

Προτάσεις από την Εφαρμογή Χαλικοπασσάλων σε Συνεκτικά Εδάφη

Suggestions on the Use of Stone Columns in Cohesive Soils

ΑΝΔΡΕΟΥ, Π. Διδάκτωρ Μηχανικός της Σχολής Πολ. Μηχ. Ε.Μ.Π., DEA Γεωτεχνική Μηχ. (ENPC),
Μηχ. Μεταλλείων Ε.Μ.Π.

ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ, Β. Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Τομέας Γεωτεχνικής ΕΜΠ

ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ, Α. Ομότιμος Καθ. Ε.Μ.Π., Τομέας Γεωτεχνικής

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται η συλλογή, καταγραφή και αξιολόγηση αποτελεσμάτων από πραγματικά έργα βελτίωσης με χαλικοπασσάλους. Τα δεδομένα προέρχονται από ήδη δημοσιευμένες περιπτώσεις βελτίωσης και συγκρίνονται με ανάλογες-προγενέστερες εργασίες. Από τη σύγκριση προκύπτουν αξιολογικά συμπεράσματα αναφορικά με το πεδίο εφαρμογής της συγκεκριμένης μεθόδου βελτίωσης, καθώς και τη συμπεριφορά του συστήματος χαλικοπασσάλου-εδάφους.

ABSTRACT : Stone columns are successfully used to improve the geotechnical properties of soft soils. The main objective of this study is to collect and study the results of reinforced soils with stone columns. The data come from published project applications and are compared with analogous studies. The results demonstrate the limits of this particular ground improvement method and the composite behavior of the system.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η βελτίωση του εδάφους με τη μέθοδο των χαλικοπασσάλων βασίζεται στη δημιουργία σύνθετου εδάφους με βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά, ενώ η συμπεριφορά του συνόλου εξαρτάται κυρίως από το αρχικό έδαφος και το υλικό πλήρωσης (Ανδρέου, 2009). Η χρήση της συγκεκριμένης μεθόδου αποσκοπεί βασικά στην αύξηση της διατμητικής αντοχής του εδάφους, στη μείωση του μεγέθους των καθιζήσεων, στην επιτάχυνση της εξέλιξης του φαινομένου της πρωτογενούς στερεοποίησης των αργιλικών εδαφών, στη μείωση της πιθανότητας ρευστοποίησης καθώς και στην αύξηση της σταθερότητας του συστήματος (Barksdale & Bachus, 1983, Bergado et al., 1994, Schweiger & Pande, 1986).

Οι πειραματικές εργασίες που εκτελέστηκαν, οι εμπειρικές σχέσεις που προέκυψαν καθώς και οι αναλυτικές μεθοδολογίες που αναπτύχθηκαν μέχρι σήμερα επιτρέπουν την εκτίμηση της

συμπεριφοράς του βελτιωμένου εδάφους, η οποία σε πολλές περιπτώσεις είναι διαφορετική από την αναμενόμενη. Για τους παραπάνω λόγους, στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται η συλλογή και αξιολόγηση αποτελεσμάτων από πραγματικά έργα βελτίωσης με χαλικοπασσάλους. Στη συνέχεια, τα δεδομένα συγκρίνονται με αποτελέσματα προγενέστερων μελετών και προκύπτουν συμπεράσματα για το πεδίο εφαρμογής της συγκεκριμένης μεθόδου βελτίωσης καθώς και τη συμπεριφορά του ενισχυμένου συστήματος.

2. ΜΕΛΕΤΕΣ ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΣΗΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Οι Besançon et al. (1984) ύστερα από συλλογή και καταγραφή αποτελεσμάτων από έργα κατασκευής χαλικοπασσάλων (14 περιπτώσεις) πρότειναν συσχέτιση ανάμεσα στη διάμετρο του χαλικοπασσάλου που χρησιμοποιήθηκε και την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του φυσικού εδάφους. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν συγκρίθηκαν

με την αντίστοιχη πρόταση Thorburn (1975), η οποία παρουσιάζεται στην Εξίσωση (1):

