

Αντισεισμικός Σχεδιασμός Υπόγειων Έργων Μεγάλων Διαστάσεων Seismic Design of Underground Structures with Large Dimensions

Κυριαζής ΠΙΤΙΛΑΚΗΣ¹, Εμμανουήλ ΚΙΡΤΑΣ², Εύη ΡΗΓΑ³, Παρασκευάς ΜΑΤΣΟΥΚΑΣ⁴,
Βασιλάκης ΦΛΕΝΤΖΟΥΡΗΣ⁵

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Ο αντισεισμικός σχεδιασμός υπόγειων έργων μεγάλων διαστάσεων όπως είναι για παράδειγμα οι υπόγειοι σταθμοί Μετρό, διαφέρει σημαντικά από τον σχεδιασμό τόσο των υπέργειων κατασκευών όσο και των υπόγειων έργων μεγάλου μήκους όπως είναι οι σήραγγες. Η έλλειψη συγκεκριμένων κανονιστικών διατάξεων για την αντισεισμική μελέτη έργων αυτού του τύπου, και η σχετικά βραδεία εξέλιξη της ερευνητικής δραστηριότητας διεθνώς στο αντικείμενο, αναγκάζει τον μελετητή στην υιοθέτηση μιας σειράς από παραδοχές και προσεγγίσεις κατά τον υπολογισμό των υπόγειων κατασκευών, οι οποίες ενδεχομένως δεν ενδείκνυνται σε έναν μεγάλο αριθμό περιπτώσεων. Με την παρούσα εργασία επιχειρείται η ποιοτική και ποσοτική σύγκριση των απλοποιημένων μεθόδων αντισεισμικού υπολογισμού υπόγειων έργων όπως σήμερα εφαρμόζονται, σε σχέση με μια πλήρη δυναμική ανάλυση σε μια αντιπροσωπευτική υπόγεια κατασκευή. Παράλληλα σχολιάζονται μια σειρά από θέματα που αφορούν την προσομοίωση της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους και υπόγειας κατασκευής, και τον προσδιορισμό της σεισμικής φόρτισης της κατασκευής, ως συνδυασμού των σεισμικών παραμορφώσεων του εδάφους και της αναπτυσσόμενης αδρανειακής δύναμης. Στόχος του άρθρου είναι να περιγράψει την ισχύουσα σήμερα πρακτική και να προτείνει ορισμένες βελτιώσεις για τον ασφαλέστερο και οικονομικότερο σχεδιασμό.

ABSTRACT : Seismic design of underground structures of large dimensions, like underground Metro stations, is completely different from the study of either above-ground buildings or underground tunnel-type structures. The lack of specific regulations concerning the seismic design of similar structures, and the relatively limited research on the subject worldwide, enforces the adoption of several approximations during the calculation of underground structures that may not be suitable for numerous occasions. The present study attempts the qualitative and quantitative evaluation of simplified seismic design methods as applied in current practice, compared to a full dynamic analysis in a representative case of an underground structure. At the same time several issues are discussed, concerning the determination of the structural seismic loading, as a combination of the seismic soil deformations and inertial forces on the structure, as well as the simulation of the interaction between the soil and the structure.

¹ Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, email: kpitilak@civil.auth.gr

² Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, MSc, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, email: kirtas@civil.auth.gr

³ Πολιτικός Μηχανικός MSc, Υπ. Διδάκτωρ, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, email: eviriga@civil.auth.gr

⁴ Πολιτικός Μηχανικός, MSc, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, email: pamatsou@civil.auth.gr

⁵ Πολιτικός Μηχανικός, MSc, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, email: vlentzo@civil.auth.gr

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το θέμα του αντισεισμικού σχεδιασμού υπόγειων έργων παρουσιάζει αυξανόμενο ενδιαφέρον την τελευταία δεκαετία στον ελλαδικό χώρο, λόγω κυρίως της κατασκευής του Μετρό σε Αθήνα και Θεσσαλονίκη. Ένα τέτοιο έργο μπορεί να διακριθεί τόσο λειτουργικά όσο και από άποψη στατικής και δυναμικής συμπεριφοράς σε δυο τύπους κατασκευών, μια επιμήκη που αποτελεί το σύστημα των σηράγγων μέσα στο οποίο κινούνται οι συρμοί και μια μεγάλων διαστάσεων που αποτελούν οι σταθμοί του Μετρό. Η παρούσα εργασία αφορά τον αντισεισμικό σχεδιασμό υπόγειων κατασκευών μεγάλων διαστάσεων όπως είναι οι σταθμοί, που παρουσιάζει ένα ιδιαίτερο ενδιαφέρον καθώς οι Κανονιστικές διατάξεις αλλά και οι βιβλιογραφικές αναφορές διεθνώς που να απευθύνονται στην αντισεισμική μελέτη έργων αυτού του τύπου είναι σχετικά περιορισμένες.

Το σημαντικότερο θέμα που αντιμετωπίζεται κατά τον αντισεισμικό υπολογισμό υπόγειων έργων είναι η κατάλληλη προσομοίωση του φορέα και της φόρτισης που προκύπτει από την αδρανειακή απόκριση της κατασκευής και την κινηματική διάσταση του προβλήματος καθώς και τις δυναμικές ωθήσεις που επιβάλλονται από το περιβάλλον έδαφος. Οι παραπάνω φορτίσεις πρέπει κατάλληλα να εφαρμοστούν στην εγκιβωτισμένη κατασκευή λαμβάνοντας υπόψη την δυναμική αλληλεπίδραση με το έδαφος, διαφοροποιώντας την δυναμική απόκριση από την κλασική θεώρηση που υιοθετείται για τις υπέργειες κατασκευές. Είναι άλλωστε γνωστό πως στα υπόγεια έργα, σε αντίθεση με τα υπέργεια, σημαντικότερος είναι ο ρόλος των επιβαλλόμενων δυναμικών μετακινήσεων και όχι της αδρανειακής απόκρισης λόγω των σεισμικών επιταχύνσεων (Hashash et al., 2001). Παράλληλα διαφορετικός είναι ο τρόπος της σεισμικής συμπεριφοράς και από τα επιμήκη υπόγεια έργα, τύπου σηράγγων, καθώς εκεί η σεισμική συμπεριφορά καθορίζεται σε μεγάλο βαθμό από την κατά μήκος αξονική παραμόρφωση του έργου αλλά και την κατά μήκος κάμψη λόγω των εδαφικών καταναγκασμών, και σε δεύτερο βαθμό από την κάμψη σε επίπεδο εγκάρσιας διατομής που αναμένεται να είναι η κύρια επιπόνηση για μια υπόγεια κατασκευή μεγάλων διαστάσεων. Η φαινόμενη ταχύτητα ενώ είναι πρωταρχικής και καθοριστικής σημασίας στις επιμήκεις υπόγειες κατασκευές, στα συγκεκριμένα έργα έχει μικρότερη σημασία. Ακόμη, οι δυναμικές εδαφικές παραμορφώσεις από την ταλάντωση του εδάφους είναι συνήθως μεγαλύτερες στις περιπτώσεις έργων τύπου σταθμών Μετρό οι οποίες βρίσκονται κοντά στην επιφάνεια, αφενός λόγω της μειωμένης δυσκαμψίας του εδαφικού μέσου (χαμηλότερες τιμές γεωστατικών τάσεων αλλά και διαφορετικές, ενδεχομένως μικρότερης δυστημσίας ιδιότητες του περιβάλλοντος εδάφους), αφετέρου λόγω της εδαφικής ενίσχυσης της σεισμικής κίνησης λόγω τοπικών εδαφικών συνθηκών.

Για την αντισεισμική μελέτη μιας υπόγειας κατασκευής μεγάλων διαστάσεων, η συνήθης πρακτική που ακολουθείται στον ελλαδικό χώρο είναι η εφαρμογή κάποιων "οριακά" σχετικών διατάξεων του ΕΑΚ 2000 που αφορούν τον προσδιορισμό της αδρανειακής φόρτισης και των δυναμικών ωθήσεων στο έργο. Έτσι, για τον προσδιορισμό της δυναμικής απόκρισης της κατασκευής, εφαρμόζεται η λογική της ισοδύναμης στατικής μεθόδου με κατανομή της σεισμικής δύναμης καθ' ύψος του έργου. Οι δυναμικές ωθήσεις αντίστοιχα προσδιορίζονται με βάση είτε τη μέθοδο που περιγράφει ο ΕΑΚ 2000 για ακλόνητους τοίχους είτε τη μέθοδο Monopobe-Okabe που ισχύει για τοίχους με δυνατότητα παραμόρφωσης.

Μετά τον προσδιορισμό της σεισμικής φόρτισης, η ψευδοστατική ανάλυση του έργου που ακολουθεί απαιτεί την κατάλληλη προσομοίωση της αλληλεπίδρασης με το περιβάλλον έδαφος. Αυτή συνήθως γίνεται με την χρήση κατάλληλα εκτιμώμενων ελατηρίων περιμετρικά της κατασκευής.

Η τάση που παρατηρείται στην διεθνή βιβλιογραφία και πρακτική τα τελευταία χρόνια ακολουθεί την λογική της μελέτης των υπόγειων έργων με βάση περισσότερο τις μετακινήσεις-καταναγκασμούς λόγω της εδαφικής ταλάντωσης, καθώς έχει αποδειχθεί η σαφέστατα μεγαλύτερη σημασία τους στην σεισμική καταπόνηση, σε σχέση με την αδρανειακή θεώρηση που προκύπτει από τις εδαφικές επιταχύνσεις. Ιδιαίτερο ρόλο αποκτά συνεπώς η εκτίμηση των εδαφικών παραμορφώσεων ελευθέρου πεδίου και η κατάλληλη επιβολή τους στην υπόγεια κατασκευή. Οι προσεγγίσεις που κατά κύριο λόγο ακολουθούνται κατά την αντισεισμική μελέτη υπόγειων κατασκευών περιγράφονται από τους Wang (1993), St. John and Zahrah (1987) και τους Hashash et al. (2001), ενώ οι σημαντικότερες αναλύονται συνοπτικά στις επόμενες παραγράφους.

Η απλούστερη μέθοδος δια της χρήσεως των αναπτυσσόμενων εδαφικών παραμορφώσεων, που υπολογίζονται συνήθως ανεξάρτητα με μια κλασική μονοδιάστατη μελέτη της εδαφικής απόκρισης του φυσικού εδάφους χωρίς καμία κατασκευή, είναι η απευθείας εφαρμογή τους στην υπόγεια κατασκευή. Η μέθοδος αυτή προφανώς δεν λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους-κατασκευής και την όποια τροποποίηση στο προφίλ των εδαφικών μετακινήσεων αυτή επιφέρει. Συχνά η μέθοδος οδηγεί σε υπερδιαστασιολόγηση της κατασκευής, ιδιαίτερα σε μαλακά εδάφη όπου οι παραμορφώσεις ελευθέρου πεδίου λαμβάνουν γενικά μεγάλες τιμές, ενώ η αλληλεπίδραση είναι έντονη με αποτέλεσμα η απ' ευθείας εφαρμογή των εδαφικών παραμορφώσεων στην κατασκευή να μην είναι ρεαλιστική (Wang, 1993). Συνεπώς αυτή η προσέγγιση ενδείκνυται μόνο σε θέσεις όπου αναμένονται χαμηλά επίπεδα σεισμικών διεγέρσεων.

Για τον συνυπολογισμό ακριβώς της αλληλεπίδρασης έχουν προταθεί ορισμένες απλοποιητικές μέθοδοι, όπως η χρήση ενός δείκτη ευκαμψίας (F), που συσχετίζει την δυσκαμψία της κατασκευής με αυτή του εδάφους. Με βάση τον δείκτη ευκαμψίας υπολογίζεται ένας συντελεστής παραμόρφωσης της διατομής (racking coefficient R), οπότε είναι δυνατός ο υπολογισμός των παραμορφώσεων που πρέπει να επιβληθούν στην κατασκευή σε σχέση με τις παραμορφώσεις ελευθέρου πεδίου (Hashash et al., 2001).

Μια ακριβέστερη μέθοδος επιβολής των εδαφικών παραμορφώσεων στην υπόγεια κατασκευή μπορεί να γίνει με προσομοίωση της αλληλεπίδρασης με το περιβάλλον έδαφος με χρήση ελατηρίων στην επιφάνεια της κατασκευής. Οι επιβαλλόμενες εδαφικές παραμορφώσεις στα άκρα των ελατηρίων τροποποιούνται κατάλληλα ανάλογα με τις τιμές των ελατηριακών δεικτών (δείκτες εμπέδησης), με αποτέλεσμα να οδηγούν σε επιβολή εδαφικών καταναγκασμών στην κατασκευή λαμβάνοντας όμως υπόψη και την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής.

Μια παραλλαγή της παραπάνω μεθόδου που στοχεύει στον ακριβέστερο συνυπολογισμό της αλληλεπίδρασης, είναι η προσομοίωση τμήματος του περιβάλλοντος εδάφους με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων. Η αριθμητική ανάλυση γίνεται σε επίπεδο

εγκάρσια διατομής, ενώ κατά την προσομοίωση του περιβάλλοντος εδάφους αποφεύγονται τα σφάλματα στην εκτίμηση των δεικτών εμπέδησης που αποτελούν τους ελατηριακούς δείκτες της προηγούμενης μεθόδου. Οι εδαφικές μετακινήσεις ελευθέρου πεδίου επιβάλλονται πλέον στα πλευρικά όρια του εδάφους σε ικανή απόσταση από την κατασκευή. Κατά την ψευδοστατική ανάλυση που ακολουθεί προσδιορίζονται τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην κατασκευή λόγω της εδαφικής απόκρισης.

