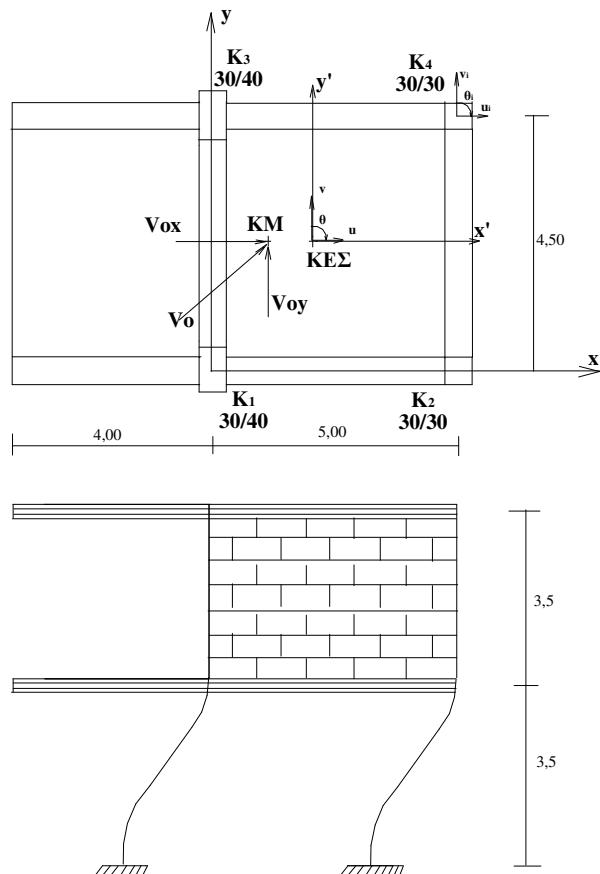




ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΤΕ
ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΑΣ & ΓΕΩΠΛ/ΡΙΚΗΣ ΤΕ

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΜΕ ΤΟΝ EC 8

ΠΑΡΑΔΟΣΕΙΣ ΘΕΩΡΙΑΣ



ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΚΑΚΑΛΕΤΣΗΣ

Δρ ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ - ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

ΣΕΡΡΕΣ 2015

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

A. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ	4
B. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	27
Γ. ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	42
Δ. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΚΑΙ ΣΤΡΟΦΕΣ	78
Ε. ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΓΙΑ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΤΟΥΣ ΣΕΙΣΜΟΥΣ	111
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	125

Α. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

1.1 Γενικά

Το αντικείμενο του σχεδιασμού σε πλευρική φόρτιση είναι συνδυασμός υπολογισμού, στατικού και δυναμικού καθώς και διαστασιολόγησης για τα ποικίλα υλικά που χρησιμοποιούνται στο σύστημα ανάληψης πλευρικών φορτίων. Τα όσα αναφέρονται εδώ είναι μόνο μία εισαγωγή. Το συνολικό αντικείμενο και η πρακτική πείρα που αποκτάται από πραγματικούς σεισμούς θα χρειαζόταν πολλοί τόμοι για να αναπτυχθούν. Τα σεισμικά φορτία έχουν γίνει το κέντρο της έρευνας σε πολλές σχολές Πολιτικών Μηχανικών και έχουν εκδοθεί ολοκληρωμένα συγγράμματα που ασχολούνται με τον υπολογισμό για αυτά τα φορτία.

Κάθε κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται ώστε να ανθίσταται στις τάσεις που αναπτύσσονται από σεισμικές δυνάμεις. Αυτές οι δυνάμεις εφαρμόζονται οριζόντια σε όλες τις στάθμες των ορόφων και στη στάθμη του δώματος, πάνω από τη βάση, με τη παραδοχή ότι προέρχονται από κάθε οριζόντια διεύθυνση. Οι δυνάμεις που περιγράφει ο Κανονισμός παρέχουν τους ελάχιστους κανόνες προκειμένου οι κατασκευές να ανθίστανται στους σεισμούς.

1.2 Χαρακτηριστικά του σεισμού

Στο Σχ. 1 φαίνεται μία τομή του εδάφους. Τα παρακάτω είναι κοινοί όροι της Αντισεισμικής Μηχανικής.

Εστία ή υπόκεντρο: Το κέντρο της αρχικής διάρρηξης που προκάλεσε το σεισμό.

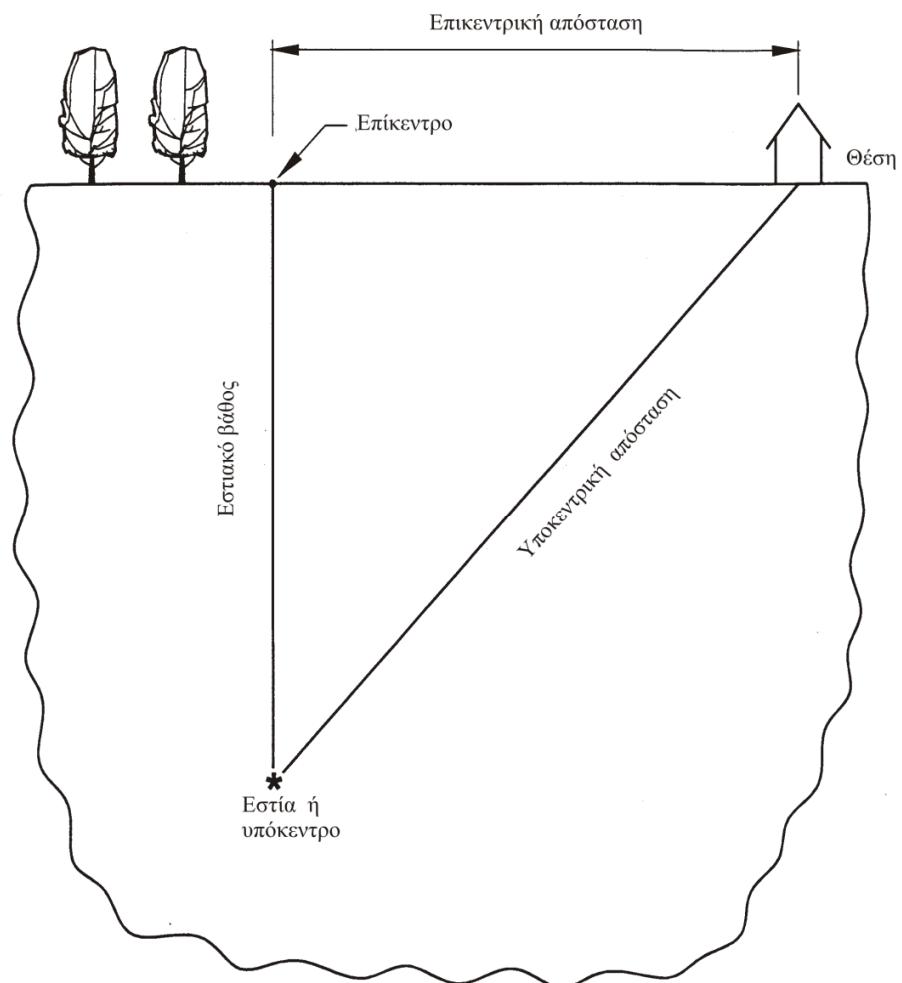
Επίκεντρο: Το σημείο στην επιφάνεια του εδάφους ακριβώς πάνω από την εστία.

Επικεντρική απόσταση: Η απόσταση από το επίκεντρο μέχρι τη θέση του κτιρίου.

Εστιακό βάθος: Το βάθος της εστίας κάτω από την επιφάνεια.

Υποκεντρική απόσταση: Η απόσταση από την εστία ή υπόκεντρο μέχρι τη θέση του κτιρίου.

Ο πιο συνηθισμένος μάλλον όρος που χρησιμοποιείται για να χαρακτηρίσει ένα σεισμό είναι το μέγεθος των Richter του (M). Αυτό το μέγεθος βασίζεται σε μία πειραματική ανάγνωση που



Σχ. 1 Εδαφική τομή

λαμβάνεται από ένα όργανο που ονομάζεται σεισμογράφος Wood – Anderson σε μία καθορισμένη απόσταση 100 km από το επίκεντρο του σεισμού. Αν δεν υπάρχει όργανο σ' αυτή την απόσταση από το επίκεντρο, χρησιμοποιούνται εμπειρικές σχέσεις για να εκτιμήσουν την ανάγνωση των 100 km. Το μέγεθος Richter είναι ένα μέτρο της ενέργειας που απελευθερώνεται από το σεισμό. Αυτή η ενέργεια μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση

$$W = 10^{11.8+1.5M}$$

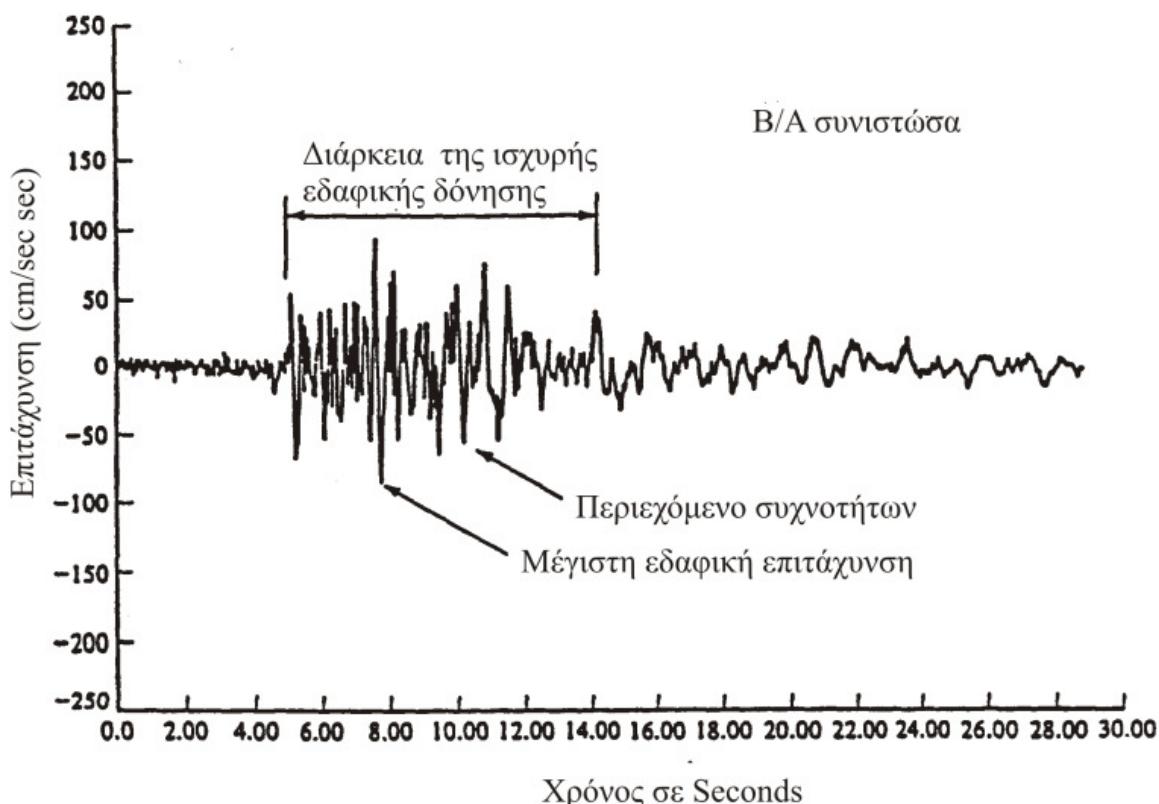
όπου W = ενέργεια σε ergs.

Για τη περιγραφή του παρατηρημένου αποτελέσματος της εδαφικής δόνησης σε μία συγκεκριμένη περιοχή χρησιμοποιείται η Τροποποιημένη Ένταση Mercalli (MMI). Σε σχετικό Πίνακα φαίνεται η κλίμακα MMI. Η τιμή της MMI που σημειώνεται μετά από ένα σεισμό σε μία περιοχή είναι μία

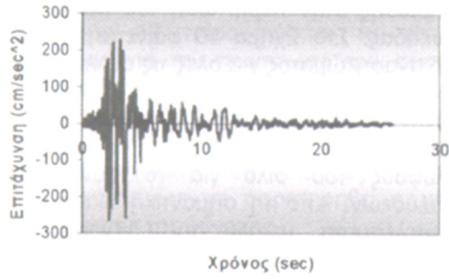
αντικειμενική εκτίμηση των ζημιών που γίνεται από ένα παρατηρητή και χρησιμοποιείται αντί των καταγραφών της εδαφικής κίνησης από όργανο.

Τα τελευταία χρόνια έχει γίνει συνήθης η απόκτηση των χρονικών εξελίξεων της σεισμικής εδαφικής κίνησης. Τοποθετούνται στο έδαφος συσκευές που ονομάζονται επιταχυνσιογράφοι ισχυρής κίνησης που μετρούν τις προκαλούμενες από το σεισμό εδαφικές κινήσεις. Ο επιταχυνσιογράφος μετρά τις τρεις ορθογωνικές συνιστώσες της εδαφικής επιτάχυνσης. Τα Σχ. 2β,γ δείχνουν τυπικές καταγραφές που αποκτήθηκαν από έναν επιταχυνσιογράφο.

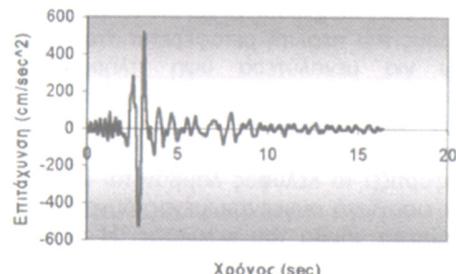
Μπορούν επίσης να αποκτηθούν οι χρονικές εξελίξεις της ολοκληρωμένης ταχύτητας και της μετατόπισης. Το διάγραμμα της επιτάχυνσης ως προς το χρόνο καλείται επιταχυνσιογράφημα. Το σεισμικό επιταχυνσιογράφημα με άμεση ερμηνεία μπορεί να δώσει εκτιμήσεις της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης, της διάρκειας της ισχυρής εδαφικής δόνησης και του περιεχομένου των συγνοτήτων (Σχ. 2α).



Σχ. 2α. Σεισμικό επιταχυνσιογράφημα: Τυπική καταγραφή



(β)



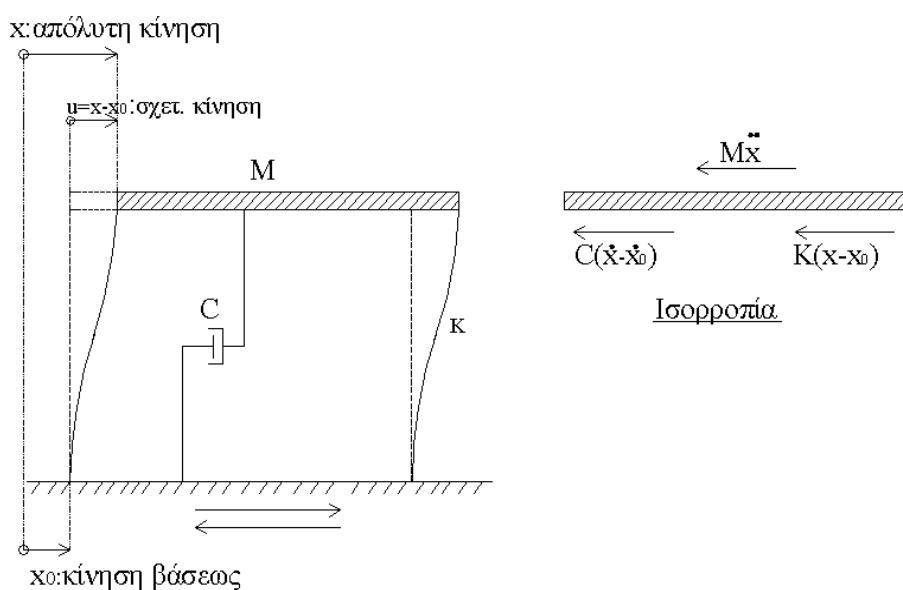
(γ)

Σχ. 2 (β) Επιταχυνσιογράφημα Καλαμάτας (1986), (γ) Επιταχυνσιογράφημα Λευκάδας (1973)

1.3 Δυναμική απόκριση μονοβάθμιου συστήματος

Ο σεισμός είναι φαινόμενο που εκδηλώνεται με κινήσεις του εδάφους οι οποίες μεταβάλλονται ταχύτατα ως προς την κατεύθυνση και το μέγεθος και επομένως έχουν τον χαρακτήρα κραδασμών. Το αποτέλεσμα είναι να αναπτύσσονται αδρανειακές δυνάμεις στα δομήματα οι οποίες και προκαλούν την καταπόνησή τους.

Στο απλούστερο δυναμικό σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας, υ, του Σχ. 3, με απόσβεση C και συντελεστή δυσκαμψίας στόλων K που ταλαντώνται από τη σεισμική επιτάχυνση βάσης $\ddot{X}_o(t)$, η εξίσωση δυναμικής ισορροπίας είναι:



Σχ. 3 Ταλαντωτής ενός βαθμού ελευθερίας

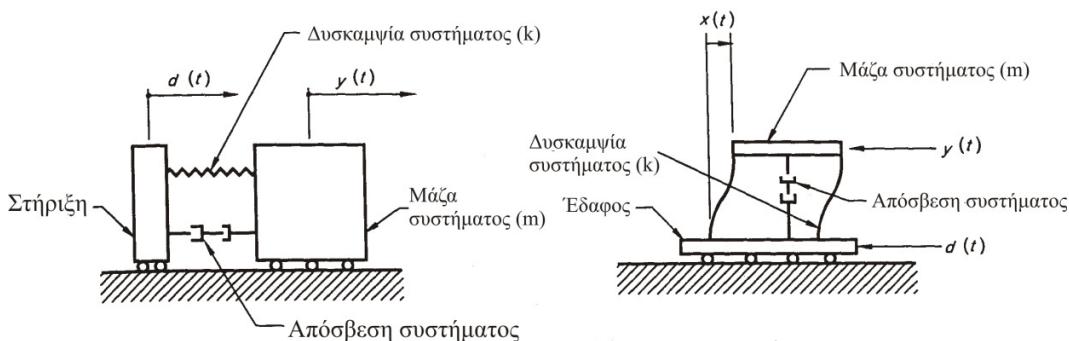
$$M \ddot{X} + C(\dot{X} - \dot{X}_o) + K(X - X_o) = 0 \quad (1)$$

$$M \ddot{u} + C u + Ku = -M \ddot{X}_o(t)$$

Για ελεύθερη ταλάντωση χωρίς απόσβεση [$\ddot{X}_o(t) = 0$, $C = 0$] είναι:

$$u = u_o \sin \frac{2\pi}{T_o} t,$$

όπου $T_o = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = \frac{2\pi}{\omega}$ sec η ιδιοπερίοδος του συστήματος, $K=12EJ/h^3$ ή $K=3EJ/h^3$ η δυσκαμψία (οριζόντια δύναμη ανα μονάδα μετατόπισης της κορυφής) για αμφίπακτο ή μονόπακτο στύλο αντίστοιχα και εξαρτάται από την έκταση της ρηγμάτωσης και άρα από την ένταση των οριζοντίων δυνάμεων, $C=0$. Ιξώδους απόσβεσης που εφαρμόζεται στη μετατόπιση λαδιού μέσα σε ιδεατούς αποσβεστήρες και στην ελαστική περιοχή για σκυρόδεμα έχει τιμές 2-7%.



(a) Σύστημα με ελατήριο μάζας

$d(t)$ = μετατόπιση στήριξης
ως προς το χρόνο

$a(t)$ = επιτάχυνση στήριξης

ως προς το χρόνο

από το επιταχυνσιογράφημα

$y(t)$ = απόλυτη μετατόπιση του
ταλαντωτή μάζας

$x(t) = y(t) - d(t)$

(b) Σύστημα με πλαίσιο μάζας

Εξίσωση κίνησης:

$$x(t) + 2\beta\omega_n x(t) + \omega_n^2 x(t) = -s(t) \text{ όπου:}$$

$$\omega_n = \sqrt{k/m} = \text{φυσική συχνότητα ταλάντωσης}$$

$$T_n = (2\pi/\omega_n) = \text{φυσική περίοδος ταλάντωσης}$$

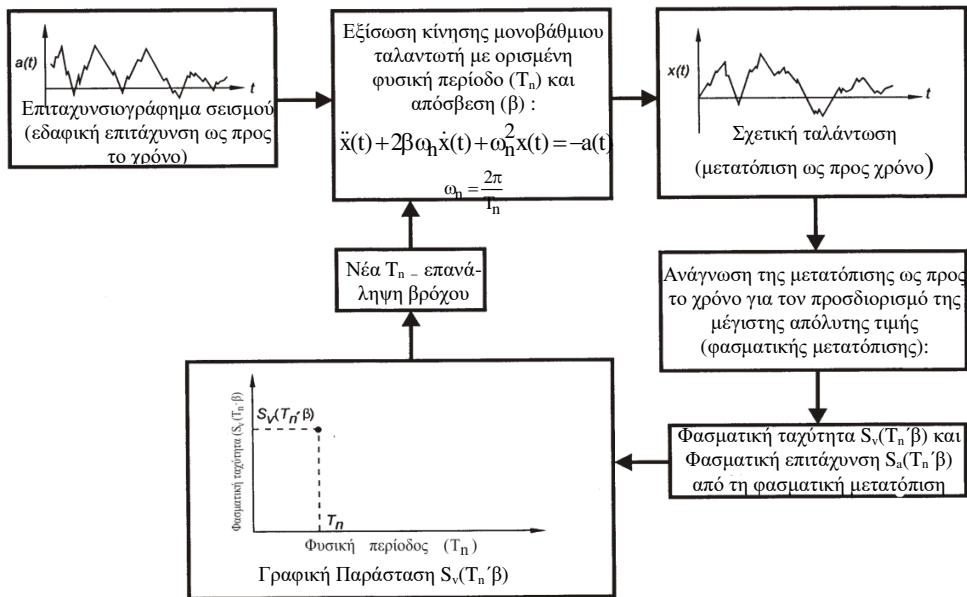
Σχετική μετατόπιση ως προς το χρόνο:

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_n \sqrt{1-\beta^2}} \int_0^t s(r) e^{-\omega_n \beta(t-r)}$$

$$x \sin \omega_n \sqrt{1-\beta^2} (t-r) dr \text{ όπου:}$$

$$\beta = c/(2m\omega_n) = \text{ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης}$$

Σχ. 4 Συνήθη προσομοιώματα του ταλαντωτή ενός βαθμού ελευθερίας



Σχ. 5 Μέθοδος υπολογισμού φάσματος απόκρισης

1.4 Φάσματα απόκρισης

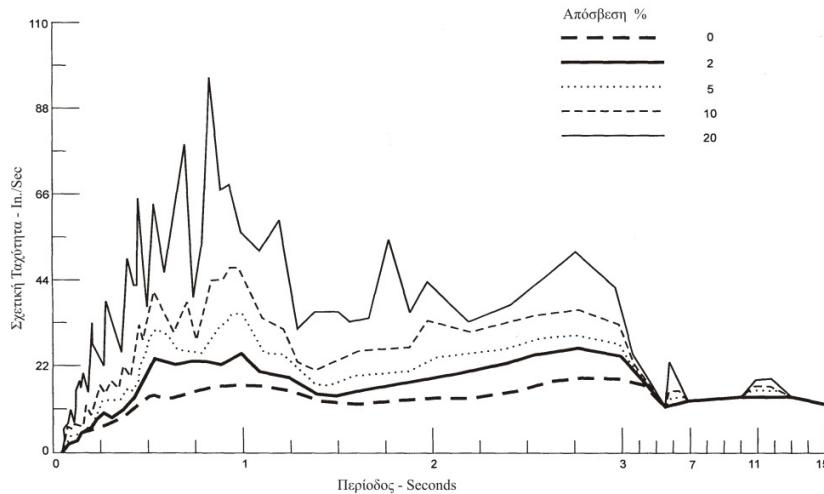
Τα σεισμικά επιταχυνσιογράμματα δείχνουν τις ανωμαλίες των επιταχύνσεων συναρτήσει του χρόνου. Μολονότι οι τιμές της διάρκειας της ισχυρής δόνησης και της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης παρέχουν βασική πληροφόρηση για τη σεισμική εδαφική κίνηση, ο δομοστατικός μηχανικός πρέπει να έχει ένα πιο πλήρη χαρακτηρισμό για χρήση στο δομικό σχεδιασμό. Αυτό παρέχεται από το φάσμα απόκρισης. Το φάσμα απόκρισης αποκτάται από ένα επιταχυνσιόγραμμα και δείχνει πώς ένας ταλαντωτής ενός βαθμού ελευθερίας θα αποκριθεί εάν διεγερθεί από μία εδαφική σεισμική κίνηση που περιγράφεται στο επιταχυνσιόγραμμα.

Το Σχ. 4 δείχνει δυο συνήθως χρησιμοποιούμενα προσομοιώματα του συστήματος του ταλαντωτή ενός βαθμού ελευθερίας. Από αμφότερα τα προσομοιώματα είναι φανερό ότι πρέπει να προσδιορισθούν οι αριθμητικές τιμές μιάς ακολουθίας μεγεθών πριν να μπορεί να υπολογισθεί η χρονική εξέλιξη των σχετικών μετατοπίσεων.

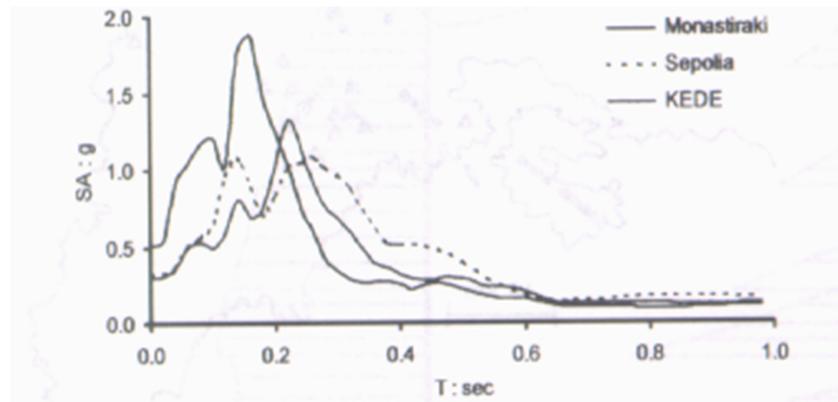
Το Σχ. 5 δείχνει πώς υπολογίζεται η κρίσιμη παράμετρος σχεδιασμού που ονομάζεται φάσμα απόκρισης. Τελικά το «φάσμα απόκρισης» ενός σεισμού, όπως φαίνεται στο Σχ. 5, είναι ένα διάγραμμα που δίνει τη μεταβολή της μέγιστης τιμής ενός μεγέθους απόκρισης (S_d , S_v , S_o) σαν

συνάρτηση της ιδιοπεριόδου (T) του συστήματος, όπου S_d , S_v , S_a η μέγιστη σχετική μετατόπιση, ταχύτητα και επιτάχυνση αντίστοιχα.

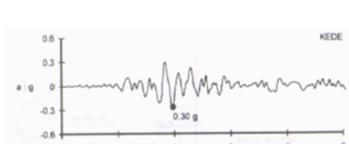
Τα Σχ. 6 και Σχ. 7 δείχνουν ότι για μία μοναδική σεισμική καταγραφή το φάσμα απόκρισης είναι πολύ ακανόνιστο σε μορφή.



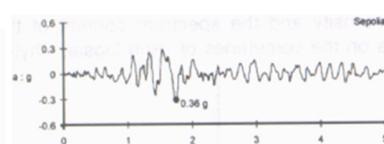
Σχ. 6 Φάσμα απόκρισης για διάφορες τιμές απόσβεσης (0-20% της κρίσιμης)



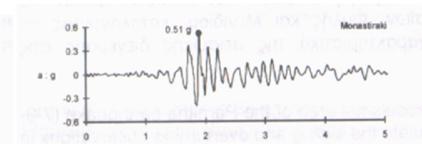
(α)



(β)



(γ)



(δ)

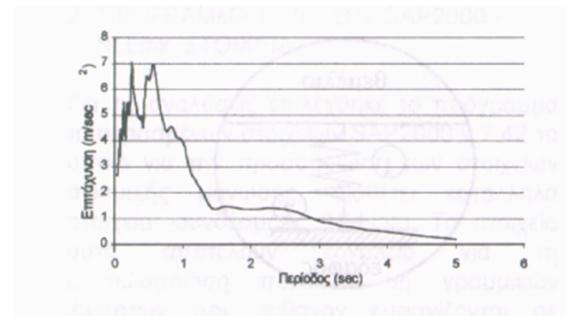
Σχ. 7 Φάσμα απόκρισης του σεισμού της Αθήνας (7-9-99) (α),

για διάφορες θέσεις καταγραφής (β), (γ), (δ).

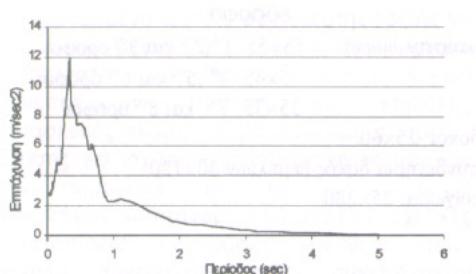
Το Σχ. 8 δείχνει ότι διαφορετικές σεισμικές καταγραφές παράγουν φάσματα απόκρισης που έχουν αξιοσημείωτα διαφορετικές τιμές για κάθε δεδομένη περίοδο ταλάντωσης, ενώ έχουν παρόμοια συνολική τάση να παρουσιάζουν μια μείωση στο μέγεθος με την αύξηση της περιόδου. Κάτι που περισσότερο αφορά το Μηχανικό είναι ότι τα μέγιστα παράγονται από διαφορετικούς σε ποικίλες περιόδους ταλάντωσης. Για παράδειγμα μπορεί να συγκριθεί η απόκριση που παρείχθη από τους σεισμούς (α) και (β) στο Σχ.8.

Ειδικά, τα φάσματα επιταχύνσεως επιτρέπουν την συνοπτική εικόνα αποκρίσεως των κατασκευών σε μία διέγερση: Φάσματα πλούσια σε μικρές περιόδους (δεσπόζουσες ιδιοπερίοδοι) καταπονούν εντονότερα τις δύσκαμπτες, κατασκευές με θεμελιώδη ιδιοπερίοδο στο διάστημα αυτό. Αντίθετα φάσματα πλούσια σε μεγάλες περιόδους διεγείρουν εντονότερα τα εύκαμπτα κτίρια.

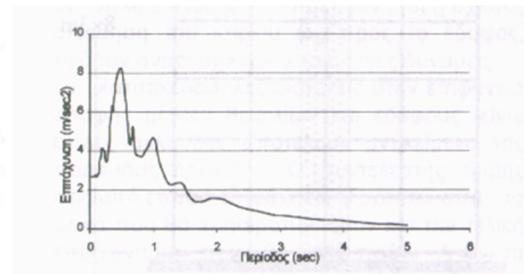
Για σεισμούς μικρού βάθους ($0 \div 60$ km) που είναι και οι πιο συχνοί η προέχουσα περίοδός τους είναι της τάξης του $0,2 \div 0,4$ sec, (σεισμός Θεσ/νίκης, Αλκυονίδων) οπότε για μονοβάθμια συστήματα με ιδιοπερίοδο μέσα σ' αυτά τα όρια εμφανίζεται η μέγιστη επιτάχυνση της ταλαντούμενης μάζας. Η ιδιοπερίοδος αυτή σε μια πρώτη προσέγγιση αντιστοιχεί στη θεμελιώδη περίοδο 2ωρόφων έως 4ωρόφων κτιρίων (Σχ.8).



(α)



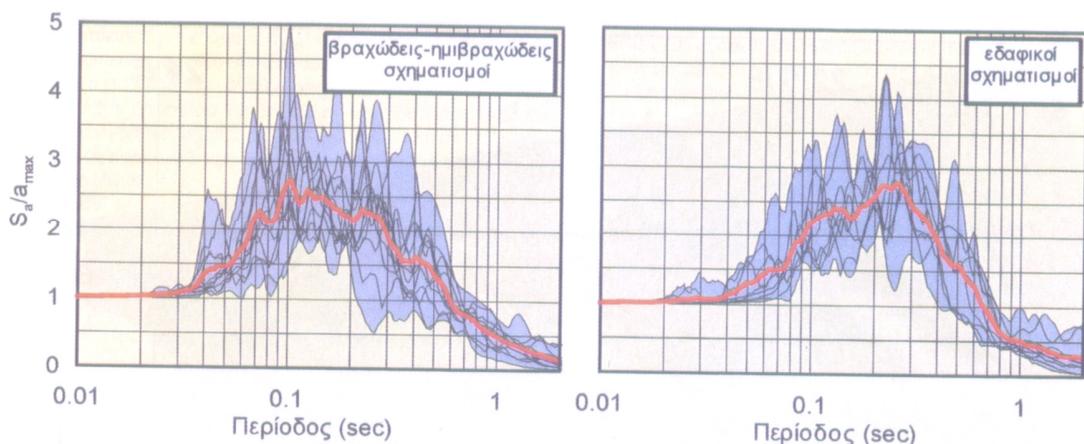
(β)



(γ)

Σχ. 8 Φάσμα απόκρισης των σεισμών: (α) El Centro (1940), (β) Καλαμάτας (1986),
(γ) Θεσσαλονίκης (1978).

Για σεισμούς μεγάλου βάθους ($70 \div 300$ km) ή μεγάλης αποστάσεως, που είναι πιο σπάνιο (σεισμός Βουκουρεστίου 1977, Πόλης Μεξικού 1985), η προέχουσα περίοδος του σεισμού εμφανίζεται μετατοπισμένη στο 1.0 έως 2.1 sec, οπότε τα συστήματα με ιδιοπερίοδο μέσα σ' αυτά τα όρια παρουσιάζουν τις μέγιστες επιταχύνσεις των ταλαντούμενων μαζών. Η ιδιοπερίοδος αυτή σε μία πρώτη προσέγγιση αντιστοιχεί στη θεμελιώδη περίοδο 10ωρόφων έως 20ωρόφων κτιρίων. Επίσης μαλακά εδάφη μετατοπίζουν το μέγιστο του φάσματος επιταχύνσεων προς τα δεξιά με αποτέλεσμα εύκαμπτα κτίρια (μεγάλου ύψους) με μεγάλη θεμελιώδη περίοδο να είναι ευπρόσβλητα από σεισμό σε εδάφη αυτού του είδους. Αντίθετα, δύσκαμπτα κτίρια (μικρού ύψους) εμφανίζονται ευπρόσβλητα σε σκληρά εδάφη όπου τα μέγιστα του φάσματος βρίσκονται μετατοπισμένα προς τα αριστερά (Σχ. 9).



Σχ. 9 Φάσματα απόκρισης των σεισμού της Αθήνας σε βραχώδεις-ημιβραχώδεις και σε εδαφικούς σχηματισμούς

Τα φάσματα επιταχύνσεως δίνουν επίσης τη δυνατότητα προσδιορισμού της συνολικής σεισμικής δύναμης (τέμνουσα βάσης) η οποία φορτίζει στατικά σαν οριζόντια δύναμη την κατασκευή με συνέπεια να καθίσταται δυνατή η στατική θεώρηση της σεισμικής διεγέρσεως, ενός δηλαδή κατ' εξοχήν δυναμικού φαινομένου:

Η τέμνουσα βάσης από την (1) είναι:

$$V = K(X - X_0) = Ku = -(C u + M \ddot{X})$$

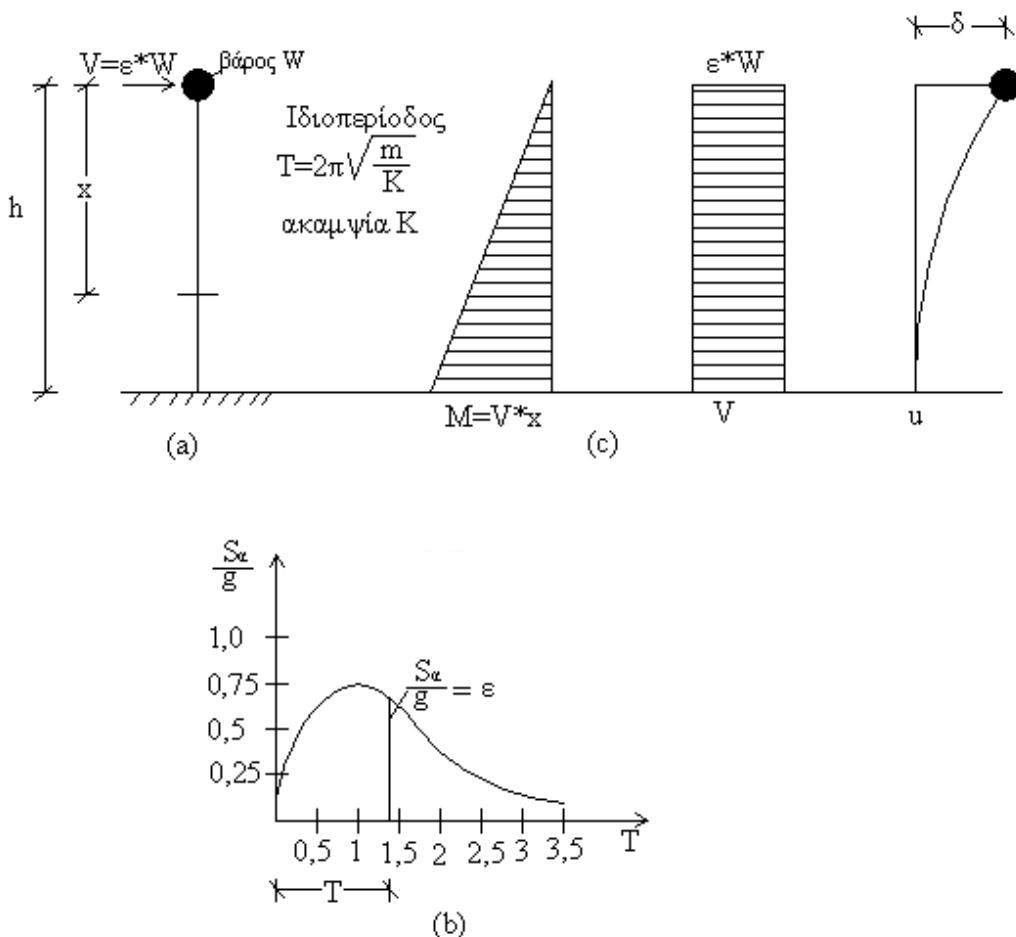
Η V γίνεται V_{max} όταν η u γίνεται u_{max} οπότε $u = 0$:

$$V_{max} = K \cdot u_{max} = M \ddot{X}_{max} \quad \text{ή}$$

$$V_{\max} = K \cdot S_d = M \cdot S_a \quad \text{ή}$$

$$V_{\max} = \frac{G}{g} \cdot S_a = G \frac{S_a}{g} = G \cdot \varepsilon$$

Συμπερασματικά δηλαδή προκειμένου να προσδιορίσουμε τη μέγιστη ένταση και παραμόρφωση του συστήματος, φορτίζουμε στατικά τη συγκεντρωμένη μάζα M με μια οριζόντια δύναμη V ίση με το βάρος G επί το σεισμικό συντελεστή ε ο οποίος προκύπτει από το φάσμα αποκρίσεως του συγκεκριμένου σεισμού ανηγμένο σε τιμές g (Σχ. 10).



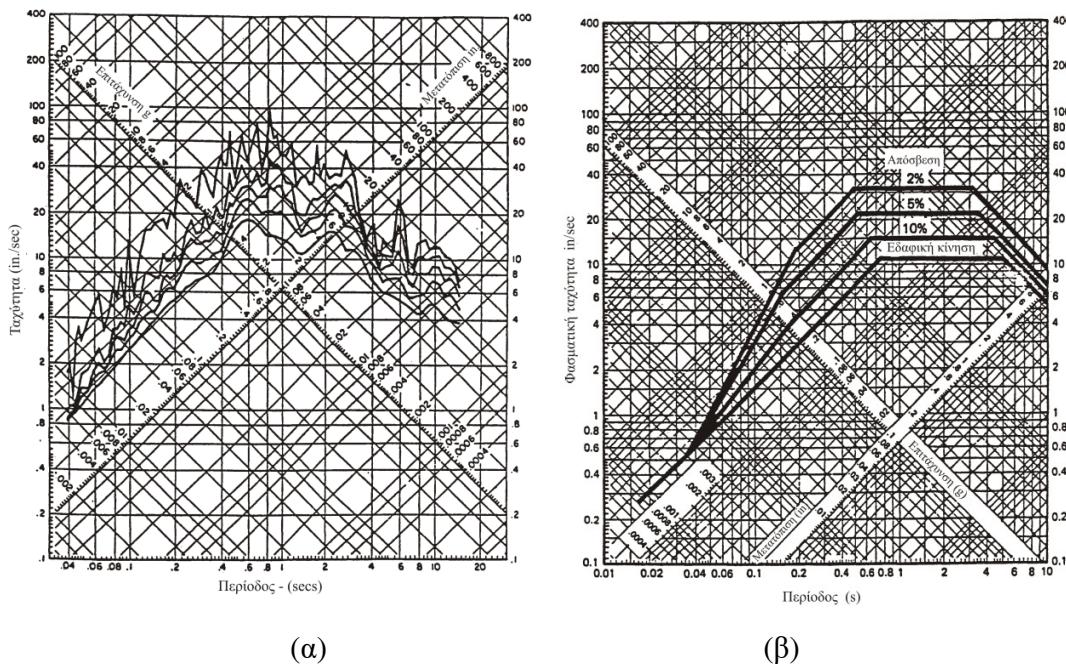
Σχ. 10. Στατικοποίηση του σεισμικού προβλήματος: (α) Μονοβάθμιο σύστημα
(β) Φάσμα αποκρίσεως επιταχύνσεως S_a/g . (γ) Μέγιστη απόκριση της κατασκευής.

1.5 Φάσματα Σχεδιασμού

Ο υπολογισμός των παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών του φορέα τα οποία προκύπτουν σαν αποτέλεσμα της εδαφικής σεισμικής κινήσεως στη βάση της κατασκευής ονομάζεται «Υπολογισμός Σεισμικής Αποκρίσεως».

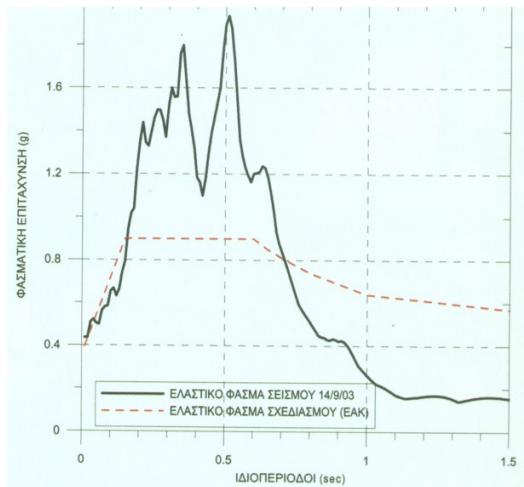
Ο Δομοστατικός Μηχανικός για τον υπολογισμό αυτόν, προκειμένου να προχωρήσει στο σχεδιασμό της κατασκευής, βασίζεται σε μία εξομαλυμένη έκδοση του φάσματος απόκρισης, που ονομάζεται φάσμα σχεδιασμού.

Ένα τέτοιο φάσμα σχεδιασμού φαίνεται στο Σχ. 11β. Αυτή η αντιπροσώπευση χαρακτηρίζει τη σεισμική κίνηση καθορίζοντας μέγιστες τιμές της απόκρισης επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης που είναι σταθερές για ευρείες ζώνες περιόδων. Για παράδειγμα η φασματική επιτάχυνση για 5% φασματική απόσβεση του Σχ. 11α είναι μάλλον καλύτερα αντιπροσωπεύσιμη με μία φασματική επιτάχυνση 0,75 g του Σχ. 11β για μία περιοχή περιόδων από 0,1 έως 0,6 sec σε αντίθεση μ' κείνη που ποικίλει από 0,55 έως 0,9 g του Σχ. 11α. Αυτή η εξομάλυνση της φασματικής απόκρισης είναι επίσης συνεπής με την ικανότητα του μηχανικού να εκτιμά τις φυσικές συχνότητες μιας κατασκευής καθώς και την παρατηρημένη εξάρτηση της περιόδου από τη στάθμη της δύναμης στην οποία υπόκειται η κατασκευή. Έτσι τα μέγιστα και τα ελάχιστα που συμβαίνουν πάνω σε μία στενή ζώνη περιόδων έχουν μικρή δομική σημασία.

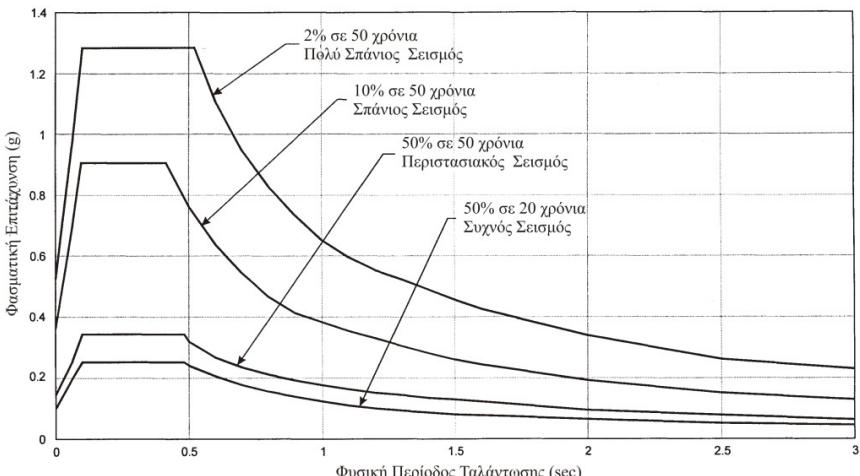


Σχ. 11 Φάσμα αποκρίσεως (α) - Φάσμα σχεδιασμού (β)

Το Σχ. 12 δείχνει φάσμα σεισμού που υπερέβη αξιοσημείωτα το φάσμα σχεδιασμού των Κανονισμών. Η τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους στα φάσματα σχεδιασμού εκτιμώνται, σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, ανάλογα με τη πιθανότητα υπέρβασής τους στα επόμενα χρόνια (Σχ. 13).



