

Σεισμική απόκριση κιβωτιοειδούς κρηπιδοτοίχου υπό συνθήκες εδαφικής ροής λόγω ρευστοποίησης: Ανάλυση ιστορικού περιστατικού

Seismic response of caisson quay-wall in a liquefied environment: Analysis of a case history

ΖΑΡΖΟΥΡΑΣ ΟΡ. , Πολιτικός Μηχανικός, Ε.Μ.Π.
ΓΕΡΟΛΥΜΟΣ Ν. , Πολιτικός Μηχανικός, Λέκτορας ΕΜΠ
ΓΚΑΖΕΤΑΣ Γ. , Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής ΕΜΠ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Παρουσιάζεται ένα απλουστευμένο καταστατικό προσομοίωμα για την ανάπτυξη υδατικών υπερπιέσεων στο έδαφος λόγω ανακυκλικής φόρτισης και η εφαρμογή του στην ανάλυση κρηπιδοτοίχου υπό συνθήκες ρευστοποίησεως. Το πλεονέκτημά του, έναντι άλλων πιο επιπλέοντων, είναι η χρήση μίας και μόνον παραμέτρου. Του αριθμού των κτύπων της δοκιμής SPT. Ενδελεχής παραμετρική διερεύνηση αποκαλύπτει τον ρόλο πιο κρίσιμων γεωτεχνικών παραμέτρων.

ABSTRACT: A simplified constitutive model for the development of pore water pressure in the soil, due to cyclic loading is applied to analyze a quay-wall undergoing soil flow due to liquefaction. The great advantage of this model against other more sophisticated is the use of one and only parameter, the SPT numbers. A parametric study sheds light on the role of critical parameters, such us the lateral stress, K_o , relative density, interface conditions, seismic excitation, on the seismic response of the quay-wall.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Μια σημαντική αιτία αστοχιών σε λιμάνια σε όλο τον κόσμο είναι η εδαφική ροή λόγω ρευστοποίησης. Αυτό οδήγησε στην ανάπτυξη μεθόδων υπολογισμού της εδαφικής ροής λόγω ρευστοποίησης και αριθμητικών προσομοιωμάτων ικανών να περιγράψουν, την συμπεριφορά κρηπιδοτοίχων υπό σεισμική διέγερση. Πολλά από τα προσομοιώματα μπορούν να υπολογίσουν τόσο την απόκριση σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου όσο και μακροσκοπικά, μερικές φορές με πολύ ικανοποιητική ακρίβεια. Μειονεκτούν, όμως, λόγω της χρήσης πολλών παραμέτρων, οι οποίες πρέπει να βαθμονομηθούν προσεκτικά πριν την επιλογή καταλλήλων τιμών, καθιστώντας έτσι κοπιαστική και χρονοβόρα την εφαρμογή τους στην πράξη.

Το παρόν άρθρο αποσκοπεί στην επαλήθευση ενός απλού αριθμητικού προσομοιώματος για κρηπιδοτοίχους υπό συνθήκες εδαφικής ροής λόγω ρευστοποίησης, δηλαδή στην πρόβλεψη της συμπεριφοράς τους και των μεγεθών αστοχίας. Αυτό εφαρμόζεται σε ιστορικό περιστατικό και διερευνάται η επιρροή χαρακτηριστικών παραμέτρων του προβλήματος στην απόκριση του κρηπιδοτοίχου, ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων, K_o , η σχετική πυκνότητα, D_r , η γωνία τριβής στην διεπιφάνεια του κρηπιδοτοίχου εδάφους, η μάζα του κρηπιδοτοίχου, η σεισμική διέγερση και η στάθμη της θάλασσας.

2. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Η αλληλεπίδραση κρηπιδοτοίχου-εδάφους, υπολογίστηκε με μή-γραμμική εν-χρόνω ανάλυση με την μέθοδο των ενεργών τάσεων.

Στην ανάλυση αυτή προσομοιώνεται με αρκετό ρεαλισμό:

- η ανάπτυξη υδατικών υπερπιέσεων,
- η ταυτόχρονη υδατική ροή και η συνεπαγόμενη ανακατανομή και αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων.

Η επίλυση των εξισώσεων δυναμικής ισορροπίας γίνεται με εν-χρόνω αριθμητική ολοκλήρωση. Ο δε μή-γραμμικός υστερητικός χαρακτήρας της συμπεριφοράς του εδαφικού στοιχείου σε ανακυκλική φόρτιση, περιγράφεται από την θεωρία της πλαστικότητας.

Σύμφωνα με την εν-λόγω μέθοδο, ο καταστατικός νόμος για την σχέση τάσης-παραμόρφωσης, συμπεριλαμβάνει: (α) κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb (με παραμέτρους την συνοχή c , και την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ), (β) μή-συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής ($\psi = 0^\circ$), και (γ) κατάλληλο προσομοίωμα για την ανάπτυξη και αποτόνωση των σεισμικώς αναπτυχθεισών υδατικών υπερπιέσεων. Η επαύξηση της σεισμικής ογκομετρικής παραμόρφωσης $\Delta\varepsilon_{vd}$, η οποία είναι ευθέως ανάλογη της υδατικής υπερπιέσης, περιγράφεται από την σχέση Byrne (1991):

$$\Delta\varepsilon_{vd} = \gamma_d C_1 \exp\left[-C_2\left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma_d}\right)\right]$$

