

Σχεδιασμός Πολυώροφου Οικοδομής με Πρόβλεψη Αποτροπής Διαφορικών Καθιζήσεων σε Υφιστάμενη εν Επαφή Γειτονική της

Κωνσταντίνος Ψάρρας

Δρ Πολιτικός Μηχανικός Α.Π.Θ., ko_psar@yahoo.gr

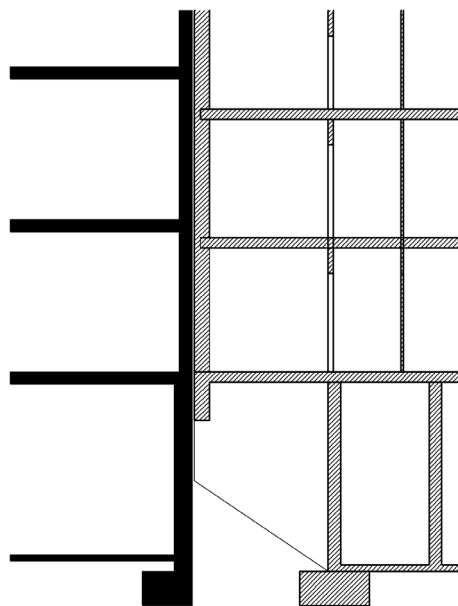
Ιωάννης Τέγος

Ομότιμος Καθηγητής Α.Π.Θ., itegos@civil.auth.gr

Περίληψη

Είναι γνωστόν ότι στην περίπτωση ενός κακού και όχι μόνον εδάφους θεμελίωσης και όταν πρόκειται να κατασκευασθεί μία πολυώροφη οικοδομή εν επαφή με μία ή δύο ήδη υφιστάμενες ελαφρότερες οικοδομές ελλοχεύει ο κίνδυνος της εμφάνισης σοβαρών ζημιών στις υφιστάμενες εξαιτίας των διαφορικών καθιζήσεων που θα εκδηλωθούν στις θεμελιώσεις αυτών. Το φαινόμενο αυτό είναι σύνηθες σε κάποιες περιοχές όπου όποιος χτίζει πρώτος υπόκειται σε αυτόν τον κίνδυνο, εφόσον ισχύει το συνεχές σύστημα δομήσεως.

Στο πλαίσιο της εργασίας εξετάζεται το ερώτημα εάν είναι δυνατόν το πρόβλημα να αποφευχθεί. Ως πρώτη επιλογή εξετάστηκε μια βαθειά θεμελίωση με πασσάλους, οι οποίοι θα μεταφέρουν το βάρος του κτηρίου διατρέχοντας τα στρώματα ασταθούς εδάφους στο πρώτο σταθερό στρώμα που θα υπήρχε κάτω από αυτά. Όταν ένα τέτοιο αξιόπιστο στρώμα δεν υπάρχει σε λογικό βάθος το οποίο θα καθιστούσε τη λύση αυτή οικονομική, και όταν τα υπερκείμενα στρώματα, καθώς ο υπόγειος υδροφόρος ορίζοντας της περιοχής είναι πολύ υψηλός, δεν παρέχουν τη δυνατότητα να παραληφθεί το εν λόγω βάρος του κτηρίου από πασσάλους μέσω δυνάμεων τριβής, μια συμβατική λύση πασσάλων κρίνεται προδήλως αλυσιτελής.



Σχ. 1 Σχηματική περιγραφή μίας λύσεως προστασίας

Η λύση η οποία εξετάζεται περιλαμβάνει τις εξής βασικές επιλογές:

Αποφυγή της έδρασης του νέου κτηρίου σε μία ζώνη περίπου 3,00 m πλάτους, η οποία παρεμβάλλεται μεταξύ των θεμελιώσεων των δύο κτηρίων, του υφιστάμενου και του υπό μελέτην. Η σκοπιμότητα αυτού του μέτρου είναι προφανής, καθώς ο βολβός των δημιουργημένων πιέσεων του εδάφους κάτω από το νέο κτήριο, πολύ ολιγότερο απειλεί με αυτό το δεδομένο την υφιστάμενη οικοδομή.

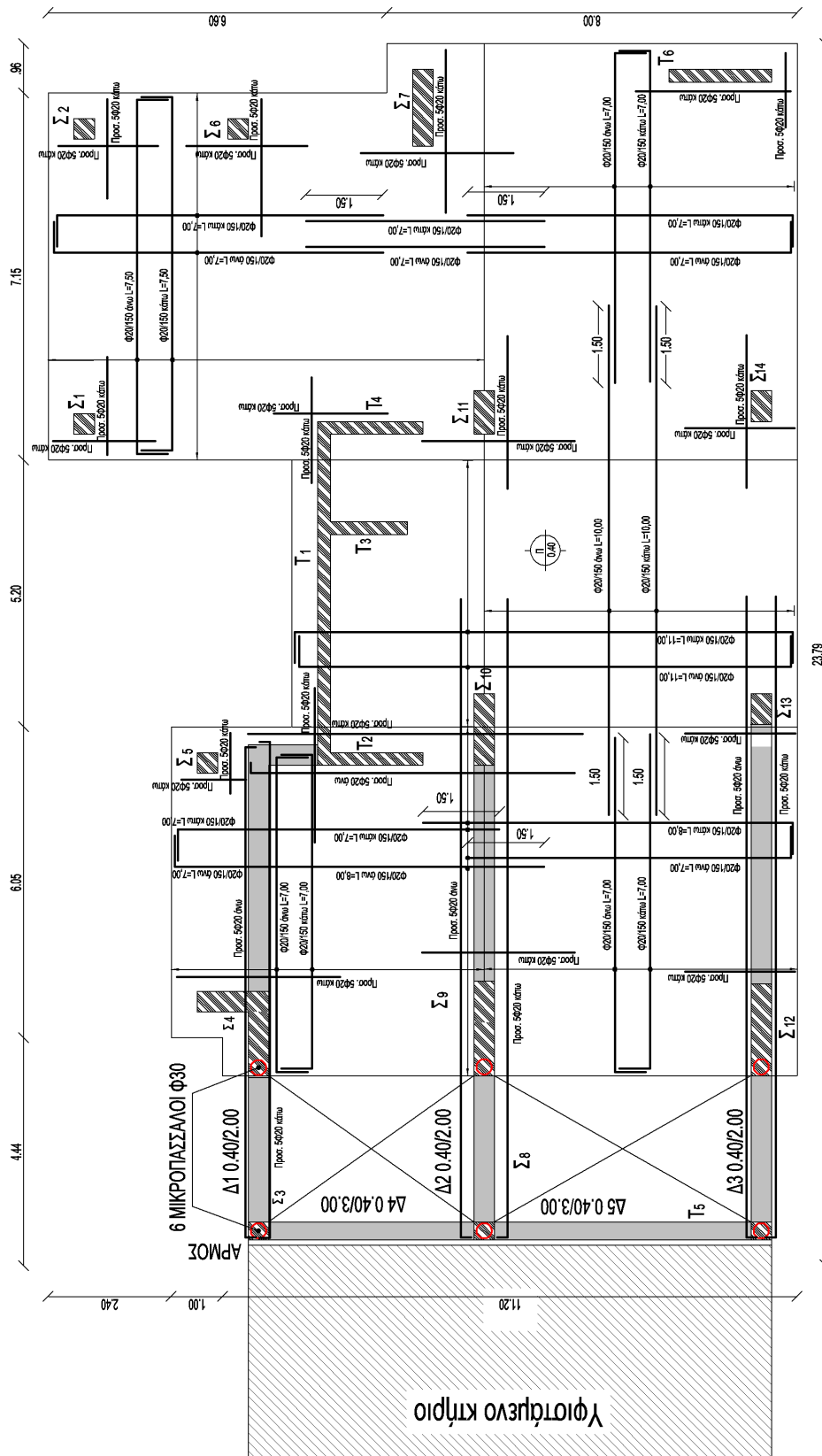
Βεβαίως, ο κίνδυνος μεταφέρεται στην νέα οικοδομή, καθώς λόγω της ενδοτικότητας του εδάφους θεμελιώσεως κινδυνεύει να έχει την τύχη του πύργου της Πίζας. Προς άρση αυτού του ενδεχομένου απαιτήθηκε αντί της μεταφοράς μέρους του όγκου του κτηρίου προς την απέναντι πλευρά, δημιουργημένης με αυτόν τον τρόπο εσοχής στον ανώτατο όροφο να εφαρμοσθεί μια υβριδική λύση γενικής κοιτόστρωσης εν συνδυασμό με τοπική χρήση πασσάλων τριβής. Άλλη συνέπεια αυτής της επιλογής είναι η αναγκαία «φύτευση» των υποστλωμάτων που βρίσκονται κατά μήκος του διαχωριστικού αρμού των δύο οικοδομών στα άκρα προβόλων, οι οποίοι δημιουργούνται για αυτόν τον σκοπό στην υπό κατασκευήν θεμελίωση και διατρέχουν εγκαρσίως την περιοχή της «ουδέτερης ζώνης» μεταξύ των δύο θεμελιώσεων.