Ακριβέστερη διαδικασία προσδιορισμού της σεισμικής απόκρισης μιας υπόγειας κατασκευής σε σχέση με τις προηγούμενες που περιγράφηκαν αποτελεί η πλήρης δυναμική ανάλυση του εδάφους με την κατασκευή. Κατά την πλήρη δυναμική ανάλυση γίνεται ο συνυπολογισμός τόσο του κινηματικού όσο και του αδρανειακού μέρους της αλληλεπίδρασης ενώ αποδίδεται ορθότερα η επιβολή των εδαφικών παραμορφώσεων στο υπόγειο έργο. Για την μέθοδο αυτή απαιτείται η αριθμητική προσομοίωση της κατασκευής και του εδάφους, η οποία συνήθως γίνεται με χρήση κάποιου κώδικα πεπερασμένων στοιχείων. Συνήθως η ανάλυση ενός μοντέλου 2 διαστάσεων (επίπεδη παραμόρφωση) μπορεί να δώσει αρκετά ικανοποιητικά από άποψη ακρίβειας αποτελέσματα, αποφεύγοντας το υπολογιστικό κόστος που συνεπάγεται μια πλήρης τρισδιάστατη προσομοίωση που οπωσδήποτε είναι η πλέον ακριβής.

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται μια συνοπτική και κριτική περιγραφή των πλέον κατάλληλων τρόπων προσομοίωσης και ανάλυσης του προβλήματος καθώς και η εφαρμογή κάποιων από τις μεθόδους που προτείνονται για την μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς μιας υπόγειας κατασκευής μεγάλων διαστάσεων. Κατά την μελέτη χρησιμοποιείται μια αντιπροσωπευτική περίπτωση υπόγειας κατασκευής και περιβάλλοντος εδάφους, ενώ τα αποτελέσματα των διαφόρων μεθόδων συγκρίνονται με την πλήρη δυναμική ανάλυση του έργου. Στη συνέχεια ακολουθεί και ο συνυπολογισμός των στατικών φορτίων και της άνωσης προκειμένου να προσδιορισθεί το ποσοστό της συμμετοχής των σεισμικών φορτίων στην ανάπτυξη των εντατικών μεγεθών στον φορέα.

Αφορμή για το παρόν άρθρο έδωσε μια πολύ εποικοδομητική και επιστημονικά ενδιαφέρουσα συνεργασία με την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΑΕ και την ΟΜΕΤΕ ΑΕ & ΣΥΝΕΡΓΑΤΕΣ στα πλαίσια της μελέτης υπόγειων σταθμών Μετρό στην Θεσσαλονίκη (Pitilakis & Associates, 2007).

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΥΣΙΚΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

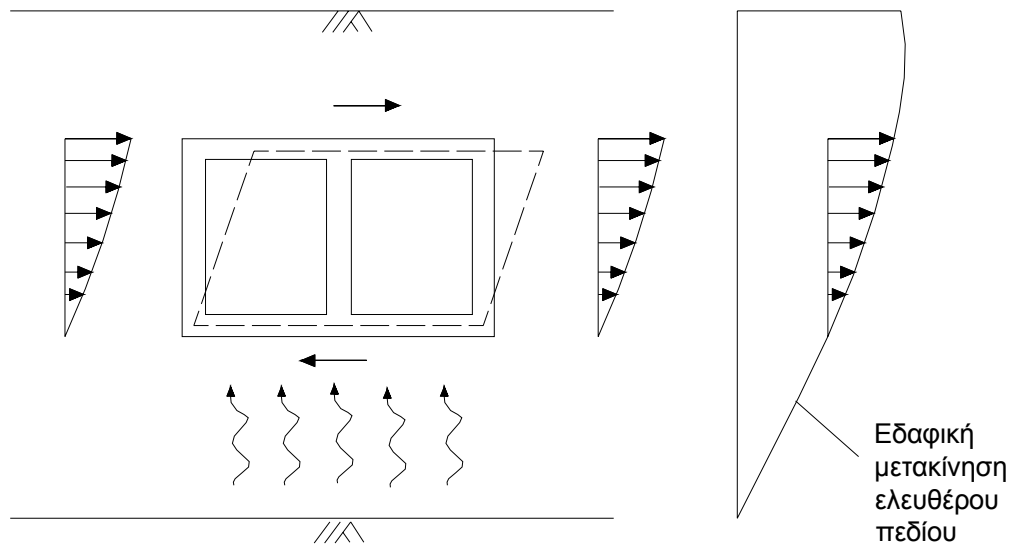
Η σεισμική συμπεριφορά μιας υπόγειας κατασκευής (Σχήμα 1α) καθορίζεται από ένα συνδυασμό παραγόντων που περιλαμβάνουν την σεισμική διέγερση, την διάδοση των σεισμικών κυμάτων και την επιρροή που δέχονται από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες, το βάθος θεμελίωσης και τα υπόλοιπα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του έργου, όπως και τη συσχέτιση των δυσκαμψιών εδάφους και κατασκευής και την αλληλεπίδρασή τους κατά τη διάρκεια της σεισμικής κίνησης. Ένα σημαντικό θέμα που ανακύπτει κατά τη μελέτη του φυσικού προβλήματος είναι η ποσοτικοποίηση και η εφαρμογή των φορτίων που επιβάλλονται στην κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Τα σεισμικά φορτία στα υπόγεια έργα μπορούν να διαχωριστούν σε δυο γενικές κατηγορίες: σε αυτά που

επιβάλλονται από την παραμόρφωση του εδάφους κατά τη σεισμική δόνηση και σε αυτά που αναπτύσσονται λόγω των δυνάμεων αδράνειας της κατασκευής. Μετά τον καθορισμό της φόρτισης ακολουθεί η κατάλληλη προσομοίωση που θα λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση με το περιβάλλον έδαφος, καθώς πρόκειται για κατασκευή πλήρως εγκιβωτισμένη.

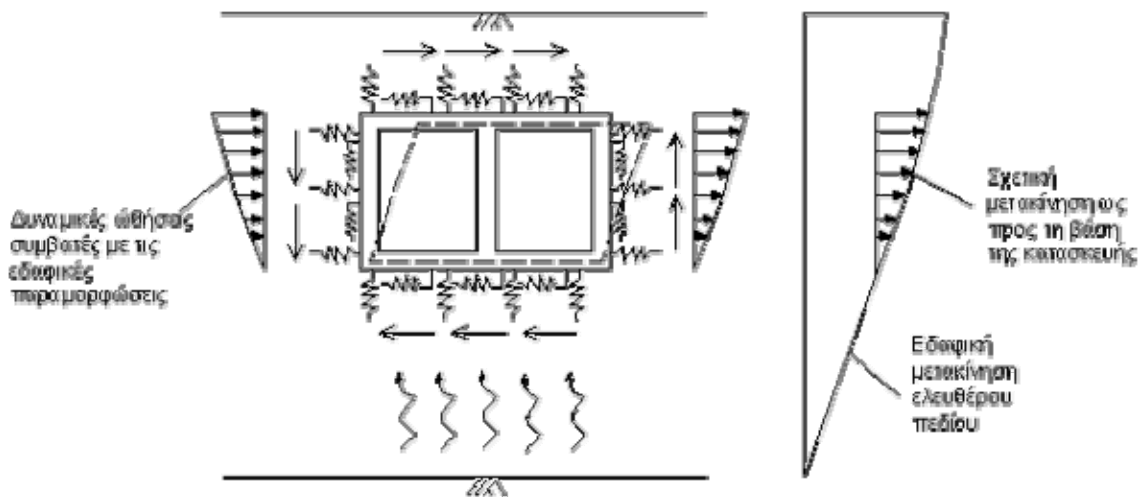
Η επιβολή των δυναμικών φορτίων που προκύπτουν από τις εδαφικές παραμορφώσεις μπορεί να γίνει ψευδοστατικά, είτε με κατάλληλη απευθείας εφαρμογή τους ως καταναγκασμού μετακινήσεων καθ' ύψος της κατασκευής, είτε με την εφαρμογή κατάλληλα υπολογισμένων δυναμικών ωθήσεων πλευρικά της κατασκευής (Σχήμα 1β). Ο προσδιορισμός των δυναμικών ωθήσεων με βάση τις υφιστάμενες μεθοδολογικές προσεγγίσεις (π.χ. ακλόνητοι τοίχοι ή μέθοδος Monopobe-Okabe για τοίχους με δυνατότητα μετακίνησης), παρουσιάζει ορισμένες δυσκολίες κατά την εφαρμογή του στις υπόγειες κατασκευές. Η ιδιαίτερη φύση του έργου και το σημαντικό πολλές φορές βάθος θεμελίωσης (συχνά $H > 10m$) απαιτούν κάποια, συχνά αυθαίρετη, τροποποίηση των μεθόδων αυτών προκειμένου να οδηγούν σε ορθολογικότερο υπολογισμό των δυναμικών ωθήσεων. Επιπλέον δεν πρέπει να λησμονείται ότι η μέθοδος Monopobe-Okabe έχει αναπτυχθεί για υπέργειες κατασκευές αντιστήριξης και υποθέτει την επαρκή μετατόπιση της κατασκευής που οδηγεί στο σχηματισμό μιας ενεργού εδαφικής σφήνας. Σε υπόγεια έργα όμως η κατασκευή κινείται μαζί με το περιβάλλον έδαφος μη επιτρέποντας τη δημιουργία αυτής της ενεργού σφήνας ιδιαίτερα σε σημαντικά βάθη (Hashash et al., 2001).

Τόσο κατά τον υπολογισμό των δυναμικών εδαφικών ωθήσεων όσο και κατά τον προσδιορισμό της αδρανειακής φόρτισης της κατασκευής, σημαντικό ρόλο αποκτά η επιλογή της τιμής επιτάχυνσης σχεδιασμού. Καθώς πρόκειται για υπόγεια κατασκευή η επιλογή της εδαφικής επιτάχυνσης στην επιφάνεια θα είναι ιδιαίτερα δυσμενής, όταν το σύνολο του έργου βρίσκεται σε κάποιο συχνά σημαντικό βάθος, όπου η σεισμική επιτάχυνση θα είναι οπωσδήποτε αρκετά μικρότερη. Θα πρέπει συνεπώς να προηγείται μια έστω και απλοποιημένη μελέτη εδαφικής απόκρισης, προκειμένου να καθοριστεί η αναμενόμενη εδαφική επιτάχυνση, η αλλιώς ο σεισμικός συντελεστής σε κάποιο «μέσο» βάθος, το οποίο κατά σύμβαση μπορεί να ληφθεί στο μέσον του ύψους της υπόγειας κατασκευής.

Στο στάδιο της ανάλυσης και για τον συνυπολογισμό της αλληλεπίδρασης στην διεπιφάνεια εδάφους-κατασκευής, συχνά χρησιμοποιούνται ελατήρια τα οποία αποδίδουν την ενδοσιμότητα του εδάφους με μια μορφή ελαστικής στήριξης (Σχήμα 1β). Στην τρέχουσα βιβλιογραφία όμως λείπει η εκτενής αναφορά σε ερευνητική δραστηριότητα στο θέμα του καθορισμού των τιμών των δεικτών εμπέδησης που χρησιμοποιούνται για τις ελατηριακές σταθερές σε πλήρως εγκιβωτισμένες υπόγειες κατασκευές μεγάλων διαστάσεων. Συμβατικά χρησιμοποιούνται εργασίες που αναφέρονται είτε σε εγκιβωτισμένα θεμέλια είτε σε πασσάλους, η συμπεριφορά των οποίων όμως κατά τη διάρκεια ενός σεισμού ασφαλώς διαφέρει από αυτή μιας υπόγειας κατασκευής μεγάλων διαστάσεων. Παράλληλα με την χρήση των ελατηρίων είναι απαραίτητη και η προσομοίωση των διατμητικών τάσεων περιμετρικά της υπόγειας κατασκευής, η οποία οφείλεται στην κίνηση του εδάφους κατά τη διάρκεια του σεισμού.