συναρτήσει των τρεχουσών τιμών της ογκομετρικής ε_{vd} και αποκλίνουσας παραμόρφωσης γ_d . C_1 και C_2 είναι σταθερές οι οποίες δίδονται ως συναρτήσεις του διορθωμένου αριθμού N_{SPT}

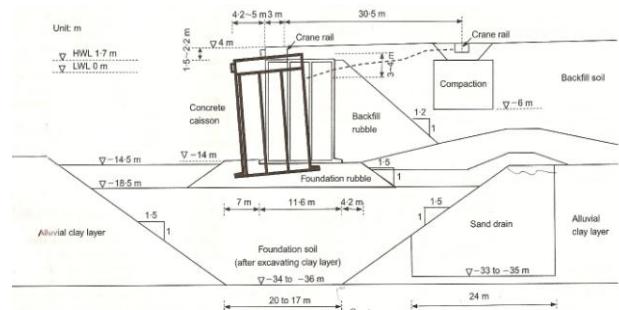
3. ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΟ

Τα πολυάριθμα περιστατικά από το λιμάνι του Kobe αποτελούν πολύτιμη πηγή πραγματικών περιστατικών. Στην πλειοψηφία τους οι κρηπιδότοιχοι στο Kobe ήταν κιβωτιοειδούς μορφής. Σχεδιάστηκαν δε ψευδοστατικά, με σεισμικούς συντελεστές να ποικίλουν από 0.15 g μέχρι 0.25 g. Τοποθετήθηκαν πάνω σε στρώμα από χαλίκια, που αντικατέστησε πλήρως τα μαλακά στρώματα αργίλου κάτω από τον κρηπιδότοιχο για να βελτιωθεί η

φέρουσα ικανότητα και να μειωθούν οι καθιζήσεις. Οι σημαντικότερες βλάβες συνέβησαν σε εκείνους τους κρηπιδοτοίχους του Port Island και του Rokko Island που ήταν σχεδόν παράλληλα στην ακτογραμμή και στο ρήγμα, υποβλήθηκαν κατά συνέπεια στις πιο ισχυρές επιταχύνσεις (Sommerville, 1998), και/ή είχαν σχεδιαστεί για μικρό σεισμικό συντελεστή έως 0.15 g. Αντίθετα, ο κιβωτιοειδής κρηπιδότοιχος της κεντρικής προβλήτας στην Maya Futo, σχεδιασμένος συντηρητικά με 0.25 g και σχεδόν κάθετα στο ρήγμα, δεν υπέστη καμία ουσιαστική βλάβη, παραμένοντας λειτουργικός μετά το σεισμό. Τονίζεται ότι παρά τις μεγάλες μετατοπίσεις που υπέστησαν οι κιβωτιοειδείς κρηπιδότοιχοι, εντούτοις δεν ανατράπηκαν.

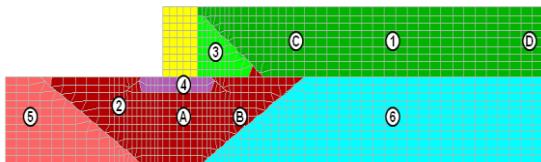
Το υπό εξέταση ιστορικό περιστατικό αντιστοιχεί σε τυπική κιβωτιοειδή διατομή κρηπιδοτοίχου του Rokko Island, όπου λαμβάνει χώρα ρευστοποίηση τόσο στο έδαφος θεμελίωσης όσο και πίσω από τον κρηπιδότοιχο. Μία εγκάρσια τομή με τις παραμένουσες μετατοπίσεις μετά το σεισμό δίνεται στο Σχ. 1 (Iai et al., 1998). Η διακριτοποίηση με πεπερασμένες διαφορές απεικονίζεται στο Σχ. 2, και η πυκνότητα, το αρχικό μέτρο διάμησης και η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους, δίνονται στον Πίνακα 1 (Iai et al., 1998).

Εξαιτίας του σεισμού η κορυφή του κρηπιδοτοίχου μετατοπίστηκε περίπου 4m προς την πλευρά της θάλασσας, ξεπερνώντας τα 5m σε μερικές περιπτώσεις.



Σχ.1. Κατακόρυφη τομή για τον κιβωτιοειδή κρηπιδότοιχο RC-5 στο Rokko Island και οι παραμένουσες παραμορφώσεις που παρατηρήθηκαν μετά το σεισμό του Kobe (1995), (Iai et al., 1998)

Fig.1. Cross-section of the caisson quay wall RC-5 in Rokko Island and its residual deformation observed after Kobe 1995 earthquake (Iai et al., 1998)



Σχ.2. Γεωμετρία (σε φυσική κλίμακα), διακριτοποίηση πεπερασμένων διαφορών και ζώνες υλικών στο σύστημα κρηπιδοτοίχων του Rokko Island. Σημεία A,B,C, και D απεικονίζουν λεπτομέρειες του δείκτη υπερπίεσης πόρων.

Fig.2. Geometry (in natural scale), finite difference discretisation and material zones of Rokko Island quay wall system. Points A,B,C and D are for showing details of pore water pressure.