Προδήλωσ όμως η «φύτευση» υποστλωμάτων επί των προβόλων συνεπάγεται διαφορά καθιζήσεων μεταξύ της σειράς των φυτευτών στύλων και των γειτονικών τους στύλων που βρίσκονται στις θέσεις πάκτωσης των προβόλων. Η διαφορά των καθιζήσεων έχει συνέπειες στις υπερκείμενες δοκούς εξαιτίας της μεγάλης δυσκαμψίας τους, οπότε προς άρση του δυσμενούς αυτού ενδεχομένου προτείνονται δύο είδη μέτρων: το πρώτο έχει να κάνει με την πραγμάτωση όλων των δυνατοτήτων προς μείωση του βέλους των προβόλων και το δεύτερο σχετίζεται με την αφαίρεση των απειλούμενων από τις διαφορικές καθιζήσεις δοκών από την επικίνδυνη περιοχή, η οποία κρίθηκε σκόπιμο να επεκταθεί σε όλη την κάτοψη του κτηρίου προς απόκτηση βελτιωμένης ευκαμψίας στις πλάκες των ορόφων.

Στο πλαίσιο της εργασίας επίσης εξετάστηκε γενικότερα το πρόβλημα της εφαρμογής υβριδικού τύπου θεμελίωσης πασσάλων – γενικής κοιτόστρωσης, μία εφαρμογή η οποία τα τελευταία χρόνια παρουσιάζει μεγάλο ενδιαφέρον, καθόσον οι θεμελιώσεις αυτού του είδους όταν υπάρχουν προϋποθέσεις εφαρμογής των, είναι δυνατόν να αποτελέσουν μια καλή επιλογή στην περίπτωση υπό προϋποθέσεις. Εκτός τούτου αυτές οι θεμελιώσεις προσφέρονται και για την άμβλυνση των επιπτώσεων των καταναγκασμών, εξαιτίας των συστολοδιαστολών των πλακών των ορόφων, χάρη στην μείωση των δράσεων τριβής που οφείλεται στη μείωση του παραλαμβανομένου βάρους του κτηρίου από την κοιτόστρωση, καθόσον μέρος αυτού μεταφέρεται στους πασσάλους, στην επιφάνεια επαφής της πλάκας γενικής κοιτόστρωσης με το έδαφος, καθώς και στην υπάρχουσα οριζόντια ενδοτικότητα των κεφαλών των πασσάλων.

Αξιοποιήθηκε πολυώροφο κτήριο στο οποίο εφαρμόστηκαν αδρομερώς οι ως άνω περιγραφείσες ιδέες, καθώς και υποδείξεις επί του θέματος κυρίως της γερμανικής βιβλιογραφίας. Από την εφαρμογή προέκυψαν ενδιαφέροντα για τους μελετητές συμπεράσματα.

Κλειδί της επιτυχίας της λύσεως αποτελεί η κατά το δυνατόν μείωση των βελών στα άκρα των προβόλων. Σημαντική επίσης είναι η κατά μήκος υψίκορμη δοκός ($h=3,00m$), κατά μήκος της οποίας κατανέμεται καλύτερα το φορτίο των φυτευτών στύλων στους προβόλους.



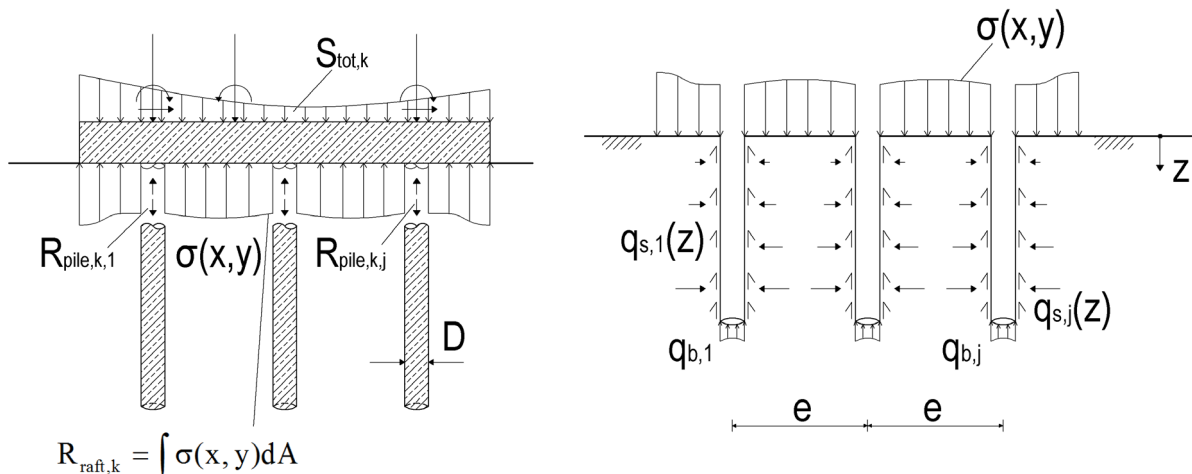
Σχ. 2 Δοκοί – πρόβολοι στην στάθμη της θεμελίωσης