Σχήμα 1α. Σεισμική φόρτιση υπόγειου σταθμού κατά την εγκάρσια έννοια



Σχήμα 1β. Αναλυτικό προσομοίωμα σταθμού κατά την εγκάρσια έννοια

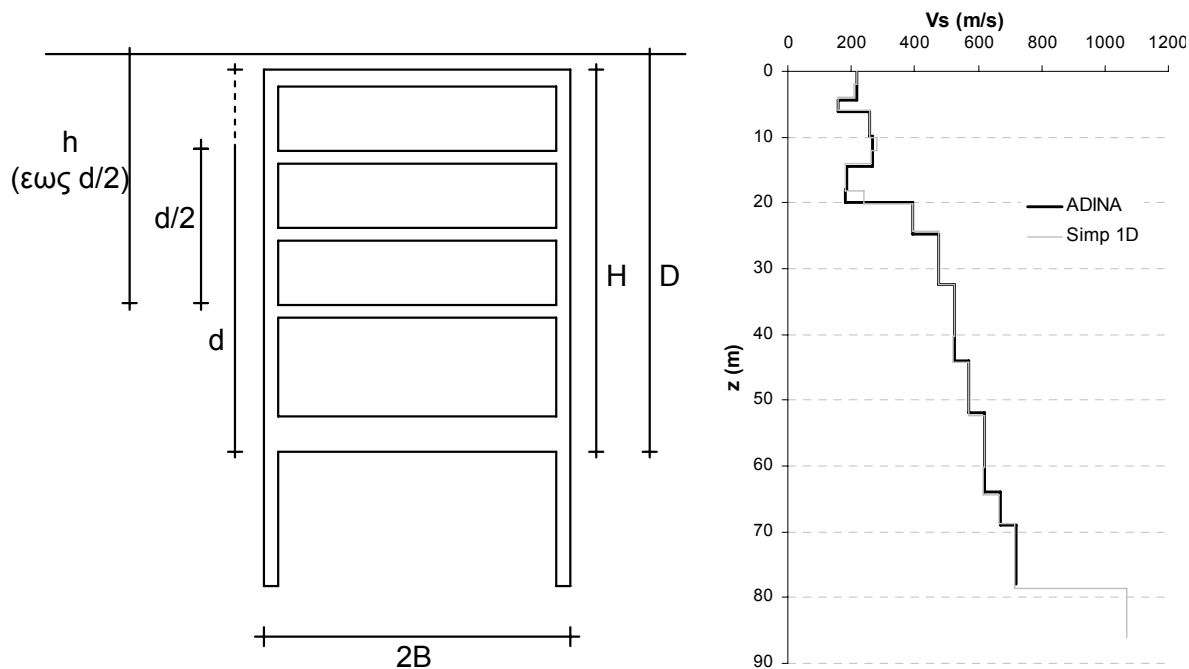
Περισσότερο εκλεπτυσμένες και ακριβείς μέθοδοι μελέτης της αντισεισμικής συμπεριφοράς υπόγειων κατασκευών καταφεύγουν στην χρήση αριθμητικών αναλύσεων με κώδικες πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών, που περιλαμβάνουν επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία τα οποία χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση του περιβάλλοντος εδάφους. Με τον τρόπο αυτό αποφεύγονται οι αβεβαιότητες στον καθορισμό των δεικτών εμπέδησης των ελατηρίων που αναφέρθηκαν, ενώ λαμβάνεται άμεσα υπόψη η αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους-κατασκευής αλλά και η ανάπτυξη των σημαντικών σεισμικών διατμητικών τάσεων περιμετρικά του υπόγειου έργου (Σχήμα 1β). Η χρήση πεπερασμένων στοιχείων μπορεί να γίνει τόσο υπό ψευδοστατικές συνθήκες, με επιβολή εν είδη καταναγκασμού των εδαφικών παραμορφώσεων ελεύθερου πεδίου στα όρια του εδαφικού προσομοιώματος, όσο και υπό κανονικές δυναμικές συνθήκες, σε μια ανάλυση με χρονοϊστορία κίνησης εφαρμοζόμενη στα όρια του καννάβου πεπερασμένων στοιχείων .

Σε όλες τις μεθόδους που σχετίζονται με αναλύσεις χρονοϊστορίας ή με επιβολή καταναγκασμού μετακινήσεων στην κατασκευή, και όχι με κανονιστικό προσδιορισμό της φόρτισης, είναι σημαντική η επιλογή του κατάλληλου σεισμού σχεδιασμού και η σωστή προσομοίωση της εδαφικής απόκρισης. Στην περίπτωση των δυναμικών αναλύσεων η σημασία της χρήσης των κατάλληλων επιταχυνσιογραφημάτων είναι αυταπόδεικτη καθώς καθορίζει πλήρως το επίπεδο της έντασης στον φορέα. Ακόμη όμως και στις ψευδοστατικές αναλύσεις, και καθώς η μέγιστη ένταση στην κατασκευή αναπτύσσεται κατά την μέγιστη διαφορική μετακίνηση μεταξύ της στάθμης κορυφής και θεμελίωσης, προηγείται της ανάλυσης της κατασκευής μια ανάλυση εδαφικής απόκρισης ελευθέρου πεδίου, με το επιταχυνσιογράφημα σχεδιασμού στο βραχώδες υπόβαθρο. Θα πρέπει συνεπώς τα συχνοτικά χαρακτηριστικά και το πλάτος της χρησιμοποιούμενης χρονοϊστορίας επιταχύνσεων να ανταποκρίνονται στις ιδιαίτερες συνθήκες της θέσης που εξετάζεται. Παράλληλα η σωστή περιγραφή του εδαφικού προφίλ, η επιλογή των εδαφικών χαρακτηριστικών αλλά και ο καθορισμός του βάθους του βραχώδους υποβάθρου, αποτελούν εξίσου σημαντικούς παράγοντες που επηρεάζουν την ενίσχυση της σεισμικής κίνησης και κατ' επέκταση την τελική σεισμική φόρτιση στην κατασκευή.

Για την σχολιασμό της σεισμικής συμπεριφοράς υπόγειων έργων με βάση όσα προαναφέρθηκαν, χρησιμοποιείται μια μεγάλων διαστάσεων υπόγεια κατασκευή αντιπροσωπευτικής γεωμετρίας, που αποτελεί τυπική περίπτωση υπόγειου σταθμού μετρό (Σχήμα 2-αριστερά). Στο δεξί τμήμα του σχήματος δίνεται το προφίλ των ταχυτήτων των διατμητικών κυμάτων που χρησιμοποιήθηκε τόσο κατά τις απλοποιημένες μονοδιάστατες αναλύσεις εδαφικής απόκρισης όσο και για τις ψευδοστατικές και δυναμικές αναλύσεις που στην προκειμένη περίπτωση έγιναν στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ADINA (2005). Αναλυτικά οι τιμές των γεωμετρικών χαρακτηριστικών του συγκεκριμένου παραδείγματος όπως και τιμές διαστάσεων που θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια κατά τους υπολογισμούς, δίνονται ως εξής:

- $D=28.0\text{m}$ το βάθος της βάσης της θεμελίωσης από την επιφάνεια του εδάφους
- $H=27.0\text{m}$ το ύψος της υπόγειας κατασκευής
- $d=24.0\text{m}$ το ύψος της κατασκευής που βρίσκεται σε καλή επαφή με το έδαφος
- $h=15.0\text{m}$ η απόσταση από την επιφάνεια έως το ήμισυ του d
- $2B=22.0\text{m}$ (εντός επιπέδου διάστασης) το ήμισυ του πλάτους της κατασκευής
- $2L=80.0\text{m}$ (εκτός επιπέδου διάστασης) το ήμισυ του μήκους της κατασκευής

Το έδαφος από ένα βάθος 15m από την επιφάνεια αποτελείται από μια σχετικά σφιχρή άργιλο. Επιφανειακά υπάρχουν τεχνητές επιχωματώσεις και μίγματα αργίλων-άμμου με μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων 200m/s. Το βραχώδες υπόβαθρο (σχιστόλιθος) βρίσκεται σε βάθος 90 μέτρων.



Σχήμα 2. Σκαρίφημα τομής υπόγειας κατασκευής με χαρακτηριστικές γεωμετρικές διαστάσεις (αριστερά) και εδαφικό προφίλ στη θέση του έργου (δεξιά)

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

Σύμφωνα με τα παραπάνω, εφόσον δεν επιλεγεί μια πλήρης δυναμική ανάλυση του εξεταζόμενου συστήματος, η μελέτη μια υπόγειας κατασκευής μεγάλων διαστάσεων συχνά γίνεται με έναν συνδυασμό κανονιστικών διατάξεων του ΕΑΚ και του EC8, με μια παράλληλη προσπάθεια προσαρμογής τους στην ιδιαίτερη φύση του έργου. Στις επόμενες παραγράφους παρουσιάζεται αναλυτικότερα η εφαρμογή κάποιων από τις μεθόδους που αναφέρθηκαν στην εισαγωγή, σε σύγκριση με την πλήρη δυναμική ανάλυση που αντιμετωπίζει πιο άμεσα το θέμα της αλληλεπίδραση μεταξύ του εδάφους και της υπόγειας κατασκευής.

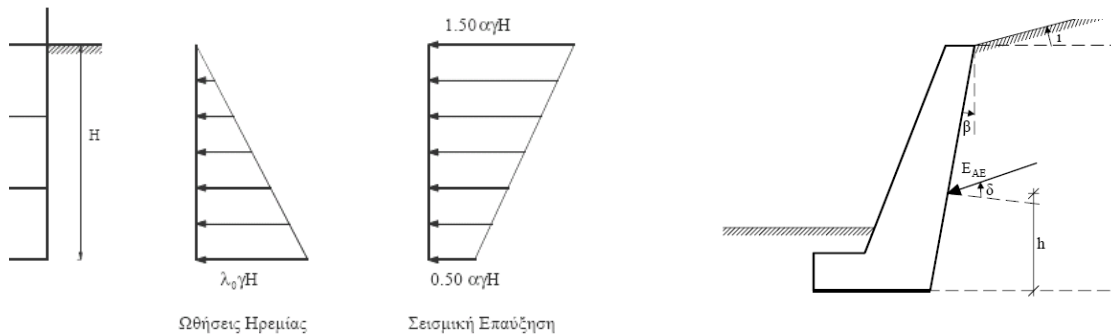
Η πλήρης δυναμική ανάλυση αφορά είτε μόνο το κινηματικό μέρος της αλληλεπίδρασης, συνεπώς την μελέτη της εφαρμογής μόνο των δυναμικών εδαφικών ωθήσεων στην κατασκευή, είτε και τον συνυπολογισμό της αδρανειακής απόκρισης της υπόγειας κατασκευής όταν στην αριθμητική ανάλυση εισάγονται και τα στοιχεία μάζας του σταθμού.

Ψευδοστατικός υπολογισμός δυναμικών ωθήσεων και σύγκριση με ωθήσεις από την πλήρη δυναμική ανάλυση (δίχως αδρανειακά φορτία κατασκευής)

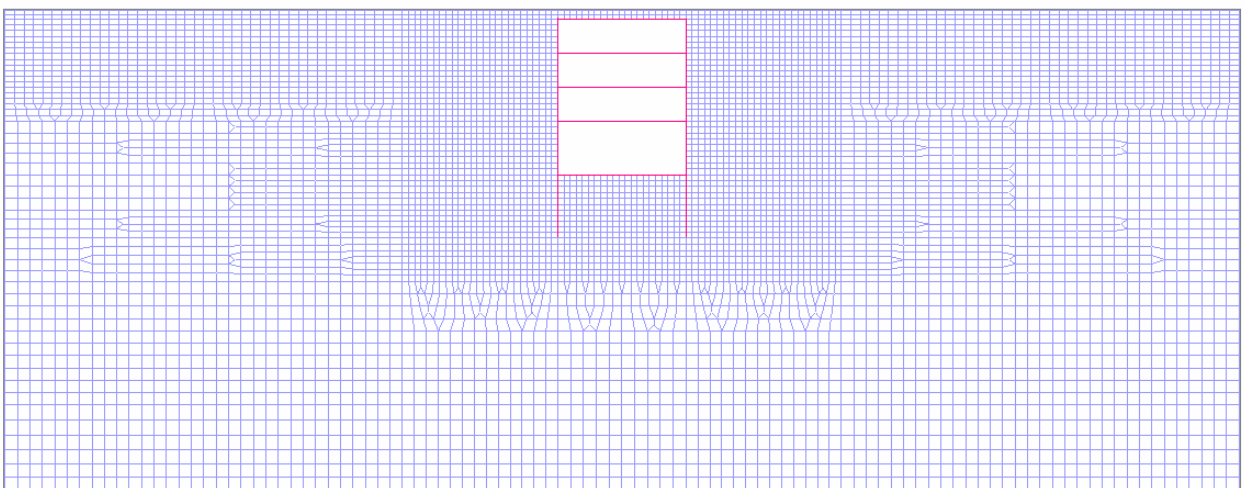
Ένα σημαντικό πρόβλημα στον αντισεισμικό σχεδιασμό υπόγειων κατασκευών (σταθμοί μετρό) όπως προαναφέρθηκε, είναι ο προσδιορισμός των σεισμικών ωθήσεων στα κατακόρυφα διάφραγμα. Οι υπάρχοντες κανονισμοί (ΕΑΚ2000, EC8) προτείνουν την αντιμετώπιση τέτοιου είδους προβλημάτων μέσω δύο μεθόδων (Σχήμα 3). Η πρώτη αφορά ακλόνητους τοίχους με περιορισμό εφαρμογής της διάταξης για βάθος όχι μεγαλύτερο των 10m. Η δεύτερη αφορά τοίχους με δυνατότητα μετακίνησης (μέθοδος Monopobe-Okabe). Στα πλαίσια αυτής της εργασίας έγινε υπολογισμός με την πλήρη δυναμική ανάλυση (προσομοίωμα Σχήματος 4) και σύγκριση των αποτελεσμάτων με τις δύο αυτές μεθόδους υπολογισμού. Για τις δυναμικές αναλύσεις επιλέχθηκε τεχνητό επιταχυνσιογράφημα του EC8.