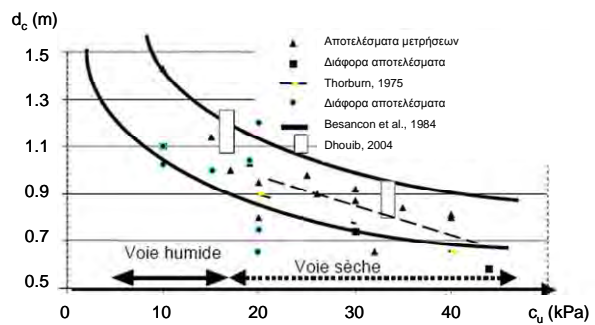
$$d_c = 1.13 - 0.0116 \cdot c_u \quad (1)$$

όπου η διάμετρος d_c μετράται σε μέτρα (m) και η αστράγγιστη διατμητική αντοχή σε kPa.

Από τη μελέτη των Besançon et al. (1984) παρατηρήθηκε ότι η πρόταση Thorburn βρίσκεται ανάμεσα στο άνω και κάτω όριο των αποτελεσμάτων που συγκεντρώθηκαν (Σχήμα 1). Επίσης, έγινε σύγκριση της μεταβολής του συντελεστή μείωσης των καθιζήσεων β σε συνάρτηση με το λόγο $1/a_s = A/A_c$, ανάμεσα στα πραγματικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις μεθοδολογίες Priebe (1976), Ponderé-Schulze (1978) και Balaam (1978) και σημειώθηκε ότι ο συντελεστής β ήταν μικρότερος στις μαλακές αργίλους από ότι στα ιλυώδη εδάφη. Αναφορικά με τη γωνία εσωτερικής τριβής του χαλικοπασσάλου αναφέρθηκε ότι για τη βελτίωση λεπτών αργιλικών εδαφών (<50mm) χρησιμοποιείται συνήθως στη μελέτη η τιμή των 38° και η τιμή των 42° για τα πιο χονδρόκοκκα ιλυώδη εδάφη (έως 100mm). Ο συντελεστής συγκέντρωσης των τάσεων ήταν στην πλειοψηφία των περιπτώσεων μικρότερος από τον αρχικά υπολογιζόμενο.

Η συγκέντρωση των δεδομένων εμπλουτίστηκε από τους Dhouib & Blondeau (2005) με 31 συνολικά περιπτώσεις και τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τη μεταβολή της διαμέτρου του χαλικοπασσάλου με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους ήταν παρόμοια με αυτά των Besançon et al. (1984), όπως φαίνεται στο Σχήμα 1. Παρατηρείται ότι για μικρές τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (10-20kPa) η μέθοδος κατασκευής που προτιμάται είναι η υγρή δονητική αντικατάσταση (voie humide), ενώ αντίθετα για μεγάλες σχετικά τιμές αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (35-45kPa) η διάμετρος του χαλικοπασσάλου κυμαίνεται από 0.6-0.8m.

Ο Πίνακας 1 που ακολουθεί παρουσιάζει τα αποτελέσματα που συγκεντρώθηκαν κατά την παρούσα εργασία από 60 συνολικά περιπτώσεις έργων κατασκευής χαλικοπασσάλων.



Σχήμα 1. Μεταβολή της διαμέτρου των χαλικοπασσάλων d_c σε συνάρτηση με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u του εδάφους, όπως προέκυψε από τα αποτελέσματα 31 περιπτώσεων σε έργα χαλικοπασσάλων (Dhouib & Blondeau, 2005) Figure 1. Variation of stone column diameter d_c with undrained shear strength c_u of the soil from 31 stone column project applications

