεται ιδιαίτερα χρήσιμη και η θεώρηση της αξονικής ελαστικής έδρασης. Δηλαδή της έδρασης κατά μήκος του άξονα του στοιχείου, η προσομοίωση της οποίας είναι εντελώς αντίστοιχη της προσομοίωσης της στρεπτικής έδρασης η οποία περιγράφηκε προηγουμένως (και οι διαφορικές εξισώσεις είναι επίσης ανάλογες).

Εφαρμογή από το ΡΑΦ

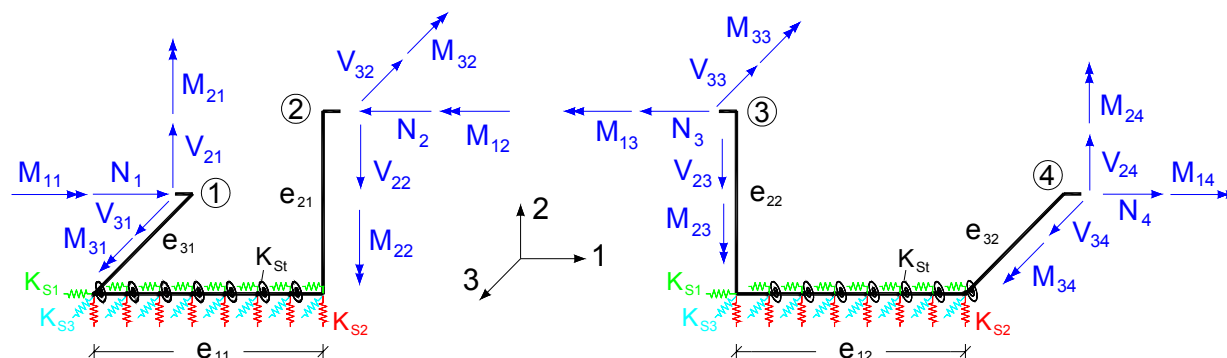
Για την προσομοίωση των ελαστικώς εδραζόμενων στοιχείων με το ΡΑΦ, γίνεται εφαρμογή των αναλυτικών λύσεων των εξισώσεων οι οποίες διέπουν την κάμψη δοκών επί ελαστικού υποβάθρου Winkler. Για τον σκοπό αυτό το ραβδόμορφο στοιχείο του ΡΑΦ έχει μητρώα δυσκαμψίας και φόρτισης για ελαστικώς εδραζόμενα στοιχεία Timoshenko, τα οποία προκύπτουν από την αναλυτική επίλυση των εξισώσεων (5.2α), (5.2β). Ειδική μέριμνα έχει ληφθεί έτσι ώστε από τα μητρώα αυτά να προκύπτουν με κατάλληλους αυτόματους μετασχηματισμούς, μητρώα που αντιστοιχούν:

- σε δοκούς Timoshenko μη ελαστικώς εδραζόμενες,
- σε δοκούς Euler ελαστικώς εδραζόμενες, και
- σε δοκούς Euler μη ελαστικώς εδραζόμενες,

όταν είναι αυτό επιθυμητό.

Το στοιχείο δοκού που ενσωματώνει το ΡΑΦ, λαμβάνει υπόψη επιλεκτικά ελαστική έδραση κατά την διεύθυνση και των τριών τοπικών αξόνων (με διαφορετικούς δείκτες εδάφους ανά άξονα), αλλά και στρεπτική έδραση (βλ. σχήμα 5.1). Ο υπολογισμός της σταθεράς στρεπτικής έδρασης εκτελείται αυτόματα από το πρόγραμμα με δεδομένα τον δείκτη εδάφους και το πλάτος της εδραζόμενης επιφάνειας της διατομής.

Παράλληλα υπάρχει η δυνατότητα, όπου αυτό είναι επιθυμητό, να ληφθεί υπόψη αυτόματα και ελαστική έδραση των αξονικών στερεών βραχιόνων του στοιχείου (βλ. σχήμα 5.15), μέσω κατάλληλων μετασχηματισμών των μητρώων δυσκαμψίας και φόρτισης που παρουσιάζονται στην παράγραφο 5.7.



Σχήμα 5.15 Η συνεχής ελαστική έδραση των αξονικών στερεών βραχιόνων.

Η δυνατότητα αυτή είναι ιδιαίτερα χρήσιμη για την απλή και αποτελεσματική προσομοίωση πεδίοδοκων όπως θα παρουσιαστεί στη σχετική παράγραφο που αφορά τις θεμελιώσεις (παράγραφος 8.6.3).

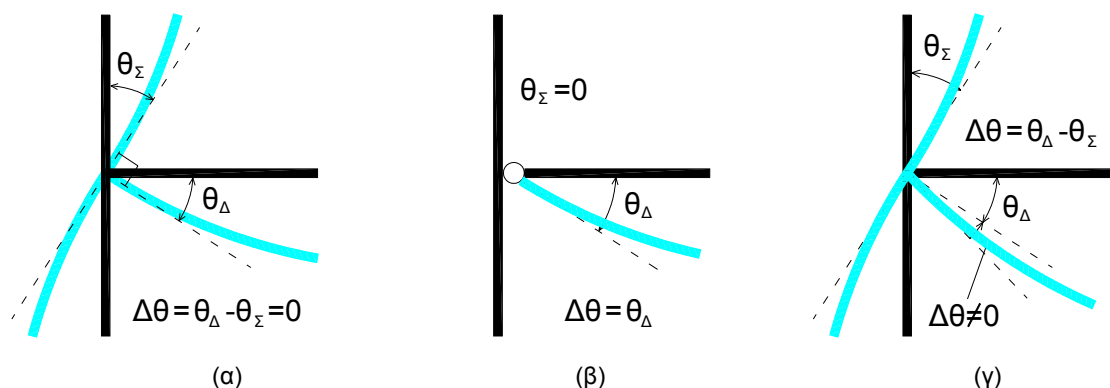
Όσον αφορά την τιμή του δείκτη εδάφους, το ΡΑΦ δίνει την δυνατότητα στο χρήστη να εισάγει αυτός όποια τιμή έχει στην διάθεση του, είτε από υπάρχοντα στοιχεία για το έδαφος στην περιοχή κατασκευής του έργου, είτε από οποιαδήποτε άλλη πηγή. Πέραν τούτου όμως, υπάρχει στο πρόγραμμα ένας ενσωματωμένος πίνακας με ενδεικτικές τιμές από τη βιβλιογραφία (βλ. π.χ. [22], [23]) προκειμένου να καλυφθεί και η περίπτωση κατά την οποία δεν υπάρχει κάποια διαθέσιμη πηγή πληροφόρησης.

5.5 Οι ημιάκαμπτες συνδέσεις

Γενικά

Ως ημιάκαμπτες ορίζονται οι συνδέσεις με συμπεριφορά η οποία μπορεί να θεωρηθεί πως είναι ενδιάμεση μεταξύ της συμπεριφοράς των πλήρως άκαμπτων και των απλών (αρθρωτών) συνδέσεων. Πλήρως άκαμπτες συνδέσεις είναι οι συνδέσεις οι οποίες επιτρέπουν την πλήρη μεταφορά τεμνουσών δυνάμεων και ροπών κάμψης, και θεωρούνται επαρκώς अपαραμόρφωτες έτσι ώστε να διατηρούν τις σχετικές αρχικές – κατασκευαστικές γωνίες μεταξύ των δομικών στοιχείων που συνδέουν, και μετά την παραμόρφωση του φορέα από την επιβολή των εξωτερικών δράσεων (Σχήμα 5.16α). Στον αντίποδα, οι απλές συνδέσεις μεταφέρουν μόνον τέμνουσες δυνάμεις συμπεριφερόμενες ως απλές αρθρώσεις (Σχήμα 5.16β). Αντίθετα από τους δύο «οριακούς» τύπους συνδέσεων, οι ημιάκαμπτες συνδέσεις επιτρέπουν την πλήρη μεταφορά των τεμνουσών δυνάμεων αλλά παράλληλα δεν είναι επαρκώς απαραμόρφωτες έτσι ώστε να

απαγορεύουν την σχετική στροφή μεταξύ των δομικών στοιχείων που συνδέουν (Σχήμα 5.16γ). Ο όρος ημιάκαμπτη σύνδεση αναφέρεται στην ανάλυση και στο σχεδιασμό των μεταλλικών ή των σύμμεικτων κατασκευών (έχει εισαχθεί και στον ΕΚ3), καθώς σε αντίθεση με την περίπτωση των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος όπου η μόρφωση και ο υπολογισμός των κόμβων των δομικών στοιχείων γίνεται με στόχο την επίτευξη της μονολιθικότητας, στην περίπτωση των μεταλλικών κατασκευών η μονολιθική μόρφωση των κόμβων δεν είναι εύκολα εφικτή.



Σχήμα 5.16 Κατάταξη των συνδέσεων με βάση τον βαθμό παραμορφσιμότητάς τους: (α) απολύτως στερεά σύνδεση, (β) απλή – αρθρωτή σύνδεση, (γ) ημιάκαμπτη σύνδεση.

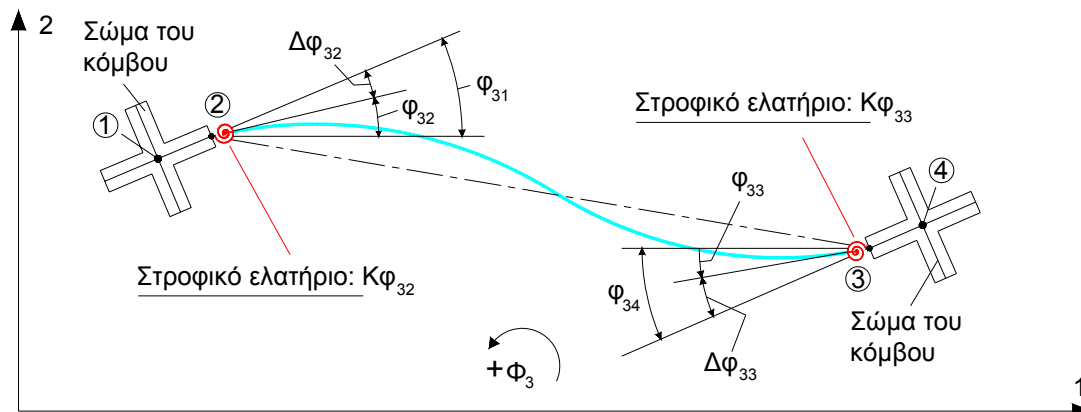
Όμως και σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος (Ο/Σ), υπάρχουν περιπτώσεις όπου η προσομοίωση κάποιων δομικών στοιχείων απαιτεί την χρήση πεπερασμένων στοιχείων με ημιάκαμπτες συνδέσεις. Ένα τέτοιο χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η προσομοίωση κάποιων κρυφοδοκών οι οποίες είναι ενσωματωμένες σε πλάκες. Οι δοκοί αυτές εισάγονται στο υπολογιστικό προσομοίωμα ως δοκοί με άκρα τα οποία δεν μπορούν να θεωρηθούν ούτε ως πλήρως στερεά, ούτε όμως και ως αρθρωτά συνδεδεμένα. Ένα άλλο παράδειγμα είναι η προσομοίωση που γίνεται από το ΡΑΦ για την λειτουργία των τοιχωμάτων υπογείου, ως πλακών υπό την επίδραση των ωθήσεων των γαιών. Και στην περίπτωση αυτή, οι συνδέσεις των τοιχωμάτων αυτών με τις πλάκες των υπογείων ορόφων θα πρέπει να θεωρηθούν ως ημιάκαμπτες (βλ. [24], και παράγραφο 8.6.4.). Μία ακόμα όμως πολύ σημαντική εφαρμογή των ημιάκαμπτων συνδέσεων σε κτίρια Ο/Σ, εντοπίζεται στην περίπτωση που θα απαιτηθεί ανακατανομή ροπών στις στηρίξεις δοκών λόγω ρηγμάτωσης. Η διαδικασία ανακατανομής προβλέπεται από τον ΕΚ2 (παράγραφος 5.5) [26], και μπορεί να υλοποιηθεί πολύ εύκολα με την χρήση ημιάκαμπτων συνδέσεων.

Ο πιο συνήθης και πρακτικός τρόπος προσομοίωσης προσεγγίζει την συμπεριφορά των ημιάκαμπτων συνδέσεων μέσω διακριτών στροφικών ελατηρίων τα οποία τοποθετούνται στους κόμβους των μοντέλων προσομοίωσης. Η μέθοδος αυτή πέραν της απλότητας, έχει και το πλεονέκτημα της συμβατότητας με τις μεθόδους της κλασσικής μητρικής ανάλυσης των ραβδωτών φορέων, και προτείνεται και από σύγχρονους κανονισμούς μεταλλικών κατασκευών (π.χ. ΕΚ3 [27]) οι οποίοι δίνουν οδηγίες για την εφαρμογή της.

Η συμπεριφορά των ημιάκαμπτων συνδέσεων όταν αυτές προσομοιώνονται με τη απλοποιημένη μέθοδο των διακριτών στροφικών ελατηρίων, περιγράφεται από διαγράμματα ροπών (M) – στροφών (θ) τα οποία σχεδιάζονται με βάση πειραματικά δεδομένα και είναι γενικώς μη γραμμικά. Ωστόσο για χαμηλά επίπεδα φόρτισης είναι δυνατή η θεώρηση γραμμικής σχέσης ροπών –

στροφών, και η ταυτόχρονη θεώρηση μίας σταθερής τιμής για την στρωφική αντίσταση των ελατηρίων (σταθερά των ελατηρίων). Η τιμή αυτή αντιστοιχεί συνήθως στην εφαπτομένη της γωνίας που σχηματίζει η καμπύλη $M - \theta$ στην αρχή των αξόνων του διαγράμματος (εφαπτομενική τιμή).

Η ύπαρξη των στρωφικών ελατηρίων στο άκρο ενός στοιχείου προκαλεί τοπικό άλμα στροφών στο σημείο αυτό. Έτσι σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα, υφίσταται διαφοροποίηση των στροφών στα σημεία 1, 2 και 3, 4 αντίστοιχα.



Σχήμα 5.17 Επίδραση των στρωφικών ελατηρίων στις στροφές των άκρων του στοιχείου για κάμψη εντός του τοπικού επιπέδου 1-2.

Ο υπολογισμός της τιμής του άλματος αυτού, όταν γίνει η παραδοχή της γραμμικώς ελαστικής συμπεριφοράς του στρωφικού ελατηρίου, γίνεται μέσω της παρακάτω σχέσης:

$$\Delta\varphi_{3i} = M_{3i}/K\varphi_{3i} \quad (i = 2, 3) \quad (5.6)$$

όπου M_{3i} είναι η τιμή της ροπής κάμψης στο σημείο όπου βρίσκεται το ελατήριο, και $K\varphi_{3i}$ η σταθερά του ελατηρίου. Ο δείκτης 3 δηλώνει ότι η κάμψη υφίσταται εντός του τοπικού επιπέδου 1 – 2 (και επομένως προκαλείται η εμφάνιση ροπών με διάνυσμα παράλληλο με τον τοπικό άξονα 3). Αντίστοιχως, αν υπάρχουν και ελατήρια που ενεργοποιούνται όταν υφίσταται κάμψη εντός του τοπικού επιπέδου 1 – 3 τότε ισχύει σχέση ανάλογη της (5.6) στην οποία όμως θα πρέπει να τοποθετηθεί δείκτης 2.

Έτσι οι σχέσεις που συνδέουν τις στροφές των κόμβων 1, 2 και 3, 4 έχουν την παρακάτω μορφή:

$$\varphi_{32} = \varphi_{31} - \Delta\varphi_{32} = \varphi_{31} - M_{32}/K\varphi_{32} \quad \text{και} \quad \varphi_{33} = \varphi_{34} - \Delta\varphi_{33} = \varphi_{34} - M_{33}/K\varphi_{33} \quad (5.7)$$

Η εισαγωγή της επιρροής των στρωφικών ελατηρίων στα μητρώα δυσκαμψίας και φόρτισης ραβδωτών στοιχείων (Euler ή Timoshenko) μπορεί να γίνει είτε:

- με την εισαγωγή των σχέσεων (5.7) ως συνοριακών συνθηκών στις διαφορικές εξισώσεις που περιγράφουν την κάμψη των στοιχείων αυτών (π.χ. εξισώσεις (5.2α), (5.2β) ή (5.5)), είτε
- με κατάλληλους μητρωϊκούς μετασχηματισμούς των αντίστοιχων μητρώων δυσκαμψίας και φόρτισης ραβδωτών στοιχείων χωρίς στρωφικά ελατήρια στα άκρα, όπου και πάλι γίνεται εφαρμογή των σχέσεων (5.7).

Εφαρμογή από το ΡΑΦ

Η εισαγωγή της επιρροής των ημιακάμπτων συνδέσεων στο ραβδόμορφο στοιχείο του ΡΑΦ, γίνεται σε συνδυασμό με την θεώρηση των απολύτως στερεών βραχιόνων στα άκρα του. Και αυτό διότι η τοποθέτηση των στροφικών ελατηρίων στο στοιχείο του ΡΑΦ γίνεται στους εσωτερικούς του κόμβους 2,3 (βλ. σχήμα 5.1), οι οποίοι βρίσκονται στα σημεία όπου το εσωτερικό/εύκαμπτο τμήμα του στοιχείου συνδέεται με τους απολύτως στερεούς βραχίονες. Το στοιχείο του ΡΑΦ διαθέτει στροφικά ελατήρια και για τα δυο τοπικά επίπεδα κάμψης.

Η μέθοδος με την οποία έχει σχηματιστεί το μητρώο δυσκαμψίας στηρίζεται στην θεώρηση αρχικά του μητρώου δυσκαμψίας ενός στοιχείου δοκού (Euler ή Timoshenko) ελαστικώς εδραζόμενου ή όχι, χωρίς στροφικά ελατήρια στα άκρα το οποίο έχει μήκος ίσο με το μήκος του εύκαμπτου τμήματος του στοιχείου.

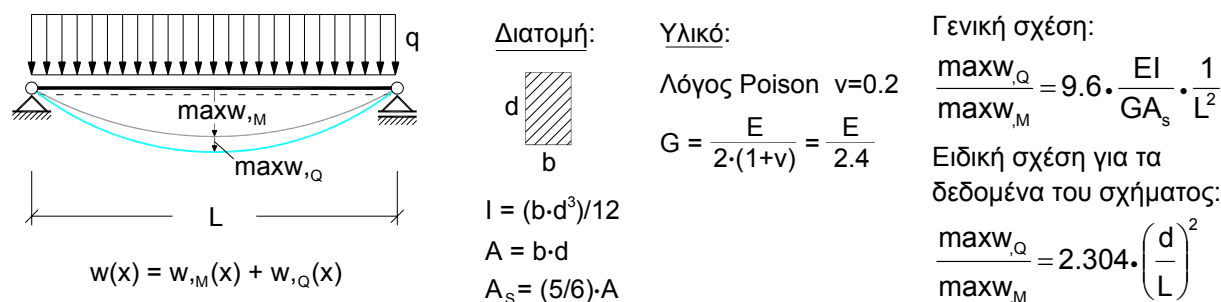
Με την εισαγωγή κατάλληλων «διακοπών» στον κώδικα έχει καταστεί δυνατός ο μετασχηματισμός του μητρώου δυσκαμψίας του στοιχείου του ΡΑΦ με τις ημιακάμπτες συνδέσεις:

- σε μητρώο δυσκαμψίας αμφίπακτου στοιχείου, ή
- σε μητρώο δυσκαμψίας αμφιαρθρωτού στοιχείου, ή και
- σε μητρώα δυσκαμψίας στοιχείων με συνδυασμούς των δυο παραπάνω οριακών συνθηκών (δηλαδή μονόπακτων στοιχείων με άρθρωση στο αριστερό ή το δεξίο άκρο τους).

Με τον όρο «διακόπτης» περιγράφεται μία προγραμματιστική διαδικασία η οποία συνίσταται από την αυτόματη εισαγωγή κατάλληλων τιμών για τις σταθερές των στροφικών ελατηρίων όταν ζητηθεί η εισαγωγή ενός συγκεκριμένου τύπου στοιχείου (π.χ. αμφιπάκτου), χωρίς να χρειαστεί η επέμβαση του χρήστη. Λεπτομέρειες για τους «διακόπτες» αυτούς σε επίπεδο μαθηματικής διατύπωσης δίνονται στην παράγραφο που ακολουθεί.

5.6 Θεώρηση ή όχι των διατμητικών παραμορφώσεων

Όπως τονίστηκε και στην παράγραφο 5.1., το ραβδόμορφο στοιχείο του ΡΑΦ, έχει τη δυνατότητα, με ειδικό «διακόπτη», επιλεκτικής θεώρησης των διατμητικών παραμορφώσεων για το εσωτερικό/εύκαμπτο τμήμα του (Σχήμα 5.1). Οι διατμητικές παραμορφώσεις λαμβάνονται υπόψη με βάση τη θεωρία του Timoshenko [28] όπως άλλωστε υποδεικνύεται και στην παράγραφο 5.4 (εξισώσεις 5.2α, β). Σε γενικές γραμμές η επιρροή των διατμητικών παραμορφώσεων είναι σημαντική κυρίως σε υψίκορμες δοκούς (π.χ. υψίκορμες πεδιλοδοκοί) ή σε χθαμαλά τοιχώματα (π.χ. περιμετρικά τοιχώματα υπογείου που δεν συνεχίζουν στην ανωδομή). Μία ενδεικτική εικόνα του βαθμού επιρροής των διατμητικών παραμορφώσεων δίνεται στο παρακάτω σχήμα με βάση μία αμφιέριστη δοκό με συνεχές ομοιόμορφο φορτίο (Πηγή: [29]):



Σχήμα 5.18 Διερεύνηση της επιρροής των διατμητικών παραμορφώσεων σε στοιχεία Ο/Σ.

Εφαρμόζοντας την ειδική σχέση του παραπάνω σχήματος για μία δοκό ύψους d ενός μέτρου και μήκους L τεσσάρων μέτρων ($d/L=1/4$) το σφάλμα από την αγνόηση των διατμητικών παραμορφώσεων είναι 14.4%. Πάντως σε υπερστατικούς φορείς η επιρροή των διατμητικών παραμορφώσεων είναι μεγαλύτερη.

5.7 Σχηματισμός μητρώου δυσκαμψίας και διανυσμάτων φόρτισης

Στην παράγραφο αυτή θα παρουσιαστεί η διαδικασία σχηματισμού των μητρώων δυσκαμψίας και των διανυσμάτων φόρτισης του ραβδωτού στοιχείου του ΡΑΦ.

5.7.1 Σχηματισμός του μητρώου δυσκαμψίας

Ο σχηματισμός του μητρώου δυσκαμψίας γίνεται με τα ακόλουθα βήματα:

- Κατάστρωση των μητρωϊκών σχέσεων που συνδέουν τις μετακινήσεις των κόμβων 1,2 και 3,4.
- Κατάστρωση των μητρωϊκών σχέσεων που συνδέουν τις τα μεγέθη έντασης των κόμβων 1,2 και 3,4.
- Θεώρηση της επιρροής των ημιάκαμπτων συνδέσεων στις σχέσεις που καταστρώθηκαν κατά τα βήματα α και β.
- Προσθήκη της επιρροής της συνεχούς ελαστικής έδρασης των αξονικών στερεών βραχιόνων.
- Εκτέλεση των απαραίτητων μετασχηματισμών έτσι ώστε από το μητρώο δυσκαμψίας του εσωτερικού τμήματος του στοιχείου $[K_{int}]$ να προκύψει το μητρώο δυσκαμψίας του στοιχείου $[K]$.

α. Κατάστρωση μητρωϊκών σχέσεων που συνδέουν τις μετακινήσεις των κόμβων 1,2 και 3,4.

Εστώ το διάνυσμα των μεγεθών μετακίνησης των βοηθητικών κόμβων 2, 3 του στοιχείου:

$$[u_{int}]^T = [u_{12} \ u_{22} \ u_{32} \ \varphi_{12} \ \varphi_{22} \ \varphi_{32} \ | \ u_{13} \ u_{23} \ u_{33} \ \varphi_{13} \ \varphi_{23} \ \varphi_{33}] \quad (5.8\alpha)$$

και το αντίστοιχο διάνυσμα των βασικών κόμβων 1, 4:

$$[u]^T = [u_{11} \ u_{21} \ u_{31} \ \varphi_{11} \ \varphi_{21} \ \varphi_{31} \ | \ u_{14} \ u_{24} \ u_{34} \ \varphi_{14} \ \varphi_{24} \ \varphi_{34}] \quad (5.8\beta)$$

Μπορεί εύκολα να αποδειχθεί (βλ. π.χ. [15]) ότι μεταξύ των διανυσμάτων μετακίνησης των κόμβων 1, 4 και 2, 3 αντίστοιχα, ισχύει η παρακάτω μητρωϊκή σχέση:

$$[u_{int}] = [T][u] \quad (5.9)$$

Το μητρώο $[T]$ είναι ένα 12x12 τετραγωνικό μητρώο τα στοιχεία του οποίου εξαρτώνται από τα μήκη των στερεών βραχιόνων των άκρων του στοιχείου (βλ. [15]):

$$[T] = \begin{bmatrix} [I] & [t_{12}] & [0] & [0] \\ [0] & [I] & [0] & [0] \\ [0] & [0] & [I] & [t_{34}] \\ [0] & [0] & [0] & [I] \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

Στην παραπάνω σχέση, $[I]$ είναι το 3x3 μοναδιαίο μητρώο, $[0]$ είναι το 3x3 μηδενικό μητρώο, ενώ τα μητρώα $[t_{12}]$ και $[t_{34}]$ δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$[t_{12}] = \begin{bmatrix} 0 & -e_{31} & -e_{21} \\ e_{31} & 0 & e_{11} \\ e_{21} & -e_{11} & 0 \end{bmatrix} \quad \text{και} \quad [t_{34}] = \begin{bmatrix} 0 & -e_{32} & -e_{22} \\ e_{32} & 0 & -e_{12} \\ e_{22} & e_{12} & 0 \end{bmatrix} \quad (5.11)$$

β. Κατάστρωση μητρώϊκων σχέσεων που συνδέουν τα μεγέθη έντασης των κόμβων 1,2 και 3,4.

Εστώ το διάνυσμα των μεγεθών έντασης των βοηθητικών κόμβων 2, 3 του στοιχείου:

$$[S_{int}]^T = [N_2 \mid V_{22} \mid V_{32} \mid M_{12} \mid M_{22} \mid M_{32} \mid N_3 \mid V_{23} \mid V_{33} \mid M_{13} \mid M_{23} \mid M_{33}] \quad (5.12\alpha)$$

και το αντίστοιχο διάνυσμα των βασικών κόμβων 1, 4:

$$[S]^T = [N_1 \mid V_{21} \mid V_{31} \mid M_{11} \mid M_{21} \mid M_{31} \mid N_4 \mid V_{24} \mid V_{34} \mid M_{14} \mid M_{24} \mid M_{34}] \quad (5.12\beta)$$

Κατ' αντιστοιχία με τα διανύσματα των μεγεθών μετακίνησης, αποδεικνύεται ότι ισχύει:

$$[S] = [T]^T [S_{int}] \quad (5.13)$$

γ. Θεώρηση της επιρροής των ημιάκαμπτων συνδέσεων στις σχέσεις που καταστρώθηκαν κατά τα βήματα α και β.

Οι σχέσεις που σχηματίστηκαν κατά τα δυο προηγούμενα βήματα, ισχύουν στην περίπτωση κατά την οποία η σύνδεση του εσωτερικού/εύκαμπτου τμήματος του στοιχείου με τις δυο ακραίες στερεές ζώνες είναι μονολιθική. Στην περίπτωση όμως κατά την οποία η σύνδεση δεν είναι μονολιθική, τότε όπως παρουσιάστηκε στην παράγραφο 5.5. τοποθετούνται στροφικά ελατήρια στους κόμβους 2, 3. Τα ελατήρια αυτά ενεργοποιούνται κατά την κάμψη του στοιχείου εντός των τοπικών επιπέδων 1-2 και 1-3. Η επιρροή των ελατηρίων αυτών οδηγεί σε τροποποίηση των σχέσεων που συνδέουν τα μεγέθη μετακίνησης των κόμβων 1, 2 και 3, 4.

Όπως παρουσιάστηκε και στην παράγραφο 5.5. (σχήμα 5.17), η επιρροή των στροφικών ελατηρίων έχει ως αποτέλεσμα την εμφάνιση ενός τοπικού άλματος των στροφών στο σημείο όπου τοποθετούνται. Ο υπολογισμός του άλματος αυτού γίνεται με τις σχέσεις:

$$\begin{aligned} \text{Αριστερός βραχίονας: } \varphi_{j2} &= \varphi_{j1} - \Delta\varphi_{j2} = \varphi_{j1} - \frac{M_{j2}}{K\varphi_{j2}} \\ \text{Δεξιός βραχίονας: } \varphi_{j3} &= \varphi_{j4} - \Delta\varphi_{j3} = \varphi_{j4} - \frac{M_{j3}}{K\varphi_{j3}} \end{aligned} \quad (5.14)$$

Όπου ο δείκτης j (=2 ή 3) δηλώνει το επίπεδο κάμψης που ενεργοποιεί το στροφικό ελατήριο (όταν j=3 τότε το ελατήριο ενεργοποιείται όταν η κάμψη υφίσταται εντός του τοπικού επιπέδου 1 – 2).

Οι υπόλοιπες μετακινήσεις (οι τρεις μεταφορικές, και η στρεπτικές) παραμένουν ανεπηρέαστες από την ύπαρξη των στροφικών ελατηρίων. Έτσι η τελική σχέση η οποία συνδέει τις μετακινήσεις μεταξύ των κόμβων 1, 2 και 3, 4 προκύπτει από τον συνδυασμό των σχέσεων (5.9) και (5.14), και είναι:

$$[u_{int}] = [T][u] + [T_{K\varphi}][S_{int}] \quad (5.15)$$

Όπου όλα τα μητρώα της παραπάνω σχέσης, δίνονται κατά σειρά από τις σχέσεις (5.8α), (5.10), (5.8β) και (5.12α), ενώ το μητρώο $[T_{K\varphi}]$ από την σχέση:

$$[T_{K_\Phi}] = [T_{K_{\Phi 2}}] + [T_{K_{\Phi 3}}] \text{ όπου } [T_{K_{\Phi 2}}] = \begin{bmatrix} [0] & [0] & [0] & [0] \\ [0] & [K_{\Phi 2}] & [0] & [0] \\ [0] & [0] & [0] & [0] \\ [0] & [0] & [0] & [0] \end{bmatrix} \text{ και } [T_{K_{\Phi 3}}] = \begin{bmatrix} [0] & [0] & [0] & [0] \\ [0] & [0] & [0] & [0] \\ [0] & [0] & [0] & [0] \\ [0] & [0] & [0] & [K_{\Phi 3}] \end{bmatrix}$$

$$[K_{\Phi i}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1/K_{\Phi 2i} & 0 \\ 0 & 0 & -1/K_{\Phi 3i} \end{bmatrix} \quad (i = 2, 3) \quad (5.16)$$

δ. Προσθήκη της επιρροής της συνεχούς ελαστικής έδρασης των αξονικών στερεών βραχιόνων.

Η επιρροή της συνεχούς ελαστικής έδρασης των αξονικών στερεών βραχιόνων επιβάλλει τροποποίηση των σχέσεων που συνδέουν τα μεγέθη έντασης των κόμβων 1, 2 και 3, 4 (σχέση 5.13).

Η συνεχής ελαστική έδραση των αξονικών στερεών βραχιόνων συνίσταται από μεταφορικά ελατήρια κατά την διεύθυνση των τριών τοπικών αξόνων του στοιχείου, αλλά και από στρεπτικά ελατήρια (Σχήμα 5.15). Η ύπαρξη αυτών των ελατηρίων συνεπάγεται την εμφάνιση αντιδράσεων επί των αξονικών βραχιόνων. Οι αντιδράσεις αυτές θα πρέπει να εισαχθούν στην (5.13) με την μορφή ενός μητρώου το οποίο προστίθεται αλγεβρικά στο δεύτερο σκέλος της σχέσης αυτής. Έτσι προκύπτει:

$$[S] = [T]^T [S_{int}] + \{ [K_{soil}^{(1-2)}] + [K_{soil}^{(3-4)}] \} [u] \quad (5.17)$$

Όπου:

$[K_{soil}^{(1-2)}]$ είναι το μητρώο των αντιδράσεων του εδάφους επί του αξονικού στερεού βραχίονα 1-2, και

$[K_{soil}^{(3-4)}]$ είναι το μητρώο των αντιδράσεων του εδάφους επί του αξονικού στερεού βραχίονα 3-4.

Λόγω του γεγονότος ότι τα ελατήρια έχουν γραμμικώς ελαστική συμπεριφορά, οι αντιδράσεις τους είναι γραμμικές συναρτήσεις των μετακινήσεων των κόμβων 1, 2, 3, 4. Ωστόσο με εφαρμογή της σχέσης (5.9) η οποία συνδέει τις μετακινήσεις των κόμβων 1, 2 και 3, 4, είναι δυνατή η έκφραση των αντιδράσεων συναρτήσει μόνον των μετακινήσεων των βασικών κόμβων του στοιχείου 1 και 4, όπως φαίνεται και από την μελέτη της σχέσης (5.9). Το μητρώο $[K_{soil}^{(1-2)}]$ και $[K_{soil}^{(3-4)}]$ σχηματίζονται με βάση τις παραδοχές του προσομοιώματος Winkler για την περίπτωση έδρασης απολύτως στερεών σωμάτων (Σχήμα 5.13).

ε. Εκτέλεση των απαραίτητων μετασχηματισμών έτσι ώστε από το μητρώο δυσκαμψίας του εσωτερικού τμήματος του στοιχείου $[K_{int}]$ να προκύψει το μητρώο δυσκαμψίας του στοιχείου $[K]$.

Όπως είναι γνωστό, τα μεγέθη έντασης και μετακίνησης των εσωτερικών/βοηθητικών κόμβων του στοιχείου 2, 3 συνδέονται μεταξύ τους μέσω του μητρώου δυσκαμψίας του εσωτερικού/εύκαμπτου τμήματος $[K_{int}]$ με βάση τη μητρωϊκή σχέση:

$$[S_{int}] = [K_{int}] [u_{int}] \quad (5.18)$$

[Για την εκτέλεση της διαδικασίας που θα περιγραφεί συνοπτικά παρακάτω, το μητρώο $[K_{int}]$ θεωρείται γνωστό από την βιβλιογραφία (βλ. π.χ. [7], [20]). Επίσης για την εκτέλεση της διαδικασίας αυτής, δεν έχει σημασία αν το μητρώο $[K_{int}]$ αναφέρεται σε δοκούς Timoshenko ή Euler, ελαστικώς εδραζόμενες ή όχι (βλ. π.χ. [13]).

Ανάλογη της (5.18) είναι και η μητρωϊκή σχέση που συνδέει τα μεγέθη έντασης και μετακίνησης των βασικών κόμβων του στοιχείου 1,4:

$$[S] = [K][u] \quad (5.19)$$

Συνδυάζοντας κατάλληλα τις σχέσεις (5.15), (5.17), (5.18), (5.19) και μετά από κάποιους απαραίτητους μητρωϊκούς μετασχηματισμούς (βλ. π.χ. [13], [30]) προκύπτει η έκφραση του ζητούμενου μητρώου δυσκαμψίας $[K]$ συναρτήσει του θεωρούμενου ως γνωστού μητρώου δυσκαμψίας $[K_{int}]$:

$$[K] = [T]^T \{ [I] - [K_{int}] \{ m_1 [T_{K_{\phi 2}}] + m_2 [T_{K_{\phi 3}}] \} \}^{-1} [K_{int}] [T] + [K_{soil}^{(1-2)}] + [K_{soil}^{(3-4)}] \quad (5.20)$$

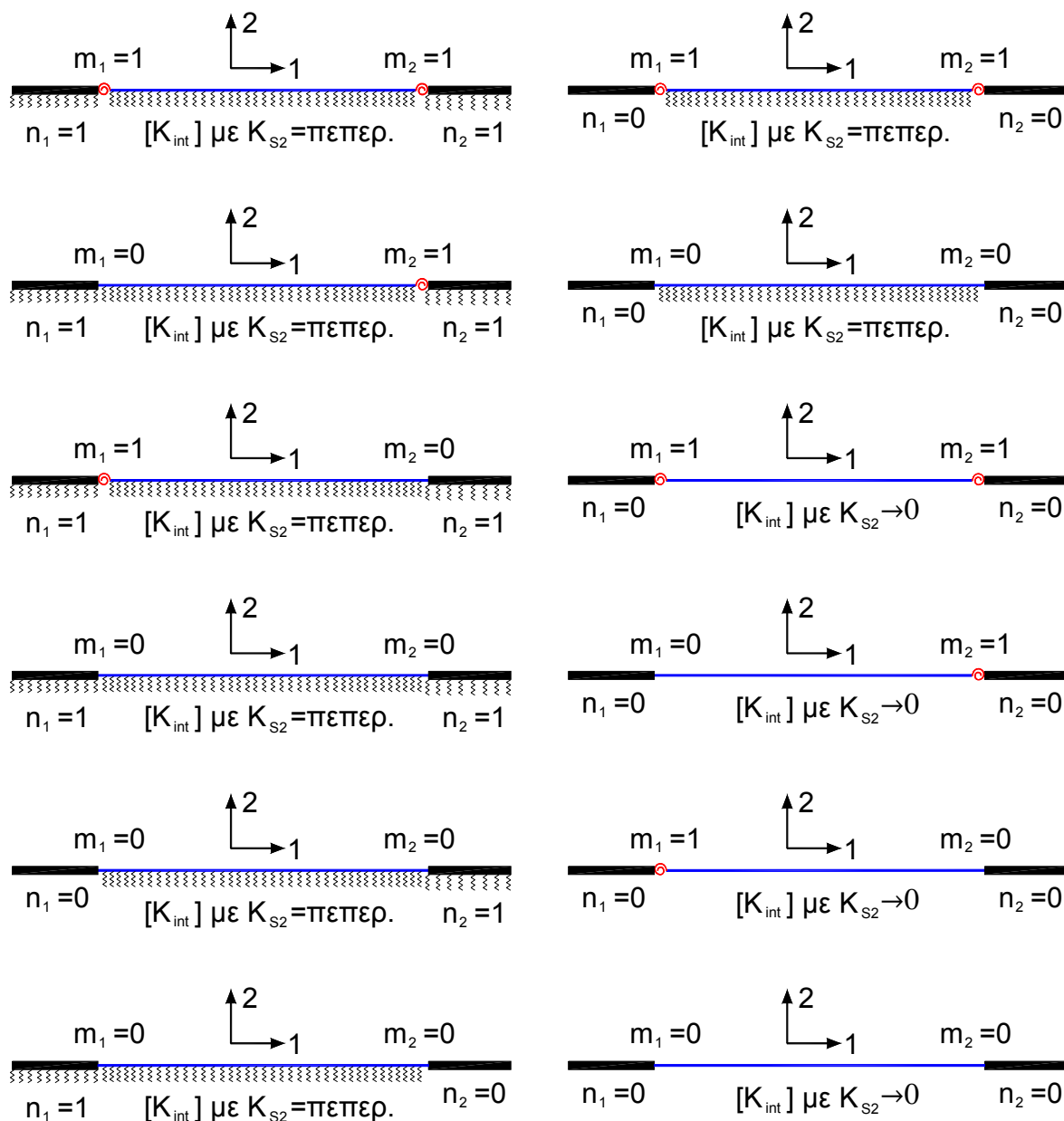
Στην παραπάνω σχέση το $[I]$ είναι το 12x12 μοναδιαίο μητρώο.

Κατά τον προγραμματισμό της (5.20) στο ΡΑΦ, έχουν προστεθεί κατάλληλοι «διακόπτες» και έτσι η συγκεκριμένη σχέση λαμβάνει την παρακάτω μορφή:

$$[K] = [T]^T \{ [I] - [K_{int}] \{ m_1 [T_{K_{\phi 2}}] + m_2 [T_{K_{\phi 3}}] \} \}^{-1} [K_{int}] [T] + n_1 [K_{soil}^{(1-2)}] + n_2 [K_{soil}^{(3-4)}] \quad (5.21)$$

Οι «διακόπτες» αυτοί είναι οι παράμετροι m_1 , m_2 , n_1 , n_2 οι οποίοι μπορούν να λάβουν τιμή 0 ή 1. Έτσι σε συνδυασμό και με την μορφή του μητρώου $[K_{int}]$, το μητρώο δυσκαμψίας της σχέσης (5.21) καλύπτει το σύνολο των απαιτούμενων στοιχείων για την προσομοίωση μίας κατασκευής με ραβδωτά στοιχεία.

Ενδεικτικές υποπεριπτώσεις μητρώων δυσκαμψίας που προκύπτουν από την (5.21) δίνονται στον παρακάτω πίνακα:



Σχήμα 5.19 Υποπεριπτώσεις των μητρώων δυσκαμψίας που προκύπτουν από την σχέση (5.21) σε συνδυασμό με τις τιμές που λαμβάνουν οι «διακόπτες» m_1, m_2, n_1, n_2 , αλλά και το μητρώο δυσκαμψίας του εσωτερικού τμήματος.

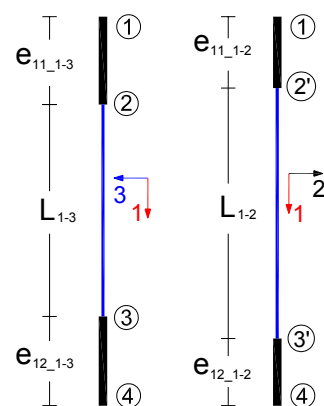
Σημείωση 1: Ο παραπάνω πίνακας αφορά την κάμψη του στοιχείου εντός του τοπικού επιπέδου 1-2. Ανάλογες είναι και οι περιπτώσεις και για την κάμψη του στοιχείου εντός του τοπικού επιπέδου 1-3.

Σημείωση 2: Στον παραπάνω πίνακα έχουν συμπεριληφθεί περιπτώσεις κατά τις οποίες η σύνδεση του εσωτερικού τμήματος του στοιχείου με τις στερεές ζώνες είναι είτε μονολιθική είτε ημιάκαμψη. Ωστόσο με κατάλληλη επιλογή της τιμής των σταθεράς των στρωφικών ελατηρίων, που γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα εάν αυτό ζητηθεί από τον χρήστη, είναι δυνατό να προκύψουν και αρθρωτές συνδέσεις ως οριακές περιπτώσεις των ημιακάμπτων συνδέσεων.

Σημείωση 3: Το μητρώο $[K_{int}]$ είναι προγραμματισμένο στο ΡΑΦ με την επιρροή της συνεχούς ελαστικής έδρασης (δηλ. με $K_{S2}=\text{πεπερ.}$). Ωστόσο για δοκούς χωρίς ελαστική έδραση, το προγραμμαθί θέτει τιμή $K_{S2}\approx 0$ και έτσι προκύπτει αυτόματα το αντίστοιχο μητρώο δυσκαμψίας.

Κλείνοντας θα πρέπει να γίνει και μία αναφορά στην μέθοδο με την οποία επιτυγχάνεται η θεώρηση αξονικών στερεών βραχιόνων διαφορετικού μήκους ανάλογα με το επίπεδο κάμψης (βλ. παράγραφο 5.3, Σχήμα 5.9). Ο τρόπος με τον οποίον επιτυγχάνεται η διαφοροποίηση αυτή, συνίσταται στην διαφοροποίηση των μητρώων $[K_{int}]$ και $[T]$. Πιο συγκεκριμένα:

(α) Για όλα τα στοιχεία του μητρώου δυσκαμψίας του εσωτερικού τμήματος του στοιχείου (δηλ. του $[K_{int}]$) που αντιστοιχούν σε κάμψη εντός του τοπικού επιπέδου της διατομής 1-2 γίνεται χρήση της τιμής L_{1-2} , ενώ για τα στοιχεία που αντιστοιχούν σε κάμψη εντός του τοπικού επιπέδου της διατομής 1-3 γίνεται χρήση της τιμής L_{1-3} . Π.χ. ο συντελεστής δυσκαμψίας που αντιστοιχεί στην μοναδιαία στροφή του κόμβου 2' περί τον τοπικό άξονα 3 υπολογίζεται από τη σχέση: $(4EI_{1-2}/L_{1-2})$, ενώ ο αντίστοιχος συντελεστής για μοναδιαία στροφή του κόμβου 2 περί τον τοπικό άξονα 2 υπολογίζεται από την σχέση $(4EI_{1-3}/L_{1-3})$



(β) Στο μητρώο $[T]$ (σχέσεις (5.10) και (5.11)), εισάγονται οι τιμές e_{11_1-2} , e_{11_1-3} (e_{12_1-2} , e_{12_1-3}) έναντι της μίας κοινής τιμής e_{11} (e_{12}) η οποία εισάγεται όταν δεν υφίσταται διαφοροποίηση του μήκους των αξονικών στερεών βραχιόνων ανάλογα με το επίπεδο κάμψης.

5.7.2 Σχηματισμός των διανυσμάτων φόρτισης

Τα διανύσματα φόρτισης του ραβδωτού στοιχείου του ΡΑΦ σχηματίζονται σε δυο στάδια:

- Με τη θεώρηση του διανύσματος φόρτισης του εσωτερικού/εύκαμπτου τμήματος του στοιχείου, και
- με τη θεώρηση της επιρροής των στερεών βραχιόνων.

α. Θεώρηση του διανύσματος φόρτισης του εσωτερικού/εύκαμπτου τμήματος του στοιχείου.

Κατά το πρώτο στάδιο σχηματίζεται το διάνυσμα φόρτισης του εσωτερικού/εύκαμπτου τμήματος του στοιχείου λαμβάνοντας υπόψη και τα στροφικά ελατήρια στα άκρα του. (Σημείωση: Στο σημείο αυτό υφίσταται διαφοροποίηση από την αντίστοιχη διαδικασία σχηματισμού των μητρώων φόρτισης).

Επομένως κατά το πρώτο βήμα σχηματίζεται το διάνυσμα φόρτισης του εσωτερικού/εύκαμπτου τμήματος 2-3 με στροφικά ελατήρια στα άκρα του $[P_{int}^q]$. Όπως και στην περίπτωση του μητρώου δυσκαμψίας $[K_{int}]$, το διάνυσμα $[P_{int}^q]$ μπορεί να είναι διάνυσμα φόρτισης στοιχείου Timoshenko ή Euler, ελαστικώς έδραζόμενου ή όχι. Οι περιπτώσεις φόρτισης που καλύπτονται από το ΡΑΦ δίνονται στην παράγραφο 5.8. Τα αντίστοιχα διανύσματα έχουν ληφθεί από τη βιβλιογραφία (βλ. [30]).

β. Θεώρηση της επιρροής των στερεών βραχιόνων.

Για την θεώρηση της επιρροής των στερεών βραχιόνων, απαιτείται ο παρακάτω μητρώϊκός μετασχηματισμός του διανύσματος $[P_{int}^q]$:

$$[P^q] = [T]^T [P_{int}^q] \quad (5.22)$$

Στην παραπάνω σχέση:

$[P^q]$ είναι το διάνυσμα φόρτισης του στοιχείου του προγράμματος (Σχήμα 5.1),

$[P_{int}^q]$ είναι το διάνυσμα φόρτισης του εσωτερικού/εύκαμπτου τμήματος 2-3, και

$[T]$ το μητρώο μετασχηματισμού το οποίο δίνεται από τις σχέσεις (5.10) και (5.11).

Το ραβδόμορφο στοιχείο του ΡΑΦ έχει την δυνατότητα να λάβει υπόψη και μία παραμετροποιημένη – όσον αφορά το εύρος και τις τιμές της – τραπεζοειδή φόρτιση επί των αξονικών στερεών βραχιόνων όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.6. Έτσι, η μητρώϊκή σχέση (5.22) λαμβάνει την παρακάτω μορφή:

$$[P^q] = [T]^T [P_{int}^q] + [T^q] \quad (5.23)$$

Στην παραπάνω σχέση, το διάνυσμα $[T^q]$ είναι το διάνυσμα το οποίο συνίσταται από τα μεγέθη έντασης τα οποία αναπτύσσονται στους βοηθητικούς κόμβους 2, 3, λόγω της φόρτισης των αξονικών βραχιόνων.

Στο σχήμα 5.6 παρουσιάζεται επίσης και η δυνατότητα του στοιχείου να λαμβάνει υπόψη φόρτιση η οποία εκτείνεται και πέραν των ορίων των αξονικών στερεών βραχιόνων. Λεπτομέρειες για την χρησιμότητα αυτής της δυνατότητας αυτής έχουν ήδη παρουσιαστεί στην παράγραφο 5.3 (Σχήμα 5.7).

Σημειώνεται τέλος ότι οι «διακόπτες» οι οποίοι καθορίζουν το μητρώο δυσκαμψίας του στοιχείου, ενημερώνουν και τροποποιούν ανάλογα και τα διανύσματα φόρτισης.

5.8 Φορτιστικές καταστάσεις του στοιχείου

Το ραβδόμορφο στοιχείο του ΡΑΦ καλύπτει τις παρακάτω περιπτώσεις φόρτισης (Σχήματα 5.20, 5.21):

(α) Φορτίσεις κατά την διεύθυνση των τοπικών αξόνων του στοιχείου.

- Τραπεζοειδούς μορφής φόρτιση σε τμήμα του στοιχείου κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα 1.
- Τραπεζοειδούς μορφής φόρτιση σε τμήμα του στοιχείου κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα 2.
- Τραπεζοειδούς μορφής φόρτιση σε τμήμα του στοιχείου κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα 3.
- Τραπεζοειδούς μορφής στρεπτική φόρτιση σε τμήμα του στοιχείου.

(β) Φορτίσεις κατά την διεύθυνση των καθολικών αξόνων.

- Τραπεζοειδούς μορφής φόρτιση σε τμήμα του στοιχείου κατά την διεύθυνση του καθολικού άξονα X.
- Τραπεζοειδούς μορφής φόρτιση σε τμήμα του στοιχείου κατά την διεύθυνση του καθολικού άξονα Y.
- Τραπεζοειδούς μορφής φόρτιση σε τμήμα του στοιχείου κατά την διεύθυνση του καθολικού άξονα Z.

(γ) Θερμοκρασιακές φορτίσεις.

- Ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας του εσωτερικού/ευκάμπτου τμήματος.
- Γραμμικώς μεταβαλλόμενη θερμοκρασιακή μεταβολή μεταξύ των ακραίων ινών των διατομών εντός του τοπικού επιπέδου 1-2.
- Γραμμικώς μεταβαλλόμενη θερμοκρασιακή μεταβολή μεταξύ των ακραίων ινών των διατομών εντός του τοπικού επιπέδου 1-3.

Για όλες τις παραπάνω περιπτώσεις φορτίσης έχουν ενταχθεί στο ΡΑΦ τα αντίστοιχα διανύσματα για δοκούς Timoshenko ελαστικώς εδραζόμενες με στροφικά ελατήρια στα άκρα (βλ. [30]), και έχουν προγραμματιστεί όλοι οι μετασχηματισμοί που απαιτούνται για να ληφθεί υπόψη η ενδεχόμενη ύπαρξη απολύτως στερεών βραχιόνων (βλ. παράγραφο 5.7.2.).

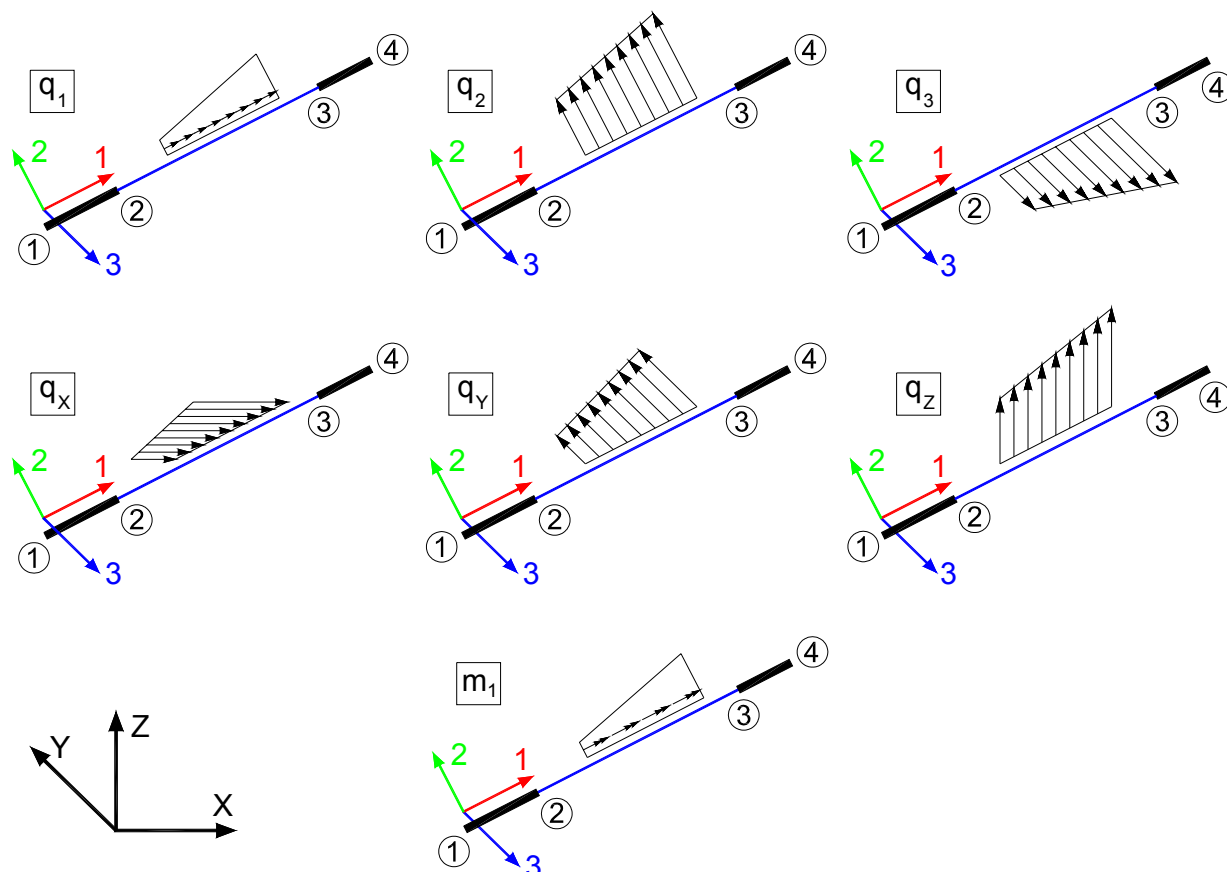
Τραπεζοειδείς φορτίσεις σε τμήμα του ανοίγματος του στοιχείου

Η επιλογή για την ενσωμάτωση στο ΡΑΦ τραπεζοειδών φορτίσεων σε τμήμα του στοιχείου έγινε διότι από αυτές μπορούν να προκύψουν, ως υποπεριπτώσεις, διάφορες άλλες φορτιστικές καταστάσεις. Επί παραδείγματι, κάθε φόρτιση δοκού που προέρχεται από πλάκες μπορεί να αναλυθεί σε μια σειρά από στοιχειώδεις τραπεζοειδείς φορτίσεις (βλ. σχήμα 5.23). Το ίδιο ισχύει και τις φορτίσεις κατά την διεύθυνση των καθολικών αξόνων, που και αυτές αναλύονται σε φορτίσεις κατά την διεύθυνση των τοπικών αξόνων. Χαρακτηριστική περίπτωση είναι το ίδιο βάρος ενός κεκλιμένου στοιχείου. Επειδή το ίδιο βάρος είναι μια φόρτιση η οποία έχει πάντοτε την διεύθυνση του καθολικού άξονα $-Z$, μπορεί να αναλυθεί σε τρεις συνιστώσες φορτίσεις κατά τους τρεις τοπικούς άξονες του στοιχείου.

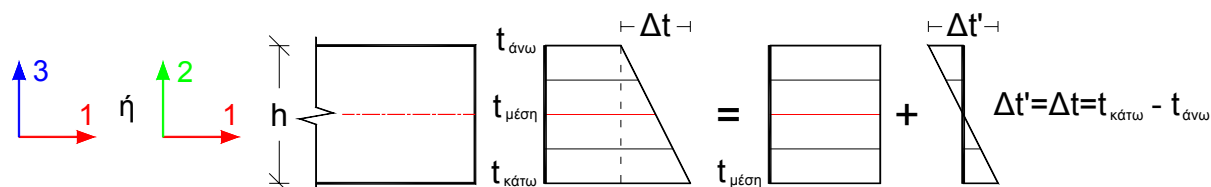
Όλες οι απαιτούμενες αναλύσεις φορτίσεων σε επιμέρους τραπεζοειδείς γίνονται αυτόματα από το ΡΑΦ.

Η μέθοδος με την οποία έχουν σχηματιστεί τα διανύσματα φόρτισης για τις τραπεζοειδείς φορτίσεις είναι η μέθοδος των αρχικών παραμέτρων (βλ. π.χ. [7], [12]), η οποία χρησιμοποιείται και για τον υπολογισμό των μεγεθών έντασης και μετακίνησης σε οποιοδήποτε εσωτερικό σημείο του ανοίγματος ενός στοιχείου.

Υπενθυμίζεται τέλος, ότι το εύρος μίας τραπεζοειδούς φόρτισης στα στοιχεία του ΡΑΦ δεν περιορίζεται μόνον εντός του εσωτερικού τμήματος τους, αλλά μπορεί να εκτείνεται εντός και πέραν των αξονικών στερεών βραχιόνων (βλ. σχήμα 5.6 στην παράγραφο 5.3).

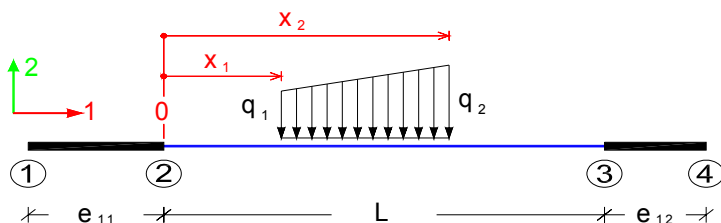


Σχήμα 5.20 Τραπεζοειδείς φορτίσεις σε τμήμα του στοιχείου κατά την διεύθυνση των τοπικών ή καθολικών αξόνων.



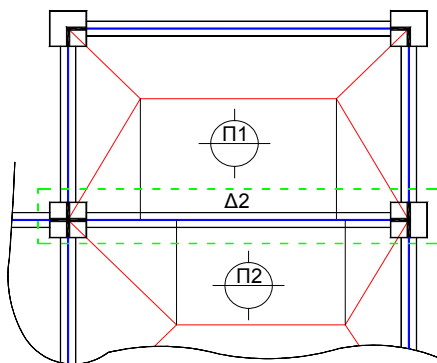
Σχήμα 5.21 Γραμμική θερμοκρασιακή μεταβολή μεταξύ των ακραίων ινών των διατομών ενός στοιχείου εντός του τοπικού επιπέδου 1-3 ή του τοπικού επιπέδου 1-2.

Στο σχήμα 5.22 παρουσιάζονται οι παράμετροι με τις οποίες περιγράφεται μία τραπεζοειδής φόρτιση στο στοιχείο του ΡΑΦ όταν η φόρτιση του βρίσκεται εντός του τοπικού επιπέδου 1-2 (ανάλογες είναι και οι παράμετροι για φορτίσεις εντός των άλλων τοπικών ή των καθολικών επιπέδων).



Σχήμα 5.22 Παράμετροι περιγραφής τραπεζοειδούς φόρτισης για φόρτιση του στοιχείου εντός του επιπέδου 1-2.

Όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα, οι παράμετροι x_1 , x_2 οι οποίες καθορίζουν το εύρος και την θέση της τραπεζοειδούς φόρτισης μετρώνται με σημείο αναφοράς τον εσωτερικό κόμβο 2 του στοιχείου, και μπορούν να λάβουν είτε θετικές είτε αρνητικές τιμές. Τα όρια της φόρτισης εκφράζονται και ως ποσοστά του μήκους του ευκάμπτου τμήματος, όπως παρουσιάζεται και στο σχήμα που ακολουθεί:

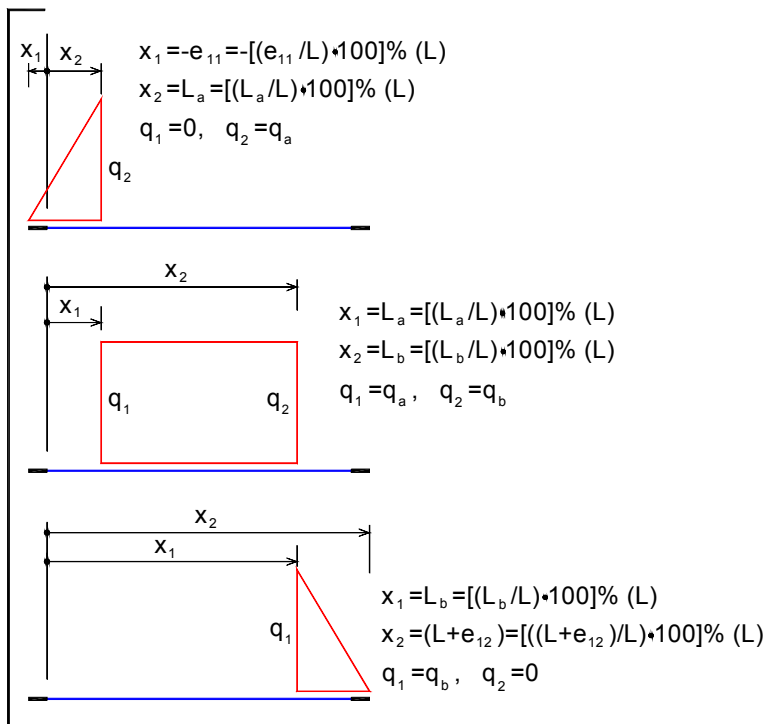
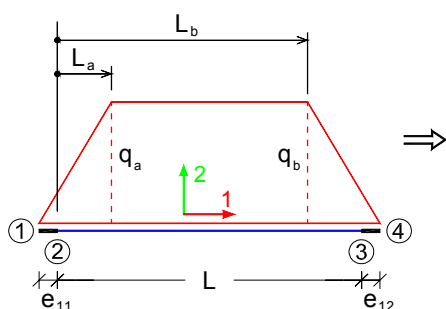


Φορτία δοκού Δ2:

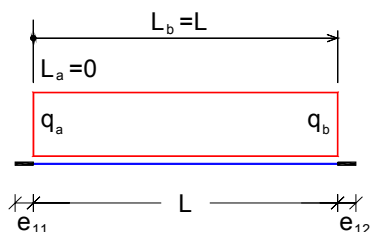
- * Από την πλάκα Π1
- * Από την πλάκα Π2
- * Από τοιχοποιΐα
- * Ίδιο βάρος

Ανάλυση φορτίσης από την πλάκα Π1:

(ανάλογη είναι η ανάλυση για τη φόρτιση από την πλάκα Π2)



Φόρτιση από τοιχοποιΐα:

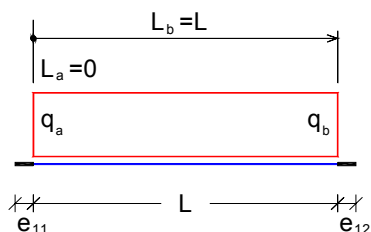


$$x_1 = L_a = 0 = 0\% (L)$$

$$x_2 = L_b = L = 100\% (L)$$

$$q_1 = q_a, q_2 = q_b$$

Φόρτιση λόγω ιδίου βάρους:



$$x_1 = L_a = 0 = 0\% (L)$$

$$x_2 = L_b = L = 100\% (L)$$

$$q_1 = q_a, q_2 = q_b$$

Σημείωση:

Υπενθυμίζεται η επιλογή του ΡΑ.Φ. να μην φορτίζονται οι στερεοί βραχίονες των δοκών κατά την φόρτιση του φορέα λόγω ιδίου βάρους (βλέπε παράγραφο περί στερεών βραχιόνων)

Σχήμα 5.23 Ανάλυση των φορτίσεων μίας τυπικής δοκού σε στοιχειώδεις φορτίσεις του στοιχείου του ΡΑΦ μέσω της ρύθμισης των παραμέτρων του διαθέσιμου διανύσματος τραπεζοειδούς φόρτισης.

Θερμοκρασιακές φορτίσεις

Το ΡΑΦ έχει ενσωματωμένα διανύσματα φόρτισης με τα οποία καλύπτεται η ανομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας μεταξύ των δυο ακραίων ινών της διατομής μίας δοκού (βλ. [13], [14]). Η ανομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας $\Delta t (=t_{\text{κάτω}} - t_{\text{άνω}})$ μεταξύ της άνω και της κάτω ίνας μίας διατομής (Σχήμα 5.21), έχει διπλή επιρροή στην εντασιακή κατάσταση ενός στοιχείου καθώς μπορεί να θεωρηθεί ότι συντίθεται:

- από μία ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή $t_{\text{μέση}}$ η οποία είναι η θερμοκρασία του κεντροβαρικού άξονα (Σχήμα 5.21), και
- από τη θερμοκρασιακή μεταβολή $\Delta t'$ η οποία είναι κατ' απόλυτη τιμή ίση με την Δt (Σχήμα 5.21) αλλά διατηρεί τον κεντροβαρικό άξονα, χωρίς θερμοκρασιακή μεταβολή.

Η σταθερή θερμοκρασιακή μεταβολή $t_{\text{μέση}}$ προκαλεί ομοιόμορφη αξονική μήκυνση ή βράχυνση. Όταν η παραμόρφωση αυτή εμποδίζεται εμφανίζονται αξονικές δυνάμεις στα άκρα του στοιχείου.

Η ανομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή $\Delta t' = \Delta t$ προκαλεί καμπύλωση στην περίπτωση βέβαια κατά την οποία τα άκρα του στοιχείου έχουν τη δυνατότητα στροφής, όπως συμβαίνει στην περίπτωση του ραβδωτού στοιχείου του ΡΑΦ εφόσον τοποθετηθούν σε αυτό στροφικά ελατήρια στους εσωτερικούς κόμβους 2 και 3. Ανεξαρτήτως πάντως της ύπαρξης ή μη στροφικών ελατηρίων, η ανομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή προκαλεί την εμφάνιση καμπτικών ροπών.

Η σύνθετη αυτή θερμοκρασιακή φόρτιση που περιγράφηκε παραπάνω, καλύπτεται από το ΡΑΦ με διανύσματα φόρτισης για ομοιόμορφη και γραμμικώς μεταβαλλόμενη θερμοκρασιακή φόρτιση τόσο εντός του τοπικού επιπέδου 1-2 όσο και εντός του τοπικού επιπέδου 1-3 των στοιχείων. Τα διανύσματα αυτά έχουν σχηματιστεί με βάση τις ακριβείς λύσεις των διαφορικών εξισώσεων που περιγράφουν συμπεριφορά σε κάμψη (σχέσεις (5.2α), (5.2β)) και διάταση/βράχυνση των στοιχείων Timoshenko.

Θα πρέπει να τονιστεί ότι στην περίπτωση ανομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής (η οποία είναι ένας καταναγκασμός) ισχύουν οι ίδιες διαφορικές εξισώσεις οι οποίες ισχύουν και για την περίπτωση κάμψης από εγκάρσια ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου φορτία, ωστόσο υφίσταται διαφοροποίηση στη σχέση από την οποία υπολογίζονται οι ροπές κάμψης:

Φόρτιση από εγκάρσια εξωτερικά φορτία: $M(x) = EI \cdot (d\psi/dx)$

Ανομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή: $M(x) = EI \cdot [(d\psi/dx) + (\alpha \cdot \Delta t/h)]$

α = συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας του υλικού του στοιχείου

h = το ύψος της διατομής κατά την διεύθυνση στην οποία υφίσταται η θερμοκρασιακή μεταβολή

Στην περίπτωση της ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής, η σχέση από την οποία υπολογίζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις στα άκρα ενός στοιχείου είναι:

$$N = EA \cdot \alpha \cdot t$$

Η θερμοκρασιακή μεταβολή Δt θεωρείται θετική όταν η θερμοκρασία αυξάνεται κατά την θετική διεύθυνση του τοπικού άξονα ως προς τον οποίο υφίσταται.

Επισημαίνεται τέλος ότι οι κόμβοι μπορούν να θεωρηθούν στα πλαίσια των σύνηθων πρακτικών εφαρμογών και θερμοκρασιακώς ατενείς και άκαμπτοι. Η παραδοχή αυτή υιοθετείται και από το ΡΑΦ. Έτσι οι απολύτως στερεοί βραχίονες ενός στοιχείου όταν αυτό καταπονείται από θερμοκρασιακή φόρτιση, θεωρείται ότι δεν συμβάλλουν καθόλου στη μεταβολή της παραμορφωσιακής του κατάστασης. Επειδή όμως η απουσία παραμορφώσεων δεν συνεπάγεται

και την απουσία ανάπτυξης δυνάμεων στο σώμα των κόμβων, γίνεται επιπλέον η παραδοχή της αμελητέας συνεισφοράς των δυνάμεων αυτών στην εντασιακή κατάσταση όλου του στοιχείου. Με βάση τις παραπάνω παραδοχές, η σχέση με την οποία λαμβάνεται υπόψη η ενδεχόμενη ύπαρξη στερεών βραχιόνων στα διανύσματα φόρτισης που αντιστοιχούν σε θερμοκρασιακές φορτίσεις, είναι η (5.22) η οποία ισχύει για αφόρτιστους βραχίονες.

5.9 Μετεπεξεργασία των αποτελεσμάτων – Πρόσχημα των μεγεθών έντασης

Γενικά

Η μετεπεξεργασία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης ενός κτιριακού φορέα με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων συνίσταται:

- στην μετατροπή των μετακινήσεων που αναφέρονται στο καθολικό σύστημα αναφοράς, σε μετακινήσεις που αναφέρονται στο τοπικό σύστημα αναφοράς του κάθε στοιχείου,
- στον υπολογισμό των μεγεθών έντασης στα άκρα του κάθε στοιχείου που θα πρέπει να αναφέρονται στο τοπικό σύστημα αναφοράς, και
- στον υπολογισμό των μεγεθών έντασης και μετακίνησης σε οποιοδήποτε σημείο εντός του κάθε στοιχείου. Έτσι είναι δυνατός ο σχεδιασμός των παραμορφωμένων μορφών του φορέα, αλλά και ο σχεδιασμός των διαγραμμάτων των μεγεθών έντασης. Επιπλέον, η γνώση των μεγεθών έντασης σε συγκεκριμένα σημεία του εσωτερικού τμήματος του κάθε στοιχείου, είναι επιβεβλημένη προκειμένου να είναι δυνατή η εκτέλεση των διαφόρων ελέγχων που επιβάλλουν οι κανονισμοί.

Τα δυο πρώτα στάδια αποτελούν γενικά τμήματα της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων (βλ. παράγραφο 3.1). Το τρίτο όμως στάδιο εκτελείται ξεχωριστά για κάθε πεπερασμένο στοιχείο, και αποτελεί αντικείμενο της παρούσας παραγράφου. Το στάδιο αυτό ξεκινά με δεδομένα τα μεγέθη έντασης και μετακίνησης στους κόμβους του κάθε στοιχείου στο τοπικό του σύστημα. Προσφορότερη μέθοδος για τον υπολογισμό των μεγεθών έντασης και μετακίνησης σε οποιοδήποτε εσωτερικό σημείο, είναι η μέθοδος των αρχικών παραμέτρων (βλ. π.χ. [12]).

Σύμφωνα με την συγκεκριμένη μέθοδο, ο υπολογισμός οποιουδήποτε μεγέθους έντασης ή μετακίνησης σε συγκεκριμένο σημείο στο εσωτερικό ενός στοιχείου, πραγματοποιείται συναρτήσας των αντίστοιχων μεγεθών στον έναν από τους δύο κόμβους του (αρχικές παράμετροι), και του μητρώου μεταφοράς (βλ. σχήμα 5.24). Η μέθοδος εκφράζεται σε μαθηματικό επίπεδο με την εξής μητρώϊκη σχέση:

$$\mathbf{y} = \mathbf{F} \cdot \mathbf{y}_0 + \mathbf{y}_p \quad (5.24)$$

όπου:

$$\mathbf{y} = \underline{\mathbf{y}}(\mathbf{x}) = \{u_1(x) \ u_2(x) \ u_3(x) \ \varphi_1(x) \ \varphi_2(x) \ \varphi_3(x) | N(x) \ V_2(x) \ V_3(x) \ M_1(x) \ M_2(x) \ M_3(x)\} \quad (5.25)$$

είναι το διάνυσμα των μεγεθών έντασης και μετακίνησης σε τυχόν σημείο στο εσωτερικό του στοιχείου,

$$\mathbf{F} = \underline{\mathbf{F}}(\mathbf{x}) = [\mathbf{f}_{ij}(\mathbf{x})] \quad i, j = 1-12 \quad (5.26)$$

είναι το μητρώο μεταφοράς (βλ. [7], [12], [30]) οι όροι του οποίου είναι συναρτήσεις της μεταβλητής x η οποία είναι η απόσταση από το σημείο αναφοράς του σημείου όπου ζητούνται τα

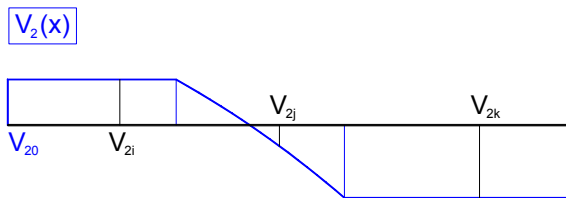
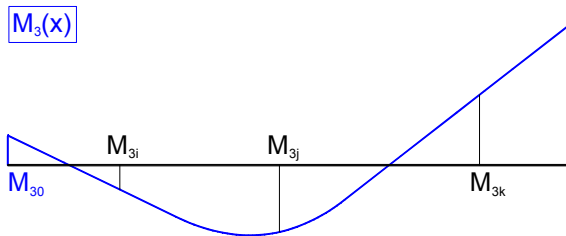
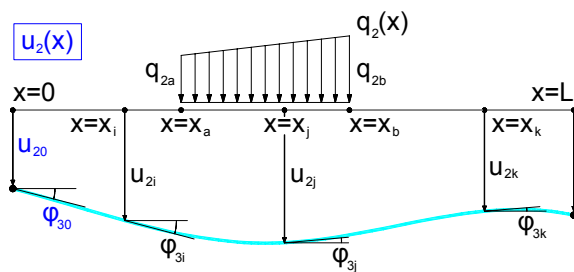
μεγέθη έντασης και μετακίνησης, και εξαρτώνται από την μορφή των συναρτήσεων που συνθέτουν τις λύσεις των διαφορικών εξισώσεων που διέπουν την παραμόρφωση του στοιχείου (βλέπε π.χ. σχέσεις 5.3 και πίνακα 5.1),

$$\mathbf{y}_0 = \{u_{10} \ u_{20} \ u_{30} \ \varphi_{10} \ \varphi_{20} \ \varphi_{30} | N_0 \ V_{20} \ V_{30} \ M_{10} \ M_{20} \ M_{30}\} \quad (5.27)$$

είναι το διάνυσμα των αρχικών παραμέτρων, δηλαδή των τιμών των μεγεθών έντασης και παραμόρφωσης στο σημείο αναφοράς (ο δεύτερος δείκτης – ο δείκτης 0 ο οποίος μπαίνει στα μεγέθη της παραπάνω σχέσης – στην περίπτωση του ραβδωτού στοιχείου του ΡΑΦ λαμβάνει τιμή 2 ή 3, διότι οι αριθμοί αυτοί είναι οι αριθμοί των κόμβων των εσωτερικών κόμβων του στοιχείου (βλ. σχήμα 5.1), και

$$\mathbf{y}_p = \{u_{1,p}(x) \ u_{2,p}(x) \ u_{3,p}(x) \ \varphi_{1,p}(x) \ \varphi_{2,p}(x) \ \varphi_{3,p}(x) | N_{p,p}(x) \ V_{2,p}(x) \ V_{3,p}(x) \ M_{1,p}(x) \ M_{2,p}(x) \ M_{3,p}(x)\} \quad (5.28)$$

είναι το διάνυσμα που εκφράζει την επιρροή του εξωτερικού φορτίου του στοιχείου, και επομένως εξαρτάται από την μορφή του φορτίου αυτού.