Η μάζα της κατασκευής θεωρήθηκε μηδενική ώστε οι σεισμικές τάσεις οι οποίες προκύπτουν να είναι καθαρά αυτές που το έδαφος ασκεί στην κατασκευή, δίχως να συνυπολογίζονται αυτές από την αδρανειακή απόκριση του σταθμού. Αυτό γίνεται ώστε να είναι εφικτή η σύγκριση με τον ΕΑΚ και με το καθαρά δυναμικό κομμάτι της μεθόδου Mononobe – Okabe.

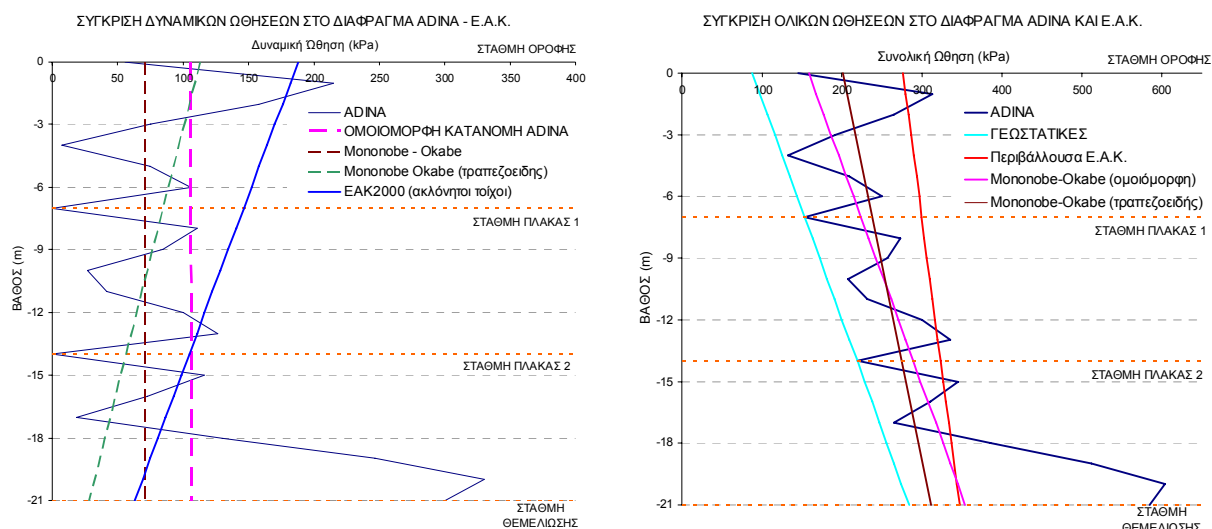
Προκειμένου οι τάσεις που υπολογίστηκαν με βάση την πλήρη δυναμική ανάλυση να είναι συγκρίσιμες με αυτές που δίδει το δυναμικό μέρος της μεθόδου Mononobe – Okabe, αναζητήθηκε μια ομαλότερη κατανομή αυτών στο διάφραγμα. Ως τέτοια προτιμήθηκε η ομοιόμορφη ορθογωνική κατανομή, αφού κάτι τέτοιο προκύπτει ως πιο λογικό από την παρατήρηση του Σχήματος 5 (αριστερά). Για να γίνει αυτό ολοκληρώνονται οι τάσεις του σχήματος και η σεισμική δύναμη του εδάφους που προκύπτει εφαρμόζεται με ομοιόμορφη ορθογωνική κατανομή στο διάφραγμα. Για λόγους σύγκρισης παρατίθεται και μια τραπεζοειδής κατανομή των ωθήσεων. Τέλος προσθέτοντας στις καθαρά δυναμικές ωθήσεις τις γεωστατικές (ωθήσεις ηρεμίας), προκύπτουν οι ολικές ωθήσεις στον τοίχο του σταθμού όπως παρουσιάζεται στο δεξί διάγραμμα του Σχήματος 5.



Σχήμα 3. Προσδιορισμός δυναμικών εδαφικών ωθήσεων στην περίπτωση ακλόνητου τοίχου (αριστερά) ή τοίχου με δυνατότητα μετακίνησης (μέθοδος Mononobe-Okabe δεξιά).



Σχήμα 4. Προσομοίωμα εδάφους και υπόγειας κατασκευής για εφαρμογή πλήρους δυναμικής ανάλυσης.



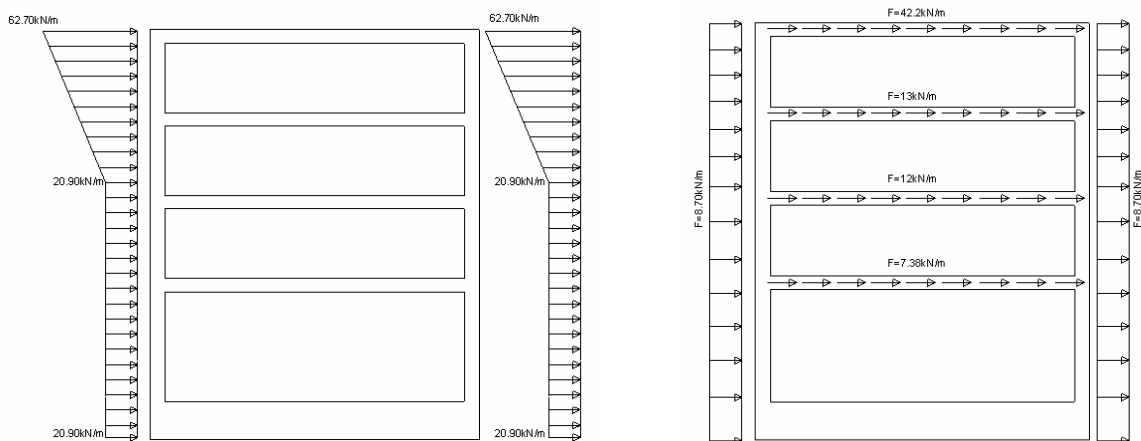
Σχήμα 5. Σύγκριση δυναμικών ωθήσεων με το βάθος (αριστερά) και συνολικών ωθήσεων με το βάθος (δεξιά) μεταξύ των μεθόδων.

Από την σύγκριση της επίλυσης με Mononobe - Okabe και αυτήν της πλήρους δυναμικής ανάλυσης στο ADINA, παρατηρείται πως οι αναπτυσσόμενες ωθήσεις έχουν παρόμοιες τιμές. Βέβαια εδώ αξίζει να αναφερθούν και οι υποθέσεις που έγιναν για την εξαγωγή των δυναμικών ωθήσεων του ADINA. Οι ωθήσεις αυτές θεωρήθηκαν ως ομόσημες και ελήφθησαν οι μέγιστες τιμές τους όχι για μια συγκεκριμένη χρονική στιγμή αλλά στη συνολική διάρκεια της δυναμικής ανάλυσης. Συνεπώς η πραγματική διαφορά μεταξύ των δύο μεθόδων μπορεί να είναι ακόμη μικρότερη. Η κανονιστική διάταξη του EAK για ακλόνητους τοίχους μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως περιβάλλουσα, αφού για τέτοιες κατασκευές υπερεκτιμά τις συνολικές ωθήσεις που αναπτύσσονται, αν και η ορθότητα της χρήσης της τίθεται υπό αμφισβήτηση σε έργα ύψους άνω των 10m. Τέλος φάνηκε η σαφής ανάγκη προέκτασης των διαφραγμάτων μέσα στο έδαφος λόγω της μεγάλης συγκέντρωσης τάσεων στη στάθμη θεμελίωσης του έργου.

Ψευδοστατική επιβολή δυναμικών ωθήσεων και αδρανειακών φορτίων κατασκευής και σύγκριση με πλήρη δυναμική ανάλυση

Κατά την συγκεκριμένη μέθοδο η κατασκευή αντιμετωπίζεται ως ένα κοινό επιφανειακό έργο, με μόνη τροποποίηση την πρόσθετη φόρτιση λόγω των δυναμικών εδαφικών ωθήσεων και την ύπαρξη ελατηρίων πλευρικά του φορέα. Στην παρούσα σύγκριση γίνεται μια προσπάθεια να διερευνηθεί το κατά πόσο μία αντιμετώπιση που έρχεται πιο κοντά στα συνηθισμένα υπέργεια οικοδομικά έργα μπορεί να δώσει αξιόπιστα, και από την μεριά της ασφάλειας αποτελέσματα, έχοντας ως εργαλείο σύγκρισης την πλήρη δυναμική ανάλυση της εγκιβωτισμένης κατασκευής. Σύμφωνα με την αντιμετώπιση αυτή το έδαφος προσομοιώνεται με ελατηριακές σταθερές (κατακόρυφα και οριζόντια ελατήρια) και τα σεισμικά φορτία με ισοδύναμα στατικά φορτία ανάλογα με τις μάζες των πλακών και των διαφραγμάτων. Σημειώνεται πως στο συγκεκριμένο παράδειγμα επιλέγεται πέραν των διαφραγμάτων και μια αραιή διάταξη πασσάλων στην πλάκα θεμελίωσης, η οποία έχει κυρίως ως σκοπό την αντιμετώπιση της σημαντικής άνωσης όπως θα φανεί στις επόμενες παραγράφους της εργασίας όπου περιγράφεται το συνολικό πρόβλημα με τα στατικά φορτία.

Η ψευδοστατική επιβολή των ωθήσεων διαφοροποιείται από την προηγούμενη σύγκριση που παρατέθηκε, πέρα από την προσθήκη των αδρανειακών φορτίων της κατασκευής, και στον προσδιορισμό των δυναμικών εδαφικών ωθήσεων. Χρησιμοποιείται η μέθοδος υπολογισμού του ΕΑΚ 2000 για ακλόνητους τοίχους με τη διαφοροποίηση πως ο υπολογισμός γίνεται για τα πρώτα 10m βάθους του φορέα (σύμφωνα με αντίστοιχο σχόλιο του ΕΑΚ), ενώ στα υπόλοιπα μέτρα έως το βάθος θεμελίωσης θεωρείται ομοιόμορφη τιμή δυναμικών ωθήσεων ίση με αυτή που υπολογίσθηκε στο βάθος των 10m (Σχήμα 6 αριστερά). Αντίστοιχα η αδρανειακή φόρτιση της κατασκευής καθορίζεται με βάση ενός σεισμικού συντελεστή και στη συνέχεια κατανέμεται καθ' ύψος σύμφωνα με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο που περιγράφεται στον ΕΑΚ 2000 με βάση τις μάζες κάθε στάθμης (Σχήμα 6 δεξιά). Κατά σύμβαση χρησιμοποιείται ο σεισμικός συντελεστής που προκύπτει από την τιμή της επιτάχυνσης στο μέσον του βάθους του φορέα, όπως αυτή έχει προσδιορισθεί από την ανάλυση της σεισμικής επικινδυνότητας και της εδαφικής απόκρισης που προηγήθηκε. Ακόμη εφαρμόζονται περιμετρικά της κατασκευής οι αναπτυσσόμενες οριζόντιες και κατακόρυφες διατμητικές τάσεις που οφείλονται στην ταλάντωση του σταθμού και την διάδοση των σεισμικών κυμάτων. Θεωρείται προς την πλευρά της ασφαλείας ότι οι τάσεις αυτές είναι ίσες με τις διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στο έδαφος κατά την εδαφική ταλάντωση δίχως την κατασκευή. Σημειώνεται τέλος πως στην παρούσα ανάλυση δεν λήφθηκε υπόψη η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα.



Σχήμα 6. Ψευδοστατική θεώρηση των δυναμικών εδαφικών ωθήσεων (αριστερά) και ισοδύναμη στατική μέθοδος για την εφαρμογή των αδρανειακών δυνάμεων στην κατασκευή (δεξιά).

