

## Παθητική Αντισεισμική Προστασία Κατασκευών

**Βέλβητ Καρατζά**

*B.Eng., MSc. in Civil Engineering, email: velvet@karatzas.gr*

**Ελισάβετ Καρατζά**

*B.Eng., MSc. in Civil Engineering, email: lisa@karatzas.gr*

### Εισαγωγή

#### *Διάδοση ταλαντώσεων στο έδαφος*

Από τις σοβαρότερες δυναμικές καταπονήσεις που πλήττουν τις κατασκευές είναι η σεισμική διέγερση σεισμού. Είναι γνωστόν ότι σεισμικές δονήσεις είναι περιοδικές ταλαντώσεις οι οποίες μεταδίδονται στις γύρω περιοχές του επίκεντρου του σεισμού υπό μορφή κυματισμών. Όταν τα σεισμικά κύματα συναντήσουν ένα θεμέλιο κατασκευής που έχει φορτία (δηλαδή μάζα) τότε αυτό εξομοιώνεται ως μονοβάθμιος ταλαντωτής. Μετά την συνάντηση των σεισμικών κυμάτων με το θεμέλιο θα δημιουργηθούν και νέα κύματα (βλέπε εργασία 5) εκτός των αρχικών κυμάτων χωρίς την προσθήκη νέας ενέργειας. Τα νέα κύματα θα ξεκινούν από το θεμέλιο και θα αρχίσουν και αυτά να εκτείνονται στον γύρω χώρο και καθ' ύψος προς την ανωδομή των κατασκευών. Συνήθως, γίνεται προσπάθεια να ληφθούν μέτρα ώστε τόσο η συνολική κατασκευή όσον και τα θεμέλια της να είναι συντονισμένα στην υποκρίσιμη περιοχή των ταλαντώσεων (Tiefabstimmung) και όταν τα θεμέλια δεχθούν τα σεισμικά κύματα να μη τα μεταφέρουν στην ανωδομή των κατασκευών.

#### *Διαστασιολόγηση θεμελίων κατά την δυναμική θεωρία*

Η διαστασιολόγηση των κατασκευών με τους παλαιότερους και νεότερους κανονισμούς γίνεται κυρίως με κριτήρια στατικών φορτίσεων. Οι στατικοί φορείς έχουν κατά βάση χωριστεί σε δύο μεγάλες ομάδες: αυτές που αστοχούν λόγω θεμάτων αντοχής υλικού και σε αυτές που αστοχούν λόγω παραμορφώσεων του στατικού συστήματος τους. Με βάση αυτόν τον γενικό διαχωρισμό έχουν οριστεί οι επιτρεπόμενες τάσεις ή οι επιτρεπόμενες δυνάμεις που και με την χρήση γενικών ή μερικών συντελεστών ασφαλείας, για κάθε περίπτωση φόρτισης ή συνδυασμό αυτών, γίνεται η διαστασιολόγηση των φορέων. Στις περιοχές που προβλέπονται δυναμικές καταπονήσεις μπορεί κανείς να υπολογίζει τις κατασκευές σύμφωνα με τον πίνακα (1) παρακάτω.

Κυκλική ιδιοσυχνότητα φορέα $\omega$ Επενεργούσα κυκλική ιδιοσυχνότητα σεισμού $\Omega$	Σχέση ιδιοσυχνοτήτων $\Omega/\omega=\eta$	Παρατηρήσεις
$\omega \rightarrow \infty$ ή $\Omega=0$	$\eta=0$	Στατική θεωρία $V_1=1$ $s'=s_{\text{στατ}}$
$\omega > \Omega$	$\eta < 1$	Υπερκρίσιμος περιοχή $V_1 > 1$ $s' > s_{\text{στατ}}$
$\omega = \Omega$	$\eta = 1$	Συντονισμός $V_1=1/2D$ $s'=s_{\text{στατ}}/2D$
$\omega < \Omega$	$\eta < 1$	Χαμηλός συντονισμός ή υπερκρίσιμη περιοχή
$\omega < \Omega$	$\eta = \sqrt{2}$	Χαμηλός συντονισμός $D=0$ $IV_1I=1$ $s'=s_{\text{στατ}}$
$\omega < \Omega$	$1 < \eta < \sqrt{2}$	Χαμηλός συντονισμός $D=0$ $IV_1I > 1$ $s' > s_{\text{στατ}}$
$\omega < \Omega$	$\sqrt{2} \leq \eta < \infty$	$I \geq IV_1I \geq 0$ $s' < s_{\text{στατ}}$

περιοχή παθητικής αντισεισμικής προστασίας		
--	--	--

Πίνακας 1

Επίσης, σε περιοχές που αναπτύσσονται δυναμικές φορτίσεις π.χ. σεισμογενείς περιοχές πρέπει οι κατασκευές να υπολογίζονται και με την φιλοσοφία της δυναμικής θεωρίας (βλέπε εργασία 4) ή τουλάχιστον να θωρακίζονται με δυνατότητες μείωσης του εύρους ταλαντώσεων, δηλαδή απόσβεσης των δυναμικών καταπονήσεων (σεισμών), τουλάχιστον στα συστήματα που δεν υπάρχουν δυνάμεις ή μηχανισμοί απόσβεσης (damping).

Ανάλυση υπολογισμών θεμελίων

Με την βοήθεια του μοντέλου εδάφους κατά Elehrs ο σύνδεσμός “Baugrundrynamik der Deutschen Gesellschaft für Erd-und Grundbau e.V.” στις προτάσεις του 1998, όρισε ελατηριακές σταθερές και αποσβέσεις για ένα σύστημα θεμελίου εδάφους εξαρτώμενες από την κατηγορία των εδαφών.

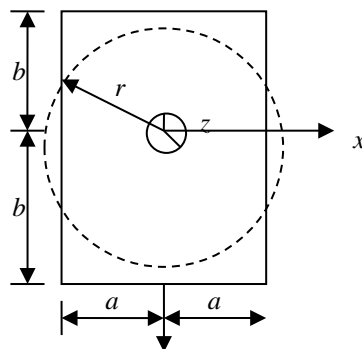
$$\text{Αξονικό φυσικό ελατήριο } K_{0z} = \frac{4 \cdot G_d \cdot r}{1 - \nu} \quad (1)$$

$$\text{καμπτικό φυσικό ελατήριο } K_{\phi\phi} = K_{\phi y} = \frac{8 \cdot G_{dr} \cdot r^3}{3 \cdot (1 - \nu)} \quad (2)$$

Όλοι δε οι ανωτέρω τύποι αναφέρονται σε κυκλικά θεμέλια. Όρισε δε την υποκατάστατο ακτίνα που ισχύει, αν θέλουμε να χρησιμοποιήσουμε τους τύπους για ορθογώνια θεμέλια αντί των κυκλικών σε

$$r_{ox} = r_{0y} = r_{0z} = \sqrt{\frac{4 \cdot a \cdot b}{\pi}} \quad (3)$$

όπου  $r_{ox} = r_{0y} = r_{0z}$  είναι η υποκατάστατος ακτίνα  $a, b$  είναι οι διαστάσεις πραγματικού θεμελίου και ισχύει για την περίπτωση  $2 \cdot b \geq 2 \cdot a$  και ο άξονας  $y$  είναι παράλληλος προς την πλευρά  $b$ .



Σχ. 1 Ισοδύναμο ορθογώνιο θεμέλιο ενός κυκλικού θεμελίου

Επίσης, από την γνωστή εξίσωση υπολογισμού της ιδιοπερίοδου μονοβάθμιου ταλαντωτή

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (4)$$

προκύπτει, ότι η ιδιοσυχνότητα του μονοβάθμιου ταλαντωτή (θεμελίων εδάφους) μεγαλώνει γενικώς με την αύξηση της ελατηριακής σταθεράς του εδάφους θεμελίωσης και μειώνεται με την αύξηση της μάζας του ταλαντωτή. Συνεπώς, για να έχουμε μικρή ιδιοπερίοδο στα θεμέλια πρέπει να μειώσουμε την ελαστική ελατηριακή σταθερά τους ή να αυξηθεί η μάζα των θεμελίων. Η μείωση της ελαστικής

ελατηριακής σταθεράς μπορεί να επιτευχθεί ως εύκολα προκύπτει από συνδυασμό των τύπων (1) και (4) της παρούσας εργασίας, με τους εξής τρόπους:

1. Ορισμός ως ακτίνα  $r$  της επιφανείας έδρασης των θεμελίων την ελάχιστη δυνατή. Είναι δε η ελάχιστη δυνατή ακτίνα της επιφανείας έδρασης των θεμελίων αυτή που προκύπτει από την εξάντληση της επιτρεπόμενης τάσεως εδάφους της περιοχής των έργων. Η ούτω οριζόμενη ακτίνα έδρασης αντιστοιχεί και η μέγιστη μάζα για την ούτω οριζόμενη ακτίνα.
2. Να βελτιώσει τις συνθήκες έδρασης των κατασκευών μειώνοντάς το μέτρο διάτμησης  $Gd$  της περιοχής έδρασης των θεμελίων. (Αρχή θεμελίωσης Παρθενώνα). Αυτό μπορεί να επιτευχθεί εξυγιάνοντας το έδαφος έδρασης των θεμελίων με κατάλληλο υλικό εξυγίανσης ή τοποθέτηση μονωτικής στρώσης ικανού πάχους. Αυτό γίνεται όταν δεν μπορούμε από άλλους λόγους, π.χ. αρχιτεκτονικούς λόγους, να ελαττώσουμε την ακτίνα θεμελίου και οικονομοτεχνικά προσφέρεται η λύση αυτή.
3. Αύξηση της μάζας του θεμελίου δια της αύξησεως του ύψους των θεμελίων και μεγάλωνοντας κατά το δυνατόν λιγότερο την ακτίνα του θεμελίου, ώστε να μη υπερβαίνουμε την επιτρεπόμενη τάση εδάφους. Ο δε καθηγητής Helmut Kramer με την βοήθεια αυτών των σταθερών και των γνωστών σχέσεων που υπάρχουν από την θεωρία των εξαναγκασμένων ταλαντώσεων μεταξύ της ιδιοσυχνότητας θεμελίου εδάφους και συχνότητας πηγής ταλαντώσεων (σεισμός)  $\Omega/\omega=\eta > \sqrt{2}$  και των ανωτέρω εξισώσεων συνέταξε το σχεδιάγραμμα 2 “κανόνας συντονισμού” βλέπε σχήμα (2). Αναλυτικά το σχεδιάγραμμα προκύπτει από τις σχέσεις:

$$\sigma = \frac{F}{\pi \cdot r^2} \quad (5)$$

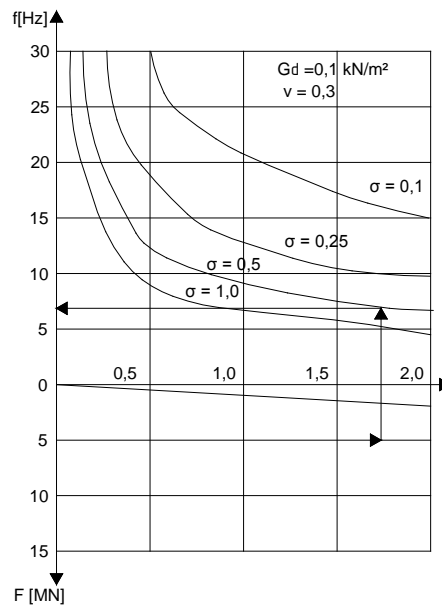
ή

$$m = \frac{\sigma \cdot \pi \cdot r^2}{g} \quad (6)$$

Αν τώρα στην γνωστή εξίσωση (4) αντικατασταθεί η μάζα  $m$  με την έκφραση της εξίσωσης (6) προκύπτει η κατωτέρω εξίσωση

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k \cdot g}{\sigma \cdot r \cdot \pi}} \quad (7)$$

Έτσι η ιδιοπερίοδος των θεμελίων εκφράστηκε ως συνάρτηση της τάσεως του εδάφους και της ακτίνας του θεμελίου. Πρέπει δε να προσπαθούμε να επιτύχουμε όσο το δυνατόν μικρότερη ιδιοπερίοδο. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί όταν το γινόμενο  $\sigma \cdot r$  γίνει μέγιστο. Επειδή δε και το  $\sigma$  είναι συνάρτηση του λόγου ( $1/r^2$ ) αυτό το γινόμενο γίνεται μέγιστο όταν το  $\sigma$  γίνεται μέγιστο ενώ συγχρόνως το  $r$  γίνεται ελάχιστο.



Σχ. 2 Διάγραμμα υπολογισμού θεμελίων κατά Helmut Kramer

Σύμφωνα με την δυναμική θεώρηση των πραγμάτων, οι διαστάσεις των επιφανειακών θεμελίων πρέπει να επιλέγονται έτσι, ώστε να εκμεταλλεύεται κανείς πλήρως τις επιτρεπόμενες τάσεις του εδάφους της περιοχής των έργων. Στην περίπτωση αυτή τα κύματα δυναμικών καταπονήσεων (σεισμού) που φθάνουν στα θεμέλια μίας κατασκευής δεν μεταφέρονται από τα θεμέλια στην ανωδομή αυτής.

Ορίζοντας με τον τρόπο αυτό την ελαχίστη ακτίνα της επιφάνειας των θεμελίων εξασφαλίζουμε την ορθή κατακόρυφο ιδιοπερίοδο των θεμελίων. Όμως για τις άκαμπτες κατασκευές που ισχύει το  $EI \rightarrow \infty$  και ισχύ ο συντελεστής μεταθετότητας βάση κανονισμών (βλέπε εργασία 3). Είναι κατασκευές που δομούνται κυρίως σε σεισμογενείς περιοχές, επηρεάζουμε την δυναμική ευστάθεια της όλης κατασκευής. Δεδομένου, ότι οι ελατηριακές σταθερές εδάφους συνδέονται άμεσα με τις ελατηριακές σταθερές της ανωδομής όπως προκύπτει από τις εξισώσεις (17) της παρούσας εργασίας.