Πίνακας 1. Ιδιότητες εδαφικών υλικών για τον κρηπιδότοιχο RC-5 στο Rokko Island (Iai et al., 1998)

Table 1. Material properties for the Rokko Island quay wall foundation and the backfill soils (Iai et al., 1998)

Υλικό	Πυκν. Mg/m ³	G _{max} (MPa)	σ' _o (KPa)	Φ (°)
Υλικό Επίχωσης (1)	1.8	79	63	37
Υλικό. Θεμελ.(2)	1.8	58	106	37
Χαλίκι (4,3)	2.0	80	98	40
Αλουβιακή Άργιλος (5,6)	1.7	75	143	30
Κρηπιδότοιχος	2.1			

Η καθίζηση ήταν περίπου 1 m – 2 m και η στροφή περίπου 4° προς την θάλασσα. Εντούτοις, δεν παρατηρήθηκε αστοχία κατά μήκος του κρηπιδοτοίχου. Τα στοιχεία μαρτυρούν ότι, δεν έλαβε χώρα ρευστοποίηση πίσω από τον κρηπιδότοιχο σε απόσταση μεγαλύτερη των 30m, αλλά ούτε και στον πόδα του. Υπάρχουν, όμως, σημαντικές ενδείξεις ότι ρευστοποιήθηκε το έδαφος στο ελεύθερο πεδίο (Towhata et al, 1996, Iai et al, 1998). Υποθαλλάσιες έρευνες αποκάλυψαν σημαντική ανύψωση της θεμελίωσης σε απόσταση 2-5m από τον πόδα του κρηπιδοτοίχου (Inagaki et al, 1996) – ενδειχνεί της προς τα έξω πίεσης του εδάφους κάτω από τον πόδα περί του οποίου εξελίχθηκε η στροφή.

4. ΑΝΑΛΥΣΗ

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης μπορούν να χωριστούν σε δύο ενότητες. Η πρώτη ενότητα αφορά την επαλήθευση της αστοχίας, των μεγεθών και των μηχανισμών της για τις τιμές του Πίνακα 2. Η δεύτερη αφορά την εκτεταμένη παραμετρική διερεύνηση και τα συμπεράσματα που προκύπτουν από αυτή.

Πίνακας 2. Ιδιότητες προσομοιώματος-Τιμές Παραμετρικής Διερεύνησης

Table 2. Model properties for the parametric investigation

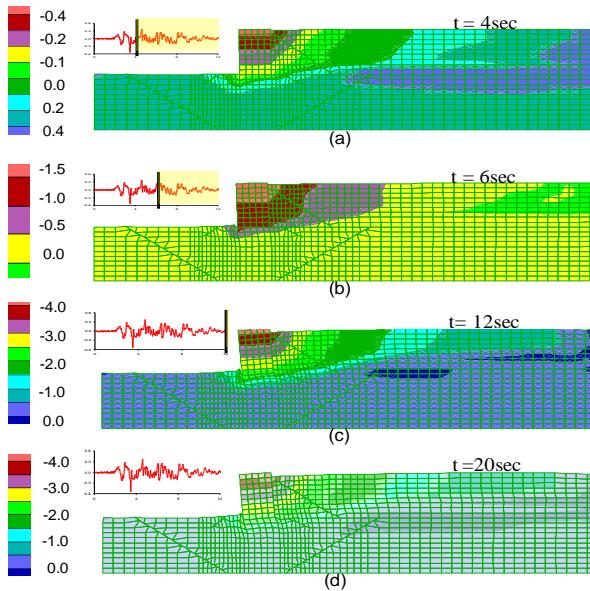
Ιδιότητες Προσομ.	Βασικές Τιμές	Εύρος Τιμών
Σχετική Πυκνότ., Dr (%)	36.4%	35% - 50%
Συντ. Ουδετ. Ωθήσεων, Ko	0.6	0.5-1.0
Συντελεστής Τριβής (στην κατακορυφή διεπιφάνεια) (°)	10°	10° - 20°
Πυκν. Υλικού Κρηπιδοτοίχ., (Mg/m ³)	2.1	1.1-2.1
Στάθμη του Νερού	4m	2m - 6m
Σεισμική Διέγερση	Port Island (-32m)	5 διεγέρσεις

4.1 ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Στο Σχήμα 3 απεικονίζονται οι ισούψεις των οριζοντίων μετατοπίσεων σε 4 διαφορετικά στιγμιότυπα: 6sec, 10sec, 12 sec και 20sec. Το τέλος της διέγερσης είναι στα 12sec. Στο Σχήμα 4 παραθέτουμε τις χρονοϊστορίες των οριζοντίων και κατακορύφων μετακινήσεων στην πάνω αριστερή γωνία του τοίχου και των στροφών του, που είναι προς την πλευρά της θάλασσας.

Στο τέλος της σεισμικής διέγερσης ο κρηπιδότοιχος υπολογίζεται ότι έχει μετατοπιστεί οριζόντια κατά 4.1m και έχει υποστεί καθίζηση 1.1 m. Ο παραμορφωμένος κάνναβος, Σχ. 3(d), δείχνει ότι το έδαφος πίσω από τον κρηπιδότοιχο υπέστη σημαντικές καθίζησεις, (μέγιστη τιμή 2.7m), ακολουθώντας

της κίνησης του κρηπιδοτοίχου προς τη θάλασσα. Ακόμα, η παραμένουσα στροφή είναι 5° , οι τιμές είναι σε απόλυτη συμφωνία με τις επιτόπιες παρατηρήσεις, με εξαίρεση τις καθιζήσεις που στην πραγματικότητα ήταν 1.5 m- 2.0 m.



Σχ. 3. Παραμορφωμένη γεωμετρία και ισούψεις οριζοντίων μετατοπίσεων του κρηπιδοτοίχου - στιγμιότυπα: (a) $t=6s$; (b) $t=10s$; (c) $t=12s$; (d) $20s$.