Μητρώο μεταφοράς

$$\mathbf{F} = \begin{bmatrix} F_{11}(x) & F_{12}(x) & F_{13}(x) & F_{14}(x) \\ F_{21}(x) & F_{22}(x) & F_{23}(x) & F_{24}(x) \\ F_{31}(x) & F_{32}(x) & F_{33}(x) & F_{34}(x) \\ F_{41}(x) & F_{42}(x) & F_{43}(x) & F_{44}(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_{21}(x) & u_{22}(x) & u_{23}(x) & u_{24}(x) \\ \varphi_{31}(x) & \varphi_{32}(x) & \varphi_{33}(x) & \varphi_{34}(x) \\ M_{31}(x) & M_{32}(x) & M_{33}(x) & M_{34}(x) \\ V_{21}(x) & V_{22}(x) & V_{23}(x) & V_{24}(x) \end{bmatrix}$$

$$x = x_i < x_a$$

$$u_{2i} = u_{20} \cdot u_{21}(x_i) + \varphi_{30} \cdot u_{22}(x_i) + M_{30} \cdot u_{23}(x_i) + V_{20} \cdot u_{24}(x_i)$$

$$\varphi_{3i} = u_{20} \cdot \varphi_{31}(x_i) + \varphi_{30} \cdot \varphi_{32}(x_i) + M_{30} \cdot \varphi_{33}(x_i) + V_{20} \cdot \varphi_{34}(x_i)$$

$$M_{3i} = u_{20} \cdot M_{31}(x_i) + \varphi_{30} \cdot M_{32}(x_i) + M_{30} \cdot M_{33}(x_i) + V_{20} \cdot M_{34}(x_i)$$

$$V_{2i} = u_{20} \cdot V_{21}(x_i) + \varphi_{30} \cdot V_{22}(x_i) + M_{30} \cdot V_{23}(x_i) + V_{20} \cdot V_{24}(x_i)$$

$$x = x_a < x_j < x_b$$

$$u_{2j} = u_{20} \cdot u_{21}(x_j) + \varphi_{30} \cdot u_{22}(x_j) + M_{30} \cdot u_{23}(x_j) + V_{20} \cdot u_{24}(x_j) - I_{u2}(x_j)$$

$$\varphi_{3j} = u_{20} \cdot \varphi_{31}(x_j) + \varphi_{30} \cdot \varphi_{32}(x_j) + M_{30} \cdot \varphi_{33}(x_j) + V_{20} \cdot \varphi_{34}(x_j) - I_{\varphi3}(x_j)$$

$$M_{3j} = u_{20} \cdot M_{31}(x_j) + \varphi_{30} \cdot M_{32}(x_j) + M_{30} \cdot M_{33}(x_j) + V_{20} \cdot M_{34}(x_j) - I_{M3}(x_j)$$

$$V_{2j} = u_{20} \cdot V_{21}(x_j) + \varphi_{30} \cdot V_{22}(x_j) + M_{30} \cdot V_{23}(x_j) + V_{20} \cdot V_{24}(x_j) - I_{V2}(x_j)$$

$$x = x_k > x_b$$

$$u_{2k} = u_{20} \cdot u_{21}(x_k) + \varphi_{30} \cdot u_{22}(x_k) + M_{30} \cdot u_{23}(x_k) + V_{20} \cdot u_{24}(x_k) - I_{u2}(x_b)$$

$$\varphi_{3k} = u_{20} \cdot \varphi_{31}(x_k) + \varphi_{30} \cdot \varphi_{32}(x_k) + M_{30} \cdot \varphi_{33}(x_k) + V_{20} \cdot \varphi_{34}(x_k) - I_{\varphi3}(x_b)$$

$$M_{3k} = u_{20} \cdot M_{31}(x_k) + \varphi_{30} \cdot M_{32}(x_k) + M_{30} \cdot M_{33}(x_k) + V_{20} \cdot M_{34}(x_k) - I_{M3}(x_b)$$

$$V_{2k} = u_{20} \cdot V_{21}(x_k) + \varphi_{30} \cdot V_{22}(x_k) + M_{30} \cdot V_{23}(x_k) + V_{20} \cdot V_{24}(x_k) - I_{V2}(x_b)$$

$$\begin{aligned}
 \mathbf{y}_P &= \{u_{2,P}(x) \quad \varphi_{3,P}(x) \mid M_{3,P}(x) \quad V_{2,P}(x)\} = \{I_{u2}(x) \quad I_{\varphi3}(x) \quad I_{M3}(x) \quad I_{V2}(x)\} \\
 I_{u2}(x_j) &= \int_{x_a}^{x_j} q_2(x) \cdot u_{24}(x - \xi) d\xi & I_{u2}(x_b) &= \int_{x_a}^{x_b} q_2(x) \cdot u_{24}(x - \xi) d\xi \\
 I_{\varphi3}(x_j) &= \int_{x_a}^{x_j} q_2(x) \cdot \varphi_{34}(x - \xi) d\xi & I_{\varphi3}(x_b) &= \int_{x_a}^{x_b} q_2(x) \cdot \varphi_{34}(x - \xi) d\xi \\
 I_{M3}(x_j) &= \int_{x_a}^{x_j} q_2(x) \cdot M_{34}(x - \xi) d\xi & I_{M3}(x_b) &= \int_{x_a}^{x_b} q_2(x) \cdot M_{34}(x - \xi) d\xi \\
 I_{V2}(x_j) &= \int_{x_a}^{x_j} q_2(x) \cdot V_{24}(x - \xi) d\xi & I_{V2}(x_b) &= \int_{x_a}^{x_b} q_2(x) \cdot V_{24}(x - \xi) d\xi
 \end{aligned}
 \quad q_2(x) = q_{2a} + \left(\frac{q_{2b} - q_{2a}}{x_b - x_a} \right) \cdot (x - x_a)$$

Σχήμα 5.24 Σκεπτικό και εφαρμογή της μεθόδου των αρχικών παραμέτρων σε ένα απλό επίπεδο πρόβλημα δοκού καμπτόμενης στο τοπικό επίπεδο 1-2.

Εφαρμογή από το ΡΑΦ

Ως πρόγραμμα ανάλυσης ραβδωτών φορέων στο χώρο, το ΡΑΦ εξάγει στα αποτελέσματα του τα έξι μεγέθη μετακίνησης και τα έξι μεγέθη έντασης που αναπτύσσονται στις διατομές ραβδωτών στοιχείων. Τα μεγέθη αυτά υπολογίζονται τόσο για τους τέσσερις κόμβους του κάθε στοιχείου, όσο και για έναν αριθμό ισαπέχοντων σημείων εντός του εσωτερικού τμήματος του στοιχείου το οποίο οριοθετείται από τους κόμβους 2 και 3 (βλ. σχήμα 5.1). Ο αριθμός των σημείων αυτών είναι σταθερός.

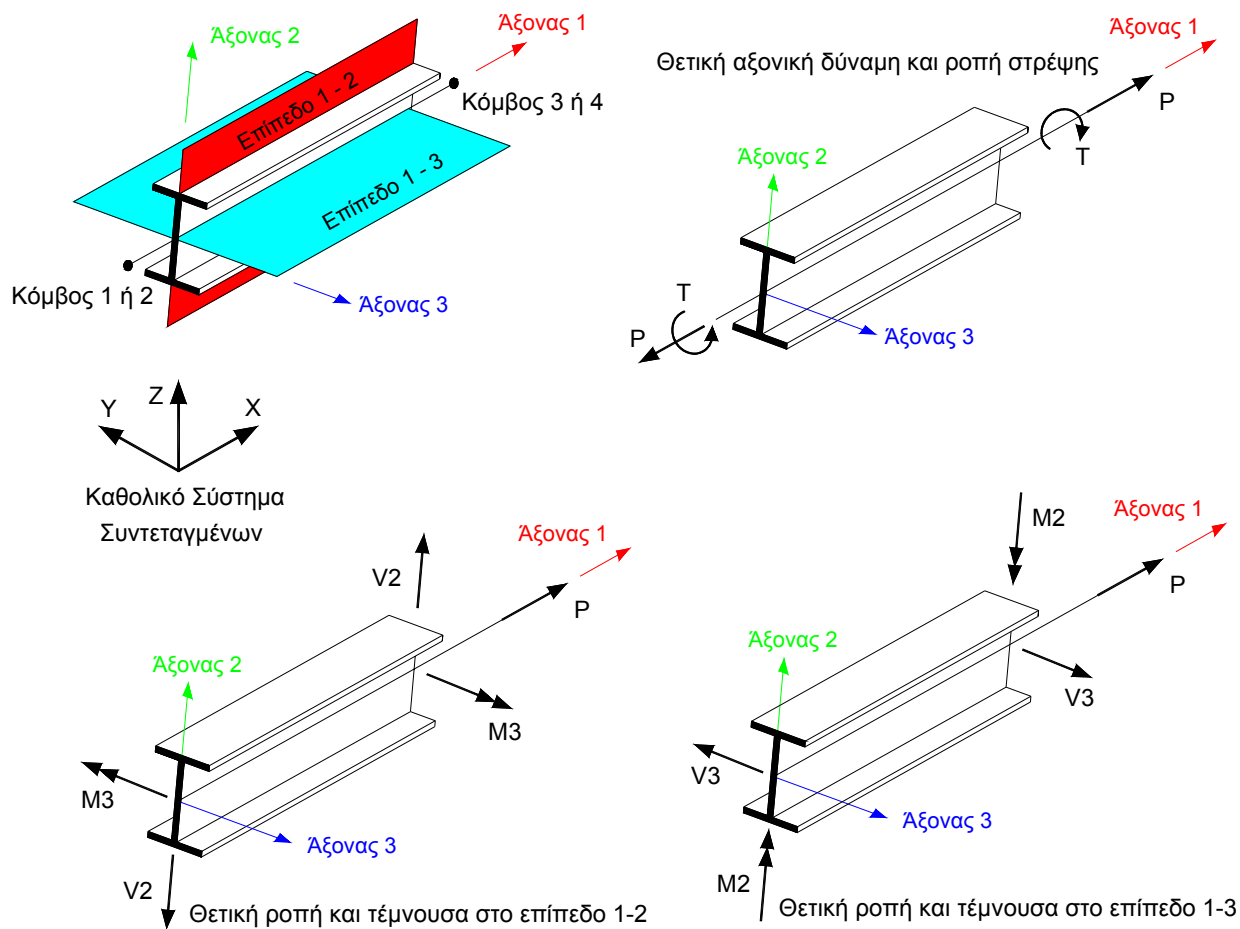
Για τον υπολογισμό των μεγεθών έντασης και μετακίνησης σε σημεία εντός του εσωτερικού/εύκαμπτου τμήματος του στοιχείου, το ΡΑΦ κάνει εφαρμογή της μεθόδου των αρχικών παραμέτρων. Για το σκοπό αυτό έχει ενσωματωμένο το μητρώο μεταφοράς ελαστικώς εδραζόμενης δοκού Timoshenko το οποίο είναι διαθέσιμο στη βιβλιογραφία (βλ. π.χ. [30]). Όπως και στην περίπτωση των μητρώων δυσκαμψίας και φόρτισης, έτσι και στην περίπτωση του μητρώου μεταφοράς, υπάρχει η δυνατότητα από την γενική του διατύπωση να προκύψουν ειδικότερες διατυπώσεις που αφορούν δοκούς Timoshenko μη εδραζόμενες, ή δοκούς Euler ελαστικώς εδραζόμενες ή όχι.

Το ΡΑΦ έχει ενσωματωμένα και όλα τα διανύσματα επιρροής εξωτερικής φόρτισης (διανύσματα $\mathbf{y}_P$ της σχέσης (5.28)) τα οποία καλύπτουν πλήρως τα αντίστοιχα διανύσματα φόρτισης.

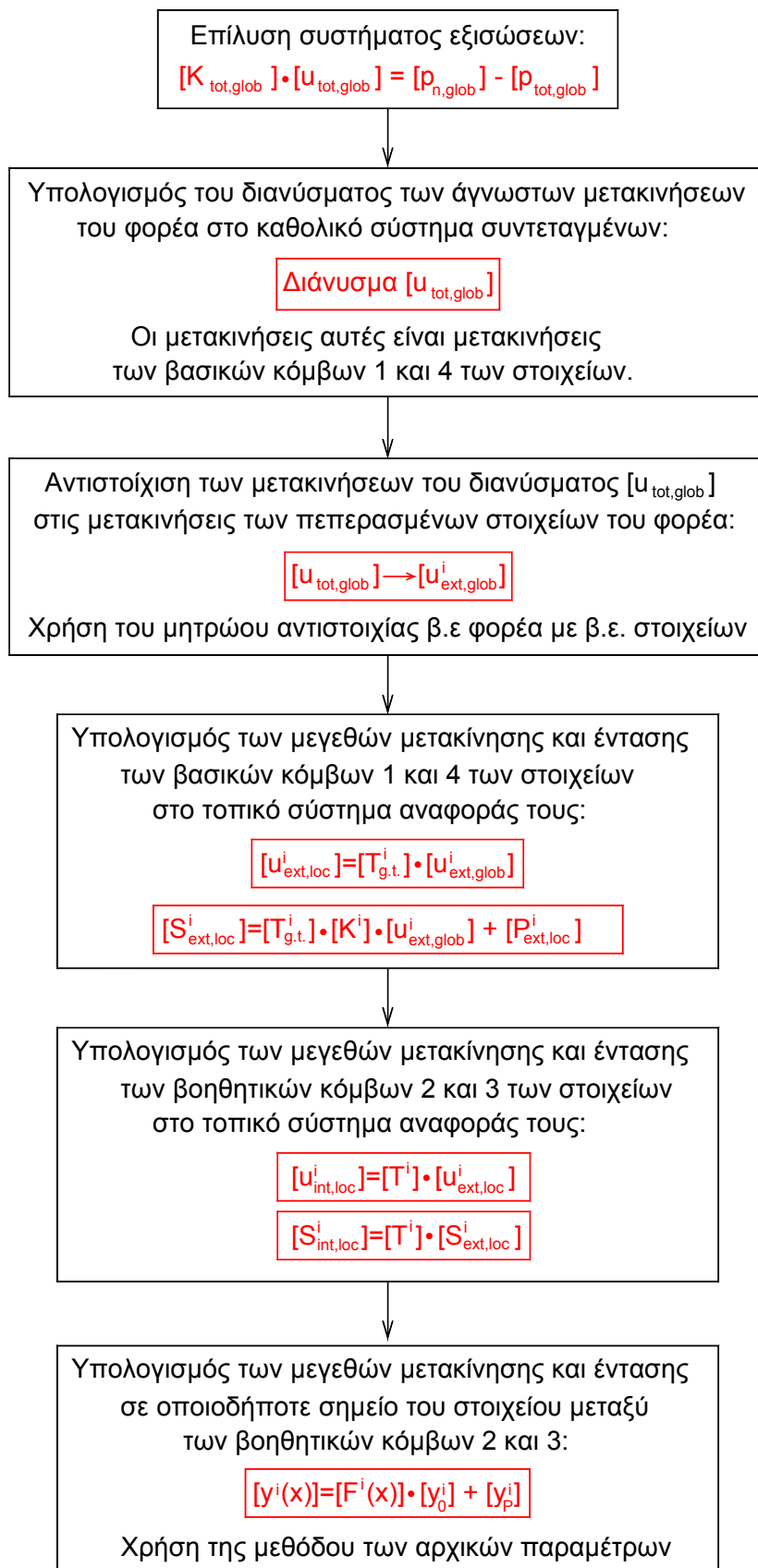
Πριν από την εφαρμογή της μεθόδου των αρχικών παραμέτρων γίνεται μία προεργασία, λόγω του γεγονότος ότι από την επίλυση του συστήματος των εξισώσεων της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν τα μεγέθη μετακίνησης στους βασικούς κόμβους 1, 4 τα οποία όμως λόγω της μορφής του ραβδωτού στοιχείου του ΡΑΦ δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως αρχικές παράμετροι για την εφαρμογή της μεθόδου. Ως αρχικές παράμετροι θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν τα μεγέθη έντασης και μετακίνησης στους εσωτερικούς κόμβους 2, 3 οι οποίοι και οριοθετούν το εύκαμπτο τμήμα του στοιχείου εντός του οποίου μπορεί να έχει εφαρμογή η μέθοδος. Για τον σκοπό αυτό ακολουθείται το διάγραμμα ροής μετεπεξεργασίας αποτελεσμάτων το οποίο δίνεται στο σχήμα 5.26.

Πρόσημα των μεγεθών έντασης

Οι φορές των συμβατικώς θετικών μεγεθών έντασης δίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 5.25 Σύμβαση θετικών προσήμων των μεγεθών έντασης στο ΡΑΦ.



Σχήμα 5.26 Διάγραμμα ροής μετεπεξεργασίας αποτελεσμάτων της ανάλυσης κτιριακού φορέα με το ΡΑΦ.

6. Ιδιότητες δομικών στοιχείων – Βιβλιοθήκη διατομών

6.1 Γενικά

Το ραβδόμορφο στοιχείο του ΡΑΦ το οποίο παρουσιάστηκε αναλυτικά στο προηγούμενο κεφάλαιο, χρησιμοποιείται για την προσομοίωση όλων των μελών ενός κτιρίου εκτός των πεδίων και των πλακών. Έτσι κάθε δομικό στοιχείο που εισάγεται στο πρόγραμμα χαρακτηρίζεται από τις παραμέτρους του συγκεκριμένου πεπερασμένου στοιχείου (μήκος εύκαμπτου τμήματος, μήκη στερεών βραχιόνων, γωνία τοπικού συστήματος, ελαστική ή όχι έδραση, ύπαρξη ή όχι ημιάκαμπτων συνδέσεων, θεώρηση ή όχι διατμητικών παραμορφώσεων, μορφή εξωτερικής φόρτισης). Πέραν όμως των παραμέτρων αυτών χαρακτηρίζεται από το υλικό του, τη μορφή της διατομής του, τις διαστάσεις και την διάταξη όπλισης της, καθώς τέλος και από κάποιες άλλες παραμέτρους οι οποίες εξαρτώνται από τον τύπο του (δηλ. αν είναι δοκός, υποστυλώμα ή τοίχωμα).

Γενικά ο πυρήνας επίλυσης του ΡΑΦ έχει τη δυνατότητα να δεχθεί για ανάλυση κτιριακούς φορείς που συντίθενται από δομικά στοιχεία με συμπαγείς διατομές οποιασδήποτε μορφής. Ωστόσο η διασύνδεση του με το ΟΣΚ το οποίο είναι η υπομονάδα ελέγχου δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος, οδήγησε στην δημιουργία μίας βάσης δεδομένων (βιβλιοθήκη διατομών) αποτελούμενης από διατομές συγκεκριμένων μορφών. Έτσι ο χρήστης έχει την δυνατότητα να επιλέξει την μορφή της διατομής που αυτός επιθυμεί με τις διαστάσεις της, είτε να επιλέξει απλώς τη μορφή της και να δώσει τις διαστάσεις της επιλογής του. Επιπλέον, οι διατομές της βιβλιοθήκης είναι εφοδιασμένες με τρεις συγκεκριμένες διατάξεις όπλισης (ελαφρά διάταξη → ελάχιστα κανονισμού, μέση διάταξη, βαριά διάταξη → μέγιστα κανονισμού). Υπάρχει όμως η δυνατότητα ορισμού από το χρήστη οποιασδήποτε άλλης μορφής διάταξης όπλισης επιθυμεί για κάποια συγκεκριμένη διατομή, και αποθήκευση της στις ήδη υπάρχουσες διατάξεις της διατομής αυτής. Οι παράμετροι που περιγράφουν ένα δομικό στοιχείο στο ΡΑΦ είναι:

- Τύπος
- Υλικό
- Γεωμετρία
- Τοπολογία
- Διατομή
- Λοιπά στοιχεία

6.2 Τύποι δομικών στοιχείων

Το ΡΑΦ έχει ενσωματωμένους συγκεκριμένους τύπους δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος τους οποίους μπορεί να επιλέξει ο χρήστης και τοποθετώντας τους να μορφώσει το υπολογιστικό προσομοίωμα του προς επίλυση κτιρίου. Οι διαθέσιμοι τύποι δομικών στοιχείων διαχωρίζονται στις παρακάτω γενικές κατηγορίες:

- *Κατακόρυφα δομικά στοιχεία*
 - Υποστυλώματα
 - Τοιχώματα (απλά και σύνθετα)
- *Οριζόντια δομικά στοιχεία*
 - Δοκοί ανωδομής

- Συνδετήριες δοκοί
- Πεδιλοδοκοί
- Τοιχώματα υπογείου
- Τοιχώματα υπογείου με πέδιλο

➤ Πέδιλα

➤ Πλάκες

Η συγκεκριμένη κατηγοριοποίηση έγινε προκειμένου να διαχωριστούν τα δομικά στοιχεία με βάση:

- (α) Τον γενικό τους τύπο: Ραβδωτά στοιχεία (υποστυλώματα, δοκοί → Λειτουργία μονοδιάστατου στοιχείου στο χώρο), επιφανειακά στοιχεία (απλά τοιχώματα → λειτουργία δίσκου, πλάκες), σύνθετα τοιχώματα (Πυρήνες → λειτουργία στοιχείων με λεπτότοιχη διατομή¹), στοιχεία όγκου (πέδιλα), και στοιχεία με σύνθετη λειτουργία πλάκας και δίσκου (τοιχώματα υπογείου).
- (β) Τις μορφές των διατομών τους: Οι δοκοί ανωδομής έχουν διαθέσιμες και διατομές πλακοδοκών που δεν έχουν τα άλλα οριζόντια και κατακόρυφα δομικά στοιχεία.
- (γ) Τις διατάξεις όπλισης: Τα τοιχώματα έχουν διαφορετικές διατάξεις όπλισης από τα υποστυλώματα, όπως γενικά διαφορετικές είναι οι διατάξεις όπλισεις μεταξύ των οριζοντίων και των κατακόρυφων δομικών στοιχείων. Επιπλέον διαφορετικές είναι οι λεπτομέρειες όπλισης δοκών ανωδομής και πεδιλοδοκών. Τέλος τα τοιχώματα υπογείου και τα τοιχώματα υπογείου με πέδιλο διαφέρουν τελειώς σε διάταξη όπλισης από όλα τα υπόλοιπα οριζόντια στοιχεία, καθώς έχουν λειτουργία επιφανειακών και όχι ραβδωτών στοιχείων.
- (δ) Τις τεχνικές προσομοίωσης: Τα διαθέσιμα δομικά στοιχεία στο ΡΑΦ, συνοδεύονται και από διαφορετικές τεχνικές προσομοίωσης. Έτσι οι πεδιλοδοκοί και οι συνδετήριες δοκοί είναι συνδεδεμένες με την ελαστική έδραση, και επομένως θα πρέπει να συνοδεύονται από δεδομένα που χαρακτηρίζουν το έδαφος θεμελίωσης. Τα τοιχώματα διακρίνονται σε απλά τοιχώματα και σύνθετα τοιχώματα και απαιτούν ειδική προσομοίωση (βλ. Παράγραφο 8.3.). Τα τοιχώματα υπογείου απαιτούν επίσης ειδική προσομοίωση για να αποδωθεί η σύνθετη λειτουργία τους όπως θα παρουσιαστεί στην παράγραφο 8.6.4.
- (ε) Έλεγχοι και απαιτήσεις κανονισμών: Κάθε τύπος δομικού απαιτεί και διαφορετικούς ελέγχους με βάση τις διατάξεις των ισχύοντων κανονισμών. Έτσι η κατηγοριοποίηση των δομικών στοιχείων έγινε και με βάση την διάκριση των δομικών στοιχείων στα πλαίσια των κανονισμών.
- (ζ) Διαδικασία εισαγωγής στο προσομοίωμα του κτιρίου: Τα οριζόντια δομικά στοιχεία εισάγονται στο προσομοίωμα με διαφορετικό τρόπο απ' ό,τι τα κατακόρυφα.

Τα πέδιλα και οι πλάκες αποτελούν τελειώς διαφορετικές κατηγορίες δομικών στοιχείων με διαφορετικό τρόπο προσομοίωσης, και διαφορετικό τρόπο ελέγχου αντοχής. Για την προσομοίωση τους θα γίνει εκτενής αναφορά στην Παράγραφο 8.6.2.

Κλείνοντας θα πρέπει να σημειωθεί ότι στη βιβλιοθήκη του ΡΑΦ είναι διαθέσιμα και δομικά στοιχεία χάλυβα. Τα δομικά στοιχεία από χάλυβα μπορούν να εισαχθούν στο υπολογιστικό

¹ Παρά το γεγονός ότι το ΡΑΦ δεν έχει ενσωματωμένα μητρώα δυσκαμψίας για στοιχεία που η μηχανική τους συμπεριφορά περιγράφεται από την θεωρία λεπτότοιχων διατομών, ωστόσο η προσομοίωση των πυρήνων επιτυγχάνεται με την χρήση του ενσωματωμένου στοιχείου και με τη βοήθεια του μοντέλου του ισοδυνάμου πλαισίου, όπως θα παρουσιαστεί αναλυτικά στην παράγραφο 8.3. Έτσι η βιβλιοθήκη των δομικών στοιχείων έχει και συγκεκριμένες μορφές διατομών πυρήνων οι οποίες προσομοιώνονται αυτόματα.

προσομοίωμα και να συμμετέχουν στην ανάλυση του δομικού συμπλέγματος. Ωστόσο δεν μπορούν να ελεγχθούν όσον αφορά την αντοχή τους. Επιπλέον είναι διαθέσιμο και στοιχείο *πλασματικής διατομής*, το οποίο είναι ένα πρακτικώς απαραμόρφωτο (στερεό) στοιχείο το οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί από τον χρήστη για την κάλυψη συγκεκριμένων αναγκών προσομοίωσης όπως π.χ. η δημιουργία διατομών πυρήνων εξαιρετικά σύνθετης μορφής (οι οποίοι δεν καλύπτονται από την αυτόματη μόρφωση προσομοιώματος πυρήνων που θα παρουσιαστεί στην παράγραφο 8.3.4.) από ορθογωνικές διατομές. Το στοιχείο αυτό δεν έχει αδρανειακές παραμέτρους (βάρος, μάζα) καθώς είναι ένα πλασματικό στοιχείο που συμμετέχει μόνον στην μόρφωση του υπολογιστικού προσομοιώματος.

6.3 Υλικά

Τα υλικά από τα οποία κατασκευάζονται και οπλίζονται τα δομικά στοιχεία, χαρακτηρίζονται από παραμέτρους που αφορούν:

- (α) την ανάλυση του δομικού συμπλέγματος, και
- (β) τους ελέγχους αντοχής.

Η οργάνωση της βιβλιοθήκης των υλικών του ΡΑΦ γίνεται με βάση την τυποποιημένη ονομασία τους (κατηγορίες σκυροδέματος, χάλυβες όπλισης), αλλά υπάρχει η δυνατότητα προσθήκης οποιουδήποτε άλλου υλικού είναι επιθυμητό.

(α) Παράμετροι υλικών για την ανάλυση

Οι παράμετροι των υλικών οι οποίες είναι απαραίτητες για την ανάλυση (σχηματισμός μητρώων δυσκαμψίας, φόρτισης και μάζας) είναι:

- Το μέτρο ελαστικότητας E (kN/m^2).
- Το μέτρο διάτμησης G (kN/m^2), το οποίο συνδέεται με το μέτρο ελαστικότητας μέσω της σχέσης $G=E/[2\cdot(1+\nu)]$ και χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των όρων των μητρώων δυσκαμψίας που αντιστοιχούν στην δυστρεψία του στοιχείου, αλλά και για να ληφθούν υπόψη οι διατμητικές παραμορφώσεις όταν αυτό είναι επιθυμητό.
- Ο λογος Poisson ν , ο οποίος για το σκυρόδεμα λαμβάνεται ίσος με 0.2.
- Ο συντελεστής θερμικής διαστολής α ($1/^\circ\text{C}$), που χρησιμοποιείται για την μόρφωση των διανυσμάτων φόρτισης που αντιστοιχούν σε θερμοκρασιακές φορτίσεις.
- Το ειδικό βάρος w (kN/m^3), που αποδίδει το βάρος του υλικού στην μονάδα του όγκου (για το σκυρόδεμα π.χ. προτείνεται 25kN/m^3).
- Η μάζα ανά μονάδα όγκου m (t/m^3), χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της μάζας των δομικών στοιχείων και κατ' επέκταση της μάζας του κτιρίου, δηλαδή για τον σχηματισμό του μητρώου μάζας.

(β) Παράμετροι υλικών για τους ελέγχους αντοχής

Οι παράμετροι των υλικών που είναι απαραίτητες για τους ελέγχους αντοχής των δομικών στοιχείων, είναι οι παράμετροι με τις οποίες περιγράφονται τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων των υλικών αυτών. Το ΡΑΦ έχει ενσωματωμένες τις μορφές των διαγραμμάτων τάσεων-παραμορφώσεων που προδιαγράφονται από τους κανονισμούς που υποστηρίζει. Ωστόσο ο χρήστης έχει τη δυνατότητα να ορίσει και διαφορετικούς νόμους συμπεριφοράς υλικών.

6.4 Γεωμετρία

Τα δομικά στοιχεία περιγράφονται και από γεωμετρικές παραμέτρους οι οποίες είναι:

- Το μήκος του εύκαμπτου τμήματος τους (Σχήμα 5.1).
- Η ύπαρξη και το μήκος των στερεών βραχιόνων (Σχήμα 5.1).
- Η γωνία α του τοπικού συστήματος ως προς το καθολικό σύστημα αναφοράς (Σχήματα 5.2α, 5.2β).

6.5 Τοπολογία

Πρόκειται για τις παραμέτρους που καθορίζουν τη θέση του δομικού στοιχείου εντός του δομικού συμπλέγματος:

- Στάθμη στην οποία βρίσκεται το στοιχείο (για τα κατακόρυφα στοιχεία η στάθμη αυτή είναι η στάθμη στην οποία βρίσκεται ο κόμβος αρχής του στοιχείου).
- Τα ονόματα των κόμβων που αποτελούν τους κόμβους αρχής και πέρατος του δομικού στοιχείου (πρόκειται για τους βασικούς κόμβους 1, 4 του στοιχείου σύμφωνα με το σχήμα 5.1).

6.6 Δεδομένα διατομών

Η διαχείριση των διατομών στο ΡΑΦ και η οργάνωση της σχετικής βιβλιοθήκης, είναι ένα πολύ σημαντικό κεφάλαιο του προγράμματος και δεν αποτελεί στόχο αναλυτικής παρουσίασης στο παρόν εγχειρίδιο. Ωστόσο θα δοθούν εδώ κάποιες πολύ γενικές αρχές με τις οποίες μπορεί να περιγραφεί η φιλοσοφία του προγράμματος επί του συγκεκριμένου θέματος.

Το ΡΑΦ, όπως τονίστηκε και προηγουμένως, έχει ενσωματωμένες διατομές στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος, χάλυβα, καθώς και μία ειδική πλασματική διατομή που δεν εντάσσεται σε κάποια κατηγορία υλικού. Ειδικά για τις διατομές οπλισμένου σκυροδέματος υπάρχει μία συγκεκριμένη κατηγοριοποίηση η οποία ακολουθεί τους τύπους των δομικών στοιχείων που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 6.2.

Γενικά οι διαθέσιμες τυποποιημένες διατομές της βιβλιοθήκης του ΡΑΦ χαρακτηρίζονται από:

- Το υλικό τους (σκυρόδεμα, χάλυβας).
- Τη γεωμετρία τους (μορφή, διαστάσεις).
- Τον οπλισμό τους (διατάξεις όπλισης: διαμήκεις ράβδοι, συνδετήρες, επικαλύψεις).

Όσον αφορά στην γεωμετρία των διατομών, οι διαθέσιμες διατομές στη βιβλιοθήκη του ΡΑΦ, είναι:

- Υποστυλώματα: Ορθογωνικές, Γ, Τ, Κυκλικές, σταυροειδείς.
- Τοιχώματα: Ορθογωνικές (με ή χωρίς ενισχύσεις στα άκρα), Μονοκυελικοί πυρήνες Π, Δικυελικοί πυρήνες ΠΠ, Σύνθετες διατομές Γ, Σύνθετες διατομές Τ.
- Μεγάλα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα (ΜΕΟΤ): Ορθογωνικές.
- Δοκοί ανωδομής: Διατομές πλακοδοκού, Ορθογωνικές, Αντεστραμμένες πλακοδοκοί, Διατομή Ζ.
- Συνδετήριες δοκοί: Ορθογωνικές.
- Πεδιλοδοκοί: Διατομές αντεστραμμένου Τ.
- Τοιχώματα υπογείου: Υψίκορμες ορθογωνικές διατομές.
- Τοιχώματα υπογείου με πέδιλο: Υψίκορμες διατομές αντεστραμμένου Τ.
- Κρυφοδοκοί: Ορθογωνικές διατομές.

Όλες οι παραπάνω διατομές χαρακτηρίζονται και από τις διαστάσεις τους με τις οποίες είναι ενταγμένες στη βιβλιοθήκη του ΡΑΦ. Ωστόσο ο χρήστης μπορεί να εισάγει στη βιβλιοθήκη όποια διατομή από τους προκαθορισμένους τύπους διατομών επιθυμεί, με οποιεσδήποτε άλλες διαστάσεις.

Αναλόγως του τύπου της διατομής, το ΡΑΦ έχει ενσωματωμένους αλγόριθμους υπολογισμού των γεωμετρικών στοιχείων διατομής τα οποία απαιτούνται για την μόρφωση των μητρώων δυσκαμψίας και φόρτισης τους. Τα στοιχεία αυτά είναι:

- **Επιφάνεια τη διατομής A (m^2).** Με την παράμετρο αυτή υπολογίζονται οι όροι των μητρώων δυσκαμψίας που αντιστοιχούν στην δυστένεια της διατομής.
- **Επιφάνεια της διατομής για τον υπολογισμό του ίδιου βάρους Asw (m^2).** Η συγκεκριμένη παράμετρος χρησιμοποιείται στην περίπτωση των πλακοδοκών όπου δεν είναι επιθυμητός ο υπολογισμός του ίδιου βάρους με συνυπολογισμό και του συνεργαζόμενου πλάτους, αφού το βάρος αυτό υπολογίζεται ως βάρος της πλάκας. Επίσης χρησιμοποιείται στην περίπτωση των πλασματικών διατομών οι οποίες θεωρούνται αβαρείς. Χρησιμοποιείται τέλος και στην περίπτωση των τοιχωμάτων υπογείου με πέδιλο. Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις: **$A=Asw$** .
- **Καμπτικές ροπές αδράνειας $I2, I3$ (m^4).** Πρόκειται για τις ροπές αδράνειας που ενεργοποιούνται για κάμψη του στοιχείου περί τους τοπικούς άξονες 2 και 3 της διατομής του αντίστοιχα. Πιο συγκεκριμένα, η ροπή αδράνειας $I2$ ($I3$) αντιστοιχεί σε κάμψη του στοιχείου εντός του τοπικού επιπέδου 1-3 (1-2) η οποία προκαλεί καμπτικές ροπές με διάνυσμα παράλληλο με τον τοπικό άξονα 2 (3). Θα πρέπει να διευκρινηστεί ότι ο υπολογισμός των καμπτικών ροπών αδράνειας των διατομών από το ΡΑΦ, γίνεται με βάση την καθαρή και πλήρη διατομή χωρίς να λαμβάνονται υπόψη οι οπλισμοί.
- **Επιφάνειες διάτμησης $As2, As3$ (m^2).** Πρόκειται για τις τεκμαρτές επιφάνειες της διατομής οι οποίες χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της επιρροής των διατμητικών παραμορφώσεων στα πλαίσια των παραδοχών Timoshenko οι οποίες είναι ενσωματωμένες στο ραβδόμορφο στοιχείο του ΡΑΦ. Η επιφάνεια $As2$ συμμετέχει στον υπολογισμό της επιρροής των διατμητικών παραμορφώσεων, στην περίπτωση που το στοιχείο κάμπτεται εντός του τοπικού επιπέδου 1-2 της διατομής του. Αντίστοιχα η επιφάνεια $As3$ συμμετέχει στον υπολογισμό της επιρροής των διατμητικών παραμορφώσεων, στην περίπτωση που το στοιχείο κάμπτεται εντός του τοπικού επιπέδου 1-3 της διατομής του. Δηλαδή σε αντίθεση με την περίπτωση των καμπτικών ροπών αδράνειας, ο δείκτης 2 (ή 3) δείχνει εδώ τον τοπικό άξονα ο οποίος με μαζί με τον τοπικό άξονα 1 συνθέτει το τοπικό επίπεδο κάμψης στο οποίο αντιστοιχεί η επιφάνεια διάτμησης. Για τον υπολογισμό των επιφανειών διάτμησης – αλλά και γενικότερα των αντιστοίχων ελέγχων – εισάγεται η έννοια της λωρίδας διάτμησης. Πρόκειται για την εξάρτηση της τιμής της επιφάνειας διάτμησης, με την διεύθυνση των αναπτυσσόμενων τεμνουσών δυνάμεων. Έτσι, ορίζονται για κάθε διατομή, λωρίδες διάτμησης οι οποίες είναι παράλληλες με τους δύο τοπικούς άξονες της διατομής. Για τις ορθογωνικές διατομές οι επιφάνειες διάτμησης κατά την διεύθυνση και των δύο τοπικών τους αξόνων υπολογίζονται με βάση τη σχέση (βλ. π.χ. [29], [31]):

$$As=(5/6) \cdot A \quad (6.1)$$

Σε μία διατομή L , T ή σταυροειδούς τύπου, οι επιφάνειες διάτμησης κατά την διεύθυνση των δύο τοπικών αξόνων υπολογίζονται κάνοντας την παραδοχή ότι οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνον από τα σκέλη που είναι παράλληλα προς τον αντίστοιχο τοπικό

άξονα. Έτσι π.χ. η επιφάνεια διάτμησης A_{s2} υπολογίζεται θεωρώντας ότι το τμήμα της διατομής που παραλαμβάνει την αντίστοιχη τέμνουσα V_2 , είναι το περύγιο που η μεγάλη του διάσταση είναι παράλληλη με τον τοπικό άξονα 2. Η επιφάνεια διατμησης A_{s2} στην περίπτωση αυτή τίθεται ίση με το πλήρες εμβαδόν του σκέλους αυτού χωρίς απομείωση ($A_{s2}=A$). Για τους πυρήνες ο υπολογισμός της επιφάνειας διάτμησης γίνεται με βάση την παραδοχή ότι το κάθε σκέλος παραλαμβάνει τέμνουσα μόνον κατά την ισχυρή του διάσταση. Έτσι επιφάνεια διάτμησης κάθε σκέλους θεωρείται ίση με την πλήρη επιφάνεια του ($A_s=A$) κατά την ισχυρή του διάσταση, και σχεδόν μηδενική κατά την ασθενή.

Για τις κυκλικές διατομές η επιφάνεια διάτμησης υπολογίζεται από τη σχέση (βλ. π.χ. [31]):

$$A_s = (6/7) \cdot A \quad (6.2)$$

- **Στρεπτική ροπή αδράνειας J (m^4).** Η στρεπτική ροπή αδράνειας υπολογίζεται για τις ορθογωνικές και τις κυκλικές διατομές με βάση τις παρακάτω σχέσεις (βλ. [32]):

$$\text{Ορθογωνικές: } J = \frac{1}{3} \cdot (b^3 \cdot h) \cdot \left[1 - \left(\frac{192 \cdot b}{\pi^5 \cdot h} \right) \cdot \tanh\left(\frac{\pi \cdot h}{2 \cdot b}\right) \right] \quad (6.3)$$

$$\text{Κυκλικές: } J = \frac{\pi \cdot r^4}{2} \quad (6.4)$$

Στις παραπάνω σχέσεις:

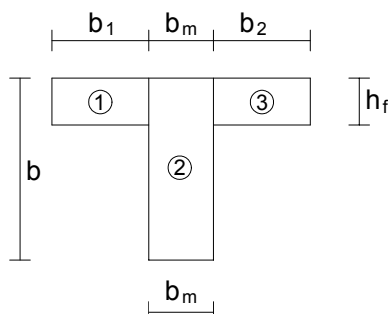
b = η μέγιστη εκ των δύο διαστάσεων της ορθογωνικής διατομής,

h = η ελάχιστη εκ των δύο διαστάσεων της ορθογωνικής διατομής,

r = η ακτίνα της κυκλικής διατομής.

Σε διατομές τοιχωμάτων με ενισχυμένες ακραίες περιοχές, ο υπολογισμός της στρεπτικής ροπής αδράνειας J γίνεται αγνοώντας το αυξημένο πάχος των περιοχών αυτών. Έτσι υπολογίζεται η στρεπτική ροπή αδράνειας που αντιστοιχεί σε ορθογωνική διατομή τοιχώματος ίδιου μήκους και σταθερού πάχους ίσου με το πάχος του κορμού.

Για διατομές Γ, Τ, σταυροειδής καθώς και για διατομές πλακοδοκών γίνεται εφαρμογή της σχέσης (6.3) για τα επιμέρους σκέλη τους, και τα αποτελέσματα αθροίζονται για να δώσουν την τελική τιμή της στρεπτικής ροπής αδράνειας της διατομής. Επεξηγηματικό είναι το παράδειγμα που ακολουθεί. Στο παράδειγμα αυτό μία διατομή Τ διασπάται σε επιμέρους ορθογωνικές με βάση το παρακάτω σχήμα και εφαρμόζεται για κάθε μία από αυτές η σχέση (6.3). Έτσι προκύπτει:



Διατομή Τ με $b=70\text{cm}$, με
 $b_m=25\text{cm}$, $b_1=b_2=37.5\text{cm}$ και
 $h_f=18\text{cm}$

$$J = \frac{1}{3} 0.25^3 \cdot 0.7 \cdot \left[1 - \frac{192 \cdot 0.25}{\pi^5 \cdot 0.7} \tanh\left(\frac{\pi \cdot 0.7}{2 \cdot 0.25}\right) \right] + \frac{1}{3} 0.18^3 \cdot 0.375 \cdot \left[1 - \frac{192 \cdot 0.18}{\pi^5 \cdot 0.375} \tanh\left(\frac{\pi \cdot 0.375}{2 \cdot 0.18}\right) \right] + \frac{1}{3} 0.18^3 \cdot 0.375 \cdot \left[1 - \frac{192 \cdot 0.18}{\pi^5 \cdot 0.375} \tanh\left(\frac{\pi \cdot 0.375}{2 \cdot 0.18}\right) \right] = 0.002829 + 0.00051 + 0.00051 = 0.003849 \text{ m}^4$$

➤ **Απομειώσεις δυσκαμψιών και δυστρεψίας κατά ΕΚ8**

Εφαρμόζοντας τις διατάξεις του ΕΚ8 (Εδάφιο 4.3.1(7)) το ΡΑΦ απομειώνει τα καμπτικά (καμπτικές ροπές αδράνειας I2, I3) και τα διατμητικά χαρακτηριστικά (επιφάνειες διάτμησης As2, As3) στο 50% των αντίστοιχων τιμών των μη ρηγματωμένων διατομών. Οι απομειώσεις αυτές είναι κοινές για όλους τους τύπους των δομικών στοιχείων (Υποστυλώματα, Δοκοί, Τοιχώματα). Για τις δυστρεψίες (στρεπτικές ροπές αδράνειας J) των διατομών δεν γίνεται κάποια αναφορά στον κανονισμό. Ωστόσο από την βιβλιογραφία συνίσταται η μείωση στο 10% ή η πλήρης αγνόηση της δυστρεψίας της.

Καμπτικές ροπές αδράνειας	Συντελεστής Απομείωσης
Όλα τα στοιχεία	0,50
Επιφάνειες διάτμησης	Συντελεστής Απομείωσης
Όλα τα στοιχεία	0,50
Στρεπτικές ροπές αδράνειας	Συντελεστής Απομείωσης
Όλα τα στοιχεία	0,10

Το πρόγραμμα έχει ενσωματωμένες ως προκαθορισμένες τις τιμές του παραπάνω πίνακα. Ωστόσο, παρέχει στο χρήστη την δυνατότητα εφόσον το επιθυμεί να μην προχωρήσει σε απομείωση, ή να προχωρήσει σε απομείωση με διαφορετικούς συντελεστές.

➤ **Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους πλακοδοκών κατά ΕΚ2**

Για τον υπολογισμό του συνεργαζόμενου πλάτους γίνεται εφαρμογή των όσων γράφονται στο εδάφιο 5.3.2.1(3) του ΕΚ2. Στην συγκεκριμένη παράγραφο δίνεται η σχέση (σχέση 5.7):

$$b_{\text{eff}} = b_w + \sum b_{\text{eff},i} \quad \text{όπου} \quad b_{\text{eff},i} = 0.2b_i + 0.1L_0 \leq 0.2L_0$$

Στην παραπάνω σχέση, το b_i είναι το ήμισυ της απόστασης της δοκού από τις εκκατέρωθεν γειτονικές της (βλ. σχήμα 5.3 του ΕΚ2). Επίσης, το L_0 είναι η απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών σημείων μηδενισμού των καμπτικών ροπών. Ο υπολογισμός του συνεργαζόμενου πλάτους με βάση την παραπάνω σχέση καθίσταται ιδιαίτερα πολύπλοκος καθώς για κάθε δοκό απαιτείται και η γνώση των αποστάσεων των γειτονικών δοκών που σε πολλές περιπτώσεις μπορεί και να μην είναι τοποθετημένες σε κανονικό τετραγωνικό κάρναβο. Για τον λόγο αυτό γίνεται από το ΡΑΦ μία απλοποίηση η οποία συνίσταται και από την έγκυρη πηγή [56], σύμφωνα με την οποία μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι κάτωθι σχέσεις:

$$\text{Διατομές Τ:} \quad b_{\text{eff}} = b_w + \frac{1}{5} \cdot L_0 = b_w + \frac{1}{5} \cdot (0.7 \cdot L) \quad (6.5)$$

$$\text{Διατομές Γ:} \quad b_{\text{eff}} = b_w + \frac{1}{10} \cdot L_0 = b_w + \frac{1}{10} \cdot (0.7 \cdot L) \quad (6.6)$$

Στις παραπάνω σχέσεις:

b_w είναι το πάχος του κορμού της πλακοδοκού,

L είναι το θεωρητικό άνοιγμα της δοκού που λαμβάνεται ίσο με το μήκος του εύκαμπτου τμήματος της (τμήμα 2-3 στο σχήμα 5.1).

6.7 Λοιπά δεδομένα

(Ελαστική έδραση, Τοιχοποιία, Ημιάκαμπτες συνδέσεις, Κοντοί στύλοι)

Εκτός από τα δεδομένα των δομικών στοιχείων που περιγράφηκαν στις προηγούμενες παραγράφους, υπάρχουν και κάποια ακόμα η ύπαρξη των οποίων εξαρτάται από τον τύπο τους. Τα δεδομένα αυτά είναι τα εξής:

- **Δεδομένα ελαστικής έδρασης:** Αφορούν μόνον πεδילוδοκούς, συνδετήριες δοκούς και τοιχώματα υπογείου με πέδιλο. Πρόκειται για τα δεδομένα του εδάφους έδρασης τα οποία είναι (Παράρτημα Α):
 - Η τιμή του δείκτη εδάφους K_s (kN/m^3).
 - Η τιμή της επιτρεπόμενης τάσης του εδάφους $\sigma_{\text{επ}}$ (kN/m^2).
 - Ειδικό βάρος του εδάφους γ_s (kN/m^3).Τα παραπάνω δεδομένα είναι ενσωματωμένα σε συγκεκριμένες κατηγορίες εδαφών οι οποίες συνθέτουν τη βιβλιοθήκη εδαφών του προγράμματος. Σε αυτή την βιβλιοθήκη μπορούν να προστεθούν κατηγορίες εδαφών από τους χρήστες εφόσον αυτοί γνωρίζουν τις τρεις προαναφερθείσες παραμέτρους.
- **Δεδομένα τοιχοποιίας:** Αφορούν όλα τα οριζόντια στοιχεία που ενδεχομένως φέρουν τοιχοποιία. Πρόκειται για τα εξής δεδομένα:
 - Τύπος της τοιχοποιίας (π.χ. μπατική, δρομική κτλ): Για τους τύπους τοιχοποιίας υπάρχει διαθέσιμη σχετική βιβλιοθήκη η οποία μπορεί να εμπλουτιστεί και από άλλες κατηγορίες επιλογής του χρήστη. Στη βιβλιοθήκη αυτή, εισάγονται πέρα από το όνομα-χαρακτηρισμό της τοιχοποιίας, το πλάτος της (cm), και το βάρος της ανά μονάδα επιφάνειας (kN/m^2). Η αντιστοιχούσα μάζα ανά μονάδα επιφάνειας, υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα.
 - Μήκος της τοιχοποιίας εντός του εύρους του στοιχείου (m): Το μήκος αυτό καθορίζεται από τις τιμές x_1 και x_2 , οι οποίες οριοθετούν την αρχή και το πέρας της τοιχοποιίας όπως ακριβώς περιγράφεται στο σχήμα 5.22.
 - Ύψος της τοιχοποιίας h_w (m): Αυτό μπορεί να υπολογιστεί αυτόματα από το πρόγραμμα εφόσον έχουν εισαχθεί οι στάθμες του κτιρίου. Στην περίπτωση αυτή το πρόγραμμα με δεδομένα την υψομετρική διαφορά δύο συνεχόμενων ορόφων, και την κρέμαση της δοκού του υπερκείμενου ορόφου υπολογίζει το ζητούμενο ύψος της τοιχοποιίας. Φυσικά ο χρήστης μπορεί να τροποποιήσει την αυτόματα υπολογισμένη τιμή.
- **Ημιάκαμπτες συνδέσεις:** Στην περίπτωση που ο χρήστης θέλει να τροποποιήσει τις συνθήκες στήριξης των άκρων του ευκάμπτου τμήματος ενός δομικού στοιχείου, μπορεί να το κάνει αξιοποιώντας τις σχετικές δυνατότητες του πεπερασμένου στοιχείου του ΡΑΦ (βλ. σχήμα 5.1 και Παράγραφο 5.5.). Αυτό μπορεί να επιτευχθεί:
 - (α) Εισάγοντας κατευθείαν την τιμή του στρωφικού ελατηρίου (kNm/rad) σε όποιο άκρο επιθυμεί (ή και στα δύο), ή
 - (β) Καθορίζοντας σε τι ποσοστό (%) της στερεάς (πακτωμένης) σύνδεσης αντιστοιχεί το στρωφικό ελατήριο που θέλει να εισάγει. Δηλώνοντας δηλαδή το ποσοστό της μερικής πάκτωσης. Στην περίπτωση αυτή, το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα την τιμή του

ελατηρίου που αντιστοιχεί στο δηλωθέν ποσοστό μερικής πάκτωσης. Η σχέση από την οποία υπολογίζεται η σταθερά του στροφικού ελατηρίου που αντιστοιχεί στο ζητούμενο ποσοστό της μερικής πάκτωσης είναι:

$$K_{\varphi} = \frac{2 \cdot \alpha}{1 - \alpha} \cdot \left(\frac{E \cdot I}{L} \right) \quad (6.8)$$

Όπου στην παραπάνω σχέση, το α είναι το επιθυμητό ποσοστό πάκτωσης εκφρασμένο ως αριθμός και όχι ως ποσοστό (δηλ. εφόσον θέλουμε ποσοστό πάκτωσης 40%, θα εισάγουμε 0.4), και L είναι το μήκος του εύκαμπτου τμήματος του στοιχείου.

- **«Θέσει» κοντό υποστύλωμα:** Πρόκειται για μία παράμετρο που αφορά έλεγχο αντοχής υποστυλωμάτων με βάση τις διατάξεις του ΕΚ8 (Παράγραφος 5.9). Υπο την έννοια αυτή η αναφορά της στο παρόν εγχειρίδιο, δεν γίνεται παρά μόνον για να σημειωθεί ότι εφόσον δηλωθεί ότι ένα υποστύλωμα είναι «θέσει» κοντό, δηλαδή είναι κοντό λόγω του γεγονότος ότι η τοιχοποιία φτάνει μέχρι σε κάποιο σημείο του ύψους του και δεν το καταλαμβάνει όλο, τότε το πρόγραμμα ζητά να δοθεί από το χρήστη το ύψος της τοιχοποιίας και αυτόματα τοποθετεί στερεό βραχίονα μέχρι το συγκεκριμένο ύψος. Το πρόγραμμα ζητά από το χρήστη να δηλώσει σε ποιά διεύθυνση από τις διευθύνσεις των τοπικών αξονών της διατομής (ή ενδεχομένως και στις δύο) είναι το υποστύλωμα «θέσει» κοντό, καθώς και το αντίστοιχο ύψος τοιχοποιίας. Έτσι τοποθετεί αυτόματα αξονικούς βραχίονες με διπλή λειτουργία όπως περιγράφηκε αναλυτικά στην παράγραφο 5.3. (Σχήμα 5.9). Περισσότερες λεπτομέρειες για τον έλεγχο κοντού υποστυλώματος δίνονται στην παράγραφο 5.4.2.6 του εγχειριδίου του ΟΣΚ.

7. Περιπτώσεις φόρτισης και συνδυασμοί δράσεων για την ανάλυση

7.1 Περιπτώσεις φόρτισης

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

- (α) Μόνιμες δράσεις (G) (ίδια βάρη φέροντος οργανισμού, οργανισμού πλήρωσης, επικαλύψεις, πρόσθετα μόνιμα/ωφέλιμα φορτία κτιρίου).
- (β) Μεταβλητές δράσεις (Q) (πρόσθετα μόνιμα και κινητά φορτία κτιρίου).
- (γ) Σεισμός (E) (Τυχηματική δράση) σε τρεις συνιστώσες.

7.2 Συνδυασμοί δράσεων

Προκειμένου να γίνουν οι έλεγχοι αντοχής των δομικών στοιχείων ενός κτιρίου, το ΟΣΚ σχηματίζει αυτόματα του απαιτούμενους σύμφωνα με τον ευρωκώδικα ΕΚ0 συνδυασμούς δράσεων. Πρόκειται για τους συνδυασμούς δράσεων έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας (ΟΚΑ) και λειτουργικότητας (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 → **$G + \psi_2 Q \pm E$**
- (γ) Βραχυχρόνιος συνδυασμός έναντι ΟΚΛ → Με βάση την σχέση (6.14b) του ΕΚ0 → **$G + Q$**

Για περισσότερες λεπτομέρειες βλέπε εγχειρίδιο θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΟΣΚ.

8. Ειδικές τεχνικές προσομοίωσης

8.1 Εισαγωγή

Η ανάλυση μίας κατασκευής ξεκινά με τον καθορισμό του **υπολογιστικού** της προσομοιώματος. Με τον όρο υπολογιστικό προσομοίωμα εννοείται το μαθηματικό μοντέλο της κατασκευής στα πλαίσια του οποίου η πραγματική κατασκευή εξομοιώνεται από έναν αριθμό καταλλήλως επιλεγμένων πεπερασμένων στοιχείων (ραβδωτών, επιφανειακών, χωρικών) τα οποία συνδέονται μεταξύ τους σε επιλεγμένα σημεία (κόμβοι). Το μόρφωμα αυτό εδράζεται επί ακλόνητου υποβάθρου μέσω στηρίξεων οι οποίες προσομοιώνουν με μαθηματικό τρόπο τις πραγματικές συνοριακές συνθήκες στήριξης. Τέλος στα πλαίσια του υπολογιστικού προσομοιώματος, προσομοιώνονται επίσης και οι δράσεις που καταπονούν το κτίριο (στατικά φορτία, σεισμικά φορτία κ.α.).

Το ΡΑΦ είναι ένα πρόγραμμα ανάλυσης κτιριακών κατασκευών, για την προσομοίωση των οποίων γίνεται χρήση ραβδωτών πεπερασμένων στοιχείων. Το γεγονός αυτό έχει ως επακόλουθο την ενσωμάτωση στον κώδικα του προγράμματος, ειδικών τεχνικών με τις οποίες επιτυγχάνεται η ορθή και αξιόπιστη προσομοίωση συγκεκριμένων τμημάτων μίας κτιριακής κατασκευής, με την χρήση ραβδωτών μόνον στοιχείων. Προς την κατεύθυνση αυτή σημαντικό ρόλο παίζει η ευελιξία και οι πολλαπλές δυνατότητες του ραβδωτού στοιχείου που είναι ενσωματωμένο στο ΡΑΦ, και το οποίο περιγράφηκε αναλυτικά στο κεφάλαιο 5.

Στις παραγράφους που ακολουθούν γίνεται μία αναλυτική περιγραφή των τεχνικών με τις οποίες το ΡΑΦ ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις για την προσομοίωση συγκεκριμένων τμημάτων ενός κτιρίου.

8.2 Προσομοίωση των πλακών – Διαφραγματική λειτουργία

8.2.1 Γενικά

Η ορθή προσομοίωση της λειτουργίας των πλακών, οι οποίες είναι επιφανειακά δομικά στοιχεία, απαιτεί την χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων πλάκας ή κελύφους. Γενικά η ανάλυση της λειτουργίας των πλακών θα πρέπει να διαχωριστεί σε δυο επίπεδα¹:

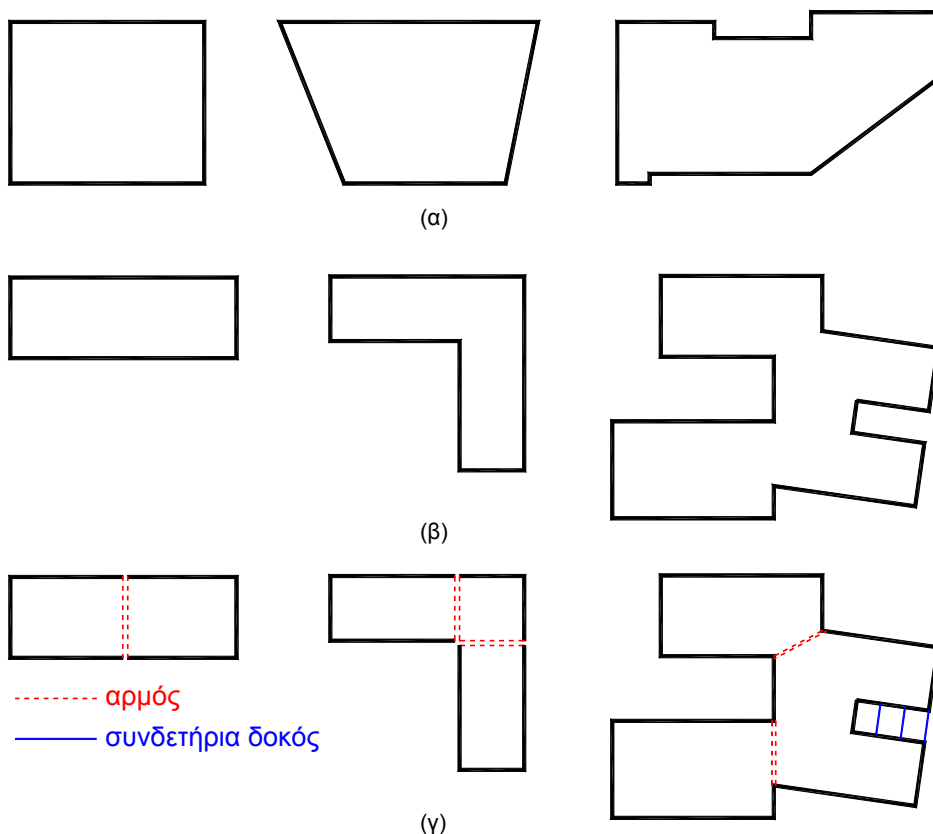
- Το πρώτο επίπεδο αφορά στον έλεγχο των ίδιων των πλακών και του οπλισμού τους. Επομένως απαιτείται ο προσδιορισμός της εντασιακής τους κατάστασης, και για τον λόγο αυτό γίνεται χρήση είτε της πλέον ακριβούς μεθόδου που είναι η προσομοίωση με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων πλάκας, είτε η χρήση προσεγγιστικών μεθόδων όπως η μέθοδος Markus, η μέθοδος Pieper – Martens κ.α. Στο επίπεδο αυτό το ΡΑΦ εφαρμόζει τη μέθοδο Pieper-Martens (βλ. π.χ. [33]) όπως θα παρουσιαστεί στην παράγραφο 8.2.5..
- Το δεύτερο επίπεδο αφορά στην μεταφορά των φορτίων των πλακών στα πλαίσια επί των οποίων εδράζονται, και στην εν συνεχεία επίλυση του τρισδιάστατου πλαισιακού προσομοιώματος. Επομένως στο επίπεδο αυτό δεν είναι ζητούμενο ο προσδιορισμός της εντασιακής κατάστασης των ίδιων των πλακών, αλλά η προσομοίωση της επιρροής τους στη συμπεριφορά της κατασκευής. Στο επίπεδο αυτό σημαντικό ρόλο κατέχει η δυνατότητα να θεωρηθούν ή όχι οι πλάκες ως **διαφράγματα**. Εάν οι πλάκες μπορούν να θεωρηθούν ως

¹ Η ταυτόχρονη χρήση επιφανειακών και γραμμικών στοιχείων δίνει την δυνατότητα ταυτόχρονης αντιμετώπισης των δυο επιπέδων ανάλυσης, μέσω της μόρφωσης προσομοιωμάτων στα οποία οι πλάκες εντάσσονται εντός του συνολικού προσομοιώματος γεγονός που άλλωστε είναι πιο κοντά στην πραγματική λειτουργία των κατασκευών.

διαφράγματα τότε η ανάλυση του πλασιακού φορέα μπορεί να γίνει με σχετικά απλό τρόπο όπως θα περιγραφεί αναλυτικά παρακάτω. Σε διαφορετική περίπτωση η προσφυγή σε προσομοιώματα με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία είναι αναπόφευκτη. Το ΡΑΦ στη παρούσα μορφή του λειτουργεί αποκλειστικά με την παραδοχή διαφραγματικής λειτουργίας. Για το λόγο αυτό θα πρέπει να δοθεί από τους χρήστες ιδιαίτερη προσοχή στα όσα γράφονται παρακάτω για τις προϋποθέσεις που απαιτούνται προκειμένου να μπορεί η διαφραγματική λειτουργία να θεωρηθεί ρεαλιστική.

Στα πλαίσια των απαιτήσεων για την μόρφωση κτιριακών φορέων με σωστή αντισεισμική συμπεριφορά, είναι επιθυμητή η διαμόρφωση κατόψεων με μορφολογία η οποία καθιστά ρεαλιστική την παραδοχή της **διαφραγματικής λειτουργίας** των πλακών. Λέγοντας διαφραγματική λειτουργία πλακών, εννοείται η δυνατότητα μιας πλάκας να μετακινείται στο επίπεδο της ως απολύτως στερεός δίσκος. Αυτό σημαίνει ότι η κίνηση της πλάκας εντός του επιπέδου της μπορεί να καθοριστεί μόνον από τρία μεγέθη μετακίνησης: δύο μετατοπίσεις κατά την διεύθυνση δύο αξόνων καθέτων μεταξύ τους, και μία στροφή περί άξονα ο οποίος είναι κάθετος στο επίπεδο της. Η διαφραγματική λειτουργία μίας πλάκας είναι ανεξάρτητη των παραμορφώσεων εκτός του επιπέδου της.

Για να μπορεί να θεωρηθεί ρεαλιστική η παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας για μία πλάκα, θα πρέπει η κάτοψη της να έχει κυρτό περίγραμμα χωρίς επιμήκη πτερύγια (Σχήμα 8.1).



Σχήμα 8.1 (α) Τυπικές κατόψεις κτιρίων για τις οποίες είναι ρεαλιστική η παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας,

(β) Τυπικές κατόψεις κτιρίων για την οποίες δεν είναι ρεαλιστική η παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας,

- (γ) Διαμόρφωση αρμών και προσθήκη συνδετηρίων δοκών για την βελτίωση των κατόψεων για τις οποίες δεν είναι ρεαλιστική η παραδοχή διαφραγματικής λειτουργίας.

Η υλοποίηση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών ενός κτιριακού φορέα, δεν είναι μόνον ευνοϊκή για την αντισεισμική της συμπεριφορά, αλλά και υπολογιστικά επιθυμητή καθώς συνεπάγεται την δραστική μείωση των ενεργών βαθμών ελευθερίας (β.ε.) του κτιρίου και κατά συνέπεια και την σημαντική απλοποίηση των υπολογισμών. Η τελευταία όμως επιτυγχάνεται μόνον όταν το πρόγραμμα ανάλυσης υλοποιεί την διαφραγματική λειτουργία με τρόπο τέτοιο ο οποίος αξιοποιεί την δυνατότητα μείωσης των (β.ε.). Ενδεικτικό για το μέγεθος μείωσης των (β.ε.) είναι το παρακάτω παράδειγμα.

Παράδειγμα υπολογισμού ενεργών β.ε. με και χωρίς την παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας

Έστω κτίριο με $v=5$ ορόφους και $\mu=21$ κόμβους/όροφο. Έστω επίσης ότι όλοι οι κόμβοι στη βάση του κτιρίου είναι πακτωμένοι. Ο συνολικός αριθμός των κόμβων του κτιρίου είναι: $(5+1) \cdot 21 = 126$.

Ο αριθμός των ενεργών β.ε. **χωρίς** την παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών είναι: $6 \cdot \mu \cdot v = 630$.

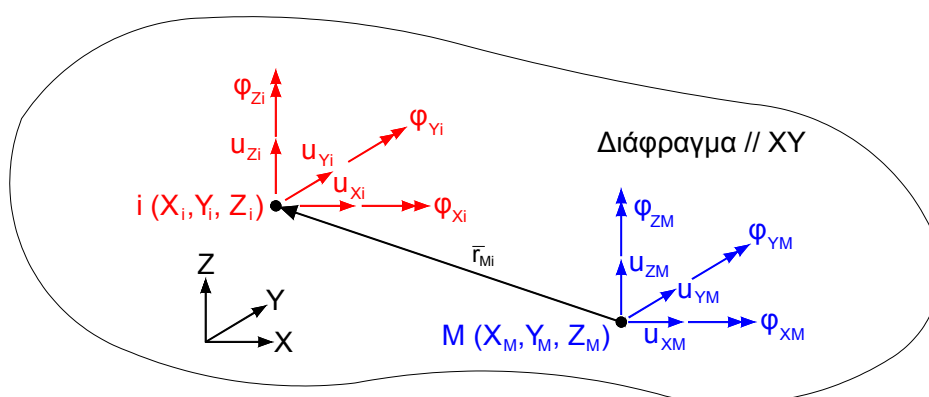
Ο αριθμός των ενεργών β.ε. **με** την παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών είναι: $3 \cdot \mu \cdot v + 3 \cdot v = 330$.

(Η σχέση $3 \cdot \mu \cdot v + 3 \cdot v$ ισχύει διότι λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας οι 3 από τους 6 β.ε. των κόμβων κάθε ορόφου είναι εξαρτημένοι.)

Παρατηρείται επομένως ότι όταν είναι ρεαλιστική η παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας, τότε η μείωση των ενεργών β.ε. για το συγκεκριμένο κτίριο του παραδείγματος είναι της τάξης του $(1 - 330/630) \cdot 100 = 48\%$.

8.2.2 Μαθηματική διατύπωση διαφραγματικής λειτουργίας – Τεχνικές υλοποίησης

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται τμήμα ενός διαφράγματος το οποίο είναι παράλληλο με το επίπεδο XY του καθολικού συστήματος αναφοράς, καθώς επίσης ο **κύριος κόμβος** του διαφράγματος M (ο οποίος γενικά καθορίζεται ανάλογα με το πρόβλημα, π.χ. μπορεί να είναι το γεωμετρικό κέντρο βάρους του διαφράγματος), και ένας τυχαίος κόμβος i που ανήκει και αυτός στο διάφραγμα.



M=κύριος κόμβος διαφράγματος (master joint)

i=ένας εκ των εξαρτώμενων κόμβων του διαφράγματος (dependent joint)

Σχήμα 8.2 Συσχέτιση β.ε. βασικού κόμβου διαφράγματος (master joint) και εξαρτώμενου κόμβου (dependent joint)

Οι β.ε. των **εξαρτώμενων κόμβων** (π.χ. του κόμβου i) συνδέονται με τους β.ε. του master joint (κόμβος M) του διαφράγματος με τις παρακάτω σχέσεις:

$$u_{xi} = u_{xm} - (Y_i - Y_m) \cdot \varphi_{zm} = u_{xm} - \bar{Y}_{im} \cdot \varphi_{zm} \quad (8.1\alpha)$$

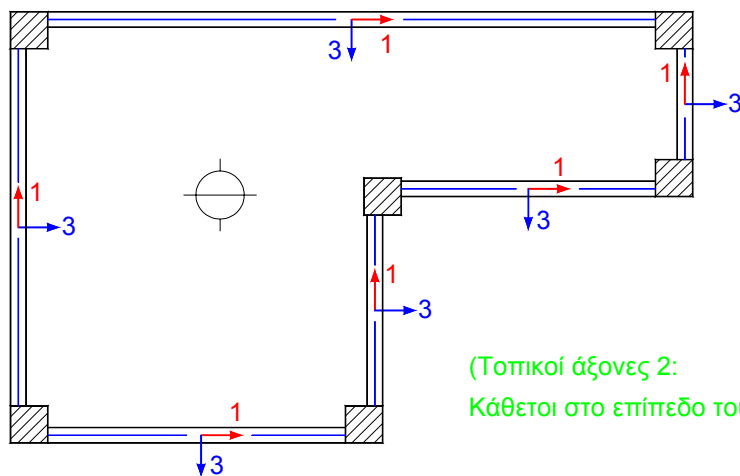
$$u_{yi} = u_{ym} + (X_i - X_m) \cdot \varphi_{zm} = u_{ym} + \bar{X}_{im} \cdot \varphi_{zm} \quad (8.1\beta)$$

$$\varphi_{zi} = \varphi_{zm} \quad (8.1\gamma)$$

Οι σχέσεις (8.1α), (8.1β) δηλώνουν την γραμμική εξάρτηση των μετατοπίσεων u_x , u_y των εξαρτώμενων κόμβων από τις αντίστοιχες μετατοπίσεις του κυρίου κόμβου M, αλλά και από την στροφή φ_z του διαφράγματος η οποία είναι κοινή για όλους τους κόμβους του.

Η υλοποίηση των τριών παραπάνω σχέσεων από ένα πρόγραμμα ανάλυσης κατασκευών, μπορεί να γίνει άμεσα ή έμμεσα με συγκεκριμένες τεχνικές προσομοίωσης. Αυτές είναι οι ακόλουθες:

- (1) Τεχνικές με τις οποίες επιτυγχάνεται αυτόματα η εξάρτηση των β.ε. των κόμβων του διαφράγματος (εξαρτημένοι κόμβοι) από τους β.ε. του κύριου κόμβου του εκάστοτε διαφραγματος (master joint).
- (2) Τροποποίηση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των διατομών των δομικών στοιχείων που ανήκουν στα διαφράγματα. Πιο συγκεκριμένα, εφόσον το πρόγραμμα δίνει στον χρήστη τη δυνατότητα να εισάγει αυτός όλα τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών χωρίς αυτά να υπολογίζονται πάντα αυτόματα από τις διαστάσεις και τη μορφή των διατομών, τότε θα πρέπει να εισαχθούν πολύ μεγάλες τιμές για τις επιφάνειες τους καθώς και για τα μεγέθη που καθορίζουν την συμπεριφορά των δομικών στοιχείων για κάμψη εντός του επιπέδου του διαφράγματος (βλέπε σχήμα 8.3α). Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται η ουσιαστική λειτουργία της πλάκας ως διάφραγμα, χωρίς όμως να επιτυγχάνεται μείωση των ενεργών β.ε. του προσομοιώματος.
- (3) Εισαγωγή πρόσθετων βοηθητικών δοκών οι οποίες συνδέουν τον βασικό κόμβο του διαφράγματος με όλους τους εξαρτώμενους κόμβους (βλέπε σχήμα 8.3β). Και με την τεχνική αυτή, δεν επιτυγχάνεται μείωση των ενεργών β.ε. του προσομοιώματος.



(Τοπικοί άξονες 2:
Κάθετοι στο επίπεδο του διαφράγματος)

Για τις διατομές όλων των δοκών:

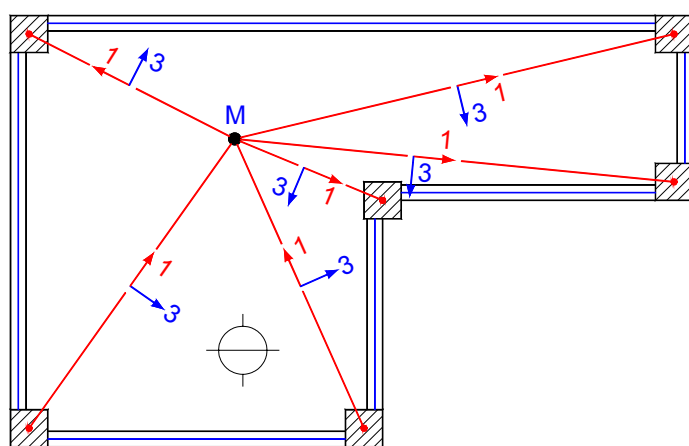
$$A, I_{22}, A_{s3} \rightarrow \infty$$

A =Επιφάνεια διατομής

I_{22} =Ροπή αδράνειας για κάμψη εντός του τοπικού επιπέδου 1-3

A_{s3} =Επιφάνεια διάτμησης για τέμνουσα παράλληλη του τοπικού άξονα 3

(α)



(β)

Διατομές όλων των δοκών:

Χωρίς καμία τροποποίηση στις ιδιότητες που προκύπτουν από τις διαστάσεις των διατομών τους.

Διατομές βοηθητικών δοκών: (κόκκινο χρώμα)

$$A, I_{22}, A_{s3} \rightarrow \infty \text{ και } J, I_{33}, A_{s2} \rightarrow 0$$

J =Στρεπτική ροπή αδράνειας

I_{33} =Ροπή αδράνειας για κάμψη εντός του τοπικού επιπέδου 1-2

A_{s2} =Επιφάνεια διάτμησης για τέμνουσα παράλληλη του τοπικού άξονα 2

Σχήμα 8.3 (α) Προσομοίωση διαφραγματικής λειτουργίας με τροποποίηση των χαρακτηριστικών των διατομών των δοκών της πλάκας.

(β) Προσομοίωση διαφραγματικής λειτουργίας με την προσθήκη βοηθητικών δοκών που συνδέουν τον βασικό κόμβο του διαφράγματος με όλους τους εξαρτώμενους.

Οι τεχνικές προσομοίωσης (2), (3) έχουν δύο βασικά μειονεκτήματα:

(α) Δεν μειώνουν τον αριθμό των ενεργών β.ε. και επομένως δεν «εκμεταλεύονται» μία εκ των δυο ευεργετικών συνεπειών της διαφραγματικής λειτουργίας (η άλλη όμως σημειώθηκε παραπάνω είναι βελτίωση της αντισεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής), και

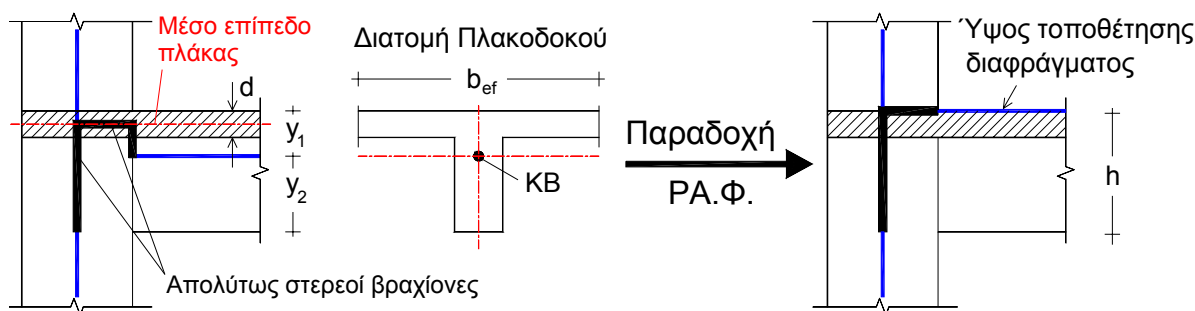
(β) θέτουν τον προβληματισμό του πόσο μεγάλες πρέπει να είναι οι τιμές που θα πρέπει να δοθούν στις ιδιότητες των διατομών έτσι ώστε να επιτευχθεί πρακτικά η συμπεριφορά των πλάκων ως διαφραγμάτων (βλέπε σχήματα 8.3α και 8.3β). Υπερβολικά μεγάλες τιμές μπορεί να δημιουργήσουν προβλήματα αριθμητικών ασταθειών κατά την διαδικασία αντιστροφής του μητρώου δυσκαμψίας της κατασκευής (βλ. π.χ. [2], [3]).

Τα δυο παραπάνω μειονεκτήματα δεν αφορούν την τεχνική προσομοίωσης (1), η οποία κρίνεται και προσφορότερη για την υλοποίηση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλάκων.

8.2.3 Προσομοίωση διαφραγματικής λειτουργίας από το ΡΑΦ

Το ΡΑΦ αντιμετωπίζει το πρόβλημα της προσομοίωσης των πλακών θεωρώντας τις ως στερεά διαφράγματα. Επομένως είναι προσανατολισμένο προς την επίλυση κτιριακών φορέων οι πλάκες των οποίων μπορούν να θεωρηθούν ότι έχουν την συμπεριφορά στερεού δίσκου εντός του επιπέδου τους (βλέπε σχήμα 8.1α ή 8.1γ).

Κατά την μόρφωση του υπολογιστικού προσομοιώματος ενός κτιρίου, τα διαφράγματα τοποθετούνται αυτόματα σε ύψος το οποίο αντιστοιχεί στην άνω επιφάνεια της πλάκας όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 8.4 Παραδοχή του ΡΑΦ για το ύψος τοποθέτησης των διαφραγμάτων.

Η παραδοχή αυτή δεν θεωρείται ότι στερεί ακρίβειας τα αποτελέσματα ενώ ταυτόχρονα απολοποιεί σημαντικά το υπολογιστικό προσομοίωμα της κατασκευής. Ωστόσο ο χρήστης μπορεί να αλλάξει έμμεσα αυτήν την αρχική επιλογή του προγράμματος τοποθετώντας κατάλληλους στερεούς βραχίονες στα άκρα των υποστυλωμάτων.

