

Αντισεισμικός σχεδιασμός σπράγγων

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία ασχολείται με το πρόβλημα της ανάλυσης και σχεδιασμού σπράγγων υπό σεισμική καταπόνηση. Ένας τέτοιος σχεδιασμός απαιτεί γνώση της έντασης και παραμόρφωσης της επένδυσης της σπράγγας και του εδάφους γύρω από αυτή. Κατ' αρχάς γίνεται μία σύντομη αναφορά στις υπάρχουσες αναλυτικές και αριθμητικές μεθόδους σεισμικής ανάλυσης και σχεδιασμού σπράγγων. Ακολούθως περιγράφεται η μέθοδος Kuesel, που είναι η πλέον γνωστή αναλυτική μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού σπράγγων. Τέλος, παρατίθεται ένα αριθμητικό παράδειγμα εφαρμογής της μεθόδου Kuesel και η εργασία κλείνει με γενικά συμπεράσματα.

Λέξεις κλειδιά: Σπράγγες, σεισμική ανάλυση, αντισεισμικός σχεδιασμός, αναλυτικές μέθοδοι, αριθμητικές μέθοδοι.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι σπράγγες είναι επιρρεπείς υπόγειες κατασκευές, οι οποίες δημιουργούνται με εκκαμφή εδαφικού ή κυρίως βραχώδους υλικού και επένδυση (συνήθως με σκυρόδεμα) της προκύπτουσας εδαφικής κοιλότητας. Οι κατασκευές αυτές χρησιμοποιούνται κυρίως για τη βελτίωση και επέκταση του οδικού και σιδηροδρομικού δικτύου μιάς περιοχής ή χώρας. Αυτές οι κατασκευές πρέπει να κατασκευαστούν κατάλληλα ώστε να αντέχουν τα εσωτερικά ή εξωτερικά εφαρμοζόμενα στατικά και δυναμικά φορτία, όπως αυτά των σεισμικών κυμάτων. Η ανάλυση των υπόγειων κατασκευών είναι πολύπλοκη, κάτι που προέρχεται από το γεγονός ότι αλληλεπιδρούν με το περιβάλλον έδαφος, κυρίως υπό δυναμικές φορτίσεις. Αυτό πιθανότατα εξηγεί γιατί η υπάρχουσα βιβλιογραφία για τη δυναμική συμπεριφορά υπόγειων κατασκευών δεν είναι πολύ μεγάλη, όπως είναι για τις κατασκευές επάνω στο έδαφος. Ιστορικά, οι πρώτες μελέτες για δυναμική ανάλυση και σχεδιασμό υπόγειων κατασκευών είχε να κάνει με πυρηνικά καταφύγια. Ωστόσο μεγάλο ενδιαφέρον αναπτύχθηκε πολύ γρήγορα για τη δυναμική (κυρίως σεισμική) ανάλυση και σχεδιασμό σπράγγων, οι οποίες γενικά επηρεάζονται λιγότερο από τις σεισμικές κινήσεις από ότι οι επιφανειακές κατασκευές. Περισσότερες πληροφορίες για τη δυναμική ανάλυση υπόγειων κατασκευών μπορούν να βρεθούν στους Owen and Scholl (1981), St John and Zahrah (1987), Manolis and Beskos (1997) και Hashash et al (2001).

Σπράγγες για αυτοκινητόδρομους ή σιδηροδρομους είναι συνήθως ημικυκλικής, πεταλοειδούς, ελλειπτικής ή ορθογωνικής διατομής με επένδυση από οπλισμένο ή άοπλο (συνήθως) σκυρόδεμα. Το πλάτος τους στον Ελληνικό χώρο είναι συνήθως 10.00m, το ύψος τους 7.00m, ενώ το πάχος της επένδυσης κυμαίνεται μεταξύ 0.30-0.40m. Στον Ελληνικό χώρο αναφέρουμε ενδεικτικά **τη σπράγγα του Αρτεμισίου** στον αυτοκινητόδρομο Κορίνθου-Τριπλής με μήκος 1400m, **της σπράγγας της Κακιάς Σκάλας** στον αυτοκινητόδρομο Αθηνών-Κορίνθου συνολικού μήκους 4400m, **την υποθαλάσσια σπράγγα** ορθογωνικής διατομής **Ακτίου-Πρεβέζης** μήκους 4700m και τις 77 συνολικά σπράγγες της Εγνατίας οδού συνολικού μήκους περίπου 50km (Μετσόβου, Καστανιάς, Μαλακασίου, κ.λ.π.) εκ των οποίων αυτή του Μετσόβου έχει μήκος 3500m. Στην Αθήνα (**Αττικό Μετρό**) υπάρχουν δύο μεγάλες σπράγγες ελλειπτικής διατομής συνολικού μήκους περίπου 20 km. Από τις διάφορες γνωστές σπράγγες του εξωτερικού αναφέρουμε την **υποθαλάσσια σπράγγα του Στενού της Μάγνης** (Channel Tunnel) μεταξύ Γαλλίας-Βρετανίας μήκους 40km, την υποθαλάσσια σπράγγα Σείκάν της Ιαπωνίας που ενώνει τα νησιά Χοκαϊντο και Χονσού, την υποθαλάσσια σπράγγα του Αγ.Φραγκίσκου (ΒΑΚΙ) στις Η.Ι.Α. και τις διάφορες σπράγγες στην περιοχή των Άλπεων που συνδέουν Ιταλία με Ελβετία (Σαν Γκοτάρντο) ή Ιταλία με Αυστρία (Μπρένερ).