Fig. 3. Deformed geometry and contours of horizontal displacement of quay wall at various times: (a) $t=4s$; (b) $t=6s$; (c) $t=12s$; (d) $20s$

Στο Σχ. 5 παρουσιάζονται τα στιγμιότυπα των ισούψών του δείκτη υπερπίεσης πόρων. Αποτυπώνουν την εξέλιξη του φαινομένου της ρευστοποίησης εξαιτίας της σεισμικής διέγερσης. Σημειώνονται υψηλές τιμές του δείκτη υπερπίεσης πόρων τόσο στο ελεύθερο πεδίο, μακριά από τον κρηπιδότοιχο, όσο και στο έδαφος θεμελίωσης ακριβώς κάτω από αυτόν. Στο Σχ. 6 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες του δείκτη υπερπίεσης πόρων σε 4 σημεία, A ,B ,C, D, όπως αυτά ορίζονται στο Σχ.2. Αξίζει να σημειώσουμε τα ακόλουθα:

(i) ο δείκτης υπερπίεσης πόρων αρχίζει ουσιαστικά να αυξάνεται μετά τα $2.5sec$ σε όλα τα σημεία, κατά τους πρώτους σημαντικούς κύκλους του σεισμικού κραδασμού,

(ii) ο ρυθμός αύξησης του δείκτη είναι σχετικά ήπιος στα σημεία όπου δεν παρατηρείται ρευστοποίηση,

(iii) στο ελεύθερο πεδίο, όπου οι διακυμάνσεις και ο ρυθμός μεταβολής είναι

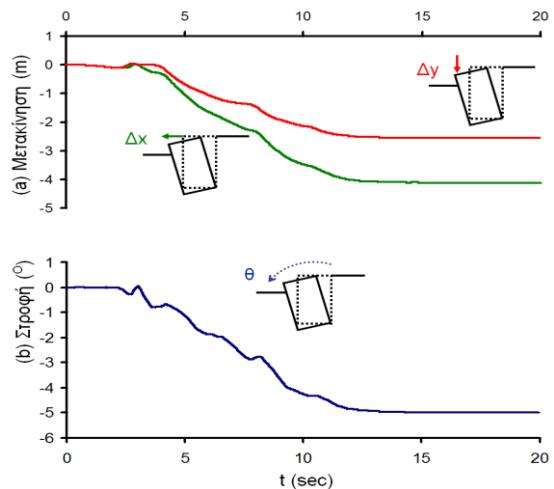
αρκετά πιο έντονοι, εμφανίζεται η υψηλότερη τιμή του δείκτη (> 1), που σηματοδοτεί τη ρευστοποίηση,

(iv) ο ρυθμός αύξησης του δείκτη είναι σχετικά ήπιος στα σημεία όπου δεν παρατηρείται ρευστοποίηση,

(v) στο ελεύθερο πεδίο, όπου οι διακυμάνσεις και ο ρυθμός είναι αρκετά πιο έντονοι, εμφανίζεται η υψηλότερη τιμή του δείκτη ξεπερνώντας την τιμή 1, που σηματοδοτεί τη ρευστοποίηση,

(vi) στο σημείο C, στα ανάντι του κρηπιδοτοίχου στα $30m$ περίπου, οι τιμές του δείκτη φτάνουν μέχρι το 0.50 γεγονός που μαρτυρά ότι δεν έχουμε ρευστοποίηση. Στα δε σημεία A, B (κάτω από τη βάση του κρηπιδοτοίχου) η μέγιστη τιμή του δείκτη πόρων είναι 0.60 ,

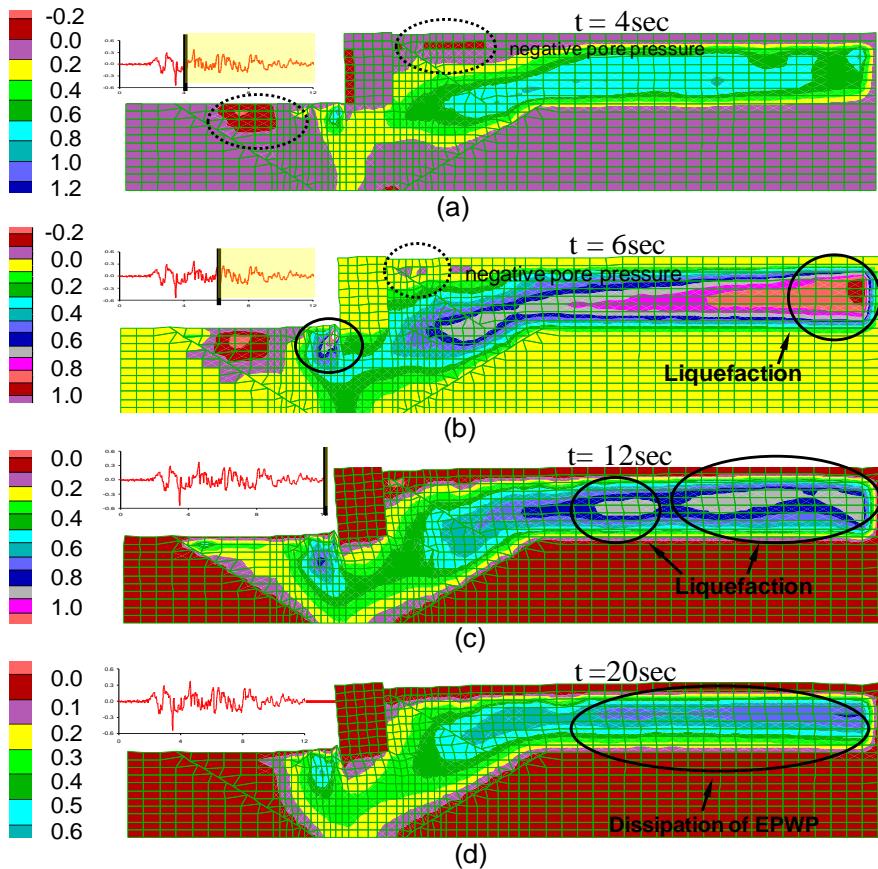
(vii) λίγο μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης αρχίζει αργά και σταδιακά η αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων.