Σχ. 12 Φάσμα αποκρίσεως και Φάσμα σχεδιασμού του σεισμού της
Λευκάδας (14-8-2003)



Σχ. 13 Οι τιμές των φασματικών επιταχύνσεων σχεδιασμού εκτιμώνται ανάλογα με τη πιθανότητα υπέρβασής τους στα επόμενα χρόνια.

Η ανάπτυξη ενός φάσματος απόκρισης για χρήση στο σχεδιασμό κτιρίων σε μία ορισμένη περιοχή δεν είναι συνήθως στην αρμοδιότητα του δομοστατικού μηχανικού. Ένα τέτοιο φάσμα συνήθως ετοιμάζεται από γεωτεχνικές ειδικότητες γιατί αποτελεί αντικείμενο που απαιτεί ιδιαίτερη

εξειδίκευση. Ο δομοστατικός μηχανικός πρέπει να σιγουρεύεται ότι αντιλαμβάνεται με ποσοτικό τρόπο τη πληροφόρηση που παρέχεται από τις γεωτεχνικές ειδικότητες.

Η οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής κινήσεως του εδάφους η οποία έχει και τη μεγαλύτερη σημασία στη συμπεριφορά της κατασκευής προσδιορίζεται από φάσματα επιταχύνσεως σχεδιασμού.

Το φάσμα σχεδιασμού δεν αποτελεί φάσμα οιασδήποτε πραγματικής σεισμικής κίνησης αλλά είναι αποτέλεσμα της τροποποίησης και ομαλοποίησης στατιστικά επεξεργασμένων πολλών σεισμικών καταγραφών. Οι τροποποιήσεις αυτές στοχεύουν στην αντιμετώπιση αβεβαιοτήτων στην συμπεριφορά των δομημάτων στους σεισμούς και λαμβάνουν υπόψη τη σχετική εμπειρία.

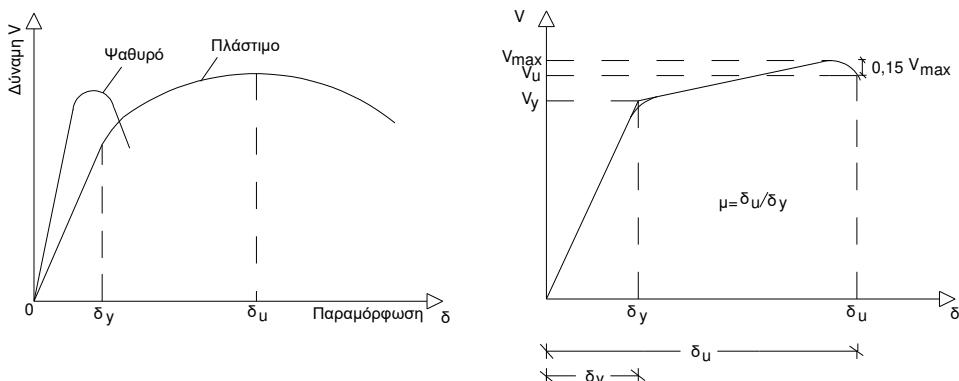
1.6 Πλαστιμότητα κατασκευών

1.6.1. Εισαγωγή

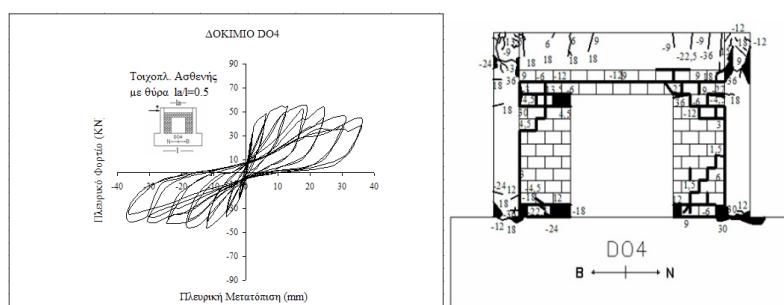
Ο οικονομικός σχεδιασμός κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμικών δράσεων, σύμφωνα με όλους του σύγχρονους κανονισμούς, βασίζεται στην πλαστιμότητά τους.

Ένα υλικό είναι πλάστιμο εάν μπορεί να αντέξει μεγάλες παραμορφώσεις κατά τη φόρτισή του (π.χ. λάστιχο). Για μέλη και κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, πλαστιμότητα είναι η ικανότητά τους να παραμορφώνονται πέραν του ορίου διαρροής, χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής τους.

Ένα ψαθυρό υλικό (π.χ. κιμωλία) ή μια ψαθυρή κατασκευή αστοχούν απότομα (δηλαδή χωρίς προειδοποίηση της επικείμενης αστοχίας) μόλις αναλάβουν το μέγιστο φορτίο τους. Επομένως υπάρχει αυξημένος κίνδυνος απώλειας ζωής κατά την κατάρρευση ψαθυρών κατασκευών. Τυπικά διαγράμματα δύναμης - παραμόρφωσης μελών με πλάστιμη ή ψαθυρή συμπεριφορά δίνονται στο Σχ. 16. Στο Σχ. 17 δίνεται παράδειγμα πλάστιμου τοιχοπληρωμένου πλαισίου υπό ανακυκλιζόμενη (δηλαδή σεισμική) ένταση.



Σχ. 16 Τυπικά διαγράμματα δύναμης - παραμόρφωσης των μελών με πλάστιμη ή ψαθυρή συμπεριφορά. Ορισμός του δείκτη πλαστιμότητας



Σχ. 17 Διάγραμμα Φορτίου- Μετατόπισης τοιχοπληρωμένου πλαισίου υπό ανακυκλιζόμενη ένταση (Κακαλέτσης 2006).

1.6.2. Μέτρηση της πλαστιμότητας

Για το πλάστιμο μέλος που δίνεται στο Σχ. 16, δ_y είναι η παραμόρφωση διαρροής που αντιστοιχεί στη διαρροή του χάλυβα και δ_u είναι η οριακή παραμόρφωση που αναπτύσσεται χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής (δηλ.το υλικό ή το δομικό στοιχείο χάνει μόνο ένα μικρό, προκαθορισμένο ποσοστό της οριακής αντοχής του - π.χ. στο σκυρόδεμα είναι 15%). Η Δύναμη μπορεί να είναι φορτίο, ροπή ή τάση, ενώ η Παραμόρφωση μπορεί να είναι επιμήκυνση, καμπυλότητα, βέλος ή στροφή.

Πιο συνήθης τρόπος ορισμού / μετρήσεως της πλαστιμότητας είναι:

- α. Η απόλυτη τιμή της οριακής παραμόρφωσης δ_u ή της ανελαστικής παραμόρφωσης (δ_u – δ_y).
- β. Ο «δείκτης πλαστιμότητας» $\mu = \delta_u/\delta_y$, ή κάποια άλλη μορφή του (ϕ_u/ϕ_y , θ_u/θ_y). Ο δείκτης πλαστιμότητας προσδιορίζεται εύκολα και χρησιμοποιείται ευρέως.
- γ. Η ενέργεια που απορροφάται από το μέλος ή την κατασκευή και η οποία δίνεται από το εμβαδόν της επιφάνειας κάτω από το διάγραμμα δύναμης - παραμόρφωσης.

Οι παραπάνω ορισμοί εν γένει αναφέρονται σε μονοτονική φόρτιση μέχρι αστοχίας. Κύκλοι φορτίσεως και ταχύτητα φορτίσεως, αν και επηρεάζουν την πλαστιμότητα, δεν λαμβάνονται συνήθως υπόψη στους ορισμούς.

1.6.3 Η Σπουδαιότητα της πλαστιμότητας

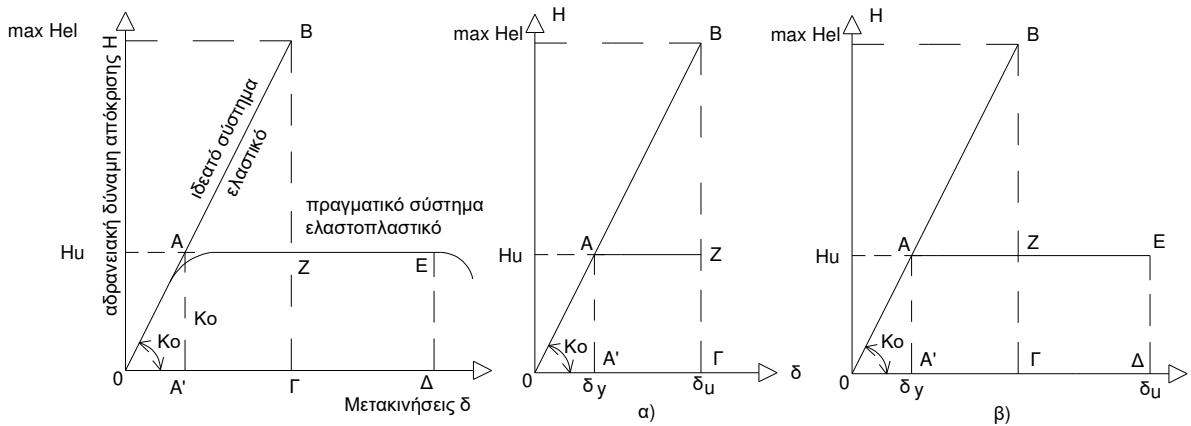
Στο Σχ. 18 δίνεται η απόκριση μιας κατασκευής σε σεισμική δράση για την περίπτωση που αυτή συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς και για την περίπτωση που συμπεριφέρεται ελαστοπλαστικά. Η μέγιστη αδρανειακή δύναμη απόκρισης της ελαστικής κατασκευής δίνεται από την $\max H_{el}$, και η αντίστοιχη της ελαστοπλαστικής κατασκευής από την H_u . Ο λόγος των δύο αυτών δυνάμεων δίνεται από το $\xi = \max H_{el}/H_u$.

Βάσει αποτελεσμάτων δυναμικών αναλύσεων του Blume (1961, 1970) σε μονοβάθμια συστήματα έχουν προκύψει δύο συμπεριφορές (Σχ. 18):

- απόκριση με ίδια μέγιστη παραμόρφωση
- απόκριση με ίδια απορρόφηση ενέργειας

Στην πρώτη περίπτωση προκύπτει ότι $\xi = \mu$, όπου $\mu = \delta_u/\delta_y$, ενώ στη δεύτερη $\xi = \sqrt{2\mu - 1}$.

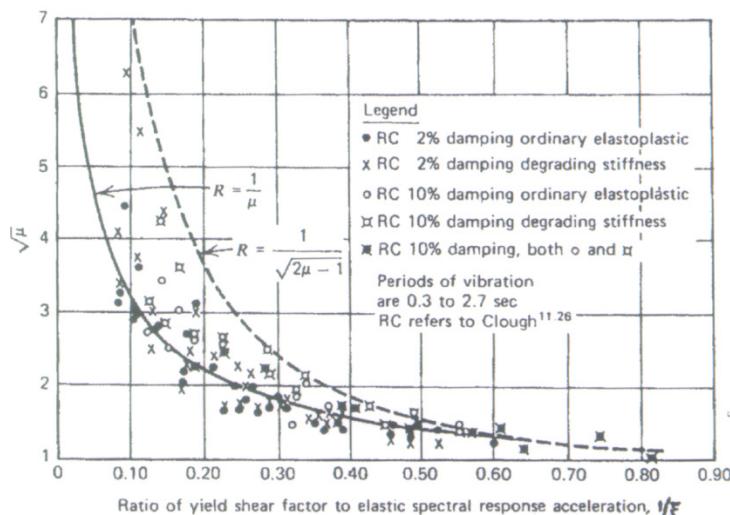
Στο Σχ. 19 γίνεται από τον Blume (1970) σύγκριση αυτών των δύο εξισώσεων με τα αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων σε μονοβάθμια συστήματα που έγιναν από τον Clough (1966).



Σχ. 18 Ελαστική και ελαστοπλαστική απόκριση κατασκευής σε σεισμική δράση

- α) απόκριση με ίδια μέγιστη παραμόρφωση ($\xi = \mu$)
- β) απόκριση με ίδια απορρόφηση ενέργειας ($\xi = \sqrt{2\mu - 1}$)

Παρατηρείται ότι αυτές οι δύο εξισώσεις περιγράφουν ικανοποιητικά τα αποτελέσματα. Τα παραπάνω ισχύουν για μονοβάθμια συστήματα, αλλά ισχύουν κατ' αναλογία προσεγγιστικά και για πολυώροφα κτίρια. Εφαρμογή του Σχ. 19 σε μια κατασκευή με $\mu = 4$, ($\sqrt{\mu} = 2$), δίνει $1/\xi = 0.30$. Δηλαδή η σεισμική δύναμη που απαιτείται για το σχεδιασμό του ελαστοπλαστικού συστήματος είναι μόνο το 30% της σεισμικής δύναμης που απαιτείται για το σχεδιασμό του ελαστικού συστήματος, πράγμα που αποδεικνύει την οικονομικότατα της ελαστοπλαστικής κατασκευής.



Σχ.19 Διάγραμμα πλαστιμότητας – λόγου αδρανειακής δύναμης απόκρισης ελαστοπλαστικού προς ελαστικό μονοβάθμιο σύστημα, για το σεισμό El Centro 1940 (Clough 1966, Blume 1970).

Είναι λοιπόν προφανές ότι είναι αντιοικονομικός ο σχεδιασμός μιας συνήθους κατασκευής για να αντέξει τον μεγαλύτερο πιθανό σεισμό χωρίς βλάβες, δηλαδή να συμπεριφερθεί γραμμικά ελαστικά αφού η δράση μιας σεισμικής διεγέρσεως σε ένα ταλαντούμενο σύστημα μπορεί να παραληφθεί είτε με μεγάλες δυνάμεις επαναφοράς και ταλάντωση εντός της ελαστικής περιοχής είτε με μικρότερες δυνάμεις επαναφοράς και εκμετάλλευση της ικανότητας του συστήματος για πλαστική παραμόρφωση, φθάνει να διαθέτει το σύστημα τέτοιες δυνατότητες. Η ικανότητα λοιπόν ενός συστήματος για πλαστική παραμόρφωση είναι μια ιδιότητα ιδιαίτερα σημαντική για τις αντισεισμικές κατασκευές, γιατί παρέχει τη δυνατότητα να τις σχεδιάσουμε για πολύ μικρότερες δυνάμεις από αυτές που θα απαιτούσε η θεώρησή τους ως ελαστικών συστημάτων. Όσο μεγαλύτερος είναι ο διαθέσιμος δείκτης πλαστιμότητας για ένα δομικό στοιχείο τόσο μεγαλύτερα περιθώρια ασφάλειας έχει το στοιχείο απέναντι στο σεισμό

Η πλάστιμη αυτή συμπεριφορά είναι δυνατό να διασφαλισθεί με κατάλληλη διαμόρφωση του φέροντος συστήματος, όπως π.χ. με την απαίτηση «για ισχυρούς στύλους – ασθενή ζυγώματα» και με την κατάλληλη όπλιση των δομικών στοιχείων.

Το κόστος σχεδιασμού «χωρίς βλάβες» πρέπει να εξαρτηθεί από:

- την σπουδαιότητα της κατασκευής
- τον τύπο της κατασκευής (π.χ. η υπερστατικότητα μιας κατασκευής, στην οποία διαρρέουν ορισμένα μέλη, οδηγεί σε ανακατανομή της έντασης σε γειτονικά μέλη)
- την πιθανότητα σεισμών

Κριτήρια συμπεριφοράς συνήθων κατασκευών που υπάρχουν στους περισσότερους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς είναι:

- Ασθενείς σεισμοί: κατασκευές χωρίς βλάβες (εντός του ελαστικού εύρους των τάσεων)
- Μεσαίοι σεισμοί: κατασκευές με ελάχιστες βλάβες στα φέροντα στοιχεία και μερικές βλάβες στα μη φέροντα
- Ισχυροί σεισμοί (σεισμός σχεδιασμού): κατασκευές με περιορισμένες αλλά επιδιορθώσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό, αλλά πιθανότητα κατάρρευσης επαρκώς μικρή.

Για αποφυγή κατάρρευσης μιας κατασκευής στην περίπτωση του σεισμού σχεδιασμού πρέπει τα μέλη και οι συνδέσεις τους να σχεδιαστούν κατάλληλα, έτσι ώστε να μπορούν να αναλάβουν μεγάλες μετελαστικές παραμορφώσεις (βλάβες) χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής τους, δηλαδή να είναι πλάστιμα. Έτσι επιτυγχάνεται απορρόφηση και κατανάλωση σημαντικής ποσότητας ενέργειας.

Στους κανονισμούς δίνεται διαδικασία σχεδιασμού (υπολογισμοί, κατασκευαστικές λεπτομέρειες και λεπτομέρειες όπλισης) που εξασφαλίζει ικανοποιητικό βαθμό πλαστιμότητας χωρίς να απαιτείται άμεσος υπολογισμός της απαιτούμενης και της διαθέσιμης πλαστιμότητας. Επιπλέον επιδιώκονται τα ακόλουθα:

- Βλάβες στα μη φέροντα στοιχεία («ισχυρό υποστύλωμα - ασθενής δοκός»).
- Ψαθυρές αστοχίες (από Διάτμηση, Αγκυρώσεις) να μην προηγούνται των πλάστιμων αστοχιών (από Κάμψη), δηλαδή Ικανοτικός Σχεδιασμός.
- Εξασφάλιση πλαστιμότητας (αντοχή σκυροδέματος και χάλυβα, ποσοστό εφελκυόμενου και θλιβόμενου οπλισμού, περίσφιξη).

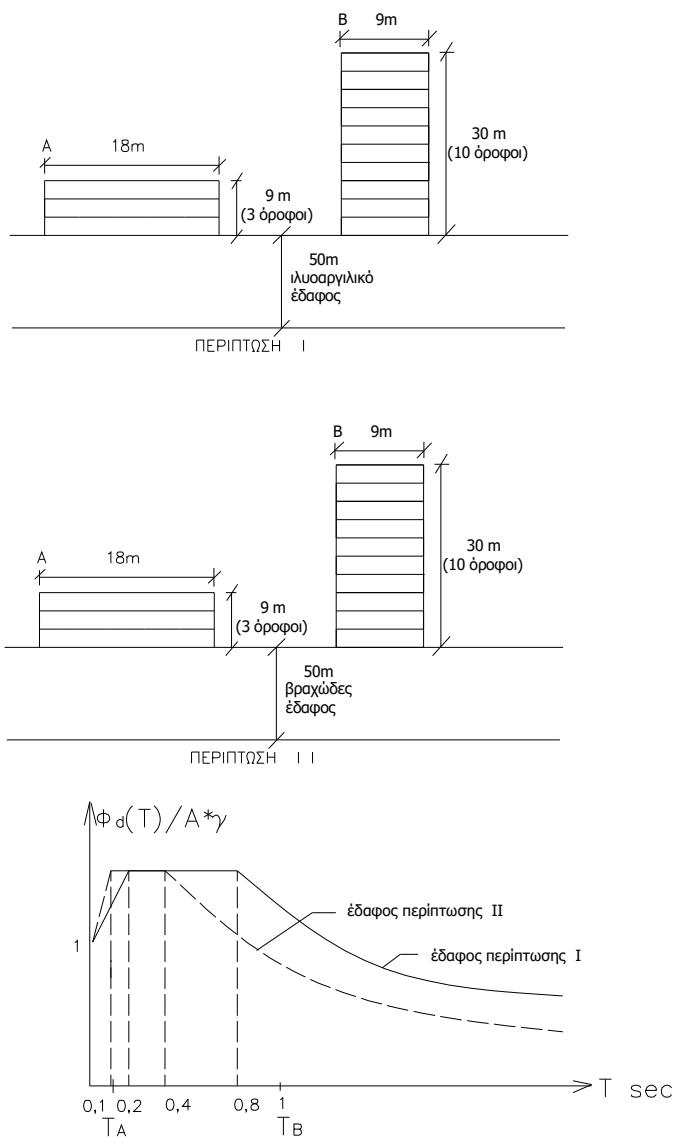
Μη αναμενόμενες υπερβάσεις φορτίων, κρούσεις, θερμοκρασιακές μεταβολές, καθιζήσεις θεμελίων, που συνήθως αγνοούνται στο σχεδιασμό, αναλαμβάνονται από τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των κατασκευών.

Η πλαστιμότητα μπορεί να αναφέρεται είτε σε όλη την κατασκευή ή μόνο σε τμήμα της. Το μέγεθος του δείκτη πλαστιμότητας θα διαφέρει σε κάθε περίπτωση:

- Υλικό: π.χ. σκυρόδεμα $\mu = 1-2$
- Διατομή: π.χ. διατομή ελαφρά οπλισμένη $\mu = 10-20$
- Δοκός ή Υποστύλωμα: συνήθως μικρότερο μ. Κίνδυνος αστοχίας της συνάφειας ή διάτμησης ή επιβάρυνση από ετερόσημους κύκλους φόρτισης.
- Κατασκευή: μ μπορεί να είναι μεγάλο. Εξαρτάται από τη θέση των πλαστικών αρθρώσεων και τη συμπεριφορά των κόμβων. Η πλαστιμότητα των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος εξαρτάται από την πλαστιμότητα των υλικών, το σχεδιασμό των μελών και κόμβων, και τις λεπτομέρειες όπλισης (κατασκευαστικές διατάξεις).

1.7 Εφαρμογή – Συνοπτική εικόνα αποκρίσεως κατασκευών μέσω φασμάτων

Δύο κτίρια τετραγωνικής κάτοψης Α και Β (Σχήμα 1) έχουν σχεδιασθεί και κατασκευασθεί σύμφωνα με τις διατάξεις των τρεχόντων κανονισμών. Οι πλευρικές δυνάμεις στο κτίριο Α παραλαμβάνονται από τοιχώματα μόνο, και στο κτίριο Β παραλαμβάνονται από πλαισιακό σκελετό μόνο. Αμφότερα τα κτίρια βρίσκονται στο Βόλο. Στη περίπτωση I τα κτίρια θεμελιώνονται σε ίλυοαργιλικό έδαφος και στη περίπτωση II τα κτίρια θεμελιώνονται σε βραχώδεις σχηματισμούς. Στο σχήμα εμφανίζεται ποιοτικά το φάσμα για τις δύο περιπτώσεις έδαφών.



Σχ. 1 Τα προς μελέτη κτίρια και το φάσμα των εδαφών

- a. Να υπολογισθεί η ιδιοπερίοδος κάθε κτιρίου με χρήση των διατάξεων του ΕΑΚ 2000
- b. Να συγκριθούν και να εξηγηθούν οι αναμενόμενες σεισμικές βλάβες των κτιρίων στο έδαφος περίπτωσης I και στο έδαφος περίπτωσης II.
- c. Αν αλλάξουν μεταξύ τους τα δομικά συστήματα παραλαβής πλευρικών δυνάμεων στα κτίρια A και B πως απαντάται το ερώτημα b.
- d. Αν το κτίριο B έχει προηγουμένως υποστεί σεισμική δράση μικρής έντασης και έχουν επιδιορθωθεί οι θραυσμένοι υαλοπίνακες και οι ρωγμές των επιχρισμάτων, πως απαντάται το ερώτημα b.

Λύση

a. $T = (0,09 \cdot H / L^{1/2}) \cdot [H / (H + \rho \cdot L)]^{1/2}$

Κτίριο A : $H = 9\text{m}$, $L = 18\text{m}$, ποσοστό τοιχωμάτων $\rho = 1$

$$T_A = (0,09 \cdot 9 / 18^{1/2}) \cdot [9 / (9 + 1 \cdot 18)]^{1/2} = (0,09 \cdot 9 / 4,24) \cdot [9 / 27]^{1/2} = 0,19 \cdot 0,577 = \underline{\underline{0,11 \text{ sec}}}$$

Κτίριο B : $H = 30\text{m}$, $L = 9\text{m}$, ποσοστό τοιχωμάτων $\rho = 0$

$$T_B = (0,09 \cdot 30 / 9^{1/2}) \cdot [30 / (30 + 0 \cdot 9)]^{1/2} = \underline{\underline{0,90 \text{ sec}}}$$

b. Για το δύσκαμπτο κτίριο A ($T_A = 0,11 \text{ sec}$) η καταπόνηση θα είναι μικρότερη στην περίπτωση εδάφους I (μαλακό έδαφος) από ότι στην περίπτωση εδάφους II (σκληρό έδαφος).

Για το εύκαμπτο κτίριο B ($T_B = 0,90 \text{ sec}$) η καταπόνηση θα είναι μεγαλύτερη στην περίπτωση εδάφους I (μαλακό έδαφος) από ότι στην περίπτωση εδάφους II (σκληρό έδαφος).

c. Κτίριο A : $H = 9\text{m}$, $L = 18\text{m}$, ποσοστό τοιχωμάτων $\rho = 0$

$$T_A = (0,09 \cdot 9 / 18^{1/2}) \cdot [9 / (9 + 0 \cdot 18)]^{1/2} = 0,81 / 4,24 = 0,19 \text{ sec}$$

Κτίριο B : $H = 30\text{m}$, $L = 9\text{m}$, ποσοστό τοιχωμάτων $\rho = 1$

$$T_B = (0,09 \cdot 30 / 9^{1/2}) \cdot [30 / (30 + 1 \cdot 9)]^{1/2} = 0,9 \cdot (30 / 39)^{1/2} = 0,9 \cdot 0,88 = 0,79 \text{ sec}$$

Για το χαμηλό κτίριο A ($T_A = 0,19 \text{ sec}$) η καταπόνηση θα είναι η ίδια και στις δύο περιπτώσεις εδαφών.

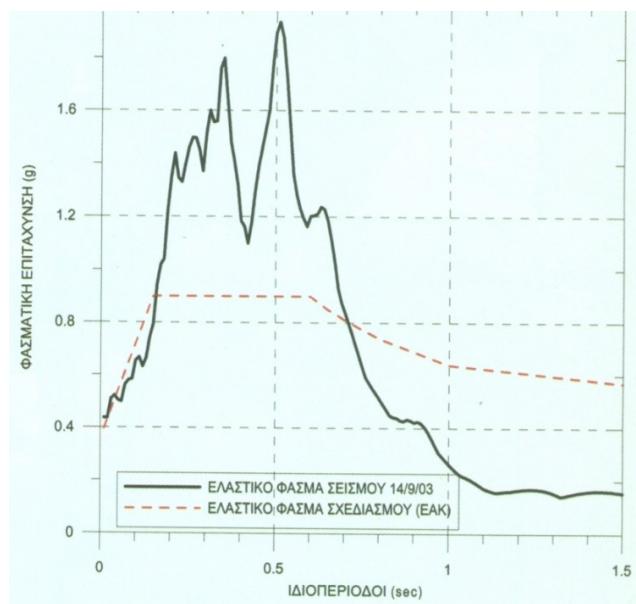
Για το υψηλό κτίριο B ($T_B = 0,79 \text{ sec}$) η καταπόνηση θα είναι μεγαλύτερη αν κατασκευασθεί στην περίπτωση εδάφους I (μαλακό έδαφος) από ότι αν κατασκευασθεί στην περίπτωση εδάφους II (σκληρό έδαφος).

d. Αφού το κτίριο B παρουσίασε μόνο τις ανωτέρω βλάβες στον σεισμό αυτό, συμπεραίνεται ότι είχε καταλλήλως σχεδιασθεί και κατασκευασθεί ώστε να μην εμφανίσει δομικές βλάβες στον

υπόψη σεισμό. Άρα δεν θα υπάρξει καμιά επιρροή των ανωτέρω βλαβών στην απόκριση του κτιρίου σε κάθε μεταγενέστερο σεισμό.

1.8 Εφαρμογή – Γεφύρωση της διαφοράς μεταξύ της στάθμης της δύναμης του σεισμού και της στάθμης της δύναμης σχεδιασμού

Τα γραφήματα του Σχήματος συγκρίνουν το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, του EAK 2000, πλαισιακού κτιρίου από σκυρόδεμα, για τη Λευκάδα και το ελαστικό φάσμα απόκρισης του σεισμού της Λευκάδας (14 – 8 – 2003).



Σχ. 2 Φάσμα σχεδιασμού και φάσμα απόκρισης

- a. Να εξηγηθεί τι σημαίνει ο όρος "ελαστικό φάσμα απόκρισης".
- b. Ποιος είναι ο πρώτος πιο σπουδαίος παράγοντας, που έχει σχέση με τη συμπεριφορά του υλικού, που γεφυρώνει την προφανή διαφορά μεταξύ της στάθμης της δύναμης του σεισμού και της στάθμης της δύναμης σχεδιασμού, όπως αυτές φαίνονται στο Σχήμα;
- c. Ποιοι είναι οι άλλοι δύο πιθανοί παράγοντες που μπορεί να τροποποιήσουν σημαντικά την απόκριση μιας συγκεκριμένης κατασκευής στο σεισμό;
- d. Ποια είναι η θεμελιώδης απαίτηση για τη διάσωση πλαισιακών κατασκευών από μεγάλους σεισμούς όταν σχεδιάζονται για τις σεισμικές δυνάμεις των σύγχρονων Κανονισμών;

e. Σχετικά με τη συμπεριφορά του υλικού και το Σχήμα, να αναφερθούν δύο λόγοι που ένα κτίριο με σύστημα φερόντων τοιχωμάτων σχεδιάζεται με συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς $q = 3$, ενώ ένα κτίριο με πλαισιακό χωρικό σκελετό σχεδιάζεται με συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς $q = 3,5$. (Το q εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής για πλάστιμη συμπεριφορά).

f. Ποιος είναι ο κύριος σκοπός των Αντισεισμικών Κανονισμών; Σχετικά με την ασφάλεια της ζωής και τη βλάβη της περιουσίας ποια συμπεριφορά αναμένεται για τις κατασκευές που σχεδιάζονται σύμφωνα μ' αυτούς τους κανονισμούς:

- (1) σε ένα μικρής έντασης σεισμό;
- (2) σε ένα μέσης έντασης σεισμό;
- (3) στο μέγιστο αναμενόμενο σεισμό;

g. Μπορεί να γίνουν μερικές γενικεύσεις ως προς την επιρροή των συνθηκών θεμελίωσης στη δομική απόκριση σ' ένα σεισμό:

- (1) Ποια είναι η επιρροή στη δεσπόζουσα περίοδο της εδαφικής κίνησης και στο εύρος της κίνησης, της αύξησης του πάχους της εδαφικής στρώσης ή της μείωσης της σταθερότητας του εδάφους;
- (2) Ποιοι τύποι κτιρίων υπάρχει πιθανότητα να υφίστανται μεγαλύτερη σεισμική δύναμη όταν βρίσκονται σε σταθερά εδάφη ή βράχο; Τι εύρος περιόδων ορίζει αυτός ο τύπος κτιρίων;
- (3) Ποιοι τύποι κτιρίων υπάρχει πιθανότητα να υφίστανται μεγαλύτερη σεισμική δύναμη όταν βρίσκονται σε μαλακά εδάφη; Τι εύρος περιόδων ορίζει αυτός ο τύπος κτιρίων;

Λύση

a. Τα ελαστικά φάσματα απόκρισης είναι σχεδιαγράμματα της μέγιστης απόκρισης (μετατόπισης, ταχύτητας, επιτάχυνσης) γραμμικού ταλαντωτή ενός βαθμού ελευθερίας που υπόκειται σε μια συγκεκριμένη κίνηση βάσης, ως προς ένα πρακτικό εύρος περιόδων του ταλαντωτή ενός βαθμού ελευθερίας.

b. Ο πιο σημαντικός παράγοντας που γεφυρώνει τη διαφορά μεταξύ της στάθμης της δύναμης του σεισμού και της στάθμης της δύναμης σχεδιασμού, είναι η ανελαστική συμπεριφορά που έχει σαν αποτέλεσμα την υστερητική απορρόφηση ενέργειας από την κατασκευή.

c. Άλλοι παράγοντες που τροποποιούν την απόκριση της κατασκευής στο σεισμό είναι οι αλλαγές που παρατηρούνται στη δυσκαμψία και στα χαρακτηριστικά απόσβεσης καθώς η κατασκευή αποδιοργανώνεται.

d. Επιπλέον από τις προφανείς απαιτήσεις σε αντοχή, ευστάθεια και συνεχή διαδρομή των φορτίων, θεμελιώδης απαίτηση για τη διάσωση των πλαισιακών κατασκευών από ισχυρούς σεισμούς είναι ότι πρέπει να έχουν ικανοποιητική πλαστιμότητα (δηλ. ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης) ώστε να απορροφούν την ενέργεια που εισάγεται από την εδαφική κίνηση.

e. Ο κύριος λόγος για τη διαφορά στο q μεταξύ ενός κτιρίου με σύστημα φερόντων τοιχωμάτων σε σύγκριση με ένα κτίριο με πλαισιακό σκελετό είναι η υπεροχή σε ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του πλαισιακού σκελετού. Δευτερεύοντες λόγοι είναι η υψηλή υπερστατικότητα των πλαισίων που τα επιτρέπει να αποκρίνονται ανελαστικά χωρίς να διακινδυνεύεται η ικανότητά τους να φέρουν τα φορτία βαρύτητας και χωρίς να διακινδυνεύεται η ευστάθειά τους. Τα συστήματα φερόντων τοιχωμάτων δίδουν ποικίλες συμπεριφορές που εξαρτώνται από την ποιότητα κατασκευής τους.

f. Ο κύριος σκοπός των Αντισεισμικών Κανονισμών είναι να αποτρέψουν την απώλεια ζωής, θέτοντας τους ελάχιστους κανόνες προκειμένου να αποτρέπεται η δομική κατάρρευση. Η συμπεριφορά που αναμένεται είναι:

- (1) Σε μικρής έντασης σεισμό = όχι βλάβες.
- (2) Σε μέσης έντασης σεισμό = μη δομικές βλάβες· πιθανές βλάβες σε μη δομικά μέλη.
- (3) Στο μέγιστο αναμενόμενο σεισμό = πιθανόν βλάβες σε δομικά και μη δομικά μέλη, αλλά αποφυγή κατάρρευσης.

g. Επιρροή εδαφικών συνθηκών:

- (1) Η αύξηση του πάχους της εδαφικής στρώσης γενικά αυξάνει τη δεσπόζουσα περίοδο της εδαφικής κίνησης και ενισχύει τη δομική απόκριση.
- (2) Οι κατασκευές που συνήθως υπόκεινται σε μεγαλύτερη σεισμική δύναμη όταν βρίσκονται πάνω σε βράχο είναι οι σχετικά δύσκαμπτες κατασκευές με περιόδους στην περιοχή 0,1 έως 0,5 sec.
- (3) Αντιθέτως, οι κατασκευές που συνήθως υπόκεινται σε μεγαλύτερη σεισμική δύναμη όταν βρίσκονται πάνω σε μαλακά εδάφη είναι οι σχετικά εύκαμπτες κατασκευές με περιόδους στην περιοχή 0,5 sec και άνω.

Η δυσμενέστερη κατάσταση συμβαίνει όταν η ιδιοπερίοδος του κτιρίου και η δεσπόζουσα περίοδος της εδαφικής κίνησης σχεδόν συμπίπτουν.

Β. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

1. Οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

Λόγω της εξηναγκασμένης κίνησης στην οποία υποβάλλεται το τμήμα της κατασκευής κάτω από την επιφάνεια του εδάφους, η ανωδομή μιας κατασκευής κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης υφίσταται ταλάντωση.

Όλα τα στοιχεία της κατασκευής σχεδιάζονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να ανταποκρίνονται με επιτυχία στις υποβαλλόμενες παραμορφώσεις μέχρι να απορροφηθεί το σύνολο της ενέργειας που εισάγεται στο δομικό σύστημα.

Αυτό επιτυγχάνεται με κατάλληλο σχεδιασμό των κατασκευών ώστε τα επί μέρους στοιχεία να είναι σε θέση να αναπτύσσουν ελεγχόμενη ανελαστική απόκριση, δηλαδή, να υφίστανται βλάβες σε αποδεκτό βαθμό έναντι των σεισμικών δράσεων που θεωρούνται στατιστικά αναμενόμενες κατά τη διάρκεια της ζωής του έργου.

2. Σεισμικές δράσεις κατά τον Ευρωκώδικα 8 (EC8)

2.1. Σεισμικές δράσεις

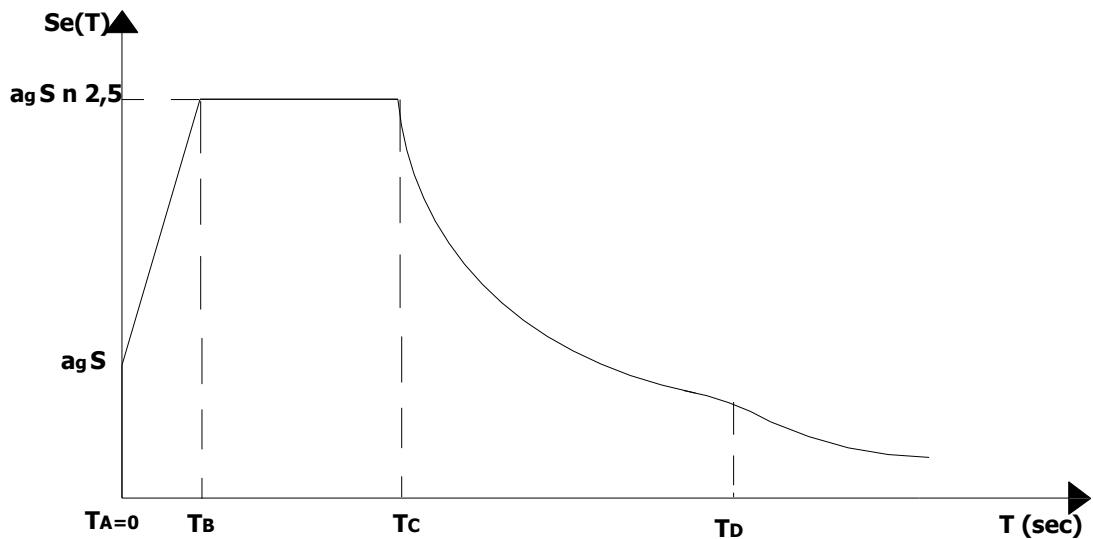
Οι σεισμικές κινήσεις του εδάφους συνήθως αντιπροσωπεύονται από ένα ελαστικό φάσμα. Αυτό ονομάζεται ελαστικό φάσμα απόκρισης.

Οι σεισμικές διεγέρσεις έχουν τρείς συνιστώσες, δύο οριζόντιες κάθετες μεταξύ τους και μια κατακόρυφη. Οι κατασκευές πρέπει να σχεδιάζονται για οριζόντιες δράσεις κατά δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις οι οποίες θεωρούνται ανεξάρτητες και εκφράζονται κατά τον Ευρωκώδικα 8 (EC8) από το ίδιο ελαστικό φάσμα απόκρισης.

2.2. Οριζόντιο ελαστικό φάσμα αποκρίσεως επιταχύνσεων κατά EC8

Το οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων κατά τον EC8, (Σχ. 1), χωρίζεται σε τέσσερεις (4) περιοχές ιδιοπεριόδων με βάση τις τιμές των παραμέτρων T_B , T_C , T_D και τον συντελεστή εδάφους S . Στον Πίν. 1 δίδονται οι τιμές των παραμέτρων των φασμάτων Τύπου 1 όπως αυτές προσδιορίζονται με βάση την κατηγορία του εδάφους. Οι τέσσερες περιοχές είναι

$0 \leq T \leq T_B$, $T_B \leq T \leq T_C$, $T_C \leq T \leq T_D$, $T_D \leq T \leq 4s$ και στην κάθε περιοχή το φάσμα ορίζεται από τις σχέσεις 1α , 1β , 1γ , 1δ , αντίστοιχα:



Σχ. 1 Το οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων κατά τον EC8

- Στη πρώτη περιοχή, $0 \leq T \leq T_B$, το φάσμα έχει γραμμική ανοδική μορφή:

$$Se(T) = \alpha_g S [1 + \frac{T}{T_B} (\eta 2.5 - 1)] \quad (1\alpha)$$

- Η δεύτερη περιοχή, $T_B \leq T \leq T_C$, χαρακτηρίζεται από σταθερή επιτάχυνση ίση με τη μεγίστη προβλεπόμενη τιμή για το συγκεκριμένο φάσμα:

$$Se(T) = \alpha_g S \eta 2.5 \quad (1\beta)$$

- Η τρίτη περιοχή, $T_C \leq T \leq T_D$, έχει πτωτική μορφή αντιστρόφως ανάλογη της περιόδου:

$$Se(T) = \alpha_g S \eta 2.5 [\frac{T_C}{T}] \quad (1\gamma)$$

- Η τελευταία περιοχή, $T_D \leq T \leq 4s$, έχει πιο έντονα πτωτική μορφή δεδομένου ότι η επιτάχυνση είναι αντιστρόφως ανάλογη του τετραγώνου της περιόδου:

$$Se(T) = \alpha_g S \eta 2.5 [\frac{T_C T_D}{T^2}] \quad (1\delta)$$

όπου

$Se(T)$ ελαστικό φάσμα απόκρισης

Τ περίοδος ταλάντωσης γραμμικού μονοβαθμίου συστήματος (θεμελιώδης περίοδος κατασκευής) α_g εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A και $\alpha_g = \gamma_1 \alpha_{gR}$

T_B ιδιοπερίοδος στην αρχή της περιοχής σταθερής επιτάχυνσης του φάσματος

T_C ιδιοπερίοδος στο τέλος της περιοχής σταθερής επιτάχυνσης του φάσματος

T_D η τιμή περιόδου που αρχίζει η περιοχή σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S ο συντελεστής εδάφους (δίδεται στον Πίν. 1)

η διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης με τιμή $\eta = 1$ για ιξώδη απόσβεση $\xi = 5\%$, για διαφορετικές αποσβέσεις ο συντελεστής η μπορεί να λαμβάνεται από τη σχέση

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (2)$$

Πίνακας 1 Τιμές των παραμέτρων των ελαστικών φασμάτων απόκρισης (EC8) για φάσματα

Τύπου 1 (Τύπος 1: οι σεισμοί που συμβάλλουν περισσότερο στη σεισμική επικινδυνότητα έχουν μέγεθος $M_s \geq 5.5$. Στην Ελλάδα χρησιμοποιούνται μόνο φάσματα Τύπου 1).

Παράμετροι φασμάτων κατά EC8	Κατηγορία εδάφους				
	A	B	C	D	E
Συντελεστής εδάφους S	1.0	1.2	1.15	1.35	1.4
T_B (sec)	0.15	0.15	0.20	0.20	0.15
T_C (sec)	0.4	0.5	0.6	0.8	0.5
T_D (sec)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5

2.3. Κατηγορίες εδαφών κατά EC8

Ο EC8 ορίζει συνολικά 7 κατηγορίες εδαφών ή εδαφικούς τύπους ενώ μόνον στους 5 από αυτούς επιτρέπεται ο σχεδιασμός και η κατασκευή δομικών έργων με βάση τις μεθόδους που περιγράφονται. Οι κατηγορίες στις οποίες επιτρέπεται είναι οι A, B, C, D και E (Πίν. 2).

Επί πλέον κατά τον EC8 ορίζονται ως περιοχές με ειδικές συνθήκες δύο πρόσθετες κατηγορίες εδάφους οι S_1 και S_2 . Ο σχεδιασμός σε εδάφη που ανήκουν σε αυτές τις δύο ειδικές κατηγορίες απαιτεί ειδική μελέτη για τον καθορισμό των σεισμικών δράσεων.

Πίνακας 2 Κατηγορίες εδαφών (προσεγγιστική περιγραφή χαρακτηριστικών) κατά EC8

A	Βράχος ή γεωλογικό στρώμα όμοιο βράχου. Μπορεί να υπάρχει ασθενέστερος σχηματισμός προς την επιφάνεια με πάχος έως 5m.
B	Πυκνή άμμος, πυκνοί χάλικες, ή πολύ στιφρή (σκληρή) άργιλος, πάχους αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία αύξηση των μηχανικών χαρακτηριστικών τους με το βάθος.
C	Βαθιές εναποθέσεις πυκνής άμμου ή άμμου μέτριας πυκνότητας ή στιφρής (σκληρής) αργίλου με πάχος που εκτείνεται από μερικές δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρα.
D	Εναποθέσεις από χαλαρό έως μέτριο έδαφος χωρίς συνοχή (με ή χωρίς μαλακές στρώσεις συνεκτικών υλικών) ή έδαφος από μαλακό έως μετρίως σκληρό και συνεκτικό.
E	Εδαφικό προφίλ το οποίο στην επιφάνεια έχει στρώση ιλύος με μέσες ταχύτητες διατμητικών κυμάτων κατηγορίας C ή D και με πάχος μεταξύ 5 m και 20 m που εδράζεται σε στιφρότερο (πιο σκληρό) έδαφος με ταχύτητες διατμητικών κυμάτων κατηγορίας A.
Ειδική κατηγ. S ₁	Εναποθέσεις που περιλαμβάνουν κυρίως μαλακές αργίλους ή μία στρώση με πάχος $\geq 10m$ από μαλακές αργίλους ή ίλες με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα νερού.
Ειδική κατηγ. S ₂	Εναποθέσεις εδαφών που είναι πιθανόν να υποστούν ρευστοποίηση ή ευαίσθητων αργίλων ή άλλο εδαφικό προφίλ που δεν ανήκει στις παραπάνω κατηγορίες (A έως E ή S ₁).