Συνήθως οι εικάσμετες υπόγειες κατασκευές αναλύονται με βάση την παραδοχή ότι υπάρχει συμβατότητα των ανηγμένων παραμορφώσεων της κατασκευής και του εδάφους. Οι αντίστοιχες τάσεις υπολογίζον-

ται από τον νόμο του Hooke. Μια τέτοια ανάλυση αγνοεί την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής και μπορεί να εφαρμοστεί εφόσον η δυσκαμψία του εδάφους και της κατασκευής είναι παραπλήσια, η δυσκαμψία της σπράγγας δεν είναι μεγάλη και για το εδαφικό υλικό έχουμε υψηλή φυσική συχνότητα καθώς και μεγάλο βαθμό απόσβεσης. Για μια δύσκαμπτη σπράγγα, μέσα σε ένα μαλακό έδαφος και χωρίς απόσβεση, η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής εμφανίζεται έντονη και η παραπάνω ανάλυση θεωρείται εξαιρετικά συντηρητική.

Γενικά οι υπάρχουσες μέθοδοι για δυναμική ανάλυση και σχεδιασμό υπόγειων κατασκευών μπορούν να χωριστούν στις παρακάτω κατηγορίες:

- 1) Η σχεδόν στατική μέθοδος χωρίς την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, η οποία υποθέτει συντηρητικά ότι η κατασκευή είναι αρκετά εύκαμπτη ώστε να ακολουθεί τις παραμορφώσεις του περιβάλλοντος εδάφους. Έτσι χρησιμοποιώντας τις μέγιστες τιμές του εύρους και μήκους κύματος για την παραμόρφωση του εδάφους υπό σεισμικά φορτία, μισρούν να υπολογιστούν οι μέγιστες ανηγμένες παραμορφώσεις. Η μέθοδος αυτή, που έχει προταθεί από τον Kuesel (1969), είναι η πλέον διαδεδομένη στην πράξη και εφαρμόστηκε για πρώτη φορά στο σεισμικό σχεδιασμό της σπράγγας του υπογείου σιδηροδρόμου του San Francisco. Μία παρόμοια μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού σπράγγων είναι και αυτή των Wang and Munfakh (2001).
- 2) Η σχεδόν στατική μέθοδος με την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, η οποία εφαρμόζεται για δύσκαμπτες κατασκευές σε μαλακό έδαφος. Εδώ γίνεται χρήση μιας απλής δοκού εδραζόμενης σε ελαστική βάση. Οι πιο γνωστές εργασίες σε αυτήν την κατηγορία είναι αυτές των Constantinou et al. (1979), Navarro and Samartin (1988), Sanchez-Merino et al (2009) και κυρίως Penzien et al. (1992), Penzien and Wu (1998), Penzien (2000), Vitellus et al (2007) και Bilotta et al (2007), οι οποίοι χρησιμοποίησαν πεπερασμένα στοιχεία σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης για το σχεδιασμό της τομής της σπράγγας.
- 3) Η δυναμική μέθοδος σε συνδυασμό με συγκεντρωμένες μάζες, ελατήρια και αποσβεστήρες για την εξιδανίκευση του εδάφους και διακριτοποιημένα ή συνεχή συστήματα για την εξιδανίκευση της κατασκευής. Εδώ θα μπορούσε κάποιος να αναφέρει τους Weidinger and Hinman (1988) και Manolis and Beskos (1982).
- 4) Αναλυτικές δυναμικές μεθόδους οι οποίες εφαρμόζονται σε σωλίνες ή γραμμικές σπράγγες κυκλικής διατομής μέσα στον ελαστικό χώρο ή ημίχωρο. Εδώ αξίζει να αναφέρουμε τις εργασίες των El-Akily and Datta (1980-1981), Datta and Shah (1982), Datta et al. (1985) και Koutzlis et al (2006). Τα αποτελέσματα αυτών των αναλυτικών μεθόδων είναι πολύ χρήσιμα στην καινίωση της συμπεριφοράς των υπόγειων κατασκευών σε σεισμικά κύματα και μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για να εκτιμηθεί η ακρίβεια άλλων αριθμητικών μεθόδων.
- 5) Αριθμητικές μέθοδοι που βασίζονται στην διακριτοποίηση της κατασκευής με πεπερασμένα στοιχεία στην περιοχή των συχνοτήτων ή του

χρόνου. Αυτές οι μέθοδοι χρησιμοποιήθηκαν για την εξιδανίκευση της κατασκευής και του εδάφους σε προβλήματα δύο ή τριών διαστάσεων σε υπόγειες κατασκευές. Από την πληθώρα σχετικών εργασιών, ξεχωρίζουν αυτές των Okamoto and Tamura (1973), Hwang and Lysmer (1981), Gomez-Masso and Attala (1984), Monsees and Merritt (1988), Savidis et al. (1989), Kouretzis et al. (2006), Bilotta et al. (2007), Corigliano et al. (2007) και Amorosi and Boldini (2009).