Σχ.4. (a) Χρονοϊστορίες οριζοντίων και κατακορύφων μετακινήσεων στην άνω γωνία του κρηπιδοτοίχου και (b) στροφής κρηπιδοτοίχου.

Fig.4 (a) Time histories of computed horizontal & vertical displacement at the upper-side corner & (b) computed rotation of the caisson

Επιπλέον, το έδαφος κάτω από τον πόδα του κρηπιδοτοίχου, προς τα κανάντι, υπέστη σημαντικές παραμορφώσεις (Σχ. 3). Παρατηρούμε ότι, η “αστοχία” του εδάφους θεμελίωσης προκάλεσε σε μεγάλο βαθμό την οριζόντια μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου, ενώ δεν παρατηρήθηκε ολίσθηση στις διεπιφάνειες κρηπιδοτοίχου εδάφους θεμελίωσης (Σχήμα 3).

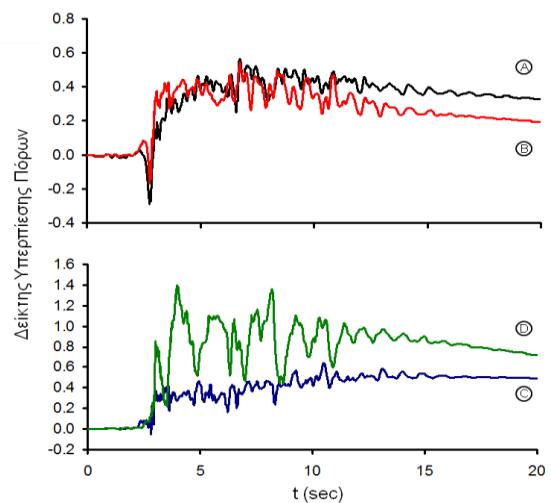


Σχ.5. Παραμορφωμένος κάνναβος ΠΔ και ισούψεις του δείκτη υπερπίεσης πόρων - στιγμιότυπα: (a) $t=6\text{s}$, (b) $t=10\text{s}$, (c) $t=12\text{s}$, (d) $t=20\text{s}$.

Fig.5. Deformed geometry and contours of excess pore water pressure - snapshots: (a) $t=4\text{s}$; (b) $t=6\text{s}$; (c) $t=12\text{s}$; (d) 20s

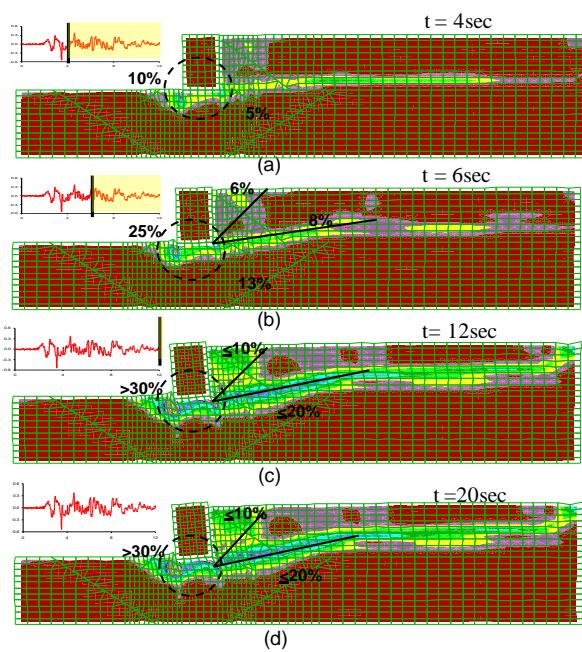
Ο μηχανισμός παραμόρφωσης μαρτυρά την μειωμένη φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης, που συμβάλλει στην μεγάλη στροφή του τοίχου, εξαιτίας των σημαντικών ροπών που επιβάλλονται από τον βαρύ και υψηλό κρηπιδότοιχο.

Την χρονική στιγμή $t=6\text{sec}$, Σχ. 7(a), οι πλαστικές παραμορφώσεις στο έδαφος θεμελίωσης μπροστά από τον κρηπιδότοιχο φτάνουν το 5%, γεγονός που μαρτυρά πλαστικοποίηση του εδαφικού υλικού. Μια σημαντική παρατήρηση είναι ότι η υπολογισθείσα μόνιμη μετατόπιση στην επιφάνεια εκτείνεται σε όλο το μήκος του προσομοιώματος, περισσότερο από 100m πίσω από τον κρηπιδότοιχο (π.χ. η μετατόπιση σε απόσταση 30m είναι 1.7m). Αυτό είναι σε συμφωνία με την παρατήρηση εδαφικής ροής λόγω ρευστοποιήσεως σε απόσταση 100-200m από τον κρηπιδότοιχο (Ishihara, 1996).



Σχ.6. Εξέλιξη της υπερπίεσης πόρων κατά την διάρκεια της διέγερσης σε διάφορα σημεία (Σχ.2).