3. Φάσματα σχεδιασμού κατά τον Ευρωκώδικα 8 (EC8)

3.1. Η έννοια των φάσματος σχεδιασμού και ο συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο σχεδιασμός είναι τέτοιος, ώστε η κατασκευή να αποκριθεί σε πιθανή υλοποίηση του σεισμού σχεδιασμού κατά τρόπον ανελαστικό. Δηλαδή όταν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού γίνεται αποδεκτό ότι κάποια στοιχεία θα εισέλθουν στη διαρροή, θα δημιουργηθούν σε αυτά πλαστικές αρθρώσεις και άρα θα υποστούν ένα αποδεκτό επίπεδο βλαβών. Βεβαίως, για την εξασφάλιση του φορέα λαμβάνονται από τον κανονισμό απαραίτητα μέτρα (ειδικές διατάξεις) ώστε τα στοιχεία

που υφίστανται βλάβες να έχουν την απαραίτητη πλαστιμότητα δηλαδή την ικανότητα να εισέρχονται στην πλαστική περιοχή χωρίς να μειώνεται η ικανότητα τους σε ανάληψη φορτίου.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση δυναμικής πλήρως ανελαστικής ανάλυσης κατά τον σχεδιασμό γίνεται αποδεκτή η χρήση φασματικής ανάλυσης ελαστικής μεν αλλά λαμβάνεται σε αυτή υπόψη φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό φάσμα απόκρισης που αντιπροσωπεύει τις επιθυμητές σεισμικές δράσεις σχεδιασμού.

Η κατάλληλη μείωση των τιμών του ελαστικού φάσματος απόκρισης γίνεται με τη χρήση ενός ειδικού συντελεστή, του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο δείκτης συμπεριφοράς q εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να καταναλώνει ενέργεια από ανελαστικές παραμορφώσεις, χωρίς να μειώνεται σημαντικά η αντοχή του.

Όπως είναι γνωστό από την παρ. 1.6.3, κατά την ανελαστική απόκριση πραγματικών συστημάτων αναπτύσσονται μικρότερα φορτία σε σχέση με τα φορτία που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q με τον τρόπο που χρησιμοποιείται από τους κανονισμούς αποτελεί μια προσπάθεια να καθορισθεί για κάθε είδος κατασκευής ένας αποτελεσματικός λόγος των μέγιστων σεισμικών δυνάμεων που θα ανεπτύσσοντο στο δομικό σύστημα για πλήρως ελαστική απόκριση και ιξώδη απόσβεση 5% προς τις σεισμικές δυνάμεις που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη για το σχεδιασμό του δομικού συστήματος με χρήση απλής ελαστικής ανάλυσης ώστε αυτή η απλοποιημένη διαδικασία να εξασφαλίζει σε περίπτωση υλοποιήσεως του σεισμού σχεδιασμού την ασφαλή ανελαστική απόκριση με το επιθυμητό επίπεδο ανελαστικοποίησης (αποδεκτό επίπεδο δομικών βλαβών).

Ο κανονισμός προδιαγράφει διατάξεις για (α) τον ικανοτικό σχεδιασμό και (β) τις λεπτομέρειες όπλισης (detailing) οι οποίες, όταν εφαρμόζονται, καθιστούν επιτυχή αυτού του είδους τον σχεδιασμό.

3.2. Τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q κατά τον EC8

Οι τιμές του δείκτη q εκτιμώνται με βάση το είδος του δομικού συστήματος και το επιθυμητό επίπεδο πλαστιμότητας της κατασκευής ενώ λαμβάνεται υπ' όψη και η κανονικότητα της κατασκευής.

Αν V_b , V_w , V_f οι σεισμικές τέμνουσες: βάσης, τοιχωμάτων της κατασκευής, πλαισίων της κατασκευής, αντίστοιχα, τα είδη των δομικών συστημάτων είναι τα εξής:

«Τοιχωματικό» σύστημα: όταν $V_w > 65\%V_b$

«Πλαισιακό» σύστημα: όταν $V_f > 65\%V_b$

«Δυαδικό» σύστημα: όταν $35\%V_b < V_f \text{ και } V_w < 65\%V_b$

«Δυαδικό ισοδύναμο με τοιχωματικό σύστημα» : όταν $50\%V_b < V_w < 65\%V_b$

«Δυαδικό ισοδύναμο με πλαισιακό σύστημα» : όταν $50\%V_b < V_f < 65\%V_b$

- Για **συνήθη πλαισιωτά ή μικτά (διπλά) συστήματα ισοδύναμα προς πλαισιωτά ή συστήματα με συζευγμένα τοιχώματα** οι τιμές του δείκτη q κατά τον EC8 δίδονται από τις σχέσεις

3.0 α_u/α_l για κατασκευές με μέσο επίπεδο πλαστιμότητας (DCM), $q < 4$

4.5 α_u/α_l για κατασκευές με υψηλό επίπεδο πλαστιμότητας (DCH), $q > 4$

- Αν το δομικό σύστημα είναι **στρεπτικά εναίσθητο, εύκαμπτο (torsionally flexible)**, σελ. 91, τότε οι τιμές του δείκτη συμπεριφορά περιορίζονται σε $q=2.0$ και 3.0 για κατασκευές DCM και DCH, αντίστοιχα.

- Ειδικά για συστήματα όπου μεγάλο μέρος της μάζας βρίσκεται στο ανώτερο τμήμα της κατασκευής, δηλαδή συστήματα που συμπεριφέρονται σαν **ανεστραμμένα εκκρεμή (inverted pendulum)** όπως υδατόπυργοι κ.ά., οι τιμές του δείκτη q που συνιστά ο EC8 είναι $q=1.5$ και 2.0 για κατασκευές DCM και DCH, αντίστοιχα.

- Για **τοιχωματικά δομικά συστήματα ή μικτά, (διπλά) συστήματα ισοδύναμα προς τα τοιχωματικά** ο συντελεστής συμπεριφορά q θα πολλαπλασιάζεται με την τιμή $k_w = (1 + \alpha_0)/3$ για την οποία ισχύει ο περιορισμός ότι θα λαμβάνεται

$$0.5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1.0 .$$

Με αυτό τον τρόπο λαμβάνεται υπόψη η μορφή αστοχίας των τοιχωματικών δομικών συστημάτων.

Ο συντελεστής α_0 εκφράζει τον λόγο των πλευρών ύψος προς μήκος των τοιχωμάτων (h_w/l_w : ύψος προς μήκος) που αποτελούν το τοιχωματικό σύστημα (η επικρατούσα τιμή). Η επικρατούσα τιμή θα μπορούσε να ληφθεί και ως $\Sigma(h_{wi})/\Sigma(l_{wi})$. Για καμπτικά τοιχώματα προκύπτει $\alpha_0 > 2$ και άρα λαμβάνεται

$$(1 + \alpha_0)/3 = 1.0 .$$

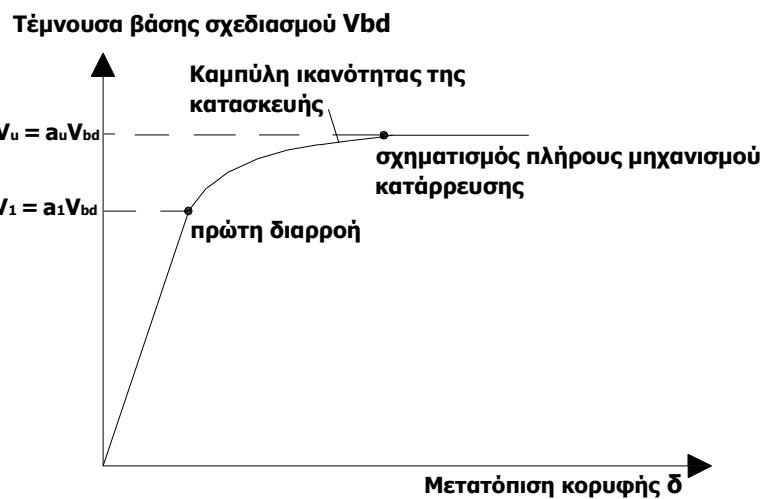
- Σε κτήρια που **δεν θεωρούνται κανονικά καθ' ύψος**, σελ. 64, η τιμή του συντελεστή q θα πολλαπλασιάζεται επί 0.8 .

Ο λόγος α_u/α_l αποτελείται από τους συντελεστές

α_1 που εκφράζει σε τι ποσοστό τέμνουσας βάσης σχεδιασμού αναπτύσσεται η 1η διαρροή (πλαστική άρθρωση) σε κάποιο στοιχείο του φορέα

α_u που εκφράζει σε τι ποσοστό τέμνουσας βάσης σχεδιασμού αναπτύσσεται ο 1ος μηχανισμός κατάρρευσης του φορέα

Οι συντελεστές α_1 και α_u προσδιορίζονται σε ένα φορέα με εφαρμογή στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover analysis) όπως φαίνεται στο σχήμα 2. Μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή για το λόγο α_u/α_1 είναι 1.5 .



Σχ. 2 Προσδιορισμός των συντελεστών α_1 και α_u με την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης

3.3. Προσεγγιστικές τιμές για τον λόγο α_u/α_1 κατά EC8

- Για συνήθη πολυώροφα πολύστυλα πλαισιωτά δομικά συστήματα μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τιμή $\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$. Η τιμή γίνεται 1.2 για πολυώροφα δίστυλα και 1.1 για μονώροφα συστήματα.
- Για μικτά (διπλά) δομικά συστήματα ισοδύναμα με τοιχωματικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τιμή $\alpha_u/\alpha_1=1.2$. Για συστήματα με μη συζευγμένα τοιχώματα η τιμή γίνεται 1.1 και στη περίπτωση που υπάρχουν δύο μη συζευγμένα τοιχώματα σε κάθε κατεύθυνση γίνεται 1.0 .
- Σε περίπτωση που διαπιστώνεται ότι το δόμημα δεν είναι κανονικό σε κάτοψη (κατά τα κριτήρια του EC8), σελ.92, τότε ως λόγος α_u/α_1 , θα χρησιμοποιείται η μέση τιμή μεταξύ της προσεγγιστικής τιμής και της τιμής 1.0

Στον παρακάτω Πίνακα 3 δίδονται οι συντελεστές συμπεριφοράς q για κανονικά δομήματα όπως αυτοί προκύπτουν κατά τον EC8 λαμβάνοντας υπόψη τις προσεγγιστικές τιμές για τον λόγο α_u/α_1 .

Πίνακας 3 Συντελεστές συμπεριφοράς q κατά τον Ευρωκώδικα 8 με βάση το είδος του δομικού συστήματος και τις συνιστώμενες προσεγγιστικές τιμές για τον λόγο α_u/α_l (από το [16]).

Είδος Δομικού Συστήματος		Συντελεστές Συμπεριφοράς q			
		DCM	DCH		
Πλαϊσια	Πλαισιωτό δομικό σύστημα ή Μικτό (διπλό) σύστημα ισοδύναμο προς πλαισιωτό	Πολυύροφο πολύύστυλο $\alpha_u/\alpha_l=1.3$	$3\alpha_u/\alpha_l=3.9$ $4.5\alpha_u/\alpha_l=5.85$		
		Πολυύροφο δίστυλο $\alpha_u/\alpha_l=1.2$	$3\alpha_u/\alpha_l=3.6$ $4.5\alpha_u/\alpha_l=5.40$		
		Μονώροφο πολύύστυλο $\alpha_u/\alpha_l=1.1$	$3\alpha_u/\alpha_l=3.3$ $4.5\alpha_u/\alpha_l=5.95$		
Τουχωματικά Δομικά Συστήματα	Τουχωματικό σύστημα συζευγμένων τουχωμάτων ή Μικτό (διπλό) σύστημα ισοδύναμο προς τουχωματικό $\alpha_u/\alpha_l=1.2$	Οι τιμές του q πολλαπλασιάζονται επί $k_w=(1+\alpha_0)/3$ Πρέπει $0.5 \leq (1+\alpha_0)/3 \leq 1.0$ $\alpha_0=h_w/l_w$	Καμπτικά και καμπτοδιατμητικά τοιχώματα με $\alpha_0 \geq 2$	$3\alpha_u/\alpha_l=3.6$ $4.5\alpha_u/\alpha_l=5.40$	
			Διατμητικά με $\alpha_0=1$	$(2/3)3\alpha_u/\alpha_l=2.4$ $(2/3)4.5\alpha_u/\alpha_l=3.6$	
			Για $\alpha_0=1$ έως 2	2.4 έως 3.6 3.6 έως 5.40	
	Τουχωματικό σύστημα μη συζευγμένων τουχωμάτων $\alpha_u/\alpha_l=1.1$		Για $\alpha_0 \leq 0.5$ έως 1	1.8 έως 2.4 2.7 έως 3.6	
			Καμπτικά και καμπτοδιατμητικά τοιχώματα με $\alpha_0 \geq 2$	3.0 $4.0\alpha_u/\alpha_l=4.40$	
			Διατμητικά με $\alpha_0=1$	$(2/3)3.0=2.0$ $(2/3)4.0\alpha_u/\alpha_l=2.93$	
	Τουχωματικό σύστημα με 2 μη συζευγμένα τοιχώματα ανά κατεύθυνση $\alpha_u/\alpha_l=1.0$		Για $\alpha_0=1$ έως 2	2.0 έως 3.0 2.93 έως 4.4	
			Για $\alpha_0 \leq 0.5$ έως 1	1.5 έως 2.0 2.2 έως 2.93	
			Καμπτικά και καμπτοδιατμητικά τοιχώματα με $\alpha_0 \geq 2$	3.0 $4.0\alpha_u/\alpha_l=4.0$	
	Εύστρεπτο δομικό σύστημα (torsionally flexible) Όταν τουλάχιστον σε μία διεύθυνση ισχύει $r < l_s$		Διατμητικά με $\alpha_0=1$	$(2/3)3.0=2.0$ $(2/3)4.0\alpha_u/\alpha_l=2.67$	
			Για $\alpha_0=1$ έως 2	2.0 έως 3.0 2.67 έως 4.0	
			Για $\alpha_0 \leq 0.5$ έως 1	1.5 έως 2.0 2.0 έως 2.67	
Πλαισιωτό Δομικό σύστημα		Πλαισιωτό Δομικό σύστημα	2.0 3.0		
Δομικό σύστημα με τοιχώματα		Καμπτικά και καμπτοδιατμητικά τοιχώματα με $\alpha_0 \geq 2$	2.0 3.0		
Διατμητικά με $\alpha_0=1$		$(2/3)2.0=1.67$ $(2/3)3.0=2.0$	$(2/3)2.0=1.67$ $(2/3)3.0=2.0$		
Για $\alpha_0=1$ έως 2		1.67 έως 2.0	2.0 έως 3.0		
Για $\alpha_0 \leq 0.5$ έως 1		1.5 έως 1.67	1.5 έως 2.0		
Τύπος ανεστραμμένου εκκρεμούς (Inverted pendulum) Συστήματα στα οποία το 50% και πλέον της μάζα τους βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 τμήμα της κατασκευής		1.5	2.0		

3.4. Φάσματα σχεδιασμού κατά EC8

Το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το οριζόντιο ελαστικό φάσμα αποκρίσεως επιταχύνσεων για ιξώδη απόσβεση 5%, μετά από αναγωγή των τιμών του με τον συντελεστή συμπεριφοράς q .

Στο πρώτο διάστημα του ελαστικού φάσματος απόκρισης δηλαδή $0 \leq T \leq T_B$ για τον καθορισμό του φάσματος σχεδιασμού η σχέση που καθορίζει το ελαστικό φάσμα διαιρείται μερικώς με $q=1.5$ (κατά το τμήμα που υπερισχύει σε μικρές τιμές της περιόδου T κοντά στο 0) και μερικώς με τον συντελεστή συμπεριφοράς q που έχει επιλεγεί για την κατασκευή που πρόκειται να σχεδιασθεί (κατά το τμήμα που υπερισχύει σε μεγαλύτερες τιμές T κοντά στη τιμή T_B). Αυτό συμβαίνει διότι για πολύ μικρές τιμές T η συμπεριφορά κάθε κατασκευής τείνει να ακολουθεί την κίνηση του εδάφους να είναι δηλαδή ελαστική (συντελεστής συμπεριφοράς κοντά στο 1.0).

Στα υπόλοιπα διαστήματα του ελαστικού φάσματος απόκρισης δηλαδή στα τρία διαστήματα $T_B \leq T \leq T_C$, $T_C \leq T \leq T_D$ και $T_D \leq T < 4s$ το φάσμα σχεδιασμού λαμβάνεται με την απ' ευθείας διαίρεση του ελαστικού φάσματος με τον συντελεστή συμπεριφοράς q που έχει επιλεγεί για την κατασκευή που πρόκειται να σχεδιασθεί.

Με βάση τα παραπάνω και δεδομένου ότι το φάσμα σχεδιασμού είναι για ιξώδη απόσβεση 5%, (δηλαδή $\eta=1.0$), οι τιμές του οριζόντιου φάσματος σχεδιασμού κατά τον Ευρωκώδικα 8 δίδονται από τις παρακάτω σχέσεις:

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

$$\text{- Για } T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = \alpha_g S \frac{2.5}{q} \quad (2\beta)$$

$$\text{- Για } T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = \alpha_g S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \geq \beta \alpha_g \quad (2\gamma)$$

$$\text{- Για } T_D \leq T \quad S_d(T) = \alpha_g S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \geq \beta \alpha_g \quad (2\delta)$$

όπου

$S_d(T)$ οι τιμές του φάσματος σχεδιασμού

T περίοδος ταλάντωσης ισοδύναμου γραμμικού μονοβαθμίου συστήματος (θεμελιώδης περίοδος κατασκευής)

α_g εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A και $\alpha_g = \gamma \alpha_{gR}$ όπου γι συντελεστής σπουδαιότητας του δομήματος (Πίν. 5) και α_{gR} μέγιστη σεισμική επιτάχυνση εδάφους για κατηγορία εδάφους A (Πίν. 4)

T_B, T_C περίοδος στην αρχή και περίοδος στο τέλος της περιοχής σταθερής επιτάχυνσης του φάσματος (από Πίν. 1).

T_D η τιμή περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος (από Πίν. 1)

S συντελεστής εδάφους (προσδιορίζεται από Πίν. 1 σε συνδυασμό με τον χαρακτηρισμό του εδάφους από Πίν. 2)

$\beta = 0.2$ συντελεστής που θέτει ένα κατώτατο επίπεδο για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

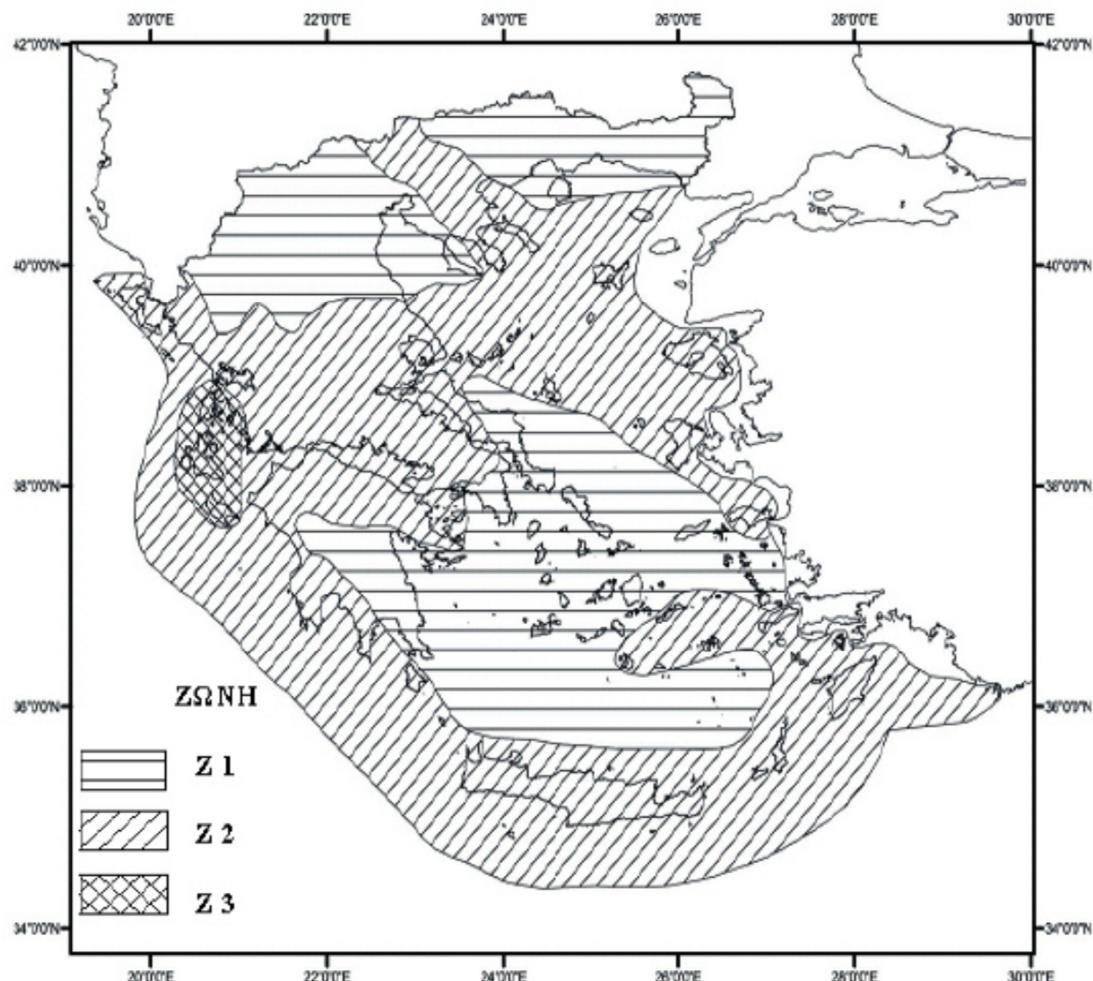
3.5 Μέγιστη σεισμική επιτάχυνση εδάφους α_{gR}

Η εδαφική επιτάχυνση α_{gR} αντιπροσωπεύει τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους κατηγορίας A. Η τιμή της α_{gR} εξαρτάται από τη σεισμικότητα της περιοχής. Η χώρα υποδιαιρείται σε 3 ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (Πίν. 4) με βάση τη σεισμική δραστηριότητα της κάθε

περιοχής, όπως φαίνεται στον χάρτη του Σχ. 3. Με βάση την περιοχή οικοδόμησης και με χρήση του Σχ. 3 προσδιορίζεται η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και κατόπιν από το Πίν. 4 η τιμή της α_{gR} .

Πίνακας 4 Μέγιστη σεισμική επιτάχυνση εδάφους α_{gR} .

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας:	I	II	III
$\alpha_{gR} =$	0.16	0.24	0.36



Σχ. 3 Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος (αναθεώρηση 12/8/2003). Ο Χάρτης αυτός μπορεί να χρησιμοποιείται και με τον EC8.

3.6 Συντελεστής σπουδαιότητας δομήματος γι

Ο σχεδιασμός μιας κατασκευής γίνεται με βάση την απαίτηση η κατασκευή να αναλαμβάνει τη δράση σχεδιασμού χωρίς να υφίσταται μερική ή ολική κατάρρευση. Αυτή η σεισμική δράση σχεδιασμού ή δράση αναφοράς καθορίζεται με βάση τη πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια ή περίοδο επανάληψης $T_{LR} = 475$ χρόνων. Όμως η απαίτηση αξιοπιστίας του σχεδιασμού των κατασκευών που πηγάζει από το είδος της χρήσης και τη σπουδαιότητα ενός δομήματος είναι δυνατόν να μεταβάλλεται με βάση αυτές τις παραμέτρους.

Η διαφοροποίηση της απαίτησης αξιοπιστίας του σχεδιασμού που οφείλεται στο είδος της χρήσης της κατασκευής, την επιρροή της χρήσης στο κοινωνικό σύνολο και τη σπουδαιότητα γενικώτερα του δομήματος, εκφράζεται με την αύξηση ή μείωση των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού μέσω ενός συντελεστή που ονομάζεται συντελεστής σπουδαιότητας γι. Η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας εξαρτάται από τη κατηγορία σπουδαιότητας της κατασκευής. Για τη κάθε κατηγορία σπουδαιότητας καθορίζεται η κατάλληλη περίοδος επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού.

- Έτσι για τις κοινές κατασκευές κατοικιών ισχύει η περίοδος επανάληψης των $T_{LR}=475$ χρόνων (περίοδος αναφοράς) και ο συντελεστής σπουδαιότητας έχει τη τιμή $\gamma_i = 1.0$.
- Για κατηγορίες με χαμηλότερη απαίτηση αξιοπιστίας σχεδιασμού η περίοδος επανάληψης του σεισμού μειώνεται και κατά EC8 γίνεται 243 χρόνια για τη κατηγορία χαμηλής σπουδαιότητας (ενώ ο αντίστοιχος συντελεστής, $\gamma_i = 0.80$).
- Αντίθετα για κτίρια με αυξημένη απαίτηση αξιοπιστίας σχεδιασμού η περίοδος επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού αυξάνεται. Συγκεκριμένα γίνεται 824 χρόνια για τη κατηγορία μεγάλης σπουδαιότητας (κατηγορία III).
- Τέλος, αυξάνεται ακόμη περισσότερο σε 1308 χρόνια για τη κατηγορία IV η οποία περιλαμβάνει κυρίως κτίρια των οποίων η λειτουργία είναι ζωτικής σημασίας κατά τη διάρκεια και αμέσως μετά τον σεισμό.

Μια προσεγγιστική σχέση που συνδέει το "συντελεστή σπουδαιότητας γι μιας κατηγορίας σπουδαιότητας με την περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού T_L , είναι (κατά EC8):

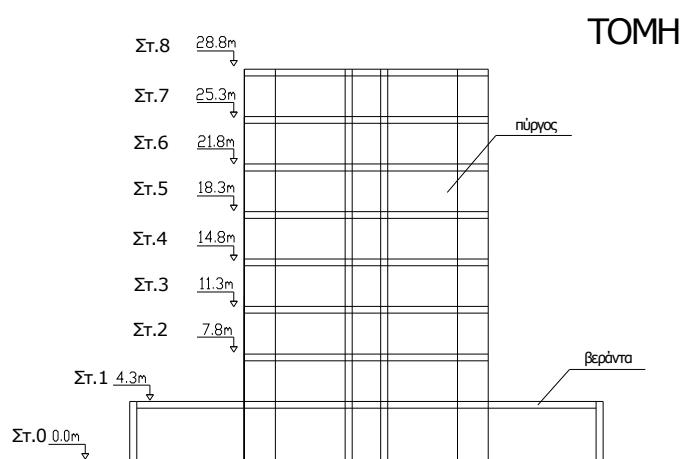
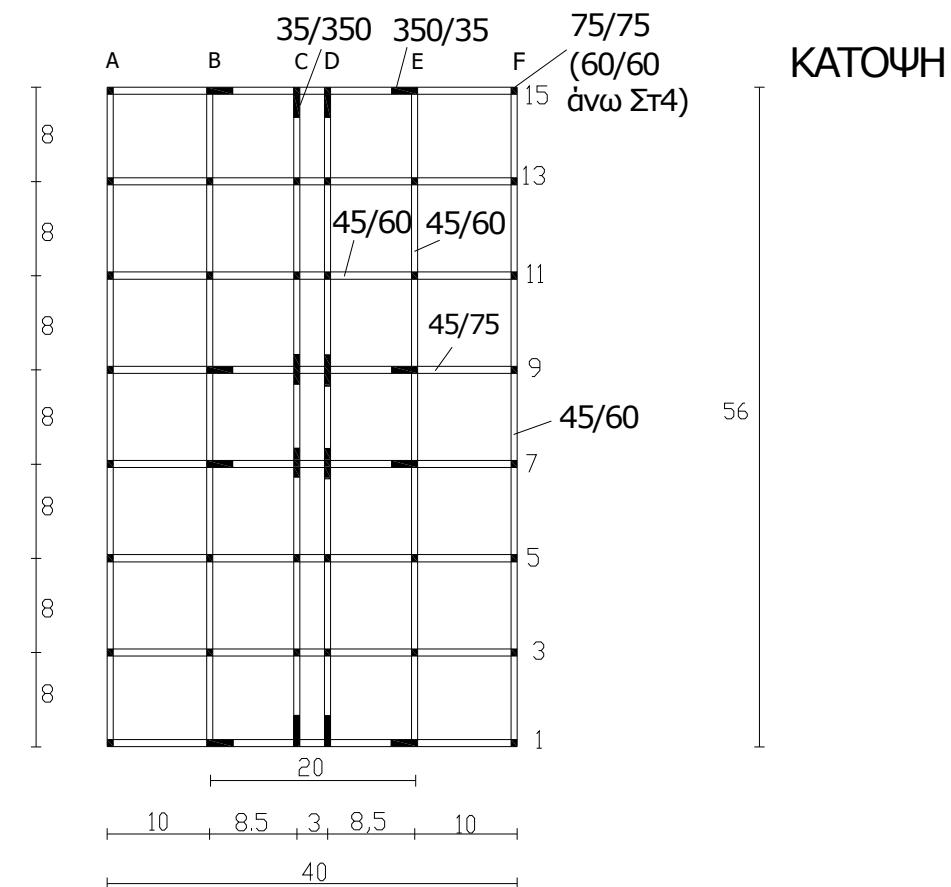
$$\gamma_i \approx \left(\frac{T_{LR}}{T_L} \right)^{-1/k}$$

όπου γι ο συντελεστής σπουδαιότητας της κατηγορίας σπουδαιότητας με περίοδο επανάληψης T_L , $k=3$, $T_{LR}=$ η περίοδος επανάληψης αναφοράς δηλαδή $T_{LR}=475$

Πίνακας 5 Παρουσίαση των συντελεστών συμπεριφοράς γι κατά EC8

Κατηγορία		Κριτήρια	γ_1
Σχεδιασμός DCM και DCH	I	Κτίρια μικρής σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια π.χ. κτίσματα αγροτικής και κτηνοτροφικής χρήσης. (Περίοδος επανάληψης σεισμού σχεδιασμού $T_L=243$ χρόνια)	0,80
	II	Συνηθισμένα κτίρια. Κατασκευές που δεν ανήκουν στις υπόλοιπες κατηγορίες. (Περίοδος επανάληψης αναφοράς σεισμού σχεδιασμού $T_{LR}=475$ χρόνια)	1,00
Επιτρέπεται MONON σχεδιασμός DCH	III	Κτίρια των οποίων η απόκριση έναντι σεισμικών δράσεων έχει σημασία από άποψη των συνεπειών της κατάρρευσής τους, π.χ. σχολεία, μουσεία, κ.ά (Περίοδος επανάληψης σεισμού σχεδιασμού $T_L=824$ χρόνια)	1,20
	IV	Κτίρια των οποίων η λειτουργία τους κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό έχει μεγάλη σημασία για την προστασία των πολιτών, π. χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας κ.ά. (Περίοδος επανάληψης σεισμού σχεδιασμού $T_L= 1308$ χρόνια)	1,40

3.7. Εφαρμογή - Αποτίμηση του συντελεστή q (από το [2]).



Σχ. 4 Δομικό Σύστημα

Δίδεται οκταώροφο ξενοδοχείο με μεικτό δομικό σύστημα από πλαίσια και τοιχώματα (σχ. 4).

Η κατασκευή έχει υπολογισθεί για φορτία βαρύτητας και σεισμική ισοδύναμη πλευρική φόρτιση. Τα τοιχώματα έχουν διαστάσεις 350cm × 35cm. Θεωρείται ότι το δόμημα αντιστηρίζεται στην για διεύθυνση, αναλαμβάνοντας σεισμό μόνο στη για διεύθυνση και ότι πρόκειται να σχεδιασθεί για κατηγορία πλαστιμότητας DCM. Τα πλευρικά φορτία ορόφων δίδονται από ισοδύναμη πλευρική φόρτιση:

<u>Στάθμη</u>	<u>Πλευρική δύναμη (kN)</u>
8	3448
7	4592
6	3952
5	3328
4	2720
3	2112
2	1456
1	1384

Τέμνουσα βάσης Vb 22.992 kN

Εστω ότι ισχύει για το τμήμα της συνολικής τέμνουσας βάσης που παραλαμβάνεται από τα τοιχώματα και τα πλαίσια:

$$V_{\text{total}} = 22.992 \text{ kN}$$

$$V_{\text{frames}} = 8.218 \text{ kN}$$

$$V_{\text{walls}} = 14.774 \text{ kN}$$

Ζητείται να αποτιμηθεί ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς q .

Λύση

- Πρόκειται για δομικό σύστημα δυαδικό ισοδύναμο με τοιχωματικό διότι

$$\frac{V_{\text{wall}}}{V_{\text{total}}} = \frac{14774}{22992} = 0,64 \geq 0,5 \leq 0,65 \text{ οπότε } 50\%Vb < Vw < 65\%Vb$$

- Πρόκειται για δομικό σύστημα με καμπτικά τοιχώματα διότι $a_o = h_w/l_w = 28,8/3,5 = 8,23 > 2$

- Για πολυόρωφα, πολύστυλα, ισοδύναμα προς τοιχώματα δυαδικά συστήματα, ο EC8 επιτρέπει την παραδοχή $a_u/a_1 = 1,2$, εκτός εάν λαμβάνεται μια πιο ακριβής τιμή από υπολογισμό pushover.

- Σύμφωνα με τον Πιν. 3 για DCM + δυαδικό σύστημα + $a_o > 2 \rightarrow q_0 = 3a_u/a_1 = 3 \times 1,2 = 3,6$

- Οι τιμές του q πολλαπλασιάζονται επί

$$k_w = \frac{1 + \frac{h_w}{l_w}}{3} \leq 1 \rightarrow k_w = \frac{1 + \frac{28,8}{3,5}}{3} = 3,06 > 1. \text{ Ως εκ τούτου } k_w = 1, \text{ οπότε}$$

- $A\rho\alpha q = q_0 \cdot k_w \rightarrow q = 3,6 \times 1 = 3,6$

Γ. ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

1. Μέθοδοι ανάλυσης κατά τους Αντισεισμικούς Κανονισμούς

Οι υφιστάμενοι Αντισεισμικοί Κανονισμοί EC8 και EAK-2000 προβλέπουν δύο μεθόδους αναλύσεως των κατασκευών :

- α) **Δυναμική φασματική μέθοδος (κατά EC8 modal response spectrum analysis - ιδιομορφική ανάλυση με φάσμα απόκρισης).** Πρόκειται για δυναμική ανάλυση με επαλληλία ιδιομορφών και χρήση ομαλοποιημένου φάσματος σχεδιασμού.
- β) **Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (κατά EC8 lateral force method of analysis - μέθοδος ανάλυσης με οριζόντια φόρτιση).** Πρόκειται για στατική ανάλυση με ισοδύναμη οριζόντια φόρτιση η οποία προσδιορίζεται με χρήση ομαλοποιημένου φάσματος σχεδιασμού (ισοδύναμη στατική μέθοδος).

Ο καθορισμός των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού για τις μεθόδους αναλύσεως των κατασκευών που προβλέπονται γίνεται με τη χρήση των φασμάτων επιταχύνσεων σχεδιασμού ανάλογα με το κανονισμό που εφαρμόζεται.

Από τις δύο προβλεπόμενες μεθόδους η ιδιομορφική ανάλυση θεωρείται **γενικής εφαρμογής, δηλαδή είναι δυνατή η εφαρμογή της σε όλες τις περιπτώσεις κτιρίων.**

Αντίθετα, η Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (ή οριζόντια φόρτιση ή ισοδύναμη στατική μέθοδος) επιτρέπεται να εφαρμοσθεί για τον σχεδιασμό ενός κτιρίου μόνον όταν τηρούνται **ορισμένες προϋποθέσεις.**

2. Ιδιομορφική φασματική ανάλυση

2.1 Γενικές έννοιες

Η μελέτη της δυναμικής αποκρίσεως των κατασκευών γίνεται εύκολα με την ανάλυση της ταλαντώσεως του φορέα σε «ιδιομορφές ταλαντώσεως». Για τον υπολογισμό των ιδιομορφών επιλύεται ένα πρόβλημα ελευθέρας ταλάντωσης του συστήματος με μηδενική απόσβεση (πρόβλημα ιδιοτιμών).

Γενικά ένα σύστημα έχει τόσες ιδιομορφές ταλαντώσεως όσους και σημαντικούς βαθμούς ελευθερίας κινήσεως.

Ο αριθμός των βαθμών ελευθερίας ενός συστήματος με συγκεντρωμένες μάζες προσδιορίζεται από τον ελάχιστο αριθμό ανεξαρτήτων μετακινήσεων και στροφών των συγκεντρωμένων μαζών με τον οποίο προσδιορίζεται γεωμετρικά η θέση τους ανά πάσα στιγμή.

Έτσι σε ένα επίπεδο πλαίσιο με τις μάζες συγκεντρωμένες στα ζυγώματα των ορόφων και με ατένεια ζυγωμάτων μεγάλη (Σχ. 1 a,b) παραδοχές πολύ ρεαλιστικές για τις τρέχουσες κατασκευές, οι βαθμοί ελευθερίας προσδιορίζονται από τον αριθμό των ορόφων και οι ανεξάρτητες μετακινήσεις είναι οι οριζόντιες μετατοπίσεις τους.

Σε κάθε τέτοια ιδιομορφή ταλαντώσεως όλες οι διακριτοποιημένες μάζες ταλαντώνονται «εντός φάσεως», δηλαδή περνούν την ίδια χρονική στιγμή κάθε φορά από τη θέση ηρεμίας και τη θέση μέγιστης αποκλίσεως (Σχ. 1 c,d,e).

Άμεσα συσχετισμένη με κάθε ιδιομορφή είναι η αντίστοιχη «Περίοδος ταλαντώσεως», δηλαδή ο χρόνος μιας πλήρους ταλαντώσεως. Έτσι κάθε ιδιομορφή μπορεί να θεωρηθεί σαν μονοβάθμιο σύστημα με δική του ιδιοπερίοδο. Η πρώτη ή «θεμελιώδης ιδιομορφή» ενός συστήματος αντιστοιχεί στη μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο (Σχ. 1 c, d,e).

Η απόκριση των περισσοτέρων κτηρίων υπολογίζεται κυρίως από τη σύνθεση μερικών πρώτων ιδιομορφών επειδή οι ιδιομορφές ανωτέρας τάξεως επηρεάζουν μόνο πολύ εύκαμπτα κτίρια στην απόκριση κυρίως των υψηλών ορόφων.

Η μελέτη της αποκρίσεως υψηλών κτιρίων με πλαισιακό φέρον σύστημα έχει δείξει ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή συνεισφέρει το 80% περίπου της συνολικής αποκρίσεως ενώ η δεύτερη και τρίτη ιδιομορφή περίπου το 15%.

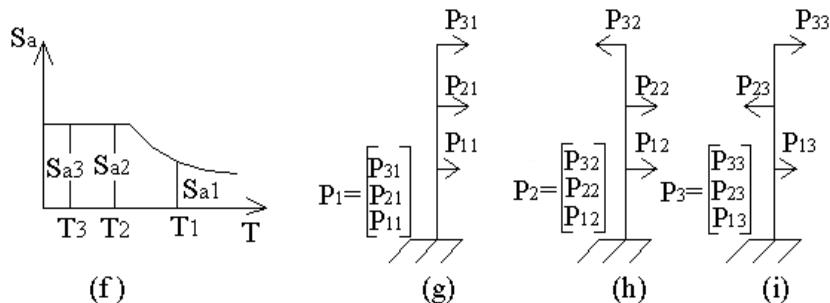
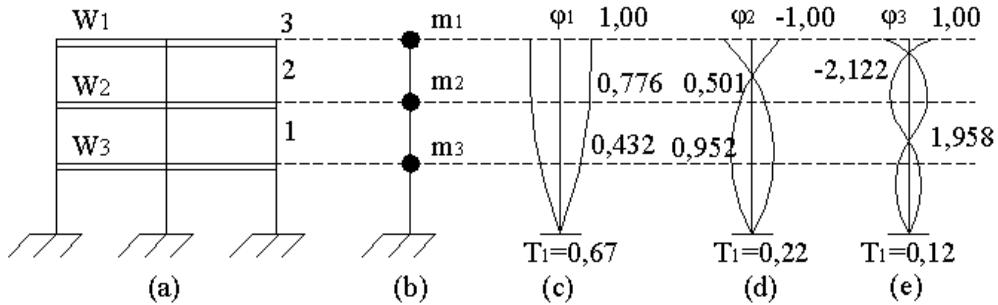
Το Σχ. 1 c, d, e, απεικονίζει τις τρεις πρώτες ιδιομορφές ενός πολυωρόφου κτιρίου. Οι καμπύλες τέμνουν τον κατακόρυφο άξονα σε αριθμό σημείων (συμπεριλαμβανομένου και αυτού της βάσης) που συμπίπτει με την τάξη της ιδιομορφής.

Οι μετακινήσεις κάθε ιδιομορφής είναι σχετικές και δεν εκφράζουν κάποιο συγκεκριμένο μέγεθος.

Στο Σχ. 1 τα διανύσματα Φι που καθορίζουν μονοσήμαντα κάθε ιδιομορφή είναι:

$$\Phi_1 = \begin{bmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \\ \Phi_{31} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,432 \\ 0,776 \\ 1,000 \end{bmatrix}, \quad \Phi_2 = \begin{bmatrix} \Phi_{12} \\ \Phi_{22} \\ \Phi_{32} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,952 \\ 0,501 \\ -1,000 \end{bmatrix}, \quad \Phi_3 = \begin{bmatrix} \Phi_{13} \\ \Phi_{23} \\ \Phi_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,958 \\ -2,122 \\ 1,000 \end{bmatrix}$$

Η μέγιστη σχετική μετατόπιση σε κάθε περίπτωση έχει ληφθεί ίση με 1. Ο λόγος όμως των μετακινήσεων σε κάθε χρονική στιγμή για κάθε ιδιομορφή διατηρείται



Σχ. 1 Εφαρμογή δυναμικής φασματικής μεθόδου σε επίπεδο πλαίσιο

(a) Στατικό σύστημα, (b) Δυναμικό μοντέλο, (c) 1^η ιδιομορφή ταλαντώσεως του κτιρίου, (d) 2^η ιδιομορφή ταλαντώσεως του κτιρίου, (e) 3^η ιδιομορφή ταλαντώσεως του κτιρίου, (f) Φάσμα σχεδιασμού, (g) Μέγιστα αδρανειακά φορτία σχεδιασμού 1^{ης} ιδιομορφής, (h) Μέγιστα αδρανειακά φορτία σχεδιασμού 2^{ης} ιδιομορφής, (i) Μέγιστα αδρανειακά φορτία σχεδιασμού 3^{ης} ιδιομορφής

2.2 Βήματα υπολογισμού

a. Επιλογή κατάλληλου μηχανικού μοντέλου

Η επιλογή επιπέδων μοντέλων ή η επιλογή ενός ψευδοχωρικού εξαρτάται από το πόσο κοντά βρίσκεται το κέντρο μάζας με το κέντρο ελαστικής στροφής.

Θα λαμβάνεται υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος.

Διαφορετικά θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας.

Εφόσον δεν καλύπτονται οι παραπάνω απαιτήσεις του EC8 ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών k που λαμβάνεται υπόψη (σε χωρική ανάλυση) πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο ακόλουθες συνθήκες

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \text{ και } T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

όπου

k αριθμός ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

η αριθμός ορόφων κτιρίου

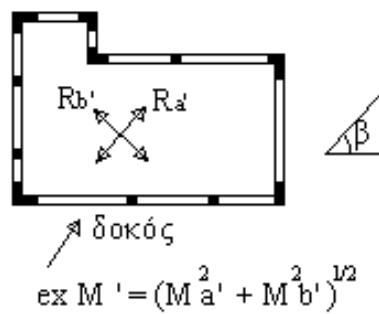
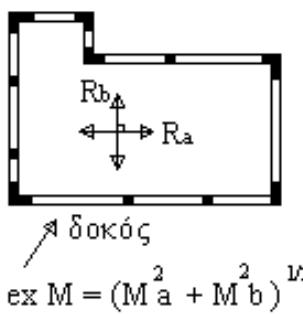
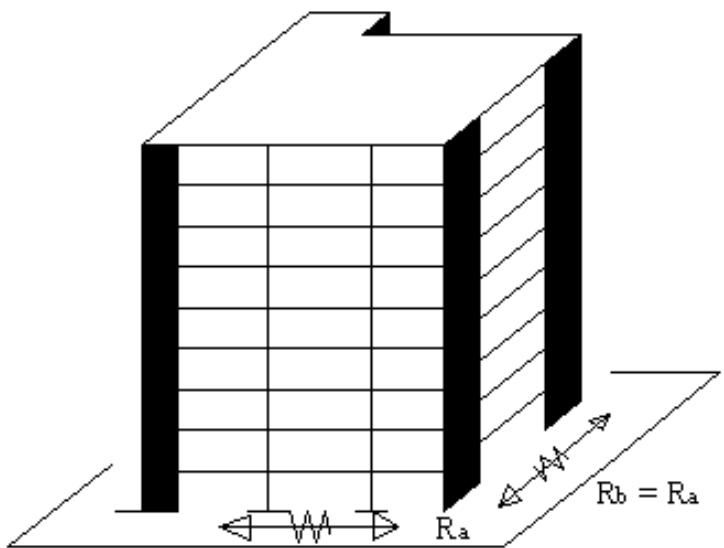
T_k ιδιοπερίοδος k ιδιομορφής

Είτε χρησιμοποιηθεί επίπεδο μοντέλο είτε ψευδοχωρικό η ανάλυση μπορεί να γίνει για πολυώροφα συστήματα μόνο με H/Y και η διαδικασία που ακολουθείται είναι η ίδια.

β. Προσανατολισμός σεισμικής δράσης

Στην ισοδύναμη στατική μέθοδο οι διευθύνσεις των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού έπρεπε να θεωρηθούν παράλληλες προς τις (πλασματικές ή πραγματικές) κύριες διευθύνσεις του κτηρίου.