6) Τα συνοριακά στοιχεία απαιτούν για γραμμικά προβλήματα μόνο διακριτοποίηση της επιφάνειας του σώματος. Αυτή η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εξιδανίκευση τόσο του εδάφους όσο και της κατασκευής τόσο στην περιοχή του χρόνου όσο και των συχνότητων. Δισδιάστατα και τρισδιάστατα προβλήματα που περιλαμβάνουν δυναμική ανάλυση υπόγειων κατασκευών έχουν επιλυθεί με συνοριακά στοιχεία από τους Kobayashi and Nishimura (1983), Lucio and de Barros (1994) και Stamos and Beskos (1995, 1996).

7) Μικτά αριθμητικά σχήματα, τα οποία συνδυάζουν πεπερασμένα στοιχεία για την κατασκευή ή για την κατασκευή και για ένα μέρος του περιβάλλοντος εδάφους (κοντά στην κατασκευή) με άλλες αριθμητικές μεθόδους όπως η μέθοδος των πεπερασμένων διαφορών ή κυρίως των συνοριακών στοιχείων ή αναλυτικές μεθόδους για το υπόλοιπο έδαφος (μακριά από την κατασκευή). Εδώ μπορεί να αναφέρει κανείς τις εργασίες των Datta et al. (1984), Wong et al. (1985), Von Estorff and Kausel (1989), Liu et al. (1991), Stamos et al. (1994) και Manolis et al. (1995 a,b).

Η παρούσα εργασία ασχολείται κυρίως με την περιγραφή και εφαρμογή της μεθόδου Kuesel (1969) για τον αντισεισμικό σχεδιασμό σπράγγων, η οποία είναι πλέον διαδεδομένη στην πράξη λόγω της απλότητάς της. Πιο συγκεκριμένα, το επόμενο κείμενο ασχολείται γενικά με την δυναμική

αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, ενώ το μεθεπόμενο με τα κριτήρια αντισεισμικού σχεδιασμού σπράγγων κατά Kuesel (1969). Ακολουθεί ένα αριθμητικό παράδειγμα εφαρμογής και η εργασία ολοκληρώνεται με μία σειρά συμπερασμάτων και ένα πίνακα βιβλιογραφικών αναφορών.

Αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής

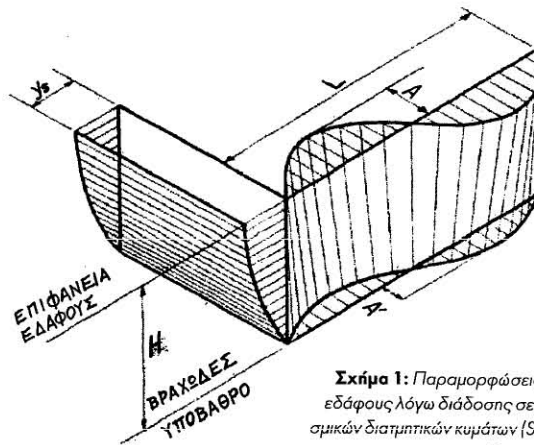
Μία υπόγεια κατασκευή περιβάλλεται από εδαφικό υλικό. Υποτίθεται ότι κατά τη διάρκεια του σεισμού, η κατασκευή με το έδαφος βρίσκονται σε πλήρη επαφή και δεν αποχωρίζονται. Γενικά, επειδή και τα δύο σώματα είναι παραμορφώσιμα, δημιουργείται μία δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του εδάφους και της κατασκευής (soil-structure interaction), δηλαδή, η κατασκευή παραμορφώμενη επιδρά και παραμορφώνει το έδαφος και το αντίθετο. Αυτή η αλληλεπίδραση είναι συνήθως ευεργετική για την κατασκευή, πράγμα που σημαίνει ότι αν αυτή δεν ληφθεί υπόψη, ο σχεδιασμός της κατασκευής θα είναι συντηρητικός. Γι' αυτό, πολλές φορές για λόγους ευκολίας και συντηρητικότητας αυτή η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής παραλείπεται και λαμβάνεται μόνο η επίδραση του εδάφους (φορέα των σεισμικών κυμάτων) επί της κατασκευής. Αυτή η παράλειψη της αλληλεπίδρασης δικαιολογείται πλήρως στις περιπτώσεις εκείνες που το έδαφος είναι δύσκαμπτο σε σχέση με την κατασκευή και επομένως η σεισμική παραμόρφωση του εδάφους επιβάλλεται πάνω στην κατασκευή, η οποία θα πρέπει τώρα να συμμορφωθεί με αυτή την παραμόρφωση. Σε περιπτώσεις όμως που το έδαφος είναι πολύ μαλακό και η κατασκευή δύσκαμπτη, η αλληλεπίδραση είναι σημαντική και θα πρέπει να ληφθεί υπόψη, εκτός εάν ο μηχανικός είναι αποφασισμένος να εργασθεί συντηρητικά οπότε και δε θα τη λάβει υπόψη του.