Fig.6 Evolution of pore water pressure during shaking at different points (see Fig.2)



Σχ 7. Παραμορφωμένη Γεωμετρία και ισοϋψεις πλαστικών παραμορφώσεων - στιγμιότυπα: (a) $t=4\text{s}$, (b) $t=6\text{s}$, (c) $t=12\text{s}$, (d) 20s .

Fig 7. Deformed geometry and contours of plastic shear strain - snapshots: (a) $t=4\text{s}$; (b) $t=6\text{s}$; (c) $t=12\text{s}$; (d) 20s .

Η συνολική συμπεριφορά συνεπής με την παρατηρηθείσα συμπεριφορά στο Port Island και στο Rokko Island. Συγκεκριμένα:

(1) δεν έλαβε χώρα ρευστοποίηση κοντά στον κρηπιδότοιχο, ο οποίος αστόχησε,

(2) παρατηρήθηκε ρευστοποίηση στο ελεύθερο πεδίο, στο εδαφικό υλικό που δεν ήταν βελτιωμένο,

(3) όλοι σχεδόν οι τοίχοι μετακινήθηκαν και στράφηκαν προς την πλευρά της θάλασσας

(4) το έδαφος θεμελίωσης κάτω από τον προς την θάλασσα πόδα ανυψώθηκε σημαντικά.

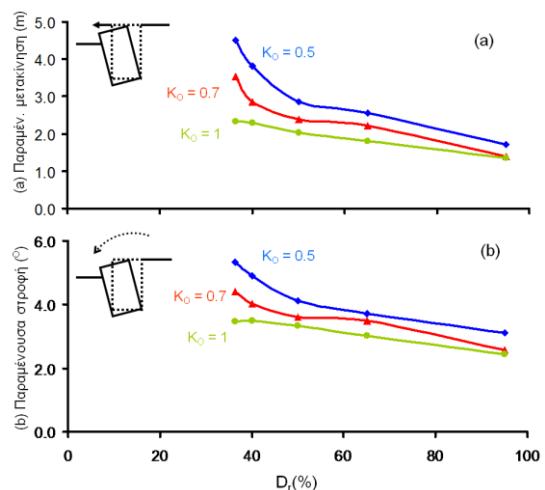
Επιπροσθέτως, τα αποτελέσματα των αναλύσεων με το απλό προσομοίωμα του Byrne, είναι σε ικανοποιητική συμφωνία με τα αποτελέσματα από τους Iai et al, 1998, και Dakoulas and Gazetas, 2005 and 2008. Τονίζεται ότι σύμφωνα με τις αναλύσεις αυτές η παραμένουσα μετατόπιση της άνω αριστερής γωνίας του κρηπιδοτοίχου ήταν 3.5m και 3.8m αντίστοιχα. Ο δείκτης υπερπίεσης πόρων στο ελεύθερο πεδίο και στο έδαφος θεμελίωσης ήταν 0.90-1.00 και 0.80-0.90 αντιστοίχως.

4.2 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

Στη συνέχεια παρουσιάζονται γραφήματα για την επιρροή της σχετικής πυκνότητας, D_r (%), του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων, K_o , των συνθηκών διεπιφάνειας και της σεισμικής διέγερσης, καθώς και η στάθμη της θάλασσας και η πυκνότητα του υλικού του κρηπιδοτοίχου, στην παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση της κορυφής του κρηπιδοτοίχου και στην παραμένουσα στροφή του, ως ενδεικτικά μεγέθη που σηματοδοτούν την απόκρισή του σε σεισμική διέγερση. Κατά τη διερεύνηση κάθε παραμέτρου διατηρούνται σταθερές οι υπόλοιπες παράμετροι (Πίνακα 2).

Συνοπτικά τα βασικότερα συμπεράσματα είναι τα εξής:

(i) Η αστοχία του κρηπιδοτοίχου οφείλεται σε τρεις αλληλεπιδρώσεις συνιστώσες: τις ωθήσεις του εδάφους πίσω από από αυτόν, την αστοχία του υποκείμενου εδάφους και την αδράνειά του.



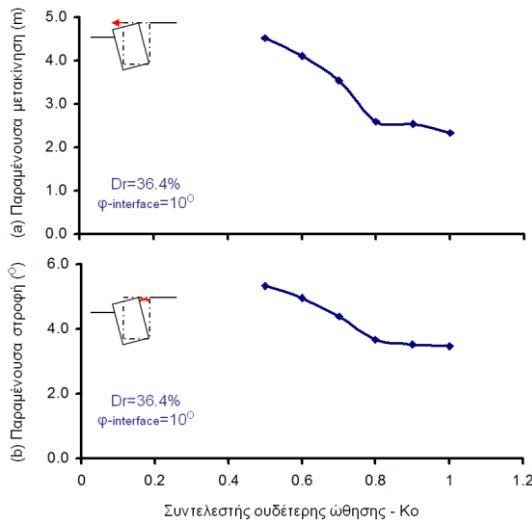
Σχ.8. Παραμένουσα (a) μετακίνηση και (b) στροφή συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας, D_r (%) και του συντελεστή ουδετέρης ώθησης, K_o .

Fig.8 Influence of the relative density D_r (%) to the (a) residual displacement (m) and (b) residual tilt (deg).