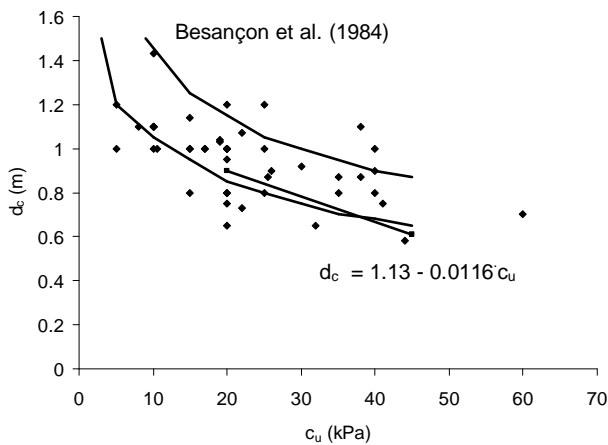
3. ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Στο Σχήμα 2 παρουσιάζεται η μεταβολή της διαμέτρου των χαλικοπασσάλων σε συνάρτηση με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους, όπως προκύπτει από τον Πίνακα 1. Η ευθεία γραμμή αντιπροσωπεύει την πρόταση Thorburn (Εξίσωση 1) και παρατηρείται ότι η κλίση της εξίσωσης είναι σε συμφωνία με τα αποτελέσματα. Οι Goughnour & Bayuk (1979b) ανέφεραν ότι η πρόταση Thorburn ισχύει μόνο για εδάφη με $c_u > 20$ kPa, οπότε η εξίσωση παρουσιάζεται μόνο για τη βελτίωση εδαφών με μεγαλύτερη αντοχή. Διακρίνεται επίσης ότι οι χαλικοπασσαλοι χρησιμοποιούνται, και μάλιστα αρκετά συχνά, ακόμα και σε εδάφη με αντοχή μικρότερη των 20kPa, γεγονός το οποίο έρχεται σε αντίθεση με τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο Σχήμα 1. Πιθανή αιτία μπορεί να θεωρηθεί η εξέλιξη του μηχανολογικού εξοπλισμού με την πάροδο των χρόνων. Επίσης, στο Σχήμα 2 παρουσιάζονται τα άνω και κάτω όρια που είχαν προταθεί από τους Besançon et al. (1984), με βάση τα αποτελέσματα που είχαν τότε συγκεντρωθεί. Είναι εμφανές ότι η πλειοψηφία των αποτελεσμάτων από τον Πίνακα 1 απαντάται εντός των συγκεκριμένων ορίων.

Πίνακας 1. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα από έργα κατασκευής χαλικοπασσάλων
 Table 1. Data collection of reinforced soils with stone columns