Στην παρούσα εργασία υποθέτουμε ότι η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής μπορεί να παραληφθεί. Έτσι η κατασκευή σχεδιάζεται ώστε να

ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ

συμμορφώνεται με τις σεισμικές παραμορφώσεις του εδάφους.

Οι σεισμικές παραμορφώσεις του εδάφους λόγω διάδοσης διατμητικών κυμάτων (S), που είναι τα πιο σημαντικά κύματα αντισεισμικού σχεδιασμού, είναι δύο ειδών: παραμορφώσεις καμπυλότητας και παραμορφώσεις διάτμησης. Το πρώτο είδος παραμόρφωσης παριστάνει την άμεση επιβολή της καμπυλότητας του εδάφους πάνω στην κατασκευή, η οποία θα πρέπει να έχει τη δυνατότητα να απορροφήσει τις προκύπτουσες ανηγμένες παραμορφώσεις. Το δεύτερο είδος παραμόρφωσης παριστάνει την υστέρηση της απόκρισης του εδάφους ως προς την σεισμική επιτάχυνση βάσης η οποία μεταφέρεται στο έδαφος μέσω του βραχώδους υπόβαθρου. Αυτή η παραμόρφωση διάτμησης είναι παρόμοια με την παραμόρφωση ζελατίνης σε ένα μπωλ όταν αυτό το μπωλ κινείται. Η παραμόρφωση αυτή έχει ως αποτέλεσμα να παραμορφώσει μία κατασκευή ορθογωνικής διατομής σε μία με ρομβοειδή διατομή. Το Σχήμα 1 παριστάνει και τα δύο ανωτέρω είδη παραμορφώσεων.



Σχήμα 1: Παραμορφώσεις εδάφους λόγω διάδοσης σεισμικών διατμητικών κυμάτων (S) στο έδαφος

Είναι πολύ σημαντικό για τον μηχανικό να αναγνωρίσει ότι η επίδραση του σεισμού πάνω στη σήραγγα είναι η επιβολή μιας τυχαίας παραμόρφωσης, η οποία δεν μπορεί να αλλάξει με ενίσχυση της κατασκευής. Το κριτήριο σχεδιασμού της κατασκευής είναι επομένως η παροχή αρκετής πλαστικότητας ώστε να απορροφηθεί η επιβαλλόμενη παραμόρφωση χωρίς απώλεια ικανότητας παραλαβής στατικών φορτίων, παρά ένα κριτήριο αντίστασης της κατασκευής σε αδρανειακά (σεισμικά) φορτία.

Αντισεισμικός σχεδιασμός σπράγγων κατά Kuesel (1969)

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός σπράγγων κατά Kuesel (1969) βασίζεται στα παρακάτω κριτήρια:

1. Σεισμός σχεδιασμού

Μία σήραγγα πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να μπορεί να αντέξει το σεισμό σχεδιασμού, δηλαδή έναν σεισμό που θα είναι ο πλέον ισχυρός που αναμένεται να συμβεί στην περιοχή. Έτσι ο σεισμός σχεδιασμού μπορεί να οριστεί ως εκείνος που έχει μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.33g σε βράχο και σε μικρού πάχους εδαφική στρώση και 0.50g σε μεγάλο πάχους εδαφική στρώση πάνω σε βραχώδες υπόβαθρο. Εδαφικά πάχη πάνω σε βραχώδες υπόβαθρο μικρότερα των $70ft \approx 0.305 * 70 = 21.35m$ θεωρούνται ως μικρά, διαφορετικά ως μεγάλα. Ως μέγιστες τιμές της καικώρυφης επιτάχυνσης του σεισμού σχεδιασμού λυμβώνονται τα 2/3 των αντίστοιχων τιμών της οριζόντιας επιτάχυνσης. Όταν η εδαφική στρώση αποτελείται από στρώσεις με διαφορετικές εδαφικές ιδιότητες, μπορεί κανείς να εργαστεί με μία ισοδύναμη ομογενή εδαφική στρώση με εδαφικές ιδιότητες που έχουν τιμές τους αριθμητικούς μέσους των τιμών των ιδιοτήτων των διαφόρων στρώσεων.

ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ

2. Απαιτήσεις παραμορφώσεων

α) Παραμόρφωση καμπυλόπτας

Οι σήραγγες πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να συμμορφώνονται με την εδαφική καμπυλόπτα που επιβάλλεται από τις κυματικές μετατοπίσεις του Σχήματος 1. Η μέγιστη μοναδιαία ανηγμένη παραμόρφωση της κατασκευής προκύπτει ως αποτέλεσμα της διάδοσης ενός κύματος το οποίο ταξιδεύει υπό γωνία 32° ως προς τον άξονα της σήραγγας. Αυτό το κύμα έχει μία εγκάρσια συνιστώσα που δημιουργεί καμπτική παραμόρφωση και μία διαμηκτική συνιστώσα που δημιουργεί αξονική πίεση-υποπίεση. Η συνισταμένη μέγιστη μοναδιαία ανηγμένη παραμόρφωση που προκύπτει από αυτό το υπό γωνία κύμα υπολογίζεται από τη σχέση $\varepsilon = 5.2 * (A/L)$ (1)

όπου L σε ft είναι το κρίσιμο μήκος κύματος, το οποίο μπορεί να ληφθεί ως 6 φορές το μέγιστο πλάτος της σήραγγας στο επίπεδο κάμψης και A σε ft είναι το εύρος κύματος που αντιστοιχεί στο μήκος κύματος L και προσδιορίζεται από τη σχέση $A = CL^n$ (2)

όπου $C = 1.0 * 10^{-7}$ και $n = 1.86$ για μαλακό έδαφος και $C = 1.1 * 10^{-8}$ και $n = 1.95$ για συμπαγές έδαφος. Η ανωτέρω σχέση ισχύει για οριζόντια εύρη ενώ για κατακόρυφα εύρη μπορεί να λάβει κανείς τα $2/3$ των οριζοντίων. Εάν $\varepsilon < 0.0001$ in/in, η παραμόρφωση μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι ελαστική και έτσι δεν χρειάζεται να ληφθούν ιδιαίτερα κατασκευαστικά μέτρα. Εάν $\varepsilon > 0.0001$ in/in, η σήραγγα θα πρέπει να κατασκευαστεί με κόμβους (σε εγκάρσια διατομή) ικανούς να απορροφούν την υπολογιζόμενη ανηγμένη παραμόρφωση. Πάντως, με εξαίρεση ορισμένες ασυνήθιστες κατασκευές ή εδάφη, η παραμόρφωση καμπυλόπτας είναι αρκετά εντός της ελαστικής περιοχής.

β) Διαμηκτική παραμόρφωση

Οι σήραγγες (σε εγκάρσια τομή) πρέπει επίσης να σχεδιάζονται και σε απόσταση καθώς προσπαθούν να συμμορφωθούν με τη διαμηκτική παραμόρφωση του εδάφους. Το μέγεθος αυτής της παραμόρφωσης προσδιορίζεται από τον τύπο

$$(3) \quad \frac{y_s}{hV} = \frac{5}{2} \frac{H}{z^2}$$

όπου y_s/h είναι η γωνία διαμηκτικής παραμόρφωσης σε radians, H είναι το πάχος του εδαφικού στρώματος σε ft και V είναι η μέση ταχύτητα διάδοσης του σεισμικού κύματος σχεδιασμού σε ft/sec, η οποία δίνεται από τον Πίνακα 1 για διάφορες ποιότητες εδαφών.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1: Ταχύτητα διάδοσης σεισμικών κυμάτων S

Κατηγορία εδάφους	Ταχύτητα σε ft/sec
Συμπαγές κοκκώδες έδαφος	1000
Λασπώδης άμμος	500
Μέσης σκληρότητας άργιλος	200
Μαλακή άργιλος	100

Στην περίπτωση εδάφους με σφηνική δομή, το y_s/h λαμβάνεται ως το μεγαλύτερο που προκύπτει από τις εξής δύο περιπτώσεις: i) η υμνική και καλίπτη τη σήραγγα και μόνο αυτή και ii) όλες οι στρώσεις του εδάφους για τις οποίες γίνεται χρήση μιας μέσης ημής της ταχύτητας V_s . **Ικανότητα ελαστικής παραμόρφωσης**
Η ικανότητα ενός πλαισίου (εγκάρσια διατομή σήραγγας) από οπλισμένο σκυρόδεμα ή κάλυβα να απορροφήσει την διαμηκτική παραμόρφωση εντός της ελαστικής περιοχής μπορεί να προσδιορισθεί ως η γωνιακή ικανότητα του πλέον δύσκαμπτου εξωτερικού ακραίου κόμβου του πλαισίου. Αυτή δίνεται από τη σχέση $\alpha = 0.001 [(L_h/5t_h) + (L_v/5t_v)]$ (4)

όπου α είναι η ελαστική γωνιακή ικανότητα του κόμβου σε radians, L το καθαρό μήκος δοκού σε ft, t το πάχος δοκού σε ft και οι δείκτες h and v δηλώνουν οριζόντια και κατακόρυφη δοκό του πλαισίου, αντίστοιχα. Εάν η ελαστική γωνιακή ικανότητα του πλέον δύσκαμπτου ακραίου κόμβου υπερβαίνει την επιβαλλόμενη διαμηκτική παραμόρφωση y/h , ικανοποιείται η απαίτηση διαμηκτικής παραμόρφωσης και δεν υπάρχει ανάγκη λήψης επιπρόσθετων μέτρων. Η επιβαλλόμενη διαμηκτική παραμόρφωση σε εδάφη καλής ποιότητας είναι γενικά μικρότερη από την τιμή $2/1000$. Εάν το πάχος των οριζοντίων και κατακόρυφων δοκών της διατομής της σήραγγας είναι μικρότερο από το $1/5$ του καθαρού μήκους τους, η ελαστική γωνιακή ικανότητα υπερβαίνει αυτή την τιμή.