Ο υπολογισμός των δεικτών εμπέδησης για τα ελατήρια που τοποθετούνται περιμετρικά της κατασκευής γίνεται, όπως προαναφέρθηκε, χρησιμοποιώντας εκφράσεις που προτείνονται στη βιβλιογραφία και αναφέρονται ενδεχομένως σε εγκιβωτισμένα θεμέλια και βαθιές θεμελιώσεις. Παρόμοιες αναλυτικές σχέσεις έχουν συνήθως ως στόχο την πλήρη αντικατάσταση ενός αναλυτικού προσομοιώματος της θεμελίωσης με ελατηριακούς δείκτες, και προσανατολίζονται περισσότερο στον υπολογισμό της απόκρισης της ανωδομής. Υπό προϋποθέσεις όμως μπορεί να αντιστοιχισθεί η «συνισταμένη» ελατηριακή σταθερά σε μια διεύθυνση με μια σειρά ελατηρίων κατανεμημένων με το βάθος της εγκιβωτισμένης κατασκευής, καθώς πρόκειται για ελατήρια συνδεδεμένα εν παραλλήλω. Αναλυτικά υπολογίζονται τιμές για τις ελατηριακές σταθερές για τις παρακάτω θέσεις:

- Οριζόντια ελατήρια στα διαφράγματα
- Κατακόρυφα (διατμητικά) ελατήρια στα διαφράγματα
- Κατακόρυφα ελατήρια πλάκας θεμελίωσης
- Οριζόντια (διατμητικά) ελατήρια πλάκας θεμελίωσης
- Κατακόρυφα ελατήρια βάσης διαφράγματος (αιχμή)
- Κατακόρυφα ελατήρια βάσης πασσάλων (αιχμή)
- Κατακόρυφα (διατμητικά) ελατήρια πασσάλων

Τη σημαντικότερη συμβολή κατά την δυναμική απόκριση μπορεί να θεωρηθεί ότι παρέχουν τα οριζόντια ελατήρια στα διαφράγματα, καθώς είναι αυτά που καθορίζουν την αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους και κατασκευής κατά την κατακόρυφη διάδοση διατμητικών SH κυμάτων. Σύμφωνα με τα παραπάνω για τον υπολογισμό των οριζόντιων ελατηρίων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις για τους δείκτες εμπέδησης εγκιβωτισμένων άκαμπτων θεμελίων σύμφωνα με τον Gazetas (1991). Εναλλακτικά, σύμφωνα με τις οδηγίες της AFPS/AFTES (2001) για σεισμικό σχεδιασμό υπόγειων κατασκευών προτείνονται καταρχήν οι σχέσεις των Scott (1973) και Veletsos and Younan (1994), Παράλληλα οι οδηγίες καταλήγουν και σε μια απλοποιητική πρόταση για υπολογισμό ελατηρίων σε επιμήκεις υπόγειες κατασκευές, κάθετα ως προς την περιβάλλουσα επιφάνεια της κατασκευής την οποία και συνιστούν. Σημειώνεται πως γενικότερα οι σχέσεις που προτείνονται, με εξαίρεση την απλοποιητική πρόταση των γαλλικών οδηγιών AFPS/AFTES, αναφέρονται σε ιδιαίτερα δύσκαμπτες υπόγειες κατασκευές, σε σχέση με το περιβάλλον έδαφος. Συνεπώς, στις περισσότερες περιπτώσεις μπορεί να θεωρηθεί πως οι τιμές των δεικτών δυσκαμψίας των ελατηρίων που προκύπτουν θα αποτελούν ένα άνω όριο τιμών. Αντίστοιχη σχέση για τον υπολογισμό της οριζόντιας δυσκαμψίας ελατηρίων δίνεται για εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις και από τις οδηγίες της FEMA (2003) ενώ έχουν προταθεί και σχέσεις ειδικά για σήραγγες όπως αυτή των St. John and Zahrah (1987). Σε πρόσφατη εργασία των Gerolymos and Gazetas (2006) προτείνεται ο υπολογισμός ελατηριακών σταθερών με το βάθος που αναφέρονται σε άκαμπτες θεμελιώσεις τύπου κιβωτίου «caisson» οι οποίες δεχόμαστε ότι προσεγγίζουν κάπως την μορφή των υπόγειων σταθμών.

Μια διαφορετική προσέγγιση στον προσδιορισμό των ελατηριακών σταθερών κατά την οριζόντια έννοια είναι η αναζήτηση σχέσεων εμπνευσμένων από πασσάλους. Παρόλο που δεν μπορεί να γίνει άμεση συσχέτιση της δυσκαμψίας μεταξύ πασσάλων και υπόγειων κατασκευών τύπου σταθμού μετρό, εντούτοις επειδή οι σχέσεις που έχουν προκύψει από την μελέτη αλληλεπίδρασης πασσάλου-εδάφους και αναφέρονται σε υπολογισμό ελατηρίων κατά μήκος του πασσάλου και όχι απ' ευθείας συνολικών τιμών δυσκαμψίας, θα μπορούσαν να ελεγχθούν στην περίπτωση που εξετάζεται. Διαθέτουν σημαντική τεκμηρίωση και λόγω της πολύ μεγάλης ευκαμψίας σε σχέση με τα κατακόρυφα διαφράγματα των σταθμών του μετρό, θα μπορούσαν να αποτελέσουν ένα κάτω όριο τιμών κατά τον προσδιορισμό των ελατηρίων για τον υπόγειο σταθμό. Τέτοιες σχέσεις προτείνονται π.χ. από τους Gazetas and Dobry (1984) και τους Kavnadas and Gazetas (1993).

Τέλος οι Ιαπωνικοί Κανονισμοί προτείνουν αντί της χρήσης μιας απλής εξίσωσης, τον προσδιορισμό των εδαφικών αντιδράσεων με τη χρήση προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων και για μοναδιαίες μετατοπίσεις σε οριζόντια και κατακόρυφη διάσταση. Με τον τρόπο αυτό εκτιμώνται αριθμητικά οι τιμές των ελατηρίων. Η μέθοδος έχει το πλεονέκτημα ότι προκύπτουν τιμές δυσκαμψίας/δυστημψίας τόσο για ορθά όσο και διατμητικά ελατήρια, ενώ παράλληλα οι τιμές έχουν υπολογισθεί για την συγκεκριμένη κάθε φορά τυπολογία σταθμού και εδαφικών συνθηκών.

Ενδεικτικά οι σχέσεις υπολογισμού των οριζόντιων ελατηριακών σταθερών δίνονται στον Πίνακα 1 όπου φαίνονται για λόγους σύγκρισης και κάποιες τιμές των δεικτών που προκύπτουν. Σημειώνεται πως οι τιμές προέκυψαν για μέσο δυναμικό μέτρο διάτμησης του εδάφους $G=140\text{MPa}$ και δείκτη Poisson $\nu=0.45$, ενώ είναι κατάλληλα ανηγμένες στις διαστάσεις των στοιχείων του φορέα ώστε να χρησιμοποιηθούν για αναλύσεις επίπεδης παραμόρφωσης. Οι δείκτες εμπέδησης στις άλλες διευθύνσεις και για τα υπόλοιπα στοιχεία του φορέα που αναφέρθηκαν, δίνονται συνοπτικά στον Πίνακα 2. Περισσότερες πληροφορίες σχετικά με τον προσδιορισμό των ελατηριακών σταθερών και τις διάφορες παραμέτρους που εμφανίζονται σε κάθε προτεινόμενη έκφραση υπολογισμού, δίνονται από τους Ματσούκα και Φλεντζούρη (2007). Παρατηρείται η σημαντική διασπορά που υπάρχει στις διάφορες τιμές των δεικτών εμπέδησης, κυρίως στην περίπτωση των οριζόντιων ελατηρίων στα διαφράγματα όπου χρησιμοποιούνται αρκετές σχέσεις υπολογισμού. Προκύπτει σαφώς η ανάγκη ερευνητικής δραστηριότητας προσανατολισμένης ακριβώς σε υπόγεια έργα μεγάλων διαστάσεων.

Πίνακας 1. Υπολογισμός οριζόντιων ελατηριακών σταθερών.

Αναφορά	Προτεινόμενη σχέση	Τιμή ελατηριακής σταθεράς
Gazetas, 1991	$K_{y,emp} = K_{y,sur} \cdot \left(1 + 0.15\sqrt{\frac{D}{B}}\right) \cdot \left[1 + 0.52\left(\frac{h}{B} \cdot \frac{A_w}{L^2}\right)^{0.4}\right]$	$K=23.59 \text{ MN/m}$
FEMA (2003)	$K_y = \frac{8 \cdot G \cdot r_a}{2 - \nu} \cdot \left(1 + \frac{2d}{3r_a}\right)$	$K=12.80 \text{ MN/m}$
Scott (1973)	$K = \frac{8G}{10H} \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 - 2\nu)}$	$K=23.70 \text{ MN/m}$
Veletsos and Younan (1994)	$K \cdot H = 1.086 \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{G}{\sqrt{(1 - \nu)(2 - \nu)}}$	$K=15.60 \text{ MN/m}$
AFPS/AFTES (2001)	$K = \frac{G}{H}$	$K=5.40 \text{ MN/m}$
St. John and Zahrah (σήραγγες, 1987)	$K_t = K_a = \frac{16 \cdot \pi \cdot G(1 - \nu)}{(3 - 4\nu)} \cdot \frac{H}{L_w}$	$K=10.35 \text{ MN/m}$
Gerolymos and Gazetas (2006)	$K_y = 2.18 \cdot \left(\frac{D}{2B}\right)^{-0.13} \cdot E_s$	$K=11.30 \text{ MN/m}$
Gazetas and Dobry (πάσσαλοι, 1984)	$K_x = 1.2 \cdot E_s$	$K=6.40 \text{ MN/m}$

Πίνακας 2. Υπολογισμός ελατηριακών σταθερών σε άλλα στοιχεία του φορέα.

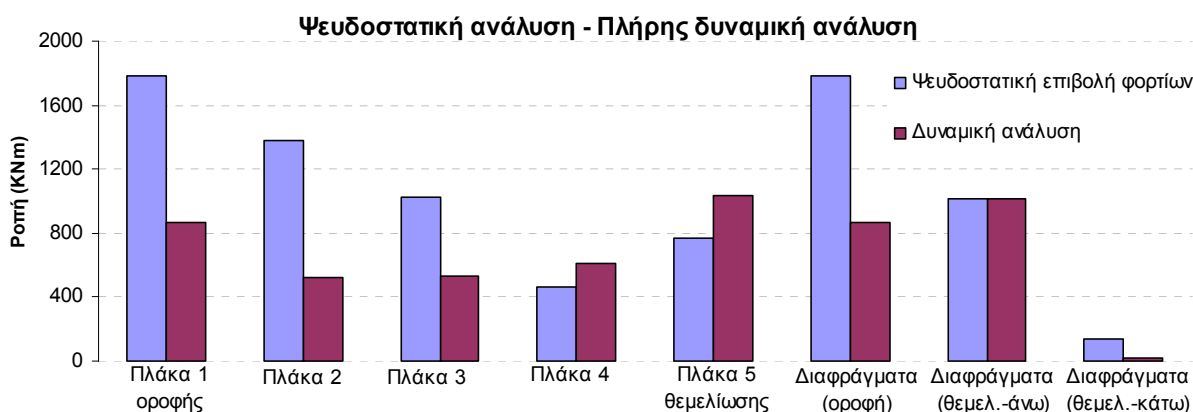
Θέση ελατηρίων	Προτεινόμενη σχέση	Τιμή ελατηριακής σταθεράς
Κατακόρυφα πλάκας πυθμένα (Gazetas, 1991)	$K_{z,emp} = K_{z,sur} \cdot \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} (1 + 1.3 \cdot \chi) \right] \cdot \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{A_\beta} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$	K=15.50 MN/m
Κατακόρυφα διατμητικά διαφράγματος (Gazetas, 1991)		K=8.30 MN/m
Οριζόντια πλάκας θεμελίωση	Ο υπολογισμός προκύπτει από την οριακή αντοχή του εδάφους έναντι ολίσθησης	K=18.90 MN/m
Κατακόρυφα βάσης διαφράγματος (αιχμής) (Mylonakis 1995)	$K_{b,z} = \frac{D \cdot E_s}{1 - \nu_s^2} \cdot \left(1 + 0.65 \frac{D}{h_b} \right)$	K=577.0 MN/m
Κατακόρυφα βάσης πασσάλων (αιχμής) A) (Mylonakis 1995) B) (Kitiyodom and Matsumoto 2002)	(A) $K_{b,z} = \frac{D \cdot E_s}{1 - \nu_s^2} \cdot \left(1 + 0.65 \frac{D}{h_b} \right)$	K=89.0 MN/m
	(B) $K_{b,z} = \frac{4 \cdot G \cdot r_o}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{1 - \exp\left(-\frac{h^*}{2 \cdot r_o}\right)}$	K=89.0MN/m
Κατακόρυφα διατμητικά πασσάλων (Kitiyodom and Matsumoto 2002)	$K_z = \frac{2\pi \cdot G \cdot \Delta L}{\ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right)}$	K=46.00 MN/m
Οριζόντια ελατήρια πασσάλων (Gazetas and Dobry 1984)	$K_x = 1.2 \cdot E_s$	K=84.00 MN/m

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν φαίνονται συνοπτικά για τις κρισιμότερες διατομές του φορέα στο Σχήμα 7. Μετά την συγκριτική παράθεση των αποτελεσμάτων των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν με βάση τις δυο μεθόδους ανάλυσης που εξετάστηκαν, εξάγεται το συμπέρασμα πως η χρήση της ισοδύναμης στατικής μεθόδου (ψευδοστατικής) ως μεθόδου ανάλυσης μιας κατασκευής με την συγκεκριμένη μορφολογία φορέα, εμφανίζει συγκεκριμένα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα σε σχέση με την πλήρη δυναμική ανάλυση:

- Η ισοδύναμη στατική ανάλυση είναι πιο εύληπτη όσον αφορά την διαδικασία προσομοίωσης. Το γεγονός αυτό παρέχει την αίσθηση του ελέγχου της υπολογιστικής πορείας στον μελετητή. Επίσης το υπολογιστικό κόστος είναι μικρότερο γιατί η μέθοδος αυτή απαιτεί λιγότερο περίπλοκο προσομοίωμα του φορέα, γεγονός που κάνει την ανάλυση γρηγορότερη σε αντίθεση με την πλήρη δυναμική ανάλυση που απαιτεί αρκετά περίπλοκη και δύσκολη προσομοίωση. Τέλος η

επεξεργασία των αποτελεσμάτων είναι συνήθως πολύ πιο εύκολη κατά την ισοδύναμη στατική ανάλυση.