Πηγή	Τοποθεσία Έργου	Έδαφος	c_u (kPa)	E_c/E_s (kPa)	Χαλίκι (mm) ϕ_c (%)	$1/\alpha_s$	$d=s$ (m)	d_c (m)	β	H (m)	σ_o (kPa)
Watt et al. (1967)	Newport Επίχωμα	Ιλυώδης άργιλος	40	-/2500	<75 40	4	2	0.8	2.5	10.5	220
	Hedon Επίχωμα	Ιλυώδης άργιλος	20	-/1500	26-52 40	5.5	2.1	0.95	2.8	6.5	150
	Teesport T (165) Κοιτόστρωση	Αργιλώδης ιλύς	17	-/2000	25-48 40	4.2	2.1	1	3.5	6	150
	Teesport T (104) Κοιτόστρωση	Αργιλώδης ιλύς	20	-/2000	25-48 40	5.3	2.2	1	2.8	6	150
	- Κοιτόστρωση	Αργιλώδης ιλύς	20	-/2000	- 40	3	1.9	1	4.2	6	150
	- Κοιτόστρωση	Αργιλώδης ιλύς	20	-/2000	- 40	3	1.9	1	3	6	150
	- Κοιτόστρωση	Αργιλώδης ιλύς	20	-/2000	- 40	3	1.9	1	3.1	6	150
	- Κοιτόστρωση	Αργιλώδης ιλύς	20	-/2000	- 40	3	1.9	1	3.6	6	150
Greenwood (1970)	Bremerhaven -	-	-	-/-	-	5.1	-	-	2	-	-
Greenwood (1972)	South Est (Glasgow)	-	44	-/-	-	-	-	0.58	-	-	-
Hughes et al. (1975)	Convey Island Πέδιλα	Ιλυώδης άργιλος	22	50000/ 8000	20-40 38	-	-	0.73	2	10	180
Mc Kenna et al. (1975)	East Brent Επίχωμα	Μαλακή άργιλος	26	-/-	0-38 -	-	2.4	0.9	-	-	-
Hilmer (1975)	Deggendorf Επίχωμα	-	25.5	-/-	-	-	-	0.87	-	-	-
			32					0.65			
			19					1.03			
Baumann & Bauer (1974)	Constance Πέδιλα	Μαλακή άργιλος	-	-/-	-	2.1	1.4	1	4.2	5.5	-
Maes & Leys (1977)	Bruxelles (Brusilia)	-	-	-/-	-	2.8	-	-	3.3	-	-
Kirsch (1979)	Essen	-	-	-/-	-	3.7	-	-	2.35	-	-
Goughnour & Bayuk (1979b)	Hampton (Virginia) Επίχωμα	Ιλύς-Μαλακή άργιλος	15	-/-	10-60 38	2.6	1.78	1.14	2.4	6.4	-
Sheng Chon-Wen (1979)	Zhejiang Κοιτόστρωση	Μαλακή άργιλος	20	-/-	20-40 -	6.9	2.1	0.8	1.5	8	-
Vautrain (1979)	Seine-France Επίχωμα	Άργιλος	40	-/-	- 45	2.9	1.7	1	1.25	11	-
Vautrain (1980)	Ile Lacroix Αντίρρισμα γέφυρας	Τύρφη	30	-/-	40-80 -	4.6	2	0.92	2.15	11.3	-
Colleselli et al. (1983)	Pavia (Italy) Κυκλική κοιτόστρωση	Άμμος	-	-/3500	- -	4.5	1.7	0.8	2.2	5.5	100
	Trento (Italy) Κυκλική κοιτόστρωση	Ιλυώδης άμμος και ιλυώδης άργιλος	35	-/-	- -	4	1.6	0.8	-	11.5	200
	Porto Marghera (Venice) Κοιτόστρωση	Άργιλος-άμμος πολύ μαλακή	35	-/-	- -	5.3	2	0.87	-	6.5	260
Greenwood & Kirsch (1983)	Germany Δεξαμενή	-	-	-	-	2.9	1.9	1.1	2.35	5	-
Faure (1982)	Le Cateau Κοιτόστρωση εύκαμπτη	-	25	-/-	40-70 -	8	-	0.8	2	-	-
Renouf et al. (1982)	Trento Μόλος	Αμμώδης ιλύς	25	-/-	- -	3.1	1.75	1	3.3	6.4	-
	Boulogne Μόλος	-	10	-/-	0-80 -	10.2	-	1.43	3.5	8.5	-
Bhandari (1983)	-	-	-	-/-	-	-	2	0.9	-	7	-
	India Κοιτόστρωση	Αμμώδης άργιλος	38	-/-	- -	4.8	1.9	0.87	3.6	9.5	150
Castelli et al.	New Orleans	Αργιλώδης	10	-/-	19-89	4	2.2	1.1	4.2	18	41