δ) Επιτρεπόμενη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης.

Η μέγιστη επιτρεπόμενη ακραία στροφή ενός στοιχείου οριζόντιας δοκού πλαισίου (εγκάρσια διατομή σήραγγας) πρέπει να ηγεριορίζεται από αυτή τη στροφή που παράγει μια ανηγμένη παραμόρφωση στον εφελακτώμενο χαλύβδινο

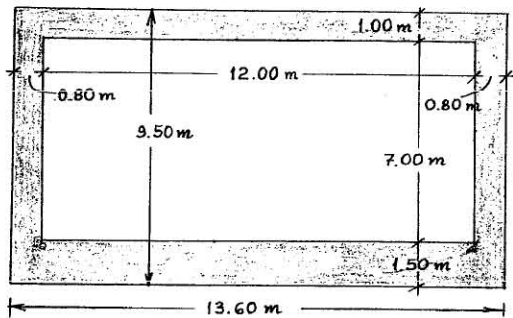
οπλισμό ή στις ακραίες ίνες μιας χαλύβδινης δοκού ίση με δύο φορές την ανηγμένη παραμόρφωση στο στατικό σημείο διαρροής.

Εάν η επιβαλλόμενη διαμηκτική παραμόρφωση υπερβαίνει την ελαστική στρεφική ικανότητα του πλέον δύσκαμπτου ακραίου κόμβου, τότε θα επιβλήθει πλαστική παραμόρφωση στο λιγότερο δύσκαμπτο μέλος σ' αυτόν τον κόμβο. Η ελαστική στροφή του άλλου μέλους μπορεί να εκμηθεθεί από την επιβαλλόμενη εδαφική παραμόρφωση, ώστε να προσδιορισθεί η μέγιστη ακραία στροφή του μέλους που παραμορφώνεται πλαστικά.

Το επιτρεπόμενο όριο της ολικής ακραίας στροφής (ελαστικής + πλαστικής) ενός μέλους μπορεί να ληφθεί ίσο με $A_1 = 0.001 [1.4 + (L/5t)]$ (5) Εάν η επιβαλλόμενη στροφή υπερβαίνει την ανωτέρω τιμή για κάποιο μέλος, ο κόμβος μπορεί να σχεδιαστεί έτσι ώστε να διανεμηθεί η πλαστική διαρροή σε αμφότερα τα μέλη που συντρέχουν στον υπόψη κόμβο εξισώνοντας τις ελαστικές τους δυσκαμψίες. Αλλά αυτό θα είναι αναγκαίο μόνο στις πλέον ασυνήθιστες περιπτώσεις.

Αριθμητικό παράδειγμα

Θεωρείται σήραγγα ορθογωνικής διατομής με επένδυση από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2. Η σήραγγα αυτή βρίσκεται εντός εδαφικής στρώσης από συμπαγή άμμο που έχει πάχος 20.00m. Να γίνει σεισμικός έλεγχος της ανωτέρω σήραγγας.



Σχήμα 2: Γεωμετρία ορθογωνικής διατομής σήραγγας αριθμητικού παραδείγματος

Εδώ είναι $L = 6 * 9.50 = 57.00m = 186.88ft$. Από τη σχέση (2) για κατηγορία εδάφους συμπαγούς άμμου έχει κανείς $A = C * L^n = 1.1 * 10^{-8} * 186.88^{1.95} = 0.000296 ft$.

Έτσι η μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση καμπυλόπτας είναι από τη σχέση (1) $\varepsilon = 5.2 * (A/L) = 5.2 * (0.000296/187) = 0.000008 < 0.0001$ και επομένως η παραμόρφωση καμπυλόπτας είναι ελαστική και δεν χρειάζεται να ληφθεί κανένα ιδιαίτερο μέτρο στους κόμβους.

Από τον Πίνακα 1 για συμπαγές κοκκώδες έδαφος έχει κανείς ότι $V = 1000ft/sec$ και δοθέντος ότι $H = 20.00m = 65.57ft$, η μέγιστη ανηγμένη διαμηκτική παραμόρφωση της σχέσης (3) έχει τιμή $y_s/h = (5/2) * (H/V^2) = (5/2) * (65.57/1000^2) = 0.00016$.

Η ικανότητα διαμηκτικής παραμόρφωσης της σήραγγας είναι από τη σχέση (4) $\alpha = 0.001 [(L_h/5 * t_h) + (L_v/5 * t_v)] = 0.001 [(12/(5 * 1.5)) + (7/(5 * 0.8))] = 0.00335$.