(ii) Αυξανομένης της σχετικής πυκνότητας, D_r (%), ή/και του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων, K_o , παρατηρείται μείωση τόσο στην παραμένουσα μετατόπιση όσο και στην παραμένουσα στροφή (Σχ. 8). Σημειώνεται η σημασία της παραμέτρου D_r (%) στο χρησιμοποιούμενο προσομοίωμα (Byrne Model - Itasca, 2000): αυξανομένου του D_r (%), το έδαφος ρευστοποιείται πιο δύσκολα. Προκύπτει, λοιπόν, η καθαρή επιρροή της έντασης του σεισμικού φαινομένου (διέγερση, αδράνεια κρηπιδοτοίχου).

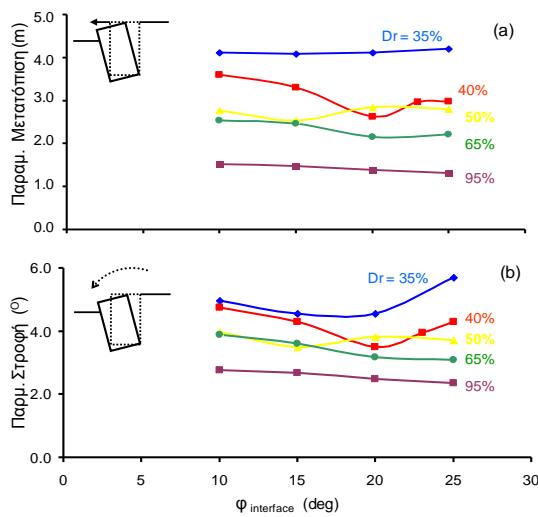
(iii) Καθοριστικό ρόλο παίζει η σεισμική διέγερση. Χαρακτηριστικά παρατηρούμε ότι στο σεισμό του Αιγίου(1995) που έχει μέγιστη επιτάχυνση 0.54g αλλά λίγους σημαντικούς κύκλους άφησε σχεδόν άθικτο τον τοίχο (Σχ.13, Σχ.14, Σχ.15).

(iv) Η πυκνότητα του υλικού του κρηπιδοτοίχου, θεωρώντας ομοιόμορφη κατανομή της στον τοίχο, είναι αρκετά κρίσιμη, καθώς διαμορφώνει τα αδρανειακά χαρακτηριστικά του τοίχου (Σχ.10). Αντίθετα, λόγω της σημαντικής διέγερσης και κατά συνέπεια της εκτεταμένης αστοχίας οι συνθήκες στις διεπιφάνειες δεν είναι κρίσιμες (Σχ.11, Σχ. 12).



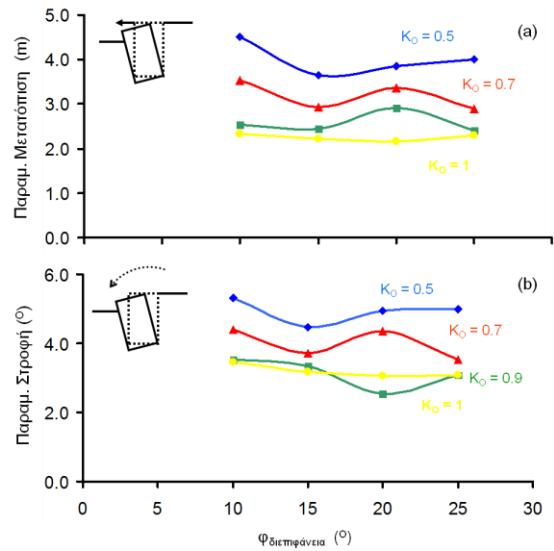
Σχ.9. Παραμένουσα (a) μετακίνηση και (b) στροφή συναρτήσει του συντελεστή ουδέτερης ώθησης, K_0 .

Fig.9 Influence of the coefficient of earth pressures at rest, K_0 to the (a) residual displacement (m) - (b) residual tilt (deg)



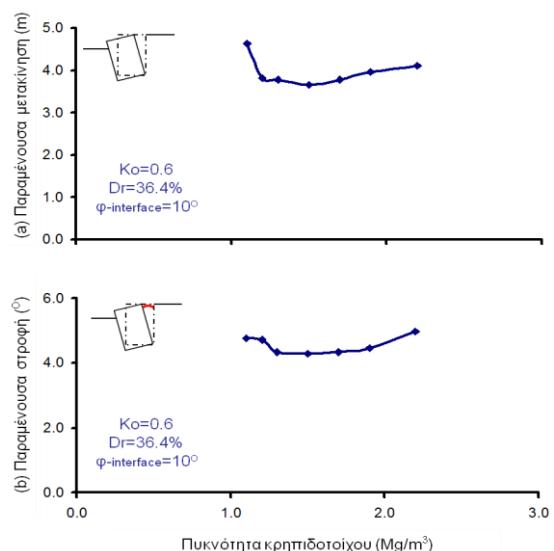
Σχ.10. Παραμένουσα (a) μετακίνηση και (b) στροφή συναρτήσει της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας, $\phi_{\text{interface}}$ ($^\circ$), και της σχετικής πυκνότητας, D_r (%).

Fig.10 Influence of the friction angle of the interface, $\phi_{\text{interface}}$ (a) residual displacement (m) and (b) residual tilt (deg).