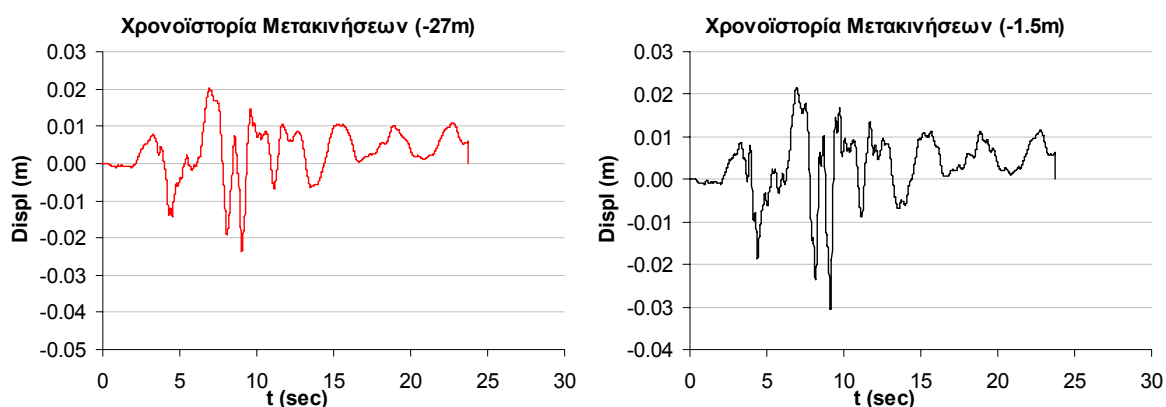
- Εάν κανείς θέλει να βρίσκεται προς τη μεριά της ασφάλειας, η χρήση της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης ενδείκνυται και πάλι. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι δυσμενέστερα αυτών που υπολογίζονται με βάση την πλήρη δυναμική ανάλυση. Οι αποκλίσεις δεν είναι πολύ μεγάλες και συνεπώς η ασφάλεια αυτή δεν οδηγεί σε υπερβολική και ανεπιθύμητη υπερδιαστασιολόγηση.
- Ένα σημαντικό πρόβλημα της ισοδύναμης στατικής μεθόδου είναι η κατάλληλη επιλογή των δεικτών εμπέδησης. Αυτοί αντλούνται μέσα από μια πλούσια αλλά και αντικρουόμενη βιβλιογραφία με τις αποκλίσεις πολλές φορές να προσεγγίζουν ακόμη και την τάξη μεγέθους.
- Κατά την πλήρη δυναμική ανάλυση, εφόσον εξασφαλιστεί εμπιστοσύνη απέναντι στο προσομοίωμα, λαμβάνονται αποτελέσματα που είναι σαφώς ρεαλιστικότερα καθώς συνυπολογίζονται ταυτόχρονα περισσότερες παράμετροι σε σχέση με την ισοδύναμη στατική μέθοδο, όπως η ταυτόχρονη δράση αδρανειακής και κινηματικής αλληλεπίδρασης, το συχνотικό περιεχόμενο της φόρτισης, η εξέλιξη του φαινομένου κ.τ.λ.
- Η πλήρης δυναμική ανάλυση δείχνει ένα πιο οικονομικό δρόμο στην διαστασιολόγηση της κατασκευής. Χρειάζεται σαφέστερα μεγαλύτερη προσοχή και σκέψη στην απόφαση επιλογής ενός εντατικού μεγέθους από αυτά που δίνει η μέθοδος για διαστασιολόγηση, ωστόσο διαφαίνεται ότι η ισοδύναμη στατική, ως μια λιγότερο ρεαλιστική μέθοδος που είναι, έχει παραδοχές που οδηγούν σε μεγαλύτερα μεγέθη έντασης στο φορέα, για να καλυφθούν τυχόν ανακρίβειες της. Βεβαίως προκειμένου να εξαχθούν κάποια πιο ουσιαστικά συμπεράσματα όσον αφορά την διαστασιολόγηση, είναι απαραίτητος ο συνυπολογισμός και των στατικών φορτίων, ώστε να ποσοτικοποιηθεί η συμμετοχή της σεισμικής φόρτισης στα τελικά εντατικά μεγέθη.



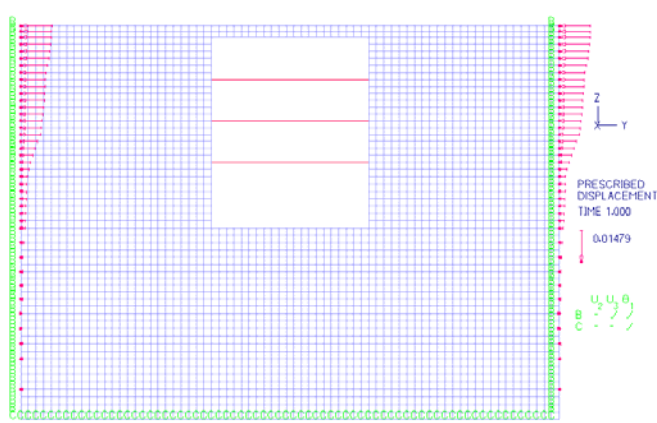
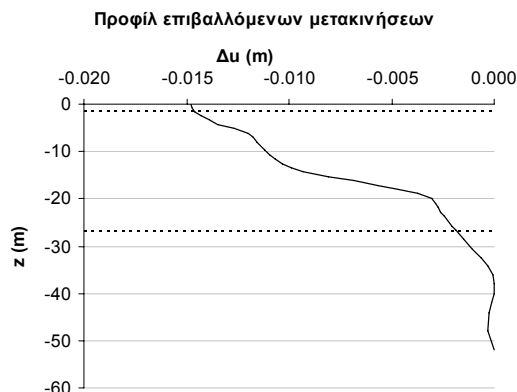
Σχήμα 7. Σύγκριση αναπτυσσόμενης καμπτικής ροπής μεταξύ ψευδοστατικής επιβολής των ωθήσεων και αδρανειακών φορτίων και πλήρους δυναμικής ανάλυσης. Αποτελέσματα για τις στηρίξεις των πλακών του φορέα όπως και του διαφράγματος στην οροφή, άνω και κάτω του κόμβου με την πλάκα θεμελίωσης.

Ψευδοστατική επιβολή εδαφικών μετακινήσεων-καταναγκασμών και σύγκριση με πλήρη δυναμική ανάλυση

Η ψευδοστατική θεώρηση της φόρτισης μπορεί να γίνει και με επιβολή των εδαφικών παραμορφώσεων ως καταναγκασμούς στα όρια εδαφικού προσομοιώματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Για τον προσδιορισμό της τιμής των εδαφικών παραμορφώσεων γίνεται αρχικά ανάλυση εδαφικής απόκρισης σε ελεύθερο πεδίο οπότε και προκύπτουν οι χρονοϊστορίες μετακινήσεων σε διάφορα βάση. Από τις χρονοϊστορίες στις στάθμες της πλάκας οροφής και της πλάκας θεμελίωσης της υπόγειας κατασκευής, όπως φαίνονται στο Σχήμα 8, προκύπτει η χρονική στιγμή της μέγιστης διαφορικής μετατόπισης κατά την οποία αναμένεται και η μέγιστη αναπτυσσόμενη ένταση στον φορέα. Για την δεδομένη χρονική στιγμή λαμβάνονται οι εδαφικές μετακινήσεις σε όλο το ύψος του εδαφικού προσομοιώματος, οι οποίες πλέον επιβάλλονται ως καταναγκασμοί στα πλευρικά όρια (Σχήμα 9). Σημειώνεται πως το προσομοίωμα με τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κατά τις ψευδοστατικές αναλύσεις δεν είναι απαραίτητο να περιλαμβάνει το συνολικό βάθος έως το βραχύδες υπόβαθρο, αρκεί να προσομοιώνεται αρκετό τμήμα του περιμετρικά της κατασκευής ώστε να αναπαραχθεί σωστά η αλληλεπίδραση με την κατασκευή.



Σχήμα 8. Χρονοϊστορίες μετακινήσεων από ανάλυση ελεύθερου πεδίου στην στάθμη της πλάκας θεμελίωσης και της οροφής του σταθμού (σεισμός Θεσσαλονίκης 1978).

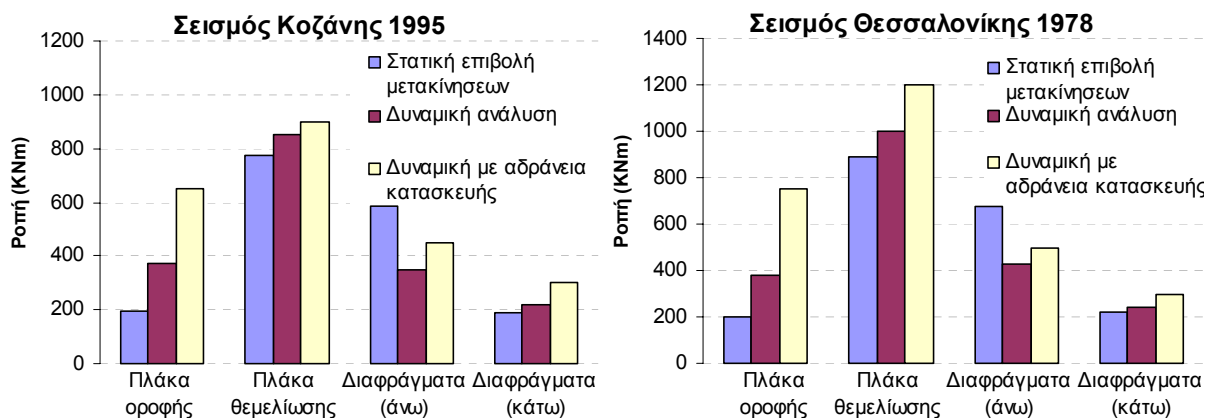


Σχήμα 9. Διαφορικές εδαφικές μετακινήσεις μεταξύ θεμελίωσης-οροφής του σταθμού και στατική επιβολή τους στα όρια του προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων (σεισμός Θεσσαλονίκης 1978).

Για τις συγκρίσεις που έγιναν χρησιμοποιήθηκαν τόσο κατά την μέθοδο ψευδοστατικής επιβολής των εδαφικών μετακινήσεων, όσο και κατά τις δυναμικές αναλύσεις, τα επιταχυνσιογραφήματα από τους σεισμούς της Θεσσαλονίκης (1978) και της Κοζάνης (1995). Η κορυφαία τιμή της κάθε διέγερσης που χρησιμοποιείται ανάγεται στα 0.22g στο βραχύδες υπόβαθρο, όπως προκύπτει από μελέτη σεισμικής επικινδυνότητας στην περιοχή που εξετάζεται για περίοδο επανάληψης 475 χρόνια. Σημειώνεται πως τα αποτελέσματα αφορούν αναλύσεις όπου δεν συνυπολογίζεται η μάζα της κατασκευής, άρα και η αδρανειακή της απόκριση. Αντίθετα αφορά μόνο τις εδαφικές παραμορφώσεις, επομένως το τμήμα των δυναμικών εδαφικών ωθήσεων και τον τρόπο με τον οποίο φορτίζει την υπόγεια κατασκευή. Έχει άλλωστε ήδη αναφερθεί πως οι εδαφικές παραμορφώσεις στα υπόγεια έργα αποτελούν τον κύριο παράγοντα καταπόνησης κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, σε αντίθεση με υπέργειες κατασκευές όπου κυρίαρχο ρόλο παίζουν οι σεισμικές επιταχύνσεις. Ενδεικτικά, στα αποτελέσματα που παρατίθενται (Σχήμα 10) δίνεται και η μεταβολή των εντατικών μεγεθών στην περίπτωση της πλήρους δυναμικής ανάλυσης όταν συνυπολογιστούν και τα αδρανειακά φορτία της κατασκευής.

Από την μελέτη των αποτελεσμάτων βλέπουμε πως προκύπτει μια καλή συμφωνία στα άκρα της πλάκας θεμελίωσης, που αποτελεί ένα από τα κρισιμότερα σημεία της υπόγειας κατασκευής. Δεν υπάρχει όμως η ίδια καλή συμφωνία μεταξύ των δυο μεθόδων ανάλυσης στα άκρα της πλάκας οροφής, όπως και στα διαφράγματα πάνω από την σύνδεση με την πλάκα θεμελίωσης. Η πλάκα οροφής του σταθμού αναπτύσσει στην πλήρη δυναμική ανάλυση μια καμπτική ροπή σχεδόν κατά 90% μεγαλύτερη από την ψευδοστατική θεώρηση. Στα διαφράγματα παρατηρείται μια σχετική ανακατανομή των ροπών κάμψης, με μια μεγαλύτερη ροπή στο κάτω από την πλάκα θεμελίωσης τμήμα, που συνοδεύεται από μια μειωμένη τιμή στο άνω τμήμα του διαφράγματος. Φαίνεται δηλαδή ότι το τελευταίο μέρος του διαφράγματος παίζει ένα σημαντικό ρόλο στην ανακατανομή των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών λόγω της ανάπτυξης κάποιας μορφής «πάκτωσης» και αντίστασης στην ταλάντωση και την παραμόρφωση του φορέα. Αποδεικνύεται συνεπώς από τις δυναμικές αναλύσεις ότι το κατακόρυφο διάφραγμα, και ειδικά το κατώτερο τμήμα του, είναι ένα ουσιαστικό στοιχείο ευμενούς συμπεριφοράς του συνολικού φορέα του σταθμού, κάτι που δεν αποδίδεται πλήρως κατά την ψευδοστατική μέθοδο.