Για την δυναμική φασματική μέθοδο όμως οι δύο οριζόντιες σεισμικές συνιστώσες μπορεί να έχουν οποιονδήποτε προσανατολισμό ως προς την κατασκευή, (π.χ. μπορούν να συμπίπτουν με τους άξονες x και y που χρησιμοποιούμε για την εισαγωγή της γεωμετρίας του φορέα). Η απόκριση της κατασκευής είναι ανεξάρτητη από τον προσανατολισμό των συνιστωσών αυτών εφόσον:



$$\boxed{\text{ex } M = \text{ex } M'}$$

μακάθε
σεισμική διεύθυνση β

Σχ. 2 Τα εντατικά μεγέθη δεν εξαρτώνται από τον προσανατολισμό των σεισμικών διεγέρσεων

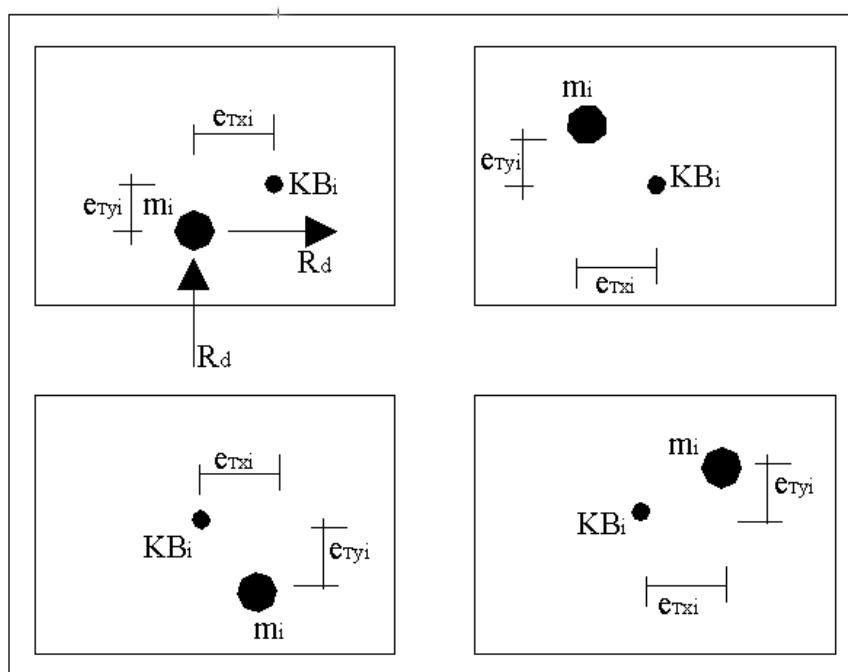
- οι δύο οριζόντιες και κάθετες μεταξύ τους σεισμικές συνιστώσες δρουν ταυτόχρονα,
- θεωρούνται ως στατιστικά ασυσχέτιστες, και
- τα φάσματα απόκρισης κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις λαμβάνονται ίσα

Στο σχήμα 2 φαίνεται ότι π.χ. η ροπή κάμψης μιας δοκού διατηρεί την ίδια τιμή άσχετα από τον προσανατολισμό των σεισμικών διεγέρσεων και η μέγιστη, ή μάλλον ορθότερα η ακραία, τιμή της ροπής $\text{ex } M$ υπολογίζεται με πιθανοτική άθροιση των συνεισφορών των δύο συνιστωσών, δηλ. με τον τύπο της απλής τετραγωνικής επαλληλίας. Και αυτό λόγω της παραδοχής του ασυσχέτιστου των δύο συνιστωσών του σεισμού.

γ. Εκκεντρότητες

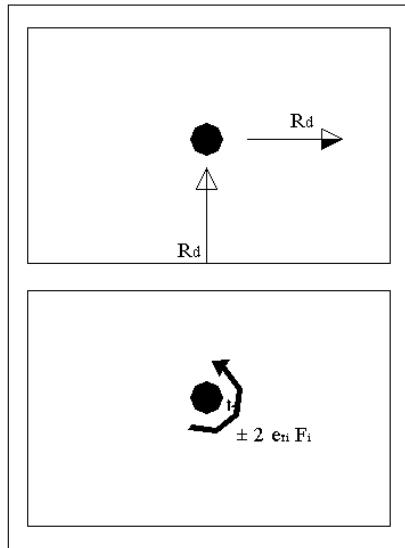
Στην ισοδύναμη στατική μέθοδο έπρεπε να χρησιμοποιηθούν οι ισοδύναμαμες στατικές εκκεντρότητες για να ληφθεί υπόψη η δυναμική ενίσχυση της στρεπτικής περί την κατακόρυφο επιπόνησης του κτηρίου. Στη δυναμική φασματική μέθοδο δεν χρειάζεται προφανώς κάτι τέτοιο, αφού και οι τυχόν ασυμμετρίες σε κάτοψη (δηλ. οι δομικές ή στατικές εκκεντρότητες) λαμβάνονται υπόψη αυτομάτως.

Παραμένουν όμως οι τυχηματικές εκκεντρότητες $e_{Ti} = \pm 0.05 \cdot L_i$. Έτσι, η κατασκευή θα πρέπει να επιλυθεί δυναμικά 4 φορές, κάθε φορά για τις 2 ταυτόχρονες συνιστώσες. Πρακτικά αυτό σημαίνει ότι επιλύεται όχι ακριβώς ο ίδιος φορέας, αλλά 4 διαφορετικές παραλλαγές του ως προς την θέση της μάζας των ορόφων. Οι μάζες, δηλαδή, των ορόφων λαμβάνονται μετατοπισμένες διαδοχικά εκατέρωθεν του $KB = KM$ σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα e_{Ti} του ορόφου i ($\Sigma\chi. 3$).



$\Sigma\chi. 3$ Παραλλαγές του φορέα κατά την δυναμική επίλυση

Δίνεται επίσης εναλλακτικά η δυνατότητα να γίνει μία μόνον επίλυση για τις 2 ταυτόχρονες συνιστώσες χωρίς μετατόπιση των μαζών, και η επιρροή της τυχηματικής εκκεντρότητας να ληφθεί υπόψη μέσω μίας πρόσθετης στατικής φόρτισης με ομόσημα στρεπτικά ζεύγη $\pm 2 e_{Ti}$ Fi.



Σχ. 4 Εναλλακτική επίλυση με στρεπτικά ζεύγη

δ. Ιδιομορφική ανάλυση

Προσδιορίζονται οι ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι του συστήματος T_1, T_2, T_3 (Σχ. 1 c,d,e).

ε. Χρήση φάσματος σχεδιασμού

Προσδιορίζονταν από το φάσμα σχεδιασμού για τις συγκεκριμένες περιόδους (T_1, T_2, T_3) οι μέγιστες επιταχύνσεις σχεδιασμού για κάθε ιδιομορφή ($S_{\alpha 1}, S_{\alpha 2}, S_{\alpha 3}$) ... (Σχ. 1 f).

στ. Αδρανειακά φορτία

Προσδιορίζονται για κάθε ιδιομορφή τα ιδεατά μερίδια των μαζών που συμμετέχουν σ' αυτήν και από αυτά τα μέγιστα αδρανειακά φορτία σχεδιασμού (Σχ. 1 g, h, i) για κάθε ιδιομορφή ήτοι:

$$\left. \begin{array}{l} L_1^* = m_1 \cdot \Phi_{1,1} + m_2 \cdot \Phi_{2,1} + m_3 \cdot \Phi_{3,1} \\ M_1^* = m_1 \cdot \Phi_{1,1}^2 + m_2 \cdot \Phi_{2,1}^2 + m_3 \cdot \Phi_{3,1}^2 \\ P_{1,1} = W_1 \cdot \Phi_{1,1} \frac{L_1^*}{M_1^*} S_{\alpha 1} \\ P_{2,1} = W_2 \cdot \Phi_{2,1} \frac{L_1^*}{M_1^*} S_{\alpha 1} \\ P_{3,1} = W_3 \cdot \Phi_{3,1} \frac{L_1^*}{M_1^*} S_{\alpha 1} \end{array} \right\} 1^{\text{η}} \text{ ιδιομορφή}$$

$$\left. \begin{array}{l} L_2^* = m_1 \cdot \Phi_{1,2} + m_2 \cdot \Phi_{2,2} + m_3 \cdot \Phi_{3,2} \\ M_2^* = m_1 \cdot \Phi_{1,2}^2 + m_2 \cdot \Phi_{2,2}^2 + m_3 \cdot \Phi_{3,2}^2 \\ P_{1,2} = W_1 \cdot \Phi_{1,2} \frac{L_2^*}{M_2^*} S_{\alpha 2} \\ P_{2,2} = W_2 \cdot \Phi_{2,2} \frac{L_2^*}{M_2^*} S_{\alpha 2} \\ P_{3,2} = W_3 \cdot \Phi_{3,2} \frac{L_2^*}{M_2^*} S_{\alpha 2} \end{array} \right\} 2^{\text{η}} \text{ ιδιομορφή}$$

$$\left. \begin{array}{l} L_3^* = m_1 \cdot \Phi_{1,3} + m_2 \cdot \Phi_{2,3} + m_3 \cdot \Phi_{3,3} \\ M_3^* = m_1 \cdot \Phi_{1,3}^2 + m_2 \cdot \Phi_{2,3}^2 + m_3 \cdot \Phi_{3,3}^2 \\ P_{1,3} = W_1 \cdot \Phi_{1,3} \frac{L_3^*}{M_3^*} S_{\alpha 3} \\ P_{2,3} = W_2 \cdot \Phi_{2,3} \frac{L_3^*}{M_3^*} S_{\alpha 3} \\ P_{3,3} = W_3 \cdot \Phi_{3,3} \frac{L_3^*}{M_3^*} S_{\alpha 3} \end{array} \right\} 3^{\text{η}} \text{ ιδιομορφή}$$

ζ. Ακραία απόκριση κάθε ιδιομορφής

Προσδιορίζονται για τα μέγιστα αδρανειακά φορτία κάθε ιδιομορφής με κλασική στατική ανάλυση οι μέγιστες τιμές των μεγεθών αποκρίσεων (ροπές, τέμνουσες, μετακινήσεις κλπ.) κάθε ιδιομορφής.

η. Ιδιομορφική επαλληλία

Οι παραπάνω ποσότητες κάθε ιδιομορφής επαλληλίζονται σαν τετραγωνική ρίζα αθροισμάτων τετραγώνων:

$$A_S = \sqrt{A_{S,1}^2 + A_{S,2}^2 + A_{S,3}^2}$$

όπου A_S : κάποιο μέγεθος απόκρισης στη θέση s (π.χ. M_S).

$A_{S,i}$: η μέγιστη τιμή του παραπάνω μεγέθους στην ίδια θέση για τα αδρανειακά φορτία P_i της ιδιομορφής i .

Ο τρόπος επαλληλίας στηρίζεται, στην άποψη ότι όλες οι ιδιομορφές δεν παίρνουν τη μέγιστή τους τιμή την ίδια χρονική στιγμή, οπότε με βάση τη θεωρία πιθανοτήτων, προκύπτει το πλέον πιθανό μέγιστο σαν τετραγωνική ρίζα αθροίσματος τετραγώνων.

Καθιερώνεται η λεγόμενη πλήρης τετραγωνική επαλληλία (CQC, Complete Quadratic Combination) των ιδιομορφικών αποκρίσεων, οπότε η πιθανή ακραία τιμή λόγω μίας συνιστώσας σεισμού π.χ. κατά x, της ροπής κάμψης $M_{i,x}$ μιας δοκού:

$$ex M_{i,x} = \pm \sqrt{\sum_i} \sum_j \varepsilon_{ij} M_{i,x} M_{j,x} \text{ όπου } \varepsilon_{ij} = \text{συντ. συσχετίσεως}, \varepsilon_{ij} = \frac{8\zeta^2(1+r)r^{3/2}}{10^4(1-r^2)+4\zeta^2r(1+r)^2}$$

Για ασυσχέτιστες ιδιομορφές προκύπτει ως υποπερίπτωση η απλή τετραγωνική επαλληλία (SRSS, Square root of the Sum of Squares):

$$ex M_{i,x} = \pm \sqrt{\sum_i} (M_{i,x})^2$$

θ. Χωρική επαλληλία

Γίνεται κατάλληλη επαλληλία των μέγιστων αποκρίσεων για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού (χωρική επαλληλία) διότι:

Οι κατασκευές ελέγχονται για 3 σεισμικές συνιστώσες (2 οριζόντιες και κάθετες μεταξύ τους Σ_x , Σ_y και 1 κατακόρυφη Σ_z που συνήθως μπορεί να αγνοηθεί) και οι οποίες θεωρείται ότι δρουν ταυτόχρονα αλλά και ότι είναι μεταξύ τους στατιστικά ασυσχέτιστες.

Επομένως οι μέγιστες αποκρίσεις A_{sx} , A_{sy} , A_{sz} ενός μεγέθους A_s για κάθε συνιστώσα της σεισμικής δράσης δεν αναπτύσσονται ταυτόχρονα και άρα η μέγιστη πιθανή τιμή του A_s δίδεται:

$$(α) \quad A_s = \pm \sqrt{A_{sx}^2 + A_{sy}^2 + A_{sz}^2} \quad \text{ή}$$

(β) η δυσμενέστερη τιμή από τις επόμενες τρεις:

$$A_s = \pm A_{sx} \pm 0,3 A_{sy} \pm 0,3 A_{sz}$$

$$A_s = \pm 0,3 A_{sx} \pm A_{sy} \pm 0,3 A_{sz}$$

$$A_s = \pm 0,3 A_{sx} \pm 0,3 A_{sy} \pm A_{sz}$$

Στην περίπτωση που αγνοούμε την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή από τις δύο:

$$A_s = \pm A_{sx} \pm 0,3 A_{sy}$$

$$A_s = \pm 0,3 A_{sx} \pm A_{sy}$$

ι. Συνδυασμοί διαστασιολόγησης

Έστω μία δοκός υπό κάμψη με ορθή δύναμη.

Είναι πρόδηλο, ότι διαστασιολόγηση των διατομών για συνδυασμό εντατικών μεγεθών το ζεύγος των μη ταυτόχρονων ακραίων τιμών (exM, exN) είναι πολύ συντηρητική. Λογικό είναι αντίθετα, η διαστασιολόγηση να γίνει για τα ακόλουθα 4 ζεύγη ταυτόχρονων τιμών: Ακραία M και ταυτόχρονη N, ακραία N και ταυτόχρονη M.

(ex M, x+y, simult N, x+y)

(ex N, x+y, simultM, x+y)

όπου: $\text{simult } N, x+y = \{\sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} (M_i, x N_j, x + M_i, y N_j, y)\} / \text{ex } M, x+y$

$\text{simult } M, x+y = \{\sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} (M_i, x N_j, x + M_i, y N_j, y)\} / \text{ex } N, x+y$

Επομένως, όπως ορίσθηκε και στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο, για τη διαστασιολόγηση διατομών που επιπονούνται με περισσότερα του ενός εντατικά μεγέθη, αρκεί η διαδοχική θεώρηση της ακραίας τιμής κάθε μεγέθους και των πιθανών ταυτόχρονων (προς την ακραία αυτή τιμή) τιμών των άλλων μεγεθών.

Στην περίπτωση της διατομής ενός στύλου υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη, ο κανόνας αντός οδηγεί σε 6 τριάδες ενατικών μεγεθών διαστασιολόγησης:

$$\begin{bmatrix} \pm \text{ex } M_\xi \\ \text{simult } M_n \\ \text{simult } N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \text{simult } M_\xi \\ \pm \text{ex } M_n \\ \text{simult } N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \text{simult } M_\xi \\ \text{simult } M_n \\ \pm \text{ex } N \end{bmatrix}$$

Για τις 4 θέσεις μάζας προκύπτουν συνολικά $4 \times 6 = 24$ τριάδες. Από τις 24 αυτές διαστασιολογήσεις προκύπτουν οι δυσμενέστεροι οπλισμοί προς τοποθέτηση.

Εναλλακτικά, ο EAK2000 επιτρέπει και την χρησιμοποίηση των εμπειρικών τύπων των ποσοστιαίων συνδυασμών. Οι τιμές που προκύπτουν από τους ποσοστιαίους τύπους δεν είναι βέβαια ταυτόχρονες, απλώς θεωρούνται ως οιωνεί ταυτόχρονες. Οι τύποι αυτοί στερούνται θεωρητικής τεκμηρίωσης και, όπως έχει αποδειχθεί, μπορούν να οδηγήσουν σε σημαντικές αποκλίσεις (π.χ. για συμμετρικούς φορείς μπορούν να δώσουν μη συμμετρικά αποτελέσματα).

Έτσι, αν θεωρήσουμε μόνο τις 2 οριζόντιες σεισμικές συνιστώσες x και y ισχύουν:

$$S = Sx + 0.3 Sy$$

$$S = 0.3 Sx + Sy$$

όπου π.χ. για ένα στύλο:

$$S_x = \begin{bmatrix} \pm \text{ex } M_{\xi,x} \\ \pm \text{ex } M_{n,x} \\ \pm \text{ex } N_{,x} \end{bmatrix} \quad S_y = \begin{bmatrix} \pm \text{ex } M_{\xi,y} \\ \pm \text{ex } M_{n,y} \\ \pm \text{ex } N_{,y} \end{bmatrix}$$

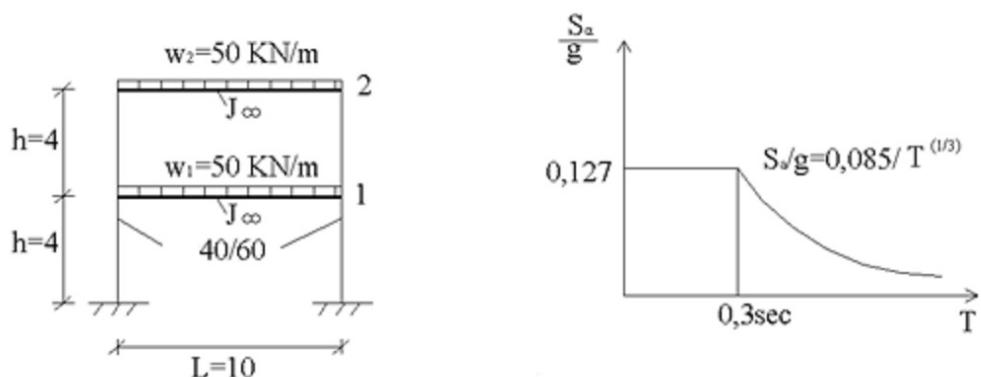
(8 τριάδες έντασης) (8 τριάδες έντασης)

Συνολικά προκύπτουν $2 \times 8 \times 8 = 128$ διαφορετικές τριάδες εντατικών μεγεθών. Εφόσον λόγω της τυχηματικής εκκεντρότητας θα πρέπει να επιλυθεί ο φορέας για 4 διαφορετικές θέσεις των μαζών των ορόφων, θα προκύψουν τελικώς $4 \times 128 = 512$ διαφορετικές τριάδες εντατικών μεγεθών για τις οποίες θα πρέπει να ελεγχθεί, δηλ. να διαστασιολογηθεί η διατομή προκειμένου να προκύψει ο δυσμενέστερος οπλισμός της. Ο ΕΑΚ 2000 επιτρέπει την συντηρητικότερη διαστασιολόγηση με βάση την τριάδα των ακραίων τιμών όλων των εντατικών μεγεθών της διατομής λαμβάνοντας υπόψη όλους του πιθανούς συνδυασμούς των προσήμων τους:

$$\begin{bmatrix} \pm ex M_{\xi,x+y} \\ \pm ex M_{n,x+y} \\ \pm ex N_{x+y} \end{bmatrix}$$

2.3 Εφαρμογή -Σεισμική απόκριση κανονικού κτιρίου

Στο πλαίσιο του σχήματος 5 να υπολογισθεί η σεισμική απόκριση με τη Δυναμική φασματική μέθοδο.



Σχ. 5 Πλαίσιο και φάσμα σεισμού

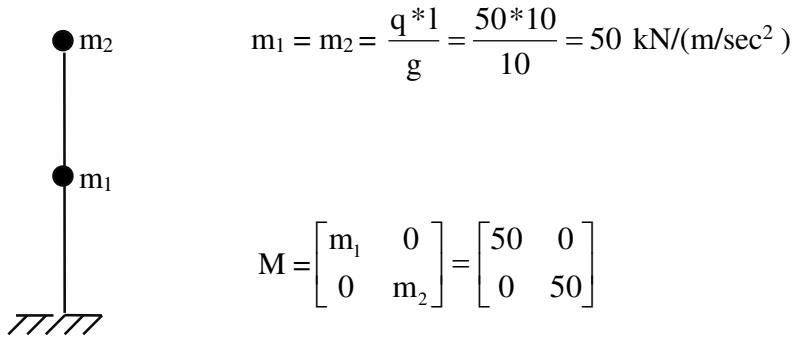
$$\text{Δίδονται: } E_b = 2,1 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2, \quad J = \frac{0,4 * 0,6^3}{12} = 7,2 * 10^{-3} m^4,$$

$$K = \frac{24EJ}{h^3} = \frac{24 * 2,1 * 10^7 * 7,2 * 10^{-3}}{4^3} = 56700 \text{ kN/m}$$

Λύση

α. Μητρώο μάζας M

Επειδή το πλαίσιο είναι επίπεδο με άπειρη ατένεια ζυγωμάτων, οι μάζες μπορεί να θεωρηθούν συγκεντρωμένες στα ζυγόματα.



β. Μητρώο δυσκαμψίας K

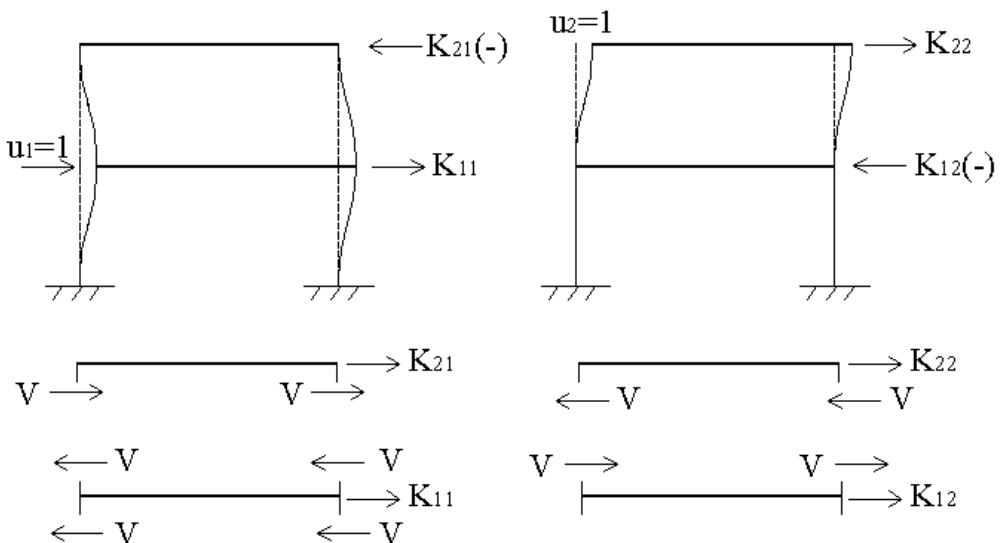
Οι βαθμοί ελευθερίας είναι δύο, όσοι και ο αριθμός των ορόφων.

Οι δύο ανεξάρτητες μετακινήσεις είναι οι οριζόντιες μετατοπίσεις των ορόφων u_1 και u_2 .

$$K = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} = \text{Δύναμη που προκαλεί } u=1$$

K_{ij} : i = σημείο υπολογισμού δύναμης K

j = αίτιο = μετατόπιση $u=1$



Σχ. 6 Υπολογισμός μητρώου δυσκαμψίας

$$\begin{array}{ll} K_{21} = -2V & K_{22} = 2V \\ K_{11} = 4V & K_{12} = -2V \end{array}$$

$$V = \frac{12EJ}{h^3} * 1$$

$$K = \frac{12EJ}{h^3} * 2 \begin{bmatrix} 2 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} = 5,67 * 10^4 \begin{bmatrix} 2 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2 * 5,67 * 10^4 & -5,67 * 10^4 \\ -5,67 * 10^4 & 5,67 * 10^4 \end{bmatrix}$$

γ. Δυναμικά χαρακτηριστικά

Εξίσωση ιδιοσυχνοτήτων

Το σύστημα έχει δύο ιδιομορφές ταλαντώσεως όσους δηλαδή και βαθμούς ελευθερίας κινήσεως.

Για να έχει το σύστημα $K*\Phi - \omega^2 M*\Phi = 0$ μη μηδενικές λύσεις, εκτός από την προφανή λύση $\phi_i = 0$ θα πρέπει να μηδενίζεται η οριζουσά του.

$$\det[K - \omega^2 M] = 0$$

$$\begin{bmatrix} 2 * 5,67 * 10^4 - \omega^2 50 & -5,67 * 10^4 \\ -5,67 * 10^4 & 5,67 * 10^4 - \omega^2 50 \end{bmatrix} = 0 \Rightarrow$$

$$(2 * 5,67 * 10^4 - \omega^2 50) * (5,67 * 10^4 - \omega^2 50) - (5,67 * 10^4)^2 = 0 \Rightarrow$$

$$2 * 5,67^2 * 10^6 - 5 * 2 * 5,67 * 10^3 * \omega^2 - 5 * 5,67 * 10^3 * \omega^2 + \omega^4 * 5^2 - 5,67^2 * 10^6 = 0 \Rightarrow$$

$$\omega^4 * 25 - \omega^2 * 85,05 * 10^3 + 32,15 * 10^6 = 0 \Rightarrow$$

$$\omega^2 = \frac{85,05 * 10^3 \pm \sqrt{85,05^2 * 10^6 - 4 * 25 * 32,15 * 10^6}}{2 * 25} = \frac{85,05 * 10^3 \pm 63,39 * 10^3}{50} =$$

$$= \begin{cases} 2,97 * 10^3 & \Rightarrow \omega_2 = 54,48 \text{ rad/sec} \\ 0,433 * 10^3 & \Rightarrow \omega_1 = 20,81 \text{ rad/sec} \end{cases}$$

Ιδιοπερίοδοι

Οι λύσεις των εξισώσεων μετακινήσεως του συστήματος παριστάνουν απλές αρμονικές ταλαντώσεις με κυκλικές συχνότητες ω_i (ή περιόδους $T_i = 2\pi/\omega_i$) και λέγονται φυσικές ταλαντώσεις ή ιδιοταλαντώσεις.

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2 * 3,14}{20,81} = 0,302 \text{ sec}$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2 * 3,14}{54,48} = 0,115 \text{ sec}$$

Ιδιομορφές

Για κάθε τιμή $\omega^2 = \omega_i^2$ το ομογενές σύστημα $K^* \Phi - \omega^2 M^* \Phi = 0$ γίνεται συμβιβαστό και άρα από την επίλυση του υπολογίζονται οι N λύσεις (ιδιοδιανύσματα) Φ_i .

Κάθε ιδιοδιάνυσμα καθορίζει μονοσήμαντα μια απλή απειρία ομόλογων μετατοπίσεων, δηλαδή καθορίζει μονοσήμαντα μια μορφή (ή τρόπο) παραμορφώσεως του συστήματος (mode).

$$[K - \omega_i M]^* \Phi_i = 0$$

$$\underline{\omega = \omega_1}$$

$$\begin{bmatrix} 2 * 5,67 * 10^4 - \omega_1^2 50 & -5,67 * 10^4 \\ -5,67 * 10^4 & 5,67 * 10^4 - \omega_1^2 50 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \end{bmatrix} = 0$$

$$(2 * 5,67 * 10^3 - \omega_1^2 5) * \Phi_{11} - 5,67 * 10^3 * \Phi_{21} = 0$$

$$-5,67 * 10^3 * \Phi_{11} + (5,67 * 10^3 - \omega_1^2 5) * \Phi_{21} = 0$$

$$\text{θέτω: } \omega_1^2 = 0,433 * 10^3$$

$$\Phi_{11} = 1$$

$$2 * 5,67 * 10^3 - 0,433 * 10^3 * 5 - 5,67 * 10^3 * \Phi_{21} = 0 \Rightarrow$$

$$\Phi_{21} = \frac{2 * 5,67 - 5 * 0,433}{5,67} = \frac{11,34 - 2,165}{5,67} = 1,618 \text{ οπότε}$$

$$\Phi_1^\tau = [\Phi_{11} \quad \Phi_{21}] = [1 \quad 1,618]$$

$$\underline{\omega = \omega_2}$$

$$\begin{bmatrix} 2 * 5,67 * 10^4 - \omega_2^2 50 & -5,67 * 10^4 \\ -5,67 * 10^4 & 5,67 * 10^4 - \omega_2^2 50 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \Phi_{12} \\ \Phi_{22} \end{bmatrix} = 0$$

$$(2 * 5,67 * 10^3 - \omega_2^2 5) * \Phi_{12} - 5,67 * 10^3 * \Phi_{22} = 0$$

$$-5,67 * 10^3 * \Phi_{12} + (5,67 * 10^3 - \omega_2^2 5) * \Phi_{22} = 0$$

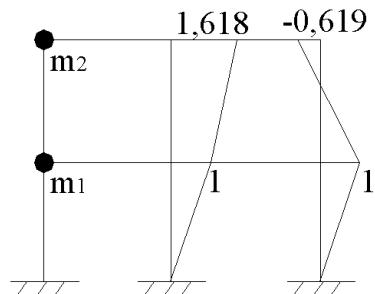
$$\text{θέτω: } \omega_2^2 = 2,97 * 10^3$$

$$\Phi_{12} = 1$$

$$2*5,67*10^3 - 2,97*10^3 *5 - 5,67*10^3 *\varphi_{22} = 0 \Rightarrow$$

$$\varphi_{22} = \frac{2*5,67 - 5*2,97}{5,67} = \frac{11,34 - 14,85}{5,67} = -0,619 \text{ οπότε}$$

$$\varphi_2 = [\varphi_{12} \quad \varphi_{22}] = [1 \quad -0,619]$$



Σχ. 7 Ιδιομορφές

Γενικευμένες μάζες

Η γενικευμένη μάζα M_i και δυσκαμψία K_i παιζουν το ρόλο «μάζας» και «δυσκαμψίας» κατά την $i^{\text{η}}$ ιδιοταλάντωση του συστήματος.

$$M_1 = m_1 \varphi_{11}^2 + m_2 \varphi_{21}^2 = 50*1^2 + 50*1,618^2 = 180,9$$

$$M_2 = m_1 \varphi_{12}^2 + m_2 \varphi_{22}^2 = 50*1^2 + 50*0,618^2 = 69,1$$

Συντελεστές διεγέρσεως

$$L_1 = m_1 \varphi_{11} + m_2 \varphi_{21} = 50*1 + 50*1,618 = 130,9$$

$$L_2 = m_1 \varphi_{12} + m_2 \varphi_{22} = 50*1 - 50*0,618 = 19,1$$

Συντελεστές συμμετοχής

Οι συντελεστές συμμετοχής v_i μειώνονται πολύ γρήγορα με την αύξηση του i .

$$v_i = \frac{L_i}{M_i}$$

$$v_1 = \frac{L_1}{M_1} = \frac{130,9}{180,9} = 0,724$$

$$v_2 = \frac{L_2}{M_2} = \frac{19,1}{69,1} = 0,276$$

έλεγχος : $v_1 + v_2 = 1,00$

Δρώσες ιδιομορφικές μάζες

Η δρώσα ιδιομορφική μάζα M_i^* είναι ένα ποσοτικό κριτήριο της μέγιστης ενέργειας παραμορφώσεως κάθε ιδιομορφής και αποτελεί ποσοτικό δείκτη της σπουδαιότητας της. Παρουσιάζει μεγάλο πρακτικό ενδιαφέρον γιατί δίνει τη δυνατότητα επιλογής των σημαντικών ιδιομορφών και την αγνόηση όλων των άλλων με την αμελητέα συμπεριφορά. Το άθροισμα των δρωσών μαζών όλων των ιδιομορφών ισούται με την σταθερή ποσότητα M_δ .

$$M_i^* = v_i^2 M_i = \frac{L_i^2}{M_i}$$

$$M_1^* = \frac{L_1^2}{M_1} = \frac{130,9^2}{180,9} = 94,72$$

$$M_2^* = \frac{L_2^2}{M_2} = \frac{19,1^2}{69,1} = 5,28$$

$$M_\delta = M_1^* + M_2^* = 100,00 = m_1 + m_2$$

Συμμετοχή ιδιομορφών στη συνολική απόκριση

Επομένως τα αδιάστατα πηλίκα $\varepsilon_i = M_i^* / M_\delta$, $\Sigma \varepsilon_i = 1$ αποτελούν ένα μέτρο για την ενεργειακή σύγκριση όλων των ιδιομορφών. Η δρώσα μάζα M_i^* αντιπροσωπεύει το ποσοστό της συνολικής μάζας που «ενεργοποιείται» κατά την $i^{\text{η}}$ ιδιομορφή ταλαντώσεως.

$$\varepsilon_1 = \frac{M_1^*}{M_\delta} = \frac{94,72}{100} = 94,72\%$$

$$\varepsilon_2 = \frac{M_2^*}{M_\delta} = \frac{5,28}{100} = 5,28\%$$

δ. Ιδιομορφικά σεισμικά φορτία

Στη δρώσα μάζα M_i^* μπορούμε να αντιστοιχίσουμε και τη δρώσα σεισμική δύναμη P_i^* η οποία ισούται με τη συνισταμένη των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων $P_j^{(i)}$ όλων των ορόφων, δηλαδή με τη λεγόμενη τέμνουσα βάσης.

i = 1 (πρώτη ιδιομορφή)

Φασματική επιτάχυνση :

$$T_1 = 0,302 \rightarrow S_{a1} = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,302}} * g = 1,27 \text{ m/sec}^2$$

Ιδιομορφική επιτάχυνση :

$$\gamma_1 = v_1 \varphi_1 S_{a1} = 0,724 * \begin{bmatrix} 1 \\ 1,618 \end{bmatrix} * 1,27 = \begin{bmatrix} 0,919 \\ 1,49 \end{bmatrix}$$

Ιδιομορφικό σεισμικό φορτίο :

$$P_1 = M * \gamma_1 = \begin{bmatrix} 50 & 0 \\ 0 & 50 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 0,92 \\ 1,49 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 50 * 0,92 + 0 * 1,49 \\ 0 * 0,92 + 50 * 1,49 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 46 \\ 74,5 \end{bmatrix}$$

i = 2 (δεύτερη ιδιομορφή)

Φασματική επιτάχυνση :

$$T_2 = 0,115 \rightarrow S_{a2} = 0,127 * g = 1,27 \text{ m/sec}^2$$

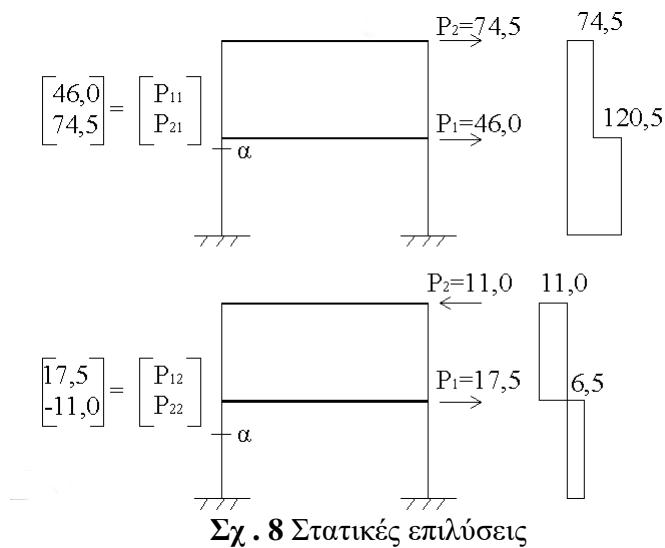
Ιδιομορφική επιτάχυνση :

$$\gamma_2 = v_2 \varphi_2 S_{a2} = 0,276 * \begin{bmatrix} 1 \\ -0,618 \end{bmatrix} * 1,27 = \begin{bmatrix} 0,35 \\ -0,22 \end{bmatrix}$$

Ιδιομορφικό σεισμικό φορτίο :

$$P_2 = M * \gamma_2 = \begin{bmatrix} 50 & 0 \\ 0 & 50 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 0,35 \\ -0,22 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 50 * 0,35 + 0 * (-0,22) \\ 0 * 0,35 + 50 * (-0,22) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 17,5 \\ -11,0 \end{bmatrix}$$

ε. Στατικές επιλύσεις



$$1. \quad V_a = \frac{120,5}{2} = 60,25 \text{ kN}$$

$$M_a = V_a * \frac{h}{2} = 60,25 * \frac{4}{2} = 120,5 \text{ kNm}$$

$$2. \quad V_a = \frac{6,5}{2} = 3,25 \text{ kN}$$

$$M_a = V_a * \frac{h}{2} = 3,25 * \frac{4}{2} = 6,5 \text{ kNm}$$

στ. Τετραγωνική επαλληλία ιδιομορφών

$$\max M_a = \sqrt{M_{a1}^2 + M_{a2}^2} = \sqrt{120,5^2 + 6,5^2} = 120,7 \text{ kNm}$$

$$\max V_a = \sqrt{V_{a1}^2 + V_{a2}^2} = \sqrt{60,25^2 + 3,25^2} = 60,34 \text{ kN}$$

2.4 Εφαρμογή - Υπολογισμός πλέον πιθανής τέμνουσας βάσης σχεδιασμού

Στο Σχήμα 9 φαίνεται τριώροφο κτίριο με διαστάσεις κάτοψης $30 \cdot 30$ m. Το μόνιμο φορτίο κάθε ορόφου φαίνεται στο Σχήμα. Δίδονται τα μητρώα που καθορίζουν μονοσήμαντα κάθε ιδιομορφή.

$$\Phi_1 = \begin{vmatrix} \varphi_{31} \\ \varphi_{21} \\ \varphi_{11} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 2,8 \\ 1,9 \\ 1,0 \end{vmatrix} \quad \Phi_2 = \begin{vmatrix} \varphi_{32} \\ \varphi_{22} \\ \varphi_{12} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -0,6 \\ 0,7 \\ 1,0 \end{vmatrix} \quad \Phi_3 = \begin{vmatrix} \varphi_{33} \\ \varphi_{23} \\ \varphi_{13} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0,3 \\ -1,6 \\ 1,0 \end{vmatrix}$$

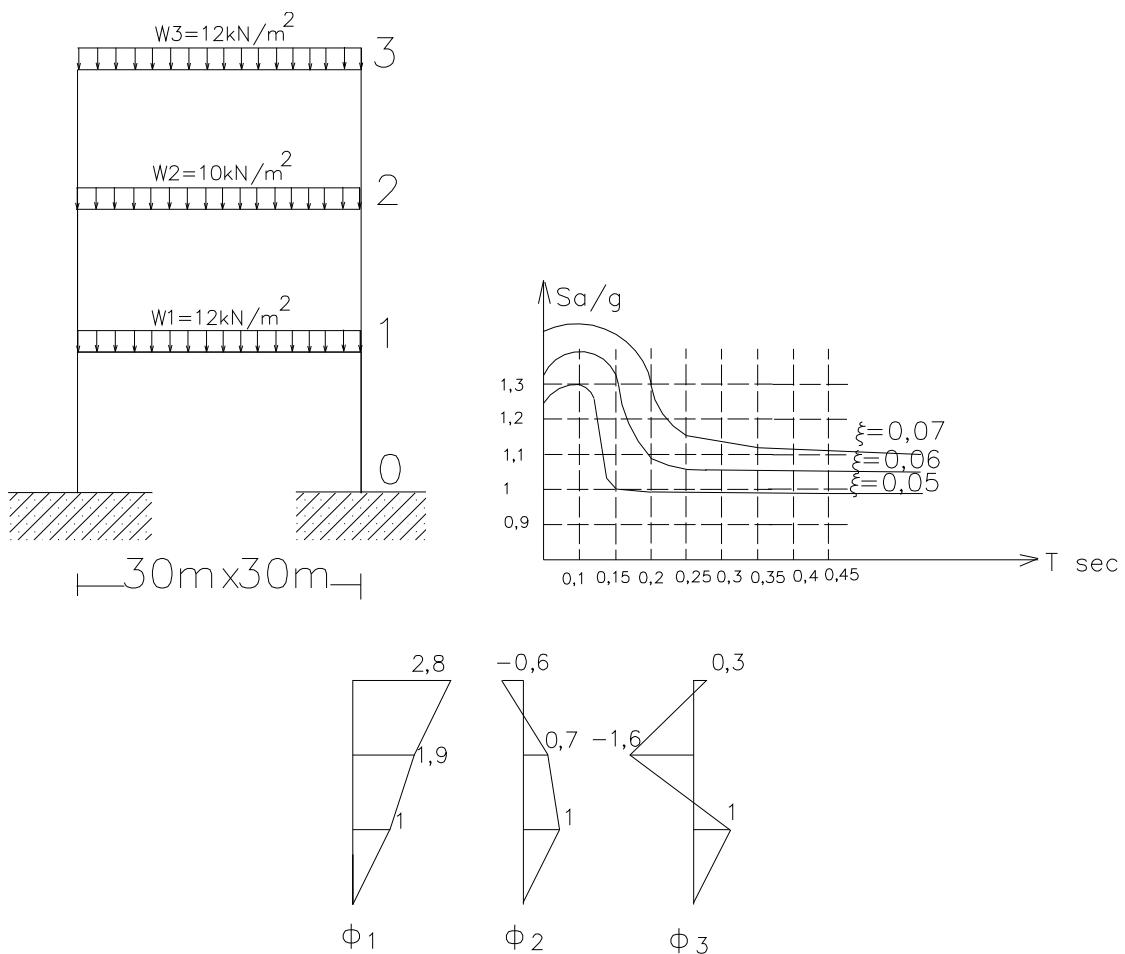
Δίδεται και το μητρώο των κυκλικών συχνοτήτων των ιδιομορφών

$$T = \begin{vmatrix} \omega_1 & 15 \\ \omega_2 & 39 \\ \omega_3 & 62 \end{vmatrix} \text{ rad/sec}$$

a. Να προσδιορισθεί η τέμνουσα βάσης κάθε ιδιομορφής με χρήση του φάσματος σχεδιασμού για απόσβεση $\zeta = 0,05$.

b. Να προσδιορισθούν τα μέγιστα αδρανειακά φορτία σε κάθε στάθμη κάθε ιδιομορφής.

c. Ποια είναι η πλέον πιθανή τέμνουσα βάσης σχεδιασμού;



Σχ. 9 Πλαίσιο και φάσμα σεισμού και ιδιομορφές

Λύση

a. Ιδιοπερίοδοι των ιδιομορφών

$$T_1 = 2\pi/\omega_1 = 2\pi/15 = 0,42 \text{ sec}, T_2 = 2\pi/\omega_2 = 2\pi/39 = 0,16 \text{ sec}, T_3 = 2\pi/\omega_3 = 2\pi/62 = 0,10 \text{ sec}$$

Μάζες ορόφων

$$m_1 = W_1 / g = 12 \cdot 30 \cdot 30 / g = 10800 / g$$

$$m_2 = W_2 / g = 10 \cdot 30 \cdot 30 / g = 9000 / g$$

$$m_3 = W_3 / g = 12 \cdot 30 \cdot 30 / g = 10800 / g$$

Συντελεστές διεγέρσεως ιδιομορφών

$$L_1 = m_1 \cdot \varphi_{11} + m_2 \cdot \varphi_{21} + m_3 \cdot \varphi_{31} = [10800 \cdot 1 + 9000 \cdot 1,9 + 10800 \cdot 2,8] / g = 58140 / g$$

$$L_2 = m_1 \cdot \varphi_{12} + m_2 \cdot \varphi_{22} + m_3 \cdot \varphi_{32} = [10800 \cdot 1 + 9000 \cdot 0,7 + 10800 \cdot (-0,6)] / g = 10620 / g$$

$$L_3 = m_1 \cdot \varphi_{13} + m_2 \cdot \varphi_{23} + m_3 \cdot \varphi_{33} = [10800 \cdot 1 + 9000 \cdot (-1,6) + 10800 \cdot 0,3] / g = -360 / g$$

Γενικευμένες μάζες ιδιομορφών

$$M_1 = m_1 \cdot \varphi_{11}^2 + m_2 \cdot \varphi_{21}^2 + m_3 \cdot \varphi_{31}^2 = [10800 \cdot 1^2 + 9000 \cdot 1,9^2 + 10800 \cdot 2,8^2]/g = 127912/g$$

$$M_2 = m_1 \cdot \varphi_{12}^2 + m_2 \cdot \varphi_{22}^2 + m_3 \cdot \varphi_{32}^2 = [10800 \cdot 1^2 + 9000 \cdot 0,7^2 + 10800 \cdot (-0,6^2)]/g = 19098/g$$

$$M_3 = m_1 \cdot \varphi_{13}^2 + m_2 \cdot \varphi_{23}^2 + m_3 \cdot \varphi_{33}^2 = [10800 \cdot 1^2 + 9000 \cdot (-1,6^2) + 10800 \cdot 0,3^2]/g = 34812/g$$

Συντελεστές συμμετοχής ιδιομορφών

$$v_1 = L_1 / M_1 = (58140/g) / (127912/g) = 0,45$$

$$v_2 = L_2 / M_2 = (10620/g) / (19098/g) = 0,56$$

$$v_3 = L_3 / M_3 = (-360/g) / (34812/g) = -0,01$$

Έλεγχος : $v_1 + v_2 + v_3 = 1$

Δρώσες ιδιομορφικές μάζες κάθε ιδιομορφής

$$M_1^* = v_1^2 \cdot M_1 = L_1^2 / M_1 = 58140^2 / 127912 = 26426 / g$$

$$M_2^* = v_2^2 \cdot M_2 = L_2^2 / M_2 = 10620^2 / 19098 = 5905,6 / g$$

$$M_3^* = v_3^2 \cdot M_3 = L_3^2 / M_3 = 360^2 / 34812 = 3,72 / g$$

Φασματικές επιταχύνσεις κάθε ιδιομορφής

$$T_1 = 0,42 \text{ sec} \rightarrow S_{a1} = 0,98 \text{ g}$$

$$T_2 = 0,16 \text{ sec} \rightarrow S_{a2} = 1 \text{ g}$$

$$T_3 = 0,10 \text{ sec} \rightarrow S_{a3} = 1,3 \text{ g}$$

Τέμνουσα βάσης ιδιομορφών

$$V_1 = M_1^* \cdot S_{a1} = (26426 / g) \cdot 0,98 \text{ g} = 25897 \text{ KN}$$

$$V_2 = M_2^* \cdot S_{a2} = (5905,6 / g) \cdot 1 \text{ g} = 5905,6 \text{ KN}$$

$$V_3 = M_3^* \cdot S_{a3} = (3,72 / g) \cdot 1,3 \text{ g} = 4,84 \text{ KN}$$

b. Ιδιομορφικά σεισμικά φορτία σε κάθε στάθμη

$$P_1 = M \cdot \gamma_1 = M \cdot v_1 \cdot \Phi_1 \cdot S_{a1} = M \cdot 0,45 \cdot \Phi_1 \cdot 0,98 \text{ g} \quad (\text{μητρωϊκή μορφή})$$

$$P_{11} = (10800 / g) \cdot 0,45 \cdot 1 \cdot 0,98 \text{ g} = 4762,8 \text{ KN}$$

$$P_{21} = (9000 / g) \cdot 0,45 \cdot 1,9 \cdot 0,98 \text{ g} = 7541,1 \text{ KN}$$

$$P_{31} = (10800 / g) \cdot 0,45 \cdot 2,8 \cdot 0,98 \text{ g} = 13335,8 \text{ KN}$$

$$V_1 = \sum P_{i1} = 25639,7 \text{ KN}$$

$$P_2 = M \cdot \gamma_2 = M \cdot v_2 \cdot \Phi_2 \cdot S_{a2} = M \cdot 0,56 \cdot \Phi_2 \cdot 1 \text{ g} \quad (\text{μητρωϊκή μορφή})$$

$$P_{12} = (10800 / g) \cdot 0,56 \cdot 1 \cdot 1 \text{ g} = 6048 \text{ KN}$$

$$P_{22} = (9000 / g) \cdot 0,56 \cdot 0,7 \cdot 1 \text{ g} = 3528 \text{ KN}$$

$$P_{32} = (10800 / g) \cdot (-0,6) \cdot 1 \text{ g} = -3628,8 \text{ KN}$$

$$V_2 = \sum P_{i2} = 5947,2 \text{ KN}$$

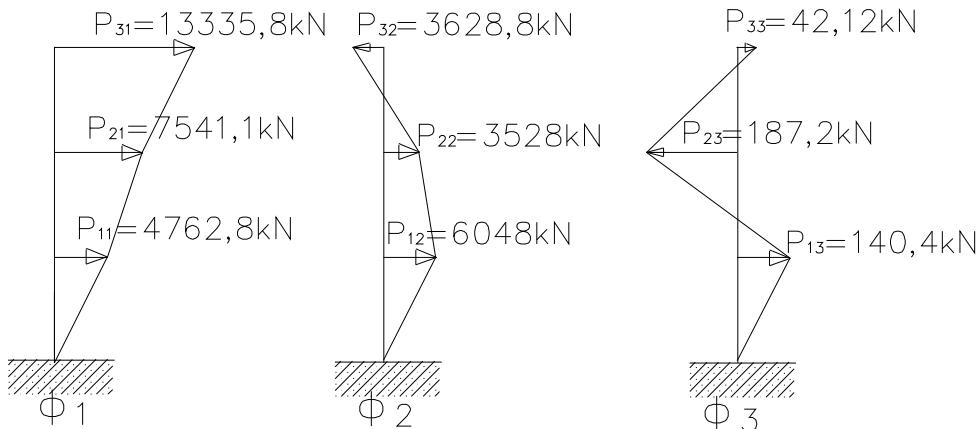
$$P_3 = M \cdot \gamma_3 = M \cdot v_3 \cdot \Phi_3 \cdot S_{a3} = M \cdot (-0,01) \cdot \Phi_3 \cdot 1,3 \text{ g} \quad (\text{μητρωϊκή μορφή})$$

$$P_{13} = (10800 / g) \cdot (-0,01) \cdot 1 \cdot 1,3 \text{ g} = -140,4 \text{ KN}$$

$$P_{23} = (9000 / g) \cdot (-0,01) \cdot (-1,6) \cdot 1,3 \text{ g} = 187,2 \text{ KN}$$

$$P_{33} = (10800 / g) \cdot (-0,01) \cdot 0,3 \cdot 1,3 \text{ g} = -42,12 \text{ KN}$$

$$V_3 = \sum P_{i3} = 4,68 \text{ KN}$$



Σχ. 10 Ιδιομορφικά σεισμικά φορτία

ε. Σ' αυτό το πρόβλημα οι υψηλότερες ιδιομορφές έχουν μικρή επιρροή στην τέμνουσα βάσης. Η απόκριση μπορεί να αποκτηθεί με ικανοποιητική ακρίβεια με χρήση της απλούστερης μεθόδου της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) για τον συνδυασμό των ιδιομορφών.

$$V = (V_1^2 + V_2^2 + V_3^2)^{1/2} = (25639,7^2 + 5947,2^2 + 4,68^2)^{1/2} = (657394216 + 35369,19 + 21,9)^{1/2} = 25640 \text{ KN}$$

3. Ισοδύναμη στατική μέθοδος

3.1 Προυποθέσεις εφαρμογής

Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο εφαρμόζονται στη κατασκευή ισοδύναμα στατικά οριζόντια φορτία που προκαλούν σε αυτή παραμορφώσεις παρόμοιες με εκείνες της πρώτης ιδιομορφής. Οι φορτίσεις εφαρμόζονται στην κατασκευή δύο φορές, και κατά δύο διευθύνσεις κάθετες μεταξύ τους.

Έτσι, για να καλύπτουν αυτές οι δύο φορτίσεις σε ικανοποιητικό βαθμό την πραγματική απόκριση της κατασκευής σε σεισμικές διεγέρσεις, θα πρέπει:

- α) Η κατασκευή να ταλαντώνεται σε μεγάλο βαθμό **σύμφωνα με τη πρώτη ιδιόμορφη**.
- β) Η κίνησή της να είναι **κυρίως μεταφορική**, να μη περιλαμβάνει δηλαδή κατά το δυνατόν στροφή.

Αυτό σημαίνει ότι για κάθε μία από τις δύο αυτές διευθύνσεις η ιδιομορφή με υψηλό ποσοστό συμμετοχής στη σεισμική απόκριση θα πρέπει να είναι κυρίως η πρώτη μεταφορική. Για τους λόγους αυτούς οι διευθύνσεις φόρτισης εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.

Με σκοπό να δοθούν σαφέστερα κριτήρια για τη δυνατότητα εφαρμογής αυτής της μεθόδου εισάγεται η έννοια του **κανονικού καθ' ύψος κτιρίου**. Έτσι η ισοδύναμη στατική μέθοδος επιτρέπεται να εφαρμόζεται όταν ικανοποιούνται και οι δύο συνθήκες (EC8):

- Το κτίριο είναι κανονικό καθ' ύψος
- Οι θεμελιώδεις περίοδοι ταλάντωσης στις δύο κύριες διευθύνσεις (T_{1x} και T_{1y}) ικανοποιούν τη συνθήκη

$$T_{1x} \leq \max(4T_C, 2.0 \text{ sec}) \text{ και } T_{1y} \leq \max(4T_C, 2.0 \text{ sec})$$

Εφόσον το κτίριο ΔΕΝ είναι κανονικό καθ' ύψος τότε επιβάλλεται η εφαρμογή της ιδιομορφικής ανάλυσης που θεωρείται γενικής εφαρμογής και οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς πολλαπλασιάζονται επί 0.8, δηλαδή λαμβάνονται μειωμένες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς (0.8q).

3.2 Κανονικό κτίριο καθ' ύψος

Ένα κτίριο κατά το Ευρωκώδικα 8 θεωρείται κανονικό καθ' ύψος όταν εφαρμόζονται όλες οι παρακάτω οδηγίες :

(1) Συνέχεια κατακόρυφων στοιχείων

Όλα τα στοιχεία που αναλαμβάνουν τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις συνεχίζονται μέχρι το άνω όριο του κτιρίου στη θέση που βρίσκεται το καθένα.

(2) Έλεγχος καθ' ύψος συνεχείας τοιχοπληρώσεων

Η ασυνέχεια καθ' ύψος των τοιχοπληρώσεων προκαλεί μεταβολές στην συνολική αντοχή των τοιχοποιών πληρώσεως ανά όροφο. Η επιρροή αυτής της καθ' ύψος ασυνεχείας των τοιχοποιών πληρώσεως στην σεισμική τέμνουσα του ορόφου i, υπολογίζεται μέσω ενός δείκτη η_i . Ο συντελεστής η_i είναι συντελεστής μεγέθυνσης και θα πρέπει τα εντατικά μεγέθη από τις σεισμικές δράσεις των κατακορύφων στοιχείων του ορόφου να πολλαπλασιάζονται επί αυτόν.

Ο δείκτης η_i , δίδεται από τη σχέση

$$\eta_i = (1 + \Delta V_{Rw}/\Sigma V_{Ed}) \text{ και } \piάντως \eta \leq q$$

όπου

ΔV_{Rw} , η μείωση της αντοχής των τοιχοπληρώσεων στον όροφο i σε σχέση με τον από πάνω όροφο όπου οι τοιχοποιίες για κάποιο λόγο είναι περισσότερες (εδώ περιλαμβάνεται και η περίπτωση του ανοικτού πρώτου ορόφου - pilotis)

ΣV_{Ed} η σεισμική τέμνουσα του ορόφου i (άθροισμα όλων σεισμικών τεμνουσών όλων των κατακορύφων στοιχείων)

Αν $\eta_i \leq 1.1$ δεν υφίσταται καθ' ύψος ασυνέχεια λόγω διαφοροποίησης των τοιχοποιών πληρώσεως και άρα δεν πολλαπλασιάζονται τα εντατικά μεγέθη από τις σεισμικές δράσεις επί τον συντελεστή μεγέθυνσης η_i .

Παράδειγμα: Έστω κτίριο pilotis, κατηγορίας πλαστιμότητας DCH, με συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς $q=4,5$, άθροισμα τεμνουσών δυνάμεων ισογείου κατά x, $\Sigma V_{Ed} = V_b = 700 \text{ kN}$ και σεισμική τέμνουσα τοιχωμάτων $V_w = 40\% V_b < 50\% V_b$. Έστω ότι στο ισόγειο αφαιρείται κατά x, λόγω της pilotis, μπατική τοιχοποιία πλάτους $b_1=0,19 \text{ m}$ και μήκους $L_1=20 \text{ m}$ και δρομική

τοιχοποιία πλάτους $b_2=0,09$ m και μήκους $L_2=10$ m, με διατμητική αντοχή $f_v=0,3\text{MPa}$. Ο συντελεστής προσαύξησης στην σεισμική τέμνουνσα του ισογείου, η_i , υπολογίζεται ως εξής:

Μείωση της αντοχής των τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο, $\Delta V_{Rw} = \Delta A_{Rw} f_v = (\Sigma b_i \cdot L_i) \cdot f_v = (0,19\text{m} \cdot 20\text{m} + 0,09\text{m} \cdot 10\text{m}) \cdot 0,3\text{MPa} \cdot 10^3 = 1410\text{kN}$

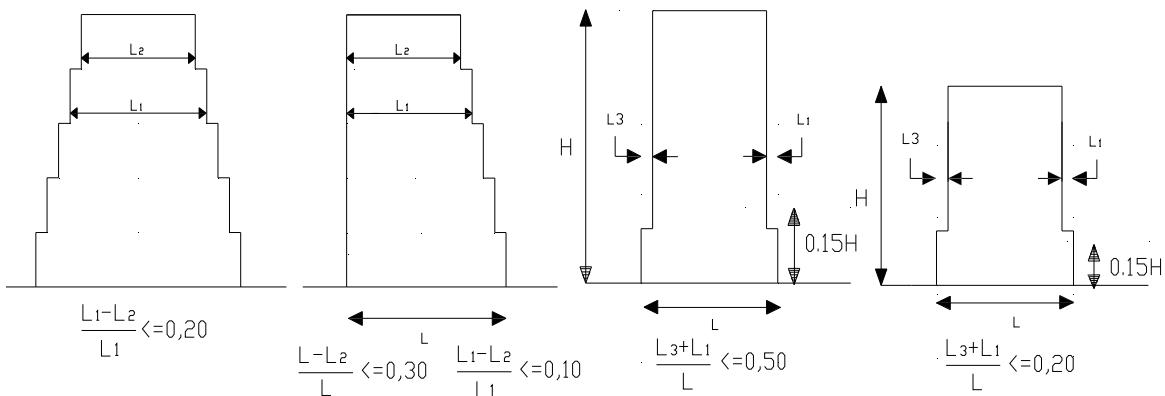
Συντελεστής προσαύξησης, $\eta_i = (1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed}) = (1 + 1410 / 700) = \underline{3,014} < 4,5 = q$

(3) Εσοχές

(α) Αν υπάρχουν βαθμιδωτές εσοχές και από τις δύο πλευρές της κατασκευής με συμμετρία ως προς κατακόρυφο άξονα (σε κατακόρυφη τομή), η συνολική εσοχή (και από τις δύο πλευρές) σε οποιονδήποτε όροφο δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 20% της αντίστοιχης διάστασης του προηγουμένου ορόφου (περίπτωση α, Σχ.11).

(β) Σε μη συμμετρικές εσοχές το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη θα πρέπει να είναι μέχρι το 30% της αντίστοιχης διάστασης στο ισόγειο και κάθε επί μέρους εσοχή θα πρέπει να είναι μέχρι το 10% της αντίστοιχης διάστασης του προηγουμένου ορόφου(περίπτωση β, Σχ.11).

(γ) Μεμονωμένη εσοχή σε ύψος μικρότερο του 15% του συνολικού ύψους του κτιρίου θα πρέπει να είναι μέχρι το 50% της αντίστοιχης διάστασης του προηγουμένου ορόφου(περίπτωση γ, Σχ.11).



Σχ. 11 Βαθμιδωτές εσοχές

Παράδειγμα: Έστω το κτίριο της εφαρμογής 3.7 του Κεφαλαίου B. Η μείωση του πλάτους του κτιρίου μεταξύ του ισογείου και πρώτου ορόφου, καθώς ο πύργος υψώνεται πάνω από τη βάση, συνιστά μία απότμηση (εσοχή). Αφού το ύψος του ισόγειου ορόφου των 4,3m είναι μικρότερο από το 15% του συνολικού ύψους των 28,8m ($28,8 \times 0,15 = 4,32\text{m}$), και η μείωση στο πλάτος είναι από 40m σε 20m (=50% μείωση), η εσοχή παραμένει ακριβώς εντός των “κανονικών” ορίων (περίπτωση γ, Σχ. 11).

3.3 Βήματα της μεθόδου

Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή, εφαρμόζονται στην κατασκευή ισοδύναμα στατικά φορτία τα οποία υπολογίζονται με βάση την φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού. Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού προσδιορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού, με χρήση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής (συνήθως ιδιοπερίοδος της 1ης ιδιομορφής). Η διαδικασία σχεδιασμού με ισοδύναμη στατική οριζόντια φόρτιση περιλαμβάνει τα παρακάτω βήματα:

1. Προσεγγιστική εκτίμηση της φυσικής περιόδου της 1ης ιδιομορφής.
2. Εκτίμηση-επιλογή του κατάλληλου σεισμικού συντελεστή.
3. Υπολογισμός της τέμνουσας βάσης.
4. Κατανομή της τέμνουσας βάσης υπό μορφή οριζόντιων συνιστωσών δυνάμεων στα επίπεδα των ορόφων του κτιρίου.
5. Ανάλυση της κατασκευής για τις στατικές οριζόντιες δυνάμεις που προσδιορίσθηκαν στο προηγούμενο βήμα και υπολογισμός των μεγεθών έντασης σε επί μέρους στοιχεία του κτιρίου.
6. Υπολογισμός των μετατοπίσεων της κατασκευής και ιδιαίτερα των μεταξύ των ορόφων μετατοπίσεων.
7. Σχεδιασμός και διαστασιολόγηση των στοιχείων της κατασκευής.

3.4 Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κατασκευής T

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της ταλάντωσης κατά τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης για την οποία μελετάται - σχεδιάζεται η κατασκευή (δηλαδή η ιδιοπερίοδος της 1ης ιδιομορφής), επιτρέπεται να υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη προσεγγιστική μέθοδο της δυναμικής των κατασκευών.

Για κατασκευές με ύψος έως 40m ο EC8 επιτρέπει την εφαρμογή της εξής προσεγγιστικής σχέσης:

$$T = C_t \cdot H^{3/4} \quad (1\alpha)$$

όπου:

Η ύψος του κτιρίου

C_t συντελεστής που εξαρτάται από το δομικό σύστημα

- Για κατασκευές με καθαρά πλαισιακό δομικό σύστημα $C_t=0.075$ και άρα

$$T = 0.075 \cdot H^{3/4} \quad (1\beta)$$

- Για κατασκευές με δομικό σύστημα από πλαίσια και τοιχώματα ή/και τοιχοποιίες πληρώσεως $C_t=0.050$ και άρα

$$T = 0.050 \cdot H^{3/4} \quad (1\gamma)$$

- διαφορετικά, για κτίρια με τοιχώματα:

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$$

όπου $A_c = \sum [A_i \cdot (0.2 + \frac{l_{wi}}{H})^2]$ και

Ας συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων πρώτου ορόφου κτιρίου

Αι επιφάνεια διατομής τοιχώματος i πρώτου ορόφου κτιρίου ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης l_{wi} μήκος τοιχώματος i πρώτου ορόφου κτιρίου σε διεύθυνση παράλληλη προς την διεύθυνση σεισμικής δράσης

Περιορισμός: $\frac{l_{wi}}{H} \leq 0.9$

Εναλλακτικά, για την εκτίμηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου ταλάντωσης του κτιρίου κατά τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης μπορεί να εφαρμοσθεί η εξής σχέση:

$$T = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (2)$$

όπου:

d οριζόντια ελαστική μετακίνηση κορυφής του κτιρίου υπό την δράση των φορτίων βαρύτητας κατά την διεύθυνση (οριζόντια) της σεισμικής δράσης.

Εκτός των σχέσεων (1) και (2) αναφέρεται και η παρακάτω προσεγγιστική - ενδεικτική σχέση η οποία με την απλότητα που παρουσιάζει επιτρέπει μία άμεση αρχική προσέγγιση της ιδιοπεριόδου που πολλές φορές είναι χρήσιμη:

$$T \approx \frac{n}{10} \quad \text{για εύκαμπτο πλαισιακό δομικό σύστημα} \quad (3\alpha)$$

$$T \approx \frac{n}{12} \quad \text{για πιο δύσκαμπτο σύστημα (κατ' εκτίμηση)} \quad (3\beta)$$

Όπου n ο αριθμός των ορόφων της κατασκευής

Όλες οι προαναφερθείσες σχέσεις έχουν χαρακτήρα προσεγγιστικό ενώ συνεπέστερη και γενικότερης αποδοχής και εφαρμογής είναι η τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου όπως αυτή προκύπτει από τη μέθοδο Rayleigh. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή δυνάμεις F_i εφαρμόζονται στους ορόφους $i=1,2,\dots,N$. Κατόπιν υπολογίζονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις δ_i που προκαλούνται στη

κατασκευή στις στάθμες των ορόφων λόγω των δυνάμεων F_i . Με βάση τις τιμές F_i και δι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος υπολογίζεται με καλή προσέγγιση από τη σχέση :

$$T = 2\pi \frac{\sum_{i=1}^N w_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i \delta_i} \quad (4)$$

όπου

F_i είναι οριζόντιες δυνάμεις που εφαρμόζουν στους ορόφους $i = 1$ έως N

δ_i είναι οι οριζόντιες μετατοπίσεις της κατασκευής που προκαλούνται από τις δυνάμεις F_i στα επίπεδα των ορόφων

W_i το βάρος του ορόφου i

Σημειώνεται ότι για την εκτίμηση της T από την σχέση (4), το μέγεθος των δυνάμεων F_i που εκλέγονται δεν επηρεάζει σημαντικά το αποτέλεσμα. Η κατάλληλη όμως εκλογή τους περιορίζει την ανάγκη επαναλήψεως της διαδικασίας.

3.5 Τέμνουσα βάσης

Η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται με βάση τις τιμές του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού με τη χρήση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου όπως αυτή προσδιορίζεται με βάση τις σχέσεις της προηγούμενης παραγράφου. Το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων F_i (τέμνουσα βάσης) υπολογίζεται από τη σχέση (EC8):

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda \quad (5)$$

όπου

m η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής

$S_d(T)$ η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

λ συντελεστής διόρθωσης που δηλώνει ότι στην θεμελιώδη 1η ιδιομορφή η συμμετοχή της δρώσας μάζας είναι μικρότερη από το 85% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου:

$\lambda=0,85$ εάν $T < 2T_c$ και το κτίριο έχει πάνω από δυο ορόφους, $\lambda=1$ σε κάθε άλλη περίπτωση

Τ η θεμελιώδης περίοδος ταλαντώσεως της κατασκευής

3.6 Καθ' ύψος κατανομή σεισμικών φορτίων

Μετά τον υπολογισμό της συνολικής οριζόντιας ισοδύναμης σεισμικής τέμνουσας (τέμνουσα βάσης), απαιτείται η κατανομή της στα επίπεδα των ορόφων υπό μορφή συνιστωσών οριζοντίων

δυνάμεων. Κατά την κατανομή αυτή είναι επιθυμητό οι συνιστώσες δυνάμεις που προκύπτουν να προκαλούν στην κατασκευή παραμορφώσεις παρόμοιες με εκείνες που θα προκαλούσε η αντίστοιχη σεισμική διέγερση σχεδιασμού (μέγιστες τιμές). Προς το σκοπό αυτό και με τη θεώρηση ότι στην κάθε ελαστική σεισμική παραμόρφωση ενός συνηθισμένου οικοδομικού έργου κυριαρχεί η συμμετοχή της 1ης ιδιομορφής, γίνεται προσπάθεια η καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας βάσης να ακολουθεί το ιδιόσχημα της 1ης θεμελιώδους ιδιομορφής. Με βάση αυτά ο Ευρωκώδικας 8 κατανέμει την τέμνουσα βάση, F_b , στους ορόφους σύμφωνα με τη σχέση :

$$F_i = F_b \frac{m_i \Phi_i}{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_j} \quad (6)$$

όπου

F_i είναι η οριζόντια συνιστώσα δύναμη που επιβάλλεται στο κέντρο μάζας του ορόφου i
 Φ_i η μεταφορική συνιστώσα της 1ης ιδιομορφής στο κέντρο μάζας του ορόφου i
 N ο συνολικός αριθμός των ορόφων.

Όταν η 1η ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος του κτιρίου, επιτρέπεται η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων να έχει τριγωνική μορφή σύμφωνα με την παρακάτω σχέση (τριγωνική προσέγγιση του σχήματος της 1ης ιδιομορφής) :

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum_{j=1}^N m_j z_j} \quad (7)$$

όπου z_i η απόσταση της στάθμης (ορόφου) i από τη βάση.

4. Επαλληλία συνιστωσών σεισμού (χωρική επαλληλία)

Οι πιθανές ακραίες τιμές ενός μεγέθους $ex X$ για ταυτόχρονη δράση των 3 συνιστωσών του σεισμού σχεδιασμού, συνιστάται να υπολογίζεται με τη μέθοδο της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων του μεγέθους αυτού κατά τις μέγιστες αποκρίσεις των 3 συνιστωσών:

$$ex X = \pm \sqrt{x_x^2 + x_y^2 + x_z^2} \quad (8)$$

όπου x_x , x_y , x_z οι μέγιστες τιμές του υπόψη μεγέθους για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά x, y, z αντίστοιχα. Εναλλακτικά αντί της σχέσης (8) επιτρέπεται να εφαρμόζεται ο δυσμενέστερος από τους συνδυασμούς :

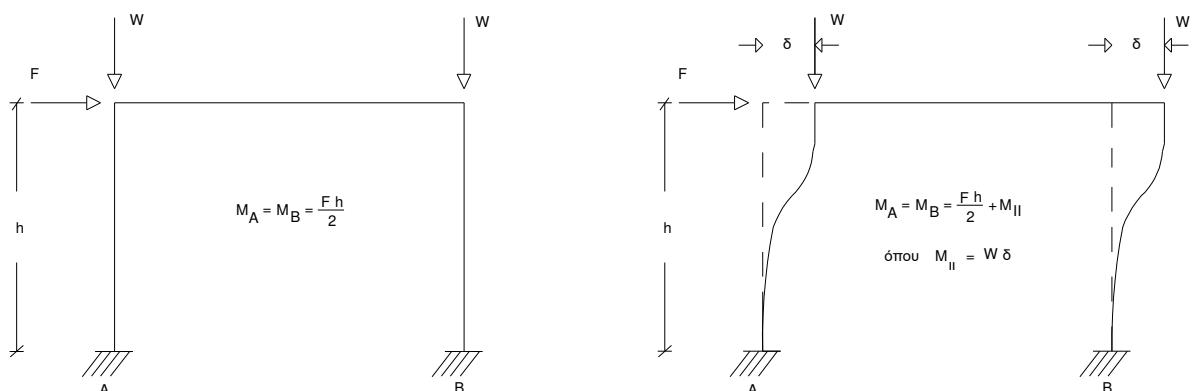
$$\begin{aligned} x &= \pm x_x \pm \lambda x_y \pm \mu x_z \\ x &= \pm \lambda x_x \pm x_y \pm \mu x_z \\ x &= \pm \lambda x_x \pm \mu x_y \pm x_z \end{aligned} \quad (9)$$

Λγη κατακόρυφη συνιστώσα δεν λαμβάνεται υπόψη, οι συνδυασμοί γίνονται:

$$x = \pm x_x \pm 0.3x_y$$

5. Επιρροή φαινομένων 2ας τάξεως

Με τον όρο "φαινόμενα 2ας τάξεως" υπονοείται η επί πλέον ένταση (πρόσθετες ροπές) που προκαλείται σε ένα φορέα από την δημιουργία εικκεντροτήτων (πλάγιων μετακινήσεων) ή την αύξηση των ήδη υπαρχουσών, κατά την εφαρμογή των κατακορύφων φορτίων, λόγω των παραμορφώσεων που προκαλούν οι οριζόντιες σεισμικές φορτίσεις στο φορέα κατά την επιβολή τους.



Σγ. 12 Φαινόμενα 2ας τάξεως

Κριτήριο για τον συνυπολογισμό ή όχι, των φαινομένων 2ας τάξεως αποτελεί ο δείκτης θ ο οποίος είναι ο λόγος των ροπών 2ας τάξεως προς τις ροπές 1ης τάξεως:

$$\theta = \frac{M_{II}}{M_1} \rightarrow \theta = \frac{N_{o\lambda} \Delta}{V_{o\lambda} h} \quad (10)$$

όπου

N_{ol} συνολικό κατακόρυφο φορτίο ορόφου για τους συνδυασμούς φορτίσεων με σεισμό

V_{ol} συνολική τέμνουσα δύναμη ορόφου

h ύψος ορόφου

Δ σχετική υπολογιστική μετακίνηση των κέντρων μάζας πλακών του ορόφου

Ο δείκτης θ υπολογίζεται σε κάθε όροφο της κατασκευής και δείχνει την ευαισθησία του ορόφου σε πλευρική παραμόρφωση.

Σημειώνεται ότι η ολική μετακίνηση του υπόψη ορόφου σε σχέση με τον κάτω όροφο μπορεί να ληφθεί ως ίση με την ελαστική σχετική μετακίνηση, Δ_{el} , πολλαπλασιασμένη επί τον δείκτη συμπεριφοράς της κατασκευής, q :

$$\Delta = q \cdot \Delta_{\text{el}} \quad (11)$$

Οι τιμές των N_{ol} , V_{ol} , Δ_{el} προκύπτουν για συνδυασμό φορτίσεων που περιλαμβάνει τη δράση του σεισμού, E, από ελαστική ανάλυση είτε με την ισοδύναμη στατική μέθοδο, είτε με τη δυναμική μέθοδο. Υπενθυμίζεται ότι ο συνήθης συνδυασμός φορτίσεων με σεισμό για τα οικοδομικά έργα έχει τη μορφή :

$$S_d = G_k + P_\infty + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \pm E \quad (12)$$

όπου

G_k χαρακτηριστική τιμή μονίμων δράσεων

P_∞ προένταση μετά τον υπολογισμό των χρονίων απωλειών

$Q_{k,i}$ χαρακτηριστική τιμή μεταβλητής δράσης i

$\psi_{2,i}$ συντελεστής συνδυασμού μεταβλητής δράσης i για μακροχρόνια δράση (οιονεί μόνιμη τιμή)

Αν ισχύει $\theta \leq 0.10$ σε όλους τους ορόφους μιας κατασκευής, τότε επιτρέπεται να παραλείπεται η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως.

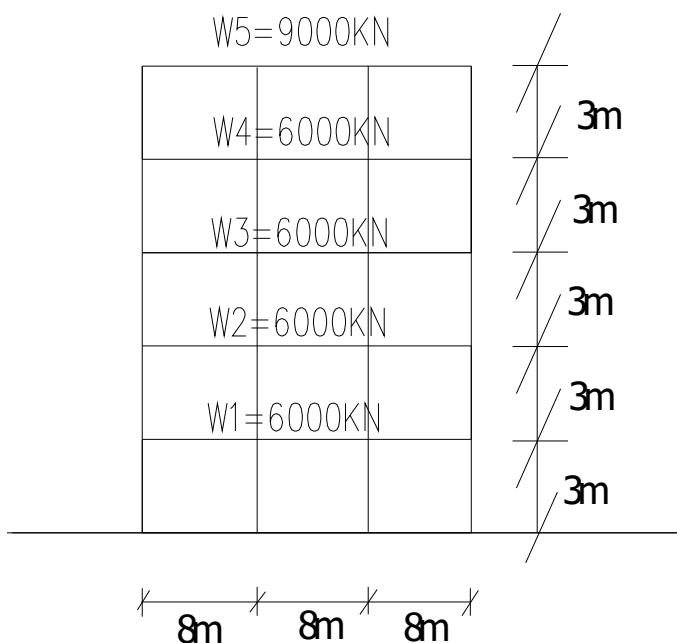
Αν σε κάποιους ορόφους ισχύει $0.10 < \theta \leq 0.20$ τότε επιβάλλεται να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως, επιτρέπεται όμως αυτή να εκλαμβάνεται προσεγγιστικά σαν επαύξηση της αντίστοιχης σεισμικής δράσης επί συντελεστή ίσον με $1/(1-\theta)$.

Αν σε κάποιους ορόφους ισχύει $0.20 < \theta \leq 0.30$ τότε επιβάλλεται να γίνεται ακριβέστερος προσδιορισμός των επιρροών 2ας τάξεως στη κατασκευή με μεθόδους αναλύσεως που λαμβάνουν υπόψη τη πραγματική κατανομή των αξονικών δυνάμεων, την επίδραση της στροφής και τις αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις του φορέα (στατική 2ας τάξεως).

Σε καμία περίπτωση δεν επιτρέπεται να ισχύει $\theta > 0.30$.

6. Εφαρμογή - Ισοδύναμη στατική φόρτιση και καθ' ύψος κατανομή

Σύνηθες πενταώροφο κτίριο τετραγωνικής κάτοψης στην περιοχή Καβάλας αποτελείται από πλαίσια ωπλισμένου σκυροδέματος της μορφής του σχήματος. Η θεμελίωσή του γίνεται με συνδεδεμένα πέδιλα επί υγιούς εδάφους από ημιβραχώδεις σχηματισμούς. Συνολικό βάρος w_i κάθε ορόφου 6000kN και του δώματος 9000 kN. Ζητείται να προσδιορισθούν τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και για κατηγορία πλαστιμότητας DCM.



Σχ. 13 Πλαίσιο

Επίλυση

1) Προσδιορισμός φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Από το Σχ. 3, σελ. 36, για την περιοχή Καβάλας προκύπτει ότι η ζώνη επικινδυνότητας είναι I.

-Σεισμική επιτάχυνση

Από τον Πίνακα 5, σελ. 38, για ζώνη επικινδυνότητας I προκύπτει: $a_{gR}=0.16g$

-Ιδιοπερίοδος Κατασκευής

Με χρήση της σχέσης (1β), σελ.67, για κατασκευές με καθαρά πλαισιακό δομικό σύστημα προκύπτει:

$$T = 0.075 \cdot H^{3/4} = 0.075 \cdot 15^{3/4} = 0.572 \text{ sec}$$

- Φάσμα σχεδιασμού

Κατ' αρχήν προσδιορίζεται η κατηγορία εδάφους από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας. Από τον Πίνακα 2, σελ. 30, φαίνεται ότι το ημιβραχώδες υγιές έδαφος κατατάσσεται στην κατηγορία A. Για κατηγορία εδάφους A από τον πίνακα 1, σελ 29, προκύπτει ότι οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος σχεδιασμού είναι:

$$T_B = 0.15s, T_C = 0.4s \text{ και } T_D = 2.5s$$

Με βάση τις παραπάνω τιμές και δεδομένου ότι $T_C \leq T = 0.572s \leq T_D$, προκύπτει ότι η τιμή του φάσματος σχεδιασμού δίδεται από τη σχέση, σελ. 35:

$$S_d(T) = \alpha_g S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \geq \beta \alpha_g \quad (2\gamma)$$

Οι παράμετροι της σχέσεως αυτής προσδιορίζονται ως εξής :

- Συντελεστής εδάφους S

Από τον Πίνακα 1, σελ 29, προκύπτει ότι ο συντελεστής εδάφους S για κατηγορία εδάφους A είναι: $S=1.0$

- Σπουδαιότητα κτιρίου

Από τον Πίνακα 5, σελ. 38, φαίνεται ότι η κατασκευή είναι σπουδαιότητας II και άρα: $\gamma_1 = 1.00$

- Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς

Για πλαισιωτό δομικό σύστημα από ωπλισμένο σκυρόδεμα και με βάση τον Πίνακα 3, σελ. 34, λαμβάνεται: $q = 3.9$ Άρα τελικά η τιμή του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού υπολογίζεται από τη σχέση ως εξής

$$S_d(T) = \alpha_g S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) = 0.16g \cdot 1.00 \frac{2.5}{3.9} \left(\frac{0.40}{0.572} \right) = 0.072g > 0.2 \cdot 0.16g = 0.032g$$

$$\text{Άρα } S_d(T) = 0.072g$$

2) Τέμνουσα Βάσης

- Μάζα κατασκευής (5 ορόφων):

$$M = (\Sigma W_i / g) = 4 \cdot 6.0 MN/g + 1 \cdot 9.0 MN/g = 33.00 MN/g = 33000 kN/g$$

Η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται από τη σχέση (5), σελ.68:

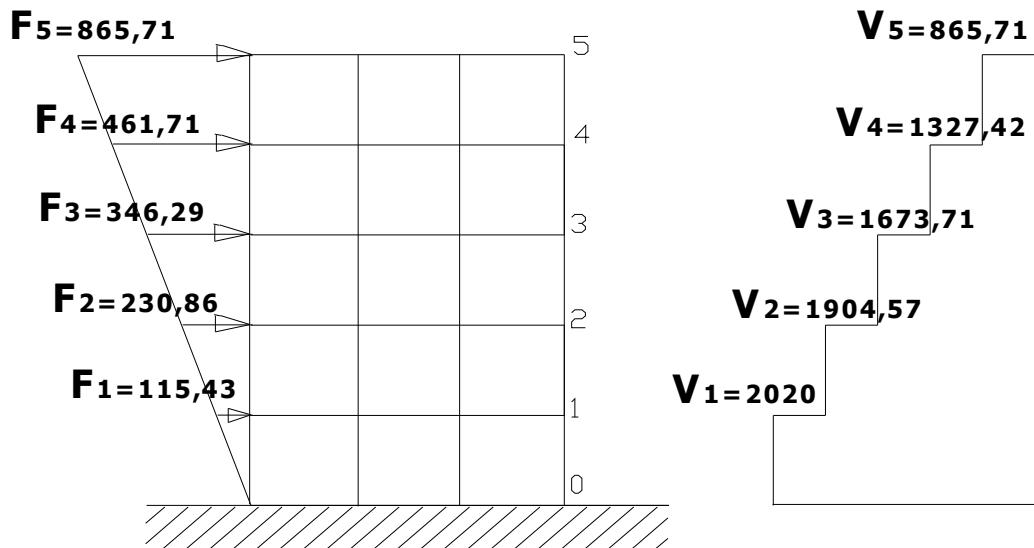
$$T = 0.572s \leq 2 \cdot T_C = 2 \cdot 0.4 = 0.8s \text{ και άρα } \lambda = 0.85 \text{ οπότε}$$

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0.072g \cdot \frac{33.00}{g} \cdot 0.85 = 2.020 MN = 2020 kN$$

3) Καθ' ύψος τριγωνική κατανομή σεισμικών φορτίων (προσεγγιστικά) με τη σχέση (7), σελ. 69:

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum_{j=1}^N m_j z_j}$$

Στάθμη	m_i	z_i	$m_i \cdot z_i$	F_i	$V_i = \sum F_i$
1	6000 / g	3	18000 / g	115,43	2020 = V_o
2	6000 / g	6	36000 / g	230,86	1904,57
3	6000 / g	9	54000 / g	346,29	1673,71
4	6000 / g	12	72000 / g	461,71	1327,42
5	9000 / g	15	135000 / g	865,71	865,71
Σύνολα	33000 / g		315000 / g	2020 = V_o	

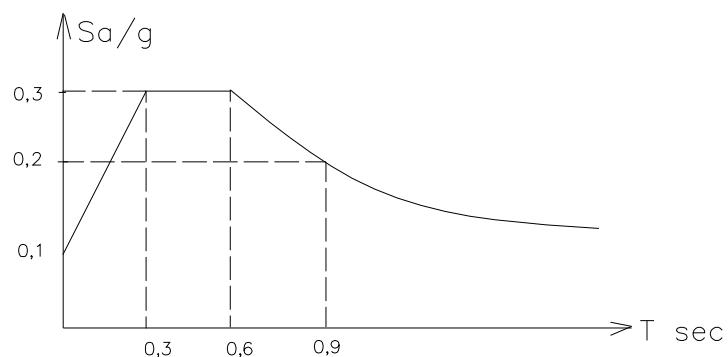
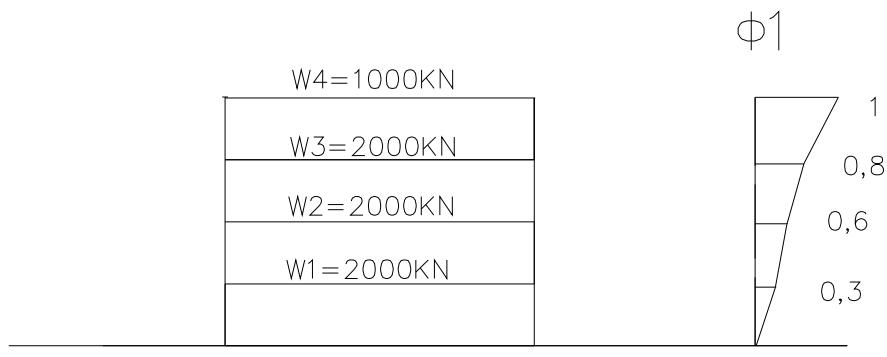


Σχ. 14 Συνιστώσες και τέμνουσες ορόφων

7. Εφαρμογή - Καθ' ύψος κατανομή με χρήση της 1^{ης} ιδιομορφής και έλεγχος ρηγμάτωσης τοίχων

Δίδεται το πλαίσιο του Σχήματος 15 με την πρώτη ιδιομορφή του και θεμελιώδη περίοδο ταλάντωσης ίση προς 0,35 sec. Αν θεωρηθεί ότι η περιοχή υφίσταται σεισμική διέγερση η οποία έχει εξομαλυμένο φάσμα αποκρίσεως επιταχύνσεων της μορφής του σχήματος, ζητείται να προσδιορισθούν:

- 1) Οι σεισμικές δυνάμεις και οι τέμνουσες δυνάμεις των ορόφων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και για κατηγορία πλαστιμότητας DCM.
- 2) Σε ποιους ορόφους θα ρηγματωθούν οι τοίχοι πλήρωσης, δεδομένου ότι αντέχουν διατμητική παραμόρφωση της τάξης του 3.5%.



Σχ. 15 Πλαίσιο, 1^η ιδιομορφή και φάσμα σεισμού

Επίλυση

- 1) Η σεισμική τέμνουσα βάσης που εισάγεται στο σύστημα υπολογίζεται από τη σχέση (5), σελ.68:

$$F_b = M \cdot \frac{Sa(T)}{q} \cdot \lambda$$

- Η επιτάχυνση στην οποία, υποβάλλεται το σύστημα προκύπτει από το φάσμα επιταχύνσεων για θεμελιώδη ιδιοπερίοδο είναι $T=0,35$ sec:

$$Sa(T) = 0.3g$$

-Μάζα κατασκευής (4 ορόφων):

$$M = (\sum W_i / g) = 3 \cdot 2.0 \text{ MN/g} + 1 \cdot 1.0 \text{ MN/g} = 7.00 \text{ MN/g}$$

- Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς

Αν θεωρηθεί ότι ο δείκτης ανελαστικής συμπεριφοράς που παρατηρήθηκε κατά τη διέγερση της κατασκευής είναι περίπου ίσος με τον αντίστοιχο δείκτη που λαμβάνεται υπόψη κατά τον σχεδιασμό, τότε για πλαισιωτό δομικό σύστημα από ωπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τον Πίνακα 3, σελ. 34, λαμβάνεται: $q = 3.9$ Αρα :

$$F_b = \frac{7MN}{g} \cdot \frac{0.3g}{3.9} \cdot 0.85 = 0.458 \text{ MN}$$

- Αυτή κατανέμεται στους ορόφους σύμφωνα με την 1η ιδιομορφή (προσεγγιστικά) από τη σχέση (6), σελ.69, δεδομένου ότι δεν γνωρίζουμε τις υπόλοιπες ιδιομορφές του συστήματος ώστε να τις χρησιμοποιήσουμε για να επιτύχουμε ακριβέστερη προσέγγιση :

$$F_i = F_b \frac{m_i \Phi_i}{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_j}$$

και δεδομένου ότι

$$\sum_{j=1}^N m_i \Phi_j = 2 \cdot 0.3 + 2 \cdot 0.6 + 2 \cdot 0.8 + 1 \cdot 1 = 4.4 \quad \text{είναι:}$$

$$F_i = 0.458 \frac{m_i \Phi_i}{4.4}$$

και

Όροφος	Σεισμική συνιστώσα ορόφων	Τέμνουσα ορόφων
4 ^{ος}	$F_4 = 0.458 \frac{1 \cdot 1}{4.4} = 0.104 \text{ MN}$	$V_4 = F_4 = 0.104 \text{ MN}$
3 ^{ος}	$F_3 = 0.458 \frac{2 \cdot 0.8}{4.4} = 0.167 \text{ MN}$	$V_3 = V_4 + F_3 = 0.271 \text{ MN}$
2 ^{ος}	$F_2 = 0.458 \frac{2 \cdot 0.6}{4.4} = 0.125 \text{ MN}$	$V_2 = V_3 + F_2 = 0.396 \text{ MN}$
1 ^{ος}	$F_1 = 0.458 \frac{2 \cdot 0.3}{4.4} = 0.062 \text{ MN}$	$V_1 = V_2 + F_1 = 0.458 \text{ MN} (=V_b)$

2) Έλεγχος τοίχων πληρώσεως

Η κυκλική ιδιοσυχνότητα της κατασκευής είναι:

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = 17.943 \text{ rad/sec}$$

Η φασματική ελαστική μετατόπιση S_d , η οποία θεωρείται ίση με τη μέγιστη ελαστική μετατόπιση δελ της κατασκευής, δίνεται από τη σχέση, σελ. 12, 111:

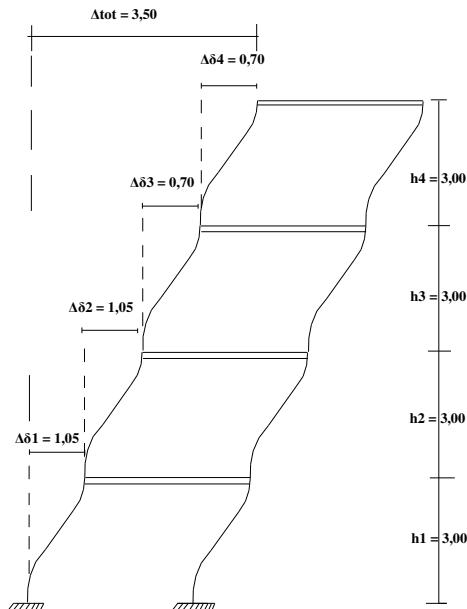
$$Sa = \omega^2 Sd \rightarrow Sd = Sa/\omega^2 = \frac{0.30 \cdot g}{17.943^2} = 0.009 \text{ m} \quad (\text{λαμβάνεται } g=10)$$

Άρα η συνολική μετατόπιση (Δ_{tot}), λαμβάνοντες υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά, είναι:

$$\Delta_{tot} = \Delta_{el} \cdot q = 0.009 \cdot 3.9 = 0.036 \text{ m} = 3.5 \text{ cm}$$

Προσεγγιστικά, μπορεί να γίνει δεκτό ότι η κατανομή της παραμόρφωσης στους ορόφους δίνεται από τη σχέση

$$\delta_i = \Delta_{tot} \cdot \Phi_i \quad \text{όπου } \delta_i \text{ οι μετατοπίσεις των ορόφων}$$



Σχ. 16 Σχετική Μετατόπιση Ορόφων

$\delta_i = \Delta_{tot} \cdot \Phi_i$	Σχετική Μετατόπιση Ορόφων	Διατμητική Παραμόρφωση Ορόφων ($h_i=3\text{m}$)
	$(\Delta\delta_i)$	$(\delta_i - \delta_{i-1})/h_i$
$\delta_4 = 3.5\text{cm} \cdot 1.00 = 3.5\text{cm}$	$\Delta\delta_4 = \delta_4 - \delta_3 = 0.70\text{cm}$	2.00%
$\delta_3 = 3.5\text{cm} \cdot 0.80 = 2.8\text{cm}$	$\Delta\delta_3 = \delta_3 - \delta_2 = 0.70\text{cm}$	2.00%
$\delta_2 = 3.5\text{cm} \cdot 0.60 = 2.1\text{cm}$	$\Delta\delta_2 = \delta_2 - \delta_1 = 1.05\text{cm}$	4.00%
$\delta_1 = 3.5\text{cm} \cdot 0.30 = 1.05\text{cm}$	$\Delta\delta_1 = \delta_1 = 1.05\text{cm}$	4.00%

Συμπεραίνεται ότι η υπολογιζόμενη μέγιστη παραμόρφωση στους ορόφους 1ο, και 2ο είναι μεγαλύτερη από τη μέγιστη παραμόρφωση αντοχής (3.5 %) των τοίχων πληρώσεως.