(1983)	Κοιτόστρωση	ιλύς			42								
Munfakh et al. (1983)	New Orleans Επίχωμα	Αργιλώδης ιλύς	10	-/-	- 42	4	2.2	1.1	3.7	-	-		
Munfakh (1984)	Airport (New York) Πέδιλα	Μαλακή άργιλος	-	-/-	13-64 -	2.25	1.5	1	2	6	240		
	Baltimore (U.S.A.)	Ιλυώδης άργιλοι	-	-/-	13-76 42	4.7	2.4	1.1	4	5	-		
Barksdale & Goughnour (1984)	Baltimore -	Μαλακή άργιλος	38	-/-	19-76 -	3.7	2.1	1.1	2.5	6.7	-		
	Sioux City -	Αργιλώδης ιλύς	19	-/-	-	2.2	1.52	1.04	7.5	12	160		
Mitchell & Huber (1985)	Santa Barbara (California)	-	22	-/-	12-100 41	3	1.75	1.07	3.3	15	150		
Drescher & Fritz (1989)	New Orleans Επίχωμα	Μαλακή άργιλος	10	-/-	2-32 -	4	2.1	1.1	-	18	-		
	Hampton -	-	18	-/-		-	-	-	-	-	-	-	
	Hannover Επίχωμα	Μαλακή άργιλος, άμμος, χαλίκι	15	-/-		6.25	2	0.8	4	10	180		
Venmans (1990)	Rotterdam -	- -	- -	-/- -/-	- -	5.56 8.34	- -	- -	1.5 1.5	- -	- -		
	Bustamante et al. (1991)	Mont Corné Αποθήκη	-	-/-	0-60 -	2.8	4.2	0.79	2.5	7	-		
Callanan (1991)	Ireland Επίχωμα	Ιλυώδης άμμος	-	-/-	20-40 -	6.5	1.8	0.74	3.1	8.4	-		
Priebe (1995)	Convey Island	Ιλυώδης άργιλος	20	-/-	- 40	4.1	1.52	0.75	2.4	10	-		
Raju & Hoffmann (1996)	Malaysia Επίχωμα	Μαλακή άργιλος	6-10	100	50-75 -	5	2	1- 1.2	4	12	150		
Raju (1997)	Malaysia Επίχωμα	Μαλακή άργιλος	5	-	-	5	1.8	1.2	2.5	17	60		
Raju et al. (1997)	Malaysia (Sri Petaling) Επίχωμα	Μαλακή άργιλος	8-25	-	-	3	1.5	1	-	8-26	40-100		
Akdogan et al. (1997)	Turquie Επίχωμα	Ιλυώδης άργιλος	15	-/-	- 44	1.6	1.2	1	10	7.5	-		
Raju (1997)	Kinrara et Keburn Interchange Επίχωμα	-	20	-/-	- -	2.3	1.8	1.2	4	17	-		
Watts et al. (2001)	Bothkennar Πέδιλα	Μαλακή άργιλος	10	-/-	- -	4	2.2	1.1	2.5	12	-		
		Μαλακή άργιλος	20	-/-	- 42.5	5.3	1.5	0.65	-	5.7	-		
Dhouib et al. (2004a)	Κυκλική κοιτόστρωση	Μαλακή άργιλος	41	-/-	- 38	9	2	0.75	7.8	6	46.8		
Bretelle et al. (2004)	Asia Κυκλική κοιτόστρωση	Ιλυώδης άμμος, άργιλος	-	-/-	- -	9	2.4	0.8	2.4	17	200		
Raju et al. (2004)	Malaysia (Shah Alam) Επίχωμα	Μαλακή άργιλος	6-40	-/ 600- 4000	-	3.8	1.8	1.2	-	8-26	200		
	Malaysia (Kajang) Επίχωμα	Μαλακή άργιλος	5-15	-	-	4.6	1.6- 2.2	1	-	12- 15	300		
	Malaysia (Putrajaya) Γέφυρα	Αργιλώδης ιλύς	7-20	-	-	-	-	1	-	6-9	-		
	Thailand Επίχωμα	Μαλακή άργιλος	1-5	-	-	-	-	1	-	10	20-70		
-	Konstanz (Γερμανία) Λωρίδα	Μαλακή άργιλος	10.5	-/-	- -	2	1.4	1	9	5.5	150		
-	Γερμανία Επίχωμα	Άργιλος	40	-/-	- -	4	1.8	0.9	6.5	11.4	240		
-	Ελλάδα Επίχωμα	Μαλακή άργιλος	20	-/-	- 43	3.4	1.47	0.8	-	12.5	320		
Barco et al. (2007)	Spain Επίχωμα	Ιλυώδης άργιλος	60	50000/ 7250	- 40	20	3.1	0.7	-	10	240		
Ozkeskin Cevik &Erol (2007)	-	CL-SC	-	-	-	4	1.25	0.65	4	3	250		
									4.8	5	250		
									6	8	250		



Σχήμα 2. Μεταβολή της διαμέτρου των χαλικοπασσάλων d_c σε συνάρτηση με τη αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u του εδάφους που βελτιώνεται, όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα του Πίνακα 1

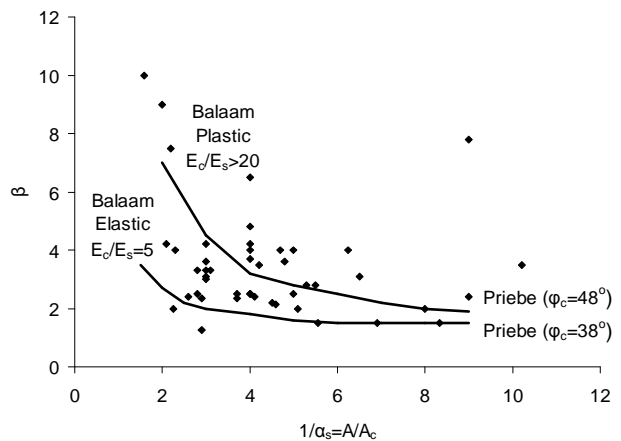
Figure 2. Variation of stone column diameter d_c with undrained shear strength c_u of the soil (Table 1 data)