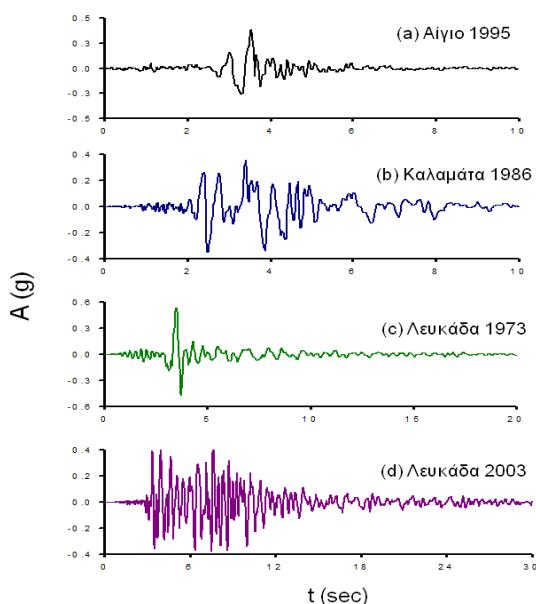
Σχ.11. Παραμένουσα (a) μετακίνηση και (b) στροφή συναρτήσει της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας, $\phi_{\text{interface}}$ ($^\circ$), και του συντελεστή ουδέτερης ώθησης, K_0 .

Fig.11 Influence of the friction angle of the interface, $\phi_{\text{interface}}$ ($^\circ$) and the earth coefficient at rest, K_0 to the (a) residual displacement (m) and (b) residual tilt (deg).

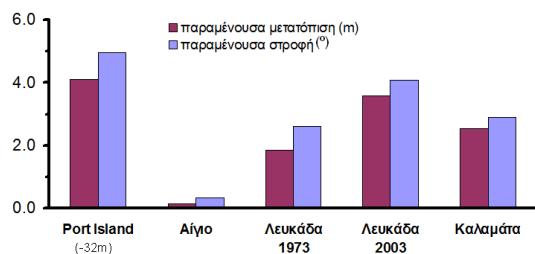


Σχ.12. Παραμένουσα (a) μετακίνηση και (b) στροφή συναρτήσει της πυκνότητας κρηπιδοτοίχου (Mg/m^3).

Fig.12 Influence of the Mass Density of the caisson-type wall (Mg/m^3) to the (a) residual displacement (m) and (b) residual tilt (deg).

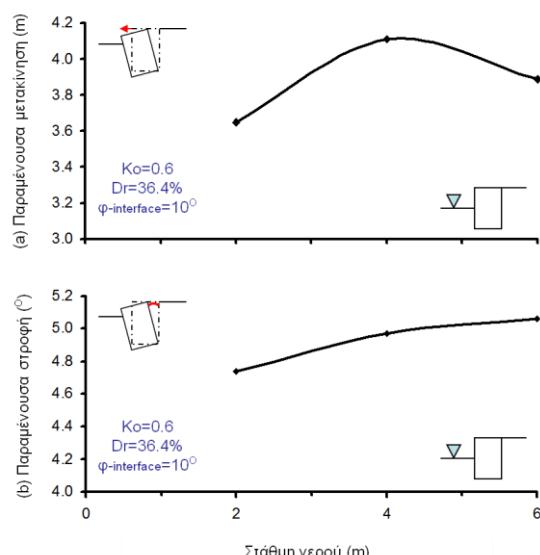


Σχ.13. Επιβαλλόμενα επιταχυνσιογραφήματα.
Fig.13 Input accelerograms.



Σχ.14. Παραμένουσα (a) μετακίνηση και (b) στροφή συναρτήσει των επιβαλλόμενων διεγέρσεων.

Fig.14 Residual displacements and tilt depending on the input-excitations



Σχ.15. Παραμένουσα (a) μετακίνηση και (b) στροφή συναρτήσει της στάθμης του νερού.

Fig.15. Residual displacements and tilt for different water levels.

5. ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα εργασία αποτελεί μέρος του ερευνητικού προγράμματος “DARE” (“Soil-Foundation-Structure Systems Beyond Conventional Seismic Failure Thresholds : Application to New or Existing Structures and Monuments”), το οποίο χρηματοδοτείται από την ΕΕ μέσω του 7^{ου} Πλαισίου Στήριξης και του προγράμματος “Ideas”, Support for Frontier Research — Advanced Grant, και με αριθμό σύμβασης ERC-2008-AdG 228254-DARE.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Byrne, P. M. (1991). A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand, in Proceedings: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, 11–15 March 1991, 47 –55.

Dakoulas P., Gazetas G. (2005a), Effective Stress Analysis of the Caisson Quay Walls: Application to Kobe, Soil and Foundations, No.4, 33-147.

Dakoulas P., Gazetas G. (2008), Insight into Seismic Earth and Water Pressures against Caisson Quay Walls, Geotechnique 58.

Iai S. (1998), Seismic Analysis and Performance of Retaining Structures, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Vol. 2, pp. 1024-1044.

Inagaki H., Iai S., Sugano T., Yamazaki H., Inatomi T., (1996), Performance of caisson type quay walls at Kobe port. Soils Foundation, (Special issue on geotechnical aspects of the January 17, 1995 Hyogoken Nambu earthquake), 1, 119-136.

Ishihara K., Yasuda S., Nagase H. (1996), Soil characteristics and ground damage, Soils Foundation, (Special issue on geotechnical aspects of the January 17, 1995 Hyogoken Nambu earthquake), 1, 109-1118.

Itasca (2000), Fast Langrangian Analysis of Continua, User's Manual. Minneapolis: Itasca Consulting Group.

Sommerville P., (1998), Emerging art: earthquake ground motion. Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics III, Geotechnical Special Publ., Vol. 1, pp.1-38.

Towhata I., Ghalandarzadeh A., Sundarraj K., Vargas-Monge W., (1996), Soils Foundation (Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake), 149-160.