Επειδή $\alpha = 0.00335 > y_s/h = 0.00016$, η παραμόρφωση του εδάφους αναλαμβάνεται υπο της σήραγγας ελαστικά και δεν χρειάζεται να γίνει καμία επιπρόσθετη ενέργεια. Συμπερασματικά, η ανωτέρω σήραγγα είναι σεισμικά επαρκής.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από τα προηγούμενα χωρία μπορεί κανείς να βγάλει τα παρακάτω συμπεράσματα:

- Οι σήραγγες αποτελούν σημαντικότερες κατασκευές με τις οποίες ο μηχανικός επιτυγχάνει την βελτίωση και επέκταση του οδικού και αιθιοδρομικού δικτύου μιας περιοχής ή χώρας.
- Όταν μία σήραγγα πρόκειται να κατασκευαστεί σε σεισογενή περιοχή, επιβάλλεται όπως, εκτός του στατικού σχεδιασμού, γίνει και αντισεισμικός σχεδιασμός της επιένδυσής (συνήθως από οπλισμένο ή άοπλο σκυρόδεμα) της σήραγγας αυτής.
- Ο αντισεισμικός σχεδιασμός μιας σήραγγας μπορεί να γίνει είτε με τη βοήθεια

ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ

- αριθμητικών προσομοιώσεων, όπως αυτές των πεπερασμένων ή συνοριακών στοιχείων, είτε με απλοποιημένες αναλυτικές προσομοιώσεις.
- 4) Στην εργασία αυτή παρουσιάστηκε η απλή αναλυτική μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού κατά Kuesel η οποία υποθέτει συντηρητικά ότι οι εδαφικές παραμορφώσεις λόγω σεισμού αναγκάζουν την κατασκευή (επένδυση σήραγγας) να ακολουθήσει πιστά αυτές τις παραμορφώσεις. Έτσι μπορεί κανείς να προσδιορίσει την ένταση και παραμόρφωση της σήραγγας και να ελέγξει αν επαρκεί ο στατικός της σχεδιασμός.
 - 5) Η μέθοδος Kuesel είναι απλούστατη ως προς την κατανόησή της και εύκολη και γρήγορη στην εφαρμογή της. Γι' αυτό και μετά από τόσα χρόνια συνεχίζεται να εφαρμόζεται μέχρι και σήμερα.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Amorosi, A. and Baldini, D. (2009), 'Numerical modeling of the transverse dynamic behaviour of circular tunnels in clayed soils', *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 29, 1059-1072.
- Bilotta F., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Aiello V., Conte E., Silvestri F. and Valentino M. (2007), 'Pseudostatic and dynamic analyses of tunnels in transversal and longitudinal directions', in *Proc. 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, K. Pitilakis (ed.), Thessaloniki, Greece, p.420.
- Constantopoulos I.V., Moftehravelli J.T. and Hall J.R. (1979), 'Dynamic analysis of tunnels', in *WWitke* (ed.), *Numerical Methods in Geomechanics* Aachen, A.A.Balkema, Rotterdam, pp.841-848.
- Corigliano, M., Scandella, L., Barla, G., Lai, C.G., and Paolucci, R. (2007), 'Seismic analysis of deep tunnels in weak rock: a case study in southern Italy', in *Proc. 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, K.Pitilakis (ed.), Thessaloniki, Greece, p.422.
- Datta, S.K. and Shah, A.H. (1982), 'Dynamic response of buried pipelines and tunnels', in S.K.Datta (ed.), *Earthquake Ground Motion and its Effects on Structures*, ASME, New York, pp.181-197.
- Datta, S.K., O'Leary, P.M. and Shah, A.H. (1985), 'Dynamic response of buried pipelines to incident longitudinal and shear waves', *J. Appl. Mech. ASME* 52, 919-926.
- Elkily, N. and Datta, S.K. (1980, 1981), 'Response of a circular cylindrical shell to disturbances in a half-space: Part I. Theory; Part II. Numerical results', *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 8, 469-477; 477-489.
- Gomez-Masso, A. and Aitola, J. (1984), 'Finite element versus simplified methods in the seismic analysis of underground structures', *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 12, 347-367.
- Hoshash, Y.M.A., Hoek, J.J., Schmidt, B. and Yoo, J.C. (2001), 'Seismic design and analysis of underground structures', *Tunnel Underground Space Technol.* 16, 247-293.
- Von Estroff O. and Kausel E. (1989), 'Coupling of boundary and finite elements for soil-structure interaction', *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 18, 1065-1075.
- Hwang, R.N. and Lysmer, J. (1981), 'Response of buried structures to traveling waves', *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* 107, 183-200.
- Kuesel, T.R. (1969), 'Earthquake design criteria for subways', *J. Struct. Div. ASCE* 95, 1213-1231.
- Kobayashi, S. and Nishimura, N. (1983), 'Analysis of soil-structure interaction by boundary integral equation method', in *Plascoux* (ed.), *Numerical Methods in Engineering*, Plurals, Paris, pp.353-362.
- Kouretzis, G.P., Bouckovalas, G.D. and Gantes, C.J. (2006), '3-D shell analysis of cylindrical underground structures under seismic shear(S) wave action', *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 26, 909-921.