1. Εισαγωγή

Η σύνθετου τύπου θεμελίωση γενικής κοιτόστρωσης – πασσάλων, αποτελεί μια περίπτωση επαλληλίας φερουσών ικανοτήτων των πασσάλων και της πλάκας γενικής κοιτόστρωσης για την παραλαβή των φορτίων της κατασκευής. Μέχρι πρόσφατα η τεχνική κατασκευής αυτής της θεμελίωσης βασιζόταν στο σχεδιασμό και σε ελέγχους κατά περίπτωση. Με την εισαγωγή της Γερμανικής οδηγίας «RICHTLINIE FUER DEN ENTWURF, DIE BEMESSUNG UND DEN BAU VON KOMBINIERTEN PFAHL-PLATTENGRUENDUNGEN (KPP)» αναπτύχθηκε η βάση για έναν ενιαίο κανονισμό.

Η πλάκα θεμελίωσης έχει ικανό πάχος, ώστε να κατανέμει λόγω δυσκαμψίας το συνολικό φορτίο (S_{tot}) που ασκεί η κατασκευή στη θεμελίωση κατά ένα μέρος στην επιφάνεια του εδάφους, υπό μορφή κατανεμημένου φορτίου $\sigma(x,y)$, και κατά το υπόλοιπο στους πασσάλους.

Η χαρακτηριστική συνολική αντοχή της σύνθετης θεμελίωσης ($R_{tot,k}$) προκύπτει ως το άθροισμα του αθροίσματος των χαρακτηριστικών αντοχών όλων των πασσάλων ($\sum R_{pile,k}$) και της χαρακτηριστικής αντοχής της πλάκας ($R_{raft,k}$) (Σχ. 3).



$$R_{raft,k} = \int \sigma(x, y) dA$$

Σχ. 3-α, Μεγέθη δράσεων οριακής κατάστασης αστοχίας

Σχ. 3-β, Αλληλεπιδράσεις πλάκας, εδάφους, πασσάλων

Ισχύουν οι παρακάτω σχέσεις:

$$R_{tot,k}(s) = \sum_{j=1}^m R_{pile,k,j}(s) + R_{raft,k}(s)$$

$$R_{pile,k,j}(s) = R_{b,k,j}(s) + R_{s,k,j}(s)$$

$$R_{b,k,j}(s) = q_{b,k,j} \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

$$R_{s,k,j}(s) = \int q_{s,k,j}(s, z) \cdot \pi \cdot D dz$$

Η φέρουσα ικανότητα του κάθε πασσάλου j προκύπτει από την φέρουσα ικανότητα της μύτες του πασσάλου $R_{b,k,j}$, που συνίσταται από τη θλιπτική δύναμη που ασκείται στη βάση του πασσάλου $q_{b,k}$.

Ο συντελεστής πλάκας-πασσάλων α_{KPP} περιγράφει το ποσοστό που συμβάλλουν οι πάσσαλοι στην συνολική αντοχή της θεμελίωσης.

Υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\alpha_{KPP}(s) = \frac{\sum_{j=1}^m R_{pile,k,j}(s)}{R_{tot,k}(s)}$$

και παίρνει τιμές από $\alpha_{KPP} = 0$ (περίπτωση θεμελίωσης μόνο με κοιτόστρωση σύμφωνα με DIN 1054-4) έως $\alpha_{KPP} = 1$ (περίπτωση θεμελίωσης μόνο με πασσάλους σύμφωνα με DIN 1054-5). Επίσης εξαρτάται από το επίπεδο φόρτισης και κατ' επέκταση από το μέγεθος της καθίζησης της θεμελίωσης. Η προαναφερθείσα Οδηγία για τις Σύνθετες Θεμελιώσεις ισχύει για τον σχεδιασμό, τη διαστασιολόγηση, τον έλεγχο και την κατασκευή αυτού του είδους θεμελιώσεων υπό αποκλειστικώς φορτία βαρύτητας. Δεν ισχύει όμως σε περίπτωση που στο έδαφος κάτω από την πλάκα θεμελίωσης σχηματίζονται στρώσεις με σχετικά χαμηλή τιμή E_s , ή στρώσεις που η αναλογία των τιμών της άνω από την κάτω είναι $E_{s,άνω}/E_{s,κάτω} \leq 1/10$ καθώς και σε όλες τις περιπτώσεις όπου ο συντελεστής πλάκας-πασσάλων παίρνει τιμές $\alpha_{KPP} > 0.9$.

Πλεονεκτήματα εφαρμογής και στόχοι μιας σύνθετης θεμελίωσης

- 1) Αύξηση λειτουργικότητας και φέρουσας ικανότητας μιας κοιτόστρωσης με τη μείωση των καθιζήσεων και κατ' επέκταση των διαφορικών καθιζήσεων. Το σύστημα της σύνθετης θεμελίωσης αποτελεί ανασχετήρα των καθιζήσεων.
- 2) Μείωση των καταπονήσεων (φορτίων διατομής) της πλάκας θεμελίωσης με κατάλληλη επιλογή του αριθμού και της θέσης των πασσάλων.
- 3) Σε θεμελιώσεις υπό έκκεντρη φόρτιση: Δημιουργία μιας θεμελίωσης που θα ικανοποιεί όλες τις απαιτήσεις που αφορούν στη λειτουργικότητα και σταθερότητα μέσω της κέντρωσης των δράσεων αντίδρασης του συστήματος θεμελίωσης υπό το φορτίο της κατασκευής και επιπλέον αποφυγή με αυτόν τον τρόπο της τοποθέτησης διαχωριστικών αρμών και τυχόν συνδέσμων στην κατασκευή.
- 4) Μειώνεται η εκ της εκτονώσεως του εδάφους μετά την αποφόρτισή του ανύψωση εσωτερικά και εξωτερικά του σκάμματος διότι με την έμπηξη των πασσάλων πριν από το στάδιο εκσκαφής εμποδίζεται η διαστολή του υπεδάφους.