Όταν πέραν των εδαφικών παραμορφώσεων λαμβάνεται υπόψη και η πρόσθετη επιβάρυνση λόγω της αδρανειακής απόκρισης της κατασκευής, η μεγαλύτερη διαφοροποίηση (σχεδόν διπλασιασμός), παρατηρείται στην πλάκα της οροφής του υπόγειου σταθμού. Στις υπόλοιπες θέσεις η μεταβολή της καμπτικής ροπής είναι αρκετά μικρότερη σε ποσοστό το οποίο οριακά αγγίζει αύξηση 20%, δείχνοντας πως η αδρανειακή απόκριση είναι όντως δευτερευούσης σημασίας σε σχέση με τις επιβαλλόμενες εδαφικές παραμορφώσεις.

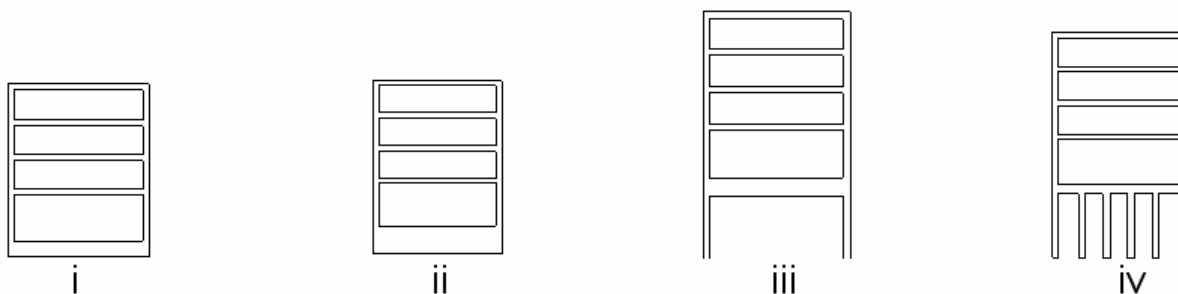


Σχήμα 10. Σύγκριση αναπτυσσόμενης καμπτικής ροπής μεταξύ στατικής επιβολής των εδαφικών μετακινήσεων και δυναμικής ανάλυσης. Αποτελέσματα για τις στηρίξεις των πλακών οροφής και θεμελίωσης όπως και του διαφράγματος άνω και κάτω του κόμβου με την πλάκα θεμελίωσης

ΓΕΝΙΚΟΤΕΡΑ ΘΕΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

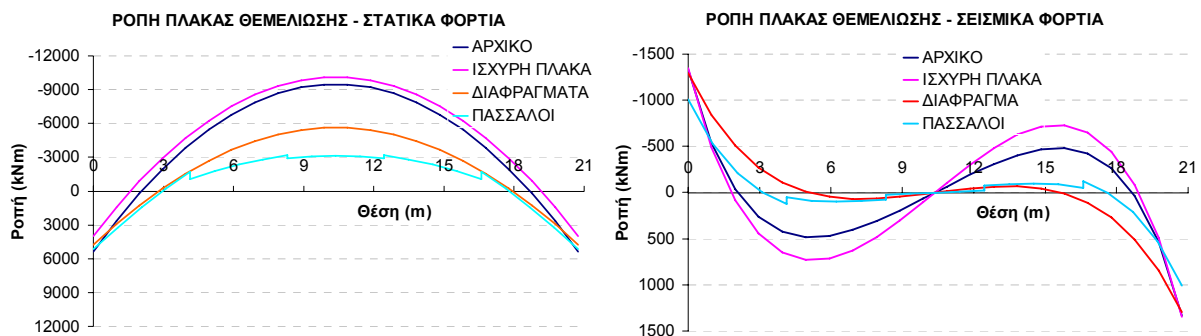
Ένα σημαντικό πρόβλημα στην μελέτη υπόγειων κατασκευών είναι το φαινόμενο της άνωσης. Όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται ψηλά συγκριτικά με την στάθμη θεμελίωσης, το πρόβλημα αυτό γίνεται πολύ έντονο λόγω του γεγονότος ότι ένα πολύ μεγάλο ανωστικό φορτίο ασκείται επί μονίμου βάσεως κάτωθεν της κατασκευής. Κρίθηκε λοιπόν σκόπιμο να γίνει έλεγχος 4 παραλλαγών της θεμελίωσης του μοντέλου προκειμένου να αναδειχθεί η διαφοροποίηση στη συμπεριφορά έναντι της άνωσης. Τα τέσσερα μοντέλα που αναλύονται είναι τα εξής (Σχήμα 11):

- i. Φορέας κιβωτοειδούς διατομής με πλάκα θεμελίωσης πάχους 2,5m
- ii. Φορέας κιβωτοειδούς διατομής με πλάκα θεμελίωσης πάχους 4,0m
- iii. Φορέας κιβωτοειδούς διατομής με πλάκα θεμελίωσης πάχους 2,5m και προέκταση διαφραγμάτων
- iv. Φορέας κιβωτοειδούς διατομής με πλάκα θεμελίωσης πάχους 1,5m, διαφράγματα και πασσάλους τριβής.



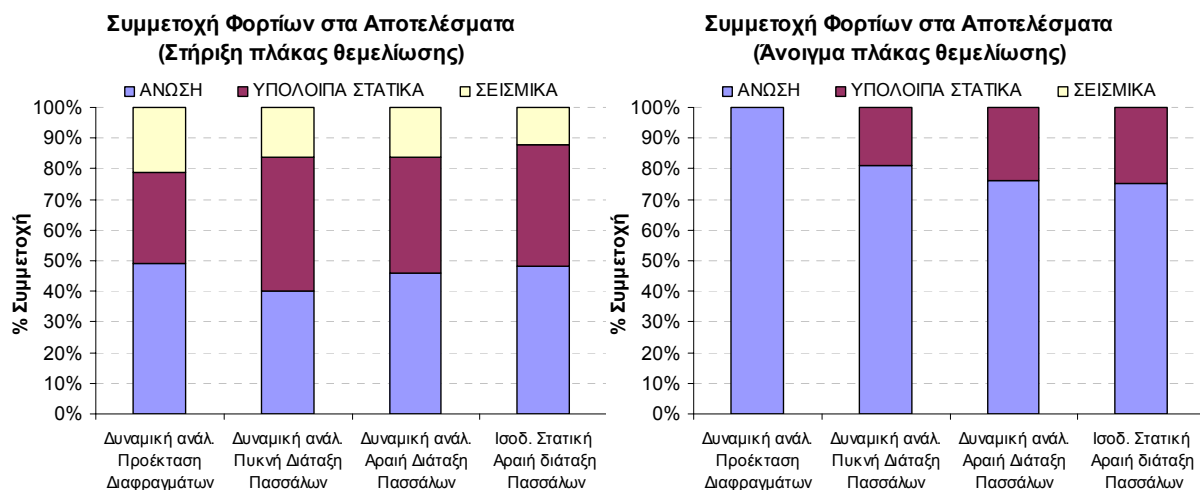
Σχήμα 11. Διαφορετικά προσομοιώματα θεμελίωσης της κατασκευής

Παρατηρήθηκε μεγάλη διαφοροποίηση στην εντατική κατάσταση της πλάκας θεμελίωσης των 4 μοντέλων ανάλογα με το είδος της θεμελίωσης, τόσο υπό στατικά φορτία (Σχήμα 12 αριστερά) όσο και υπό δυναμική καταπόνηση (Σχήμα 12 δεξιά). Η προέκταση των διαφραγμάτων άλλαξε την στατική συμπεριφορά του συστήματος μειώνοντας σημαντικά την ροπή στο άνοιγμα ενώ η τοποθέτηση των πασσάλων επιφέρει μία περαιτέρω μείωση της ροπής. Αντίθετα η επιρροή της διαφοροποίησης του φορέα στις ροπές της στήριξης είναι σαφώς μικρότερη. Καθοριστικός φαίνεται πως είναι ο ρόλος της άνωσης στην στατική συμπεριφορά της κατασκευής και στην μεγάλη αρνητική ροπή που αναπτύσσεται στο άνοιγμα. Πιο συγκεκριμένα, όσον αφορά τις τελικές ροπές που αναπτύσσονται για το σύνολο των φορτίων, παρατηρείται πως η προέκταση των διαφραγμάτων μειώνει στο 50% την ροπή στο άνοιγμα σε σχέση με τους απλούς κιβωτοειδείς φορείς. Η προσθήκη και των πασσάλων μειώνει θεαματικότερα την ροπή αυτή και «ελαφραίνει» σημαντικά την πλάκα θεμελίωσης. Γενικότερα, όπως παρατηρείται στο Σχήμα 12, οι ροπές που αναπτύσσονται λόγω της δράσης των στατικών φορτίων στην πλάκα θεμελίωσης είναι κατά πολύ μεγαλύτερες από αυτές που οφείλονται στα σεισμικά φορτία.

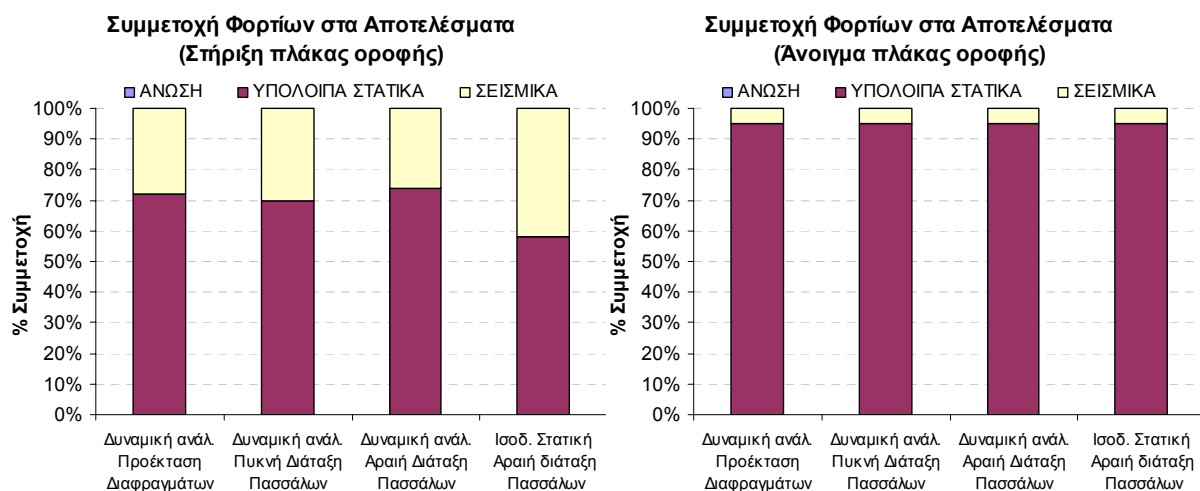


Σχήμα 12. Αναπτυσσόμενη καμπτική ροπή στην πλάκα θεμελίωσης λόγω των στατικών φορτίων (αριστερά) και των σεισμικών (δεξιά) για τις τέσσερις παραλλαγές θεμελίωσης.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η σύγκριση του βαθμού συμμετοχής του κάθε τύπου φορτίου μεταξύ πλήρους δυναμικής και ισοδύναμης στατικής ανάλυσης. Για το λόγο αυτό παρουσιάζονται αποτελέσματα που αφορούν τον φορέα με τα διαφράγματα και δυο παραλλαγές του φορέα με τους πρόσθετους πασσάλους στη θεμελίωση σε πυκνή και αραιή διάταξη (Σχήματα 13 και 14 για πλάκα θεμελίωσης και οροφής αντίστοιχα). Είναι εμφανής ο κυρίαρχος ρόλος της άνωσης στον καθορισμό των ροπών της πλάκας θεμελίωσης, ενώ γενικότερα ο ρόλος των σεισμικών φορτίων είναι περιορισμένος στο 15-20% των συνολικών καμπτικών ροπών. Ελαφρώς σημαντικότερη συμμετοχή των σεισμικών δράσεων διαπιστώνεται στη στήριξη της πλάκας οροφής, δίχως όμως να υπερβαίνει το 30-40% των συνολικών εντατικών μεγεθών.



Σχήμα 13. Συμμετοχή άνωσης, στατικών και δυναμικών φορτίων στη διαμόρφωση των εντατικών μεγεθών στην κατασκευή (πλάκα θεμελίωσης).



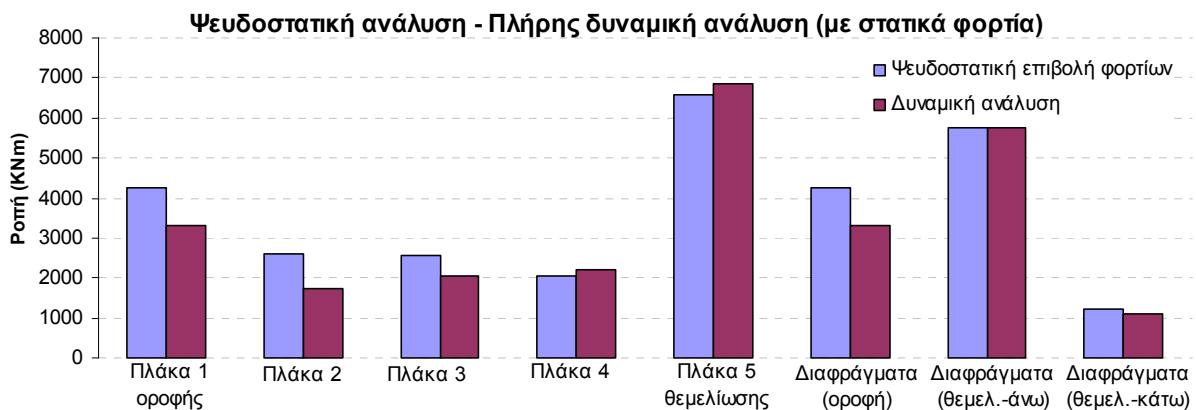
Σχήμα 14. Συμμετοχή άνωσης, στατικών και δυναμικών φορτίων στη διαμόρφωση των εντατικών μεγεθών στην κατασκευή (πλάκα οροφής).