Στο Σχήμα 3 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τη μεταβολή του συντελεστή μείωσης των καθιζήσεων β σε συνάρτηση με το λόγο $1/\alpha_s=A/A_c$, όπως προκύπτουν από τον Πίνακα 1. Υπενθυμίζεται ότι ο συντελεστής β είναι ο λόγος των καθιζήσεων εδάφους πριν και μετά τη βελτίωση. Όσο ο συντελεστής αντικατάστασης μειώνεται, δηλαδή όσο αυξάνει ο λόγος $1/\alpha_s=A/A_c$, τόσο μειώνεται ο συντελεστής β , δηλαδή τόσο αυξάνουν οι καθιζήσεις. Παρατηρείται ακόμα ότι στην πλειοψηφία των έργων, ο συντελεστής μείωσης των καθιζήσεων κυμαίνεται από 1.5 έως 4.

Για λόγους σύγκρισης, τα όρια που προτάθηκαν υπό παρόμοια μελέτη από τους Besançon et al. (1984) παρουσιάζονται παράλληλα με τα αποτελέσματα της παρούσας εργασίας στο Σχήμα 3. Οι Besançon et al. υποστήριξαν ότι το κάτω όριο των αποτελεσμάτων θα μπορούσε να είχε προκύψει, είτε από την ελαστική επίλυση του συστήματος κατά Balaam με μικρό λόγο μέτρων ελαστικότητας, είτε από την ανάλυση κατά Priebe με $\phi_c=38^\circ$. Αντίστοιχα, το άνω όριο των αποτελεσμάτων θα μπορούσε να είχε προκύψει, είτε από την πλαστική ισορροπία του συστήματος κατά Balaam, με μεγάλο λόγο μέτρων ελαστικότητας, είτε από την ανάλυση κατά Priebe με $\phi_c=48^\circ$. Συνεπώς, από τη σύγκριση που προκύπτει στο Σχήμα 3 φαίνεται ότι κυριαρχεί η μη γραμμική συμπεριφορά του συστήματος χαλικοπασσάλου-εδάφους, καθώς

όλα τα αποτελέσματα είναι άνω του ορίου που ορίζει την ελαστική συμπεριφορά του συστήματος.

Η εκτίμηση της μεταβολής του συντελεστή μείωσης των καθιζήσεων β σε συνάρτηση με το λόγο $1/\alpha_s=A/A_c$ με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα είναι δύσκολη. Σε περίπτωση που αμεληθούν κάποια από τα ακραία αποτελέσματα τότε διακρίνεται ότι η τάση των αποτελεσμάτων μοιάζει να είναι γραμμική. Σαφώς, η αβεβαιότητα και το πλήθος των αποτελεσμάτων δεν επιτρέπει την εξαγωγή ασφαλών συμπερασμάτων. Αν το πλήθος των αποτελεσμάτων ήταν μεγαλύτερο, τότε ίσως να ήταν ευκολότερο να προταθούν κάποιες συσχετίσεις, εντός βέβαια σαφώς ορισμένων άνω και κάτω ορίων.



Σχήμα 3. Μεταβολή του συντελεστή μείωσης των καθιζήσεων β σε συνάρτηση με το λόγο $1/\alpha_s=A/A_c$, όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα του Πίνακα 1

Figure 3. Variation of settlement reduction factor β with area replacement factor $1/\alpha_s=A/A_c$ (Table 1 data)

4. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία παρουσιάστηκαν συγκεντρωτικά αποτελέσματα από πραγματικές περιπτώσεις έργων κατασκευής χαλικοπασσάλων και παρατηρήθηκε ότι η συγκεκριμένη μέθοδος βελτίωσης χρησιμοποιείται ακόμα και σε περιπτώσεις όπου η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους έχει ιδιαίτερα χαμηλές τιμές ($c_u < 20 \text{ kPa}$). Επίσης, τα άνω και κάτω όρια που είχαν προταθεί από τους Besançon et al. (1984) με βάση αντίστοιχη μελέτη καλύπτουν την πλειοψηφία των αποτελεσμάτων που συγκεντρώθηκαν.

Παράλληλα, παρατηρήθηκε ότι όσο μειώνεται ο συντελεστής αντικατάστασης α_s , τόσο αυξάνουν οι καθιζήσεις και προέκυψε ότι η συμπεριφορά του συστήματος χαλικοπασσάλου-εδάφους είναι μη γραμμική.

5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ανδρέου, Π. (2009), “Προσομοίωση της συμπεριφοράς εδαφών βελτιωμένων με χαλικοπασσάλους”. Διδακτορική Διατριβή στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Τομέας Γεωτεχνικής, σελ. 265.
- Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. (December 1983), “Design and construction of stone columns”. Vol. I, Report No. FHWA/RD-83/026, pp. 210.
- Bergado, D. T., Chai J. C., Alfaro M. C. and Balasubramaniam A. S. (1994), “Improvement Techniques of Soft Ground Subsiding and Lowland Environment”. Balkema, pp. 222.
- Barksdale R.D. and Goughnour R.R. (1984), “Settlement performance of stone columns in the US”. Actes du Colloque International: Renforcement en place des sols et des roches, Paris, Vol. 1, pp. 105-110.
- Baumann V. and Bauer G.E.A. (1974), “The performance of foundations on various soils stabilized by the vibro-compaction method”. Revue Canadienne de Géotechnique, Vol. 11, N° 4, pp. 509-530.
- Besançon G., Iorio J.P. and Soyez B. (1984), “Analyse des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées”. Actes du Colloque International: Renforcement en place des sols et des roches. Paris, Vol. 1, pp. 119-126.
- Dhouib A., and Blondeau F. (2005), “Colonnes Ballastées”. Presses de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, pp.264.
- Dhouib A., Wehr J., Soyez B. and Priebe H. J. (2004a), “Méthode de Priebe: Origine, Développement et applications”. Actes du Symposium International sur l'Amélioration des Sols en Place (ASEP-GI 2004). Edition Presses de l'ENPCLCPC, Paris, Vol. 1, pp. 131-146.
- Goughnour R.R. and Bayuk A.A. (1979b), “A field Study of long term settlements of loads supported by stone columns in soft ground”. Actes du Colloque international sur le renforcement des sols: Terre Armée et autres méthodes. Paris, Vol 1, pp. 279-285.
- Mitchell J. K. and Huber T. R. (February 1985), “Performance of a stone column foundation”. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, N° 2, pp. 205-223.
- Priebe H.J. (1995), “The design of vibro-replacement”. Reprinted from: Ground Engineering, Keller Grundbau GmbH, Technical paper 12-61E, 16 pages.
- Raju V.R. (1997), “The behaviour of very soft soils improved by vibro replacement”. Keller Grundbau GmbH, Technical paper 12_64E, 7 pages.
- Raju V.R., Alam M. and Ha P. (1997), “Vibro replacement - a technique for extensive ground improvement works in very soft cohesive soils at the Shah Alam expressway”. Keller Grundbau GmbH, Technical paper 12_65E, 11 pages.
- Raju V.R. and Hoffmann G. (1996), “Treatment of tin mine tailings in Kuala Lumpur using vibro replacement”. Keller Grundbau GmbH, Technical paper 12_63E, 8 pages.
- Raju V.R., Krishna R.H. and Wegner R. (2004), “Ground improvement using vibro replacement in Asia 1994-2004”. Keller Grundbau GmbH, Technical paper 10_60E, 28 pages.
- Schweiger H.F. and Pande G.N. (1986), “Numerical analysis of stone column supported foundations”. Computers and Geotechnics, Vol.2, pp. 347-372.
- Watts K. S., Chown R. C., Serridge C. J. and Crilly M. S. (2001), “Vibro stone columns in soft clay soil: a trial to study the influence of column installation on foundation performance”. Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Istanbul, Vol. 3, pp. 1867-1870.