Η σύνθετου τύπου θεμελιώσεις έχουν αυξημένη αποτελεσματικότητα, όταν η τιμή της παραμέτρου E_s του υπεδάφους αυξάνει με το βάθος. Από μετρήσεις που έγιναν σε τέτοιου είδους θεμελιώσεις διαπιστώθηκε ότι 60% με 80% των καθιζήσεων σε κοιτοστρώσεις εμφανίζονται στο άνω 1/3 του βάθους επιρροής. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι αναπτύσσονται μεγάλες τάσεις σε βάθος με μικρό μέτρο ελαστικότητας (E_s). Η ιδέα της σύνθετης θεμελίωσης βασίζεται στη μεταφορά ενός μέρους του ολικού φορτίου (S_{tot}) (εννοείται με ταυτόχρονη μείωση των καθιζήσεων) μέσω των πασσάλων σε βαθύτερες στρώσεις μικρότερης παραμορφωσιμότητας.

Επιλογές για το σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση μιάς σύνθετης θεμελίωσης

Ως κυριότερες αναφέρονται:

- 1) Εμπειρικός υπολογισμός
Συσχέτιση της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου που προκύπτει από επί τόπου μετρήσεις και αποτελέσματα δοκιμών στο εργαστήριο
- 2) Αναλυτικός υπολογισμός
- 3) Αριθμητικός υπολογισμός

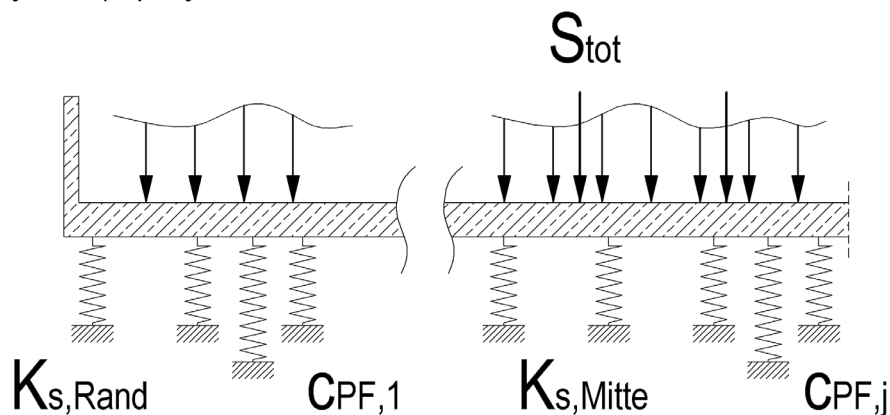
Προβλήματα διαστασιολόγησης

Η κύρια δυσκολία στη διαστασιολόγηση της φέρουσας συμπεριφοράς μιας σύνθετης θεμελίωσης βρίσκεται στην κατανομή του φορτίου της κατασκευής στην πλάκα θεμελίωσης και στους πασσάλους (συντελεστής πλάκας-πασσάλων α_{KPP}), αλλά και στην κατανομή του μεταξύ των πασσάλων. Με μια προεκτίμηση μπορεί να θεωρηθεί ότι το μέρος του φορτίου που παραλαμβάνεται από την πλάκα καθορίζεται θεωρώντας παράλληλα ότι η φέρουσα συμπεριφορά των πασσάλων είναι η ίδια με αυτήν που προσδιορίστηκε για ένα μοναχικό πάσσαλο. Επίσης ένα μέρος του φορτίου μεταβιβάζεται μέσω της πλάκας στις στρώσεις του εδάφους που βρίσκονται κοντά στην επιφάνεια επαφής με αυτήν. Για αυτόν το λόγο οι αναμενόμενη καθίζηση θα προκύψει μεγαλύτερη από την αντίστοιχη σε μια αμιγή πασσαλοθεμελίωση.

Προσομοίωση των πασσάλων με την αντικατάστασή τους με ελατήρια

Οι πάσσαλοι προσομοιώνονται υπό μορφή ελατηρίων κατάλληλης δυστένειας τα οποία τοποθετούνται στη θέση έδρασης επ' αυτών της πλάκας (Σχ. 4). Η δυστένεια του κάθε πασσάλου εξαρτάται από τη θέση μέσα στο σύνολό τους. Έτσι λοιπόν ο έλεγχος της λειτουργικότητας όπως και ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης μπορεί να γίνει βάσει της μεθόδου του μέτρου εδαφικής αντίστασης.

Ένας τρόπος για τον προσδιορισμό των δυστενειών των πασσαλοελατηρίων είναι η εισαγωγή μειωτικών συντελεστών που προκύπτουν από εμπειρικές τιμές. Αυτές οι τιμές προέρχονται από επί τόπου μετρήσεις σε ήδη υπάρχουσες θεμελίωσεις τύπου πλάκας-πασσάλων αλλά και από αριθμητικούς υπολογισμούς.

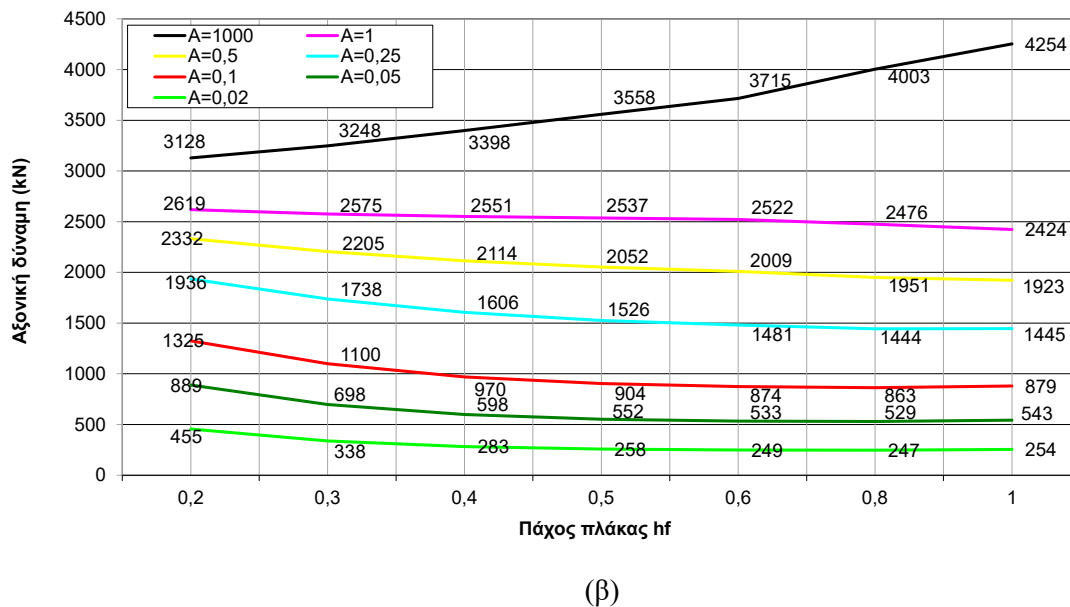
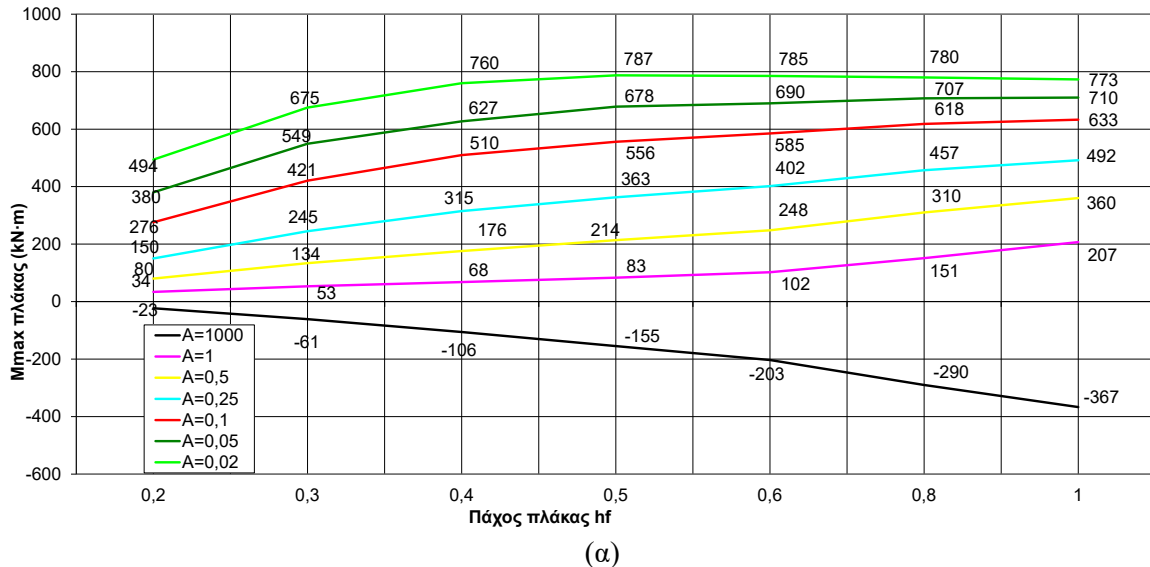