Ψευδοστατική επιβολή δυναμικών ωθήσεων και αδρανειακών φορτίων κατασκευής και σύγκριση με πλήρη δυναμική ανάλυση (συνυπολογισμός στατικών φορτίων)

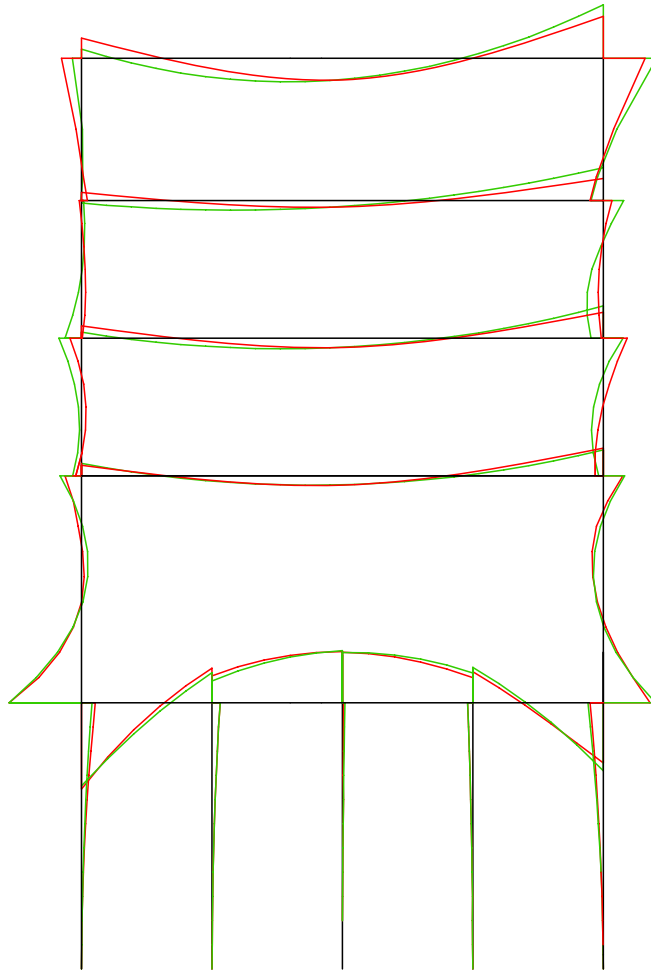
Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στη συνέχεια αντιστοιχούν στην ψευδοστατική εφαρμογή των δυναμικών εδαφικών ωθήσεων και των αδρανειακών φορτίων στην κατασκευή και σύγκριση με την πλήρη δυναμική ανάλυση. Η διαφοροποίηση σε σχέση με παρόμοια σύγκριση σε προηγούμενη ενότητα αναφέρεται στον συνυπολογισμό των στατικών φορτίων στην διαμόρφωση των εντατικών μεγεθών στο φορέα. Ως στατικά φορτία ελήφθησαν η άνωση, τα μόνιμα και κινητά φορτία του σταθμού όπως και το ίδιο βάρος αυτού, οι υδροστατικές πιέσεις, οι στατικές ωθήσεις στις κατακόρυφες παρειές (κινητά φορτία), οι γεωστατικές ωθήσεις του εδάφους στις κατακόρυφες παρειές και τέλος το υπερκείμενο βάρος εδάφους. Τα σεισμικά φορτία αναφέρονται στα οριζόντια αδρανειακά φορτία της κατασκευής και τα οριζόντια αδρανειακά φορτία εδάφους (Σχήμα 6) όπως και στις αναπτυσσόμενες οριζόντιες και κατακόρυφες διατμητικές τάσεις. Θα πρέπει να σημειωθεί πως τα στατικά φορτία εφαρμόστηκαν σε απλοποιημένο προσομοίωμα του φορέα

και όχι σε αυτό που χρησιμοποιείται για την πλήρη δυναμική ανάλυση, και στη συνέχεια προστέθηκαν στα αποτελέσματα των αναλύσεων για τα σεισμικά φορτία.

Οι συνολικές καμπτικές ροπές σε κρίσιμες θέσεις του φορέα για τις δυο μεθόδους ανάλυσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 15. Σε αντιπαραβολή με το Σχήμα 7 που αναφέρεται μόνο στα σεισμικά φορτία παρατηρείται μια σημαντική άμβλυνση των διαφορών μεταξύ των μεθόδων. Αυτό οφείλεται στα σημαντικά εντατικά μεγέθη που προέρχονται από τα στατικά φορτία και προστίθενται εξίσου στα αποτελέσματα της ισοδύναμης στατικής και της πλήρους δυναμικής ανάλυσης, μειώνοντας την σχετική διαφοροποίηση των τιμών τους. Καθώς η διαστασιολόγηση του φορέα θα γίνει με βάση τα τελικά εντατικά μεγέθη, μπορεί να ειπωθεί πως οι πολύ σημαντικές σε κάποιες διατομές διαφορές του Σχήματος 7, δεν παίζουν τελικά τόσο σημαντικό ρόλο όσο αρχικά είχε διαφανεί, δεν παύουν όμως να είναι ουσιαστικές για κάποιες θέσεις όπως οι κόμβοι της πλάκας και των διαφραγμάτων στην οροφή. Μια ενδεικτική εικόνα της κατανομής των καμπτικών ροπών σε όλο το φορέα για τις δυο μεθόδους ανάλυσης δίνεται στο Σχήμα 16, επιβεβαιώνοντας το σχόλιο που έγινε για μικρή συνολικά διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν.



Σχήμα 15. Σύγκριση αναπτυσσόμενης καμπτικής ροπής μεταξύ ψευδοστατικής επιβολής των ωθήσεων και αδρανειακών φορτίων και πλήρους δυναμικής ανάλυσης (συμπεριλαμβάνονται τα στατικά φορτία). Αποτελέσματα για τις στηρίξεις των πλακών του φορέα όπως και του διαφράγματος στην οροφή, άνω και κάτω του κόμβου με την πλάκα θεμελίωσης.



Σχήμα 16. Συγκριτικό διάγραμμα ροπών κάμψης για ψευδοστατική ανάλυση (πράσινη γραμμή) και πλήρη δυναμική ανάλυση (κόκκινη γραμμή). Συμπεριλαμβάνονται στην ανάλυση τα στατικά φορτία.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Κατά την μελέτη της αντιπροσωπευτικής υπόγειας κατασκευής μεγάλων διαστάσεων, υπό σεισμική και στατική φόρτιση, προέκυψαν μια σειρά από ενδιαφέρουσες παρατηρήσεις επί της προσέγγισης σχεδιασμού που σήμερα εφαρμόζεται και των υφιστάμενων μεθοδολογιών αντιμετώπισης του θέματος στην βιβλιογραφία. Συνοπτικά οι σημαντικότερες από αυτές, όπως και κάποιες προτάσεις για ορθολογικότερη προσέγγιση της διαδικασίας σχεδιασμού μπορούν να διατυπωθούν ως εξής:

- Υφίσταται ανάγκη για καταλληλότερο προσδιορισμό των δεικτών εμπέδησης (αυτή τη στιγμή οι δείκτες που χρησιμοποιούνται προέρχονται από μελέτες που αφορούν όχι υπόγειες κατασκευές μεγάλων διαστάσεων αλλά είτε επιμήκεις υπόγειες κατασκευές είτε πασσάλους ή ακόμη και απλά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις).
- Κατά την ψευδοστατική θεώρηση του προβλήματος όπου οι δυναμικές εδαφικές ωθήσεις εφαρμόζονται ως στατικά φορτία απαιτείται ένας ορθολογικότερος προσδιορισμός των τιμών τους και του τρόπου επιβολής στην κατασκευή καθώς οι υφιστάμενες κανονιστικές διατάξεις δεν εξετάζουν την περίπτωση έργων αυτού του

τύπου. Η χρήση μιας φόρτισης σύμφωνης με την περίπτωση των ακλόνητων τοίχων για τα πρώτα 10m βάθους και εν συνεχεία με σταθερή τιμή φορτίου, μπορεί στην κατασκευή που εξετάστηκε να δίνει αποδεκτά προς την πλευρά της ασφαλείας αποτελέσματα, δεν σημαίνει όμως ότι κάτι τέτοιο ισχύει και για διαφορετικές περιπτώσεις γεωμετρίας της κατασκευής και εδαφικών ιδιοτήτων. Και φυσικά κρίσιμες διατομές είναι πιθανόν να υπο-διαστασιολογούνται.

- Παράλληλα, ο προσδιορισμός της αδρανειακής απόκρισης της κατασκευής με την χρήση της ισοδύναμης στατικής μεθόδου και την εφαρμογή σεισμικής φόρτισης τριγωνικής κατανομής δεν είναι ο πλέον κατάλληλος για την περιγραφή της δυναμικής απόκρισης ενός υπόγειου έργου. Απαιτείται συνεπώς η ανάπτυξη μιας μεθόδου η οποία θα προσομοιώνει ορθότερα την κατανομή των σεισμικών φορτίων στην κατασκευή.
- Η κάθε μέθοδος που υιοθετείται κατά την μελέτη ενός υπόγειου έργου έχει συγκεκριμένες παραδοχές, κυρίως όσον αφορά τα δυναμικά φορτία που εφαρμόζονται στην κατασκευή. Είναι λοιπόν σκόπιμη για τον μελετητή μηχανικό η εκ των προτέρων εκτίμηση του βαθμού συμμετοχής της κάθε δράσης στην απόκριση του φορέα, ώστε να είναι σε θέση να επιλέξει την κατάλληλη μέθοδο για την κάθε περίπτωση κατασκευής που εξετάζεται. Έτσι, όταν π.χ. η άνωση παίζει ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στην διαστασιολόγηση της βάσης της κατασκευής, (στάθμη σύνδεσης διαφραγμάτων με την πλάκα θεμελίωσης του έργου), που είναι από τα κρίσιμότερα σημεία ενός υπόγειου σταθμού, ενδέχεται ο ακριβής καθορισμός των δυναμικών φορτίων να είναι δευτερευούσης σημασίας και να μπορεί να επιλεγεί μια απλούστερη μέθοδος εκτίμησής τους κατά την μελέτη.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Εκφράζονται οι δέουσες ευχαριστίες στην ΟΜΕΤΕ ΑΕ και την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΑΕ για την άριστη συνεργασία, τις εποικοδομητικές συζητήσεις και την παροχή των αναγκαίων δεδομένων.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- ADINA (2005), "Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis. Theory and Modelling Guide", ADINA R&D, Inc.
- AFPS/AFTES (2001), "Guidelines on Earthquake Design and Protection of Underground Structures", Washington D.C.
- Building Seismic Safety Council (2003), "FEMA 450 - NHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- Gazetas G and Dobry R. (1984), "Horizontal response of piles in layered soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 110(1).
- Gazetas G. (1991), "Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 117(9), pp. 1363-1381.
- Gerolymos N. and Gazetas G. (2006), "Winkler Model for Lateral Response of Rigid Caisson Foundations in Linear Soil", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(5), pp. 347-361

- Hashash Y.M.A., Hook J.J., Schmidt B. and Yao J.I.-C. (2001), "Seismic Design and Analysis of Underground Structures", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16, pp. 247-293.
- Kavvadas M and Gazetas G. (1993), "Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil", *Geotechnique*, 43(2), pp. 207-222.
- Kitiyodom P., Matsumoto T. (2002), "A Simplified Analysis Method for Piled Raft and Pile Group Foundations with Batter Piles", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 26, no. 13, pp. 1349-1369
- Ματσούκας Π. και Φλεντζούρης Β. (2007), "Αντισεισμικός Σχεδιασμός Υπόγειων Σταθμών Μετρό. Εφαρμογή στον Σταθμό της Βενιζέλου του Μετρό της Θεσσαλονίκης", Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
- Mylonakis G. (1995), "Contribution to Static and Seismic Analysis of Piles and Pile-supported Bridge Piers", PhD Thesis, State University of New York, Buffalo, USA.
- Pitilakis K. & Associates (2007) Methodology and design parameters for the Thessaloniki Metro Stations under earthquake loading (three reports)
- Scott R.F. (1973), "Earthquake Induced Pressures on Retaining Walls", *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, 2, pp. 1611-1620.
- St. John C.M. and Zahrah T.F. (1987), "Aseismic Design of Underground Structures", *Tunnelling Underground Space Technology*, 2(2), pp. 165-197.
- St. John C.M. and Zahrah T.F. (1987), "Aseismic Design of Underground Structures", *Tunnelling Underground Space Technology*, 2(2), pp. 165-197.
- Veletsos A.S. and Younan A.H. (1994), "Dynamic Soil Pressures on Rigid Vertical Walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23, pp. 275-301.
- Wang J.N. (1993), "Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of-the-Art Design Approach", Parsons Brinckerhoff Inc., New York.