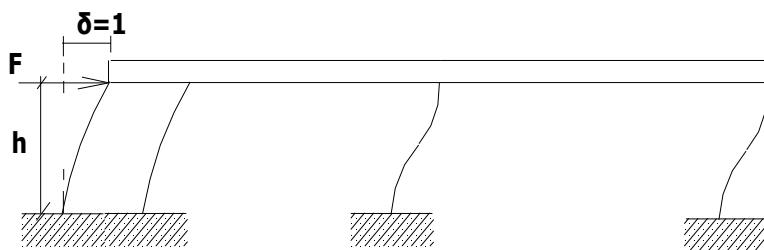
Άρα αναμένεται ρηγμάτωση στους τοίχους πληρώσεως του 1ου και 2ου ορόφου ενώ δεν αναμένονται ρηγματώσεις στους τοίχους πληρώσεως του 3ου και 4ου ορόφου.

Δ. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΚΑΙ ΣΤΡΟΦΕΣ

1. Δυσκαμψία στοιχείων μονώροφου κτιρίου

Ως δυσκαμψία δομικού συστήματος από πλαίσια και τοιχώματα, ορίζεται η δύναμη F που πρέπει να εφαρμοσθεί στο επάνω μέρος του ώστε να προκύψει μοναδιαία μετατόπιση δ ως προς το επίπεδο πακτώσεως (Σχ. 1) και δίδεται από τη σχέση:

$$K = F/\delta$$



Σχ. 1α Δυσκαμψία δομικού υποσυστήματος

Γενικά, είναι δυνατόν να θεωρηθεί ότι η δυσκαμψία, K ενός δομικού συστήματος δίδεται και ως το άθροισμα των δυσκαμψιών των στοιχείων του:

$$K = \sum k_i$$

όπου k_i η δυσκαμψία του δομικού στοιχείου i η οποία λαμβάνεται για υποστυλώματα

αμφίπακτα $k_i = 12 \frac{EI}{h^3}$

μονόπακτα ή πρόβολοι $k_i = 3 \frac{EI}{h^3}$

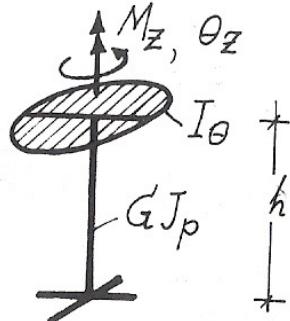
και για τοιχώματα θεωρούμενα ως μονόπακτα $k_i = 1 / [\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{GA_w}]$

Ο EC8 αναφέρει ότι αν δεν γίνεται λεπτομερής ανάλυση ρηγματωμένων στοιχείων, η δυσκαμψία των στοιχείων από σκυρόδεμα υπό ελαστική κάμψη και διάτμηση μπορεί να λαμβάνεται ίση με το μισό της αντίστοιχης δυσκαμψίας των μη ρηγματωμένων στοιχείων.

2. Δυστρεψία κατακορύφων στοιχείων

Αντίστοιχα με τη δυσκαμψία, ορίζεται και η δυστρεψία (ή στρεπτική δυσκαμψία) των κατακορύφων στοιχείων. Η δυστρεψία ενός στοιχείου ισούται με τη στρεπτική ροπή που

απαιτείται ώστε να προκληθεί μοναδιαία γωνία στρέψης, θ_z , του στοιχείου ως προς τον άξονα Oz που είναι παράλληλος προς τον άξονα του στοιχείου.



Σχ. 1β Δυστρεψία δομικού υποσυστήματος

Η στρεπτική δυσκαμψία στοιχείων ορθογωνικής διατομής υπολογίζεται από τη σχέση :

$$k_{\omega} = \frac{GI_p}{h}$$

όπου I_p η στρεπτική ροπή αδρανείας η οποία δίδεται για ορθογωνικές διατομές b/h ($b \leq h$) από τη σχέση :

$$I_p = b^3 h \left[\frac{1}{3} - \frac{b}{4.76h} \left(1 - \frac{b^4}{12h^4} \right) \right]$$

η σχέση γράφεται και με τη μορφή $I_p = cb^3h$

όπου ο συντελεστής c λαμβάνεται με βάση το λόγο των πλευρών της ορθογωνικής διατομής από τον παρακάτω πίνακα

h/b	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	5.00	∞
c	0.141	0.196	0.229	0.249	0.263	0.291	0.333

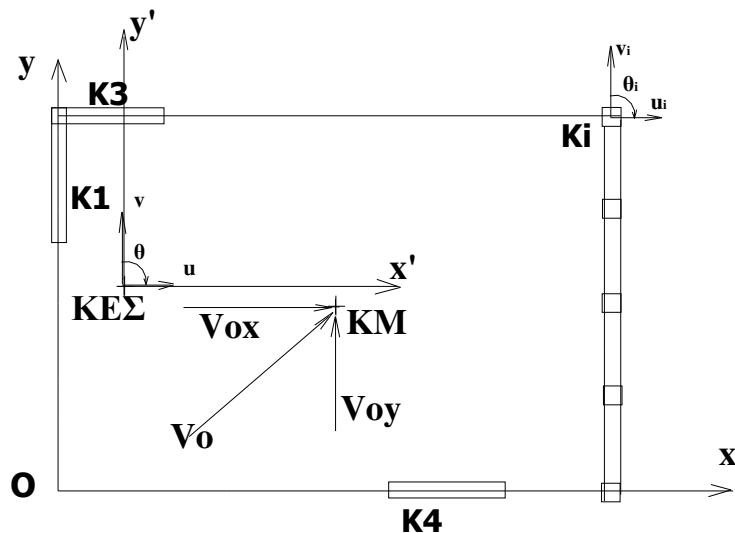
Γενικά, είναι δυνατόν να θεωρηθεί ότι η δυστρεψία, K_{ω} , ενός δομικού συστήματος δίδεται και ως το άθροισμα των παρακάτω μεγεθών των στοιχείων του ως προς άξονα z που διέρχεται από το Κέντρο Ελαστικής Στροφής όπου x_i, y_i οι συντεταγμένες ως προς αυτό τον τυχόντος κατακορύφου στοιχείου i :

$$K_{\omega} = \sum (x_i^2 k_{i,y} + y_i^2 k_{i,x} + k_{i,\omega})$$

3. Η κίνηση της πλάκας ως ακάμπτου δίσκου (από το [16]).

Οι σεισμικές οριζόντιες δυνάμεις υποβάλλουν το "μονώροφο κτίριο" σε οριζόντια μετακίνηση. Η κίνηση και αντίστοιχα η παραμόρφωση του δομικού συστήματος του "μονώροφου κτιρίου" χαρακτηρίζεται από το ότι η πλάκα κινείται ως άκαμπτος στερεός δίσκου.

Η κίνηση της πλάκας είναι δυνατόν να καθορισθεί πλήρως από τις τρεις συνιστώσες της κίνησης του κέντρου τυχόντος συστήματος αναφοράς $x'y'z'$ (Σχ. 2), οι οποίες είναι:



Σχ. 2 Η κίνηση της πλάκας ως ακάμπτου δίσκου

- Μεταφορική κίνηση κατά x , έστω u
- Μεταφορική κίνηση κατά y , έστω v και
- Στροφική περί τον κατακόρυφο άξονα z , έστω θ

Με βάση τα παραπάνω και τη παραδοχή της θεωρίας των απειροστών κινήσεων, οι μετακινήσεις u_i , v_i , θ_i , ενός κατακορύφου στοιχείου i ως προς το τυχαίο σύστημα αναφοράς $x'y'z'$, είναι:

$$u_i = u - y_i \theta \quad (1\alpha)$$

$$v_i = v + x_i \theta \quad (1\beta)$$

$$\theta_i = \theta \quad (1\gamma)$$

Το σημείο της πλάκας στο οποίο θεωρείται ότι δρα η σεισμική δύναμη έχει ιδιαίτερη σημασία για τον τρόπο κατά τον οποίο θα κινηθεί η πλάκα. Αυτό σημαίνει ότι η θέση εφαρμογής

της σεισμικής δύναμης επηρεάζει ουσιαστικά τις συνιστώσες u , v , θ της κίνησης του κέντρου του συστήματος αναφοράς που χρησιμοποιείται.

Πρακτικά κατά τον προσδιορισμό των δυσκαμψιών, στην συνήθη εφαρμογή της θεωρίας του μονώροφου κτιρίου, τα υποστυλώματα λαμβάνονται αμφίπακτα και τα τοιχώματα ως πρόβολοι.

Από τις μετακινήσεις u_i , v_i , θ_i , κάθε κατακορύφου στοιχείου i (Σχ. 2) που προσδιορίζονται από τις σχέσεις (1) υπολογίζονται με τις παρακάτω σχέσεις οι αναπτυσσόμενες τέμνουσες $V_{i,x}$, $V_{i,y}$ καθώς και η στρεπτική ροπή $T_{i,\omega}$ (ή και απλώς T_i) του στοιχείου i :

$$V_{i,x} = k_{i,x} \cdot u_i \quad (2\alpha)$$

$$V_{i,y} = k_{i,y} \cdot v_i \quad (2\beta)$$

$$T_i = k_{i,\omega} \cdot \theta_i \quad (2\gamma)$$

όπου $k_{i,x}$, $k_{i,y}$ και $k_{i,\omega}$ οι δυσκαμψίες κατά x και y και η δυστρεψία, αντίστοιχα, του στοιχείου i . Με χρήση των σχέσεων (1) και (2) προκύπτει

$$V_{i,x} = k_{i,x} u - y_i k_{i,x} \theta \quad (3\alpha)$$

$$V_{i,y} = k_{i,y} v + x_i k_{i,y} \theta \quad (3\beta)$$

$$T_i = k_{i,\omega} \theta \quad (3\gamma)$$

Περαιτέρω, έστω $V_{O,x}$ και $V_{O,y}$ οι συνιστώσες της δρώσας οριζόντιας σεισμικής δύναμης κατά τους άξονες του τυχαίου συστήματος $x'y'z'$, (Σχ. 2). Από τις συνθήκες ισορροπίας δυνάμεων και ροπών του συστήματος ισχύει ότι:

$$\sum V_{i,x} = V_{O,x} \quad (4\alpha)$$

$$\sum V_{i,y} = V_{O,y} \quad (4\beta)$$

$$\sum (V_{i,y} x_i - V_{i,x} y_i) + \sum T_i = V_{O,y} X_V - V_{O,x} Y_V \quad (4\gamma)$$

όπου X_V , Y_V οι συντεταγμένες του σημείου εφαρμογής της δρώσας οριζόντιας σεισμικής δύναμης V_0 .

Από τις σχέσεις (3) και (4) και με βάση τη παρατήρηση ότι τα μεγέθη u , v και θ είναι σταθερά για όλο το σύστημα, προκύπτει ότι

$$u \sum k_{i,x} - \theta \sum y_i k_{i,x} = V_{O,x} \quad (5\alpha)$$

$$v \sum k_{i,y} + \theta \sum x_i k_{i,y} = V_{O,y} \quad (5\beta)$$

$$-u \sum y_i k_{i,x} + v \sum x_i k_{i,y} + \theta \sum (x_i^2 k_{i,y} + y_i^2 k_{i,x} + k_{i,\omega}) = V_{O,y} X_V - V_{O,x} Y_V \quad (5\gamma)$$

Οι σχέσεις (5) αποτελούν σύστημα 3 εξισώσεων με 3 αγνώστους, τις ποσότητες u , v και θ . Από την επίλυση του συστήματος είναι δυνατόν να προσδιορισθούν οι συνιστώσες της κίνησης της πλάκας, u , v και θ , ως προς τυχαίο σύστημα αξόνων x' - y' - z' .

4. Κέντρο Ελαστικής Στροφής (ΚΕΣ) ή Ελαστικό Κέντρο (Ε) (από το [16]).

Από την στροφική συνιστώσα, θ , μπορεί να αναπτυχθεί μεγάλη καμπτική ένταση σε κάποια κατακόρυφα στοιχεία και να δημιουργηθεί και στρεπτική ένταση σ' αυτά.

Αρα πρέπει να ελαχιστοποιηθεί ή και να μηδενισθεί η στροφική συνιστώσα, θ , της κίνησης της πλάκας. Από τις σχέσεις (5) με τη θεώρηση ότι $\theta = 0$ προκύπτει:

$$u = V_{0,x} / \sum k_{i,x} \quad (6\alpha)$$

$$v = V_{0,y} / \sum k_{i,y} \quad (6\beta)$$

$$-u \sum y_i k_{i,x} + v \sum x_i k_{i,y} = V_{0,x} X_V - V_{0,y} Y_V \quad (6\gamma)$$

Αντικαθιστώντας τις ποσότητες u και v από τις σχέσεις (6α) και (6β) στη σχέση (6γ) προκύπτει η συνθήκη

$$-V_{0,x} \frac{\sum y_i k_{i,x}}{\sum k_{i,x}} + V_{0,y} \frac{\sum x_i k_{i,y}}{\sum k_{i,y}} = -V_{0,x} Y_V + V_{0,y} X_V \quad (7)$$

Για να ισχύει πάντοτε η παραπάνω σχέση (7) ικανή και αναγκαία συνθήκη είναι η ισότητα των παραγόντων των ανεξαρτήτων μεταβλητών $V_{0,x}$ και $V_{0,y}$.

Αυτό σημαίνει ότι θα πρέπει να ισχύει

$$X_V = \frac{\sum x_i k_{i,y}}{\sum k_{i,y}} \text{ και } Y_V = \frac{\sum y_i k_{i,x}}{\sum k_{i,x}} \quad (8)$$

Προκύπτει άρα, ότι αν η δρώσα σεισμική δύναμη έχει ως σημείο εφαρμογής το σημείο της κάτοψης που ορίζεται από τις συντεταγμένες X_V και Y_V όπως αυτές προσδιορίζονται από τις σχέσεις (8), τότε η αναπτυσσόμενη στροφική συνιστώσα της κίνησης είναι μηδενική, δηλαδή ισχύει $\theta = 0$.

Το σημείο της κάτοψης με συντεταγμένες που ορίζονται από τις συνθήκες (8) ονομάζεται Κέντρο Ελαστικής Στροφής (ΚΕΣ) ή Ελαστικό Κέντρο (Ε). Οι συντεταγμένες του ΚΕΣ σε τυχόν σύστημα συντεταγμένων προσδιορίζονται με βάση τις συνθήκες (8) ως εξής :

$$X_{KEΣ} = \frac{\sum x_i k_{i,y}}{\sum k_{i,y}} \quad \text{και} \quad Y_{KEΣ} = \frac{\sum y_i k_{i,x}}{\sum k_{i,x}} \quad (9)$$

Το Κέντρο Ελαστικής Στροφής (ΚΕΣ) ονομάζεται επίσης και Κέντρο Πλευρικής Δυσκαμψίας (κατά EC8) καθώς και Κέντρο Δυσκαμψίας.

Από τον ορισμό του Κέντρου Ελαστική Στροφής ή Κέντρου Δυσκαμψίας προκύπτει ότι αν μία οριζόντια δύναμη δρα στο ΚΕΣ του δομικού συστήματος τότε αυτό θα εκτελέσει απλή μεταφορική κίνηση χωρίς στροφή. Οι συνιστώσες της κίνησης στη περίπτωση αυτή προκύπτουν από τις σχέσεις (6) και είναι:

$$u = V_{0,x} / \sum k_{i,x} \quad (10\alpha)$$

$$v = V_{0,y} / \sum k_{i,y} \quad (10\beta)$$

Από τα ανωτέρω συνάγεται ότι κατά τον σχεδιασμό των κατασκευών πρέπει να επιδιώκεται η δρώσα οριζόντια σεισμική δύναμη να έχει ως σημείο εφαρμογής το ΚΕΣ του συστήματος αφού κατ' αυτόν τον τρόπο προκαλείται στο σύστημα μόνο μεταφορική κίνηση

5. Κέντρο Μάζας (KM)

Η σεισμική δράση έχει ως σημείο εφαρμογής το Κέντρο Μάζας (KM) του συστήματος. Το KM συμπίπτει με το κέντρο βάρους όλων το φορτίων της κατόψεως και συνήθως συμπίπτει με το γεωμετρικό κέντρο του σχήματος της κατόψεως.

Αναλυτικά, σε τυχόν σύστημα Oxyz, οι συντεταγμένες του KM προσδιορίζονται από τις σχέσεις

$$x_{KM} = \frac{\sum x_i P_i}{\sum P_i} \quad \text{και} \quad y_{KM} = \frac{\sum y_i P_i}{\sum P_i} \quad (11)$$

όπου P_i το αξονικό φορτίο του i κατακόρυφου στοιχείου.

6. Εκκεντρότητες ορόφου

Για να επιτευχθεί ο σκοπός του σχεδιασμού ώστε να μη αναπτύσσεται από τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις στροφική μετακίνηση (στροφή) θ , θα πρέπει το σημείο εφαρμογής των σεισμικών δυνάμεων, δηλαδή το KM της κατόψεως, να συμπίπτει με το ΚΕΣ του δομικού συστήματος. Όταν δεν συμβαίνει αυτό αναπτύσσεται στο σύστημα στροφή η οποία είναι ανάλογη με την απόσταση

των δύο κέντρων (του ΚΜ και του ΚΕΣ). Η απόσταση αυτή ονομάζεται εκκεντρότητα ε του ορόφου και στο τυχαίο σύστημα Oxyz δίδονται από τις σχέσεις:

$$e_x = |x_{KEΣ} - x_{KM}| \quad (12\alpha)$$

$$e_y = |y_{KEΣ} - y_{KM}| \quad (12\beta)$$

Οι εκκεντρότητες κατά x και y στον EC8 συμβολίζονται ως e_{ox} και e_{oy} .

7. Εντατική κατάσταση στοιχείων μονώροφου συστήματος (από το [16]).

Ακολουθείται η εξής μεθοδολογία:

- (α) Προσδιορίζεται κατ' αρχήν **με χρήση τυχαίου συστήματος Oxy**, και με βάση όσα ανεπτύχθησαν στις προηγούμενες παραγράφους, η θέση του Κέντρου Ελαστικής Στροφής (ΚΕΣ) και Κέντρου Μάζας (ΚΜ)
- (β) χρησιμοποιείται περαιτέρω **νέο σύστημα συντεταγμένων Ex'y'** που έχει ως αρχή των αξόνων το ΚΕΣ (Σχ. 2)

Φόρτιση με σεισμική τέμνουσα V_o

Η σεισμική δύναμη V_o δρα στο ΚΜ και αναλύεται σε δύο συνιστώσες στις $V_{o,x}$ $V_{o,y}$ κατά τους άξονες x και y, αντίστοιχα. **Στο σύστημα συντεταγμένων Ex'y'** που έχει αρχή των αξόνων το Ε υπολογίζονται οι συνιστώσες της κίνησης της πλάκας και συμβολίζονται u_0 , v_0 , θ_0 , με βάση τις σχέσεις :

$$u_0 = V_{o,x} / \sum k_{i,x} \quad (13\alpha)$$

$$v_0 = V_{o,y} / \sum k_{i,y} \quad (13\beta)$$

$$\theta_0 = \frac{V_{o,y} e_x - V_{o,x} e_y}{\sum (x_i^2 k_{i,y} + y_i^2 k_{i,x} + k_{i,\omega})} \quad (13\gamma)$$

όπου e_x και e_y οι εκκεντρότητες για τις οποίες ισχύει:

$$\text{στο σύστημα } Ex'y' : \quad e_x = x'_{KM} \quad \text{και} \quad e_y = y'_{KM} \quad (14\alpha)$$

$$\text{στο αρχικό (τυχόν) σύστημα : } e_x = |x_{KEΣ} - x_{KM}| \quad \text{και} \quad e_y = |y_{KEΣ} - y_{KM}| \quad (14\beta)$$

Από τις συνιστώσες e_x και e_y της εκκεντρότητας, ορίζονται και αντίστοιχες συνιστώσες της στροφής του συστήματος. Έτσι, ορίζονται οι στροφές $\theta_{o,x}$ και $\theta_{o,y}$. ως εξής:

$$\theta_{o,x} = \frac{V_{o,x} e_y}{\sum (x_i^2 k_{i,y} + y_i^2 k_{i,x} + k_{i,\omega})} \quad (15\alpha)$$

$$\theta_{o,y} = \frac{v_{o,y}e_x}{\sum(x_i^2k_{i,y} + y_i^2k_{i,x} + k_{i,\omega})} \quad (15\beta)$$

Με βάση τις σχέσεις (13) και (15) προσδιορίζονται οι μετακινήσεις των κατακορύφων στοιχείων του συστήματος :

Για φόρτιση του συστήματος κατά x (σεισμική τέμνουσα $V_{o,x}$)

$$u_{i,x} = u_o + y_i \theta_{o,x} \quad (16\alpha)$$

$$v_{i,x} = x_i \theta_{o,x} \quad (16\beta)$$

$$\theta_{i,x} = \theta_{o,x} \quad (16\gamma)$$

Για φόρτιση του συστήματος κατά y (σεισμική τέμνουσα $V_{o,y}$)

$$u_{i,y} = y_i \theta_{o,y} \quad (17\alpha)$$

$$v_{i,y} = v_o + x_i \theta_{o,y} \quad (17\beta)$$

$$\theta_{i,y} = \theta_{o,y} \quad (17\gamma)$$

Φόρτιση με στρεπτική ροπή M

Η ανάλυση για την ειδική περίπτωση κατά την οποία δρα στο σύστημα μόνο στρεπτική ροπή M χρειάζεται για τον υπολογισμό της θέσης του πόλου περιστροφής σε πολυώροφες κατασκευές. Δεδομένου ότι στη περίπτωση αυτή $V_{o,x}=V_{o,y}=0$ στο σύστημα συντεταγμένων Ex'y' που έχει αρχή των αξόνων το Ελαστικό Κέντρο E, οι συνιστώσες της κίνησης της πλάκας είναι $u_0 = v_0 = 0$, ενώ η θ_0 δίδεται από τη σχέση:

$$\theta_0 = \frac{M}{\sum(x_i^2k_{i,y} + y_i^2k_{i,x} + k_{i,\omega})} \quad (18)$$

και άρα οι μετακινήσεις ενός στοιχείου i δίδονται από τις σχέσεις

$$u_i = y_i \theta_0 \quad (19\alpha)$$

$$v_i = x_i \theta_0 \quad (19\beta)$$

$$\theta_i = \theta_0 \quad (19\gamma)$$

Χωρική επαλληλία

Η εντατική κατάσταση των στοιχείων προκύπτει από επαλληλία των μετατοπίσεων κατά x και y. Η επαλληλία θα πρέπει να γίνεται με τον τρόπο που προβλέπει ο εφαρμοζόμενος αντισεισμικός κανονισμός. Ο Ευρωκώδικας 8 (EC8) και ο ΕΑΚ-2000 προβλέπουν την επαλληλία των οριζοντίων συνιστωσών του σεισμού ή χωρική επαλληλία ως εξής :

$$u_i = \max \begin{cases} \pm u_{i,x} \pm 0.3u_{i,y} \\ \pm 0.3u_{i,x} \pm u_{i,y} \end{cases}$$

$$v_i = \max \begin{cases} \pm v_{i,x} \pm 0.3v_{i,y} \\ \pm 0.3v_{i,x} \pm v_{i,y} \end{cases} \quad (20)$$

$$\theta_i = \max \begin{cases} \pm \theta_{i,x} \pm 0.3\theta_{i,y} \\ \pm 0.3\theta_{i,x} \pm \theta_{i,y} \end{cases}$$

από τις ανωτέρω σχέσεις προκύπτει ότι συνήθως οι δυσμενείς είναι

$$u_i = \pm u_{i,x} \pm 0.3u_{i,y}$$

$$v_i = \pm 0.3v_{i,x} \pm v_{i,y}$$

(21)

$$\theta_i = \max \begin{cases} \pm \theta_{i,x} \pm 0.3\theta_{i,y} \\ \pm 0.3\theta_{i,x} \pm \theta_{i,y} \end{cases}$$

Από τις παραμορφώσεις αυτές προκύπτουν τα μεγέθη εντάσεως των κατακορύφων στοιχείων

$$V_{i,x} = k_{i,x} u_i$$

$$V_{i,y} = k_{i,y} v_i \quad (22)$$

$$T_1 = k_{i,\omega} \theta_i$$

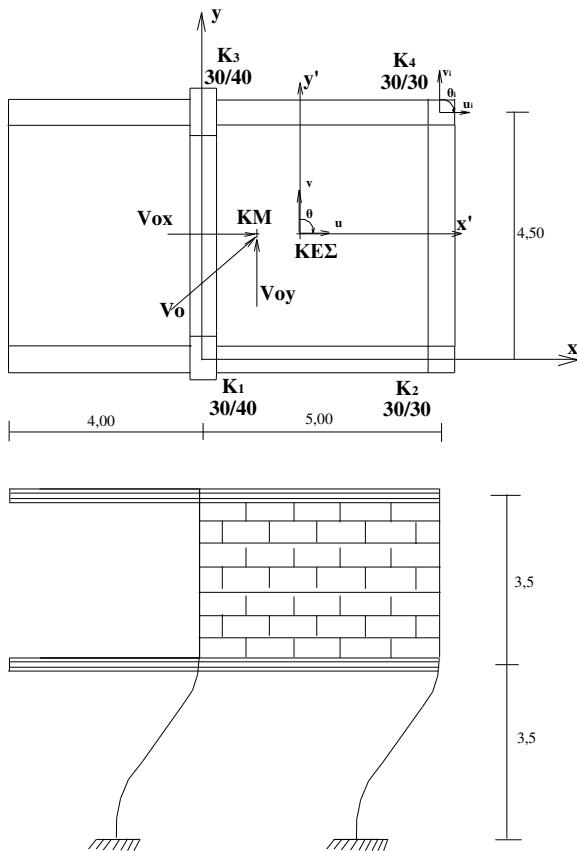
8. Εφαρμογή - Ανάλυση μονώροφου συστήματος και έλεγχοι στρεπτικής ευαισθησίας

Ζητείται ο υπολογισμός των μεγεθών σχεδιασμού όλων των υποστυλωμάτων μονώροφης κατασκευής με κάτοψη που δίδεται στο παρακάτω σχήμα. Η ανάλυση του δομικού συστήματος να γίνει με τη προσέγγιση του μοντέλου του μονώροφου κτιρίου.

Δίδονται φορτία πλακών: Μόνιμα: $g=6 \text{ kN/m}^2$. Κινητά: $q=5 \text{ kN/m}^2$

Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος λαμβάνεται $E=30 \text{ GPa}$

Η κατασκευή βρίσκεται στο Βόλο, σε έδαφος βραχώδες και είναι ένα συνηθισμένο κτίριο.



Σχ. 3 Η προς Επίλυση κατασκευή

Επίλυση

8.1. Δυσκαμψίες κατακορύφων στοιχείων

Στην ανάλυση με βάση το μοντέλο του μονώροφου κτιρίου τα υποστυλώματα θεωρούνται αμφίπακτα. Αυτό προσεγγίζει την πραγματικότητα δεδομένου ότι στη εξεταζόμενη μονώροφη κατασκευή (τύπου pilotis) προβλέπονται ισχυρές δοκοί (ανοίγματα 4.5m και 5.0m) και επί αυτών τοιχοποιία. Αυτό δημιουργεί πρακτικά συνθήκες πλήρους πακτώσεως για τα σχετικώς εύκαμπτα υποστυλώματα.

Επί πλέον θα πρέπει να σημειωθεί ότι για τη κατανομή των οριζοντίων (σεισμικών) δράσεων με βάση το μοντέλο του μονώροφου κτιρίου σημαντική είναι η σχετική δυσκαμψία των κατακορύφων στοιχείων και όχι η απόλυτη τιμή της δυσκαμψίας τους. Άρα με τη παρατήρηση ότι οι συνθήκες πακτώσεως όλων των υποστυλωμάτων του συγκεκριμένου προβλήματος είναι κατά

προσέγγιση ίδιες (ελαστικές πακτώσεις του αυτού περίπου βαθμού), γίνεται πλέον φανερό ότι είναι ορθή η αρχική θεώρηση των υποστυλωμάτων ως αμφιπάκτων στο σύνολό τους.

Δυσκαμψίες στοιχείων κατά x

$$k_{1x} = \frac{12E_c I_{30/40}}{h^3} = \frac{12 \cdot 30000 \cdot 0,30^3 \cdot 0,40/12}{3,5^3} = 7,557 \text{ MN/m}$$

$$k_{2x} = \frac{12E_c I_{30/30}}{h^3} = \frac{12 \cdot 30000 \cdot 0,30^4/12}{3,5^3} = 5,668 \text{ MN/m}$$

Δυσκαμψίες στοιχείων κατά y

$$k_{1y} = \frac{12E_c I_{40/30}}{h^3} = \frac{12 \cdot 30000 \cdot 0,40^3 \cdot 0,30/12}{3,5^3} = 13,434 \text{ MN/m}$$

$$k_{2y} = \frac{12E_c I_{30/30}}{h^3} = \frac{12 \cdot 30000 \cdot 0,30^4/12}{3,5^3} = 5,668 \text{ MN/m}$$

8.2. Κέντρο ελαστικής στροφής

Η θέση του Κέντρου Ελαστικής Στροφής (ΚΕΣ) προσδιορίζεται, στη γενική περίπτωση, με βάση τις σχέσεις

$$x_{KE\sigma} = \frac{\sum x_i k_{i,y}}{\sum k_{i,y}} \text{ και } y_{KE\sigma} = \frac{\sum y_i k_{i,x}}{\sum k_{i,x}}$$

και άρα κατά τη μία διεύθυνση

$$x_{KE\sigma} = \frac{5(5,668) + 5(5,668)}{2(13,434 + 5,668)} = \frac{56,680}{38,204} = 1,484 \text{ m}$$

Ειδικά όμως, στο εξεταζόμενο σύστημα οι δυσκαμψίες στην κάτωψη κατανέμονται με απόλυτη συμμετρία ως προς άξονα κατά τη διεύθυνση x. Αυτό σημαίνει ότι το ΚΕΣ ευρίσκεται επί του άξονα συμμετρίας κατά x. Ο άξονας συμμετρίας είναι ο άξονας που διέρχεται από το μέσο των απέναντι πλευρών της κατόψεως κατά x και σε απόσταση y=2,25m με βάση το αρχικό σύστημα συντεταγμένων. Άρα τελικά

$$(x_{KE\sigma}, y_{KE\sigma}) = (1,484, 2,25).$$

8.3. Κέντρο μάζας

Για τον προσδιορισμό του Κέντρου Μάζας (KM) λαμβάνονται υπόψη τα φορτία του συνδυασμού δράσεων G+0,30Q. Η θέση του KM υπολογίζεται με βάση τη κατανομή της μάζας (φορτίων) στη κάτοψη με βάση τα φορτία των υποστυλωμάτων. Τα φορτία των υποστυλωμάτων για συνδυασμό δράσεων G+0,3Q είναι ανάλογα με την επιφάνεια της κάτοψης που φορτίζει κάθε υποστύλωμα (επιφάνεια επιρροής):

$$P_1=P_3=2,25 \cdot 6,5 \cdot (6+0,3 \cdot 5)=109,69 \text{ kN} \text{ και για 2 ορόφους } P_1=P_3 \approx 220 \text{ kN}$$

$$P_2=P_4=2,25 \cdot 2,5 \cdot (6+0,3 \cdot 5)=42,19 \text{ kN} \text{ και για 2 ορόφους } P_2=P_4 \approx 85 \text{ kN}$$

Η θέση του KM προσδιορίζεται, στη γενική περίπτωση, με βάση τις σχέσεις

$$x_{KM} = \frac{\sum x_i P_i}{\sum P_i} \text{ και } y_{KM} = \frac{\sum y_i P_i}{\sum P_i}$$

και άρα κατά τη μία διεύθυνση

$$x_{KM} = \frac{5,0(85) + 5,0(85)}{85 + 85 + 220 + 220} = \frac{2 * 425}{610} = 1,39$$

ενώ κατά την άλλη διεύθυνση, λόγω της συμμετρικής κατανομής των φορτίων ($P_1=P_3$, $P_2=P_4$), το KM ευρίσκεται επί του άξονα συμμετρίας. Ο άξονας συμμετρίας είναι παράλληλος στον άξονα x και σε απόσταση $y=2,25m$ από αυτόν. Άρα τελικά

$$(x_{KM}, y_{KM}) = (1,39, 2,25).$$

8.4. Προσδιορισμός ιδιοπεριόδων

Ταλαντούμενη μάζα

Η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής υπολογίζεται από το συνδυασμό κατακορύφων φορτίων G+0,30Q :

$$P_{o\lambda} = \sum P_i = 220 + 220 + 85 + 85 = 610 \text{ kN} \text{ και άρα}$$

$$m_{o\lambda} = \frac{P_{o\lambda}}{g} = 610/g$$

Δυσκαμψία κατασκευής

Κατά x

$$K_x = \sum k_{ix} = (7,557 + 5,668) \cdot 2 = 26,450 \text{ MN/m}$$

Κατά y

$$K_y = \sum k_{iy} = (13,434 + 5,668) \cdot 2 = 38,204 \text{ MN/m}$$

Ιδιοπερίοδοι

Κατά x

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{m_{o\lambda}}{K_x}} = 2\pi \sqrt{\frac{610/g}{26450}} = 0,302s$$

Κατά y

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{m_{o\lambda}}{K_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{610/g}{38204}} = 0,251s$$

8.5. Τέμνουσες βάσεως κατά EC8

Για κατηγορία εδάφους A (έδαφος βραχώδες) προκύπτει ότι οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος σχεδιασμού είναι, σελ. 29:

$$T_B = 0,15, T_C = 0,4 \text{ και } T_D = 2,5$$

Για την περιοχή Βόλου η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας είναι II, σελ. 36, και άρα η σεισμική επιτάχυνση εδάφους είναι $\alpha_g = 0,24g$

Ο συντελεστής εδάφους S για κατηγορία εδάφους A, σελ. 29, είναι $S = 1,0$

Η κατασκευή είναι σπουδαιότητας II (συνηθισμένη κατασκευή) και άρα $\gamma_1 = 1,00$

Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς για πλαισιωτό δομικό σύστημα μονώροφο πολύστυλο (DCM), σελ. 38, λαμβάνεται $q = 3,3$

Με την προϋπόθεση ότι το κτίριο ΔΕΝ είναι στρεπτικά ευαίσθητο:

Τέμνουσα βάσεως κατά x

$$T_B = 0,15 < T_x = 0,302 \text{ s} < T_c = 0,40s \text{ και άρα, σελ. 35,}$$

$$S_d(T)_x = \alpha_g S \frac{2,5}{q} = 0,24g \cdot 1,0 \frac{2,5}{3,3} = 0,182g$$

$T_x = 0,302 \text{ s} \leq 2 \cdot T_C$ ($2 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ s}$)

αλλά το κτίριο είναι μονώροφο και άρα $\lambda = 1.0$

όποτε, σελ. 68,

$$V_{o,x} = S_d(T)_x \cdot m_{o\lambda} \cdot \lambda = 0,182g \cdot \frac{610}{g} \cdot 1,0 = 111,02kN = 0,11102MN$$

Τέμνουσα βάσεως κατά γ

$T_B = 0,15 \text{ s} < T_y = 0,251 \text{ s} < T_c = 0,40 \text{ s}$ και άρα, σελ. 35

$$S_d(T)_y = \alpha_g S \frac{2,5}{q} = 0,24g \cdot 1,0 \frac{2,5}{3,3} = 0,182g$$

$T_y = 0,251 \text{ s} \leq 2T_C$ ($2 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ s}$)

αλλά το κτίριο είναι μονώροφο και άρα $\lambda = 1.0$

όποτε, σελ. 68

$$V_{o,y} = S_d(T)_y \cdot m_{o\lambda} \cdot \lambda = 0,182g \cdot \frac{610}{g} \cdot 1,0 = 111,02kN = 0,11102MN$$

8.6. Ανάλυση δομικού συστήματος για οριζόντια φόρτιση (ΕΑΚ-2000)

8.6.1. Βοηθητικά μεγέθη

Στροφική δυσκαμψία $k_\omega = \frac{G I_P}{H}$, σελ. 78

λαμβάνεται $G \approx 0,4E$, $J_p = cb^3h$ (c από Πίνακα), σελ. 78

Για υποστύλωμα 30/30 :

$$k_{\omega,30/30} = \frac{0,4 \cdot 30000 \cdot 0,141 \cdot 0,30^4}{3,5} = 3,916 MNm/rad$$

Για υποστύλωμα 30/40 :

$$k_{\omega,30/40} = \frac{0,4 \cdot 30000 \cdot 0,1799 \cdot 0,30^3 \cdot 0,40}{3,5} = 6,661 MNm/rad$$

Με τον παρακάτω πίνακα υπολογίζονται ορισμένα βοηθητικά αθροίσματα.

Υποστ.	$x'_i =$ $x_i - x_E$	$k_{i,x}$	$y'_i =$ $y_i - y_E$	$k_{i,y}$	$x'^2 \cdot k_{i,y}$	$y'^2 \cdot k_{i,x}$	$k_{i,\omega}$
1	-1,484	7,557	-2,25	13,434	29,585	38,257	6,661
2	3,516	5,668	-2,25	5,668	70,069	28,694	3,916
3	-1,484	7,557	2,25	13,434	29,585	38,257	6,661
4	3,516	5,668	2,25	5,668	70,069	28,694	3,916
Σύνολα		26,45		38,204	199,308	133,902	21,154

$$\text{και } K_{Ez} = \sum (x'^2 k_{i,y} + y'^2 k_{i,x} + k_{i,\omega}) = 354,364 \text{ MNm}$$

8.6.2. Εκκεντρότητες

Φόρτιση κατά x

Για φόρτιση κατά x δεν υπάρχει στατική εκκεντρότητα διότι: $y_{KEZ} = y_{KM} = 2,25$

$$\text{Άρα: } e_{o,y} = |y_{KEZ} - y_{KM}| = 0.00$$

Θα πρέπει όμως να ληφθεί υπόψη η τυχηματική εκκεντρότητα, e_τ

$$e_{\tau,y} = 0.05 \cdot L_y = 0.05 \cdot 4,5 = 0,225 \text{ m}$$

Για ανάλυση σύμφωνα με τον EAK-2000 θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες, e_f και e_r (όπως αυτές ορίζονται από τον EAK-2000):

$$e_{f,y} = 1.50 \cdot e_{o,y} = 0 \text{ & } e_{r,y} = 0.50 \cdot e_{o,y} = 0$$

Έτσι για ανάλυση κατά EAK-2000 οι τελικές εκκεντρότητες σχεδιασμού που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη για φόρτιση κατά x είναι:

$$\max e_{yd} = e_{f,y} + e_{r,y} = 0,225 \text{ m} \text{ & } \min e_{yd} = e_{r,y} - e_{f,y} = -0,225 \text{ m}$$

Φόρτιση κατά y

Για φόρτιση κατά y η στατική εκκεντρότητα είναι:

$$e_{o,x} = |x_{KEZ} - x_{KM}| = |1,484 - 1,39| = 0,094 \text{ m}$$

Θα πρέπει όμως να ληφθεί υπόψη η τυχηματική εκκεντρότητα, e_τ καθώς και οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες, e_f και e_r (για ανάλυση κατά EAK-2000):

$$e_{\tau,x} = 0.05 \cdot L_x = 0.05 \cdot 5,00 = 0,25 \text{ m}$$

$$e_{f,x} = 1,50 \cdot e_{o,x} = 1,50 \cdot 0,094 = 0,141 \text{ m} \text{ & } e_{r,x} = 0,50 \cdot e_{o,x} = 0,50 \cdot 0,094 = 0,047 \text{ m}$$

Έτσι για ανάλυση κατά EAK-2000, οι τελικές εκκεντρότητες σχεδιασμού που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη για φόρτιση κατά y είναι:

$$\max e_{xd} = e_{f,x} + e_{\tau,x} = 0,141 + 0,25 = 0,391 \text{ m} \quad \& \quad \min e_{xd} = e_{r,x} - e_{\tau,x} = 0,047 - 0,25 = -0,203 \text{ m}$$

8.6.3. Στροφές του δομικού συστήματος

Φόρτιση κατά x

Η στροφή σχεδιασμού του συστήματος λαμβάνει 2 τιμές, μία για κάθε εκκεντρότητα σχεδιασμού :

$$\theta_{o,x1.2} = \frac{V_{o,x} e_{yd}}{\sum(x_i'^2 k_{i,y} + y_i'^2 k_{i,x} + k_{i,\omega})} = \frac{0,11102(\pm 0,225)}{354,364} = \pm 0,070491 \cdot 10^{-3} rad$$

Φόρτιση κατά y

Η στροφή σχεδιασμού του συστήματος λαμβάνει 2 τιμές, μία για κάθε εκκεντρότητα σχεδιασμού :

$$\theta_{o,y1.2} = \frac{V_{o,y} e_{xd}}{\sum(x_i'^2 k_{i,y} + y_i'^2 k_{i,x} + k_{i,\omega})} = \frac{0,11102 \begin{pmatrix} 0,391 \\ -0,203 \end{pmatrix}}{354,364} =$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,122 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \\ -0,063 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \end{array} \right.$$

8.6.4. Μεταφορικές κινήσεις του δομικού συστήματος

Φόρτιση κατά x:

$$u_o = \frac{V_{o,x}}{\sum k_{i,x}} = \frac{0,11102}{26,45} = 0,004197 \text{ m} = 4,197 \text{ mm}$$

Φόρτιση κατά y:

$$v_o = \frac{V_{o,y}}{\sum k_{i,y}} = \frac{0,11102}{38,204} = 0,002906 \text{ m} = 2,906 \text{ mm}$$

8.6.5. Μετατοπίσεις κατακόρυφων στοιχείων (συντεταγμένες $x_i = x'_i$, $y_i = y'_i$ ως προς ΚΕΣ)

Φόρτιση κατά x:

Υποστύλωμα K1

a) Για στροφή $\theta_{o,x1} = 0,07049 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

$$u_{1,x} = u_o + y_1 \theta_{o,x1} = 0,004197 + (-2,25) (0,070491 \cdot 10^{-3}) = 0,004038 \text{ m}$$

$$v_{1,x} = x_1 \theta_{o,x1} = (-1,484) (0,070491 \cdot 10^{-3}) = -0,000105 \text{ m}$$

β) Για στροφή $\theta_{o,x2} = -0,070491 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{1,x} = u_o + y_1 \theta_{o,x2} = 0,004197 + (-2,25) (-0,070491 \cdot 10^{-3}) = 0,004356 \text{ m}$$

$$v_{1,x} = x_1 \theta_{o,x2} = (-1,484) (-0,070491 \cdot 10^{-3}) = 0,000105 \text{ m}$$

Υποστύλωμα K2

α) Για στροφή $\theta_{o,x1} = 0,07049 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{2,x} = u_o + y_2 \theta_{o,x1} = 0,004197 + (-2,25) (0,070491 \cdot 10^{-3}) = 0,004038 \text{ m}$$

$$v_{2,x} = x_2 \theta_{o,x1} = (3,516) (0,070491 \cdot 10^{-3}) = 0,000248 \text{ m}$$

β) Για στροφή $\theta_{o,x2} = -0,070491 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{2,x} = u_o + y_2 \theta_{o,x2} = 0,004197 + (-2,25) (-0,070491 \cdot 10^{-3}) = 0,004356 \text{ m}$$

$$v_{2,x} = x_2 \theta_{o,x2} = (3,516) (-0,070491 \cdot 10^{-3}) = -0,000248 \text{ m}$$

Υποστύλωμα K3

α) Για στροφή $\theta_{o,x1} = 0,07049 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{3,x} = u_o + y_3 \theta_{o,x1} = 0,004197 + (2,25) (0,07049 \cdot 10^{-3}) = 0,004356 \text{ m}$$

$$v_{3,x} = x_3 \theta_{o,x1} = (-1,484) (0,070491 \cdot 10^{-3}) = -0,000105 \text{ m}$$

β) Για στροφή $\theta_{o,x2} = -0,070491 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{3,x} = u_o + y_3 \theta_{o,x2} = 0,004197 + (2,25) (-0,070491 \cdot 10^{-3}) = 0,004038 \text{ m}$$

$$v_{3,x} = x_3 \theta_{o,x2} = (-1,484) (-0,070491 \cdot 10^{-3}) = 0,000105 \text{ m}$$

Υποστύλωμα K4

α) Για στροφή $\theta_{o,x1} = 0,07049 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{4,x} = u_o + y_4 \theta_{o,x1} = 0,004197 + (2,25) (0,07049 \cdot 10^{-3}) = 0,004356 \text{ m}$$

$$v_{4,x} = x_4 \theta_{o,x1} = (3,516) (0,070491 \cdot 10^{-3}) = 0,000248 \text{ m}$$