Για την υλοποίηση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών το ΡΑΦ έχει ενσωματωμένη στον κώδικα του την τεχνική αυτόματης εξάρτησης των β.ε. των κόμβων του διαφράγματος από τους β.ε. των κύριων κόμβων τους. Η τεχνική αυτή προσδίδει ταχύτητα στην επίλυση και αξιοπιστία στα αποτελέσματα, καθώς εκμηδενίζει την πιθανότητα εμφάνισης αριθμητικών ασταθειών οι οποίες μπορούν να εμφανιστούν όταν χρησιμοποιούνται τεχνικές που στηρίζονται στην προσθήκη βοηθητικών – «στερεών» στοιχείων (βλ. σχήματα 8.3α και 8.3β). Η μέθοδος που εφαρμόζεται στο ΡΑΦ, στηρίζεται στον μετασχηματισμό των μητρώων δυσκαμψίας και φόρτισης των ραβδωτών στοιχείων. Πιο συγκεκριμένα, εφόσον ένας από τους δύο (ή και οι δύο) κόμβους ενός ραβδωτού στοιχείου του προσομοιώματος δηλώνεται πως ανήκει σε κάποιο διάφραγμα, τότε το μητρώο δυσκαμψίας και το διάνυσμα φόρτισης του στοιχείου αυτού υπόκειται αυτόματα σε κατάλληλο μητρωϊκό μετασχηματισμό έτσι ώστε να εισάγονται στα μητρώα αυτά οι σχέσεις (8.1α), (8.1β) και (8.1γ). Οι απαιτούμενοι μητρωϊκοί μετασχηματισμοί έχουν την ακόλουθη γενική μορφή:

$$[\bar{K}] = [A]^T \cdot [K] \cdot [A] \quad (8.2\alpha)$$

$$[\bar{P}_0] = [A]^T \cdot [P_0] \quad (8.2\beta)$$

Όπου : $[K]$ το αρχικό μητρώο δυσκαμψίας του στοιχείου,

$[P_0]$ το αρχικό διάνυσμα φόρτισης του στοιχείου,

$[A]$ κατάλληλα διαμορφωμένο μητρώο μετασχηματισμού.

Έτσι η σύνθεση του μητρώου δυσκαμψίας και του διανύσματος φόρτισης όλου του φορέα πραγματοποιείται με τα μετασχηματισμένα μητρώα.

Το ΡΑΦ δίνει στο χρήστη τη δυνατότητα να θεωρήσει μόνον ορισμένους κομβους μίας στάθμης ως κόμβους του αντίστοιχου διαφράγματος και να αφήσει ανεξάρτητους τους υπολοίπους. Η δυνατότητα αυτή επιτρέπει την προσομοίωση κτιρίων που έχουν πατάρια.

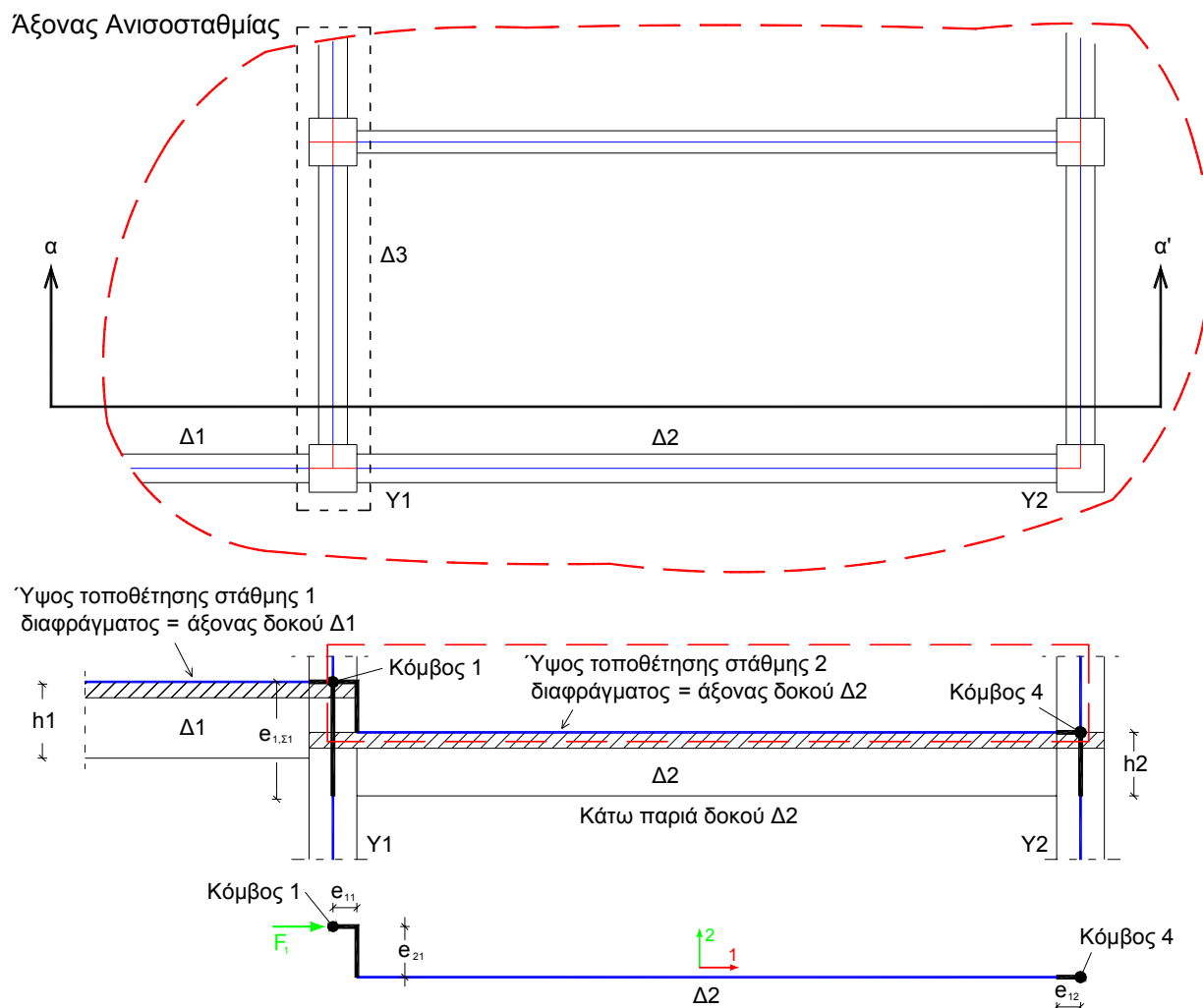
Σημειώνεται τέλος, ότι στα πλαίσια της εφαρμογής των μεθόδων αντισεισμικού υπολογισμού, το ΡΑΦ υπολογίζει τη θέση, τα αδρανειακά χαρακτηριστικά (μάζα, μαζική ροπή αδράνειας), και τοποθετεί αυτόματα τους κύριους κόμβους των διαφραγμάτων όπως ακριβώς απαιτούν οι ισχύοντες κανονισμοί.

8.2.4 Προσομοίωση ανισοσταθμιών σε πλάκες

Η περίπτωση μικρών ανισοσταθμιών πλακών οι οποίες λειτουργικά ανήκουν στην ίδια στάθμη ενός κτιρίου μπορεί να προκύψει πολλές φορές στην πράξη. Πρόκειται κατά κανόνα για μικρές υψομετρικές διαφορές μεταξύ κάποιων περιοχών της ίδιας στάθμης. Η προσομοίωση σταθμών με μικρές τοπικές ανισοσταθμίες γίνεται θεωρώντας ότι παρά την ύπαρξη τους η στάθμη συμπεριφέρεται ως ένα ενιαίο διάφραγμα. Επομένως ισχύουν όλα όσα παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο. Το θέμα όμως που προκύπτει στην συγκεκριμένη περίπτωση, είναι η προσομοίωση των στοιχείων (δοκών και στύλων) τα οποία βρίσκονται στην περιοχή όπου δημιουργείται η ανισοσταθμία (Σχήμα 8.5). Για την αντιμετώπιση αυτού του προβλήματος προσομοίωσης, το ΡΑΦ κάνει εφαρμογή των δυνατοτήτων του ενσωματωμένου σύνθετου ραβδωτού πεπερασμένου στοιχείου (βλ. κεφάλαιο 5, παράγραφο 5.3). Πιο συγκεκριμένα γίνεται εφαρμογή:

- (α) της δυνατότητας του στοιχείου για προσθήκη στερεών βραχιόνων σε τρεις διευθύνσεις, και
- (β) της δυνατότητας του στοιχείου για την θεώρηση διαφορετικών μηκών αξονικών στερεών βραχιόνων στα δυο τοπικά επίπεδα κάμψης.

Για να γίνει σαφέστερη η παρουσίαση της τεχνικής με την οποία αντιμετωπίζεται το πρόβλημα της ανισοσταθμίας σε μία στάθμη, παρατίθεται το παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 8.5 Λεπτομέρειες για την προσομοίωση της ανισοσταθμίας των πλακών από το ΡΑΦ.

Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, η δοκός Δ2 η οποία βρίσκεται στην κάτω στάθμη της ανισοσταθμίας «προικίζεται» και με τον κατακόρυφο (κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα 2) στερεό βραχίονα e_{21} . Με τον τρόπο αυτό, η δοκός Δ2 παραμένει οριζόντια και επιτυγχάνεται έτσι η προσομοίωση της ανισοσταθμίας.

Επιπλέον επαναυπολογίζεται το μήκος του αξονικού στερεού βραχίονα του στύλου Y1, $e_{1,Σ1}$. Το μήκος αυτό τροποποιείται έτσι ώστε το πέρας του βραχίονα αυτού να βρίσκεται στο ίδιο ύψος με την κάτω παριά της δοκού Δ2. Όμως το μήκος αυτό αφορά την κάμψη του στύλου εντός του επιπέδου της ανισοσταθμίας. Στην άλλη διεύθυνση κάμψης, το μήκος του αξονικού στερεού βραχίονα του στύλου Y1 ρυθμίζεται κατάλληλα έτσι ώστε να αντιστοιχεί στο ύψος της διατομής της δοκού Δ3.

Κλείνοντας την αναφορά στην τεχνική προσομοίωσης των ανισοσταθμιών, θα πρέπει να γίνει και μια αναφορά στο γεγονός ότι με την εφαρμογή της, είναι δυνατό να εμφανιστεί στην δοκό Δ2 μία αξονική δύναμη, η οποία οφείλεται στην ύπαρξη του βραχίονα e_{21} ο οποίος στρεφόμενος δημιουργεί επιμήκυνση (ή επιβράχυνση) του εύκαμπτου τμήματος της δοκού Δ2. Η διαφοροποίηση του μήκους της δοκού Δ2 έχει ως αποτέλεσμα την εμφάνιση της αξονικής αυτής

δύναμης, η οποία δεν θα εμφανίζονταν εάν δεν είχε εισαχθεί ο άξονας e_{21} . Η αξονική δύναμη αυτή δεν λαμβάνεται υπόψη, ως οφειλόμενη αποκλειστικά και μόνον στο μοντέλο προσομοίωσης, στους ελέγχους αντοχής της δοκού Δ2.

8.2.5 Ένταση των πλακών λόγω κατακόρυφων φορτίων

Όπως τονίστηκε στην παράγραφο 8.2.1. η προσομοίωση της λειτουργίας των πλακών συνίσταται σε δύο επίπεδα. Στην παρούσα παράγραφο θα γίνει μία παρουσίαση του τρόπου με τον οποίο το ΡΑΦ αντιμετωπίζει το πρώτο επίπεδο προσομοίωσης, δηλαδή το πρόβλημα προσδιορισμού των μεγεθών έντασης με τα οποία πραγματοποιούνται οι έλεγχοι αντοχής των πλακών.

Η μέθοδος με την οποία υπολογίζεται η ένταση που αναπτύσσεται στις πλάκες λόγω της φόρτισης τους από κατακόρυφα φορτία, είναι η μέθοδος των Pieper-Martens [33]. Πρόκειται για μια απλή στην εφαρμογή της μέθοδο η οποία αποδίδει αξιόπιστα αποτελέσματα κατά την επίλυση συνεχών πλακών με παραδοχή ότι αυτές φορτίζονται ομοιόμορφα και με κινητό-ωφέλιμο φορτίο το οποίο δεν είναι μεγαλύτερο από το διπλάσιο του ιδίου βάρους τους ($q < 2g$), κάτι που κατά κανόνα ισχύει στις συνήθεις κτιριακές κατασκευές.

Μία επίσης σημαντική παραδοχή της μεθόδου είναι ότι οι ροπές των ανοιγμάτων των πλακών υπολογίζονται με την παραδοχή ότι ο βαθμός πάκτωσης τους στις κοινές στηρίξεις είναι ίσος με 50%. Η ροπή του ανοίγματος προκύπτει από το μέσο όρο των ροπών ανοίγματος μίας πλάκας με όλες τις πλευρές ελεύθερες σε στρέψη και των ροπών ανοίγματος με πλήρη πάκτωση της πλάκας στην κοινή στήριξη.

Το ΡΑΦ έχει ενσωμάτωμένο στον κώδικα του τον πίνακα με τους συντελεστές που προκύπτουν από την εφαρμογή της μεθόδου Pieper-Martens, και ο οποίος έχει όλους τους πιθανούς συνδυασμούς συνοριακών συνθηκών για τις τέσσερις πλευρές μίας πλάκας. Καλύπτονται οι εξής τύποι πλακών:

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

Οι συνοριακές συνθήκες των πλακών αναγνωρίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα μόλις εισαχθούν σε μία στάθμη όλες οι πλάκες του ορόφου. Ο χρήστης όμως έχει τη δυνατότητα να τροποποιήσει τις συνοριακές αυτές συνθήκες σε όποια/όποιες πλευρές έχει διαφωνία με την αυτόματη αναγνώριση του προγράμματος.

Οι πίνακες που είναι ενσωματωμένοι στο ΡΑΦ διαθέτουν τις τιμές των συντελεστών οι οποίοι υπεισέρχονται στις παρακάτω σχέσεις με τις οποίες υπολογίζονται οι ροπές ανοίγματος και στηρίζεως:

$$\begin{aligned} \text{Ροπές} \\ \text{ανοίγματος:} \end{aligned} \quad m_{f,1} = p_{o\lambda} \cdot \frac{L_{min}^2}{f_1} = (1.35g + 1.50q) \cdot \frac{L_{min}^2}{f_1}$$

$$m_{f,2} = p_{o\lambda} \cdot \frac{L_{min}^2}{f_2} = (1.35g + 1.50q) \cdot \frac{L_{min}^2}{f_2}$$

Όπου f_1, f_2, s_1, s_2 οι συντελεστές από τους πίνακες Pieper-Martens. Οι δείκτες 1, 2 δηλώνουν τις διευθύνσεις των τοπικών αξόνων 1 και 2 των πλακών. Το ΡΑΦ προκαθορίζει τον άξονα 1 παράλληλο με τον καθολικό άξονα Χ. (Για τον υπολογισμό των συντελεστών f_1, f_2, s_1, s_2 βλέπε το παράρτημα Γ).

Ροπές

$$m_{s,1} = p_{ολ} \cdot \frac{L_{min}^2}{s_1} = (1.35g + 1.50q) \cdot \frac{L_{min}^2}{s_1}$$

στήριξεων:

$$m_{s,2} = p_{ολ} \cdot \frac{L_{min}^2}{s_2} = (1.35g + 1.50q) \cdot \frac{L_{min}^2}{s_2}$$

Οι ροπές που υπολογίζονται για τις στηρίξεις αφορούν στηρίξεις μεμονωμένων πλακών. Στην περίπτωση συνεχών πλακών η ροπή στην κοινή στήριξη υπολογίζεται ως το ημίαθροισμα των τιμών που προκύπτουν από τις σχέσεις αυτές για τις δύο πλάκες που συντρέχουν στην στήριξη.

Το ΡΑΦ καλύπτει τέλος και τον υπολογισμό της έντασης των πλακών-προβόλων οι οποίοι υπάρχουν σε όλες τις κτιριακές κατασκευές. Ο υπολογισμός της έντασης των πλακών-προβόλων γίνεται με το κλασσικό μοντέλο της δοκού-προβόλου με διατομή η οποία προκύπτει από μία λωρίδα πλάκας πλάτους ενός μέτρου, δηλ. με ορθογωνική διατομή πλάτους ενός μέτρου και ύψους ίσου με το πάχος της πλάκας. Τονίζεται επίσης ότι υπάρχει η δυνατότητα αντιμετώπισης πλακών-προβόλων με γραμμικά μεταβαλλόμενη διατομή (όπου απλώς τροποποιείται η φόρτιση λόγω ιδίου βάρους καθώς το ισοστατικό μοντέλο δεν επηρεάζεται από την μεταβολή της διατομής), αλλά και η θεώρηση γραμμικώς κατανεμημένου ομοιόμορφου φορτίου κατά μήκος του ελεύθερου άκρου τους.

8.3 Επίπεδα Τοιχώματα / Χωρικά Τοιχώματα (Πυρήνες)

8.3.1 Γενικά

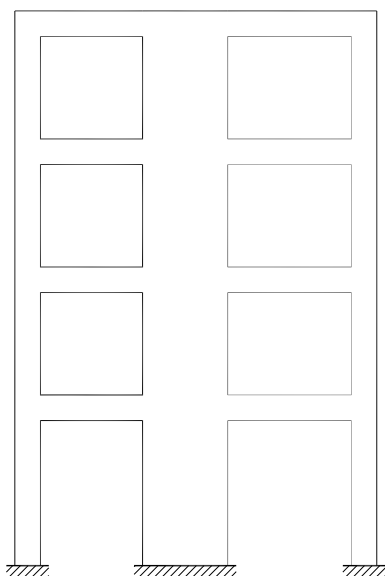
Τα τοιχώματα (επίπεδα ή χωρικά) αποτελούν κατακόρυφα δομικά στοιχεία τα οποία κρίνονται απαραίτητα διότι η ένταξη σε ένα κτιριακό φορέα βελτιώνει κατά πολύ την αντισεισμική του συμπεριφορά. Για τον σκοπό αυτό η χρησιμοποίησή τους προτείνεται από τον ΕΚ8 ο οποίος μάλιστα ενσωματώνει και ειδικό έλεγχο για την κατάταξη των κτιρίων σε κατηγορίες ανάλογα με το μέγεθος της τέμνουσας βάσης που παραλαμβάνουν (ΕΚ8, Παράγραφος 5.1.2). Επιπλέον η ύπαρξη ικανοποιητικού αριθμού τοιχωμάτων σε ένα κτίριο απαλλάσσει από διάφορες υπολογιστικές απαιτήσεις ή απαιτήσεις ελέγχων όπως π.χ. η θεώρηση των τοιχοποιιών στο υπολογιστικό προσομοίωμα (ΕΚ8, εδάφιο 4.3.6.1) ή ο ικανοτικός έλεγχος κόμβων (ΕΚ8, εδάφιο 4.4.2.3(4)).

8.3.2 Επίπεδα τοιχώματα

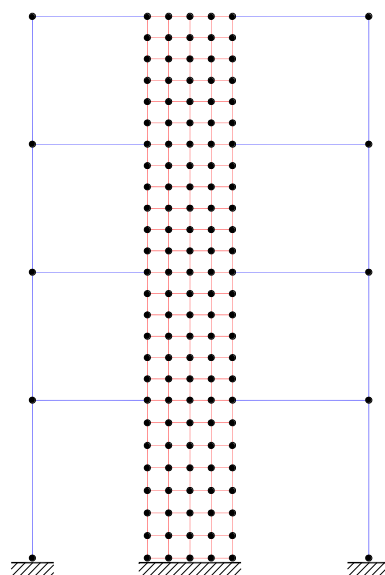
Η προσομοίωση των επιπέδων τοιχωμάτων μπορεί να γίνει με την χρήση μίας εκ των παρακάτω τεχνικών προσομοίωσης (βλ. π.χ. [34]):

- (α) Διακριτοποίηση με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία: Γίνεται με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους (6 β.ε. / κόμβο) καθώς παρά το γεγονός ότι είναι επίπεδα στοιχεία, η ένταξη τους σε φορείς του χώρου καθιστά αναγκαία την περιγραφή της συμπεριφοράς τους από στοιχεία με έξι β.ε. ανά κόμβο (Σχήμα 8.6β). Η χρήση των επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων δίνει τη δυνατότητα της πλέον αξιόπιστης προσομοίωσης τοιχωμάτων με ανοίγματα ή με μεταβολές στην διατομή τους.
- (β) Διακριτοποίηση με (ψευδο-) επιφανειακά στοιχεία (panel elements): Πρόκειται για προσομοίωση με χρήση ενός στοιχείου τύπου panel ανά όροφο (Σχήμα 8.6γ).
- (γ) Διακριτοποίηση με το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου ([35]): Πρόκειται για την προσομοίωση με χρήση αποκλειστικά και μόνον ραβδωτών στοιχείων, η οποία είναι ευρέως διαδεδομένη σε προγράμματα ανάλυσης κατασκευών λόγω κυρίως της απλότητας της, αλλά και λόγω της εμπιστοσύνης που απέκτησε από την πολυετή εφαρμογή της (Σχήμα 8.6δ). Από την πολυετή

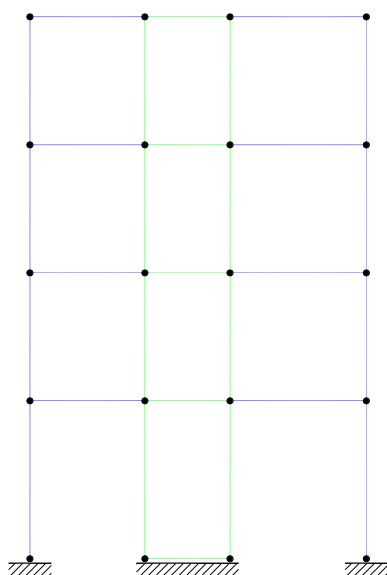
άλλωστε εφαρμογή της έχουν καταγραφεί και οι αδυναμίες της, και επομένως η εφαρμογή της γίνεται με το απαραίτητο κριτικό πνεύμα σε συγκεκριμένες περιπτώσεις (π.χ. ανοίγματα σε τοιχώματα, αλλαγές διατομής καθ' ύψος). Θα πρέπει επίσης να επισημανθεί ότι η χρήση ραβδωτών στοιχείων οδηγεί σε αποτελέσματα εκφρασμένα σε όρους «φορτίων διατομής» που είναι εγκύτερα στη φιλοσοφία διαστασιολόγησης που έχουν οι μηχανικοί.



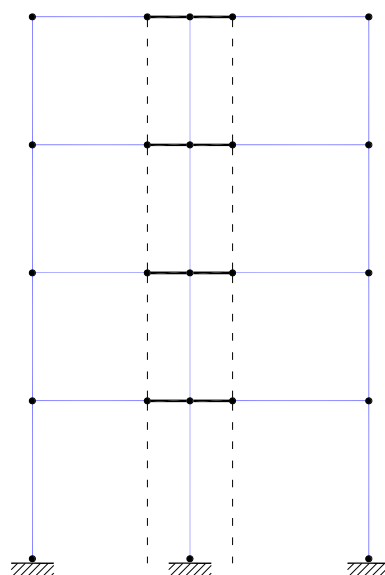
(α) Πραγματικός φορέας



(β) Προσομοίωση τοιχώματος με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους



(γ) Προσομοίωση τοιχώματος με στοιχεία τύπου panel

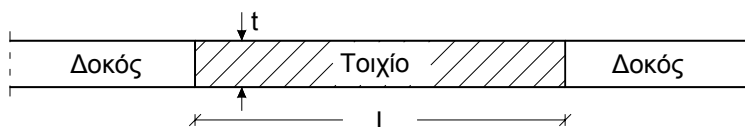


(δ) Προσομοίωση τοιχώματος με το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου

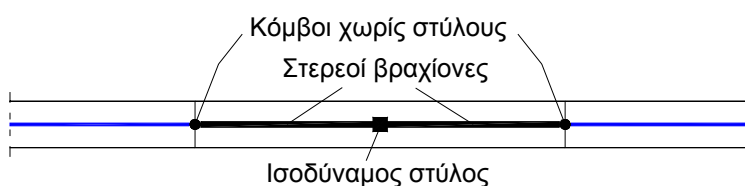
Σχήμα 8.6 Τεχνικές προσομοίωσης επιπέδων τοιχωμάτων.

Η προσομοίωση ενός επιπέδου τοιχώματος με το μοντέλο του ισοδύναμου πλαισίου (Σχήμα 8.7) στηρίζεται στους ακόλουθους κανόνες (βλ. π.χ. [1]):

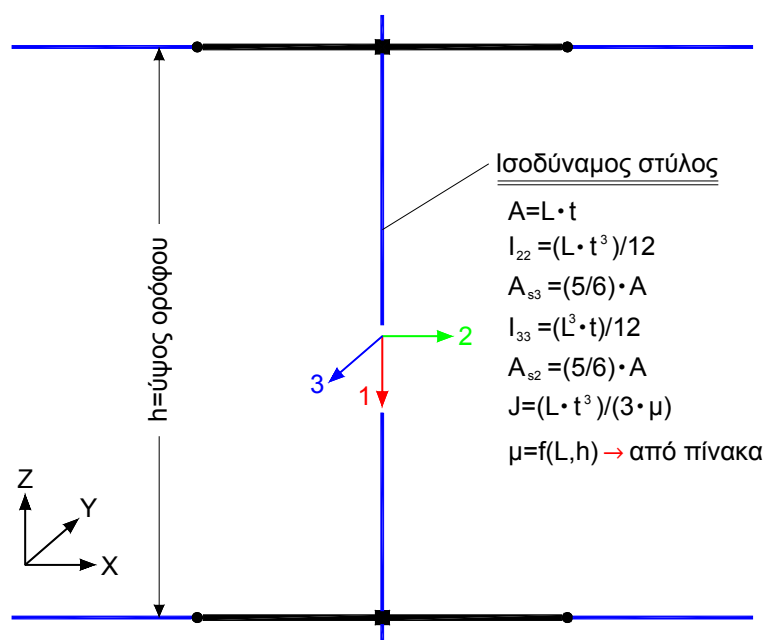
- Το τοίχωμα προσομοιώνεται από έναν ισοδύναμο στύλο ο οποίος τοποθετείται στον κεντροβαρικό (ουδέτερο) άξονα της διατομής του. Τα ελαστικά χαρακτηριστικά του ισοδύναμου αυτού στύλου προκύπτουν από την διατομή του τοιχώματος.
- Οι απαραμόρφωτες διατομές του τοιχώματος προσομοιώνονται στις στάθμες των πλακών, μέσω απολύτως στερεών βραχιόνων, οι οποίοι εκτείνονται από τον κεντροβαρικό άξονα μέχρι τις εκατέρωθεν παριές της διατομής.



(α) Τμήμα κάτοψης μικτού πλαισίου



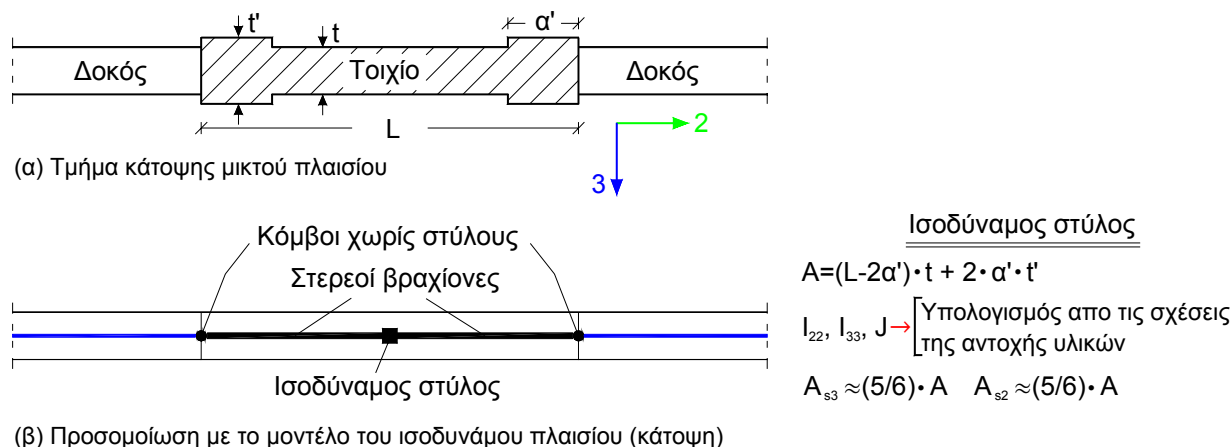
(β) Προσομοίωση με το μοντέλο του ισοδύναμου πλαισίου (κάτοψη)



(γ) Προσομοίωση με το μοντέλο του ισοδύναμου πλαισίου (όψη)

Σχήμα 8.7 Λεπτομέρειες προσομοίωσης επίπεδου τοιχώματος με το μοντέλο του ισοδύναμου πλαισίου.

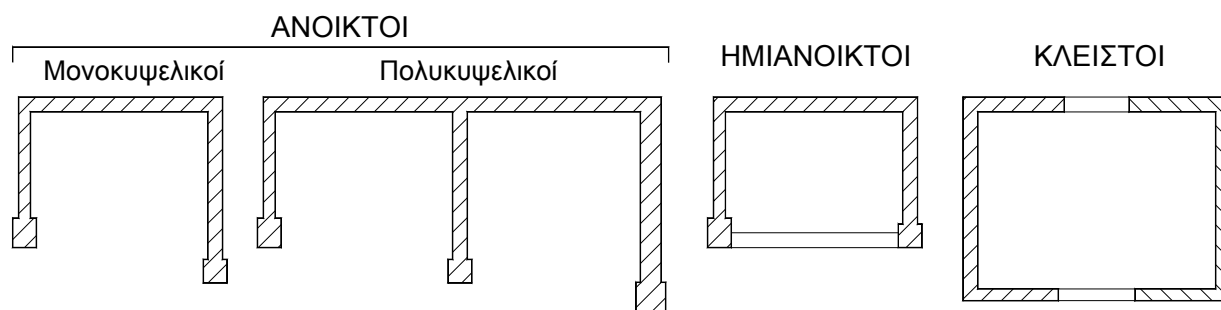
Η λογική της προσομοίωσης των επιπέδων τοιχωμάτων με το μοντέλο του ισοδύναμου πλαισίου, μπορεί να επεκταθεί και για την περίπτωση τοιχωμάτων με διατομή η οποία έχει εντισχύσεις στα άκρα της (βλέπε σχήμα 8.8).



Σχήμα 8.8 Προσομοίωση επίπεδου τοιχώματος με ακραίες ενισχύσεις με το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου.

8.3.3 Χωρικά τοιχώματα / Πυρήνες (Ανοικτοί, Ημιανοικτοί, Κλειστοί)

Ως πυρήνες χαρακτηρίζονται τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία με λεπτότοιχες ανοικτές, ημιανοικτές αλλά και κλειστές διατομές (Σχήμα 8.9). Πρόκειται στην ουσία για σύνθετους χωρικούς φορείς, οι οποίοι στην γενικότερη των περιπτώσεων, αποτελούνται από επίπεδα τοιχώματα τα οποία συνδέονται μεταξύ τους υπό τυχούσες γωνίες, συνθέτοντας έτσι, μακροσκοπικά, κατακόρυφους προβόλους με λεπτότοιχη ανοικτή, ημιανοικτή ή και κλειστή διατομή. Οι πυρήνες πέραν των λειτουργικών τους χρήσεων («περιβολή» κλιμακοστασίων, ανελκυστήρων και ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων) αποτελούν σημαντικά αντισεισμικά στοιχεία λόγω της υψηλής δυσκαμψίας και δυστρεψίας τους.



Σχήμα 8.9 Βασικές κατηγορίες πυρήνων.

Οι μέθοδοι προσομοίωσης των πυρήνων είναι σε γενικές γραμμές ίδιες με τις μεθόδους προσομοίωσης των επιπέδων τοιχωμάτων (βλ. π.χ. [36]). Ωστόσο στην περίπτωση των πυρήνων τα προβλήματα που πρέπει να αντιμετωπίσουν οι μέθοδοι αυτές είναι μεγαλύτερα λόγω της ανάγκης για σωστή απόδοση της στρέβλωσης των διατομών τους όταν επιτινούνται από έντονη στρεπτική επιπόνηση.

Η πλέον αξιόπιστη μέθοδος για την προσομοίωση των πυρήνων είναι η προσομοίωση με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων κελύφους. Όμως στο επίπεδο των συνηθισμένων πρακτικών εφαρμογών, η πλέον εφαρμόσιμη λύση είναι η προσομοίωση των πυρήνων με την μέθοδο του ισοδυνάμου πλαισίου. Το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου μειονεκτεί των μοντέλων επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων σε ακρίβεια. Όμως η χρήση των επιφανειακών

πεπερασμένων στοιχείων έχει ως εξαγόμενο αποτέλεσμα για την ένταση ενός πυρήνα τις τάσεις των στοιχείων του. Επομένως θα πρέπει να γίνει διαστασιολόγηση με βάση το πεδίο των τάσεων σε υποπεριοχές οι οποίες ορίζονται από τον χρήστη. Μια τέτοια τακτική απαιτεί την χρήση ειδικών αλγορίθμων από το πρόγραμμα ανάλυσης αφενός, και ιδιαίτερη εμπειρία από τον χρήστη αφετέρου. Αντιθέτως τα εξαγόμενα από την χρήση του μοντέλου του ισοδυνάμου πλαισίου είναι τα κλασσικά «φορτία διατομής» με τα οποία η διαστασιολόγηση εντάσσεται στο γνωστό και οικείο σε όλους τους χρήστες πεδίο γνώσεων αφενός, και στην αντιμετώπιση των πυρήνων με την ίδια λογική όπως και όλα τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία ενός φορέα από το πρόγραμμα διαστασιολόγησης αφετέρου. Επιπλέον, η διαδικασία διαστασιολόγησης ή ελέγχου του υπάρχοντος σπλισμού με βάση τα μεγέθη έντασης μίας διατομής, υιοθετείται και από τους Κανισμούς.

Στην περίπτωση των πυρήνων, η χρήση του μοντέλου του ισοδυνάμου πλαισίου δεν είναι μονοσήμαντη, υπό την έννοια ότι υπάρχει μια σειρά εναλλακτικών προσομοιώσεων για μία συγκεκριμένη διατομή ενός πυρήνα (βλ. π.χ. [34]). Ωστόσο η συστηματική μελέτη των προσομοιώσεων αυτών, αποτελέσματα της οποίας είναι διαθέσιμα στη βιβλιογραφία (βλ. π.χ. [37], [38]), έχει καταδείξει τα πλέον αξιόπιστα από αυτά όπως θα παρουσιαστεί συνοπτικά παρακάτω. Βέβαια όπως και για κάθε μοντέλο που προτείνεται ή χρησιμοποιείται, έτσι και για το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου θα πρέπει να παρουσιάζονται και οι αδυναμίες του.

Έτσι υπάρχουν ορισμένες ειδικές περιπτώσεις στις οποίες η χρήση του του μοντέλου του ισοδυνάμου πλαισίου είτε δεν είναι εφικτή, είτε οδηγεί σε αποτελέσματα μειωμένης αξιοπιστίας. Αυτές είναι:

- α. Πολύ χαμηλά τοιχώματα ή πυρήνες με λόγο μήκους προς ύψος < 2 .
- β. Ανοικτοί πυρήνες με ανοίγματα στα σκέλη ή την πλάτη τους.
- γ. Ανοικτοί πυρήνες με έντονη στρεπτική καταπόνηση.
- δ. Στρεπτικά καταπονούμενοι ημιανοικτοί πυρήνες με ισχυρή αυτοσύζευξη.
- ε. Στρεπτικά καταπονούμενοι κλειστοί πυρήνες.

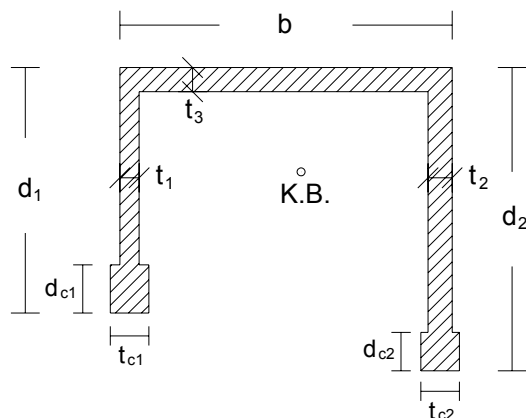
Βεβαίως όταν η χρήση του μοντέλου του ισοδυνάμου πλαισίου είναι αναγκαία και στις περιπτώσεις αυτές, θα πρέπει η μειωμένη απόδοση του να είναι εκ των προτέρων γνωστή στον χρήστη, προκειμένου να επεξεργάζεται τα εξαγόμενα αποτελέσματα με τον απαραίτητο σκεπτικισμό.

➤ **Ανοικτοί πυρήνες**

Οι πιο συνήθεις διατομές ανοικτών πυρήνων είναι οι μονοκυψελικοί και οι δικυψελικοί πυρήνες με ή χωρίς διαπλατύνσεις στα άκρα τους (βλ. σχήμα 8.9). Η προσομοίωση των πυρήνων αυτών με το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου ακολουθεί τους ίδιους γενικούς κανόνες που διέπουν και την προσομοίωση των επιπέδων τοιχωμάτων, με την διαφορά όμως ότι θα πρέπει να λαμβάνεται μέριμνα και για την ορθότερη δυνατή απόδοση της συμπεριφοράς τους σε στρέψη (στρέβλωση των διατομών). Παρακάτω θα δωθούν οδηγίες για την προσομοίωση των πυρήνων αυτών με την πλέον αξιόπιστη εκδοχή του μοντέλου του ισοδυνάμου πλαισίου.

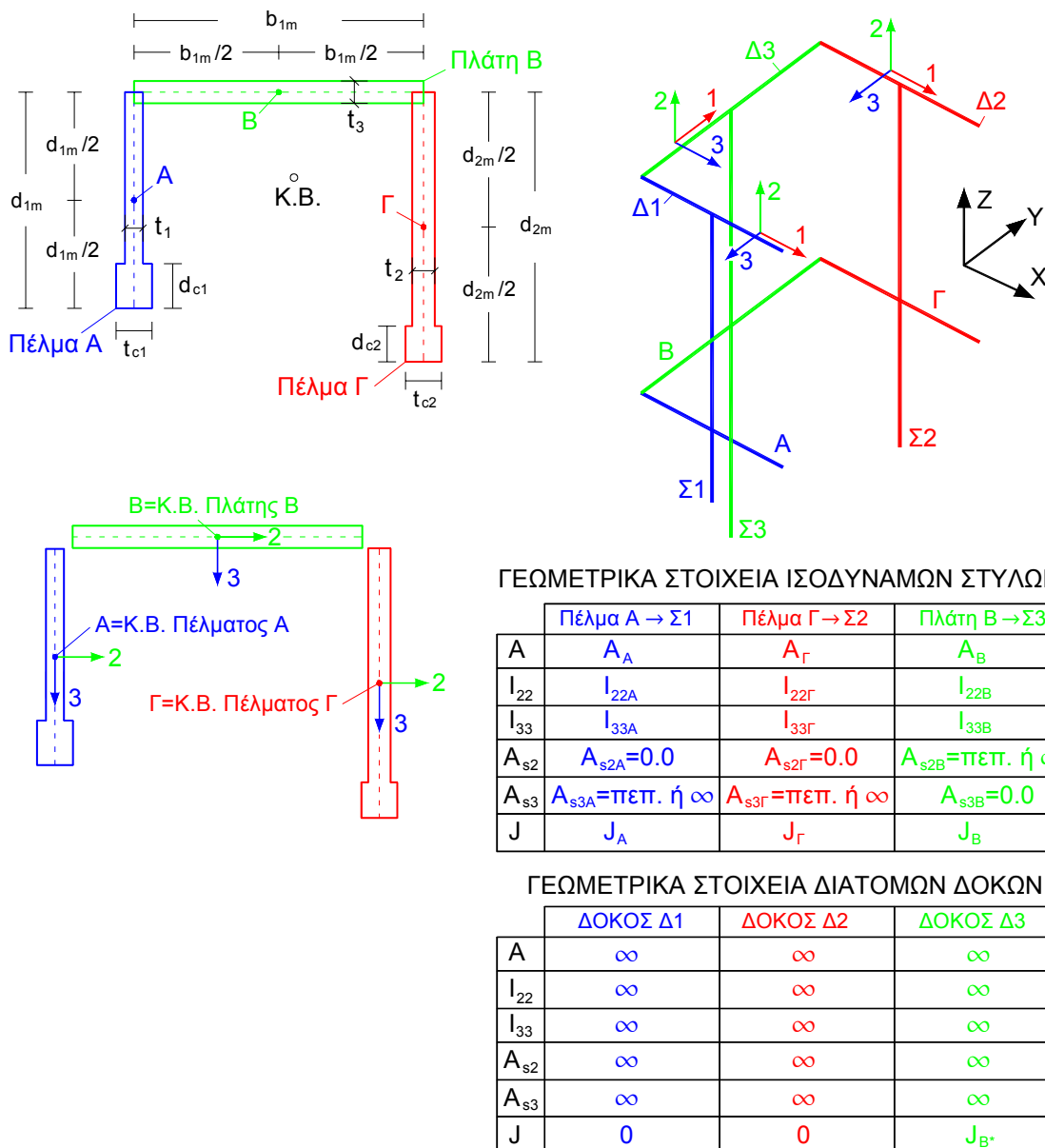
– *Μονοκυψελικοί πυρήνες*

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζονται αναλυτικά οι παράμετροι που περιγράφουν την γεωμετρία της διατομής ενός μονοκυψελικού πυρήνα στην πλέον γενική περίπτωση που μπορεί να παρουσιαστεί στην πράξη:



Σχήμα 8.10 Γενική περίπτωση ανοικτού μονοκυβελικού πυρήνα με ανισοσκελή πέλματα και ενισχυμένες ζώνες στα άκρα.

Από μία σειρά διερευνήσεων που έχουν γίνει κατά καιρούς (βλ. π.χ. [38], [39]), έχει προκύψει το συμπέρασμα ότι το πλαίσιακό προσομοίωμα που αποδίδει σε γενικές γραμμές τα πλέον ικανοποιητικά αποτελέσματα στην πλειοψηφία των εξεταζόμενων περιπτώσεων για ανοικτούς πυρήνες με μορφή ανάλογη αυτής του σχήματος 8.10 είναι αυτό που προκύπτει από την τοποθέτηση τριών ισοδυνάμων στύλων στα Κ.Β. των τριών σκελών του. Λεπτομέρειες για όλα τα στοιχεία που απαιτούνται για την υλοποίηση αυτής της προσομοίωσης δίνονται στο σχήμα 8.11 που ακολουθεί.



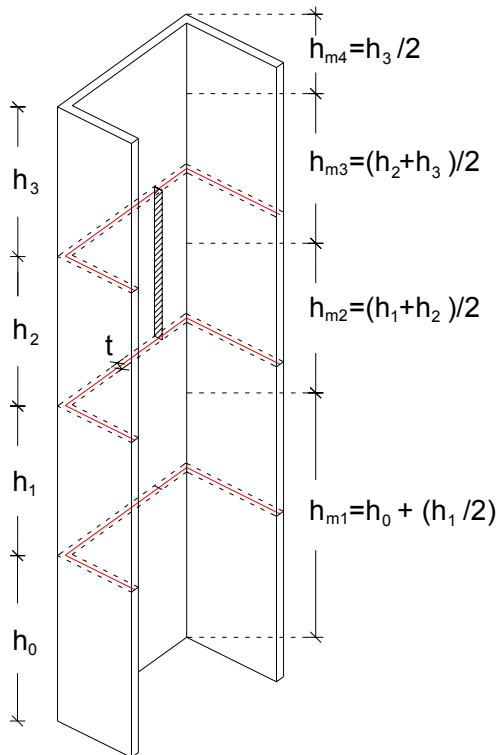
Σχήμα 8.11 Λεπτομέρειες προσομοίωσης μονοκυβελικού πυρήνα με το πιο αξιόπιστο μοντέλο ισοδυνάμου πλαισίου

Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, η προσομοίωση με το συγκεκριμένο μοντέλο ισοδυνάμου πλαισίου είναι απλή και σαφής. Το μοναδικό σημείο που χρήζει ιδιαίτερης προσοχής είναι η τιμή της δυστρεψίας J της βοηθητικής δοκού Δ3 (J_{B^*}) με την οποία υλοποιείται η εγκάρσια διατομή της πλάτης του πυρήνα. Η τιμή αυτή δεν μπορεί να είναι 0 διότι έτσι αγνοείται η στρεπτική ακαμψία της πλάτης, αλλά δεν μπορεί να είναι και υπερβολικά μεγάλη διότι έτσι εμποδίζεται η στρέβλωση της διατομής του πυρήνα η οποία είναι φυσικώς αναμενόμενη κατά την στρεπτική του φόρτιση. Η σχέση που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την δυστρεψία της πλάτης είναι (βλ. π.χ. [40]):

$$J = (t^3 \cdot h_m) \cdot \left[\frac{1}{3} - 0.21 \cdot \left(\frac{t}{h_m} \right) \cdot \left(1 - \frac{(t/h_m)^4}{12} \right) \right] \quad (8.3)$$

Όπου t είναι το πάχος της πλάτης του πυρήνα, ενώ το h_m προσδιορίζεται με την βοήθεια του παρακάτω σχήματος.

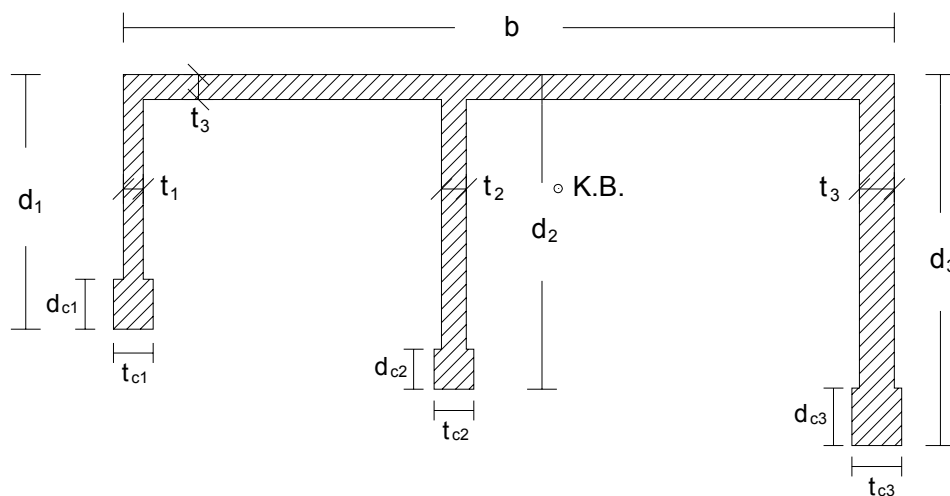
(Η παραπάνω σχέση χρησιμοποιείται και για τις δυστρεψίες των ισοδύναμων στύλων, όπου χωρίς σημαντική απώλεια της ακρίβειας μπορούμε να αγνοήσουμε τις ακραίες διαπλάτυνσεις και να θεωρήσουμε ειδικά για τον υπολογισμό των δυστρεψιών ότι οι ισοδύναμοι στύλοι έχουν ορθογωνικές διατομές.)



Σχήμα 8.12 Ορισμός του μήκους h_m για το υπολογισμό της δυστρεψίας της πλάτης του πυρήνα.

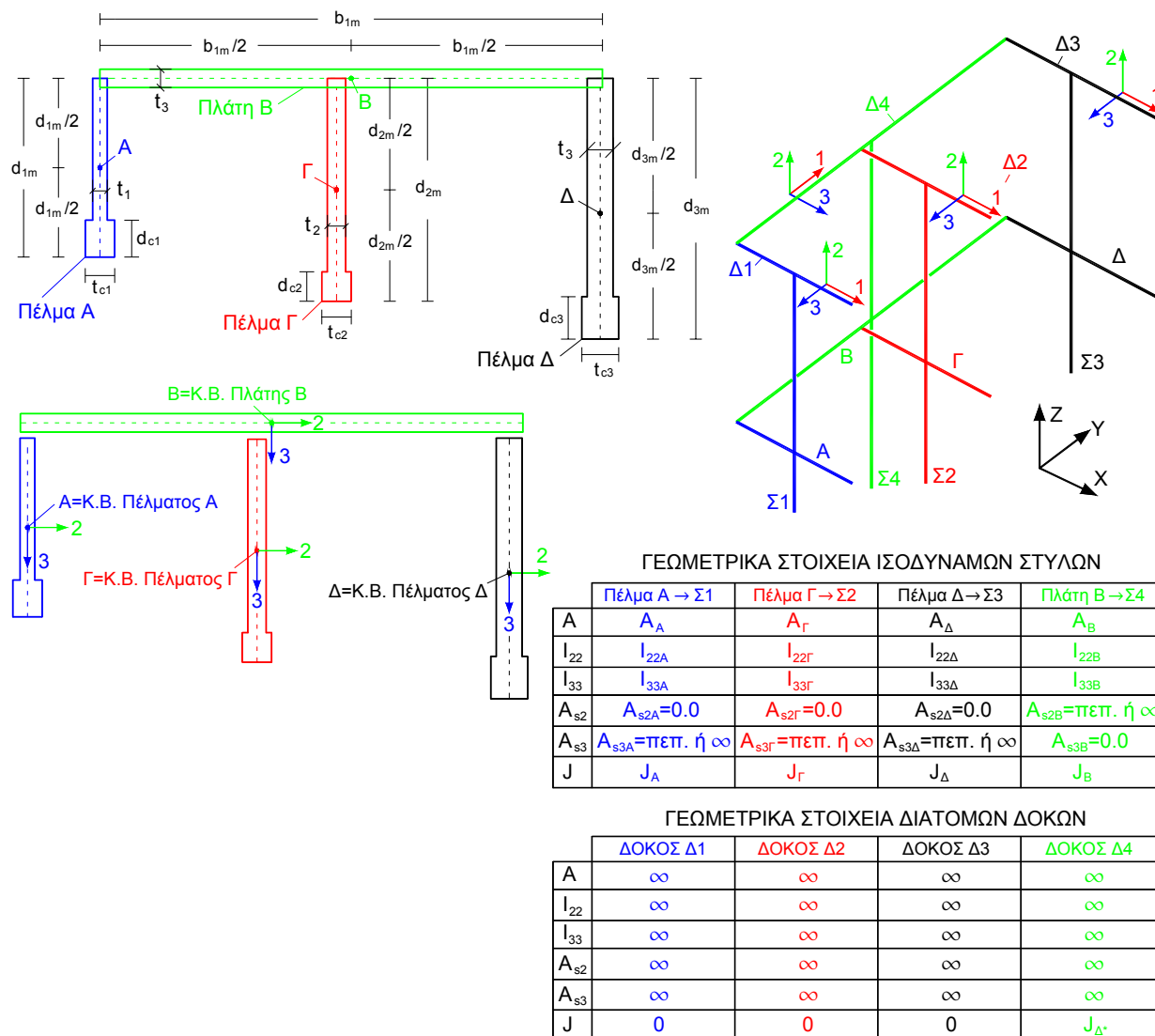
– Δικυψελικοί πυρήνες

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζονται αναλυτικά οι παράμετροι που περιγράφουν την γεωμετρία ενός δικυψελικού πυρήνα στην πλέον γενική περίπτωση που μπορεί να παρουσιαστεί στην πράξη:



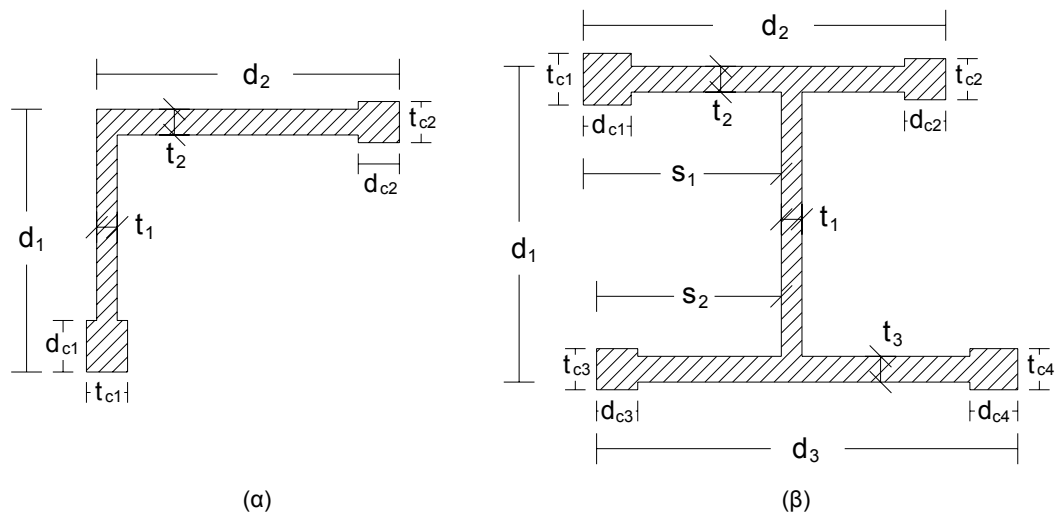
Σχήμα 8.13 Γενική περίπτωση ανοικτού δικυψελικού πυρήνα με ανισοσκελή πέλματα και ενισχυμένες ζώνες στα άκρα του.

Η προτεινόμενη εκδοχή του μοντέλου ισοδυνάμου πλαισίου για τους δικυψελικούς πυρήνες δεν διαφέρει στις γενικές του αρχές από την αντίστοιχη έκδοση για τους μονοκυψελικούς [38]. Έτσι, οι λεπτομέρειες για την προτεινόμενη προσομοίωση δίνονται στο παρακάτω σχήμα, με την υποσημείωση ότι για την τιμή της δυστρεψιάς της πλάτης του πυρήνα και των ισοδυνάμων στύλων, ισχύουν η σχέση (8.3) και οι οδηγίες που δίνονται στο σχήμα 8.12 για τους μονοκυψελικούς πυρήνες.



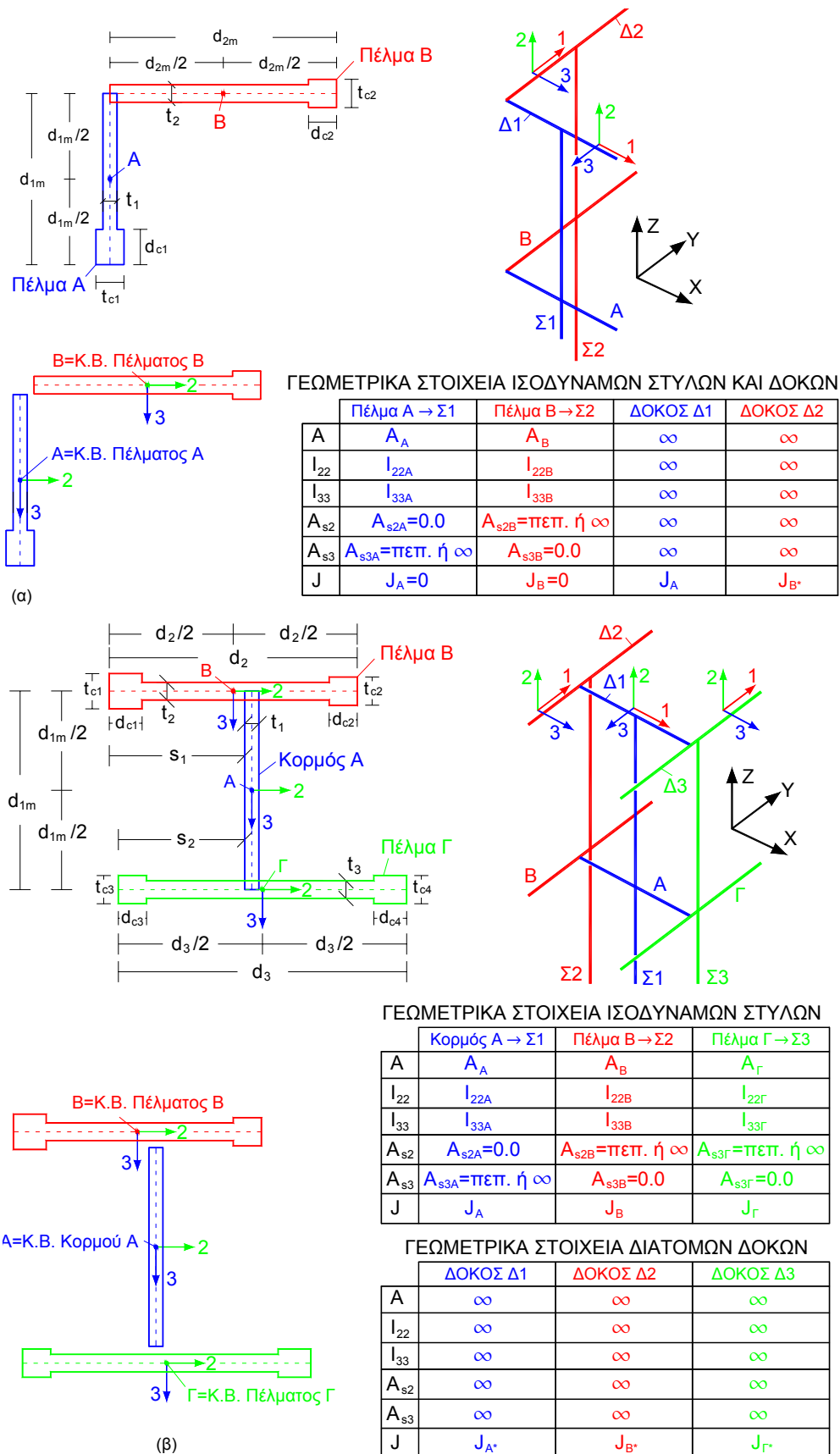
Σχήμα 8.14 Λεπτομέρειες προσομοίωσης δικυψελικού πυρήνα με το πιο αξιόπιστο μοντέλο ισοδυνάμου πλαισίου.

Επίσης ειδικές κατηγορίες διασταυρούμενων τοιχωμάτων όπως τοιχώματα διατομής Γ (Σχήμα 8.15α), και απλού ή διπλού Τ (Σχήμα 8.15β) μπορούν να αντιμετωπιστούν όπως και οι ανοικτοί πυρήνες, με βάση τις γενικές αρχές που διέπουν την προσομοίωση με το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου.



Σχήμα 8.15 Γενική περίπτωση διασταυρούμενων τοιχωμάτων διατομής Γ (α), και ασύμμετρου διπλού T (β)

Ενδεικτικό για τις λεπτομέρειες προσομοίωσης των διασταυρούμενων τοιχωμάτων είναι το σχήμα 8.16:



Σχήμα 8.16 Λεπτομέρειες προσομοίωσης διασταυρούμενων τοιχωμάτων με το μοντέλο ισοδύναμου πλαισίου.

➤ **Ημιανοικτοί και κλειστοί πυρήνες**

Οι ημιανοικτοί πυρήνες είναι ανοικτοί πυρήνες, οι οποίοι όμως στις στάθμες των πλακών – διαφραγμάτων έχουν δοκούς σύζευξης οι οποίες συνδέουν μεταξύ τους τα ελεύθερα άκρα των σκελών. Η αυτοσύζευξη αυτή έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της δυστρεψίας του πυρήνα λόγω της συμμετοχής στην στρεπτική αντίσταση και των δοκών σύζευξης. Αυτή η αύξηση της δυστρεψίας του πυρήνα οφείλει να ληφθεί υπόψη κατά την προσομοίωση των ημιανοικτών πυρήνων.

Το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί και στην περίπτωση των ημιανοικτών πυρήνων, με την προσθήκη στο προσομοίωμα και των δοκών σύζευξης. Επομένως ισχύουν όλα όσα παρουσιάστηκαν πιο πάνω. Εκείνο που προσθέτως πρέπει να τονιστεί, είναι ότι για τις διατομές των δοκών αυτοσύζευξης θα πρέπει να ληφθεί οπωσδήποτε πεπερασμένη και όχι μηδενική τιμή για τη δυστρεψία τους, η οποία σε συνδυασμό με τις πεπερασμένες (και όχι μηδενικές) δυστρεψίες των ακάμπτων βραχιόνων αποδίδει ορθότερα την δυστρεψία του πυρήνα.

Όσο πιο δύσκαμπτες είναι οι δοκοί αυτοσύζευξης, τόσο περισσότερο ανακριβές καθίσταται το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου. Επομένως όταν η χρήση ραβδωτών στοιχείων είναι αναπόφευκτη, τα αποτελέσματα θα πρέπει να αξιολογούνται με ιδιαίτερο σκεπτικισμό.

Οριακή περίπτωση των ημιανοικτών πυρήνων με ισχυρές δοκούς σύζευξης, είναι οι κλειστοί πυρήνες (ενδεχομένως με μικρά ανόγματα υπό την μορφή παραθύρων). Είναι θεωρητικώς και πρακτικώς τεκμηριωμένο (βλ. π.χ. [34], [41]) ότι το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου στην περίπτωση των κλειστών πυρήνων αστοχεί στο να αποδόσει ικανοποιητικά την μηχανική συμπεριφορά τους. Επομένως τα αποτελέσματα από την χρήση του μοντέλου του ισοδυνάμου πλαισίου για κλειστούς πυρήνες, δεν θα πρέπει να θεωρούνται καθόλου αξιόπιστα ειδικά στις περιπτώσεις κατά τις οποίες συμμετέχουν σε φέροντα οργανισμό με έντονες εκκεντρότητες, και κατά συνέπεια έντονη στρεπτική καταπόνηση λόγω σεισμού.

Κλείνοντας την γενική αναφορά στην προσομοίωση επιπέδων τοιχωμάτων και πυρήνων με το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου θα πρέπει να γίνει αναφορά στον παρακάτω γενικό κανόνα:

Γενικός κανόνας για το μοντέλο ισοδυνάμου πλαισίου για την προσομοίωση πυρήνων.

*Η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από την χρήση του μοντέλου του ισοδυνάμου πλαισίου, όταν αυτό χρησιμοποιείται για την προσομοίωση ανοικτών, ημιανοικτών ή κλειστών πυρήνων μειώνεται **σημαντικά** όσο αυξάνεται το επίπεδο της στρεπτικής επιπόνησης των κτιρίων. Ωστόσο η γενική απαίτηση του ΕΚ8 για μόρφωση φερόντων οργανισμών με όσο το δυνατό μικρότερες εκκεντρότητες μπορεί να οδηγήσει σε αποδεκτά αποτελέσματα αφού το επίπεδο της στρεπτικής επιπόνησης σε κτίρια με μικρές εκκεντρότητες είναι κατά κανόνα χαμηλό.*

8.3.4 Προσομοίωση με το ΡΑΦ

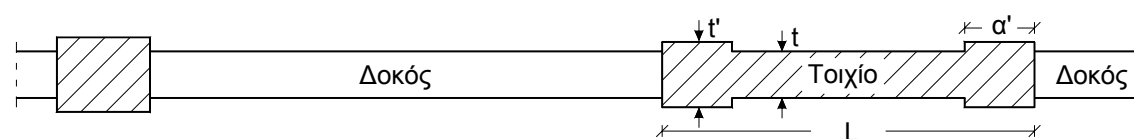
Το ΡΑΦ κάνει πλήρη εφαρμογή του μοντέλου του ισοδυνάμου πλαισίου για την προσομοίωση των επιπέδων τοιχωμάτων και των πυρήνων. Επομένως ισχύουν όλα όσα παρουσιάστηκαν στις

προηγούμενες παραγράφους. Ακολούθως θα δοθούν κάποια επιπλέον στοιχεία για την υλοποίηση των προσομοιώσεων των τοιχωμάτων και των πυρήνων από το ΡΑΦ.

➤ **Επίπεδα τοιχώματα**

Όταν εισαχθεί μία διατομή κατακόρυφου στοιχείου που χαρακτηρίζεται από το πρόγραμμα ως τοίχωμα (με ή χωρίς ενισχύσεις στα άκρα), υπολογίζονται αυτόματα τα γεωμετρικά στοιχεία της εισαχθείσας διατομής (υπενθυμίζεται εδώ η δυνατότητα επιλεκτικής κατάργησης της προκαθορισμένης απομείωσης των γεωμετρικών αυτών χαρακτηριστικών σύμφωνα με το εδάφιο 4.3.1(7) του ΕΚ8).

Η χρήση του ραβδωτού στοιχείου του ΡΑΦ δίνει την δυνατότητα εύκολης προσομοίωσης των επιπέδων τοιχωμάτων, καθώς οι στερεοί βραχίονες των δοκών μπορούν να υποκαταστήσουν τους πρόσθετους βραχίονες που απαιτούνται για την εφαρμογή του μοντέλου του ισοδυνάμου πλαισίου (βλ. σχήμα 8.17).

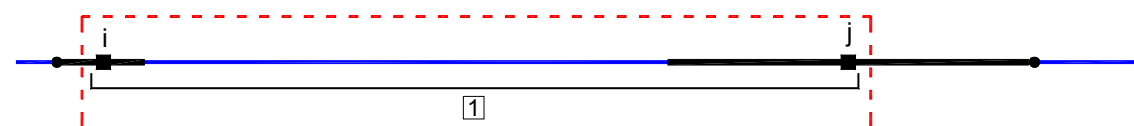


(α) Τμήμα κάτοψης μικτού πλαισίου



(β) Προσομοίωση με χρήση συμβατικών στοιχείων δοκού →

- α. Τρία στοιχεία δοκού για το τμήμα i-j
 - β. Για τα στοιχεία i-k και l-j πρέπει να δοθούν επαρκώς μεγάλες τιμές για τα χαρακτηριστικά των διατομών τους.
- ΚΙΝΔΥΝΟΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΣΤΑΘΕΙΩΝ**



(γ) Προσομοίωση με το γενικευμένο στοιχείο του ΡΑΦ. →

- α. Ένα μόνον στοιχείο για το τμήμα i-j
- β. **ΑΠΟΦΥΓΗ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΑΣΤΑΘΕΙΩΝ**

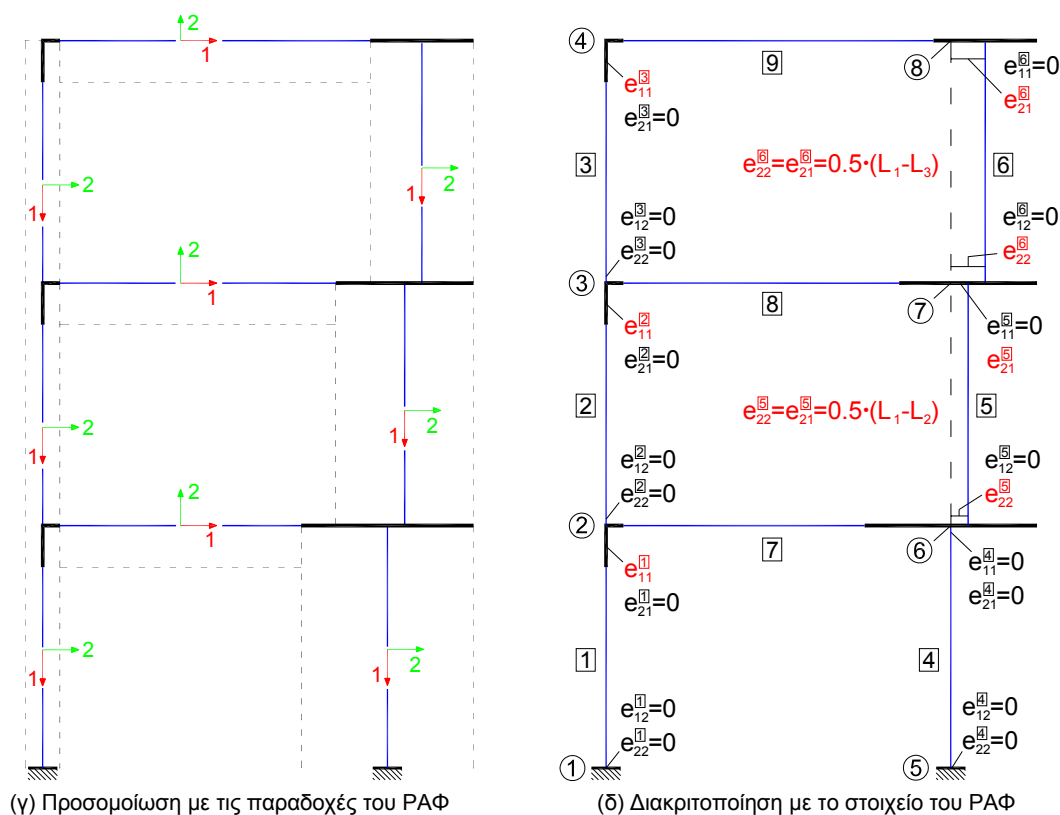
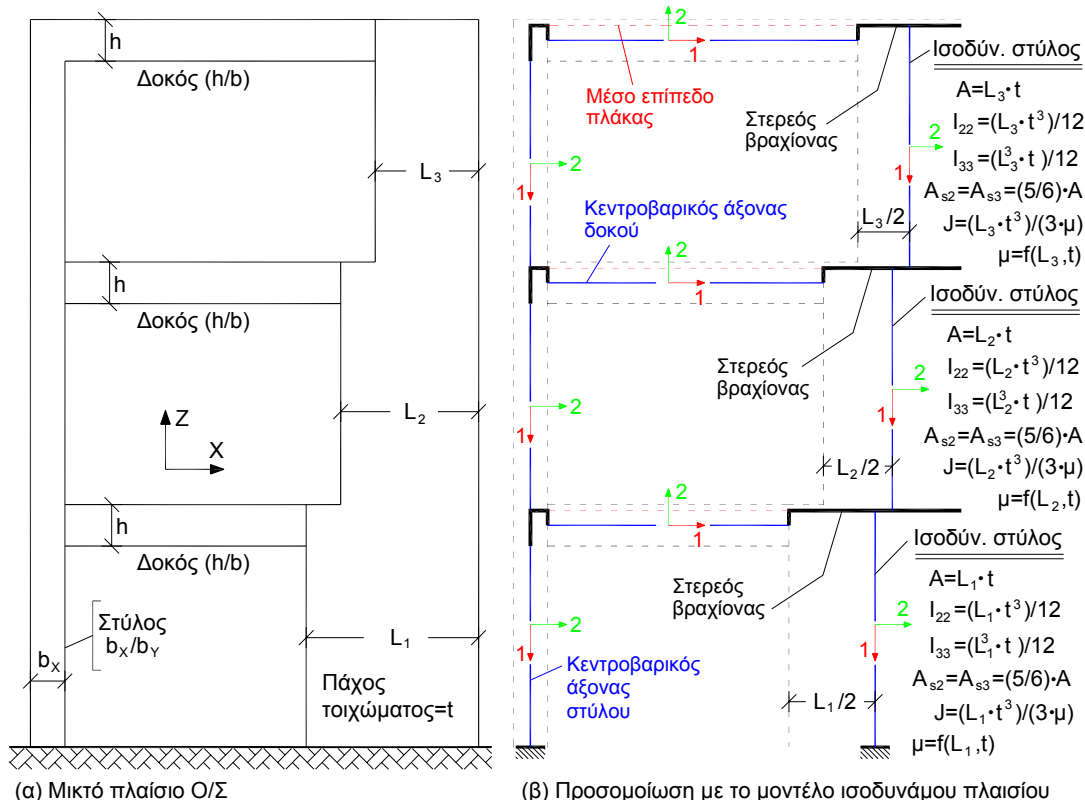
Σχήμα 8.17 Προσομοίωση επιπέδων τοιχωμάτων με συμβατικά στοιχεία και με το ραβδόμορφο στοιχείο του ΡΑΦ

Η χρήση του γενικευμένου στοιχείου του ΡΑΦ καθιστά επίσης πολύ απλή και την προσομοίωση ειδικών περιπτώσεων επιπέδων τοιχωμάτων – που όμως εμφανίζονται συχνά στην πράξη – με το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου, όπως οι παρακάτω [36]:

- Τοιχώματα με βαθμίδες καθ' ύψος (Σχήματα 8.18 και 8.19).
- Τοιχώματα που καταλήγουν σε υποστύλωμα (Σχήμα 8.20).

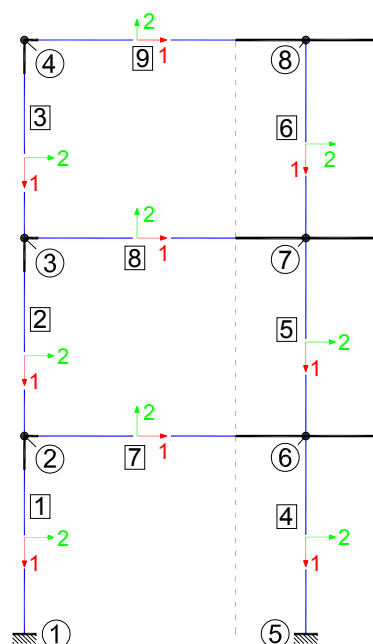
Ο τρόπος με τον οποίο επιτυγχάνεται η προσομοίωση σε κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις είναι συνδυασμός τόσο του αυτόματου υπολογισμού των μηκών των στερεών βραχιόνων από το πρόγραμμα, όσο και της δυνατότητας που δίνεται στους χρήστες να

καθορίζουν μόνοι τους τα συγκεκριμένα μήκη. Επιπλέον χρήσιμη εμφανίζεται να είναι και η ύπαρξη του πλασματικού στοιχείου του προγράμματος (Παράγραφος 6.2).



Σχήμα 8.18 Προσομοίωση τοιχώματος με βαθμίδες καθ' ύψος με το μοντέλο ισοδυνάμου πλαισίου από το ΡΑΦ.

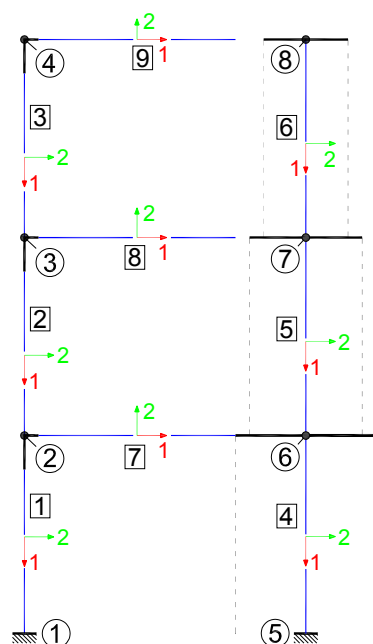
Στο σχήμα 8.18 παρουσιάζεται η προσομοίωση ενός τοιχώματος με βαθμίδες, με χρήση του ραβδωτού στοιχείου του ΡΑΦ η οποία μπορεί να γίνει σε τρία βήματα όπως φαίνεται παρακάτω:



ΒΗΜΑ 1

Εισαγωγή του τοιχώματος με ενιαία διατομή σε όλους τους ορόφους.

Κατά το βήμα αυτό, το ΡΑΦ εκτελεί αυτόματο υπολογισμό των βασικών κόμβων του προσομοιώματος και των μηκών των στερεών βραχιόνων

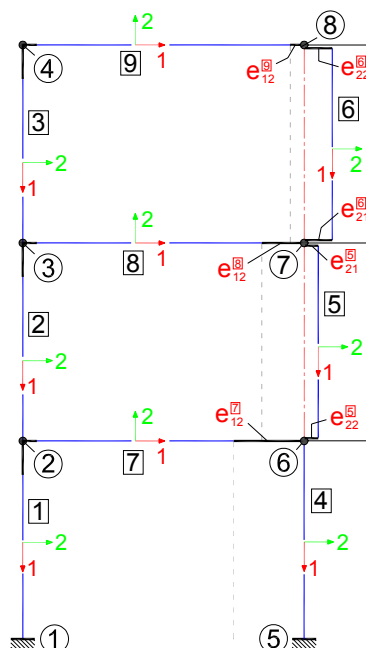


ΒΗΜΑ 2

Μείωση των διατομών του τοιχώματος στους ορόφους 2 και 3 στις επιθυμητές διαστάσεις

Κατά το βήμα αυτό, οι κεντροβαρικοί άξονες των τοιχωμ. στους ορόφους 2,3 παραμένουν στις αρχικές τους θέσεις.

Τα μήκη των στερεών βραχιόνων των δοκών όμως μειώνονται προκαλώντας έτσι προσωρινές ασυνέχειες στο προσομοίωμα.



ΒΗΜΑ 3

Τροποποίηση των μηκών των στερεών βραχιόνων των τοιχωμάτων και των δοκών από το χρήστη προκειμένου να αποκατασταθεί η σωστή γεωμετρία του προσομοιώματος. Π.χ.:

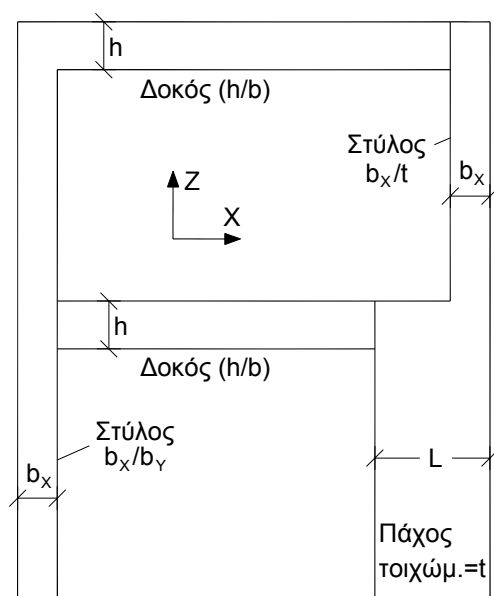
$$e_{22}^{\text{B}} = e_{21}^{\text{B}} = 0.5 \cdot (L_1 - L_3)$$

$$e_{22}^{\text{B}} = e_{21}^{\text{B}} = 0.5 \cdot (L_1 - L_2)$$

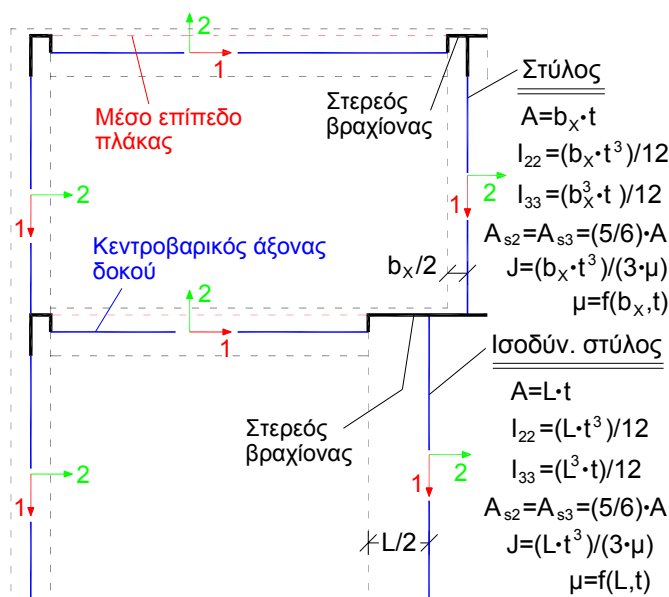
Σχήμα 8.19 Μέθοδος προσομοίωσης τοιχώματος με βαθμίδες από το ΡΑΦ.

Δηλαδή, για την προσομοίωση ενός τοιχώματος με βαθμίδες γίνεται εκμετάλλευση τόσο της δυνατότητας αυτόματου υπολογισμού των μηκών των στερεών βραχιόνων ενός στοιχείου, όσο και της δυνατότητας που δίνεται στο χρήστη να τροποποιήσει μόνος του τα μήκη αυτά. Έτσι π.χ. η μείωση της διατομής του τοιχώματος (στοιχείο 5) μεταξύ των κόμβων 6 και 7 (βλ. Σχήματα 8.18δ και 8.19) επιτυγχάνεται εύκολα αν δοθεί νέα διατομή για το στοιχείο 5 και παράλληλα δοθεί για το στοιχείο αυτό μη μηδενική τιμή για τα μήκη των βραχιόνων e_{21} , e_{22} . Πιο συγκεκριμένα, αν εισαχθεί η τιμή $e_{21}=e_{22}=(1/2) \cdot (L_1 - L_2)$, τότε επιτυγχάνεται η αυτόματη μετάθεση του κεντροβαρικού άξονα

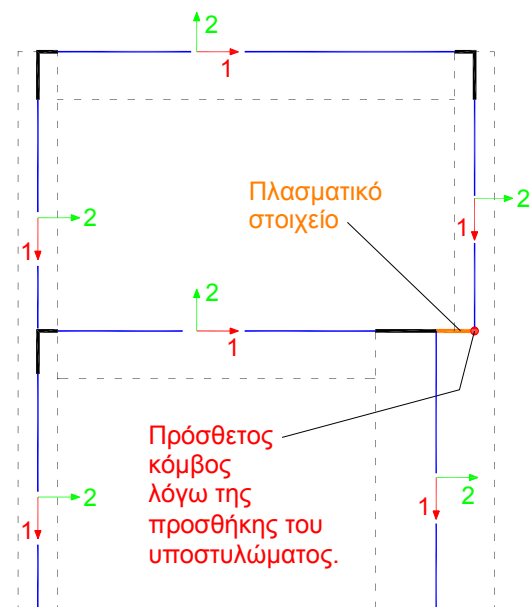
του τοιχώματος στον β' όροφο σε θέση που αντιστοιχεί στην θέση του κεντροβαρικού άξονα της διατομής του στον όροφο αυτό. Έτσι σε συνδυασμό και με την μείωση της μήκους διατομής του στοιχείου 5 (από L_1 σε L_2) επιτυγχάνεται η σωστή προσομοίωση της απομείωσης της διατομής του τοιχώματος στον β' όροφο. Παρόμοια διαδικασία ακολουθείται και για την μείωση στον γ' όροφο. Ένα ακόμα σημείο που θα πρέπει να προσεχθεί είναι το εξής: Κατά την προσθήκη ενός κατακορύφου στοιχείου το οποίο δεν προκύπτει από αντιγραφή, προστίθενται αυτόματα στο προσομοίωμα οι κόμβοι αρχής και τέλους του.



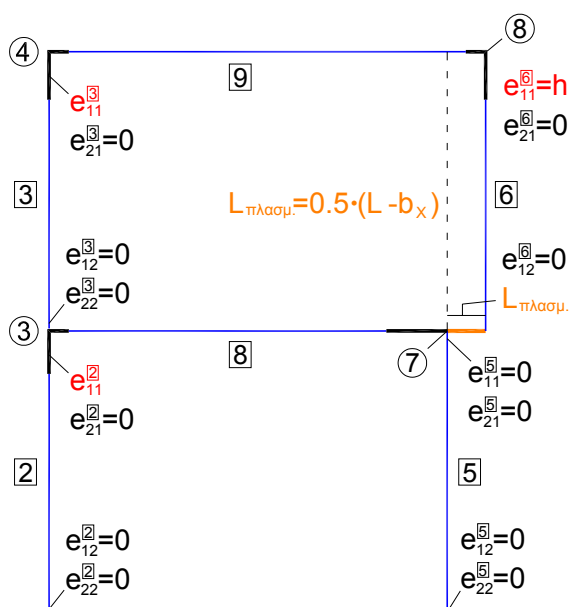
(α) Μικτό πλαίσιο Ο/Σ



(β) Προσομοίωση με το μοντέλο ισοδυνάμου πλαισίου



(γ) Προσομοίωση με τις παραδοχές του ΡΑΦ



(δ) Διακριτοποίηση με το στοιχείο του ΡΑΦ

Σχήμα 8.20 Προσομοίωση τοιχώματος που καταλήγει σε στύλο με το μοντέλο ισοδυνάμου πλαισίου από το ΡΑΦ

Έτσι εφόσον σβηστεί ένα υπάρχων στοιχείο τοιχώματος και προσεθεί ένα στοιχείο στύλου στη θέση του, τότε ο προστιθέμενος κάτω κόμβος του στοιχείου αυτού θα πρέπει να συνδεθεί μέσω ενός πλασματικού στοιχείου με τον άνω κόμβο του υποκείμενου τοιχώματος όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα.

➤ Πυρήνες

Σημαντικό πλεονέκτημα της προσομοίωσης των πυρήνων με το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου από το ΡΑΦ, αποτελεί η πλήρης αυτοματοποίηση όλων των απαιτούμενων διαδικασιών. Η

αυτοματοποίηση αυτή αφορά όμως συγκεκριμένα είδη ανοικτών¹ πυρήνων ή διασταυρούμενων τοιχωμάτων τα οποία είναι συννηθέστερα στην δομική πράξη. Αυτά είναι:

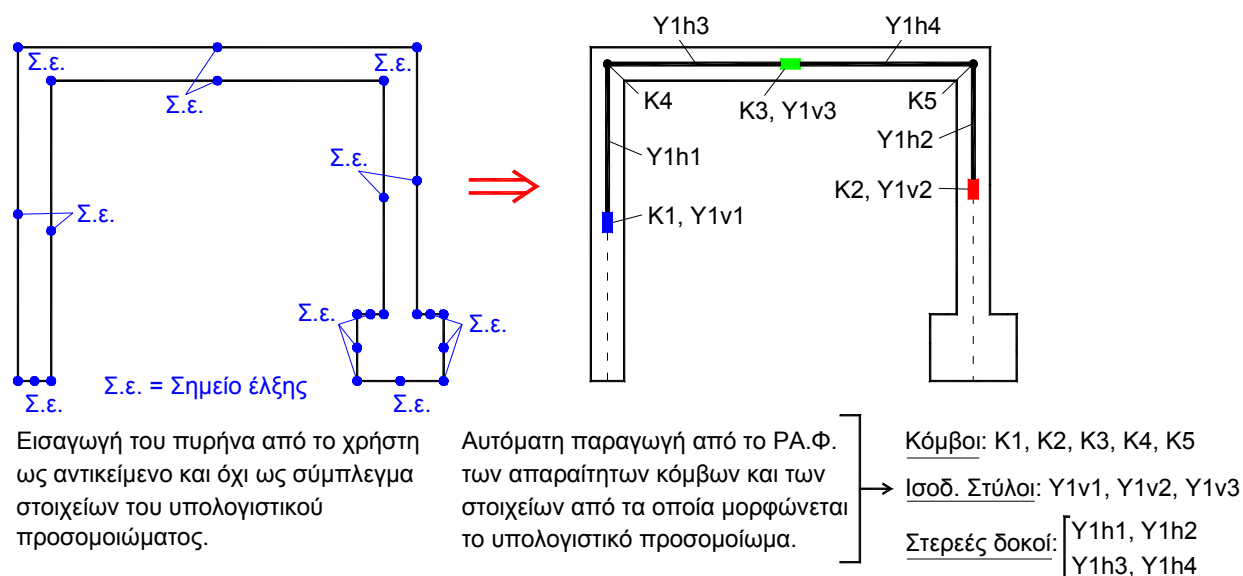
→ Μονοκυψελικοί πυρήνες (Σχήμα 8.10),

→ Δικυψελικοί πυρήνες (Σχήμα 8.13),

Για όλες τις τυχούσες μορφές πυρήνων το ΡΑΦ δίνει τη δυνατότητα μόρφωσης της σύνθετης διατομής με βάση τις αρχές που διέπουν την προσομοίωση με το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου. Σε αυτό βοηθά η ευελιξία του ραβδωτού στοιχείου του ΡΑΦ όσον αφορά στον καθορισμό των μήκων των στερεών του βραχιόνων, αλλά και η ύπαρξη του πλασματικού στοιχείου σύζευξης (βλ. Παράγραφο 6.2.) με το οποίο είναι δυνατή η σύνθεση οποιασδήποτε μορφής σύνθετου χωρικού τοιχώματος από ορθογωνικές διατομές τοιχωμάτων (Σχήμα 8.23).

Η εισαγωγή σε μία κάτοψη ενός κατακόρυφου στοιχείου το οποίο χαρακτηρίζεται ως πυρήνας και έχει μία από τις ενσωματωμένες μορφές του ΡΑΦ, έχει ως αποτέλεσμα την εκκίνηση των παρακάτω ενεργειών που εκτελούνται αυτόματα από το πρόγραμμα (βλ. σχήμα 8.21):

1. Τοποθέτηση κόμβων στις στάθμες των ορόφων και σε θέσεις οι οποίες αντιστοιχούν στα κέντρα βάρους των επι μέρους σκελών, καθώς και στα σημεία σύνδεσης των οριζόντιων στερεών βραχιόνων οι οποίοι υλοποιούν την μορφή της διατομής του πυρήνα.
2. Τοποθέτηση των ισοδυνάμων στύλων μεταξύ των κόμβων που καθορίζουν τα κέντρα βάρους των σκελών στις στάθμες των εκατέρωθεν ορόφων.
3. Τοποθέτηση των οριζοντίων στερεών βραχιόνων με τις απαραίτητες ιδιότητες των διατομών τους όπως ακριβώς περιγράφηκε στην παράγραφο 8.3.3.



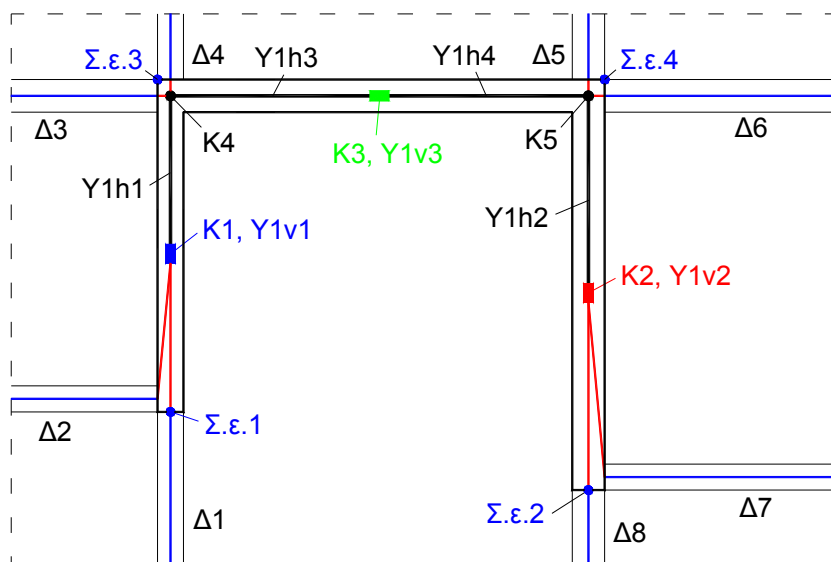
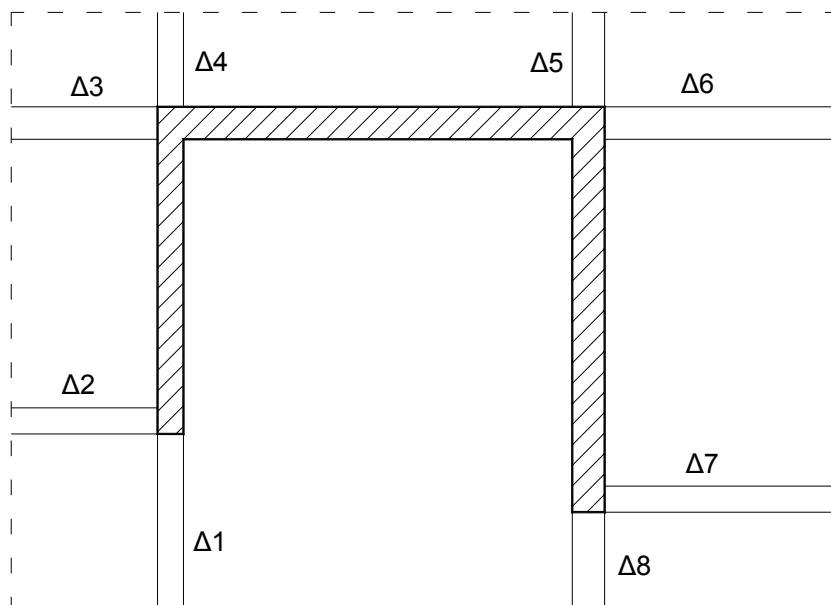
Σχήμα 8.21 Η αυτόματη των στοιχείων που συνθέτουν το μοντέλο ισοδυνάμου πλαισίου για μονοκυψελικό πυρήνα

Η σύνδεση των δοκών οι οποίες συντρέχουν στα σκέλη ή την πλάτη ενός πυρήνα (ή κάποιων διασταυρούμενων τοιχωμάτων) μπορεί να γίνει αυτόματα σε ένα από τα προκαθορισμένα σημεία

¹ Η εισαγωγή των δοκών αυτοσύζευξης σε περίπτωση ημιανοικτών πυρήνων, μπορεί να γίνει πολύ εύκολα από τον χρήστη. Η διαδικασία εισαγωγής των δοκών αυτών είναι η τυπική διαδικασία εισαγωγής δοκού σε μια κάτοψη.

έλξης στα μέσα όλων των πλευρών της εξωτερικής περιμέτρου της διατομής του πυρήνα ή στις γωνίες της (βλ. σχήμα 8.21).

Μόλις επιλεγεί το σημείο έλξης στην περίμετρο του πυρήνα στο οποίο είναι επιθυμητή η σύνδεση πυρήνα – δοκού, τότε αυτομάτως παράγεται ένας άκαμπτος βραχίονας ο οποίος συνδέει τη δοκό με το πλησιέστερο στο σημείο έλξης κόμβο του προσομοιώματος. Έτσι π.χ. όπως παρουσιάζεται και στο σχήμα 8.22, το σημείο σύνδεσης της δοκού Δ2 με τον πυρήνα επιλέγει να είναι το σημείο έλξης 1 (Σ.ε.1). Η ενέργεια αυτή έχει ως αποτέλεσμα την αυτόματη δημιουργία στερεού βραχίονα ο οποίος συνδέει τη δοκό Δ2 με τον ισοδύναμο στύλο Υ1ν1. Βεβαίως και στην περίπτωση αυτή υπάρχει η δυνατότητα τροποποίησης του σημείου σύνδεσης πυρήνα – δοκού με αλλαγή των μηκών των στερεών βραχιόνων της δοκού. Η δυνατότητα αυτή είναι ιδιαίτερα χρήσιμη σε ειδικές περιπτώσεις γεωμετρίας του προσομοιώματος, όταν η αυτόματη δημιουργία του στερεού βραχίονα δεν ανταποκρίνεται στην πραγματική γεωμετρία, ή όταν η σύνδεση της δοκού με τον πυρήνα δεν γίνεται ακριβώς έπάνω σε κάποιο από τα προκαθορισμένα σημεία έλξης.



— Στερεοί βραχίονες δοκών
— Αξονες δοκών

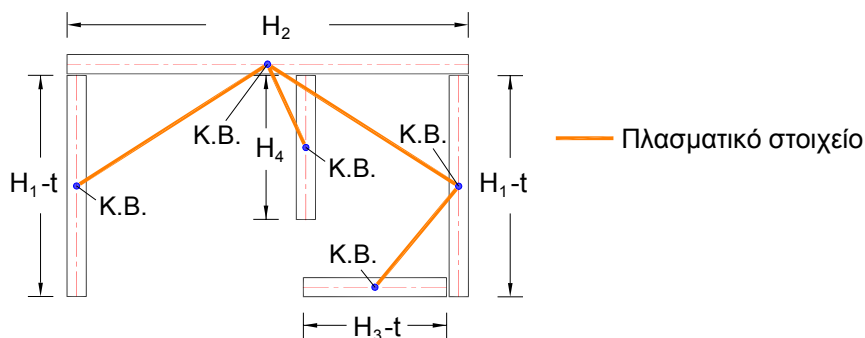
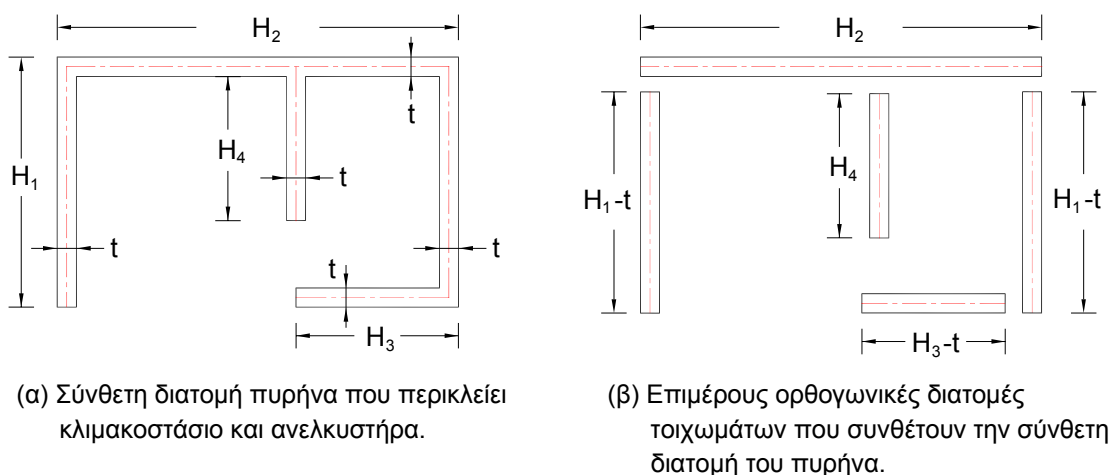
Δοκός	Σημείο έλξης (Σ.ε.)
Δ1	Σ.ε.1
Δ2	Σ.ε.1
Δ3	Σ.ε.3
Δ4	Σ.ε.3
Δ5	Σ.ε.4
Δ6	Σ.ε.4
Δ7	Σ.ε.2
Δ8	Σ.ε.2

Σχήμα 8.22 Περιγραφή του μοντέλου σύνδεσης των δοκών που περιβάλλουν έναν μονοκυψελικό πυρήνα.

Θα πρέπει επίσης να τονιστεί ότι για τις ενσωματωμένες μορφές πυρήνων για τις οποίες γίνεται αυτόματη μόρφωση του ισοδύναμου πλαισιακού προσομοιώματος, το πρόγραμμα πραγματοποιεί μέσω ενός ειδικού αλγορίθμου σύνθεση των φορτίων διατομής των ισοδύναμων στύλων, και έτσι προκύπτουν τα φορτία διατομής της ενιαίας διατομής ως προς το κέντρο βάρους της. Η δυνατότητα αυτή χρησιμοποιείται για τον έλεγχο αντοχής σε κάμψη και θα γίνει αναφορά σε αυτήν στο εγχειρίδιο τεκμηρίωσης της μονάδας ελέγχου αντοχής των δομικών στοιχείων, δηλαδή του ΟΣΚ.

Όσον αφορά τις σύνθετες διατομές πυρήνων οι οποίες δεν είναι ενσωματωμένες στο πρόγραμμα, υπάρχει η δυνατότητα έμμεσης προσομοίωσης τους με την κατάλληλη τοποθέτηση διατομών τοιχωμάτων ορθογωνικής διατομής, και διασύνδεσης τους στις στάθμες των ορόφων με χρήση

των πλασματικών στοιχείων του προγράμματος. Έτσι επιτυγχάνεται – έστω μόνον στις στάθμες των ορόφων – η σύζευξη των επιμέρους ορθογωνικών διατομών προκειμένου να προσομοιωθεί η λειτουργία της σύνθετης διατομής του πυρήνα. Ενδεικτικό είναι το ακόλουθο σχήμα:



(γ) Υλοποίηση της σύνθετης διατομής από τις επιμέρους ορθογωνικές και σύνδεση τους στις στάθμες των ορόφων με το πλασματικό στοιχείο του ΡΑΦ.

Σχήμα 8.23 Προσομοίωση μίας σύνθετης μη ενσωματωμένης στο πρόγραμμα διατομής πυρήνα.

Σημειώνεται τέλος, ότι η μορφή της σύνθεσης των επιμέρους σκελών που παρουσιάζεται στο παραπάνω σχήμα δεν είναι μόνοσήμαντη. Ο κάθε χρήστης μπορεί να υλοποιήσει την διασύνδεση των επιμέρους σκελών όμως αυτός θέλει.

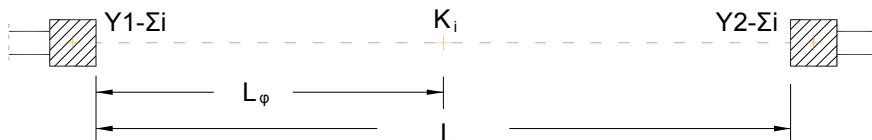
8.4 Φυτευτά υποστυλώματα – Δοκοί επί δοκών

Η εισαγωγή και η προσομοίωση φυτευτών υποστυλωμάτων (υποστυλωμάτων που φέρονται από δοκούς), αλλά και δοκών οι οποίες στηρίζονται επί άλλων δοκών (σχάρες) γίνεται απλά και αξιόπιστα από το ΡΑΦ με τη βοήθεια:

- Ενός «εργαλείου» με το οποίο επιτυγχάνεται η αυτόματη διαίρεση μίας δοκού σε επιμέρους τμήματα,
- Ενός «εργαλείου» με το οποίο το πρόγραμμα αναγνωρίζει ως μία οντότητα (δηλ. ως ένα δομικό στοιχείο), κάθε δοκό η οποία είναι διαιρεμένη σε επιμέρους τμήματα, και φέρει στα

σημεία σύνδεσης των τμημάτων αυτών είτε φυτευτά υποστυλώματα, είτε άλλες δοκούς. Ένα τέτοιο στοιχείο ονομάζεται **μακροδοκός**.

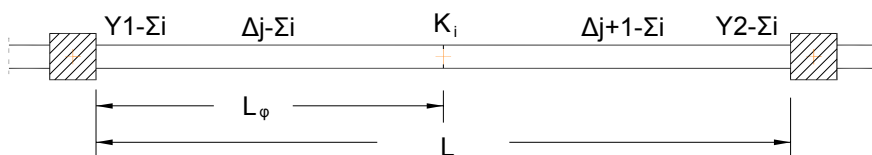
Επομένως όταν πρόκειται να εισαχθεί κάποιο φυτευτό υποστύλωμα ή κάποιες δοκοί που στηρίζονται από άλλες δοκούς, τότε οι φέρουσες δοκοί θα πρέπει να διαιρεθούν σε επιμέρους δοκούς, σε σημεία στα οποία εισάγονται τα φερόμενα από αυτές δομικά στοιχεία. Το παρακάτω σχήμα δίνει σε γενικές γραμμές την πορεία που θα πρέπει να ακολουθηθεί για την προσθήκη ενός φυτευτού υποστυλώματος και τον ορισμό της δοκού που το φέρει ως μακροδοκού:



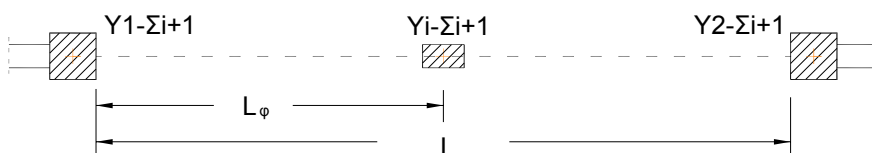
(α) Άνοιγμα στο οποίο θα εισαχθεί η δοκός που φέρει το φυτευτό υποστύλωμα και σημείο τοποθέτησης του.



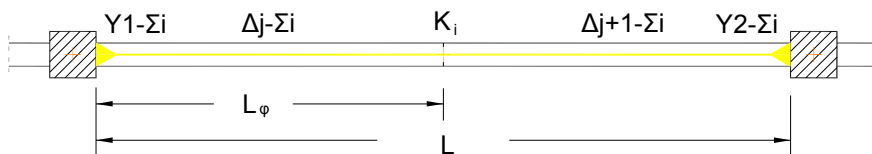
(β) Τοποθέτηση της δοκού που φέρει το φυτευτό υποστύλωμα.



(γ) Διαίρεση της δοκού σε δύο τμήματα σε σημείο το οποίο συμπίπτει με τον κόμβο πέρας του φυτευτού υποστυλώματος



(δ) Τοποθέτηση διατομής φυτευτού υποστυλώματος στο επιθυμητό σημείο αλλά στην υπερκείμενη στάθμη από τη στάθμη της δοκού επί της οποίας στηρίζεται.



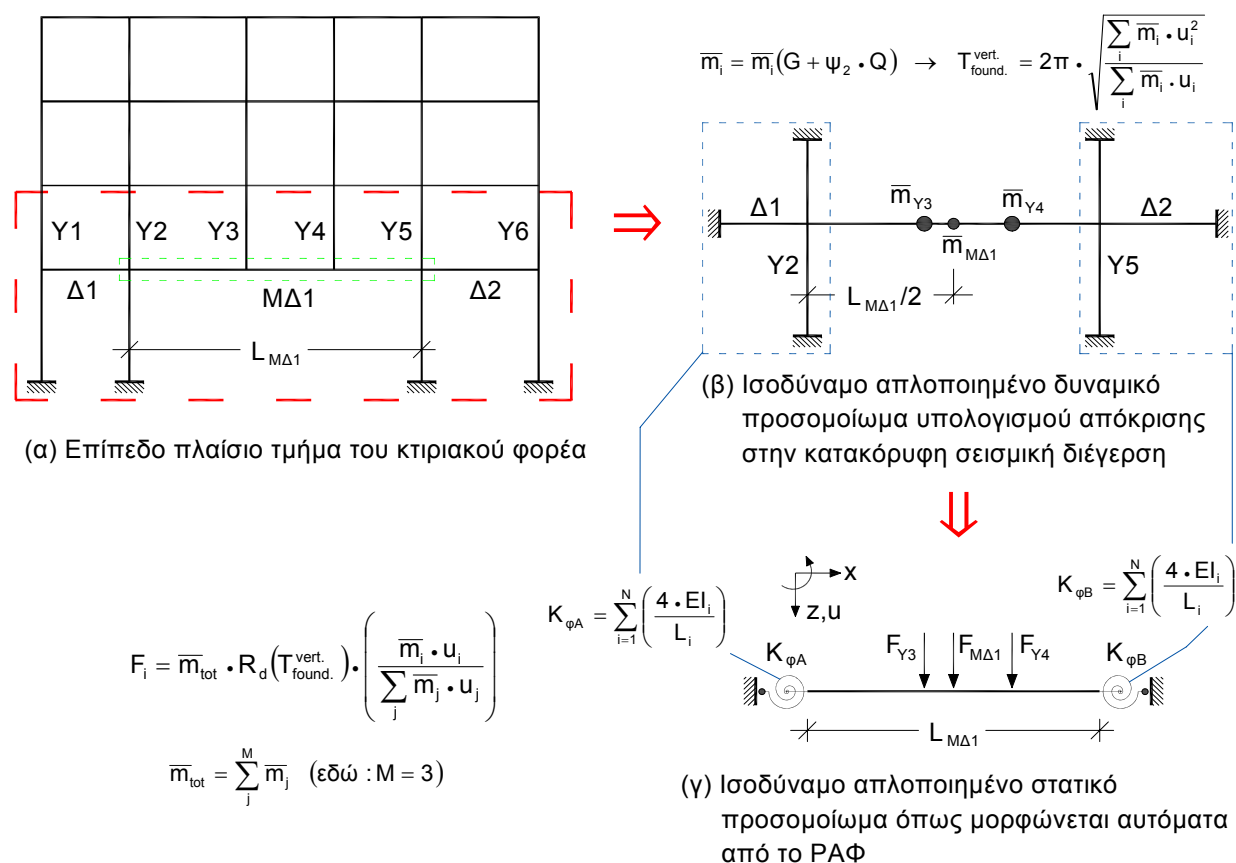
(ε) Ορισμός της μακροδοκού

Σχήμα 8.24 Διαδικασία εισαγωγής φυτευτού υποστυλώματος και της φέρουσας αυτού μακροδοκού

Ανάλογη με την διαδικασία που παρουσιάζεται στο παραπάνω σχήμα, είναι και η διαδικασία εισαγωγής μίας δοκού που φέρει άλλες δοκούς. Και στην περίπτωση αυτή, όπως και στην

προηγούμενη, μετά το πέρας της διαδικασίας εισαγωγής, το ΡΑΦ μορφώνει αυτόματα το υπολογιστικό προσομοίωμα της συγκεκριμένης περιοχής του κτιρίου.

Εκτός όμως από την αυτόματη προσομοίωση της δοκού που φέρει ένα ή περισσότερα φυτευτά υποστυλώματα, το ΡΑΦ προχωρά και στην μόρφωση ενός δεύτερου ξεχωριστού προσομοιώματος, με το οποίο υπολογίζεται η επιρροή της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας στην συνολική απόκριση του κτιρίου, η οποία ακριβώς λόγω της ύπαρξης των φυτευτών υποστυλωμάτων θα πρέπει να ληφθεί υπόψη. Ο ΕΚ8 δίνει τη δυνατότητα προσεγγιστικής αντιμετώπισης του προβλήματος της κατακόρυφης σεισμικής απόκρισης, δομικών στοιχείων που είναι ευαίσθητα στην κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα. Έτσι υπάρχει η δυνατότητα «απόσπασης» των στοιχείων αυτών από την υπόλοιπη κατασκευή. Πιο συγκεκριμένα, στο εδάφιο 4.3.3.5.2(2) ο ΕΚ8 δίνει τη δυνατότητα αφενώς της μόρφωσης ξεχωριστού, απλοποιημένου-επίπεδου προσομοιώματος που περιλαμβάνει τα φυτευτά υποστυλώματα, τη φέρουσα (ή φέρουσες) δοκούς/μακροδοκούς και τα υποστυλώματα στα οποία αυτές στηρίζονται (βλ. σχήμα 8.25), και αφετέρου της εφαρμογής της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου για τον υπολογισμό της απόκρισης. Περισσότερες λεπτομέρειες για το θέμα της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, θα δοθούν στην παράγραφο 9.4 του παρόντος εγχειριδίου. Στο σημείο αυτό παρουσιάζεται απλώς με τη βοήθεια του παρακάτω σχήματος η αυτόματη διαδικασία μόρφωσης από το ΡΑΦ του επιμέρους προσομοιώματος με το οποίο υπολογίζεται η απόκριση του κτιρίου στην κατακόρυφη σεισμική διέγερση (για αναλυτικές πληροφορίες για το προσομοίωμα βλ. [43], [44]):



Σχήμα 8.25 Επιμέρους μοντέλο που μορφώνεται από το ΡΑΦ για δοκό που φέρει φυτευτό υποστυλίσμα, για τον προσδιορισμό της απόκρισης λόγω της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

8.5 Προσομοίωση της θεμελίωσης

8.5.1 Γενικά

Με τα σύγχρονα εργαλεία που έχει στην διάθεση του ο μηχανικός (γρήγοροι υπολογιστές, επάρκεια μνήμης, ισχυρό λογισμικό), η προσομοίωση της θεμελίωσης ενός κτιριακού φορέα έχει απομακρυνθεί πλέον από την παλαιά τακτική αντιμετώπισης του προβλήματος η οποία στηριζόταν στην ανάλυση της ανωδομής θεωρούμενης ως πλήρως πακτωμένης, και εν συνεχεία στην προσαγωγή των αντιδράσεων στον φορέα θεμελίωσης και στην ξεχωριστή επίλυση του. Η χονδροειδής αυτή προσέγγιση οδηγούσε πολύ συχνά σε λανθασμένα αποτελέσματα.

Ο λόγος που η παραπάνω διαδικασία θεωρείται λανθασμένη είναι το γεγονός ότι η ανωδομή, ο φορέας θεμελίωσης αλλά και το έδαφος αποτελούν ένα ενιαίο σύστημα παραλαβής φορτίων οι συνιστώσες του οποίου αλληλεπιδρούν μεταξύ τους. Αν εξαιρέσει κανείς την περιπτώση βραχύδους υποστρώματος, μεταξύ του κτιρίου και του εδάφους υφίσταται μία αλληλεπίδραση η οποία διαφοροποιεί ριζικά την ένταση που υπολογίζει κανείς αν ακολουθήσει την παλαιά τακτική αντιμετώπισης του προβλήματος.

Έτσι η πρόοδος της επιστήμης του μηχανικού η οποία τεκμηρίωσε πλήρως την υφιστάμενη αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής αφενός, και η πρόοδος της τεχνολογίας των ηλεκτρονικών υπολογιστών η οποία παρέχει τη δυνατότητα επίλυσης πολύπλοκων και μεγάλων σε πλήθος στοιχείων προσομοιωμάτων αφετέρου, καθιστούν πλέον μονόδρομο την επίλυση με χρήση προσομοιωμάτων στα οποία περιλαμβάνονται τόσο η ανωδομή και η θεμελίωσης της, όσο και το έδαφος.

Επομένως το γενικό πρόβλημα της προσομοίωσης του συμπλέγματος ανωδομή – θεμελίωση – έδαφος θέτει επί μέρους προβλήματα τα οποία αφορούν την ορθή προσομοίωση καθεμίας από τις τρεις συνιστώσες του συμπλέγματος. Όσον αφορά στην προσομοίωση της ανωδομής τα προβλήματα που έχει να αντιμετωπίσει κανείς, ειδικά όσο η ανάλυση γίνεται με την παραδοχή της γραμμικώς ελαστικής συμπεριφοράς δεν είναι ιδιαίτερα σημαντικά αν ληφθεί μάλιστα υπόψη το γεγονός ότι στην συντριπτική πλειοψηφία των περιπτώσεων, για την ορθή προσομοίωση ενός φορέα αρκεί η χρήση των συμβατικών ραβδωτών πεπερασμένων στοιχείων. Κάτι αντίστοιχο ισχύει και για τους φορείς θεμελίωσης. Τα μεγαλύτερα προβλήματα εντοπίζονται κατά την προσπάθεια της προσομοίωσης του εδάφους για το οποίο η ακριβέστερη μέθοδος προσομοίωσης είναι η προσομοίωση με τρισδιάστατα ή επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Μια τέτοιου τύπου προσομοίωση δεν κρίνεται όμως απαραίτητη σε επίπεδο των συνηθισμένων εφαρμογών όπως είναι οι κτιριακές κατασκευές. Εκεί χρησιμοποιούνται πιο απλά μοντέλα προσομοίωσης, γνωστά και ως μηχανικά μοντέλα, όπως είναι το μοντέλο του Winkler (βλ. Παράγραφο 5.4, καθώς και [45]). Η χρήση των μηχανικών προσομοιωμάτων είναι πιο συμβατή με την χρήση των ραβδωτών στοιχείων, που έτσι και αλλιώς χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση της ανωδομής. Επιπλέον, η εκτεταμένη διερεύνηση και εφαρμογή τους οδήγησε στην ανάπτυξη όλων εκείνων των υπολογιστικών εργαλείων (μητρώα δυσκαμψίας, διανύσματα φόρτισης ελαστικώς εδραζόμενων ραβδωτών στοιχείων) που απαιτούνται για την επίλυση ενός εδραζόμενου επί του εδάφους φορέα με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Επικεντρώνοντας το πρόβλημα στην περίπτωση των συνηθισμένων κτιριακών κατασκευών, οι θεμελιώσεις που κατά κανόνα απασχολούν τον μηχανικό είναι οι επιφανειακές θεμελιώσεις οι οποίες μπορούν να καταταγούν στις παρακάτω γενικές κατηγορίες:

- Μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριες δοκούς.
- Πεδιλοδοκοί (εσχάρες πεδιλοδοκών).

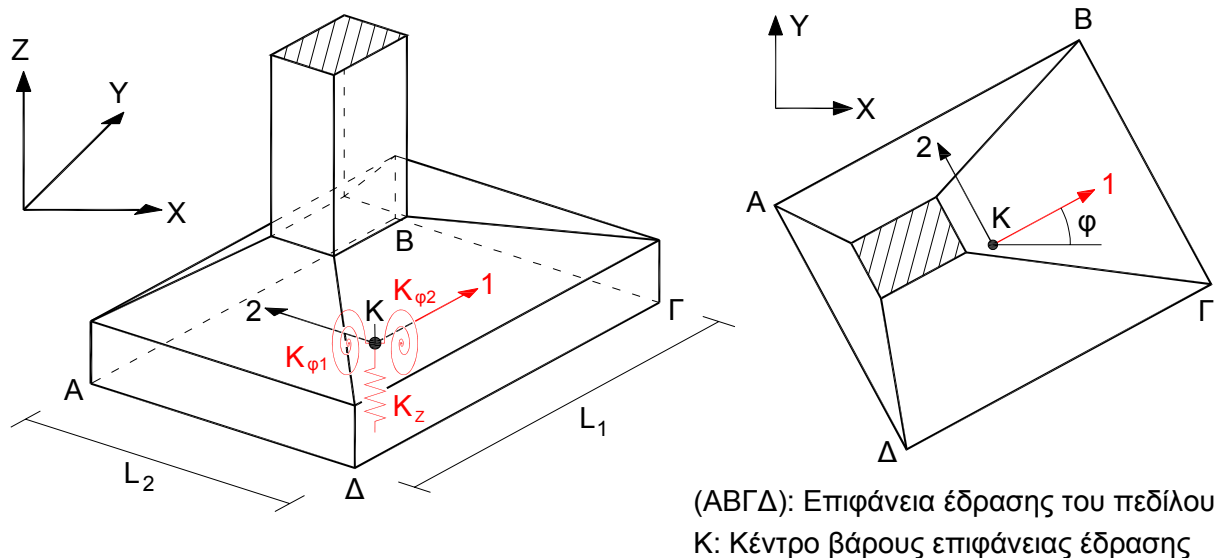
- Κοιτοστρώσεις (γενικές ή μερικές).
- Σύνθετες θεμελιώσεις που περιλαμβάνουν περισσότερα του ενός από τα προαναφερθέντα είδη.

Παρακάτω θα παρουσιαστεί ο τρόπος με τον οποίον το ΡΑΦ προσομοιώνει τον καθένα από τους παραπάνω τύπους θεμελιώσεων. Επιπλέον, ειδική αναφορά θα γίνει και στην μέθοδο με την οποία το ΡΑΦ προσομοιώνει τα τοιχώματα που τοποθετούνται στα υπόγεια. Σημειώνεται τέλος ότι τα προσομοιώματα που θα παρουσιαστούν μπορούν να τροποποιηθούν ως προς οποιαδήποτε παράμετρο τους είναι επιθυμητό.

8.5.2 Πέδιλα με συνδετήριες δοκούς

Το ΡΑΦ προσομοιώνει πέδιλα ορθογωνικής κάτοψης (κεντρικώς ή εκκέντρως καταπονούμενα) με επιφάνεια επαφής με το έδαφος παράλληλη με το επίπεδο που σχηματίζουν οι άξονες X και Y του καθολικού συστήματος αναφοράς $OXYZ$ (Σχήμα 8.26). Το κάθε πέδιλο έχει το δικό του τοπικό σύστημα αναφοράς με άξονες 1, 2 που μπορούν να σχηματίζουν οποιαδήποτε γωνία φ ως προς τους καθολικούς άξονες X, Y .

Η περιγραφή ενός πεδίου στο ΡΑΦ – για τις ανάγκες της ανάλυσης – γίνεται με τις συντεταγμένες του κέντρου βάρους της επιφάνειας έδρασης (όπου και εισάγεται ένας κόμβος), με τη γωνία φ που σχηματίζει το τοπικό σύστημα συντεταγμένων του με το καθολικό σύστημα, καθώς και με τις ελατηριακές σταθερές $K_z, K_{\varphi 1}, K_{\varphi 2}$ των τριών ελατηρίων (ενός μεταφορικού κατά την διεύθυνση του καθολικού άξονα Z , και δυο στρωφικών για στρώφες περί τους τοπικούς άξονες 1 και 2 του πεδίου) που τοποθετούνται στο κέντρο βάρους της επιφάνειας έδρασης (βλ. ακόλουθο σχήμα).



Σχήμα 8.26 Παράμετροι περιγραφής των ορθογωνικών πεδίων στο ΡΑΦ.

Η φιλοσοφία του μοντέλου προσομοίωσης ενός μεμονωμένου πεδίου με το ΡΑΦ στηρίζεται στην παραδοχή ότι το πέδιλο συμπεριφέρεται ως απολύτως στερεό σώμα. Η θεώρηση αυτή δίνει τις εξής δυνατότητες προσομοίωσης:

1. Δυνατότητα προσομοίωσης της έδρασης του πεδίου μόνον με τρία ελατήρια τα οποία τοποθετούνται στον κόμβο του προσομοιώματος ο οποίος ταυτίζεται με το κέντρο βάρους της

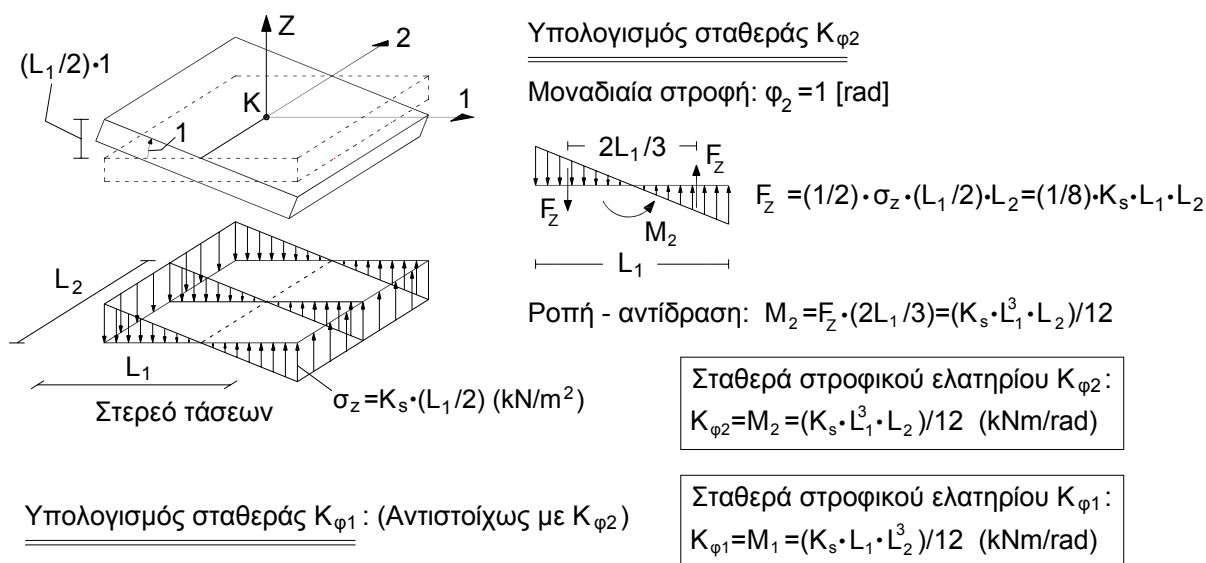
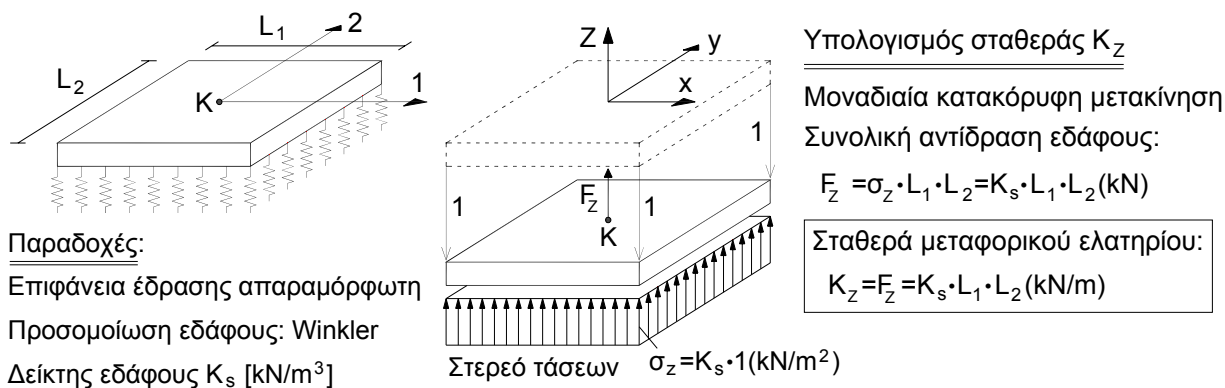
επιφάνειας έδρασης. Στο σχήμα 8.27 παρουσιάζεται η διαδικασία υπολογισμού των σταθερών των ελατηρίων η οποία εκτελείται αυτομάτως από το ΡΑΦ.

2. Δυνατότητα προσομοίωσης του σώματος του πεδίου με τη βοήθεια απολύτως στερεών βραχιόνων, οι οποίοι θα πρέπει να συνδέουν το κέντρο βάρους της επιφάνειας έδρασης, με τους κόμβους όλων των ραβδωτών στοιχείων που συνδέονται με το πέδιλο (π.χ. φερόμενα υποστυλώματα, ή και συνδετήριες δοκούς). Η υλοποίηση των στερεών αυτών βραχιόνων (βλ. σχήματα 8.28 και 8.29) επιτυγχάνεται με τον ενσωματωμένο μηχανισμό εξαρτημένων κόμβων τύπου στερεού σώματος (body constraint) με τρόπο ανάλογο όπως και στην περίπτωση της προσομοίωσης της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών (βλ. παράγραφο 8.2.2. του παρόντος εγχειριδίου).

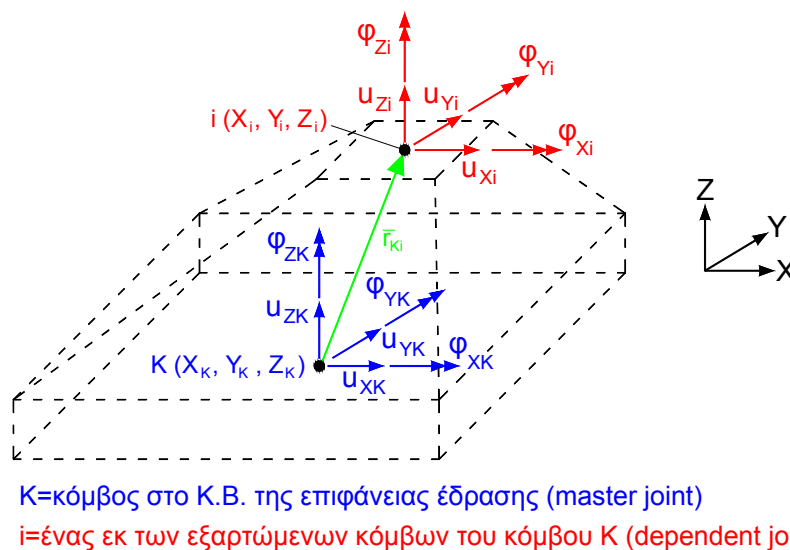
Το πρόγραμμα έχει επίσης τη δυνατότητα υπολογισμού της ενεργού τάσης που αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια εδάφους-πεδίου. Πρόκειται για την ισοδύναμη ομοιόμορφη τάση η οποία υπολογίζεται με την παραδοχή Meyerhof σύμφωνα με την οποία προβλέπεται η ύπαρξη αδρανούς ζώνης σε τμήμα της διεπιφάνειας (βλ. π.χ. [22], [46]).

Η σχέση υπολογισμού της ενεργού τάσης είναι (βλ. [22]):

$$\sigma_{\text{αναντ}} = \frac{F_z}{[L_1 + 2 \cdot (M_2/F_z)] \cdot [L_2 - 2 \cdot (M_1/F_z)]} \quad \begin{array}{l} \text{(Όπου } F_z, M_1, M_2 \text{ είναι οι} \\ \text{αντιδράσεις των ελατηρίων του} \\ \text{πεδίου)} \end{array} \quad (8.4)$$



Σχήμα 8.27 Διαδικασία υπολογισμού των σταθερών των ελατηρίων με τα οποία προσομοιώνεται η έδραση ενός πεδίου στο έδαφος με βάση τις παραδοχές του ΡΑΦ.



Σχήμα 8.28 Η προσομοίωση του πεδίου μέσω μηχανισμού εξάρτησης κόμβων τύπου στερεού σώματος.

➤ *Μαθηματική διατύπωση λειτουργίας στερεού σώματος*

Η μαθηματική διατύπωση της εξάρτησης των β.ε. των εξαρτώμενων κόμβων (κόμβου i) από τους β.ε. του master joint (κόμβος K) εκφράζεται με τις παρακάτω σχέσεις:

$$u_{xi} = u_{xK} + (Z_i - Z_K) \cdot \varphi_{yK} - (Y_i - Y_K) \cdot \varphi_{zK} = u_{xK} + \bar{Z}_{iK} \cdot \varphi_{yK} - \bar{Y}_{iK} \cdot \varphi_{zK} \quad (8.5\alpha)$$

$$u_{yi} = u_{yK} - (Z_i - Z_K) \cdot \varphi_{xK} + (X_i - X_K) \cdot \varphi_{zK} = u_{yK} - \bar{Z}_{iK} \cdot \varphi_{xK} + \bar{X}_{iK} \cdot \varphi_{zK} \quad (8.5\beta)$$

$$u_{zi} = u_{zK} + (Y_i - Y_K) \cdot \varphi_{xK} - (X_i - X_K) \cdot \varphi_{yK} = u_{zK} + \bar{Y}_{iK} \cdot \varphi_{xK} - \bar{X}_{iK} \cdot \varphi_{yK} \quad (8.5\gamma)$$

$$\varphi_{xi} = \varphi_{xK} \quad (8.5\delta)$$

$$\varphi_{yi} = \varphi_{yK} \quad (8.5\epsilon)$$

$$\varphi_{zi} = \varphi_{zK} \quad (8.5\sigma\tau)$$

Η μέθοδος που εφαρμόζεται στο ΡΑΦ, για την προσομοίωση της λειτουργίας στερεού σώματος, στηρίζεται στον μετασχηματισμό των μητρώων δυσκαμψίας και φόρτισης των ραβδωτών του στοιχείων. Πιο συγκεκριμένα, εφόσον ένας από τους δυο (ή και οι δυο) κόμβους ενός ραβδωτού στοιχείου δηλώνεται πως συνδέεται σε κάποιο πέδιλο, τότε το μητρώο δυσκαμψίας και το διάνυσμα φόρτισης του στοιχείου αυτού υπόκειται αυτόματα σε κατάλληλο μητρωϊκό μετασχηματισμό έτσι ώστε να εισάγονται στα μητρώα αυτά, οι σχέσεις (8.5α) – (8.5στ). Οι απαιτούμενοι μητρωϊκοί μετασχηματισμοί έχουν την ακόλουθη μορφή:

$$[\bar{K}] = [A]^T \cdot [K] \cdot [A] \quad (8.6\alpha)$$

$$[\bar{P}_0] = [A]^T \cdot [P_0] \quad (8.6\beta)$$

Όπου : [K] το αρχικό μητρώο δυσκαμψίας του στοιχείου,

[P₀] το αρχικό διάνυσμα φόρτισης του στοιχείου,

[A] κατάλληλα διαμορφωμένο μητρώο μετασχηματισμού.

Έτσι η σύνθεση του μητρώου δυσκαμψίας και του διανύσματος φόρτισης όλου του φορέα πραγματοποιείται με τα μετασχηματισμένα μητρώα.

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να σημειωθούν τα εξής:

- Ο προγραμματισμός του ΡΑΦ δίνει την δυνατότητα συνδυασμένης θεώρησης της σύζευξης μετακινήσεων διαφράγματος, και της σύζευξης μετακινήσεων στερεού σώματος. Αυτό σημαίνει ότι ο ένας από τους δυο κόμβους ενός στοιχείου μπορεί να ανήκει σε ένα διάφραγμα και ο άλλος σε πέδιλο, και αυτό το γεγονός λαμβάνεται αυτόματα υπόψη μέσω ενός κατάλληλα τροποποιημένου μητρώου [A]. **Δεν είναι όμως δυνατό ένας κόμβος να είναι συζευγμένος σε διάφραγμα και σε στερεό σώμα ταυτόχρονα.**
- Η διαδικασία με την οποία εισάγεται ένα πέδιλο στο ΡΑΦ δίνει τη δυνατότητα προσομοίωσης της έδρασης πολλών υποστυλωμάτων σε ένα πέδιλο, όταν αυτό είναι επιθυμητό. Επι παραδείγματι, ανάγκη για την πρακτική εφαρμογή αυτής της δυνατότητας εμφανεται πολύ συχνά κατά την προσομοίωση της έδρασης ενός πυρήνα ή ενός συμπλέγματος διασταυρούμενων τοιχωμάτων. Όπως είναι γνωστό η προσομοίωση των στοιχείων αυτών γίνεται μέσω μίας σειράς ισοδυνάμων στύλων για τους οποίους το προσομοίωμα οφείλει να λάβει υπόψη την κοινή τους έδραση σε κάποιο στοιχείο θεμελίωσης. Με την μεθοδολογία του

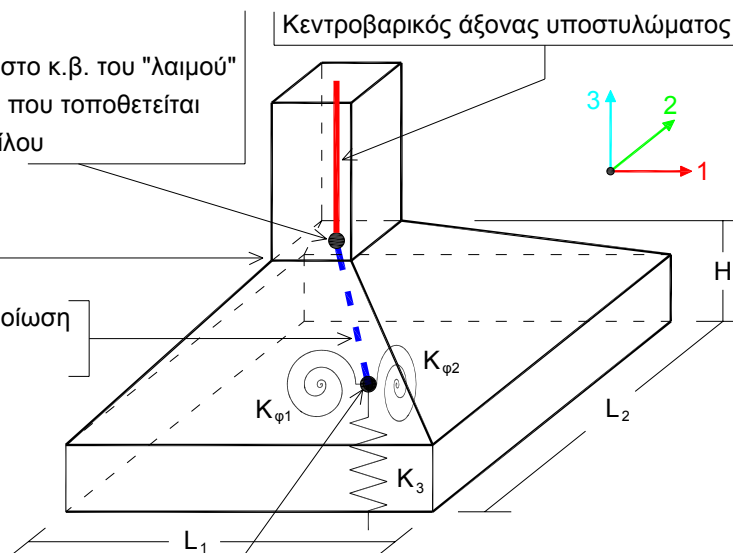
ΡΑΦ αυτή η απαίτηση ικανοποιείται πολύ απλά με την εξάρτηση των κόμβων όλων των ισοδυνάμων στύλων από ένα κοινό κόμβο ο οποίος συμπίπτει με το κέντρο βάρους της επιφάνειας έδρασης του πεδίου επί του οποίου εδράζεται ο πυρήνας ή το σύμπλεγμα των διασταυρούμενων τοιχωμάτων (βλ. σχήμα 8.30).

Κόμβος πέρατος του υποστυλώματος:

- * Τοποθετείται στην κορυφή του πεδίου, στο κ.β. του "λαιμού"
- * Είναι εξαρτώμενος από τον κύριο κόμβο που τοποθετείται στο κ.β της επιφάνειας έδρασης του πεδίου

"Λαιμός" πεδίου = η επιφάνεια σύνδεσης πεδίου - υποστυλώματος

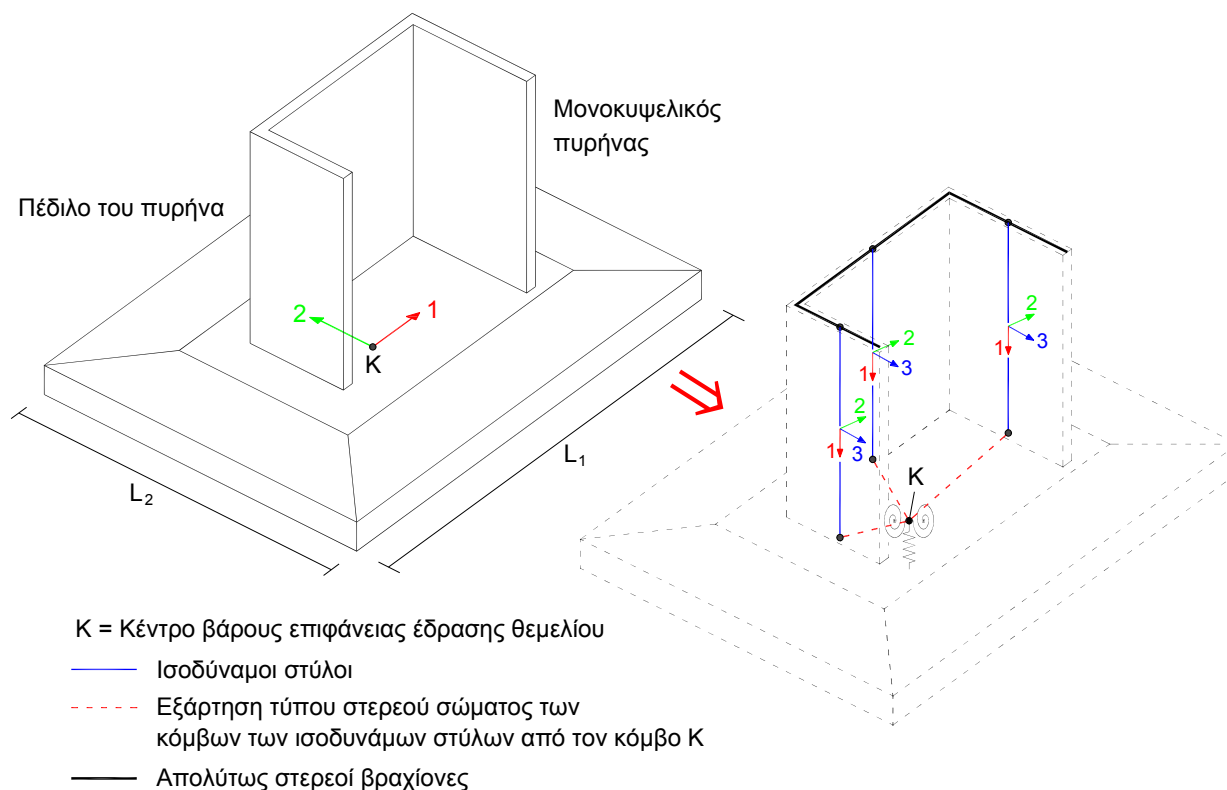
Εξάρτηση τύπου "body" για την προσομοίωση της λειτουργίας στερεού σώματος.



Κόμβος υλοποίησης της έδρασης του πεδίου στο έδαφος:

- * Τοποθετείται στο γεωμετρικό κ. β. της επιφάνειας έδρασης του πεδίου, η οποία θεωρείται ότι βρίσκεται σε απόσταση $H/3$ από το "λαιμό" του φέροντος στοιχείου (H =το ύψος του πεδίου).
- * Εφοδιάζεται με ένα κατακόρυφο και δύο στροφικά ελατήρια που οι τιμές τους αντιστοιχούν στη συνεχή ελαστική έδραση όλης της επιφάνειας έδρασης.
- * Αποτελεί τον κύριο κόμβο της εξάρτησης τύπου body.

Σχήμα 8.29 Λεπτομέρειες προσομοίωσης ενός μεμονωμένου πεδίου με το ΡΑΦ



Σχήμα 8.30 Η προσομοίωση της θεμελίωσης ενός μονοκυψελικού πυρήνα με το ΡΑΦ.

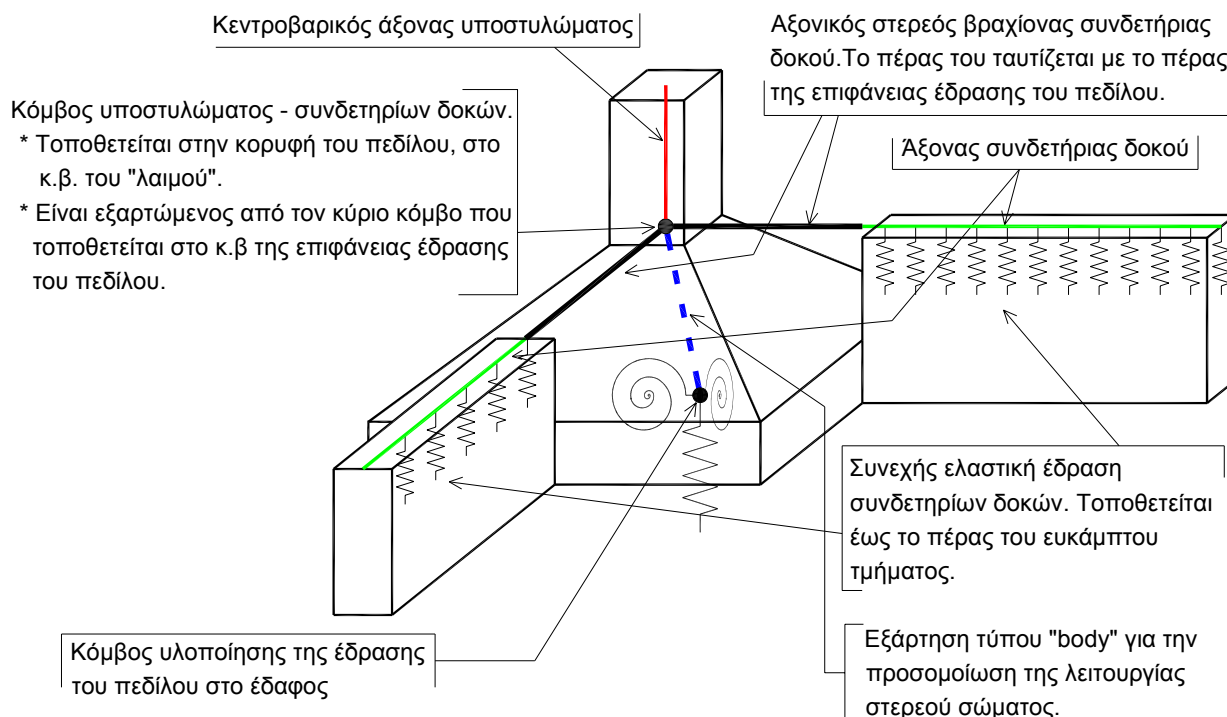
➤ *Προσομοίωση πεδίων με συνδετήριες δοκούς*

Η προσομοίωση πεδίων με συνδετήριες δοκούς γίνεται από το ΡΑΦ με συνδυασμένη χρήση των παρακάτω δυνατοτήτων του:

- (α) Της δυνατότητας αυτόματης προσομοίωσης των πεδίων και της έδρασης τους επί του εδάφους όπως παρουσιάστηκε προηγουμένως.
- (β) Της δυνατότητας προσομοίωσης της συνεχούς ελαστικής έδρασης δοκών μέσω της ακριβούς λύσης που διέπει την κάμψη δοκών Timoshenko επί ελαστικού υποβάθρου προσομοιούμενου με το μοντέλο του Winkler (βλ. παράγραφο 5.4.). [Επομένως δεν απαιτείται διακριτοποίηση των συνδετηρίων δοκών προκειμένου να ληφθεί υπόψη ή συνεχής ελαστική τους έδραση με πυκνά τοποθετημένα μεμονωμένα ελατήρια].
- (γ) Της δυνατότητας επιλεκτικής έδρασης των στερεών βραχιόνων των ελαστικώς εδραζόμενων δοκών (βλ. παράγραφο 5.4.). Η δυνατότητα αυτή προσφέρει εξαιρετική ακρίβεια στις περιοχές σύνδεσης των συνδετηρίων δοκών με τα πέδιλα. Πιο συγκεκριμένα, οι περιοχές αυτές θεωρούνται απολύτως στερεές και προσομοιώνονται με την βοήθεια στερεών βραχιόνων. Όμως ενώ το εύκαμπτο τμήμα των συνδετηρίων δοκών είναι ελαστικώς εδραζόμενο, οι στερεοί βραχίονες δεν θα πρέπει να θεωρούνται εδραζόμενοι, καθώς βρίσκονται σε κοινή περιοχή με το πέδιλο η έδραση της επιφάνειας του οποίου λαμβάνεται υπόψη από τα τρία μεμονωμένα ελατήρια που τοποθετούνται στο κέντρο βάρους της επιφάνειας έδρασης. Άρα εάν θεωρούνταν και οι στερεοί βραχίονες ελαστικώς εδραζόμενοι, τότε θα λαμβάνονταν η έδραση της περιοχής σύνδεσης με το πέδιλο δυο φορές. Βεβαίως στην περίπτωση κατά την οποία οι συνδετήριες δοκοί κατασκευάζονται με τρόπο τέτοιο ώστε να μην βρίσκονται σε επαφή με το

έδαφος, τότε υπάρχει η δυνατότητα να αφαιρείται η ελαστική έδραση των συνδετήριων δοκών και από το εύκαμπτο τμήμα τους.

Όλες οι λεπτομέρειες που περιγράφηκαν, παρουσιάζονται με την βοήθεια του παρακάτω σχήματος.



Σχήμα 8.31 Λεπτομέρειες προσομοίωσης ενός πεδίου με συνδετήριες δοκούς από το ΡΑΦ.

8.5.3 Πεδιλοδοκοί (εσχάρες πεδιλοδοκών)

Η προσομοίωση των πεδιλοδοκών – και των εσχάρων πεδιλοδοκών – από το ΡΑΦ γίνεται ενεργοποιώντας τη δυνατότητα του διαθέσιμου ραβδωτού στοιχείου για θεώρηση συνεχούς ελαστικής στρεπτικής και εγκάρσιας, ως προς τον άξονα του, έδρασης (βλ. παράγραφο 5.4.). Το ΡΑΦ καλύπτει συμμετρικές (Σχήμα 8.33), και ασύμμετρες/έκκεντρες διατομές πεδιλοδοκών (Σχήμα 8.34).

Ιδιαίτερο χαρακτηριστικό του προγράμματος, είναι η δυνατότητα υπολογισμού και απεικόνισης της κατανομής των τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – πεδιλοδοκού, στα πλαίσια των παραδοχών Winkler. Ο υπολογισμός αυτός στηρίζεται στην παραδοχή της συμπεριφοράς των διατομών της πεδιλοδοκού ως στερεών σωμάτων (παραδοχή που ισχύει για στοιχεία με συμπαγή διατομή). Επομένως ενώ κατά την διαμήκη διεύθυνση της η πεδιλοδοκός μπορεί να είναι είτε εύκαμπτη είτε δύσκαμπτη, στην εγκάρσια διεύθυνση θεωρείται απολύτως στερεή και επομένως η κατανομή των τάσεων στην διεύθυνση αυτή μπορεί να θεωρηθεί γραμμική. Η αντίστοιχη κατανομή στην διαμήκη διεύθυνση δεν είναι γραμμική, και ο υπολογισμός της γίνεται ως εξής: Μετά την ανάλυση είναι διαθέσιμα σε κάθε σημείο της πεδιλοδοκού, εκείνα τα μεγέθη που απαιτούνται για τον υπολογισμό των τάσεων: η μετακίνηση u_2 , αλλά και η στροφή περί τον διαμήκη τοπικό άξονα 1 της πεδιλοδοκού φ_1 (Σχήμα 8.32). Έχοντας διαθέσιμα τα μεγέθη αυτά, υπολογίζονται οι αντιδράσεις της εγκάρσιας – κατακόρυφης και της στρεπτικής έδρασης. Τέλος, κάνοντας

εφαρμογή της παραδοχής ομοιομορφης κατανομής τάσεων με θεώρηση αδρανούς περιοχής κατά μήκος της εγκάρσιας διεύθυνσης της επιφάνειας έδρασης (Παραδοχή Meyerhof, βλ. π.χ. [22], [46]), υπολογίζεται η ενεργός τάση σε κάθε σημείο της πεδλιοδοκού. Η διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω παρουσιάζεται στο σχήμα που ακολουθεί.

Μετακινήσεις σε συγκεκριμένο σημείο i

λόγω των συνδυασμών $1.35G+1.50Q$, $G+\psi 2Q \pm \alpha_{CD} E$ ($\alpha_{CD}=1.35$ όταν το κτίριο είναι Μ.Α.Α.Π., διαφορετικά $\alpha_{CD}=1.00$)

u_{2i} [m]: Κατακόρυφη μετακίνηση

φ_{1i} [rad]: Στροφή περί τον τοπικό άξονα 1

Σταθερές συνεχούς μεταφορικής και στρεπτικής ελαστικής έδρασης:

$$k_2 [\text{kN/m}] \rightarrow k_2 = K_S \cdot b_F$$

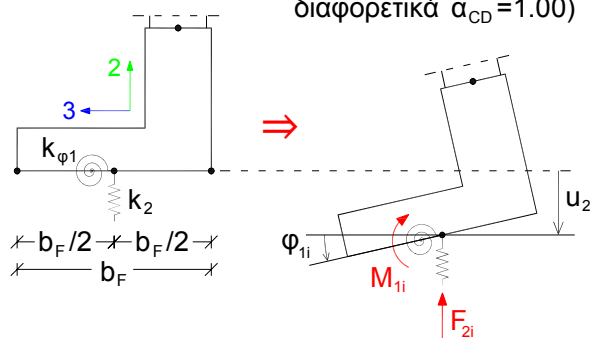
$$k_{\varphi 1} [\text{kNm/rad}] \rightarrow k_{\varphi 1} = K_S \cdot (b_F^3 / 12)$$

$$K_S = \text{Δείκτης εδάφους (kN/m}^3)$$

Αντιδράσεις:

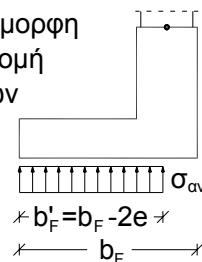
$$\text{Μεταφορικής έδρασης: } F_{2i} = k_2 \cdot u_{2i} \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Στρεπτικής έδρασης: } M_{1i} = k_{\varphi 1} \cdot \varphi_{1i} \text{ (kNm/rad)}$$



$$\text{Εκκεντρότητα: } e_i = M_{1i} / F_{2i} \text{ (m)}$$

Ομοιόμορφη κατανομή τάσεων

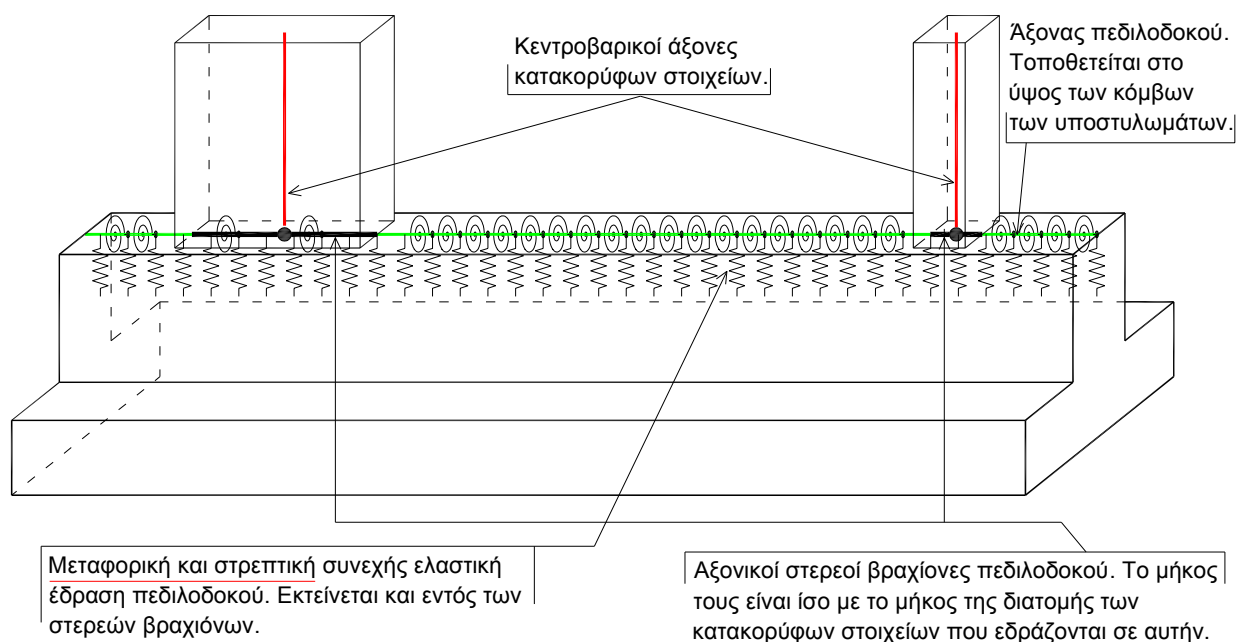


Αναπτυσσόμενη τάση:

$$\sigma_{\text{ανπτ},i} = \frac{F_{2i}}{(b_F - 2e_i)} \text{ (kN/m}^2)$$

Σχήμα 8.32 Διαδικασία υπολογισμού της ενεργού τάσης εδάφους στο εδραζόμενο πέλμα πεδλιοδοκών.

Όσον αφορά στο σεισμικό συνδυασμό δράσεων, το ΡΑΦ εκτελεί τον υπολογισμό των μετακινήσεων u_2 και φ_1 σε επίπεδο ιδιομορφών. Έτσι αφού υπολογιστούν οι ιδιομορφικές αυτές τιμές, επαλληλίζονται αρχικά ιδιομορφικά και έπειτα χωρικά (σύμφωνα με τις μεθόδους που προβλέπει ο ΕΚ8 στις παραγράφους 4.3.3.3.2 και 4.3.3.5.1) και από τη διαδικασία αυτή προκύπτουν η πιθανή ακραία τιμή $extru_2$ και η πιθανή ταυτόχρονη τιμή $simult\varphi_1$. Έπειτα οι τιμές αυτές επαλληλίζονται με τις αντίστοιχες τιμές των μεγεθών αυτών λόγω του συνδυασμού $G+\psi 2Q$ και έτσι προκύπτουν οι τιμές: $u_{G+\psi 2Q \pm E}$ και $\varphi_{G+\psi 2Q \pm E}$. Με τις τιμές αυτές εκτελείται το διάγραμμα ροής του παραπάνω σχήματος. Ανάλογη διαδικασία γίνεται και για τον συνδυασμό στατικών φορτίων $1.35G+1.50Q$. Δηλαδή ο υπολογισμός των τάσεων για κάθε συνδυασμό δράσεων γίνεται με τις τελικές επαλληλισμένες τιμές των μετακινήσεων u_2 και φ_1 και όχι επαλληλίζοντας τις τιμές των τάσεων των φορτιστικών καταστάσεων του κάθε συνδυασμού, διότι η σχέση υπολογισμού των τάσεων δεν είναι γραμμική ως προς τις μετακινήσεις u_2 και φ_1 . Σημειώνεται τέλος ότι το ΡΑΦ ελέγχει σε κάθε σημείο της πεδλιοδοκού, αν η $e_i > b_F/3$ ή αν προκύπτουσα τάση είναι εφελκυστική. Σε περίπτωση που ισχύει κάποια από τις δύο αυτές συνθήκες, το ΡΑΦ θεωρεί την τάση στο συγκεκριμένο σημείο μηδενική.



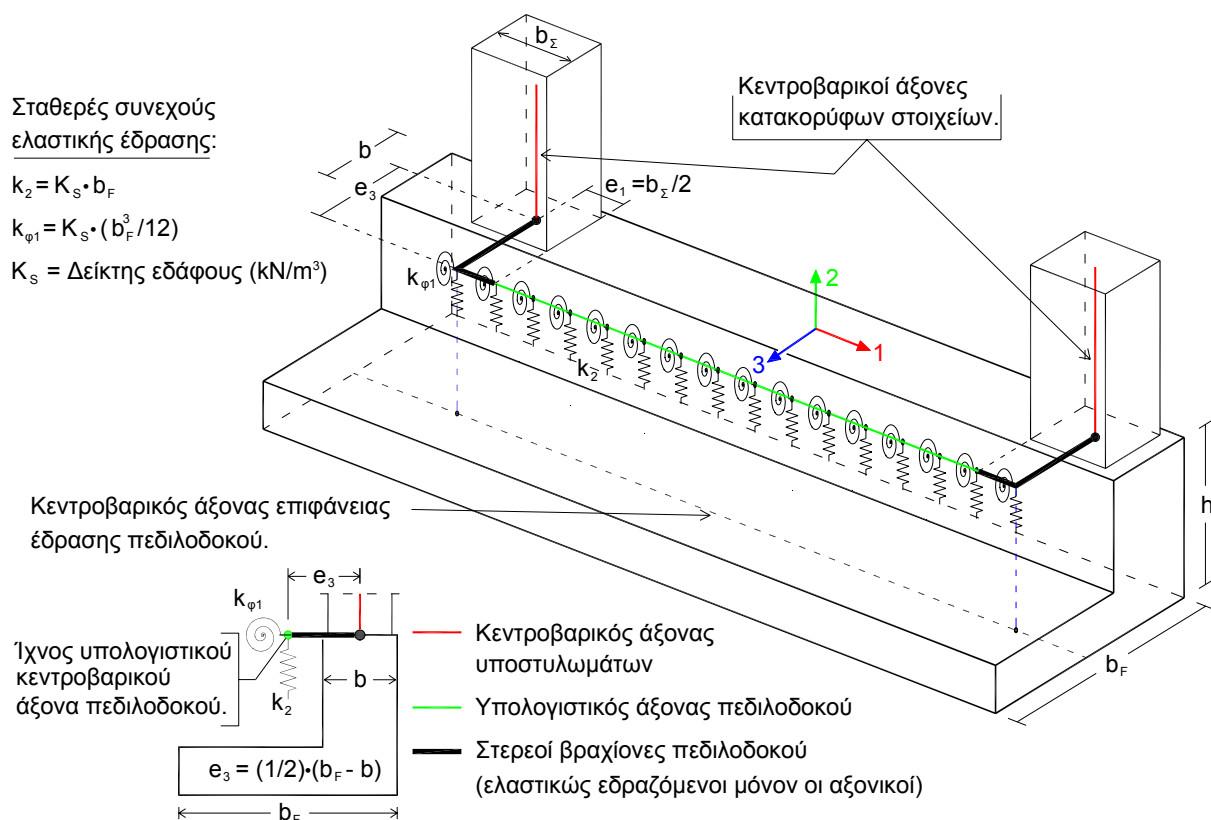
Σχήμα 8.33 Λεπτομέρειες προσομοίωσης πεδילוδοκού συμμετρική διατομής από το ΡΑΦ.