Έτσι, κυρίως σε μη σεισμογενείς περιοχές με κεντρικά φορτιζόμενα θεμέλια με ισχυρά κατακόρυφα φορτία και μικρές ροπές υποστυλωμάτων στην θεμελίωση μπορεί κανείς σχετικά εύκολα να επιτύχει την παθητική μόνωση των θεμελίων. Αρκεί τα θεμέλια να διαστασιοποιηθούν όπως αναφέρθηκε ανωτέρω.

Δυσκολότερο όμως είναι το πρόβλημα σε σεισμογενείς περιοχές όπου υπάρχουν ισχυρά τοιχώματα, δηλαδή ισχυρές οριζόντιες δυνάμεις σε αυτά και συνεπώς μεγάλες ροπές εκτροπής και εκκεντρότητες δυνάμεων στον αρμό της θεμελίωσης. Από άλλους κανονισμούς όμως, που έχουν προσδιοριστεί με στατικά κριτήρια ή κριτήρια εδαφομηχανικής οι εκκεντρότητες των φορτίων στα θεμέλια πρέπει να βρίσκονται εντός συγκεκριμένων ορίων των κατόψεων των θεμελίων, όπως ορίζονται κατωτέρω, για να αποφεύγονται οι χαινόντες αρμοί.

$$\left(\frac{e_x}{a}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b}\right)^2 = \frac{1}{9} \quad (8)$$

Η ανωτέρω δέσμευση αντιμετωπίζεται γενικώς στην στατική θεώρηση του προβλήματος με την αύξηση των διαστάσεων των θεμελίων αδιαφορώντας για την ιδιοπερίοδο αυτών. Με την δυναμική θεώρηση αυτό δεν μπορεί να εφαρμοσθεί και προτείνονται στην εργασία αυτή τρεις άλλες δυνατότητες για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού.

*Περίπτωση α*

Διάταξη θεμελίου μικρού στις αρχικές διαστάσεις, σύμφωνα με την δυναμική θεωρία, αλλά με μεγάλο ύψους θεμελίου, έτσι ώστε να θεμελιωθεί βαθύτερα. Τότε δια του προσθέτου βάρους του θεμελίου πετυχαίνουμε αφενός μεν την ελάττωση εκκεντροτήτων στην κάτοψη των θεμελίων και αφετέρου μείωση της ιδιοπεριόδου του θεμελίου.

*Περίπτωση β*

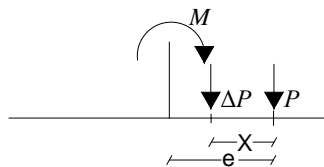
Πρόβλεψη συστήματος θεμελίου και κατάλληλης αντισεισμικής μονωτικής στρώσης που να τροποποιήσει κατάλληλα την κατακόρυφο ιδιοπερίοδο του συστήματος.

*Περίπτωση γ*

Συνδυασμός των λύσεων α και β

*Θεμέλια μεγάλου βάθους*

Υπολογισμός των θεμελίων σύμφωνα με το διάγραμμα Kramer ως προς την κάτοψη του.



Σχ. 3 Υπολογισμός προσθέτου βάρους θεμελίου για μείωση των εκκεντροτήτων του

Ισχύει γενικώς:

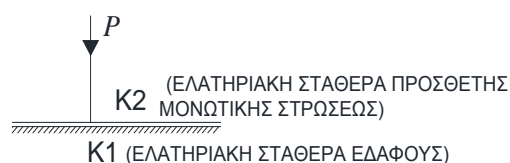
$$M = P \cdot e \quad (9)$$

$$M = (P + \Delta P) \cdot (e - x) \quad (10)$$

αν εξισώσουμε τις δύο εξισώσεις και μετά από πράξεις προκύπτει

$$\Delta P = \frac{P \cdot x}{e - x} \quad (11)$$

όπου  $\Delta P$  είναι η πρόσθετη δύναμη που απαιτείται για να αλλάξει η εκκεντρότητα (πρόσθετο βάρος θεμελίου),  $e$  είναι η αρχική εκκεντρότητα της δύναμης από το κέντρο βάρους της θεμελίωσης και  $x$  είναι η απόσταση από το τέλος της αρχικής εκκεντρότητας μέχρι την νέα θέση της  $P$ .

*Σύστημα θεμελίου-αντισεισμική μονωτική στρώση-έδαφος*

Σχ. 4 Υπολογισμός μονωτικών στρώσεων

Η τοποθέτηση κάτωθι του θεμελίου μονωτικής στρώσης δημιουργεί ένα σύστημα εν σειρά δύο τουλάχιστον ελατηριακών σταθερών και ισχύει η σχέση για δύο στρώσεις

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \quad (12)$$

$$\text{ή} \quad k = \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} \quad (13)$$

όπου η ελατηριακή σταθερά του εδάφους δίνεται από τον τύπο (1) της εργασίας αυτής και η πρόσθετη από την επομένη σχέση

$$k_2 = \frac{E \cdot A}{d} \quad (14)$$

Όπου  $E$ = μέτρο ελαστικότητας στρώσεως μονώσεως,  $d$ = πάχος μονωτικής στρώσης και  $A$ = επιφάνεια μονωτικής στρώσης.

Αν τώρα αντικαταστήσουμε στην εξίσωση (7) τις τιμές των  $k_1, k_2, m$  μπορεί να υπολογίσει κανείς για διάφορες περιπτώσεις την πραγματική ιδιοπερίοδο του συστήματος  $\omega$ .

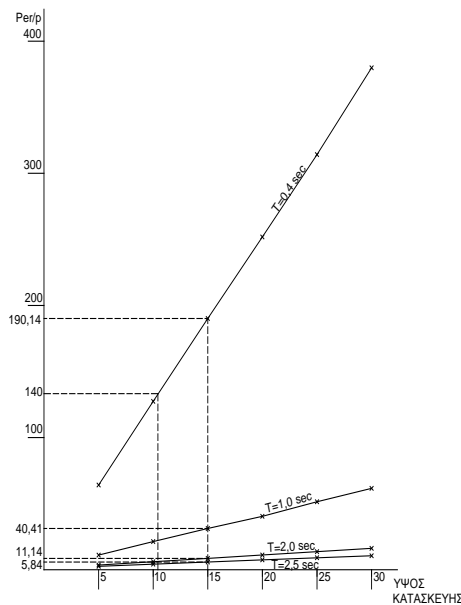
$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k_1 \cdot k_2}{m \cdot (k_1 + k_2)}} \quad (15)$$

Συνδυασμός των λύσεων  $\alpha, \beta$

Με συνδυασμό των δύο προηγούμενων λύσεων και οικονομικά κριτήρια μπορεί να προκύψει νέα λύση.