β) Για στροφή $\theta_{o,x2} = -0,070491 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{4,x} = u_o + y_4 \theta_{o,x2} = 0,004197 + (2,25) (-0,070491 \cdot 10^{-3}) = 0,004038 \text{ m}$$

$$v_{4,x} = x_4 \theta_{o,x2} = (3,516) (-0,070491 \cdot 10^{-3}) = -0,000248 \text{ m}$$

Φόρτιση κατά y

Υποστύλωμα K1

α) Για στροφή $\theta_{o,y1} = 0,122 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{1,y} = y_1 \theta_{o,y1} = (-2,25) (0,122 \cdot 10^{-3}) = -0,000275 \text{ m}$$

$$v_{1,y} = v_o + x_1 \theta_{o,y1} = 0,002906 + (-1,484) (0,122 \cdot 10^{-3}) = 0,002725 \text{ m}$$

β) Για στροφή $\theta_{o,y2} = -0,063 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{1,y} = y_1 \theta_{o,y2} = (-2,25) (-0,063 \cdot 10^{-3}) = 0,000142m$$

$$v_{1,y} = v_o + x_1 \theta_{o,y2} = 0,002906 + (-1,484) (-0,063 \cdot 10^{-3}) = 0,002999 m$$

Υποστύλωμα K2

α) Για στροφή $\theta_{o,y1} = 0,122 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{2,y} = y_2 \theta_{o,y1} = (-2,25) (0,122 \cdot 10^{-3}) = -0,000275 m$$

$$v_{2,y} = v_o + x_2 \theta_{o,y1} = 0,002906 + (3,516) (0,122 \cdot 10^{-3}) = 0,003335 m$$

β) Για στροφή $\theta_{o,y2} = -0,063 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{2,y} = y_2 \theta_{o,y2} = (-2,25) (-0,063 \cdot 10^{-3}) = 0,000142m$$

$$v_{2,y} = v_o + x_2 \theta_{o,y2} = 0,002906 + (3,516) (-0,063 \cdot 10^{-3}) = 0,002684 m$$

Υποστύλωμα K3

α) Για στροφή $\theta_{o,y1} = 0,122 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{3,y} = y_3 \theta_{o,y1} = (2,25) (0,122 \cdot 10^{-3}) = 0,000275 m$$

$$v_{3,y} = v_o + x_3 \theta_{o,y1} = 0,002906 + (-1,484) (0,122 \cdot 10^{-3}) = 0,002725 m$$

β) Για στροφή $\theta_{o,y2} = -0,063 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{3,y} = y_3 \theta_{o,y2} = (2,25) (-0,063 \cdot 10^{-3}) = -0,000142m$$

$$v_{3,y} = v_o + x_3 \theta_{o,y2} = 0,002906 + (-1,484) (-0,063 \cdot 10^{-3}) = 0,002999 m$$

Υποστύλωμα K4

α) Για στροφή $\theta_{o,y1} = 0,122 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{4,y} = y_4 \theta_{o,y1} = (2,25) (0,122 \cdot 10^{-3}) = 0,000275 m$$

$$v_{4,y} = v_o + x_4 \theta_{o,y1} = 0,002906 + (3,516) (0,122 \cdot 10^{-3}) = 0,003335 m$$

β) Για στροφή $\theta_{o,y2} = -0,063 \cdot 10^{-3}$ rad

$$u_{4,y} = y_4 \theta_{o,y2} = (2,25) (-0,063 \cdot 10^{-3}) = -0,000142m$$

$$v_{4,y} = v_o + x_4 \theta_{o,y2} = 0,002906 + (3,516) (-0,063 \cdot 10^{-3}) = -0,00268 m$$

8.7. Χωρική επαλληλία - Τέμνουσες λόγω σεισμού

Υποστύλωμα K1

$$\max |u_{1,x}| = 0,004356 , \max |v_{1,x}| = 0,000105$$

$$\max |u_{1,y}| = 0,000275 , \max |v_{1,y}| = 0,002999$$

Αρα

$$u_1 = \pm \max | \pm 0,004356 \pm 0,3 \cdot 0,000275 | = \pm 0,004439 \text{ m}$$

$$v_1 = \pm \max | \pm 0,3 \cdot 0,000105 \pm 0,002999 | = \pm 0,003031 \text{ m}$$

και

$$V_{E1,x} = k_{1,x} u_1 = 7,557 \cdot 10^3 \cdot (\pm 0,004439) = \pm 33,55 \text{ kN}$$

$$V_{E1,y} = k_{1,y} v_1 = 13,434 \cdot 10^3 \cdot (\pm 0,003031) = \pm 40,72 \text{ kN}$$

Υποστύλωμα K2

$$\max |u_{2,x}| = 0,004356, \max |v_{2,x}| = 0,000248$$

$$\max |u_{2,y}| = 0,000275, \max |v_{2,y}| = 0,003335$$

Αριθμός

$$u_2 = \pm \max | \pm 0,004356 \pm 0,3 \cdot 0,000275 | = \pm 0,004439 \text{ m}$$

$$v_2 = \pm \max | \pm 0,3 \cdot 0,000248 \pm 0,0003335 | = \pm 0,003409 \text{ m}$$

και

$$V_{E2,x} = k_{2,x} u_2 = 5,668 \cdot 10^3 \cdot (\pm 0,004430) = \pm 25,16 \text{ kN}$$

$$V_{E2,y} = k_{2,y} v_2 = 13,434 \cdot 10^3 \cdot (\pm 0,003409) = \pm 40,72 \text{ kN}$$

Υποστύλωμα K3

$$\max |u_{3,x}| = 0,004356, \max |v_{3,x}| = 0,000105$$

$$\max |u_{3,y}| = 0,000275, \max |v_{3,y}| = 0,002999$$

Αριθμός

$$u_3 = \pm \max | \pm 0,004356 \pm 0,3 \cdot 0,000275 | = \pm 0,004439 \text{ m}$$

$$v_3 = \pm \max | \pm 0,3 \cdot 0,000105 \pm 0,002999 | = \pm 0,003031 \text{ m}$$

και

$$V_{E3,x} = k_{3,x} u_3 = 7,557 \cdot 10^3 \cdot (\pm 0,004439) = \pm 33,55 \text{ kN}$$

$$V_{E3,y} = k_{3,y} v_3 = 13,434 \cdot 10^3 \cdot (\pm 0,003031) = \pm 40,72 \text{ kN}$$

Υποστύλωμα K4

$$\max |u_{4,x}| = 0,004356, \max |v_{4,x}| = 0,000248$$

$$\max |u_{4,y}| = 0,000275, \max |v_{4,y}| = 0,003335$$

Αριθμός

$$u_4 = \pm \max | \pm 0,004356 \pm 0,3 \cdot 0,000275 | = \pm 0,004439 \text{ m}$$

$$v_4 = \pm \max | \pm 0,3 \cdot 0,000248 \pm 0,003335 | = \pm 0,003409 \text{ m}$$

και

$$V_{E4,x} = k_{4,x} u_4 = 5,668 \cdot 10^3 \cdot (\pm 0,004439) = \pm 25,16 \text{ kN}$$

$$V_{E4,y} = k_{4,y} v_4 = 5,668 \cdot 10^3 \cdot (\pm 0,003409) = \pm 19,32 \text{ kN}$$

8.8. Μεγέθη σχεδιασμού των υποστυλωμάτων

Από τον συνδυασμό δράσεων 1.35 G +1.5 Q:

Οι αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων εξ αιτίας των κατακορύφων φορτίων της δράσης χωρίς σεισμό είναι, σελ. 89:

$$N_{sd,1} = N_{sd,3} = 2,25 \cdot 6,5 \cdot (1,35 \cdot 6 + 1,5 \cdot 5) \cdot 2 \text{ οροφοι} = 310,05 \text{ kN}$$

$$N_{sd,2} = N_{sd,4} = 2,25 \cdot 2,5 \cdot (1,35 \cdot 6 + 1,5 \cdot 5) \cdot 2 \text{ οροφοι} = 119,25 \text{ kN}$$

Οι τέμνουσες και οι ροπές εξ αιτίας των κατακορύφων φορτίων είναι πολύ μικρές και θεωρούνται μηδενικές. Εξάλλου το μοντέλο του μονωρόφου δεν μπορεί να τις υπολογίσει. Αρα

$$V_{sd,i} = 0 \text{ & } M_{sd,i} = 0$$

Από τους συνδυασμούς δράσεων με σεισμό G + 0.3 Q ± E:

Οι αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων λόγω σεισμικών δράσεων είναι πολύ μικρές και θεωρούνται μηδενικές. Εξάλλου το μοντέλο του μονωρόφου δεν μπορεί να τις υπολογίζει. Σε πολυώροφα όμως κτίρια είναι σημαντικές και πρέπει να υπολογίζονται. Αρα $N_{E,i} = 0$, και τα μεγέθη σχεδιασμού από τους συνδυασμούς δράσεων με σεισμό προκύπτουν μόνο από τα κατακόρυφα φορτία της σεισμικής δράσης και είναι, σελ. 89:

$$N_{sd,1} = N_{sd,3} = 2,25 \cdot 6,5 \cdot (6 + 0,3 \cdot 5) \cdot 2 \text{ οροφοι} \approx 220 \text{ kN}$$

$$N_{sd,2} = N_{sd,4} = 2,25 \cdot 2,5 \cdot (6 + 0,3 \cdot 5) \cdot 2 \text{ οροφοι} \approx 85 \text{ kN}$$

Οι τέμνουσες των υποστυλωμάτων λόγω των σεισμικών δράσεων έχουν ήδη υπολογισθεί κατά την ανάλυση που προηγήθηκε.

Οι ροπές λόγω σεισμικών δράσεων προκύπτουν από τις τέμνουσες με τη παραδοχή ότι τα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα) είναι αμφίπακτα, με βάση τη σχέση :

$$M_{i,u} = M_{i,o} = V_i \frac{h}{2}$$

όπου $M_{i,u}$, $M_{i,o}$ οι ροπές κάτω και άνω του υποστυλώματος i, αντίστοιχα.

Δεδομένου ότι, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, για όλα τα υποστυλώματα λαμβάνεται $V_{G,i} = V_{Q,i} = 0$, $M_{G,i} = M_{Q,i} = 0$, τα μεγέθη σχεδιασμού από τους συνδυασμούς δράσεων με σεισμό είναι:

Υποστύλωμα K1

Κατά x

$$V_{sd,1x} = \pm V_{E,1x} = \pm 33,55 \text{ kN}, \quad M_{sd,1x} = \pm V_{E,1x} \frac{h}{2} = 33,55 \frac{3,5}{2} = \pm 58,71 \text{ kNm}$$

Κατά y

$$V_{sd,1y} = \pm V_{E,1y} = \pm 40,72 \text{ kN}, \quad M_{sd,1y} = \pm V_{E,1y} \frac{h}{2} = 40,72 \frac{3,5}{2} = \pm 71,26 \text{ kNm}$$

Υποστύλωμα K2

Κατά x

$$V_{sd,2x} = \pm V_{E,2x} = \pm 25,16 \text{ kN}, \quad M_{sd,2x} = \pm V_{E,2x} \frac{h}{2} = 25,16 \frac{3,5}{2} = \pm 44,03 \text{ kNm}$$

Κατά y

$$V_{sd,2y} = \pm V_{E,2y} = \pm 19,32 \text{ kN}, \quad M_{sd,2y} = \pm V_{E,2y} \frac{h}{2} = 19,32 \frac{3,5}{2} = \pm 33,81 \text{ kNm}$$

Υποστύλωμα K3

Κατά x

$$V_{sd,3x} = \pm V_{E,3x} = \pm 33,55 \text{ kN}, \quad M_{sd,3x} = \pm V_{E,3x} \frac{h}{2} = 33,55 \frac{3,5}{2} = \pm 58,71 \text{ kNm}$$

Κατά y

$$V_{sd,3y} = \pm V_{E,3y} = \pm 40,72 \text{ kN}, \quad M_{sd,3y} = \pm V_{E,3y} \frac{h}{2} = 40,72 \frac{3,5}{2} = \pm 71,26 \text{ kNm}$$

Υποστύλωμα K4

Κατά x

$$V_{sd,4x} = \pm V_{E,4x} = \pm 25,16 \text{ kN}, \quad M_{sd,4x} = \pm V_{E,4x} \frac{h}{2} = 25,16 \frac{3,5}{2} = \pm 44,03 \text{ kNm}$$

Κατά y

$$V_{sd,4y} = \pm V_{E,4y} = \pm 19,32 \text{ kN}, \quad M_{sd,4y} = \pm V_{E,4y} \frac{h}{2} = 19,32 \frac{3,5}{2} = \pm 33,81 \text{ kNm}$$

9. Χαρακτηριστικά στροφικής κίνησης μονώροφου συστήματος (από το [16]).

9.1 Ροπή αδρανείας ορόφου J_m

Η ροπή αδρανείας ορόφου εκφράζει την αδρανειακή αντίσταση (στροφική μάζα) ενός ορόφου σε στροφική επιτάχυνση και ορίζεται κατ' αναλογίαν της αντίστασης που προκαλεί η μάζα στην επιτάχυνση σε ευθύγραμμη κίνηση. Η ροπή αδρανείας ορόφου J_m ονομάζεται και ροπή αδρανείας μάζας ορόφου (ή και πλάκας) αποδίδεται με τον διεθνή όρο moment of inertia ή και mass moment

of inertia. Η ροπή αδρανείας μάζας ορόφου για έναν όροφο ως προς κάθετο άξονα που διέρχεται από σημείο του ορόφου ορίζεται ως

$$J_m = \int r^2 dm$$

Η ροπή αδρανείας ορόφου ως προς άξονα ο οποίος διέρχεται από το Κέντρο Μάζας (ή κέντρο βάρους) για πλάκα με σχήμα ορθογωνικό και διαστάσεις L_x και L_y προκύπτει ότι είναι

$$J_m = \frac{1}{12} m(L_x^2 + L_y^2) \quad (23)$$

9.2. Πλευρική δυσκαμψία ορόφου K_x και K_y

Η πλευρική δυσκαμψία ορόφου ως προς άξονα x ή y επί του επιπέδου της κάτοψης ορίζεται ως η δύναμη που απαιτείται για να υποστεί ο όροφος μοναδιαία πλευρική μετατόπιση κατά την κατεύθυνση του εν λόγω άξονα. Η πλευρική δυσκαμψία ορόφου προς μια κατεύθυνση (x ή y) υπολογίζεται ως το άθροισμα των επί μέρους δυσκαμψιών ($k_{i,x}$ ή $k_{i,y}$) όλων των κατακορύφων στοιχείων προς την κατεύθυνση αυτή:

$$K_x = \sum k_{i,x} \quad \text{και} \quad K_y = \sum k_{i,y}$$

9.3 Δυστρεψία ή Στρεπτική δυσκαμψία ορόφου

Ως προς το Κέντρο Ελαστικής Στροφής K_{Ez}

Η δυστρεψία ορόφου ως προς άξονα κάθετο επί του επιπέδου της κάτοψης που διέρχεται από ένα σημείο O ορίζεται ως η στρεπτική ροπή που απαιτείται για να υποστεί ο όροφος μοναδιαία στροφή γύρω από τον άξονα ενώ οι μετατοπίσεις του O κατά x και y διατηρούνται μηδενικές. Στη περίπτωση που ζητείται η δυστρεψία K_z ως προς άξονα z που διέρχεται από το Κέντρο Ελαστικής Στροφής (ή Ελαστικό Κέντρο) E οι μεταφορικές κινήσεις είναι εξ ορισμού μηδενικές. Η δυστρεψία ως προς άξονα z που διέρχεται από το Κέντρο Ελαστικής Στροφής υπολογίζεται από τη σχέση:

$$K_{Ez} = \sum (x_i^2 k_{i,y} + y_i^2 k_{i,x} + k_{i,\omega})$$

(η συμμετοχή των επί μέρους δυστρεψιών $k_{i,\omega}$ των κατακορύφων στοιχείων του ορόφου είναι σχεδόν αμελητέα)

Ως προς το Κέντρο Μάζας K_{Mz}

Η δυστρεψία K_{Mz} ως προς άξονα z που διέρχεται από το Κέντρο Μάζας υπολογίζεται από τη δυστρεψία ως προς άξονα που διέρχεται από το Κέντρο Ελαστικής Στροφής K_{EZ} λαμβάνοντας υπόψη την απόσταση των δύο κέντρων (εκκεντρότητες) ως εξής:

$$K_{Mz} = K_{EZ} + e_{ox}^2 K_y + e_{oy}^2 K_x \quad (24)$$

9.4 Ακτίνα αδρανείας ορόφου I_s

Η ακτίνα αδρανείας ορόφου I_s αποδίδεται με τον διεθνή όρο radius of gyration και ορίζεται από τη σχέση

$$I_s = \sqrt{\frac{J_m}{m}} \quad \text{και} \quad I_s = ml_s^2 \quad (25)$$

Όπου m η μάζα του ορόφου

J_m η ροπή αδρανείας

Η ακτίνα αδρανείας που υπολογίζεται είναι ως προς τον άξονα της ροπής αδρανείας του ορόφου. Άρα εφόσον η ροπή αδρανείας είναι ως προς το Κέντρο Μάζας το ίδιο ισχύει και για την ακτίνα αδρανείας.

Από τη σχέση (23) σε συνδυασμό με τη σχέση (25) προκύπτει για πλάκες με ορθογωνική κάτοψη ότι η ακτίνα αδρανείας ως προς άξονα που διέρχεται από το Κέντρο Μάζας δίνεται από τη σχέση

$$I_s = \sqrt{\frac{L_x^2 + L_y^2}{12}}$$

9.5 Ακτίνες δυστρεψίας ορόφου r_x και r_y

Η ακτίνα δυστρεψίας ορόφου r_x, r_y αποδίδεται με τον διεθνή όρο torsional radius και ορίζεται κατά τις διευθύνσεις x και y από τις σχέσεις

$$r_x = \sqrt{\frac{K_z}{K_y}} \quad \text{και} \quad r_y = \sqrt{\frac{K_z}{K_x}}$$

όπου

K_z η δυστρεψία (ή στρεπτική δυσκαμψία) του ορόφου

K_x , K_y οι πλευρικές δυσκαμψίες κατά x και y

Η ακτίνα δυστρεψίας υπολογίζεται με βάση τη δυστρεψία η οποία όμως ορίζεται ως προς κατακόρυφο άξονα που διέρχεται από συγκεκριμένο σημείο του ορόφου και άρα και η ακτίνα δυστρεψίας ορίζεται ως προς άξονα.

Ως προς το Κέντρο Ελαστικής Στροφής r_{Ex} και r_{Ey}

Εφόσον οι ακτίνες δυστρεψίας υπολογίζονται με βάση τη δυστρεψία K_{Ez} ως προς το Κέντρο Ελαστικής Στροφής (ή Ελαστικό Κέντρο E) τότε λαμβάνουμε τις ακτίνες δυστρεψίας ως προς το Κέντρο Ελαστικής Στροφής:

$$r_{Ex} = \sqrt{\frac{K_{Ez}}{K_y}} \quad \text{και} \quad r_{Ey} = \sqrt{\frac{K_{Ez}}{K_x}} \quad (26)$$

Ως προς το Κέντρο Μάζας r_{Mx} και r_{My}

Εφόσον οι ακτίνες δυστρεψίας υπολογίζονται με βάση τη δυστρεψία K_{Mz} ως προς το Κέντρο Μάζας τότε λαμβάνουμε τις ακτίνες δυστρεψίας ως προς το Κέντρο Μάζας:

$$r_{Mx} = \sqrt{\frac{K_{Mz}}{K_y}} \quad \text{και} \quad r_{My} = \sqrt{\frac{K_{Mz}}{K_x}} \quad (27)$$

Από τις σχέσεις (24), (26), (27) προκύπτει ότι

$$r_{Mx}^2 = r_{Ex}^2 + e_{ox}^2 + e_{oy}^2 \frac{K_x}{K_y}$$

$$r_{My}^2 = r_{Ey}^2 + e_{oy}^2 + e_{ox}^2 \frac{K_y}{K_x}$$

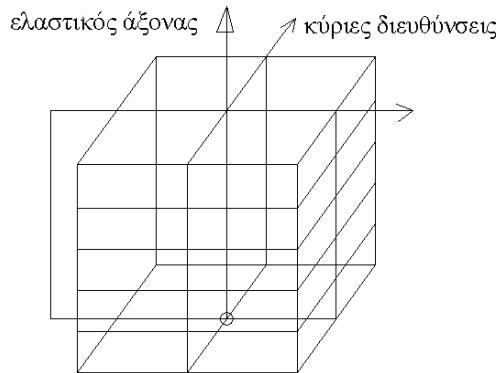
Αν υπάρχει άξονας συμμετρίας, έστω ο x, τότε $e_y=0$ και άρα προκύπτει ότι

$$r_{Mx}^2 = r_{Ex}^2 + e_{ox}^2$$

10. Χαρακτηριστικά στροφικής κίνησης πολυωρόφου συστήματος - Ελαστικός άξονας

Τα ισοδύναμα στατικά φορτία πρέπει να εφαρμόζονται κατά την διεύθυνση των κυρίων διευθύνσεων (κυρίων αξόνων) της κατασκευής. Αρκεί η κατασκευή να διαθέτει δύο κατακόρυφα και κάθετα μεταξύ τους κύρια επίπεδα κάμψης, δηλαδή δύο επίπεδα μέσα στα οποία η οριζόντια εξωτερική φόρτιση να προκαλεί συνεπίπεδη μετατόπιση του φορέα, οπότε η κατασκευή εκτελεί μεταφορική ταλάντωση μέσα στα κύρια αυτά επίπεδα (Σχ. 3).

Οι διευθύνσεις των κυρίων αυτών επιπέδων κάμψης, εφόσον υπάρχουν, είναι οι κύριες διευθύνσεις, οι κύριοι άξονες. Η τομή των δύο κυρίων επιπέδων αποτελεί τον ελαστικό άξονα του φορέα. Και το ίχνος του ελαστικού άξονα στην στάθμη της πλάκας ενός ορόφου είναι το ελαστικό κέντρο του ορόφου αυτού.



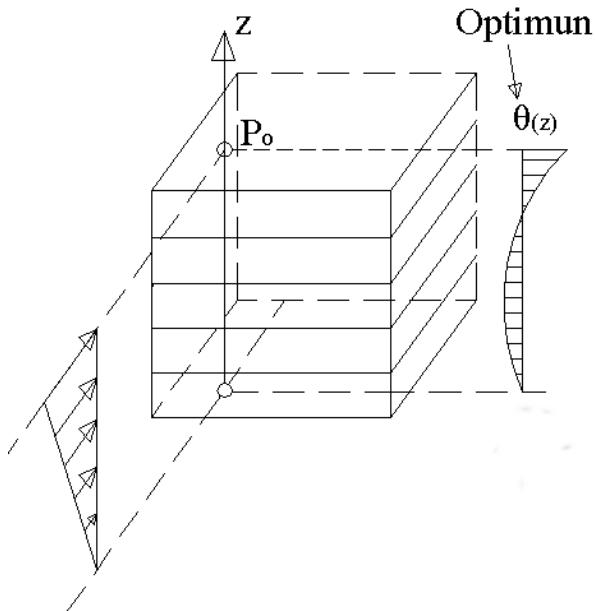
Π.χ. κτήριο με φέροντα οργανισμό αποτελούμενο από τοιχώματα σταθερής καθ' υψος διατομής

Σχ. 3 Κύριες διευθύνσεις – κύρια επίπεδα κάμψης – ελαστικός άξονας

Είναι γνωστό όμως ότι τα πολυώροφα μικτά κτήρια, αποτελούμενα από πλαίσια και τοιχώματα, δεν διαθέτουν γενικώς κύρια επίπεδα κάμψης και ελαστικό άξονα, σε αντίθεση με τα μονώροφα κτήρια και με ορισμένη κατηγορία πολυωρόφων κτηρίων που πληρού ειδικές προϋποθέσεις. Επομένως, στη γενική περίπτωση που ενδιαφέρει στην πράξη, δηλαδή για τυχόντα μικτά κτήρια, παύουν να υφίστανται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της ισοδύναμης στατικής μεθόδου και δεν είναι δυνατόν πάντοτε να ορισθούν οι στατικές εκκεντρότητες (σχέσεις 12α και β) και οι ακτίνες δυστρεψίας. Στο πρόβλημα αυτό ο ΕΑΚ 2000 δίνει μία λύση, με την οποία συμφωνεί και ο EC8, εισάγοντας την έννοια του πλασματικού ελαστικού άξονα για τυχόντα πολυώροφα κτήρια (Σχ. 4). Πλασματικός άξονας είναι εκείνη η κατακόρυφη ευθεία που έχει την εξής ιδιότητα: Όταν το επίπεδο των οριζόντιων σεισμικών φορτίων περνάει από αυτήν, και προκαλεί γενικώς κάποιες στροφές στις στάθμες των ορόφων, το άθροισμα των τετραγώνων των γωνιών στροφής των ορόφων ελαχιστοποιείται και άρα τα οριζόντια σεισμικά φορτία προκαλούν την βέλτιστη, δηλ., εδώ την μικρότερη, στρεπτική καταπόνηση του κτηρίου. Δεν μηδενίζεται δηλαδή η συστροφή του κτηρίου, όπως εάν υπήρχε πραγματικός ελαστικός άξονας, αλλά ελαχιστοποιείται. Ο πλασματικός άξονας είναι δηλαδή ο άξονας βέλτιστης στρέψης περί την κατακόρυφο και γι' αυτό μπορεί να

χρησιμοποιηθεί ως πλασματικός ελαστικός άξονας για την εφαρμογή της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου.

Με βάση τον πλασματικό άξονα ορίζονται και οι αντίστοιχες πλασματικές κύριες διευθύνσεις και αντές είναι οι διευθύνσεις των ισοδύναμων στατικών φορτίων.



Σχ. 4 Πλασματικός ελαστικός άξονας

11. Στρεπτική ευαίσθησία πολυώροφου κτιρίου κατά EC8

Για να εξετασθεί ένα πολυώροφο κτίριο εάν είναι στρεπτικά ευαίσθητο θα πρέπει πρώτα να υπολογισθεί η θέση του πλασματικού Ελαστικού Άξονα σύμφωνα με τη παράγραφο 10. Ο έλεγχος της στρεπτικής ευαίσθησίας είναι ένας από τους ελέγχους που θέτει ο EC8 για να χαρακτηρίσει ένα **κτίριο κανονικό σε κάτοψη**. Ο χαρακτηρισμός ενός κτιρίου ως κανονικού σε κάτοψη ή όχι, είναι προϋπόθεση για την επιλογή του προσομοιώματος της κατασκευής (επίπεδο ή χωρικό) και όχι για την επιλογή της μεθόδου ανάλυσης. Επίσης επηρεάζει την επιλογή της τιμής του **δείκτη συμπεριφοράς q**.

Η απόσταση του KM σε κάθε όροφο i, από το σημείο που διέρχεται ο ελαστικός άξονας του κτιρίου και θεωρείται ότι είναι το ελαστικό κέντρο του ορόφου, ορίζεται ως η στατική

εκκεντρότητα e_{oi} του ορόφου. Οι προβολές της e_{oi} στους άξονες x και y ορίζουν τις εκκεντρότητες $e_{ox,i}$ και $e_{oy,i}$ του ορόφου i.

Για να θεωρηθεί ένα κτίριο ότι **ΔΕΝ είναι στρεπτικά ευαίσθητο** θα πρέπει κατά τον EC8 να ικανοποιούνται οι παρακάτω δύο συνθήκες και κατά τις δύο διευθύνσεις x και y σε όλους του ορόφους, δηλαδή:

$$\text{κατά } x \quad e_{oy,i} \leq 0.30 r_{y,i} \text{ και}$$

$$r_{y,i} \geq l_{s,i}$$

$$\text{κατά } y \quad e_{ox,i} \leq 0.30 r_{x,i} \text{ και}$$

$$r_{x,i} \geq l_{s,i} \quad 0$$

όπου

$e_{ox,i}$, $e_{oy,i}$ εκκεντρότητες του ορόφου i κατά x και y

$r_{x,i}$, $r_{y,i}$ οι ακτίνες δυστρεψίας ως προς το ελαστικό κέντρο του ορόφου i κατά x και y (§9.5)

$l_{s,i}$ η ακτίνα αδρανείας του ορόφου i (§9.4)

12. Κτίριο κανονικό σε κάτοψη κατά EC8

Ο Ευρωκώδικας 8 για την **επιλογή του προσομοιώματος** της κατασκευής εισάγει την έννοια του κανονικού κτιρίου σε κάτοψη. Εάν ένα κτίριο χαρακτηρισθεί κανονικό σε κάτοψη δίδεται από τον κανονισμό η δυνατότητα να χρησιμοποιηθεί κατά την ανάλυσή του το **επίπεδο μοντέλο προσομοίωσης** ενώ σε αντίθετη περίπτωση θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί το **χωρικό μοντέλο**.

Τα κριτήρια για να θεωρηθεί ένα κτίριο κανονικό σε κάτοψη είναι τα παρακάτω και πρέπει να ικανοποιούνται όλα.

(1) Κτίριο κατά προσέγγιση συμμετρικό ως προς δύο άξονες στη κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας.

(2) Η κάθε πλάκα να περιβάλλεται από κυρτή πολυγωνική γραμμή (polygonal convex line).

(3) Πλευρική δυσκαμψία επαρκώς υψηλή ώστε τυχόν παραμορφώσεις του διαφράγματος (πλάκας) να μη μεταβάλλουν τη κατανομή των τεμνουσών στα κατακόρυφα στοιχεία. Το πρόβλημα εντοπίζεται κυρίως σε κτίρια με κάτοψη μορφής L, C, H, I, και X στα οποία οι πτέρυγες της κάτοψης τείνουν να μετακινηθούν περισσότερο από το κέντρο της κάτοψης με αποτέλεσμα την παραμόρφωση του διαφράγματος. Σε αυτές τις περιπτώσεις συνήθως δεν ικανοποιείται το κριτήριο και το κτίριο δεν είναι κανονικό σε κάτοψη.

(4) Ο λόγος $\lambda=L_{\max}/L_{\min}$ των καθέτων διαστάσεων της κάτοψης ορίζεται ως λυγηρότητα κατόψεως και θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση

$$\lambda=L_{\max}/L_{\min} \leq 4$$

(5) Το κτίριο ΔΕΝ πρέπει να είναι στρεπτικά ευαίσθητο. Ο έλεγχος περιγράφεται στην προηγούμενη παράγραφο §10.

Απλοποιημένος ορισμός για τη κανονικότητα σε κάτοψη

Κατά τον EC8 είναι εναλλακτικά δεκτός σε πολυώροφα κτίρια απλοποιημένος ορισμός για την αποδοχή του κτιρίου ως κανονικού σε κάτοψη. Ο ορισμός αυτός περιλαμβάνει την ικανοποίηση των εξής δύο προϋποθέσεων:

(α) Όλα τα κατακόρυφα στοιχεία και συστήματα όπως πυρήνες, φέροντες τοίχοι, πλαίσια πρέπει να είναι **συνεχή και να τρέχουν από τη θεμελίωση έως την ανωτέρα στάθμη του κτιρίου χωρίς διακοπή**.

(β) Οι μορφές παραμόρφωσης υπό οριζόντια φόρτιση όλων των κατακορύφων στοιχείων χωριστά δεν παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές μεταξύ τους. Η απαίτηση αυτή μπορεί να ικανοποιείται σε περιπτώσεις κατασκευών **αμιγώς πλαισιωτών και αμιγώς τοιχωματικών**, γενικά όμως δεν είναι δυνατή η ικανοποίησή της σε μεικτά συστήματα (πλαίσια με τοιχώματα).

Γενικά οι συνθήκες για να θεωρηθεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη μπορούν να θεωρηθούν ανστηρές αλλά ο χαρακτηρισμός αυτός αποτελεί τη μόνη προϋπόθεση για να γίνει αποδεκτή η χρήση του επιπέδου μοντέλου προσομοίωσης κατά την ανάλυση.

Η χρήση του επιπέδου μοντέλου προσομοίωσης για την ανάλυση μιας κατασκευής είναι σημαντική απλοποίηση και θα πρέπει να γίνεται με προσοχή για να θεωρούνται τα αποτελέσματα ικανοποιητικά. Για το λόγο αυτό ο έλεγχος της κανονικότητας σε κάτοψη θα πρέπει να γίνεται με προσοχή.

Η απ' ευθείας χρήση χωρικού μοντέλου δίδει τη δυνατότητα να μην γίνεται έλεγχος του κτιρίου εάν είναι κανονικό σε κάτοψη.

13. Τυχηματική εκκεντρότητα

Η απόσταση των KM (§5) και KEΣ (§4) ονομάζεται εκκεντρότητα ε του ορόφου (§6) και καθορίζει το μέγεθος της στροφικής κίνησης του συστήματος. Όσο μεγαλύτερες είναι οι εκκεντρότητες των ορόφων τόσο μεγαλύτερη είναι και η στρεπτική καταπόνηση που αναμένεται.

Πέραν óμως των παραπάνω σε éνα κτίριο ακόμη και στη περίπτωση που συμπίπτουν τα KM και KEΣ είναι πιθανό να αναπτυχθούν στρεπτικές καταπονήσεις που οφείλονται σε διάφορους παράγοντες, óπως αβεβαιότητες στη θέση των μαζών, που δεν είναι πρακτικά δυνατόν είτε να προβλεφθούν είτε να προσομοιωθούν. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος οι Αντισεισμικοί Κανονισμοί κατά την ανάλυση επιβάλλουν να λαμβάνεται το KM μετατοπισμένο από την πραγματική του θέση και προς τις δύο διευθύνσεις (+) και (-) και στους δύο áξονες x και y κατά éνα διάστημα που λέγεται **τυχηματική εκκεντρότητα**.

Στον EC8 η τυχηματική εκκεντρότητα στον όροφο i συμβολίζεται e_{ai} , ενώ στον EAK-2000 συμβολίζεται e_{ti} . Στον EC8 (óπως και στον EAK-2000) η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται από τη σχέση

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i, \text{ óπου } L_i \text{ η διάσταση του ορόφου i κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.}$$

Άρα κατά τον EC8 (και κατά EAK-2000) θα πρέπει να γίνουν 4 αναλύσεις. Δυο φορτίσεις κατά x με μετατόπιση του KM επί του áξονα y κατά αποστάσεις íσες με $+ e_{ai,y}$ και $- e_{ai,y}$ και δύο φορτίσεις κατά y με μετατοπίσεις του KM επί του áξονα x κατά αποστάσεις íσες με $+ e_{ai,x}$ και $- e_{ai,x}$, σελ 47.

14. Εφαρμογή - Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας κατά EC8

Για να μην είναι στρεπτικά ευαίσθητο το κτίριο της έφαρμογής της παραγρ. 8 θα πρέπει να ισχύουν και στις δύο διευθύνσεις, σελ. 104:

$$e_{o,i} \leq 0.30 r_i$$

$$r_i > l_{s,i}$$

Έλεγχος κατά x

Ακτίνα δυστρεψίας ως προς το ελαστικό κέντρο, σελ.101, εξ. 26:

$$r_{Ey} = \sqrt{\frac{K_{EZ}}{K_x}}$$

όπου, σελ. 92,

$$K_{EZ} = 354,364 MNm$$

$$K_y = 38,204 MN/m$$

$K_x = 26,450 \text{ MN/m}$

$e_{o,x} = 0,094 \text{ m}$ και $e_{o,y} = 0,00$

Οπότε

$$r_{Ey} = \sqrt{\frac{354,364}{26,45}} = 3,66 \text{ m}$$

Ακτίνα αδρανείας ορόφου l_s , σελ.100:

$$l_s = \sqrt{\frac{L_x^2 + L_y^2}{12}} = \sqrt{\frac{5^2 + 4,5^2}{12}} = 1,942 \text{ m}$$

Έλεγχος

$e_{oy} = 0,0 < 0,3$ $r_{Ey} = 0,3 \cdot 3,66 = 1,942 \text{ m}$

$r_{Ey} = 3,66 \text{ m} > l_s = 1,942 \text{ m}$

Συνεπώς το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο στην διεύθυνση x.

Έλεγχος κατά y

Ακτίνα δυστρεψίας ως προς το ελαστικό κέντρο, σελ. 101, εξ. 26:

$$r_{Ex} = \sqrt{\frac{K_{EZ}}{K_y}} = \sqrt{\frac{354,364}{38,204}} = 3,046 \text{ m}$$

Έλεγχος

$e_{ox} = 0,094 < 0,3$ $r_{Ex} = 0,3 \cdot 3,046 = 0,914 \text{ m}$

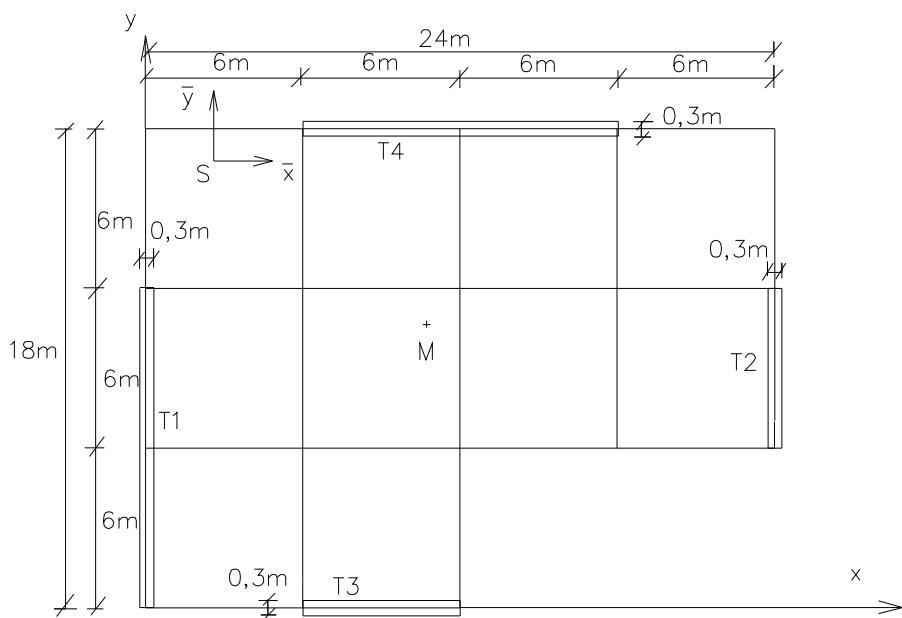
$r_{Ex} = 3,046 \text{ m} > l_s = 1,942 \text{ m}$

Συνεπώς το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο στην διεύθυνση y.

Άρα τελικά προκύπτει ότι το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο.

14. Εφαρμογή – Κατανομή εντατικών μεγεθών στα τοιχώματα με θεώρηση της στρέψης

Να κατανεμηθούν στα τοιχώματα T_1 έως T_4 τα εντατικά μεγέθη που δρουν στο κέντρο ακαμψίας S , λόγω σεισμικής τέμνουσας $Vx=1$ και της αντίστοιχης ροπής στρέψης $\max Tx$ και σεισμικής τέμνουσας $Vy=1$ και της αντίστοιχης ροπής στρέψης $\max Ty$. Γίνεται παραδοχή ότι ο σεισμός παραλαμβάνεται από τοιχώματα των οποίων η κάμψη ως προς τον ασθενή άξονα παραλείπεται.



Σχ. 4 Κάτοψη τοιχωμάτων

Λύση

Κέντρο ελαστικής στροφής S

Τοίχωμα	J_{ix}	J_{iy}	x_i	$J_{ix} \cdot x_i$	y_i	$J_{iy} \cdot y_i$
T_1	$0,3 \cdot 12^3 / 12 = 43,2$	-	0	0	-	-
T_2	$0,3 \cdot 6^3 / 12 = 5,4$	-	24	129,6	-	-
T_3	-	$0,3 \cdot 6^3 / 12 = 5,4$	-	-	0	0
T_4	-	$0,3 \cdot 12^3 / 12 = 43,2$	-	-	18	777,6
Σύνολα	48,6	48,6		129,6		777,6

$$x_S = (J_{ix} \cdot x_1 + J_{2x} \cdot x_2) / (J_{ix} + J_{2x}) = 129,6 / 48,6 = 2,67 \text{ m}$$

$$y_S = (J_{3y} \cdot y_3 + J_{4y} \cdot y_4) / (J_{3y} + J_{4y}) = 777,6 / 48,6 = 16 \text{ m}$$

Κέντρο μάζας Μ (στο κέντρο βάρους της επιφανείας ΣΑΙ της κατόψεως)

$$X_M = (A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2) / (A_1 + A_2) = [(24 \cdot 12) \cdot 12 + (6 \cdot 12) \cdot 6] / (24 \cdot 12 + 6 \cdot 12) = 3888 / 360 = 10,8 \text{ m}$$

$$y_M = (A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2) / (A_1 + A_2) = [(24 \cdot 12) \cdot 12 + (6 \cdot 12) \cdot 3] / (24 \cdot 12 + 6 \cdot 12) = 3672 / 360 = 10,2 \text{ m}$$

Κατασκευαστική εκκεντρότητα

$$e_{kx} = x_M - x_S = 10,8 - 2,67 = 8,13 \text{ m}$$

$$e_{ky} = y_M - y_S = 10,2 - 16 = - 5,80 \text{ m}$$

Τυχηματική εκκεντρότητα

$$e_{Tx} = \pm 0,05 L_x = \pm 0,05 \cdot 24 = \pm 1,2 \text{ m}$$

$$e_{Ty} = \pm 0,05 L_y = \pm 0,05 \cdot 18 = \pm 0,9 \text{ m}$$

Ολική εκκεντρότητα

$$e_x = 8,13 + 1,20 = 9,33 \text{ m}$$

$$e_y = - 5,80 - 0,9 = - 6,70 \text{ m}$$

Τέμνουσα ορόφου (σεισμική) V_x

Κατανέμονται τα εντατικά μεγέθη που δρουν στο κέντρο ακαμψίας :

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

$$T_x = 1 \cdot e_y = 1 \cdot (- 6,7) = - 6,7 \text{ KN m}$$

Τέμνουσα ορόφου (σεισμική) V_y

Κατανέμονται τα εντατικά μεγέθη που δρουν στο κέντρο ακαμψίας :

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

$$T_y = 1 \cdot e_x = 1 \cdot 9,33 = 9,33 \text{ KN m}$$

$$V_{ix} = V_x \cdot J_{iy} / \sum J_{iy} - T \cdot J_{iy} \cdot y_i / \sum (J_{iy} \cdot y_i^2 + J_{ix} \cdot x_i^2)$$

$$V_{iy} = V_y \cdot J_{ix} / \sum J_{ix} + T \cdot J_{ix} \cdot x_i / \sum (J_{iy} \cdot y_i^2 + J_{ix} \cdot x_i^2)$$

Τοίχωμα	J_{ix}	$\mathbf{x}_i = x_i - x_s$	$J_{ix} \cdot \mathbf{x}_i$	J_{iy}	$\mathbf{y}_i = y_i - y_s$	$J_{iy} \cdot \mathbf{y}_i$	$J_{ix} \cdot \mathbf{x}_i^2 + J_{iy} \cdot \mathbf{y}_i^2$
T ₁	43,2	-2,67	-115,34	-	-	-	307,96
T ₂	5,4	21,33	115,8	-	-	-	2456,79
T ₃	-	-	-	5,4	-16	-86,40	1382,40
T ₄	-	-	-	43,2	2	86,40	172,80
Σύνολα	48,6	-	0	48,6	-	0	4.319,95

Σεισμός κατά x

T₁ : $V_{1x} = 0$ (ανενεργό τοίχωμα)

$$V_{1y} = 0 \cdot 43,2 / 48,6 + (-6,7) \cdot (-115,34) / 4319,95 = 0,18 \text{ KN}$$

T₂ : $V_{2x} = 0$ (ανενεργό τοίχωμα)

$$V_{2y} = 0 \cdot 5,4 / 48,6 + (-6,7) \cdot 115,18 / 4319,95 = -0,18 \text{ KN}$$

T₃ : $V_{3x} = 1 \cdot 5,4 / 48,6 - (-6,7) \cdot (-86,4) / 4319,95 = 0,11 - 0,13 = -0,02 \text{ KN}$

$$V_{3y} = 0 \text{ (ανενεργό τοίχωμα)}$$

T₄ : $V_{4x} = 1 \cdot 43,2 / 48,6 - (-6,7) \cdot 86,4 / 4319,95 = 0,89 + 0,13 = 1,02 \text{ KN}$

$$V_{4y} = 0 \text{ (ανενεργό τοίχωμα)}$$

Έλεγχος ισορροπίας

$$\Sigma V_{ix} = 0 + 0 - 0,02 + 1,02 = 1 = V_x$$

$$\Sigma V_{iy} = 0,18 - 0,18 + 0 + 0 = 0$$

Σεισμός κατά y

T₁ : $V_{1x} = 0$ (ανενεργό τοίχωμα)

$$V_{1y} = 1 \cdot 43,2 / 48,6 + 9,33 \cdot (-115,34) / 4319,95 = 0,89 - 0,25 = 0,64 \text{ KN}$$

T₂ : $V_{2x} = 0$ (ανενεργό τοίχωμα)

$$V_{2y} = 1 \cdot 5,4 / 48,6 + 9,33 \cdot 115,18 / 4319,95 = 0,11 + 0,25 = 0,36 \text{ KN}$$

T₃ : $V_{3x} = 0 \cdot 5,4 / 48,6 - 9,33 \cdot (-86,4) / 4319,95 = 0,19 \text{ KN}$

$$V_{3y} = 0 \text{ (ανενεργό τοίχωμα)}$$

T₄ : $V_{4x} = 0 \cdot 43,2 / 48,6 - 9,33 \cdot 86,4 / 4319,95 = -0,19 \text{ KN}$

$$V_{4y} = 0 \text{ (ανενεργό τοίχωμα)}$$

Έλεγχος ισορροπίας

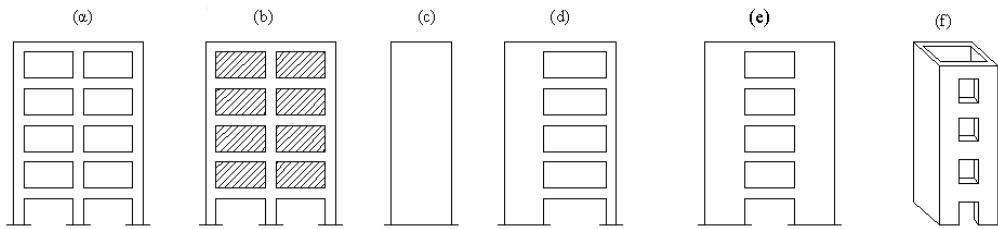
$$\Sigma V_{ix} = 0 + 0 + 0,19 - 0,19 = 0$$

$$\Sigma V_{iy} = 0,64 + 0,36 + 0 + 0 = 1 = V_y$$

Ε. ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΓΙΑ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΤΟΥΣ ΣΕΙΣΜΟΥΣ

Η ανάληψη των οριζόντιων σεισμικών φορτίων σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα γίνεται κατά κανόνα από τα επόμενα είδη φορέων (Σχ. 1):

- Πλαίσια με ή χωρίς τοιχοπλήρωση (a, b)
- Απλά τοιχεία (c)
- Συζευγμένα τοιχεία ή συζευγμένα τοιχεία και πλαίσια, που θα ονομάζουμε γενικά μικτά πλαίσια (d, e)
- Σύνθετα τοιχεία ή πυρήνες (f).