- Luco, J.E. and F.C. de Barros (1994), 'Seismic response of a cylindrical shell embedded in a layered viscoelastic half-space. I: Formulation; II: Validation and numerical results', *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 23, 553-580.
- Liu, S.W., Datta, S.K., Khair, K.R. and Shah, A.H. (1991), 'Three dimensional dynamics of pipelines buried in back filled trenches due to oblique incidence of body waves', *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 10, 182-191.
- Manolis, G.D. and Beskos, D.E. (1982), 'Dynamic response of framed underground structures', *Comput. Struct.* 15, 521-531.
- Manolis, G.D. and Beskos, D.E. (1997), 'Underground and lifeline structures', Chapter 16 in *Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures: A Handbook*, D.E. Beskos and S.A. Anagnostopoulos (eds), *Computational Mechanics Publications* Southampton.
- Manolis, G.D., Tepepoulidis, P.I., Falaslidis, D.G. and Apostolidis, G. (1995a), 'Seismic analysis of buried pipe line in a 3D soil continuum', *Eng. Anal. Bound. Elem.* 15, 371-394.
- Manolis, G.D., Pitilakis, K., Tepepoulidis, P.I. and Mavridis, G. (1995b), 'Hierarchy of numerical models for SSI analysis of buried structures' in *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VII*, A.S. Cokmak and C.A. Brebbia (eds), *Computational Mechanics Publications*, Southampton, pp.643-650.
- Monsees, J.E. and Merritt, J.L. (1988), 'Seismic modeling and design of underground structures', in *Numerical Methods in Geomechanics*, G. Swoboda (ed), Balkema, Rotterdam, pp.1833-1842.
- Navarro, C. and Samartin, A. (1988), 'Simplified longitudinal and seismic analysis of buried tunnels', *Soilware Eng. Workstations* 4, 3-10.
- Okamoto, S. and Tamura, C. (1973), 'Behaviour of subaqueous tunnels during earthquakes', *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 1, 253-266.
- Owen, G.N. and Sholl, R.E. (1981), 'Earthquake engineering of large underground structures', Report No FH WA/RD-80/195, Federal Highway Administration, Washington, DC, U.S.A.
- Penzien, J., Lee, Y.J. and Jean, W.Y. (1992), 'Seismic analysis of rectangular tunnels in soft ground', in *Proc. 10th World Conf. on Earthquake Eng.*, Madrid, A.A. Balkema, Rotterdam, pp.1619-1624.
- Penzien, J. and Wu, C.L. (1998), 'Stresses in linings of bored tunnels', *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 27, 283-300.
- Penzien, J. (2000), 'Seismically induced racking of tunnel linings', *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 29, 683-691.
- Sanchez-Merino, A.L., Fernandez-Saez, J. and Navarro, C. (2009), 'Simplified longitudinal seismic response of tunnels linings subjected to surface waves', *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 29, 579-582.
- Savidis, S.A., Ulrich, M. and Klapperich, H. (1989), 'Seismic loading of underground structures', in A.S. Cokmak and I. Herrera (eds), *Structural Dynamics and Soil-Structure Interaction*, *Computational Mechanics Publications*, Southampton, pp. 403-413.
- Stamos, A.A. and Beskos, D.E. (1995), 'Dynamic analysis of large 3-D underground structures by the BEM', *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 24, 917-934.
- Stamos, A.A. and Beskos, D.E. (1996), '3-D seismic response analysis of long lined tunnels in halfspace', *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 15, 111-118.
- Stamos, A.A., Von Estroff, O., Anles, H. and Beskos, D.E. (1994), 'Vibration isolation in road-tunnel traffic systems', *Int. J. Eng. Anal. Des.* 1, 111-121.
- St John, C.M. and Zahrah, I.F. (1987), 'A seismic design of underground structures', *Tunnel Underground Space Technol.* 2, 165-197.
- Vrettos, C., Kolias, B., Panagiotakos, T. and Richter, T. (2007), 'Seismic response analysis of immersed tunnel using imposed deformations', in *Proc. 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, K. Pitilakis (ed.), Thessaloniki, Greece, p.437.
- Wang, J.N. and Murfakh, G.A. (2001), 'Seismic design of tunnels', *Earthquake Resistant Engineering Structures III*, C.A. Brebbia and A. Corz (eds), WIT Press, Southampton, pp.589-598.
- Weidlinger, P. and Hinman, E. (1988), 'Analysis of underground protective structures', *J. Struct. Eng. ASCE* 114, 1658-1673.
- Wong, K.C., Shah, A.H. and Datta, S.K. (1985), 'Dynamic stresses and displacements in a buried tunnel', *J. Eng. Mech. ASCE* 111, 218-234.