Σχ. 4 Προσομοίωση πασσάλων με ελατήρια

Εφαρμογή μιας αναλυτικής υπολογιστικής μεθόδου

Η αναλυτική υπολογιστική μέθοδος διευκολύνει την προδιαστασιολόγηση, καθώς και διαστασιολόγηση της σύνθετης θεμελίωσης πλάκας-πασσάλων. Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην θεωρία ελαστικότητας. Βάση ορθολογικών παραδοχών μπορούν, στα πλαίσια αυτής της μεθόδου, να αναπτυχθούν αναλυτικές σχέσεις για τη φέρουσα συμπεριφορά ενός μοναχικού πασσάλου ικανές να περιγράψουν τη συμπεριφορά του κατά την καθίζηση. Με αφετηρία την απόκριση ενός μοναχικού πασσάλου είναι δυνατή η αντιμετώπιση του συνόλου των πασσάλων και κατόπιν μέσω της σύνδεσης της πλάκας και των πασσάλων με συντελεστές αλληλεπίδρασης, η υπολογιστική μελέτη μιας θεμελίωσης πλάκας-πασσάλων. Ελάχιστες υπολογιστικές μέθοδοι περιλαμβάνουν όλους τους συντελεστές αλληλεπίδρασης και όλα τα απαιτούμενα χαρακτηριστικά για την ολοκληρωμένη μελέτη μιας τέτοιου είδους θεμελίωσης. Στα Σχ. 5(α), (β) δίνονται για την εξετασθείσα περίπτωση κτηρίου

αναλυτικά αποτελέσματα επι της επιρροής του πάχους της πλάκας επι του μεγέθους των εμφανιζομένων ροπών της πλάκας σε στήριξη της επι πασσάλου και του αξονικού φορτίου του συγκεκριμένου πασσάλου, στο πλαίσιο μιας δοκιμαστικής λύσης σύνθετης θεμελίωσης.



Σχ. 5 (α), (β): Διαγράμματα επιρροής του πάχους της πλάκας: (α) Στο μέγεθος της ροπής στηρίξεως αυτής επι συγκεκριμένου πασσάλου και, (β) Η αξονική φόρτιση του ίδιου πασσάλου. Το A εκφράζει τον βαθμό ανεξαρτησίας του πασσάλου. Π.χ. για A=1000 ο πάσσαλος είναι πρακτικώς ανέκδοτος, ενώ για A=0.02 ο πάσσαλος δεν ενεργοποιείται και ως εκ τούτου λειτουργεί μόνον η πλάκα γενικής κοιτόστρωσης

Έλεγχος έναντι αστοχίας

Η ασφάλεια έναντι αστοχίας της θεμελίωσης ως συνολικό σύστημα εξασφαλίζεται εάν αποδειχθεί ότι το άθροισμα των χαρακτηριστικών μεγεθών των φορτίων i επί του συντελεστή ασφαλείας $\eta = 2,0$ είναι μικρότερο του χαρακτηριστικού μεγέθους του συνολικού συστήματος της θεμελίωσης στην οριακή κατάσταση αστοχίας, δηλαδή

$$\eta \cdot \sum_{i=1}^n S_{k,i} \leq R_{1,tot,k}$$

Το χαρακτηριστικό μέγεθος $R_{1,tot,k}$ μπορεί να προσδιοριστεί από την υπολογιστική μελέτη της θεμελίωσης στο σύνολό της με ένα ρεαλιστικό υπολογιστικό προσομοίωμα που θα περιέχει όλες τις σημαντικές αλληλεπιδράσεις. Η προϋπόθεση αυτή καλύπτεται με τη χρήση μιας αριθμητικής υπολογιστικής μεθόδου. Σε αυτήν την περίπτωση η τιμή του $R_{1,tot,k}$ προκύπτει από υπολογισμούς υπό φορτίο πολλαπλασιασμένο επί $\eta = 2,0$.

Έλεγχος έναντι λειτουργικότητας

Μια επαρκής ασφάλεια για την λειτουργικότητα στο σύστημα της θεμελίωσης επιτυγχάνεται όταν ισχύει η γενική σχέση

$$E \left(\sum_{i=1}^n S_{k,i} \right) \leq C$$

Ειδικότερα πρέπει να ελεγχθεί ότι το μέγεθος E (καθίζηση), στην κατάσταση λειτουργικότητας, είναι μικρότερο του επιτρεπτού μεγέθους C (επιτρεπτή καθίζηση), στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Έλεγχοι δομικών μελών του Συστήματος

Σε αυτόν τον έλεγχο απαιτείται η επάρκεια ασφάλειας έναντι φέρουσας ικανότητας και λειτουργικότητας των δομικών στοιχείων της σύνθετης θεμελίωσης, δηλαδή της πλάκας και των πασσάλων.