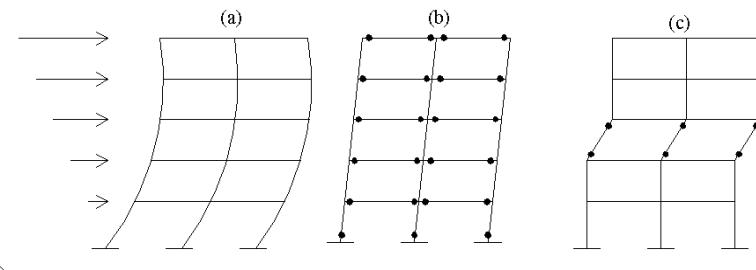


Σχήμα 1. Τα κατακόρυφα αντισεισμικά στοιχεία

1. Πλαίσια

Πρόκειται, για τους πιο εύχρηστους φορείς για την ανάληψη κυρίως κατακόρυφων, αλλά και οριζόντιων φορτίων· η ένταξή τους σε κάτοψη και τομή εμφανίζει μεγάλη ευελιξία και δεν δημιουργεί προβλήματα λειτουργικότητας. Τα πλαίσια είναι εύκαμπτοι φορείς και για οριζόντια φόρτιση η ελαστική τους παραμόρφωση είναι «διατμητικό» τύπου, δηλαδή η καμπύλη των μετατοπίσεων των ορόφων στρέφει πάντοτε τα κοίλα προς την πλευρά της φορτίσεως (Σχ. 2a). Η μικρή ακαμψία συνεπάγεται μεγάλη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ταλαντώσεως T, η οποία συχνά βρίσκεται στην περιοχή του καθοδικού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεως· επομένως θα έχουμε για τους υπόψη φορείς μικρότερα σεισμικά φορτία, αλλά και μεγάλες μετατοπίσεις διότι

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = \frac{\Gamma^2}{4 \pi^2} S_a$$



Σχήμα 2. Ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά πλαισίων.

Ανεξάρτητα, τώρα, από την ευκαμψία και παραμορφωσιμότητα, τα πλαίσια είναι δυνατόν να εμφανίζουν και εξαιρετικά καλή πλάστιμη συμπεριφορά ($q = 3$ έως 5) με κατάλληλη διαστασιολόγηση και όπλιση, γεγονός με ιδιαίτερη σημασία για τον έλεγχο των βλαβών και της ασφάλειας σε κατάρρευση. Πράγματι, για υψηλές στάθμες φορτίσεως, στα άκρα των γραμμικών μελών των πλαισίων είναι δυνατόν να σχηματισθούν πλαστικές αρθρώσεις που επιτρέπουν μεγάλες αμοιβαίες στροφές των υπόψη μελών· πρόκειται, ουσιαστικά, για ζώνες συγκεντρώσεως μεγάλων πλαστικών παραμορφώσεων, όπου γίνεται απορρόφηση και κατανάλωση μεγάλων ποσοτήτων της σεισμικής ενέργειας. Η θέση των πλαστικών αρθρώσεων επηρεάζει αποφασιστικά το μέγεθος της παραπάνω ενέργειας και συνακόλουθα το μέγεθος του δείκτη πλαστιμότητας του πλαισίου. Στο Σχήμα 2b φαίνεται ο πιο ευνοϊκός μηχανισμός πλαστικών αρθρώσεων, ενώ εκείνος του σχήματος 9c είναι δυσμενής μηχανισμός. Πράγματι, στην πρώτη περίπτωση έχουμε τα παρακάτω πλεονεκτήματα:

- Μεγάλο αριθμό πλαστικών αρθρώσεων σε όλη την έκταση του φορέα και άρα μεγαλύτερη κατανάλωση σεισμικής ενέργειας.
- Μικρές αξονικές δυνάμεις και καμπυλότητες των δοκών που ευνοούν στο σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων.
- Πρακτικά ελαστική συμπεριφορά υποστυλωμάτων και άρα μικρή επήρεια φαινομένων δευτέρας τάξεως «P-Δ».

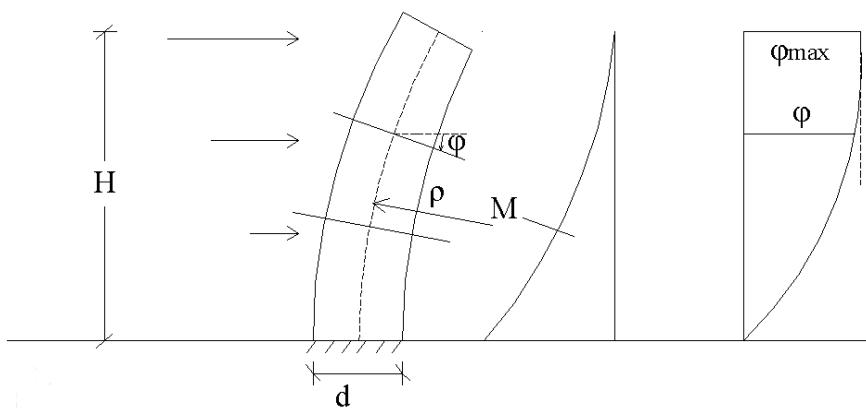
Στη δεύτερη περίπτωση συμβαίνουν τα ακριβώς αντίθετα άλλωστε και μόνη η ύπαρξη των μεγάλων αξονικών δυνάμεων στα υποστυλώματα περιορίζει δραστικά τα περιθώρια σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Στις προηγούμενες διαπιστώσεις, που έχουν επιβεβαιωθεί θεωρητικά και πειραματικά, στηρίζεται ο κατασκευαστικός κανόνας: «ισχυρά υποστυλώματα - ασθενείς δοκοί» που αποτελεί τη βάση του λεγόμενου «ικανονικού σχεδιασμού».

Αλλά όλα τα προηγούμενα ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι είναι εξασφαλισμένη ή πλάστιμη συμπεριφορά της πολύ ευαίσθητης περιοχής των κόμβων των πλαισίων. Απαιτούνται οπλισμοί για την αποτελεσματική «ραφή» των λοξών ρηγμάτων στο εσωτερικό των κόμβων, καθώς και πυκνοί συνδετήρες στις κρίσιμες περιοχές των άκρων των δοκών και υποστυλωμάτων. Πρόκειται -ειδικά στην περιοχή των κόμβων- για ασυνήθη συσσώρευση οπλισμών, οι οποίοι, αν ληφθεί υπόψη ότι κατά κανόνα πρόκειται για κόμβους διασταυρουμένων πλαισίων, απαιτούν εξαιρετική επιμέλεια για την τοποθέτηση και αγκύρωσή τους και αυτό πολλές φορές δεν συμβαίνει στην πράξη για διάφορους λόγους.

2. Απλά τοιχεία

Χρησιμοποιούνται κυρίως ως μέλη των μικτών πλαισίων, των οποίων τις ιδιότητες προδιαγράφουν σε πολύ μεγάλο βαθμό. Ένα μεμονωμένο τοιχείο πακτωμένο στο έδαφος λειτουργεί ως καμπτικός πρόβολος με κύριο χαρακτηριστικό γνώρισμα τις στροφές φ των διατομών του, σε αντίθεση με τα πλαίσια που χαρακτηρίζονται από τις αμοιβαίες ολισθήσεις των ορόφων (διατομών) τους (Σχήμα 3).

Έτσι, τα ελεύθερα (ασύζευκτα) τοιχεία εμφανίζουν, για οριζόντια φόρτιση, ελαστική γραμμή «καμπτικού» τύπου που στρέφει πάντοτε τα κυρτά προς την πλευρά της φορτίσεως. Η καμπυλότητα του τοιχείου $1/\rho = M/EI$, όπου EI η ακαμψία της διατομής, είναι μεγάλη κοντά στην πάκτωση, όπως φαίνεται αμέσως από το διάγραμμα των ροπών κάμψεως M. Συνέπεια του γεγονότος αυτού είναι η γρήγορη αύξηση των γωνιών στροφής φ των διατομών κοντά στην



Σχήμα 3. Ο καμπτικός πρόβολος – τοιχείο.

πάκτωση και η εν συνεχείᾳ πολύ αργή σταθεροποίησή τους στην τιμή ϕ_{\max} , διότι οι γωνίες αυτές προκύπτουν με «άθροιση» των καμπυλοτήτων από την πάκτωση προς την κορυφή. Για το λόγο αυτό στο ανώτερο τμήμα του προβόλου η ελαστική γραμμή είναι περίπου ευθύγραμμη ($\phi \approx \text{σταθ.}$) και οι μετατοπίσεις αυξάνουν αναλογικά με το ύψος, ενώ στα πλαίσια έχουμε σταθεροποίηση των μετατοπίσεων και όχι αναλογική αύξηση (Σχ.2a).

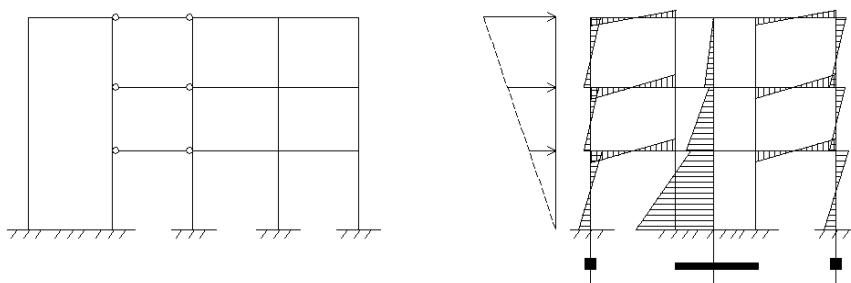
Συμπεραίνουμε, λοιπόν, από τα προηγούμενα ότι οι γωνίες στροφής των διατομών ευθύνονται για τις ανεπιθύμητες μεγάλες μετατοπίσεις των τοιχείων. Μείωση των γωνιών αυτών επιδιώκεται καταρχήν με αύξηση της ακαμψίας EI, είτε αυξάνοντας το μήκος d του τοιχείου είτε διαπλατύνοντας τα άκρα του, ώστε να πάρει τη μορφή διπλού ταυ.

3. Μικτά πλαίσια

Η ελαστική συμπεριφορά των πλαισίων και των τοιχείων εμφανίζει τις παρακάτω αδυναμίες:

- Τα πλαίσια ως εύκαμπτοι φορείς παρουσιάζουν μεγάλες μετατοπίσεις, τόσο ολικές όσο και διαφορικές στους κάτω ορόφους.
- Τα τοιχεία με κατάλληλη εκλογή του μήκους d της διατομής τους μπορούν να αποκτήσουν μεγάλη δυσκαμψία με συνέπεια την μείωση των ολικών και διαφορικών μετατοπίσεων, ιδίως στο κατώτερο τμήμα τους: εντούτοις, στο ανώτερο τμήμα οι μετατοπίσεις (ολικές και διαφορικές) αυξάνουν πολύ γρήγορα με την αύξηση του ύψους (Σχ. 3).

Οι παραπάνω αδυναμίες εξουδετερώνονται σε μεγάλο βαθμό με την αμοιβαία σύζευξη τοιχείων και πλαισίων, οπότε προκύπτει μία μεγάλη ποικιλία φορέων: τα μικτά πλαίσια (Σχ. 4). Η υλοποίηση της συζεύξεως γίνεται είτε με αμφίπακτες δοκούς είτε με ιδεατές αμφιαρθρωτές ράβδους που παριστάνουν την διαφραγματική δράση των πλακών.



Σχήμα 4. Μικτό πλαίσιο – Παράδειγμα απόκρισης δίδυμου συστήματος σε οριζόντιες δυνάμεις:

Διάγραμμα ροπών για πλήρη πάκτωση του τοιχείου.

Με τη σύζευξη των φορέων αυτών επιτυγχάνεται αποφόρτιση και ανακούφιση των κόμβων ενώ στα πλαίσια των αρχών του «ικανονικού σχεδιασμού» επιδιώκεται αποκλεισμός της διατμητικής αστοχίας του τοιχείου, σχηματισμός μηχανισμού καταρρεύσεως δοκών και εμφάνιση μιάς πλαστικής αρθρώσεως στη βάση του τοιχείου.

4. Σύνθετα τοιχεία

Οι πυρήνες, όπως λέγονται, απλούστερα τα σύνθετα τοιχεία, είναι φορείς με πολύ μεγάλη ακαμψία και αντοχή που μπορούν να αναλάβουν το μεγαλύτερο ποσοστό των σεισμικών δυνάμεων ή ακόμη και το σύνολό τους σε ειδικές περιπτώσεις. Μία συνήθης θέση κατασκευής πυρήνων χωρίς λειτουργικά προβλήματα είναι ο χώρος του κλιμακοστασίου και του ασανσέρ, ενώ σε άλλες θέσεις της κατόψεως οι υπόψη φορείς δημιουργούν γενικά προβλήματα λειτουργίας, ιδίως στο ισόγειο. Οι διατομές των πυρήνων είναι είτε ανοικτές είτε κλειστές πολυκυψελικές, αλλά με ένα τουλάχιστον άνοιγμα λειτουργίας σε κάθε κυψέλη, οπότε τελικά ανάγονται πάντοτε σε ανοικτές.

5.. Μόρφωση του σκελετού

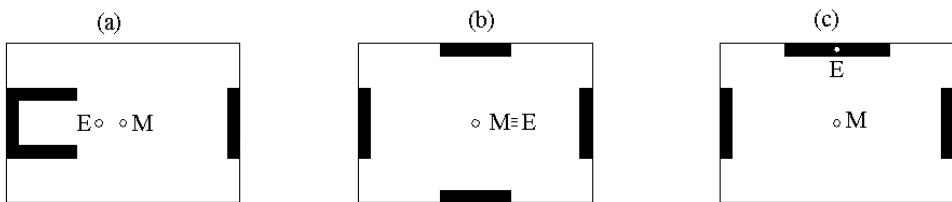
Το σύνολο των κατακόρυφων αντισεισμικών στοιχείων και των οριζόντιων πλακών ενός κτιρίου αποτελεί ένα μονολιθικό δομικό σύμπλεγμα που δημιουργεί ένα πολύ σύνθετο φορέα στο χώρο του οποίου η συμπεριφορά εξαρτάται πολύ από τον τρόπο διάταξης των κατακόρυφων στοιχείων. Ένα βασικό κριτήριο για την επιλογή του είδους και της διάταξης σε κάτοψη των κατακόρυφων αντισεισμικών στοιχείων αποτελεί η επιδίωξη ελαχιστοποίησης της στρέψης των πλακών.

Η στρέψη αυτή είναι πάντοτε ανεπιθύμητη διότι προκαλεί υπέρμετρη καταπόνηση των περιμετρικών ιδίως στοιχείων.

Η ελαχιστοποίηση της στρέψης επιτυγχάνεται κατά τον πλέον αποτελεσματικό τρόπο στην περίπτωση των συμμετρικών ως προς δύο άξονες κτιρίων.

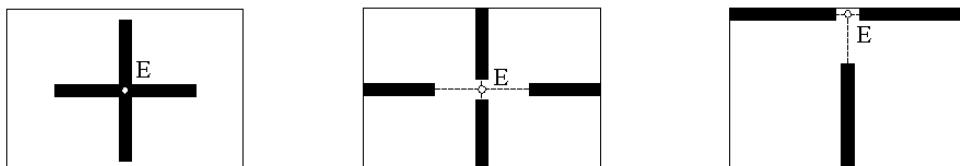
a. Η μόρφωση του σκελετού των συστημάτων που αποτελούνται μόνο από τοιχεία ή μόνο από πλαίσια, γίνεται με βάση το κριτήριο της συμπτώσεως του κέντρου βάρους της κατόψεως M, με το ελαστικό κέντρο E, ώστε να ελαχιστοποιηθεί η στρεπτική φόρτιση. Πρόκειται για πολύ απλό και εύχρηστο κριτήριο, γιατί η θέση του ελαστικού κέντρου μπορεί να εκτιμηθεί προσεγγιστικά χωρίς

υπολογισμούς κατά τη φάση συνθέσεως του σκελετού. Η παραπάνω σύμπτωση επιτυγχάνεται σχετικά εύκολα στην περίπτωση αμιγούς πλαισιακού σκελετού, όχι όμως και στην περίπτωση των τοιχείων τα οποία δημιουργούν λειτουργικά προβλήματα. Ευνοϊκή θέση για την τοποθέτηση των τοιχείων, πέρα από το κλιμακοστάσιο είναι η περίμετρος, γιατί προκύπτει μεγάλη στρεβλωτική ακαμψία του κτιρίου και μείωση των γωνιών στρέψεως (Σχ. 5β). Σε περίπτωση μη συμπτώσεως κέντρου βάρους Μ και ελαστικού κέντρου Ε (Σχ. 5α) τα σεισμικά, φορτία θα εμφανίζουν στατική εκκεντρότητα ίση με την απόσταση των σημείων αυτών και το κτίριο θα υφίσταται ανεπιθύμητη στρέψη. Σ' αυτήν θα πρέπει να προστεθεί και η τυχηματική εκκεντρότητα των σεισμικών φορτίων που επιβάλλουν οι κανονισμοί η οποία έτσι κι αλλιώς υφίσταται και για τα συμμετρικά ακόμη κτίρια.



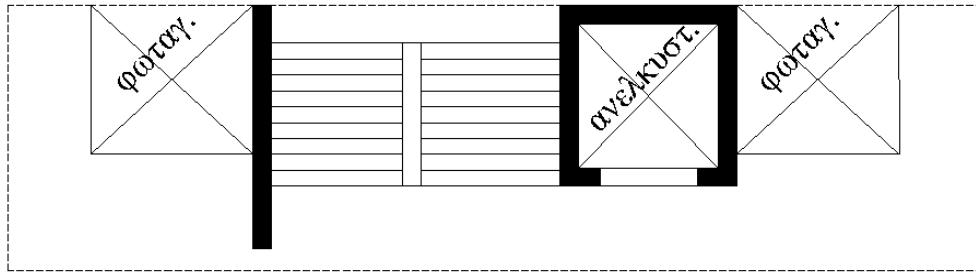
Σχήμα 5. Διάταξη τοιχείων

Οι ασταθείς διατάξεις του Σχ. 6 παρουσιάζουν μηδενική στρεβλωτική ακαμψία και θα πρέπει να αποκλείονται.



Σχήμα 6. Ασταθείς διατάξεις τοιχείων [2]

Πρέπει επίσης να επιδιώκεται η ομοιόμορφη κατανομή πολλών τοιχείων σε όλη την έκταση της κατόψεως και η πληρέστερη δυνατή σύνδεση τοιχείων – πλακών για την ομαλή μεταβίβαση των οριζοντίων δυνάμεων. Είναι σκόπιμη επίσης η διάσπαση των ισχυρών τοιχείων σε μικρότερα για την ομοιομορφοποίηση των ακαμψιών και αντοχών. Στο παράδειγμα του Σχ. 7 η ύπαρξη πολλών ανοιγμάτων στην πλάκα δεν επιτρέπει την ομαλή μεταβίβαση δυνάμεων.

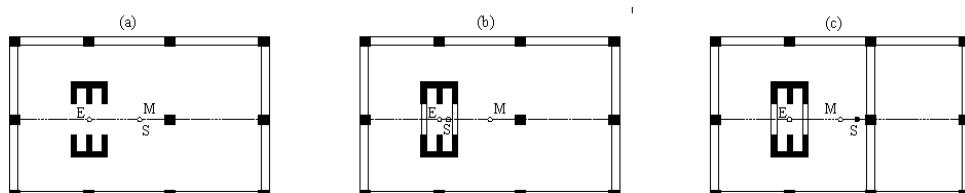


Σχήμα 7. Ανεπαρκής σύνδεση πλακών – τοιχείων.

Για την ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων από την αλληλεπίδραση του φέροντα οργανισμού με τον οργανισμό πλήρωσης (τοιχοποιία) είναι σκόπιμη η επιλογή μικτού συστήματος πλαισίων και τοιχωμάτων, η οποία είναι υποχρεωτική στην περίπτωση PILOTIS ή σε κτίρια με 4 και πλέον ορόφους.

β. Η μόρφωση του σκελετού των μικτών συστημάτων γίνεται με βάση το κριτήριο της τοποθετήσεως του κέντρου βάρους M του κτιρίου μεταξύ των δύο ελαστικών κέντρων του καμπτικού συστήματος (των τοιχείων) E και του διατμητικού συστήματος (των πλαισίων) S.

Μία πρώτη βελτίωση της στρεπτικής συμπεριφοράς σε ένα τέτοιο κτίριο του Σχ. 8a προκύπτει με τη σύζευξη των δύο πυρήνων και τη συνακόλουθη αύξηση της αστρεψίας του συστήματος (Σχ. 8b). Αποτελεσματικότερη βελτίωση της στρεπτικής συμπεριφοράς θα προκύψει με την κατασκευή ενός ή περισσοτέρων πλαισίων στο δεξιό τμήμα του κτιρίου, οπότε θα έχουμε αύξηση της αστρεψίας με μικρή ή καθόλου απομάκρυνση του κέντρου βάρους M από το ελαστικό κέντρο του διατμητικού συστήματος (Σχ. 8c). Αν τώρα η κατασκευή των πλαισίων αυτών δεν είναι επιτρεπτή, τότε η ενίσχυση του διατμητικού συστήματος μπορεί να γίνει με πύκνωση των περιμετρικών υποστυλωμάτων δεξιά.

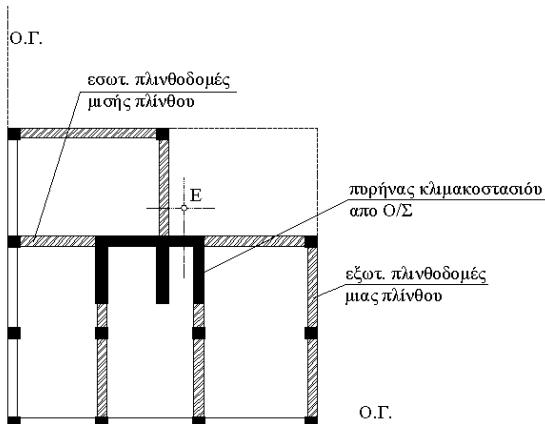


Σχήμα 8. Βελτίωση της στρεπτικής συμπεριφοράς κτιρίου.

Ιδιαίτερα δυσμενής είναι ο ρόλος της στρέψεως στα γωνιακά κτίρια. Αυτά τις περισσότερες φορές διαθέτουν έκκεντρη πυρήνα κλιμακοστασίου (προς το μέρος της εσωτερικής γωνίας) και επιπλέον πολύ δύσκαμπτα πλαίσια στις πλευρές που βρίσκονται σε επαφή προς τα γειτονικά κτίρια λόγω τοιχείων ή συμπαγών τοιχοποιιών (Σχ. 9).

Γενικά, απαιτείται η ύπαρξη δύο τουλάχιστον μη συνεπιπέδων τοιχείων ανά κατεύθυνση με μεγάλη εγκάρσια απόσταση (μοχλοβραχίονα) και επαρκή ακαμψία ώστε να μειωθούν οι μετατοπίσεις στα επίπεδα των κρίσιμων πλαισίων.

Ειδικά στα γωνιακά κτίρια η παραπάνω απαίτηση συνεπάγεται την κατασκευή τοιχείου σε μία τουλάχιστον από τις δύο προσόψεις που κατά κανόνα είναι ανεπιθύμητη, αλλά δεν φαίνεται να υπάρχει και άλλη διέξοδος.



Σχήμα 9. Θέση κέντρου ελαστικής στροφής γωνιακής οικοδομής λαμβανομένων υπόψη και των τοιχοποιιών.

γ. Σαν γενική κατεύθυνση η σύνθεση του αντισεισμικού δομικού συμπλέγματος στο χώρο πρέπει να στοχεύει στο μέγιστο εφικτό βαθμό απλότητας και κανονικότητας αλλά συγχρόνως και υπερστατικότητας του συστήματος ώστε να εξασφαλίζονται εναλλακτικοί δρόμοι στήριξης.

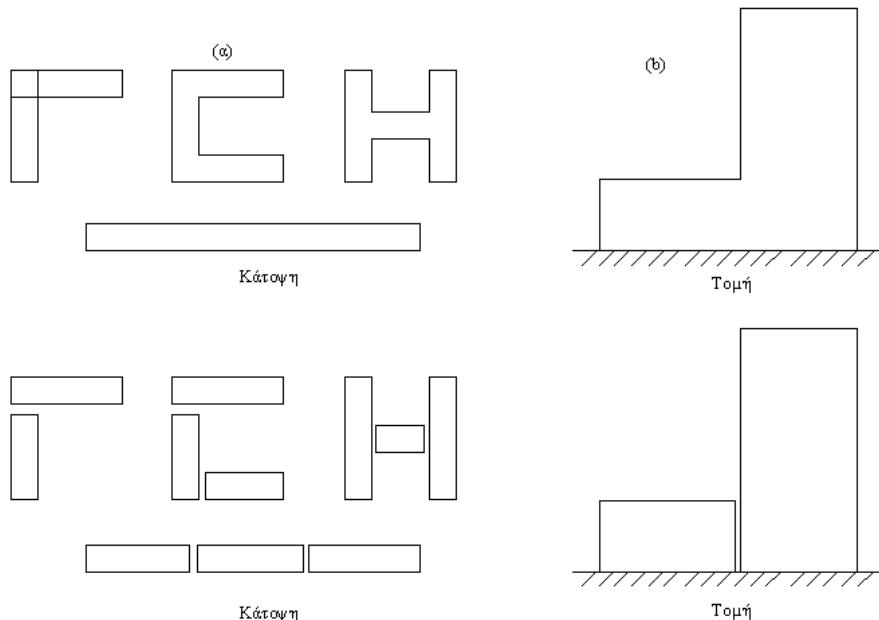
Πρέπει να εξασφαλίζεται ουσιαστική πλαισιακή λειτουργία στο μέγιστο ποσοστό των υποστυλωμάτων σε συνδυασμό με ζυγώματα επαρκούς ακαμψίας.

Όπου αυτό δεν είναι δυνατό (π.χ. σε πλάκες χωρίς δοκούς ή φατνωματικές) είναι απαραίτητη η διάταξη επαρκών τοιχωμάτων και στις 2 διευθύνσεις. Επαρκή θεωρούνται τα τοιχώματα όταν και στις δύο διευθύνσεις ο λόγος $\eta_v = \text{τέμνουσα τοιχωμάτων στη βάση διά της συνολικής τέμνουσας}$

στη βάση ικανοποιεί την συνθήκη $\eta_v > 0,6$. Για τον έλεγχο αυτόν, τα τοιχώματα και τα υποστυλώματα μπορούν να λαμβάνονται πλήρως πακτωμένα στη βάση.

Πρέπει επίσης να αποφεύγονται επιμήκεις κατόψεις με λόγο μέγιστης προς ελάχιστη διάσταση άνω του 4 και κατόψεως που προέρχονται από συνδυασμό επιμηκών στοιχείων (μορφής L, Π κλπ.) (Σχ. 10a), καθώς επίσης να αποφεύγονται ανισοσταθμίες πλακών μέσα στον ίδιο όροφο. Τα παραπάνω εξασφαλίζουν ουσιαστική λειτουργία άκαμπτου δίσκου της πλάκας κάθε ορόφου (διαφραγματική λειτουργία).

Κατά τη διαμόρφωση κατά το ύψος πρέπει να υπάρχει συνεχής και κανονική κατανομή της ακαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων και ισόσταθμη και κατά το δυνατόν ομοιογενής θεμελίωση (Σχ. 10b).



Σχήμα 10. Διαχωρισμός με αρμό σύνθετων κατόψεων και τομών.

6. Εφαρμογή – Συγκριτική συμπεριφορά διαφόρων δομικών συστημάτων

Στο Σχήμα 11 φαίνονται τα πλαισιακά συστήματα τριών διαφορετικών κτιρίων. Κάθε κτίριο έχει το σύστημα ανάληψης πλευρικών φορτίων για διεύθυνση πλευρικών φορτίων Βορρά – Νότου όπως παρουσιάζεται στις τρεις όψεις. Τα επίπεδα πλαίσια τοποθετούνται στις γραμμές 1 έως 5 της κάτοψης. Κάθε άλλο σύστημα ανάληψης πλευρικών φορτίων παραλείπεται. Όλα τα κτίρια έχουν τις ίδιες διαστάσεις κάτοψης και τα ίδια ύψη και φέρουν άκαμπτα διαφράγματα πλακών.

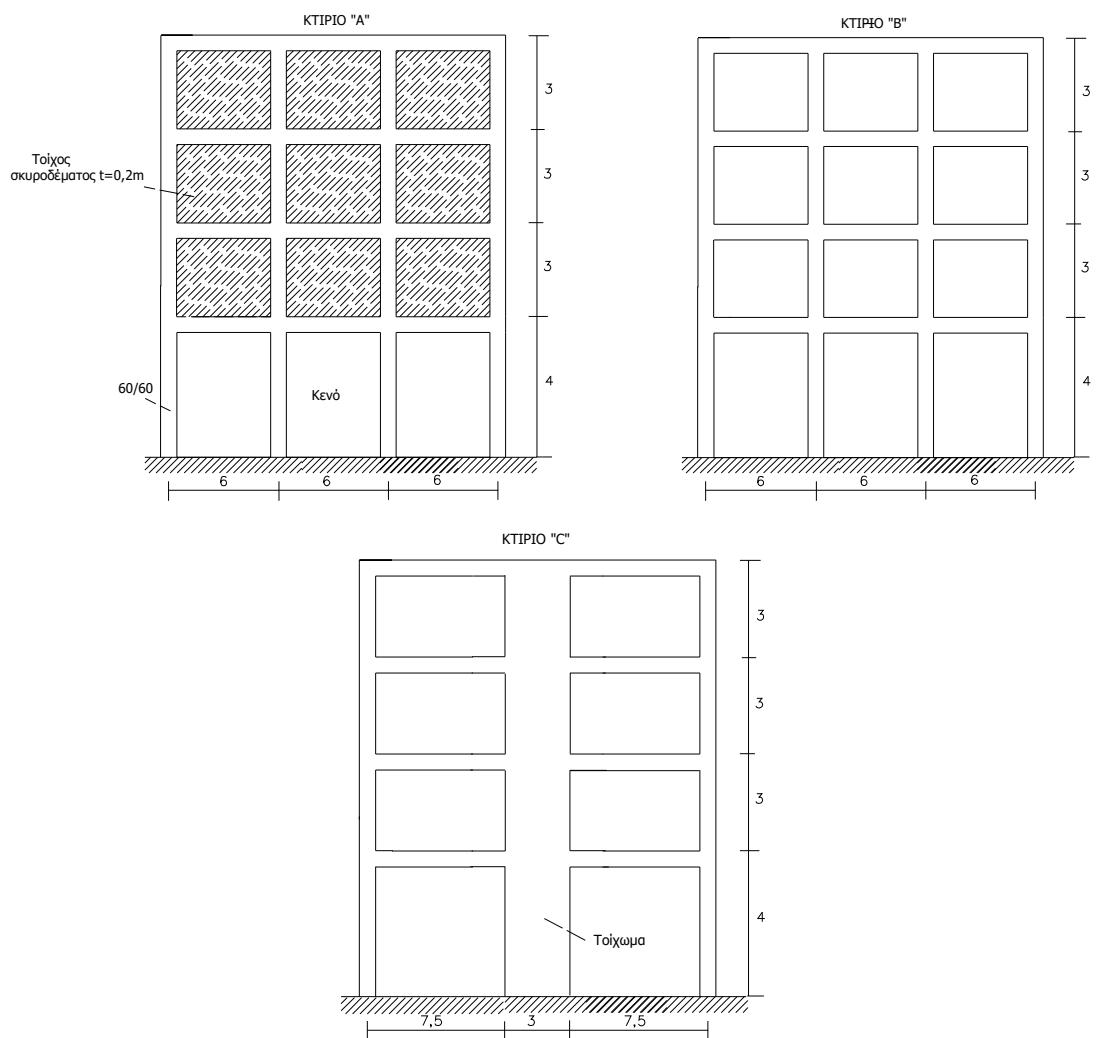
Το κτίριο Α φέρει τοιχοπληρωμένα πλαίσια με τοίχους από σκυρόδεμα και κενό ισόγειο όροφο. Τα υποστυλώματα είναι σχεδιασμένα με απαιτήσεις πλαστιμότητας, το βάρος του τυπικού ορόφου είναι $w = 10 \text{ kN / m}^2$ και το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος είναι $E = 2,1 \cdot 10^7 \text{ kN / m}^2$.

Το κτίριο Β φέρει πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος σχεδιασμένα με απαιτήσεις πλαστιμότητας.

Το κτίριο Σ φέρει μικτό σκελετό από πλαίσια και τοιχώματα σχεδιασμένα με απαιτήσεις πλαστιμότητας.

- Να σχεδιασθεί για κάθε κτίριο η μορφή της πρώτης ιδιομορφής.
- Για μια ισχυρή σεισμική κίνηση που έχει εδαφική επιτάχυνση $0,30g$ και διάρκεια δόνησης 30 sec να εξηγηθεί η συγκριτική συμπεριφορά του κάθε δομικού συστήματος.
- Να επιλεγεί η κατάλληλη τιμή του συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς για κάθε κτίριο και να δικαιολογηθεί η επιλογή.
- Ποια είναι η περίοδος του κτιρίου Α; Να παραλειφθεί η αξονική δυσκαμψία των στύλων. Να μη χρησιμοποιηθεί ο τύπος του Κανονισμού.

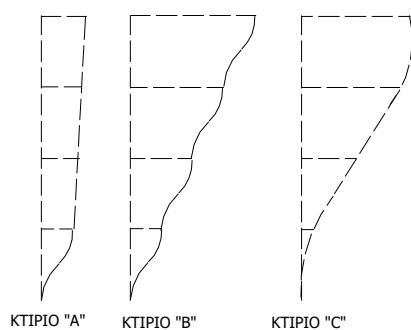




Σχήμα 11 Τα πλαισιακά συστήματα των κτιρίων

Λύση

a. Δίδονται τα ποιοτικά διαγράμματα της θεμελιώδους ιδιομορφής



b. Η συγκριτική συμπεριφορά των τριών κτιρίων υπό ισχυρή εδαφική κίνηση έχει ως εξής:

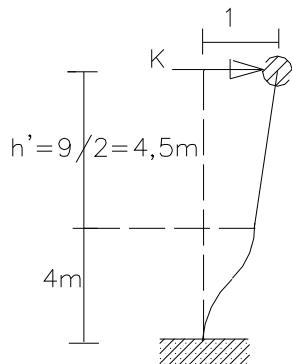
- (1) Κτίριο "A" : Η απότομη μεταβολή της δυσκαμψίας στη στάθμη οροφής ισογείου είναι τέτοια, ώστε πρακτικά όλη η πλευρική παραμόρφωση να οφείλεται στην κάμψη των στύλων του ισογείου. Αυτό θέτει υψηλές απαιτήσεις στροφής στους στύλους του ισογείου. Όταν αναπτυχθούν μεγάλες ανελαστικές στροφές δηλ. πλαστικές αρθρώσεις στους στύλους του ισογείου θα συμβεί κατάρρευση. Ως εκ τούτου η δομική απόκριση απαιτείται να παραμείνει ουσιαστικά ελαστική, αναπτύσσοντας σχετικά μεγάλη τέμνουσα βάσης.
- (2) Κτίριο "B", Κτίριο "C": Θα συμπεριφερθούν καλά στην ισχυρή εδαφική κίνηση, με απαιτήσεις ανελαστικής στροφής διανεμημένες επί όλου του κτιρίου. Το κτίριο "B", είναι πιο εύκαμπτο από το "C" και θα αναπτύξει μεγαλύτερη πλευρική απόκλιση και σχετική απόκλιση ορόφων από το κτίριο "C". Ως εκ τούτου, οι βλάβες σε μη δομικά συνθετικά μέρη θα είναι μεγαλύτερες στο κτίριο "B", από ότι στο κτίριο "C".

c. Τα κτίρια "B" και "C" θα πρέπει να έχουν συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς $q = 3,9$ (σελ. 34), το μεν κτίριο "B" επειδή έχει πλαισιακό σύστημα με απαιτήσεις πλαστιμότητας, το δε κτίριο "C" επειδή έχει δυαδικό σύστημα από πλαίσια και τοιχώματα σχεδιασμένα με απαιτήσεις πλαστιμότητας.

Το κτίριο "A" αντιπροσωπεύει μία ειδική περίπτωση με κατακόρυφη ακανονικότητα που προέρχεται από τον "μαλακό" όροφο του ισογείου. Για να αποτραπεί η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στην κορυφή και τη βάση των στύλων ισογείου και κατάρρευση των στύλων του ισογείου, ο Ευρωκώδικας 8 απαιτεί να σχεδιάζονται αυτοί οι στύλοι ώστε να παραμένουν ελαστικοί μέχρι οι πληρώσεις του υπερκειμένου ορόφου να φθάσουν τη δύναμη αντοχής αστοχίας τους. Συγχρόνως και ο συντελεστής q όλου του κτιρίου μειώνεται κατά 20% (σελ. 32), δηλ. $q = 3,1$.

d. Υπολογισμός της περιόδου του κτιρίου "A". Για το σκοπό αυτό το κτίριο εξιδανικεύεται ως σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας με τη μάζα συγκεντρωμένη στο μέσον του ύψους των τριών ανωτέρων ορόφων. Το ισόγειο έχει μόνο καμπτική παραμόρφωση " f_f " και οι όροφοι έχουν μόνο διατμητική παραμόρφωση " f_s ". Άρα:

(1) Δυσκαμψία:



$$E_c = 2,1 \cdot 10^7 \text{ KN / m}^2$$

$$G_c = 0,4 \cdot E_c = 0,4 \cdot 2,1 \cdot 10^7 \text{ KN / m}^2$$

$$t = 0,20 \text{ m}$$

$$L = 18 \text{ m}$$

$$h = 4 \text{ m}$$

$$h' = 9 / 2 = 4,5 \text{ m}$$

5 πλαίσια

4 · 5 = 20 υποστυλώματα. Άρα:

$$k_s = G \cdot t \cdot L / h' = 0,4 \cdot 2,1 \cdot 10^7 \cdot 0,2 \cdot 18 \cdot 5 / 4,5 = 3,36 \cdot 10^7 \text{ KN / m}$$

$$k_f = 12 \cdot E \cdot J / h^3 = 12 \cdot 2,1 \cdot 10^7 \cdot (0,6 \cdot 0,6^3 / 12) \cdot 4 \cdot 5 / 4^3 = 0,14175 \cdot 10^7 \text{ KN / m}$$

$$f = f_s + f_f \quad \text{Άρα: } 1 / k = (1 / k_s) + (1 / k_f) \text{ και}$$

$$k = 1 / [(1/k_s) + (1/k_f)] = 1 / [(1/3,36 \cdot 10^7) + (1/0,14175 \cdot 10^7)] = 10^7 / (0,2976 + 7,0547) = 10^7 / 7,3523 = 1417,977 \cdot 10^3 \text{ KN / m}$$

(2) Μάζα:

$$M = \Sigma W_i / g = 4 \cdot (10 \cdot 18 \cdot 28) / g = 2016 \text{ KN} \cdot \text{s}^2 / \text{m}$$

(3) Περίοδος:

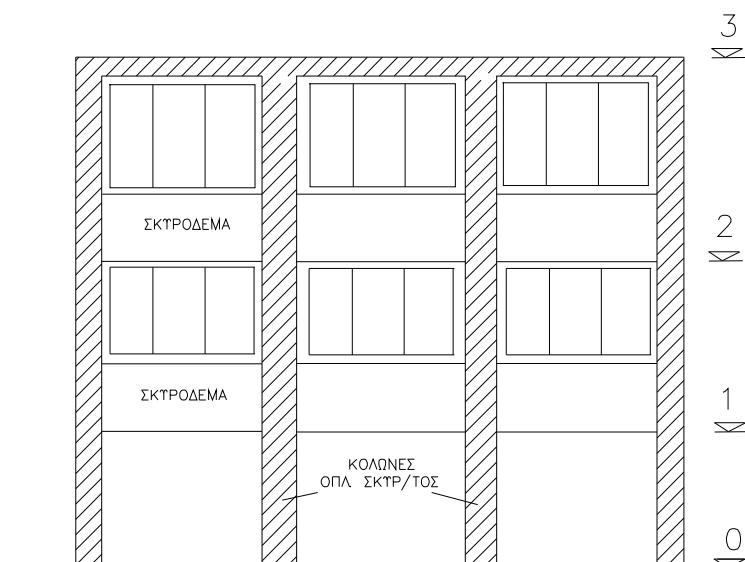
Για μονοβάθμιο ταλαντωτή με ελεύθερη χωρίς απόσβεση ταλάντωση είναι:

$$T = 2\pi \cdot (M / k)^{1/2} = 2\pi \cdot [2016 / (1417,977 \cdot 10^3)]^{1/2} = 0,24 \text{ sec}$$

7. Εφαρμογή – Συμπεριφορά κατασκευών κακής μορφολογίας

Στο Σχήμα 12 φαίνεται η εξωτερική όψη συμμετρικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με τα δομικά στοιχεία αντίστασης σε κατακόρυφες και πλευρικές δυνάμεις. Το κτίριο σχεδιάσθηκε σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Κανονισμού.

Να σχολιασθούν εν συντομίᾳ λόγοι πιθανής αστοχίας του κτιρίου σε οριζόντια εδαφική κίνηση από ισχυρό σεισμό.



Σχήμα 12. Οψη κτιρίου

Λύση

Η κατασκευή παρουσιάζει κατακόρυφη ακανονικότητα που ονομάζεται "μαλακός όροφος" (στο ισόγειο). Ως εκ τούτου παρουσιάζονται πολύ μεγάλες απαιτήσεις ανελαστικής στροφής στα υποστυλώματα και στους κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων του ισογείου.

Επιπλέον, στους ορόφους, οι στύλοι βρίσκονται σε επαφή με πληρώσεις από σκυρόδεμα πάνω σε τμήμα του πλήρους ύψους τους και δυσκαμπτοποιούνται πλευρικά επί αυτού του μήκους ("κοντός

στύλος"). Ως εκ τούτου οι στύλοι υπόκεινται εκτός από τις μεγάλες απαιτήσεις ανελαστικής στροφής και σε διατμητική αστοχία που κυριαρχείται από διαγώνια θλίψη.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1]. Alan Williams, "Seismic Design of Buildings and Bridges", Engineering Press, Austin, USA, 2000.
- [2]. Ahmed Y. Elghazouli, "Seismic design of buildings to Eurocode 8", Spon Press, New York, 2009.
- [3]. C. Dale Buckner, "246 Solved Structural Engineering Problems", Professional Publications, Inc., Belmont, CA, USA, 2002.
- [4]. CEN European Standard EN 1998-1, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", Brussels: Comite European de Normalisation, Dec. 2004.
- [5]. Eugene J. O'Brien and Andrew S. Dixon, "Reinforced and Prestressed Concrete Design - The Complete Process", Longman, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1995.
- [6]. Majid Baradar, "Seismic Principles Practice Exams", Professional Publications, Inc., Belmont, CA, USA, 2000.
- [7]. Majid Baradar, "345 Solved Seismic Design Problems", Professional Publications, Inc., Belmont, CA, USA, 2000.
- [8]. Michael R. Lindeburg and Majid Baradar, "Seismic Design of Building Structures", Professional Publications, Inc., Belmont, CA, USA, 2001.
- [9]. M. N. Fardis, "Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings, based on EN-Eurocode 8, Series: Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering", Springer, New York, 2009.
- [10]. Structural Engineers Association of California (SEAOC), "2000 IBC Structural/Seismic Design Manual -Volume 1 Code Application Examples", SEAOC, Sacramento, California, USA, 2001.
- [11]. W. H. Mosley, J. H. Bungey and R. Hulse, "Reinforced Concrete Design", Macmillan Press LTD, London, 1999.

- [12]. Γ. Πενέλης, Α. Κάππος, «Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα», Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη, 1990.
- [13]. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός- ΕΑΚ 2000, Εκδοση ΟΑΣΠ και ΣΠΜΕ, Αθήνα, 2001
- [14]. Κακαλέτσης Δημήτριος, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Δομικών Εργων», ΤΕΙ Σερρών, Σέρρες, 2006.
- [15]]. K. Αναστασιάδη: «Αντισεισμικές Κατασκευές», Εκδότης COMPUTER TECHNICS, Θεσσαλονίκη 1989.
- [16]. Χρήστος Καραγιάννης, «Σχεδιασμός, Συμπεριφορά Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα έναντι Σεισμού», Εκδόσεις Σοφία, Θεσσαλονίκη, 2014.