### Διερεύνηση προβλημάτων ευστάθειας όλης της κατασκευής

Όπως αναλύθηκε προηγουμένως οι ακτίνες των θεμελίων μπορεί να ορισθούν με τα διαγράμματα του Kramer. Αλλά αν υπολογισθούν με τον τρόπο αυτό για να πετύχουμε μικρή ιδιοπερίοδο των θεμελίων λόγω κατακόρυφων αξονικών ταλαντώσεων τότε αυτομάτως ορίζουμε με τον τύπο (2) της παρούσας εργασίας και την φυσική καμπτική ελατηριακή σταθερά όλης της κατασκευής. Η ελατηριακή αυτή σταθερά πρέπει να είναι συμβατή και με τις ελατηριακές σταθερές της υπολοίπου ανωδομής και κυρίως η πρώτη μετά την ελατηριακή σταθερά του εδάφους. Να προκύπτει δε το κατάλληλο μέγεθος για το  $P_{cri}$  της κατασκευής. Είναι δε  $P_{cri}$  το αξονικό φορτίο που εκτρέπει τον φορέα από την κατακόρυφο (βλέπε σχήμα 8) της παρούσας εργασίας. Σχηματίζοντας τον σωστό λόγο  $P_{cri}/P$  ελέγχουμε στο διάγραμμα (5) αν ο λόγος αυτός κυμαίνεται στα επιτρεπτά όρια.



Σχ. 5 Διάγραμμα λόγου  $P_{crit}/P$  συναρτήσεως περιόδου σεισμού και ύψους κατασκευής  
Ανάλυση υπολογισμού ιδιοπεριόδου μιας κατασκευής

Από την εργασία (1), για τις άκαμπτες κατασκευές που ισχύει το  $EI \rightarrow \infty$  κατασκευές που απαντώνται κυρίως σε σεισμογενείς περιοχές βλέπε εργασία (3) προέκυψε ο τύπος υπολογισμού της ιδιοπεριόδου μίας κατασκευής ως συνάρτηση του λόγου  $P_{crit}/P$ .

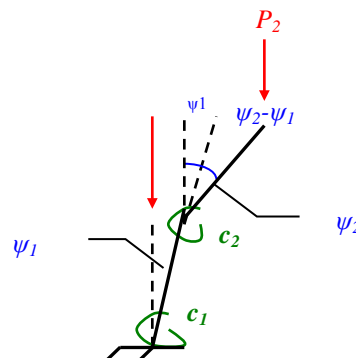
$$\omega = \sqrt{\frac{g}{h}} \cdot \sqrt{\left(\frac{P_{criticaljointload}}{P} - 1\right)} \quad (16)$$

Στις μονώροφες κατασκευές ο λόγος  $P_{crit} = k/h$  υπολογίζεται εύκολα. Στους σύνθετους φορείς απαιτούνται περισσότερες σκέψεις και σε αυτό βοηθά η κατωτέρω ανάλυση.

#### Υπολογισμός του ελαχίστου $P_{critical joint}$

Στην παράγραφο αυτή θα αναλυθεί ο υπολογισμός  $P_{critical joint}$ . Το ακόλουθο σύστημα των εξισώσεων (17α) μέχρι (17δ) ισχύει για πολύ μικρές παραμορφώσεις όπου με  $c_i$  συμβολίζονται οι ελατηριακές φυσικές σταθερές,  $\psi$  είναι οι γωνίες στροφής των ράβδων από την κατακόρυφο,  $h$  είναι τα ύψη των ράβδων,  $P$  είναι τα αξονικά φορτία και  $H$  οι υπάρχουσες οριζόντιες δυνάμεις.

Σχ. 6 Μοντέλο δύο ράβδων



$$(P_n \cdot h_n - c_n) \cdot \psi_n + c_n \cdot \psi_{n-1} = -H_n \cdot h_n \quad (17\alpha)$$

$$c_n \cdot \psi_n + \langle (P_n + P_{n-1}) \cdot h_{n-1} - c_{n-1} - c_n \rangle \cdot \psi_{n-1} + c_{n-1} \cdot \psi_{n-2} = (H_n + H_{n-1}) \cdot h_{n-1} \quad (17\beta)$$

$$c_{n-1} \psi_{n-1} + \langle (P_n + P_{n-1} + P_{n-2}) h_{n-2} - c_{n-1} - c_{n-2} \rangle \psi_{n-2} + c_{n-2} \psi_{n-3} = (H_n + H_{n-1} + H_{n-2}) h_{n-2} \quad (17\gamma)$$

$$c_2 \psi_2 + (P_n + P_{n-1} + P_{n-3} \dots + P_2 + P_1) h_1 - c_1 - c_2 \psi_1 = (H_n + H_{n-1} + \dots H_1) h_1 \quad (17\delta)$$

Οι ανωτέρω εξισώσεις αποτελούν ένα ομογενές σύστημα. Οι δε οριζόντιες δυνάμεις υπάρχουν μόνο στο δεύτερο μέρος των εξισώσεων. Συνεπώς, στο μητρώο του παρανομαστή των λύσεων του συστήματος εμπεριέχει μόνον κατακόρυφα φορτία. Ο μηδενισμός δε του πίνακα του παρανομαστή μας δίνει πολλές λύσεις. Μία δε εξ αυτών είναι το ελάχιστο  $P_{\text{critical joint}}$  της κατασκευής. Από το σύστημα των εξισώσεων (17α), (17β), (17γ), (17δ) προκύπτει το μητρώο (18) το οποίο ας σημειωθεί, ότι είναι ένα τυπικό διαγώνιο μητρώο.

$$\begin{vmatrix} P_n h_n - c_n & c_n & & 0 & 0 \dots & 0 \\ c_n & (P_n + P_{n-1}) \cdot h_{n-1} - c_{n-1} - c_n & c_{n-1} & & & \\ 0 & c_{n-1} & (P_n + P_{n-1} + P_{n-2}) \cdot h_{n-2} - c_{n-1} - c_{n-2} & c_{n-2} \dots & & \\ \dots & & & & & \\ \dots & & & & & \\ \dots & & c_3 & (P_n + P_{n-1} \dots P_2) \cdot h_2 - c_3 - c_2 & c_2 & \\ 0 & 0 & 0 & \dots & c_2 & (P_n + P_{n-1} \dots P_1) \cdot h_1 - c_1 - c_2 \end{vmatrix} = 0 \quad (18)$$

Επίσης, αν η εξίσωση (17δ) απλοποιηθεί και αναδιαταχθεί προκύπτει η εξίσωση

$$\frac{\psi_2}{\psi_1} = 1 + \frac{c_1}{c_2} - (P_n + P_{n-1} + P_{n-3} \dots + P_2 + P_1) \cdot \frac{h_1}{c_2} \quad (19)$$

αν δε το  $c_2 \mapsto \infty$  τότε η εξίσωση (19) δίνει  $\frac{\psi_2}{\psi_1} = 1$  δηλαδή οι γωνίες εκτροπής από την κατακόρυφο

είναι ίσες και η κατασκευή αντιδρά ως ενιαία. Αντιθέτως, αν  $c_2 \mapsto 0$  τότε ο λόγος  $\frac{\psi_2}{\psi_1} = \infty$  άρα

καταστροφή της κατασκευής και τέτοια φαινόμενα παρατηρούνται π.χ. σε μαλακούς ορόφους

κατασκευών. Συνεπώς, ο λόγος  $\frac{c_1}{c_2}$  επηρεάζει άμεσα την συμπεριφορά των κατασκευών μας.