Για την οριακή κατάσταση φέρουσας ικανότητας δέον να γίνουν οι εξής έλεγχοι:

1. Στους πασσάλους: εφελκυσμός, θλίψη με κάμψη, διάτμηση, λυγισμός
2. Στην πλάκα: κάμψη, διάτμηση, διάτρηση στα σημεία σύνδεσης των στηρίξεων των πασσάλων με την μερικώς εδραζομένη απ' αυτών πλάκα.

Ενώ, για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας οι παρακάτω:

1. Στους πασσάλους: περιορισμός του εύρους των ρωγμών
2. Στην πλάκα: περιορισμός του εύρους των ρωγμών, διαφορικές καθιζήσεις

Ο υπολογισμός των φορτίων διατομής γίνεται και στις δύο περιπτώσεις κατά κανόνα για τα φορτία λειτουργίας. Οι καταπονήσεις των δομικών στοιχείων προκύπτουν από την επίλυση του συνολικού φορέα υπό το άθροισμα των χαρακτηριστικών μεγεθών των δράσεων i για $\eta = 1,0$ και τα φορτία διατομής των στοιχείων.

Σημειώνεται ότι η φέρουσα συμπεριφορά μιας σύνθετης θεμελίωσης πλάκας κοιτόστρωσης-πασσάλων καθορίζεται από τις αλληλεπιδράσεις μεταξύ της πλάκας, των πασσάλων και του εδάφους, Σχ. 3. Προϋπόθεση για μια ορθή μελέτη αποτελεί η ρεαλιστική εκτίμηση αυτών των επιδράσεων μέσω κατάλληλων παραδοχών.

Όσο μεγαλύτερο είναι το βάθος εισχώρησης των πασσάλων, τόσο μικρότερη γίνεται η επίδραση της δύναμης που παραλαμβάνεται από τον πόδα του στη συνολική φέρουσα ικανότητά του. Έτσι με την αύξηση του μήκους του βελτιώνεται η συνεισφορά των δράσεων τριβής στην εξωτερική του

επιφάνεια. Εξυπακούεται, ότι γενικώς οι δυνάμεις τριβής αυξάνουν ραγδαία με την αύξηση του μήκους του πασσάλου, ενώ με την αύξηση της διαμέτρου του πασσάλου αυξάνεται η φέρουσα ικανότητα του πόδα του πασσάλου, έναντι του θλιπτικού φορτίου που παραλαμβάνει, σε σχέση με τη φέρουσα ικανότητα έναντι της τριβής του περιβλήματός του.

2. Διαθέσιμες επιλογές στο τεθέν πρόβλημα

Το πρόβλημα που ευκρινώς τίθεται στον τίτλο της παρούσας αφορά σε πολυώροφη οικοδομή στρογγυλευμένων διαστάσεων κάτοψης $24,0 \cdot 12,0 \text{ m}^2$, χωρίς υπόγειο με ισόγειο pilotis και 4 ορόφους, ευρισκομένη σχεδόν εν επαφή με χαμηλού ύψους οικοδομή, περιλαμβάνουσα ισόγειο και έναν όροφο η οποία έπρεπε να προστατευθεί από τον αναφυόμενον κίνδυνο διαφορικών καθιζήσεων εις τα θεμέλιά της, με ό,τι τούτο συνεπάγεται για τη λειτουργική της κατάσταση.

Αναφορικός με τη διαχείριση του φορέα θεμελιώσεως της υπο μελέτη οικοδομής, εν συναρτήσει με την πιθανότητα προκλήσεως ανεπιθυμητών βλαβών εις την προϋπάρχουσα αυτής, εκρίθη αναγκαίον να εξετασθεί ένας αριθμός επιλογών, καθώς το αναδεχόμενο τα φορτία έδαφος δεν χαρακτηρίζονταν, υπό την έννοια της ποιότητας, καθώς και των συγκριτικών μηχανικών χαρακτηριστικών των διαδοχικών κατά το βάθος εδαφικών στρωμάτων ικανοποιητικής σύνθεσης. Οι επιλογές ήταν 5 τον αριθμόν και περιλάμβανε εκάστη τα εξής χαρακτηριστικά:

1. Γενική κοιτόστρωση σε όλη την κάτοψη.
2. Γενική κοιτόστρωση με πρόβλεψη «ελεύθερης (φορτίσεων) ζώνης» πλάτους της τάξεως των 3.0 m, με στόχο την άμβλυνση των πιθανών και, οπωσδήποτε, απευκταίων διαφορικών καθιζήσεων στην αμέσως γειτνιάζουσα οικοδομή δια της ευνοϊκής μετατόπισης του «βολβού» των εδαφικών πιέσεων μακράν της προστατευομένης υφιστάμενης οικοδομής.
3. Γενική θεμελίωση επί πασσάλων εξικνούντων μέχρι το υποκείμενο βραχώδες υπόστρωμα.
4. Σύνθετη λύση θεμελίωσης γενικής κοιτόστρωσης – πασσάλων σε όλη την κάτοψη.
5. Μία παραλλαγή συνδυασμού των ως ανωτέρω επιλογών 2 και 4.

Εις τα επόμενα εξετάζονται οι ως ανωτέρω 5 επιλογές και η καταλληλότητά τους αναφορικός με το τιθέμενο πρόβλημα με το ζητούμενο της προστασίας της υφιστάμενης οικοδομής.

Περίπτωση 1

Στην περίπτωση μετρίας και κακής ποιότητας εδαφών και δη απουσίας υπογείου η επιλογή δεν εξασφαλίζει επαρκώς έναντι του απευκτέου αποτελέσματος.

Περίπτωση 2

Σ' αυτή την περίπτωση το τμήμα, πλάτους 3,0 m του υπό μελέτη κτηρίου φέρεται δίκην προβόλου από το εδραζόμενο επί της «ακρωτηριασμένης» κατά 3,0 m πλάτους ζώνης, πλάκας γενικής κοιτόστρωσης της νέας οικοδομής με αποτέλεσμα την εμφάνιση εκκεντρότητας στη φόρτιση της πλάκας της γενικής κοιτόστρωσης, να προστατευθούν αφενός η υφιστάμενη, αλλά και η νέα, ώστε να μην υποστεί ανεπιθύμητη κλίση τύπου Πύργου της Πίζας στη νέα οικοδομή. Βεβαίως, στην περίπτωση καλών εδαφών, καθώς και μεγάλων μηκών της πλευράς της κάτοψης κατά την παράλληλον προς τα 3.0 m απομάκρυνσης των δύο κτηρίων, έννοια, αμβλύνεται το μέγεθος της εκδηλούμενης σχετικής εκκεντρότητας, οπότε η επιλογή, υπο αυτές τις προϋποθέσεις, και με άλλες που θα αναφερθούν κατωτέρω, είναι δυνατόν να θεωρηθεί ασφαλής, ως προς τον τιθέμενον στόχον. Ως τέτοιες προϋποθέσεις θεωρούνται οι εξής:

α) Με το αδιαφιλονίκητο δεδομένο, ότι τα υποστυλώματα τα αντιστοιχούνται στο προς τη μεσοτοιχία όριο της υπο μελέτη οικοδομής (εννοείται, ότι στη θέση αυτή καλόν είναι να αποφεύγονται τα τοιχώματα) στηρίζονται εις τα άκρα προβόλων πακτωμένων στο εναπομείναν, μετά την αφαίρεση της λωρίδας των 3.0 m, τμήμα της πλάκας γενικής κοιτόστρωσης.