Σταθερές συνεχούς ελαστικής έδρασης:

$$k_2 = K_s \cdot b_F$$

$$k_{\varphi 1} = K_s \cdot (b_F^3 / 12)$$

$$K_s = \text{Δείκτης εδάφους (kN/m}^3\text{)}$$



Σχήμα 8.34 Λεπτομέρειες προσομοίωσης έκκεντρης πεδילוδοκού από το ΡΑΦ.

8.5.4 Περιμετρικά τοιχώματα υπογείου

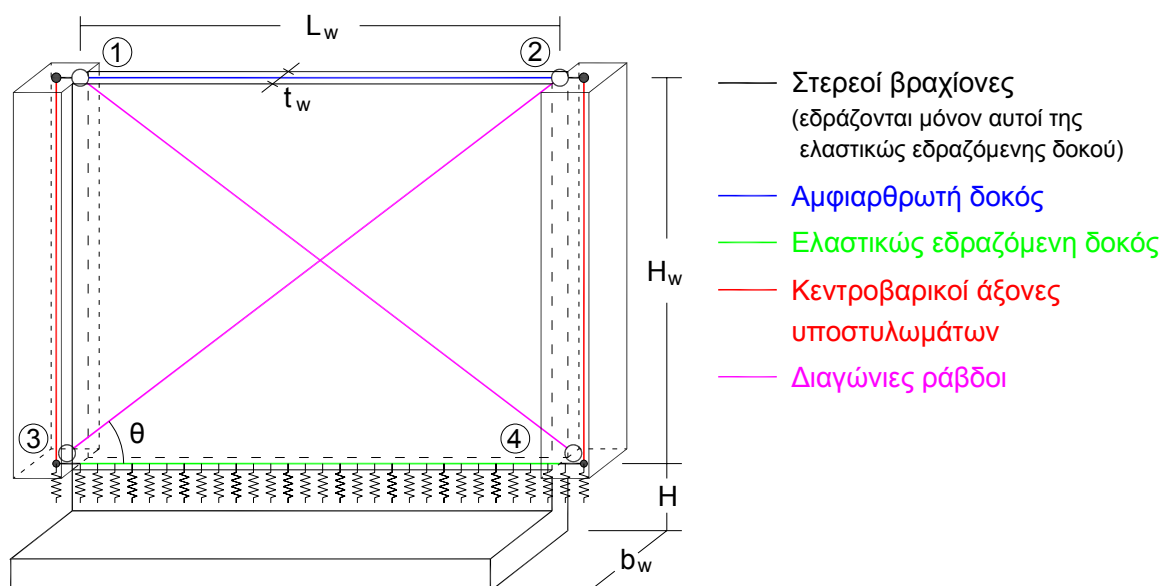
Τα περιμετρικά τοιχώματα υπογείου χρησιμοποιούνται αφενός για την κάλυψη κατασκευαστικών αναγκών των υπόγειων ορόφων ενός κτιρίου και αφετέρου για τη δημιουργία ενός άκαμπτου κλειστού ή ημιανοικτού κιβωτίου με ευεργετική δράση επί της αντισεισμικής του συμπεριφοράς. Η λειτουργία των τοιχωμάτων υπογείου συμβάλλει:

- (α) στην παραλαβή των φορτίων των πλακών των υπογείων ορόφων,
- (β) στην παραλαβή των ωθήσεων των γαιών που περιβάλλουν τα υπόγεια και
- (γ) στη μεταφορά των σεισμικών δυνάμεων της ανωδομής στη θεμελίωση.

Λόγω της γεωμετρίας τους τα περιμετρικά τοιχώματα υπογείου κατατάσσονται κατά κανόνα στα «κοντά» τοιχώματα με λόγο μήκους προς ύψος μικρότερο του 2. Αυτό σημαίνει ότι η επιρροή των διατμητικών παραμορφώσεων στη μηχανική τους συμπεριφορά είναι πολύ σημαντική. Όπως είναι φυσικό, η πλέον ακριβής προσομοίωση στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι η προσομοίωση με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Ωστόσο, για να διατηρηθεί η συμβατότητα με τις διαδικασίες ελέγχου αντοχής που χρησιμοποιούνται στα πλαίσια εφαρμογής των κανονισμών, το ΡΑΦ εφαρμόζει ένα προσομοίωμα που συντίθεται από ραβδωτά στοιχεία δοκού. Το προσομοίωμα αυτό στηρίζεται στις βασικές αρχές των μοντέλων Stafford-Smith (βλ. π.χ. [35], [47]), αλλά είναι προσαρμοσμένο κατάλληλα ώστε να καλύπτει ειδικά τις ανάγκες προσομοίωσης των τοιχωμάτων υπογείου.

Περιγραφή του μοντέλου

Το μοντέλο προσομοίωσης των περιμετρικών τοιχωμάτων μορφώνεται αυτόματα για κάθε φάτνωμα περιμετρικού πλαισίου ενός κτιρίου στις στάθμες που βρίσκονται κάτω από την οριζόμενη από τον χρήστη στάθμη ισογείου. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται το σύνολο των επιμέρους στοιχείων, τα οποία ως σύνολο παράγονται και εισάγονται αυτόματα στο προσομοίωμα του κτιρίου και συνεργαζόμενα μεταξύ τους προσομοιώνουν το καθένα από αυτά μία από τις λειτουργίες του περιμετρικού τοιχώματος.



Σχήμα 8.35 Το τροποποιημένο μοντέλο Stafford – Smith όπως αυτό εφαρμόζεται από το ΡΑΦ σε φανώματα περιμετρικών πλαισίων ενός κτιρίου στους υπόγειους ορόφους.

Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, τα στοιχεία τα οποία συνθέτουν το υπολογιστικό προσομοίωμα των φανωμάτων των περιμετρικών τοιχωμάτων των υπογείων, είναι 4 τύπων. Τα ιδιαίτερα στοιχεία τους, καθώς και ο λόγος για τον οποίον έχουν τοποθετηθεί δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 8.1 Τα δεδομένα και η χρήση των στοιχείων που συνθέτουν τα προσομοιώματα των τοιχωμάτων υπογείου

Στοιχείο	Χαρακτηριστικά	Λειτουργία που προσομοιώνει
1-2	Αμφιαρθρωτή δοκός (Παρατήρηση 1)	Χρησιμοποιείται μόνο για την παραλαβή των φορτίων των πλακών των υπογείων ορόφων. Το γεγονός ότι είναι αμφιαρθρωτή εξασφαλίζει την μεταφορά των φορτίων των πλακών ως αξονικών δυνάμεων στους στύλους 1-3 και 2-4.
2-3 και 1-4	Διαγώνιες ράβδοι (Παρατήρηση 2)	Χρησιμοποιούνται για να προσομοιώσουν την οριζόντια διατμητική λειτουργία του τοιχώματος.
3-4	Ελαστικώς εδραζόμενη δοκός (Παρατήρηση 3)	Χρησιμοποιείται για να προσομοιώσει την καμπτική λειτουργία του τοιχώματος υπό την επίδραση των φορτίων των πλακών των υπογείων, των φορτίων των υποστυλωμάτων και της ελαστικής έδρασης.
1-3 και 2-4	Υποστυλώματα (Παρατήρηση 4)	Χρησιμοποιούνται για να προσομοιώσουν τα περιμετρικά υποστυλώματα τα οποία στους υπόγειους ορόφους είναι ενσωματωμένα στα περιμετρικά τοιχώματα, αλλά και για την προσομοίωση της καπτικής και της αξονικής λειτουργίας του τοιχώματος.

Παρατηρήσεις

1. Στη διατομή της αμφιαρθρωτής δοκού 1-2 δίνονται γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής με τιμή ίση με τη μονάδα. Καθώς η δοκός είναι αμφιαρθρωτή οι τιμές των αντιδράσεων που μεταφέρονται στα εκατέρωθεν υποστυλώματα, και οι οποίες είναι οι μόνες που μας ενδιαφέρουν, είναι ανεξάρτητες από τη διατομή της.
2. Οι δύο διαγώνιες ράβδοι 1-4 και 2-3 καλούνται να προσομοιώσουν τη διατμητική λειτουργία του τοιχώματος [διαστάσεων ($H_w \times L_w$)]. Στις ράβδους αυτές δίνονται μοναδιαία χαρακτηριστικά διατομής με εξαίρεση την επιφάνεια της διατομής τους. Προκειμένου να υπολογιστεί η επιφάνεια αυτή, θεωρείται αμφίπακτο τοίχωμα διαστάσεων ($H_w \times L_w$), το οποίο υποβάλλεται σε μοναδιαία οριζόντια μετακίνηση της κεφαλής του. Σε μια τέτοια περίπτωση η δύναμη που αναπτύσσεται στα άκρα του είναι:

$$F_w = G \cdot A_w \cdot \gamma = G \cdot (t_w \cdot L_w) \cdot (1/H_w) \quad (1)$$

Η δύναμη αυτή, στα πλαίσια του χρησιμοποιούμενου προσομοιώματος, καλείται να παραλειφθεί από τις δυο διαγώνιες ράβδους. Για να υπολογιστεί η δύναμη που παραλαμβάνεται από μία διαγώνια ράβδο, θα πρέπει πρώτα να υπολογιστεί η επιμήκυνση που αυτή υφίσταται όταν η κορυφή της (που συμπίπτει με την κορυφή του τοιχώματος) υποστεί μοναδιαία μετατόπιση. Η επιμήκυνση αυτή είναι ίση με:

$$\Delta L = \cos\theta \quad (2)$$

Όπου θ είναι η γωνία που σχηματίζει η διαγώνια ράβδος με το οριζόντιο επίπεδο, και δίνεται από την σχέση:

$$\cos\theta = (L_w / \sqrt{L_w^2 + H_w^2}) \quad (3)$$

Η αξονική δύναμη που αναπτύσσεται σε μια ράβδο που υπόκειται σε επιμήκυνση (ή επιβράχυνση) ΔL είναι:

$$N_b = (EF_b / L_b) \cdot \Delta L \quad (4)$$

Όπου F_b είναι η ζητούμενη επιφάνεια της διατομής της ράβδου, και L_b το μήκος της για το οποίο ισχύει:

$$L_b = \sqrt{L_w^2 + H_w^2} \quad (5)$$

Κατά την οριζόντια μετακίνηση της κεφαλής της διαγώνιας ράβδου αναπτύσσεται σε αυτήν αξονική δύναμη που δίνεται από την (4) και έχει την κατεύθυνση της ράβδου. Όμως το ζητούμενο είναι η αναλαμβανόμενη από το σύστημα των δυο διαγωνίων ράβδων, της οριζόντιας δύναμης που δίνεται από την (1). Άρα θα πρέπει:

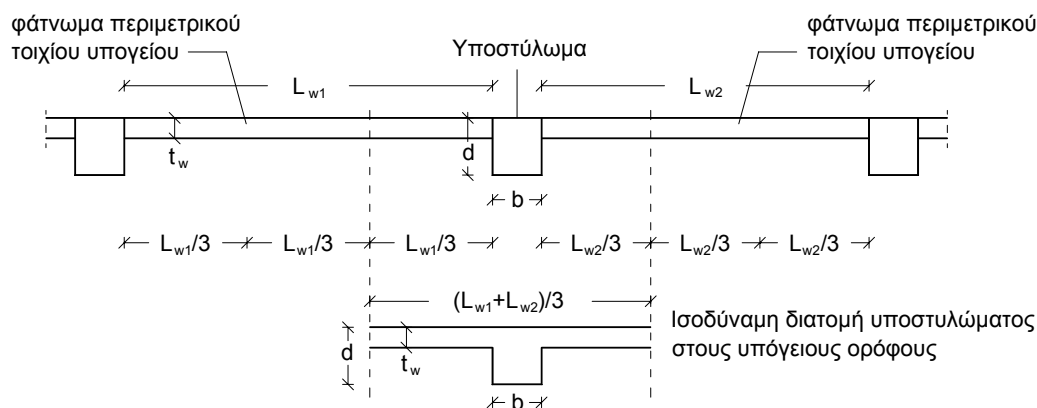
$$2 \cdot N_b \cdot \cos \theta = F_w \Rightarrow 2 \cdot \left(\frac{E \cdot F_b}{\sqrt{L_w^2 + H_w^2}} \right) \cdot \cos^2 \theta = \frac{E \cdot t_w \cdot L_w}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot H_w} \quad (6)$$

Εκτελώντας τις απαραίτητες πράξεις προκύπτει η επιφάνεια διατομής των διαγωνίων ράβδων:

$$F_b = \frac{t_w \cdot L_w \cdot \sqrt{L_w^2 + H_w^2}}{4 \cdot (1 + \nu) \cdot H_w \cdot \cos^2 \theta} \Rightarrow F_b = \frac{t_w \cdot L_w^2}{4 \cdot (1 + \nu) \cdot H_w \cdot \cos^3 \theta} \quad (7)$$

3. Η ελαστικώς εδραζόμενη δοκός 3-4 προσομοιώνει την καμπτική λειτουργία του περιμετρικού τοιχώματος (ως υψίκορμης πεδιλοδοκού) υπό τη δράση των κατακορύφων φορτίων της πλάκας οροφής του υπογείου και των φορτίων των υποστυλωμάτων. Η διατομή που προσδίδεται σε αυτή τη δοκό είναι διατομή αντεστραμμένης πλακοδοκού (μορφής Τ ή Γ) με τα ανάλογα γεωμετρικά δεδομένα. Τα χαρακτηριστικά της έδρασης της υπολογίζονται όπως και στην περίπτωση μιας οποιασδήποτε ελαστικώς εδραζόμενης δοκού, με δεδομένα τον δείκτη εδάφους K_s και το πλάτος έδρασης b_w .
4. Τα στοιχεία αυτά αποτελούν την συνέχεια των περιμετρικών υποστυλωμάτων της ανωδομής τα οποία στους υπόγειους ορόφους ενσωματώνονται εντός των τοιχωμάτων. Η διατομή των υποστυλωμάτων αυτών θα πρέπει να αυξηθεί στους υπόγειους ορόφους για δυο λόγους:
 - (α) Να προσομοιωθεί ορθότερα η καμπτική λειτουργία του τοιχώματος κατά τη φόρτιση με οριζόντιες δυνάμεις.
 - (β) Να επιτευχθούν συνθήκες πάκτωσης των κατακορύφων στοιχείων στο σημείο στο οποίο συνδέονται με το περιμέτρικο τοίχωμα του υπογείου (οροφή υπογείου).

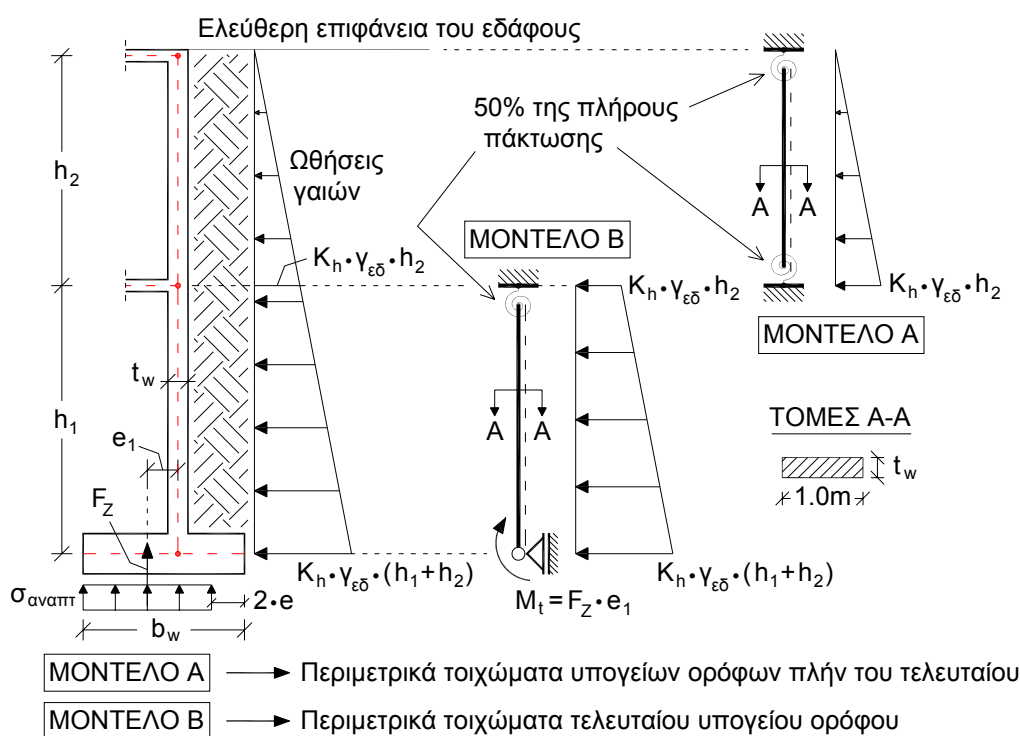
Έτσι στα στοιχεία αυτά προσδίδονται διατομές οι οποίες εντάσσονται στην γενική μορφή των διατομών πλακοδοκού. Η λογική με την οποία τροποποιούνται οι διατομές των περιμετρικών υποστυλωμάτων της ανωδομής στους υπογείους ορόφους, παρουσιάζεται στο σχήμα που ακολουθεί:



Στο σημείο αυτό όμως θα πρέπει να σημειωθεί το εξής: Ο ένας εκ των δυο λόγων για τους οποίους προσδίδεται στα περιμετρικά υποστυλώματα διατομή πλακοδοκού στους υπόγειους ορόφους, είναι η προσομοίωση της καμπτικής λειτουργίας του περιμετρικού τοιχώματος του υπογείου. Δεν θα πρέπει με τις τροποποιήσεις των διατομών να διαταραχθεί η διατμητική λειτουργία του τοιχώματος για την προσομοίωση της οποίας είναι επιφορτισμένες οι διαγώνιες ράβδοι. Για το σκοπό αυτό προσδίδονται στα περιμετρικά υποστυλώματα των υπογείων διατομές πλακοδοκού, αλλά με την χρήση κατάλληλων μειωτικών συντελεστών επιτυγχάνεται η μείωση των επιφανείων διατμησης των διατομών αυτών προκειμένου αυτές να εξακολουθήσουν να αντιστοιχούν στην αρχική διατομή του στύλου.

Για την προσομοίωση της λειτουργίας ενός περιμετρικού τοιχώματος υπογείου ως φορέα που παραλαμβάνει τις πλευρικές ωθήσεις των γαιών που περιβάλλουν τα υπόγεια, το ΡΑΦ δημιουργεί αυτόματα ανεξάρτητα προσομοιώματα, που περιγράφονται συνοπτικά στο σχήμα 8.36.

Όπως βλέπουμε στο συγκεκριμένο σχήμα, μορφώνονται δύο διαφορετικά προσομοιώματα, που χαρακτηρίζονται ως «MONTELO A» και «MONTELO B». Το πρώτο χρησιμοποιείται για την προσομοίωση της λειτουργίας των περιμετρικών τοιχωμάτων όλων των υπόγειων ορόφων πλην του τελευταίου ο οποίος είναι εν επαφή με το έδαφος. Το μοντέλο αυτό είναι μία δοκός μήκους ίσου με το μήκος του αντίστοιχου υπόγειου ορόφου, τα άκρα της οποίας θεωρούνται μερικώς πακτωμένα (εδώ χρησιμοποιείται η σχετική δυνατότητα του στοιχείου του ΡΑΦ, Παράγραφος 5.5) με βαθμό πάκτωσης 50% (δηλ. οι ροπές που αναπτύσσονται στα άκρα της δοκού θεωρούνται ίσες με το 50% των ροπών πλήρους πάκτωσης). Η παραδοχή μερικής πάκτωσης γίνεται για να προσομοιωθούν οι συνθήκες σύνδεσης μεταξύ του τοιχώματος υπογείου και των πλακών των υπόγειων ορόφων. Η διατομή της ισοδύναμης αυτής δοκού είναι ορθογωνική και προκύπτει με τη θεώρηση μίας λωρίδας τοιχώματος μήκους ενός μέτρου. Δηλαδή είναι μία ορθογωνική διατομή $1.00 \times (t_w)$, όπου t_w είναι το πάχος του τοιχώματος. Η φόρτιση της δοκού, συνίσταται από τις ωθήσεις των γαιών οι οποίες υπολογίζονται όπως ακριβώς και στην περίπτωση των τοίχων αντιστήριξης.



Σχήμα 8.36 Τα προσομοιώματα που παράγει αυτόματα το ΡΑΦ για την προσομοίωση των περιμετρικών τοιχωμάτων υπογείου ως φορέων που παραλαμβάνουν τις πλευρικές ωθήσεις γαιών.

Το άλλο μοντέλο (MONTELO B) χρησιμοποιείται για την προσομοίωση της λειτουργίας των περιμετρικών τοιχωμάτων του τελευταίου υπογείου ορόφου ο οποίος είναι εν επαφή με το έδαφος. Πρόκειται για το προσομοίωμα μίας δοκού η οποία στο ένα της (άνω) άκρο θεωρείται ως μερικώς πακτωμένη (ακριβώς όπως και στην περίπτωση του MONTELOΥ A), ενώ στο άλλο (το κάτω)

θεωρείται ως αρθρωτά στηριγμένη (ελεύθερα στρεπτή). Η διατομή της δοκού αυτής προκύπτει με ανάλογο σκεπτικό όπως και στην περίπτωση του MONTELOY A. Η φόρτιση της συνίσταται τόσο από τις ωθήσεις των γαιών, όσο και από μία σημειακή ροπή κάμψης η οποία εφαρμόζεται στο ελεύθερα στρεπτό άκρο και υπολογίζεται με τρόπο που παρουσιάζεται στο παραπάνω σχήμα. Η θεώρηση της ροπής αυτής έχει ως στόχο την προσομοίωση της έντασης που δέχεται το τοίχωμα από τις τάσεις εδάφους οι οποίες μεταφέρονται σε αυτό λόγω της μονολιθικής του σύνδεσης με το πέλμα επί του οποίου εδράζεται.

Από τα προσομοιώματα που περιγράφησαν παραπάνω (τόσο το προσομοίωμα του σχήματος 8.35 όσο και τα δύο προσομοιώματα του σχήματος 8.36) προκύπτουν όλα εκείνα τα μεγέθη έντασης με τα οποία ελέγχεται η επάρκεια των οριζοντίων και των κατακορύφων ράβδων οπλισής που τοποθετούνται σε ένα περιμετρικό τοίχωμα, για να καλύψουν την σύνθετη λειτουργία του.

9. Υπολογισμός σεισμικής απόκρισης

9.1 Γενικά

Με τον όρο «σεισμική απόκριση» νοείται γενικά, η ένταση και η μετακίνηση/παραμόρφωση που προκύπτει σε τυχόν σημείο ενός δομικού φορέα λόγω της σεισμικής δόνησης του εδάφους. Οι μέθοδοι με τις οποίες μπορεί να υπολογίζεται η σεισμική απόκριση μιας κατασκευής σύμφωνα με τον ΕΚ8 (Παράγραφος 4.3.3.1(3)) είναι οι ακόλουθες:

(α) «Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης», η οποία είναι αντίστοιχη με την Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδο του ΕΑΚ/2000.

(β) «Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης», η οποία είναι αντίστοιχη με την Δυναμική Φασματική Μέθοδο του ΕΑΚ/2000.

(γ) Μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover analysis).

(δ) Μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Οι δύο πρώτες από τις μεθόδους (οι γραμμικές μέθοδοι) καλύπτονται από το ΡΑΦ και για αυτές θα γίνει αναφορά στις παραγράφους που ακολουθούν.

Η Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος απόκρισης μπορεί να εφαρμοστεί σε όλα τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος και χαρακτηρίζεται ως μέθοδος αναφοράς του ΕΚ8 στο εδάφιο 4.3.3.1(2)Ρ.

Η Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης μπορεί να εφαρμοστεί μόνον σε κτίρια τα οποία πληρούν τα κριτήρια της παραγράφου 4.3.3.2 τα οποία είναι τα εξής:

α) Να έχει το κτίριο θεμελιώδεις περιόδους ταλάντωσης T_1 , στις δύο κύριες διευθύνσεις, μικρότερες από τις ακόλουθες τιμές:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2.0 \text{ sec} \end{cases}$$

όπου η T_c είναι μία εκ των χαρακτηριστικών ιδιοπεριόδων του φάσματος που ορίζεται στην παράγραφο 3.2.2.2 του ΕΚ8.

β) Να ικανοποιεί το κτίριο τα κριτήρια για κανονικότητα σε όψη που δίνονται στην παρ. 4.2.3.3.

Στο σχήμα 9.1 συνοψίζονται τα κριτήρια του ΕΚ8 τα οποία πρέπει να πληρούνται προκειμένου να μπορεί να εφαρμοστεί η Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης. Στο ίδιο σχήμα παρουσιάζονται σε παράθεση τα αντίστοιχα κριτήρια του ΕΑΚ/2000.

ΚΡΙΤΗΡΙΟ	EC8	ΕΑΚ/2000
Τιμές θεμελιωδών ιδιοπεριόδων	Οι θεμελιώδεις ασύζευκτες ιδιοπεριόδοι στις διευθύνσεις της ανάλυσης x, y, πρέπει να πληρούν τους εξής περιορισμούς (4.3.3.2.1(2)): $T_{1x}, T_{1y} \leq \min\{4 \cdot T_C, 2.0 \text{ sec}\}$	--
Διαφραγματική λειτουργία	--	Απαιτείται (Εδάφιο 3.5.1[4]α).
Καθ' ύψος μεταβολή μεταφορικής δυσκαμψίας	Σταθερή ή βαθμιαία μειούμενη, και χωρίς απότομες αλλαγές από τη βάση ως την κορυφή του κτιρίου (4.2.3.3(3)). <i>Σημείωση:</i> Δεν δίνονται ποσοτικά κριτήρια.	Αύξηση σχετικής δυσκαμψίας: $\Delta K_i = (K_{i+1} - K_i) \leq 0.35 \cdot K_i$ Μείωση σχετικής δυσκαμψίας: $\Delta K_i = (K_{i+1} - K_i) \leq 0.5 \cdot K_i$ (Ο έλεγχος του ΔK_i γίνεται στις διευθύνσεις των αξόνων της σεισμικής διέγερσης x, y).
Καθ' ύψος μεταβολή μάζας		Αύξηση μάζας: $\Delta m_i = (m_{i+1} - m_i) \leq 0.35 \cdot m_i$ Μείωση μάζας: $\Delta m_i = (m_{i+1} - m_i) \leq 0.5 \cdot m_i$
Αριθμός ορόφων	--	- Για κανονικά κτίρια $n_{op} < 10$ - Για μη κανονικά κτίρια $n_{op} < 5$ με την προϋπόθεση ότι υφίσταται διαφραγματική λειτουργία των πλακών. (Τα κριτήρια κανονικότητας κατά ΕΑΚ/2000 δίνονται στην παράγρ.3.5.1[4])
Άλλα κριτήρια	Εδάφιο 4.2.3.3(2): Κατακόρυφα στοιχεία ανάληψης σεισμικών φορτίων (πυρήνες, τοιχώματα, πλαίσια) συνεχή και χωρίς διακοπή από τη θεμελίωση ως τη κορυφή του κτιρίου (ή ως προς την άνω επιφάνεια επιμέρους τμημάτων με διαφορετικό ύψος). Εδάφιο 4.2.3.3(4): Σε κτίρια με <i>πλαισιωτό σύστημα</i> (παράγρ. 5.1.2) θα πρέπει η υπεραντοχή των ορόφων σε διάτμηση να μην μεταβάλλεται απότομα (Χωρίς ποσοτικά κριτήρια). Εδάφιο 4.2.3.3(5): Για την περίπτωση κτιρίων με εσοχές δίνονται τα εξής γεωμετρικά κριτήρια:	--

Σχήμα 9.1 Κριτήρια εφαρμογής απλοποιημένων μεθόδων αντισεισμικού υπολογισμού

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Οι γενικές παραδοχές με τις οποίες γίνεται η προσομοίωση της σεισμικής διέγερσης, καθώς και οι απαιτήσεις που τίθενται για την αντισεισμική συμπεριφορά των κτιρίων με βάση τον ΕΚ8 είναι οι ακόλουθες:

- (α) Η σεισμική διέγερση σε ένα τυχαίο σημείο στην επιφάνεια του εδάφους προσομοιώνεται με το αποκαλούμενο στο εδάφιο 3.2.2.1(1) του ΕΚ8, «ελαστικό φάσμα απόκρισης».
- (β) Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης (Εδάφιο 3.2.2.1(3)P).
- (γ) Το ελαστικό φάσμα απόκρισης για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες – σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα – θα πρέπει να ανήκει στον Τύπο 1 το οποίο αντιστοιχεί σε σεισμούς που έχουν κατά κανόνα επιφανειακό μέγεθος $M_S > 5.5$. Το συγκεκριμένο φάσμα περιγράφεται από τις εξισώσεις (3.2)-(3.5) στο Εδάφιο 3.2.2.2(1)P. Το αντίστοιχο ελαστικό φάσμα απόκρισης για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης δίνεται από τις εξισώσεις σχέσεις (3.8)-(3.11) στο εδάφιο 3.2.2.3(1)P.
- (δ) Τα φάσματα για τα οποία γίνεται αναφορά στο προηγούμενο σημείο (γ) αφορούν στην απόκριση φορέων με εξασφαλισμένη την ελαστική συμπεριφορά. Ωστόσο όταν τα κτίρια έχουν την ικανότητα να παρουσιάζουν συμπεριφορά στην μη γραμμική περιοχή χωρίς σημαντική πτώση της αντοχής τους (δηλ. εφόσον έχουν επαρκή πλάστιμη συμπεριφορά), τότε μπορούν να αναλυθούν με σεισμικές δυνάμεις μικρότερες από αυτές που αντιστοιχούν στην περίπτωση που η συμπεριφορά τους είναι γραμμικώς ελαστική. Ο ΕΚ8 στην παράγραφο 3.2.2.5 επιτρέπει – έναντι της πλήρους ανελαστικής ανάλυσης – την εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης με φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό. Το φάσμα αυτό ονομάζεται «*Φάσμα σχεδιασμού*». Με την χρήση του φάσματος αυτού επιτυγχάνεται να ληφθεί υπόψη – παρά το γεγονός ότι εκτελείται ελαστική και όχι ανελαστική ανάλυση – η ικανότητα ενός κτιρίου όσον αφορά στην απόδοση ενέργειας κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του. Για την μείωση αυτή γίνεται χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς q . Έτσι οι σχέσεις με τις οποίες ορίζεται το φάσμα σχεδιασμού που προτείνει ο ΕΚ8 για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης είναι (παράγραφος 3.2.2.5(4)P, σχέσεις (3.13)-(3.16)):

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

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

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

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

Όπου:

$\alpha_g = \alpha_{gR} \cdot \gamma_I$ η επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A (οι κατηγορίες εδάφους δίνονται στον Πίνακα 3.1 του ΕΚ8 ο οποίος ισχύει και για την Ελλάδα σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα).

α_{gR} η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς σε έδαφος κατηγορίας A η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς $T=475$ έτη, και εξαρτάται από την περιοχή όπου βρίσκεται το μελετούμενο κτίριο. Για το σκοπό αυτό – και σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα – ο Ελληνικός χώρος διαιρείται σε τρεις ζώνες Z1, Z2, Z3. Σε κάθε μία από τις ζώνες αυτές ορίζεται η τιμή της α_{gR} με βάση τον ακόλουθο πίνακα:

Ζώνη	α_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

γ_I ο συντελεστής σπουδαιότητας ο οποίος σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα δίνεται από τον παρακάτω πίνακα (η περιγραφή των κατηγοριών σπουδαιότητας δίνεται στον Πίνακα 4.3 του ΕΚ8):

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I	0,80	1,00	1,20	1,40

S ο συντελεστής εδάφους που δίνεται το Εθνικό προσάρτημα

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης.

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης.

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος. (Οι τιμές των T_B , T_C , T_D δίνονται στο Εθνικό προσάρτημα).

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός μονοβάθμιου γραμμικού συστήματος.

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού.

Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα οι τιμές των παραμέτρων S, T_B , T_C , T_D για το οριζόντιο φάσμα τύπου 1, δίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Κατηγορία Εδάφους	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Όσον αφορά στον συντελεστή β , προτείνεται η τιμή: $\beta=0.20$

Το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό φάσμα απόκρισης με διαίρεση των φασματικών επιταχύνσεων του τελευταίου με τον συντελεστή συμπεριφοράς q . Εξαίρεση αποτελεί ο αρχικός (ανερχόμενος) κλάδος των ιδιοπεριόδων $T < T_B$.

Το φάσμα σχεδιασμού για την κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα προκύπτει από τις ίδιες σχέσεις από τις οποίες προκύπτει και το φάσμα για τις οριζόντιες συνιστώσες με τις εξής τροποποιήσεις:

- Αντί της εδαφικής επιτάχυνσης a_g γίνεται χρήση της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για την κατακόρυφη διεύθυνση a_{vg} .
- Ο συντελεστής S τίθεται ίσος με 1.0.
- Ο συντελεστής q θα πρέπει να λαμβάνεται $q < 1.5$ για όλα τα υλικά και τα στατικά συστήματα. Εξαιρεση αποτελεί η περίπτωση κατά την οποία με κατάλληλη μελέτη τεκμηριωθεί ότι μπορεί να ληφθεί και μεγαλύτερη τιμή.

Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα οι τιμές των παραμέτρων a_{vg} , T_B , T_C , T_D για το φάσμα σχεδιασμού της κατακόρυφης συνιστώσας μπορούν να ληφθούν από τον πίνακα 3.4 του ΕΚ8 για το φάσμα τύπου 1 ως ακολούθως:

Φάσμα	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Τύπου 1	0.90	0.05	0.15	1.0

(ε) Οι βασικές απαιτήσεις τις οποίες θα πρέπει να πληροί ένας φορέας υπό σεισμική διέγερση είναι σύμφωνα με το εδάφιο 2.1(1)Ρ οι εξής:

- Απαίτηση μη κατάρρευσης. Η απαίτηση αυτή θα πρέπει να ικανοποιείται για σεισμική διέγερση η οποία περιγράφεται από το φάσμα σχεδιασμού το οποίο παρουσιάστηκε προηγουμένως. Η σεισμική αυτή δράση αντιστοιχεί (α) στην τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} που αναφέρεται σε σεισμική διέγερση με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια (περίοδος επαναφοράς 475 χρόνια) και (β) το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I του κτιρίου. Η τιμή του a_{gR} και του γ_I δίνεται στους παραπάνω πίνακες.
- Απαίτηση περιορισμού των βλαβών. Η απαίτηση αυτή θα πρέπει να ικανοποιείται για επίπεδο σεισμικής δράσης το οποίο είναι χαμηλότερο από το αντίστοιχο επίπεδο που λαμβάνεται υπόψη για τον έλεγχο αποφυγής κατάρρευσης. Έτσι, η σεισμική δράση για την οποία θα πρέπει να ελέγχεται ένα κτίριο για τον περιορισμό των βλαβών αντιστοιχεί σε σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 10 χρόνια. Επί της ουσίας το επίπεδο της σεισμικής διέγερσης που απαιτείται να ληφθεί υπόψη για τον έλεγχο περιορισμού των βλαβών, προκύπτει από το αντίστοιχο επίπεδο που λαμβάνεται υπόψη για τον έλεγχο αποφυγής κατάρρευσης με πολλαπλασιασμό της εδαφικής επιτάχυνσης που αντιστοιχεί στο τελευταίο με έναν συντελεστή ν η τιμή του οποίου ορίζεται σύμφωνα με το εδάφιο 4.4.3.2(2) και το Εθνικό προσάρτημα ως εξής:
 $\nu=0.4$ για κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας III, IV.
 $\nu=0.5$ για κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας I, II.

(στ) Η διαδικασία του αντισεισμικού υπολογισμού, με βάση τα παραπάνω συνίσταται στον έλεγχο της κατασκευής για τις εξής δύο οριακές καταστάσεις (εδάφιο 2.2.1(1)Ρ):

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας $\rightarrow$ Συνδέονται με τον έλεγχο έναντι κατάρρευσης και γενικότερα με ελέγχους έναντι μορφών αστοχίας που είναι επικύνδυνες για την ανθρώπινη ζωή.
- Καταστάσεις περιορισμού των βλαβών $\rightarrow$ Συνδέονται με καταστάσεις περιορισμού των βλαβών.

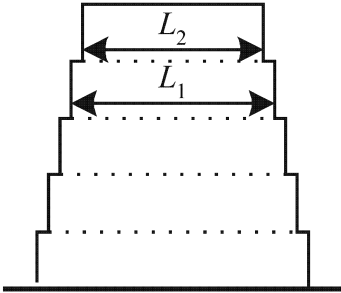
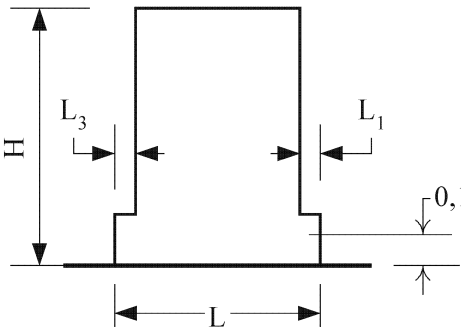
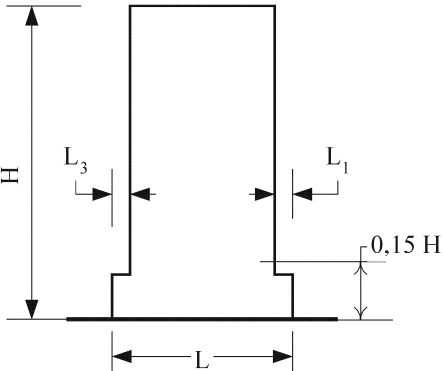
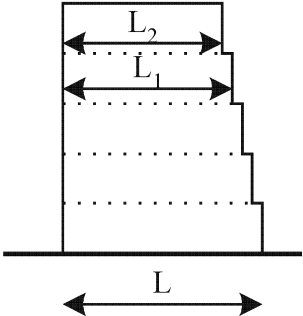
(ζ) Για τις ανάγκες του αντισεισμικού υπολογισμού, και προκειμένου να καθοριστούν παράμετροι και μέθοδοι των επιμέρους ελέγχων (όπως π.χ. ικανοτικοί έλεγχοι), ο ΕΚ8 προχωρά σε κατηγοριοποίηση των κτιρίων με βάση:

1. Την κανονικότητα τους σε όψη (με βάση τα κριτήρια της παραγράφου 4.2.3.3).
2. Την κανονικότητα τους σε κάτοψη (με βάση τα κριτήρια της παραγράφου 4.2.3.2).
3. Τον τύπο του στατικού τους συστήματος (με βάση τις κατηγορίες της παραγράφου 5.2.2.1).
4. Την κατηγορία πλαστιμότητας για την οποία επιλέγεται να σχεδιαστούν (με βάση τις κατηγορίες που παρουσιάζονται στην παράγραφο 5.2.1).

Κριτήρια κανονικότητας σε όψη

Στην παράγραφο 4.2.3.3 παρατίθενται τα κριτήρια κανονικότητας σε όψη τα οποία είναι:

- (α) Εδάφιο 4.2.3.3(2): Κατακόρυφα στοιχεία ανάληψης σεισμικών φορτίων (πυρήνες, τοιχώματα, πλαίσια) συνεχή και χωρίς διακοπή από τη θεμελίωση ως τη κορυφή του κτιρίου (ή ως προς την άνω επιφάνεια επιμέρους τμημάτων με διαφορετικό ύψος).
- (β) Εδάφιο 4.2.3.3(3): Η μεταφορική δυσκαμψία και μάζα σταθερές ή βαθμιαία μειούμενες, και χωρίς απότομες αλλαγές από τη βάση ως την κορυφή του κτιρίου.
- (γ) Εδάφιο 4.2.3.3(4): Σε κτίρια με *πλαισιωτό σύστημα* (παράγρ. 5.1.2) θα πρέπει η υπεραντοχή των ορόφων σε διάτμηση να μην μεταβάλλεται απότομα.
- (δ) Εδάφιο 4.2.3.3(5): Όταν υπάρχουν εσοχές θα πρέπει να ισχύουν οι συνθήκες του παρακάτω σχήματος:

	Εσοχή πάνω από 0,15H 
Κριτήριο: $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$	Κριτήριο: $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$
Εσοχή κάτω από 0,15H 	
Κριτήριο: $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$	Κριτήρια: $\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$ $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$

Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη

Στην παράγραφο 4.2.3.2 παρατίθενται τα κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη τα οποία είναι:

- (α) «Σχεδόν» συμμετρική κατανομή σε κάτοψη της αντοχής, της οριζόντιας δυσκαμψίας, και της μάζας κατά την διεύθυνση των δύο ορθογωνίων αξόνων κατά μήκος των οποίων θεωρείται η σεισμική διέγερση. Η λέξη «σχεδόν» έχει την έννοια ότι δεν απαιτείται απόλυτη συμμετρία προκειμένου να εκπληρωθεί το συγκεκριμένο κριτήριο. Έτσι επαφίεται στην κρίση του μελετητή να αποφασίσει εάν εκπληρώνεται το κριτήριο αυτό.
- (β) Συμπαγής διαμόρφωση της κάτοψης, δηλ. η πλάκα του κάθε ορόφου θα πρέπει να οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Για την διερεύνηση της εκπλήρωσης ή όχι του συγκεκριμένου κριτηρίου, θα πρέπει να ελεγχθεί η πολυγωνική γραμμή που σχηματίζουν τα περιμετρικά κατακόρυφα στοιχεία, και όχι η εξωτερική γραμμή της πλάκας με τους ενδεχόμενους προβόλους της. Εφόσον υπάρχουν κάποιες ανωμαλίες στην περίμετρο, αυτές θεωρείται ότι δεν επηρεάζουν την κανονικότητα εφόσον η περιοχή που δημιουργούν μεταξύ της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που σχηματίζουν τα περιμετρικά κατακόρυφα στοιχεία δεν υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου.
- (γ) Θα πρέπει να υφίσταται διαφραγματική λειτουργία. Δηλαδή η δυσκαμψία των πλακών ορόφων μέσα στο επίπεδό τους θα πρέπει να είναι πολύ μεγάλη. Τυπικά μία πλάκα μπορεί να θεωρηθεί ως πρακτικώς στερεή εντός του επιπέδου της, όταν κατά την προσομοίωση της πραγματικής εντός του επιπέδου δυσκαμψίας της οι μετακινήσεις σε κάθε σημείο της δεν διαφέρουν περισσότερο από 10% από τις αντίστοιχες μετακινήσεις που υπολογίζονται όταν προσομοιωθεί ως απολύτως στερεό διάφραγμα (οδηγίες για τον έλεγχο των διαφραγμάτων δίνονται στην παράγραφο 5.10). Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δοθεί στις κατόψεις μορφής L, Π, Η, Ι, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά, ειδικότερα όσον αφορά την δυσκαμψία των κλάδων, που πρέπει να είναι συγκρίσιμη με αυτήν του κεντρικού σκέλους, προκειμένου να ικανοποιηθεί η συνθήκη άκαμπτου διαφράγματος.
- (δ) Η λυγνρότητα του κτιρίου σε κάτοψη, $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$, δεν θα είναι μεγαλύτερη του 4, όπου το $L_{\max}$ και το $L_{\min}$ είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις. Το όριο αυτό εισάγεται για να αποφευχθούν περιπτώσεις κατά τις οποίες παρά την εντός του επιπέδου της πλάκας δυσκαμψία, οι παραμορφώσεις λόγω της σεισμικής δράσης είναι παρόμοιες με τις παραμορφώσεις υψίκορμης δοκού επί ελαστικών στηρίξεων και επιδρούν στην κατανομή της σεισμικής τέμνουσας στα κατακόρυφα στοιχεία.
- (ε) Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y, η στατική εκκεντρότητα e_o και η ακτίνα δυστροπείας r ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες:
- $$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x \quad e_{oy} \leq 0.30 \cdot r_y$$
- $$r_x \geq I_s \quad \text{και} \quad r_y \geq I_s$$

όπου

e_{ox}, e_{oy} είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση x (y), κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης

r_x, r_y είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστροπείας προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση y (x), («ακτίνα δυστροπείας»), και

I_s είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου (α) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου προς (β) την μάζα της πλάκας του ορόφου).

Οι συνέπειες από την κανονικότητα ή μη ενός κτιρίου σε όψη ή/και σε κάτοψη δίνονται συνοπτικά στον ακόλουθο πίνακα στον οποίο δίνονται παράλληλα και τα αντιστοίχως ισχύοντα στον ΕΑΚ/2000 για λόγους σύγκρισης:

	ΕΚ8	ΕΑΚ/2000															
ΕΠΙΛΟΓΗ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟ- ΜΟΙΩΜΑΤΟΣ	ΝΑΙ	ΟΧΙ															
	Ανάλογα με το αν ένα κτίριο είναι κανονικό σε κάτοψη ή/και σε όψη επιτρέπεται ή όχι η χρήση απλοποιημένων προσομοιωμάτων, με βάση τον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 4.1 εδαφίου 4.2.3.1(1)P):	Στο εδάφιο 3.1.2[3] αναφέρεται ότι γενικά επιβάλλεται η χρήση χωρικών προσομοιωμάτων για όλες τις κατασκευές (ακόμα και για τις συμμετρικές σε δύο άξονες) λόγω του ότι η στρεπτική επιπόνηση εισάγει πάντα τυχηματική εκκεντρότητα. Η χρήση επιπέδου προσομοιώματος επιτρέπεται μόνον έπειτα από σχετική τεκμηρίωση της αξιοπιστίας του.															
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Κανονικότητα σε:</th><th rowspan="2">Προσομοίωμα</th></tr> <tr> <th>Κάτοψη</th><th>Όψη</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Ναι</td><td>Ναι</td><td>Επίπεδο</td></tr> <tr> <td>Ναι</td><td>Όχι</td><td>Επίπεδο</td></tr> <tr> <td>Όχι</td><td>Ναι</td><td>Χωρικό*</td></tr> <tr> <td>Όχι</td><td>Όχι</td><td>Χωρικό</td></tr> </tbody> </table> * Υπάρχει και η δυνατότητα χρήσης επιπέδων προσομοιωμάτων εφόσον ικανοποιούνται τα κριτήρια του εδαφίου 4.3.3.1(8).		Κανονικότητα σε:		Προσομοίωμα	Κάτοψη	Όψη	Ναι	Ναι	Επίπεδο	Ναι	Όχι	Επίπεδο	Όχι	Ναι	Χωρικό*	Όχι
Κανονικότητα σε:		Προσομοίωμα															
Κάτοψη	Όψη																
Ναι	Ναι	Επίπεδο															
Ναι	Όχι	Επίπεδο															
Όχι	Ναι	Χωρικό*															
Όχι	Όχι	Χωρικό															
ΕΠΙΛΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ	ΝΑΙ	ΝΑΙ															
	Η κανονικότητα ή όχι ενός κτιρίου σε όψη και κάτοψη επηρεάζει την επιτρεπόμενη μέθοδο αντισεισμικού υπολογισμού (Πίν. 4.1 εδαφίου 4.2.3.1(1)P):	Στο εδάφιο 3.5.1[3] δίνονται τα κριτήρια που θα πρέπει να πληρούνται έτσι ώστε να μπορεί να εφαρμοστεί η Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος. Στα κριτήρια αυτά περιλαμβάνονται και κριτήρια κανονικότητας τα οποία δίνονται στο εδάφιο 3.5.1[4].															
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Κανονικότητα σε:</th><th rowspan="2">Μέθοδος ανάλυσης</th></tr> <tr> <th>Κάτοψη</th><th>Όψη</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Ναι</td><td>Ναι</td><td>Οριζόντια φόρτιση*</td></tr> <tr> <td>Ναι</td><td>Όχι</td><td>Ιδιομορφική ανάλυση</td></tr> <tr> <td>Όχι</td><td>Ναι</td><td>Οριζόντια φόρτιση*</td></tr> <tr> <td>Όχι</td><td>Όχι</td><td>Ιδιομορφική ανάλυση</td></tr> </tbody> </table> * Θα πρέπει να ικανοποιείται και η συνθήκη του εδαφίου 4.3.3.2.1(2)α.		Κανονικότητα σε:		Μέθοδος ανάλυσης	Κάτοψη	Όψη	Ναι	Ναι	Οριζόντια φόρτιση*	Ναι	Όχι	Ιδιομορφική ανάλυση	Όχι	Ναι	Οριζόντια φόρτιση*	Όχι
Κανονικότητα σε:		Μέθοδος ανάλυσης															
Κάτοψη	Όψη																
Ναι	Ναι	Οριζόντια φόρτιση*															
Ναι	Όχι	Ιδιομορφική ανάλυση															
Όχι	Ναι	Οριζόντια φόρτιση*															
Όχι	Όχι	Ιδιομορφική ανάλυση															
ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΙΜΗΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q.	ΝΑΙ	ΟΧΙ															
	Βάσει του πίνακα 4.1 (εδάφιο 4.2.3.1(1)P):	Σύμφωνα με τα σχόλια του εδαφίου 3.5.1[4] τα κριτήρια κανονικότητας του ΕΑΚ/2000 δεν χρησιμοποιούνται για την κλιμάκωση των τιμών του συντελεστή q η οποίες είναι καθορισμένες σε χαμηλά επίπεδα.															
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Κανονικότητα σε:</th><th rowspan="2">Συντελεστής q</th></tr> <tr> <th>Κάτοψη</th><th>Όψη</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Ναι</td><td>Ναι</td><td>Τιμές αναφοράς⁽¹⁾</td></tr> <tr> <td>Ναι</td><td>Όχι</td><td>Μειωμένες τιμές⁽²⁾</td></tr> <tr> <td>Όχι</td><td>Ναι</td><td>Τιμές αναφοράς⁽¹⁾</td></tr> <tr> <td>Όχι</td><td>Όχι</td><td>Μειωμένες τιμές⁽²⁾</td></tr> </tbody> </table> (1) Οι τιμές αναφοράς για κτίρια σκυροδέματος δίνονται στον πίνακα 5.1 του εδαφίου 5.2.2.2(2). (2) Οι τιμές αυτές προκύπτουν από τις τιμές αναφοράς μετά από μείωση κατά 20% (4.2.3.1(7) και 5.2.2.2(3)).		Κανονικότητα σε:		Συντελεστής q	Κάτοψη	Όψη	Ναι	Ναι	Τιμές αναφοράς ⁽¹⁾	Ναι	Όχι	Μειωμένες τιμές ⁽²⁾	Όχι	Ναι	Τιμές αναφοράς ⁽¹⁾	Όχι
Κανονικότητα σε:		Συντελεστής q															
Κάτοψη	Όψη																
Ναι	Ναι	Τιμές αναφοράς ⁽¹⁾															
Ναι	Όχι	Μειωμένες τιμές ⁽²⁾															
Όχι	Ναι	Τιμές αναφοράς ⁽¹⁾															
Όχι	Όχι	Μειωμένες τιμές ⁽²⁾															

Κατηγορίες στατικών συστημάτων

Στην παράγραφο 5.2.2.1 παρουσιάζονται οι τύποι των στατικών συστημάτων στους οποίους σύμφωνα με τον ΕΚ8 κατατάσσονται τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος ανάλογα με τη συμπεριφορά τους στις σεισμικές δράσεις. Αυτοί είναι:

α) πλαισιωτό σύστημα.

β) διπλό σύστημα εν γένει.

β1) διπλό σύστημα ισοδύναμο με πλαισιωτό.

β2) διπλό σύστημα ισοδύναμο με σύστημα τοιχωμάτων.

γ) σύστημα πλάσιμων τοιχωμάτων (συζευγμένων ή όχι).

δ) σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων.

ε) σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς.

ζ) στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα.

Οι ορισμοί των στατικών συστημάτων δίνονται στην παράγραφο 5.1.2 και είναι οι εξής:

(α) Πλαισιωτό σύστημα.

Στατικό σύστημα όπου τόσο τα κατακόρυφα όσο και τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από χωρικά πλαίσια των οποίων η διατμητική αντοχή στην βάση του κτιρίου υπερβαίνει το 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής¹ του όλου στατικού συστήματος.

(β) Διπλό σύστημα εν γένει.

Στατικό σύστημα όπου τα κατακόρυφα φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από ένα χωρικό πλαίσιο και η αντοχή σε οριζόντια φορτία παρέχεται εν μέρει από το πλαισιωτό σύστημα και εν μέρει από φέροντα τοιχώματα, συζευγμένα ή μη.

(β1) Διπλό σύστημα ισοδύναμο με πλαισιωτό.

Διπλό σύστημα όπου η διατμητική αντοχή του πλαισιωτού συστήματος στην βάση του κτιρίου είναι μεγαλύτερη του 50% της συνολικής διατμητικής αντοχής του όλου στατικού συστήματος.

(β2) Διπλό σύστημα ισοδύναμο με σύστημα τοιχωμάτων.

Διπλό σύστημα όπου η διατμητική αντοχή των τοιχωμάτων στην βάση του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από το 50% της συνολικής σεισμικής αντοχής του όλου στατικού συστήματος.

(γ) Σύστημα τοιχωμάτων (συζευγμένων ή όχι).

Στατικό σύστημα όπου τόσο τα κατακόρυφα όσο και τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από κατακόρυφα φέροντα τοιχώματα, *με ή χωρίς σύζευξη*, των οποίων η διατμητική αντοχή στην βάση του κτιρίου υπερβαίνει το 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής του όλου στατικού συστήματος. Σημείωση: Εάν το κύριο μέρος της συνολικής διατμητικής αντοχής των τοιχωμάτων που περιλαμβάνονται στο σύστημα παρέχεται από συζευγμένα τοιχώματα, το σύστημα μπορεί να θεωρηθεί ως σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων. Ως συζευγμένο τοίχωμα ορίζεται το φέρον στοιχείο που αποτελείται από δύο ή περισσότερα απλά τοιχώματα, συνδεδεμένα με δοκούς επαρκούς πλαστιμότητας («δοκούς σύζευξης») σε κανονική διάταξη, επαρκείς για να μειώσουν κατά τουλάχιστον 25% το άθροισμα των ροπών βάση των επιμέρους τοιχωμάτων εάν αυτά δρούσαν ανεξάρτητα.

δ) Σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων.

Ως μεγάλο ελαφρά οπλισμένο τοίχωμα ορίζεται το τοίχωμα με μεγάλες διαστάσεις διατομής, δηλαδή την μια οριζόντια διάσταση l_w τουλάχιστον ίση με 4.0m ή τα δύο τρίτα του ύψους h_w

¹ Σύμφωνα με σημείωση του ΕΚ8 στο εδάφιο 5.1.2 το ποσοστό της διατμητικής αντοχής μπορεί να αντικατασταθεί από το ποσοστό τεμνουσών δυνάμεων στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Λέγοντας σεισμική κατάσταση σχεδιασμού εννοείται ο σεισμικός συνδυασμός δράσεων.

του τοιχώματος, όποιο είναι μικρότερο, και το οποίο αναμένεται να αναπτύξει περιορισμένη ρηγμάτωση και μετελαστική συμπεριφορά υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Σημείωση: Ένα τέτοιο τοίχωμα αναμένεται να μετατρέψει την σεισμική ενέργεια σε δυναμική (μέσω της προσωρινής ανύψωσης των στατικών μαζών) και σε ενέργεια που μεταφέρεται στο έδαφος μέσω της ταλάντωσής του ως στερεού σώματος, κλπ. Λόγω των διαστάσεών του, ή λόγω έλλειψης πάκτωσης στη βάση, ή λόγω σύνδεσης με μεγάλα εγκάρσια τοιχώματα που αποτρέπουν την δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση, δεν μπορεί να σχεδιαστεί αποτελεσματικά για απόδοση ενέργειας μέσω πλαστικής άρθρωσης στην βάση.

ε) Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς.

Σύστημα στο οποίο 50% ή περισσότερο της μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους του φορέα, ή στο οποίο η απόδοση ενέργειας λαμβάνει χώρα κυρίως στην βάση ενός μεμονωμένου κτιριακού στοιχείου.

Σημείωση: Μονώροφα πλαίσια στα οποία οι κεφαλές των υποστυλωμάτων συνδέονται μεταξύ τους και στις δύο κύριες διευθύνσεις και με τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου v_d που δεν υπερβαίνει πουθενά το 0.3, δεν ανήκουν σε αυτόν το τύπο.

ζ) Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα.

Διπλό σύστημα ή σύστημα τοιχωμάτων που δεν διαθέτει μια ελάχιστη τιμή στρεπτικής δυσκαμψίας. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με τα εδάφια 5.2.2.1(4)P και (6) οι τύποι συστημάτων (α), (β1), (β2), (γ) θα εντάσσονται στα στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα εφόσον δεν εκπληρώνεται η συνθήκη (4.1b) του εδαφίου 4.2.3.2(6) η οποία είναι:

$$r_x \geq I_s$$

όπου

r_x είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψίας προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση y («ακτίνα δυστρεψίας»), και

I_s είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου (α) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου προς (β) την μάζα της πλάκας του ορόφου).

Οι ορισμοί του κέντρου δυσκαμψίας και της ακτίνας δυστρεψίας r δίνονται στα εδάφια (7) έως (9) της 4.2.3.2. Επίσης σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα για τους ορισμούς του κέντρου δυσκαμψίας και της ακτίνας δυσκαμψίας σε πολυώροφα κτίρια που εμπίπτουν σε όλες τις περιπτώσεις που περιγράφονται στο εδάφιο 4.2.3.2(8) θα πρέπει να γίνει παραπομπή παραπομπή στην Παράγραφο 3.3.3 και το Παράρτημα ΣΤ του ΕΑΚ/2000 και τα σχετικά σχόλια.

Σημείωση 1: Παράδειγμα στρεπτικώς ευκάμπτου συστήματος αποτελεί ένα στατικό σύστημα που αποτελείται από εύκαμπτα πλαίσια συνδυασμένα με τοιχώματα που συγκεντρώνονται κοντά στο κέντρο της κάτοψης του κτιρίου.

Σημείωση 2: Ο ορισμός αυτός για τα στρεπτικώς εύκαμπτα συστήματα δεν καλύπτει συστήματα που περιέχουν τοιχώματα με μεγάλο αριθμό οπών που περιβάλλουν δίκτυα ή εγκαταστάσεις με κατακόρυφη όδευση. Για τέτοια συστήματα ο καταλληλότερος τύπος του συνολικού συστήματος πρέπει να επιλέγεται κατά περίπτωση.

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται πινακοποιημένα τα κριτήρια βάσει των οποίων γίνεται η κατάταξη ενός κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος στις κατηγορίες στατικών συστημάτων του ΕΚ8.

		Ποσοστό τέμνουσας σεισμικού συνδυασμού δράσεων στη βάση του κτιρίου		Κατακόρυφα φορτία		Στρεπτικώς εύκαμπτα
		Χωρικό πλαίσιο	Τοιχώματα	Χωρικό πλαίσιο	Τοιχώματα	
(α)	Πλαισιωτό σύστημα	≥65%		Κυρίως		ΟΧΙ: $r_x \geq I_s$ σε δύο διευθύνσεις
(β1)	Διπλό σύστημα ισοδύναμο προς πλαισιωτό	≤65% >50%		Κυρίως		
(β2)	Διπλό σύστημα ισοδύναμο προς σύστημα τοιχωμάτων		≤65% >50%	Κυρίως		
(γ)	Σύστημα τοιχωμάτων (συζευγμένων ή όχι)		≥65%		Κυρίως	
(δ)	Στρεπτικώς εύκαμπτο σύστημα	Ανεξαρτήτως ποσοστού παραλαβής οριζόντιων και κατακόρυφων φορτίων από πλαίσια ή τοιχώματα.				ΝΑΙ: $r_x < I_s$

Σύμφωνα με το εδάφιο 5.2.2.1(2) με εξαίρεση των κτιρίων με στρεπτικώς εύκαμπτο σύστημα, τα υπόλοιπα κτίρια από σκυρόδεμα επιτρέπεται να κατατάσσονται σε έναν τύπο στατικού συστήματος στη μία οριζόντια διεύθυνση ανάλυσης, και σε διαφορετικό στην άλλη.

Κατηγορίες πλαστιμότητας

Στα εδάφια 5.2.1(2)P και 5.2.1(4)P καθορίζονται οι κατηγορίες πλαστιμότητας στις οποίες διακρίνονται τα κτίρια οπλισμένου σκυροδεματος:

- Κτίρια χαμηλής πλαστιμότητας: Κατηγορία πλαστιμότητας χαμηλή (ΚΠΧ). Για την κατηγορία αυτή γίνεται αναφορά στο εδάφιο 5.2.1(2)P όπου δηλώνεται ότι τα κτίρια της συγκεκριμένης κατηγορίας επιτρέπεται να κατασκευάζονται μόνον σε περιοχές οι οποίες χαρακτηρίζονται ως περιοχές χαμηλής σεισμικότητας (βλ. εδάφιο 3.2.1(4)). Τα κτίρια αυτά μελετώνται εφαρμόζοντας μόνον τους κανόνες που δίνονται στον EN 1992 (Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα).
- Κτίρια μέσης πλαστιμότητας: Κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠΜ), εδάφιο 5.2.1(4)P.
- Κτίρια υψηλής πλαστιμότητας: Κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή (ΚΠΥ), εδάφιο 5.2.1(4)P.

Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα, διευκρινίζεται ότι στην Ελληνική επικράτεια δεν ορίζονται ζώνες χαμηλής και πολύ χαμηλής σεισμικότητας. Έτσι το Εθνικό προσάρτημα απαγορεύει την μελέτη κτιρίων με κανόνες που αφορούν την Χαμηλή Κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠΧ). Επίσης δεν επιτρέπεται η επιλογή κατηγορίας πλαστιμότητας Μ σε κτίρια σπουδαιότητας ΙΙΙ ή ΙV σε σεισμική ζώνη Ζ2 ή Ζ3, με εξαίρεση φορείς από προκατασκευασμένα τοιχώματα ή κυψελωτούς φορείς, όπως περιγράφονται στην 5.11.1.1(4).

Έτσι για τον Ελληνικό χώρο ισχύει ο παρακάτω πίνακας:

	Z1	Z2	Z3
I	ΚΠΜ/ΚΠΥ	ΚΠΜ/ΚΠΥ	
II			
III		ΚΠΥ	
IV			

(η) Ο υπολογισμός της τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς q – που κατέχει κεντρικό ρόλο στη φιλοσοφία του αντισεισμικού υπολογισμού – υπολογίζεται με διαδικασία σημαντικά διαφορετική από αυτήν με την οποία υπολογίζεται στα πλαίσια του ΕΑΚ/2000. Στο κείμενο του ΕΚ8 ορισμός για τον συντελεστή q δίνεται στα εδάφια 1.5.2(1) και 3.2.2.5(3)Ρ. Ειδικότερα για τα κτίρια Ο/Σ (παράγραφος 5.2.2.2), για τον προσδιορισμό της προτεινόμενης τιμής του συντελεστή q θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τα εξής χαρακτηριστικά του κτιρίου:

- Κανονικότητα σε όψη.
- Κανονικότητα σε κάτοψη.
- Τύπος στατικού συστήματος.
- Κατηγορία πλαστιμότητας.

Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι η τιμή του q επιτρέπεται να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις (εδάφιο 4.3.3.5.1(4)).

Με βάση την πλήρη και εκτενή ανάλυση που γίνεται στην παράγραφο 5.2.2.2 του ΕΚ8 προκύπτει ο παρακάτω πίνακας από τον οποίον μπορεί να επιλεγεί η προτεινόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q ανάλογα με την μελετούμενη περίπτωση (ο πίνακας αυτός στηρίζεται στην αναφορά [60]):

Τύπος Δομικού Συστήματος	Κανονικο σε:			Κανονικο σε:			Κανονικο σε:			Κανονικο σε:		
	όψη		ΝΑΙ	όψη		ΝΑΙ	όψη		ΟΧΙ	όψη		ΟΧΙ
	κάτοψη		ΝΑΙ	κάτοψη		ΟΧΙ	κάτοψη		ΝΑΙ	κάτοψη		ΟΧΙ
	ΕΑΚ	EC8		ΕΑΚ	EC8		ΕΑΚ	EC8		ΕΑΚ	EC8	
		ΚΠΜ	ΚΠΥ		ΚΠΜ	ΚΠΥ		ΚΠΜ	ΚΠΥ		ΚΠΜ	ΚΠΥ
Συστημα συζευγ- μένων τοιχωμάτων ή ισοδύναμο μικτό. Πολυώροφο πλαι- σιακό ή μικτό ενός ανοίγματος.	3.5	3.6	5.4	3.5	3.3 ¹	4.95 ¹	3.5	2.9 ²	4.3 ²	3.5	2.65 ³	3.95 ³
Με ασύζευκτα τοιχώμ./διεύθυνση												
>2	3.0	3.0	4.4	3.0	3.0	4.2 ¹	3.0	2.4 ²	3.5 ²	3.0	2.4 ³	3.35 ³
=2	3.0	3.0	4.0	3.0	3.0	4.0 ¹	3.0	2.4 ²	3.2 ²	3.0	2.4 ³	3.2 ³
Πλαισιωτό ή ισοδύναμο μικτό:												
Μονόροφο	3.5	3.3	4.95	3.5	3.15 ¹	4.7 ¹	3.5	2.65 ²	3.95	3.5	2.5 ³	3.8 ³
Πολυώροφο	3.5	3.9	5.85	3.5	3.45 ¹	5.2 ¹	3.5	3.1 ²	4.7 ²	3.5	2.75 ³	4.15 ³
Στρεπτ. ευαίσθητο	3.5	2.0	3.0	3.5	2.0	3.0	3.5	1.6 ²	2.4 ²	3.5	1.6 ³	2.4 ³
Αντεστρ. εκκρεμές	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5 ⁴	1.6 ²	2.0	1.5 ⁴	1.6 ³

Παρατηρήσεις:

1. Οι τιμές αυτές προκύπτουν με βάση το εδάφιο 5.2.2.2(6). Σύμφωνα με το εδάφιο αυτό η τιμή 3.45 για πολυώροφα πλαισιωτά ή μικτά συστήματα μη κανονικά σε κάτοψη και μέσης πλαστιμότητας κτίρια προκύπτει ως εξής:

$$q = 3 \cdot \left[\frac{(a_u/a_1) + 1}{2} \right] = 3 \cdot \left[\frac{1.3 + 1}{2} \right] = 3.45$$

2. Οι τιμές αυτές προκύπτουν με βάση το εδάφιο 5.2.2.2(3). Έτσι π.χ. η τιμή 4.7 για πολυώροφα πλαισιωτά ή μικτά συστήματα μη κανονικά σε κάτοψη και μέσης πλαστιμότητας κτίρια, προκύπτει την αντίστοιχη τιμή για τα αντίστοιχα κανονικά ως εξής: $4.7 = 5.85 \cdot 0.8$.
3. Αντίστοιχη με την προηγούμενη παρατήρηση. Η διαφορά εδώ είναι ότι η τιμές προκύπτουν από τις τιμές των μη κανονικών σε κάτοψη αλλά κανονικών σε όψη κτιρίων.
4. Εδώ δεν μπορεί να γίνει μείωση γιατί η ελάχιστη κατά τον κανονισμό τιμή του q είναι 1.5.
5. Γενικά θα μπορούσε να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι ο πίνακας τιμών του συντελεστή q σχηματίζεται από την βασική στήλη των κτιρίων που είναι κανονικά σε κάτοψη και σε όψη. Οι άλλες στήλες που αφορούν κτίρια με μη κανονικότητα σε όψη ή/και σε κάτοψη προκύπτουν με κατάλληλη προσαρμογή των τιμών των κανονικών και σε όψη και σε κάτοψη κτιρίων. Η προσαρμογή των τιμών για μη κανονικά σε όψη κτίρια γίνεται με τον μειωτικό συντελεστή 0.8, ενώ η προσαρμογή των τιμών για μη κανονικά σε κάτοψη κτίρια γίνεται με βάση το εδάφιο 5.2.2.2(6).

ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Οι οδηγίες που δίνονται στην παράγραφο 4.3.1 για την προσομοίωση των κτιρίων είναι οι εξής:

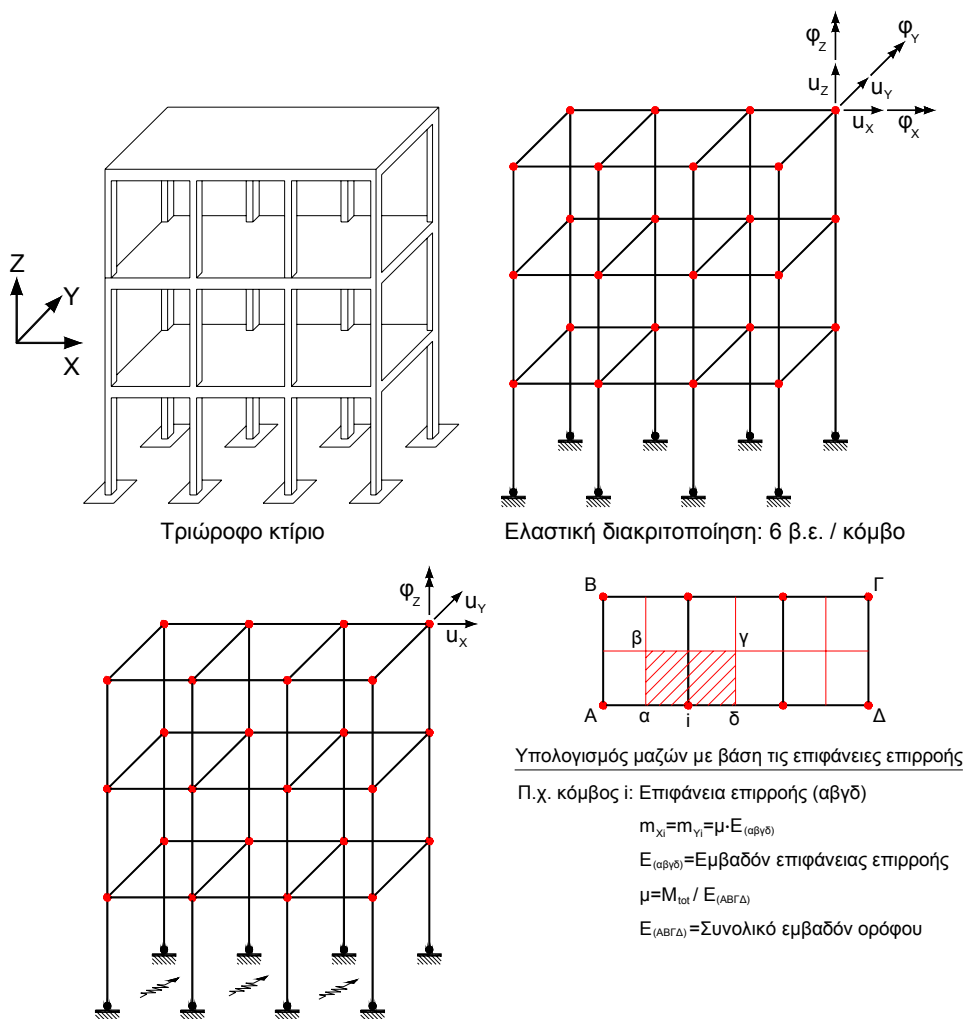
- (α) Εδάφιο 4.3.1(1)Ρ: Επαρκής προσομοίωση της κατανομής των μαζών και των δυσκαμψιών έτσι ώστε να αντιπροσωπεύονται κατάλληλα όλες οι σημαντικές ιδιομορφές ταλάντωσης της κατασκευής (για δόκιμους τρόπους προσομοίωσης των δυσκαμψιών και των μαζών βλ. σχήματα 9.2 και 9.3).
- (β) Εδάφιο 4.3.1(2): Προσομοίωση της συμβολής των περιοχών των κόμβων στην παραμορφωσιμότητα του κτιρίου. Δηλαδή συστήνεται η προσομοίωση των στερεών (ή ενδεχομένως μερικώς παραμορφωσίμων) ζωνών στις ακραίες περιοχές των δοκών και των υποστυλωμάτων, κάτι το οποίο είναι εφικτό με βάση τις δυνατότητες του στοιχείου του ΡΑΦ.
- (γ) Εδάφιο 4.3.1(3): Επιτρέπεται η διάκριση του φορέα σε ένα σύνολο δομικών συστημάτων ανάληψης κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων, που συνδέονται μεταξύ τους στις στάθμες των διαφραγμάτων.
- (δ) Εδάφιο 4.3.1(4): Σε περίπτωση που οι πλάκες των ορόφων μπορούν να θεωρηθούν ότι λειτουργούν ως στερεά διαφράγματα μέσα στο επίπεδο τους, τότε οι μάζες και οι ροπές αδράνειας τους μπορούν να συγκεντρωθούν στο κέντρο βάρους (βλ. σχήμα 9.3). ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Ένα διάφραγμα θεωρείται άκαμπτο εάν, κατά την προσομοίωση με την πραγματική εντός του επιπέδου ευκαμψία του, οι οριζόντιες μετακινήσεις δεν υπερβαίνουν πουθενά αυτές που προκύπτουν από την υπόθεση άκαμπτου διαφράγματος κατά περισσότερο από το 10% των αντίστοιχων απόλυτων οριζόντιων μετακινήσεων κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.
- (ε) Εδάφιο 4.3.1(5): Για κτίρια που ικανοποιούν τα κριτήρια για κανονικότητα σε κάτοψη (βλ. παρ. 4.2.3.2) ή τις συνθήκες που δίνονται στα εδάφια 4.3.3.1(8)-(9), η ανάλυση μπορεί να γίνει με την χρήση δύο επίπεδων προσομοιωμάτων, ένα για κάθε κύρια διεύθυνση.
- (στ) Εδάφια 4.3.1(6) και 4.3.1(7): Στα δύο αυτά εδάφια, δίνονται οδηγίες για την προσομοίωση της δυσκαμψίας των δομικών στοιχείων:
- Σε κτίρια από σκυρόδεμα, σε σύμμικτα κτίρια από χάλυβα και σκυρόδεμα και σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία η δυσκαμψία των φερόντων στοιχείων πρέπει, γενικά, να αποτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες της ρηγμάτωσης. Τέτοια δυσκαμψία πρέπει να αντιστοιχεί στην έναρξη διαρροής του οπλισμού.
 - ***Εκτός αν γίνει ακριβέστερη ανάλυση των ρηγματωμένων στοιχείων, τα ελαστικά καμπτικά και διατμητικά χαρακτηριστικά δυσκαμψίας των στοιχείων από σκυρόδεμα και τοιχοποιία μπορούν να ληφθούν ίσα με το ήμισυ της αντίστοιχης δυσκαμψίας των μη ρηγματωμένων στοιχείων.***
- (ζ) Εδάφια 4.3.1(8) και 4.3.1(2): Στα εδάφια αυτά γίνεται αναφορά στην αναγκαιότητα ενσωμάτωσης στα προσομοιώματα υπολογισμού και των μη-φερόντων στοιχείων και πιο συγκεκριμένα των τοιχοπληρώσεων:
- Μη-φέροντα στοιχεία, τα οποία μπορούν να επηρεάσουν την απόκριση του βασικού αντισεισμικού φορέα, πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη.
 - Τoiχοπληρώσεις με σημαντική συμβολή στην οριζόντια δυσκαμψία και αντοχή του κτιρίου πρέπει να λαμβάνονται υπόψη. Στην παράγραφο 4.3.6 δίνονται τα πρόσθετα μέτρα που θα πρέπει να ληφθούν για τοιχοπληρώσεις σε πλαίσια από σκυρόδεμα, χάλυβα ή σύμμικτα.
 - Η αλληλεπίδραση των τοιχοπληρώσεων με τα πλαίσια μπορεί να αγνοηθεί εφόσον το κτίριο έχει σύστημα τοιχωμάτων ή διπλό σύστημα ισοδύναμο προς σύστημα τοιχωμάτων (εδάφιο 4.3.6.1(1)Ρ).

- (η) Εδάφιο 4.3.1(9)P: Η παραμορφωσιμότητα της θεμελίωσης (περιλαμβανομένης και της αλληλεπίδρασης εδάφους-φορέα) θα λαμβάνεται υπόψη στο προσομοίωμα, όταν ενδέχεται να έχει γενικά δυσμενή επιρροή στην απόκριση. Επιτρέπεται όμως να λαμβάνεται υπόψη ακόμα και όταν εκτιμάται ότι θα έχει ευμενή επιρροή στην απόκριση. Το ΡΑΦ έχει τη δυνατότητα αυτόματης προσομοίωσης του φορέα θεμελίωσης, και ενσωμάτωσης του στο συνολικό προσομοίωμα του κτιρίου.
- (θ) Εδάφιο 4.3.1(10)P: Οι μάζες θα υπολογίζονται από τα φορτία βαρύτητας που εμφανίζονται στον συνδυασμό δράσεων της παραγράφου 3.2.4: $G_k + \psi_E \cdot Q_k$. Οι συντελεστές ψ_E δίνονται στο εδάφιο 4.2.4(2)P από τη σχέση $\psi_E = \varphi \cdot \psi_2$. Για τις τιμές των φ και ψ_2 βλέπε αντίστοιχα πίνακα 4.2 του ΕΚ8 (που ισχύει και για την Ελλάδα), και πίνακα Α1.1 Εθν. Προσαρτήματος.

ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΕΑΚ/2000:

Στην αντίστοιχη παράγραφο του ΕΑΚ/2000 για την προσομοίωση (Παράγραφος 3.2) δίνεται μια σειρά οδηγιών για τις οποίες σε συνάρτηση με τις αντίστοιχες οδηγίες του ΕΚ8 θα μπορούσαν να γίνουν τα εξής σχόλια:

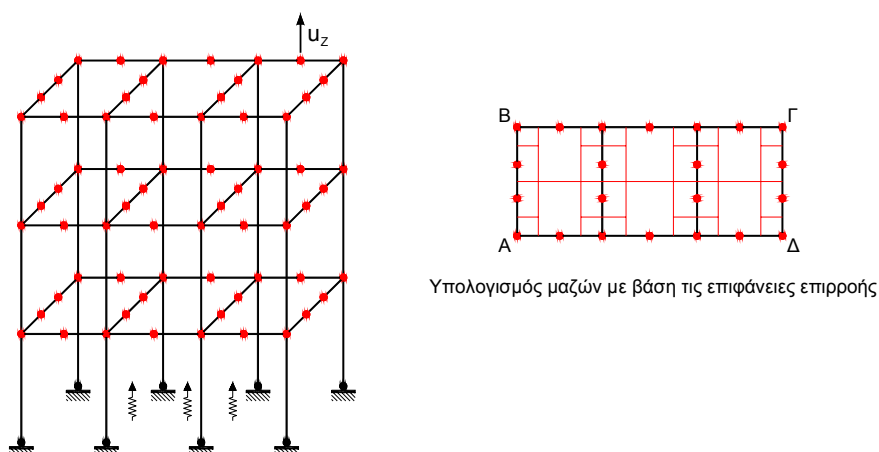
- Εδάφιο 3.2.1[1]: Το εδάφιο αυτό είναι στο ίδιο πνεύμα με το εδάφιο 4.3.1(1)P του ΕΚ8, και αναφέρεται στον αριθμό των βαθμών ελευθερίας που θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη για την μόρφωση του υπολογιστικού προσομοιώματος του κτιρίου.
- Εδάφια 3.2.1[2] και 3.2.2[2]: Πρόκειται για εδάφια στα οποία δηλώνεται ότι εφόσον οι πλάκες των κτιρίων λειτουργούν ως στερεά διαφράγματα τότε αρκεί η θεώρηση τριών βαθμών ελευθερίας ανά όροφο, και ταυτόχρονα επιτρέπεται η συγκέντρωση της μάζας τους και της αντίστοιχης ροπής αδράνειας περί κατακόρυφο άξονα, στα κέντρα βάρους των ορόφων. Πρόκειται για εδάφια αντίστοιχα του εδαφίου 4.3.1(4) του ΕΚ8 στο οποίο όμως γίνεται αναφορά μόνον στην προσομοίωση των μαζών.
- Ως γενική σύσταση στο εδάφιο 3.1.2[3] του ΕΑΚ/2000 δηλώνεται ότι γενικά θα πρέπει να χρησιμοποιείται για την ανάλυση χωρικό προσομοίωμα. Αντίθετα η χρήση επιπέδων προσομοιωμάτων δεν συστήνεται παρά μόνον εφόσον ο μελετητής τεκμηριώσει την αξιοπιστία τους. Στο σημείο αυτό υφίσταται μία βασική διαφορά μεταξύ των ΕΑΚ/2000 και ΕΚ8. Πιο συγκεκριμένα εντός της γενικής φιλοσοφίας του ΕΚ8 όπως αυτή αποτυπώνεται στο εδάφιο 4.3.1(5), (βλ. επίσης και πίνακα 4.1), επιτρέπεται η χρήση επιπέδων προσομοιωμάτων εφόσον πληρούνται συγκεκριμένες προϋποθέσεις κανονικότητας [(βλ. παρ. 4.2.3.2) ή τις συνθήκες που παρουσιάζονται στο εδάφιο 4.3.3.1(8)]. Αντίθετα ο ΕΑΚ/2000 αποκλείει στην ουσία την χρήση των επιπέδων προσομοιωμάτων μη δίνοντας συγκεκριμένα κριτήρια για την χρήση τους.
- Τα εδάφια 3.2.1[4] και 3.2.3[4] δίνουν οδηγίες για την προσομοίωση εδάφους και της θεμελίωσης. Το εδάφιο 3.2.1[4] επιτρέπει την θεώρηση στερεάς στήριξης των κτιρίων, και δίνει και εναλλακτικά τη δυνατότητα για την θεώρηση ελαστικής στήριξης. Στο σημείο αυτό ο ΕΚ8 είναι πιο συγκεκριμένος καθώς θεωρεί αναγκαία την προσομοίωση της παραμορφωσιμότητας της θεμελίωσης όταν εκτιμηθεί ότι αυτή έχει δυσμενή επιρροή στην απόκριση, και την επιτρέπει ακόμα και όταν αυτή είναι ευμενής.
- Στο εδάφιο 3.2.3[2] δίνονται οδηγίες για τις δυσκαμψίες των δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος. Τονίζεται ότι θα πρέπει γενικά να λαμβάνονται υπόψη δυσκαμψίες με την παραδοχή σταδίου ΙΙ. Εφόσον δεν γίνει ιδιαίτερος υπολογισμός συνιστά να λαμβάνεται καμπτική δυσκαμψία ίση: με αυτή του σταδίου Ι για τα υποστυλώματα, ίση με τα 2/3 αυτής για τα τοιχώματα, και ίση με το 1/2 αυτής για τα οριζόντια στοιχεία. Επιπλέον – και εφόσον δεν αγνοείται – επιτρέπεται η θεώρηση της στρεπτικής δυσκαμψίας ίσης με το 1/10 της τιμής που αντιστοιχεί στο στάδιο Ι. Όσον αφορά τον ΕΚ8, όπως τονίστηκε και πιο πάνω, στο εδάφιο 4.3.1(7) συστήνεται η απομείωση στο μισό των καμπτικών και διατμητικών χαρακτηριστικών των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος (και τοιχοποιίας), και δεν γίνεται καμμία αναφορά σε απομείωση της δυστρεψίας.
- Στο εδάφιο 3.2.2[3] δίνεται η οδηγία για τον υπολογισμό των μαζών με βάση τα κατακόρυφα φορτία του συνδυασμού $G + \psi_2 \cdot Q$. Στον ΕΚ8 και πιο συγκεκριμένα στο εδάφιο 4.3.1(10)P δίνεται η αντίστοιχη οδηγία για χρήση του συνδυασμού $G_k + \psi_E \cdot Q_k$. Ωστόσο όπως καθίσταται σαφές από την μελέτη του πίνακα 4.2, στα πλαίσια του ΕΚ8 η τιμή του ψ_E δεν είναι σταθερή σε όλους τους ορόφους και διαφοροποιείται ανάλογα με τις χρήσεις των ορόφων.



Αδρανειακή διακριτοποίηση για οριζόντια σεισμική διέγερση (στο επίπεδο X-Y)

Χωρίς διαφραγματική λειτουργία: 3 β.ε. / κόμβο (u_x , u_y , φ_z)

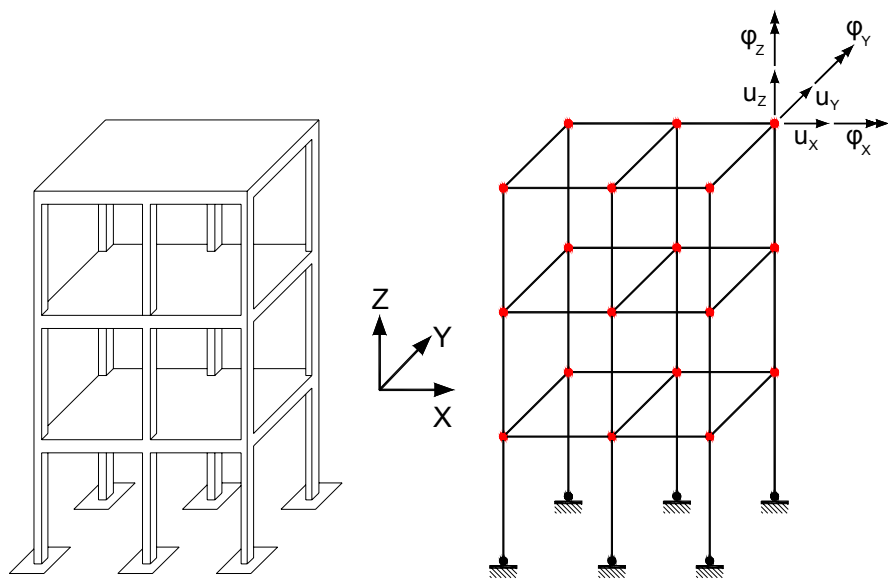
Τοποθέτηση μαζών m_x , m_y , σε όλους τους κόμβους



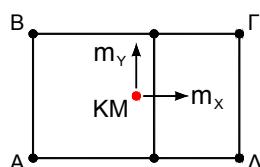
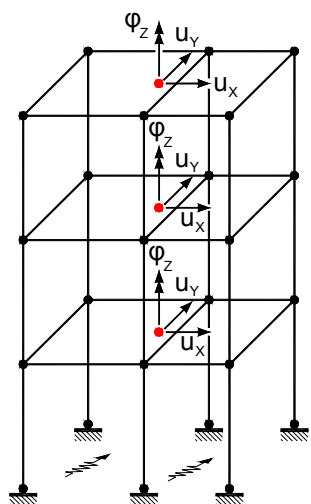
Αδρανειακή διακριτοποίηση για κατακόρυφη σεισμική διέγερση (άξονας Z)

Προσθήκη κόμβων στα ανοίγματα των δοκών: 1 β.ε./κόμβο (u_z)—Τοποθέτηση μαζών m_z σε όλους τους κόμβους

Σχήμα 9.2 Ελαστική και αδρανειακή διακριτοποίηση κτιρίου χωρίς διαφραγματική λειτουργία.



Ελαστική διακριτοποίηση: 6 β.ε. / κόμβο



$$m_x = m_y = \mu \cdot E_{(AB\Gamma\Delta)}$$

$$\mu = M_{\text{tot}} / E_{(AB\Gamma\Delta)}$$

$$E_{(AB\Gamma\Delta)} = \text{Συνολικό εμβαδόν διαφράγματος}$$

Γενική σχέση υπολογισμού μαζικής ροπής αδράνειας:

$$J_m = \mu \cdot I_{M(AB\Gamma\Delta)} = \mu \cdot (I_{xx(AB\Gamma\Delta)} + I_{yy(AB\Gamma\Delta)})$$

$I_{xx(AB\Gamma\Delta)}, I_{yy(AB\Gamma\Delta)}$ είναι οι ροπές αδράνειας του χωρίου (ABΓΔ)

ως προς άξονες x, y που διέρχονται από το ΚΜ

και είναι παράλληλοι ως προς τους καθολικούς άξονες X, Y .

Αδρανειακή διακριτοποίηση για οριζόντια σεισμική διέγερση (στο επίπεδο X-Y)

Με διαφραγματική λειτουργία: 3 β.ε. / κόμβο του ΚΜ κάθε διαφράγματος (u_x, u_y, φ_z)

Τοποθέτηση μαζών m_x , m_y , και μαζικής ροπής αδράνειας J_m στα ΚΜ των διαγραμμάτων

Αδρανειακή διακριτοποίηση για κατακόρυφη σεισμική διέγερση (άξονας Z)

Όπως και στην περίπτωση κτιρίων χωρίς διαφραγματική λειτουργία (βλ. προηγούμενο σχήμα)

Σχήμα 9.3 Ελαστική και αδρανειακή διακριτοποίηση κτιρίου με διαφραγματική λειτουργία.

Το ΡΑΦ εφαρμόζει όλες τις παραπάνω διατάξεις του ΕΚ8 με τρόπο που θα περιγραφεί στα παρακάτω κεφάλαια, τόσο για την Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης όσο και την Μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης.

9.2 Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης

9.2.1 Στοιχεία από τη θεωρία

Το σύστημα των διαφορικών εξισώσεων που περιγράφει την κίνηση ενός N-βάθμιου συστήματος (π.χ. ενός κτιρίου) η βάση του οποίου υποβάλλεται σε σεισμική διέγερση, είναι:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}(t) = -(\mathbf{M} \cdot \boldsymbol{\delta}) \cdot \ddot{u}_0(t) \quad (9.1)$$

Όπου:

M είναι το (NXN) μητρώο μάζας του συστήματος, το οποίο είναι διαγώνιο (δηλ. με μη μηδενικούς όρους μόνον στην κύρια διαγώνιο).

C είναι το (NXN) μητρώο απόσβεσης του συστήματος.

K είναι το (NXN) συμμετρικό μητρώο δυσκαμψίας του συστήματος.

u είναι το διάνυσμα των σχετικών μετακινήσεων των μαζών του συστήματος.

$\dot{u}$ είναι το διάνυσμα των σχετικών ταχυτήτων των μαζών του συστήματος.

$\ddot{u}$ είναι το διάνυσμα των σχετικών επιταχύνσεων των μαζών του συστήματος.

δ είναι το διάνυσμα των στερεοστατικών μετακινήσεων του συστήματος, το οποίο εξαρτάται από την επιλογή των β.ε. και από την μορφή της διέγερσης της βάσης (βλ. π.χ. [8], σελ. 158)

$\ddot{u}_0$ είναι η επιτάχυνση της βάσης του συστήματος.

Η επίλυση του συστήματος εξισώσεων (9.1) επιτυγχάνεται εκφράζοντας καταρχήν το διάνυσμα των αγνώστων σχετικών μετακινήσεων, συναρτήσει των N διανυσμάτων των ιδιομορφών **φ** του συστήματος. Ο προσδιορισμός των ιδιομορφών επιτυγχάνεται με την επίλυση του ιδιοπροβλήματος (βλ. παράγραφο 9.2.3.) η οποία κατέχει προέχουσα θέση στην διαδικασία υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης του συστήματος, καθώς σε αυτή στηρίζονται δυο σημαντικές μέθοδοι:

- Η μέθοδος χρονικής επαλληλίας των ιδιομορφών.
- Η μέθοδος φασματικής επάλληλίας των ιδιομορφών.

Η πρώτη εκ των δυο μεθόδων στηρίζεται στην επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων (δηλαδή των αποκρίσεων του συστήματος εάν αυτό ταλαντώνονταν σύμφωνα με μία εκ των N ιδιομορφών) σε κάθε ένα από τα πυκνά χρονικά διαστήματα στα οποία διαιρείται το επιταχυνσιογράφημα που εκφράζει την σεισμική διέγερση στα πλαίσια της συγκεκριμένης μεθόδου. Η μέθοδος της χρονικής επαλληλίας των ιδιομορφών δεν είναι εύκολα εφαρμόσιμη και δεν ενδείκνυται για τις συνήθεις μελέτες, καθώς πέραν του μεγάλου όγκου των απαιτούμενων υπολογισμών εισάγει και πρόβλημα αξιοποιήσεως των αποτελεσμάτων.

Η μέθοδος της φασματικής επαλληλίας των ιδιομορφών, η οποία προτείνεται από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς μεταξύ των οποίων και ο ΕΚ8, στηρίζεται στις βασικές αρχές της μεθόδου της χρονικής επαλληλίας των ιδιομορφών. Ωστόσο είναι πολύ πιο πρακτική, καθώς συνίσταται στην επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων που ενδιαφέρουν κατά την διαδικασία διαστασιολόγησης. Οι μέγιστες ιδιομορφικές αποκρίσεις μπορούν να υπολογιστούν άμεσα από τα φάσματα αποκρίσεως τόσο στην ελαστική περιοχή, αλλά και στην ανελαστική με τη χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς **q**. Το πρόβλημα της μεθόδου εμφανίζεται κατά την διαδικασία της επαλληλίας των επιμέρους ιδιομορφικών αποκρίσεων, και αυτό διότι οι τιμές αυτές δεν εμφανίζονται ταυτόχρονα. Έτσι η επαλληλία δεν μπορεί να γίνει με απλή άθροιση αλλά με

χρήση πιθανοτικών μεθόδων (θεωρία τυχαίων ταλαντώσεων). Δύο σημαντικές μέθοδοι επαλληλίας των ιδιομορφικών αποκρίσεων που περιγράφονται και από τον ΕΑΚ/2000, είναι:

- Ο κανόνας της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (ή CQC - κανόνας).
- Ο κανόνας της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (ή SRSS - κανόνας)

Ένα επιπλέον πρόβλημα στα πλαίσια της επαλληλίας των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων, εμφανίζεται όταν η διαστασιολόγηση μίας διατομής θα πρέπει να γίνει με περισσότερα του ενός εντασιακών μεγεθών. Έτσι ενώ η διαστασιολόγηση μίας διατομής δοκού έναντι τέμνουσας μπορεί να γίνει με υπολογισμό της πιθανής μέγιστης τιμής της τέμνουσας, η διαστασιολόγηση μίας διατομής υποστυλώματος υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη απαιτεί τον υπολογισμό των τιμών τριών εντασιακών μεγεθών, οι μέγιστες τιμές των οποίες δεν εμφανίζονται ταυτόχρονα. Για τον σκοπό αυτό ακολουθούνται διαδικασίες προσδιορισμού των πιθανών ταυτόχρονων τιμών ενός μεγέθους όταν το άλλο λαμβάνει την πιθανή μέγιστη τιμή του (βλ. π.χ. [8], [10]). Ο ΕΚ8 υιοθετεί τις μεθόδους αυτές.

9.2.2 Διατάξεις του ΕΚ8

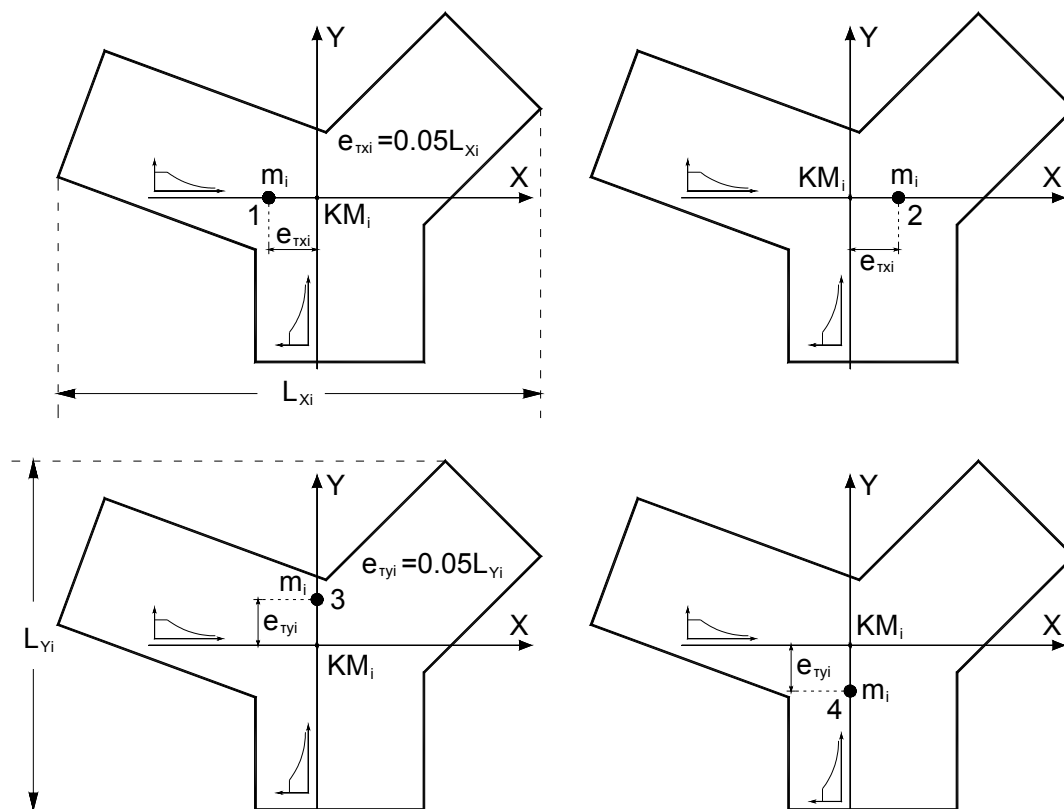
Η εφαρμογή της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης σύμφωνα με τον ΕΚ8 γίνεται με βάση το παρακάτω πίνακα (σε παράθεση οι αντίστοιχες διατάξεις του ΕΑΚ/2000):

	ΕΚ8	ΕΑΚ/2000
ΦΑΣΜΑ	Φάσμα σχεδιασμού: Εδάφιο 3.2.2.5(4)Ρ.	Φάσμα σχεδιασμού: Εδάφιο 2.3.1[1].
ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ	Σύμφωνα με το εδάφιο 4.3.3.1(11)Ρ η σεισμική δράση θα εφαρμόζεται σε όλες τις κατάλληλες οριζόντιες διευθύνσεις και στις ορθογώνιες προς αυτές με φάσμα σχεδιασμού ίδιας μορφής σε κάθε διεύθυνση (βλ. 3.2.2.1(3)Ρ). Αυτό σημαίνει ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν, βάσει επιστημονικής τεκμηρίωσης, δύο οποιεσδήποτε διευθύνσεις ¹ . <i>Σχόλια/διαφορές:</i> Επί της ουσίας οι δύο κανονισμοί δεν διαφέρουν στο σημείο αυτό.	Μπορούν να θεωρηθούν δύο κάθετες μεταξύ τους οριζόντιες διευθύνσεις με οποιοδήποτε προσανατολισμό (3.4.1[3]). Και στις δύο αυτές διευθύνσεις εφαρμόζεται το ίδιο φάσμα σχεδιασμού.
ΜΑΖΕΣ	Από τον συνδυασμό $G+\psi_E\cdot Q$ (3.2.4(2)Ρ) <i>Σχόλια/διαφορές:</i> Η φιλοσοφία των δύο κανονισμών στο θέμα αυτό είναι γενικώς η ίδια. Ωστόσο διαφέρουν οι συντελεστές ψ_E και ψ_2 . Στον ΕΚ8 ο ψ_E προκύπτει από τον ψ_2 από τη σχέση $\psi_E=\varphi\cdot\psi_2$ (4.2.4(2)Ρ). Το ψ_2 δίνεται στον πίνακα Α1.1 του εθνικού προσαρτήματος, και το φ στο 4.2.4(2)Ρ.	Από τον συνδυασμό $G+\psi_2\cdot Q$ (3.2.2[3]).
ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	Γενικά: $e_{ai}=\pm 0.05\cdot L_i$ (Σχήμα 9.4) Ανομοιομορφες τοιχοποιίες: $e_{ai}=\pm 0.1\cdot L_i$ <i>Σχόλια/διαφορές:</i> Και οι δύο κανονισμοί αντιμετωπίζουν τις στρεπτικές επιδράσεις μέσω της μετατόπισης της θέσης του κέντρου μάζας εκατέρωθεν του κέντρου βάρους σε κάθε διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης (4.3.2(1)Ρ). Αυτό σημαίνει ότι θα πρέπει να γίνουν τέσσερις αναλύσεις με τη μάζα σε αντίστοιχες θέσεις. Επιπλέον επιτρέπουν την θεώρηση των στρεπτικών επιδράσεων μέσω στατικών επιλύσεων με ομόσημα στρεπτικά ζεύγη με δύο διαφορετικές φορές δράσης (4.3.3.3).	Γενικά: $e_{pi}=\pm 0.05\cdot L_i$ (Σχήμα 9.4)
ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΗΜΑΝΤΙΚΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ	Σύμφωνα με τα εδάφια 4.3.3.3.1(3), (4), (5): Λαμβάνονται υπόψη τόσες ιδιομορφές ώστε για κάθε διεύθυνση διέγερσης: (1) Άθροισμα δρωσών μαζών ² : $\Sigma M_i > 0.9\cdot M_{tot}$ (2) Για κάθε ιδιομορφή ισχύει: $M_i > 0.05\cdot M_{tot}$ Εφόσον <u>δεν</u> ικανοποιούνται οι απαιτήσεις (1), (2) θα λαμβάνονται υπόψη k ιδιομορφές ώστε: (α) $k \geq 3\cdot \sqrt{n}$ <u>και</u> (β) $T_k \leq 0.20\text{sec}$. (n =αριθμός ορόφων πάνω από τη θεμελίωση) <i>Σχόλια/διαφορές:</i> Δεν υφίστανται σημαντικές διαφορές μεταξύ των δύο κανονισμών αφού το βασικό κριτήριο του αθροίσματος των δρωσών μαζών είναι κοινό. Διαφορετικές ωστόσο είναι οι απαιτήσεις για τις ειδικές περιπτώσεις κτιρίων που δεν πληρούν το βασικό κριτήριο.	Σύμφωνα με τα εδάφια 3.4.2[1], [2], [3]: Λαμβάνονται υπόψη τόσες ιδιομορφές ώστε: (1) Άθροισμα δρωσών μαζών: $\Sigma M_i > 0.9\cdot M_{tot}$ (2) $T \geq 0.20\text{sec}$ Εφόσον δεν ικανοποιείται η συνθήκη (1) μέχρι την ιδιομορφή με $T=0.03\text{sec}$ τότε θα λαμβάνονται όλες οι ιδιομορφές μέχρι τη συγκεκριμένη και οι υπόλοιπες θα λαμβάνονται έμμεσα υπόψη (3.4.2[2]).

¹ Έχει αποδειχθεί ότι στην περίπτωση κατά την οποία τα φάσματα απόκρισης που χρησιμοποιούνται ταυτόχρονα σε δυο κάθετες διευθύνσεις είναι ίδια, τότε ο προσανατολισμός των αξόνων δεν έχει επιρροή επί των τελικών αποτελεσμάτων της μεθόδου [48].

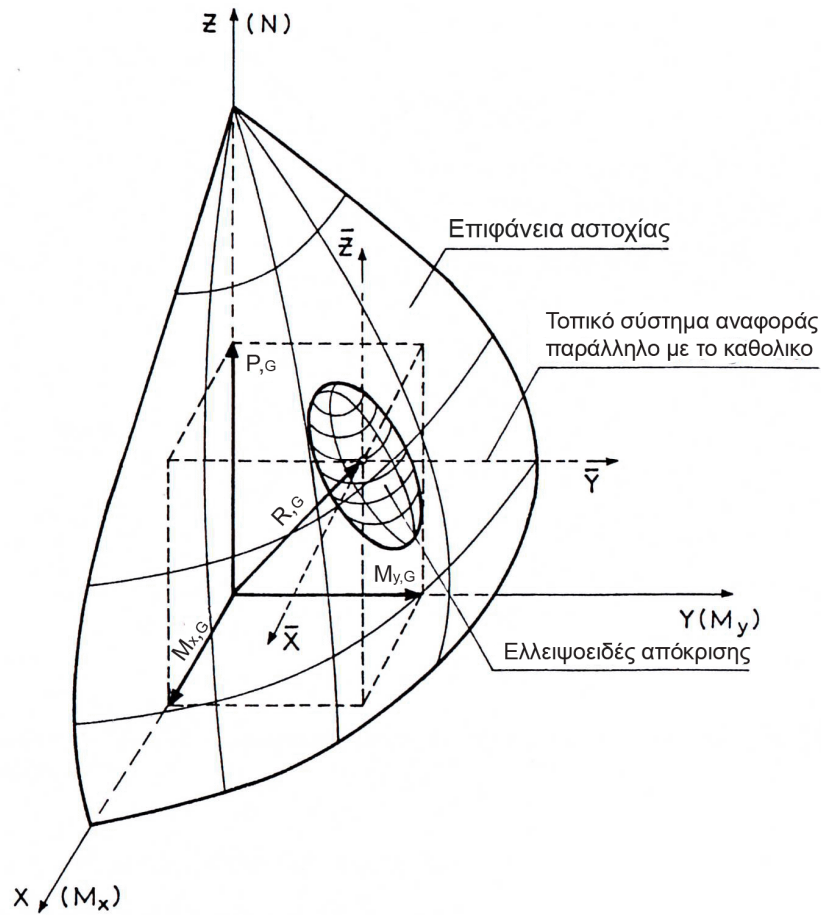
² Για τον ορισμό της δρώσας μάζας βλ. π.χ. [8], σελ. 191.

ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ	Σύμφωνα με την παράγραφο 4.3.3.3.2: Αν για όλες τις ιδιομορφές i, j ισχύει $T_j \leq 0.9 \cdot T_i$: → Κανόνας SRSS (Εδάφιο 4.3.3.3.2(2)). Εάν <u>δεν</u> ισχύει $T_j \leq 0.9 \cdot T_i$: → Κανόνας CQC (Εδάφιο 4.3.3.3.2(3)P). <u>Σχόλια/διαφορές</u>: Υπάρχει διαφορά μεταξύ των δύο κανονισμών μόνο στο κριτήριο μη συσχέτισης δύο ιδιομορφών. Επιπλέον, ο ΕΑΚ/2000 δίνει σαφείς οδηγίες για την εφαρμογή του κανόνα CQC.	Σύμφωνα με την παράγραφο 3.4.3: Δύο ιδιομορφές είναι ασυσχέτιστες όταν ισχύει $T_i/T_j \geq 1+0.1 \cdot \zeta$. Όταν όλες οι ιδιομορφές είναι ασυσχέτιστες επιτρέπεται η εφαρμογή του κανόνα SRSS. Αν όχι, συστήνεται ο CQC.
ΧΩΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ	α) Με επαλληλία με τον κανόνα SRSS των πιθανών μέγιστων τιμών μεγεθών έντασης και παραμόρφωσης ανά διεύθυνση διέγερσης (4.3.3.5.1(2)β, ΕΚ8), (3.5.3[1], ΕΑΚ/2000). β) Με τον «κανόνα του 30%» (4.3.3.5.1(3), ΕΚ8), (3.5.3[4], ΕΑΚ/2000). <u>Σχόλια/διαφορές</u>: Δεν υπάρχουν εδώ διαφορές μεταξύ των δύο κανονισμών.	
ΕΝΤΑΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	α) Με επαλληλία με τον κανόνα SRSS των πιθανών μέγιστων τιμών μεγεθών έντασης ανά διεύθυνση διέγερσης (4.3.3.5.1(2)β, ΕΚ8), (3.5.3[1], ΕΑΚ/2000). β) Με εφαρμογή τεκμηριωμένων μεθόδων για τον υπολογισμό των πιθανών ταυτόχρονων τιμών μεγεθών ως προς ένα μεγιστοποιούμενο μέγεθος¹ (4.3.3.5.1(2)γ, ΕΚ8), (3.5.3, ΕΑΚ)	



Σχήμα 9.4 Οι τέσσερις θέσεις στις οποίες πρέπει να τοποθετηθεί η μάζα ενός ορόφου κατά την επίλυση με τη Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης

¹ Αποδεικνύεται (π.χ. [8], [49], [51]) ότι οι πιθανές δυάδες (τριάδες) των ταυτόχρονων τιμών των μεγεθών διαστασιολόγησης βρίσκονται στο εσωτερικό μίας ελλείψεως (ενός ελλειψοειδούς) (βλ. σχήμα 9.5).

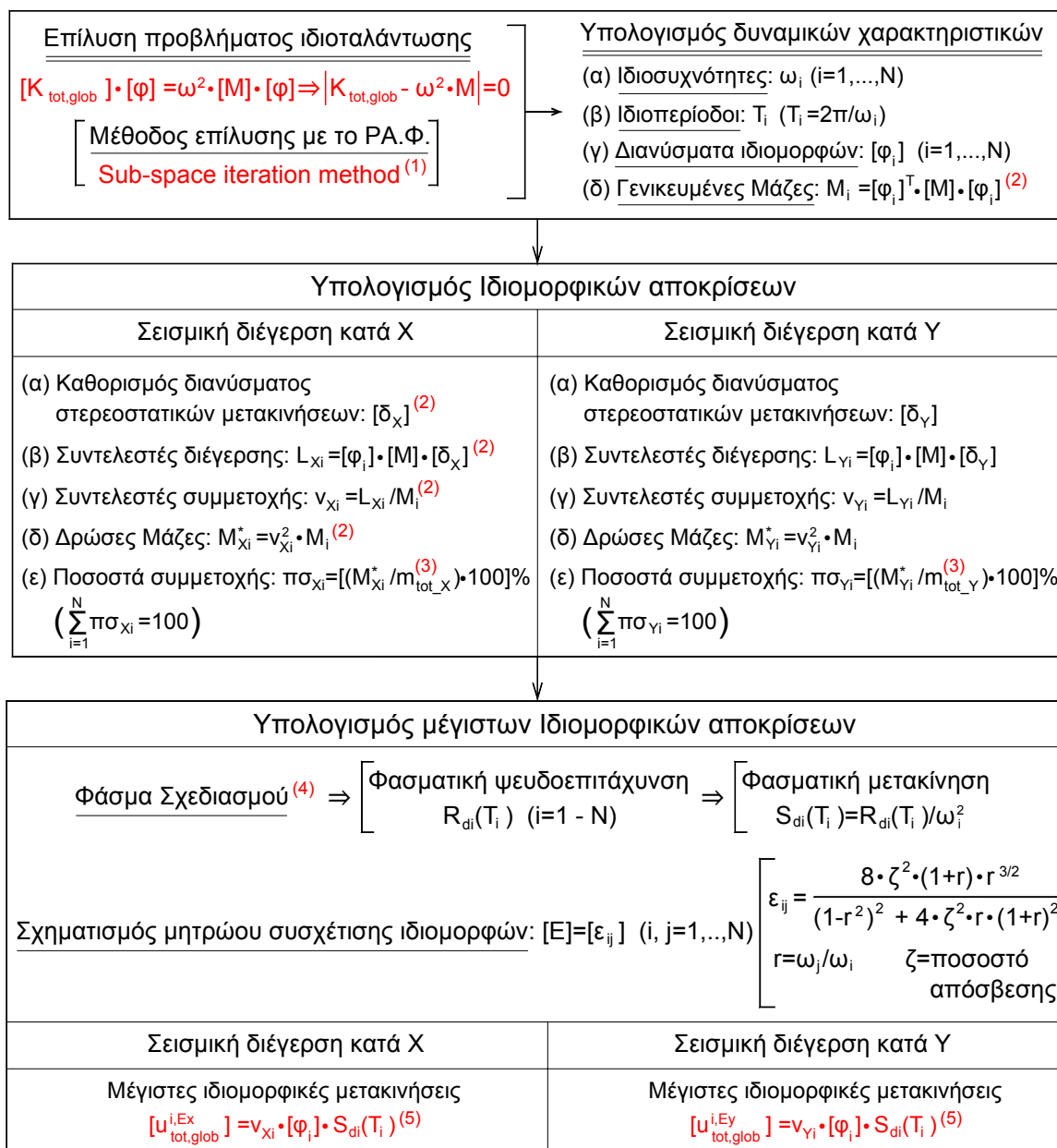


Σχήμα 9.5 Το ελλειψοειδές των μεγεθών απόκρισης για τον έλεγχο σε διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη, και η επιφάνεια αστοχίας διατομής οπλισμένου σκυροδέματος (Πηγή: [49]).

9.2.3 Εφαρμογή από το ΡΑΦ

Το ΡΑΦ εκτελεί την Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης ακολουθώντας πλήρως τις οδηγίες του ΕΚ8 μέσω ενός αλγορίθμου ο οποίος υλοποιεί την άμεση διαδικασία εφαρμογής της μεθόδου (βλ. [8], σελ. 193), θεωρώντας ότι οι οριζόντιες σεισμικές διεγέρσεις είναι παράλληλες ως προς τους καθολικούς άξονες Χ, Υ. Η διαδικασία συνίσταται από τρία στάδια και περιγράφεται από τα παρακάτω διάγραμμα ροής.

- **Α' στάδιο εφαρμογής:** Υπολογισμός μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων



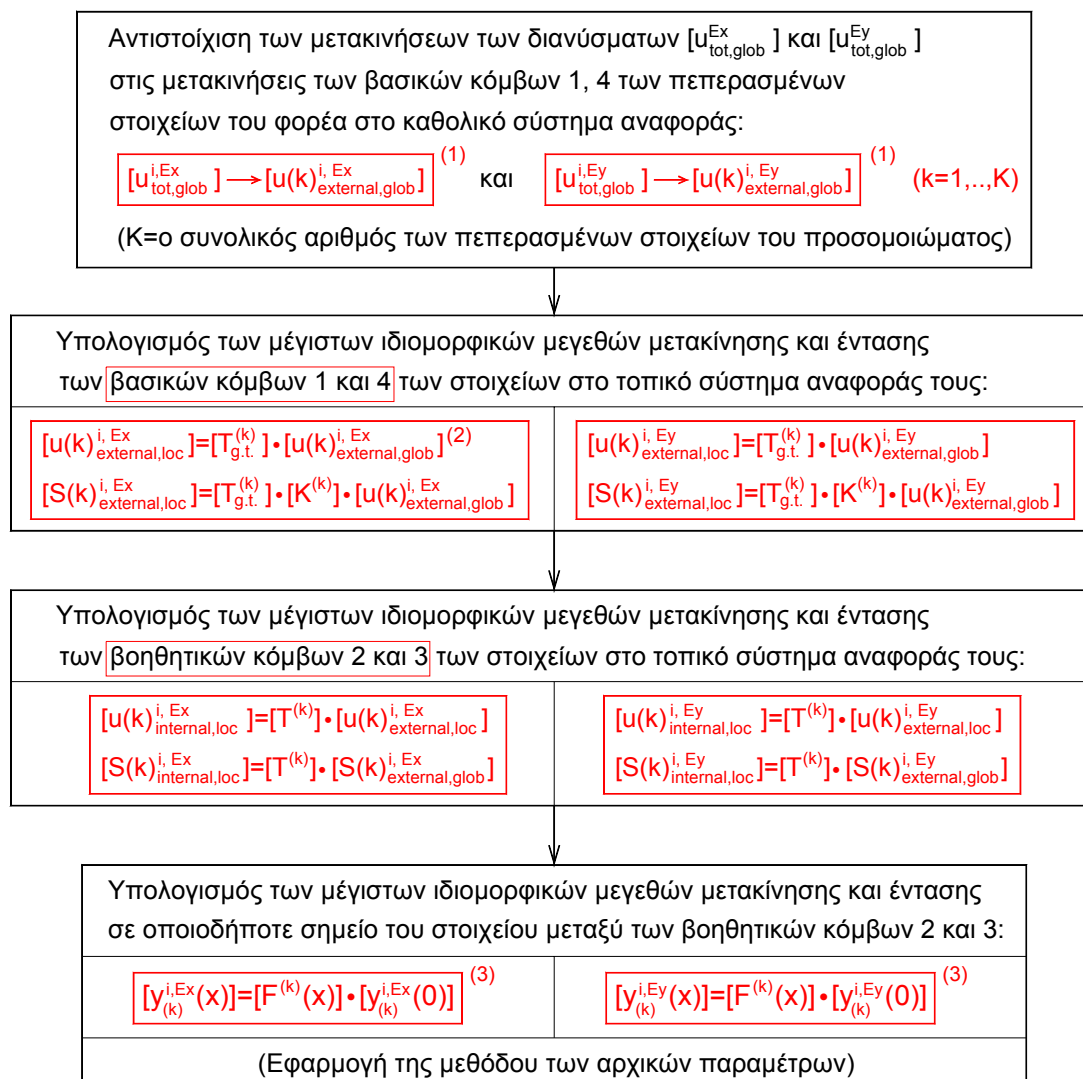
Σχήμα 9.6 Διάγραμμα ροής Α' σταδίου εφαρμογής – Υπολογισμός μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Παρατηρήσεις

(1) Για πλήρη και αναλυτική περιγραφή της μεθόδου βλ. [4].

(2) Για επεξήγηση των μεγεθών που περιγράφουν την ιδιομορφική απόκριση βλ. [8].

- (3) Είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής για διέγερση κατά Χ και Υ αντίστοιχα (και ισούται με το άθροισμα των μαζών όλων των ορόφων).
- (4) Το ΡΑΦ καλύπτει όλες τις περιπτώσεις φασμάτων σχεδιασμού του ΕΚ8. Επιπλέον όμως, ο χρήστης έχει την δυνατότητα να εισάγει και οποιοδήποτε φάσμα της επιλογής του, με αρχείο κειμένου (αρχείο txt).
- (5) Είναι οι μετακινήσεις των βασικών κόμβων του προσομοιώματος της κατασκευής (δηλαδή των κόμβων 1, 4 των στοιχείων – βλέπε σχήμα 5.1) στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων.
- **Β' στάδιο εφαρμογής:** Επεξεργασία μέγιστων ιδιομορφικών μεγεθών έντασης και μετακίνησης



Σχήμα 9.7 Διάγραμμα ροής Β' σταδίου εφαρμογής – Επεξεργασία μέγιστων ιδιομορφικών μεγεθών έντασης και μετακίνησης.

Παρατηρήσεις

- (1) Τα διανύσματα $[u_{tot, glob}^{i, Ex}]$, και $[u_{tot, glob}^{i, Ey}]$ περιέχουν τις μέγιστες ιδιομορφικές μετακινήσεις των κόμβων του προσομοιώματος για κάθε μια από τις Ν ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη. Επομένως ο αριθμός των διανυσμάτων αυτών είναι: Ν διανύσματα $[u_{tot, glob}^{i, Ex}]$ και Ν διανύσματα $[u_{tot, glob}^{i, Ey}]$. Κατά το πρώτο βήμα του δευτέρου σταδίου των υπολογισμών, από τα διανύσματα $[u_{tot, glob}^{i, Ex}]$, και $[u_{tot, glob}^{i, Ey}]$ παράγονται τα (KxN) διανύσματα $[u(k)_{external, glob}^{i, Ex}]$ και τα (KxN) διανύσματα $[u(k)_{external, glob}^{i, Ey}]$ που περιέχουν τις μέγιστες

ιδιομορφικές μετακινήσεις βασικών κόμβων των στοιχείων του προσομοιώματος στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων. Κατά το πρώτο βήμα του Β' σταδίου δεν γίνεται κάποιος νέος υπολογισμός, αλλά αναδιάρθρωση των μετακινήσεων των κόμβων σε διανύσματα που αφορούν τα πεπερασμένα στοιχεία του προσομοιώματος.

- (2) Το μητρώο $[T_{g,t}^{(k)}]$ είναι το μητρώο γεωμετρικού μετασχηματισμού του πεπερασμένου στοιχείου k.
- (3) Το μητρώο $[F^{(k)}(x)]$ είναι το μητρώο μεταφοράς του k στοιχείου. Το σύμβολο y συμβολίζει το μητρώο με τα μεγέθη έντασης και μετακίνησης σε τυχαίο σημείο μεταξύ των βοηθητικών κόμβων 2 και 3 (βλ. παράγραφο 5.9 – σχέση 5.25).
- Γ' στάδιο εφαρμογής: Ιδιομορφική και χωρική επαλληλία

Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων		
	Διέγερση κατά X	Διέγερση κατά Y
Κόμβοι 2, 3:	$\text{ext}[u(k)_{\text{internal}}^{\text{Ex}}] = \sqrt{[u(k)_{\text{internal}}^{\text{i, Ex}}]^T \cdot [E] \cdot [u(k)_{\text{internal}}^{\text{i, Ex}}]}$ $\text{ext}[S(k)_{\text{internal}}^{\text{Ex}}] = \sqrt{[S(k)_{\text{internal}}^{\text{i, Ex}}]^T \cdot [E] \cdot [S(k)_{\text{internal}}^{\text{i, Ex}}]}$	$\text{ext}[u(k)_{\text{internal}}^{\text{Ey}}] = \sqrt{[u(k)_{\text{internal}}^{\text{i, Ey}}]^T \cdot [E] \cdot [u(k)_{\text{internal}}^{\text{i, Ey}}]}$ $\text{ext}[S(k)_{\text{internal}}^{\text{Ey}}] = \sqrt{[S(k)_{\text{internal}}^{\text{i, Ey}}]^T \cdot [E] \cdot [S(k)_{\text{internal}}^{\text{i, Ey}}]}$
Κόμβοι 1, 4:	$\text{ext}[u(k)_{\text{external}}^{\text{Ex}}] = \sqrt{[u(k)_{\text{external}}^{\text{i, Ex}}]^T \cdot [E] \cdot [u(k)_{\text{external}}^{\text{i, Ex}}]}$ $\text{ext}[S(k)_{\text{external}}^{\text{Ex}}] = \sqrt{[S(k)_{\text{external}}^{\text{i, Ex}}]^T \cdot [E] \cdot [S(k)_{\text{external}}^{\text{i, Ex}}]}$	$\text{ext}[u(k)_{\text{external}}^{\text{Ey}}] = \sqrt{[u(k)_{\text{external}}^{\text{i, Ey}}]^T \cdot [E] \cdot [u(k)_{\text{external}}^{\text{i, Ey}}]}$ $\text{ext}[S(k)_{\text{external}}^{\text{Ey}}] = \sqrt{[S(k)_{\text{external}}^{\text{i, Ey}}]^T \cdot [E] \cdot [S(k)_{\text{external}}^{\text{i, Ey}}]}$

Χωρική επαλληλία	
Κόμβοι 2, 3:	$\text{ext}[u(k)_{\text{internal}}] = \sqrt{\text{ext}[u(k)_{\text{internal}}^{\text{Ex}}]^2 + \text{ext}[u(k)_{\text{internal}}^{\text{Ey}}]^2}$ $\text{ext}[S(k)_{\text{internal}}] = \sqrt{\text{ext}[S(k)_{\text{internal}}^{\text{Ex}}]^2 + \text{ext}[S(k)_{\text{internal}}^{\text{Ey}}]^2}$
Κόμβοι 1, 4:	$\text{ext}[u(k)_{\text{external}}] = \sqrt{\text{ext}[u(k)_{\text{external}}^{\text{Ex}}]^2 + \text{ext}[u(k)_{\text{external}}^{\text{Ey}}]^2}$ $\text{ext}[S(k)_{\text{external}}] = \sqrt{\text{ext}[S(k)_{\text{external}}^{\text{Ex}}]^2 + \text{ext}[S(k)_{\text{external}}^{\text{Ey}}]^2}$

Σχήμα 9.8 Διάγραμμα ροής Γ' σταδίου εφαρμογής – Ιδιομορφική και χωρική επαλληλία.

Με το τρίτο στάδιο των υπολογισμών υπολογίζονται οι ακραίες τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης των εσωτερικών κόμβων (2, 3), των εξωτερικών κόμβων (1, 4), καθώς και όσων σημείων ζητηθούν εντός του ευκάμπτου τμήματος ενός στοιχείου, στο τοπικό και στο καθολικό σύστημα αναφοράς. Σύμφωνα με το εδάφιο 4.3.3.5.1(2)γ του ΕΚ8, για την διαστασιολόγηση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα η επιπόνηση των οποίων συνίσταται από περισσότερα του ενός εντασιακά μεγέθη, αρκεί η διαδοχική θεώρηση της ακραίας τιμής κάθε μεγέθους και των πιθανών ταυτόχρονων (προς την ακραία αυτή τιμή) τιμών των άλλων μεγεθών. Χαρακτηριστικές περιπτώσεις είναι:

- η μονοαξονική κάμψη υποστυλωμάτων (απαιτεί δυο μεγέθη: αξονική δύναμη και ροπή),
- η διαξονική κάμψη υποστυλωμάτων (απαιτεί τρία μεγέθη: αξονική δύναμη και ροπές σε δύο άξονες)
- η κάμψη κεκλιμένων δοκών (απαιτεί δυο μεγέθη: αξονική δύναμη και ροπή)

Το ΡΑΦ έχει ενσωματωμένο αλγόριθμο ο οποίος αντιμετωπίζει με ενιαίο τρόπο τον υπολογισμό των μεγεθών διαστασιολόγησης στοιχείων για τα οποία απαιτούνται δύο ή τρία μεγέθη έντασης. Ο αλγόριθμος αυτός στηρίζεται στις σχέσεις (3.11α), (3.11β) της παραγράφου 3.4.4[2] του ΕΑΚ/2000 (ο λόγος που χρησιμοποιούνται σχέσεις από τον ΕΑΚ/2000 είναι ότι ο ΕΚ8 δεν δίνει τις αντίστοιχες σχέσεις). Έτσι, η πιθανή ταυτόχρονη τιμή ενός μεγέθους B (π.χ. της ροπής M_2) όταν λαμβάνει την ακραία τιμή του ένα άλλο μέγεθος A (π.χ. η αξονική δύναμη N), δίνεται από τις σχέσεις:

$$M_{2,P} = P_{P-M_2} / \text{ext}P \quad (9.2\alpha)$$

$$P_{P-M_2} = [P^{i,Ex}]^T \cdot [E] \cdot [M_2^{i,Ex}] + [P^{i,Ey}]^T \cdot [E] \cdot [M_2^{i,Ey}] \quad (9.2\beta)$$

Όπου:

$[E]$ είναι το μητρώο συντελεστών συσχέτισης των ιδιομορφών (βλ. σχήμα 9.8)

$[P^{i,Ex}]$, $[P^{i,Ey}]$ είναι τα διανύσματα-στήλη με τις μέγιστες ιδιομορφικές τιμές των αξονικών δυνάμεων για διέγερση κατά τον άξονα X και Y αντίστοιχα.

$[M_2^{i,Ex}]$, $[M_2^{i,Ey}]$ είναι τα διανύσματα-στήλη με τις μέγιστες ιδιομορφικές τιμές των ροπών M_2 για διέγερση κατά τον άξονα X και Y αντίστοιχα.

Έτσι συντάσσονται από το πρόγραμμα πίνακες στους οποίους συγκεντρώνονται τα μεγέθη έντασης για τα οποία θα πρέπει να ελεγχθούν τα δομικά στοιχεία (εφόσον πρώτα επαλληλιστούν οι τιμές λόγω σεισμικής δράσης με τις αντίστοιχες τιμές λόγω των μη σεισμικών δράσεων (βλ. κεφάλαιο 7). Η ενδεικτική μορφή των πινάκων αυτών για μία διατομή υποστυλώματος το οποίο υπόκειται σε διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη είναι η ακόλουθη:

extP	$\sqrt{[P^{Ex}]^T \cdot [E] \cdot [P^{Ex}] + [P^{Ey}]^T \cdot [E] \cdot [P^{Ey}]}$	$M_{2,P}$	$P_{P-M_2} / \text{ext}P$	$M_{3,P}$	$P_{P-M_3} / \text{ext}P$
P_{M_2}	$P_{M_2-P} / \text{ext}M_2$	extM ₂	$\sqrt{[M_{2,i}^{Ex}]^T \cdot [E] \cdot [M_{2,i}^{Ex}] + [M_{2,i}^{Ey}]^T \cdot [E] \cdot [M_{2,i}^{Ey}]}$	M_{3,M_2}	$P_{M_2-M_3} / \text{ext}M_2$
P_{M_3}	$P_{M_3-P} / \text{ext}M_3$	M_{2,M_3}	$P_{M_3-M_2} / \text{ext}M_3$	extM ₃	$\sqrt{[M_{3,i}^{Ex}]^T \cdot [E] \cdot [M_{3,i}^{Ex}] + [M_{3,i}^{Ey}]^T \cdot [E] \cdot [M_{3,i}^{Ey}]}$
-extP	$-\sqrt{[P^{Ex}]^T \cdot [E] \cdot [P^{Ex}] + [P^{Ey}]^T \cdot [E] \cdot [P^{Ey}]}$	$-M_{2,P}$	$-P_{P-M_2} / \text{ext}P$	$-M_{3,P}$	$-P_{P-M_3} / \text{ext}P$
$-P_{M_2}$	$-P_{M_2-P} / \text{ext}M_2$	-extM ₂	$-\sqrt{[M_{2,i}^{Ex}]^T \cdot [E] \cdot [M_{2,i}^{Ex}] + [M_{2,i}^{Ey}]^T \cdot [E] \cdot [M_{2,i}^{Ey}]}$	$-M_{3,M_2}$	$-P_{M_2-M_3} / \text{ext}M_2$
$-P_{M_3}$	$-P_{M_3-P} / \text{ext}M_3$	$-M_{2,M_3}$	$-P_{M_3-M_2} / \text{ext}M_3$	-extM ₃	$-\sqrt{[M_{3,i}^{Ex}]^T \cdot [E] \cdot [M_{3,i}^{Ex}] + [M_{3,i}^{Ey}]^T \cdot [E] \cdot [M_{3,i}^{Ey}]}$

Σχήμα 9.9 Πίνακας με τις 6 τριάδες μεγεθών έντασης (P , M_2 , M_3) για τον έλεγχο διατομής υποστυλώματος υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη – Ανάλυση για ταυτόχρονη διέγερση κατά τις διευθύνσεις X και Y του καθολικού συστήματος.

9.3 Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης

Πρόκειται για την απλοποιημένη μέθοδο αντισεισμικού υπολογισμού του ΕΚ8 (ανάλογη της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου του ΕΑΚ/2000), η οποία όμως δεν μπορεί να εφαρμοστεί σε κάθε κτίριο. Όπως αναφέρεται στο εδάφιο 4.3.3.2.1(1)Ρ η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί μόνον όταν η απόκριση σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή. Τα κριτήρια τα οποία πρέπει να πληροί κάποιο κτίριο προκειμένου να είναι δυνατή η αξιόπιστη εφαρμογή της Μεθόδου Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης δίνονται στο εδάφιο 4.3.3.2.1(2), καθώς και στο σχήμα 9.1 του παρόντος εγχειριδίου.

Θα πρέπει να σημειωθεί εξ αρχής ότι η διαδικασία εκτέλεσης της Μεθόδου Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης όπως περιγράφεται στο κείμενο του ΕΚ8 (Παράγραφος 4.3.3.2) είναι σημαντικά απλούστερη της αντίστοιχης Απλοποιημένης Φασματικής Μεθόδου του ΕΑΚ/2000. Επί της ουσίας, η διαδικασία της Απλοποιημένης Φασματικής Μεθόδου εμπεριέχει την Μέθοδο Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης. Η σημαντικότερη απλούστευση της Μεθόδου Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης έναντι της Απλοποιημένης Φασματικής Μεθόδου είναι το γεγονός ότι στα πλαίσια της πρώτης ΔΕΝ απαιτείται προσδιορισμός πλασματικού ελαστικού άξονα ούτε και προσδιορισμός κυρίων αξόνων, και επομένως η ανάλυση επιτρέπεται να γίνει με σεισμικές δυνάμεις κατά τη διεύθυνση αξόνων οι οποίοι θα πρέπει να θεωρηθούν κατάλληλοι από τον μελετητή (βλ. εδάφιο 4.3.3.1(11)Ρ) καθώς και στους ορθογώνιους προς αυτούς. Η συγκεκριμένη έκφραση «.... σε όλες τις κατάλληλες διευθύνσεις....» προφανώς επιφορτίζει το μελετητή να διερευνήσει τις διευθύνσεις των αξόνων κατά τη διεύθυνση των οποίων υφίσταται η κρίσιμη διέγερση. Μια επίσης σημαντική διαφορά είναι η απαλοιφή από την Μέθοδο Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης, των ισοδύναμων στατικών εκκεντροτήτων και η διατήρηση μόνον των τυχηματικών.

Στις παραγράφους που ακολουθούν θα δοθούν στοιχεία από την θεωρητική τεκμηρίωση της μεθόδου, με βάση όμως την Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδο του ΕΑΚ/2000 όχι μόνον γιατί είναι πληρέστερη μέθοδος και ουσιαστικά εμπεριέχει την Μέθοδο Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης, αλλά και επειδή η πρώτη είναι θεωρητικά τεκμηριωμένη και πολύ ορθά παρουσιασμένη στις σελίδες του ΕΑΚ/2000.

9.3.1 Στοιχεία από τη θεωρία

Η Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος (ΑΦΜ) ή Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος είναι μία προσεγγιστική μέθοδος αντισεισμικού υπολογισμού, η οποία στηρίζεται στην γενική παραδοχή της υψηλής συμμετοχής της θεμελιώδους ιδιομορφής στην σεισμική απόκριση ενός κτιρίου, και στην περιορισμένη συμμετοχή όλων των υπολοίπων. Με βάση την παραδοχή αυτή επιτυγχάνεται η πλήρης «στατικοποίηση» του αντισεισμικού υπολογισμού, καθώς η μέθοδος στηρίζεται στην στατική επίλυση του κτιρίου με σεισμικά φορτία τα οποία προκύπτουν από την θεώρηση της ασύζευκτης μεταφορικής ταλάντωσης σε δυο κάθετα μεταξύ τους επίπεδα. Οι απλοποιητικές παραδοχές τις μεθόδου θέτουν όμως κάποια προβλήματα και κάποιους περιορισμούς στην εφαρμογή της.

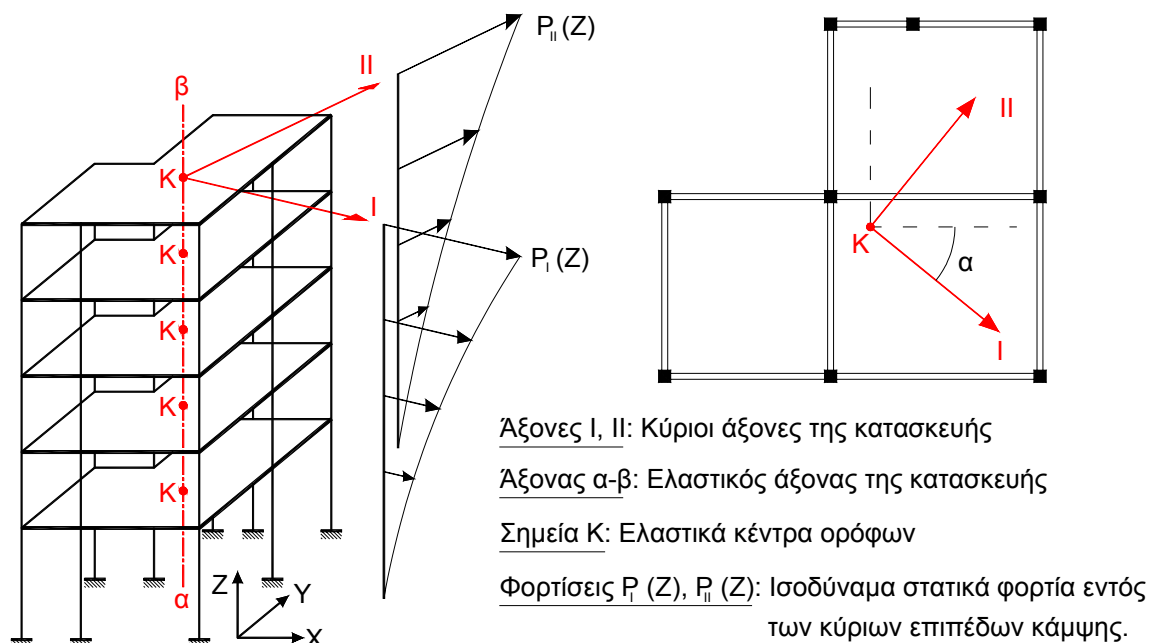
Όσον αφορά τους περιορισμούς εφαρμογής, η μέθοδος προτείνεται για εφαρμογή σε κτίρια τα οποία λόγω της γεωμετρίας τους (τόσο καθ' ύψος όσο και σε κάτοψη) ταλαντώνονται κατά κύριο λόγο με βάση την πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης η οποία θα πρέπει να είναι κυρίως μεταφορική. Τα κτίρια αυτά χαρακτηρίζονται ως *κανονικά*, και ο ΕΑΚ/2000 καθορίζει ειδικά κριτήρια για τον προσδιορισμό τους. Τα κριτήρια αυτά δίνονται στην παράγραφο 3.5.1 του κανονισμού.

Τα προβλήματα εφαρμογής που θέτει η ΑΦΜ είναι τα ακόλουθα:

- (1) Ο προσανατολισμός των σεισμικών φορτίων (ισοδύναμα στατικά φορτία).
- (2) Το μέγεθος και η καθ' ύψος κατανομή τους.
- (3) Τα σημεία εφαρμογής των φορτίων στις στάθμες των κτιρίων.

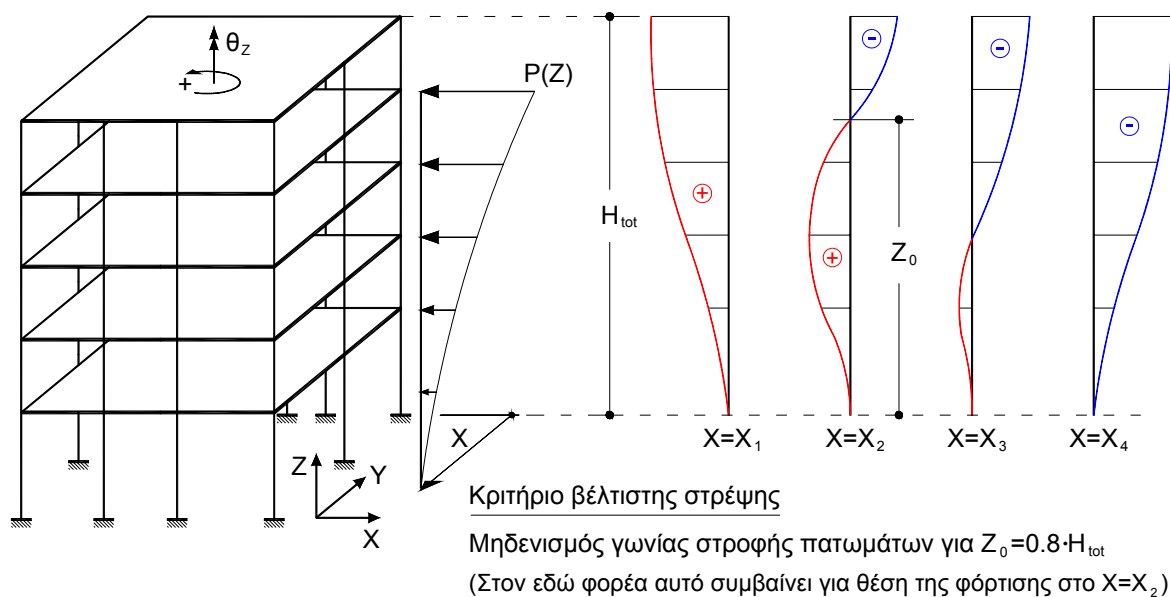
Οι απαντήσεις προκύπτουν από το θεωρητικό υπόβαθρο της μεθόδου και είναι κατά σειρά οι εξής:

- (1) Σύμφωνα με την λογική και τις προϋποθέσεις ισχύος της ΑΦΜ, τα σεισμικά φορτία εφαρμόζονται κατά την διεύθυνση των **κυρίων αξόνων** του κτιρίου (Σχήμα 9.10). Επομένως θα πρέπει το κτίριο να διαθέτει δύο κάθετα μεταξύ τους **κύρια επίπεδα κάμψης** (Σχήμα 9.10), δηλαδή δύο επίπεδα μέσα στα οποία η οριζόντια εξωτερική φόρτιση προκαλεί την συνεπίπεδη μετατόπιση του. Η τομή των δυο κύριων επιπέδων κάμψης αποτελεί τον **πραγματικό ελαστικό άξονα** του κτιρίου. Οι διευθύνσεις αυτών των κύριων επιπέδων συμπίπτουν με τις διευθύνσεις των κυρίων αξόνων.



Σχήμα 9.10 Βασικοί ορισμοί των ιδιοτήτων ενός κτιρίου για την εφαρμογή της ΑΦΜ.

Επομένως όταν η σεισμική διέγερση έχει την διεύθυνση ενός από τους κύριους άξονες του κτιρίου, τότε αυτό εκτελεί μεταφορική ταλάντωση μέσα στο αντίστοιχο κύριο επίπεδο κάμψης. Αυτό σημαίνει ότι σε μία τέτοια περίπτωση, πληρούται η βασική παραδοχή εφαρμογής της μεθόδου. Ωστόσο σημαντικό πρόβλημα για την εφαρμογή της ΑΦΜ, αποτελεί το γεγονός ότι τα πολυώροφα κτίρια με μικτό φέροντα οργανισμό (δηλαδή φέροντα οργανισμό που αποτελείται από πλαίσια και τοιχώματα ή και πυρήνες) δεν διαθέτουν γενικώς κύρια επίπεδα κάμψης, παρά μόνον σε ειδικές περιπτώσεις. Το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίζεται με την εισαγωγή της έννοιας του **πλασματικού ελαστικού άξονα** (βλ. π.χ. [51]). Ο πλασματικός ελαστικός άξονας αποτελεί γενίκευση της έννοιας του πραγματικού ελαστικού άξονα, και με την βοήθεια του η εφαρμογή της ΑΦΜ καθίσταται δυνατή για οποιοδήποτε πολυώροφο κανονικό κτίριο (Σχήμα 9.11). Ο ορισμός του πλασματικού ελαστικού άξονα γίνεται με το κριτήριο της **βέλτιστης στρέψης** (για περισσότερες λεπτομέρειες: [51]). Πιο συγκεκριμένα, ο ορισμός του πλασματικού ελαστικού άξονα είναι ο εξής: «Πλασματικός ελαστικός άξονας ενός κτιρίου είναι εκείνη η κατακόρυφη ευθεία από την οποία διερχόμενα τα οριζόντια σεισμικά φορτία προκαλούν την ελάχιστη (βέλτιστη) στρεπτική επιπόνηση του κτιρίου». Ο πλασματικός ελαστικός άξονας μπορεί να χρησιμοποιηθεί με πάρα πολύ καλή προσέγγιση στα κανονικά κτίρια, ως πραγματικός ελαστικός άξονας για την εφαρμογή της ΑΦΜ.



Σχήμα 9.11 Το κριτήριο της βέλτιστης στρέψης για τον προσδιορισμό του πλασματικού ελαστικού άξονα.

- (2) Η καθ' ύψος κατανομή των φορτίων θα πρέπει – με βάση την κεντρική παραδοχή της μεθόδου – να αντιστοιχεί στην κατανομή των σεισμικών φορτίων της πρώτης ιδιομορφής του κτιρίου. Έτσι, και εφόσον ο προσανατολισμός της φόρτισης είναι τέτοιος ώστε η παραμόρφωση του κτιρίου πραγματοποιείται εντός του συγκεκριμένου επιπέδου (δηλαδή εντός ενός από τα δύο κύρια επίπεδα κάμψης), τότε η καθ' ύψος κατανομή των οριζοντίων σεισμικών φορτίων μπορεί να είναι ανάλογη της κατανομής που αντιστοιχεί στα σεισμικά φορτία της θεμελιώδους ιδιομορφής ενός επιπέδου πολυωρόφου πλαισίου. Δηλαδή μπορεί να έχει την παρακάτω μαθηματική έκφραση:

$$P_i = (m_{\text{tot}} \cdot S_{\alpha}(T_{\text{θεμ.}})) \cdot \frac{m_i \cdot \varphi_i}{\sum_{j=1}^N (m_j \cdot \varphi_j)} \quad i, j = 1, \dots, N \quad (9.3)$$

Όπου:

m_{tot} είναι η συνολική μάζα του κτιρίου.

m_i είναι η μάζα του i ορόφου του κτιρίου.

$T_{\text{θεμ.}}$ είναι η θεμελιώδης ασύζευκτη μεταφορική ιδιοπερίοδος του κτιρίου εντός του ενός εκ των δυο κύριων επιπέδων κάμψης.

$S_{\alpha}(T_{\text{θεμ.}})$ είναι η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην $T_{\text{θεμ.}}$.

φ_i είναι η συνιστώσα της θεμελιώδους μεταφορικής ιδιομορφής στη στάθμη του i ορόφου του κτιρίου.

N είναι ο αριθμός των ορόφων του κτιρίου.

Όσον αφορά το μέγεθος των φορτίων, αυτό καθορίζεται από την **τέμνουσα βάση V_0** , η οποία είναι η συνολική σεισμική δύναμη που καταπονεί το κτίριο, και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_0 = m_{\text{tot}} \cdot S_{\alpha}(T_{\text{θεμ.}}) \quad (9.4)$$

Άρα για τον προσδιορισμό της τέμνουσας βάσης απαιτείται η γνώση της συνολικής μάζας του κτιρίου και της ασύζευκτης θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του $T_{\theta\epsilon\mu}$. Με βάση την ασύζευκτη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και το φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιείται, υπολογίζεται και η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην $T_{\theta\epsilon\mu}$.

- (3) Όπως είναι γνωστό, τα σεισμικά φορτία εκφράζουν τις δυνάμεις αδράνειας των μαζών ενός κτιρίου οι οποίες για τις ανάγκες του αντισεισμικού υπολογισμού θεωρούνται συγκεντρωμένες στις στάθμες των ορόφων του. Οι δυνάμεις αυτές αναπτύσσονται κατά την ταλάντωση του κτιρίου λόγω σεισμού, και δρουν στα κέντρα μάζας των ορόφων. Κατά τον αντισεισμικό υπολογισμό θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τυχρηματικοί παράγοντες, οι οποίοι είναι δυνατόν να μεταβάλλουν την θέση του κέντρου μάζας ενός ορόφου πέραν αυτής που αντιστοιχεί στην κατανομή των μονίμων και κινητών φορτίων του, και οι οποίοι δεν είναι δυνατό να προβλεφθούν επακριβώς κατά το στάδιο της μελέτης. Επιπλέον θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι στρεπτικές ταλαντώσεις των ασύμμετρων κτιρίων που υποβάλλονται σε μεταφορική διέγερση της βάσης τους. Για να ληφθούν υπόψη οι παραπάνω επιδράσεις στην σεισμική απόκριση ενός κτιρίου, οι κανονισμοί (όπως και ο ΕΑΚ/2000) επιβάλλουν την τοποθέτηση των σεισμικών φορτίων όχι ακριβώς στα γεωμετρικά κέντρα μάζας των ορόφων, αλλά σε αποστάσεις από αυτά που καθορίζονται από τις τιμές των **εκκεντροτήτων**. Οι τύποι των εκκεντροτήτων καθώς και ο τρόπος υπολογισμού τους καθορίζονται από τον ΕΑΚ/2000 (Παράγραφοι 3.3.1, 3.3.3[5] και Παράρτημα ΣΤ'), και θα παρουσιαστούν στην επόμενη παράγραφο.

9.3.2 Διατάξεις των ΕΑΚ/2000 και ΕΚ8

Για την εφαρμογή της ΑΦΜ, ο ΕΑΚ/2000 (Παράγραφοι 3.3.3 και 3.5) δίνει συγκεκριμένες οδηγίες με τις οποίες περιγράφεται η διαδικασία των υπολογισμών. Με τις οδηγίες αυτές καλύπτονται τα ερωτήματα εφαρμογής της μεθόδου όπως αυτά παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο του παρόντος.

- (α) **Παράγραφος 3.5.1[2]:** Για την εφαρμογή της ΑΦΜ οι δυο (κάθετες μεταξύ τους) οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα με τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού που δίνεται στην παράγραφο 2.3.1.
- (β) **Παράγραφος 3.5.2[1]:** Για κάθε μία από τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται με την βοήθεια της σχέσης (Σχέση 3.12 στην παράγραφο 3.5.2[1] του ΕΑΚ/2000):

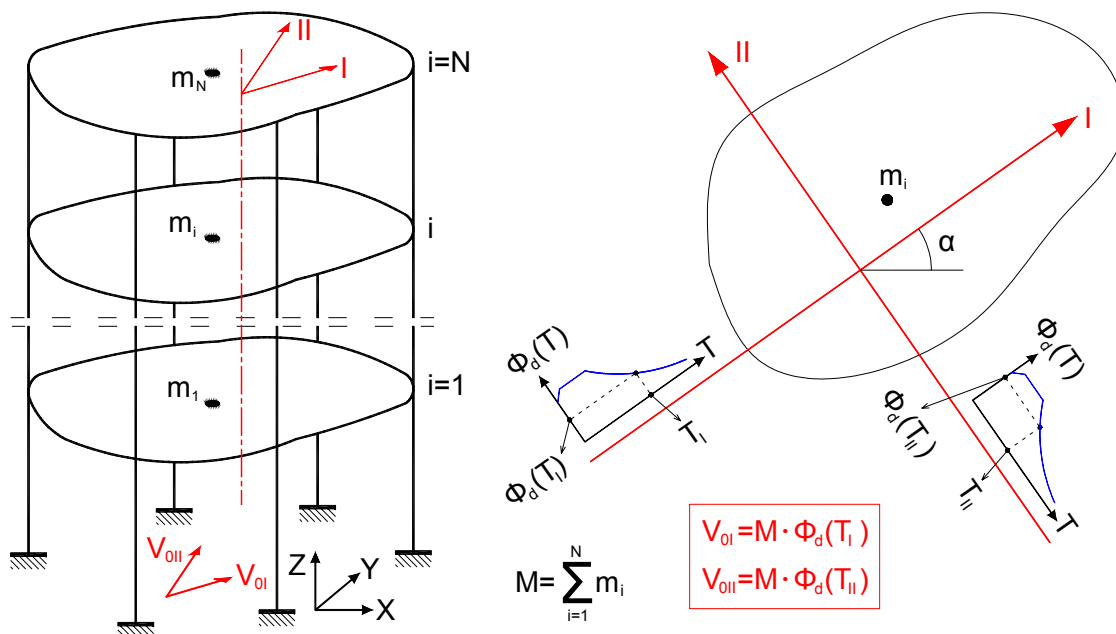
$$V_0 = M \cdot \Phi_d(T) \quad (9.5)$$

Όπου:

M είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής,

$\Phi_d(T)$ είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού (σχέσεις 2.1 παραγράφου 2.3.1[1] του ΕΑΚ/2000), και

T είναι η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης κατά την εκάστοτε θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου.



Σχήμα 9.12 Εφαρμογή φασμάτων σχεδιασμού στις διεθύνσεις των πλασματικών κυρίων αξόνων.

(γ) **Παράγραφος 3.5.2[2]-[3]-[4]:** Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων γίνεται σύμφωνα με τη σχέση (Σχέση 3.14):

$$P_i = (V_0 - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot \phi_i}{\sum_{j=1}^N (m_j \cdot \phi_j)} \quad i, j = 1, \dots, N \quad (9.6)$$

m_i είναι η συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη i .

ϕ_i είναι η συνιστώσα στη στάθμη i της θεμελιώδους ιδιομορφής για μεταφορική ταλάντωση κατά τη θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου.

$V_H = 0.07 \cdot T \cdot V_0 (\leq 0.25 \cdot V_0)$ είναι μια πρόσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτιρίου όταν $T \geq 1.0 \text{ sec}$, και

N είναι ο αριθμός των ορόφων.

Σε κανονικά κτίρια επιτρέπεται η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων να γίνεται σύμφωνα με τη σχέση (Σχέση 3.15):

$$P_i = (V_0 - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_{j=1}^N (m_j \cdot z_j)} \quad i, j = 1, \dots, N \quad (9.7)$$

Όπου z_i είναι η απόσταση της στάθμης i από τη βάση.

Η παραπάνω σχέση μπορεί να εφαρμοστεί και για μη κανονικά κτίρια τα οποία πληρούν τις προϋποθέσεις του παρακάτω πίνακα:

Αριθμός Ορόφων	Σπουδαιότητα	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας
≤ 2	Σ1, Σ2, Σ3	I, II, III
≤ 3	Σ1, Σ2	I, II
≤ 4	Σ1, Σ2	I

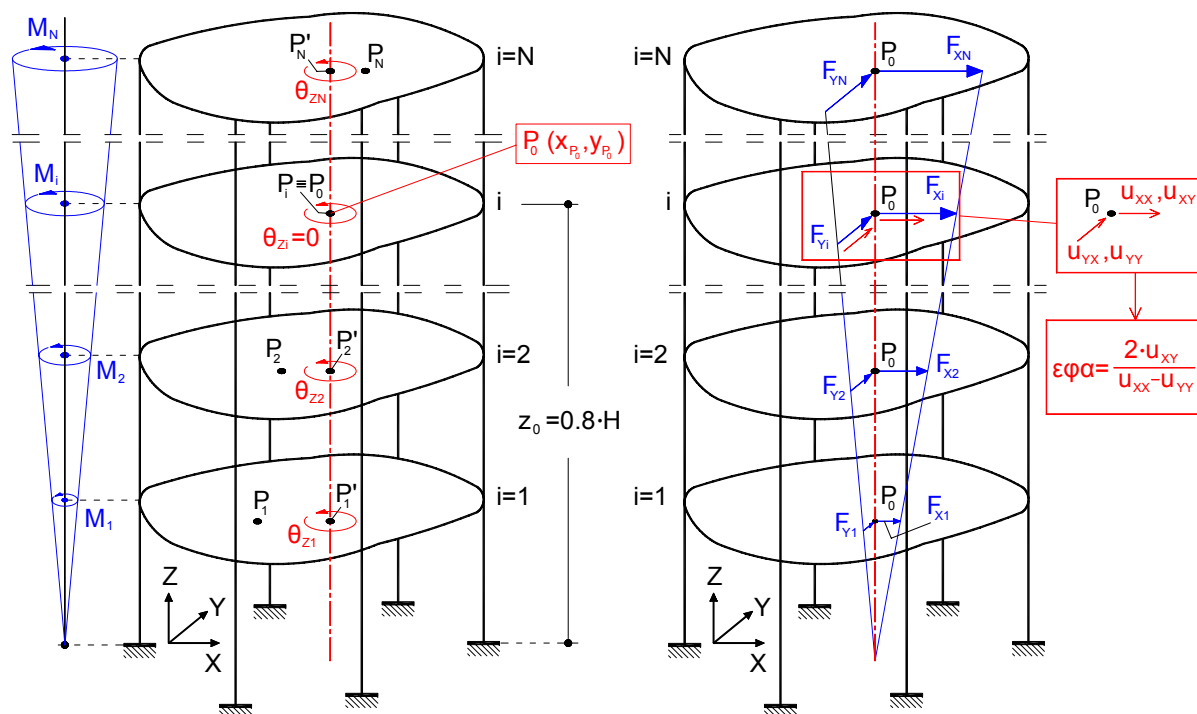
(δ) **Παράγραφος 3.3.3[2]-[3]:** Ως πραγματικός ή πλασματικός ελαστικός άξονας του κτιρίου ορίζεται ο κατακόρυφος άξονας που διέρχεται από τον πόλο στροφής P_0 του πλησιέστερου προς τη στάθμη $z_0=(0.8 \cdot H)$ διαφράγματος (i_0) του κτιρίου, κατά την στρεπτική φόρτιση όλων των διαφραγμάτων με ομόσημες στρεπτικές ροπές $M_{zi}=+c \cdot F_i$, όπου H είναι το ύψος του κτιρίου και c αυθαίρετος μοχλοβραχίονας των δυνάμεων F_i (π.χ. $c=1$).

Στη γενική περίπτωση, ο προσανατολισμός των κυρίων διευθύνσεων x, y του κτιρίου ως προς τυχόν σύστημα αναφοράς P_0XY καθορίζεται με τη γωνία α της σχέσης (Σχέση 3.2):

$$\varepsilon\varphi\alpha = \frac{2 \cdot u_{xy}}{u_{xx} - u_{yy}} \quad (9.8)$$

όπου u_{xx} , u_{yy} και $u_{xy}=u_{yx}$ οι μετατοπίσεις του σημείου P_0 λόγω φορτίσεων του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις F_i (βλ. σχήμα

- Φόρτιση κατά $X \rightarrow u_{xx}, u_{yx}$
- Φόρτιση κατά $Y \rightarrow u_{xy}, u_{yy}$



Σχήμα 9.13 Προσδιορισμός του πλασματικού ελαστικού άξονα.

(Στην ειδική περίπτωση κτιρίων με παράλληλη διάταξη κυρίων αξόνων αδράνειας όλων των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας, οι κύριες διευθύνσεις x, y του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλες προς τους άξονες αυτούς, **Παράγραφος 3.3.3[4]**. Επίσης: στην περίπτωση κατά την οποία προκύψει τιμή για τη γωνία $\alpha < 10^\circ$ τότε η τιμή αυτή αγνοείται και επιτρέπεται να θεωρηθεί ότι $\alpha = 0^\circ$, **Σχόλια Παράγραφου 3.3.3[4]**. Τέλος σε περίπτωση κατά την οποία πρόκυψει πολύ μεγάλη τιμή για τη γωνία α , δηλαδή αν π.χ. $u_{xx} \approx u_{yy}$ τότε το σύστημα διαθέτει απειρία κυρίων διευθύνσεων όποτε και πάλι μπορεί να θεωρηθεί ότι $\alpha = 0^\circ$, **Σχόλια Παράγραφου 3.3.3[4]**.)

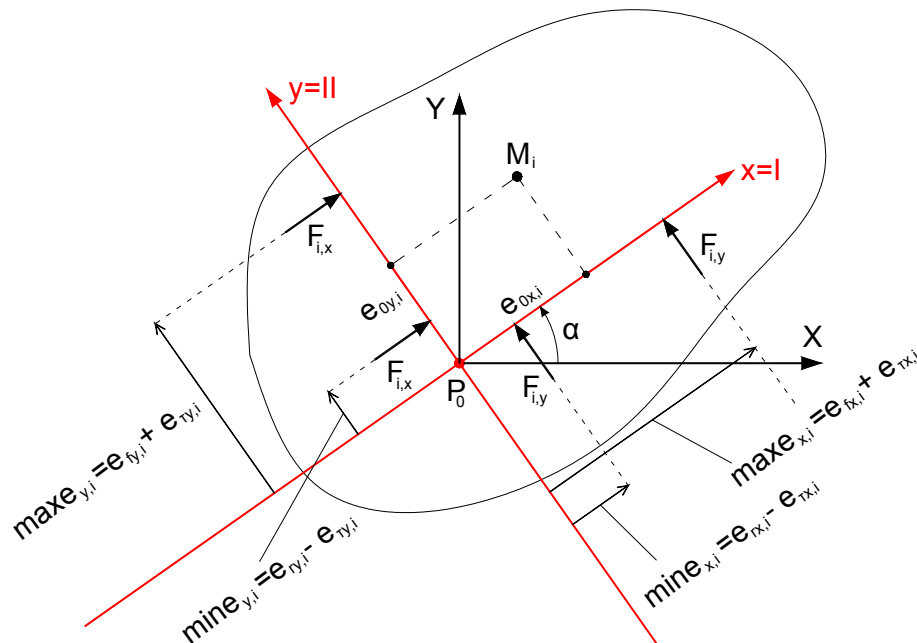
(ε) **Παράγραφος 3.3.3[1], [5]:** Κατά την εφαρμογή της ΑΦΜ για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου και σε κάθε διάφραγμα, οι σεισμικές δυνάμεις F_i εφαρμόζονται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας M_i με τις παρακάτω εκκεντρότητες σχεδιασμού ως προς τον (πραγματικό ή

πλασματικό) ελαστικό άξονα του κτιρίου (Σχέσεις 3.1α και 3.1β του ΕΑΚ/2000, και Σχήμα 9.14 παρόντος εγχειριδίου):

$$\max e_i = e_{fi} + e_{ri} \quad (9.9\alpha)$$

$$\min e_i = e_{ri} - e_{fi} \quad (9.9\beta)$$

όπου e_{fi} είναι η τυχηματική εκκεντρότητα (βλέπε Παράγραφο 3.3.1[2] του ΕΑΚ/2000) και e_{fi} , e_{ri} οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες.



Σχήμα 9.14 Οι θέσεις εφαρμογής των σεισμικών φορτίων σε μία στάθμη σύμφωνα με την ΑΦΜ

Σε κτίρια χωρίς στρεπτική ευαισθησία, αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες δίνονται από τις προσεγγιστικές σχέσεις (Σχέσεις 3.3α και 3.3β):

$$e_{fi} = 1.50 \cdot e_{oi} \quad (9.10\alpha)$$

$$e_{ri} = 0.50 \cdot e_{oi} \quad (9.10\beta)$$

όπου e_{oi} είναι στατική (δομική) εκκεντρότητα του ορόφου i κάθετα προς τη θεωρούμενη διεύθυνση των δυνάμεων (δηλ. $e_{ox,i}$ ή $e_{oy,i}$).

Σε κτίρια με στρεπτική ευαισθησία απαιτείται είτε ακριβέστερος υπολογισμός των e_{fi} , e_{ri} συναρτήσει της στατικής εκκεντρότητας e_{oi} και της ακτίνας δυστρεψίας ρ , είτε εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου. (Ο ΕΑΚ/2000 στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ' παρουσιάζει αναλυτικά την διαδικασία υπολογισμού των ισοδύναμων στατικών εκκεντροτήτων).

(στ) Παράγραφος 3.3.3[7]: Ένα κτίριο θεωρείται στρεπτικώς ευαίσθητο όταν κατά τη μία τουλάχιστον κύρια διεύθυνση (x ή y) η ακτίνα δυστρεψίας $\rho_{m,i}$ ως προς το κέντρο μάζας M_i κάθε διαφράγματος, είναι ίση ή μικρότερη από την ακτίνα αδράνειας r_i του διαφράγματος (δηλ. $\rho_{m,i} \leq r_i$). Οι ακτίνες δυστρεψίας $\rho_{mx,i}$ και $\rho_{my,i}$ κατά τις κύριες διευθύνσεις x και y του κτιρίου δίδονται από τις σχέσεις:

$$\rho_{mx,i} = \sqrt{\rho_x^2 + e_{0x,i}^2} \quad (9.11\alpha)$$

$$\rho_{my,i} = \sqrt{\rho_y^2 + e_{0y,i}^2} \quad (9.11\beta)$$

όπου

$e_{0x,i}$, $e_{0y,i}$ οι στατικές εκκεντρότητες κατά τις διευθύνσεις των κυρίων x, y και,

ρ_x και ρ_y οι αντίστοιχες ακτίνες δυστροπείας ως προς τον ελαστικό άξονα υπολογιζόμενες από τις σχέσεις (Σχέσεις 3.5α,β):

$$\rho_x = \sqrt{\frac{c \cdot u_y}{\theta_z}}, \quad \rho_y = \sqrt{\frac{c \cdot u_x}{\theta_z}} \quad (9.12)$$

Όπου u_x , u_y οι μετατοπίσεις του σημείου P_0 (Σχήμα 9.14) κατά x και y αντίστοιχα για φόρτιση του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις, και θ_z γωνία στροφής στο διάφραγμα (i_0) για τη στρεπτική φόρτιση με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές $M_{zi} = +c \cdot F_i$.

- (ζ) **Παράγραφος 3.5.3:** Για ταυτόχρονη στατική δράση των οριζοντίων σεισμικών φορτίων F_i κατά τις κύριες διεθύνσεις x, y του κτιρίου, σύμφωνα με την Παράγραφο 3.3.3, καθώς επίσης και των κατακόρυφων σεισμικών φορτίων, σύμφωνα με την Παράγραφο 3.6, οι πιθανές ακραίες τιμές exA τυχόντος μεγέθους απόκρισης A υπολογίζονται από τη σχέση (Σχέση 3.16):

$$exA = \pm \sqrt{A_{x,x}^2 + A_{y,y}^2 + A_{z,z}^2} \quad (9.13)$$

Όπου $A_{x,x}$, $A_{y,y}$ και $A_{z,z}$ οι τιμές του υπόψη μεγέθους (με το πρόσημο τους) για ανεξάρτητη στατική φόρτιση του κτιρίου κατά τις θεωρούμενες διευθύνσεις x, y και z αντίστοιχα.

Η πιθανή ταυτόχρονη προς την exA τιμή $B_{i,A}$ ενός άλλου μεγέθους απόκρισης B υπολογίζεται από τη σχέση (Σχέση 3.17):

$$B_{i,A} = \frac{A_{x,x}}{exA} \cdot B_{x,x} + \frac{A_{y,y}}{exA} \cdot B_{y,y} + \frac{A_{z,z}}{exA} \cdot B_{z,z} \quad (9.14)$$

Όπου $B_{x,x}$, $B_{y,y}$ και $B_{z,z}$ είναι οι τιμές του μεγέθους B (με το πρόσημο τους) για ανεξάρτητη στατική φόρτιση του κτιρίου κατά τις θεωρούμενες διευθύνσεις x, y και z αντίστοιχα.

Για την διαστασιολόγηση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα εφαρμόζεται η μεθοδολογία της Παραγράφου 3.4.4[3] (δηλαδή ισχύουν τα όσα περιγράφονται και για την δυναμική φασματική μέθοδο στην παράγραφο 9.2.2.).

Μετά την αναλυτική παρουσίαση των διατάξεων του ΕΑΚ/2000 για την ΑΦΜ παρουσιάζονται συγκεντρωτικά και οι αντίστοιχες διατάξεις του ΕΚ8 στον παρακάτω πίνακα, στο οποίο παρουσιάζεται ξανά σε παράθεση και η διαδικασία της Απλοποιημένης Φασματικής Μεθόδου του ΕΑΚ/2000. Από τη μελέτη του πίνακα αυτού προκύπτουν και οι βασικές διαφορές στην φιλοσοφία αλλά και στην διαδικασία εκτέλεσης των δύο μεθόδων.

	ΕΚ8	ΕΑΚ/2000
ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΒΑΣΗΣ	$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$ (4.3.3.2.2(1)P)	$V_o = M \cdot \Phi_d(T_1)$ (3.5.2[1])
	<u>Σχόλια/διαφορές:</u> Η βασική διαφορά των δύο σχέσεων, πέραν του διαφορετικού φάσματος, έγκειται στην εισαγωγή του συντελεστή λ στον ΕΚ8. Για τον συντελεστή αυτόν ισχύουν: – $\lambda=0.85$ όταν $T_1 < 2 \cdot T_C$ και ο αριθμός των ορόφων είναι μεγαλύτερος του 2. – $\lambda=1.0$ σε όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις.	
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΔΟΥΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΥ	Μπορούν να χρησιμοποιηθούν τεκμηριωμένες μέθοδοι ή εκφράσεις της Μηχανικής (4.3.3.2.2(2), ΕΚ8), (3.5.2[1], ΕΑΚ/2000).	
	Προτείνονται εναλλακτικά: $T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$ $T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$	Προτείνεται εναλλακτικά: $T_1 = 0.09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H + \rho \cdot L}}$
ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ	Βασική σχέση (4.3.3.2.3(2)P): $F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$	Βασική σχέση (3.5.2[2]): $F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{\phi_i \cdot m_i}{\sum \phi_j \cdot m_j}$
	Απλοποιητική σχέση (4.3.3.2.3(3)): $F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$	Απλοποιητική σχέση (3.5.2[3]): $F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$
	<u>Σχόλια/διαφορές:</u> Δεν υπάρχουν πολλές διαφορές. Ως διαφορές θα μπορούσαν να αναφερθούν: – Από τις σχέσεις του ΕΚ8 απουσιάζει V_H, η πρόσθετη δύναμη η οποία σύμφωνα με το εδάφιο 3.5.2[2] θα πρέπει να εισάγεται στην κορυφή κτιρίων με $T_1 > 1$ sec. – Διαφορετικές προϋποθέσεις εφαρμογής της απλοποιητικής σχέσης (κανονικά κτίρια, και κριτήρια εδαφίου 3.5.2[4] στον ΕΑΚ/2000 – περίπου γραμμική κατανομή μετακινήσεων της θεμελιώδους ιδιομορφής στον ΕΚ8).	
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΥΡΙΩΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΩΝ	Ο ΕΚ8 ΔΕΝ δίνει συγκεκριμένη μεθοδολογία υπολογισμού των κυρίων διευθύνσεων. Στο εδάφιο 4.3.3.1(11)P δηλώνεται ότι σε κτίρια με φέροντα στοιχεία σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις, οι κύριες διευθύνσεις θα είναι αυτές.	Ο ΕΑΚ/2000 δίνει συγκεκριμένη μεθοδολογία αναλυτικού υπολογισμού των κυρίων διευθύνσεων στην παράγραφο 3.3.3.
ΕΚΚΕ/ΤΗΤΕΣ (Τυχηματικές)	Γενικά: $e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i$ (4.3.2) Ανομοιομορφες τοιχοποιίες: $e_{ai} = \pm 0.1 \cdot L_i$ (4.3.6.3.1(4))	Γενικά: $e_{\pi i} = \pm 0.05 \cdot L_i$ (3.3.1[2])
ΕΚΚΕ/ΤΗΤΕΣ (Σχεδιασμού)	$e_{di} = \pm e_{ai}$ (εκκεντρ. σχεδιασμού=τυχηματικές εκκεντρ.)	$\max e_i = e_{\pi i} + e_{\pi i} / \min e_i = e_{\pi i} - e_{\pi i}$ (3.3.3[1])
	<u>Σχόλια/διαφορές:</u> Οι εκκεντρότητες σχεδιασμού του ΕΚ8 ταυτίζονται με τις τυχηματικές εκκεντρότητες. Στα πλαίσια του ΕΑΚ/2000 ορίζονται οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες $e_{\pi i}$, $e_{\pi i}$.	
ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ	Η εφαρμογή των σεισμικών δυνάμεων γίνεται στα κέντρα μάζας των ορόφων, τα οποία όμως θεωρούνται μετατοπισμένα από την ονομαστική τους θέση κατά $e_{di} = \pm e_{ai}$.	Η εφαρμογή των σεισμικών δυνάμεων σε κάτοψη γίνεται με τη βοήθεια του πόλου στροφής P_o και των εκκεντροτήτων σχεδιασμού (παρ. 3.3.3[1])
	<u>Σχόλια/διαφορές:</u> Διαφορετική φιλοσοφία των δύο κανονισμών	
ΧΩΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ	α) Με επαλληλία με τον κανόνα SRSS των πιθανών μέγιστων τιμών μεγεθών έντασης και παραμόρφωσης ανά διεύθυνση διέγερσης (4.3.3.5.1(2)β, ΕΚ8), (3.5.3[1], ΕΑΚ/2000). β) Με τον «κανόνα του 30%» (4.3.3.5.1(3), ΕΚ8), (3.5.3[4], ΕΑΚ/2000). <u>Σχόλια/διαφορές:</u> Δεν υπάρχουν εδώ διαφορές μεταξύ των δύο κανονισμών.	
ΕΝΤΑΣΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	α) Με επαλληλία με τον κανόνα SRSS των πιθανών μέγιστων τιμών μεγεθών έντασης ανά διεύθυνση διέγερσης (4.3.3.5.1(2)β, ΕΚ8), (3.5.3[1], ΕΑΚ/2000). β) Με εφαρμογή τεκμηριωμένων μεθόδων για τον υπολογισμό των πιθανών ταυτόχρονων τιμών μεγεθών ως προς ένα μεγιστοποιούμενο μέγεθος (4.3.3.5.1(2)γ, ΕΚ8), (3.5.3, ΕΑΚ)	

9.3.3 Εφαρμογή από το ΡΑΦ

Το ΡΑΦ δίνει τη δυνατότητα στον μελετητή να εφαρμόσει τη διαδικασία της Μεθόδου Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης όπως την περιγράφει ο ΕΚ8. Επιπλέον όμως υπάρχει και η δυνατότητα εφαρμογής της ΑΦΜ του ΕΑΚ/2000 – εφόσον επιλεγεί να γίνει η επίλυση του κτιρίου βάσει των ΕΑΚ/2000 και ΕΚΟΣ/2000 – καθώς από αυτήν μπορούν να εξαχθούν σημαντικά συμπεράσματα για την ορθότητα του σχεδιασμού του φέροντος οργανισμού (βλ. παράγραφο 9.3.4 του παρόντος εγχειριδίου). Επίσης έχοντας διαθέσιμα τα αποτελέσματα από την εφαρμογή της ΑΦΜ – που προκύπτουν από ανάλυση κατά τη διεύθυνση των πραγματικών κύριων αξόνων του κτιρίου – υπάρχει η δυνατότητα για σύγκριση με τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την «χειροκίνητη» επιλογή των αξόνων εφαρμογής των σεισμικών φορτίων όπως επιτρέπει ο ΕΚ8.

Η διαδικασία εφαρμογής της Μεθόδου Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης είναι δομημένη πάνω στην υποδομή της ΑΦΜ. Ο λόγος είναι ότι η συγκεκριμένη διαδικασία αποτελεί ένα «υποσύστημα» της διαδικασίας της ΑΦΜ.

Παρακάτω παρουσιάζεται αναλυτικά πρώτα η διαδικασία εφαρμογής της ΑΦΜ από το ΡΑΦ – η οποία όπως τονίστηκε και προηγουμένως αποτελεί την πλήρη και τεκμηριωμένη μέθοδο προσεγγιστικού αντισεισμικού υπολογισμού – και κατόπιν παρουσιάζονται τα σημεία στα οποία έχουν γίνει η απαραίτητες τροποποιήσεις προκειμένου να προσαρμοστεί ο αλγόριθμος στις απαιτήσεις του ΕΚ8.

Εφαρμογή της Απλοποιημένης Φασματικής Μεθόδου του ΕΑΚ/2000

Από την παρουσίαση της ΑΦΜ τόσο σε θεωρητικό επίπεδο όσο και σε επίπεδο διατάξεων του ΕΑΚ (παράγραφοι 9.3.1 και 9.3.2 του παρόντος εγχειριδίου) προκύπτει το συμπέρασμα ότι η εφαρμογή της μεθόδου συνίσταται από μία σειρά διαδοχικών στατικών επιλύσεων κάθε μία από τις οποίες εξαρτάται από συγκεκριμένα αποτελέσματα των προηγούμενων.

Το ΡΑΦ χρησιμοποιώντας μία ειδική τεχνική επιτυγχάνει την εκτέλεση αυτής της αλληλουχίας των επιλύσεων με την εισαγωγή από τον χρήστη μόνον των απαραίτητων δεδομένων (γεωμετρία, υλικά, φάσμα).

Σε γενικές γραμμές η αλληλουχία των εκτελούμενων υπολογισμών είναι η ακόλουθη:

1. Επίλυση του κτιρίου με στρεπτικές ροπές (Φόρτιση “Μ”) στις στάθμες των ορόφων του με κατανομή που προκύπτει από την σχέση (9.7), και με αυθαίρετη τέμνουσα βάσης. Από την επίλυση αυτή υπολογίζονται οι συντεταγμένες της θέσης του πλασματικού (ή του πραγματικού) ελαστικού άξονα $P_0(X_{P0}, Y_{P0})$.
2. Επίλυση του κτιρίου με οριζόντιες δυνάμεις κατά τις διευθύνσεις των καθολικών αξόνων X, Y (Φορτίσεις “ E_x ”, “ E_y ”), οι οποίες εφαρμόζονται στις στάθμες των ορόφων στα επίπεδα $X=X_{P0}$ και $Y=Y_{P0}$. Η καθ’ ύψος κατανομή των δυνάμεων αυτών ακολουθεί την σχέση (9.7), και γίνεται χρήση αυθαίρετης τιμής για την τέμνουσα βάσης. Από την επίλυση αυτή προσδιορίζεται η γωνία α του κυρίου συστήματος του κτιρίου (Σχέση 9.8).
3. Υπολογισμός των ασύζευκτων μεταφορικών ιδιοπεριόδων T_I, T_{II} κατά τις διευθύνσεις των κυρίων αξόνων του κτιρίου. Από αυτές υπολογίζονται οι τέμνουσες βάσης του κτιρίου για σεισμικές διεγέρσεις κατά τις διευθύνσεις των κυρίων αξόνων με εφαρμογή της σχέσης (9.5).
4. Επίλυση του κτιρίου με οριζόντιες δυνάμεις κατά τις διευθύνσεις των κυρίων αξόνων $x=I$ και $y=II$ (Φορτίσεις “ E_I ”, “ E_{II} ”). Η καθ’ ύψος κατανομή ακολουθεί και στην περίπτωση αυτή την σχέση (9.7), ενώ οι τέμνουσες βάσης είναι οι πραγματικές όπως υπολογίστηκαν από την

προηγούμενη επίλυση. Από τις επιλύσεις αυτές προκύπτουν τα δεδομένα για τον έλεγχο στρεπτικής ευαισθησίας.

5. Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας (Παράγραφος 3.3.3[7]) του κτιρίου. Ανάλογα με την έκβαση του ελέγχου γίνεται και ο υπολογισμός των ισοδυνάμων στατικών εκκεντροτήτων:
 - Αν το κτίριο δεν είναι στρεπτικώς ευαίσθητο → Υπολογισμός με τις σχέσεις (9.10α,β).
 - Αν το κτίριο είναι στρεπτικώς ευαίσθητο → Υπολογισμός με βάση το Παράρτημα ΣΤ' του ΕΑΚ. Ακολουθεί ο υπολογισμός των εκκεντροτήτων σχεδιασμού με την βοήθεια των σχέσεων (9.9α,β)
6. Τελικές επιλύσεις για τις ακραίες καταστάσεις που αντιστοιχούν σε φορτίσεις του κτιρίου με οριζόντιες δυνάμεις κατά τις κύριες διεθύνσεις με την ελάχιστη και μέγιστη εκκεντρότητα σχεδιασμού. Πρόκειται για τέσσερις επιλύσεις για τις οποίες η καθ' ύψος κατανομή των δυνάμεων γίνεται με την σχέση (9.7), και οι δυνάμεις αυτές εφαρμόζονται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας του κάθε ορόφου:
 - Επίλυση 1=Επίλυση $E_{Imin} \rightarrow F_x (mine_{II})$
 - Επίλυση 2=Επίλυση $E_{Imax} \rightarrow F_x (maxe_{II})$
 - Επίλυση 3=Επίλυση $E_{Imin} \rightarrow F_y (mine_I)$
 - Επίλυση 4=Επίλυση $E_{Imax} \rightarrow F_y (maxe_I)$
7. Χωρική επαλληλία – Τελικές τιμές σχεδιασμού. Για ταυτόχρονη σεισμική δράση κατά τις κύριες διεθύνσεις I και II του κτιρίου, προκύπτουν οι παρακάτω τέσσερις περιπτώσεις ακραίας στατικής φόρτισης του συστήματος για τις οποίες εφαρμόζονται οι σχέσεις χωρικής επαλληλίας (9.13), (9.14):
 - Συνδυασμός επιλύσεων 1 και 3: $F_x (mine_{II})$ “+” $F_y (mine_I)$
 - Συνδυασμός επιλύσεων 1 και 4: $F_x (mine_{II})$ “+” $F_y (maxe_I)$
 - Συνδυασμός επιλύσεων 2 και 3: $F_x (maxe_{II})$ “+” $F_y (mine_I)$
 - Συνδυασμός επιλύσεων 2 και 4: $F_x (maxe_{II})$ “+” $F_y (maxe_I)$

Η όλη παραπάνω διαδικασία παρουσιάζεται αναλυτικά με την βοήθεια των σχημάτων που ακολουθούν:

ΕΠΙΛΥΣΗ 1: Φόρτιση "M"

Στόχος: Υπολογισμός θέσης πλασματικού ελαστικού άξονα: $P_0 (X_{P0}, Y_{P0})$

Φόρτιση: Στρεπτικές ροπές στις στάθμες των διαφραγμάτων: M_{Zi}

$$M_{Zi} = 1 \cdot F_i = V_0 \cdot \frac{M_i \cdot Z_i}{\sum_{j=1}^N M_j \cdot Z_j}$$

(Αυθαίρετη επιλογή ΡΑΦ: $V_0 = 5000 \text{ kN}$)

Ζητούμενα μεγέθη επίλυσης:

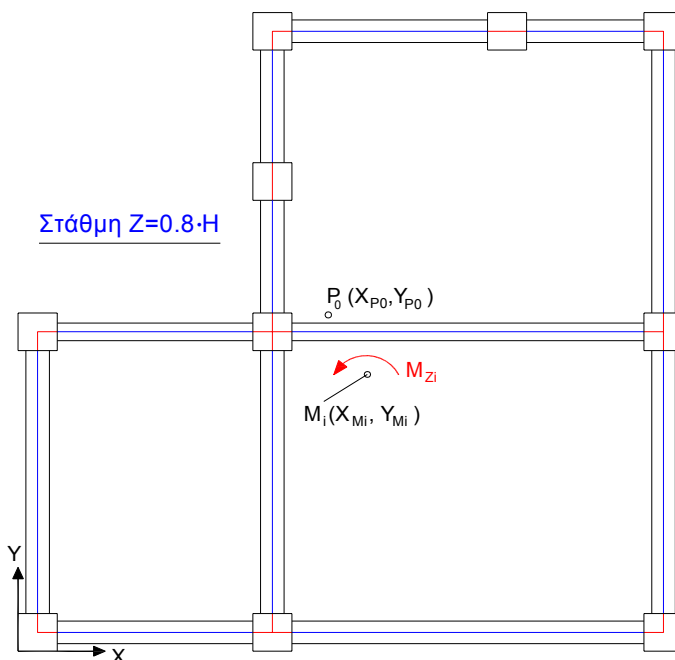
Μετακινήσεις του κέντρου μάζας M_i στην πλησιέστερη στάθμη σε ύψος $Z = 0.8 \cdot H$ ($u_{X,Mi}, u_{Y,Mi}, \theta_{Z,Mi}$)

Συντεταγμένες πλασματικού άξονα:

$$X_{P0} = X_{Mi} - (u_{Y,Mi} / \theta_{Z,Mi}) \quad Y_{P0} = Y_{Mi} + (u_{X,Mi} / \theta_{Z,Mi})$$

Εφαρμοσμένες τεχνικές ΡΑΦ:

Αυτόματη προσομοίωση διαφράγματος με master joint το κόμβο του ΚΜ κάθε ορόφου

**ΕΠΙΛΥΣΗ 2: Φορτίσεις "E_x" και "E_y"**

Στόχος: Υπολογισμός προσανατολισμού κυρίων αξόνων: γωνία α

Φόρτιση: Οριζόντιες δυνάμεις στις στάθμες

των διαφραγμάτων: F_{Xi} και F_{Yi} κατά τη διεύθυνση των καθολικών αξόνων X, Y

$$F_{Xi} = F_{Yi} = V_0 \cdot \frac{M_i \cdot Z_i}{\sum_{j=1}^N M_j \cdot Z_j}$$

(Αυθαίρετη επιλογή ΡΑΦ: $V_0 = 5000 \text{ kN}$)

Ζητούμενα μεγέθη επίλυσης:

Φόρτιση "E_x": Μετακινήσεις $u_{X,P0}^{E_x}, u_{Y,P0}^{E_x}$

Φόρτιση "E_y": Μετακινήσεις $u_{X,P0}^{E_y}, u_{Y,P0}^{E_y}$

στην πλησιέστερη στάθμη σε ύψος $Z = 0.8 \cdot H$

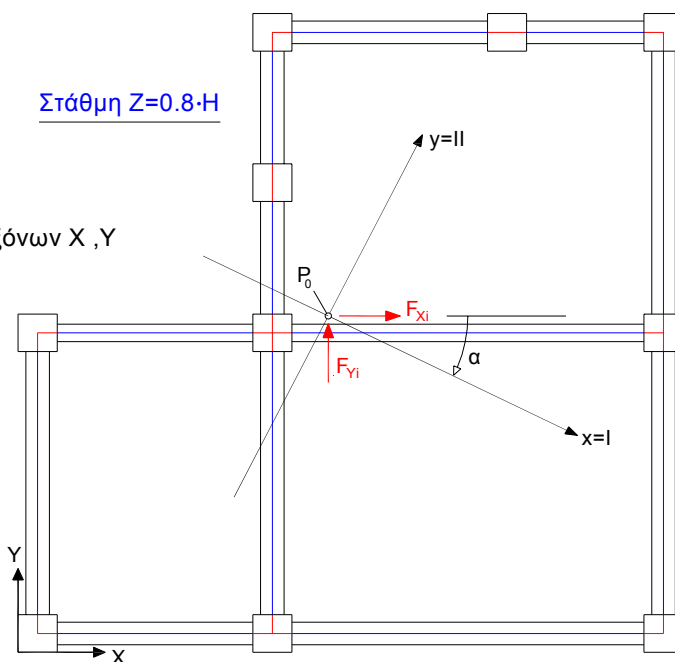
Προσανατολισμός κυρίων αξόνων

$$\epsilon\phi\alpha = \frac{2 \cdot u_{X,P0}^{E_y}}{u_{X,P0}^{E_x} - u_{Y,P0}^{E_y}}$$

Εφαρμοσμένες τεχνικές ΡΑΦ: Έλεγχοι: $\alpha < 10^\circ$ ή $\alpha > -10^\circ \Rightarrow \alpha = 0^\circ$
 $u_{X,P0}^{E_x} = u_{Y,P0}^{E_y} \Rightarrow \alpha = 0^\circ$

Αυτόματη μεταφορά των master joints στους κόμβους P_0

Αυτόματη προσομοίωση διαφράγματος



Σχήμα 9.15 Διαδικασία εφαρμογής της ΑΦΜ από το ΡΑΦ – Επιλύσεις 1 και 2.

ΕΠΙΛΥΣΗ 3α: Υπολογισμός Ασύζευκτης Ιδιοπεριόδου T_I

Στόχος: Υπολογισμός της θεμελιώδους μεταφορικής ιδιοπεριόδου: T_I

Τύπος ανάλυσης: Ιδιομορφική ανάλυση

Ζητούμενα μεγέθη επίλυσης:

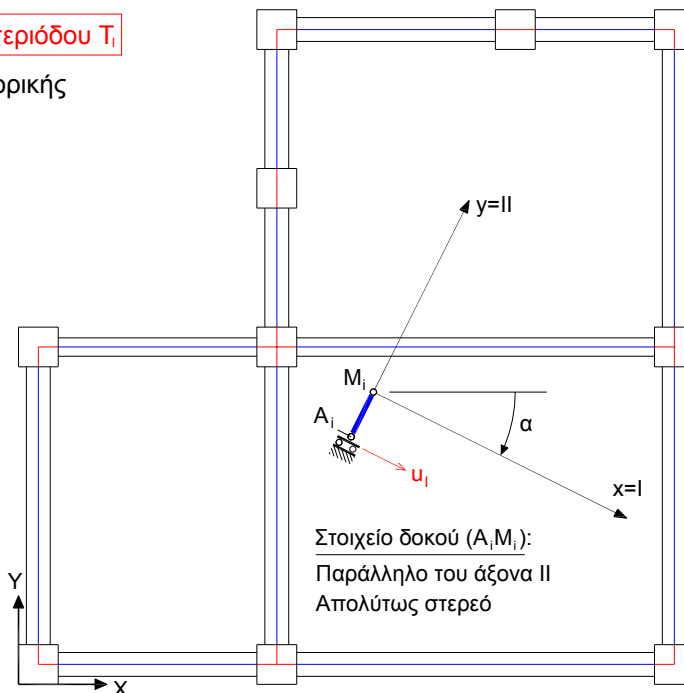
Η τιμή της πρώτης ιδιοπεριόδου $T_I (=T_I)$

Εφαρμοσμένες τεχνικές ΡΑΦ:

Αυτόματη προσομοίωση διαφράγματων με master joint το κόμβο του ΚΜ κάθε ορόφου

Αυτόματη τοποθέτηση κόμβων A_i και απολύτως στερεών στοιχείων $(A_i M_i)$ σε κάθε διάφραγμα

Απελευθέρωση (release) του στοιχείου στον κόμβο A_i ως προς τον β.ε. που αντιστοιχεί σε μετακίνηση κατά την διεύθυνση του κύριου άξονα I με στόχο τον εξαναγκασμό όλων των κόμβων του φορέα για κίνηση εντός του κύριου επιπέδου κάμψης I - II

**ΕΠΙΛΥΣΗ 3β: Υπολογισμός Ασύζευκτης Ιδιοπεριόδου T_{II}**

Στόχος: Υπολογισμός της θεμελιώδους μεταφορικής ιδιοπεριόδου: T_{II}

Τύπος ανάλυσης: Ιδιομορφική ανάλυση

Ζητούμενα μεγέθη επίλυσης:

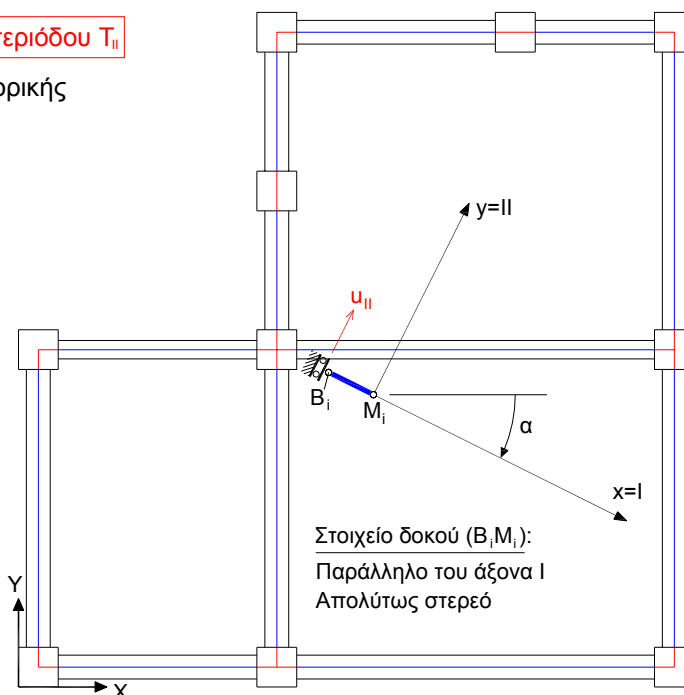
Η τιμή της πρώτης ιδιοπεριόδου $T_{II} (=T_{II})$

Εφαρμοσμένες τεχνικές ΡΑΦ:

Αυτόματη προσομοίωση διαφράγματων με master joint το κόμβο του ΚΜ κάθε ορόφου

Αυτόματη τοποθέτηση κόμβων B_i και απολύτως στερεών στοιχείων $(B_i M_i)$ σε κάθε διάφραγμα

Απελευθέρωση (release) του στοιχείου στον κόμβο B_i ως προς τον β.ε. που αντιστοιχεί σε μετακίνηση κατά την διεύθυνση του κύριου άξονα II με στόχο τον εξαναγκασμό όλων των κόμβων του φορέα για κίνηση εντός του κύριου επιπέδου κάμψης II - III



Σχήμα 9.16 Διαδικασία εφαρμογής της ΑΦΜ από το ΡΑΦ – Επιλύσεις 3α και 3β.

ΕΠΙΛΥΣΗ 4: Φορτίσεις "Ε_I" και "Ε_{II}"

Στόχος: Δεδομένα για τον έλεγχο στρεπτικής ευαισθησίας

Φόρτιση: Οριζόντιες δυνάμεις στις στάθμες των διαφραγμάτων: F_{xi} και F_{yi} κατά τη διεύθυνση των κύριων αξόνων I, II

$$F_{xi} = F_{yi} = V_0 \cdot \frac{M_i \cdot Z_i}{\sum_{j=1}^N M_j \cdot Z_j}$$

(Αυθαίρετη επιλογή ΡΑΦ: $V_0=5000\text{kN}$)

Ζητούμενα μεγέθη επίλυσης:

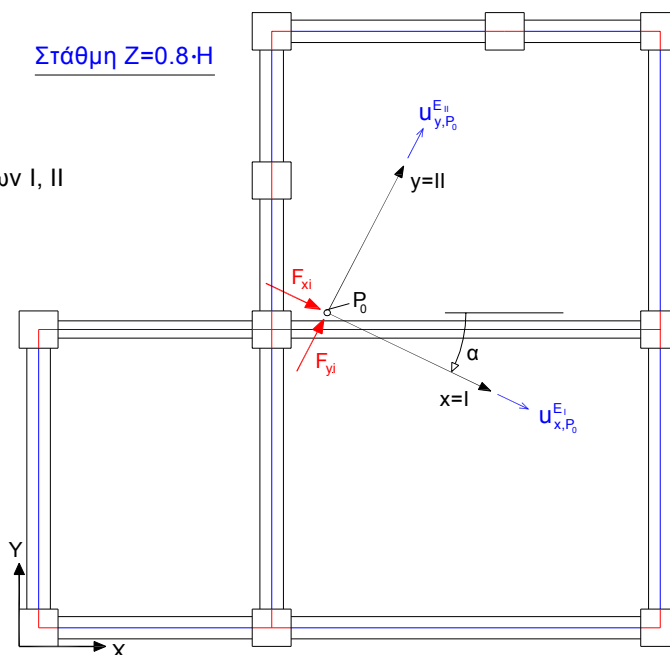
Φόρτιση "Ε_I": Μετακίνηση $u_{x,P_0}^{E_I}$

Φόρτιση "Ε_{II}": Μετακίνηση $u_{y,P_0}^{E_{II}}$

στην πλησιέστερη στάθμη σε ύψος $Z=0.8 \cdot H$

Εφαρμοσμένες τεχνικές ΡΑΦ:

Αυτόματη προσομοίωση διαφράγματος με master joint το κόμβο P_0 κάθε ορόφου


**ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΕΥΑΙΣΘΗΣΙΑΣ
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΩΝ**
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΕΥΑΙΣΘΗΣΙΑΣ

Απαραίτητα δεδομένα:

- Μετακίνηση $u_{x,P_0}^{E_I}$ (ΕΠΙΛΥΣΗ 4: Φόρτιση "Ε_I")
- Μετακίνηση $u_{y,P_0}^{E_{II}}$ (ΕΠΙΛΥΣΗ 4: Φόρτιση "Ε_{II}")
- Στροφή $\theta_{Z,P_0}^M (= \theta_{Z,M_i})$ (ΕΠΙΛΥΣΗ 1: Φόρτιση "Μ")

στην πλησιέστερη στάθμη σε ύψος $Z=0.8 \cdot H$

Ακτίνες δυστρεψίας ως προς τον ελαστικό άξονα:

$$\rho_x = \sqrt{\frac{u_{y,P_0}^{E_{II}}}{\theta_{Z,P_0}^M}} \quad \rho_y = \sqrt{\frac{u_{x,P_0}^{E_I}}{\theta_{Z,P_0}^M}}$$

Ακτίνες δυστρεψίας ως προς

κατά τις κύριες διευθύνσεις x, y: $\rho_{mx,i} = \sqrt{\rho_x^2 + e_{0x,i}^2} \quad \rho_{my,i} = \sqrt{\rho_y^2 + e_{0y,i}^2} \quad (i=1, \dots, N \text{ ο αριθμός των ορόφων})$

Ακτίνες αδράνειας: $r_i = \sqrt{J_{mi}/m_i} \quad (i=1, \dots, N \text{ ο αριθμός των ορόφων})$
(J_{mi} μαζική ροπή αδράνειας i διαφράγματος)

Έλεγχος: $\rho_{mx,i} > r_i$ και $\rho_{my,i} > r_i$ σε όλους τους ορόφους → **ΚΤΙΡΙΟ ΟΧΙ ΣΤΡΕΠΤΙΚΩΣ ΕΥΑΙΣΘΗΤΟ**
 $\rho_{mx,i} \leq r_i$ ή $\rho_{my,i} \leq r_i$ σε κάποιο όροφο → **ΚΤΙΡΙΟ ΣΤΡΕΠΤΙΚΩΣ ΕΥΑΙΣΘΗΤΟ**

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΩΝ

ΚΤΙΡΙΟ ΟΧΙ ΣΤΡΕΠΤΙΚΩΣ ΕΥΑΙΣΘΗΤΟ → $e_{ri} = 1.50 \cdot e_{0i} \quad e_{ri} = 0.50 \cdot e_{0i}$ (Κατά τις κύριες διευθύνσεις I, II)

ΚΤΙΡΙΟ ΣΤΡΕΠΤΙΚΩΣ ΕΥΑΙΣΘΗΤΟ → Με βάση το ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ' του ΕΑΚ/2000

Εφαρμοσμένες τεχνικές ΡΑΦ: Το ΡΑΦ υλοποιεί όλη την παραπάνω διαδικασία με ειδική ρουτίνα

Σχήμα 9.17 Διαδικασία εφαρμογής της ΑΦΜ από το ΡΑΦ – Επίλυση 4 και έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας.

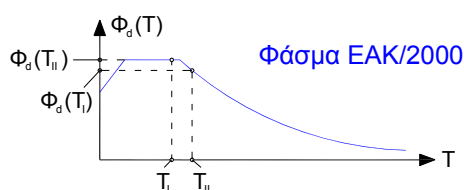
ΕΠΙΛΥΣΗ 5: Φορτίσεις "E_{lmin}", "E_{lmax}", "E_{llmin}", "E_{llmax}"

Στόχος: Η εξαγωγή αποτελεσμάτων για τις 4 ακραίες καταστάσεις φόρτισης

Φόρτιση: Οριζόντιες δυνάμεις στις στάθμες των διαφραγμάτων: F_{xi} και F_{yi} κατά τη διεύθυνση των κύριων αξόνων I, II με τις εκκεντρότητες σχεδιασμού

$$F_{xi} = (V_{ox} - V_H) \cdot \frac{M_i \cdot Z_i}{\sum_{j=1}^N M_j \cdot Z_j} \quad F_{yi} = (V_{oy} - V_H) \cdot \frac{M_i \cdot Z_i}{\sum_{j=1}^N M_j \cdot Z_j}$$

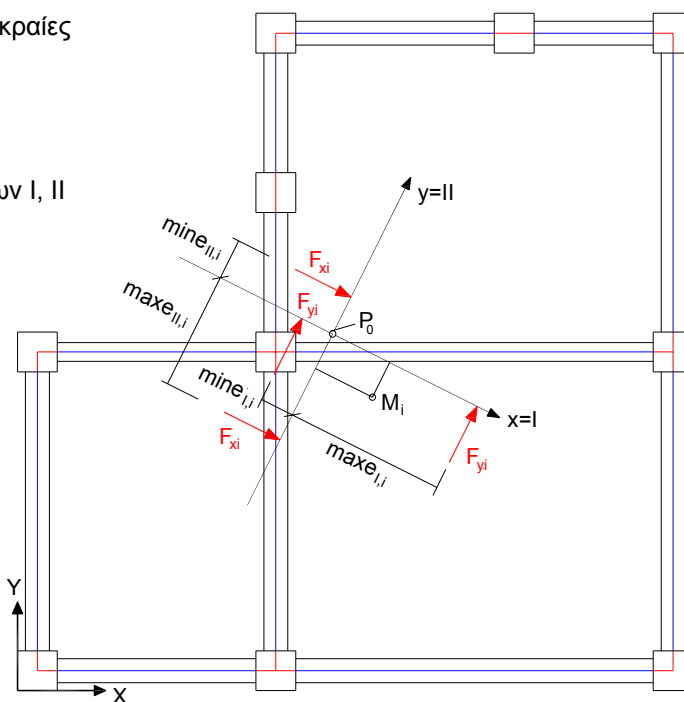
$$V_H = 0.07 \cdot T_i \cdot V_{ox} \quad V_H = 0.07 \cdot T_i \cdot V_{oy} \quad \text{αν } T > 1 \text{ sec}$$



Τέμνουσες βάσης:

$$\begin{cases} V_{ox} = M \cdot \Phi_d(T_i) \\ V_{oy} = M \cdot \Phi_d(T_{II}) \end{cases}$$

(T_i , T_{II} : Από τις επιλύσεις 3α, 3β)



Ζητούμενα μεγέθη επίλυσης:

Μεγέθη έντασης και μετακίνησης για τις 4 ακραίες καταστάσεις:

$$\begin{cases} "E_{lmin}" \rightarrow F_{xi} (mine_{II}) = (1) \\ "E_{lmax}" \rightarrow F_{xi} (maxe_{II}) = (2) \\ "E_{llmin}" \rightarrow F_{yi} (mine_I) = (3) \\ "E_{llmax}" \rightarrow F_{yi} (maxe_I) = (4) \end{cases}$$

Εφαρμοσμένες τεχνικές ΡΑΦ:

Αυτόματη προσομοίωση διαφράγματος με master joint το κόμβο P_0 κάθε ορόφου

Αυτόματη προσθήκη 4 εξαρτώμενων κόμβων σε κάθε διάφραγμα για την τοποθέτηση των 4 ακραίων καταστάσεων

ΧΩΡΙΚΗ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ - ΤΙΜΕΣ ΜΕΓΕΘΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Συνδυασμός επιλύσεων: (1) "+" (3)

Συνδυασμός επιλύσεων: (1) "+" (4)

Συνδυασμός επιλύσεων: (2) "+" (3)

Συνδυασμός επιλύσεων: (2) "+" (4)

→ Επαλληλία SRSS

Εφαρμοσμένες τεχνικές ΡΑΦ: Το ΡΑΦ υλοποιεί όλη την παραπάνω διαδικασία με ειδική ρουτίνα

Σχήμα 9.18 Διαδικασία εφαρμογής της ΑΦΜ από το ΡΑΦ – Επίλυση 5 και τελικές τιμές μεγεθών σχεδιασμού.

Η περαιτέρω επεξεργασία των αποτελεσμάτων που αφορά στον υπολογισμό των τελικών μεγεθών σχεδιασμού, πραγματοποιείται με ακριβώς παρόμοιο τρόπο με αυτόν που περιγράφηκε και στην περίπτωση της ΔΦΜ (Παράγραφος 9.2.3). Έτσι για δομικά στοιχεία για την διαστασιολόγηση των οποίων απαιτούνται τριάδες μεγεθών έντασης (διαξονική κάμψη με ορθή

δύναμη), σχηματίζονται πίνακες ανάλογοι με τους πίνακες του σχήματος 9.9 της παραγράφου 9.2.3. Όμως στην περίπτωση της ΑΦΜ για τον σχηματισμό των πινάκων αυτών, γίνεται χρήση των σχέσεων (9.13) και (9.14).

Εφαρμογή της Μεθόδου Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης του ΕΚ8

Όπως τονίστηκε, η εφαρμογή της Μεθόδου Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης είναι δομημένη πάνω στην υποδομή των ρουτινών της ΑΦΜ. Έτσι έχοντας ως βάση την αλληλουχία των υπολογιστικών διαδικασιών της ΑΦΜ όπως αυτές παρουσιάστηκαν αναλυτικά προηγουμένως, οι διαφοροποιήσεις που έγιναν προκειμένου να εφαρμοστεί η διαδικασία όπως περιγράφεται από τον ΕΚ8 είναι οι εξής:

1. Ζητείται από τον μελετητή ως αρχικό δεδομένο, η γωνία εφαρμογής των οριζόντιων σεισμικών φορτίων. Έτσι η γωνία α η οποία στα πλαίσια της ΑΦΜ αποτελεί εξαγόμενο της Επίλυσης 2, τώρα είναι δεδομένο. *Επομένως δεν απαιτείται η εκτέλεση των επιλύσεων 1 και 2.* Έτσι ως συντεταγμένες του πλασματικού άξονα P_0 ο οποίος δεν ορίζεται στα πλαίσια του ΕΚ8 τίθενται σε κάθε όροφο οι συντεταγμένες του αντίστοιχου κέντρου μάζας M .
2. Οι επιλύσεις 3α και 3β εκτελούνται κανονικά με βάση τους υπάρχοντες αλγόριθμους. Η διαφορά στην παρούσα περίπτωση συνίσταται στο ότι η γωνία α εισάγεται από τον μελετητή – όπως τονίστηκε κατά το βήμα 1 – και όχι ως αποτέλεσμα της επίλυσης 2.
3. Η επίλυση 4 καθώς και η διαδικασία εκτέλεσης του ελέγχου στρεπτικής ευαισθησίας δεν είναι πλέον απαραίτητο να εκτελεστεί.
4. Χρησιμοποιείται το φάσμα του ΕΚ8 (παράγραφος 3.2.2.5 – σχέσεις (3.13)-(3.16)) καθώς και η σχέση (4.5) του κανονισμού για τον υπολογισμό των οριζόντιων σεισμικών φορτίων. Η σχέση αυτή είναι:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (\text{Εδάφιο 4.3.3.2.2(1)P})$$

Για τον υπολογισμό της μάζας m του κάθε ορόφου λαμβάνονται υπόψη οι συντελεστές φ και ψ_2 για των πολλαπλασιασμό των κινητών φορτίων σύμφωνα με το εδάφιο 4.2.4(2)P (σχέση (4.2), Πίνακας 4.2) του ΕΚ8.

5. Η καθ' ύψος κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων ανά διεύθυνση γίνεται με βάση τη σχέση του εδαφίου 4.3.3.2.3(3) η οποία είναι:

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

Η διαδικασία υπολογισμού της Επίλυσης 4 – η οποία εκτελεί και τις τελικές επιλύσεις – διατηρείται με τις ακόλουθες όμως τροποποιήσεις:

- (α) Ο υπολογισμός των εκκεντροτήτων σχεδιασμού γίνεται με βάση μόνον τις τυχηματικές εκκεντρότητες, ενώ οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες τίθενται ίσες με το μηδέν.
 - (β) Απενεργοποιείται η δυνατότητα προσθήκης μίας επιπλέον μοναχικής δύναμης στην κορυφή του κτιρίου (δύναμη V_H) όταν η ασύζευκτη θεμελιώδης ιδιόπεριοδος του κτιρίου σε μία διεύθυνση είναι μεγαλύτερη του 1sec.
 - (γ) Οι εκκεντρότητες σχεδιασμού «μετρώνται» με αφετηρία το ΚΜ του κάθε ορόφου.
- Όλη η υπόλοιπη διαδικασία που εκτελείται στα πλαίσια της επίλυσης 4 και αφορά στην χωρική επαλληλία και στην εξαγωγή των τελικών μεγεθών σχεδιασμού, παραμένει ως έχει.

9.3.4 Οπτική αξιολόγηση ορθότητας της διάταξης των δομικών στοιχείων

Για την αξιολόγηση της ορθότητας της διάταξης των κατακορύφων δομικών στοιχείων σε μία κάτοψη, μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε πρώτο στάδιο κάποιες γραφικές παραστάσεις οι οποίες μπορούν να δώσουν εποπτικά μία πρώτη εικόνα για την ποιότητα του σχεδιασμού. Πρόκειται για γραφικές παραστάσεις κύκλων και ελλείψεων τα στοιχεία των οποίων μπορούν να αντληθούν από τα αποτελέσματα της ΑΦΜ του ΕΑΚ/2000 και όχι από τα αποτελέσματα της Μεθόδου Ανάλυσης Οριζοντίας Φόρτισης του ΕΚ8 καθώς στα πλαίσια της δεύτερης δεν απαιτείται υπολογισμός πλασματικού ελαστικού άξονα, ούτε και του προσανατολισμού των κυρίων αξόνων. Έτσι στα πλαίσια του ΕΚ8 εκτελούνται ξεχωριστοί υπολογισμοί για κάθε στάθμη του κτιρίου και υπολογίζονται τα αντίστοιχα μεγέθη τα οποία προκύπτουν από σχέσεις που αφορούν σε μονόροφα κτίρια [8]. Για την χάραξη των γραφικών αυτών παραστάσεων χρησιμοποιούνται τα εξής στοιχεία:

1. Η θέση του κέντρου μάζας (ΚΜ) της κάθε στάθμης του κτιρίου.
2. Η θέση του ελαστικού κέντρου (Κ) της κάθε στάθμης του κτιρίου.
3. Η γωνία στροφής ω_k των αξόνων του κύριου συστήματος της κάθε στάθμης του κτιρίου.
4. Οι ακτίνες δυστροπίας r_I και r_{II} των σταθμών ως προς τις κύριες διευθύνσεις.
5. Η ακτίνα αδράνειας των σταθμών I_s .

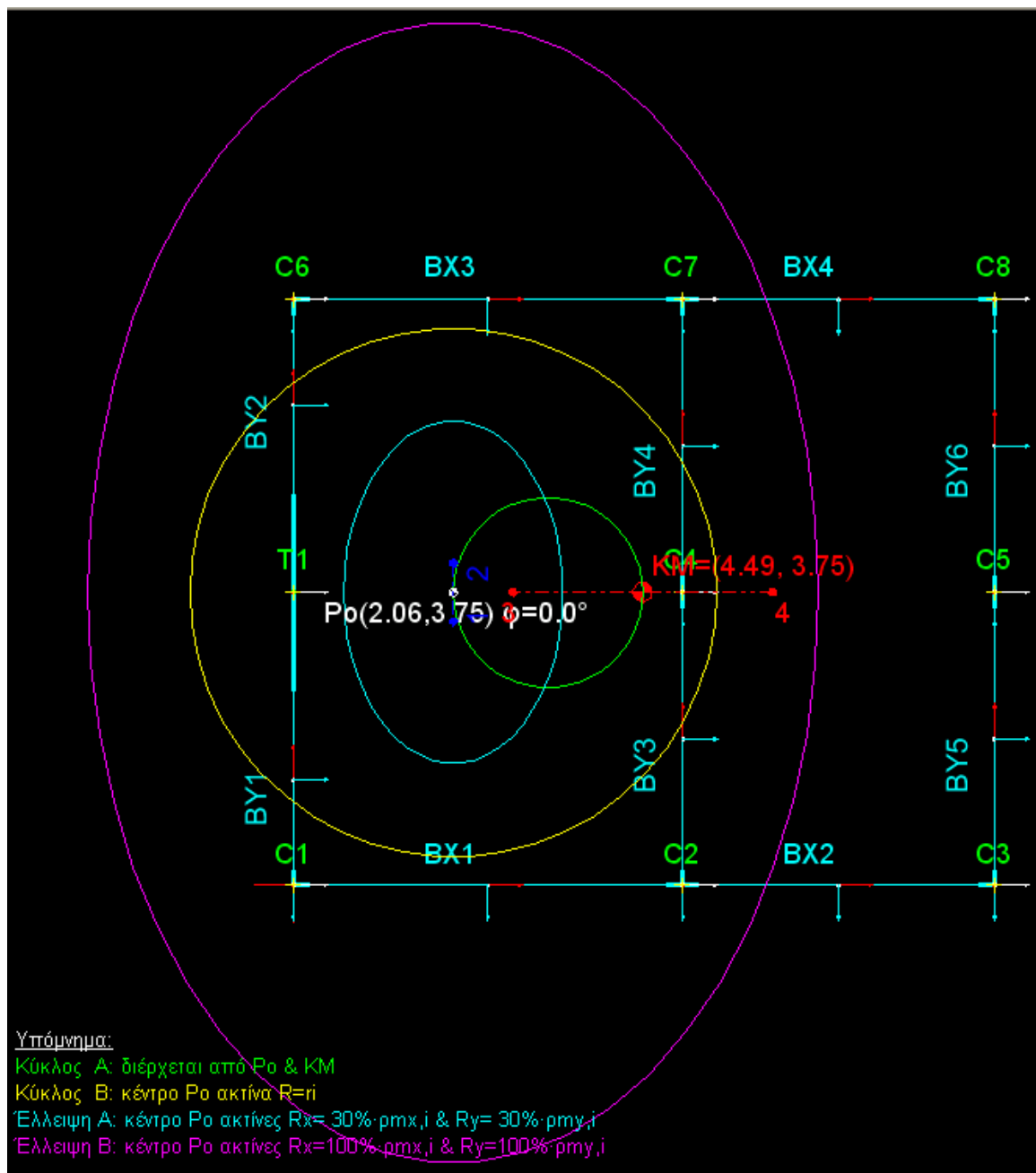
Με τα δεδομένα αυτά το ΡΑΦ σχεδιάζει τις εξής γραφικές παραστάσεις (βλ. σχήμα 9.19):

- (α) Ένα κύκλο (ΚΥΚΛΟΣ Α: Πράσινος) με διάμετρο ίση με την απόσταση (ΚΜ)-(Κ) σε κάθε στάθμη του κτιρίου. Πρόκειται για έναν κύκλο ο οποίος διέρχεται από τα (ΚΜ) και (Κ).
- (β) Ένα κύκλο (ΚΥΚΛΟΣ Β: Κίτρινος) με κέντρο το (Κ) και ακτίνα ίση με την ακτίνα αδράνειας I_s των διαφραγμάτων. Ένας τέτοιος κύκλος χαράσσεται σε κάθε στάθμη του κτιρίου.
- (γ) Μία έλλειψη (ΕΛΛΕΙΨΗ Α: Γαλάζια) η οποία έχει κέντρο το (Κ) και οι δύο κύριοι άξονες της ταυτίζονται με τους κύριους άξονες του κτιρίου (δηλαδή έχουν την ίδια γωνία ω_k με το κύριο σύστημα). Τα μήκη των ακτίνων της έλλειψης είναι ίσα με το 30% των τιμών των ακτίνων δυστροπίας r_I και r_{II} ως προς τις κύριες διευθύνσεις (το $0.3 \cdot r_I$ μετράται επί του κύριου άξονα x του κτιρίου και το $0.3 \cdot r_{II}$ θα επί του κύριου άξονα y).
- (δ) Μια έλλειψη (ΕΛΛΕΙΨΗ Β: Ματζέντα) η οποία έχει τα ίδια στοιχεία με την ΕΛΛΕΙΨΗ Α αλλά οι τιμές των ακτίνων της δεν είναι ίσες με το 30% των τιμών των ακτίνων δυστροπίας ως προς τις κύριες διευθύνσεις, αλλά με το 100% των τιμών αυτών.

Η οπτική αποτίμηση της ορθότητας της διάταξης των κατακορύφων στοιχείων της κάτοψης μπορεί να γίνει ως εξής:

- Από τη μελέτη του κύκλου Α μπορεί να γίνει μια αρχική εκτίμηση του μεγέθους της στατικής εκκεντρότητας e_0 . Επομένως μπορεί να ελέγχεται άμεσα η συγκεκριμένη παράμετρος στα πλαίσια μιας διερεύνησης που στόχο θα έχει την όσο το δυνατό μεγαλύτερη μείωση της τιμής της. Δηλαδή μπορεί να γίνουν παραμετρικές αναλύσεις με στόχο της μεγαλύτερη δυνατή μείωση της διαμέτρου του συγκεκριμένου κύκλου.
- Από την σύγκριση του ΚΥΚΛΟΥ Α με την ΕΛΛΕΙΨΗ Α ελέγχεται οπτικά αν πληρείται η σχέση (4.1α) του εδαφίου 4.2.3.2(6) του ΕΚ8 στα πλαίσια των κριτηρίων κανονικότητας σε κάτοψη. Δηλαδή με τη βοήθεια των σχημάτων αυτών μπορεί να γίνει μια εκτίμηση για το αν η στατική εκκεντρότητα είναι μικρότερη ή όχι από το 30% των ακτίνων δυστροπίας κατά τη διεύθυνση των δύο κυρίων αξόνων.

- Από την σύγκριση του ΚΥΚΛΟΥ B με την ΕΛΛΕΙΨΗ B ελέγχεται οπτικά αν το κτίριο είναι ή όχι στρεπτικώς ευαίσθητο σύμφωνα με την παράγραφο 3.3.3[7] του ΕΑΚ/2000 (βλ. σχήμα 9.17). Εφόσον ο κύκλος B περιέχεται εντός της έλλειψης B το κτίριο ΔΕΝ είναι στρεπτικώς ευαίσθητο. Από τη συγκριτική μελέτη των δύο σχημάτων αυτών ελέγχεται επίσης και το αν πληρείται η σχέση (4.1b) του εδαφίου 4.2.3.2(6) του ΕΚ8 στα πλαίσια των κριτηρίων κανονικότητας σε κάτοψη. Και στην περίπτωση αυτή το ζητούμενο είναι να περιέχεται ο κύκλος B εντός της έλλειψης B.



Σχήμα 9.19 Οπτική αξιολόγηση ορθής διάταξης των κατακορύφων στοιχείων μίας κάτοψης από το ΡΑΦ

9.4 Κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα

Αναφορά στην κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα γίνεται αφενώς στο εδάφιο 3.2.2.5(5) για το φάσμα σχεδιασμού όσο και στην παράγραφο 4.3.3.5.2 για τις υπόλοιπες απαιτήσεις. Στον παρακάτω πίνακα συνοψίζονται τα όσα παρατίθενται στον ΕΚ8 και στον ΕΑΚ/2000 για την θεώρηση της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας:

	ΕΚ8	ΕΑΚ/2000
ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	Προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού για τις οριζόντιες συνιστώσες ως ακολούθως: – Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού a_{vg} τίθεται ίση με το 90% της οριζόντιας a_g. – Ο συντελεστής S τίθεται ίσος με 1. – Οι τιμές των χαρακτηριστικών ιδιοπεριόδων T_B, T_C, T_D (από τον πίνακα 3.4 του ΕΚ8). – Ο συντελεστής συμπεριφοράς q θα πρέπει να λαμβάνεται μικρότερος ή ίσος του 1.5.	– Μείωση των τεταγμένων κατά 30%. – Συντελεστής συμπεριφοράς $q_v=0.5q_h$. – Συντελεστής θεμελίωσης $\theta=1$.
ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΘΕΩΡΗΣΗΣ	Αν η επιτάχυνση a_{vg} της κατακόρυφης διέγερσης είναι μεγαλύτερη των 0.25g (δηλ. μόνον στη ζώνη Z3 της Ελλάδας) τότε η κατακόρυφη συνιστώσα θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη: – για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια στατικά μέλη με άνοιγμα 20m ή περισσότερο, – για οριζόντιους ή σχεδόν οριζόντιους, προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5m, – για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεντεταμένα μέλη, – για δοκούς που φορούν φυτευτά υποστυλώματα, – σε φορείς με σεισμική μόνωση.	Επιτρέπεται γενικά η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας εκτός από περιπτώσεις δοκών που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας II, III.
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ	Επιτρέπεται η χρήση μερικού προσομοιώματος της κατασκευής το οποίο περιλαμβάνει το τμήμα αυτής το οποίο είναι ευαίσθητο στην επίδραση της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας όπως περιγράφεται στην προηγούμενη γραμμή του παρόντος πίνακα. (Εδάφιο 4.3.3.5.2(2) ΕΚ8, Παράγραφος 3.6 ΕΑΚ/2000. Πρόκειται για κοινή σύσταση των δύο κανονισμών).	
	Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την ανάλυση για την κατακόρυφη συνιστώσα χρειάζεται να ληφθούν υπόψη μόνο για τα ευαίσθητα στοιχεία (τα οποία ανήκουν στο μερικό προσομοίωμα) και τα στοιχεία επί των οποίων στηρίζονται άμεσα. (Εδάφιο 4.3.3.5.2(3) ΕΚ8, Παράγραφος 3.6 ΕΑΚ/2000).	
	<u>Δεν δίνεται καμμία οδηγία για τον υπολογισμό των κατακόρυφων σεισμικών φορτίων του μερικού προσομοιώματος.</u>	Στο εδάφιο 3.6[1] δίνονται οδηγίες για τον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του μερικού προσομοιώματος της κατασκευής, και σχέση υπολογισμού ισοδύναμων κατακόρυφων σεισμικών φορτίων.
	Η επαλληλία με τα μεγέθη που προκύπτουν από την επίλυση για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης, μπορούν να γίνουν με τις μεθόδους που χρησιμοποιούνται και όταν η διέγερση συνίσταται μόνον από τις οριζόντιες συνιστώσες, αρκεί να γίνει η κατάλληλη προσαρμογή (δηλ. μπορεί να γίνει εφαρμογή του κανόνα SRSS για την χωρική επαλληλία αρκεί στην αντίστοιχη σχέση να εισαχθούν τα μεγέθη απόκρισης τα μεγέθη και από τις τρεις συνιστώσες). Τα παραπάνω δίνονται στο εδάφιο 4.3.3.5.2(4) του ΕΚ8, και στο εδάφιο 3.6[2] του ΕΑΚ/2000.	

Εφαρμογή από το ΡΑΦ

Από την μελέτη του παραπάνω πίνακα προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Το φάσμα της κατακόρυφης σεισμικής διέγερσης προκύπτει από το φάσμα της οριζόντιας σεισμικής διέγερσης τόσο κατά τον ΕΚ8 όσο και κατά τον ΕΑΚ/2000. Η διαδικασία προσαρμογής όμως είναι διαφορετική για τους δύο κανονισμούς.
- Οι προϋποθέσεις για την θεώρηση ή όχι της κατακόρυφης σεισμικής διέγερσης είναι διαφορετικές κατά τον ΕΚ8 και τον ΕΑΚ/2000.
- Ο ΕΚ8 επιτρέπει τη χρήση μερικού προσομοιώματος όπως και ο ΕΑΚ/2000.
- Ο ΕΚ8 δεν δίνει συγκεκριμένες οδηγίες για τον υπολογισμό των κατακορύφων σεισμικών φορτίων. Αυτό σημαίνει ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί κάποια δόκιμη μέθοδος όπως αυτή που συστήνει ο ΕΑΚ/2000 αρκεί να γίνει χρήση του συνιστώμενου φάσματος.
- Τόσο ο ΕΚ8 όσο και ο ΕΑΚ/2000 προτείνουν την ίδια διαδικασία επαλληλίας με τα μεγέθη που προκύπτουν από τις οριζόντιες συνιστώσες.

Από τα συμπεράσματα αυτά καθίσταται σαφές ότι η διαδικασία που ακολουθεί το ΡΑΦ για την θεώρηση της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας στα πλαίσια του ΕΚ8, είναι ανάλογη αυτής που ακολουθείται στα πλαίσια του ΕΑΚ/2000.

10. Γενικοί έλεγχοι κτιρίων

10.1 Γενικά

Εφαρμόζοντας τις διατάξεις του ΕΚ8, το ΡΑΦ έχει τη δυνατότητα εκτέλεσης των γενικών ελέγχων που επιβάλλονται για τα κτίρια. Οι έλεγχοι είναι οι εξής:

- (1) Έλεγχος περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων των ορόφων (ΕΚ8, &4.4.3.2)
- (2) Έλεγχος επιρροής φαινομένων δευτέρας τάξης (ΕΚ8, εδάφια 4.4.2.2(2),(3),(4)Ρ).
- (3) Έλεγχος ποσοστού τέμνουσας τοιχωμάτων.
- (4) Έλεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας συστήματος.

Η σκοπιμότητα του κάθε ενός από τους ελέγχους αυτούς, καθώς η περιγραφή κάποιων από τα χαρακτηριστικά τους κατά την εκτέλεση τους από το ΡΑΦ παρουσιάζονται στις παραγράφους που ακολουθούν.

10.2 Έλεγχος περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων των ορόφων

Σκοπός: Ο έλεγχος περιορισμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφων.

Επιβάλλεται για την προστασία των τοιχοπληρώσεων. Εντάσσεται στους ελέγχους περιορισμού των βλαβών, σύμφωνα με την παράγραφο 4.4.3, και είναι αντίστοιχος του ελέγχου γωνιακής παραμόρφωσης του ΕΑΚ/2000. Ο έλεγχος εκτελείται για τις τέσσερις θέσεις μάζας που επιβάλλει ο ΕΚ8 όταν η ανάλυση γίνεται με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, ή για τους τέσσερις συνδυασμούς οριζοντίων στατικών φορτίων που επιβάλλονται όταν η ανάλυση γίνεται με την μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται σε παράθεση οι βασικές παράμετροι και οι διαδικασίες που απαιτούνται για την εκτέλεση του ελέγχου τόσο στα πλαίσια του ΕΚ8 όσο και στα πλαίσια του ΕΑΚ/2000:

	ΕΚ8	ΕΑΚ/2000
	$(d_r \cdot v)/h = [(q \cdot d_e) \cdot v]/h$	$\gamma = \left(\frac{q \cdot \Delta_{ελ}}{2.5 \cdot h} \geq \frac{\Delta_{ελ}}{h} \right)$
Ελεγχόμενη παράμετρος	v είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών.	$\Delta_{ελ}$ Η υπολογιστική σχετική μετακίνηση του ορόφου μετρούμενη κατά τη διεύθυνση του δυσμενέστερου περιμετρικού πλαισίου, λόγω του σεισμικού συνδυασμού δράσεων.
	h Ύψος ορόφου.	
	q Ο συντελεστής συμπεριφοράς.	q Ο συντελεστής συμπεριφοράς.
	d_e Η τιμή της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζοντίων μετακινήσεων d_s για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων.	h Το ύψος του εξεταζόμενου ορόφου
	<u>Σχόλια/διαφορές:</u> Η γενική φιλοσοφία της ελεγχόμενης παραμέτρου είναι σχεδόν η ίδια και στους δύο κανονισμούς. Ωστόσο υφίστανται και διαφορές οι οποίες δεν αλλάζουν τη γενική υπολογιστική διαδικασία, αλλά κυρίως την θεωρητική της βάση. Οι βασικές διαφορές είναι δύο: – Ο ΕΑΚ/2000 συσχετίζει την μορφή της ελεγχόμενης παραμέτρου, από το q ενώ ο ΕΚ8 όχι. – Ο ΕΚ8 εισάγει διαφορετικό επίπεδο σεισμικής δράσης για τον έλεγχο του περιορισμού των βλαβών. Αυτό καθίσταται σαφές στο εδάφιο 2.1(1)Ρ όπου ορίζεται η περίοδος επαναφοράς του αντίστοιχου σεισμού. Ο συντελεστής v έχει στόχο να προσαρμόσει τις μετακινήσεις που υπολογίστηκαν για το σεισμό με τον οποίο γίνονται οι έλεγχοι αστοχίας, στις μετακινήσεις που αντιστοιχούν στον σεισμό με τον οποίον γίνονται οι έλεγχοι περιορισμού των βλαβών. Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα: v=0.4 για κατηγορίες σπουδαιότητας III, IV και v=0.5 για κατηγορίες σπουδαιότητας I, II.	

Θέσεις ελέγχου	Οι στάθμες των ορόφων		Οι στάθμες των ορόφων	
Διευθύνσεις ελέγχου	Χωρίς να διευκρινίζεται σαφώς, η διαφορά των «μέσων οριζοντίων» μετακινήσεων αναφέρεται σε διανύσματα μετακινήσεων τα οποία δεν είναι παράλληλα προς κάποιες διευθύνσεις. Ωστόσο η μη διευκρίνηση αφήνει το περιθώριο εκτέλεσης του ελέγχου σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.		Σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.	
Όρια επιτρεπτών τιμών	$d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h$	Για κτίρια με ψαθυρά μη φέροντα στοιχεία συνδεδεμένα με το φορέα.	$\gamma < 0.005$	Για κτίρια με τοιχοπληρώσεις.
	$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h$	Για κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία		
	$d_r \cdot v \leq 0.010 \cdot h$	Για κτίρια με μη φέροντα στοιχεία με επηρεασμένα από τις παραμορφώσεις του φορέα.	$\gamma < 0.007$	Για κτίρια με λιγότερο ευαίσθητα χωρίσματα.
Διαδικασία ελέγχου	Η βασική παράμετρος του ελέγχου στα πλαίσια και των δύο κανονισμών, είναι η σχετική μετακίνηση δύο διαδοχικών ορόφων. Η διαφορά του ορισμού της όμως δεν διαφοροποιεί την γενική πορεία των υπολογισμών. Έτσι και στα πλαίσια του ΕΚ8 η διαδικασία του ελέγχου μπορεί να είναι παρόμοια με αυτή του αντίστοιχου ελέγχου του ΕΑΚ/2000.			

Εφαρμογή από το ΡΑΦ

Όπως φαίνεται και από την μελέτη του παραπάνω πίνακα, η διαδικασία του ελέγχου μεταξύ του ΕΚ8 και του ΕΑΚ/2000 δεν διαφοροποιείται σχεδόν καθόλου. Οι διαφορές που υφίστανται είναι:

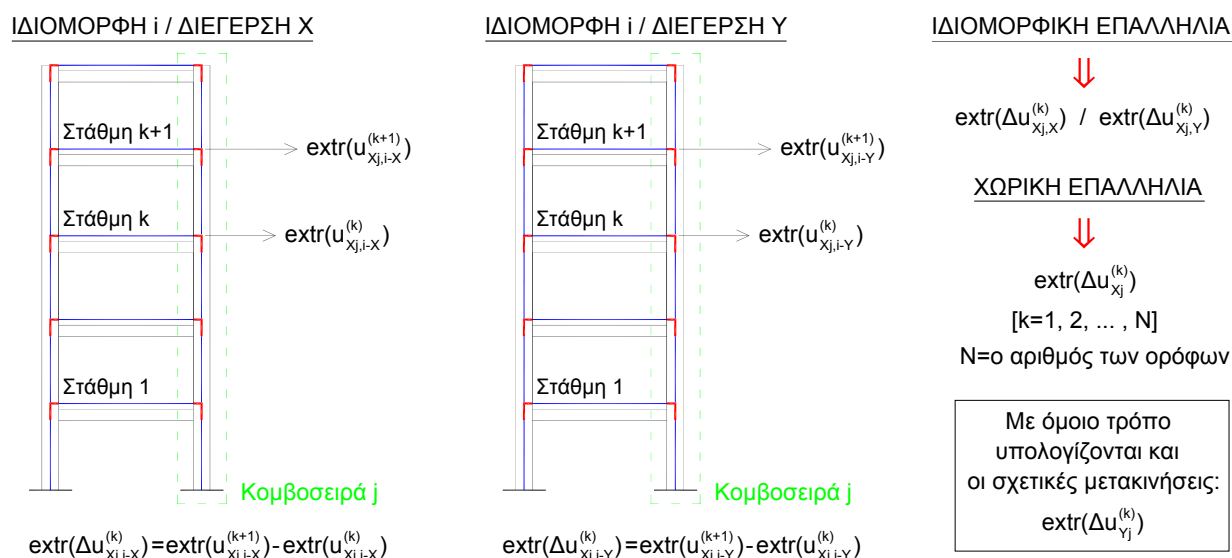
- (α) Διαφορετική σχέση υπολογισμού της εξεταζόμενης παραμέτρου.
- (β) Η σχετική μετακίνηση των ορόφων στα πλαίσια του ΕΚ8 προκύπτει από τη διαφορά των μέσων οριζοντίων μετακινήσεων του κάθε ορόφου, και όχι από τη διαφορά των μετακινήσεων σε κόμβους περιμετρικών πλαισίων όπως προέβλεπε ο ΕΑΚ/2000. Πρόκειται σαφώς για μία σημαντική απλοποίηση που εισάγει ο ΕΚ8.
- (γ) Υπάρχει διαφορετική κατηγοριοποίηση των επιτρεπτών ορίων για την ελεγχόμενη παράμετρο. Οι τρεις προαναφερόμενες διαφοροποιήσεις δεν έχουν το εύρος το οποίο θα δικαιολογούσε την ριζική αναδιάρθρωση της διαδικασίας ελέγχου που αφορά τον ΕΑΚ/2000. Έτσι η γενική διάθρωση της υπολογιστικής διαδικασίας είναι αυτή που περιγράφεται συνοπτικά παρακάτω:

Διαδικασία ελέγχου στα πλαίσια της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης

Ο έλεγχος γίνεται ως εξής:

- (1) Εντοπίζονται από το πρόγραμμα όλες οι κομβοσειρές του κτιρίου (λέγοντας κομβοσειρές εννοούνται οι ομάδες κόμβων οι οποίοι συνδεδεμένοι νοητά συνιστούν μία κατακόρυφη ευθεία, δηλ. μία ευθεία παράλληλη με τον καθολικό άξονα Ζ του κτιρίου).
- (2) Για κάθε κομβοσειρά γίνονται οι εξής υπολογισμοί (βλ. Σχήμα 10.1):
 - (i) Υπολογίζονται οι μέγιστες ιδιομορφικές μετακινήσεις των κόμβων του προσομοιώματος ξεχωριστά για σεισμική διέγερση κατά τον καθολικό άξονα Χ, και για διέγερση κατά τον καθολικό άξονα Υ. Δηλαδή υπολογίζονται για όλους τους κόμβους οι καθολικές πιθανές

- μέγιστες ιδιομορφικές μετακινήσεις $[\text{extr}(u_x)]$ και $[\text{extr}(u_y)]$ διαδοχικά για διέγερση κατά Χ και για διέγερση κατά Υ.
- (ii) Υπολογίζονται οι σχετικές πιθανές μέγιστες ιδιομορφικές μετακινήσεις των ορόφων $[\text{extr}(\Delta u_x)]$ και $[\text{extr}(\Delta u_y)]$, ως οι διαφορές των καθολικών μετακινήσεων $[\text{extr}(u_x)]$ και $[\text{extr}(u_y)]$ δύο διαδοχικών κόμβων της κάθε κομβοσειράς οι οποίες υπολογίστηκαν κατά το προηγούμενο βήμα. Δηλαδή για κάθε κομβοσειρά υπολογίζονται οι σχετικές μέγιστες ιδιομορφικές μετακινήσεις δύο διαδοχικών καθ' ύψος κόμβων διαδοχικά για διέγερση κατά Χ και κατά Υ.
- (iii) Γίνεται κατά σειρά ιδιομορφική (με τον κανόνα CQC) και χωρική (με τον κανόνα SRSS) επαλληλία των τιμών των πιθανών μέγιστων ιδιομορφικών σχετικών μετακινήσεων των ορόφων του κτιρίου που υπολογίστηκαν κατά το προηγούμενο βήμα. Έτσι προκύπτουν οι πιθανές ακραίες τιμές των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων κατά τις διευθύνσεις Χ και Υ του καθολικού συστήματος αναφοράς, για ταυτόχρονη σεισμική διέγερση κατά τις διευθύνσεις των αξόνων αυτών. Δηλαδή υπολογίζονται οι τιμές $\Delta_{\chi\epsilon\lambda}$ και $\Delta_{\gamma\epsilon\lambda}$ που απαιτούνται για τον έλεγχο.



Σχήμα 10.1 Διαδικασία υπολογισμού των πιθανών ακραίων σχετικών μετακινήσεων των ορόφων κατά τις διευθύνσεις Χ και Υ των καθολικών αξόνων του κτιρίου.

- (3) Υπολογίζεται το γινόμενο $(d_r \cdot v)$ για όλες τις κομβοσειρές, μία φορά για τις σχετικές μετακινήσεις κατά την διεύθυνση του καθολικού άξονα Χ και μία φορά για τις σχετικές μετακινήσεις κατά την διεύθυνση του καθολικού άξονα Υ. Έτσι υπολογίζονται οι τιμές των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων $(d_r \cdot v)_{\chi,k}$ και $(d_r \cdot v)_{\gamma,k}$ (όπου k ο αριθμός της στάθμης, σχήμα 10.1)
- (4) Υπολογίζονται οι μέσες τιμές (μέσοι όροι) των σχετικών μετακινήσεων $(d_r \cdot v)_{\chi,k}$ και $(d_r \cdot v)_{\gamma,k}$ για κάθε όροφο, από τις αντίστοιχες τιμές όλων των κομβοσειρών. Δηλαδή υπολογίζονται οι τιμές $\text{av}(d_r \cdot v)_{\chi,k}$ και $\text{av}(d_r \cdot v)_{\gamma,k}$.
- (5) Συγκρίνονται οι μέσες τιμές των σχετικών μετακινήσεων όλων των ορόφων όπως υπολογίστηκαν κατά το προηγούμενο βήμα, με τις οριακές τιμές που δίνονται στον παραπάνω πίνακα, και το κριτήριο είναι να είναι όλες μικρότερες από αυτές.
- (6) Η όλη παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται και για τις τέσσερις θέσεις μάζας.

Διαδικασία ελέγχου στα πλαίσια της Μεθόδου Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης

Ανάλογη είναι και η διαδικασία που ακολουθείται στην συγκεκριμένη περίπτωση. Μοναδικά σημεία που διαφέρουν στην περίπτωση αυτή είναι ότι δεν απαιτείται διαδικασία ανάλογη της ιδιομορφικής επαλληλίας, καθώς και ότι η χωρική επαλληλία γίνεται με βάση τους συνδυασμούς που δίνονται στο σχήμα 9.18.

10.3 Έλεγχος επιρροής φαινομένων δευτέρας τάξης

Σκοπός: Η διερεύνηση για το αν απαιτείται ή όχι η θεώρηση της επιρροής της παραμόρφωσης ενός φορέα, στα μεγέθη έντασης που προκύπτουν από την σεισμική ανάλυση.

Είναι αντίστοιχος του ελέγχου που επιβάλλεται από τον ΕΑΚ/2000 στην παράγραφο 4.1.2.2. Εκτελείται με τον υπολογισμό του συντελεστή θ που δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \quad (10.1)$$

όπου

θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου.

P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων.

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται σύμφωνα με την παράγραφο 4.3.4 του κανονισμού.

V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και

h είναι το ύψος του ορόφου.

Όταν:

- $\theta < 0.10$, τότε η ένταση δευτέρας τάξεως λόγω μεταθετότητας των ορόφων μπορεί να αγνοηθεί.
- $0.10 < \theta < 0.20$, τότε θα πρέπει να ληφθεί υπόψη (προσεγγιστικά) η μεταβολή της έντασης λόγω της σχετικής μεταθετότητας των ορόφων με πολλαπλασιασμό των αποτελεσμάτων της σεισμικής δράσης με τον συντελεστή $[1/(1 - \theta)]$.
- $\theta > 0.30$ τίθεται θέμα αλλαγής της διάταξης ή των διατομών των δομικών στοιχείων του κτιρίου.

Ο υπολογισμός των μετακινήσεων που υπεισέρχονται στον υπολογισμό του συντελεστή θ γίνεται με βάση τις συστάσεις της παραγράφου 4.3.4. Πιο συγκεκριμένα, στο εδάφιο 4.3.4(1)P δηλώνεται ότι εφόσον γίνεται γραμμική ανάλυση τότε οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού θα υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d \cdot d_e$$

όπου

d_s είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού,

q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον q εκτός αν ορίζεται διαφορετικά

d_e είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού σύμφωνα με την παράγραφο 3.2.2.5.

Στο παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται παράλληλα οι διαδικασίες του ελέγχου επιρροής φαινομένων δεύτερης τάξης, σύμφωνα με το ΕΚ8 και τον ΕΑΚ/2000 αντίστοιχα.

	ΕΚ8		ΕΑΚ/2000	
Ελεγχόμενη παράμετρος	$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} = \frac{P_{\text{tot}}}{V_{\text{tot}}} \cdot \left(\frac{q \cdot d_e}{h} \right)$		$\theta = \frac{N_{\text{ολ}} \cdot \Delta}{V_{\text{ολ}} \cdot h} = \left(\frac{N_{\text{ολ}}}{V_{\text{ολ}}} \right) \cdot \left(\frac{q \cdot \Delta_{\text{ελ}}}{h} \right)$	
	P_{tot}	Η συνολική αξονική δύναμη του εξεταζόμενου ορόφου υπό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων.	$N_{\text{ολ}}$	Η συνολική αξονική δύναμη του εξεταζόμενου ορόφου υπό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων.
	V_{tot}	Η συνολική τέμνουσα δύναμη του εξεταζόμενου ορόφου υπό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων.	$V_{\text{ολ}}$	Η συνολική τέμνουσα δύναμη του εξεταζόμενου ορόφου υπό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων.
	h	Το ύψος του εξεταζόμενου ορόφου	h	Το ύψος του εξεταζόμενου ορόφου
	q	Ο συντελεστής συμπεριφοράς	q	Ο συντελεστής συμπεριφοράς
	d_e	Η τιμή της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων.	$\Delta_{\text{ελ}}$	Η υπολογιστική σχετική μετακίνηση του ορόφου μετρούμενη κατά τη διεύθυνση του δυσμενέστερου περιμετρικού πλαισίου, λόγω του σεισμικού συνδυασμού δράσεων.
<u>Σχόλια/διαφορές:</u> Όπως είναι φανερό η μόνη, αλλά σημαντική διαφορά στον τρόπο υπολογισμού του θ αφορά στον υπολογισμό της τιμής της σχετικής μετακίνησης των ορόφων. Σαφώς η διαδικασία υπολογισμού της συγκεκριμένης παραμέτρου που προτείνεται από τον ΕΚ8 είναι απλούστερη από την αντίστοιχη διαδικασία που προτείνει ο ΕΑΚ/2000.				
Θέσεις ελέγχου	Οι στάθμες των ορόφων		Οι στάθμες των ορόφων	
Διευθύνσεις ελέγχου	Χωρίς να διευκρινίζεται σαφώς, η διαφορά των «μέσων οριζοντίων» μετακινήσεων αναφέρεται σε διανύσματα μετακινήσεων τα οποία δεν είναι παράλληλα προς κάποιες διευθύνσεις. Ωστόσο η μη διευκρίνηση αφήνει το περιθώριο εκτέλεσης του ελέγχου σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.		Σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις. (Όταν η ανάλυση γίνεται με ΔΦΜ οι διευθύνσεις αυτές είναι οποιεσδήποτε. Όταν γίνεται εφαρμογή της ΑΦΜ οι διευθύνσεις αυτές είναι οι διευθύνσεις των κυρίων αξόνων)	
Όρια επιτρεπτών τιμών του θ	$\theta < 0.1$	Η ένταση δευτέρας τάξεως λόγω μεταθετότητας των ορόφων μπορεί να αγνοηθεί.	$\theta < 0.1$	Η ένταση δευτέρας τάξεως λόγω μεταθετότητας των ορόφων μπορεί να αγνοηθεί.
	$0.1 < \theta < 0.2$	Προσεγγιστική θεώρηση των φαινομένων δευτέρας τάξης με πολλ/σμό των αποτελεσμάτων της σεισμικής δράσης με τον συντελεστή $[1/(1 - \theta)]$.	$0.1 < \theta < 0.2$	Προσεγγιστική θεώρηση των φαινομένων δευτέρας τάξης με πολλ/σμό των αποτελεσμάτων της σεισμικής δράσης με τον συντελεστή $[1/(1 - \theta)]$.
	$\theta > 0.3$	Δεν επιτρέπεται	$\theta > 0.2$	Δεν επιτρέπεται
	<u>Σχόλια/διαφορές:</u> Δεν υφίστανται διαφορές πέραν του ανωτάτου επιτρεπτού όριου του θ .			
Διαδικασία ελέγχου	Πέραν του διαφορετικού ορισμού της σχετικής μετακίνησης των ορόφων, όλες οι υπόλοιπες λεπτομέρειες των δύο κανονισμών είναι σχεδόν ίδιες. Άρα και η διαδικασία ελέγχου στα πλαίσια του ΕΚ8 μπορεί να είναι ανάλογη της διαδικασίας ελέγχου στα πλαίσια του ΕΑΚ/2000.			

Εφαρμογή από το ΡΑΦ

Όπως προκύπτει από τη μελέτη του παραπάνω πίνακα οι διαφορές στους απαιτούμενους υπολογισμούς κατά τον ΕΚ8 και τον ΕΑΚ/2000 είναι ελάχιστες και επί της ουσίας συνοψίζονται στον τρόπο ορισμού της σχετικής μετακίνησης των ορόφων. Όπως και στην περίπτωση του ελέγχου περιορισμού των σχετικών παραμορφώσεων των ορόφων που παρουσιάστηκε στην προηγούμενη παράγραφο, έτσι και στον συγκεκριμένο έλεγχο η σχετική μετακίνηση των ορόφων κατά τον ΕΚ8 είναι η διαφορά των μέγιστων οριζοντίων μετακινήσεων δύο διαδοχικών ορόφων, ενώ κατά τον ΕΑΚ/2000 είναι η σχετική μετακίνηση κατά τη διεύθυνση του δυσμενέστερου περιμετρικού πλαισίου. Έτσι και εφόσον η διαφορά των δύο κανονισμών συνίσταται μόνον σε αυτό το σημείο, το ΡΑΦ εκτελεί τον έλεγχο όπως τον περιγράφει ο ΕΚ8 με βάση την υπολογιστική διαδικασία με την οποία γίνεται ο έλεγχος στα πλαίσια του ΕΑΚ/2000 λαμβάνοντας όμως υπόψη την συγκεκριμένη διαφοροποίηση. Παρακάτω παρουσιάζεται συνοπτικά η αλληλουχία των υπολογισμών.

Διαδικασία ελέγχου στα πλαίσια της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης

Η εκτέλεση του ελέγχου επιρροής των φαινομένων β' τάξης από το ΡΑΦ ξεκινά όπως και στην περίπτωση του ελέγχου περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων των ορόφων (Παράγραφος 10.3) από τις ήδη προσδιορισμένες από το πρόγραμμα κομβοσειρές. Έτσι με προσδιορισμένες τις κομβοσειρές, εκτελείται η παρακάτω σειρά υπολογισμών ξεχωριστά για κάθε μία από τις τέσσερις θέσεις μάζας:

- (1) Υπολογίζονται οι συνολικές αξονικές δυνάμεις των (N) ορόφων του κτιρίου ως άθροισμα των αξονικών δυνάμεων όλων των κατακόρυφων στοιχείων στον κόμβο πέρατος τους για το μη σεισμικό τμήμα του σεισμικού συνδυασμού: $G+\psi_2 \cdot Q$. Δηλαδή υπολογίζονται οι δυνάμεις $N_{ol,i}$ (όπου i ο αριθμός του ορόφου).
- (2) Υπολογίζονται οι συνολικές ιδιομορφικές τέμνουσες δυνάμεις των (N) ορόφων του κτιρίου κατά την διεύθυνση των καθολικών αξόνων X και Y, ως αθροίσματα των αντίστοιχων τέμνουσών δυνάμεων όλων των κατακόρυφων στοιχείων στον κόμβο πέρατος τους. Δηλαδή υπολογίζονται για κάθε όροφο i οι συνολικές τέμνουσες $V_{ol,X}(j)$ και $V_{ol,Y}(j)$, όπου j είναι ο αριθμός ιδιομορφής.
- (3) Υπολογίζονται οι ιδιομορφικές τιμές των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων για όλες τις κομβοσειρές με βάση τα παρακάτω βήματα:
 - Υπολογισμός των ιδιομορφικών μετακινήσεων των κόμβων κατά τις διευθύνσεις των καθολικών αξόνων X, Y. Δηλαδή υπολογισμός των μετακινήσεων: $U_X(j)$ και $U_Y(j)$.
 - Υπολογισμός των ιδιομορφικών σχετικών μετακινήσεων των ορόφων ως διαφορών των καθολικών μετακινήσεων δύο διαδοχικών κόμβων της κάθε κομβοσειράς οι οποίες υπολογίστηκαν κατά το προηγούμενο βήμα. Δηλαδή σε κάθε όροφο i για κάθε κομβοσειρά k, και για κάθε ιδιομορφή j υπολογίζονται οι σχετικές μετακινήσεις: $\Delta U_{X,k}^i(j)$ και $\Delta U_{Y,k}^i(j)$.
 - Οι σχετικές ιδιομορφικές μετακινήσεις πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή συμπεριφοράς q.
- (4) Με βάση τα εξαγόμενα των προηγούμενων τριών βημάτων εφαρμόζεται για κάθε ιδιομορφή η σχέση (10.1), και έτσι υπολογίζονται οι ιδιομορφικές τιμές του συντελεστή θ κατά την διεύθυνση του καθολικού άξονα X και κατά την διεύθυνση του καθολικού άξονα Y. Δηλαδή υπολογίζονται οι τιμές $\theta_X(j)$ και $\theta_Y(j)$.

- (5) Γίνεται κατά σειρά ιδιομορφική (με τον κανόνα CQC) και χωρική (με τον κανόνα SRSS) επαλληλία και υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές των συντελεστών θ_x και θ_y . Δηλαδή υπολογίζονται οι τιμές $\text{extr}\theta_x$ και $\text{extr}\theta_y$. Υπενθυμίζεται ότι οι τιμές αυτές υπολογίζονται για κάθε κομβοσειρά.
- (6) Υπολογίζονται οι ανά όροφο i μέσες τιμές των $\text{extr}\theta_x$ και $\text{extr}\theta_y$ από όλες τις κομβοσειρές (στο σημείο αυτό συνίσταται η διαφορά μεταξύ ΕΚ8 και ΕΑΚ/2000 καθώς στο συγκεκριμένο σημείο ο δεύτερος απαιτεί τον εντοπισμό των μέγιστων τιμών των $\text{extr}\theta_x$ και $\text{extr}\theta_y$ από όλες τις κομβοσειρές), και οι τιμές αυτές είναι οι τελικές τιμές ελέγχου με τις οποίες ελέγχεται αν τηρούνται τα όρια $\theta < 0.1$ και $0.1 < \theta < 0.2$.
- (7) Ο όλος υπολογισμός γίνεται και για τις τέσσερις θέσεις μάζας. Εφόσον για κάποιες από αυτές προκύψουν τιμές για το θ_x ή το θ_y στο διάστημα (0.1,0.2), τότε υπολογίζεται ο επαυξητικός συντελεστής $[1/(1 - \theta)]$ με τον οποίον πολλαπλασιάζονται τα εντασιακά μεγέθη που προκύπτουν από τις ανάλυσεις για τις συγκεκριμένες θέσεις μάζας. Εάν για μία από τις θέσεις μάζας προκύψει τιμή του $\theta > 0.2$ τότε το πρόγραμμα ειδοποιεί το χρήστη με ένα ειδικό σύμβολο επισήμανσης, έτσι ώστε αυτός να πάρει τα ανάλογα μέτρα.

Διαδικασία ελέγχου στα πλαίσια της Μεθόδου Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης

Όσον αφορά στην εκτέλεση του ελέγχου στα πλαίσια της Μεθόδου Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης, θα πρέπει να τονιστεί ότι αυτός γίνεται ξεχωριστά για κάθε μία από τις τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης με οριζόντια ισοδύναμα στατικά φορτία που δίνονται στο σχήμα 9.18 (καταστάσεις E_{Imin} , E_{Imax} , E_{IImin} , E_{IImax}). Για κάθε μία από τις περιπτώσεις αυτές, και χωρίς να γίνει χωρική επαλληλία, υπολογίζονται οι αντίστοιχες τιμές του θ_I (για τις περιπτώσεις E_{Imin} , E_{Imax}), και του θ_{II} (για τις περιπτώσεις E_{IImin} , E_{IImax}). Οι συγκρίσεις με τις οριακές τιμές 0.1, 0.2 γίνονται όπως και προηγουμένως.

10.4 Έλεγχος κατάταξης του κτιρίου στις κατηγορίες κτιρίων σκυροδέματος

Στα πλαίσια του ΕΚ8 σημαντικό ρόλο κατέχει η κατάταξη ενός κτιρίου εντός μίας εκ των κατηγοριών των κτιρίων σκυροδέματος οι οποίες παρατίθενται στην παράγραφο 5.2.2.1 και αφορούν στις κατηγορίες κτιρίων με βάση το στατικό τους σύστημα. Στα πλαίσια της διαδικασίας κατάταξης, θα πρέπει να γίνουν δύο έλεγχοι για κάθε κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος:

- (1) Έλεγχος για το ποσοστό της διατμητικής αντοχής που αναλογεί στα πλαίσια και τα τοιχώματα του κτιρίου στη βάση του.
- (2) Έλεγχος στρεπτικά ευκάμπτου συστήματος.

Παρακάτω θα γίνει ξεχωριστή αναφορά στις λεπτομέρειες και στη σκοπιμότητα εκτέλεσης των δύο αυτών ελέγχων.

10.4.1 Έλεγχος για το ποσοστό της διατμητικής αντοχής που αναλογεί στα πλαίσια και τα τοιχώματα του κτιρίου στη βάση του.

Για τον έλεγχο αυτό ο ΕΚ8 επιτρέπει εναλλακτικά την αντικατάσταση του ποσοστού διατμητικής αντοχής από το ποσοστό των τεμνουσών στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Η δυνατότητα αυτή καθιστά τον συγκεκριμένο έλεγχο ακριβώς ανάλογο του ελέγχου επάρκειας τοιχωμάτων που επιβάλλει ο ΕΑΚ/2000 στην παράγραφο 4.1.4.2. Οι ομοιότητες και οι διαφορές των ελέγχων όπως τους προδιαγράφουν οι δύο κανονισμοί δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

	ΕΚ8		ΕΑΚ/2000	
Ελεγχόμενη παράμετρος	Το ποσοστό της τέμνουσας που παραλαμβάνουν πλαίσια και τοιχώματα κατά τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων.		Το ποσοστό της τέμνουσας που παραλαμβάνουν πλαίσια και τοιχώματα κατά τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων.	
Θέσεις ελέγχου	Η βάση του κτιρίου.		Η βάση του κτιρίου.	
Διευθύνσεις ελέγχου	Σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις: Στην ΙΑΦΑ οι διευθύνσεις αυτές είναι οποιεσδήποτε. Στην ΜΑΟΦ είναι οι διευθύνσεις των κυρίων αξόνων αν και δεν ορίζονται σαφώς από τον κανονισμό.		Σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις: Στην ΔΦΜ οι διευθύνσεις αυτές είναι οποιεσδήποτε. Στην ΑΦΜ είναι οι διευθύνσεις των κυρίων αξόνων.	
Όρια τιμών	$V_{TOIX}>0.65\cdot V_{OL}$	Το κτίριο ανήκει στην κατηγορία κτιρίων με σύστημα πλάστιμων τοιχωμάτων.	$V_{TOIX}>0.6\cdot V_{OL}$	Το κτίριο θεωρείται ότι έχει επαρκή τοιχώματα.
	$V_{TOIX}<0.65\cdot V_{OL}$ $V_{TOIX}>0.50\cdot V_{OL}$	Το κτίριο ανήκει στην κατηγορία κτιρίων με διπλό σύστημα ισοδύναμο προς σύστημα τοιχωμάτων.		
	$V_{TOIX}<0.50\cdot V_{OL}$	Το κτίριο ανήκει στην κατηγορία κτιρίων με πλαισιωτό σύστημα ή διπλό ισοδύναμο προς πλαισιωτό.	$V_{TOIX}<0.6\cdot V_{OL}$	Το κτίριο δεν θεωρείται ότι έχει επαρκή τοιχώματα.
Αποτέλεσμα ελέγχου	Α) Ανάλογα με την κατηγορία που ανήκει το κτίριο επιλέγεται και ο αντίστοιχος συντελεστής συμπεριφοράς q (Παρ. 5.2.2.2). Β) Κτίρια που ανήκουν στην κατηγορία κτιρίων με πλαισιωτό σύστημα ή διπλό ισοδύναμο προς πλαισιωτό, θα πρέπει να ελέγχονται με ικανοτικό έλεγχο κόμβων στην διεύθυνση ελέγχου κατά την οποία ανήκουν στις συγκεκριμένες κατηγορίες (Εδάφιο 4.4.2.3(4)).		Το κτίριο, εφόσον τα τοιχώματα πέραν από επαρκή είναι και κατάλληλα τοποθετημένα, μπορεί να απαλλαγεί από τον έλεγχο αποφυγής σχηματισμού μηχανισμού ορόφου.	
Διαδικασία ελέγχου	Η διαδικασία ελέγχου είναι κοινή και για τους δύο κανονισμούς. Η μόνη διαφορά που μπορεί να σημειωθεί αφορά τα όρια των τεμνουσών που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα. Πρόκειται όμως για μία διαφορά που δεν διαφοροποιεί την συνολική υπολογιστική διαδικασία.			

Εφαρμογή από το ΡΑΦ

Το ΡΑΦ εκτελεί τον έλεγχο ποσοστού τέμνουσας των τοιχωμάτων τόσο στα πλαίσια της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης όσο και στα πλαίσια της Μεθόδου Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης. Ο έλεγχος εκτελείται **μόνον** στον ισόγειο όροφο, και σε ορόφους στους οποίους ενδεχομένως διακόπτονται κάποια από τα τοιχώματα όπως περιγράφεται παρακάτω. Το ΡΑΦ δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη – πέραν του ελέγχου που γίνεται αυτόματα στο ισόγειο – να κάνει τον έλεγχο σε όποια στάθμη του κτιρίου που μελετά, υπάρχει διακοπή τοιχωμάτων.

Διαδικασία ελέγχου στα πλαίσια της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης

- (α) Επιλύεται το κτίριο με οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις που έχουν διεύθυνση τόσο κατά τον καθολικό άξονα Χ όσο και κατά τον καθολικό άξονα Υ. Οι κατανομές των δυνάμεων αυτών ακολουθούν τις οδηγίες του ΕΚ8.
- (β) Υπολογίζονται οι συνολικές τέμνουσες του ελεγχόμενου ορόφου στις διεθύνσεις των καθολικών αξόνων Χ και Υ. Δηλαδή υπολογίζονται οι τέμνουσες $V_{X,ολ}$ και $V_{Y,ολ}$.
- (γ) Υπολογίζονται οι συνολικές τέμνουσες που παραλαμβάνουν τα στοιχεία του κτιρίου τα οποία έχουν εισαχθεί ως τοιχώματα, κατά τις διεθύνσεις των καθολικών αξόνων Χ και Υ. Για το σκοπό αυτό το ΡΑΦ έχει ορισμένο κατά σύμβαση τον τοπικό άξονα της διατομής των τοιχωμάτων κατά την διεύθυνση του οποίου θεωρείται ότι υφίσταται η λειτουργία τοιχώματος. Έτσι εντοπίζονται οι τέμνουσες δυνάμεις οι οποίες έχουν την διεύθυνση του άξονα αυτού και αθροίζονται έτσι ώστε να προκύψουν οι συνολικές τέμνουσες $V_{X,τοιχ}$ και $V_{Y,τοιχ}$. Σε περίπτωση κατά την οποία ένα τοίχωμα δεν έχει την διεύθυνση ενός εκ των δύο καθολικών αξόνων Χ ή Υ, τότε η τέμνουσα του κατά την διεύθυνση του άξονα λειτουργίας τοιχώματος, ανάγεται στις διευθύνσεις ελέγχου και μετά εισάγεται στο γενικό άθροισμα.
- (γ) Υπολογίζονται οι λόγοι $n_{vX}=V_{X,τοιχ}/V_{X,ολ}$ και $n_{vY}=V_{Y,τοιχ}/V_{Y,ολ}$ με τους οποίους ελέγχεται σε ποιά από τις κατηγορίες στατικών συστημάτων ανήκει το κτίριο κατά την διεύθυνση των μελετούμενων αξόνων.

Διαδικασία ελέγχου στα πλαίσια της Μεθόδου Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης

Γίνεται με παρόμοια διαδικασία. Η βασική διαφορά είναι ότι στην παρούσα περίπτωση, οι έλεγχοι γίνονται για κάθε μία από τις τέσσερις επιλύσεις της μεθόδου (βλ. σχήμα 9.18) και εξάγονται οι μέσες τιμές του n_v αφενώς από τις δύο επιλύσεις κατά την διεύθυνση του ενός κύριου άξονα και αφετέρου από τις δύο επιλύσεις κατά την διεύθυνση του δεύτερου κύριου άξονα.

10.4.2 Έλεγχος στρεπτικά ευκάμπτου συστήματος.

Με το προηγούμενο έλεγχο επιτυγχάνεται η κατάταξη του κτιρίου σε μία από τις κατηγορίες στατικών συστημάτων σύμφωνα με την παράγραφο 5.2.2.1 και τους ορισμούς της παραγράφου 5.1.2.

Ωστόσο, σύμφωνα τα εδάφια 5.2.2.1(4)P, (6) όσα κτίρια τα οποία με βάση το κριτήριο του ποσοστού της τέμνουσας βάσης κατατάσσονται σε μία από τις κατηγορίες στατικών συστημάτων, δεν έχουν μία ελάχιστη προκαθορισμένη στρεπτική δυσκαμψία θα πρέπει να κατατάσσονται στα στρεπτικώς εύκαμπτα συστήματα.

Αυτό σημαίνει, ότι πέραν του ελέγχου του ποσοστού της τέμνουσας βάσης που παραλαμβάνεται από τα πλαίσια και τα τοιχώματα, θα πρέπει να γίνεται επιπλέον και έλεγχος της στρεπτικής ευκαμψίας.

Ο έλεγχος αυτός σύμφωνα με το εδάφιο 5.2.2.1(4)P γίνεται με έλεγχο της συνθήκης (4.1b) του εδαφίου 4.2.3.2(6) η οποία είναι:

$$r_x \geq I_s \text{ και } r_y \geq I_s$$

όπου

r_x είναι η «ακτίνα δυστρεψίας», δηλ. η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψίας προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση y (Αντίστοιχος είναι και ο ορισμός της r_y):

$$r_x = \sqrt{\frac{K_t}{K_y}} \text{ και } r_y = \sqrt{\frac{K_t}{K_x}}$$

και

I_s είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου (α) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου προς (β) την μάζα της πλάκας του ορόφου):

$$I_s = \sqrt{\frac{J_m}{m}}$$

Ο υπολογισμός της ακτίνας δυστροπίας κατά τις διευθύνσεις ελέγχου x και y θα πρέπει να γίνει σύμφωνα με το εδάφιο 4.2.3.2(7) και (8) ως προς το κέντρο μεταφορικής δυσκαμψίας. Σε πολυώροφα κτίρια, όπως είναι γνωστό, μόνον κατά προσέγγιση μπορεί να οριστεί το κέντρο μεταφορικής δυσκαμψίας. Στο εδάφιο 4.2.3.2(8) δίνονται προϋποθέσεις για τον απλουστευμένο ορισμό του κέντρου δυσκαμψίας. Ωστόσο δηλώνεται ότι στα Εθνικά προσάρτηματα μπορεί να γίνεται αναφορά σε ορισμό του κέντρου δυσκαμψίας είτε ισχύουν είτε όχι οι προϋποθέσεις για τον απλουστευμένο ορισμό.

Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα:

Η παραπομπή σε ορισμούς του κέντρου της δυσκαμψίας και της ακτίνας δυσκαμψίας σε πολυώροφα κτίρια, τα οποία πληρούν ή όχι τους όρους (α) και (β) του 4.2.3.2(8) μπορεί να γίνει στην Παράγραφο 3.3.3 και το Παράρτημα ΣΤ του ΕΑΚ2000 και τα σχετικά σχόλια.

Σύμφωνα με το εδάφιο 4.2.3.2 ο έλεγχος με τη σχέση (4.1b) θα πρέπει να γίνει σε κάθε στάθμη, και για τις δύο ορθογώνιες διευθύνσεις στις οποίες θεωρείται ότι ενεργεί η σεισμική διέγερση.

Η διαδικασία του υπολογισμού είναι η εξής:

(Δ) Υπολογισμός στατικών εκκεντροτήτων e_{ox} και e_{oy} .

Σύμφωνα με το εδάφιο 4.2.3.2(6), στα πλαίσια του ελέγχου για την εκπλήρωση ή όχι των κριτηρίων κανονικότητας των κτιρίων απαιτείται η εκπλήρωση – πέραν της συνθήκης (4.1b) – της συνθήκης:

$$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x \text{ και } e_{oy} \leq 0.30 \cdot r_y$$

Οι παραπάνω συνθήκες θα πρέπει να εκπληρώνονται σε κάθε στάθμη του υπό εξέταση κτιρίου. Ο υπολογισμός των στατικών εκκεντροτήτων κατά την διεύθυνση δύο κάθετων μεταξύ τους αξόνων, προϋποθέτει τον προσδιορισμό της θέσης του ελαστικού άξονα του κτιρίου. Όπως είναι γνωστό ο άξονας αυτός μόνον προσεγγιστικά μπορεί να προσδιοριστεί στην γενική περίπτωση των πολυωρόφων κτιρίων με μικτό φέροντα οργανισμό (δηλ. πλαίσια και τοιχώματα). Στην γενική αυτή περίπτωση, ορίζεται ο πλασματικός ελαστικός άξονας. Όσοσο χρειάζεται προσοχή στην περίπτωση κατά την οποία υπάρχουν σημαντικές διαφοροποιήσεις στα εμβαδά των ορόφων (δηλ. μείωση ή διαδοχικές καθ' ύψος μειώσεις των εμβαδών) οι οποίες επιφέρουν σημαντικές καθ' ύψος αποκλίσεις των κέντρων μάζας από μία κατακόρυφη ευθεία. Στις περιπτώσεις αυτές καλό είναι να μην γίνεται έλεγχος των στατικών εκκεντροτήτων με βάση τον προσδιορισμό ενός (πλασματικού) ελαστικού άξονα για όλη την κατασκευή. Στις περιπτώσεις αυτές είναι πιο δόκιμος ο έλεγχος να γίνεται ανά όροφο ξεχωριστά. Η συγκεκριμένη διαδικασία ακολουθείται από το ΡΑΦ.

11. Έλεγχος κινητότητας φορέα και αποτελεσμάτων ανάλυσης

Στα πλαίσια της προσπάθειας για την εξασφάλιση της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων της ανάλυσης από το ΡΑΦ εκτελούνται έλεγχοι οι οποίοι αφορούν:

- (α) Την ενδεχόμενη κινητικότητα τμημάτων της κατασκευής ή όλης της κατασκευής.
- (β) Έλεγχος ισορροπίας όλης της κατασκευής, των κόμβων, καθώς και των διαφραγμάτων της.

11.1 Έλεγχος κινητότητας

Οι έλεγχοι κινητότητας τμημάτων μίας κατασκευής Ο/Σ δεν είναι πολύ κρίσιμοι. Ο λόγος είναι ότι η μονολιθικότητα στην σύνδεση των δομικών στοιχείων κατασκευών Ο/Σ προσδίδει υψηλούς βαθμούς εσωτερικής υπεραστικότητας και καθιστά απειροελάχιστο το πρόβλημα ενδεχόμενης κινητότητας. Όσον αφορά στις συνθήκες κινητότητας όλης της κατασκευής, το ΡΑΦ τοποθετεί αυτόματα στην στάθμη θεμελίωσης των κτιρίων, τα οποία είναι επιθυμητό να λυθούν χωρίς την προσθήκη της θεμελίωσης τους, πακτώσεις απομακρύνοντας τον κίνδυνο πλημμελούς στήριξης λόγω ασυνείδητου λάθους από το χρήστη. Ακόμα όμως και στην περίπτωση κατά την οποία αφαιρεθούν όλες οι στηρίξεις, το πρόγραμμα βγάζει κατάλληλο μήνυμα προειδοποιώντας ότι η στήριξη όλου του κτιρίου είναι πλημμελής, και δεν προχωρά σε καμία προσπάθεια επίλυσης. Φυσικά, στην περίπτωση κτιρίων στα προσομοιώματα των οποίων έχει προστεθεί η θεμελίωση, δεν τίθεται θέμα κινδύνου κίνησης στερεού σώματος κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (καθολικός άξονας Z), καθώς τα στοιχεία θεμελίωσης είναι όλα ελαστικώς εδραζόμενα και η έδραση αυτή εισάγεται, όπως τονίστηκε και στις σχετικές παραγράφους, αυτόματα χωρίς να υπάρχει κίνδυνος λάθους από το χρήστη. Όσον αφορά τον ενδεχόμενο κίνδυνο κίνησης στερεού σώματος στο οριζόντιο καθολικό επίπεδο X-Y, το ΡΑΦ δεσμεύει αυτόματα τους αντίστοιχους βαθμούς ελευθερίας και επομένως απαλείφεται και αυτός.

11.2 Έλεγχος αποτελεσμάτων της ανάλυσης.

Το ΡΑΦ έχει ενσωματωμένους αυτοελέγχους των αποτελεσμάτων του, οι οποίοι αφορούν ελέγχους ισορροπίας δυνάμεων στο καθολικό σύστημα αναφοράς OXYZ και είναι οι ακόλουθοι:

- (α) Έλεγχος ισορροπίας κόμβων: Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις, από τις οποίες η πρώτη αφορά κόμβους οι οποίοι ανήκουν σε κάποιο διάφραγμα, και η δεύτερη κόμβους που δεν ανήκουν σε ένα διάφραγμα. Στην πρώτη περίπτωση ο έλεγχος ισορροπίας αφορά τις δυνάμεις των κόμβων οι οποίες δεν αντιστοιχούν σε βαθμούς ελευθερίας οι οποίοι είναι συζευγμένοι με την λειτουργία διαφράγματος (βλ. παράγραφο 8.2.2.). Έτσι για τους κόμβους αυτούς ελέγχονται οι ισορροπίες: $F_z=0$, $M_x=0$ και $M_y=0$. Αντίθετα στην περίπτωση που ένας κόμβος δεν ανήκει σε κάποιο διάφραγμα, ελέγχονται οι δυνάμεις που αντιστοιχούν σε όλους τους βαθμούς ελευθερίας, δηλ.: $F_x=0$, $F_y=0$, $F_z=0$, $M_x=0$, $M_y=0$ και $M_z=0$.
- (β) Έλεγχος ισορροπίας διαφραγμάτων: Πραγματοποιούνται στην περίπτωση επίλυσης ενός κτιρίου με στατικά φορτία που βρίσκονται εντός του επιπέδου τους (δηλ. εντός του καθολικού επιπέδου XY). Στα πλαίσια των ελέγχων αυτών διερευνάται αν τα εξωτερικά φορτία που ασκούνται σε ένα διάφραγμα εξισορροπούνται από τις δυνάμεις (τέμνουσες και στρεπτικές ροπές) όλων των κατακόρυφων στοιχείων. Πρόκειται επομένως για τους ελέγχους: $F_x=0$, $F_y=0$ και $M_z=0$ οι οποίοι αναφέρονται σε δυνάμεις και ροπές που αντιστοιχούν στους συζευγμένους βαθμούς ελευθερίας λόγω της λειτουργίας του διαφράγματος (βλ. παράγραφο 8.2.2.).

(γ) Έλεγχοι καθολικής ισορροπίας του κτιρίου: Πρόκειται για τους ελέγχους ισορροπίας όλων των δυνάμεων που ασκούνται στην κατασκευή: των εξωτερικών φορτίων που δρούν στο κτίριο, των αντιδράσεων των ακλόνητων ή των ελαστικών στηρίξεων, των αντιδράσεων των πεδίων και των κατανεμημένων αντιδράσεων των πεδιλοδοκοκών ή των συνδετήριων δοκών. Φυσικά ελέγχεται η ισορροπία των τριών δυνάμεων (F_x , F_y , F_z) και των ροπών (M_x , M_y , M_z) ως προς την αρχή του καθολικού συστήματος αναφοράς.

Κλείνοντας θα πρέπει να αναφερθεί ότι όλοι οι έλεγχοι ισορροπίας αφορούν μόνον περιπτώσεις στατικών φορτίων (και ιδιομορφών) και όχι περιπτώσεις κατά τις οποίες τα μεγέθη έντασης προκύπτουν από ΔΦΜ. Ο λόγος είναι ότι τα μεγέθη έντασης που προκύπτουν από την ΔΦΜ δεν είναι μεγέθη που εμφανίζονται όλα ταυτόχρονα την ίδια στιγμή σε κάποιο κόμβο. Όπως είναι γνωστό, τα μεγέθη αυτά είναι τα πιθανά ακραία και προκύπτουν από στατιστική επεξεργασία (βλ. π.χ. [8], [10], [50]). Ακόμα και τα μεγέθη που χαρακτηρίζονται ως πιθανά ταυτόχρονα δεν πάουν να είναι και αυτά πιθανά, δηλ. τα μεγέθη που κατά πάσα πιθανότητα θα εμφανιστούν σε μία διατομή όταν κάποιο άλλο μέγεθος θα λάβει την επίσης πιθανή ακραία τιμή του. Επομένως με τα μεγέθη αυτά δεν μπορεί να γίνει έλεγχος ισορροπίας.

Επίσης μία μικρή αναφορά θα πρέπει να γίνει και για την δυνατότητα του προγράμματος να εμφανίζει στην περίπτωση θεμελίωσης με πεδιλοδοκούς, την συνολική αντίδραση της συνεχούς ελαστικής έδρασης της κάθε πεδιλοδοκού και τη θέση του σημείου εφαρμογής της. Επίσης εμφανίζει την θέση και την τιμή της συνολικής κατακόρυφης αντίδρασης όλης της θεμελίωσης. Οι υπολογισμοί αυτοί, με βάση το σκεπτικό που εκτέθηκε πιο πάνω, γίνονται μόνον για τις περιπτώσεις στατικών φορτίων και βοηθούν πολύ το χρήστη να αποκτήσει μία γενική εικόνα για τον βαθμό εκκεντρότητας της συνολικής αντίδρασης των δυνάμεων που δρούν στο κτίριο.

12. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Αβραμίδης Ι.Ε. (2001), «Αριθμητικές Μέθοδοι Ανάλυσης Κατασκευών - Εισαγωγή στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και στις μεθόδους προσομοίωσης κατασκευών», Πανεπιστημιακές Σημειώσεις, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ.
- [2] Bathe K.-J., "Finite Element Procedures in Engineering Analysis", Prentice Hall Inc. (1996), New Jersey USA.
- [3] Παπαδρακάκης Μ. (2001), «Ανάλυση Φορέων με τη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων», Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα.
- [4] Bhatt P., "Programming the Dynamic Analysis of Structures", Spon Press (2002), London UK.
- [5] Reddy J.N., "An Introduction to the Finite Element Method", Second Edition, McGraw-Hill, Engineering Mechanics Series (1993), New York USA.
- [6] Τσαμασφύρος Γ.Ι., και Θεοτόκογλου Ε.Ε., "Η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων", Αθήνα 1994.
- [7] Αβραμίδης Ι.Ε., «Ακριβή μητρώα δυσκαμψίας και μεταφοράς της ελαστικής εδραζόμενης δοκού με αξονικό φορτίο κατά τη θεωρία 2ης τάξης καθώς και για όλες τις υποπεριπτώσεις». Μονογραφία. Επιστημονική Επετηρίδα της Πολυτεχνικής Σχολής του Α.Π.Θ. / Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Τόμος Θ', 1982β.
- [8] Αναστασιάδης Κ. (1991), «Αντισεισμικές Κατασκευές», Α' Έκδοση, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
- [9] Αναστασιάδης Κ. Κυριάκος, "Δυναμική των Κατασκευών. Τόμος Ι: Διακριτά συστήματα", Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη 1983.
- [10] Chopra K.A., "Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering", Second Edition, Prentice Hall (2001), New Jersey USA.
- [11] Αναστασιάδης Κ. Κυριάκος, "Δυναμική των Κατασκευών. Τόμος ΙΙ: Συνεχή συστήματα", Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη 1986.
- [12] Selvadurai A.P.S., "Elastic analysis of Soil – Structure Interaction", Developments in Geotechnical Engineering Vol.17, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1979.
- [13] Morfidis K., Avramidis I.E. (2002), "Formulation of a generalized beam element on a two-parameter elastic foundation with semi-rigid connections and rigid offsets", Computers and Structures, 80, pp. 1919-1934.
- [14] Αβραμίδης Ι.Ε., Μορφίδης Κ., "Γενικευμένο Πεπερασμένο Στοιχείο Δοκού επί Ελαστικού Υποβάθρου τύπου Winkler", Τεχνικά Χρονικά 2000, Ι, Τεύχος 3: 99 – 116.
- [15] Krishnamoorthy, "Finite Element Analysis – Theory and Programming", Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited (1997), New Delhi India.
- [16] Kerr A.D., "Elastic and Viscoelastic Foundation Models", Journal of Applied Mechanics 1964, 31: 491-498.
- [17] Kerr A.D., "On the formal development of elastic foundation models", Ingenieur-Archive 1984, 54: 455-464.
- [18] Dutta S.C., Roy R., "A critical review on idealization and modeling for interaction among soil-foundation-structure system", Computers and Structures 2002; 80: 1579-1594.
- [19] Winkler E., "Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit", Dominicus, Prague 1867.

- [20] Cheng F.Y. and Pantelides C.P., "Static Timoshenko Beam-Column on Elastic Media", Journal of Structural Engineering 1988, 114 / No.5: 1152 – 1172.
- [21] Cheng F.Y. and Pantelides C.P., "Dynamic Timoshenko Beam-Column on Elastic Media", Journal of Structural Engineering 1988, 114 / No.7: 1524 – 1550.
- [22] Αναγνωστόπουλος Χ. (2001), "Αντισεισμικός Σχεδιασμός Θεμελιώσεων, Αντιστηρίξεων και Γεωκατασκευών", Πανεπιστημιακές Σημειώσεις ΑΣΤΕ 5, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ.
- [23] Bowles J.E., "Foundation Analysis and Design", New York: McGraw – Hill Book Co, 1988.
- [24] Μορφίδης Κ., Μπάμπουκας Ε.Ν., Αβραμίδης Ι.Ε. "Αντιμετώπιση προβλημάτων προσομοίωσης θεμελιώσεων σε ενδόσιμο έδαφος με το πρόγραμμα στατικής κτιριακών κατασκευών ΡΑΦ του ΤΟΛ", 3^ο ΠΣΑΜΗΤΣ, 5-7 Νοεμβρίου 2008, Αθήνα.
- [25] ΕΚΟΣ/2000 Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (2001), ΟΑΣΠ-ΣΠΜΕ, Αθήνα.
- [26] Eurocode 2: «Design of Concrete Structures», Part 1, General Rules and Rules for Buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 1992.
- [27] Eurocode 3: «Design of steel structures». Part 1.1: General rules and rules for buildings, European Communities for Standardization, Brussels, Belgium, 1992.
- [28] Timoshenko S.P., "On the correction for shear of differential equation for transverse vibrations of prismatic bars", Philosophical Magazine 1921, 41, 744 – 746.
- [29] Αβραμίδης Ι.Ε., «Στατική των Κατασκευών, Τόμος II: Υπερστατικοί φορείς, Κλασικές μέθοδοι ανάλυσης», Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις Σοφία, 2007.
- [30] Μορφίδης Ε. Κ., "Διερεύνηση και ανάπτυξη μεθοδολογιών προσομοίωσης δομικών στοιχείων θεμελίωσης και εδάφους", Διδακτορική διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Θεσσαλονίκη Νοέμβριος 2003.
- [31] Cowper G.R., "The shear Coefficient in Timoshenko's Beam Theory", Journal of Applied Mechanics 1966, 33: 335 – 340.
- [32] Timoshenko S.P., Goodier J.N., "Theory of Elasticity" 3rd Edition, McGraw – Hill, New York 1970.
- [33] Γεωργόπουλος Θ.Α., «Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, σύμφωνα με τους κανονισμούς EC2, ΕΚΩΣ, DIN1045», Τόμος Β', Έκδοση Β', Πάτρα, 2004.
- [34] Αβραμίδης Ι.Ε. (1993), «Κριτική του μοντέλου του ισοδυνάμου πλαισίου για τοιχεία και πυρήνες πολυωρόφων κτιρίων Ο/Σ». Τεχνικά Χρονικά, τομ.13, τεύχ. 3, σελ. 135-170.
- [35] Stafford-Smith B., Girgis A.M., (1984), "Simple Analogous Frames for Shear Wall Analysis", ASCE, J.Str.Eng. 110 (1984), No.11, pp. 2655-2666.
- [36] Αβραμίδης Ι.Ε., Αναστασιάδης Κ., Αθανασοπούλου Α., «Μόρφωση, Προσομοίωση και Υπολογισμός Αντισεισμικών κτιρίων», Πανεπιστημιακές Σημειώσεις ΑΣΤΕ 3, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ
- [37] Ξενίδης Χ., Αβραμίδης Ι.Ε., Τριαματάκη Μ. (1998), «Συγκριτική Αξιολόγηση Απλοποιημένων Προσομοιωμάτων για Πυρήνες Κτιρίων Ο/Σ υπό Στατική και Δυναμική φόρτιση», Τεχνικά Χρονικά, Σειρά Ι, τομ. 18, τεύχ. 3, σελ. 9-25.
- [38] Xenidis H., Morfidis K., Avramidis I.E. (2000), "Modeling of two-cell cores for three-dimensional analysis of multi-story buildings", The Structural Design of Tall Buildings, 9, pp. 343-363.

- [39] Xenidis, H., Athanatopoulou, A., Avramidis, I.E. (1993) : "Modelling of Shear Wall Cores under Earthquake Loading using Equivalent Frames". EURODYN' 93, 2nd European Conference on Structural Dynamics, Trondheim, Norway, 901 -910.
- [40] Oden J.T., "Mechanics of Elastic Structures", McGraw – Hill Book Company, New York 1967.
- [41] Ξενίδης Χ.Κ., "Διερεύνηση της αξιοπιστίας ισοδυνάμων πλαισιακών προσομοιωμάτων για πυρήνες πολυορόφων κτιρίων", Διδακτορική διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Θεσσαλονίκη 1991.
- [42] ΕΑΚ/2000, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (2000), ΟΑΣΠ, Αθήνα.
- [43] Athanatopoulou A., Avramidis I.E., Xenidis H., (1999), "Vertical component of seismic action partial model and whole structure model", Proceedings of the Fourth Conference of EASD, EURODYN '99, Prague, pp. 1177-1183.
- [44] Αθανατοπούλου Α., Ξενίδης Χ., Αβραμίδης Ι.Ε., (2000), «Απόκριση δοκών με φυτευτά υποστυλώματα λόγω της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας σύμφωνα με την ΝΕΑΚ», Επιστημονική έκδοση ΚΤΙΠΙΟ, τεύχος Α/2002, σελ. 15.
- [45] Hetenyi M., "Beams on elastic foundation", 1946, University of Michigan Press, Ann Arbor, Michigan.
- [46] Πενέλης Γ., Στυλιανίδης Κ., Κάππος Α., Ιγνατάκης Χ. (1995), «Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Πανεπιστημιακές σημειώσεις, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Υπηρεσία Δημοσιεύσεων.
- [47] Stafford-Smith, B., Abate, A. (1981): "Analysis of Non-Planar Shear Wall Assemblies by Analogous Frame". Proc. Instn Civ. Engrs 71, Part 2, pp. 395 - 406.
- [48] Anastasiadis, K. (1993), "Directions sismiques défavorables et combinaisons défavorables des efforts", *Annales de l'I.T.B.T.P.*, 512 (Mars/Avril), pp. 83-99.
- [49] Penelis G.G., Kappos A.J. (1997), "Earthquake-Resistant Concrete Structures", First Edition, E & FN SPON, London UK.
- [50] Gupta, A.K. – Singh, M.P., "Design of column section subjected to three components of earthquake", Nuclear Engineering and Design, 41, pp. 129 – 133, 1977.
- [51] Μακάριος, Τ. - Αναστασιάδης, Κ., (1997): "Πραγματικός και Πλασματικός Ελαστικός Άξονας Πολυώροφων Κτιρίων: Θεωρία". Τεχνικά Χρονικά, τόμος 17, τεύχος 1-2, ΤΕΕ.
- [52] Terzaghi K. (1955), «Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction», *Geotechnique*, 5: 297 – 326.
- [53] Αναγνωστόπουλος Χ., Γεωργιάδης Μ., Πιτιλάκης Κ. (1994), «Θεμελιώσεις – Αντιστηρίξεις», Πανεπιστημιακές σημειώσεις, Θεσσαλονίκη.
- [54] Biot M.A., "Bending of an Infinite Beam on an Elastic Foundation", *Journal of Applied Mechanics Transactions ASCE* 1937, Vol. 59: A1 – A7.
- [55] Vesic A.B., "Bending of beams on isotropic elastic solid", *Journal of Engineering Mechanics Division ASCE* 1961, Vol. 87 / EM 2: 35-53.
- [56] R.S. Narayanan, Beeby A., "Designers' Guide to EN1992-1-1 and EN1992-1-2, Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings and structural fire design" (2005), Thomas Telford Publishing Ltd, London.

- [57] Eurocode 1: «Actions on structures - Part 1-1»: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2005.
- [58] Eurocode – «Basis of structural design». European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2002.
- [59] 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.
- [60] Φαρδής Μ.Ν., «Προοπτικές για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό Κτιρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος», Πρακτικά 15^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Α' Τομός, Σελ.186-197, Αλεξανδρούπολη 25-27 Οκτωβρίου 2006.

13. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: Ο Δείκτης εδάφους και ο προσδιορισμός του

Το μέτρο αντίστασης του εδάφους ή πιο απλά ο δείκτης εδάφους K (coefficient of subgrade reaction) αποτελεί την μοναδική παράμετρο η οποία υπεισέρχεται στους υπολογισμούς των κατακόρυφων μετακινήσεων της επιφάνειας του εδάφους, όταν αυτές υπολογίζονται με το προσομοίωμα του Winkler. Για το λόγο αυτόν άλλωστε εμφανίζεται σε μεγάλο τμήμα τις βιβλιογραφίας και με την ονομασία «σταθερά του Winkler». Ο δείκτης εδάφους είναι ίσος με το λόγο της δύναμης που εφαρμόζεται σε ένα συγκεκριμένο σημείο της επιφάνειας του εδάφους προς την αντίστοιχη κατακόρυφη μετακίνηση στο σημείο αυτό, και έχει διαστάσεις δύναμης (π.χ. kN) ανά μονάδα όγκου (π.χ. m^3). Οι τιμές του δείκτη εδάφους εξαρτώνται όχι μόνον από τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους, αλλά και από τις διαστάσεις και τη γεωμετρική μορφή της φορτιζόμενης επιφάνειας, και το επίπεδο της επιβαλλόμενης φόρτισης [52]. Επομένως, ο δείκτης εδάφους δεν μπορεί να θεωρηθεί ως μία καθαρά εδαφική ιδιότητα.

Τέλος, οφείλει να τονιστεί ότι ο δείκτης εδάφους K δεν θα πρέπει να συγχέεται με τον συντελεστή της αντίδρασης του εδάφους (modulus of subgrade reaction) k , ο οποίος στην περίπτωση της μελέτης γραμμικών φορέων θεμελίωσης (π.χ. συνδετήριων δοκών ή πεδιλοδοκών) συνδέεται με τον δείκτη εδάφους με την σχέση $k=Kb$, όπου b το πλάτος της επιφάνειας εδρασης του φορέα θεμελίωσης. Οι τιμές του δείκτη εδάφους μπορούν να προσδιοριστούν είτε με πειραματικές είτε με αναλυτικές μεθόδους.

• Πειραματικές μέθοδοι

Οι πειραματικές μέθοδοι με τις οποίες μπορεί να γίνει εκτίμηση του δείκτη εδάφους είναι οι τριαξονικές δοκιμές π.χ. [23], η δοκιμή CBR π.χ. [12], η δοκιμασία στερεοποίησης (Consolidation test), και η δοκιμαστική φόρτιση πλάκας. Παρακάτω θα γίνει μια σύντομη αναφορά στην μέθοδο της δοκιμαστικής φόρτισης πλάκας και θα δοθούν και κάποιοι πίνακες με στοιχεία που προέρχονται από αυτήν.

Δοκιμαστική φόρτιση πλάκας

Με βάση τη μέθοδο αυτή εφαρμόζεται στο έδαφος προοδευτικά αυξανόμενη πίεση μέσω μιας διάταξης πλακών. Από την καταμέτρηση της εξέλιξης των βυθίσεων σχηματίζονται διαγράμματα δύναμης (p) – μετακίνησης (w) τα οποία είναι γενικώς μη γραμμικά. Συνήθως ως τιμή του δείκτη εδάφους χρησιμοποιείται είτε η αρχική κλίση της καμπύλης $p - w$ (εφαπτομενική τιμή), είτε η κλίση μιας ευθείας που τέμνει την καμπύλη $p - w$ σε ένα σημείο που αντιστοιχεί σε μία προκαθορισμένη τιμή των μετακινήσεων (secant modulus). Οι διαστάσεις των πλακών που χρησιμοποιούνται για τις δοκιμές επηρεάζουν πολύ τα αποτελέσματα των μετρήσεων, καθώς μεταβάλλουν τα μεγέθη των βολβών επιρροής στο εσωτερικό του εδάφους [52]. Στις συνήθεις πρακτικές εφαρμογές γίνεται χρήση πινάκων οι οποίοι δίνουν τιμές του δείκτη εδάφους, οι οποίες προκύπτουν από δοκιμαστικές φορτίσεις τετραγωνικής πλάκας πλευράς 0.305m (βλέπε π.χ [52], [53]). Οι τιμές των πινάκων αυτών υπόκεινται σε διορθώσεις οι οποίες εξαρτώνται από τους εξής παράγοντες:

- Τύπος του εδάφους (συνεκτικού ή αμμόδους),
- Διαστάσεις, σχήμα και τύπος της θεμελίωσης (κοιτόστρωση ή εσχάρα πεδιλοδοκών),
- Βάθος θεμελίωσης

A. Διόρθωση λόγω των διαστάσεων της θεμελίωσης

Η διόρθωση λόγω της διαφοράς του πλάτους B_0 του στοιχείου θεμελίωσης, από το πλάτος της δοκιμαστικής πλάκας εξαρτάται αφενός από τον τύπο του εδάφους και αφετέρου από τον τύπο

της θεμελίωσης. Σύμφωνα με τον Terzaghi [52] η τιμή του δείκτη εδάφους που προκύπτει από τους σχετικούς πίνακες θα πρέπει να υπόκειται σε μια διόρθωση πολλαπλασιαζόμενη με τον παρακάτω συντελεστή για αμμώδη εδάφη:

$$n_{\sigma}^{\text{αμ.}} = \left[\frac{B_{\theta} + B_{\pi\lambda}}{2B_{\theta}} \right]^2 \quad (\text{A.1})$$

όπου $B_{\pi\lambda}$ είναι το πλάτος της δοκιμαστικής πλάκας. Ο αντίστοιχος συντελεστής για τα αργιλικά εδάφη είναι:

$$n_{\sigma}^{\text{αρ.}} = \left[\frac{B_{\pi\lambda}}{B_{\theta}} \right] \quad (\text{A.2})$$

Στις δυο παραπάνω σχέσεις και κατά την περίπτωση μελέτης γραμμικών φορέων θεμελίωσης (όπως τα στοιχεία των εσχάρων πεδιλοδοκών) ο συντελεστής B_{θ} ταυτίζεται με το πλάτος της διατομής τους εν επαφή με το έδαφος.

Β. Διόρθωση λόγω γεωμετρικής μορφής της θεμελίωσης

Οι τιμές του δείκτη εδάφους προκύπτουν από φορτίσεις πλακών τετραγωνικού σχήματος. Ωστόσο, στην πράξη οι φορείς θεμελίωσης δεν έχουν τετραγωνική μορφή. Επομένως, οι διαθέσιμες τιμές των πινάκων θα πρέπει να υποστούν διόρθωση προκειμένου να «αναχθούν» σε μορφές επιφάνειας διάφορες της τετραγωνικής. Η διόρθωση αυτή συνιστάται ειδικά για την περίπτωση γραμμικών φορέων θεμελίωσης, όταν λόγος των διαστάσεων τους αποκλίνει πολύ από τη μονάδα. Για την αναγωγή αυτή ο Terzaghi [52] προτείνει τον εξής εμπειρικό συντελεστή διόρθωσης που ισχύει και για αργιλικά και για αμμώδη εδάφη:

$$n_{\sigma} = \frac{2}{3} \left[1 + \frac{B_{\theta}}{2L} \right] \quad (\text{A.3})$$

στην παραπάνω σχέση το L είναι το μήκος του στοιχείου θεμελίωσης, και B_{θ} είναι το πλάτος.

Γ. Διόρθωση λόγω βάθους θεμελίωσης

Στην περίπτωση που το έδαφος θεμελίωσης είναι αμμώδες, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη και το γεγονός ότι σε γενικές γραμμές, η τιμή του μέτρου ελαστικότητας αυξάνει σε σχέση με το βάθος. Επομένως εάν το βάθος θεμελίωσης βρίσκεται D μέτρα κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους, και οι πίνακες από τους οποίους γίνεται η εκτίμηση της τιμής του δείκτη εδάφους έχουν προκύψει από δοκιμές στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους, τότε θα πρέπει να γίνει διόρθωση με βάση τον παρακάτω συντελεστή ([12], σελ.410):

$$n_{\beta.\theta.}^{\text{αμ.}} = \left[1 + 2 \left(\frac{D}{B_{\theta}} \right) \right] \quad (\text{A.4})$$

Στην περίπτωση θεμελίωσης επί αργιλικού εδάφους, ο παραπάνω διορθωτικός συντελεστής θα πρέπει να τεθεί ίσος με τη μονάδα.

Με βάση τις παραπάνω διορθώσεις, ξεκινώντας από τις τιμές του δείκτη εδάφους K_s από τους διαθέσιμους πίνακες που συντάσσονται με βάση τις δοκιμαστικές φορτίσεις πλακών, προκύπτουν οι τελικές τιμές του δείκτη εδάφους K από τις παρακάτω σχέσεις:

$$K = \left[(n_{\sigma}^{a\mu.}) \cdot (n_{\sigma}) \cdot (n_{\beta,\theta}^{a\mu.}) \right] \cdot K_s \quad (A.5\alpha)$$

$$K = \left[(n_{\sigma}^{ap.}) \cdot (n_{\sigma}) \right] \cdot K_s \quad (A.5\beta)$$

Με βάση τα όσα εκτέθηκαν πιο πάνω, έχουν συνταχθεί πολλοί πίνακες όπως του Terzaghi και του Retit οι οποίοι απαιτούν τις διορθώσεις για τις οποίες έγινε αναφορά πιο πάνω. Οι πίνακες αυτοί είναι οι εξής (Πηγή: [53]):

Πίνακας Α.1 Τιμές δείκτη εδάφους κατά Terzaghi

Τιμές K_s σε MN/m^3 κατά Terzaghi (με βάση μία δοκιμαστική πλάκα 0,30m/0,30m)			
		Όρια K_s	Μέση τιμή K_s
ΑΜΜΟΣ*	Χαλαρή ($N_{SPT} < 10$)	6,4 - 19,2	12,9
	Μέση ($10 < N_{SPT} < 30$)	19,2 - 96,2	41,7
	Πυκνή ($30 < N_{SPT}$)	96,2 - 321,0	161
ΑΡΓΙΛΟΣ	Στυφρή ($100kPa < c_u < 200kPa$)	16,2 - 32,1	24,1
	Πολύ στυφρή ($200kPa < c_u < 400kPa$)	32,1 - 64,2	48,2
	Σκληρή ($400kPa < c_u^{**}$)	>96	96,4

* Για ξερή άμμο, οι παραπάνω τιμές πολλαπλασιάζονται επί 1,5, ενώ για βυθισμένη επί 0,6.

** c_u είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή.

Πίνακας Α.2 Τιμές δείκτη εδάφους κατά Retit

Τιμές K_s σε MN/m^3 κατά Retit (με βάση μία δοκιμαστική πλάκα 0,30m/0,30m)	
ΕΔΑΦΟΣ	Όρια K_s
Τύρφη - οργανικά υλικά	6 - 18
Φρέσκο επίχωμα ή φυτική γη	10 - 15
Άργιλος υγρή μαλακή	20 - 35
Άργιλος λίγο υγρή	30 - 60
Άργιλος ξερή	50 - 90
Άργιλος ξερή και σκληρή	100 - 120
Άργιλος ξερή με λίγη άμμο	80 - 100
Άμμος χαλαρή	20 - 40
Άμμος μέση	80 - 100
Άμμος πυκνή	120 - 150
Άμμος πολύ λεπτή (ιλύς)	15 - 30
Χαλίκια λεπτά με άμμο	100 - 120
Χαλίκια μεσαία με άμμο	120 - 150
Χαλίκια χοντρά με άμμο	180 - 240

Παράδειγμα εκτίμησης του δείκτη εδάφους K_s από τους πίνακες του Terzaghi

Έστω ότι το έδαφος θεμελίωσης συνίσταται από άμμο μέσης πυκνότητας. Κατά τον Terzaghi [55] για τα εδάφη αυτής της κατηγορίας το εύρος διακύμανσης της τιμής δείκτη εδάφους είναι: $K_{s1}=19200 - 96200 \text{ kN/m}^3$. Έτσι επιλέγεται μια μέση τιμή $K_{s1}=30000 \text{ kN/m}^3$. Η τιμή αυτή σύμφωνα με τον Terzaghi απαιτεί κάποιες διορθώσεις. Οι διορθώσεις αυτές πρέπει να γίνουν λόγω διαφορετικού μεγέθους των διαστάσεων της πεδילוδοκού, αλλά και λόγω απόκλισης του σχήματος της από το τετράγωνο.

- Διόρθωση λόγω μεγέθους

Η διόρθωση λόγω μεγέθους γίνεται μέσω της σχέσης (Α.1) η οποία ισχύει για αμμώδη εδάφη. Έστω ότι το πλάτος της πεδילוδοκού είναι $B_0=1.50\text{m}$. Η εφαρμογή της σχέσης (Α.1) δίνει: $K_{s2}\approx 10800 \text{ kN/m}^3$

- Διόρθωση λόγω του σχήματος της πεδילוδοκού

Η απαιτούμενη διόρθωση λόγω του σχήματος της πεδילוδοκού γίνεται μέσω της σχέσης (Α.3). Επομένως θεωρώντας ότι το μήκος της πεδילוδοκού είναι ίσο με $L=5\text{m}$ προκύπτει η τελική τιμή: $K_s\approx 8300 \text{ kN/m}^3$.

- **Αναλυτικές μέθοδοι**

Οι αναλυτικές μέθοδοι προσδιορισμού της τιμής του δείκτη εδάφους είναι στην πραγματικότητα υβριδικές, καθώς στις μαθηματικές διατυπώσεις στις οποίες καταλήγουν υπεισέρχονται άλλες εδαφικές παράμετροι (όπως το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους E , το μέτρο συμπίεσης E_s , ο λόγος του Poisson ν_s , ή άλλοι δείκτες), ο προσδιορισμός των οποίων απαιτεί δεδομένα από πειραματικές (εργαστηριακές ή επί τόπου) μετρήσεις. Παρακάτω θα δοθούν οι κυριότερες από τις αναλυτικές εκφράσεις του δείκτη εδάφους που είναι διαθέσιμες σε διάφορες βιβλιογραφικές πηγές.

➤ Σχέση του Biot

Ο Biot [54] συσχέτισε το δείκτη εδάφους K με τις ελαστικές σταθερές του εδάφους (E_s , ν_s) μέσω της σύγκρισης της μέγιστης καμπτικής ροπής μίας δοκού απείρου μήκους επί ελαστικού υποβάθρου φορτιζόμενης με κατακόρυφο μοναχικό φορτίο, την οποία επίλυσε τόσο με το προσομοίωμα του Winkler, όσο και με το προσομοίωμα του ομογενούς ελαστικού ημιεπιπέδου και ημιχώρου. Η σχέση στην οποία κατέληξε για την περίπτωση συνθηκών επίπεδης έντασης είναι:

$$K = 0.707 \left(\sqrt[3]{\frac{E_s b}{E_b I}} \right) E_s \quad (A.6\alpha)$$

ενώ η αντίστοιχη σχέση για προβλήματα τρισδιάστατης ελαστικότητας είναι:

$$K = \frac{1.23 E_s}{(1 - \nu_s^2) b} \left[\frac{E_s b^4}{16 C (1 - \nu_s^2) E_B I} \right]^{0.11} \quad (A.6\beta)$$

Στις παραπάνω σχέσεις, E_B είναι το μέτρο ελαστικότητας της δοκού, b είναι το πλάτος της δοκού, I είναι η ροπή αδράνειας της διατομής της, και C είναι μια σταθερά η οποία λαμβάνει τιμή ίση με τη μονάδα στην περίπτωση ομοιόμορφης κατανομής πιέσεων, και την τιμή 1.13 στην περίπτωση ομοιόμορφης κατανομής των μετακινήσεων στην επιφάνεια του εδάφους σε όλο το πλάτος της δοκού ($1.00 < C < 1.13$).

➤ Σχέση του Vesic

Ο Vesic [55], στηριζόμενος επάνω στον βασικό κορμό της προσέγγισης του Biot, πρότεινε μια διαφορετική και πιο γενική σχέση για τον δείκτη εδάφους η οποία είναι:

$$K = \frac{0.65E_s}{b(1-\nu_s^2)} \left[\frac{E_s b^4}{E_b I_b} \right]^{1/12} \quad (A.7)$$

Για τις Ελληνικές συνθήκες η παραπάνω σχέση διαφοροποιείται ως εξής [53]:

$$K = \frac{0.90E_s}{b(1-\nu_s^2)} \cong \frac{E_s}{b} \quad (A.8)$$

➤ Σχέση του Galin

Διερευνώντας το πρόβλημα της κάμψης λεπτών δοκών πεπερασμένου μήκους επί ισότροπου ελαστικού ημιχώρου, ο Galin κατέληξε στην ακόλουθη σχέση για την τιμή του δείκτη εδάφους (βλ. [12], σελ. 137):

$$K = \frac{\pi E_s}{2b(1-\nu^2) \ln(L/b)} \quad (A.9)$$

Η παραπάνω σχέση για τιμές του λόγου L/b (μήκος / πλάτος δοκού) ≥ 10 δίνει αποτελέσματα παραπλήσια με τα αποτελέσματα της απλοποιημένης σχέση του Vesic.

➤ Σχέση των Kögler και Scheidig

Οι Kögler και Scheidig προτείνουν την ακόλουθη σχέση (βλ. [12], σελ. 418):

$$K = \frac{2E_s}{b \ln[1+2(H/b)]} \quad (A.10)$$

Στην παραπάνω σχέση το H συμβολίζει το πάχος του εδαφικού υποστρώματος.

➤ Σχέση του De Beer

Σύμφωνα με τον De Beer ισχύει η σχέση [53]:

$$K = \frac{1.33}{b} \left[\frac{E_s}{\sqrt[3]{L/b}} \right] \quad (A.11)$$

➤ Σχέση του Dimitrov

Ο Dimitrov προτείνει την παρακάτω σχέση [53]:

$$K = \frac{\rho}{b} \left[\frac{E_s}{(1-\nu^2)} \right] \quad (A.12)$$

Το ρ εξαρτάται από το λόγο μήκους / πλάτους της δοκού και δίνεται από τον ακόλουθο πίνακα:

L/b	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0	10.0	20.0	30.0	50.0
ρ	1.05	0.87	0.78	0.66	0.54	0.45	0.39	0.33	0.30

➤ Σχέση των Woinowsky – Krieger

Κατόπιν πειραματικής εργασίας οι Woinowsky – Krieger, πρότειναν την ακόλουθη σχέση:

$$K = \frac{2.15}{h} \sqrt[3]{\left(\frac{E_s^4}{E_b}\right)} \quad (\text{A.13})$$

Όπου το h είναι το ύψος της διατομής της δοκού, και E_b το μέτρο ελαστικότητας του υλικού της.

➤ Σχέση του Rausch

Σύμφωνα με τον Rausch ο δείκτης εδάφους μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση [1]:

$$K = \frac{E_s}{n \sqrt{F}} \quad (\text{A.14})$$

Στην παραπάνω σχέση το F είναι το εμβαδόν θεμελίωσης, ενώ ο συντελεστής n είναι ίσος με 0.4 (Πρέπει να τονιστεί ότι για το συντελεστή n μπορεί να δοθεί και η τιμή 0.25).

Σε όλες τις παραπάνω σχέσεις, υπεισέρχεται το μέτρο παραμόρφωσης του εδάφους E_s και σε κάποιες από αυτές και ο λόγος του Poisson ν_s . Προκειμένου να γίνει εφαρμογή των σχέσεων αυτών, παρατίθενται κάποιοι πίνακες με τις αντίστοιχες τιμές τους όπως προκύπτουν από πειραματικές μετρήσεις.

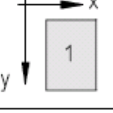
Πίνακας Α.3 Τιμές του μέτρου παραμόρφωσης κατά Bowles

Τιμές E_s σε MPa κατά Bowles	
ΕΔΑΦΟΣ	E_s
Άργιλος μαλακή	0,3 - 5
Άργιλος μέση	4,5 - 9
Άργιλος σκληρή	7 - 20
Ιλύς	2 - 20
Άμμος χαλαρή	10 - 25
Άμμος λεπτή (ιλυώδης)	5 - 18
Άμμος ιλυώδης	5 - 20
Άμμος πυκνή	50 - 100
Αμμοχάλικο	80 - 300
Σχιστόλιθος	140 - 1400

Πίνακας Α.4 Τιμές του λόγου Poisson κατά Bowles

Τιμές ν_s κατά Bowles	
ΕΔΑΦΟΣ	ν_s
Άργιλος υγρή	0,1 - 0,3
Άργιλος αμμώδης	0,2 - 0,35
Ιλύς	0,3 - 0,35
Κορεσμένη ιλύς ή άργιλος	0,45 - 0,5
Άμμος χαλαρή	0,2 - 0,35
Άμμος λεπτή	0,25
Άμμος χοντρή	0,15
Άμμος πυκνή	0,3 - 0,4
Βράχος	0,1 - 0,4

14. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: Πίνακας με τους συντελεστές για τον υπολογισμό των πλακών κατά Pieper-Martens:

Τύπος πλάκας		L_{max}/L_{min}											
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	$\rightarrow \infty$
	f_x	27,2	22,4	19,1	16,8	15,0	13,7	12,7	11,9	11,3	10,8	10,4	8,0
	f_y	27,2	27,9	29,1	30,9	32,8	34,7	36,1	37,3	38,5	39,4	40,3	*
	f_x^0	20,0	16,6	14,5	13,0	11,9	11,1	10,6	10,2	9,8	9,5	9,3	8,0
	f_y^0	20,0	20,7	22,1	24,0	26,2	28,3	30,2	31,9	33,4	34,7	35,9	*
	f_x	32,8	26,3	22,0	18,9	16,7	15,0	13,7	12,8	12,0	11,4	10,9	8,0
	f_y	29,1	29,2	29,8	30,6	31,8	33,5	34,8	36,1	37,3	38,4	39,5	*
	s_y	11,9	10,9	10,1	9,6	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,3	8,2	8,0
	f_x^0	26,4	21,4	18,2	15,9	14,3	13,0	12,1	11,5	10,9	10,4	10,1	8,0
	f_x	29,1	24,6	21,5	19,2	17,5	16,2	15,2	14,4	13,8	13,3	12,9	10,2
	f_y	32,8	34,5	36,8	38,8	40,9	42,7	44,1	45,3	46,5	47,2	47,9	*
	s_x	11,9	10,9	10,2	9,7	9,3	9,0	8,8	8,6	8,4	8,3	8,3	8,0
	f_x^0	22,4	19,2	17,2	15,7	14,7	13,9	13,2	12,7	12,3	12,0	11,8	10,2
	f_x	38,0	30,2	24,8	21,1	18,4	16,4	14,8	13,6	12,7	12,0	11,4	8,0
	f_y	30,6	30,2	30,3	31,0	32,2	33,8	35,9	38,3	41,1	44,9	46,3	*
	s_y	14,3	12,7	11,5	10,7	10,0	9,5	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,0
	f_x^0	26,4	21,4	18,2	15,9	14,3	13,0	12,1	11,5	10,9	10,4	10,1	8,0
	f_x	30,6	26,3	23,2	20,9	19,2	17,9	16,9	16,1	15,4	14,9	14,5	12,0
	f_y	38,0	39,5	41,4	43,5	45,6	47,6	49,1	50,3	51,3	52,1	52,9	*
	s_x	14,3	13,5	13,0	12,6	12,3	12,2	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
	f_x^0	26,4	21,4	18,2	15,9	14,3	13,0	12,1	11,5	10,9	10,4	10,1	8,0
	f_x	33,2	27,3	23,3	20,6	18,5	16,9	15,8	14,9	14,2	13,6	13,1	10,2
	f_y	33,2	34,1	35,5	37,7	39,9	41,9	43,5	44,9	46,2	47,2	48,3	*
	s_x	14,3	12,7	11,5	10,7	10,0	9,6	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,0
	s_y	14,3	13,6	13,1	12,8	12,6	12,4	12,3	12,2	12,2	12,2	12,2	11,2
	f_x	26,7	22,1	19,2	17,2	15,7	14,6	13,8	13,2	12,7	12,3	12,0	10,2
	f_y	26,7	27,6	29,2	31,4	33,8	36,2	38,1	39,8	41,4	42,8	44,2	*
	s_x	14,3	13,5	13,0	12,6	12,3	12,2	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
	s_y	18,3	17,7	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5
	f_x	33,6	28,2	24,4	21,8	19,8	18,3	17,2	16,3	15,6	15,0	14,6	12,0
	f_y	37,3	38,7	40,4	42,7	45,1	47,5	49,5	51,4	53,3	55,1	58,9	*
	s_x	16,2	14,8	13,9	13,2	12,7	12,5	12,3	12,2	12,1	12,0	12,0	12,0
	s_y	18,3	17,7	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5
	f_x	37,3	30,3	25,3	22,0	19,5	17,7	16,4	15,4	14,6	13,9	13,4	10,2
	f_y	33,6	34,1	35,1	37,3	39,8	43,1	46,6	52,3	55,5	60,5	66,1	*
	s_x	18,3	15,4	13,5	12,2	11,2	10,6	10,1	9,7	9,4	9,0	8,9	8,0
	s_y	16,2	14,8	13,9	13,3	13,0	12,7	12,6	12,5	12,4	12,3	12,3	11,2
	f_x	36,8	30,2	25,7	22,7	20,4	18,7	17,5	16,5	15,7	15,1	14,7	12,0
	f_y	36,8	38,1	40,4	43,5	47,1	50,6	52,8	54,5	56,1	57,3	58,3	*
	s_x	19,4	17,1	15,5	14,5	13,7	13,2	12,8	12,5	12,3	12,1	12,0	12,0
	s_y	19,4	18,4	17,9	17,6	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5



ΤΕΧΝΙΚΟΣ ΟΙΚΟΣ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ

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

Copyright © 2008-2011