Υπολογισμός του ελαχίστου  $P_{\text{critical joint}}$

Η επίλυση του μητρώου αυτού (18) γίνεται με πολλούς τρόπους. Όλοι οι τρόποι αυτοί είναι προσεγγιστικοί. Προσθέτοντας τις εξισώσεις 17α, 17β, 17γ, 17δ προκύπτει η εξίσωση (20) :



$$P_n \cdot (h_n \cdot \psi_n + h_{n-1} \psi_{n-1} + \dots + h_1 \cdot \psi_1) + P_{n-1} \cdot (h_{n-1} \cdot \psi_{n-1} + h_{n-2} \cdot \psi_{n-2} + \dots + h_1 \cdot \psi_1) + \dots + P_1 \cdot h_1 \cdot \psi_1 = c_1 \cdot \psi_1 \quad (20)$$

Αν υποθέσουμε ότι είναι  $P_1 = P_2 = \dots = P$  και  $h_1 = h_2 = \dots = h$ , τότε προκύπτει η κατωτέρω εξίσωση

$$P \cdot h \cdot (\psi_n + 2 \cdot \psi_{n-1} + \dots + n \cdot \psi_1) = c_1 \cdot \psi_1 \quad (21)$$

αν

$$h = \frac{h_{total}}{n} \quad (22)$$

όπου  $n$  ο αριθμός των υφισταμένων τμημάτων (π.χ. ορόφων κατασκευής):

$$P_{criticaljoint} = \frac{c_1 \cdot n \cdot \psi_1}{h_{total} \cdot (\psi_n + 2 \cdot \psi_{n-1} + 3 \cdot \psi_{n-2} + \dots + n \cdot \psi_1)} \quad (23)$$

αν ορίσουμε

$$\lambda_{c_1} = \frac{1}{1 \cdot \frac{\psi_n}{\psi_1} + 2 \cdot \frac{\psi_{n-1}}{\psi_1} + 3 \cdot \frac{\psi_{n-2}}{\psi_1} + \dots + n \cdot \frac{\psi_1}{\psi_1}} \quad (24)$$

Τότε η εξίσωση (21) γίνεται

$$P_{criticaljoint} = \frac{c_1 \cdot n \cdot \lambda_{c_1}}{h_{total}} \quad (25)$$

Γράφοντας την εξίσωση (25) σε μητρική μορφή:

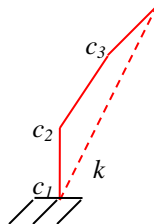
$$[P_{criticaljoint} - \lambda_{c_1} \cdot \frac{n \cdot c_1}{h_{total}}] = 0 \quad (26)$$

Όπου  $\lambda_{c_1}$  είναι η ιδιοτιμή του συστήματος.

Στη συνέχεια αν ορίσουμε  $k = c_1 \cdot n \cdot \lambda_{c_1}$  η εξίσωση (25) μετατρέπεται σε:

$$P_{criticaljoint} = \frac{k}{h_{total}} \quad (27)$$

$k$  είναι η ελατηριακή φυσική σταθερά της ιδανικής ράβδου με ατένια  $EI \rightarrow \infty$ , του μοντέλου τριών ράβδων  $EI \rightarrow \infty$ , βλέπε το ακόλουθο σχήμα 7.



Σχ. 7 Παραμόρφωση ενός φορέα τριών ράβδων και η ιδανική ισοδύναμη ράβδος

Αν θέλει κανείς να εκφράσει την ελατηριακή σταθερά ως συνάρτηση του  $E$  και  $I$ , τότε χρησιμοποιώντας τις αρχές της μηχανικής θα έχει:

$$I_1 = \mu \cdot I_\mu \quad (28)$$

και αν  $c_1 = \mu \cdot c_2$  τότε προκύπτει

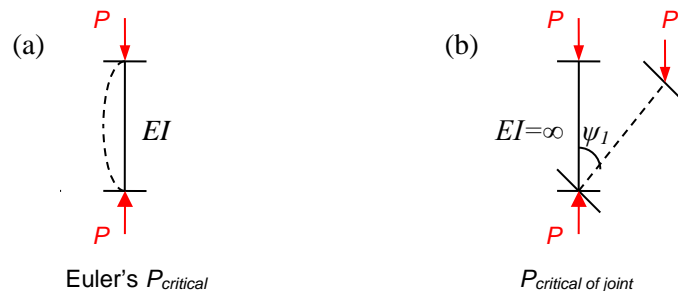
$$P_{criticaljo\ int} = \frac{n^2 \cdot \mu \cdot E \cdot I_\mu \cdot \lambda_{c2}}{h_{total}^2} \quad (29)$$

και σε περίπτωση  $c_1=c_2$

$$P_{criticaljo\ int} = \frac{n^2 \cdot E \cdot I_1 \cdot \lambda_{c1}}{h_{total}^2} \quad (30)$$

με  $E$ =μέτρο ελαστικότητας και  $I$ =ροπή αδρανείας.

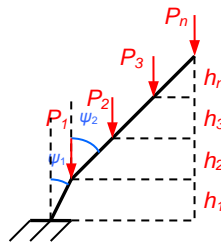
Σημείωση ότι η εξίσωση (29) έχει μορφή σαν την εξίσωση Euler. Μεταξύ δε της περιπτώσεως Euler και της περιπτώσεως  $P_{critical\ of\ joint}$  αναφέρονται διαφορετικές παραμορφώσεις.



Σχ. 8 Παραμόρφωση φορέα κατά (a) Euler's  $P_{critical}$  και (b)  $P_{critical\ joint}$

Με τις εξισώσεις (36) μπορεί κανείς να υπολογίσει  $P_{critical\ joint}$  ως συναρτήσεις των  $E$ ,  $I$ ,  $n$ ,  $h_{total}$  και  $\lambda_{c1}$ .

$$\lambda_{c1} = \frac{1}{(1 + 2 + 3 \dots n - 1) \cdot \frac{\psi_2}{\psi_1} + n} \quad (31)$$



Σχ. 9 Απλοποιημένο σύστημα δυο ράβδων μιας τετραώροφης κατασκευής

Τροποποιώντας την εξίσωση (29) προκύπτει η παρακάτω εξίσωση:

$$P_{critical\ joint} = \frac{c_1}{h} \cdot \frac{2}{\frac{\psi_2}{\psi_1} \cdot (n-1) \cdot n + 2 \cdot n} \quad (32)$$

ή αν τροποποιηθεί η ανωτέρω εξίσωση θα προκύψει το  $P_{critical\ joint}$  ως συνάρτηση των  $E$ ,  $I$ ,  $h$  και  $\lambda_{c1}$

$$P_{criticaljo\ int} = \frac{n^2}{h_{total}^2} \cdot \frac{E \cdot I_1}{\frac{\psi_2}{\psi_1} \cdot (n-1) \cdot \frac{n}{2} + n} \quad (33)$$

Με τις εξισώσεις (30) and (31) μπορεί κανείς να υπολογίσει την πρώτη προσεγγιστική του  $P_{critical\ joint}$ . Αν κανείς δε χρησιμοποιήσει τις προσεγγιστικές τιμές του  $\lambda_{c1critical}$  και την πρώτη τιμή του  $P_{critical\ joint}$  μπορεί με την βοήθεια του προγράμματος Excel και του πίνακα (18) της παρούσας εργασίας να υπολογίσει βελτιωμένες τιμές του  $P_{critical\ joint}$ .

### Παράδειγμα

Ως τυπικό παράδειγμα παθητικής αντισεισμικής προστασίας θα αναφέρουμε τον Παρθενώνα. Κτίριο που ανεγέρθηκε στην Ακρόπολη των Αθηνών το 447-438 π.χ. Διαστάσεις κτιρίου περίπου 30×60 μέτρα και ύψους 13 μέτρα.



θεμέλιος τοίχος κίωνων ύψους 11 μέτρων

Σχ. 10 Παρθενών σήμερα

Μετά τόσα χρόνια ζωής το κτίριο έχει ξεπεράσει όλους τους σεισμούς που επισυνέβησαν στην διάρκεια της ζωής του και δεν έπαθε ζημιές από αυτούς. Θα προσπαθήσουμε δε να εξηγήσουμε με όσα αναφέρθηκαν ανωτέρω τους πιθανούς λόγους υπερβάσεως των σεισμικών κινδύνων του οικοδομήματος αυτού. Το κτίριο είναι θεμελιωμένο όχι στο φυσικό έδαφος της περιοχής, αλλά σε τοίχους από πέτρες συστάσεως μαλακού βράχου. Το ύψος του θεμελίου τοίχου αυτού είναι περίπου 11 μέτρα. Οι πέτρες των θεμελίων προήλθαν από τον παλαιό Ναό Παρθενώνα (Προπαρθενώνα) που υπήρχε πλησίον της θέσης αυτής και κατέστρεψαν οι Πέρσες κατά τον Ελληνοπερσικό πόλεμο, όταν οι Πέρσες κατάλαβαν προσωρινά την πόλη των Αθηνών. Οι κίονες του Ναού έχουν ύψος 10,43 μ είναι κυκλικές και έχουν διάμετρο ως έγγιστα 1,92 μ και αποτελούνται από 11 σπονδύλους. Το βάρος ενός κίονα εκτιμάται σε 1,2 MN στην πιο δύσκολη περίπτωση για τον έλεγχο του λόγου  $P_{cri}/P$ . Αν ισχύει η συνθήκη  $P_{cri}/P$  γι' αυτό το ελάχιστο φορτίο θα ισχύει πολύ περισσότερο για μεγαλύτερα φορτία.

#### Έλεγχος της κατακόρυφης ιδιοπεριόδου των κίωνων Παρθενώνα

Η ιδιοπερίοδος ενός κίονα του κτιρίου αυτού υπολογίζεται ως εξής από τις εξισώσεις (15), (1), (2) της παρούσας εργασίας για θεμελίωση σε συμπαγή βράχο και για Poisson σταθερά  $\nu=0,30$  έχουμε

$$K_{0z} = 4 \cdot \frac{4000 \cdot r}{1 - 0,3} = 21943 \text{ MN/m} \quad (34)$$

για θεμελίωση μέσω του θεμελίου τοίχου ύψους 11μ θα ισχύει ο τύπος για μονωτική στρώση πάχους 11 μέτρων.

Λόγω δε και του μεγάλου ύψους του θεμελίου τοίχου  $H=11\mu > 3.r.\sqrt{\pi}=5.05 \mu$  το φυσικό έδαφος κάτωθεν του τοίχου δεν επηρεάζει την έδραση του υποστυλώματος. Θα είναι δε η επιρροή της ελατηριακής σταθεράς του φυσικού εδάφους  $K1=0$ . Η δε ελατηριακή σταθερά υπολογίζεται ως κατωτέρω σύμφωνα με τον τύπο (13) της παρούσας εργασίας

$$k = \frac{E \cdot A}{h} = \frac{20 \cdot \pi \cdot r^2}{11} = 5,26MN = \quad (35)$$

Οι δε ιδιοσυχνότητες υπολογίζονται αντιστοίχως έδραση σε βράχο:

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{21943 \times 9,81}{0,41 \cdot 0,96 \cdot \pi}} = 66,46Hz \quad (36)$$

έδραση σε θεμέλιο τοίχο (μόνωση)

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{5,26 \times 9,81}{0,41 \cdot 0,96 \cdot \pi}} = 1,03Hz \quad (37)$$

συνεπώς για δυναμικές καταπονήσεις μόνον μεγαλύτερες των  $66,46 \times 1,41=91,09Hz$  δεν θα επηρέαζαν την κατασκευή του Παρθενώνα, αν είχε δομηθεί κατευθείαν στον υγιή βράχο των Αθηνών. Αλλά το  $95,63 Hz > 2,5 Hz$  σεισμών περιοχής Αθηνών. Άρα, δεν θα υπήρχε καμία αντισεισμική προστασία. Αντιθέτως, η θεμελίωση του κτιρίου στο υπόστρωμα θεμελίου τοίχου ύψους 11 μέτρων δίνει ιδιοπερίοδο μικρότερη των 2,5 Hz συχνότητα των σεισμών περιοχής Αθηνών. Συνεπώς, οι δυναμικές καταπονήσεις μεγαλύτερες των  $1,03 \times 1,41=1,45 Hz$  δεν επηρεάζουν δυναμικά την κατασκευή του Παρθενώνα. Δηλαδή οι κυματισμοί του εδάφους που προέρχονται από δυναμικές καταπονήσεις σεισμού ή άλλων αιτιών, δεν μεταφέρονται από το έδαφος στα θεμέλια των κίωνων. Ισχύουν δε και οι σχέσεις  $I \geq IV_1$   $I \geq 0$ ,  $s' < s_{στατ}$  (βλέπε πίνακα 1 της παρούσας εργασίας). Η θεμελίωση αυτή του Παρθενώνα μονώνει και βελτιώνει την συμπεριφορά του στις δυναμικές καταπονήσεις.

*Έλεγχος της καμπτικής ιδιοπεριόδου ενός κίονα του κτιρίου*

Ενιαίος κίων ελαστικά εδραζόμενος (πρώτη προσέγγιση):

Ως προελέχθη με την επιλογή της ακτίνας του θεμελίου ορίζουμε και την φυσική ελατηριακή αξονική σταθερά, αλλά και την φυσική ελατηριακή καμπτική σταθερά του κίονα. Έτσι θα έχουμε τις ελατηριακές σταθερές

για έδραση σε βράχο:

$$K_{o\phi} = K_{o\phi\gamma} = \frac{8 \cdot G_{dr} \cdot r^3}{3 \cdot (1 - \nu)} = \frac{8 \cdot 4000 \cdot 0,96^3}{3 \cdot (1 - 0,3)} = 134817MN / m^2 \quad (38)$$

για έδραση σε τοίχο θεμελιώσεως από μαλακό βράχο:

$$K_{o\phi} = K_{o\phi\gamma} = \frac{8 \cdot G_{dr} \cdot r^3}{3 \cdot (1 - \nu)} = \frac{8 \cdot 500 \cdot 0,96^3}{3 \cdot (1 - 0,3)} = 1685,2MN / m^2 \quad (39)$$

Συνεπώς, για ενιαίο κίονα ύψους 10,43 μέτρων θα ισχύει

$$\text{για έδραση σε βράχο } P_{criticaljo\ int} = \frac{k}{h} = \frac{13481,7}{10,43} = 1290MN \quad (40)$$

$$\text{και ο λόγος γίνεται } \frac{P_{criticaljo\ int}}{P} = \frac{1290}{1,2} = 1075 > 140 \quad (41)$$

συνεπώς καμία αντισεισμική προστασία.

Αντιθέτως, για έδραση σε τοίχο θεμελίωσης από μαλακό βράχο θα έχουμε

$$P_{criticaljoint} = \frac{k}{h} = \frac{1685,2}{10,43} = 161,26MN \quad (42)$$

$$\frac{P_{criticaljoint}}{P} = \frac{161,26}{1,2} = 134,4 < 140 \quad (43)$$

στην περίπτωση αυτή θα είχαμε οριακή αντισεισμική προστασία για την ευστάθεια του κίονα.

Υπολογισμός του  $P_{criticaljoint}$  με τη βοήθεια μοντέλου δύο ράβδων (δεύτερη βελτιωμένη προσέγγιση):  
Επειδή δε οι κίονες του Παρθενώνα είναι σπονδυλωτοί θα γίνει πάλι ο έλεγχος τους λαμβάνοντας υπόψη τους σπονδύλους των κίωνων. Η φυσική ελατηριακή σταθερά μεταξύ του πρώτου και δεύτερου σπονδύλου του κίονα υπολογίζεται με τις αναλογίες του Mohr από τον ακόλουθο τύπο

$$c_2 = \frac{E \cdot I}{h} \quad (44)$$

όπου  $I$  η ροπή αδρανείας σπονδύλου κίονα

$$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = 0,05 \cdot d^4 = 0,05 \cdot 1,92^4 = 0,67947m^4 \quad (45)$$

και με  $E=50000MN/m^2$  μέτρο ελαστικότητας μαρμάρινου κίονα προκύπτει:

$$c_2 = \frac{E \cdot I}{h} = \frac{50000 \cdot 0,67947}{0,95} = 35736MN / m^2 \quad (46)$$

με  $h = h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h_6 = h_7 = h_8 = h_9 = h_{10} = h_{11} = 0,948m$

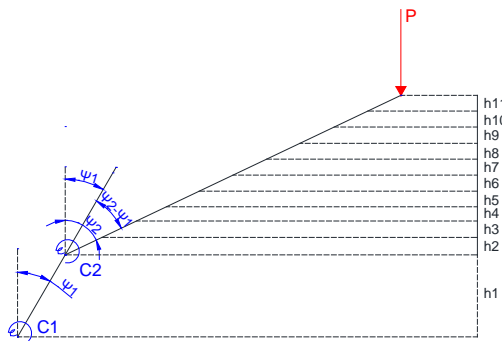
για έδραση σε βράχο

$$c = c_2 = \frac{35736}{13482} \cdot c_1 = 2,65 \cdot c_1 \quad (47)$$

για έδραση στον τοίχο θεμελίωσης

$$c = c_2 = \frac{35736}{1685} \cdot c_1 = 21,21 \cdot c_1 \quad (48)$$

με τα ανωτέρω δεδομένα και το μοντέλο των δύο ράβδων υπολογίζεται η πρώτη προσεγγιστική τιμή του  $P_{criticaljoint}$ .



Σχ. 11 Μοντέλο δύο ράβδων

Από τις εξισώσεις ισοροπίας του συστήματος προκύπτει το κατωτέρω σύστημα:

$$\frac{10}{11} \cdot P \cdot h \cdot \psi_2 = c_2 \cdot (\psi_2 - \psi_1) \quad (49)$$

$$\frac{1}{11} \cdot P \cdot h \cdot \psi_1 + (\psi_2 - \psi_1) \cdot c_2 = c_1 \cdot \psi_1 \quad (50)$$

ή

$$\left(\frac{10}{11} \cdot P \cdot h - c_2\right) \cdot \psi_2 + c_2 \cdot \psi_1 = 0 \quad (51)$$

$$c_2 \cdot \psi_2 + \left(\frac{1}{11} \cdot P \cdot h - c_1 - c_2\right) \cdot \psi_1 = 0 \quad (52)$$

$$\begin{vmatrix} \frac{10}{11} \cdot P \cdot h - c_2 & c_2 \\ c_2 & \frac{1}{11} \cdot P \cdot h - c_1 - c_2 \end{vmatrix} = 0 \quad (53)$$

Από τον υπολογισμό του πίνακα αυτού (53) ευρίσκει κανείς τις τιμές του  $P_{criticaljoint}$ . Οι οποίες τιμές μπορεί να αποτελέσουν τις πρώτες κατά προσέγγιση ελάχιστες τιμές του  $P_{critical joint}$  για το αναλυτικό υπολογισμό του μοντέλου των 11 σπονδύλων, αν χρειαστεί θα μηδενιστεί ο πίνακας (18) της παρούσας εργασίας.

Άρα, για έδραση σε βράχο:

$$P_{criticaljoint} = 972MN \quad (54)$$

και για τοίχο θεμελιώσεως από μαλακό βράχο

$$P_{criticaljoint} = 156 \cdot MN \quad (55)$$

σηματίζοντας δε τους λόγους

$$\frac{P_{critical}}{p} = \frac{972}{1,2} = 810 > 140,5 \max. \quad (56)$$

κείται πολύ μακριά του μεγίστου επιτρεπτού ορίου για σεισμό Αθηνών περιόδου  $T=0,5$  sec.

Σηματίζοντας δε τον λόγο  $\frac{P_{critical}}{p} = \frac{156}{1,2} = 130 < 140,5 \max.$  ευρίσκεται εντός του επιτρεπτού

διαστήματος του διαγράμματος (5) της παρούσας εργασίας.

Εξηγείται δε γιατί άλλα κτίρια που οικοδομήθηκαν με τις αυτές προδιαγραφές του Παρθενώνα σε διαφορετικούς τόπους είναι πιο ευάλωτα σε σεισμούς. Παίζει ρόλο η διαφορετική περίοδος των σεισμών ή και η έλλειψη αντισεισμικής μονωτικής προστασίας. Το ίδιο αποτέλεσμα αυτό της επίλυσης της δευτεροβάθμιας εξίσωσης θα προκύψει αν επιλύσουμε τον πίνακα το 11 στοιχείων όπως φαίνεται κατωτέρω:

1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0

$P=154MN$

0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-34,27	35,736	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	35,736	-37,27	0,36156

Τέλος, αν θέλουμε ακόμη περισσότερη προσέγγιση της τιμής του  $P_{critical}$  αυτό υπολογίζεται από τον πίνακα των 11 στοιχείων (πίνακας 18) της παρούσας εργασίας) και αρχική προσεγγιστική τιμή τα 156ΜΝ. Ειδικότερα αν θέλουμε να κατασκευάσουμε κτίρια με παθητική προστασία πρέπει συνοπτικά να ενεργούμε ως εξής:

Από το διάγραμμα (5) της παρούσας εργασίας και το ύψος και φορτία του κτιρίου βρίσκουμε ανάλογα με την ιδιοπερίοδο του σεισμού της περιοχής το λόγο  $P_{criticaljo_{int}}/P$  και εξ αυτού το μέγιστο  $P_{criticaljo_{int}}$ . Σε πρώτη προσέγγιση από το μοντέλο της μιας ράβδου και του ύψους της κατασκευής  $P_{critical} = k/h$  υπολογίζουμε την απαιτούμενη σταθερά  $k$  του εδάφους της περιοχής της κατασκευής. Αν από τα δεδομένα του εδάφους και τις διαστάσεις των θεμελίων (ελάχιστες ακτίνες θεμελίων) καλυπτόμεθα έχει καλώς αλλιώς προβλέπουμε την απαιτούμενη αντισεισμική μόνωση (βλέπε παράδειγμα κτιρίου Παρθενώνα).

### Συμπεράσματα

Κατά την δυναμική θεώρηση του υπολογισμού των επιφανειακών θεμελίων διαπιστώνεται, ότι για να πετύχει την λεγομένη παθητική σεισμική μόνωση πρέπει οι αναπτυσσόμενες τάσεις εδάφους κάτωθεν των θεμελίων των κατασκευών να ευρίσκονται πλησίον των επιτρεπόμενων τάσεων αντοχής των εδαφών θεμελίωσης. Για περιπτώσεις άκαμπτων κατασκευών που ισχύει  $EI \rightarrow \infty$  αφορά κυρίως οικοδομές σεισμογενών περιοχών να ισχύει επιπλέον ο λόγος  $P_{criticaljo_{int}}/P$  να κείται εντός των ορίων του διαγράμματος 5 της παρούσας εργασίας.

Κρίνεται τελείως απαραίτητη η γνώση των επιτρεπόμενων τάσεων εδάφους στις περιοχές των σοβαρών έργων στις περιπτώσεις αυτές. Σε θεμέλια που θα αναπτυχθούν εκκεντρότητες κατακόρυφων δυνάμεων και ισχύουν δεσμεύσεις από διάφορους κανονισμούς περί περιορισμού αυτών των μεγάλων εκκεντροτήτων πρέπει κανείς να εφαρμόζει όσα αναπτύχθηκαν στην ανάλυση υπολογισμού θεμελίων της παρούσας εργασίας. Στην δυναμική θεωρία των προβλημάτων η υπερδιαστασιολόγηση των κατασκευών δεν οδηγεί πάντοτε και σε ασφαλέστερες κατασκευές. Έτσι το μήκος των απαιτούμενων τοιχωμάτων μιας κατασκευής που ισχύει ο συντελεστής μεταθετότητας πρέπει να είναι το απόλυτο ελάχιστο για να μπορεί και ο λόγος  $P_{criticaljo_{int}}/P$  να κείται εντός των ορίων του διαγράμματος 5 της παρούσας εργασίας για την επίτευξη της παθητικής προστασίας της κατασκευής.

Πιστεύουμε ότι ορισμένες απόψεις αυτής της εργασίας πρέπει κατά κάποιον τρόπο μετά από επιστημονικούς διαλόγους να επισημανθούν σε αντισεισμικούς κανονισμούς της πολιτείας, ώστε να οικοδομούμε τις κατασκευές μας ασφαλέστερες και οικονομικότερες.

Να μη αποδίδουμε τις πιθανές ρηγματώσεις μίας κατασκευής μετά από ένα σεισμό στην ενδεχόμενη κακοτεχνία κακής τοποθέτησης των οπλισμών στις πλάκες της οικοδομής, αλλά στο ότι δεν αντιμετωπίσαμε ικανοποιητικά στην μελέτη του έργου την ανάγκη της κατασκευής να αποσβέσει τις

δυναμικές πρόσθετες καταπονήσεις της (βλέπε την ανάλυση υπολογισμού ιδιοπεριόδου της παρούσας εργασίας). Ενώ, αν ενεργούμε στο πνεύμα αυτής της εργασίας θα μπορούσαμε να μετριάσουμε τις αστοχίες των κατασκευών, αν δεν τις καταργούσαμε πλήρως. Επομένως καταυτό τον τρόπο θα αυξήσουμε τα στάδια άμυνας των κατασκευών μας έναντι των σεισμών.

Πρέπει να επισημανθούν οι κίνδυνοι από την αυθαίρετη επιλογή θεμελίωσης με γενική κοιτόστρωση σε εδάφη με μεγάλη επιτρεπόμενη τάση εδάφους (τελευταία “τάση” εργολάβων- μηχανικών), καθώς και οι κίνδυνοι που συντρέχουν όταν οι συνδετήριοι δοκοί των θεμελιώσεων αθέλητα αναλαμβάνουν και κατακόρυφα φορτία. Επίσης, πρέπει να επισημανθούν οι κίνδυνοι επέμβασης στις θεμελιώσεις που αστόχησαν μετά από σεισμούς και να επιλέγεται η κατάλληλη μεθοδολογία αποκατάστασης στο πνεύμα της παθητικής αντισεισμικής προστασίας.

Να διερευνηθούν τα όρια του λόγου  $c_2/c_1$  προς αποφυγή δημιουργίας μαλακών ορόφων. Προς τούτο η τεχνογνωσία του σκυροδέματος και της εδαφομηχανικής μπορούν να προσφέρουν πολλά (βλέπε εργασία 6). Τέλος, προτείνουμε να οριστεί στο πνεύμα αυτής της εργασίας η έννοια του σοβαρού έργου για την ανάγκη επιβολής εργαστηριακών ερευνών για τον έλεγχο των επιτρεπομένων τάσεων εδάφους.

### Βιβλιογραφία

- Καρατζά Β. και Καρύδης, Γ. και Καρατζά, Ε. (2013) “Behavior of compression members with  $EI \rightarrow \infty$  under axial loads”, *iccs13- First international conference on concrete sustainability*, Τόκυο.
- Kramer, H. (2007), “Angewandte Baudynamik Grundlagen und Beispiele für Studium und Praxis”, Ernst & Sohn.
- Καρατζά, Β. και Καρύδης, Γ. και Καρατζά, Ε. (2010) “Instability Problems-Investigation of  $P_{criticaljoint}$  under Moment Loads”, *fib 2010*, Ουάσιγκτον ΗΠΑ.
- Καρατζά, Β. και Καρύδης, Γ. και Καρατζά, Ε. (2008), “Μια διαφορετική θεώρηση της φέρουσας ικανότητας φορέων σε στατικά και δυναμικά φορτία”, *Συνέδριο μεταλλικών κατασκευών*, Ιωάννινα.
- Καρατζά, Β. και Καρύδης, Γ. και Καρατζά, Ε. (2010), “Δυναμική συμπεριφορά γειτονικών επιφανειακών θεμελιώσεων Dynamic behaviour of adjacent footings”, *6ο Πανελλήνιο συνέδριο γεωτεχνικής και γεωπεριβαλλοντικής μηχανικής*, Βόλος.
- Καρατζά, Β. και Καρύδης, Γ. και Καρατζά, Ε. (2011), (“Investigation on stability problems as a second order theory problem for structures with  $EI \rightarrow \infty$ ”, *International Conference IBSBI 2011*, Athens, Greece.