Τούτο συνεπάγεται ισχυρούς ως προς την αντοχή και, κυρίως, τη δυσκαμψία προβόλων, αφενός προς ασφαλή παραλαβή των, εν γένει, μεγάλων φορτίων των κατερχομένων προς θεμελίωση στύλων και αφετέρου ο δραστικός περιορισμός των βυθίσεων των φορτιζομένων άκρων αυτών. Για την ικανοποίηση αμφοτέρων των επιταγμάτων απαιτείται να διατίθεται μεγάλο ύψος διατομής, αλλά τούτο δεν αρκεί μόνο του για την χαλιναγώγηση των συνεπειών των χρονίων βυθίσεων. Προς τούτο απαιτείται η λήψη σειράς ειδικών μέτρων όπως:

i) Η υπερόπλιση με πολλαπλάσιο του απαιτούμενου εφελκυσμένου οπλισμού και, χωρίς να απαιτείται υπολογιστικώς, ισόποση κατά το δυνατόν διατομή θλιβομένων οπλισμών και, συμπληρωματικώς, στην περιοχή της θλιβόμενης ζώνης αντί συμβατικού σκυροδέματος (που εννοείται πρέπει για τους προβόλους να είναι C30/37) να τοποθετείται μη συρρικνούμενο έτοιμο τσιμεντοκονίαμα. Π.χ. σε δοκό-πρόβολο ενεργού μήκους 3.0 m, διατομής 40/200 και φορτίο υπολογιστικής αστοχίας 500 kN στο άκρο της προκύπτει αναγκαίος οπλισμός $A_s=3.0 \cdot 500 / 1.75 \cdot 43.5=20 \text{ cm}^2$, ήτοι 6Φ20, που αποτελεί ποσοστό $\rho_o=20/40 \cdot 195=2.5\%$ της ενεργού διατομής. Ωστόσο, αν άνω και κάτω τοποθετηθούν 20Φ20, ήτοι ποσοστό $\rho=\rho'=3.33\rho_o$ τότε το μερίδιο βέλους εκ των χρονίων παραμορφώσεων (που αποτελεί και το λεόντειο μερίδιο του συνολικού βέλους) περιορίζεται στο 15% (προσοχή όχι κατά 15%) (Psarras & Tegos, 2013). Βεβαίως, απαιτείται προσοχή πάντοτε στο μέγεθος της τιμής του σχετικού ανοίγματος διατμήσεως, οπότε δεν πρέπει να παραβλέπεται η αναγκαία προσαρμογή στη διάταξη των οπλισμών εναρμονισμένη πάντοτε με το τριγωνικό του διαγράμματος των ροπών κάμψεως.

ii) Επειδή είναι ανέφικτος ο μηδενισμός των βυθίσεων και είναι πιθανή η εκδήλωση διαφοράς καθιζήσεων μεταξύ των στύλων που ευρίσκονται στα όρια της «ελεύθερης (θεμελίου) ζώνης» των 3.0 m πλάκας γενικής κοιτόστρωσης, συνιστώνται δύο επί πλέον μέτρα προς αποφυγή λειτουργικών ρηγματώσεων από καταναγκασμούς και παρεκκλίσεων των πλακών από την οριζοντιότητα. Για την πρώτη περίπτωση συνιστάται η αποφυγή δοκών στους ξυλοτύπους των πλακών των ορόφων, οι οποίες υπέρκεινται της «ελεύθερης ζώνης» με εξαίρεση την πλευρά που ευρίσκεται πάνω από την πλευρά-σύνορο της «ελεύθερης ζώνης» με τη γενική κοιτόστρωση. Για τη δεύτερη περίπτωση απαιτείται ελαφρά υπερύψωση των ξυλοτύπων των χωρίς δοκούς ζωνών των πλακών προς την πλευρά της μεσοτοιχίας, ώστε να υπάρξει οριζοντίωση μετά την ολοκλήρωση του φαινομένου των χρονίων βυθίσεων.

Περίπτωση 3

Η θεμελίωση επί πασσάλων ερειδομένων επί υποκειμένου τυχόν υπάρχοντος εις μικρόν, έστω, βάθος σκληρού πετρώματος, αποτελεί αδιαφιλονίκητα την ασφαλέστερη λύση προστασίας, ωστόσο, η εφαρμογή της προσκρούει εις το, συγκριτικώς, μακράν υψηλότερο της κόστος.

Περίπτωση 4

Επιλογή σύνθετης θεμελίωσης γενικής κοιτόστρωσης – πασσάλων εκτεινόμενη εφ' όλης της κατόψεως, ασφαλώς δημιουργεί επιφυλάξεις καθ' όσον ο βολβός των εδαφικών πιέσεων εμφανίζεται μεν εξασθενημένος χάρη στην ανακουφιστική επιρροή της παρουσίας των πασσάλων ως προς το μέγεθος των ασκούμενων πιέσεων, ωστόσο η εγγύτητά του προς το υφιστάμενο κτίσμα συνεπάγεται

περιορισμένης μεν εντάσεως βολβό συγκριτικώς με τη χωρίς πασσάλους γενική κοιτόστρωση, ωστόσο υπαρκτόν και πιθανόν εις μέγεθος που θα προκαλέσει προβλήματα στο υφιστάμενο κτίσμα.

Περίπτωση 5

Μία αδρομερής εκτίμηση του βάρους του τμήματος του κτηρίου το οποίον υπέρκειται της «ελεύθερης ζώνης» της θεμελίωσης απέδωσε ως αποτέλεσμα τα 2500 kN. Εάν χρησιμοποιηθούν για την παραλαβή αυτού του φορτίου μικροπάσσαλοι Φ30 και εκτιμηθεί ως μέση δύναμη επιφανειακής ανά m^2 τριβής ανάσχεσης η τιμή $40 \text{ kN}/m^2$, τότε για την παραλαβή του φορτίου απαιτούνται $L=2500/3.14 \cdot 0.30 \cdot 40=66 \text{ m}$ μικροπάσσάλου. Εάν τοποθετηθούν 6 μικροπάσσαλοι 3 από κάθε πλευρά της ελεύθερης ζώνης στις θέσεις των άκρων των προβόλων της Περίπτωσης 2 και υποθεθεί ότι οι δύο κεντρικοί εκ των δύο σειρών μικροπάσσαλοι παραλαμβάνουν έκαστος διπλάσιο φορτίο συγκριτικώς από έκαστον των τεσσάρων γωνιακώς τοποθετημένων, τότε οι γωνιακοί πρέπει να έχουν μήκος $66:8 \approx 8.5 \text{ m}$ και οι κεντρικοί $2 \cdot 8.5=17.0 \text{ m}$. Όσον αφορά τους πρώην προβόλους στην παρούσα περίπτωση καλούνται να διαδραματίσουν ρόλο συνδετηρίων δοκών εξισορροπώντας τις εκατέρωθεν αυτών καθιζήσεις, καθώς με την ισχυρή συμμετρική τους όπλιση είναι σε θέση να δράσουν ανασχετικώς έναντι, είτε θετικών είτε αρνητικών ροπών.

Συμπεράσματα

Εξετάστηκε αδρομερώς στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας το πρακτικό πρόβλημα της αποφυγής βλαβών σε υφιστάμενο κτήριο όταν πρόκειται να ανεγερθεί υπό συνθήκες συνεχούς συστήματος δομήσεως, εν επαφή με αυτό νέο κτήριο, το οποίο είναι δυνατόν να προκαλέσει πρόβλημα διαφορικών καθιζήσεων στο υφιστάμενο. Εφαρμόστηκε για τον τεθέντα στόχο η ονομασθείσα σύνθετη λύση θεμελίωσης γενικής κοιτόστρωσης – πασσάλων, η οποία προσαρμόστηκε καταλλήλως στις απαιτήσεις του προβλήματος.

Βιβλιογραφία

- Ahner, C. König, G., Soukhov, D. (1998). “Reliability aspects of design of com-bined piled-raft foundations (CPRF)”, *Budapest, Proceedings 2nd International PhD Symposium*, fib
- Brown, P. T., Poulos, H. G., Wiesner, T.J. (1975), “Piled raft foundation design”, *Proc. Symp. on Raft Foundations*, Perth, CSIRO, 13-21
- CEN (2004), “Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1–1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1)”, Brussels: European committee for standardization
- CEN (2004), “Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”, Brussels: European committee for standardization
- Davis, E.H., Poulos, H.G. (1972), “The analysis of pile raft systems”, *The Australian Geomechanics Journal*, Vol. G2, No. 1, 21-27
- DIN 1045-1 (2000), “Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1”, Bemessung und Konstruktion
- DIN 1054:2005-01, “Baugrund — Sicherheits-nachweise im Erd- und Grundbau”, *Beuth Verlag*, Berlin
- Hain, S. J. (1975), “Analysis of rafts and raft-pile foundations”, *Proc. Int. Symp. on Recent Developments in Soil Mechanics*, University of New South Wales, Australia, 213-253
- Hain, S.J., Lee, I.K. (1978), “The analysis of flexible raft-pile-systems”, *Geotechnique* (28), No. 1, 65-83

- Hanisch, J., Katzenbach, R., & König, G. (2002), “Kombinierte Pfahl-Plattengründungen“ *John Wiley & Sons*.
- Hooper, J. (1973), “An observation on the behaviour of a piled raft foundation on London clay”, *Proc. Inst. Civil Engrs.* (559), Part II, 855-877
- Horikoshi, K., Randolph, M.F. (1998), “A contribution to optimal design of piled rafts”, *Geotechnique* (48), No. 3, 301-317
- Katzenbach, R., Arslan, U., Moormann, Chr., Reul, O. (1998), “Piled raft foundation — Interaction between piles and raft”, *Int. Conf. on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering*, Darmstadt Geotechnics, No. 4, Vol. 2, 279-296
- Katzenbach, R., Reul, O. (1997), “Design and performance of piled rafts”, *XIVth ICSMFE*, Hamburg, Rotterdam, Balkema, Vol. 4, 2253-2256
- Lancelotta R., Bernardi R., (1995), “Uncertainty Analysis in Geotechnical Design”, *CEB Manuscript*
- Mindlin, R.D. (1936) Forces at a point in the interior of a semi-infinite-solid. *Physics* 7, 195-202
- Muth, G., (1989), “Beitrag zur Beschreibung des Materialverhaltens bindiger Böden unter allgemeiner nichtmonotoner Belastung”, *Mitteilungen des Institutes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Hochschule Darmstadt*, Heft 31
- Naylor, D.J., Hooper, J. A., (1974), “An effective stress finite element analysis to predict the short- and long-term behaviour of a piles-raft foundation on London clay”, *Proc. Conf. on Settlement of Structures*, *British Geotechnical Society*, 394-402
- Östlund, L., (1991), “An Estimation on γ -Values”, *CEB Bulletin D' Information* No. 202
- Poulos, H. G., Small, J.C., Ta, L. D., Simha, J., Chen, L. (1997), “Comparison of some methods for analysis of piled rafts”, *Proc. XIVth ICSMFE*, Hamburg, Rotterdam, Balkema, 2, 1119-1124
- Poulos, H.G. (1994), “An approximate numerical analysis of pile-raft interaction”, *Research Report No. R692*, *University of Sydney*, Australia
- Pressley, J. S., Poulos, H.G., (1986), “Finite element analysis of mechanics of pile group behavior”, *Int. J. for Num. and Anal. Methods in Geomechanics*, Vol. 10, 213-221
- Psarras K. and Tegos I., (2013), “Experimental research on ways of halting the concrete creep & shrinkage deformations”, *fib Symposium 2013*, Tel-Aviv, Israel. Paper No. 310
- Randolph, M.F. (1994), “Design methods for pile groups and piled rafts”, *XIIIth ICSMFE*, 1994, New Delhi, India, Rotterdam, Balkema, Vol. 4, 61-82
- Randolph, M.F., Clancy, P. (1993), “Efficient design of piled rafts”, *Proceedings of Deep Foundations an Bored and Auger Piles*, Brugge, 119-131
- Spanke, H., Heinecke, R., Heber, M., (1997), “Neubau der Schiffsbaumontage-halle für die Volkswerft Stralsund”, *Bauingenieur* 72, Heft 9, 365-371
- Terzaghi, K., Peck, R.T., (1948), “Soil mechanics in engineering practice”, *J. Wiley and Sons*, New York.
- Viggiani, C. (1998), “Pile groups and piled raft behaviour”, *Proc. of the 3rd Int. Geot. Sem. on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Ghent, Belgium, 19-21 Oct. 1998, Rotterdam, Balkema, 77-91
- Βιτωράκης Ι., (2015), “Ανασχεδιασμός πολυωρόφου οικοδομής προς αποτροπή βλαβών εξαιτίας διαφορικών καθιζήσεων σε υφιστάμενη διώροφη οικοδομή στο Καλοχώρι Θεσσαλονίκης”, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ.
- Γκρέμος Ι. (2015), “Μελέτη πολυωρόφου κτηρίου μεγάλης κάτοψης χωρίς αρμούς με θεμελίωση μεικτού τύπου”, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ.