



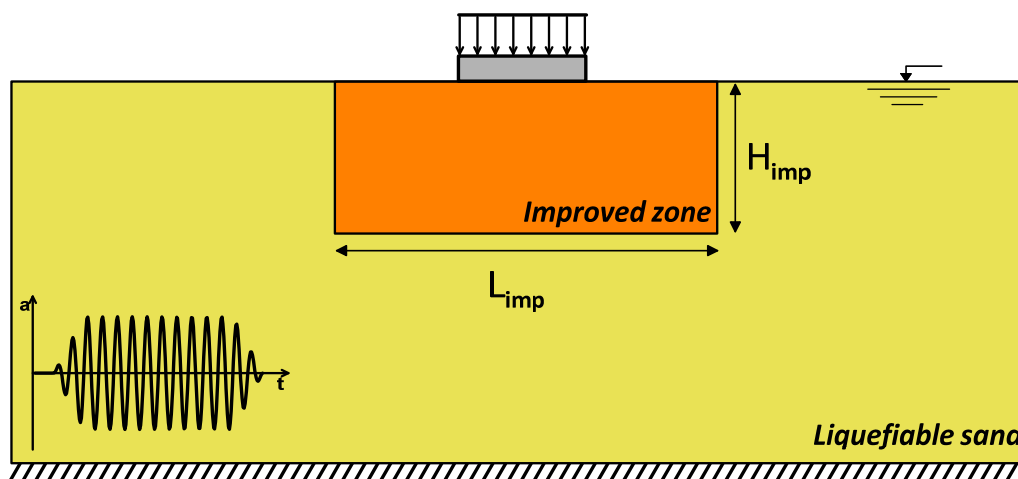
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ
ΣΤΟΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
2-Δ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αργύρης Αγγελής

Επιβλέπων: Γ. Μπουκοβάλας, Καθηγητής Ε.Μ.Π.



EFFECT OF LIQUEFIABLE GROUND IMPROVEMENT ON
THE SURFACE FOUNDATION DESIGN
2-D NUMERICAL STUDY

DIPLOMA THESIS

Argyris Angelis

Supervisor: G. Bouckovalas, Professor N.T.U.A.

Νοέμβριος/November 2013

Ευχαριστίες

Επιθυμώ να ευχαριστήσω τα άτομα εκείνα, με την συμβολή των οποίων υλοποιήθηκε η παρούσα διπλωματική εργασία. Πρωτίστως, τον επιβλέποντα καθηγητή, κ. Γεώργιο Μπουκοβάλα για την επιστημονική του προσφορά και τη γενικότερη επίβλεψη της εργασίας. Εκτός από τις εξειδικευμένες γνώσεις που μοιράστηκε μαζί μου, τον ευχαριστώ και για τον τρόπο σκέψης και οργάνωσης που μου μετέδωσε. Εξίσου υπόχρεος αισθάνομαι προς την υποψήφια διδάκτορα Βασιλική Δημητριάδη για το χρόνο που αφιέρωσε και για τις συμβουλές της σε κάθε πρόβλημα που ανέκυπτε. Η καθοδήγηση σε κάθε βήμα της δουλειάς σε συνδυασμό με τις πολύτιμες οδηγίες τους και κυρίως η υπομονή που επέδειξαν ήταν απαραίτητα στοιχεία για την επιτυχή έκβαση της εργασίας.

Εκτενής Περίληψη

Σύμφωνα με πρόσφατες έρευνες η θεμελίωση κατασκευών σε ρευστοποιήσιμα εδάφη με επιφανειακή θεμελίωση είναι εφικτή, αφού προηγουμένως πραγματοποιηθεί βελτίωση του εδάφους θεμελίωσης σε συγκεκριμένο πάχος και πλάτος γύρω από το θεμέλιο.

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της επίδρασης της έκτασης βελτίωσης στη σεισμική απόκριση της θεμελίωσης, με αναφορά στις αναπτυσσόμενες καθιζήσεις καθώς και στον μετα-σεισμικό, απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας. Με αφετηρία την περίπτωση για “άπειρη βελτίωση”, πραγματοποιείται σταδιακή μείωση του εύρους βελτίωσης και καταγράφεται η μεταβολή των αποτελεσμάτων. Η ποσοτικοποίηση της εξέλιξης της καθίζησης και του συντελεστή ασφαλείας, καθιστά δυνατή τη διαμόρφωση μιας μεθοδολογίας σχεδιασμού μέτρων εδαφικής βελτίωσης.

Από **βιβλιογραφική ανασκόπηση**, προκύπτει ότι είναι ελάχιστες οι πειραματικές εργασίες οι οποίες εξετάζουν την επιρροή του εύρους βελτίωσης, με αποτέλεσμα οι ανάλογες συστάσεις των κανονισμών να ορίζουν με ιδιαίτερα αδρή προσέγγιση τα όρια του επιθυμητού εύρους για διάφορες πρακτικές εφαρμογές. Για το λόγο αυτό, στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε **παραμετρική διερεύνηση** για διάφορα εύρη βελτίωσης, με τη χρήση λογισμικού πεπερασμένων διαφορών και ενός εξελιγμένου καταστατικού προσομοιώματος. Πιο συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκαν 105 αριθμητικές αναλύσεις προκειμένου να εξετασθεί η επιρροή δώδεκα (12) εδαφικών, σεισμικών και λοιπών παραμέτρων, όπως φαίνεται στον **Πίνακα I**.

Πίνακας Ι: Παράμετροι του προβλήματος που εξετάστηκαν.

<u>Case No.</u>	<u>Effect of</u>
1	$q_0 = 52 \text{Kpa}$
2	$B = 3 \text{m}$
3	$B = 7 \text{m}$
4	$D_{r_0} = 55\%$
5	$Z_{liq} = 12 \text{m}$
6	$a_{max} = 0.30 \text{g}$
7	$N = 5$
8	$T = 0.50 \text{sec}$
9	$H_{imp} = 6 \text{m}$
10	$H_{imp} = 8 \text{m}$
11	$H_{imp} = 6 \text{m}, a_{max} = 0.30 \text{g}$
12	$H_{imp} = 8 \text{m}, a_{max} = 0.30 \text{g}$

Όλες οι αριθμητικές αναλύσεις έγιναν για διάφορες τιμές του εύρους βελτίωσης που κυμαίνονταν από $L_{imp} = 1.2B - 24.8B$, όπου B: το πλάτος θεμελίου.

Από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων αποδεικνύεται ότι αναπτύσσεται μηχανισμός αστοχίας ολισθαίνοντος στερεού (τύπου Newmark) και επακόλουθα η αναπτυσσόμενη καθίζηση συσχετίζεται με τον μετα-σεισμικό συντελεστή ασφαλείας. Μάλιστα αυτή η συσχέτιση είναι ανεξάρτητη από το εύρος βελτίωσης. Από την **στατιστική επεξεργασία** που πραγματοποιήθηκε, εξάγονται οι ακόλουθες αναλυτικές και εμπειρικές σχέσεις υπολογισμού τόσο της δυναμικής καθίζησης όσο και του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας, για δεδομένο εύρος και πάχος βελτίωσης του εδάφους:

$$\frac{\rho_{dyn}}{\rho_{dyn,inf}} = 1 / \left[1 - \exp \left[-0.991 \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B} \right)^{-1} \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B} \right)^{0.30} \right] \right]$$

$$\frac{FS_{degr.}}{FS_{degr.,inf}} = 1 - \exp \left[-0.958 \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B} \right)^{-0.895} \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B} \right)^{0.25} \right]$$

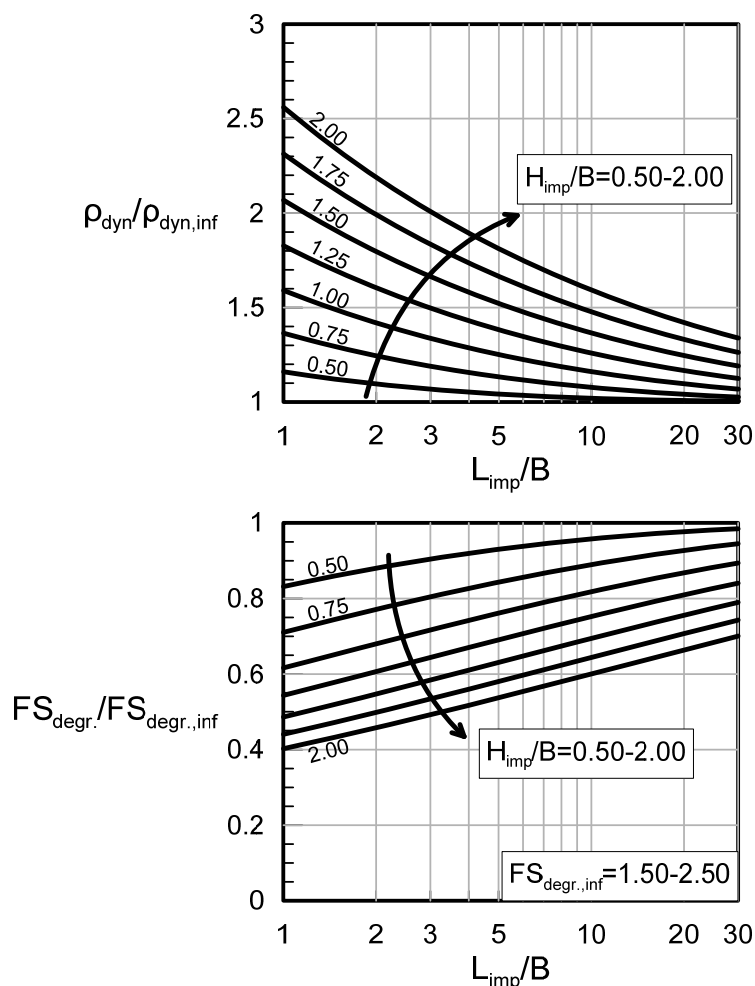
Όπου:

H_{imp} : το πάχος βελτίωσης.

L_{imp} : το εύρος βελτίωσης.

B: το πλάτος θεμελίου.

Οι σχέσεις αυτές παρουσιάζονται και υπό μορφή διαγραμμάτων (Σχήμα Ι), για πιο εύκολη επιλογή της απαιτούμενης έκτασης βελτίωσης κατά τον σχεδιασμό των μέτρων βελτίωσης του εδάφους για την αποφυγή του κινδύνου ρευστοποίησης.



Σχήμα Ι: Διαγράμματα μεταβολής δυναμικής καθίζησης και μετα-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας με το εύρος βελτίωσης.

Οι τιμές της καθίζησης $\rho_{dyn,inf}$ και του συντελεστή ασφαλείας $FS_{degr.,inf}$, για "άπειρη" θεωρητικά βελτίωση, οι οποίες απαιτούνται για την εφαρμογή των ανωτέρω σχέσεων και εμπειρικών διαγραμμάτων έχουν προκύψει από ανεξάρτητη έρευνα (Δημητριάδη, 2013) και υπολογίζονται αναλυτικά ως ακολούθως:

Υπολογίζεται η φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης και ο μετα-σεισμικός συντελεστής ασφαλείας μετά την ολοκλήρωση της δόνησης:

$$Q_{ult,deg} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma_1} \\ \gamma' H_1^2 K_s \frac{\tan \varphi_1}{B} + \gamma' \cdot [(1 + \alpha)^2 - 1] \cdot H_1^2 K_s \frac{\tan \varphi_2}{B} - \gamma' (1 + \alpha) H_1 + \\ + \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma_2} + \gamma' (1 + \alpha) H_1 N_{q_2} \end{array} \right\}$$

$$FS_{degr,inf} = \frac{Q_{ult,deg}}{Q_0}$$

Όπου:

B: το πλάτος θεμελίου.

γ' : το ενεργό ειδικό βάρος του εδάφους.

H_1 : το πάχος βελτίωσης.

$\varphi = \tan^{-1}[(1-U)\tan\varphi_{ini}]$

όπου: φ_{ini} = η γωνία τριβής του εδάφους πριν την δόνηση.

U = λόγος υπερπίεσης πόρων στο τέλος της δόνησης.

$N_q = \tan^2(45 + \varphi/2) e^{\pi \tan \varphi}$ και $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi$

$$K_s = 1.9 - 0.75 \left(\frac{Q_{ult,deg}}{p_\alpha} \right)^{0.088} \left(\frac{H_{imp}}{B} \right)$$

όπου: $p_\alpha = 98.1$ kPa, η ατμοσφαιρική πίεση.

αH_1 : πάχος μεταβατικής ζώνης

$$\text{όπου: } \alpha = 3.76 \left[\frac{k_{eq} \cdot TN}{H_{imp}} \right]^{0.256}$$

με k_{eq} : η ισοδύναμη διαπερατότητα της βελτιωμένης ζώνης (m/sec).

T: η περίοδος της διέγερσης (sec).

N: ο αριθμός των κύκλων φόρτισης της διέγερσης.

Μέσω της συσχέτισης καθίζησης - απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας, υπολογίζεται η αναπτυσσόμενη δυναμική καθίζηση:

$$\rho_{dyn,inf} = 0.084 \cdot \alpha_{max}^{0.31} \cdot (T_{exc} + 0.574 \cdot T_{soil})^{1.74} \cdot (N_o + 2)^{0.45} \cdot \left[\frac{0.96}{1 - 0.45 \cdot (1 - F.S.L)^2} \right] \cdot \left(\frac{1}{FS_{degr,inf}} \right)^{0.4} \cdot \left[1 + 0.7 \cdot \left(\frac{1}{FS_{degr,inf}} \right)^4 \right]$$

Όπου: α_{max} : Μέγιστη επιτάχυνση στη βάση της διάταξης (m/sec²)

T_{exc} : Περίοδος της διέγερσης (sec)

N_o : Αριθμός των σημαντικών κύκλων φόρτισης της διέγερσης

$$T_{soil} = \frac{4H_{crust}}{V_{S,crust}} + \frac{4H_{sand}}{V_{S,sand}}$$

$$F.S.L = \frac{(N_o + 2)^{0.35} + 3.3}{(N_o + 2)^{0.35} + 3.3} \frac{(N_o + 2)}{N_L}$$

Με: H_{crust} και H_{sand} : Πάχος βελτιωμένης και ρευστοποιήσιμης στρώσης αντίστοιχα.

$V_{S,crust}$ και $V_{S,sand}$: Διατμητική ταχύτητα διάδοσης κύματος στη βελτιωμένη και ρευστοποιήσιμη στρώση αντίστοιχα.

N_L : Ο αριθμός των κύκλων φόρτισης για την έναρξη της ρευστοποίησης, στο μέσον της διάταξης. Θεωρήθηκε ότι η ρευστοποίηση αρχίζει όταν ο λόγος υπερπίεσης πόρων λάβει τιμές μεγαλύτερες από $r_u > 0.9$.

Extended Summary

According to current practice, the construction of shallow foundations on top of liquefiable soils may be feasible only after proper soil treatment in specific depth and width around the foundation. After an extended **literature survey**, it appears that there are relatively few experimental studies that examine the effect of the improvement width, on the seismic response of shallow foundations, so that the limits given by regulations define a simple extend for common applications.

The **aim** of this diploma thesis is to numerically examine the effect of the lateral extend of the applied improvement on the seismic response of the shallow foundation. Particular attention is given in the seismic settlement (ρ_{dyn}) accumulation and the post-shaking bearing capacity of the footing (q_{ult}), which has considerably degraded, as a result of the onset of liquefaction of the natural sand. The latter characteristic is expressed through the degraded factor of safety ($F.S._{\text{deg}}$), also defined as:

$$F.S._{\text{deg}} = q_{\text{ult}}/q_0$$

where q_0 = the initial bearing pressure of the foundation.

For the performed **parametric study**, 12 cases are considered, exhibiting different soil excitation and geometry parameters, as summarized in **Table I**. In each one of them, starting from the analysis in which the improved layer extends over the entire length of the considered grid, i.e case of “infinite” improvement, the lateral width of the improved layer (L_{imp}) gradually decreases and the effects on the seismic and post-shaking response of the foundation are monitored. In total, 105 numerical analyses are performed with different L_{imp}/B ratios ranging from 1.2 - 24.8. The above numerical investigation is performed using the finite difference code FLAC and the advanced constitutive model NTUA_SAND.

Table I: Examined parameters of the parametric study.

<u>Case No.</u>	<u>Effect of</u>
1	$q_o = 52\text{Kpa}$
2	$B = 3\text{m}$
3	$B = 7\text{m}$
4	$Dr_o = 55\%$
5	$Z_{liq} = 12\text{m}$
6	$a_{max} = 0.30\text{g}$
7	$N = 5$
8	$T = 0.50\text{sec}$
9	$H_{imp} = 6\text{m}$
10	$H_{imp} = 8\text{m}$
11	$H_{imp} = 6\text{m}, a_{max} = 0.30\text{g}$
12	$H_{imp} = 8\text{m}, a_{max} = 0.30\text{g}$

After the **statistical processing** of the obtained results, analytical expressions for the evaluation of the dynamic settlement (ρ_{dyn}) and the degraded factor of safety ($FS_{degr.}$) are exported, for given width and depth of ground improvement as shown below:

$$\frac{\rho_{dyn}}{\rho_{dyn,inf}} = 1 / \left[1 - \exp \left[-0.991 \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B} \right)^{-1} \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B} \right)^{0.30} \right] \right]$$

$$\frac{FS_{degr.}}{FS_{degr.,inf}} = 1 - \exp \left[-0.958 \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B} \right)^{-0.895} \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B} \right)^{0.25} \right]$$

Where:

H_{imp} : improvement depth.

L_{imp} : improvement width.

B : foundation width.

The above expressions are also presented in the form of design charts (**Figure I**), in order to facilitate the selection of the required improvement scheme in the design of ground improvement measures against liquefaction.

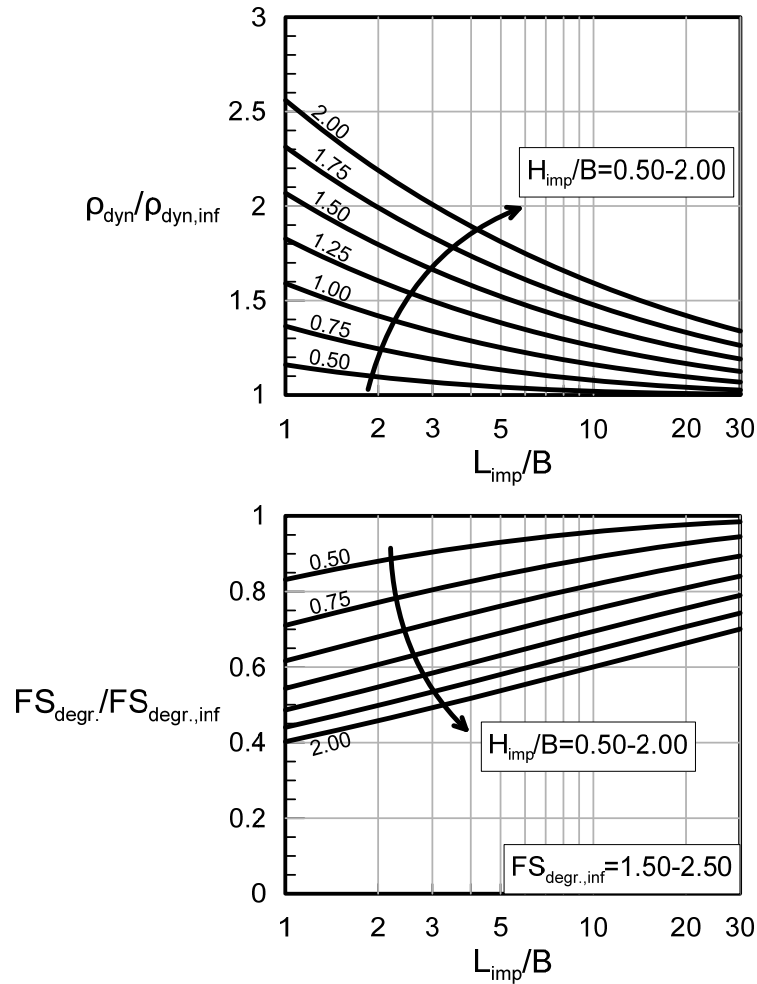


Figure I: Design charts for dynamic settlement and degraded factor of safety for various improvement widths.

Note that, due to the formulation of the proposed analytical expressions, it is essential to know beforehand the corresponding values of $\rho_{dyn,inf}$ and $FS_{degr.,inf}$ for the case of “infinite improvement”. The particular values can be computed based on the following relations, an outcome of the independent research conducted by Dimitriadi (2013):

$$q_{ult,deg} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma_1} \\ \gamma' H_1^2 K_s \frac{\tan \phi_1}{B} + \gamma' \cdot [(1 + \alpha)^2 - 1] \cdot H_1^2 K_s \frac{\tan \phi_2}{B} - \gamma' (1 + \alpha) H_1 + \\ \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma_2} + \gamma' (1 + \alpha) H_1 N_{q_2} \end{array} \right\}$$

Where:

B(m): foundation width.

γ' (Mgr/m³): buoyant unit weight.

H₁ (m): improvement depth.

ϕ (deg) = $\tan^{-1}[(1-U)\tan\phi_{ini}]$

where: ϕ_{ini} = friction angle before shaking.

U = excess pore pressure ratio at the end of shaking.

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2)e^{\pi \tan \phi}$ and $N_{\gamma} = 2(N_q + 1)\tan \phi$

$$K_s = 1.9 - 0.75 \left(\frac{q_{ult,deg}}{p_{\alpha}} \right)^{0.088} \left(\frac{H_{imp}}{B} \right)$$

where: $p_{\alpha} = 98.1$ kPa, the atmospheric pressure.

αH_1 : thickness of transition crust

$$\text{where: } \alpha = 3.76 \left[\frac{k_{eq} \cdot T N}{H_{imp}} \right]^{0.256}$$

In which k_{eq} : the equivalent conductivity of improved crust (m/sec).

T: the period of shaking (sec).

N: the number of cycles of shaking.

Dynamic settlements are calculated as a function of the previously determined

FS_{degr,inf}:

$$\rho_{dyn,inf} = 0.084 \cdot \alpha_{max}^{0.31} \cdot (T_{exc} + 0.574 \cdot T_{soil})^{1.74} \cdot (N_o + 2)^{0.45} \cdot \left[\frac{0.96}{1 - 0.45 \cdot (1 - F.S.L)^2} \right] \cdot \left(\frac{1}{FS_{degr,inf}} \right)^{0.4} \cdot \left[1 + 0.7 \cdot \left(\frac{1}{FS_{degr,inf}} \right)^4 \right]$$

Where: α_{max} (m/sec²): maximum acceleration of the applied excitation

T_{exc} (sec): period of the applied excitation

N_o: number of significant cycles of shaking

T_{soil} (sec): the elastic fundamental period of the soil column, defined as:

$$T_{soil} = \frac{4H_{crust}}{V_{S,crust}} + \frac{4H_{sand}}{V_{S,sand}}$$

F.S.L: the factor of safety against liquefaction, defined as:

$$F.S.L = \frac{(N_o + 2)^{0.35} + 3.3}{(N_o + 2)^{0.35} + 3.3} \frac{(N_o + 2)}{N_L}$$

Where: H_{crust} και H_{sand} : Improvement depth and liquefiable thickness respectively.

$V_{S,crust}$ και $V_{S,sand}$: Shear wave velocity in improved crust and in liquefiable soil respectively.

N_L : Number of cycles required to initiate liquefaction, at the mid-depth of the soil configuration, obtained from free-field numerical analyses (for $r_u > 0.90$).

Περιεχόμενα

Εκτενής Περίληψη	iii
Extended Summary	ix
Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή	1
1.1 Περιγραφή Προβλήματος / Σκοπός Διπλωματικής Εργασίας	1
1.2 Οργάνωση Διπλωματικής Εργασίας	3
Κεφάλαιο 2: Βιβλιογραφική Αναδρομή	5
2.1 Εισαγωγή	5
2.2 Συστάσεις Σχεδιασμού	5
2.3 Πειραματική Προσέγγιση του Προβλήματος	8
2.4 Αριθμητική Προσομοίωση του Προβλήματος	30
2.5 Συμπεράσματα	42
Κεφάλαιο 3: Βελτίωση Άπειρου Εύρους	43
3.1 Γενικά	43
3.2 Αριθμητική Μεθοδολογία	44
3.3 Αριθμητικές Αναλύσεις για Άπειρο Εύρος Βελτίωσης (L _{imp} =infinite)	51
3.4 Επίδραση παραμέτρων στις σεισμικές καθιζήσεις ρ_{dyn} και στον απομειωμένο μετα-σεισμικό συντελεστή ασφαλείας $FS_{degr.}$	59
3.5 Σχολιασμός / Συμπεράσματα	63

Κεφάλαιο 4: Παραμετρικές Αναλύσεις για Περιορισμένο Εύρος

Βελτίωσης	67
4.1 Γενικά	67
4.2 Στοιχεία Παραμετρικών Αναλύσεων	68
4.3 Τυπικά Αποτελέσματα	71
4.4 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα	82
4.5 Σχολιασμός / Συμπεράσματα	84

Κεφάλαιο 5: Επίδραση Εύρους Βελτίωσης στις Δυναμικές

Καθιζήσεις	85
5.1 Γενικά	85
5.2 Επίδραση του λόγου L_{imp}/B	87
5.3 Επίδραση του λόγου H_{imp}/B	90
5.4 Οριστική διατύπωση εμπειρικών σχέσεων	93
5.5 Αξιολόγηση Εμπειρικής Σχέσης	95
5.6 Σχολιασμός / Συμπεράσματα	99

Κεφάλαιο 6: Επίδραση Εύρους Βελτίωσης στον μετα-σεισμικό

Συντελεστή Ασφαλείας	103
6.1 Γενικά	103
6.2 Συσχέτιση καθίζησης - απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας	106
6.3 Επαναληπτική Μεθοδολογία	111
6.4 Απλοποιημένη - Εμπειρική Έκφραση	115
6.5 Σχολιασμός / Συμπεράσματα	120

Κεφάλαιο 7: Τελικά Συμπεράσματα και Προτάσεις **121** |

7.1 Τελικά Συμπεράσματα	121
7.2 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα	122

Βιβλιογραφία	123
Παράρτημα: Λεπτομερή Αποτελέσματα Αριθμητικών Αναλύσεων	127

Κεφάλαιο 1

Εισαγωγή

1.1 Περιγραφή Προβλήματος / Σκοπός Διπλωματικής Εργασίας

Η ρευστοποίηση του εδάφους λόγω σεισμού είναι ένα πρόβλημα που καλείται να αντιμετωπίσει ο γεωτεχνικός μηχανικός σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας που αποτελούνται από κορεσμένες στρώσεις χαλαρών λεπτόκοκκων άμμων. Στις εν λόγω περιοχές, η επιφανειακή θεμελίωση τεχνικών έργων απευθείας στο ρευστοποιήσιμο έδαφος δεν είναι εφικτή. Αυτό συμβαίνει διότι η ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης προκαλεί τη δραστική μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους, με αποτέλεσμα την έως και πλήρη απώλεια της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης καθώς και την συσσώρευση δυναμικών καθιζήσεων.

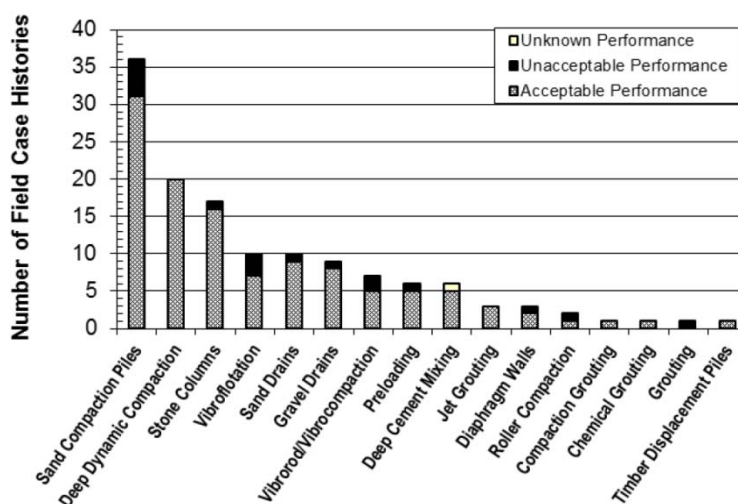
Σε τέτοιες εδαφικές συνθήκες οι ισχύοντες κανονισμοί επιβάλλουν τη θεμελίωση των τεχνικών έργων μέσω πασσάλων θεμελίωσης με ταυτόχρονη βελτίωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους. Παρ' όλα αυτά, νεότερες έρευνες καταδεικνύουν τη δυνατότητα αντικατάστασης των πασσάλων από μία επιφανειακή θεμελίωση μετά από κατάλληλη βελτίωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους. Η συγκεκριμένη εδαφική βελτίωση πραγματοποιείται σε συγκεκριμένο βάθος και εύρος γύρω από την επιφανειακή θεμελίωση και σκοπό έχει τη δημιουργία μιας μη-ρευστοποιήσιμης στρώσης ικανού πάχους και αντοχής ώστε να αμβλύνονται οι συνέπειες της ρευστοποίησης, που περιγράφηκαν προηγουμένως.

Οι **Sitar and Hausler (2012)** συγκέντρωσαν πάνω από 100 περιπτώσεις θεμελιώσεων σε βελτιωμένο έδαφος από 15 διαφορετικούς σεισμούς. Σκοπός ήταν να εντοπίσουν και να κατηγοριοποιήσουν τις συχνότερες μεθόδους βελτίωσης για τον περιορισμό των εδαφικών παραμορφώσεων καθώς και να αξιολογήσουν την απόδοσή τους υπό την επίδραση δυνατής σεισμικής καταπόνησης. Συγκεκριμένα, στο **Σχήμα 1.1** παρουσιάζονται οι διαφορετικές μέθοδοι βελτίωσης (στον οριζόντιο άξονα) και ο

αριθμός των καταγεγραμμένων περιπτώσεων εφαρμογής τους (στον κατακόρυφο άξονα). Στην πλειοψηφία τους, όλες οι μέθοδοι παρουσίασαν ικανοποιητική απόδοση (γκρι χρώμα). Σε ορισμένες μεθόδους παρατηρήθηκε μη αποδεκτή συμπεριφορά (μαύρο χρώμα), που αποδόθηκε σε έναν ή περισσότερους από τους παρακάτω λόγους: (1) ανεπαρκές βάθος βελτίωσης, (2) ανεπαρκές εύρος βελτίωσης, (3) υπερβολική οριζόντια εδαφική εξάπλωση. Ωστόσο τονίζεται ότι ακόμη και σε αυτές τις περιπτώσεις οι βελτιωμένες περιοχές υπέστησαν μικρότερες παραμορφώσεις σε σχέση με τις μη-βελτιωμένες γειτονικές τους.

Επίσης, οι **Sitar and Hausler (2012)** χώρισαν τις μεθόδους βελτίωσης σε τέσσερις (4) κύριες κατηγορίες, οι οποίες συνοψίζονται ως εξής:

- Συμπύκνωσης και δόνησης του εδάφους για τον περιορισμό της ρευστοποίησης.
- Αποτόνωσης των υπερπίεσεων πόρων κατά την ρευστοποίηση.
- Περιορισμού των οριζόντιων μετακινήσεων του εδάφους.
- Αύξηση της δυστημσίας του εδάφους με την εισαγωγή τοιμέντου, κ.α.



Σχήμα 1.1: Αποδοτικότητα μεθόδων βελτίωσης εδάφους (**Sitar and Hausler, 2012**).

Παρά το γεγονός ότι υπάρχουν καταγεγραμμένες εφαρμογές εδαφικής βελτίωσης σε επιφανειακή θεμελίωση, δεν εμφανίζεται στη βιβλιογραφία αντίστοιχη διερεύνηση (είτε πειραματική είτε αριθμητική) αλλά και μεθοδολογία για την επιλογή του εύρους βελτίωσης.

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει σκοπό να προσδιορίσει και να ποσοτικοποιήσει την επίδραση του εύρους βελτίωσης στις δυναμικές καθιζήσεις αλλά και στην απομείωση της μετα-σεισμικής φέρουσας ικανότητας. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκε πλήρης παραμετρική διερεύνηση αποτελούμενη από 105 αριθμητικές αναλύσεις. Τελικά από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, προτείνονται τόσο για τον υπολογισμό της καθίζησης όσο και του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας αναλυτικές εκφράσεις και διαγράμματα σχεδιασμού.

1.2 Οργάνωση Διπλωματικής Εργασίας

Στο **Κεφάλαιο 2** που ακολουθεί παρουσιάζεται η βιβλιογραφική έρευνα που πραγματοποιήθηκε για την καταγραφή των κυριότερων εργασιών, τόσο πειραματικών (σε σεισμική τράπεζα και σε φυγοκεντρική) όσο και αριθμητικών, σε σχέση με την επιρροή του εύρους βελτίωσης στην συμπεριφορά επιφανειακής θεμελίωσης.

Στο **Κεφάλαιο 3** περιγράφεται συνοπτικά η παραμετρική διερεύνηση και τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για “βελτίωση απείρου μήκους” που πραγματοποιήθηκαν, από την Β. Δημητριάδη (2013) για να διερευνηθούν τόσο ο μηχανισμός ανάπτυξης δυναμικών καθιζήσεων όσο και η μετα-σεισμική συμπεριφορά της θεμελίωσης, ως προς την απομείωση της φέρουσας ικανότητάς της, καθώς και να αναγνωριστούν οι κυριότεροι παράγοντες που επιδρούν στα ανωτέρω μεγέθη.

Στο **Κεφάλαιο 4** παρουσιάζονται οι αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, για περιορισμένο πλέον εύρος βελτίωσης γύρω από τη θεμελίωση. Ακολουθεί, σύγκριση των αναλύσεων, σε όρους ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων, καθιζήσεων και απομειωμένων συντελεστών ασφαλείας, όπου εντοπίζονται οι βασικότερες ομοιότητες αλλά κυρίως διαφορές στα αποτελέσματα σε σχέση με την “άπειρη βελτίωση”.

Στο **Κεφάλαιο 5** πραγματοποιείται η στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων δυναμικών καθιζήσεων από το σύνολο των αριθμητικών αναλύσεων. Σκοπός της

επεξεργασίας αυτής ήταν η εξαγωγή μιας αναλυτικής εμπειρικής σχέσης που να προβλέπει ικανοποιητικά τις αναπτυσσόμενες καθιζήσεις για όλους τους δυνατούς συνδυασμούς διέγερσης και γεωμετρίας της βελτιωμένης ζώνης (εύρος και πάχος βελτίωσης).

Στο **Κεφάλαιο 6** που ακολουθεί, παρουσιάζεται η στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων για τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας. Όπως και για την περίπτωση των καθιζήσεων, εξάγεται αναλυτική έκφραση για την επίδραση του εύρους βελτίωσης.

Στο **Κεφάλαιο 7**, συνοψίζονται τα κυριότερα συμπεράσματα καθώς και προτείνονται πεδία περαιτέρω έρευνας.

Κεφάλαιο 2

Βιβλιογραφική Αναδρομή

2.1 Εισαγωγή

Στο Κεφάλαιο αυτό θα παρουσιαστούν οι κυριότερες συστάσεις που αναφέρονται στον προσδιορισμό του πλάτους βελτίωσης κατά την μελέτη και τον σχεδιασμό επιφανειακών θεμελιώσεων. Επίσης θα καταγραφούν και θα περιγραφούν οι σημαντικότερες εργασίες και δημοσιεύσεις, τόσο πειραματικές όσο και αριθμητικές, σε σχέση με την επιρροή του πλάτους βελτίωσης στις δυναμικές καθιζήσεις αλλά και στην απομείωση της φέρουσας ικανότητας.

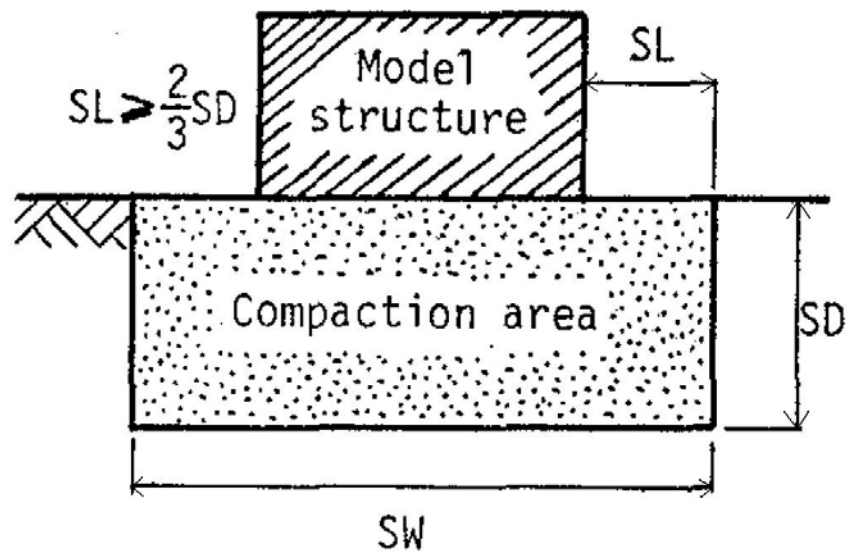
2.2 Συστάσεις Σχεδιασμού

Κατά τον σχεδιασμό των μέτρων βελτίωσης του εδάφους έναντι ρευστοποίησης μία σημαντική παράμετρος που πρέπει να καθοριστεί είναι το εύρος εντός του οποίου, θα γίνει η επέμβαση. Αρκετές δημοσιεύσεις, τεχνικές οδηγίες αλλά και σχετικές εκδόσεις παρέχουν κατευθυντήριες γραμμές για την τελικά εφαρμοζόμενη λύση.

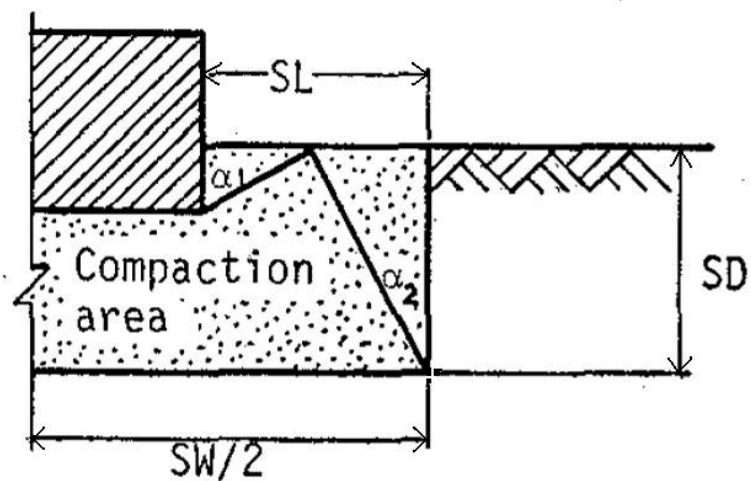
Japanese Fire Defence Agency (1974)._ Οι οδηγίες του **Japanese Fire Defence Agency (1974)**, προβλέπουν για ευαίσθητες κατασκευές, όπως δεξαμενές καυσίμων, ότι το εύρος βελτίωσης περιμετρικά της κατασκευής (SL) πρέπει να είναι μεγαλύτερο από τα 2/3 του αντίστοιχου βάθους βελτίωσης (SD), όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.1**. Όσον αφορά το βάθος βελτίωσης, συνιστάται να είναι τουλάχιστον ίσο με το πάχος των ρευστοποιήσιμων στρώσεων. Επίσης, στην ίδια οδηγία προσδιορίζεται ότι η τιμή του SL πρέπει να παίρνει μία τιμή από 5 έως 10m, ($5 < SL < 10m$).

Tsuchida et al. (1976)._ Οι **Tsuchida et al. (1976)**, βασισμένοι σε εργαστηριακά πειράματα που πραγματοποίησαν, προσδιόρισαν μία μέθοδο στην οποία το εύρος

βελτίωσης, γύρω από την κατασκευή (SL), συσχετίζεται με τη γωνία τριβής του εδάφους (ϕ), όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2, όπου SD το βάθος βελτίωσης.



Σχήμα 2.1: Εύρος βελτίωσης εδάφους σύμφωνα με το Japanese Fire Defence Agency (1974).



α_1 : Passive failure angle

$$=45^\circ+\phi/2$$

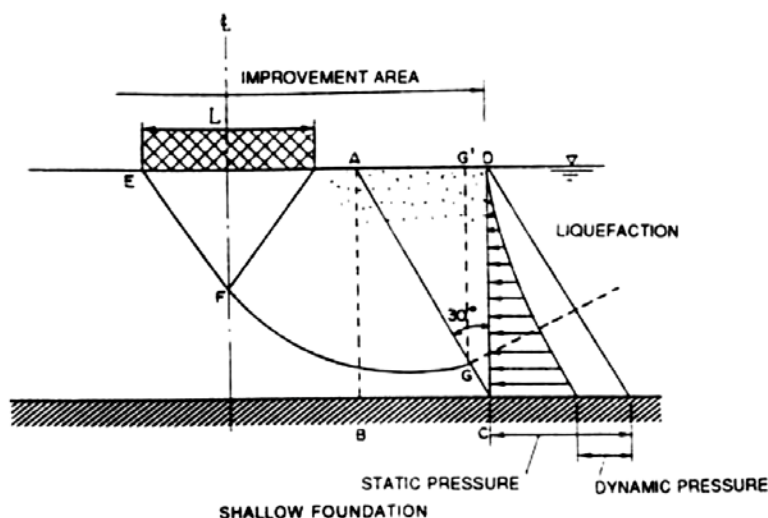
α_2 : Active failure angle

$$=45^\circ-\phi/2$$

Σχήμα 2.2: Μέθοδος προσδιορισμού εύρους βελτίωσης με βάση την γωνία τριβής του εδάφους (ϕ) (Tsuchida et al., 1976).

PHRI (1997), JGS (1998), SEAOC (1999) και PIANC (2001). Οι κανονισμοί και οι οδηγίες των **Port & Harbour Research Institute (PHRI, 1997), Japanese Geotechnical Society (JGS, 1998), Structural Engineers Association of California (SEAOC, 1999)** και **Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC, 2001)** υιοθετούν τα αποτελέσματα των **Iai et al. (1991)**.

Πιο συγκεκριμένα οι **Iai et al. (1991)** προσδιόρισαν το εύρος βελτίωσης βασισμένοι σε εκτεταμένη εμπειρία εφαρμογής αλλά και πειράματα σε φυγοκεντριστή και σε σεισμική τράπεζα. Καθοριστικός παράγοντας αποτελεί ο λόγος υπερπίεσεων πόρων (u/σ_v'). Όταν η τιμή του λόγου δεν υπερβαίνει το 0.50 ($u/\sigma_v' < 0.50$) η αύξηση των πιέσεων πόρων μπορεί να αγνοηθεί, καθώς εργαστηριακές δοκιμές δείχνουν μικρές τιμές ανηγμένων παραμορφώσεων κάτω από αυτήν την στάθμη. Ωστόσο, το ίδιο δεν μπορεί να γίνει όταν ο λόγος υπερβαίνει την τιμή 0.50 ($u/\sigma_v' > 0.50$). Σ' αυτήν την περίπτωση η διατμητική αντοχή του εδάφους πρέπει να μειωθεί, σε μία περιοχή που περικλείεται από το ορθογώνιο ABCD, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.3**, ενώ το έδαφος που περικλείεται από το τρίγωνο ACD θεωρείται ρευστοποιημένο. Επομένως, με βάση την απλοποιημένη μεθοδολογία που προτείνεται, επειδή το ρευστοποιημένο έδαφος δε συνεισφέρει στη φέρουσα ικανότητα, το εύρος βελτίωσης πρέπει να είναι τόσο ώστε να καλύπτει την επιφάνεια αστοχίας που δημιουργείται κάτω από τη θεμελίωση και σαν αποτέλεσμα να επιτυγχάνεται η απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα. Επίσης στο **Σχήμα 2.3** εμφανίζεται και η επιφάνεια αστοχίας που αναπτύσσεται κάτω από το θεμέλιο καθώς και οι πιέσεις από το ρευστοποιηθέν έδαφος που συνεισφέρουν στην ισορροπία του.



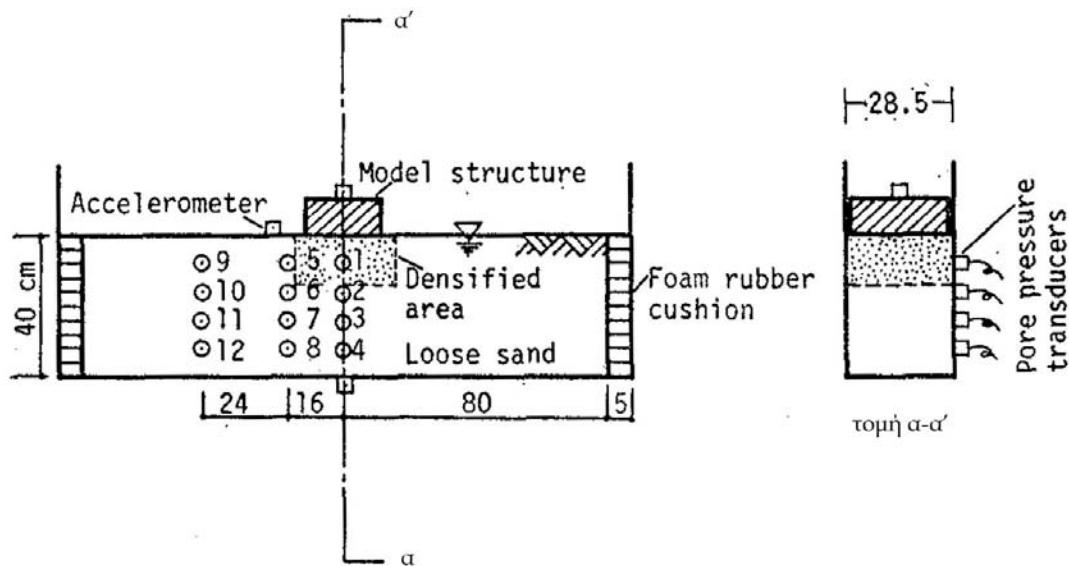
Σχήμα 2.3: Σχηματικό διάγραμμα για τον προσδιορισμό του εύρους βελτίωσης επιφανειακής θεμελίωσης έναντι ρευστοποίησης (**Iai et al., 1991**).

2.3 Πειραματική Προσέγγιση του Προβλήματος

Παρακάτω, θα παρουσιασθούν οι σημαντικότερες πειραματικές εργασίες που εξετάζουν την επιρροή του εύρους βελτίωσης ρευστοποιήσιμου εδάφους, στη συμπεριφορά επιφανειακών θεμελιώσεων σε σεισμό.

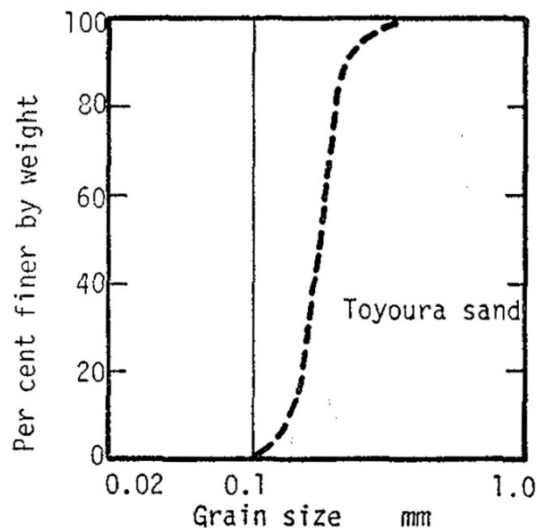
Hatanaka et al. (1987). _ Οι **Hatanaka et al. (1987)** διαπίστωσαν τη δυσκολία στον προσδιορισμό του βέλτιστου εύρους βελτίωσης κατά την εφαρμογή της μεθόδου της εδαφικής συμπίκνωσης για την αποφυγή ρευστοποίησης. Γι' αυτό διερεύννησαν την επιρροή του εύρους της συμπίκνωμένης ζώνης, του πλάτους της κατασκευής καθώς και του λόγου ύψος/πλάτος της κατασκευής στις καθιζήσεις λόγω ρευστοποίησης, μέσω πειραμάτων σε σεισμική τράπεζα. Σημειώνεται ότι μέσω της εδαφικής συμπίκνωσης επιτυγχάνεται η συμπίκνωση του εδάφους καθώς και η αύξηση των οριζόντιων τάσεων. Ωστόσο, σ' αυτήν την εργασία, επειδή είναι εξαιρετικά δύσκολο να προσδιοριστεί η αύξηση των οριζόντιων τάσεων τόσο σε πραγματικές συνθήκες όσο και σε πειραματική βάση, οι **Hatanaka et al. (1987)** επικεντρώθηκαν μόνο στην επιρροή της συμπίκνωσης.

Όπως παρουσιάζεται και στο **Σχήμα 2.4**, για την εκτέλεση των πειραμάτων θεωρήθηκε μια στρώση κορεσμένης άμμου, πάχους 40cm, εντός ενός δοχείου διαστάσεων 160cm σε μήκος, 28.5cm σε πλάτος και 60cm σε βάθος. Τα πλευρικά τοιχώματα του δοχείου ήταν κατασκευασμένα από διαφανείς πλαστικές πλάκες πάχους 1.8cm, ενώ στη βάση του δοχείου δημιουργήθηκε μια στρώση από χονδρόκοκκη άμμο ώστε να αποτραπεί η σχετική ολίσθηση μεταξύ του εδάφους και του δοχείου. Επιπλέον, τοποθετήθηκαν ειδικά “μαξιλαράκια” αφρού πάχους 5cm και στα δύο πλευρικά τοιχώματα, ώστε να μην παρεμποδίζεται η διατμητική παραμόρφωση της άμμου κατά τη διάρκεια της δόνησης. Η επιφανειακή κατασκευή ήταν από σκυρόδεμα, επέβαλε φορτίο 2.11kN/m² και η βάση της ήταν τραχιά. Αφήνοντας επαρκή απόσταση μεταξύ της κατασκευής και των πλευρικών τοιχωμάτων εξασφαλίστηκαν συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Για την καταγραφή των υπερπιέσεων πόρων τοποθετήθηκαν 12 αισθητήρες σε διαφορετικά βάθη. Η επιβαλλόμενη επιτάχυνση στη βάση, στην ελεύθερη επιφάνεια καθώς και στην κατασκευή καταγράφηκαν από επιταχυνσιόμετρα, τοποθετημένα στις αντίστοιχες θέσεις. Τέλος, οι μετατοπίσεις της κατασκευής και της εδαφικής επιφάνειας μετρήθηκαν μετά από κάθε δοκιμή.



Σχήμα 2.4: Τοπική διάταξη πειραμάτων (Hatanaka et al., 1987).

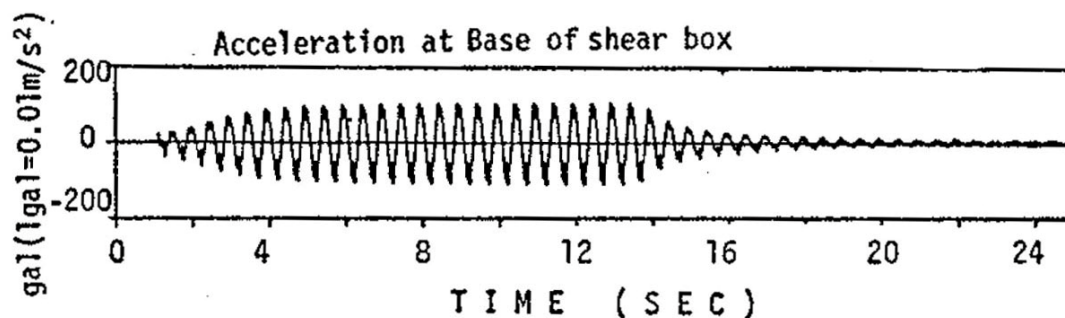
Σε όλες τις δοκιμές χρησιμοποιήθηκε άμμος Toyoura, με ειδική πυκνότητα στερεών ίση με 2.65 Mg/m^3 και κοκκομετρική διαβάθμιση όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.5. Η μέγιστη και ελάχιστη ξηρή πυκνότητα μετρήθηκαν ίσες με 1.648 g/cm^3 και 1.356 g/cm^3 αντίστοιχα.



Σχήμα 2.5: Κοκκομετρική διαβάθμιση άμμου Toyoura που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα (Hatanaka et al., 1987).

Το εύρος και η διάρκεια της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης ήταν τέτοια ώστε να προκαλούν ρευστοποίηση της αμμώδους στρώσης περίπου σε βάθος 15cm από την επιφάνεια. Ολόκληρη η επιβαλλόμενη χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στη βάση

φαίνεται στο **Σχήμα 2.6** και έχει περίοδο $T=0.50\text{sec}$, αριθμό κύκλων $N=20$ και συνολική χρονική διάρκεια $t=10\text{sec}$.



Σχήμα 2.6: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης στη βάση (Hatanaka et al., 1987).

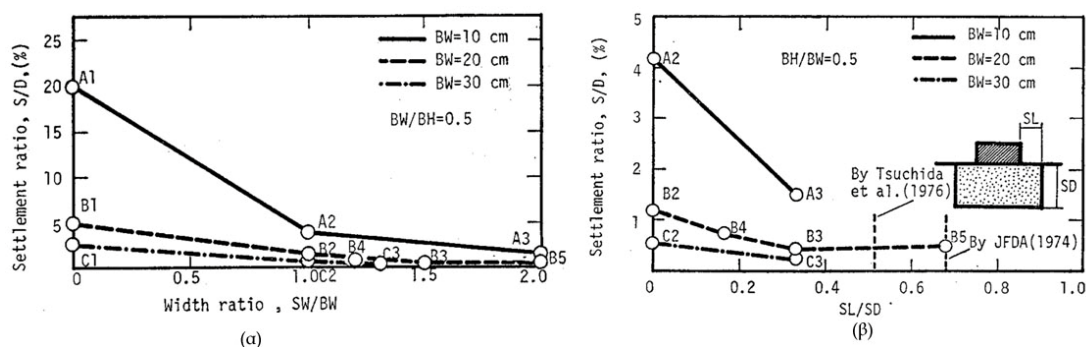
Πραγματοποιήθηκαν 3 σειρές πειραμάτων (A, B και C) με συνολικά 13 διαφορετικές περιπτώσεις. Οι σειρές αυτές παρουσιάζονται στον **Πίνακα 2.1** όπου αναγράφεται η ονομασία κάθε δοκιμής αλλά και οι παράμετροι που διαφέρουν (όπου BH: ύψος κατασκευής, BW: πλάτος κατασκευής, SW: συνολικό εύρος βελτίωσης, SL: εύρος βελτίωσης γύρω από την κατασκευή και SD: βάθος βελτίωσης).

Πίνακας 2.1: Περιπτώσεις που εξετάστηκαν στις 3 σειρές πειραμάτων (Hatanaka et al., 1987).

	A-Series BH*BW=5*10 (dimension:cm)			B-Series BH*BW=10*20		C-Series BH*BW=15*30		D BH*BW=10*10		E BH*BW=10*40
	A1	A2	A3	B1	B2	B3	B4	B5	D	E
	SW=0	SW=10 SL=0	SW=20 SL=5	SW=0	SW=20 SL=0	SW=30 SL=5	SW=25 SL=2.5	SW=40 SL=10	SW=0	SW=0

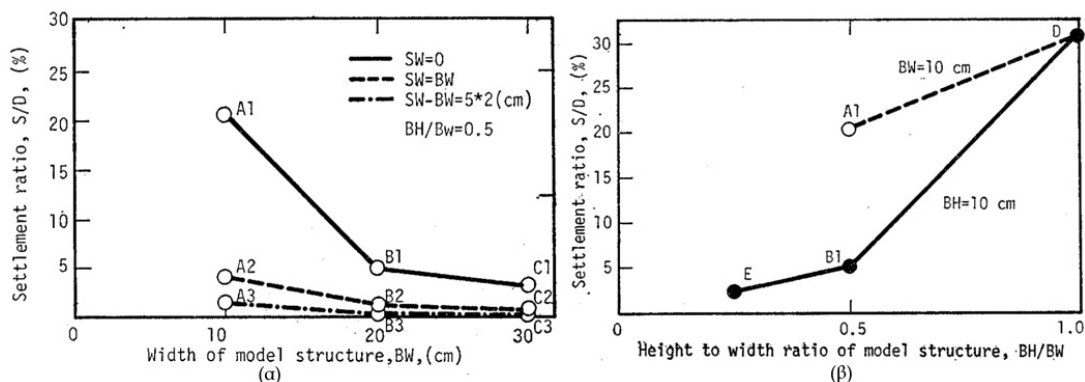
Στο **Σχήμα 2.7(α)** φαίνεται η επίδραση του συνολικού πλάτους βελτίωσης (SW) ως προς το πλάτος της κατασκευής (BW) στο λόγο καθίζηση προς βάθος βελτίωσης (S/D) για διάφορα πλάτη κατασκευής (BW) αλλά για σταθερό λόγο πλάτους/ύψους κατασκευής ($BW/BH=0.5$), ενώ στο **Σχήμα 2.7(β)** φαίνεται η επίδραση του πλάτους βελτίωσης γύρω από την κατασκευή (SL/SD) στο λόγο καθίζηση προς βάθος

βελτίωσης και μάλιστα έχουν προστεθεί οι συστάσεις σχεδιασμού του **Japanese Fire Defence Agency (1974)**, (JFDA, 1974), αλλά και των **Tsuchida et al. (1976)**.



Σχήμα 2.7: Επίδραση πλάτους βελτίωσης (α) συνολικά και (β) γύρω από την κατασκευή στις καθιζήσεις για διάφορα πλάτη κατασκευής και σταθερό λόγο ύψος/πλάτος κατασκευής (Hatanaka et al., 1987).

Στο **Σχήμα 2.8(α)** φαίνεται η επίδραση του πλάτους της κατασκευής (BW) στο λόγο καθίζηση προς βάθος βελτίωσης (S/D), για διάφορα πλάτη βελτίωσης (SW) του εδάφους και σταθερό λόγο ύψος/πλάτος κατασκευής (BH/BW), ενώ στο **Σχήμα 2.8(β)** φαίνεται η επίδραση του λόγου ύψος/πλάτος (BH/BW) κατασκευής στις καθιζήσεις.



Σχήμα 2.8: Επίδραση (α) του πλάτους της κατασκευής και (β) του λόγου ύψος/πλάτος κατασκευής στις καθιζήσεις (Hatanaka et al., 1987).

Από τις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν και τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν οι **Hatanaka et al. (1987)** κατέληξαν στα παρακάτω συμπεράσματα:

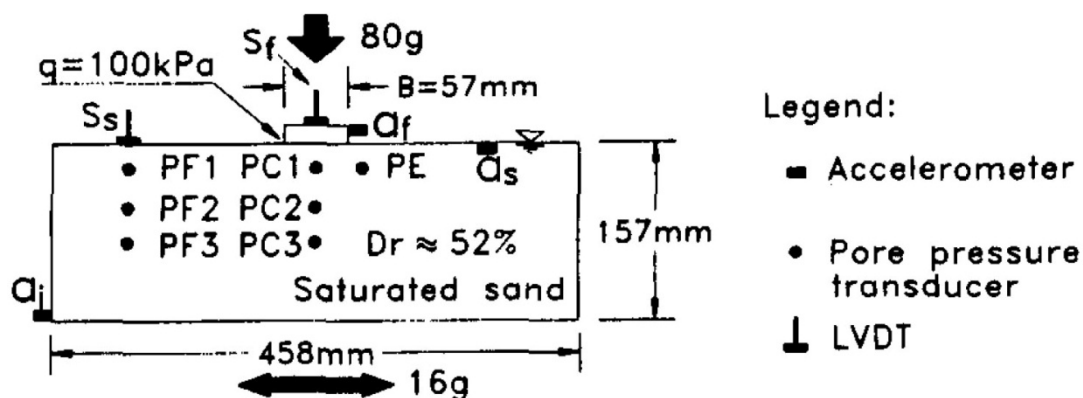
- Ο λόγος καθίζησης προς το βάθος βελτίωσης (S/SD) μειώνεται με την αύξηση του συνολικού πλάτους βελτίωσης (SW/BW).

- Ο λόγος καθίζησης προς το βάθος βελτίωσης (S/SD) μειώνεται με την αύξηση του πλάτους βελτίωσης γύρω από την κατασκευή (SL/SD) και μάλιστα παρατηρήθηκε ότι σταθεροποιείται για τιμές του $SL/SD > 1/3$ έως $2/3$.
- Ο λόγος καθίζησης προς το βάθος βελτίωσης (S/SD) μειώνεται με την αύξηση του πλάτους θεμελίωσης της κατασκευής, στοιχείο στο οποίο είχαν αναφερθεί και οι **Yoshimi and Tokimatsu (1977)**.
- Ο λόγος καθίζησης προς το βάθος βελτίωσης (S/SD) μειώνεται με τη μείωση του λόγου ύψος/πλάτος κατασκευής (BH/BW).
- Ο λόγος καθίζησης προς το βάθος βελτίωσης (S/SD) είναι άμεσα συσχετισμένος με τον μέσο μέγιστο λόγο υπερπίεσης πόρων κάτω από την κατασκευή.

Liu and Dobry (1997).— Οι **Liu and Dobry (1997)** πραγματοποίησαν συνολικά οχτώ (8) πειράματα σε φυγοκεντριστή, με σκοπό να εξετάσουν την επίδραση **(i)** της έκτασης της συμποκνωμένης ζώνης κάτω και γύρω από το θεμέλιο καθώς και **(ii)** της διαπερατότητας της ρευστοποιήσιμης άμμου, στη σεισμική απόκριση ενός επιφανειακού θεμελίου. Συγκεκριμένα, πραγματοποίησαν δύο (2) σειρές πειραμάτων. Η πρώτη (C), με πέντε (5) πειράματα, ήταν επικεντρωμένη στην επίδραση του βάθους συμποκνωσης στην επιτάχυνση και καθίζηση του θεμελίου. Στην δεύτερη (G), με τρία (3) πειράματα, εξετάστηκε η επιρροή της διαπερατότητας του εδάφους στην ανάπτυξη υπερπίεσεων πόρων και στην καθίζηση του θεμελίου.

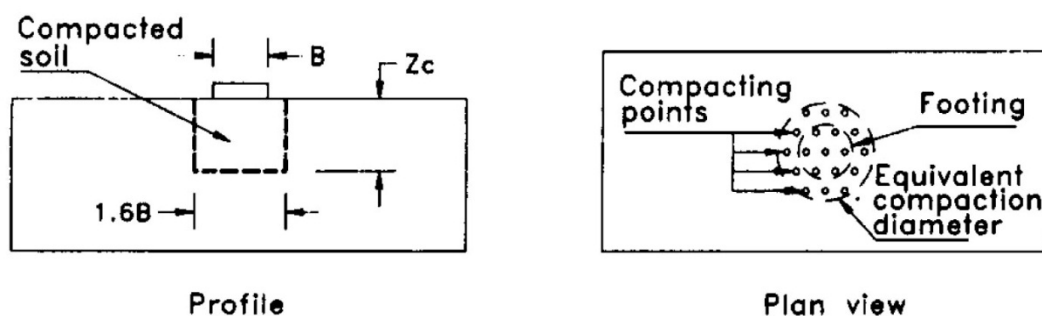
Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν στον φυγοκεντριστή του Rensselaer Polytechnic Institute (RPI), Troy, N.Y. Στη διεξαγωγή των πειραμάτων χρησιμοποιήθηκε ένα ορθογώνιο δοχείο διαστάσεων $458 \times 204 \times 241 \text{ mm}^3$ ενώ είχαν τοποθετηθεί και επιταχυνσιογράφοι, μετρητές υπερπίεσεων πόρων καθώς και μηκονσιόμετρα σε διάφορες θέσεις, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.9**. Για όλα τα πειράματα χρησιμοποιήθηκε άμμος Nevada No. 120 με $D_{50}=0.13 \text{ mm}$, η διαπερατότητα της οποίας μετρήθηκε στο εργαστήριο σε συνθήκες 1g και βρέθηκε ίση με $k=0.0021 \text{ cm/s}$. Ωστόσο, κατά τη διάρκεια των πειραμάτων, λόγω της επιτάχυνσης που αναπτύσσεται στον φυγοκεντριστή, η τιμή της διαπερατότητας είναι διαφορετική και εξαρτάται

από την επιτάχυνση στην οποία γίνονται οι δοκιμές, αλλά και από το ιξώδες του ρευστού που χρησιμοποιείται.



Σχήμα 2.9: Τυπική διάταξη πειραμάτων σε φυγοκεντριστή (Liu and Dobry, 1997).

Για τα πέντε (5) πειράματα της σειράς C η επιτάχυνση του φυγοκεντριστή ήταν ίση με 80g και το συνολικό πάχος της εδαφικής στρώσης ήταν 12.5m σε πρωτότυπες διαστάσεις. Η θεμελίωση που τοποθετήθηκε στην επιφάνεια ήταν κυκλικής κάτοψης και αντιστοιχούσε σε διάμετρο $B=4.56m$ και επιβαλλόμενη τάση 100kPa. Οι διαστάσεις της συμπυκνωμένης ζώνης είχαν σταθερή διάμετρο $1.6B$ και μεταβλητό βάθος (Z_c) για κάθε ένα από τα πέντε (5) πειράματα από το μηδενικό έως και 12.5m, όσο και το πάχος της εδαφικής στρώσης. Για τον κορεσμό της άμμου Nevada χρησιμοποιήθηκε νερό και επομένως, με βάση τους κανόνες κλίμακας των πειραμάτων σε φυγοκεντριστή η διαπερατότητα ισούται με $k=(80)(0.0021)=0.168cm/s$, η οποία αντιστοιχεί σε χονδρόκοκκη άμμο, σε πραγματική κλίμακα. Η πειραματική διάταξη της σειράς C φαίνεται στο Σχήμα 2.10. Οι πέντε περιπτώσεις που εξετάστηκαν φαίνονται στον Πίνακα 2.2.



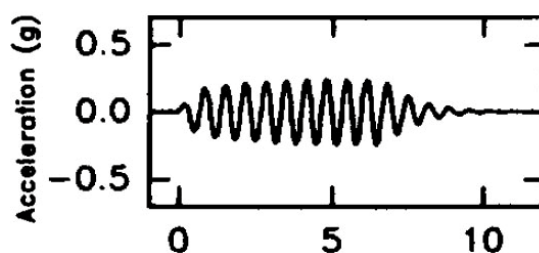
Σχήμα 2.10: Διάταξη πειραμάτων σειράς C σε τομή και κάτοψη (Liu and Dobry, 1997).

Πίνακας 2.2: Χαρακτηριστικά πειραμάτων σειράς C (Liu and Dobry, 1997).

Test (1)	D_r (%) (2)	Z_c (m) (3)	Z_c/B (4)	D_{rc} (%) (5)
C0	54	0.00	0.00	—
C1	51	3.22	0.71	>100
C2	55	6.72	1.47	88
C3	49	9.45	2.07	91
C4	51	12.58	2.76	89

Note: D_r = initial relative density of sand deposit; Z_c = compaction depth; Z_c/B = compaction depth normalized by footing diameter, B ; and D_{rc} = estimated relative density in the compacted area.

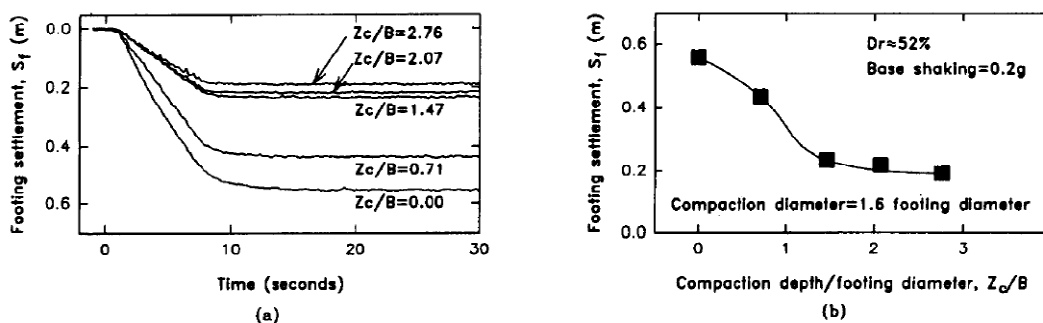
Η δόνηση που επιβλήθηκε στην βάση όλων των πειραμάτων αποτελούνταν από 10 ημιτονικούς κύκλους συχνότητας 1.5Hz και μέσου πλάτους 0.2g και παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.11.



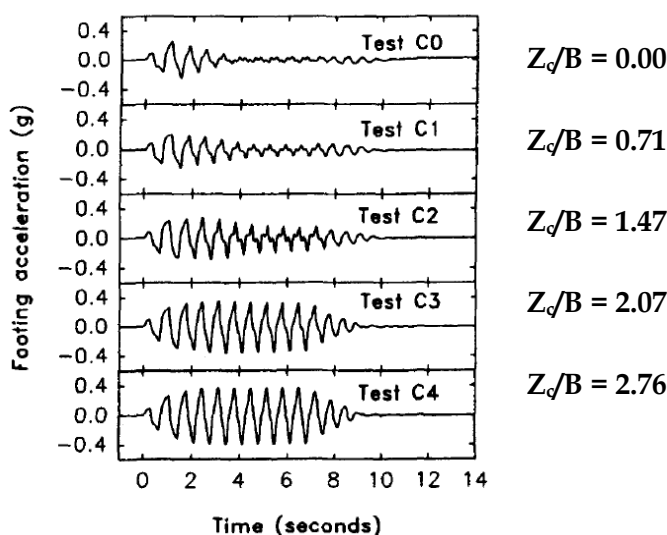
Σχήμα 2.11: Επιβαλλόμενη δόνηση στη βάση των πειραμάτων (Liu and Dobry, 1997).

Από την επεξεργασία και παρατήρηση των αποτελεσμάτων της πρώτης σειράς (C) πειραμάτων οι Liu and Dobry διαπίστωσαν τα ακόλουθα:

- Το μεγαλύτερο μέρος της καθίζησης αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια της δόνησης, ενώ μόνο ένα μικρό μέρος της οφείλεται στην αποτόνωση των υπερπίεσεων πόρων (Σχήμα 2.12a).
- Με την αύξηση του βάθους συμπίκνωσης του εδάφους μειώνονται οι καθιζήσεις του θεμελίου. Μάλιστα παρατηρείται ότι μετά από βάθος 1.5B η επιρροή του βάθους βελτίωσης είναι μικρή (Σχήμα 2.12b).
- Αύξηση του βάθους βελτίωσης είχε σαν αποτέλεσμα την ενίσχυση της οριζόντιας επιτάχυνσης του θεμελίου σε σχέση με την επιτάχυνση στην βάση (Σχήμα 2.13).



Σχήμα 2.12: (a): Χρονοϊστορία καθιζήσεων και (b): Καθίζηση θεμελίου συναρτήσει του ανηγμένου βάθους βελτίωσης, (Liu and Dobry, 1997).



Σχήμα 2.13: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για διάφορα βάθη βελτίωσης (Liu and Dobry, 1997).

Για τα τρία (3) πειράματα της σειράς G η επιτάχυνση του φυγοκεντριστή ήταν ίση με 50g και το συνολικό πάχος της εδαφικής στρώσης ήταν 6m σε πρωτότυπες διαστάσεις, χωρίς καμία εδαφική βελτίωση. Η θεμελίωση που τοποθετήθηκε στην επιφάνεια ήταν κυκλικής κάτοψης διαμέτρου $B=5m$ και επιβαλλόμενου φορτίου 122kPa (πρωτότυπες διαστάσεις). Η επιβαλλόμενη δόνηση στην βάση όλων των πειραμάτων αποτελούνταν από 10 ημιτονικούς κύκλους συχνότητας 2.0Hz και μέσου πλάτους 0.37g. Αντί για νερό, το υγρό των πόρων ήταν ένα διάλυμα γλυκερόλης, διαφορετικής πυκνότητας κάθε φορά, με αποτέλεσμα η διαπερατότητα να κυμαίνεται από 0.105 έως 0.00118cm/s. Οι τρεις περιπτώσεις που εξετάστηκαν καθώς και αποτελέσματα από τις μετρηθείσες καθιζήσεις φαίνονται στον Πίνακα 2.3.

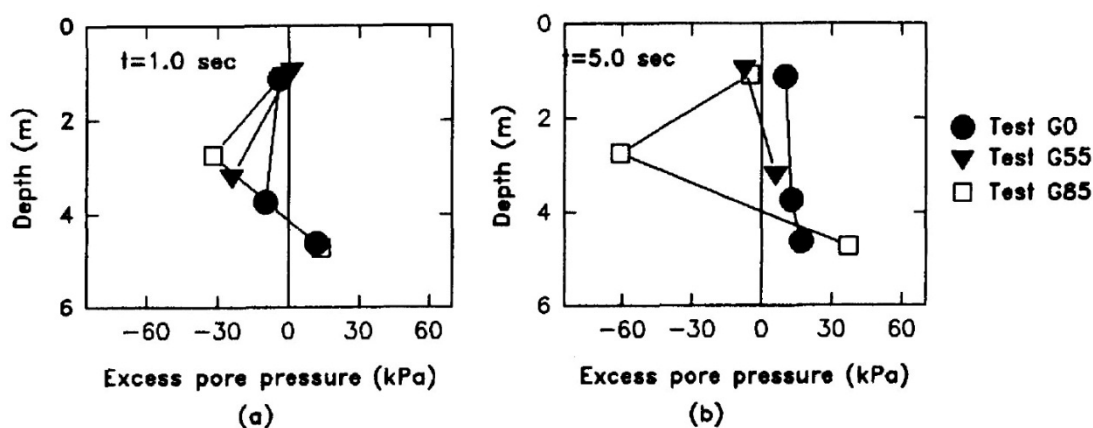
Πίνακας 2.3: Χαρακτηριστικά πειραμάτων σειράς G και αποτελέσματα καθιζήσεων (Liu and Dobry, 1997).

Test (1)	Glycerol content, GC (%) (2)	Permeability, k (cm/s) (3)	Foundation Settlement, S_f		
			Percent during shaking (4)	Percent after shaking (5)	Total (m) (6)
G0	0	1.05×10^{-1}	91	9	0.53
G55	55	1.29×10^{-2}	79	21	0.34
G85	85	1.18×10^{-3}	67	33	0.36

Note: Relative density $49 \pm 4\%$; footing contact pressure = 122 ± 3 kPa; average amplitude of base input acceleration = 0.37 ± 0.02 g.

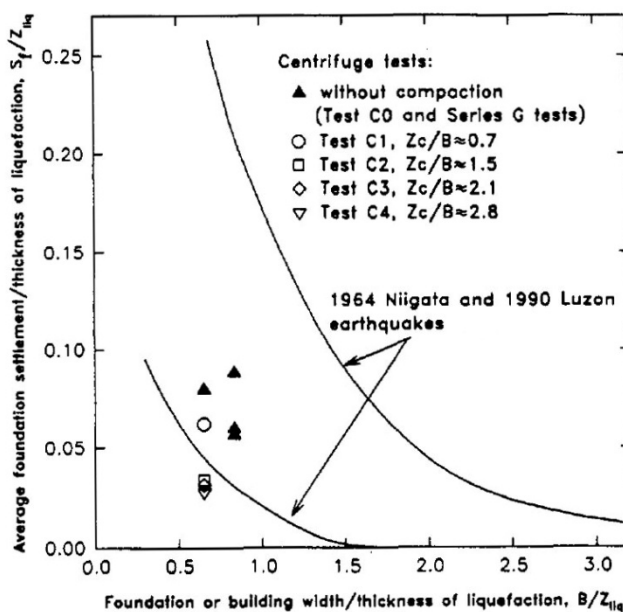
Από την επεξεργασία και παρατήρηση των αποτελεσμάτων της δεύτερης σειράς (G) πειραμάτων οι Liu and Dobry διαπίστωσαν τα ακόλουθα:

- Η μείωση της διαπερατότητας του εδάφους είχε σαν αποτέλεσμα την μείωση της καθιζήσης της θεμελίωσης αλλά και την αύξηση του ποσοστού της καθιζήσης που αναπτύσσεται μετά το τέλος της δόνησης (Πίνακας 2.3).
- Ενώ οι αναπτυσσόμενες πιέσεις πόρων μακριά από τη θεμελίωση δεν διέφεραν σημαντικά και για τα τρία πειράματα, ωστόσο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.14, κάτω από τη θεμελίωση παρατηρήθηκαν σημαντικές μεταβολές. Αυτή η διαφορά αποδόθηκε από τους ερευνητές στη διαστολικότητα του εδάφους λόγω της στατικά επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης υπό την παρουσία της θεμελίωσης.



Σχήμα 2.14: Κατανομή υπερπιέσεων πόρων κάτω από τη θεμελίωση με το βάθος τη χρονική στιγμή (a) $t=1.0$ sec και (b) $t=5.0$ sec (Liu and Dobry, 1997).

Τέλος οι **Liu and Dobry (1997)** σύγκριναν τα αποτελέσματα από τα 8 πειράματα που πραγματοποίησαν με αντίστοιχες παρατηρήσεις από δύο ιστορικά περιστατικά, από τον σεισμό της Niigata (1964) και του Luzon (1990), σε όρους αναπτυσσόμενων καθιζήσεων. Στο **Σχήμα 2.15**, συνοψίζονται η μέση καθίζηση (S_f) προς το πλάτος του θεμελίου (B), κανονικοποιημένα ως προς το πάχος της ρευστοποιήσιμης στρώσης (Z_{liq}). Παρατηρείται ότι οι μετρηθείσες καθιζήσεις για τις περιπτώσεις χωρίς βελτίωση αλλά και με μικρό βάθος βελτίωσης βρίσκονται μέσα στο εύρος των παρατηρήσεων. Επίσης η βελτίωση σε βάθος πάνω από 1.5 φορές το πλάτος του θεμελίου ($Z_c/B > 1.5$) έχει σαν αποτέλεσμα σημαντική μείωση της καθίζησης σε σχέση με τα ιστορικά σεισμικά περιστατικά.



Σχήμα 2.15: Μέση καθίζηση θεμελίωσης (S_f) προς το πλάτος του θεμελίου (B), κανονικοποιημένα ως προς το πάχος της ρευστοποιήσιμης στρώσης (Z_{liq}) από τα οχτώ πειράματα φυγοκεντριστή και παρατηρήσεις από τους σεισμούς Niigata 1964 και Luzon 1990 (**Liu and Dobry, 1997**).

Sitar and Hausler (2002, 2012). Η Hausler (2002) πραγματοποίησε πειράματα σε δύο φυγοκεντριστές, με σκοπό την διερεύνηση της επιρροής της γεωμετρίας της ζώνης βελτίωσης του εδάφους έναντι ρευστοποίησης, σε όρους βάθους αλλά και εύρους, στην καθίζηση και στην επιτάχυνση επιφανειακής θεμελίωσης. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν αρχικά στον φυγοκεντριστή του University of California, Davis, Center for Geotechnical Modeling (CGM) και επαναλήφθηκαν από το Public Works Research Institute (PWRI) στην Ιαπωνία, υπό φυγοκεντρική επιτάχυνση 40g και 60g αντίστοιχα.

Για τις δοκιμές στο CGM χρησιμοποιήθηκε εύκαμπτο διατμητικό δοχείο με εσωτερικές διαστάσεις 1.651m μήκος, 0.788m πλάτος και 0.58m βάθος. Η εδαφική στρώση αποτελούνταν από άμμο Nevada με μέση διάμετρο κόκκου $d_{50}=0.14-0.17\text{mm}$ και συντελεστή ομοιομορφίας $C_u=1.67$. Η διαπερατότητα της άμμου ήταν $k=1.7E-03\text{cm/s}$ σε σχετική πυκνότητα $D_r=50\%$ και για ειδικό βάρος χρησιμοποιήθηκε η τιμή $\gamma=20\text{kN/m}^3$ για βελτιωμένο έδαφος έναντι $\gamma=19.2\text{kN/m}^3$ για χωρίς βελτίωση. Στην επιφάνεια της στρώσης από άμμο Nevada τοποθετήθηκε μια μη ρευστοποιήσιμη στρώση από άμμο Monterey 20/30.

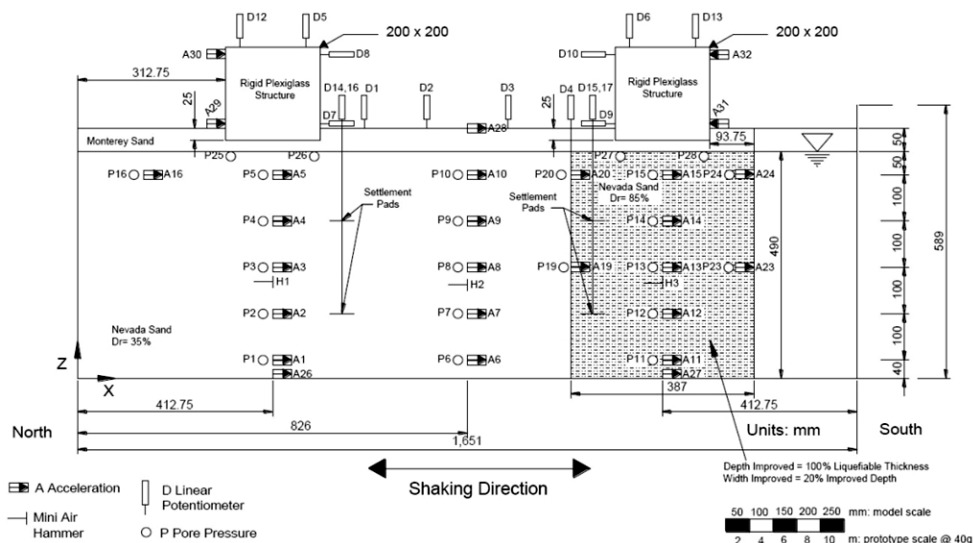
Αντίστοιχα, τα πειράματα στο PWRI πραγματοποιήθηκαν σε άκαμπτο διαφανές δοχείο διαστάσεων 1.5m μήκος, 30cm πλάτος και 50cm βάθος. Για την ρευστοποιήσιμη στρώση χρησιμοποιήθηκε άμμος Keisa με μέση διάμετρο κόκκου $d_{50}=0.17\text{mm}$ και διαπερατότητας $k=2.8E-03\text{cm/s}$ σε σχετική πυκνότητα $D_r=50\%$. Πάνω από την άμμο Keisa τοποθετήθηκε μη ρευστοποιήσιμη χονδρόκοκκη άμμος.

Σε όλα τα πειράματα του CGM χρησιμοποιήθηκαν κατασκευές από plexiglas με τετραγωνική κάτοψη, με αποτέλεσμα να αναπτύσσεται τρισδιάστατη εντατική κατάσταση, σε αντίθεση με αυτά του PWRI όπου, λόγω του περιορισμένου πλάτους της συσκευής που ήταν διαθέσιμη, η κατασκευή κάλυπτε όλο το πλάτος, προσομοιώνοντας συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Σε όλες τις δοκιμές η επιβαλλόμενη τάση από τη θεμελίωση ήταν ίση με 96kPa. Στις περιπτώσεις με βελτιωμένο έδαφος, το εύρος βελτίωσης γύρω από την κατασκευή ήταν περίπου ίσο με το μισό του πλάτους θεμελίωσης, ενώ το βάθος βελτίωσης έπαιρνε τιμές από 0%, 30%, 70% ή 100% του ρευστοποιήσιμου στρώματος, το οποίο είχε πάχος 20m (σε πρωτότυπες διαστάσεις), συνολικά όλες οι περιπτώσεις που εξετάστηκαν φαίνονται στον **Πίνακα 2.4**. Η μη ρευστοποιήσιμη άμμος είχε σχετική πυκνότητα $D_r=30\%$ και

$D_r=35\%$ στα πειράματα του CGM και PWRI αντίστοιχα, ενώ η βελτιωμένη $D_r=85\%$. Για υγρό των πόρων χρησιμοποιήθηκε διάλυμα νερού με υδροξυ-προπλική μεθυλοσελουλόζη (HPMC) με σκοπό να αυξηθεί το ιξώδες του. Σε όλες τις δοκιμές οι διατάξεις ήταν εφοδιασμένες με πυκνή ενόργανη παρακολούθηση από επιταχυνσιογράφους, μετρητές πιέσεων πόρων και μηχανοσκόπια, όπως χαρακτηριστικά φαίνεται στο Σχήμα 2.16.

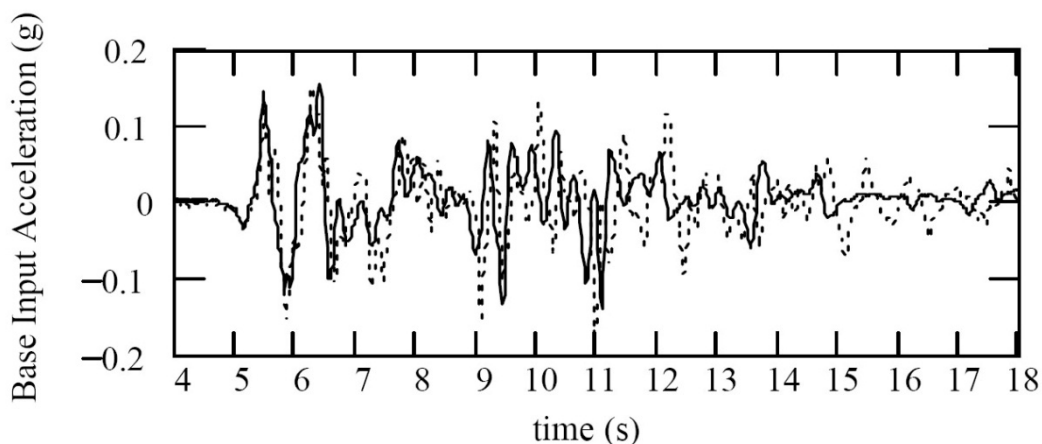
Πίνακας 2.4: Περιπτώσεις πειραμάτων σε φυγοκεντριστή (Hausler, 2002).

Test No. and Date	Centrifuge and Peak Acceleration	Section View	Plan View
EAH01 May 2000	UCD CGM at 40g 0.17g, 0.75g		
EAH02 Sept. 2000	UCD CGM at 40g 0.17g, 0.75g		
PWRI01 Nov. 2000	PWRI at 60g 0.17g, 0.4g		
PWRI02 Dec. 2000	PWRI at 60g 0.17g, 0.4g		
EAH03 Mar. 2001 and EAH04 Aug. 2001	UCD CGM at 40g 0.01g, 0.75g 0.01g, 0.63g		



Σχήμα 2.16: Τυπική διάταξη δοκιμών (Sitar and Hausler, 2012).

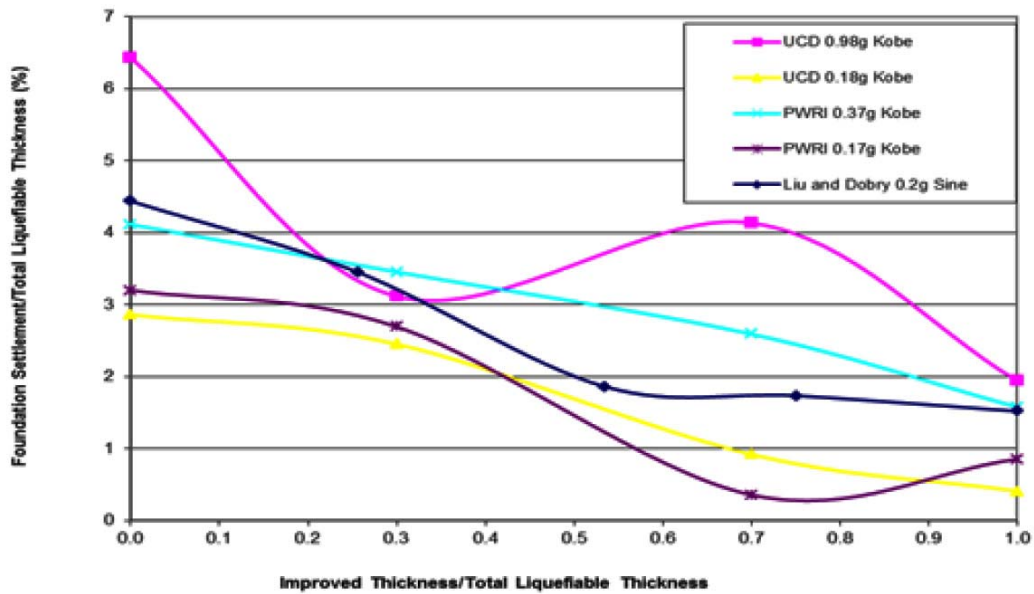
Η διέγερση η οποία επιβλήθηκε στη βάση των πειραματικών διατάξεων, προέρχεται από τον σεισμό του Kobe, το 1995 και καταγράφηκε στην τοποθεσία Port Island, σε βάθος 83m. Σε κάθε δοκιμή επιβλήθηκε μία χαμηλής και μία υψηλής έντασης διέγερση. Στο **Σχήμα 2.17** φαίνεται η χαμηλής έντασης δόνηση στην οποία υποβλήθηκαν τα πειράματα στον φυγοκεντριστή του CGM (συνεχής γραμμή) και του PWRI (διακεκομμένη γραμμή).



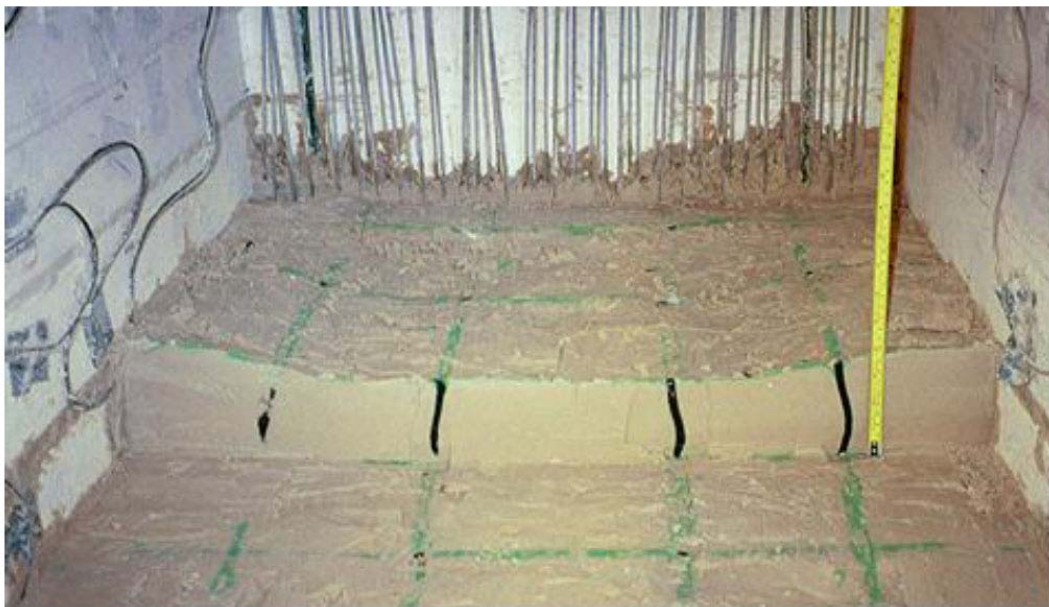
Σχήμα 2.17: Επιτάχυνση στη βάση της διάταξης των πειραμάτων του CGM (συνεχής γραμμή) και του PWRI (διακεκομμένη γραμμή) για τη χαμηλής έντασης διέγερση του Port Island, Kobe 1995 (**Sitar and Hausler, 2012**).

Από την ανάλυση και σύγκριση των πειραματικών αποτελεσμάτων οι ερευνητές κατέληξαν στα παρακάτω συμπεράσματα:

- Για χαμηλής έντασης σεισμική διέγερση ($<0.2g$), η καθίζηση της θεμελίωσης μειώνεται με την αύξηση του βάθους βελτίωσης (**Σχήμα 2.18**, UCD 0.18g και PWRI 0.17g). Μάλιστα για βάθος βελτίωσης μεγαλύτερο από το 50% της ρευστοποιήσιμης στρώσης η μείωση της καθίζησης είναι της τάξης του 50%.
- Για υψηλής έντασης σεισμική διέγερση ($>0.7g$), η καθίζηση είναι μεγαλύτερη για κάθε περίπτωση βελτίωσης σε σχέση με τη χαμηλής έντασης δόνηση (**Σχήμα 2.18**, UCD 0.98g). Αντίθετα παρατηρήθηκε ότι η μείωση δεν είναι συνεχής, αλλά για πάχος βελτίωσης ίσο με 70% του συνολικού, η καθίζηση αυξήθηκε σε σχέση με τη βελτίωση στο 30%. Αυτό αποδόθηκε στο γεγονός ότι ρευστοποιήθηκε η κατώτερη μη-βελτιωμένη στρώση με αποτέλεσμα την ανάπτυξη μεγάλων πλαστικών παραμορφώσεων και πλευρικής εξάπλωσης του εδάφους, όπως φαίνεται χαρακτηριστικά στο **Σχήμα 2.19**.



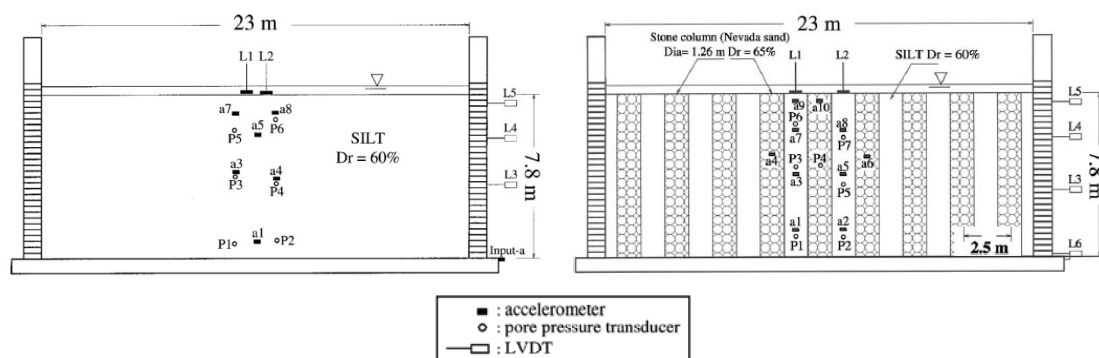
Σχήμα 2.18: Καθίζηση θεμελίωσης προς το βάθος βελτίωσης, κανονικοποιημένα ως προς το πάχος της ρευστοποιήσιμης στρώσης από 4 πειραματικά αποτελέσματα σε φυγοκεντριστή και σύγκριση με τα αντίστοιχα των Liu and Dobry (**Sitar and Hausler, 2012**).



Σχήμα 2.19: Παραμορφωμένη τομή σε βάθος ίσο με το 70% του συνολικού πάχους (16-20m, σε πρωτότυπες διαστάσεις) από τη δοκιμή ΕΑΗ01 (CGM) (**Sitar and Hausler, 2012**).

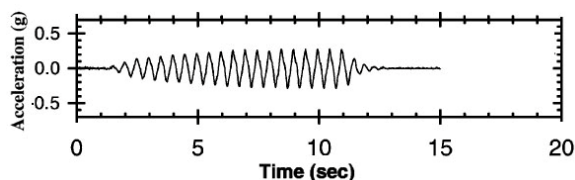
Adalier et al. (2003). Οι **Adalier et al. (2003)** διερεύνησαν την επιρροή της παρουσίας χαλικοπασσάλων στην αύξηση της δυστημψίας σε ιλυώδη ρευστοποιήσιμη στρώση. Για το λόγο αυτό πραγματοποίησαν στον φυγοκεντριστή του Rensselaer Polytechnic Institute (RPI), Troy, NY, USA, μία σειρά από τέσσερις (4) δοκιμές.

Κύριος σκοπός των δύο πρώτων πειραμάτων (Model 1 και 2) ήταν η εξακριβωση της συνεισφοράς της εν λόγω μεθόδου βελτίωσης στην αντίσταση του εδάφους σε πλευρική εξάπλωση. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιήθηκε ένα ορθογώνιο εύκαμπτο δοχείο τύπου laminar box (δοχείο αποτελούμενο καθ' ύψος από άκαμπτα πλαίσια ορθογωνικού ή κυκλικού σχήματος, τα οποία έχουν τη δυνατότητα σχετικής οριζόντιας ολίσθησης μεταξύ τους), με εσωτερικές διαστάσεις 0.458m μήκος, 0.254m πλάτος και 0.254m ύψος. Η φυγοκεντρική επιτάχυνση ήταν ίση με 50g και σαν αποτέλεσμα προσομοιώθηκε μια ιλυώδη στρώση πάχους 7.8m με σχετική πυκνότητα $D_r=60\%$ και γωνίας τριβής $\phi=25^\circ$. Στην περίπτωση του δεύτερου πειράματος (Model 2) τοποθετήθηκαν 45 χαλικοπάσσαλοι, διαμέτρου 1.26m (πρωτότυπη διάσταση), από άμμο Nevada No. 120 σε σχετική πυκνότητα $D_r=65\%$ και γωνία τριβής $\phi=37^\circ$, σε κεντρική απόσταση 2.5m μεταξύ τους, η οποία αντιστοιχούσε σε συντελεστή αντικατάστασης $A_r=20\%$. Οι διατάξεις των δύο πρώτων πειραμάτων φαίνονται στο **Σχήμα 2.20**.



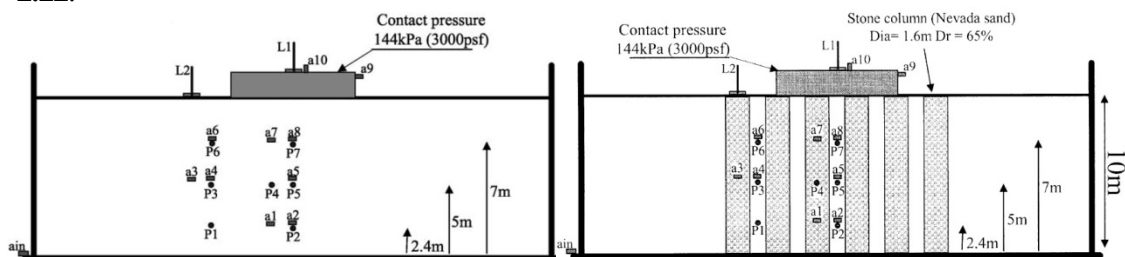
Σχήμα 2.20: Διατάξεις δύο πρώτων πειραμάτων (Model 1 αριστερά και Model 2 δεξιά) (**Adalier et al., 2003**).

Στα δύο πρώτα πειράματα η δόνηση, η οποία επιβλήθηκε αποτελούνταν από 20 αρμονικούς κύκλους αυξανόμενης έντασης, συχνότητας 1.8Hz και μέγιστης επιτάχυνσης 0.30g, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.21**.



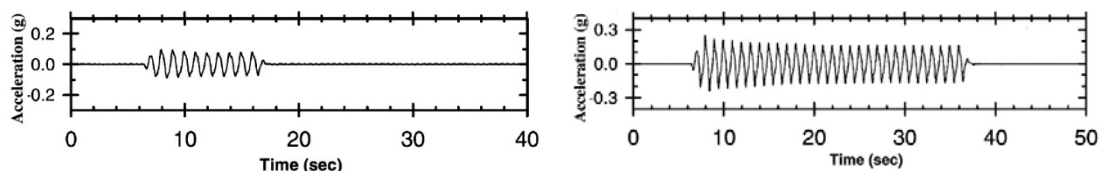
Σχήμα 2.21: Δόνηση στη βάση για τα Model 1 και 2 (Adalier et al., 2003).

Για τα δύο επόμενα πειράματα (Model 3 και 4) χρησιμοποιήθηκε ένα άκαμπτο ορθογώνιο δοχείο με εσωτερικές διαστάσεις 0.53m μήκος, 0.252m πλάτος και 0.203m ύψος. Η φυγοκεντρική επιτάχυνση ήταν ίση με $63g$ και σαν αποτέλεσμα προσομοιώθηκε μια ιλυώδη στρώση πάχους 10m με σχετική πυκνότητα $D_r=60\%$ και γωνίας τριβής $\phi=25^\circ$. Στην επιφάνειά της τοποθετήθηκε μία άκαμπτη μεταλλική κατασκευή η οποία αντιστοιχούσε σε μία επιφανειακή θεμελίωση με επιβαλλόμενη τάση $144kPa$. Η θεμελίωση κάλυπτε όλο το πλάτος της συσκευής, δημιουργώντας έτσι συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Στην περίπτωση του τέταρτου πειράματος (Model 4) τοποθετήθηκαν 36 χαλικοπάσσαλοι διαμέτρου 1.6m (πρωτότυπη διάσταση), από άμμο Nevada No. 120 σε σχετική πυκνότητα $D_r=65\%$ και γωνία τριβής $\phi=37^\circ$, σε κεντρική απόσταση 2.55m, η οποία αντιστοιχούσε σε συντελεστή αντικατάστασης $A_r=30\%$. Οι διατάξεις των πειραμάτων 3 και 4 φαίνονται στο Σχήμα 2.22.



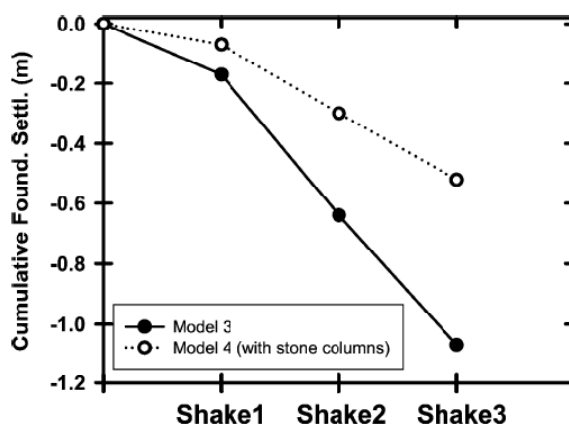
Σχήμα 2.22: Διατάξεις πειραμάτων (Model 3 αριστερά και Model 4 δεξιά) (Adalier et al., 2003).

Τα μοντέλα δοκιμών 3 και 4 υποβλήθηκαν σε 3 διαδοχικές αρμονικές διεγέρσεις αυξανόμενης έντασης και συχνότητας 1Hz. Η πρώτη (Shake 1) αποτελούνταν από 10 κύκλους με μέγιστη επιτάχυνση $0.08g$, η δεύτερη (Shake 2) αποτελούνταν από 30 κύκλους με μέγιστη επιτάχυνση $0.18g$ ενώ η τρίτη (Shake 3) από 30 κύκλους μέγιστης επιτάχυνσης $0.20g$. Οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.23. Μεταξύ των διαδοχικών διεγέρσεων δόθηκε αρκετός χρόνος, ώστε να αποτονωθούν οι αναπτυσσόμενες πιέσεις πόρων.



Σχήμα 2.23: Δόνηση στη βάση για τα Model 3 και 4, (Shake 1 αριστερά και Shake 2 δεξιά) (Adalier et al., 2003).

Στο **Σχήμα 2.24** παρουσιάζεται η συνολική καθίζηση της θεμελίωσης για τις δύο διατάξεις (Model 3 και Model 4) και για τις τρεις διαδοχικές δονήσεις.

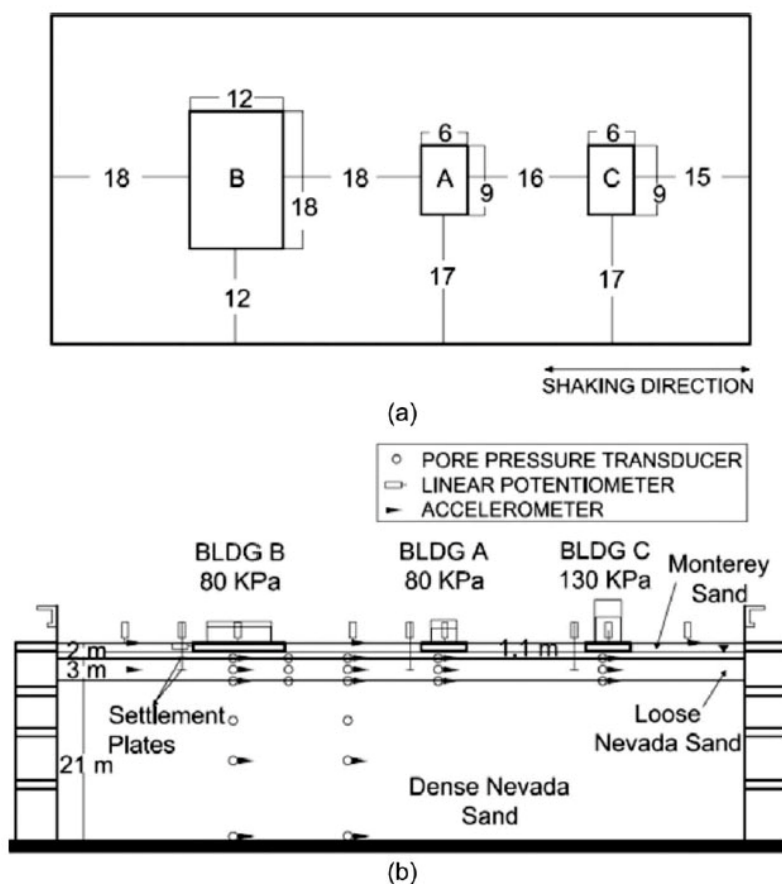


Σχήμα 2.24: Αθροιστική καθίζηση θεμελίωσης για τις διαδοχικές δονήσεις των διατάξεων με και χωρίς βελτίωση (διατάξεις 4 και 3 αντίστοιχα) (Adalier et al., 2003).

Βασισμένοι στα αποτελέσματα και στις παρατηρήσεις από τα τέσσερα πειράματα, οι ερευνητές συμπέραναν μεταξύ άλλων:

- Η βελτίωση του εδάφους είχε σαν αποτέλεσμα την μείωση της αναπτυσσόμενης καθίζησης της θεμελίωσης κατά περίπου 50%.
- Η αύξηση της καθίζησης γίνεται περίπου γραμμικά συναρτήσει του χρόνου, με μικρότερο ρυθμό ωστόσο στο βελτιωμένο έδαφος.
- Τα εδαφικά στοιχεία κάτω από την θεμελίωση δε ρευστοποιήθηκαν ($\sigma_v' = 0$) σε καμία δοκιμή.
- Η βελτίωση του εδάφους, με τη χρήση εδαφοπασσάλων, είχε σαν αποτέλεσμα την εντονότερη διάδοση του σεισμικού κύματος και σε ορισμένες περιπτώσεις ακόμη και την ενίσχυσή του.

Dashti et al. (2010). Οι **Dashti et al. (2010)** πραγματοποίησαν μία σειρά από πειράματα στον φυγοκεντριστή του πανεπιστημίου Davis (Center for Geotechnical Modeling), Καλιφόρνια, για την διερεύνηση της συμπεριφοράς των κατασκευών σε ρευστοποιημένο έδαφος. Για το σκοπό αυτό, εξέτασαν τρεις διαφορετικές περιπτώσεις εδαφικών προφίλ, στα οποία υπήρχε μια λεπτή ρευστοποιήσιμη στρώση, ενώ στην επιφάνεια θεωρήθηκαν 3 κατασκευές με επιφανειακή θεμελίωση (A,B και C), όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.25**. Οι ονομασίες και τα κύρια χαρακτηριστικά των πειραμάτων φαίνονται στον **Πίνακα 2.5**.



Σχήμα 2.25: Πειραματική διάταξη δοκιμής T3-30: (a) σε κάτοψη και (b) τομή (**Dashti et al., 2010**).

Πίνακας 2.5: Ονομασία και κυριότερα χαρακτηριστικά πειραμάτων (**Dashti et al., 2010**).

Test ID	Liquef. Layer Prototype Thickness / D_r
T3-30	3 m / 30%
T3-50-SILT	3 m / 50% (with silt placed on top of the liquefiable layer)
T6-30	6 m / 30%

Όλες οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε φυγοκεντρική επιτάχυνση 55g, με άμμο Nevada χαρακτηριστικών: $d_{50}=0.14\text{mm}$, $C_u=2.0$, $e_{\min}=0.51$, $e_{\max}=0.78$ καθώς και άμμο Monterey 0/30 χαρακτηριστικών: $d_{50}=0.40\text{mm}$, $C_u=1.3$, $e_{\min}=0.54$, $e_{\max}=0.84$.

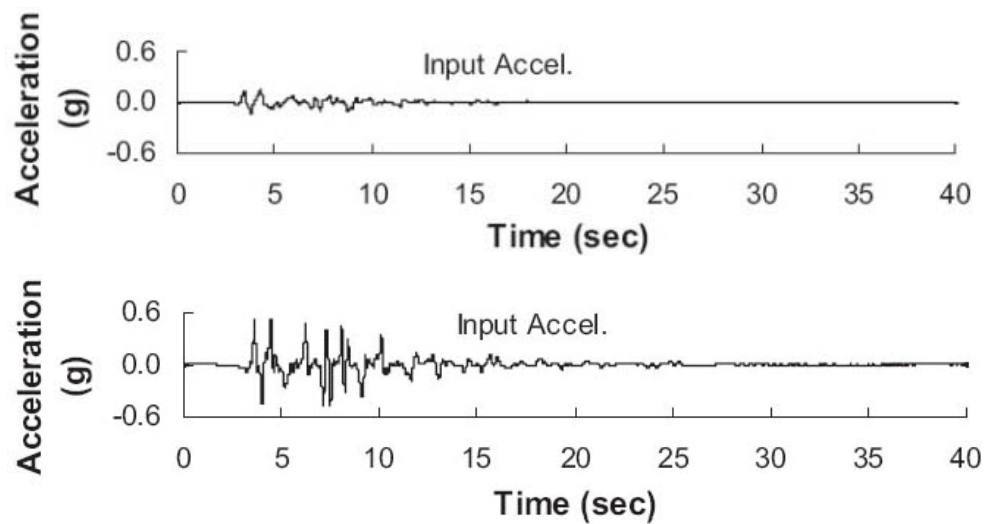
Στην πρώτη δοκιμή (T3-30) το εδαφικό προφίλ αποτελούνταν από μία ρευστοποιήσιμη στρώση άμμου Nevada, πάχους 3m και σχετικής πυκνότητας $D_r=30\%$ και από μία επιφανειακή στρώση άμμου Monterey πάχους 2m.

Στη δεύτερη δοκιμή (T3-50-SILT), διατηρήθηκε το ανωτέρω προφίλ, μόνο που η επιφανειακή στρώση, πάχους 2m, από άμμο Monterey αντικαταστάθηκε από μία υποκείμενη στρώση πάχους 0.8m από silica flour και μία υπερκείμενη πάχους 1.2m άμμου Monterey.

Τέλος, στην τρίτη δοκιμή (T6-30), η ρευστοποιήσιμη στρώση είχε πάχος 6m και σχετική πυκνότητα $D_r=30\%$, ενώ η επιφανειακή στρώση άμμου Monterey είχε πάχος 2m.

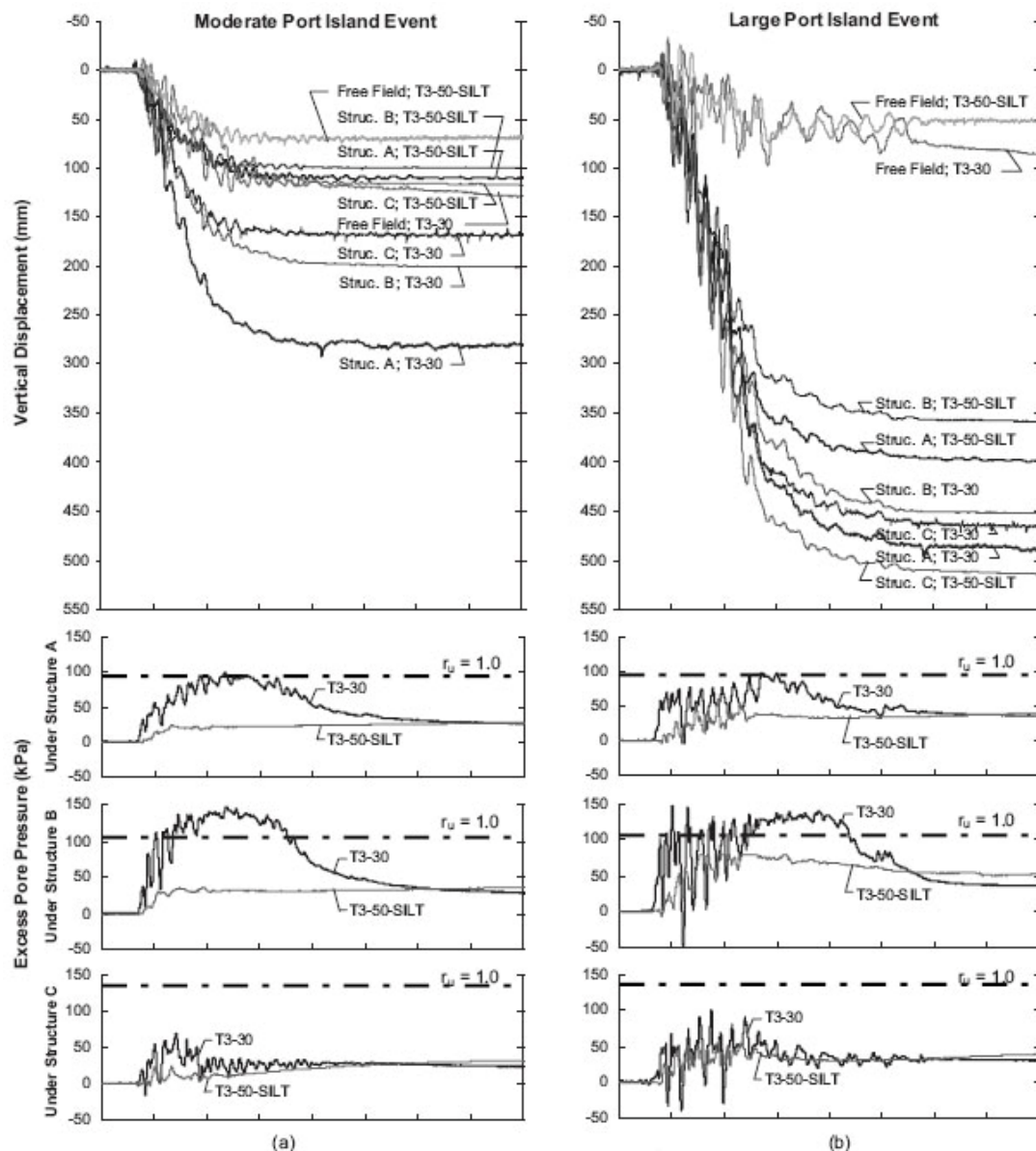
Οι κατασκευές οι οποίες τοποθετήθηκαν στην επιφάνεια των εδαφικών προφίλ ήταν ενός βαθμού ελευθερίας, στηρίζονταν σε 2 πλευρικά μεταλλικά υποστυλώματα και ήταν θεμελιωμένες σε μία αλουμινένια άκαμπτη βάση. Η επιβαλλόμενη τάση από την κάθε μία από τις κατασκευές A και B ήταν ίση με 80kPa, ενώ η κατασκευή C επέβαλλε τάση ίση με 130kPa. Οι διαστάσεις της κάτοψής τους φαίνονται στο **Σχήμα 2.25**.

Σε κάθε διάταξη επιβλήθηκαν 2 διεγέρσεις, μεσαίας (moderate) και υψηλής (large) έντασης με μέγιστες επιταχύνσεις 0.19 και 0.55g αντίστοιχα. Οι σχετικές χρονοϊστορίες παρουσιάζονται στο **Σχήμα 2.26** και προέκυψαν μετά την επικλιμάκια αναγωγή της καταγραφής στην τοποθεσία Port Island από το σεισμό του Kobe 1995.



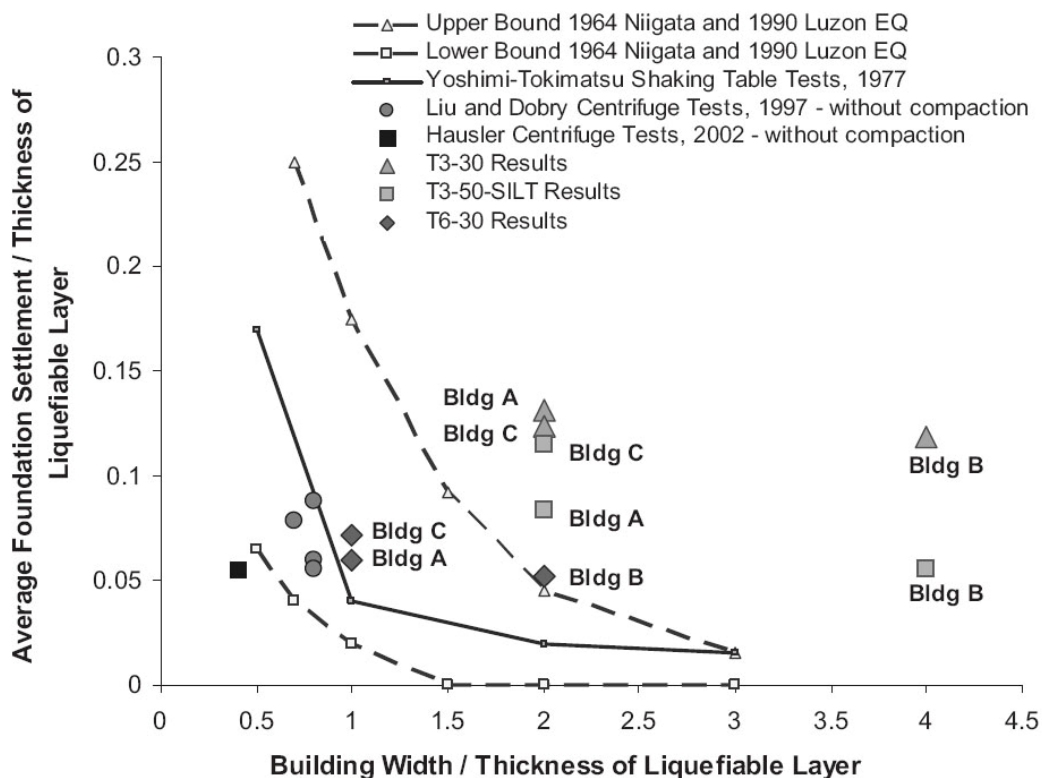
Σχήμα 2.26: Χρονοϊστορία διέγερσης, στη βάση των διατάξεων, μεσαίας και υψηλής έντασης (πάνω και κάτω αντίστοιχα) από την καταγραφή του Port Island, Kobe 1995 (Dashti et al., 2010).

Στο **Σχήμα 2.27** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσης πόρων κάτω από κάθε κατασκευή και στο μέσο βάθος της ρευστοποιήσιμης στρώσης καθώς και η χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων για τις δύο δονήσεις από τις δοκιμές T3-30 και T3-50-SILT.



Σχήμα 2.27: Λόγος υπερπίεσης πόρων στο μέσο της ρευστοποιήσιμης στρώσης κάτω από κάθε κατασκευή και χρονοϊστορίες καθιζήσεων στις δοκιμές T3-30 και T3-50-SILT κατά τη διάρκεια (a) μέσης, (b) ισχυρής δόνησης (Dashti et al., 2010).

Οι ερευνητές κατά την διάρκεια της εργασίας τους σύγκριναν τα αποτελέσματα των δικών τους πειραμάτων με άλλες δημοσιεύσεις (Yoshimi-Tokimatsu 1977, Liu and Dobry 1997, Hausler 2002) καθώς και μετρήσεις καθιζήσεων από ιστορικά περιστατικά από τους σεισμούς της Niigata 1964 και Luzon 1990. Οι ανωτέρω τιμές των καθιζήσεων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 2.28** συναρτήσει του πλάτους του κτηρίου, κανονικοποιημένων και των δύο προς το πάχος της ρευστοποιήσιμης στρώσης.



Σχήμα 2.28: Συγκριτική παρουσίαση καθιζήσεων των πειραμάτων με παλαιότερες δημοσιεύσεις και ιστορικά περιστατικά (Dashti et al., 2010).

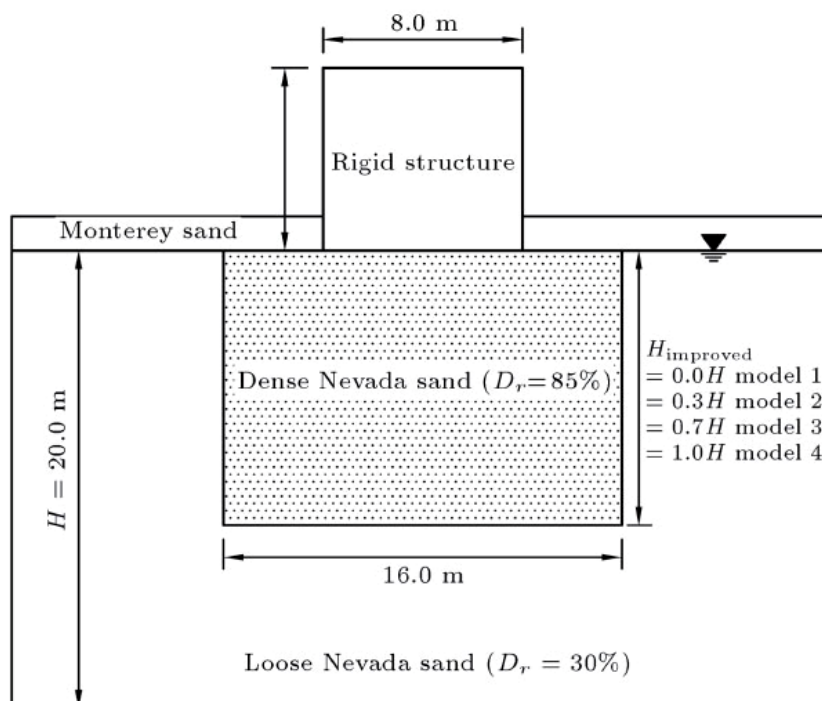
Με βάση τα αποτελέσματα των τριών δοκιμών, σε φυγοκεντριστή, οι Dashti et al. (2010) κατέληξαν στα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Η ευρέως χρησιμοποιούμενη συσχέτιση της καθίζησης με τον λόγο πλάτος θεμελίου/πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης είναι παραπλανητική και δεν πρέπει να χρησιμοποιείται (βλ. Σχήμα 2.28).
- Η καθίζηση των κατασκευών που εξετάστηκαν αναπτύχθηκε σε όλες τις περιπτώσεις σε ποσοστό άνω του 90% κατά τη διάρκεια της δόνησης (βλ. Σχήμα 2.27).
- Κυριότεροι παράγοντες που επιδρούν στη συσσώρευση καθιζήσεων της θεμελίωσης είναι οι ιδιότητες του εδάφους, της δόνησης και της κατασκευής.

2.4 Αριθμητική Προσομοίωση του Προβλήματος

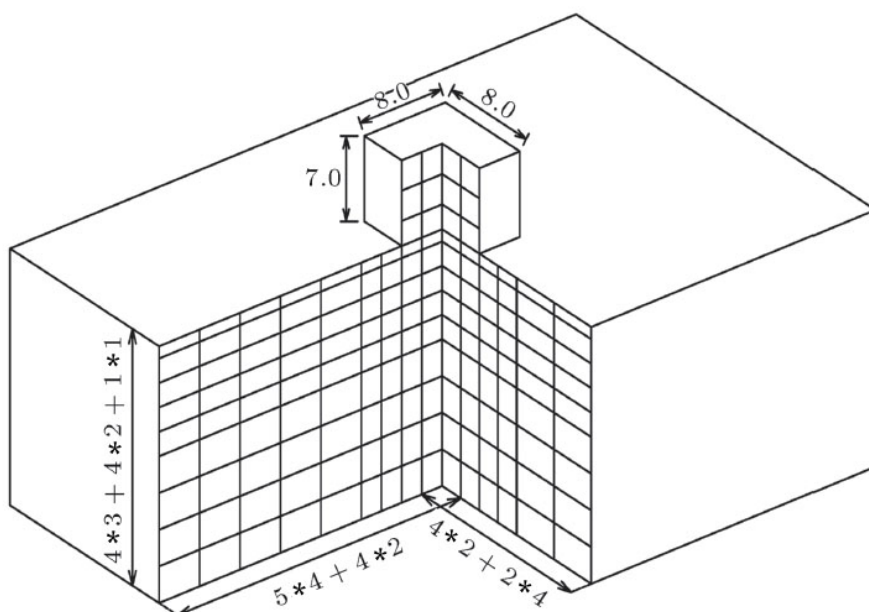
Στη συνέχεια θα παρουσιασθούν οι κυριότερες προσπάθειες που εντοπίστηκαν στην βιβλιογραφία και προσεγγίζουν το πρόβλημα της σεισμικής απόκρισης επιφανειακών θεμελιώσεων σε ρευστοποιήσιμο έδαφος με επιφανειακή βελτίωση.

Shahir and Pak (2009). Η εργασία των **Shahir and Pak (2009)** αποτέλεσε μια πρώτη προσπάθεια για την αριθμητική ανάλυση της δυναμικής απόκρισης επιφανειακών θεμελιώσεων σε βελτιωμένο ρευστοποιήσιμο έδαφος. Για τον σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκαν πλήρως συζευγμένες δυναμικές αναλύσεις με ένα εξελιγμένο καταστατικό προσομοίωμα σε ένα 3-διάστατο μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων. Οι αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με τη χρήση του λογισμικού OpenSEES. Για την επαλήθευση του αριθμητικού προσομοιώματος εξετάστηκαν τα πειράματα που πραγματοποίησαν οι Hausler and Sitar (2002) σε φυγοκεντριστή. Εξετάστηκαν 4 περιπτώσεις αυξανόμενου βάθους βελτίωσης με τις ιδιότητες και την επιβαλλόμενη διέγερση στα εν λόγω πειράματα, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.29**.



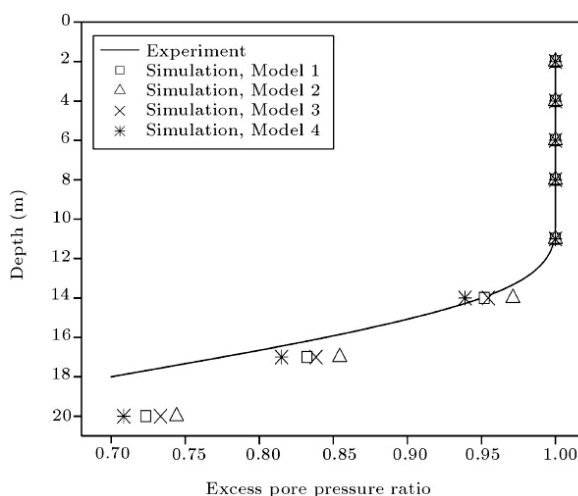
Σχήμα 2.29: Γεωμετρία πειραμάτων σε φυγοκεντριστή των Hausler and Sitar (2002) (**Shahir and Pak, 2009**).

Ο τρισδιάστατος κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε φαίνεται στο Σχήμα 2.30.

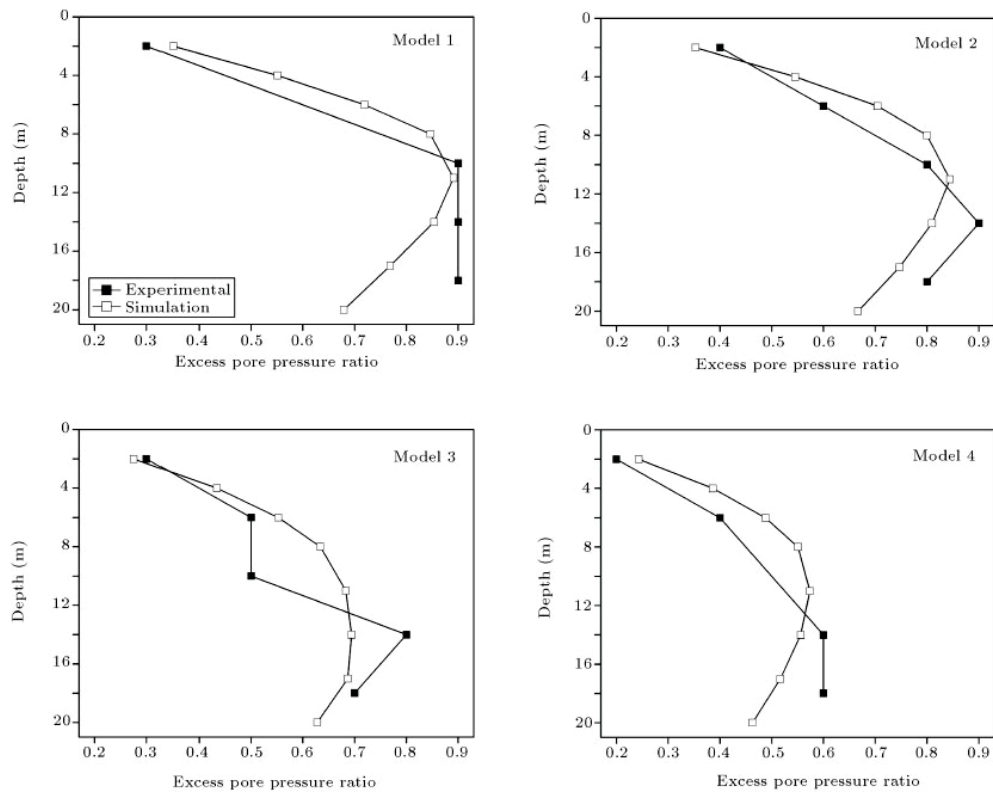


Σχήμα 2.30: Προοπτική όψη καννάβου πεπερασμένων στοιχείων (όλες οι διαστάσεις είναι σε m) (Shahir and Pak, 2009).

Στο Σχήμα 2.31 και στο Σχήμα 2.32 παρουσιάζονται οι κατανομές με το βάθος των υπερπίεσεων πόρων στο ελεύθερο πεδίο και κάτω από την θεμελίωση αντίστοιχα για όλες τις διατάξεις πειραμάτων που προσομοιώθηκαν. Στο Σχήμα 2.32 με μαύρα τετραγωνάκια εικονίζονται τα πειραματικά αποτελέσματα ενώ με λευκά τα αντίστοιχα αριθμητικά.

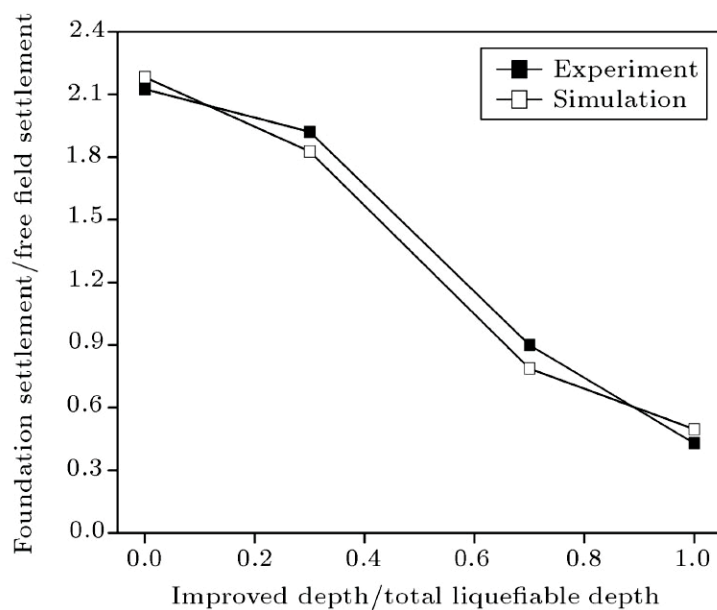


Σχήμα 2.31: Κατανομή υπερπίεσεων πόρων στο ελεύθερο πεδίο με το βάθος για κάθε διάταξη και σύγκριση με αριθμητική προσέγγιση (Shahir and Pak, 2009).



Σχήμα 2.32: Κατανομή υπερπίεσεων πόρων κάτω από την θεμελίωση με το βάθος για κάθε διάταξη και σύγκριση με την αριθμητική προσέγγιση (Shahir and Pak, 2009).

Οι αναπυσοσόμενες καθιζήσεις της θεμελίωσης που υπολογίστηκαν από την αριθμητική προσομοίωση απεικονίζονται μαζί με τα αντίστοιχα πειραματικά αποτελέσματα στο **Σχήμα 2.33**.



Σχήμα 2.33: Σύγκριση καθιζήσεων θεμελίωσης συναρτήσει του βάθους βελτίωσης, πειραματικής και αριθμητικής προσέγγισης για όλες τις εξεταζόμενες διατάξεις (Shahir and Pak, 2009).

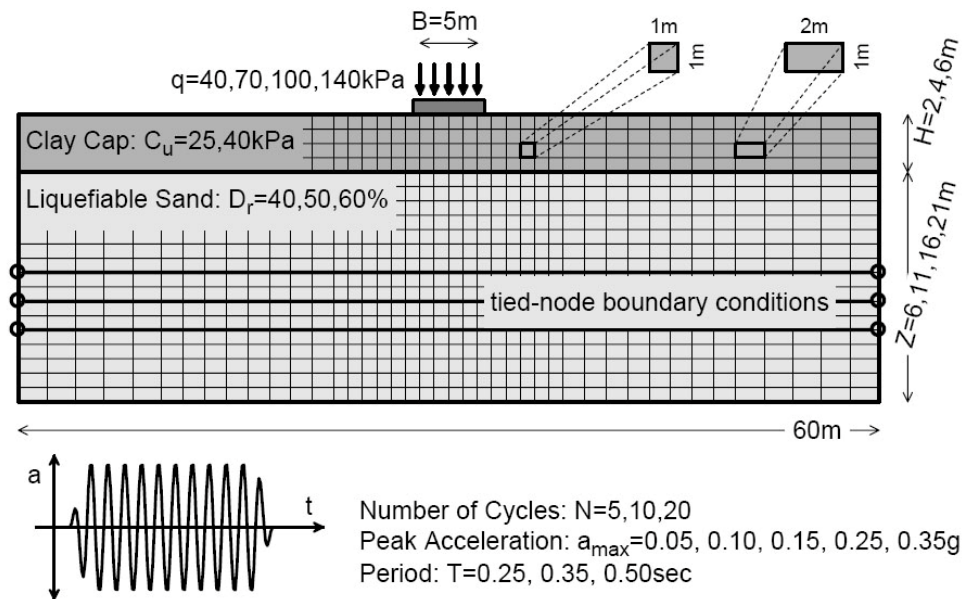
Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων με αντίστοιχα πειραματικά προκύπτουν τα εξής:

- Η αριθμητική προσομοίωση προβλέπει ικανοποιητικά την ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων κάτω από τη θεμελίωση (Σχήμα 2.32).
- Η αριθμητική προσομοίωση προβλέπει ικανοποιητικά την ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων και στο ελεύθερο πεδίο (Σχήμα 2.31). Η διαφορετική συμπεριφορά αποδίδεται στην αυξημένη αρχική ενεργό τάση λόγω της επιβολής επιφόρτισης από την θεμελίωση.
- Οι αναπτυσσόμενες καθιζήσεις του πειράματος και της προσομοίωσης είναι συγκρίσιμες με αρκετά ικανοποιητική ακρίβεια όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.33.

Karamitros (2010)._ Παρά τη συνεχώς εντεινόμενη ερευνητική δραστηριότητα σχετικά με τη σεισμική απόκριση επιφανειακών θεμελιώσεων σε καθεστώς ρευστοποίησης, δεν υπήρχε μια ολοκληρωμένη μεθοδολογία σχεδιασμού. Σκοπός της διδακτορικής διατριβής του **Karamitros (2010)** ήταν η ανάπτυξη μιας απλοποιημένης αναλυτικής μεθοδολογίας, η οποία να λαμβάνει υπ' όψιν τόσο την απομειωμένη (μετα-σεισμική) φέρουσα ικανότητα των θεμελίων, όσο και τις αναπτυσσόμενες δυναμικές καθιζήσεις. Προκειμένου να ξεπεραστούν οι δυσκολίες των προηγούμενων ερευνών, οι οποίες βασιζόνταν σε μία μόνο πηγή δεδομένων (ιστορικά περιστατικά, πειραματικά αποτελέσματα ή αριθμητικές αναλύσεις), έγινε προσπάθεια συνδυασμού όλων των παραπάνω μεθόδων και συγκεκριμένα:

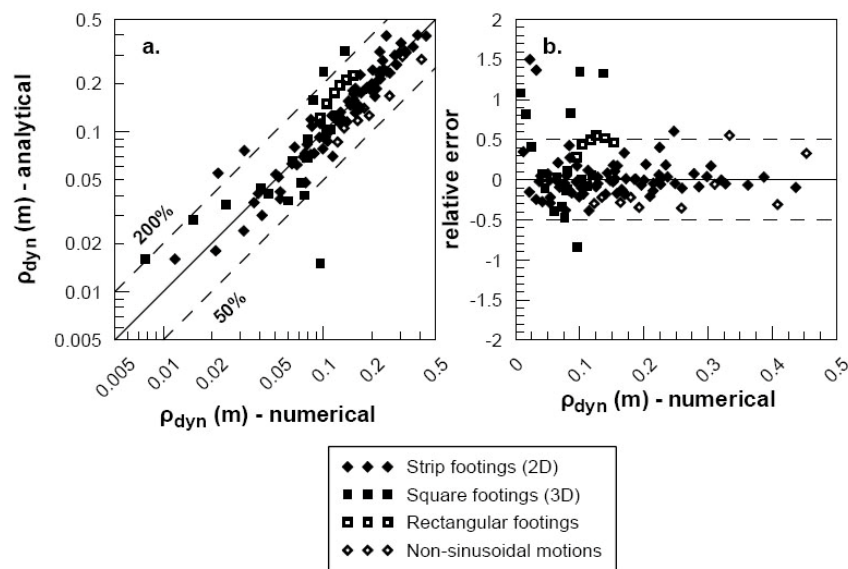
- Πραγματοποιήθηκε εκτενής παραμετρική διερεύνηση, με 2-διάστατες και 3-διάστατες αριθμητικές αναλύσεις.
- Στις αριθμητικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε ένα εξειδικευμένο καταστατικό προσομοίωμα, οι παράμετροι του οποίου έχουν επιλεγεί βάσει συγκρίσεων με αποτελέσματα από μεγάλο αριθμό εργαστηριακών δοκιμών.
- Πριν την εφαρμογή της αριθμητικής μεθοδολογίας για την πραγματοποίηση των παραμετρικών αναλύσεων, η ακρίβειά της αξιολογήθηκε έναντι αποτελεσμάτων από πειράματα φυγοκεντρική και σεισμικής τράπεζας.
- Τέλος, μετά από επεξεργασία των αριθμητικών αποτελεσμάτων, αναπτύχθηκε μία μεθοδολογία σχεδιασμού, η οποία ελέγχθηκε έναντι σημαντικού αριθμού δεδομένων από ιστορικά περιστατικά.

Αποτέλεσμα των περισσότερων από 110 παραμετρικών αναλύσεων (της διάταξης του **Σχήματος 2.34**) που πραγματοποιήθηκαν ήταν η διατύπωση απλοποιημένων σχέσεων για τον υπολογισμό της απομειωμένης (μετα-σεισμικής) φέρουσας ικανότητας και των αναπτυσσόμενων δυναμικών καθιζήσεων. Αξίζει να σημειωθεί ότι η εν λόγω μεθοδολογία δεν αποτέλεσε προϊόν τυφλής στατιστικής επεξεργασίας των αριθμητικών αποτελεσμάτων, αλλά προέκυψε μετά από διεξοδική εξέταση και κατανόηση των φυσικών μηχανισμών που διέπουν το φαινόμενο, και οι οποίοι ανακλώνται και στον τρόπο που διατυπώθηκαν οι αναλυτικές σχέσεις.



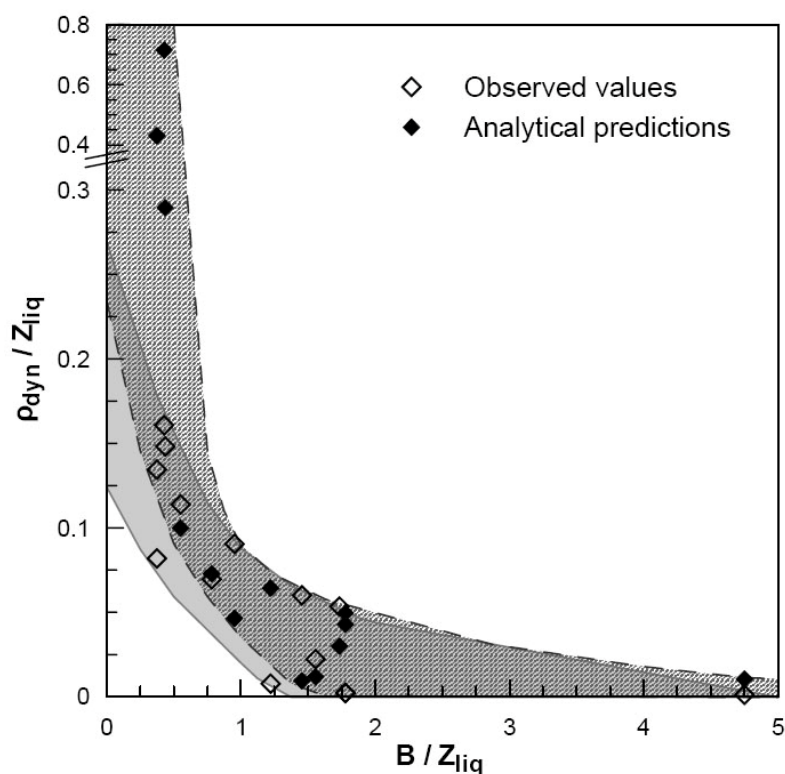
Σχήμα 2.34: Χρησιμοποιούμενος κάρναβος 2-διάστατων παραμετρικών αναλύσεων (Karamitros, 2010).

Με βάση την αναπτυχθείσα μεθοδολογία, υπολογίστηκαν για λόγους σύγκρισης οι προβλέψεις για τις παραμετρικές αναλύσεις που εκτελέστηκαν σε προηγούμενο στάδιο. Από τη σύγκριση με τα αριθμητικά αποτελέσματα που παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.35** γίνεται εμφανές ότι η αναπτυχθείσα αναλυτική μεθοδολογία προβλέπει με ακρίβεια την καθίζηση της θεμελίωσης, αφού σε ποσοστό 90% των αναλύσεων το σχετικό σφάλμα δεν ξεπερνάει το 50%.



Σχήμα 2.35: Σύγκριση μεταξύ αριθμητικών αποτελεσμάτων και αναλυτικών προβλέψεων καθιζήσεων παραμετρικών αναλύσεων σε (a) απόλυτο μέγεθος (m) και (b) σχετικό σφάλμα (Karamitros, 2010).

Επιπλέον, ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε στην αξιολόγηση της ακρίβειας των αναλυτικής μεθοδολογίας σχεδιασμού, μέσω της σύγκρισης με επί τόπου παρατηρήσεις από τους σεισμούς της Niigata-Japan (1964) (**Σχήμα 2.36**), του Luzon-Philippines (1990) και του Kocaeli-Turkey (1999). Όπως χαρακτηριστικά φαίνεται στο **Σχήμα 2.36**, η αναλυτική μεθοδολογία προβλέπει τις καταγεγραμμένες τιμές καθιζήσεων αρκετά ικανοποιητικά και μάλιστα παρατηρείται η ίδια τάση για μείωση της καθίζησης με την αύξηση του πλάτους κατασκευής. Αντίστοιχα αποτελέσματα προέκυψαν και για τα υπόλοιπα ιστορικά περιστατικά που εξετάστηκαν.



Σχήμα 2.36: Σύγκριση μεταξύ αναλυτικών προβλέψεων και πραγματικής συμπεριφοράς κατασκευών, κατά το σεισμό της Niigata (1964), σε όρους καθιζήσεων (ρ_{dyn}), συναρτήσει του πλάτους κατασκευής (B), κανονικοποιημένα με το πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης (Z_{liq}) (**Karamitros, 2010**).

Έχοντας επιβεβαιώσει την ορθότητα της προτεινόμενης μεθοδολογίας, οι αναλυτικές σχέσεις επαναδιατυπώθηκαν σε αδιάστατη μορφή, ώστε να προκύψουν διαγράμματα σχεδιασμού, για τον υπολογισμό της απομειωμένης φέρουσας ικανότητας και των σεισμικών καθιζήσεων σε πρακτικές εφαρμογές. Από τα διαγράμματα αυτά, προέκυψαν χρήσιμα συμπεράσματα για το κατά πόσο είναι εν

τέλει εφικτός ο σχεδιασμός επιφανειακών θεμελιώσεων επί ρευστοποιήσιμου εδάφους, υπό την παρουσία μίας επιφανειακής αργλικής στρώσης επαρκούς πάχους και διατμητικής αντοχής.

Politou (2010)._ Βασισμένη στην προαναφερθείσα εργασία του **Karamitros (2010)**, αναλύεται μια επιφανειακή θεμελίωση που υπέρκειται μίας ρευστοποιήσιμης στρώσης στην περίπτωση που παρεμβάλλεται μία αργλική κρούστα. Η μεταπτυχιακή εργασία της **Politou (2010)** είχε σκοπό να διερευνήσει αν είναι εφικτή η έδραση ενός τυπικού μεσοβάθρου οδικής γέφυρας επί ρευστοποιήσιμου εδάφους, με χρήση επιφανειακού θεμελίου και μερική βελτίωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους. Επιπλέον, έγινε σύγκριση του εναλλακτικού αυτού τρόπου έναντι της συμβατικής λύσης που περιλαμβάνει χρήση πασσάλων και βελτίωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους σε όλο το βάθος του. Η βελτιωμένη στρώση προσομοιώθηκε με τα ισοδύναμα μηχανικά χαρακτηριστικά και τη διαπερατότητα που της αντιστοιχεί.

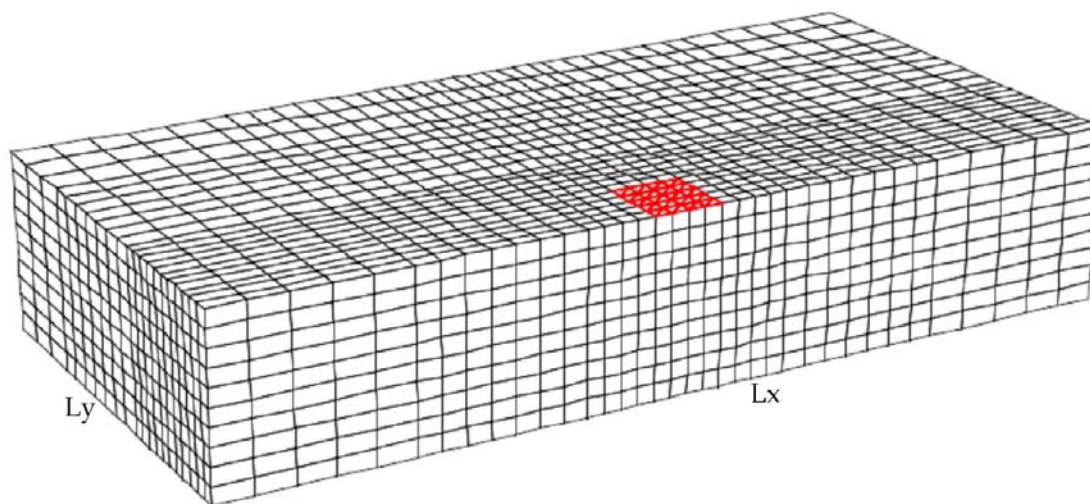
Αρχικά, στόχος ήταν η παραμετρική διερεύνηση του βάθους της ρευστοποιήσιμης στρώσης, ώστε να προκύπτει αποδεκτή καθίζηση, δηλαδή στα όρια που υπαγορεύονται από τον δομοστατικό σχεδιασμό της γέφυρας, τα οποία στην συγκεκριμένη περίπτωση είναι τα 5 cm. Έτσι σε πρώτη προσέγγιση θεωρήθηκε ένα δίστρωτο εδαφικό προσομοίωμα, στο οποίο η επιφανειακή στρώση έχει τα χαρακτηριστικά του βελτιωμένου με χαλικοπασσάλους εδάφους και η υποκείμενη στρώση αντιπροσωπεύει την ρευστοποιήσιμη στρώση. Οι παραμετρικές αναλύσεις έγιναν για τέσσερα διαφορετικά βάθη βελτίωσης, τα οποία καθορίστηκαν από την διακριτοποίηση των στοιχείων του προσομοιώματος.

Στη συνέχεια, θεωρήθηκε ότι θα πρέπει να ελεγχθεί και η επιρροή της πλευρικής έκτασης της βελτίωσης στη σεισμική απόκριση του θεμελίου. Έγιναν επομένως ορισμένες επιπλέον παραμετρικές αναλύσεις για τα διάφορα βάθη βελτίωσης και παράλληλα για περιορισμένη έκταση βελτίωσης με τους χαλικοπασσάλους σε κάτοψη. Εξετάστηκε συγκεκριμένα η περίπτωση να εκτείνεται η βελτίωση ακριβώς κάτω από το θεμέλιο. Επιπλέον, ελέγχθηκε η περίπτωση να εκτείνεται η βελτίωση σε απόσταση όσο το μισό της κάθε πλευράς περιμετρικά, γεγονός που συμβαίνει

συνήθως στην πράξη, όταν εφαρμόζεται βελτίωση με χαλικοπασσάλους, καθώς και δύο ακόμα περιπτώσεις με μεγαλύτερη έκταση βελτίωσης. Αναλυτικά, τα δεδομένα των παραμετρικών αναλύσεων παρουσιάζονται στον **Πίνακα 2.6**, όπου το πλάτος του θεμελίου είναι $B=9\text{m}$, το μήκος του είναι $A=17\text{m}$, ενώ H είναι το βάθος βελτίωσης και L_x , L_y είναι το συνολικό μήκος και πλάτος βελτίωσης στους δύο άξονες του προσομοιώματος αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι το L_y αντιστοιχεί στο μισό από το πραγματικό πλάτος βελτίωσης. Αυτό συμβαίνει διότι, εκμεταλλευόμενοι τη συμμετρία κατά τη μία οριζόντια διεύθυνση, προσομοιώνεται το μισό θεμέλιο και συνεπώς η μισή έκταση της βελτιωμένης ζώνης, όπως παρουσιάζεται στον κώνναβο του **Σχήματος 2.37**.

Πίνακας 2.6: Δεδομένα παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων (**Politou, 2010**).

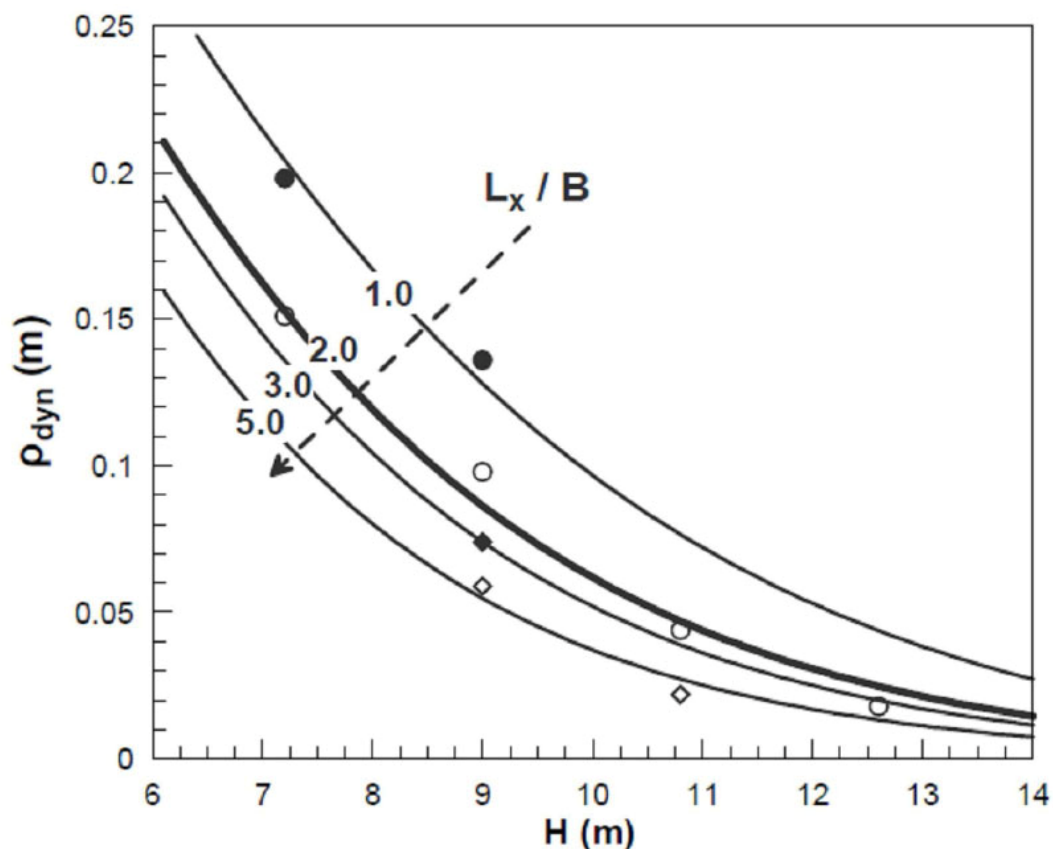
α/α	ανάλυση	H (m)	έκταση βελτ	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$
1	1m4	7.2	infinite	all model	all model
2	1m5	9	infinite	all model	all model
3	1m6	10.8	infinite	all model	all model
4	2m4	7.2	2B, 0.75A	18	13.95
5	2m5	9	2B, 0.75A	18	13.95
6	2m6	10.8	2B, 0.75A	18	13.95
7	2m7	12.6	2B, 0.75A	18	13.95
8	3m5	9	2B, A	31.6	17.05
9	4m5	9	3B, 1.25A	41.6	22.05
10	4m6	10.8	3B, 1.25A	41.6	22.05
11	5m4	7.2	B, A/2	10.8	9.3
12	5m5	9	B, A/2	10.8	9.3



Σχήμα 2.37: Ο χρησιμοποιούμενος κώνναβος και η προσομοίωση του μισού θεμελίου (Politou, 2010).

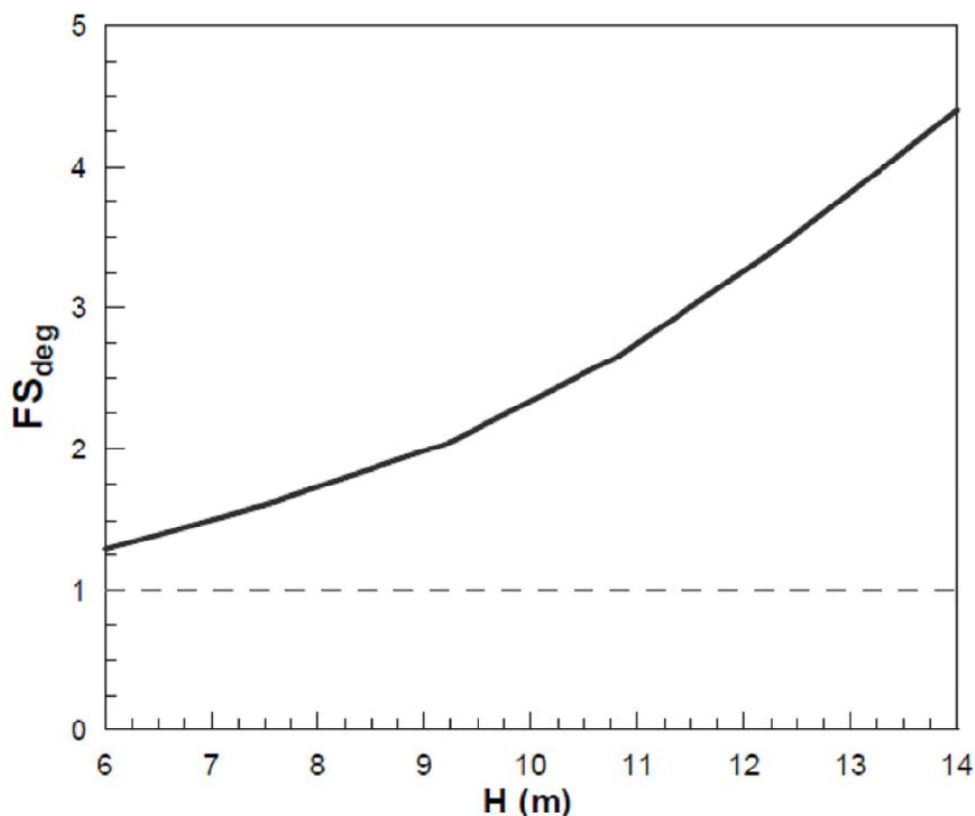
Κάθε ανάλυση που πραγματοποιήθηκε εκτελέστηκε σε τρία στάδια: **(i)** τη στατική φόρτιση (επιβολή φόρτισης θεμελίου), **(ii)** τη δυναμική φόρτιση και **(iii)** τη μετασεισμική στατική φόρτιση μέχρι αστοχία φέρουσας ικανότητας.

Ο συσχετισμός της επίδρασης του βάθους με την έκταση παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.38**, όπου το διάγραμμα απεικονίζει τα αποτελέσματα της καθίζησης με το βάθος βελτίωσης κανονικοποιημένα σε τέσσερις κατηγορίες ανάλογα με τις διάφορες εκτάσεις βελτίωσης. Έτσι στο διάγραμμα παρουσιάζονται τέσσερις καμπύλες κάθε μία από τις οποίες αντιστοιχεί στη συμπεριφορά που θα είχε το θεμέλιο για κάθε βάθος ανάλογα με το λόγο της βελτιωμένης έκτασης κατά τον άξονα x προς το πλάτος του θεμελίου στον άξονα αυτό. Η καμπύλη ορίζεται βάσει των αποτελεσμάτων των αντίστοιχων αναλύσεων που σημειώνονται στο διάγραμμα με σημεία.



Σχήμα 2.38: Διάγραμμα καθίζησης στο μέσο του θεμελίου με το βάθος βελτίωσης (Politou, 2010).

Τέλος υπολογίστηκε ο απομειωμένος συντελεστής ασφαλείας (FS_{deg}) σύμφωνα με υπολογισμούς του Braja M. Das για δίστρωτο σχηματισμό, όπου η ανώτερη στρώση είναι πιο ισχυρή από την υποκείμενη. Η απομείωση της γωνίας τριβής, λόγω της ανάπτυξης υπερπίεσεων πόρων, υπολογίζεται σύμφωνα με την μεθοδολογία του Karamitros (2010). Ο συντελεστής ασφαλείας συναρτήσει του βάθους βελτίωσης φαίνεται στο Σχήμα 2.39. Όπως γίνεται εμφανές, το διάγραμμα του Σχήματος 2.39 αναφέρεται μόνο στην περίπτωση βελτίωσης άπειρης έκτασης, αφού έχει προκύψει από τις ανωτέρω μεθοδολογίες και δεν εξετάζεται η επιρροή της έκτασης βελτίωσης (π.χ. L_x/B).



Σχήμα 2.39: Διάγραμμα απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας με το αντίστοιχο βάθος βελτίωσης (Politou, 2010).

Με βάση τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων εξήχθησαν σημαντικά συμπεράσματα για τις αναπτυσσόμενες καθιζήσεις αλλά και την μετα-σεισμική φέρουσα ικανότητα του θεμελίου, τα οποία συνοψίζονται στα ακόλουθα:

- Από το **Σχήμα 2.38** παρατηρούμε ότι όσο αυξάνεται η έκταση της βελτίωσης τόσο μειώνεται η καθίζηση για ίδιο βάθος βελτίωσης. Ακόμα για την ίδια έκταση βελτίωσης όσο μειώνεται το βάθος βελτίωσης τόσο αυξάνονται οι καθιζήσεις. Δηλαδή όσο μεγαλύτερος ο όγκος της βελτίωσης τόσο μικρότερη συνέπεια σε όρους καθιζήσεων προκύπτει για το θεμέλιο.
- Από το **Σχήμα 2.39** γίνεται σαφές ότι ακόμη και για βελτίωση σε βάθος μικρότερο από το συνολικό βάθος της ρευστοποιήσιμης στρώσης, η μετα-σεισμική φέρουσα ικανότητα του εδάφους είναι επαρκής.

2.5 Συμπεράσματα

Από τη βιβλιογραφική έρευνα και αναδρομή που πραγματοποιήθηκε, έγινε εμφανές ότι ο προσδιορισμός του πλάτους βελτίωσης κατά την μελέτη και τον σχεδιασμό επιφανειακών θεμελιώσεων σε ρευστοποιήσιμο έδαφος δεν έχει διερευνηθεί, μέχρι στιγμής, με πληρότητα. Οι σχεδιαστικές συστάσεις που παρουσιάστηκαν βασίζονται σε ελάχιστα πειραματικά δεδομένα και πρωτίστως ορίζουν συνήθη όρια για την πρακτική εφαρμογή των κυριότερων μεθόδων βελτίωσης. Περιορισμένος, όμως, είναι και ο αριθμός των εργασιών οι οποίες βασίζονται στη διεξαγωγή πειραμάτων και εξετάζουν την επιρροή του πλάτους βελτίωσης. Αντίθετα, οι περισσότερες απ' αυτές ασχολούνται με το βάθος. Καμία από τις πειραματικές προσεγγίσεις, που παρουσιάστηκαν, δεν διερευνά τη μετα-σεισμική φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης, ενώ δεν εντοπίστηκαν αναφορές σε θέματα μηχανισμών αστοχίας. Ωστόσο, οι περισσότεροι από τους παράγοντες αυτούς, εξετάζονται από την αριθμητική προσέγγιση του **Karamitros (2010)** με την ανάπτυξη αναλυτικής μεθοδολογίας, για άπειρης όμως έκτασης βελτίωση.

Κεφάλαιο 3

Βελτίωση Άπειρου Εύρους

3.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο, παρουσιάζεται η περίπτωση της σεισμικής απόκρισης μιας επιφανειακής θεμελίωσης σε ρευστοποιήσιμο έδαφος, με προηγούμενη βελτίωση μιας επιφανειακής ζώνης. Σε πρώτη προσέγγιση, η εν λόγω βελτίωση εκτείνεται σε όλο το μήκος του θεωρούμενου καννάβου, δηλαδή σε τουλάχιστον 20 φορές το πλάτος του θεμελίου ($L_{imp}/B > 20$) και γι' αυτό θα αποκαλείται και ως “βελτίωση απείρου μήκους”. Σκοπός είναι να διερευνηθούν τόσο ο μηχανισμός ανάπτυξης δυναμικών καθιζήσεων όσο και η μετα-σεισμική συμπεριφορά της θεμελίωσης, ως προς την απομείωση της φέρουσας ικανότητάς της, καθώς και να αναγνωριστούν οι κυριότεροι παράγοντες που επιδρούν στα ανωτέρω μεγέθη.

Η παραμετρική διερεύνηση του προβλήματος σε δύο διαστάσεις πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού, πεπερασμένων διαφορών, FLAC (Itasca, 2005), και ενός εξελιγμένου καταστατικού προσομοιώματος, του NTUA_SAND. Το λογισμικό αυτό μαζί με το καταστατικό προσομοίωμα πρόκειται να χρησιμοποιηθούν και στις επόμενες αριθμητικές αναλύσεις, για πεπερασμένο εύρος βελτίωσης. Τα βασικότερά τους χαρακτηριστικά περιγράφονται στην παράγραφο 3.2 ενώ η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την πραγματοποίηση των αριθμητικών αναλύσεων περιγράφεται στην παράγραφο 3.3. Από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, τα οποία παρουσιάζονται στην παράγραφο 3.4, φαίνεται η επιρροή κάθε παραμέτρου του προβλήματος στις αναπτυσσόμενες δυναμικές καθιζήσεις του θεμελίου (ρ_{dyn}), αλλά και στην απομειωμένη φέρουσα ικανότητά του (FS_{degr}).

Η διαδικασία και τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων που παρουσιάζονται στο κεφάλαιο αυτό, αποτελούν μέρος αδημοσίευτης έρευνας που πραγματοποιείται από την υποψήφια διδάκτορα κ. Βασιλική Δημητριάδη την οποία ευχαριστώ για την προσφορά της.

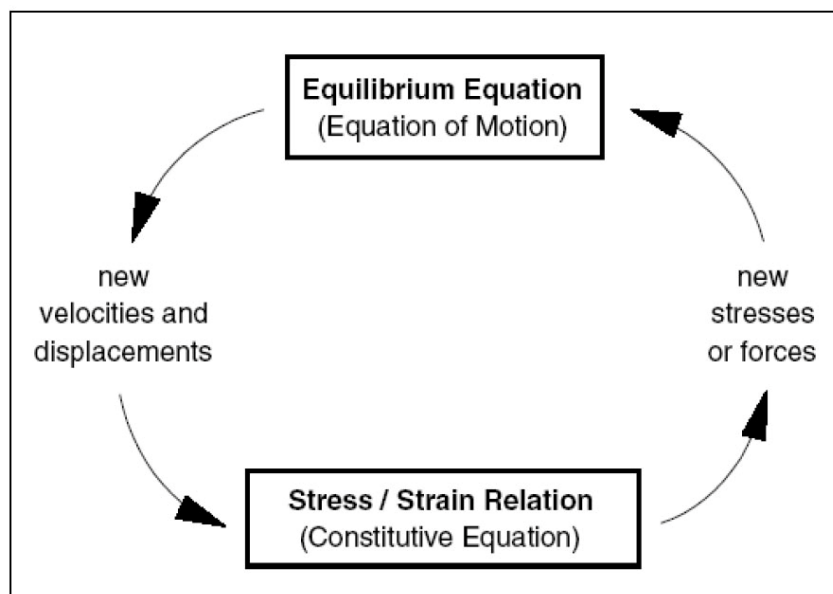
3.2 Αριθμητική Μεθοδολογία

Οι αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό πεπερασμένων διαφορών FLAC (Itasca, 2005), ενώ η μηχανική συμπεριφορά του εδάφους προσομοιώθηκε με το εξελιγμένο καταστατικό προσομοίωμα NTUA_Sand το οποίο αναπτύχθηκε στον τομέα Γεωτεχνικής, του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου (Papadimitriou et al., 2002) και εν συνεχεία εισήχθη στο λογισμικό FLAC και FLAC3D (Andrianopoulos et al., 2010; Karamitros, 2010). Η ακρίβεια της αναπτυχθείσας αριθμητικής μεθοδολογίας έχει επαληθευτεί σε σύγκριση με πειράματα σε φυγοκεντριστή (Arulmoli et al., 1992), ενώ έχει χρησιμοποιηθεί και σε σύνθετα γεωτεχνικά προβλήματα (Valsamis et al., 2010; Karamitros, 2010). Η λεπτομερής περιγραφή της αριθμητικής μεθοδολογίας δεν αποτελεί σκοπό της παρούσας εργασίας, παρά μόνον η περιγραφή των βασικότερων χαρακτηριστικών της.

Το Λογισμικό FLAC. Το λογισμικό FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) είναι ένα πρόγραμμα ηλεκτρονικού υπολογιστή που χρησιμοποιεί τη μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών με δυναμική χαλάρωση (dynamic relaxation) για την επίλυση προβλημάτων σε 2 ή 3 διαστάσεις που σχετίζονται κυρίως με συνεχή μέσα. Η διατύπωση των εξισώσεων για τα διάφορα είδη προβλημάτων προς επίλυση, γίνεται με εφαρμογή της Μεθόδου Κεντρικών Διαφορών στη μη-πεπλεγμένη μορφή της. Καταρχήν, το συνεχές μέσο διακριτοποιείται σε πολλά τμήματα πεπερασμένων διαστάσεων, που στο FLAC ονομάζονται ζώνες (zones), ενώ η ισορροπία δυνάμεων ικανοποιείται στα σημεία που ορίζουν το δίκτυο των ζωνών και λέγονται κόμβοι (gridpoints).

Αυτό που διαφοροποιεί το FLAC από τη συντριπτική πλειοψηφία των σημερινών προγραμμάτων είναι η διατύπωση των εξισώσεων σε μη πεπλεγμένη μορφή. Τα περισσότερα λογισμικά διατυπώνουν τις χαρακτηριστικές εξισώσεις του προβλήματος σε πεπλεγμένη μορφή και προχωρούν στην επίλυση του οποιουδήποτε προβλήματος καταστρώνοντας και εν συνεχεία λύνοντας ταυτόχρονα, μέσω μητρώων, όλες τις εξισώσεις ισορροπίας. Αντίθετα, το FLAC εξετάζει ανεξάρτητα την ισορροπία κάθε κόμβου, χωρίς να λαμβάνει υπόψη την επίδραση των υπόλοιπων κόμβων. Ακολουθεί μια επαναληπτική διαδικασία διαδοχικών επιλύσεων, μέχρι να

ικανοποιηθεί η συνθήκη ισορροπίας (που εδώ μεταφράζεται στην απαίτηση η συνισταμένη κάθε κόμβου να είναι μικρότερη από μια μέγιστη αποδεκτή τιμή). Ένα τυπικό βήμα της μη-πεπλεγμένης μεθόδου επίλυσης του FLAC, παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.1**.



Σχήμα 3.1: Βασικό μη πεπλεγμένο βήμα επίλυσης στο FLAC.

Πιο αναλυτικά η διαδικασία που ακολουθείται κατά τη διάρκεια ενός βασικού μη-πεπλεγμένου βήματος είναι η εξής:

Βήμα 1: Υπολογισμός των ισοδύναμων δυνάμεων στους κόμβους του δικτύου, που οφείλονται στην εντατική κατάσταση του μέσου, μέσω των τάσεων των ζωνών.

Βήμα 2: Επαλληλία των ισοδύναμων δυνάμεων με μία δύναμη απόσβεσης και με εξωτερικές δυνάμεις δίνοντας την μη ισορροπούσα δύναμη ΣF σε κάθε κόμβο. Η δύναμη αυτή θα πρέπει σύμφωνα με τη διαφορική εξίσωση κίνησης να είναι ίση με την αδρανειακή δύναμη.

Βήμα 3: Υπολογισμός της προσάυξης της ταχύτητας κάθε κόμβου από τη **Σχέση 3.1**, διαιρώντας την μη ισορροπούσα δύναμη ΣF με την ισοδύναμη μάζα m κάθε κόμβου και πολλαπλασιάζοντας το πηλίκο με το χρονικό βήμα υπολογισμού Δt .

$$\dot{u} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = \dot{u} \left(t - \frac{\Delta t}{2} \right) + \frac{\Sigma F}{m} \Delta t \quad (3.1)$$

Βήμα 4: Παραγωγή των ταχυτήτων και υπολογισμός του ρυθμού μεταβολής των παραμορφώσεων (Σχέση 3.2).

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (3.2)$$

Βήμα 5: Υπολογισμός των τάσεων του βήματος μέσω του ρυθμού μεταβολής της παραμόρφωσης ανάλογα με το καταστατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται.

Βήμα 6: Επανάληψη της διαδικασίας μέχρι την επίτευξη σύγκλισης.

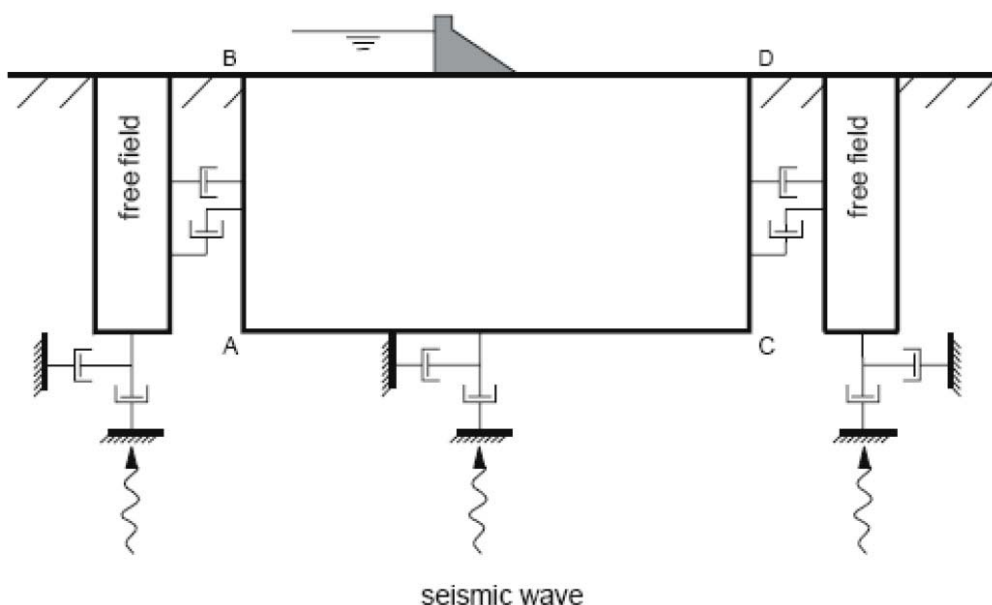
Σε περίπτωση που το πρόβλημα επιλύεται δυναμικά, η μάζα και η σταθερά αποσβέσεως αντιστοιχούν σε πραγματικές παραμέτρους, ενώ τα βήματα υπολογισμού αντιστοιχούν σε συγκεκριμένο χρονικό διάστημα. Αν η επίλυση επιλεγεί να γίνει στατικά, τότε η μάζα, η σταθερά αποσβέσεως και το βήμα υπολογισμού καθορίζονται από τον ίδιο τον κώδικα, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται ταχύτερη σύγκλιση.

Το μεγάλο πλεονέκτημα του FLAC έναντι άλλων λογισμικών (που χρησιμοποιούν πεπλεγμένες μεθόδους) έγκειται στο γεγονός ότι οι τάσεις υπολογίζονται απευθείας από τις παραμορφώσεις, ακόμα και αν η συμπεριφορά είναι έντονα μη γραμμική. Αντίθετα στις πεπλεγμένες μεθόδους για μη γραμμική συμπεριφορά, απαιτείται μια επαναληπτική διαδικασία με πράξεις επί μητρώων, για τον υπολογισμό των μετακινήσεων ώστε να προκύπτουν στη συνέχεια, με παραγωγή του πεδίου των μετακινήσεων, οι τάσεις και οι παραμορφώσεις. Επίσης, στη μη πεπλεγμένη διατύπωση είναι πολύ εύκολο σε κάθε υπολογιστικό βήμα να ανανεώνονται οι συντεταγμένες των κόμβων, αφού δεν δημιουργούνται μητρώα, με αποτέλεσμα να μπορούν εύκολα να ληφθούν υπόψη και φαινόμενα γεωμετρικών μη-γραμμικοτήτων. Το βασικό μειονέκτημα όμως της μη πεπλεγμένης μεθόδου είναι ότι η απαίτηση για πολύ μικρό βήμα κατά τον υπολογισμό μεταφράζεται σε πολλά υπολογιστικά βήματα. Δηλαδή, από τη μια απαιτείται μικρή ποσότητα μνήμης, αλλά ταυτόχρονα όμως χρειάζεται μεγάλη υπολογιστική ισχύς.

Για την περιγραφή της συμπεριφοράς του υλικού των ζωνών του δικτύου μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια πληθώρα νόμων συμπεριφοράς, όπως για παράδειγμα τα ελαστικά προσομοιώματα, τα οποία συσχετίζουν γραμμικά τις τάσεις με τις παραμορφώσεις. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν επίσης και προσομοιώματα που

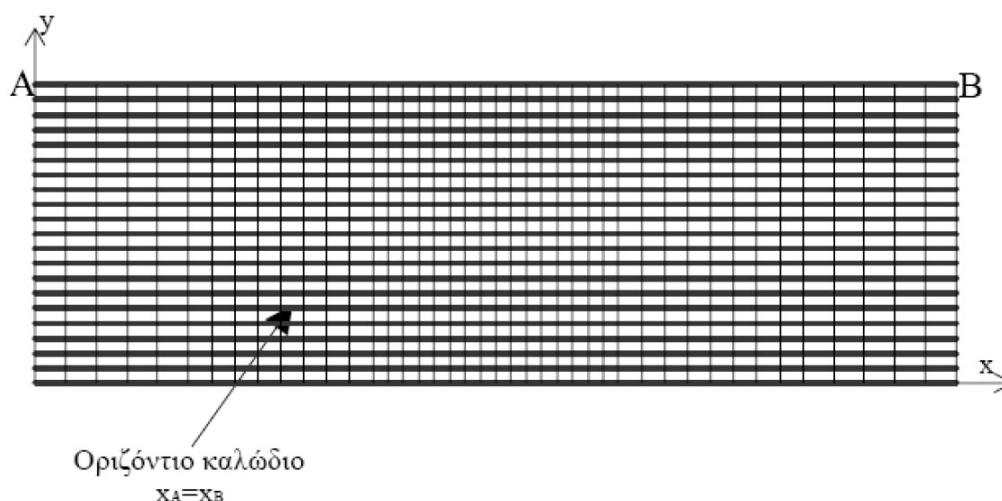
περιγράφουν ελαστοπλαστικά υλικά των οποίων η αστοχία καθορίζεται από το κριτήριο Mohr-Coulomb. Περαιτέρω, μπορούν να εισαχθούν καταστατικά προσομοιώματα ορισμένα εξ ολοκλήρου από το χρήστη, δυνατότητα που αξιοποιείται και στην παρούσα διπλωματική εργασία.

Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δοθεί και στο είδος των συνόρων που θα χρησιμοποιηθούν. Για την προσομοίωση συνθηκών κατά τις οποίες το έδαφος εκτείνεται απεριόριστα κατά την οριζόντια έννοια, υπάρχουν δύο μέθοδοι. Η πρώτη, παρέχεται από το ίδιο το λογισμικό και συνίσταται στην εφαρμογή συνθηκών ελεύθερου πεδίου (free field), σχηματική αναπαράσταση των οποίων φαίνεται στο **Σχήμα 3.2**. Τα σύνορα αυτά επιβάλλουν τις ίδιες τάσεις που θα επέβαλλε η ύπαρξη μιας στήλης υλικού ίδιου με το υλικό που καταλήγει στο άκρο, χωρίς να απαιτείται η εφαρμογή μεγάλου πλάτους δικτύου. Έτσι δεν έχουμε ανακλάσεις κυμάτων στα δύο κατακόρυφα σύνορα οι οποίες θα οδηγούσαν στην εξαγωγή λανθασμένων αποτελεσμάτων. Ωστόσο η εφαρμογή συνθηκών ελεύθερου πεδίου στο πρόβλημα που εξετάζεται οδηγεί σε αναξιόπιστα αποτελέσματα καθώς έχει σχεδιαστεί κυρίως για ελαστικά προσομοιώματα και για την περίπτωση που η διατμητική παραμόρφωση δεν προκαλεί αλλαγή όγκου με αποτέλεσμα να μην παρέχουν επαρκή πλευρική υποστήριξη.



Σχήμα 3.2: Προσομοίωμα εδαφικού σχηματισμού υπό σεισμική διέγερση με χρήση συνόρων ελευθέρου πεδίου.

Η δεύτερη μέθοδος συνίσταται στην εισαγωγή ιδεατών οριζόντιων καλωδίων (Tied Nodes) τα οποία εκτείνονται από το ένα άκρο στο άλλο ενώνοντας τους δύο ακραίους κόμβους του ίδιου ύψους (Σχήμα 3.3), με αποτέλεσμα η οριζόντια μετακίνηση των αντισυμμετρικών κόμβων να είναι ίδια. Με τον τρόπο αυτό επιβάλλονται συνθήκες στήριξης παρόμοιες με αυτές των εύκαμπτων δοχείων (laminar boxes) που χρησιμοποιούνται στις πειραματικές δοκιμές σεισμικής τράπεζας και φυγοκεντριστή. Στις τρι-διάστατες ανάλυσεις η εφαρμογή της μεθόδου διαφοροποιείται ελαφρώς καθώς αντί για την εισαγωγή οριζόντιων καλωδίων, επιβάλλεται στους ακραίους κόμβους του ίδιου ύψους ο περιορισμός της ίδιας οριζόντιας μετακίνησης.



Σχήμα 3.3: Προσομοίωμα με οριζόντια καλώδια (Tied Nodes) ως συνθήκες στήριξης.

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς κορεσμένων εδαφικών υλικών, το FLAC μπορεί να εκτελέσει συζευγμένες αναλύσεις στις οποίες γίνεται παράλληλη επίλυση των προβλημάτων της μηχανικής συμπεριφοράς και της υδατικής ροής διαμέσου πορώδους μέσου. Με βάση τη εν δυνάμει μεταβολή του δείκτη πόρων σε ένα δεδομένο βήμα επίλυσης, υπολογίζεται η αναπτυσσόμενη υπερπίεση του ύδατος πόρων και η αντίστοιχη υδραυλική ροή (Darcy). Αυτή λαμβάνεται υπόψη κατά τον υπολογισμό των νέων τιμών των ενεργών τάσεων που με τη σειρά τους θα δώσουν νέα τιμή της μεταβολής του όγκου στο επόμενο βήμα επίλυσης.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, η μηχανική συμπεριφορά του εδάφους θα προσομοιωθεί από ένα πλήρες καταστατικό προσομοίωμα, το οποίο περιγράφεται στην επόμενη παράγραφο.

Καταστατικό Προσομοίωμα NTUA-Sand._ Το χρησιμοποιούμενο καταστατικό προσομοίωμα καταστρώθηκε σε πρώτη φάση από τους **Papadimitriou & Bouckovalas (2002)** και πήρε την οριστική του μορφή στα πλαίσια της διδακτορικής διατριβής του **Andrianopoulos (2006)**. Βασίζεται στις αρχές των θεωριών της πλαστικότητας και της Κρίσιμης Κατάστασης, ενώ θεωρεί σημειακή επιφάνεια διαρροής. Εξετάζει την απόκριση μη-συνεκτικών εδαφών (άμμων και ιλύων) υπό τις ακόλουθες συνθήκες:

- Μονοτονικής και ανακυκλικής φόρτισης.
- Στραγγιζόμενων και αστράγγιστων συνθηκών φόρτισης.
- Μικρών, μεσαίων και μεγάλων ανακυκλικών παραμορφώσεων.
- Διαφορετικών πυκνοτήτων όγκου.
- Διαφορετικών αρχικών τάσεων στερεοποίησης.

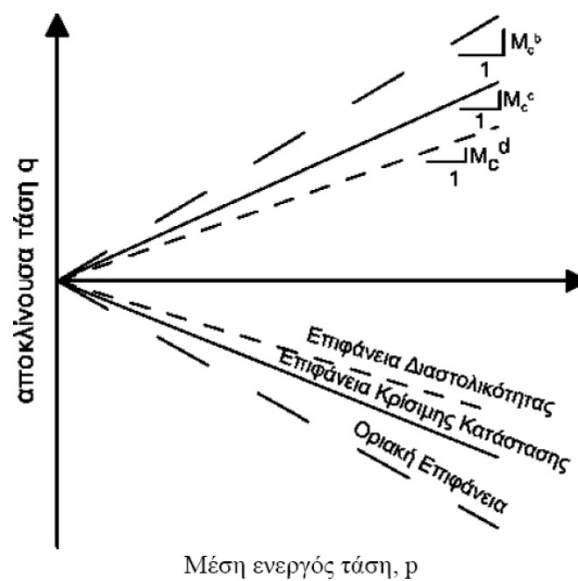
Παράλληλα, προσομοιώνονται ικανοποιητικά η διαστολικότητα του εδάφους, η χαλάρωση και αλλαγή της δομής του υλικού, η ανάπτυξη υδατικών υπερπιέσεων, καθώς και η συσσώρευση μόνιμων παραμορφώσεων. Επίσης, συσχετίζεται με επιτυχία η απόκριση του υλικού με την παράμετρο κατάστασης ψ (Been and Jefferies, 1985), η οποία ενοποιεί την επίδραση τόσο των ενεργών τάσεων όσο και της σχετικής πυκνότητας σε μια μόνο παράμετρο.

Ένα ακόμη χαρακτηριστικό του προσομοιώματος είναι η θεώρηση σημειακής επιφάνειας διαρροής, με επακόλουθο την ελαστοπλαστική απόκριση του υλικού σε κάθε υπολογιστικό βήμα. Αυτό σημαίνει ότι η μετάβαση από μικρές σε μεγάλες παραμορφώσεις διεξάγεται ομαλά, γεγονός που προσδίδει αριθμητική ευστάθεια στο προσομοίωμα. Παράλληλα, επιτυγχάνεται μείωση του υπολογιστικού χρόνου, εφόσον απλοποιείται η αριθμητική ολοκλήρωση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων.

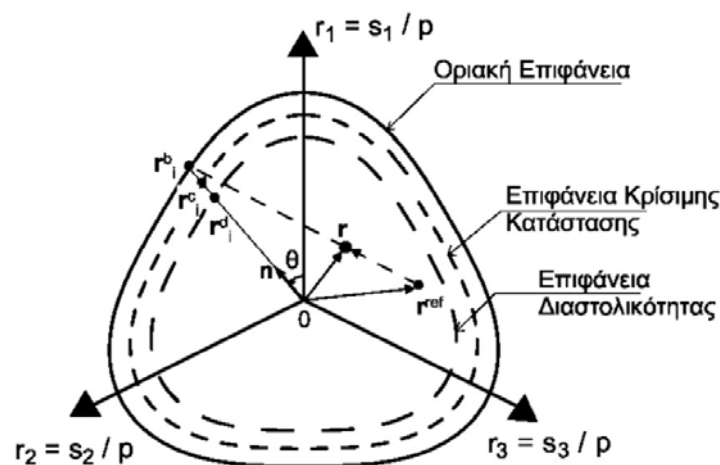
Στο **Σχήμα 3.4** παρουσιάζονται οι προβολές των επιφανειών του προσομοιώματος για τριαξονική εντατική κατάσταση και στο **Σχήμα 3.5** φαίνονται οι μορφές των

επιφανειών στο επίπεδο π (αποκλίνον επίπεδο) σε συνδυασμό με το νόμο προβολής του προσομοιώματος.

Η ενσωμάτωση του καταστατικού προσομοιώματος στο λογισμικό πραγματοποιήθηκε μέσω μιας εξωτερικής υπορουτίνας, η οποία κινητοποιείται σε κάθε υπολογιστικό βήμα (User Defined Model ή UDM). Με γνωστή, σε κάθε βήμα, την επαύξηση των παραμορφώσεων υπολογίζεται η επαύξηση των τάσεων με την ολοκλήρωση των ανάλογων καταστατικών εξισώσεων.



Σχήμα 3.4: Προβολή επιφανειών του προσομοιώματος στο χώρο p-q.



Σχήμα 3.5: Επιφάνειες προσομοιώματος στο επίπεδο π και νόμος προβολής.

3.3 Αριθμητικές Αναλύσεις για Άπειρο Εύρος Βελτίωσης ($L_{imp}=\text{infinite}$)

Σε όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, η βελτιωμένη στρώση προσομοιώθηκε με βάση την θεώρηση του “Ισοδύναμου Ομοιόμορφου Βελτιωμένου Εδάφους”. Σύμφωνα με αυτήν, η στρώση του βελτιωμένου με χαλικοπασσάλους εδάφους θεωρείται ομοιόμορφη με κατάλληλα υπολογισμένες εδαφικές ιδιότητες, δηλαδή σχετική πυκνότητα D_r (%) και διαπερατότητα k (m/sec). Για τον προσδιορισμό των ισοδύναμων ιδιοτήτων του βελτιωμένου εδάφους λαμβάνονται υπόψη οι ιδιότητες του φυσικού εδάφους, των χαλικοπασσάλων καθώς και η έκταση της βελτίωσης, μέσω του συντελεστή αντικατάστασης a_s .

Πιο συγκεκριμένα, για τον προσδιορισμό της σχετικής πυκνότητας του βελτιωμένου εδάφους ($D_{r_{imp}}$), εφαρμόστηκαν τα εμπειρικά διαγράμματα σχεδιασμού χαλικοπασσάλων, σύμφωνα με το **Japanese Geotechnical Society (JGS, 1998)**, **Σχήμα 3.6**. Με βάση τις υποδείξεις της ανωτέρω οδηγίας, ο αριθμός κρούσεων της τυποποιημένης δοκιμής διείσδυσης (N_{imp}) για το βελτιωμένο έδαφος προκύπτει από τη **Σχέση 3.3**:

$$N_{imp} = a_s N_{pile} + (1-a_s) N_{ground} \quad (3.3)$$

Όπου:

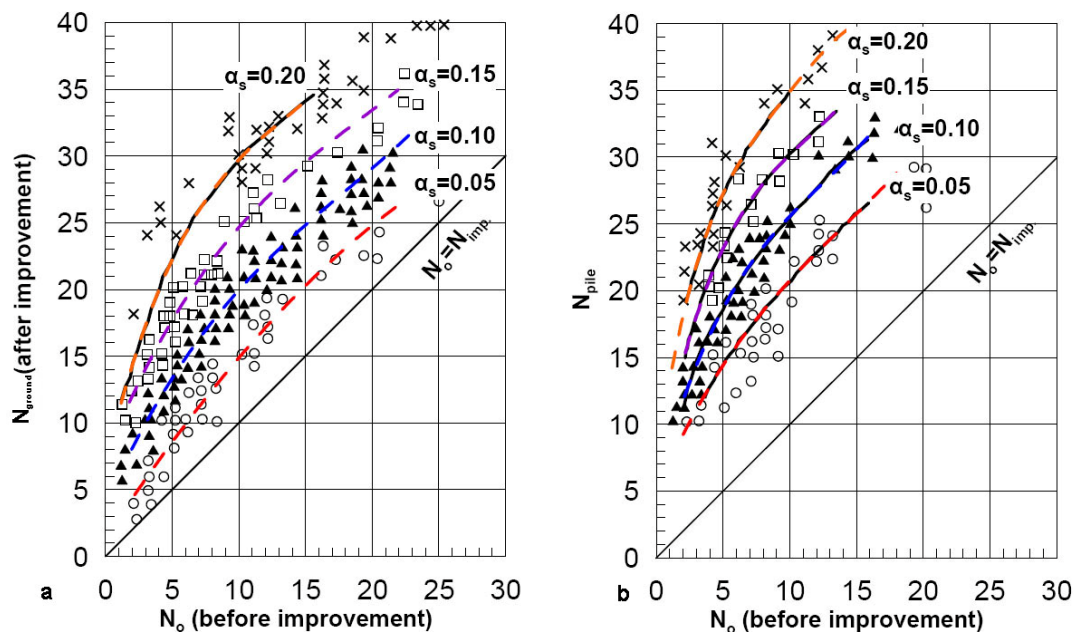
N_{pile} : Ο διορθωμένος αριθμός κρούσεων SPT που αντιστοιχεί στην περιοχή του χαλικοπασσάλου (**Σχήμα 3.6b**).

N_{ground} : Ο διορθωμένος αριθμός κρούσεων SPT που αντιστοιχεί στο μέσο της απόστασης μεταξύ δύο χαλικοπασσάλων (**Σχήμα 3.6a**).

a_s : Συντελεστής αντικατάστασης εδάφους, που ορίζεται ως το πηλίκο της επιφάνειας του χαλικοπασσάλου προς την επιφάνεια επιρροής του.

Για τον συσχετισμό της σχετικής πυκνότητας με τον αριθμό κρούσεων SPT, χρησιμοποιήθηκε η εμπειρική εξίσωση που προτάθηκε από τους **Tokimatsu & Seed (1987)**, όπως εκφράζεται στη **Σχέση 3.4**:

$$N_{SPT} = 44(D_r)^2 \quad (3.4)$$



Σχήμα 3.6: Διαγράμματα σχεδιασμού χαλικοπασάλλων για αμμώδη εδάφη (JGS, 1998).

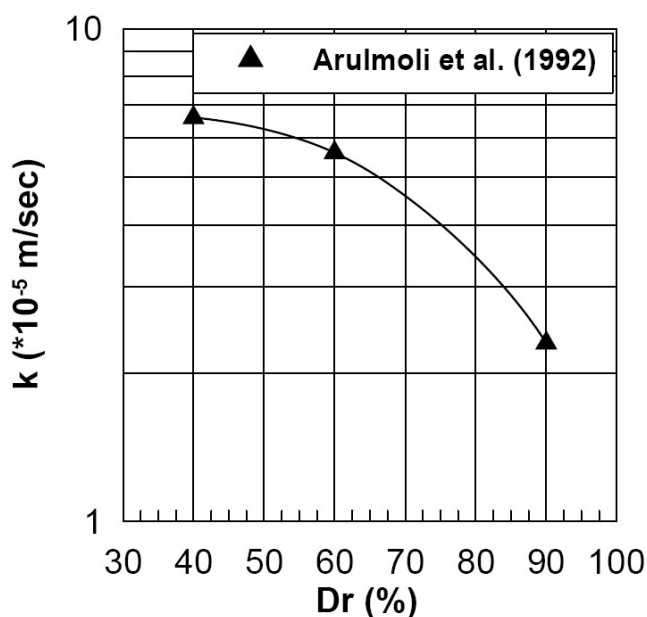
Αντίστοιχα, για τον προσδιορισμό της ισοδύναμης τιμής διαπερατότητας για τη βελτιωμένη κρούστα ($k_{eq.}$) χρησιμοποιήθηκε ο σταθμισμένος μέσος, από τη διαπερατότητα του φυσικού εδάφους (k_{sand}) και των χαλικοπασάλλων (k_{drain}), (Σχέση 3.5):

$$k_{eq.} = a_s k_{drain} + (1-a_s) k_{sand} \quad (3.5)$$

Με δεδομένο ότι η διαπερατότητα των χαλικοπασάλλων είναι μεγαλύτερη από αυτήν του φυσικού εδάφους πάνω από 200 φορές ($k_{drain}/k_{sand} > 200$) και οι τιμές του λόγου αντικατάστασης του εδάφους κυμαίνονται από 0.05 έως 0.20, προκύπτει ότι η ισοδύναμη διαπερατότητα θα είναι: $k_{eq.} > (11 \div 41) k_{sand}$.

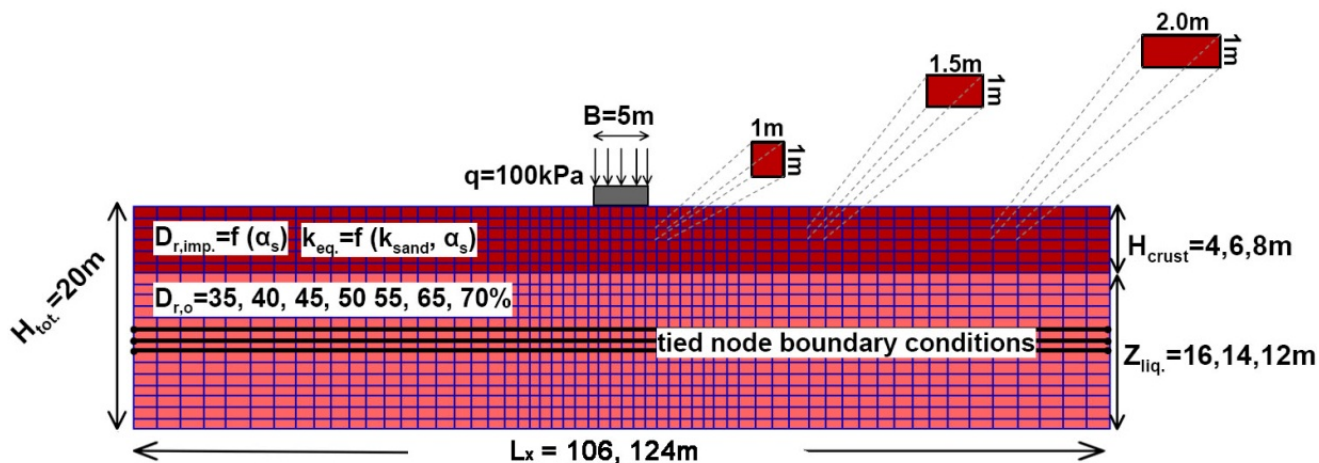
Για το μέγεθος της διαπερατότητας της άμμου υπό σεισμική φόρτιση χρησιμοποιήθηκε η στατικά υπολογιζόμενη τιμή. Χρησιμοποιώντας την στατική τιμή στις αριθμητικές αναλύσεις δεν προκύπτει σημαντικό σφάλμα, όπως καταδείχθηκε από τον Chaloulos; 2012, μετά από παραμετρική ανάλυση για την προσομοίωση πειραμάτων σε φυγοκεντριστή, για πάσσαλο σε ρευστοποιημένο και πλευρικώς εξαπλούμενο έδαφος.

Σύμφωνα με τους **Arulmoli et al., 1992**, η μεταβολή της διαπερατότητας της άμμου Nevada (στατική τιμή) σε συνάρτηση με την σχετική της πυκνότητα, παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.7**. Όπως φαίνεται, για σχετικές πυκνότητες άμμου (D_r) της τάξης 40-50% η διαπερατότητα παραμένει περίπου ίση με $6.6E-05m/s$, ενώ για μεγαλύτερες τιμές μειώνεται. Επομένως στις αριθμητικές αναλύσεις για αρχικές τιμές σχετικής πυκνότητας ($D_{r,0}$) 35, 40 & 45% η διαπερατότητα ήταν ίση με $6.6E-05m/s$ και για σχετικές πυκνότητες 55, 65 & 70% λήφθηκαν οι τιμές $5.8, 5.2$ και $4.5E-05m/s$ αντίστοιχα.



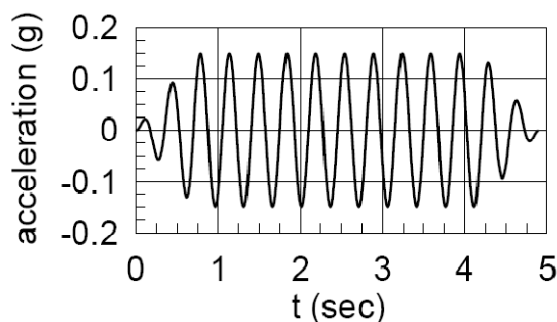
Σχήμα 3.7: Μεταβολή του συντελεστή διαπερατότητας της άμμου Nevada σε συνάρτηση με τη σχετική της πυκνότητα (**Arulmoli et al., 1992**).

Διακριτοποίηση καννάβου. Η γενική μορφή της διάταξης που χρησιμοποιήθηκε παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.8** και αποτελείται από μια ομοιόμορφη στρώση ρευστοποιήσιμης άμμου, συνολικού πάχους 20m, όπου θεωρήθηκαν τρία διαφορετικά βάθη βελτίωσης, 4m, 6m και 8m. Η διακριτοποίηση στην περιοχή κοντά στο θεμέλιο και γύρω από τον άξονα συμμετρίας της διάταξης, αποτελούνταν από ζώνες (zones) διαστάσεων $1.0m*1.0m$, ενώ το πλάτος των στοιχείων αύξανε σταδιακά σε $1.5m*1.0m$ και $2.0m*1.0m$ μέχρι και τα πλευρικά όρια του καννάβου.



Σχήμα 3.8: Χρησιμοποιούμενος κάρναβος αριθμητικών αναλύσεων για άπειρο εύρος βελτίωσης.

Διέγερση. Το δίστρωτο εδαφικό προφίλ υποβλήθηκε σε μία αρμονική διέγερση, η οποία αποτελούνταν από 10 κύκλους με περίοδο $T=0.35\text{sec}$ και μέγιστη επιτάχυνση $a_{\text{max}}=0.15g$, (Σχήμα 3.9). Δύο κύκλοι μικρότερου και μεταβαλλόμενου πλάτους προστέθηκαν στην αρχή και στο τέλος της χρονοϊστορίας για να διασφαλιστεί μια σταδιακή αύξηση της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης καθώς και για να αποφευχθούν εσφαλμένα αποτελέσματα λόγω απότομων αλλαγών στις συνθήκες φόρτισης.



Σχήμα 3.9: Χρονοϊστορία επιβαλλόμενης διέγερσης στη βασική αριθμητική ανάλυση.

Συνοριακές Συνθήκες. Διαφορετικές Συνοριακές Συνθήκες χρησιμοποιήθηκαν για τις στατικές και δυναμικές συνθήκες φόρτισης. Για την στατική φόρτιση και την επιβολή των αρχικών γεωστατικών τάσεων, οι οριζόντιες μετακινήσεις εμποδίστηκαν στα πλευρικά σύνορα, ενώ οι κατακόρυφες μετακινήσεις εμποδίστηκαν μόνο στη

βάση. Επιπλέον, στο σύνορο της βάσης της διάταξης επιτράπηκε η οριζόντια μετακίνηση για την αποφυγή ανάπτυξης παρασιτικών διατμητικών τάσεων.

Κατά την διάρκεια της δυναμικής φόρτισης, εφαρμόστηκε, για τα πλευρικά σύνορα της διάταξης, η μέθοδος των οριζοντίων καλωδίων (Tied Nodes), επιβάλλοντας κοινή μετακίνηση σε αντιδιαμετρικούς κόμβους του ίδιου ύψους. Η φιλοσοφία πίσω από την ανάπτυξη αυτών των συνόρων, είναι η προσομοίωση της απόκρισης των εύκαμπτων δοχείων (laminar boxes), που χρησιμοποιούνται ευρέως σε πειράματα φυγοκεντριστή και σεισμικής τράπεζας. Το κύριο μειονέκτημα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι το γεγονός ότι τα διαδιδόμενα σεισμικά κύματα ανακλώνται στα σύνορα αυτά και μπορούν να επηρεάσουν τα αριθμητικά αποτελέσματα. Παρόλα αυτά, σε εντόνως μη γραμμικά προβλήματα, όπως αυτό της ρευστοποίησης το οποίο εξετάζεται στην παρούσα εργασία, η ελαστοπλαστική συμπεριφορά των εδαφικών στοιχείων έχει σαν αποτέλεσμα την ανάπτυξη αρκετής υστερητικής απόσβεσης, η οποία σε συνδυασμό με την αρχικά ορισμένη απόσβεση του εδαφικού υλικού, απορροφούν τα ανακλώμενα αυτά κύματα. Μάλιστα, αυτή η μείωση είναι μεγαλύτερη όσο τα σύνορα βρίσκονται σε μεγαλύτερη απόσταση.

Στάθμη ύδατος._ Η στάθμη του νερού θεωρήθηκε ότι βρίσκεται 1m πάνω από την επιφάνεια του εδάφους. Για το λόγο αυτό, εφαρμόστηκε ομοιόμορφη κατακόρυφη τάση ίση με 9.81kN/m^2 ολόκληρη την επιφάνεια του εδάφους.

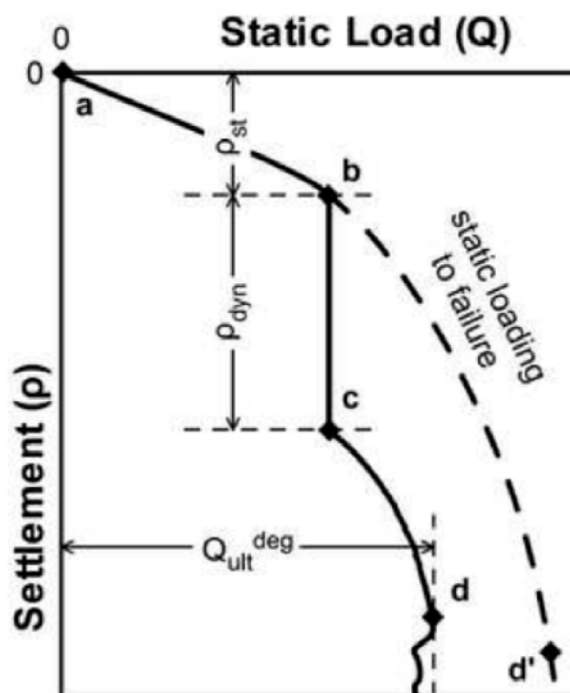
Θεμέλιο._ Το λωριδωτό θεμέλιο το οποίο θεωρήθηκε στην επιφάνεια της βελτιωμένης κρούστας είχε στη βασική ανάλυση πλάτος 5m και επέβαλλε ομοιόμορφη κατακόρυφη τάση q . Η προσομοίωση του θεμελίου πραγματοποιήθηκε μέσω ενός άκαμπτου στοιχείου δοκού, στο οποίο συνδέθηκαν οι οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις των αντίστοιχων κόμβων του καννάβου. Επίσης, για την αποφυγή ανάπτυξης αδρανειακών δυνάμεων, θεωρήθηκε ότι το στοιχείο δοκού είχε μηδενική μάζα.

Ακολουθία Φόρτισης._ Όλες οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σε τρεις (3) ξεχωριστές φάσεις, όπως παρουσιάζονται στο **Σχήμα 3.10**:

Φάση 1: Εφαρμόζονται οι αρχικές γεωστατικές τάσεις και επιβάλλεται η τάση της θεμελίωσης υπό στατικές συνθήκες με βήμα 5kPa μέχρι την επιθυμητή συνολική τάση q (κλάδος a-b).

Φάση 2: Πραγματοποιείται μια πλήρως συζευγμένη δυναμική ανάλυση με την εφαρμογή της αρμονικής διέγερσης στη βάση του συστήματος έδαφος-θεμέλιο. Κατά τη διάρκεια αυτής της φάσης, οι υπερπίεσεις πόρων και οι δυναμικές καθιζήσεις αναπτύσσονται υπό σταθερό φορτίο Q (κλάδος b-c). Σημειώνεται ότι οι δυναμικές καθιζήσεις είναι αρκετά μεγάλες και μάλιστα ξεπερνούν τις αντίστοιχα στατικά αναπτυσσόμενες.

Φάση 3: Μετά το τέλος της δόνησης, το στατικό φορτίο Q αυξάνεται μέχρι αστοχίας του θεμελίου, ενώ το μη βελτιωμένο υποκείμενο στρώμα παραμένει ρευστοποιημένο (κλάδος c-d). Ο κλάδος c-d στο **Σχήμα 3.10**, αποδίδει την απομειωμένη φέρουσα ικανότητα του θεμελίου, σε σύγκριση με την αρχική στατική (κλάδος b-b'), καθώς το έδαφος παραμένει ρευστοποιημένο και η διατμητική του αντοχή έχει πρακτικά μηδενισθεί. Η μετα-σεισμική φάση φόρτισης πραγματοποιείται υπό στραγγιζόμενες συνθήκες, ωστόσο για να ληφθεί υπόψη η ρευστοποίηση, οι υπερπίεσεις πόρων που αναπτύχθηκαν κατά τη διάρκεια της δόνησης παραμένουν σταθερές. Αυτό επιτεύχθηκε με την απαγόρευση της υδατικής ροής ενώ παράλληλα ο δείκτης ογκομετρικής παραμόρφωσης του νερού ήταν ίσος με 1.0kPa αντί για την ακριβή τιμή $2.0\text{E}06\text{kPa}$, έτσι ώστε να μην επηρεαστούν οι πιέσεις πόρων από την επιβολή του φορτίου.



Σχήμα 3.10: Τυπική καμπύλη Φορτίου-Καθίζησης.

Οριζόντια έκταση Καννάβου._ Μετά από παραμετρική διερεύνηση του συνολικού πλάτους του καννάβου και για τις τρεις περιπτώσεις πάχους βελτίωσης (4, 6 & 8m), στις αναλύσεις με πάχος βελτιωμένης ζώνης 4 και 6m χρησιμοποιήθηκε κάνναβος μήκους 106m, ενώ για πάχος βελτιωμένης ζώνης 8m χρησιμοποιήθηκε κάνναβος μήκους 124m. Οι εν λόγω διαστάσεις επιλέχθηκαν με σκοπό την εξάλειψη της επίδρασης των πλευρικών συνόρων στη μετα-σεισμική φέρουσα ικανότητα του θεμελίου.

Παραμετρική Διερεύνηση._ Στις αριθμητικές αναλύσεις οι οποίες πραγματοποιήθηκαν διακρίνονται δύο ομάδες βασικών παραμέτρων:

- **Παράμετροι φόρτισης και αντοχής.**_ Αυτές οι παράμετροι σχετίζονται με τον αναπτυσσόμενο μηχανισμό αστοχίας και περιλαμβάνουν: **(i)** την τάση της θεμελίωσης q , **(ii)** τα χαρακτηριστικά της βελτιωμένης κρούστας και κυρίως το κανονικοποιημένο, ως προς το πλάτος της θεμελίωσης, πάχος (H_{imp}/B), τη γωνία τριβής $\phi_{improved}$, η οποία εκφράζεται μέσω της σχετικής πυκνότητας της βελτιωμένης κρούστας ($D_{r,imp}$) καθώς και **(iii)** τις ιδιότητες της ρευστοποιήσιμης στρώσης, όπως το κανονικοποιημένο, ως προς το πλάτος θεμελίωσης, πάχος (Z_{liq}/B) και την αρχική σχετική πυκνότητα $D_{r,0}$.
- **Παράμετροι Διέγερσης.**_ Αυτές οι παράμετροι ελέγχουν το μέγεθος της αναπτυσσόμενης δυναμικής καθίζησης και περιλαμβάνουν: **(i)** τη μέγιστη επιτάχυνση της διέγερσης (a_{max}), **(ii)** τη δεσπόζουσα περίοδο της (T) και τέλος **(iii)** τον αριθμό των κύκλων φόρτισης (N).

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι διαφορετικές τιμές των ανωτέρω παραμέτρων φόρτισης, αντοχής και διέγερσης, οι οποίες θεωρήθηκαν στην παραμετρική διερεύνηση του προβλήματος. Η επιρροή της κάθε παραμέτρου εξετάστηκε ξεχωριστά, ενώ οι υπόλοιπες λάμβαναν την τιμή στην παρένθεση, που ήταν και η τιμή αναφοράς.

- Μέση επιβαλλόμενη τάση θεμελίωσης $q=52, 60, 70, 75, 80, 90, 100, 110\text{kPa}$ (52, 100kPa).
- Σχετική πυκνότητα ρευστοποιήσιμης άμμου $D_{r,0}=35, 45, 55, 65\%$ (45%) με αντίστοιχη μεταβολή των ιδιοτήτων της βελτιωμένης ζώνης.
- Σχετική πυκνότητα ρευστοποιήσιμης άμμου $D_{r,0} = 35, 45, 55, 65\%$ με σταθερές ιδιότητες της βελτιωμένης ζώνης ($D_{r,imp}=82\%$).

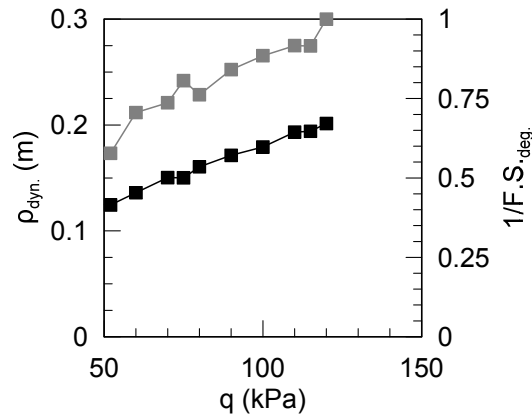
- Πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης $Z_{liq}=6, 8, 10, 12, 14, 16\text{m}$ (16m).
- Βάθος εφαρμογής της βελτίωσης $H_{imp}=4, 5, 6, 7 \text{ \& } 8\text{m}$ (4m).
- Πλάτος θεμελίωσης $B=3, 5, 7, 9\text{m}$ (5m).
- Μέγιστη επιτάχυνση, στη βάση της διάταξης $a_{max}=0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30, 0.35g$ (0.15g).
- Αριθμός κύκλων αρμονικής διέγερσης $N=5, 10, 12, 15$ (10).
- Περίοδος διέγερσης $T=0.15, 0.20, 0.25, 0.35, 0.50\text{sec}$ (0.35sec).
- Μέγιστη τιμή του λόγου υπερπίεσης πόρων στη βελτιωμένη κρούστα $r_{u,max}=0.15, 0.20, 0.30, 0.40$ (0.40).
- Διαπερατότητα ρευστοποιήσιμης άμμου $k_{sand} = 6.6*10^{-5}, 6.6*10^{-6}, 1.0*10^{-5}, 1.0*10^{-4}\text{m/sec}$ ($6.6*10^{-5}\text{m/sec}$).

3.4 Επίδραση παραμέτρων στις σεισμικές καθιζήσεις ρ_{dyn} και στον απομειωμένο μετα-σεισμικό συντελεστή ασφαλείας FS_{degr} .

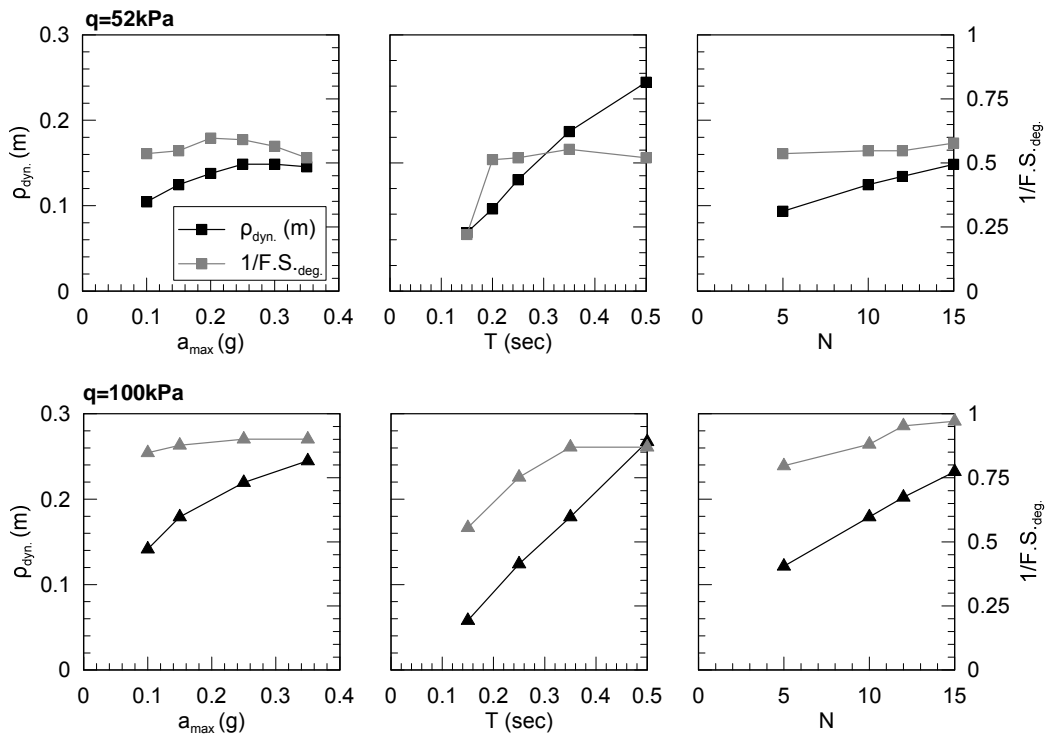
Από την συστηματική εξέταση των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων, μαζί με παρατηρήσεις από σχετικά πειράματα σε φυγοκεντριστή και σε σεισμική τράπεζα, καταδεικνύεται ότι η εξέλιξη των δυναμικών καθιζήσεων δεν είναι αποτέλεσμα της συμπύκνωσης της άμμου, λόγω της δόνησης που προκαλείται από το σεισμό, αλλά οφείλεται στην ενεργοποίηση ενός μηχανισμού αστοχίας τύπου ολισθαίνοντος στερεού κατά Newmark. Σύμφωνα με αυτόν, η καθίζηση συσσωρεύεται κάθε φορά που η επιβαλλόμενη επιτάχυνση υπερβαίνει μια κρίσιμη τιμή, με αποτέλεσμα την ανάπτυξη ενός μηχανισμού αστοχίας πρισματικής μορφής. Ο εν λόγω μηχανισμός αποδεικνύεται ότι αναπτύσσεται δύο φορές κατά τη διάρκεια ενός πλήρους κύκλου φόρτισης, σε κάθε πλευρά του θεμελίου. Η εξάρτηση των αναπτυσσόμενων καθιζήσεων από το μηχανισμό αστοχίας, μπορεί να οδηγήσει στη συσχέτιση των καθιζήσεων με τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας. Για το λόγο αυτό, στη συνέχεια, θα παρουσιαστεί η επίδραση κάθε ομάδας παραμέτρων (παραμέτροι φόρτισης, διέγερσης, γεωμετρίας και εδαφικών ιδιοτήτων) τόσο στην καθίζηση της θεμελίωσης (ρ_{dyn}) όσο και στην αντίστροφη τιμή του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας (FS_{degr}).

Στο **Σχήμα 3.11** φαίνεται η επίδραση της αρχικά επιβαλλόμενης τάσης θεμελίωσης στην καθίζηση και τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας. Παρατηρείται ότι με την αύξηση της τάσης αυξάνεται η δυναμική καθίζηση (μαύρη γραμμή) που αναπτύσσεται με περίπου γραμμική μορφή, ενώ αντίστοιχα μειώνεται ο συντελεστής ασφαλείας (γκρι γραμμή).

Στο **Σχήμα 3.12** παρουσιάζεται η επιρροή των παραμέτρων διέγερσης που περιγράφησαν προηγουμένως (a_{max} , T και N), για τις δύο τάσεις αναφοράς $q=52$ και 100kPa . Όπως διακρίνεται, οι παράμετροι αυτοί ελέγχουν κυρίως το μέγεθος της δυναμικής καθίζησης και σε μικρότερο βαθμό την απομειωμένη φέρουσα ικανότητα.

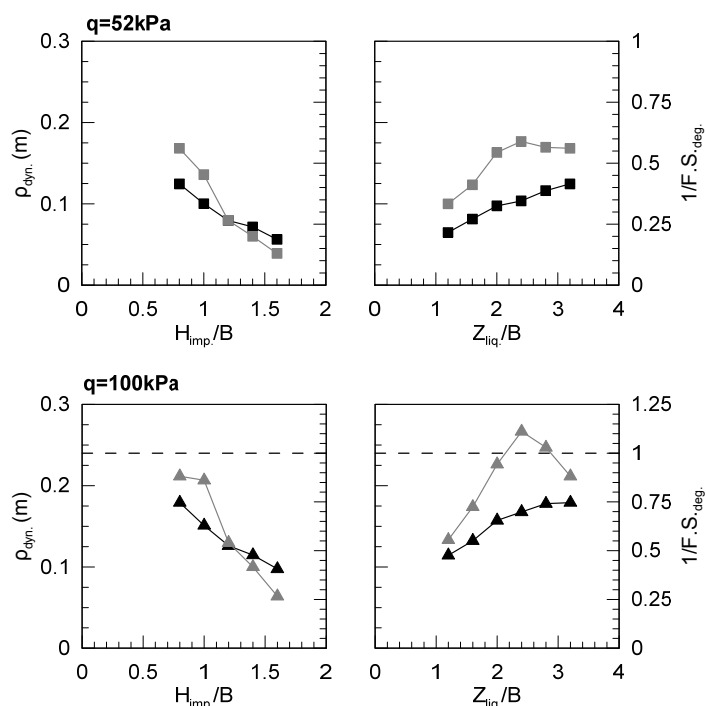


Σχήμα 3.11: Επιρροή τάσης θεμελίωσης q , στις δυναμικές καθιζήσεις ρ_{dyn} (με μαύρο) και στο αντίστροφο του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας $1/FS_{deg}$ (με γκρι).



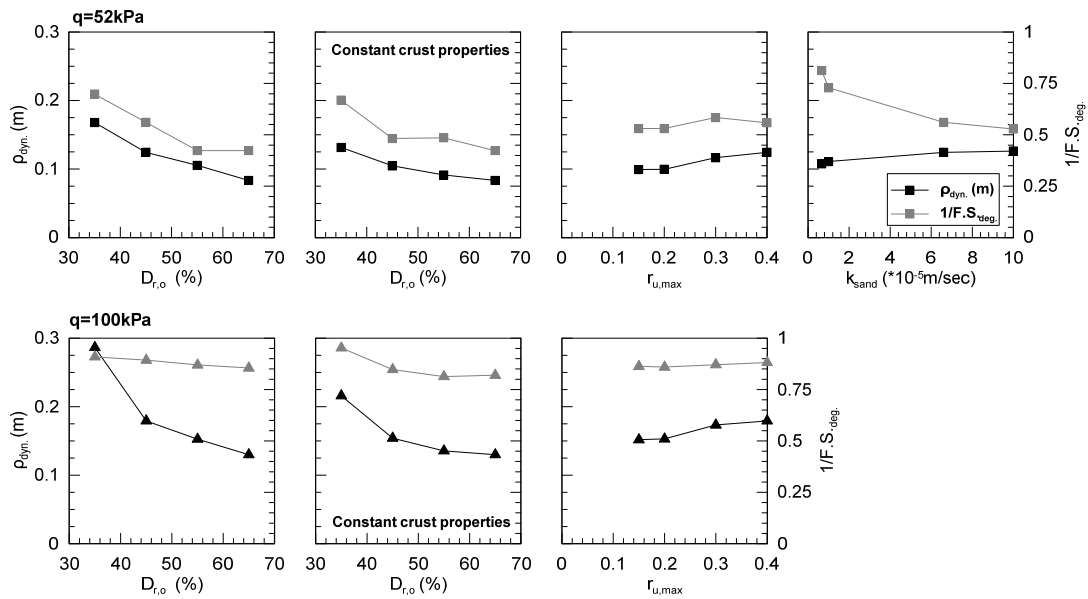
Σχήμα 3.12: Επιρροή των παραμέτρων διέγερσης, στις δυναμικές καθιζήσεις ρ_{dyn} (με μαύρο) και στο αντίστροφο του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας $1/FS_{deg}$ (με γκρι), για τις δύο στάθμες φόρτισης ($q=52kPa$ και $100kPa$).

Στο **Σχήμα 3.13** παρουσιάζονται οι παράμετροι γεωμετρίας του προβλήματος. Συγκεκριμένα και για τις δύο τάσεις αναφοράς, φαίνεται η επιρροή του πάχους βελτίωσης H_{imp} και του ρευστοποιήσιμου πάχους Z_{liq} , κανονικοποιημένα με το πλάτος της θεμελίωσης B . Μάλιστα, παρατηρείται ότι για την τάση θεμελίωσης 100kPa που εξετάστηκε αρχικά, και για την επιρροή του πάχους ρευστοποιήσιμης στρώσης Z_{liq} , το αντίστροφο του συντελεστή ασφαλείας λαμβάνει σε ορισμένες περιπτώσεις τιμές μεγαλύτερες της μονάδας, δηλαδή έχει επέλθει αστοχία της θεμελίωσης.



Σχήμα 3.13: Επιρροή των παραμέτρων γεωμετρίας της διάταξης, στις δυναμικές καθιζήσεις ρ_{dyn} (με μαύρο) και στο αντίστροφο του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας $1/FS_{deg}$ (με γκρι), για τις δύο στάθμες φόρτισης ($q=52kPa$ και $100kPa$).

Στο **Σχήμα 3.14** παρουσιάζεται η επιρροή των παραμέτρων εδαφικών ιδιοτήτων του προβλήματος. Συγκεκριμένα, γίνεται σαφές ότι παράγοντες όπως η διαπερατότητα της άμμου (k_{sand}) και ο μέγιστος λόγος υπερπίεσης πόρων που αναπτύσσεται στην βελτιωμένη κρούστα ($r_{u,max}$) έχουν μόνο μικρή έως αμελητέα επίδραση τόσο στην καθίζηση όσο και στον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας. Για την επιρροή της σχετικής αρχικής πυκνότητας της άμμου ($D_{r,o}$), φαίνεται ότι η επίδρασή της είναι μεγαλύτερη όσο αυξάνεται η κατακόρυφη επιβαλλόμενη τάση θεμελίωσης.



Σχήμα 3.14: Επιρροή των εδαφικών ιδιοτήτων, στις δυναμικές καθιζήσεις ρ_{dyn} (με μαύρο) και στο αντίστροφο του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας $1/F_{S_{deg}}$ (με γκρι), για τις δύο στάθμες φόρτισης ($q=52\text{kPa}$ και 100kPa).

3.5 Σχολιασμός/ Συμπεράσματα

Το κεφάλαιο αυτό, επικεντρώθηκε στην περιγραφή των παραμετρικών αναλύσεων, για την περίπτωση βελτίωσης σε άπειρο εύρος καθώς και την παρουσίαση των αντίστοιχων αποτελεσμάτων. Αρχικά, περιγράφηκαν τα κυριότερα χαρακτηριστικά του χρησιμοποιούμενου, για τις αριθμητικές αναλύσεις, λογισμικού και καταστατικού προσομοιώματος. Τα δύο αυτά πολύτιμα εργαλεία πρόκειται να χρησιμοποιηθούν και στις αριθμητικές αναλύσεις στις οποίες εξετάζεται η επιρροή ζώνης βελτίωσης με πεπερασμένο εύρος.

Η προσομοίωση της βελτιωμένης στρώσης πραγματοποιήθηκε με βάση τη θεώρηση του “Ισοδύναμου Ομοιόμορφου Βελτιωμένου Εδάφους”. Όπως περιγράφηκε και προηγουμένως, η στρώση του βελτιωμένου με χαλικοπασσάλους εδάφους θεωρείται ομοιόμορφη με κατάλληλα υπολογισμένες εδαφικές ιδιότητες, δηλαδή σχετική πυκνότητα D_r (%) και διαπερατότητα k (m/sec). Για τον προσδιορισμό των ισοδύναμων ιδιοτήτων του βελτιωμένου εδάφους λαμβάνονται υπόψη οι ιδιότητες του φυσικού εδάφους, των χαλικοπασσάλων καθώς και η έκταση της βελτίωσης, μέσω του συντελεστή αντικατάστασης α_s .

Στη συνέχεια, αφού περιγράφηκε η χρησιμοποιούμενη αριθμητική μεθοδολογία (επιβαλλόμενη διέγερση, συνοριακές συνθήκες, ακολουθία φόρτισης, κ.α.), περιγράφηκε η εκτενής παραμετρική διερεύνηση για την εξέταση της επιρροής κάθε παραμέτρου τόσο στις δυναμικές καθιζήσεις του θεμελίου όσο και στον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας. Από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και από την διαπίστωση ανάπτυξης μηχανισμού αστοχίας ολισθαίνοντος στερεού τύπου Newmark, προέκυψε ότι υπάρχει συσχέτιση ανάμεσα στην απομειωμένη φέρουσα ικανότητα και στην αναπτυχθείσα καθίζηση της θεμελίωσης. Αυτό γίνεται εμφανές στα διαγράμματα που παρουσιάστηκαν. Αυτή η συσχέτιση μας επιτρέπει να εκφράσουμε την καθίζηση της θεμελίωσης ως συνάρτηση του συντελεστή ασφαλείας, μειώνοντας κατ’ αυτόν τον τρόπο τον αριθμό των ανεξάρτητων μεταβλητών που εμπλέκονται στον προσδιορισμό των δυναμικών καθιζήσεων της επιφανειακής θεμελίωσης.

Μετά την επεξεργασία των αριθμητικών αναλύσεων και από την στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων τους προέκυψε η συσχέτιση καθίζησης και συντελεστή ασφαλείας, σύμφωνα με τη **Σχέση 3.6**:

$$\rho_{\text{dyn,inf}} = 0.084 \cdot \alpha_{\text{max}}^{0.31} \cdot (T_{\text{exc}} + 0.574 \cdot T_{\text{soil}})^{1.74} \cdot (N_o + 2)^{0.45} \cdot \left[\frac{0.96}{1 - 0.45 \cdot (1 - \text{F.S.L})^2} \right] \cdot \left(\frac{1}{\text{FS}_{\text{degr,inf}}} \right)^{0.4} \cdot \left[1 + 0.7 \cdot \left(\frac{1}{\text{FS}_{\text{degr,inf}}} \right)^{4.02} \right] \quad (3.6)$$

Όπου: α_{max} : Μέγιστη επιτάχυνση στη βάση της διάταξης (m/sec²)

T_{exc} : Περίοδος της διέγερσης (sec)

N_o : Αριθμός των σημαντικών κύκλων φόρτισης της διέγερσης

$$T_{\text{soil}} = \frac{4H_{\text{crust}}}{V_{S,\text{crust}}} + \frac{4H_{\text{sand}}}{V_{S,\text{sand}}} \quad (3.7)$$

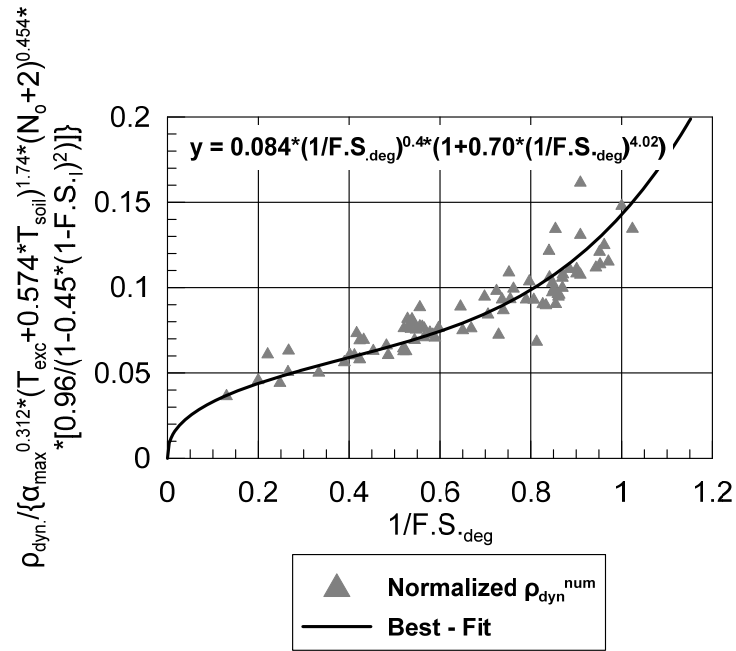
$$\text{F.S.L} = \frac{(N_o + 2)^{0.35} + 3.3}{(N_o + 2)^{0.35} + 3.3 \frac{(N_o + 2)}{N_L}} \quad (3.8)$$

Με: H_{crust} και H_{sand} : Πάχος βελτιωμένης και ρευστοποιήσιμης στρώσης αντίστοιχα

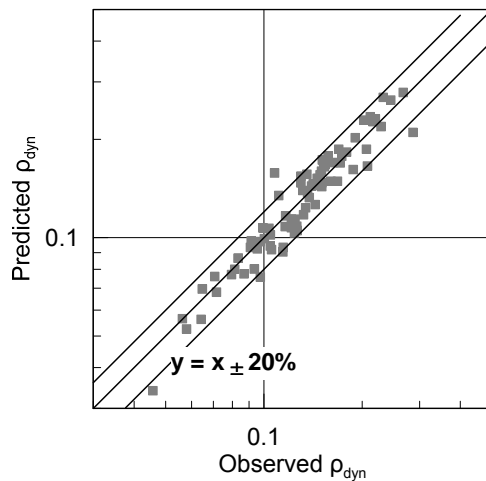
$V_{S,\text{crust}}$ και $V_{S,\text{sand}}$: Διατμητική ταχύτητα διάδοσης κύματος στη βελτιωμένη και ρευστοποιήσιμη στρώση αντίστοιχα

N_L : Ο αριθμός των κύκλων φόρτισης για την έναρξη της ρευστοποίησης, στο μέσον της διάταξης. Θεωρήθηκε ότι η ρευστοποίηση αρχίζει όταν ο λόγος υπερπίεσης πόρων λάβει τιμές μεγαλύτερες από $r_u > 0.9$.

Στο **Σχήμα 3.15** φαίνονται οι κανονικοποιημένες καθιζήσεις σε σχέση με τον αντίστροφο απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας απ' όπου συμπεραίνεται ότι υπάρχει μικρή διασπορά των αριθμητικών αποτελεσμάτων. Η ακρίβεια της **Σχέσης 3.6** επιβεβαιώνεται επίσης και από το **Σχήμα 3.16**, όπου συγκρίνονται οι προβλέψεις για την δυναμική καθίζηση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αναλύσεων. Όπως παρουσιάζεται, στο 94% των αναλυτικών προβλέψεων το σχετικό σφάλμα είναι μικρότερο από 20%.



Σχήμα 3.15: Συσχέτιση ανηγμένων δυναμικών καθιζήσεων (ρ_{dyn}) με τον αντίστροφο απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας ($1/FS_{degr.}$).



Σχήμα 3.16: Σύγκριση μεταξύ προβλέψεων και αριθμητικών αποτελεσμάτων σε όρους ρ_{dyn} με βάση την αναλυτική Σχέση 3.6.

Κεφάλαιο 4

Παραμετρικές Αναλύσεις για Περιορισμένο Εύρος Βελτίωσης

4.1 Γενικά

Αξιοποιώντας την αριθμητική μεθοδολογία που αναπτύχθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, η οποία συνδυάζει το λογισμικό πεπερασμένων διαφορών FLAC καθώς και το εξελιγμένο καταστατικό προσομοίωμα NTUA_SAND, πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις για πεπερασμένο εύρος βελτίωσης γύρω από το επιφανειακό θεμέλιο. Με αφετηρία τις περιπτώσεις στις οποίες η βελτίωση του εδάφους εκτεινόταν σε όλο το πλάτος του καννάβου και διατηρώντας τις ίδιες εδαφικές ιδιότητες και παραδοχές (ακολουθία στατικής φόρτισης, διέγερση, μετασεισμική φόρτιση, κ.α.) εξετάστηκε η σεισμική και μετα-σεισμική απόκριση του θεμελίου για σταδιακά μειούμενο εύρος βελτίωσης. Σκοπός της παραμετρικής διερεύνησης ήταν να καταδειχθεί η επιρροή του εύρους βελτίωσης τόσο στις αναπτυσσόμενες δυναμικές καθιζήσεις (ρ_{dyn}) της επιφανειακής θεμελίωσης, όσο και στον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας ($FS_{degr.}$).

Πιο συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκαν 105 αριθμητικές αναλύσεις με διάφορες τιμές του εύρους βελτίωσης (L_{imp}) που κυμαίνονταν από 4m έως και 150m, τιμή που αντιστοιχεί στην περίπτωση “Απειρου Εύρους Βελτίωσης”. Τα κυριότερα χαρακτηριστικά των παραμετρικών αναλύσεων περιγράφονται στην παράγραφο 4.2. Στη συνέχεια, στην παράγραφο 4.3, παρουσιάζεται η περίπτωση αναφοράς της παραμετρικής διερεύνησης, με ιδιαίτερη έμφαση στα αποτελέσματα από την εξέλιξη των υπερπίεσεων πόρων αλλά και τις αναπτυσσόμενες καθιζήσεις και τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας. Τελικά, στις παραγράφους 4.4 και 4.5 εμφανίζονται συγκεντρωτικά αποτελέσματα σχετικά με την επίδραση του εύρους της βελτίωσης στις δυναμικές καθιζήσεις και στον απομειωμένο μετα-σεισμικό συντελεστή ασφαλείας της επιφανειακής θεμελίωσης αντίστοιχα.

4.2 Στοιχεία Παραμετρικών Αναλύσεων

Τα κυριότερα χαρακτηριστικά των αριθμητικών αναλύσεων ήταν ίδια με τις αναλύσεις για την περίπτωση άπειρης βελτίωσης που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 3. Για το λόγο αυτό δε θα επαναληφθεί η καταγραφή τους, παρά μόνον θα αναφερθούν οι όποιες διαφορές.

Το λωριδωτό θεμέλιο που προσομοιώθηκε, σε όλες τις αναλύσεις επέβαλλε μέση κατακόρυφη τάση ίση με 52 kPa ($q_0=52\text{kPa}$). Συνολικά εξετάστηκε η επιρροή 12 παραμέτρων (12 Cases), όπως χαρακτηριστικά φαίνεται στον **Πίνακα 4.1**, είτε μεμονομένα (Cases 1-10), είτε ανά δύο (Cases 11+12). Η ομάδα αναλύσεων 1 (Case 1) αποτελεί την περίπτωση αναφοράς του προβλήματος. Σε κάθε ομάδα αναλύσεων (Case) το εύρος βελτίωσης μειωνόταν σταδιακά από όλο το εύρος του καννάβου έως την ελάχιστη τιμή του L_{imp} . Αξίζει να αναφερθεί ότι, όπως και στις αναλύσεις για άπειρη βελτίωση, στις περιπτώσεις με πάχος βελτιωμένης ζώνης 4m και 6m ($H_{imp}=4$ & 6m) χρησιμοποιήθηκε κάνναβος πλάτους 106m, ενώ στην περίπτωση των 8m ($H_{imp}=8\text{m}$), ο κάνναβος είχε πλάτος 124m. Στο εξής αυτές οι τιμές του εύρους βελτίωσης θα καλούνται άπειρη βελτίωση (infinite).

Για την βασική ανάλυση αναφοράς (Case 1), οι τιμές των παραμέτρων του προβλήματος ήταν $B=5\text{m}$, $Dr_0=45\%$, $Dr_{imp}=60\%$, $Z_{liq}=16\text{m}$, $a_{max}=0.15g$, $N=10$, $T=0.35\text{sec}$ και $H_{imp}=4\text{m}$. Για τις παραμετρικές αναλύσεις, οι τιμές αυτές άλλαξαν ως ακολούθως:

- $B=3\text{m}$, Case 2
- $B=7\text{m}$, Case 3
- $Dr_0=55\%$, Case 4
- $Z_{liq}=12\text{m}$, Case 5
- $a_{max}=0.30g$, Case 6
- $N=5$, Case 7
- $T=0.50\text{sec}$, Case 8
- $H_{imp}=6\text{m}$, Case 9
- $H_{imp}=8\text{m}$, Case 10
- $H_{imp}=6\text{m}$ και $a_{max}=0.30g$, Case 11
- $H_{imp}=8\text{m}$ και $a_{max}=0.30g$, Case 12

Πίνακας 4.1: Βασικά δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων.

CASE No.	No.	q_0 (kPa)	B (m)	Dr_0 (%)	a_s	Dr_{imp} (%)	H_{imp} (m)	Z_{liq} (m)	$H_{natural}$ (m)	a_{max} (g)	N	T (sec)	L_{imp} (m)	L_{imp}/B
1	1	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	106	21.2
	2	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	98	19.6
	3	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	86	17.2
	4	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	74	14.8
	5	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	66	13.2
	6	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	60	12
	7	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	51	10.2
	8	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	39	7.8
	9	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	27	5.4
	10	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	10	2
	11	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	6	1.2
2	12	52	3	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	63	21
	13	52	3	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	51	17
	14	52	3	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	37	12.33
	15	52	3	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	22	7.3
	16	52	3	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	12	4
	17	52	3	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	4	1.3
3	18	52	7	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	150	21.4
	19	52	7	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	138	19.7
	20	52	7	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	114	16.3
	21	52	7	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	84	12
	22	52	7	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	54	7.7
	23	52	7	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	14	2
	24	52	7	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.35	10	1.4
4	25	52	5	55	0.08	70	4	16	20	0.15	10	0.35	106	21.2
	26	52	5	55	0.08	70	4	16	20	0.15	10	0.35	98	19.6
	27	52	5	55	0.08	70	4	16	20	0.15	10	0.35	86	17.2
	28	52	5	55	0.08	70	4	16	20	0.15	10	0.35	74	14.8
	29	52	5	55	0.08	70	4	16	20	0.15	10	0.35	66	13.2
	30	52	5	55	0.08	70	4	16	20	0.15	10	0.35	60	12
	31	52	5	55	0.08	70	4	16	20	0.15	10	0.35	51	10.2
	32	52	5	55	0.08	70	4	16	20	0.15	10	0.35	39	7.8
	33	52	5	55	0.08	70	4	16	20	0.15	10	0.35	27	5.4
	34	52	5	55	0.08	70	4	16	20	0.15	10	0.35	10	2
	35	52	5	55	0.08	70	4	16	20	0.15	10	0.35	6	1.2
5	36	52	5	45	0.07	60	4	12	16	0.15	10	0.35	106	21.2
	37	52	5	45	0.07	60	4	12	16	0.15	10	0.35	98	19.6
	38	52	5	45	0.07	60	4	12	16	0.15	10	0.35	86	17.2
	39	52	5	45	0.07	60	4	12	16	0.15	10	0.35	74	14.8
	40	52	5	45	0.07	60	4	12	16	0.15	10	0.35	66	13.2
	41	52	5	45	0.07	60	4	12	16	0.15	10	0.35	51	10.2
	42	52	5	45	0.07	60	4	12	16	0.15	10	0.35	27	5.4
	43	52	5	45	0.07	60	4	12	16	0.15	10	0.35	10	2
	44	52	5	45	0.07	60	4	12	16	0.15	10	0.35	6	1.2
6	45	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.3	10	0.35	106	21.2
	46	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.3	10	0.35	98	19.6
	47	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.3	10	0.35	86	17.2
	48	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.3	10	0.35	74	14.8
	49	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.3	10	0.35	66	13.2
	50	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.3	10	0.35	60	12
	51	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.3	10	0.35	51	10.2
	52	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.3	10	0.35	39	7.8
	53	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.3	10	0.35	27	5.4
	54	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.3	10	0.35	10	2
	55	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.3	10	0.35	6	1.2

Πίνακας 4.1(συνέχεια): Βασικά δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων.

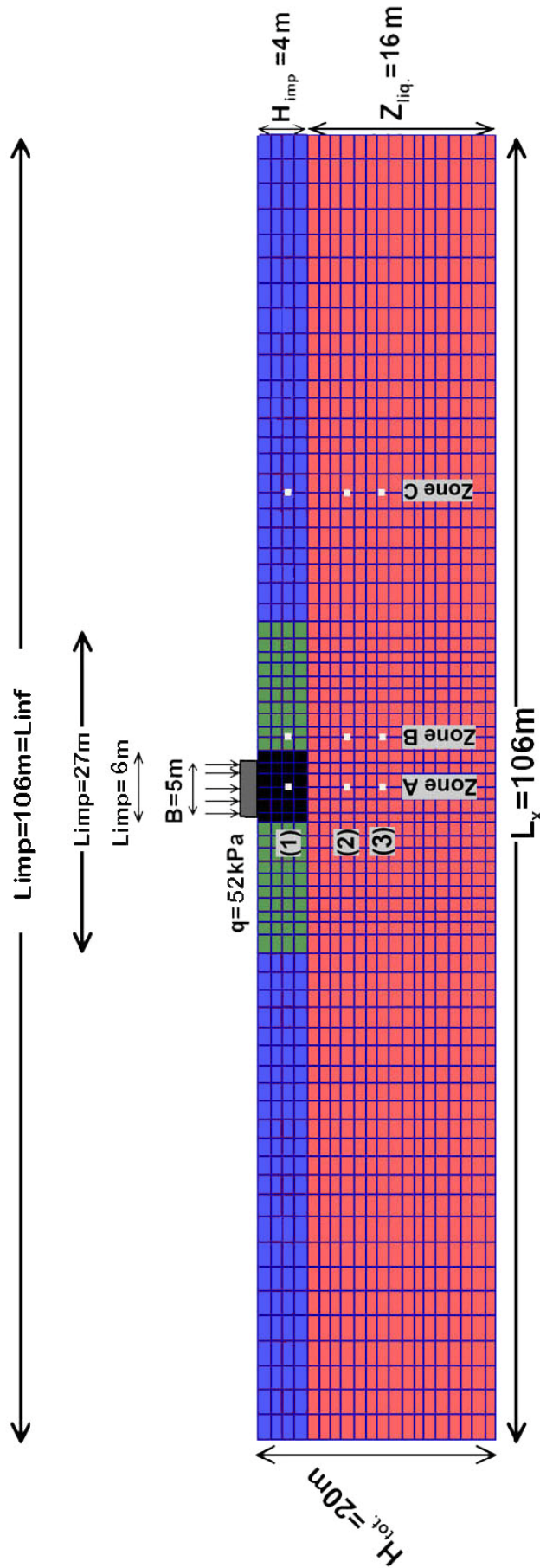
CASE No.	No.	q_0 (kPa)	B (m)	Dr_0 (%)	a_s	Dr_{imp} (%)	H_{imp} (m)	Z_{liq} (m)	$H_{natural}$ (m)	a_{max} (g)	N	T (sec)	L_{imp} (m)	L_{imp}/B
7	56	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	5	0.35	106	21.2
	57	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	5	0.35	98	19.6
	58	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	5	0.35	86	17.2
	59	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	5	0.35	74	14.8
	60	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	5	0.35	66	13.2
	61	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	5	0.35	51	10.2
	62	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	5	0.35	27	5.4
	63	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	5	0.35	10	2
8	64	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	5	0.35	6	1.2
	65	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.5	106	21.2
	66	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.5	98	19.6
	67	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.5	86	17.2
	68	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.5	74	14.8
	69	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.5	66	13.2
	70	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.5	60	12
	71	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.5	51	10.2
	72	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.5	39	7.8
	73	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.5	27	5.4
	74	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.5	10	2
	75	52	5	45	0.07	60	4	16	20	0.15	10	0.5	6	1.2
9	76	52	5	45	0.07	60	6	14	20	0.15	10	0.35	106	21.2
	77	52	5	45	0.07	60	6	14	20	0.15	10	0.35	74	14.8
	78	52	5	45	0.07	60	6	14	20	0.15	10	0.35	66	13.2
	79	52	5	45	0.07	60	6	14	20	0.15	10	0.35	51	10.2
	80	52	5	45	0.07	60	6	14	20	0.15	10	0.35	27	5.4
	81	52	5	45	0.07	60	6	14	20	0.15	10	0.35	10	2
	82	52	5	45	0.07	60	6	14	20	0.15	10	0.35	6	1.2
10	83	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.15	10	0.35	124	24.8
	84	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.15	10	0.35	100	20
	85	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.15	10	0.35	76	15.2
	86	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.15	10	0.35	67	13.4
	87	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.15	10	0.35	49	9.8
	88	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.15	10	0.35	28	5.6
	89	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.15	10	0.35	10	2
	90	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.15	10	0.35	6	1.2
11	91	52	5	45	0.115	68	6	14	20	0.3	10	0.35	106	21.2
	92	52	5	45	0.115	68	6	14	20	0.3	10	0.35	74	14.8
	93	52	5	45	0.115	68	6	14	20	0.3	10	0.35	66	13.2
	94	52	5	45	0.115	68	6	14	20	0.3	10	0.35	51	10.2
	95	52	5	45	0.115	68	6	14	20	0.3	10	0.35	27	5.4
	96	52	5	45	0.115	68	6	14	20	0.3	10	0.35	10	2
	97	52	5	45	0.115	68	6	14	20	0.3	10	0.35	6	1.2
12	98	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.3	10	0.35	124	24.8
	99	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.3	10	0.35	100	20
	100	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.3	10	0.35	76	15.2
	101	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.3	10	0.35	67	13.4
	102	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.3	10	0.35	49	9.8
	103	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.3	10	0.35	28	5.6
	104	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.3	10	0.35	10	2
	105	52	5	45	0.13	72	8	12	20	0.3	10	0.35	6	1.2

4.3 Τυπικά Αποτελέσματα

Η βασική περίπτωση αναφοράς (Case 1), που παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.1**, αποτελείται από μία στρώση ρευστοποιήσιμης άμμου πάχους 20m ($H_{tot.}=20m$) με αρχική σχετική πυκνότητα $Dr_o=45\%$ και διαπερατότητα $k_{sand}=6.6E-05m/s$, η οποία έχει βελτιωθεί στα πρώτα 4 επιφανειακά μέτρα ($H_{imp}=4m$) με συντελεστή αντικατάστασης $a_s=0.07$. Η βελτιωμένη στρώση έχει, με βάση τις σχέσεις που παρουσιάστηκαν στο **Κεφάλαιο 3**, σχετική πυκνότητα $Dr_{imp}=60\%$ και συντελεστή διαπερατότητας $9.85E-04m/s$. Για την περίπτωση αναφοράς εξετάστηκαν έντεκα (11) εύρη βελτίωσης με τιμές $L_{imp}=106, 98, 86, 74, 66, 60, 51, 39, 27, 10, 6m$. Σε όλες αυτές τις περιπτώσεις, το λωριδωτό θεμέλιο είχε πλάτος $B=5m$. Για τις αναλύσεις με τιμές του πλάτους βελτίωσης 6m, 27m και 106m (infinite), παρουσιάζονται στη συνέχεια τυπικά αποτελέσματα. Τα συνολικά και λεπτομερή αποτελέσματα και των 105 αριθμητικών αναλύσεων παρουσιάζονται στο **Παράρτημα**.

Στο **Σχήμα 4.1** παρουσιάζονται το εδαφικό προφίλ με την επιφανειακή θεμελίωση για την ανάλυση αναφοράς, καθώς και οι τρεις περιπτώσεις πλάτους βελτιωμένης ζώνης με διαφορετικό χρώμα. Συγκεκριμένα, με ροζ απεικονίζεται η ρευστοποιήσιμη άμμος, η περιοχή με μαύρο χρώμα αντιστοιχεί σε πλάτος βελτίωσης $L_{imp}=6m$ και η περιοχή με πράσινο στην περίπτωση πλάτους $L_{imp}=27m$. Με γαλάζιο σημειώνεται η επιπλέον απαιτούμενη βελτίωση ώστε η βελτιωμένη ζώνη να εκτείνεται σε όλο το πλάτος του καννάβου (infinite case). Η σύγκριση των 3 αναλύσεων θα πραγματοποιηθεί σε όρους ανάπτυξης υπερπίεσεων πόρων κατά τη διάρκεια της διέγερσης, καθώς και ανάπτυξης δυναμικών καθιζήσεων και απομείωσης της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης λόγω της ρευστοποίησης της υποκείμενης στρώσης άμμου.

Ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων. Στο **Σχήμα 4.1** έχουν σημειωθεί στον κάνναβο, με λευκά τετραγώνια, εννιά (9) χαρακτηριστικά σημεία που αντιστοιχούν σε θέσεις καταγραφής χρονοϊστοριών λόγου υπερπίεσεων πόρων. Μάλιστα είναι διατεταγμένες σε 3 ζώνες κατά μήκος (Zone A, B και C), καθώς και σε 3 διακριτά βάθη (1, 2 και 3). Οι ζώνες A1-A3 βρίσκονται κατά μήκος του άξονα συμμετρίας της



Σχήμα 4.1: Χρησιμοποιούμενος κάρναβος για την ανάλυση αναφοράς και χαρακτηριστικά σημεία.

διάταξης και του θεμελίου ενώ οι ζώνες B1-B3 και C1-C3 απέχουν από αυτό 4m και 24m αντίστοιχα. Οι καταγραφές στα σημεία C (C1, C2 και C3) λόγω της απόστασης από το θεμέλιο αντιστοιχούν σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου. Καθ' ύψος, η σειρά 1 αντιστοιχεί σε βάθος $z=2.5m$ από την επιφάνεια και βρίσκεται εντός του πάχους βελτίωσης ($H_{imp}=4m$), ενώ οι σειρές 2 και 3 βρίσκονται στη ρευστοποιήσιμη άμμο σε βάθη $z=7.5m$ και $z=10.5m$ αντίστοιχως.

Στο **Σχήμα 4.2** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες εξέλιξης του λόγου υπερπίεσης πόρων κατά τη διάρκεια της διέγερσης, στις 9 θέσεις που περιγράφησαν, για τις 3 περιπτώσεις του εύρους βελτίωσης ($L_{imp}=6m, 27m, infinite$). Μία από τις βασικότερες παρατηρήσεις που εξάγονται από τα διαγράμματα είναι το γεγονός ότι στις θέσεις καταγραφής που βρίσκονται κάτω από τον άξονα του θεμελίου (A), οι τιμές του λόγου r_u είναι χαμηλότερες σε σχέση με τις παρακείμενες θέσεις (B και C) ανεξάρτητα από το βάθος, για όλα τα πλάτη βελτίωσης. Μάλιστα όσο απομακρυνόμαστε από τη θέση του θεμελίου η τιμή του λόγου υπερπίεσης πόρων αυξάνει. Η συμπεριφορά αυτή δικαιολογείται λόγω της ύπαρξης στατικά επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης από τη θεμελίωση που δεν επιτρέπει την ανάπτυξη υπερπίεσεων πόρων σε τιμές μεγαλύτερες απ' αυτές που εμφανίζονται στο ελεύθερο πεδίο (Zone C). Η εξήγηση πίσω από την παρατήρηση αυτή βρίσκεται στον ορισμό του λόγου υπερπίεσεων πόρων, όπως τονίζεται από τους **Karamitros et al. (2013)**. Λαμβάνοντας υπόψη την πρόσθετη κατακόρυφη τάση από τη θεμελίωση, ο λόγος υπερπίεσης πόρων κάτω από το θεμέλιο έχει ως εξής:

$$\sigma_{v,foot} = \gamma \cdot z + \Delta\sigma_{v,foot} = \sigma_{vo,ff} + \Delta\sigma_{v,foot} \quad (4.1)$$

και έτσι

$$r_{u,foot} = \frac{\Delta u_{foot}}{\sigma'_{vo,foot}} = \frac{\Delta u_{foot}}{\sigma'_{vo,ff} + \Delta\sigma_{v,foot}} \quad (4.2)$$

όπου *ff*: ελεύθερο πεδίο (free field)

$\Delta\sigma_{v,foot}$: πρόσθετη κατακόρυφη τάση από τη θεμελίωση

Υπό καθεστώς ρευστοποίησης, παρατηρήθηκε ότι οι υπερπίεσεις πόρων κάτω από το θεμέλιο παραμένουν συστηματικά χαμηλότερες σε σχέση με τις επιβαλλόμενες ολικές κατακόρυφες τάσεις, ενώ οι τιμές τους είναι περίπου ίσες με τις αντίστοιχες στο ελεύθερο πεδίο ($u_{foot,max} = \sigma_{h,foot} \approx \sigma_{h,ff} = u_{ff}$).

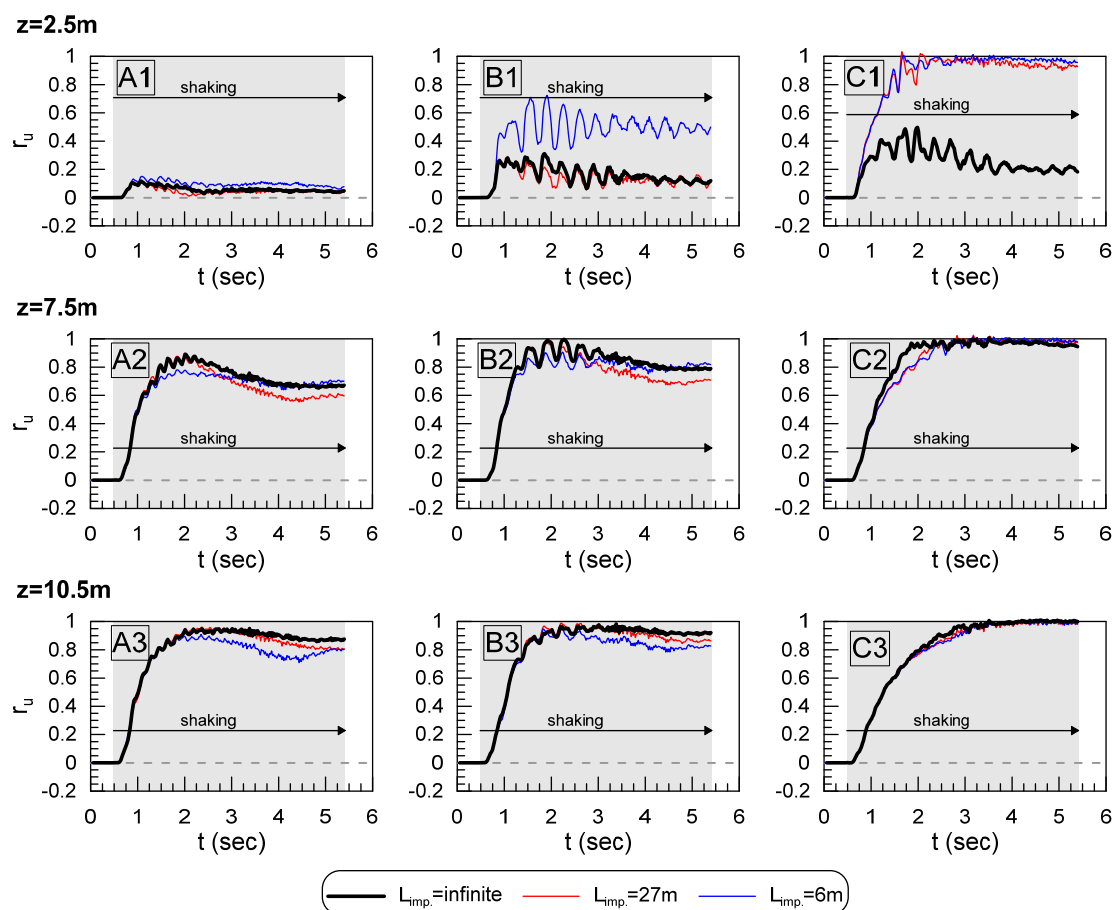
Αυτό φαίνεται χαρακτηριστικά και στο **Σχήμα 4.3**, όπου παρουσιάζεται η κατανομή των υπερπιέσεων πόρων (Δu) στο τέλος της δόνησης για την περίπτωση βελτίωσης πλάτους 27m. Επίσης στο σχήμα με μπλε βέλη σχεδιάστηκαν τα διανύσματα υδατικής ροής (flow vectors). Αντίστοιχα μοτίβα κατανομής υπερπιέσεων πόρων και υδατικής ροής παρατηρήθηκαν και στις υπόλοιπες περιπτώσεις.

Οι **Karamitros et al. (2013)** με βάση την προηγούμενη παρατήρηση κατέληξαν ότι η μέγιστη τιμή του λόγου υπερπίεσης κάτω από το θεμέλιο γίνεται:

$$r_{u,foot,max} = \frac{\Delta u_{foot,max}}{\sigma'_{vo,ff} + \Delta \sigma_{v,foot}} = \frac{\Delta u_{ff}}{\sigma'_{vo,ff} + \Delta \sigma_{v,foot}} = \frac{1}{1 + \frac{\Delta \sigma_{v,foot}}{\sigma'_{vo,ff}}} \quad (4.3)$$

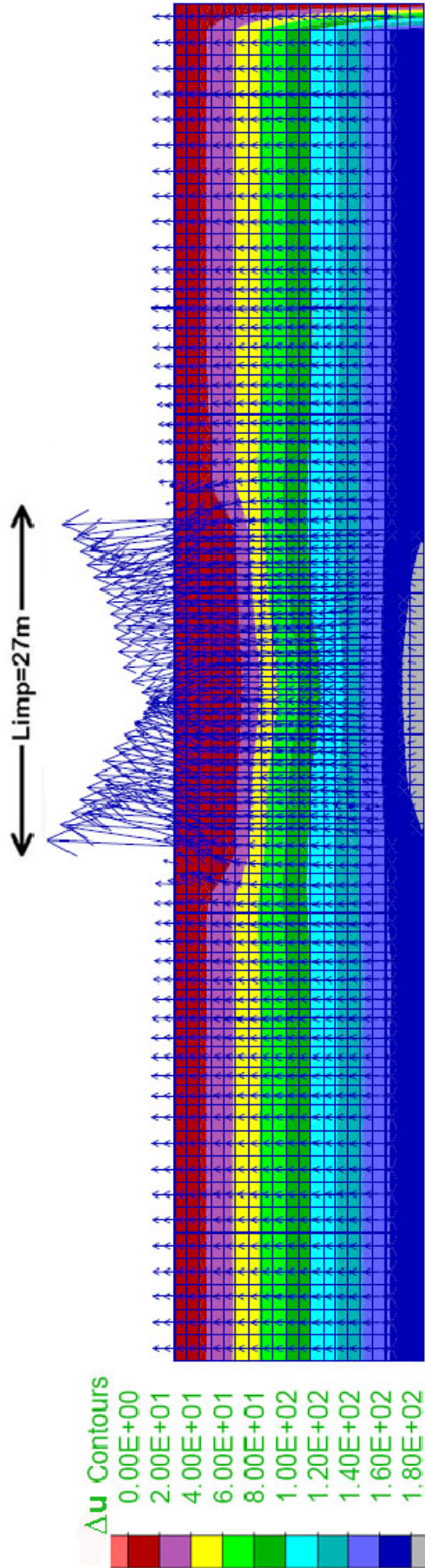
Με βάση τη **Σχέση 4.3** ερμηνεύεται η σταδιακή αύξηση του λόγου υπερπίεσης πόρων με το βάθος (zones A1-A2 & B1-B2). Καθώς η πρόσθετη κατακόρυφη τάση που εφαρμόζεται από το θεμέλιο μειώνεται βαθμιαία με την αύξηση του βάθους, οδηγεί σε μεγαλύτερες τιμές του λόγου υπερπίεσης πόρων. Ωστόσο, η επιρροή της θεμελίωσης παρατηρείται ότι πρακτικά μηδενίζεται σε βάθος $z=10.5m$, καθώς σε εκείνη τη στάθμη η πρόσθετη τάση που μεταδίδεται στο έδαφος είναι τόσο μικρή, ώστε η χρονοϊστορία του λόγου υπερπίεσης πόρων κάτω από το θεμέλιο να πλησιάζει την εικόνα στο ελεύθερο πεδίο (zone C3). Αντίστοιχες διαπιστώσεις πραγματοποιήθηκαν σε πειράματα σεισμικής τράπεζας και σε φυγοκεντριστή από τους **Liu and Dobry (1997)** καθώς και τους **Adalier et al. (2003)** όπως αυτά παρουσιάστηκαν στο **Κεφάλαιο 2**.

Επιπρόσθετα, από τις καταγραφές χρονοϊστοριών που παρουσιάζονται στο **Σχήμα 4.2** φαίνεται η επίδραση της βελτίωσης στο λόγο υπερπίεσης πόρων. Όπως εύκολα διακρίνεται, για τις περιοχές εκτός της βελτιωμένης ζώνης ($z=7.5m$ και $z=10.5m$) η εξέλιξη του λόγου r_u δε διαφέρει για τις τρεις (3) τιμές του εύρους βελτίωσης που εξετάζονται. Μάλιστα λαμβάνονται, κατά τη διάρκεια της δόνησης, τιμές μεγαλύτερες από 0.8, οι οποίες υποδεικνύουν ρευστοποίηση της άμμου. Ωστόσο δεν συμβαίνει το ίδιο για τη στάθμη που βρίσκεται εντός του πάχους βελτίωσης ($z=2.5m$).

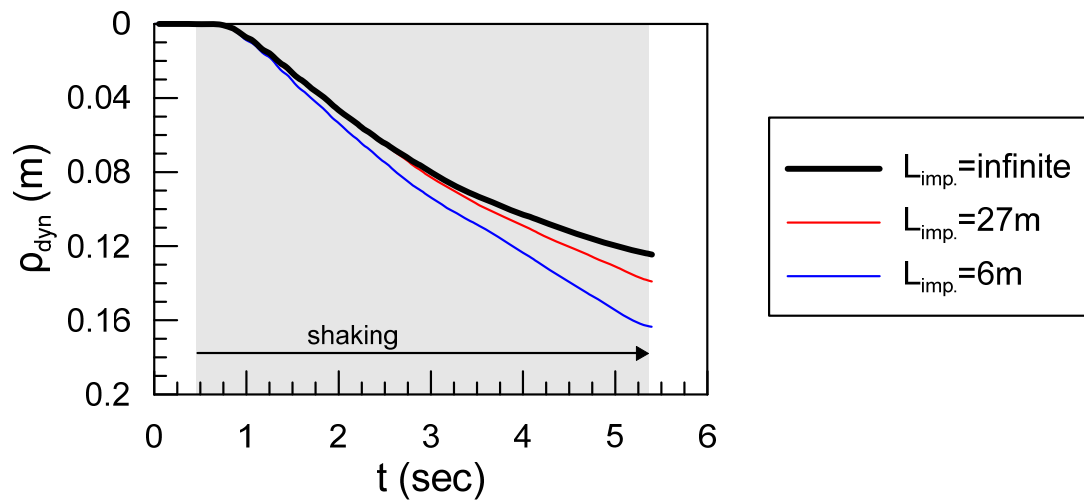


Σχήμα 4.2: Χρονοϊστορίες λόγου υπερπίεσεων πόρων χαρακτηριστικών σημείων για 3 αναλύσεις.

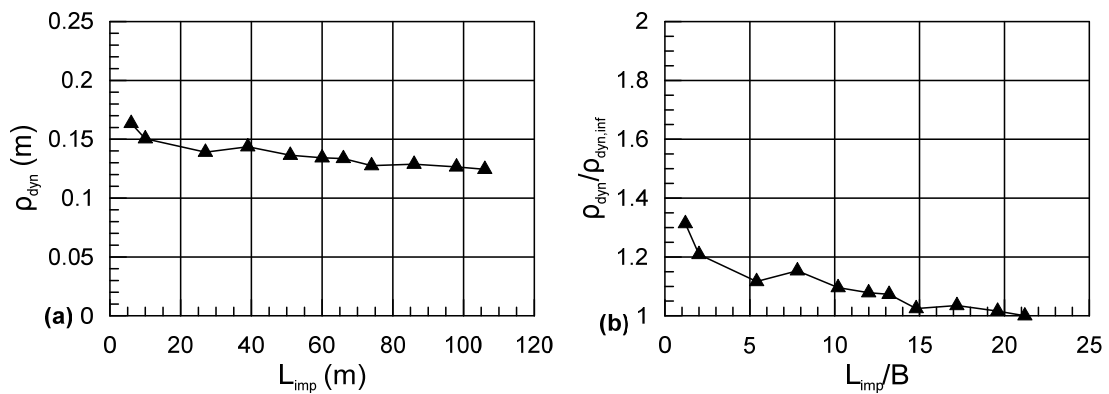
Για τη θέση A1 παρατηρούνται μικρές τιμές του λόγου υπερπίεσης για όλες τις περιπτώσεις. Αντιθέτως, στη θέση B1, η οποία για πλάτος βελτιωσης $L_{imp}=6m$ βρίσκεται εκτός της βελτιωμένης ζώνης, η καταγραφή του λόγου υπερπίεσεων πόρων διαφοροποιείται σε σχέση με τις άλλες 2 περιπτώσεις που εξετάζονται. Συγκεκριμένα, για $L_{imp}=6m$ αναπτύσσεται σημαντικά μεγαλύτερος λόγος υπερπίεσεων πόρων, της τάξης του 0.6 σε αντίθεση με το 0.2 που αναπτύσσεται για $L_{imp}=27m$ & $106m(infinite)$. Η εν λόγω συμπεριφορά αποδίδεται στη δημιουργία οριζόντιας στράγγισης από το φυσικό έδαφος προς τη βελτιωμένη ζώνη, εξαιτίας της διαφορετικής διαπερατότητας των 2 περιοχών και της δημιουργίας διαφοράς υδραυλικής κλίσης (κατά την οριζόντια έννοια). Τέλος στο διάγραμμα C1, φαίνεται ότι η βελτίωση που εφαρμόστηκε επηρεάζει μόνο την ανάλυση με άπειρο εύρος ($infinite$) με μέγιστο λόγο υπερπίεσης πόρων $r_{u,max}=0.4$, καθώς παρατηρείται ότι στις άλλες δύο έχει επέλθει ρευστοποίηση στο ελεύθερο πεδίο, ήδη από τα πρώτα 2secs.



Σχήμα 4.3: Κατανομή υπερπίεσεων πόρων και διανύσματα υδατικής ροής στο τέλος της δόνησης για την περίπτωση βελτίωσης 27m.



Σχήμα 4.4: Χρονοϊστορία δυναμικής καθίζησης για τρεις περιπτώσεις βελτίωσης.



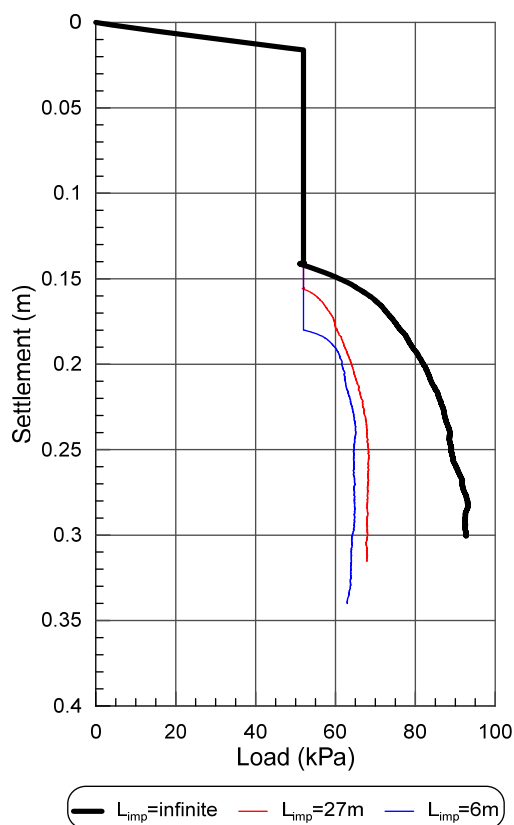
Σχήμα 4.5: Αποτελέσματα δυναμικών καθιζήσεων σε σχέση με το εύρος βελτίωσης για την περίπτωση αναφοράς (Case 1), σε απόλυτα μεγέθη (a) και ανηγμένα με την καθίζηση για άπειρο εύρος και το πλάτος του θεμελίου αντίστοιχα (b).

Ανάπτυξη δυναμικής καθίζησης (ρ_{dyn}).– Η χρονοϊστορία της καθίζησης της θεμελίωσης που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια της διέγερσης παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.4**, για τις τρεις περιπτώσεις βελτίωσης. Όπως αναμένεται, η μεγαλύτερη μετακίνηση συμβαίνει για την περίπτωση ελάχιστου πλάτους βελτίωσης, των 6m, ενώ ακολουθεί η περίπτωση 27m και τέλος η άπειρη βελτίωση (infinite). Επιπλέον, και για τις τρεις αναλύσεις η καθίζηση συσσωρεύεται περίπου γραμμικά με το χρόνο. Αυτή η εξέλιξη της καθίζησης παρατηρήθηκε επίσης από τους **Liu and Dobry (1997)**, **Adalier et al. (2003)** και **Dashti et al. (2010)**, όπως παρουσιάστηκε στο **Κεφάλαιο 2**.

Στο **Σχήμα 4.5** παρουσιάζονται συνολικά αποτελέσματα καθιζήσεων για την περίπτωση αναφοράς (Case 1) και για τις έντεκα (11) αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν. Το **Σχήμα 4.5b** είναι σε αδιάστατη μορφή, αφού οι τιμές της καθίζησης έχουν κανονικοποιηθεί ως προς την καθίζηση για άπειρη βελτίωση ($\rho_{dyn,inf}$), ενώ οι τιμές του εύρους βελτίωσης ως προς το πλάτος της θεμελίωσης (B). Όπως φαίνεται και από τα δύο διαγράμματα του **Σχήματος 4.5**, υπάρχει κάποια επιρροή του εύρους βελτίωσης στην καθίζηση για την περίπτωση αναφοράς και συγκεκριμένα αύξηση έως και 30% για το ελάχιστο πλάτος βελτίωσης των 6m.

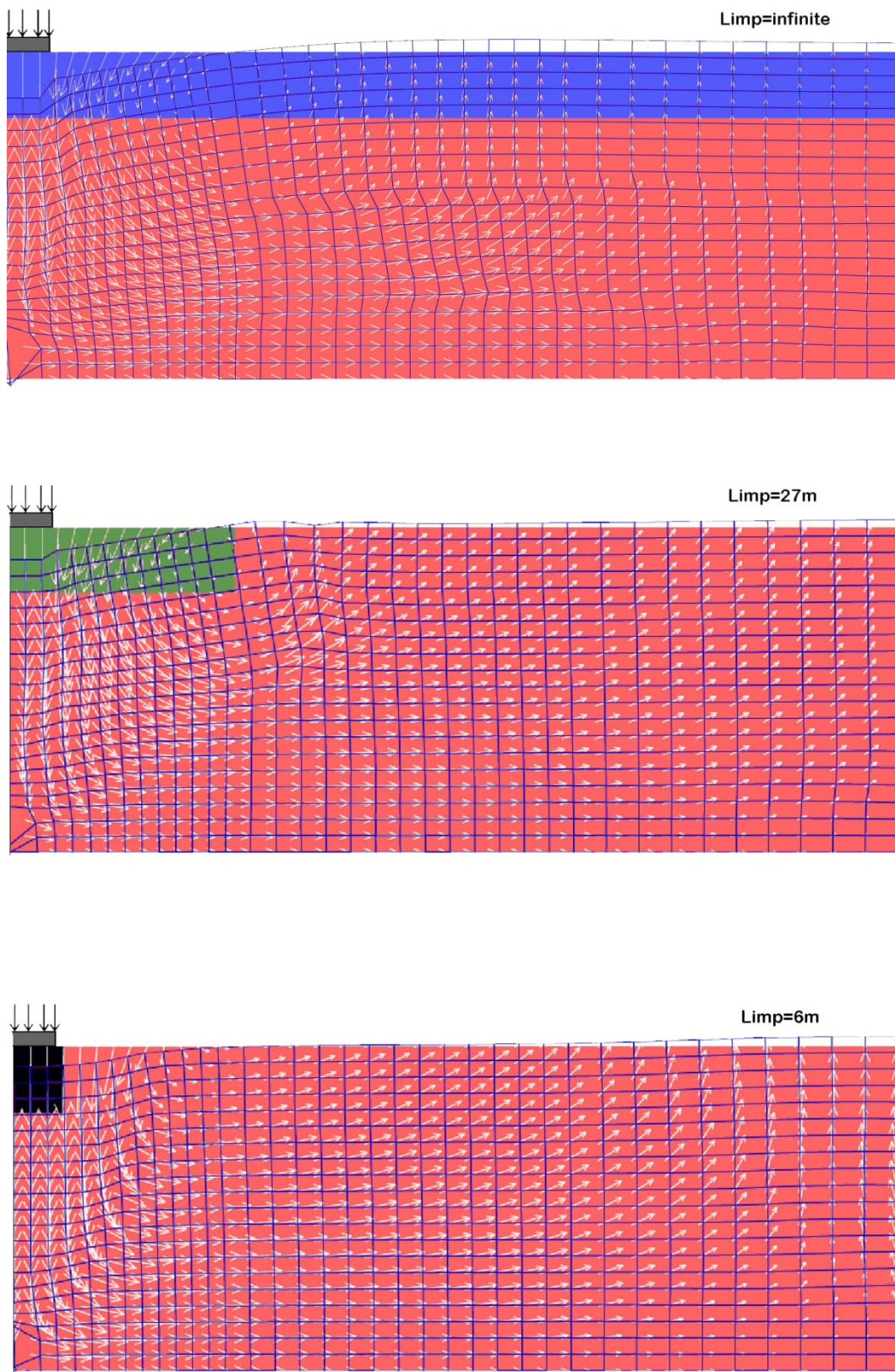
Απομείωση φέρουσας ικανότητας (FS_{degr}).– Η ρευστοποίηση του φυσικού εδάφους, εκτός από τη συσσώρευση δυναμικών καθιζήσεων κατά τη διάρκεια της δόνησης, έχει επίσης σαν αποτέλεσμα και την απομείωση της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης. Η αύξηση της πίεσης πόρων οδηγεί έως και σε ολική απώλεια της διατμητικής αντοχής στο μη βελτιωμένο έδαφος καθώς και μερική απώλεια για τη βελτιωμένη στρώση. Το γεγονός αυτό έχει σαν αποτέλεσμα, ο συντελεστής ασφαλείας να λαμβάνει τιμές αρκετά μικρότερες από την στατική περίπτωση φόρτισης, για τη χρονική περίοδο που χρειάζονται για να αποτονωθούν οι αναπτυσσόμενες πιέσεις πόρων.

Στο **Σχήμα 4.6** παρουσιάζονται οι καμπύλες φορτίου - καθίζησης, σύμφωνα με την ακολουθία φόρτισης που παρουσιάστηκε στο **Κεφάλαιο 3**, για τις αναλύσεις με πλάτη βελτίωσης infinite, 27m και 6m. Όπως διακρίνεται από τις καμπύλες η απομείωση του εύρους βελτίωσης σε 6m είχε σαν αποτέλεσμα να μειωθεί σημαντικά η φέρουσα ικανότητα, από περίπου 90kPa σε 65kPa.



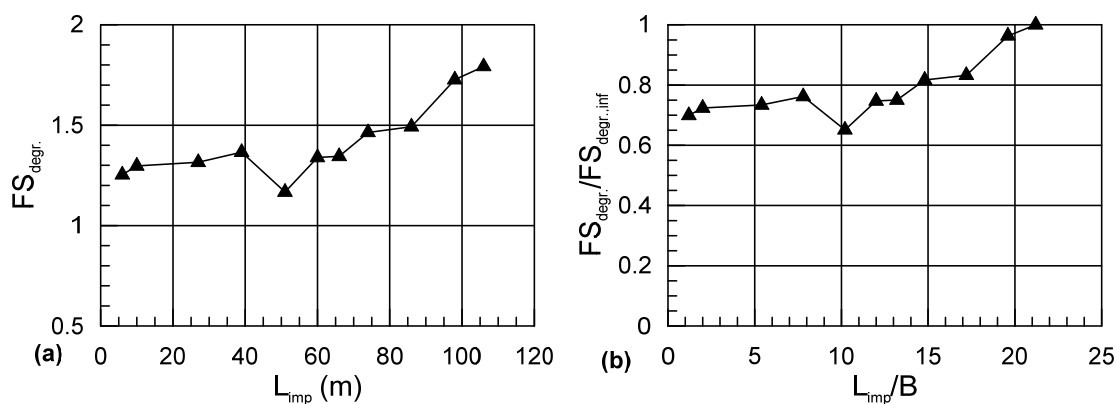
Σχήμα 4.6: Καμπύλες φορτίου - καθίζησης για τρεις περιπτώσεις του εύρους βελτίωσης για την περίπτωση αναφοράς (Case 1).

Στο **Σχήμα 4.7** φαίνονται αποτελέσματα από τις αναλύσεις στο λογισμικό FLAC για τις τρεις αναλύσεις που σχολιάζονται (infinite, 27m και 6m). Συγκεκριμένα, και για τα τρία εύρη βελτίωσης, παρουσιάζεται ο μισός παραμορφωμένος κάρναβος (μεγενθυμένος 20 φορές) και τα διανύσματα των μετακινήσεων στην αστοχία της φέρουσας ικανότητας, για την μετα-σεισμική ακολουθία φόρτισης. Όπως παρατηρείται και στις τρεις περιπτώσεις, στην περιοχή του θεμελίου οι μετακινήσεις είναι απολύτως κατακόρυφες λόγω του άκαμπτου στοιχείου δοκού που προσομοίωσε τη θεμελίωση. Μία επίσης σημαντική παρατήρηση είναι το γεγονός ότι η καθίζηση του θεμελίου προκάλεσε εκτεταμένη οριζόντια εδαφική ροή της υποκείμενης μη βελτιωμένης στρώσης, η οποία έχει ρευστοποιηθεί, προς την επιφάνεια του εδάφους. Αυτή η μορφή παραμόρφωσης είναι περισσότερο έντονη στις αναλύσεις με περιορισμένο εύρος βελτίωσης (6m και 27m), σε σχέση με την ανάλυση για άπειρη βελτίωση (infinite) όπου η επιφανειακή βελτιωμένη κρούστα δεν το επιτρέπει. Ανάλογες παρατηρήσεις πραγματοποιήθηκαν από τους **Adalier et al. (2003)** και **Dashti et al. (2010)**, μετά από πειράματα που πραγματοποίησαν σε φυγοκεντρική.



Σχήμα 4.7: Διανύσματα μετακινήσεων στις κορυφές των κόμβων του μισού παραμορφωμένου καννάβου (x20), στην αστοχία της φέρουσας ικανότητας για τρεις αναλύσεις (infinite, 27m και 6m).

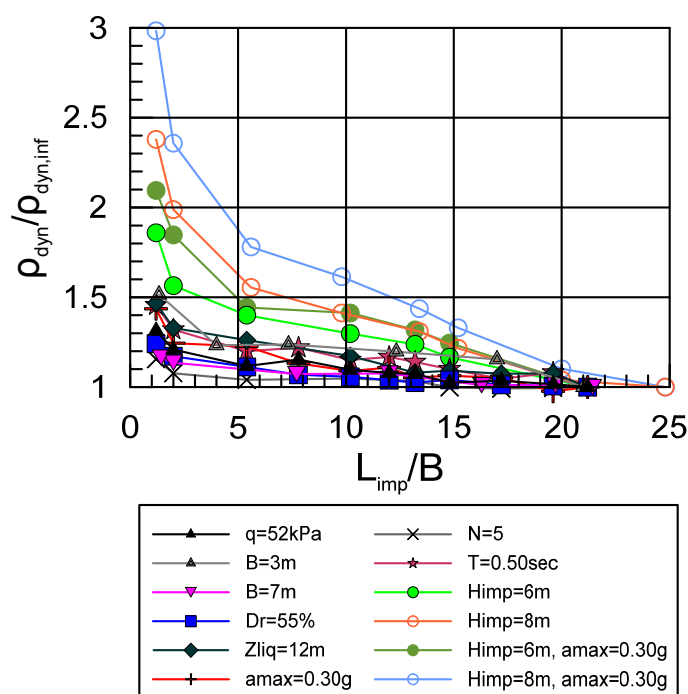
Για την παρουσίαση των αποτελεσμάτων καθώς και για την καλύτερη εποπτεία της απομείωσης της φέρουσας ικανότητας χρησιμοποιήθηκε η έννοια του μετα-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας ($FS_{degr.}$), που σύμφωνα με τον ορισμό του, ισούται με το λόγο του μέγιστου φορτίου αποτυχίας προς το αρχικό στατικό φορτίο ($FS_{degr.} = q_{ult,degr.}/q_0$). Στο **Σχήμα 4.8** φαίνεται η μεταβολή του μετα-σεισμικού συντελεστή με το εύρος βελτίωσης για τις αναλύσεις της περίπτωσης αναφοράς (Case 1). Στο **Σχήμα 4.8b** ο συντελεστής ασφαλείας έχει κανονικοποιηθεί ως προς τον συντελεστή ασφαλείας για την ανάλυση άπειρης βελτίωσης ($FS_{degr.,inf}$) ενώ το εύρος βελτίωσης έχει αναχθεί στο πλάτος θεμελίου (B). Όπως παρατηρείται, με εξαίρεση μικρές αποκλίσεις, μείωση του εύρους βελτίωσης έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση του μετα-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας. Επίσης η εφαρμογή βελτίωσης σε περιορισμένο εύρος προκαλεί απώλεια φέρουσας ικανότητας της τάξης του 20-30% σε σχέση με την εφαρμογή βελτίωσης σε άπειρο εύρος.



Σχήμα 4.8: Αποτελέσματα απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας ($FS_{degr.}$) σε σχέση με το εύρος βελτίωσης για την περίπτωση αναφοράς.

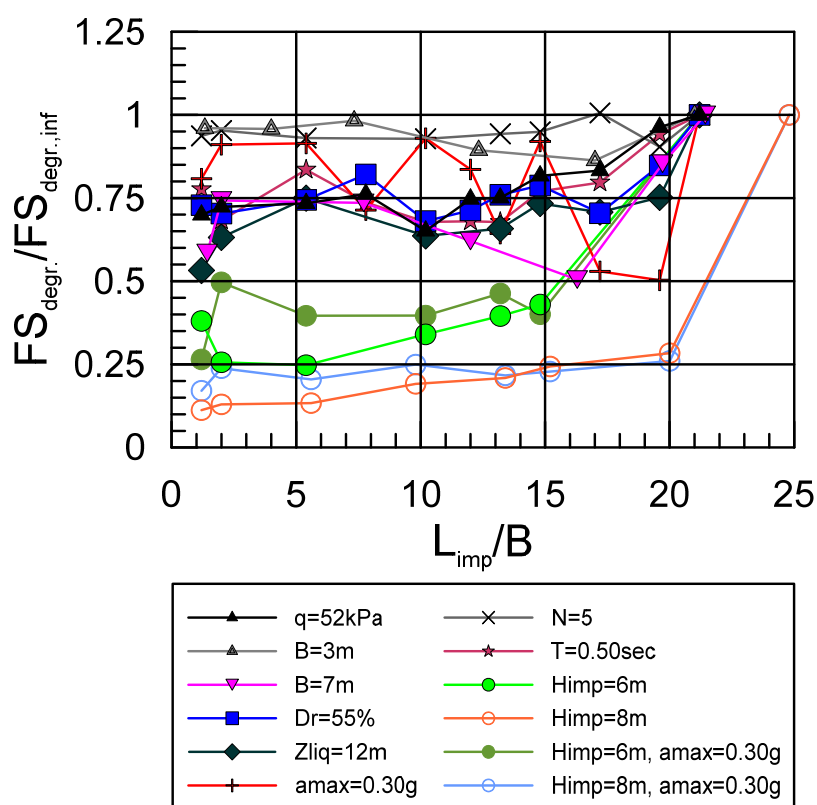
4.4 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα

Ανάπτυξη δυναμικής καθίζησης (ρ_{dyn}).— Μετά από την παραμετρική διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε, με 105 αριθμητικές αναλύσεις προέκυψαν σημαντικά αποτελέσματα για την επίδραση του εύρους βελτίωσης στις δυναμικές καθιζήσεις. Στο **Σχήμα 4.9** συνοψίζονται οι ανηγμένες, με την καθίζηση για άπειρη βελτίωση, τιμές καθιζήσεων σε σχέση με το ανηγμένο προς το πλάτος θεμελίου (B) εύρος βελτίωσης, για όλες τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν (12 Cases). Όπως μπορούμε να διακρίνουμε, παρατηρείται διαφορετική συμπεριφορά για τις περιπτώσεις όπου εκτός από το πλάτος μεταβάλλεται και το πάχος της βελτιωμένης ζώνης (κυκλικά σημεία). Στις υπόλοιπες περιπτώσεις για $H_{imp}=4m$ οι καθιζήσεις παρουσιάζουν αύξηση έως και 50% για το ελάχιστο πλάτος. Καθώς το πάχος βελτίωσης αυξάνει στα 6m (πράσινα κυκλάκια) οι ανηγμένες καθιζήσεις αυξάνονται ενώ η αύξηση είναι ακόμη μεγαλύτερη για τις περιπτώσεις με $H_{imp}=8m$ (μπλε και πορτοκαλί κυκλάκια) σε ποσοστά που ανέρχονται στο 200% & 300% για το ελάχιστο $L_{imp}=6m$ αντίστοιχα. Το γεγονός αυτό καταδεικνύει το σημαντικό ρόλο του πάχους βελτίωσης σε σχέση με το εύρος βελτίωσης στις δυναμικές καθιζήσεις της θεμελίωσης.



Σχήμα 4.9: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα παραμετρικής ανάλυσης καθιζήσεων κανονικοποιημένα ως προς την καθίζηση για άπειρη βελτίωση σε σχέση με το εύρος βελτίωσης ανηγμένο προς το πλάτος θεμελίου B .

Απομείωση φέρουσας ικανότητας ($FS_{degr.}$).– Στο **Σχήμα 4.10** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για τον μετασεισμικό συντελεστή ασφαλείας σε σχέση με το εύρος βελτίωσης. Οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας έχουν κανονικοποιηθεί με τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας για την άπειρη βελτίωση, ενώ όπως και προηγουμένως το εύρος βελτίωσης έχει αναχθεί με το πλάτος θεμελίου. Σε σύγκριση με τις καθιζήσεις, τα αποτελέσματα του **Σχήματος 4.10** εμφανίζουν σε ορισμένες αναλύσεις μεγαλύτερη ανομοιομορφία. Επιπλέον, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως και σε αυτό το διάγραμμα παρατηρείται, σε μικρότερο ίσως βαθμό σε σχέση με τις καθιζήσεις, η διαφορετική επιρροή του πλάτους βελτίωσης στις περιπτώσεις με αυξημένο πάχος βελτίωσης. Συνοπτικά, όσο αυξάνεται το πάχος βελτίωσης, η απομείωση του συντελεστή ασφαλείας για περιορισμένο εύρος βελτίωσης είναι μεγαλύτερη. Μάλιστα η απομείωση για πάχος βελτίωσης 6m είναι μεγαλύτερη από 50%, ενώ για τα 8m ξεπερνάει το 75%.



Σχήμα 4.10: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα παραμετρικής ανάλυσης απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας σε σχέση με το εύρος βελτίωσης επιφανειακής θεμελίωσης.

4.5 Σχολιασμός/ Συμπεράσματα

Σε συνέχεια του **Κεφαλαίου 3**, όπου παρουσιάστηκε η περίπτωση βελτίωσης άπειρου εύρους, το κεφάλαιο αυτό επικεντρώθηκε στο βασικότερο σκοπό της παρούσας διπλωματικής εργασίας, την επιρροή του εύρους βελτίωσης στην συμπεριφορά επιφανειακής θεμελίωσης επί ρευστοποιήσιμου εδάφους. Για το λόγο αυτό καταστρώθηκε και υλοποιήθηκε μια πλήρης παραμετρική ανάλυση που αποτελούνταν από 105 αριθμητικές αναλύσεις. Τα κυριότερα χαρακτηριστικά των αναλύσεων αυτών ήταν ίδια με τις αναλύσεις για άπειρο εύρος ενώ αξιοποιήθηκε επίσης η θεώρηση του “Ισοδύναμου Ομοιόμορφου Βελτιωμένου Εδάφους” για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της βελτιωμένης στρώσης.

Η παρουσίαση τυπικών αποτελεσμάτων που ακολούθησε, για μία ομάδα αναλύσεων είχε σκοπό την αναγνώριση των κυριότερων μηχανισμών του προβλήματος αλλά και τον εντοπισμό κοινών χαρακτηριστικών με άλλες δημοσιεύσεις που προηγήθηκαν και κυρίως πειραματικών εργασιών. Ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε στην παρουσίαση χρονοϊστοριών ανάπτυξης υπερπιέσεων πόρων, στην εξέλιξη των δυναμικών καθιζήσεων αλλά και στον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας.

Από επισκόπηση των ανωτέρω προκύπτει ότι η μείωση του εύρους βελτίωσης μπορεί να προκαλέσει σημαντική αύξηση των καθιζήσεων του θεμελίου και αντίστοιχη μείωση του μετασεισμικού συντελεστή ασφαλείας. Επιπλέον, διαπιστώνεται ότι οι εν λόγω δράσεις ενισχύονται αυξανόμενου του πάχους της βελτιωμένης ζώνης. Η επίδραση άλλων παραμέτρων του προβλήματος (σεισμικής επιτάχυνσης, σχετικής πυκνότητας άμμου, συχνότητα και αριθμός κύκλων φόρτισης, κλπ.) δεν φαίνεται να είναι εξ' ίσου σημαντική. Τελικά συμπεράσματα όμως για την ποιοτική και ποσοτική επίδραση όλων των βασικών παραμέτρων θα εξαχθούν στα επόμενα κεφάλαια, όπου γίνεται λεπτομερής στατιστική επεξεργασία όλων των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων.

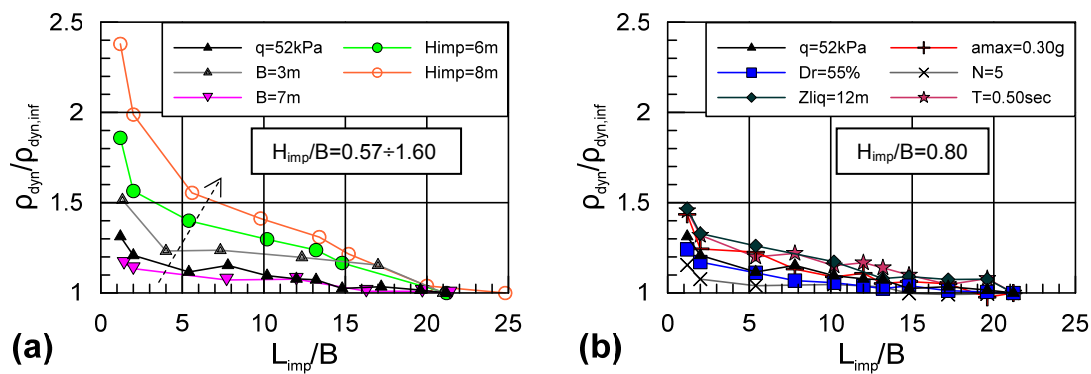
Κεφάλαιο 5

Επίδραση Εύρους Βελτίωσης στις Δυναμικές Καθιζήσεις

5.1 Γενικά

Για τον προσδιορισμό της επίδρασης του εύρους βελτίωσης στις δυναμικές καθιζήσεις πραγματοποιήθηκε στατιστική επεξεργασία των σχετικών αριθμητικών αποτελεσμάτων. Σκοπός της επεξεργασίας αυτής ήταν η εξαγωγή μιας αναλυτικής εμπειρικής σχέσης που να προβλέπει ικανοποιητικά τις αναπτυσσόμενες καθιζήσεις για όλους τους δυνατούς συνδυασμούς διέγερσης και γεωμετρίας της βελτιωμένης ζώνης (εύρος και πάχος βελτίωσης).

Στο **Σχήμα 5.1** παρουσιάζονται οι τιμές καθιζήσεων, ανηγμένες με την καθίζηση για άπειρη βελτίωση, ($\rho_{dyn}/\rho_{dyn,inf}$) σε σχέση με το εύρος βελτίωσης, ανηγμένο προς το πλάτος θεμελίου, (L_{imp}/B). Συγκεκριμένα, στο **Σχήμα 5.1(a)** φαίνονται οι περιπτώσεις στις οποίες ο λόγος H_{imp}/B διέφερε σε σχέση με την περίπτωση αναφοράς, είτε λόγω διαφορετικού πλάτους θεμελίου ($B=3$ και $7m$), είτε λόγω διαφορετικού πάχους βελτίωσης ($H_{imp}=6$ και $8m$). Όπως προκύπτει από το σχήμα αυτό, με εξαίρεση την περίπτωση $B=3m$, αύξηση του λόγου H_{imp}/B έχει σαν αποτέλεσμα να αυξάνει η επιρροή του εύρους βελτίωσης. Στο **Σχήμα 5.1(b)** παρουσιάζονται οι περιπτώσεις με σταθερό λόγο $H_{imp}/B=0.80$, οι οποίες συγκρίνονται για τον προσδιορισμό της επίδρασης άλλων παραμέτρων (D_r , Z_{liq} , a_{max} , N και T). Όπως διακρίνεται από τα δύο αυτά σχήματα, σημαντικότερες παράμετροι για τον υπολογισμό των καθιζήσεων είναι το εύρος και το πάχος βελτίωσης, οι οποίες εκφράζονται μέσω των λόγων L_{imp}/B και H_{imp}/B αντίστοιχα. Αντίθετα, οι υπόλοιπες παράμετροι που αξιολογούνται στο **Σχήμα 5.1(b)** είναι μικρότερης σημασίας.



Σχήμα 5.1: Δυναμικές καθιζήσεις κανονικοποιημένες ως προς την καθίζηση για άπειρη βελτίωση σε σχέση με το εύρος βελτίωσης ανηγμένο προς το πλάτος θεμελίου B.

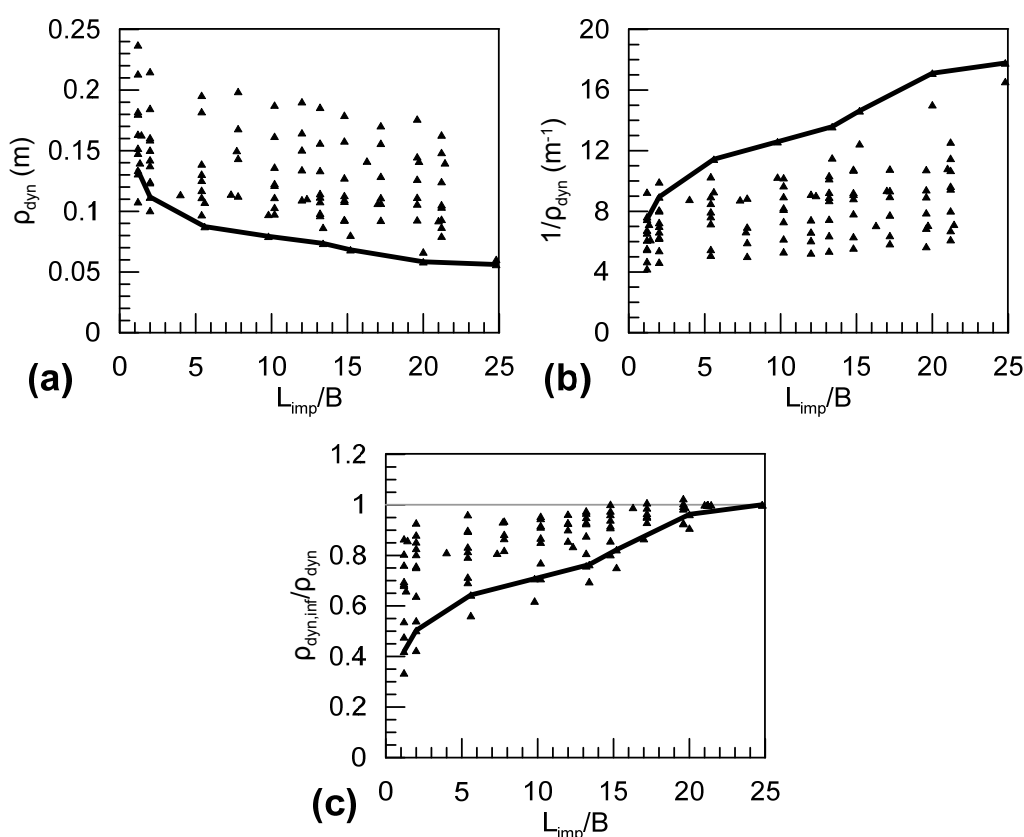
Με βάση αυτές τις διαπιστώσεις, καταστρώθηκαν τα βήματα της στατιστικής επεξεργασίας των αποτελεσμάτων για τον προσδιορισμό της αναλυτικής σχέσης. Συγκεκριμένα:

- Από την παρατήρηση της μεταβολής των ανηγμένων καθιζήσεων με το ανηγμένο εύρος βελτίωσης, προέκυψε στην παράγραφο 5.2 η βασική μορφή της συσχέτισης $\rho_{dyn}/\rho_{dyn,inf} - L_{imp}/B$, για σταθερές τιμές των λοιπών παραμέτρων.
- Στην συνέχεια, όπως περιγράφεται στην παράγραφο 5.2, προσδιορίστηκε η εξάρτηση των συντελεστών στην ανωτέρω γενική σχέση από το ανηγμένο εύρος βελτίωσης L_{imp}/B , ενώ στην παράγραφο 5.3 από το ανηγμένο πάχος βελτίωσης H_{imp}/B , με βάση τις ίδιες αναλύσεις.
- Μετά την ποσοτικοποίηση της επίδρασης των δύο αυτών σημαντικών παραμέτρων, οριστικοποιούνται στην παράγραφο 5.4 οι τιμές των συντελεστών της εμπειρικής σχέσης λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα όλων πλέον των αριθμητικών αναλύσεων.

Τελικά, στην παράγραφο 5.5, πραγματοποιείται αξιολόγηση της εμπειρικής σχέσης, με σύγκριση των αναλυτικών προβλέψεων και των αντίστοιχων αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων.

5.2 Επίδραση του λόγου L_{imp}/B

Στο Σχήμα 5.2 συσχετίζονται οι δυναμικές καθιζήσεις (ρ_{dyn}) από τις 105 συνολικά αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, με το κανονικοποιημένο ως προς το πλάτος θεμελίου εύρος βελτίωσης (L_{imp}/B). Στα τρία (3) επιμέρους διαγράμματα οι τιμές των καθιζήσεων εισάγονται ευθέως (Σχήμα 5.2(a)), αντίστροφα (Σχήμα 5.2(b)) και ως ο αντίστροφος λόγος της δυναμικής καθιζήσης ανηγμένη ως προς την καθίζηση για άπειρη βελτίωση (Σχήμα 5.2(c)). Με συνεχή γραμμή ενώνονται οι τιμές για την περίπτωση με πάχος βελτίωσης $H_{imp}=8m$ (Case 10). Από τη συστηματική παρατήρηση των διαγραμμάτων διαφαίνεται ότι προσφορότερη είναι η συσχέτιση του Σχήματος 5.2(c), δεδομένου ότι η αντίστροφη τιμή της ανηγμένης δυναμικής καθιζήσης κυμαίνεται μεταξύ 0 και 1 καθώς ο λόγος του εύρους βελτίωσης (L_{imp}/B) μεταβάλλεται από 0 (καθόλου βελτίωση) σε άπειρο (εκτεταμένη βελτίωση).



Σχήμα 5.2: Δυναμικές καθιζήσεις (a) ευθέως, (b) αντίστροφα και (c) ως ο αντίστροφος λόγος της δυναμικής καθιζήσης ανηγμένη ως προς την καθίζηση για άπειρη βελτίωση, σε σχέση με το λόγο L_{imp}/B .

Η επίδραση του L_{imp}/B που περιγράφηκε ανωτέρω, μπορεί να εκφραστεί αναλυτικά από την ακόλουθη **Σχέση 5.1**, εκθετικής μορφής:

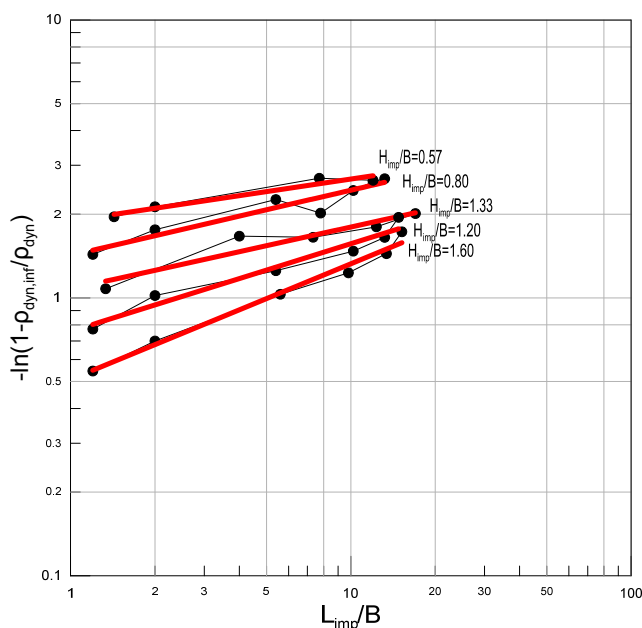
$$\frac{\rho_{dyn,inf}}{\rho_{dyn}} = 1 - \exp\left[-C1 \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B}\right)^{C2}\right] \quad (5.1)$$

όπου: $C1$ και $C2$ άγνωστοι συντελεστές.

Για τον υπολογισμό των δύο άγνωστων συντελεστών $C1$ και $C2$ η **Σχέση 5.1** αρχικά μετασχηματίζεται ως εξής:

$$-\ln\left(1 - \frac{\rho_{dyn,inf}}{\rho_{dyn}}\right) = C1 \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B}\right)^{C2} \quad (5.2)$$

και σχεδιάζεται ως ευθεία γραμμή σε δι-λογαριθμικό σύστημα αξόνων.



Σχήμα 5.3: Συσχέτιση της ποσότητας $-\ln(1 - \rho_{dyn,inf}/\rho_{dyn})$ με το εύρος βελτίωσης (L_{imp}/B) σε δι-λογαριθμικό διάγραμμα για πέντε περιπτώσεις.

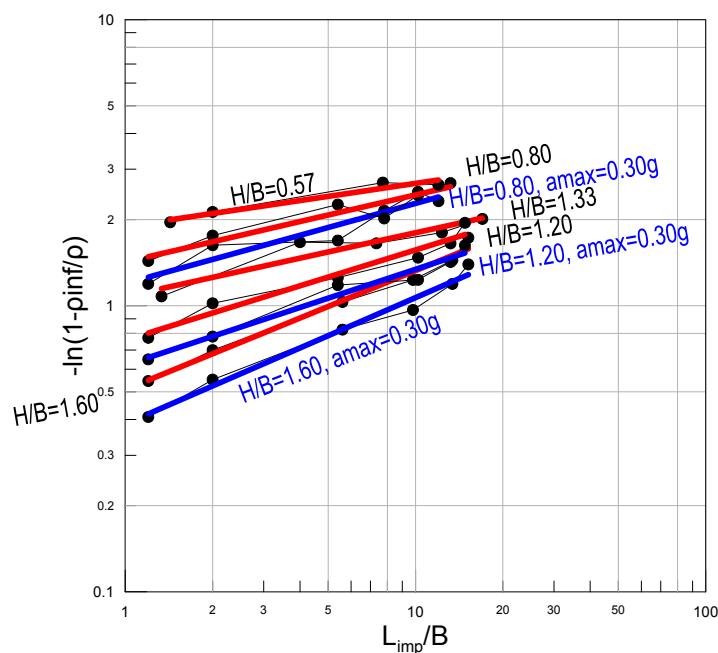
Ενδεικτικά, στο **Σχήμα 5.3** παρουσιάζεται η συσχέτιση των αριθμητικών αποτελεσμάτων, με βάση τη **Σχέση 5.2** σε δι-λογαριθμικό διάγραμμα, για πέντε (5) ομάδες αναλύσεων με διαφορετικές τιμές του λόγου H_{imp}/B και κοινές τις υπόλοιπες παραμέτρους της ανάλυσης. Παρατηρείται ότι όλες οι ομάδες αποτελεσμάτων

προσεγγίζονται ικανοποιητικά από μια ευθεία γραμμή, γεγονός που αποδεικνύει την ορθότητα της εκθετικής σχέσης που επελέγη για την έκφραση της επίδρασης του λόγου (L_{imp}/B). Αξίζει να σημειωθεί ότι, όσο οι τιμές του λόγου $\rho_{dyn,inf}/\rho_{dyn}$ πλησιάζουν την μονάδα (αυτό συμβαίνει για μεγάλες τιμές του λόγου $L_{imp}/B > 10$), η τιμή της ποσότητας $-\ln(1-\rho_{dyn,inf}/\rho_{dyn})$ αυξάνει απότομα και γι' αυτό το λόγο αυτές οι αναλύσεις δεν λήφθηκαν υπόψη για τον προσδιορισμό των συντελεστών $C1$ και $C2$. Αυτή η εξαίρεση των αναλύσεων με μεγάλες τιμές του λόγου L_{imp}/B είναι συντηρητική (conservative), όπως θα σχολιασθεί στη συνέχεια.

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο, σημαντικότερη είναι η επίδραση του εύρους και του πάχους βελτίωσης, ενώ οι υπόλοιπες παράμετροι ακολουθούν. Για το λόγο αυτό η ίδια διαδικασία που περιγράφηκε ανωτέρω, πραγματοποιήθηκε λαμβάνοντας υπόψη και τις αναλύσεις με διαφορετικό λόγο H_{imp}/B και διαφορετική επιτάχυνση a_{max} . Συμπεριελήφθηκαν, λοιπόν και οι ομάδες αναλύσεων:

- $H_{imp}/B=0.80$ και $a_{max}=0.30g$ (Case 6)
- $H_{imp}/B=1.20$ και $a_{max}=0.30g$ (Case 11)
- $H_{imp}/B=1.60$ και $a_{max}=0.30g$ (Case 12)

Στο **Σχήμα 5.4** φαίνονται και οι οχτώ (8) περιπτώσεις καθώς και οι καμπύλες των συναρτήσεων που τις προσεγγίζουν. Με βάση και τις πρόσθετες αυτές περιπτώσεις που συμπεριελήφθησαν επιβεβαιώνεται περαιτέρω η ορθότητα της εκθετικής συσχέτισης. Με βάση το διάγραμμα του **Σχήματος 5.4** καθώς και τη **Σχέση 5.2** εξάγονται σημαντικές παρατηρήσεις σχετικά με τους συντελεστές $C1$ και $C2$. Αρχικά, για την ποσότητα $C1$, προκύπτει ότι ισούται με την τιμή του $-\ln(1-\rho_{inf}/\rho)$ για εύρος βελτίωσης ίσο με το πλάτος του θεμελίου ($L_{imp}/B=1$) και αυξάνεται όσο ο λόγος H_{imp}/B μειώνεται. Μάλιστα κυμαίνεται σε μεγάλο εύρος τιμών, καθώς λαμβάνει τιμές από 0.4 για $H_{imp}/B=1.60$ μέχρι περίπου 2.0 για $H_{imp}/B=0.57$. Αντίθετα, ο συντελεστής $C2$ αντιστοιχεί στην κλίση της ευθείας γραμμής στο **Σχήμα 5.4** για κάθε ομάδα αναλύσεων. Η διακύμανσή του είναι μικρότερη και οι τιμές του αυξάνονται με την αύξηση του λόγου H_{imp}/B .



Σχήμα 5.4: Συσχέτιση της ποσότητας $-\ln(1-\rho_{\text{dyn,inf}}/\rho_{\text{dyn}})$ με το εύρος βελτίωσης (L_{imp}/B) σε δι-λογαριθμικό διάγραμμα για οχτώ περιπτώσεις.

5.3 Επίδραση του λόγου H_{imp}/B

Όπως φαίνεται από τα διαγράμματα του **Σχήματος 5.1**, η επίδραση του πάχους βελτίωσης, η οποία εκφράζεται μέσω του λόγου H_{imp}/B , είναι σημαντική. Για την ποσοτικοποίηση της επίδρασης αυτής, στη **Σχέση 5.1** εξετάστηκαν δύο (2) εναλλακτικές περιπτώσεις. Πρόκειται, όπως θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, για μία απλοποιημένη μονο-παραμετρική προσέγγιση και μία σύνθετη δι-παραμετρική προσέγγιση.

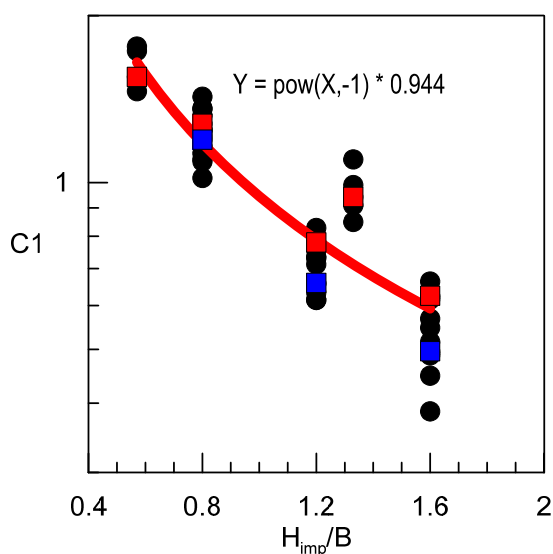
Απλοποιημένη (μονο-παραμετρική) Προσέγγιση.— Σύμφωνα με την προσέγγιση αυτή, η επίδραση του πάχους βελτίωσης είναι ανεξάρτητη από το εύρος βελτίωσης. Σε κάθε περίπτωση, δηλαδή, διαφορετικού εύρους βελτιωμένης ζώνης η επίδραση του πάχους βελτίωσης θα είναι η ίδια. Όπως περιγράφηκε στην προηγούμενη παράγραφο, οι συντελεστές $C2$ των 8 διαφορετικών ομάδων αναλύσεων διαφέρουν λίγο, σχετικά με τις τιμές του $C1$, πράγμα το οποίο φαίνεται και στο **Σχήμα 5.4** (περίπου ίδια κλίση ευθείας για όλες τις περιπτώσεις). Για το λόγο

αυτό σύμφωνα με την απλοποιημένη προσέγγιση ο συντελεστής $C2$ θα είναι σταθερός και τέθηκε ίσος με τον μέσο όρο των 8 επιμέρους τιμών του $C2$, δηλαδή $C2=C2_{aver}=0.30$. Ακολούθως, για τον υπολογισμό του συντελεστή $C1$, η Σχέση 5.1 μετασχηματίστηκε ως εξής:

$$C1 = \frac{-\ln\left(1 - \frac{\rho_{dyn,inf}}{\rho_{dyn}}\right)}{\left(\frac{L_{imp}}{B}\right)^{0.30}} \quad (5.3)$$

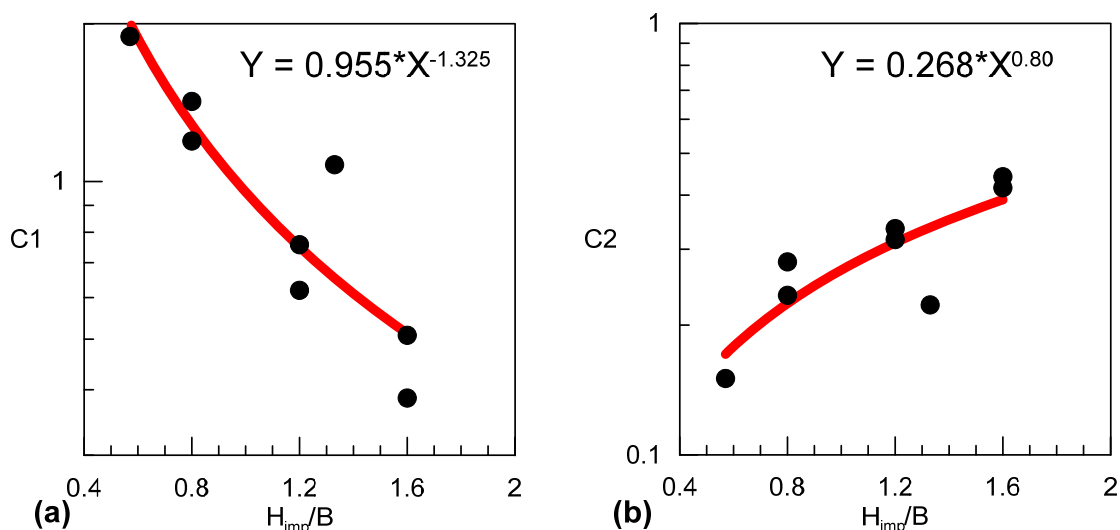
Τα αποτελέσματα των υπολογισμών της Σχέσης 5.3 παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.5 για τις οχτώ (8) περιπτώσεις με διαφορετικό λόγο H_{imp}/B . Τα κυκλάκια αντιστοιχούν στα διαφορετικά εύρη βελτίωσης, ενώ τα τετραγωνάκια στο μέσο όρο της τιμής του $C1$ από όλα τα διαφορετικά εύρη κάθε περίπτωσης. Με κόκκινο σημειώνονται οι περιπτώσεις όπου διέφερε μόνο ο λόγος H_{imp}/B , σε σχέση με την περίπτωση αναφοράς, ενώ με μπλε οι περιπτώσεις όπου μεταβάλλεται και η επιτάχυνση. Τελικά από τα οχτώ αυτά σημεία (τετραγωνάκια) προέκυψε η ζητούμενη προσέγγιση για τον συντελεστή $C1$ συναρτήσεως του πάχους βελτίωσης (H_{imp}/B) (έντονη κόκκινη γραμμή στο Σχήμα 5.5) ως εξής:

$$C1 = 0.944 \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B}\right)^{-1} \quad (5.4)$$



Σχήμα 5.5: Συντελεστής $C1$ συναρτήσεως του πάχους βελτίωσης (H_{imp}/B) σύμφωνα με την απλοποιημένη προσέγγιση για οχτώ περιπτώσεις.

Σύνθετη (δι-παραμετρική) Προσέγγιση. _ Σύμφωνα με την εν λόγω προσέγγιση, η επίδραση του πάχους βελτίωσης διαφέρει για τις διάφορες τιμές του εύρους βελτίωσης. Για το λόγο αυτό, σε αντίθεση με την απλοποιημένη προσέγγιση και ο συντελεστής $C2$ είναι συνάρτηση του πάχους βελτίωσης (H_{imp}/B). Όπως παρουσιάστηκε στο **Σχήμα 5.4** από τις προσεγγίσεις για τις διάφορες περιπτώσεις, προκύπτουν οχτώ (8) ζεύγη τιμών των συντελεστών $C1$ και $C2$. Ωστόσο, δεν εξάγεται μία τιμή για τον κάθε συντελεστή με την εφαρμογή μέσης τιμής, αλλά όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 5.6** για κάθε συντελεστή προκύπτει ξεχωριστά η συσχέτιση του με το ανηγμένο πάχος βελτίωσης (H_{imp}/B).



Σχήμα 5.6: Συσχέτιση του συντελεστή **(a)** $C1$ και **(b)** $C2$ με το πάχος βελτίωσης (H_{imp}) κανονικοποιημένο προς το πλάτος θεμελίου (B), σύμφωνα με την σύνθετη προσέγγιση για οχτώ περιπτώσεις.

Με βάση, λοιπόν την σύνθετη προσέγγιση οι άγνωστοι συντελεστές της **Σχέσης 5.1** γράφονται ως εξής:

$$C1 = 0.955 \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B}\right)^{-1.325} \quad (5.5)$$

$$C2 = 0.268 \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B}\right)^{0.800} \quad (5.6)$$

Τελικά από την ποσοτικοποίηση της επίδρασης και του πάχους βελτίωσης η **Σχέση 5.1** έλαβε σύμφωνα και με τις δυο προσεγγίσεις τις εξής εκφράσεις:

$$\frac{\rho_{dyn,inf}}{\rho_{dyn}} = 1 - \exp \left[-0.944 \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B} \right)^{-1} \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B} \right)^{0.30} \right] \quad \text{απλοποιημένη (5.7)}$$

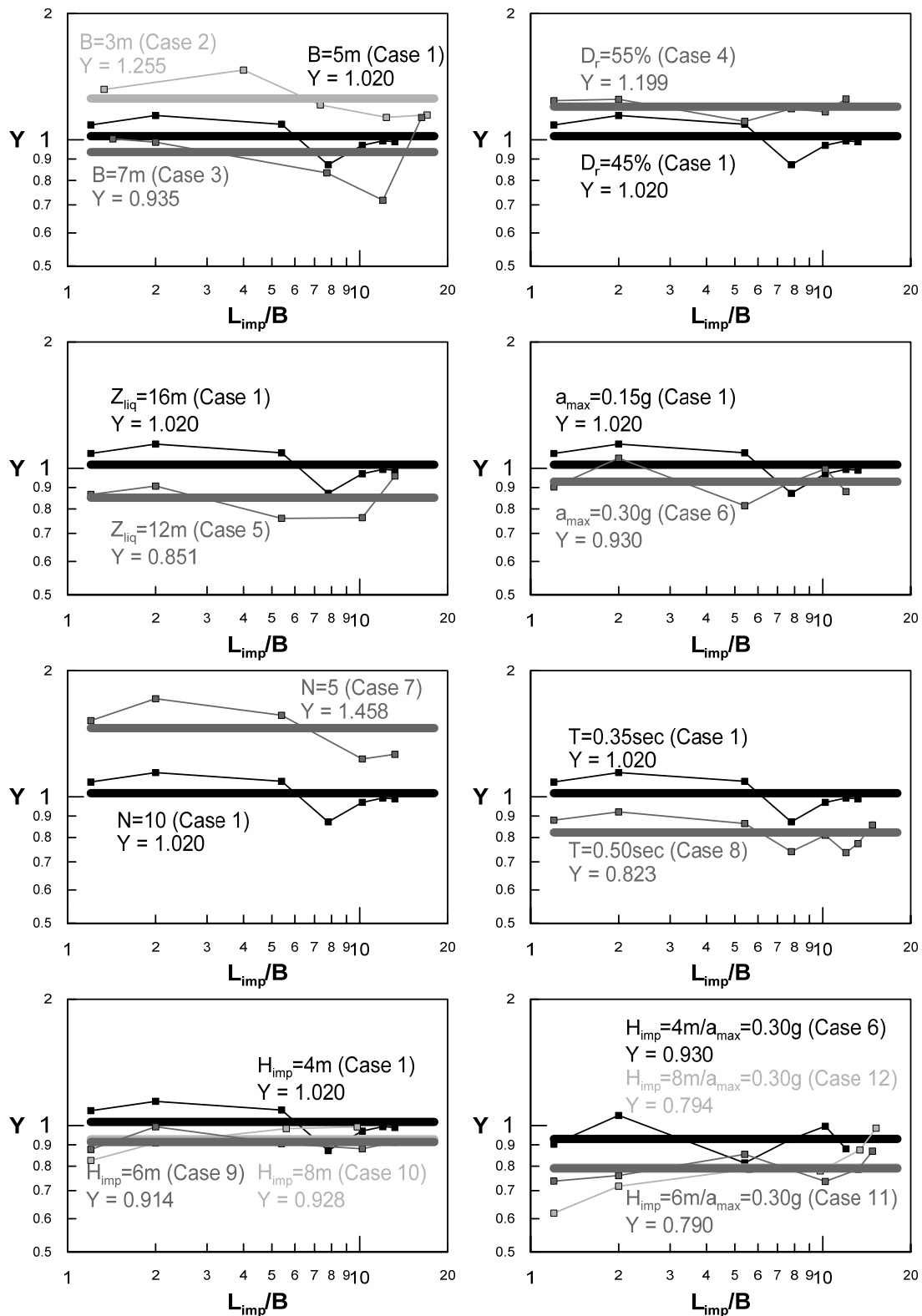
$$\frac{\rho_{dyn,inf}}{\rho_{dyn}} = 1 - \exp \left[-0.955 \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B} \right)^{-1.325} \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B} \right)^{0.268} \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B} \right)^{0.80} \right] \quad \text{σύνθετη (5.8)}$$

5.4 Οριστική διατύπωση εμπειρικών σχέσεων

Μετά την ποσοτικοποίηση της επίδρασης των δύο κυριότερων παραμέτρων (L_{imp}/B & H_{imp}/B) ακολούθησαν και οι υπόλοιπες, οι οποίες έχουν μικρότερη επιρροή στην αναπτυσσόμενη καθίζηση. Πρόκειται για τις περιπτώσεις με σταθερό λόγο H_{imp}/B που δεν συμπεριελήφθησαν έως τώρα στην στατιστική επεξεργασία που παρουσιάζεται και οι οποίες εξετάζουν την επιρροή των παραμέτρων: D_r , Z_{liq} , a_{max} , N και T (**Σχήμα 5.1(b)**). Για το λόγο αυτό, για την μονο-παραμετρική έκφραση (**Σχέση 5.7**), η σταθερά 0.944 αντικαταστάθηκε με μία αδιάστατη παράμετρο Y που ορίσθηκε ως ακολούθως:

$$Y = \frac{-\ln \left(1 - \frac{\rho_{dyn,inf}}{\rho_{dyn}} \right)}{\left(\frac{H_{imp}}{B} \right)^{-1} \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B} \right)^{0.30}} \quad (5.9)$$

Στη συνέχεια, και για τις δώδεκα (12) περιπτώσεις της παραμετρικής διερεύνησης υπολογίστηκε η τιμή της παραμέτρου Y συναρτήσει του ανηγμένου εύρους βελτίωσης. Τα αποτελέσματα για κάθε περίπτωση παρουσιάστηκαν όπως φαίνεται χαρακτηριστικά στο **Σχήμα 5.7**. Όπως και στα προηγούμενα βήματα της στατιστικής επεξεργασίας, έτσι και για την επίδραση των υπόλοιπων παραμέτρων οι περιπτώσεις με μεγάλες τιμές του λόγου εύρος βελτίωσης προς πλάτος θεμελίου δεν συμπεριελήφθησαν. Για κάθε περίπτωση υπολογίστηκε η μέση τιμή της παραμέτρου Y , που απεικονίζεται στο **Σχήμα 5.7** με έντονη οριζόντια γραμμή. Από αυτές τις δώδεκα (12) τιμές της παραμέτρου Y προέκυψε η τελική της τιμή ως μέσος όρος.



Σχήμα 5.7: Διακόμανση της παραμέτρου Y με το εύρος βελτίωσης (L_{imp}) κανονικοποιημένο προς το πλάτος θεμελίου (B), σε δι-λογαριθμική κλίμακα για τις 12 περιπτώσεις που εξετάστηκαν.

Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε και για την περίπτωση της αναλυτικής δι-παραμετρικής προσέγγισης, ωστόσο αυτήν την φορά η παράμετρος γ αντικατέστησε την σταθερά 0.955 της **Σχέσης 5.8**. Μετά την ολοκλήρωση και αυτού του βήματος εξήχθησαν οι τελικές εκφράσεις για τον υπολογισμό της δυναμικής καθίζησης, μία σύμφωνα με την απλοποιημένη (μονο-παραμετρική) προσέγγιση και μία σύμφωνα με την σύνθετη (δι-παραμετρική) ως εξής:

$$\frac{\rho_{dyn,inf}}{\rho_{dyn}} = 1 - \exp \left[-0.991 \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B} \right)^{-1} \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B} \right)^{0.30} \right] \quad \text{απλοποιημένη (5.10)}$$

$$\frac{\rho_{dyn,inf}}{\rho_{dyn}} = 1 - \exp \left[-1.034 \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B} \right)^{-1.325} \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B} \right)^{0.268} \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B} \right)^{0.80} \right] \quad \text{σύνθετη (5.11)}$$

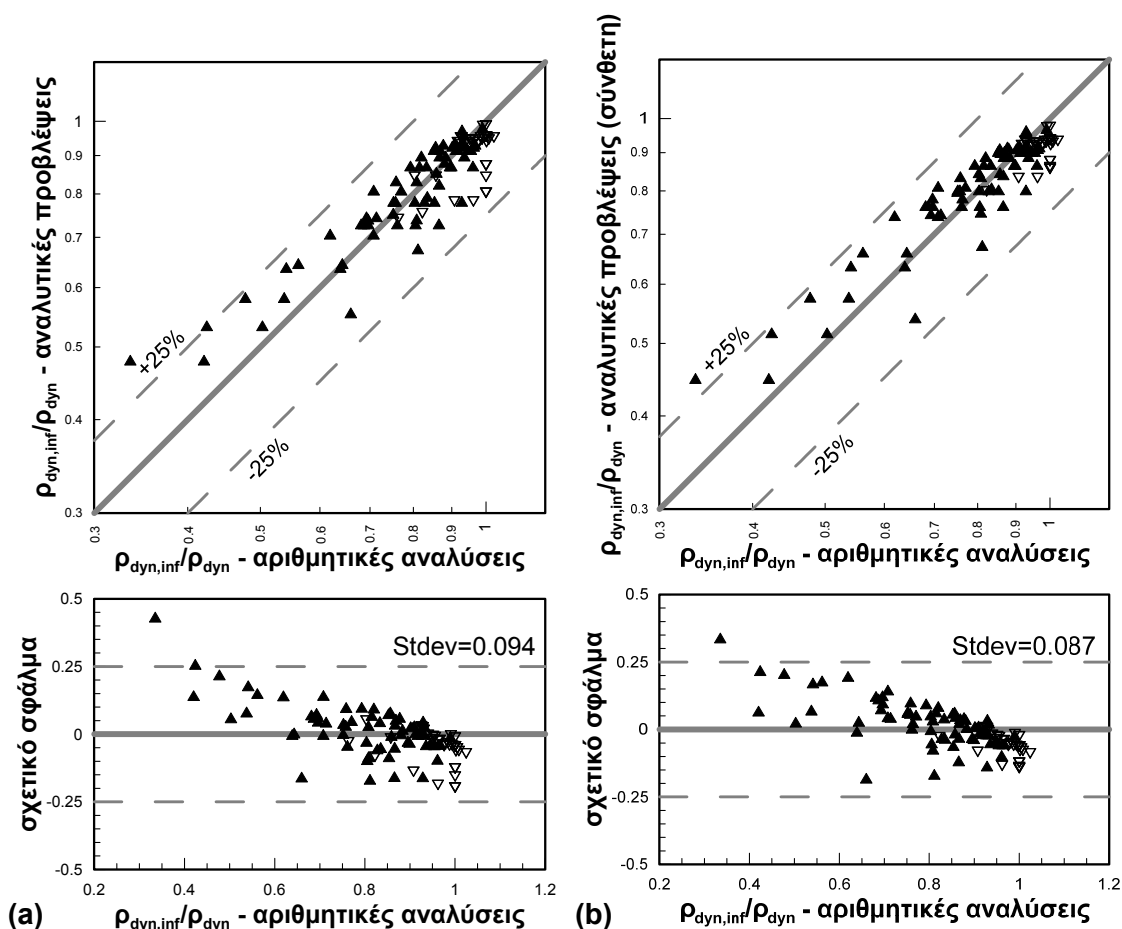
5.5 Αξιολόγηση Εμπειρικής Σχέσης

Η εμπειρικές σχέσεις που προέκυψαν μετά την στατιστική επεξεργασία των αριθμητικών αποτελεσμάτων έχουν ενσωματώσει την επίδραση όλων των βασικών παραμέτρων που επηρεάζουν την ανάπτυξη δυναμικών καθιζήσεων. Ωστόσο, η ακρίβειά τους πρέπει να εξακριβωθεί, μέσω σύγκρισης με τα πρωτογενή αποτελέσματα. Αυτή η αξιολόγηση είναι απαραίτητη, καθώς αφενός κατά την επεξεργασία των δεδομένων έγιναν ορισμένες απλουστευτικές παραδοχές (μη χρησιμοποίηση τιμών για μεγάλα εύρη βελτίωσης, θεώρηση μέσων όρων, κ.α.) και αφετέρου για να εκτιμηθεί το σχετικό σφάλμα της κάθε προτεινόμενης αναλυτικής σχέσης.

Στο **Σχήμα 5.8** παρουσιάζεται η σύγκριση και το σχετικό σφάλμα των δύο προτεινόμενων σχέσεων, συναρτήσει των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων, σε όρους ανηγμένης καθίζησης ($\rho_{dyn,inf}/\rho_{dyn}$). Το "σχετικό σφάλμα" ορίστηκε ως εξής:

$$\text{σχετικό σφάλμα} = \frac{\text{αναλ.} - \text{αριθμ.}}{\text{αριθμ.}} \quad (5.12)$$

όπου αναλ. αντιστοιχεί στην προβλεπόμενη τιμή και αριθμ. αντιστοιχεί στα αριθμητικά αποτελέσματα.



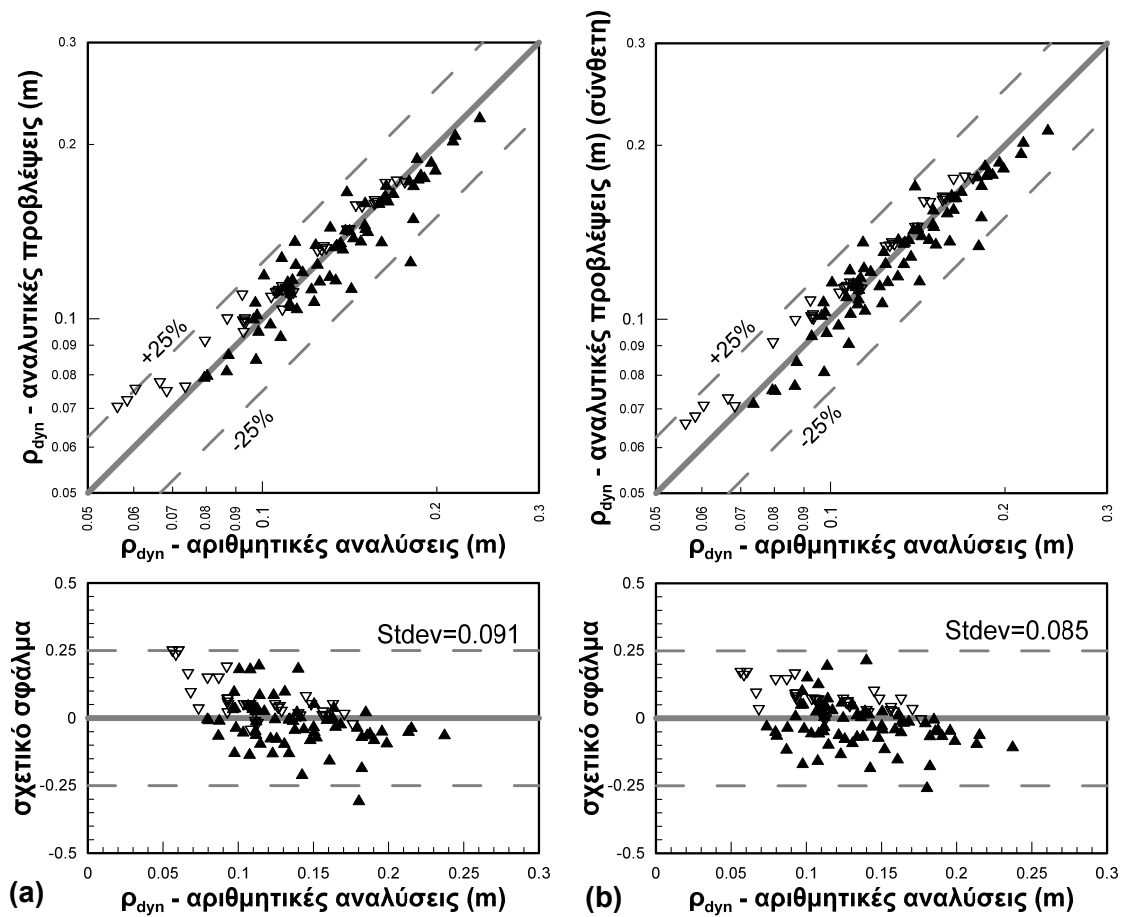
Σχήμα 5.8: Αξιολόγηση εμπειρικών σχέσεων για το $\rho_{dyn,inf}/\rho_{dyn}$.

Παρατηρείται ότι η τυπική απόκλιση του σχετικού σφάλματος είναι ίση με $\pm 9.4\%$ για την απλοποιημένη έκφραση και $\pm 8.7\%$ για την σύνθετη. Επιπλέον, για όλες πρακτικά τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν το σχετικό σφάλμα είναι μικρότερο από $\pm 25\%$ και για τις δύο σχέσεις.

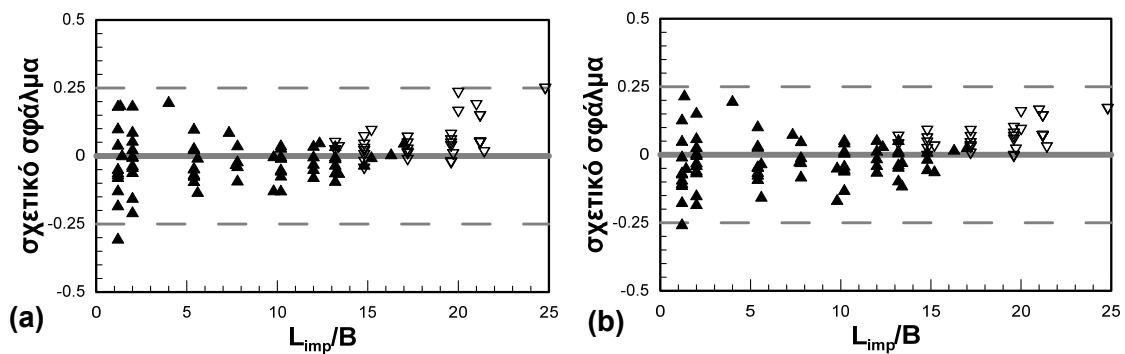
Επισημαίνεται ότι, στο Σχήμα 5.8, με λευκά τριγωνάκια απεικονίζονται οι αναλύσεις που δεν χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό των συντελεστών της αναλυτικής σχέσης και οι οποίες αντιστοιχούν στα μεγαλύτερα εύρη βελτίωσης. Παρατηρείται ότι τα εν λόγω σημεία δεν διαφοροποιούν την ανωτέρω συσχέτιση και αξιολόγηση, παρά το γεγονός ότι οι αντίστοιχες τιμές του $\rho_{dyn,inf}/\rho_{dyn}$ υπο-εκτιμούνται συστηματικά, κατά 10-20% από την μονο-παραμετρική σχέση και κατά 10% περίπου από την δι-παραμετρική.

Στο **Σχήμα 5.9** παρουσιάζεται η σύγκριση και το σχετικό σφάλμα των δύο προτεινόμενων σχέσεων, σε σχέση με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, σε όρους δυναμική καθίζησης (ρ_{dyn}). Οι τιμές της καθίζησης σύμφωνα με τις αναλυτικές σχέσεις έχουν προκύψει θεωρώντας ως καθίζηση για άπειρη βελτίωση ($\rho_{dyn,inf}$) την αντίστοιχη αριθμητική τιμή για βελτίωση σε ολόκληρη την εκταση του καννάβου. Τώρα, οι τυπικές αποκλίσεις για το σχετικό σφάλμα λαμβάνουν τις τιμές $\pm 9.1\%$ και $\pm 8.5\%$ για την μονο-παραμετρική και την δι-παραμετρική έκφραση αντίστοιχα. Επίσης παρατηρείται ότι οι τιμές του σχετικού σφάλματος για όλα τα δεδομένα, ακόμη και για αυτά που δεν ελήφθησαν υπόψη στην στατιστική επεξεργασία (λευκά τριγωνάκια) και υπερ-εκτιμούνται από τις προτεινόμενες σχέσεις, δεν ξεπερνούν το $\pm 25\%$.

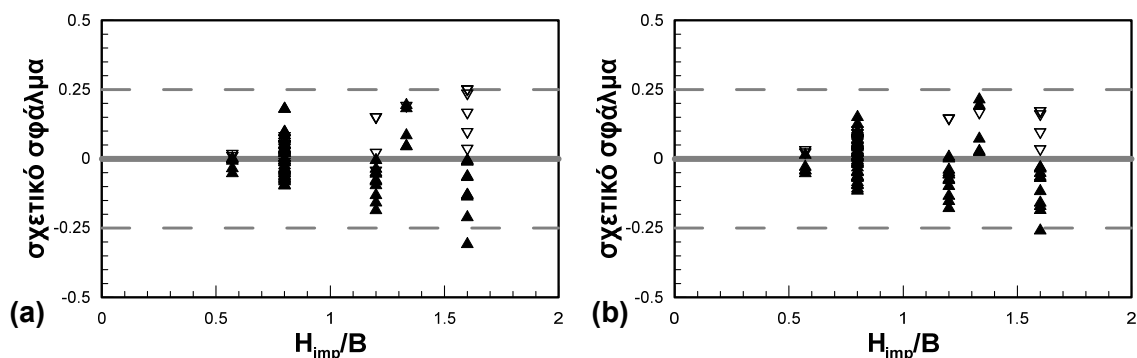
Στο **Σχήμα 5.10** παρουσιάζεται το σχετικό σφάλμα της δυναμικής καθίζησης, σύμφωνα με τις προβλέψεις των δύο αναλυτικών εκφράσεων, συναρτήσει του κανονικοποιημένου με το πλάτος θεμελίου εύρους βελτίωσης (L_{imp}/B). Παρατηρείται ότι οι αναλυτικές προβλέψεις υποεκτιμούν κατά τι την αναπτυσσόμενη καθίζηση κυρίως στα μεσαία εύρη βελτίωσης, ενώ αντίθετα την υπερ-εκτιμούν αντίστοιχα στα μεγάλα εύρη λόγω της συντηρητικής θεώρησης που έγινε σχετικά με την τιμή του $\rho_{dyn,inf}$. Τέλος, η διασπορά του σφάλματος είναι σχετικά μεγαλύτερη στα μικρά και πολύ μικρά εύρη βελτίωσης ($L_{imp}/B < 3$).



Σχήμα 5.9: Σύγκριση μεταξύ αναλυτικών προβλέψεων και αριθμητικών αποτελεσμάτων σε όρους ρ_{dyn} και σχετικό σφάλμα συναρτήσει των αριθμητικών αποτελεσμάτων, σύμφωνα (a) με την απλοποιημένη και (b) την σύνθετη σχέση.



Σχήμα 5.10: Σχετικό σφάλμα δυναμικής καθίζησης (a) απλοποιημένης και (b) σύνθετης σχέσης, συναρτήσει του ανηγμένου με το πλάτος θεμελίου, εύρους βελτίωσης.



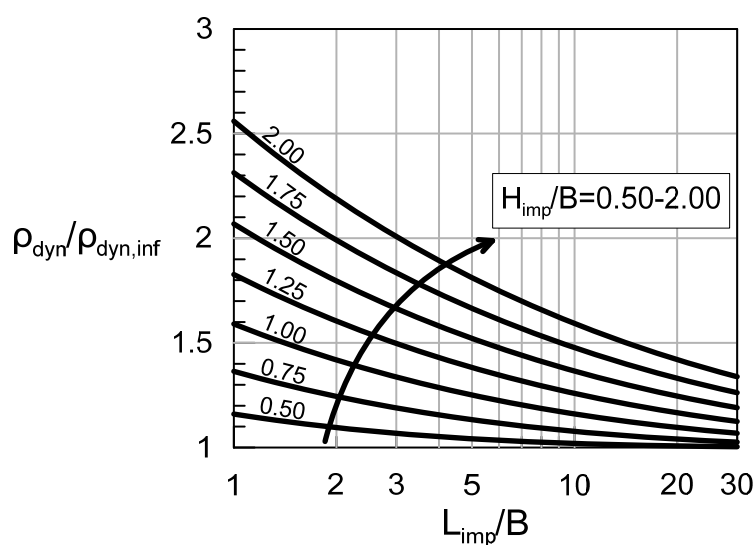
Σχήμα 5.11: Σχετικό σφάλμα δυναμικής καθίζησης (a) απλοποιημένης και (b) σύνθετης σχέσης, συναρτήσει του ανηγμένου με το πλάτος θεμελίου, πάχους βελτίωσης.

Τέλος, στο **Σχήμα 5.11** παρουσιάζεται το σχετικό σφάλμα της δυναμικής καθίζησης, σύμφωνα με τις προβλέψεις των δύο αναλυτικών εκφράσεων, συναρτήσει του κανονικοποιημένου με το πλάτος θεμελίου πάχους βελτίωσης (H_{imp}/B). Παρατηρείται ότι, και για τις δύο εκφράσεις, οι αναλυτικές προβλέψεις είναι αρκετά ακριβείς για τις περιπτώσεις με ανηγμένο πάχος βελτίωσης μικρότερο της μονάδας ($H_{imp}/B < 1$), ενώ η διασπορά των αποτελεσμάτων αυξάνει (relative error $< \pm 25\%$) για τις μεγαλύτερες τιμές του λόγου του πάχους βελτίωσης. Όπως ήταν αναμενόμενο, η συνολική διασπορά των αποτελεσμάτων είναι ελαφρώς μικρότερη για την δι-παραμετρική σχέση.

5.6 Σχολιασμός/ Συμπεράσματα

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάστηκε η στατιστική επεξεργασία που ακολουθήθηκε για την εξαγωγή αναλυτικής σχέσης υπολογισμού της δυναμικής καθίζησης για διαφορετική έκταση (κατά πλάτος και βάθος) της επιφανειακής βελτίωσης του εδάφους. Η εμπειρική σχέση που προτείνεται, έχει προκύψει μετά από την ποσοτικοποίηση της επίδρασης όλων των βασικών παραμέτρων του προβλήματος. Με βάση τη σύγκριση με τα αριθμητικά αποτελέσματα, προκύπτει ότι η σχέση υπολογισμού καθιζήσεων έχει ικανοποιητική ακρίβεια, αφού το μέγιστο σχετικό σφάλμα δε ξεπερνούσε το 25% σε καμία περίπτωση.

Από πρακτικής σκοπιάς, η εμπειρική σχέση υπολογισμού μπορεί να χρησιμοποιηθεί κατά τον σχεδιασμό μέτρων βελτίωσης για την επιλογή της επιθυμητής έκτασης βελτίωσης. Ενδεικτικά, στο **Σχήμα 5.12** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της **Σχέσης 5.10** (απλοποιημένη, μονο-παραμετρική έκφραση), σε όρους ανηγμένης καθίζησης για διάφορα εύρη και πάχη βελτίωσης. Συγκεκριμένα φαίνονται τα αποτελέσματα για επτά (7) διαφορετικούς λόγους του πάχους βελτίωσης προς πλάτος θεμελίου ($H_{imp}/B=0.50, 0.75, 1.00, 1.25, 1.50, 1.75, 2.00$) και για λόγους εύρους βελτίωσης προς πλάτος θεμελίου από 1 έως και 30.



Σχήμα 5.12: Αποτελέσματα καθίζησης, κανονικοποιημένης ως προς την καθίζηση για άπειρη βελτίωση σε σχέση με το εύρος βελτίωσης για διάφορες τιμές του λόγου πάχους βελτίωσης προς πλάτος θεμελίου σύμφωνα με την απλοποιημένη σχέση.

Όπως παρατηρείται το εύρος βελτίωσης έχει μεγαλύτερη επιρροή στις δυναμικές καθιζήσεις όσο ο λόγος H_{imp}/B αυξάνει. Για παράδειγμα, για την περίπτωση πάχους βελτίωσης $H_{imp}=0.50 \cdot B$, εφαρμογή βελτίωσης σε εύρος $L_{imp}=10 \cdot B$ έχει σαν αποτέλεσμα η καθίζηση να μειωθεί μόνο κατά 10% σε σχέση με την περίπτωση εύρους βελτίωσης $L_{imp}=2 \cdot B$. Αντίθετα, για πάχος βελτίωσης $H_{imp}=1.75 \cdot B$, η διαφορά της καθίζησης για τα ίδια εύρη θα είναι μεγαλύτερη από 50%.

Μια επίσης σημαντική παρατήρηση που προκύπτει από το διάγραμμα του **Σχήματος 5.12** είναι πως εφαρμογή βελτίωσης σε διαστάσεις $L_{imp} \times H_{imp} = 3B \times 1.25B = 3.75B^2$ καθώς

και $L_{imp} \times H_{imp} = 9B \times 1.75B = 15.75B^2$ έχουν σαν αποτέλεσμα τον ίδιο λόγο δυναμικής καθίζησης προς καθίζηση για άπειρη βελτίωση ($\rho_{dyn}/\rho_{dyn,inf} = 1.50$). Ωστόσο πρέπει να σημειωθεί ότι δεν είναι ακριβές να υποθέσουμε ότι και η καθίζηση (σε απόλυτο μέγεθος) των δύο διατάξεων θα είναι ίδια, καθώς οι καθιζήσεις για άπειρη βελτίωση είναι μεγαλύτερες στην πρώτη περίπτωση.

Κεφάλαιο 6

Επίδραση Εύρους Βελτίωσης στον μετα-σεισμικό Συντελεστή Ασφαλείας

6.1 Γενικά

Μετά την ποσοτικοποίηση της επιρροής του εύρους βελτίωσης στις δυναμικές καθιζήσεις, η οποία παρουσιάστηκε στο **Κεφάλαιο 5**, ακολουθεί η αντίστοιχη διερεύνηση για τον μετα-σεισμικό συντελεστή ασφαλείας ($FS_{degr.}$). Στο **Σχήμα 6.1** φαίνεται η μεταβολή της καθίζησης και του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας, τόσο σε απόλυτα μεγέθη όσο και σε ανηγμένα (ως προς την άπειρη βελτίωση), σε σχέση με το κανονικοποιημένο προς το πλάτος θεμελίου, εύρος βελτίωσης για την περίπτωση αναφοράς (Case 1) και για $a_{max}=0.30g$ (Case 6).

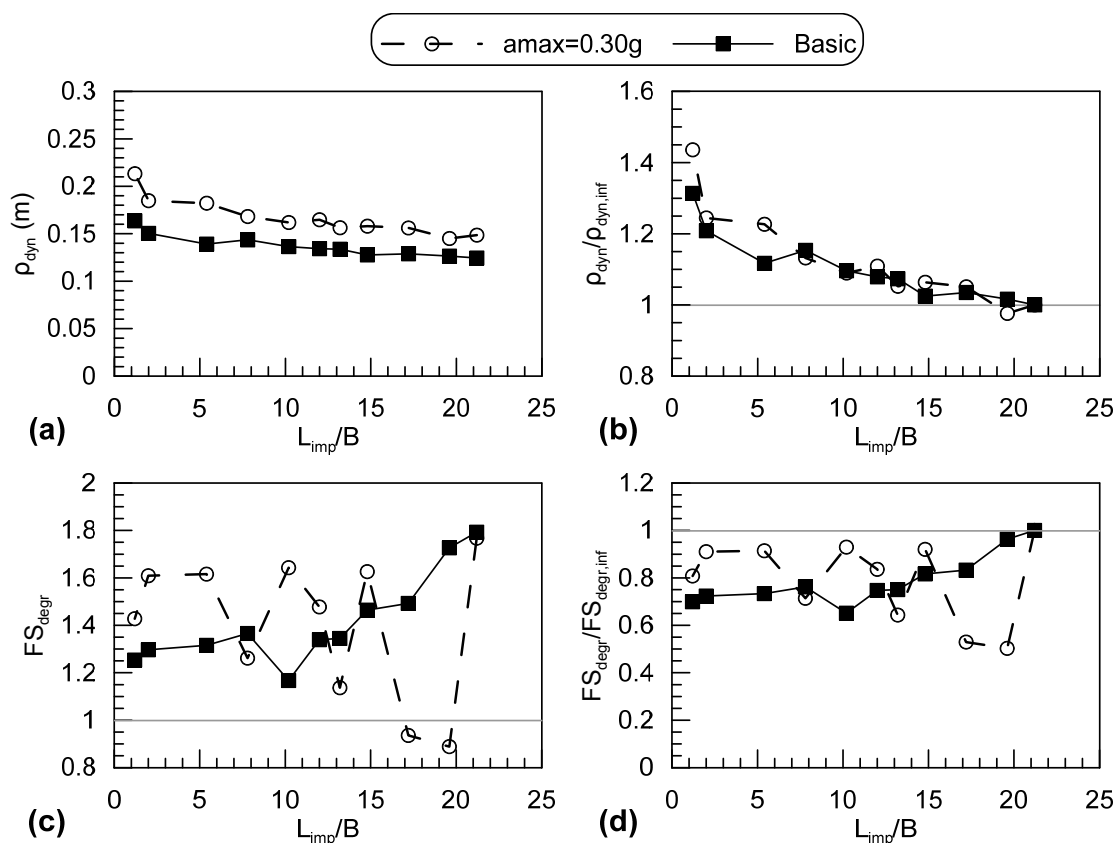
Από τα διαγράμματα αυτά προκύπτει ότι η καθίζηση της θεμελίωσης κατά τη διάρκεια της δόνησης αυξάνεται όσο το εύρος βελτίωσης μειώνεται. Μάλιστα, και για τις δύο περιπτώσεις που παρουσιάζονται, υπάρχει μεγάλη ομοιομορφία των αποτελεσμάτων. Αντίθετα, αυτό δεν ισχύει για τον συντελεστή ασφαλείας $FS_{degr.}$. Τόσο για την περίπτωση αναφοράς, αλλά σε μεγαλύτερο βαθμό για την περίπτωση $a_{max}=0.30g$, η μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας με το λόγο του εύρους βελτίωσης προς πλάτος θεμελίου δεν παρουσιάζεται ομαλή. Την ίδια μορφή εξέλιξης του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας με το εύρος βελτίωσης εμφανίζουν και άλλες περιπτώσεις που εξετάστηκαν.

Αυτή η ανομοιομορφία των αποτελεσμάτων για τον μετα-σεισμικό συντελεστή ασφαλείας οφείλεται σε διάφορους λόγους:

- Οι αναπτυσσόμενες υπερπίεσεις πόρων κατά τη διάρκεια της διέγερσης, παραμένουν σταθερές στη μετα-σεισμική φάση φόρτισης με αποτέλεσμα την απομείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους. Μάλιστα, ακόμη και για την άπειρη βελτίωση ο μετα-σεισμικός συντελεστής ασφαλείας λαμβάνει, σε αρκετές από τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν, τιμές κοντά στο 1.50, δηλαδή,

πολύ μικρότερος από τον αντίστοιχο στατικά υπολογιζόμενο. Σαν αποτέλεσμα, μείωση του εύρους βελτίωσης σε μία τέτοια περίπτωση, οδηγεί σε τιμές του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας κοντά στη μονάδα και συνακόλουθα στην αστοχία.

- Επιπλέον, σε αρκετές περιπτώσεις, η ρευστοποίηση της υποκείμενης, μη βελτιωμένης ζώνης ($r_u > 0.90$) κατά τη διάρκεια της δόνησης, οδηγεί σε αστοχία της θεμελίωσης ακόμη και με την επιβολή του αρχικού φορτίου ($q_0 = 52 \text{ kPa}$) και επομένως δεν έχει νόημα η μετα-σεισμική φάση φόρτισης ($FS_{\text{degr}} < 1.0$). Ωστόσο αυτή η αστοχία, δε φαίνεται να επηρεάζει την ανάπτυξη της καθίζησης αφού δεν παρατηρήθηκαν απότομες μεταβολές των μετακινήσεων.



Σχήμα 6.1: Μεταβολή καθίζησης (a, b) και μετα-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας (c, d) σε απόλυτα μεγέθη και ανηγμένα με την άπειρη βελτίωση, σε σχέση με το λόγο εύρος βελτίωσης προς πλάτος θεμελίου.

Λόγω λοιπόν, αντικειμενικών δυσκολιών προσδιορισμού της φέρουσας ικανότητας, δεν ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία με τις καθιζήσεις, όσον αφορά στη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων για τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας. Από τις 12 συνολικά περιπτώσεις που εξετάστηκαν στην παραμετρική ανάλυση, αρχικά εντοπίστηκαν εκείνες που εμφανίζουν μεγάλη ανομοιομορφία όσον αφορά τις τιμές του μετα-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας. Για τους λόγους που καταγράφηκαν προηγουμένως, οι περιπτώσεις αυτές δεν λήφθηκαν υπόψη. Στη συνέχεια, όπως περιγράφεται στην παράγραφο **6.2**, εξετάζεται εάν η συσχέτιση καθιζήσης-συντελεστή ασφαλείας, η οποία παρουσιάστηκε στο **Κεφάλαιο 3** για άπειρη βελτίωση, ισχύει και για τις περιπτώσεις με περιορισμένο εύρος βελτίωσης.

Με βάση τα συμπεράσματα που προέκυψαν για τη συσχέτιση $(\rho_{dyn})-(1/FS_{degr})$ για τις αναλύσεις με περιορισμένο εύρος, καταστρώθηκαν τα βήματα της στατιστικής επεξεργασίας για την ποσοτικοποίηση της επίδρασης του εύρους βελτίωσης στον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας. Έτσι, προτάθηκαν τελικώς 2 μέθοδοι για τον υπολογισμό των τιμών του συντελεστή ασφαλείας που αντιστοιχούν σε περιορισμένο εύρος βελτίωσης: μία επαναληπτική και μία απλοποιημένη. Στην παράγραφο **6.3** αξιολογείται η επαναληπτική μέθοδος υπολογισμού, η οποία προέκυψε μέσω της συσχέτισης καθιζήσης - συντελεστή ασφαλείας. Για καλύτερη εποπτεία της επίδρασης του εύρους βελτίωσης, στην παράγραφο **6.4**, η ανωτέρω πεπλεγμένη αναλυτική μεθοδολογία χρησιμοποιείται για την διατύπωση μιας απλοποιημένης εμπειρικής έκφρασης.

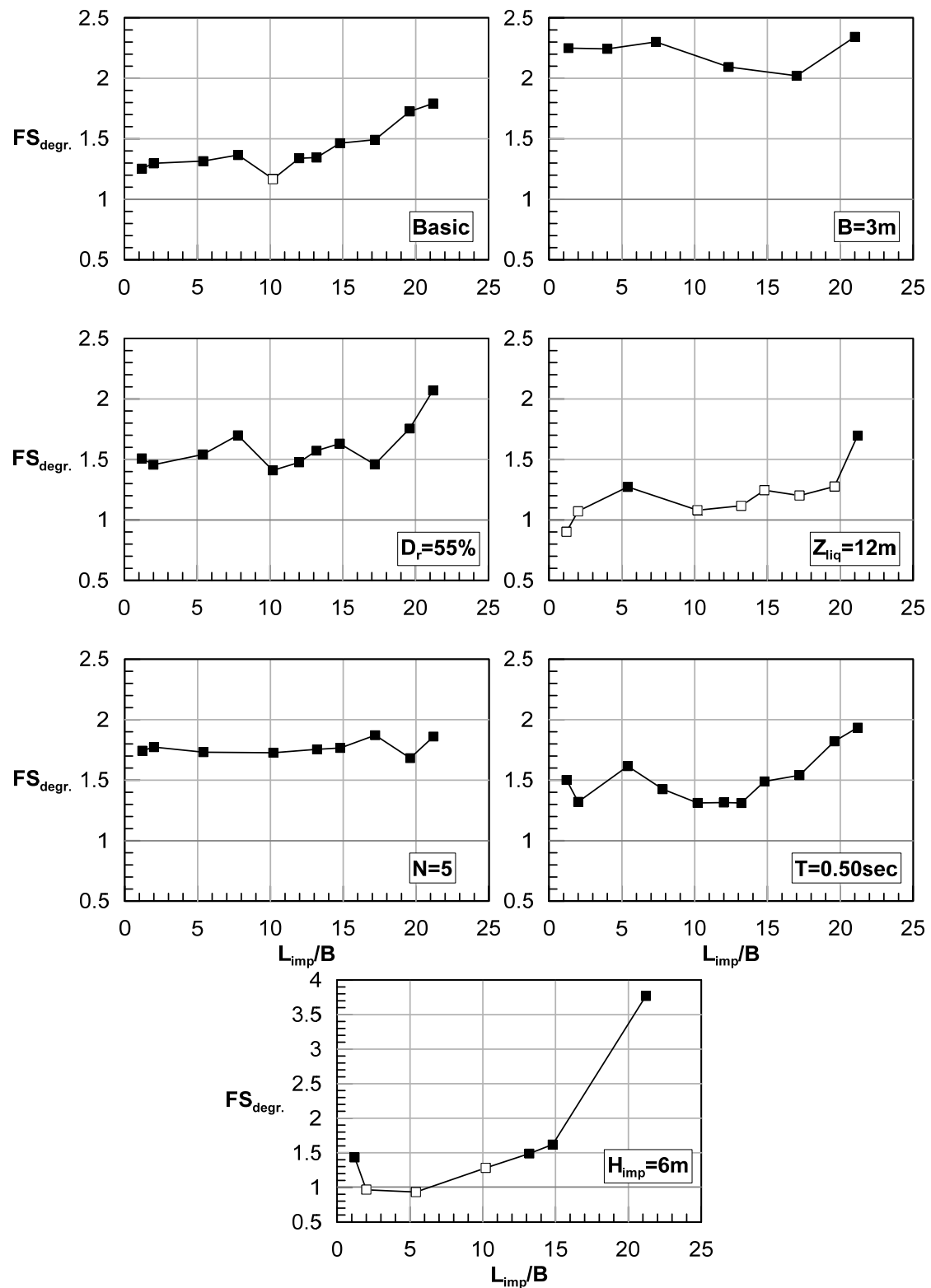
6.2 Συσχέτιση καθίζησης - απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας

Όπως παρουσιάστηκε στο **Κεφάλαιο 3**, μετά από τις αριθμητικές αναλύσεις για άπειρη βελτίωση προέκυψε ότι υπάρχει συσχέτιση μεταξύ της αναπτυσσόμενης καθίζησης $\rho_{dyn,inf}$ και του μετα-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας $FS_{degr,inf}$ (**Σχέση 3.6**). Και αυτό λόγω της ανάπτυξης μηχανισμού αστοχίας ολισθαίνοντος στερεού (τύπου Newmark). Η εμπειρική αυτή σχέση, παρότι έχει προς το παρόν διατυπωθεί για βελτίωση σε άπειρη έκταση, εφαρμόστηκε στην παράγραφο αυτή και για τις αναλύσεις με περιορισμένο εύρος, με σκοπό να διαπιστωθεί κατά πόσο έχει γενικότερη ισχύ.

Από τις δώδεκα (12) συνολικά περιπτώσεις που εξετάστηκαν στην παραμετρική ανάλυση, χρησιμοποιήθηκαν μόνο οι επτά (7) καθώς οι υπόλοιπες πέντε (5) παρουσίαζαν μεγάλη ανομοιομορφία όσον αφορά τον συντελεστή ασφαλείας, για τους λόγους που αναπτύχθηκαν προηγουμένως. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν οι αναλύσεις:

- Basic, Case 1
- $B=3m$, Case 2
- $D_r=55\%$, Case 4
- $Z_{liq}=12m$, Case 5
- $N=5$, Case 7
- $T=0.50sec$, Case 8
- $H_{imp}=6m$, Case 9

Στο **Σχήμα 6.2** φαίνεται η μεταβολή του μετα-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας με το λόγο εύρος βελτίωσης προς πλάτος θεμελίου, όπως προέκυψε από τις αριθμητικές αναλύσεις για τις επτά περιπτώσεις που χρησιμοποιήθηκαν. Παρ' όλες τις μικρές αποκλίσεις, παρατηρείται ότι μείωση του εύρους βελτίωσης έχει σαν αποτέλεσμα τη συστηματική μείωση του συντελεστή ασφαλείας. Επίσης, παρατηρείται ότι σε αρκετές αναλύσεις, οι οποίες σημειώνονται με λευκά τετραγώνια, ο συντελεστής ασφαλείας είναι κοντά στη μονάδα καθώς και μικρότερος απ' αυτήν. Αυτές οι περιπτώσεις, λόγω οριακής ισορροπίας δε θεωρούνται αξιόπιστες για αξιολόγηση της συσχέτισης $\rho_{dyn}-(1/FS_{degr})$, που παρουσιάζεται στη συνέχεια.



Σχήμα 6.2: Απομειωμένος συντελεστής ασφαλείας συναρτήσει του λόγου εύρος βελτίωσης προς πλάτος θεμελίου, για 7 περιπτώσεις.

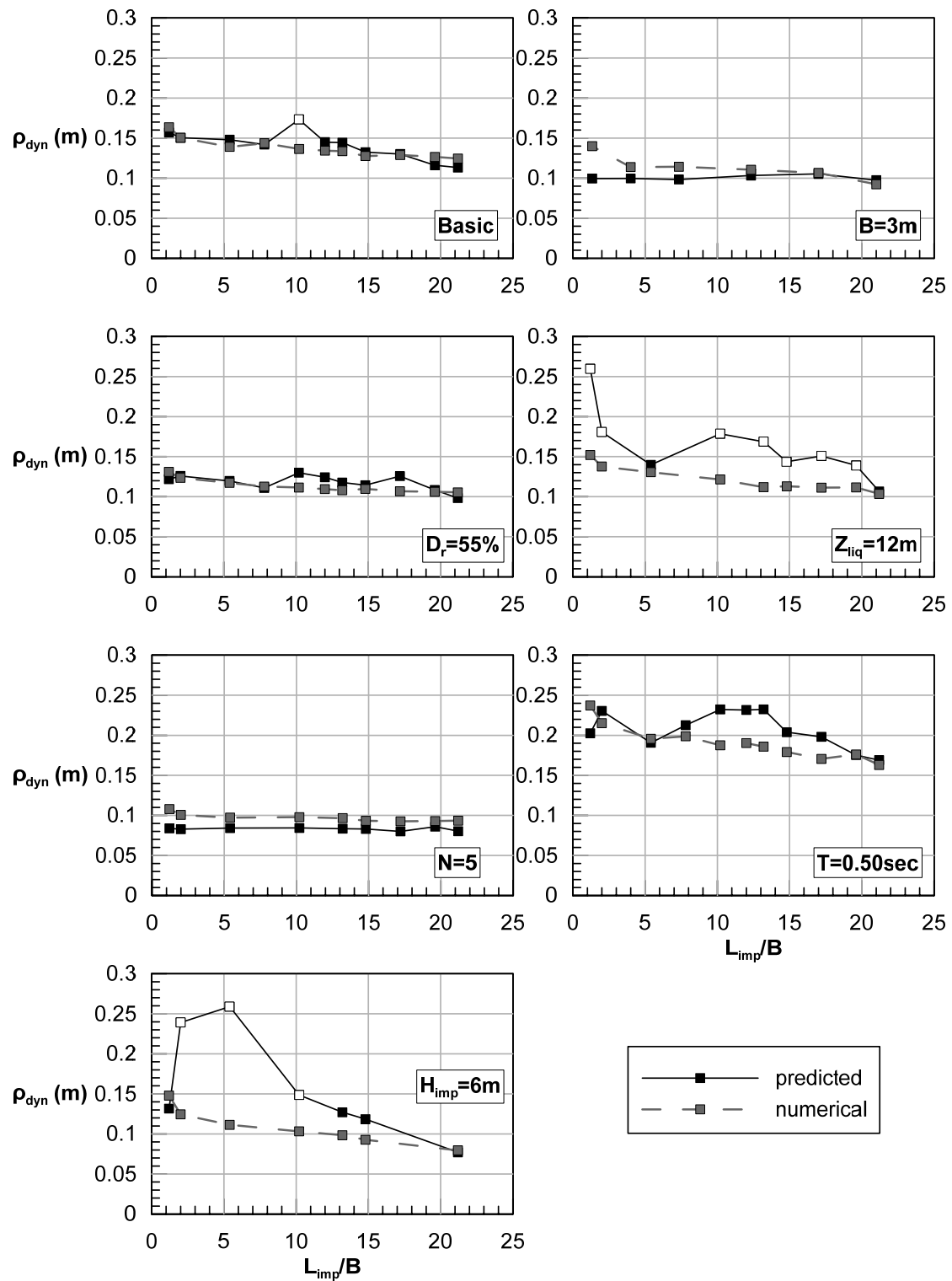
Το **Σχήμα 6.3** είναι αντίστοιχο με το **Σχήμα 6.2**, μόνο που αφορά στις σεισμικές καθιζήσεις. Με μαύρα τετραγωνάκια παρουσιάζονται οι τιμές των καθιζήσεων οι

οποίες προκύπτουν μετά την εφαρμογή της **Σχέσης 3.6**, με βάση τις τιμές του συντελεστή ασφαλείας από τις αριθμητικές αναλύσεις των 7 περιπτώσεων, και με γκρι οι τιμές των καθιζήσεων που προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων οι οποίες δεν θεωρήθηκαν αξιόπιστες, λόγω χαμηλής τιμής του συντελεστή ασφαλείας, εμφανίζονται με λευκά τετραγώνια. Η συμφωνία μεταξύ των δύο ομάδων δεδομένων είναι συστηματικά καλή, γεγονός που υποδεικνύει ότι η συσχέτιση μεταξύ σεισμικών καθιζήσεων και συντελεστή ασφαλείας έχει γενικότερη ισχύ, για άπειρη αλλά και για περιορισμένη βελτίωση.

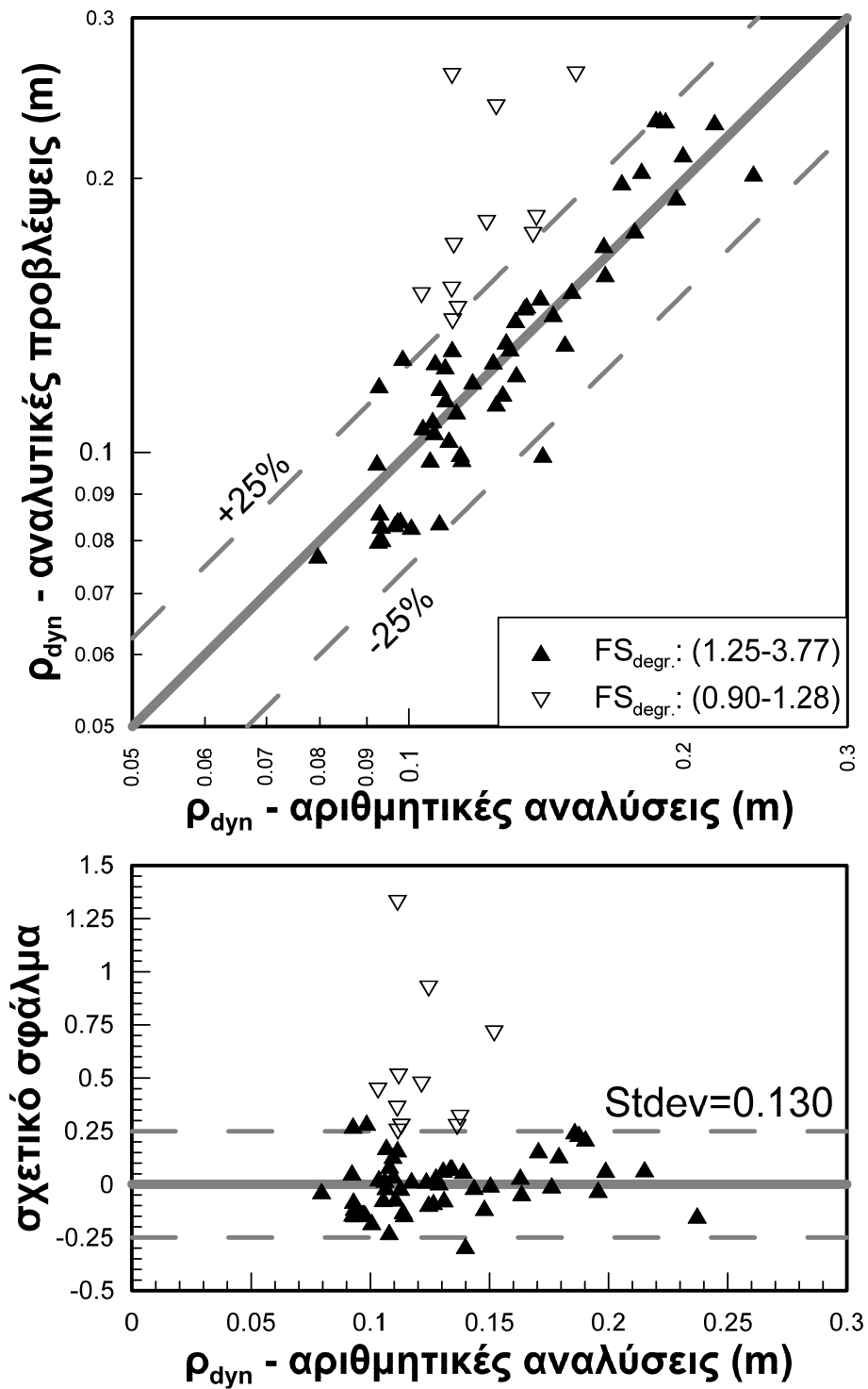
Καλύτερη εποπτεία της σύγκρισης και επομένως αξιολόγηση της εμπειρικής σχέσης για περιορισμένο εύρος επιτυγχάνεται στο **Σχήμα 6.4**, όπου συγκρίνονται ένα-προς-ένα τα αποτελέσματα απ' όλες τις περιπτώσεις που χρησιμοποιήθηκαν. Επίσης, στο ίδιο σχήμα παρουσιάζεται και το σχετικό σφάλμα των προβλέψεων. Τονίζεται ότι με λευκά τριγώνια σημειώνονται οι αναλύσεις με συντελεστή ασφαλείας λίγο μεγαλύτερο ή και κάτω από τη μονάδα ($FS_{degr.}=0.90-1.28$), οι οποίες δεν θεωρούνται ιδιαίτερα αξιόπιστες. Στις υπόλοιπες αναλύσεις (μαύρα τριγώνια) το σχετικό σφάλμα των αναλυτικών προβλέψεων είναι μικρότερο από $\pm 25\%$, ενώ παράλληλα η τυπική απόκλιση του σχετικού σφάλματος είναι μόλις $\pm 13\%$.

Με βάση αυτήν την αξιολόγηση και τη σύγκριση που πραγματοποιήθηκε σε όρους καθιζήσεων, είναι ασφαλές να συμπεράνουμε ότι η συσχέτιση καθιζήσης (ρ_{dyn}) - μετα-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας ($1/FS_{degr.}$), που διατυπώθηκε για “άπειρη βελτίωση”, έχει γενική ισχύ. Δηλαδή, για κάθε εύρος βελτίωσης η σχέση ανάμεσα στην καθιζήση και τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας είναι η ίδια και ανεξάρτητη από την έκταση της βελτίωσης. Για ευκολία στην αναφορά, η εν λόγω σχέση επανα-διατυπώνεται ακολούθως, ως **Σχέση 6.1**:

$$\rho_{dyn}=0.084 \cdot \alpha_{max}^{0.31} \cdot (T_{exc}+0.574 \cdot T_{soil})^{1.74} \cdot (N_o+2)^{0.45} \cdot \left[\frac{0.96}{1-0.45 \cdot (1-F.S.L.)^2} \right] \cdot \left(\frac{1}{FS_{degr.}} \right)^{0.4} \cdot \left[1+0.7 \cdot \left(\frac{1}{FS_{degr.}} \right)^{4.02} \right] \quad (6.1)$$



Σχήμα 6.3: Δυναμικές καθιζήσεις αριθμητικά (γκρι) και με βάση τη συσχέτιση καθιζήσης-συντελεστή ασφαλείας (μαύρο), συναρτήσεως του λόγου εύρους βελτίωσης προς πλάτος θεμελίου, για τις 7 περιπτώσεις.



Σχήμα 6.4: Σύγκριση δυναμικών καθιζήσεων, που προέκυψαν αριθμητικά και με βάση τη συσχέτιση καθιζησης-συντελεστή ασφαλείας, και σχετικό σφάλμα για τις 7 περιπτώσεις.

6.3 Επαναληπτική Μεθοδολογία

Διαιρώντας κατά μέλη τις Σχέσεις 3.6 και 6.1, για άπειρη και περιορισμένη βελτίωση αντίστοιχα, προκύπτει η ακόλουθη αναλυτική σχέση η οποία συνδέει τον λόγο καθιζήσεων για περιορισμένη και για “άπειρη βελτίωση” με τον αντίστοιχο λόγο των συντελεστών ασφαλείας:

$$\frac{\rho_{dyn}}{\rho_{dyn,inf}} = \left(\frac{FS_{degr.}}{FS_{degr.,inf}} \right)^{-0.4} \cdot \frac{(FS_{degr.,inf})^{4.02} + 0.7 \cdot \left(\frac{FS_{degr.}}{FS_{degr.,inf}} \right)^{-4.02}}{(FS_{degr.,inf})^{4.02} + 0.7} \quad (6.2)$$

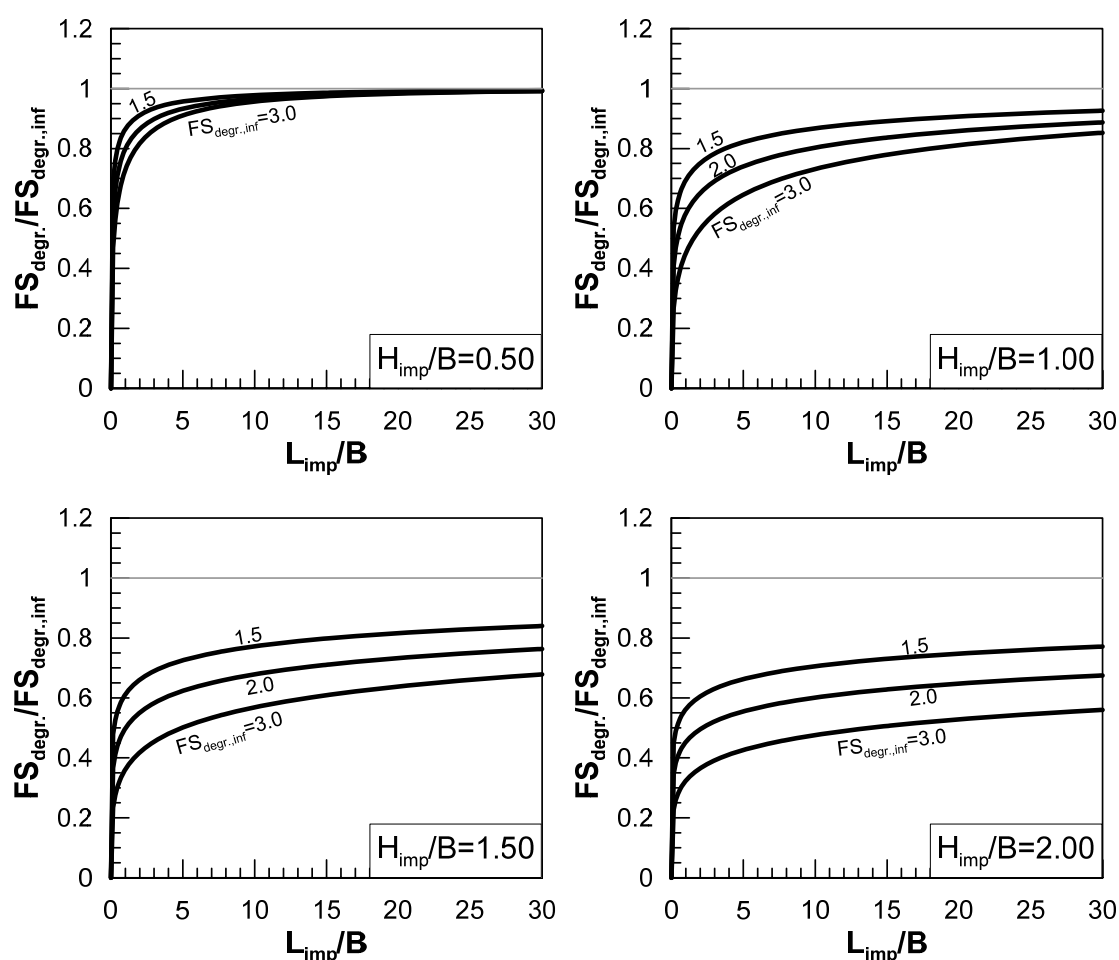
Εισάγοντας ακολούθως στην ανωτέρω σχέση την απλοποιημένη εμπειρική Σχέση 5.10 για τον λόγο των καθιζήσεων, και αναδιατάσσοντας κατάλληλα την δομή της ως προς τον λόγο των συντελεστών ασφαλείας, προκύπτει τελικώς η ακόλουθη μη γραμμική εξίσωση:

$$\left(\frac{FS_{degr.}}{FS_{degr.,inf}} \right)^{0.4} = \left\{ 1 - \exp \left[-0.991 \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B} \right)^{-1} \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B} \right)^{0.30} \right] \right\} \cdot \frac{(FS_{degr.,inf})^{4.02} + 0.7 \cdot \left(\frac{FS_{degr.}}{FS_{degr.,inf}} \right)^{-4.02}}{(FS_{degr.,inf})^{4.02} + 0.7} \quad (6.3)$$

Με βάση αυτήν την έκφραση για τον υπολογισμό της απομείωσης του μετα-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας προκύπτουν σημαντικές παρατηρήσεις:

- Όπως προαναφέρθηκε, η εξίσωση 6.3 είναι μη- γραμμική και επομένως, για τον υπολογισμό της απομείωσης για περιορισμένο εύρος βελτίωσης απαιτείται επαναληπτική διαδικασία επιλύσης.
- Επιπρόσθετα, όπως και για τις καθιζήσεις το ποσοστό της μείωσης του συντελεστή ασφαλείας εξαρτάται, από τη γεωμετρία της βελτιωμένης ζώνης, και πιο συγκεκριμένα, από το ανηγμένο πάχος βελτίωσης (H_{imp}/B) και το ανηγμένο εύρος βελτίωσης (L_{imp}/B).
- Τέλος, εξ' ίσου σημαντική είναι η παρατήρηση ότι η μεταβολή του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας με το εύρος βελτίωσης, εξαρτάται και από την τιμή του μετα-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας για την περίπτωση άπειρης βελτίωσης.

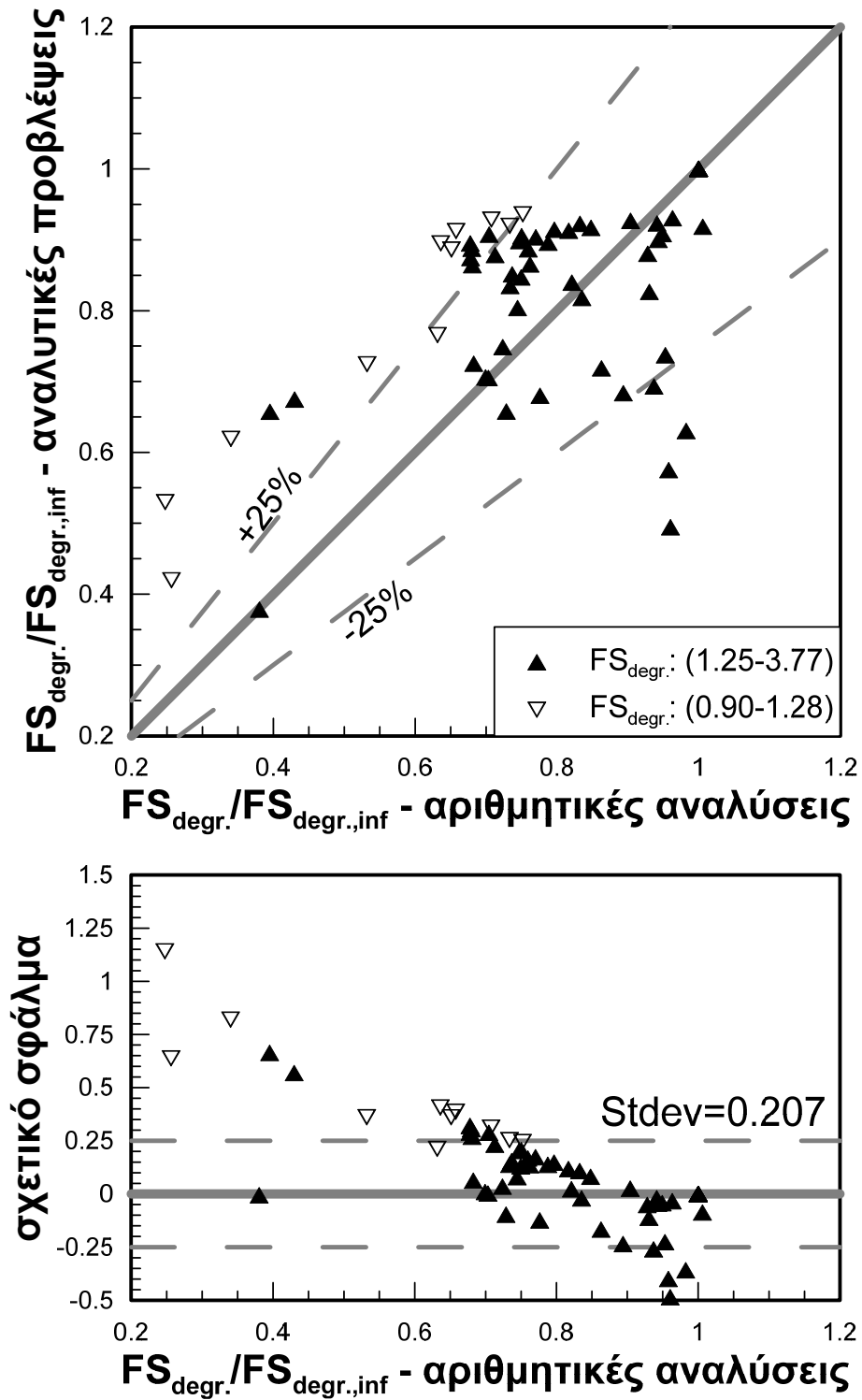
Προς τεκμηρίωση της τελευταίας παρατήρησης, στο **Σχήμα 6.5** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από την εφαρμογή της **Σχέσης 6.3** για τέσσερις τιμές του λόγου H_{imp}/B ($=0.50, 1.00, 1.50, 2.00$) και για τρεις τιμές του μετασεισμικού συντελεστή ασφαλείας για άπειρη βελτίωση $FS_{degr.,inf}$ ($=1.50, 2.00, 3.00$). Παρατηρείται ότι, όσο αυξάνεται ο λόγος H_{imp}/B , η επιρροή του συντελεστή ασφαλείας για άπειρη βελτίωση γίνεται πιο αισθητή. Επιπλέον, όσο αυξάνεται ο συντελεστής ασφαλείας για άπειρη βελτίωση, τόσο μεγαλύτερη είναι η απομείωση του συντελεστή ασφαλείας για τις περιπτώσεις με περιορισμένη βελτίωση.



Σχήμα 6.5: Μεταβολή λόγου απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας προς συντελεστή ασφαλείας για άπειρη βελτίωση, συναρτήσει του κανονικοποιημένου προς το πλάτος θεμελίου εύρους βελτίωσης, για τέσσερις τιμές του λόγου πάχους βελτίωσης ($H_{imp}/B=0.5, 1.0, 1.5, 2.0$) και τρεις τιμές για τον συντελεστή ασφαλείας για άπειρη βελτίωση ($FS_{degr.,inf}=1.5, 2.0, 3.0$).

Για να αξιολογηθεί η αξιοπιστία της προτεινόμενης επαναληπτικής μεθοδολογίας (Σχέση 6.3), πραγματοποιήθηκε σύγκριση με τα αριθμητικά αποτελέσματα. Για την αξιολόγηση αυτή λήφθηκαν υπόψη, όπως και στο προηγούμενο στάδιο της επεξεργασίας των αποτελεσμάτων, μόνο οι επτά (7) περιπτώσεις οι οποίες παρουσίαζαν σχετικά ομοιόμορφη εξέλιξη του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας. Αξίζει να σημειωθεί ότι για τον υπολογισμό της τιμής του λόγου των απομειωμένων συντελεστών ασφαλείας ($FS_{degr.}/FS_{degr.,inf}$), μέσω της αναλυτικής σχέσης, χρησιμοποιήθηκε η τιμή του μετα-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας για άπειρη βελτίωση η οποία προέκυψε αριθμητικά για κάθε περίπτωση.

Η σύγκριση των προβλέψεων της αναλυτικής έκφρασης με τα αντίστοιχα αριθμητικά αποτελέσματα, παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.6. Στο ίδιο Σχήμα, εμφανίζεται επίσης και το σχετικό σφάλμα του λόγου των μετα-σεισμικών συντελεστών ασφαλείας συναρτήσει των αριθμητικών τιμών του λόγου. Και στα δύο διαγράμματα, με λευκά τριγωνάκια σημειώνονται οι αναλύσεις, οι οποίες όπως καταγράφεται και στο υπόμνημα, βρίσκονται σε κατάσταση οριακής ισορροπίας ($FS_{degr.}:0.90-1.28$) και δε θεωρούνται κατάλληλες για την αξιολόγηση. Παρατηρείται ότι, με εξαίρεση ορισμένες μόνο αναλύσεις, στην πλειοψηφία των προβλέψεων η τιμή του λόγου των μετα-σεισμικών συντελεστών δε ξεπερνά σε όρους σχετικού σφάλματος το $\pm 25\%$. Χαρακτηριστικό της ακρίβειας της αναλυτικής έκφρασης, αποτελεί και η τυπική απόκλιση του δείγματος η οποία είναι της τάξης του $\pm 20\%$.



Σχήμα 6.6: Σύγκριση τιμών λόγου απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας, που προέκυψαν αριθμητικά και με βάση την αναλυτική έκφραση (Σχέση 6.3), και σχετικό σφάλμα για τις 7 περιπτώσεις.

6.4 Απλοποιημένη - Εμπειρική Έκφραση

Η αναλυτική έκφραση (Σχέση 6.3) η οποία παρουσιάστηκε προηγουμένως για τον υπολογισμό του μετα-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας για περιορισμένο εύρος βελτίωσης έχει πεπλεγμένη μορφή και επομένως απαιτείται επαναληπτική διαδικασία για την εξαγωγή του τελικού αποτελέσματος. Επίσης, η εφαρμογή της απαιτεί χρήση μίας ακόμη παραμέτρου, δηλαδή της τιμής του συντελεστή ασφαλείας για άπειρη βελτίωση ($FS_{degr.,inf}$). Για τους λόγους αυτούς, στις επόμενες παραγράφους επιχειρείται η εξαγωγή μιας απλοποιημένης σχέσης, για τον απ' ευθείας υπολογισμό της μεταβολής του συντελεστή ασφαλείας με το εύρος βελτίωσης, όπως προτάθηκε και για τις δυναμικές καθιζήσεις (Κεφάλαιο 5).

Η μορφή της απλοποιημένης έκφρασης θα είναι η ίδια με αυτή που προτάθηκε για τις σεισμικές καθιζήσεις, ήτοι:

$$\frac{FS_{degr.}}{FS_{degr.,inf}} = 1 - \exp \left[-C3 \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B} \right)^{C4} \right] \quad (6.4)$$

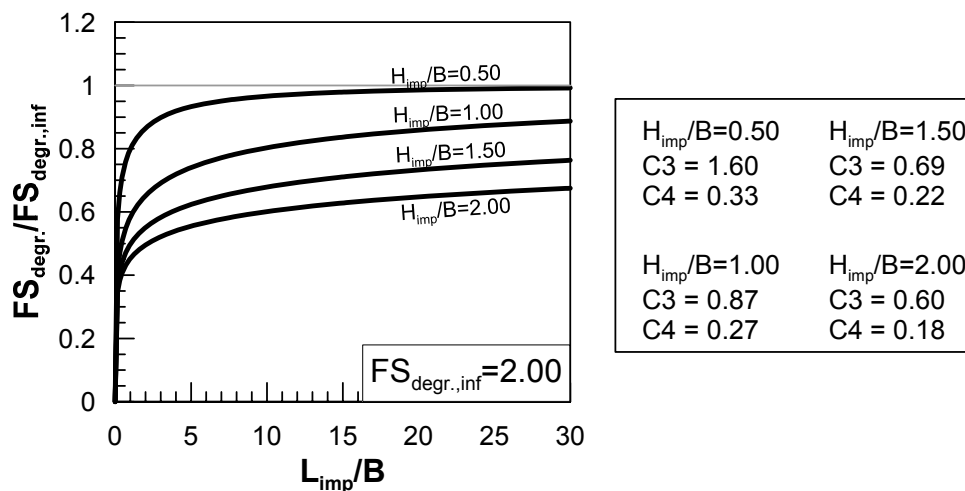
όπου $C3$ και $C4$ είναι άγνωστοι συντελεστές οι οποίοι θα πρέπει να προσδιορισθούν κατάλληλα.

Από τα αποτελέσματα της αναλυτικής Σχέσης (6.3) υπολογίστηκαν οι συντελεστές $C3$ και $C4$ για τέσσερις τοπικές τιμές του λόγου $H_{imp}/B=0.50, 1.00, 1.50$ και 2.00 , καθώς και για μια μέση (σταθερή) τιμή του $FS_{degr.,inf}=2.00$. Η μορφή της καμπύλης και οι άγνωστοι συντελεστές ($C3$ και $C4$), για τις τέσσερις τιμές του λόγου πάχους βελτίωσης προς πλάτος θεμελίου, παρουσιάζονται στο **Σχήμα 6.7**.

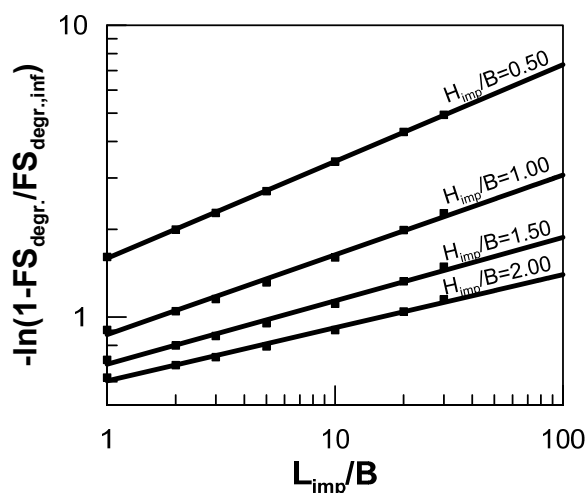
Για καλύτερη ειοπτεία της διακύμανσης των συντελεστών η **Σχέση 6.4**, μετασχηματίστηκε στην εξής μορφή:

$$-\ln \left(1 - \frac{FS_{degr.}}{FS_{degr.,inf}} \right) = C3 \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B} \right)^{C4} \quad (6.5)$$

και ακολούθως σχεδιάστηκε στο **Σχήμα 6.8**, σε 2-πλή λογαριθμική κλίμακα, για τις τέσσερις τιμές του λόγου πάχους βελτίωσης προς πλάτος θεμελίου. Με αυτή την γραφική παρουσίαση, ο συντελεστής $C3$ αντιστοιχεί στην τεταγμένη για $L_{imp}/B=1.0$ ενώ ο συντελεστής $C4$ αντιστοιχεί στην κλίση του αντίστοιχου διαγράμματος.



Σχήμα 6.7: Αποτελέσματα του λόγου απομείωσης συντελεστή ασφαλείας, με βάση την αναλυτική σχέση για τέσσερις τιμές του ανηγμένου πάχους βελτίωσης και σταθερή τιμή του $FS_{degr.,inf}$.

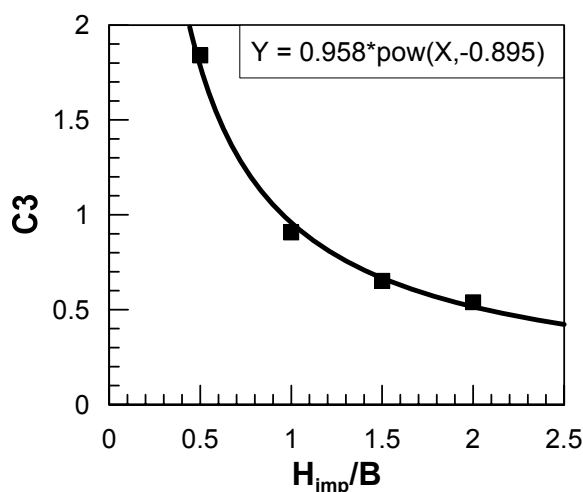


Σχήμα 6.8: Συσχέτιση της ποσότητας $-\ln(1-FS_{degr.}/FS_{degr.,inf})$ με το εύρος βελτίωσης (L_{imp}/B) σε δι-λογαριθμικό διάγραμμα για τέσσερις περιπτώσεις.

Με την βοήθεια τη γραφικής απεικόνισής τους που περιγράφηκε, ο συντελεστής $C4$ εμφανίζει μικρότερη διακύμανση με τον λόγο H_{imp}/B , σε σχέση με τον $C3$. Γι' αυτό και υιοθετήθηκε μια ενιαία μέση τιμή $C4_{aver}=0.25$, ανεξάρτητη από τον λόγο H_{imp}/B . Αντίθετα, οι τιμές του συντελεστή $C3$ παρουσιάζουν μεγαλύτερη διακύμανση (0.60-1.60) η οποία δεν μπορεί να αγνοηθεί. Έτσι, για να ποσοτικοποιηθεί η επίδραση του πάχους βελτίωσης στην απομείωση του συντελεστή ασφαλείας, η έκφραση 6.5 μετασχηματίστηκε ως ακολούθως (για $C4=0.25$):

$$C3 = \frac{-\ln\left(1 - \frac{FS_{degr.}}{FS_{degr.inf}}\right)}{\left(\frac{L_{imp}}{B}\right)^{0.25}} \quad (6.6)$$

Η εξίσωση αυτή επιλύθηκε για διάφορες τιμές του λόγου $L_{imp}/B=1, 2, 3, 5, 10, 20, 30$ και για τις τέσσερις περιπτώσεις του πάχους βελτίωσης $H_{imp}=0.50B, B, 1.50B, 2B$. Για κάθε πάχος βελτίωσης προέκυψε μια μέση τιμή του συντελεστή $C3$, η οποία σχεδιάστηκε ακολούθως στο **Σχήμα 6.9** συναρτήσει του ανηγμένου πάχους βελτίωσης.



Σχήμα 6.9: Συντελεστής $C3$ συναρτήσει του πάχους βελτίωσης (H_{imp}/B) σύμφωνα με την απλοποιημένη προσέγγιση για τέσσερις περιπτώσεις.

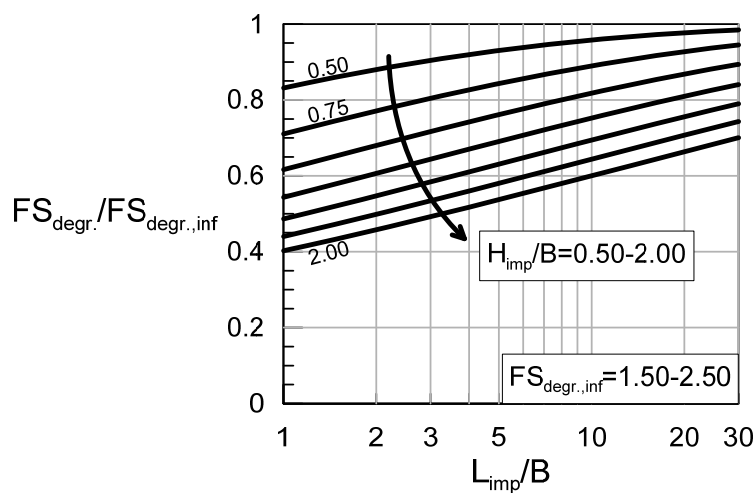
Η σχέση που εκφράζει με ικανοποιητική ακρίβεια τον συντελεστή $C3$ συναρτήσει του H_{imp}/B είναι:

$$C3 = 0.958 \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B}\right)^{-0.895} \quad (6.7)$$

η οποία, εισαγόμενη στη **Σχέση 6.6**, δίνει τελικώς την ακόλουθη απλοποιημένη σχέση υπολογισμού του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας για περιορισμένη βελτίωση του εδάφους θεμελίωσης:

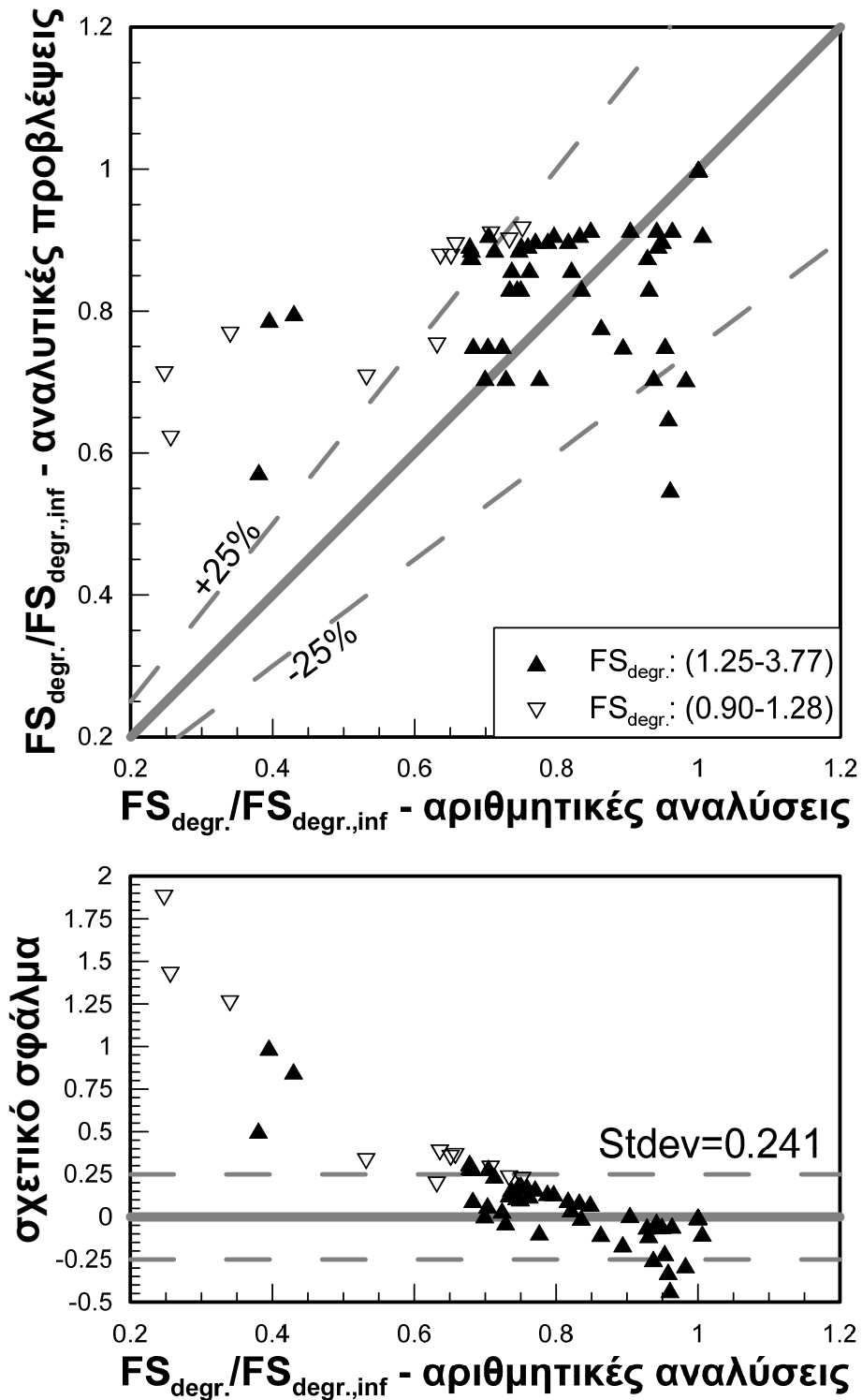
$$\frac{FS_{degr.}}{FS_{degr.inf}} = 1 - \exp\left[-0.958 \cdot \left(\frac{H_{imp}}{B}\right)^{-0.895} \cdot \left(\frac{L_{imp}}{B}\right)^{0.25}\right] \quad (6.8)$$

Η ανωτέρω σχέση έχει εφαρμογή για τιμές του λόγου $H_{imp}/B=0.50-2.00$. Επίσης, έχει προκύψει θεωρώντας συντελεστή ασφαλείας για άπειρη βελτίωση $FS_{degr.,inf}=2.0$, ωστόσο μπορεί να εφαρμοστεί προσεγγιστικά για ένα εύρος τιμών 1.50-2.50. Υπό μορφή γραφήματος, τα αποτελέσματα της απλοποιημένης έκφρασης για την εξέλιξη του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας με το εύρος βελτίωσης φαίνονται στο διάγραμμα του Σχήματος 6.10.



Σχήμα 6.10: Αποτελέσματα συντελεστή ασφαλείας, κανονικοποιημένου ως προς τον συντελεστή ασφαλείας για άπειρη βελτίωση σε σχέση με το εύρος βελτίωσης για διάφορες τιμές του λόγου πάχους βελτίωσης προς πλάτος θεμελίου σύμφωνα με την απλοποιημένη σχέση.

Για την αξιολόγηση της απλοποιημένης σχέσης για τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας, συγκρίθηκαν οι προβλέψεις της με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, όπως και στην περίπτωση της αναλυτικής έκφρασης (παράγραφος 6.3). Η σύγκριση για τον ανηγμένο συντελεστή ασφαλείας (προς τον συντελεστή ασφαλείας για άπειρη βελτίωση) παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.11 μαζί με την εκτίμηση του σχετικού σφάλματος των προβλέψεων. Δεδομένων των απλοποιήσεων οι οποίες υιοθετήθηκαν για την κατάσταση της εμπειρικής αυτής σχέσης, και κυρίως ότι πρόκειται για μια ευθεία σχέση ανεξάρτητη από τον συντελεστή ασφαλείας για άπειρη βελτίωση, η σύγκριση είναι ικανοποιητική. Η τοπική απόκλιση του σχετικού σφάλματος του δείγματος είναι ίση με $\pm 24\%$, δηλαδή ελάχιστα μεγαλύτερη από την ότι ισχύει για την αναλυτική έκφραση η οποία είχε τυπική απόκλιση $\pm 20\%$.



Σχήμα 6.11: Σύγκριση τιμών λόγου απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας, που προέκυψαν αριθμητικά και με βάση την απλοποιημένη έκφραση (Σχέση 6.8), και σχετικό σφάλμα για τις 7 περιπτώσεις.

6.5 Σχολιασμός / Συμπεράσματα

Σε συνέχεια του **Κεφαλαίου 5** και της διαδικασίας η οποία ακολουθήθηκε για την ποσοτικοποίηση της επίδρασης του εύρους βελτίωσης στις αναπτυσσόμενες δυναμικές καθιζήσεις, στο Κεφάλαιο αυτό εξετάστηκε η εν λόγω επίδραση στον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας. Λόγω της ανομοιομορφίας των αποτελεσμάτων για τον μετα-σεισμικό συντελεστή ασφαλείας και η οποία οφειλόταν στη δυσκολία προσδιορισμού της φέρουσας ικανότητας μετά την επιβαλλόμενη διέγερση, δεν υλοποιήθηκαν τα βήματα της στατιστικής επεξεργασίας όπως και για τις καθιζήσεις.

Σημαντικό στοιχείο για την περαιτέρω επεξεργασία των αποτελεσμάτων αποτέλεσε η εξακρίβωση της γενικής ισχύος της συσχέτισης μεταξύ σεισμικών καθιζήσεων και συντελεστή ασφαλείας, τόσο για “άπειρη” όσο και για περιορισμένη βελτίωση. Έτσι, η σχέση η οποία συνδέει την τιμή του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας με την αναπτυσσόμενη καθίζηση, η οποία προέκυψε από αναλύσεις άπειρης βελτίωσης όπως παρουσιάστηκε στο **Κεφάλαιο 3**, εφαρμόστηκε για αναλύσεις με περιορισμένο εύρος. Η σύγκριση των προβλέψεων της συσχέτισης με τα αριθμητικά αποτελέσματα σε όρους καθιζήσεων ήταν αρκετά ικανοποιητική. Υιοθετήθηκε λοιπόν, για κάθε εύρος βελτίωσης η έκφραση η οποία συσχετίζει την δυναμική καθίζηση με τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας.

Τελικά, εξήχθησαν δύο σχέσεις για τη μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας με το εύρος βελτίωσης, μία μη-γραμμική αναλυτική και μία απλοποιημένη εμπειρική. Η αναλυτική έκφραση προέκυψε χρησιμοποιώντας την σχέση για την εξέλιξη της καθιζήσης για περιορισμένο εύρος (**Κεφάλαιο 5**), μέσω της συσχέτισης με τον συντελεστή ασφαλείας. Είναι διατυπωμένη σε πεπλεγμένη μορφή, με αποτέλεσμα να απαιτούνται επαναλήψεις για τον υπολογισμό της τελικής τιμής του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας. Επισημαίνεται ότι, σύμφωνα με την αναλυτική έκφραση, η απομείωση του συντελεστή ασφαλείας με το εύρος βελτίωσης εξαρτάται και από την τιμή του μετά-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας για άπειρη βελτίωση. Γι’ αυτούς τους λόγους η αναλυτική σχέση μετασχηματίστηκε σε μία απλοποιημένη, ευθεία έκφραση για την επίδραση του εύρους βελτίωσης, με μικρή μόνο απομείωση της ακρίβειας των προβλέψεων.

Κεφάλαιο 7

Τελικά Συμπεράσματα και Προτάσεις

7.1 Τελικά Συμπεράσματα

Τα σημαντικότερα συμπεράσματα που προκύπτουν από την παρούσα διπλωματική εργασία είναι τα ακόλουθα:

- Όπως αναμενόταν διαισθητικά εκ των προτέρων, μείωση του εύρους βελτίωσης γύρω από τη θεμελίωση, έχει σαν αποτέλεσμα αύξηση των αναπτυσσόμενων καθιζήσεων καθώς και μείωση των τιμών του μετα-σεισμικού απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας.
- Υπάρχει συσχέτιση μεταξύ καθίζησης (ρ_{dyn}) και μετα-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας ($1/FS_{degr.}$). Μάλιστα αυτή η σχέση είναι ανεξάρτητη από την έκταση της βελτίωσης.
- Η μεταβολή της καθίζησης με το εύρος βελτίωσης εξαρτάται και από το πάχος της βελτίωσης. Συγκεκριμένα, όσο αυξάνει ο λόγος του πάχους βελτίωσης προς το πλάτος θεμελίου (H_{imp}/B) τόσο αυξάνουν οι τιμές του λόγου $\rho_{dyn}/\rho_{dyn,inf}$ για το ίδιο εύρος βελτίωσης.
- Η μεταβολή του μετα-σεισμικού συντελεστή ασφαλείας με το εύρος βελτίωσης εξαρτάται από το πάχος βελτίωσης αλλά και από την τιμή του συντελεστή ασφαλείας για “άπειρη βελτίωση” ($FS_{degr,inf}$). Όσο αυξάνεται ο συντελεστής ασφαλείας για “άπειρη βελτίωση”, τόσο μεγαλύτερη είναι η απομείωση του συντελεστή ασφαλείας για τις περιπτώσεις με περιορισμένη βελτίωση.
- Οι προτεινόμενες εμπειρικές σχέσεις που παρουσιάζονται για την δυναμική καθίζηση και τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας προβλέπουν ικανοποιητικά τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων. Η τυπική απόκλιση του σχετικού σφάλματος είναι ίση με μόλις $\pm 9.4\%$ για τις καθιζήσεις, ενώ για τον μετα-σεισμικό απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας $\pm 20\%$.

7.2 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Εν κατακλείδι, προσφέρεται ευρύ πεδίο για περαιτέρω έρευνα στο αντικείμενο αυτό. Οι προτάσεις μελλοντικής έρευνας είναι οι ακόλουθες:

- Θα πρέπει να διερευνηθεί η επιρροή των διαστάσεων και της μορφής του θεμελίου. Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζεται μόνον η περίπτωση λωριδωτού θεμελίου. Με τη βοήθεια κατάλληλων υπολογιστικών εργαλείων (FLAC 3D) δύναται να προσομοιωθούν ορθογωνικά και κυκλικά θεμέλια και να προσδιοριστεί η επιρροή της γεωμετρίας της ζώνης βελτίωσης.
- Θα ήταν ιδιαίτερα χρήσιμο να εντοπισθούν στην βιβλιογραφία και να προσομοιωθούν πραγματικά ιστορικά περιστατικά, που αφορούν επιφανειακές θεμελιώσεις με προηγούμενη βελτίωση για την αποφυγή του κινδύνου ρευστοποίησης. Η επιβολή των πραγματικών χρονοϊστοριών και η σύγκριση των αντίστοιχων αποτελεσμάτων θα είναι βασικής σημασίας.
- Η αλληλεπίδραση εδάφους – θεμελίου – ανώδομης είναι πρωταρχικής σημασίας για τις αναπτυσσόμενες καθιζήσεις αλλά και για τον μετα-σεισμικό απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας. Γι' αυτό το λόγο, θα πρέπει να προσομοιωθεί ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής και να εξεταστεί η επιρροή των αδρανειακών δυνάμεων σε σχέση με το εύρος βελτίωσης.

Βιβλιογραφία

- Adalier, K., Elgamal, A., Meneses, J., Baez, J. I. (2003). "Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 23, No. 7, pp. 571-584.
- Andrianopoulos, K. (2006). "Numerical simulation of static and dynamic loading on elastoplastic soils", PhD Thesis, National Technical University of Athens, School of Civil Engineering, Geotechnical Department.
- Andrianopoulos, K. I., Papadimitriou, A. G., Bouckovalas, G. D. (2010). "Bounding surface plasticity model for the seismic liquefaction analysis of geostuctures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, No.10, pp. 895-911.
- Arulmoli, K., Muraleetharan, K. K., Hossain, M. M., Fruth, L. S. (1992). "VELACS: Verification of liquefaction analyses by centrifuge studies; laboratory testing - Soil Data Report", Technical Rep. Prepared for National Science Foundation, The Earth Technology Corporation, Irvine, CA.
- Bouckovalas, G. D., Dakoulas, P. (2007). "Liquefaction performance of shallow foundations in presence of a soil crust", 4th ICEGE, Thessaloniki, Greece 2007.
- Cascone, E., Bouckovalas, G. (1998). "Seismic bearing capacity of footings on saturated sand with a clay cap", *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France.
- Chaloulos, Y. K. (2012). "Numerical Investigation of Pile Response under Liquefaction and Ground Lateral Spreading", PhD Thesis, National Technical University of Athens, School of Civil Engineering, Geotechnical Department.

- Dashti, S., Bray, J. D., Pestana, J. M., Riemer, M., Wilson, D. (2010). "Mechanisms of seismically induced settlement of buildings with shallow foundations on liquefiable soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 136, No. 1, pp. 151-164.
- Hatanaka, M., Suzuki, Y., Miyaki, M., Tsukuni, S. (1987). "Some factors affecting the settlement of structures due to sand liquefaction in shaking table tests", *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 1, March, pp. 94-101.
- Hausler, E., Sitar, N. (2002). "Performance of Improved Ground", *Annual Meeting Research Digest*, No.2002-16.
- Iai, S., Koizumi, K., Kurata, E. (1991). "Ground compaction area as a remedial measure against liquefaction", *Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE*, Vol. 39, No. 2, pp. 35-40 (in Japanese).
- Itasca (2005). "Fast Lagrangian Analysis of Continua", Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minnesota.
- Japanese Fire Defence Agency, JFDA (1974).
- Japanese Geotechnical Society, JGS (1998). "Remedial Measures Against Soil Liquefaction".
- Karamitros, D. (2010). "Development of a numerical algorithm for the dynamic elastoplastic analysis of geotechnical structures in two (2) and three (3) dimensions", PhD Thesis, National Technical University of Athens, School of Civil Engineering, Geotechnical Department.
- Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D., Chaloulos, Y. K. (2013). "Insight into the Seismic Liquefaction Performance of Shallow Foundations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 139, No. 4, pp. 599-607.
- Liu, L., Dobry, R. (1997). "Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 6, pp. 557-567.

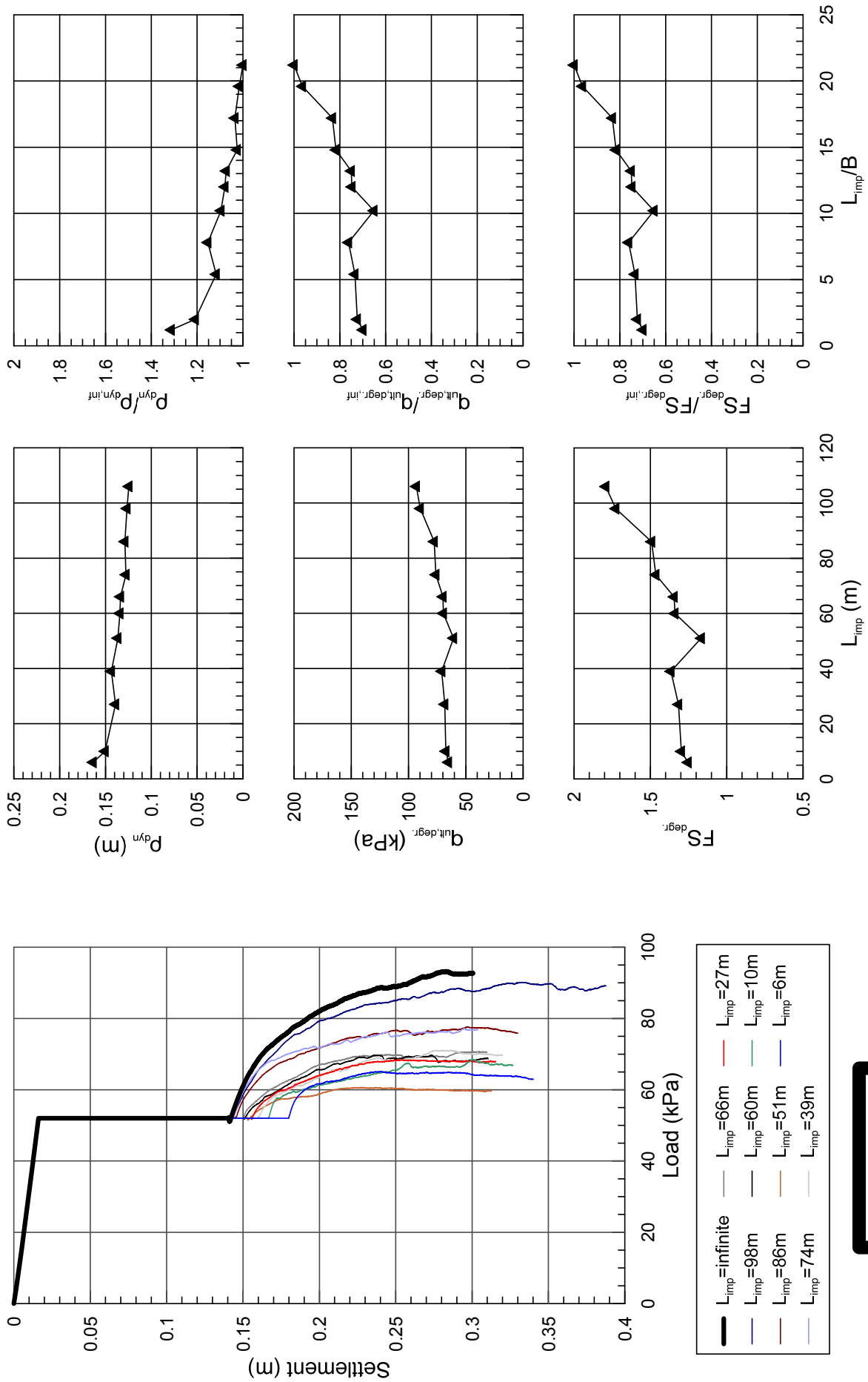
- Meyerhof, G. G., Hanna, A. M. (1978). "Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, No. 4, pp. 565-572.
- Papadimitriou, A. G., Bouckovalas, G. D. (2002). "Plasticity model for sand under small and large cyclic strains: a multiaxial formulation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22, No. 3, pp. 191-204.
- Permanent International Association of Navigation Congresses, PIANC (2001). "Seismic Design Guidelines for Port Structures".
- Politou, C. (2010). "Earthquake response analysis of a surface foundation of a bridge pier lying over a partially improved liquefiable soil", MSc Thesis, National Technical University of Athens, School of Civil Engineering, Geotechnical Department.
- Port & Harbour Research Institute, PHRI (1997). "Handbook on Liquefaction Remediation of Reclaimed Land".
- Richards, Jr. R., Elms, D. G., Budhu, M. (1993). "Seismic bearing capacity and settlements of foundations", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 4, pp. 662-674.
- Shahir, H., Pak, A. (2009). "Numerical Investigation of the Effects of Soil Densification on the Reduction of Liquefaction-Induced Settlement of Shallow Foundations", *Transaction A: Civil Engineering*, Vol. 16, No. 4, pp. 331-339.
- Sitar, N., Hausler, E. (2012). "Influence of Ground Improvement on Liquefaction Induced Settlement: Observations from Case Histories and Centrifuge Experiments", Invited Lecture Presented to the Korean Geotechnical Society, Seoul, Korea, March 22, 2012.
- Structural Engineers Association of California, SEAOC (1999). "What Structural Engineers need to know about Liquefaction", *Proc. of SEAOC 1999 Convention*, pp. 45-63.

- Tokimatsu, K., Seed, B. H. (1987). "Evaluation of settlement in sands due to earthquake shaking", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 113, No. 8, pp. 861-878.
- Tsuchida, H., Iai, S., Kurata, E. (1976). "On zone of soil property improvement of soils", *Proc. of 14th Meeting of Earthquake Engineering*, pp. 9-12 (in Japanese).
- Yoshimi, Y., Tokimatsu, K. (1977). "Settlement of buildings on saturated sand during earthquakes", *Soils and Foundations*, Vol. 17, No. 1, pp. 23-38.
- Γκαζέτας, Γ. (2006). "Σημειώσεις Εδαφομηχανικής", Ε.Μ.Π., Αθήνα.
- Γκαζέτας, Γ. (2007). "Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής", Ε.Μ.Π., Αθήνα.
- Καββαδάς, Μ. (2007). "Σημειώσεις Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων", Ε.Μ.Π., Αθήνα.
- Μπουκοβάλας, Γ. (2006). "Στοιχεία Εδαφομηχανικής", Ε.Μ.Π., Αθήνα.
- Μπουκοβάλας, Γ. (2011). "13 Διαλέξεις Γεωτεχνικής Σεισμικής Μηχανικής", Ε.Μ.Π., Αθήνα.

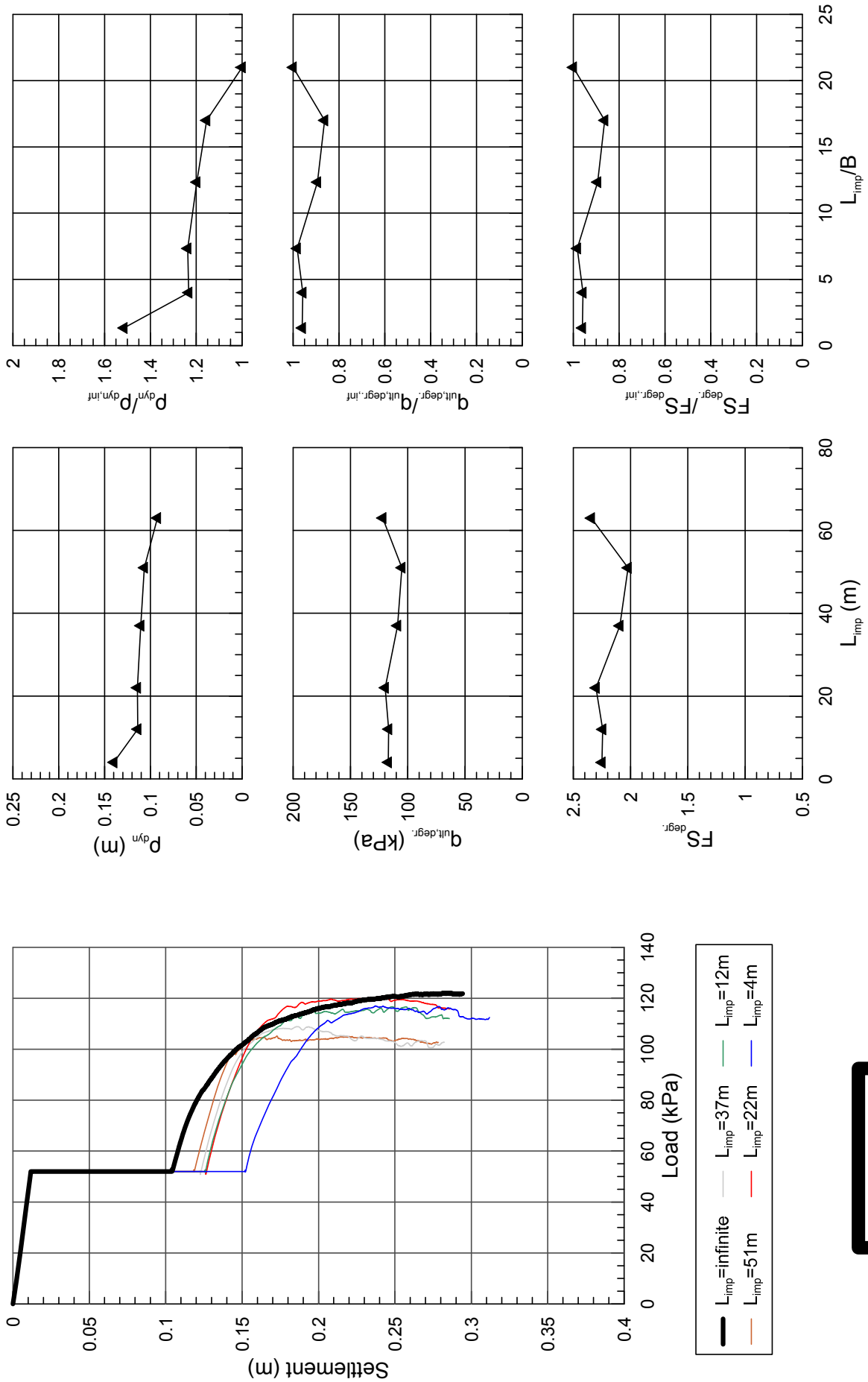
Παράρτημα

Λεπτομερή Αποτελέσματα Αριθμητικών Αναλύσεων

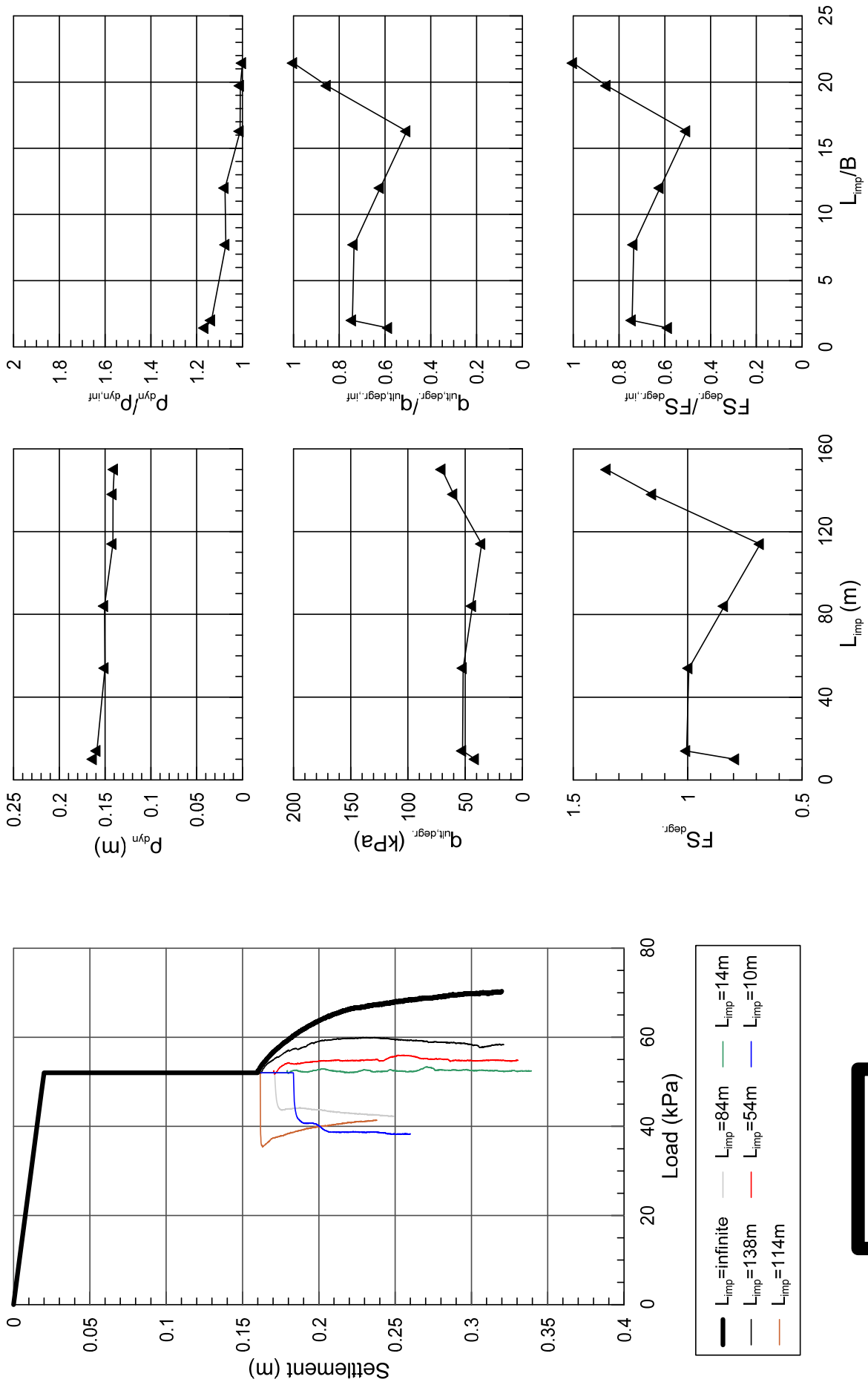
<u>Case No.</u>	<u>Επίδραση</u>
1	$q_0 = 52 \text{Kpa}$
2	$B = 3 \text{m}$
3	$B = 7 \text{m}$
4	$D_{r_0} = 55\%$
5	$Z_{\text{liq}} = 12 \text{m}$
6	$a_{\text{max}} = 0.30 \text{g}$
7	$N = 5$
8	$T = 0.50 \text{sec}$
9	$H_{\text{imp}} = 6 \text{m}$
10	$H_{\text{imp}} = 8 \text{m}$
11	$H_{\text{imp}} = 6 \text{m}, a_{\text{max}} = 0.30 \text{g}$
12	$H_{\text{imp}} = 8 \text{m}, a_{\text{max}} = 0.30 \text{g}$



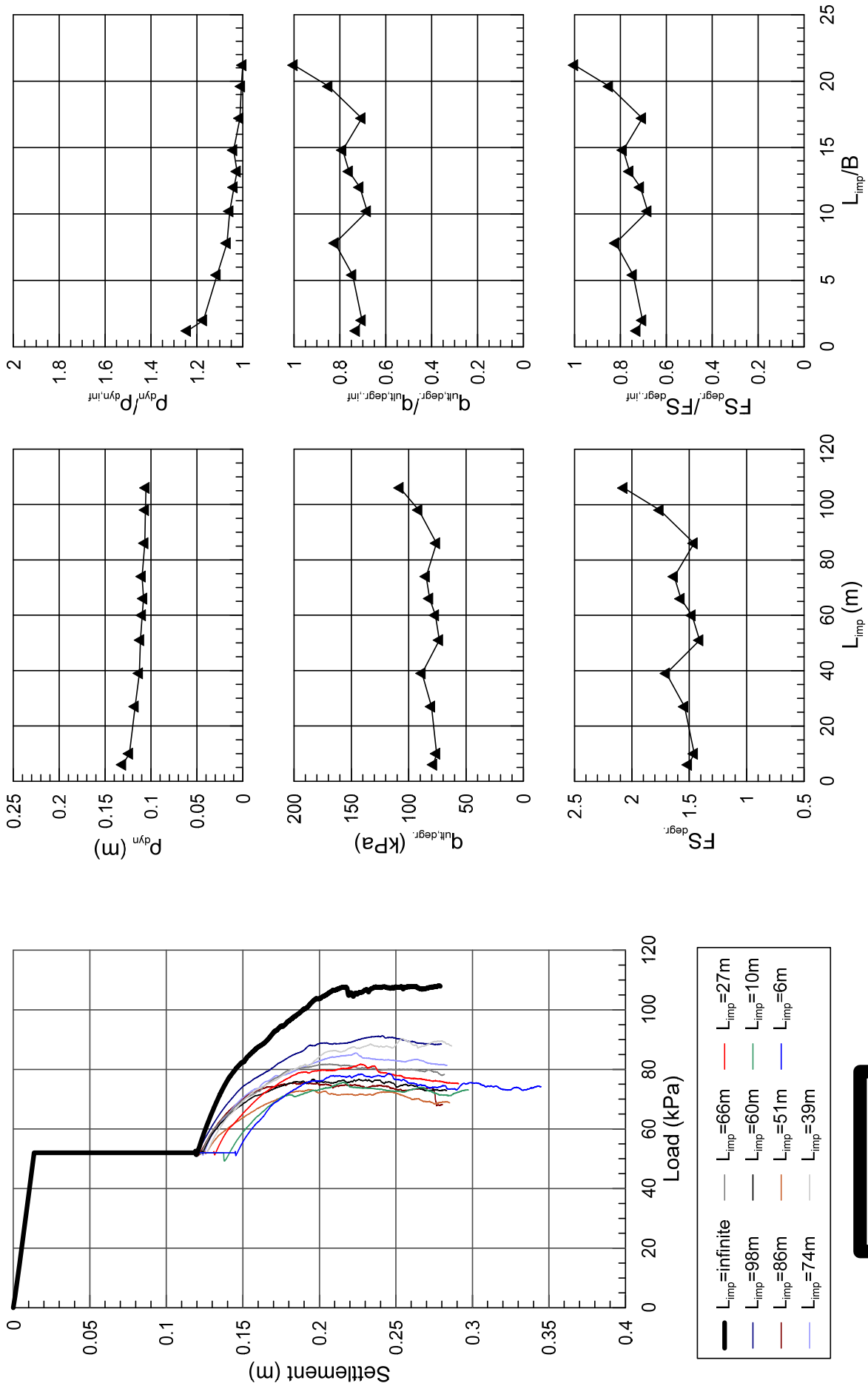
CASE 1



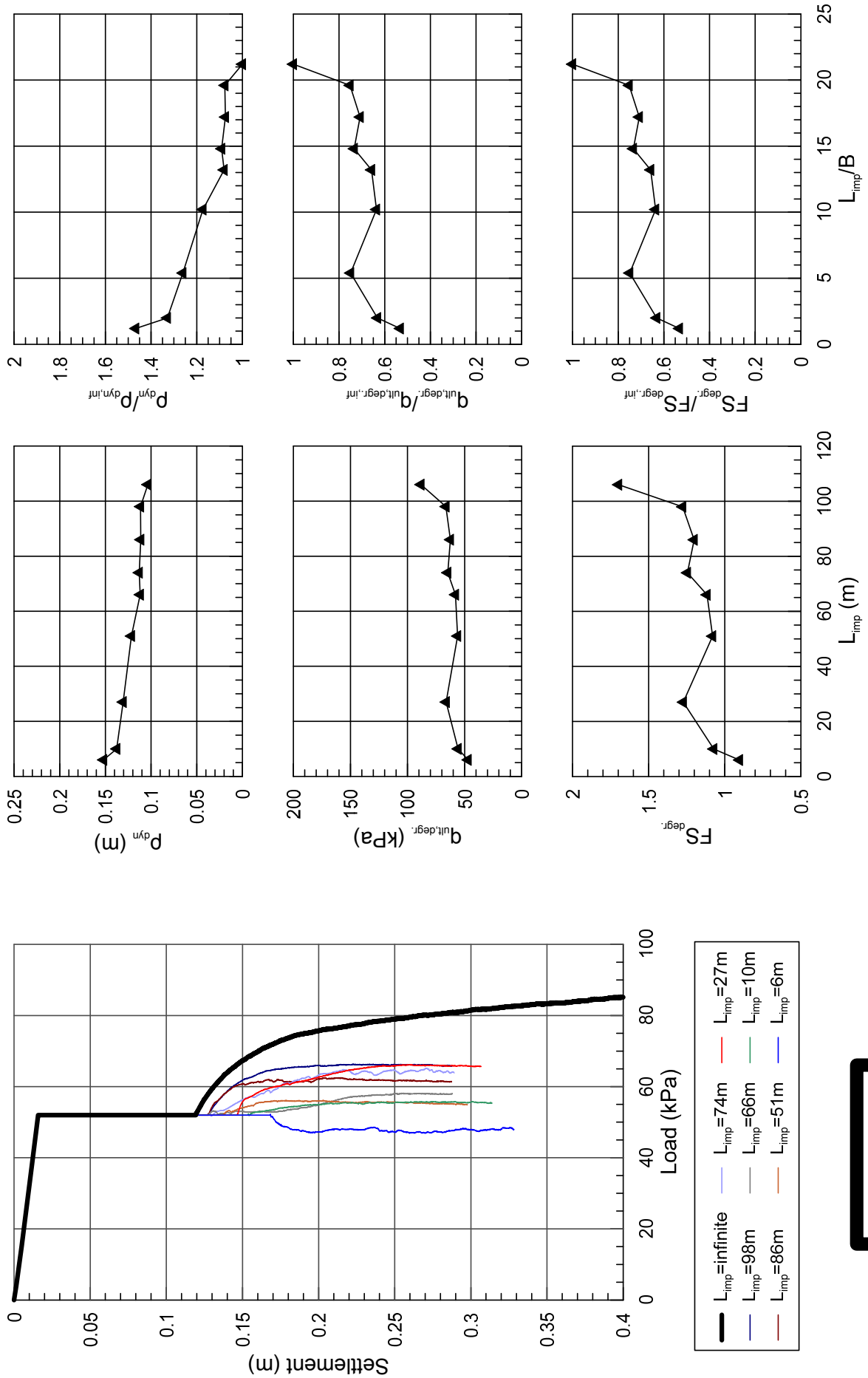
CASE 2



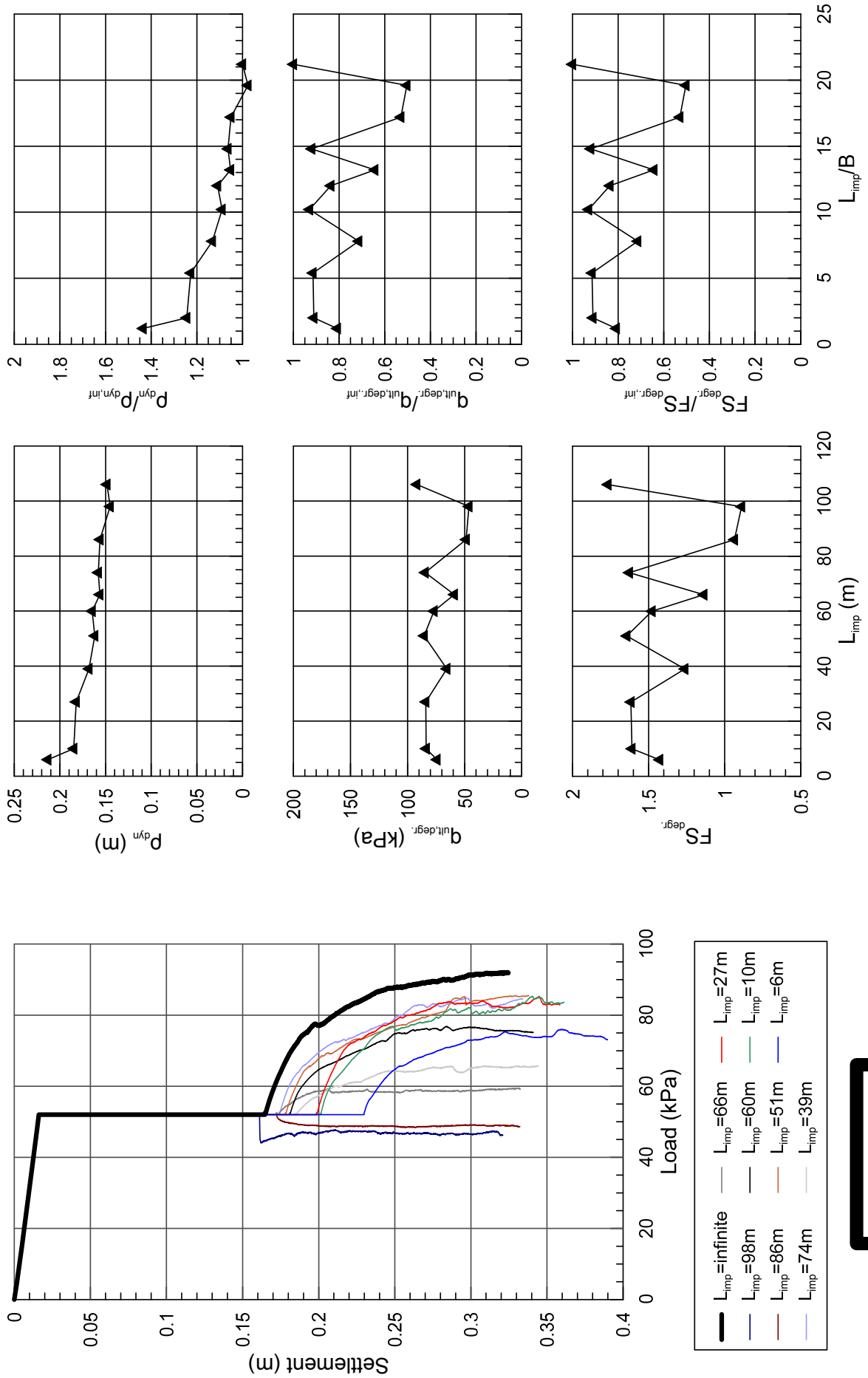
CASE 3



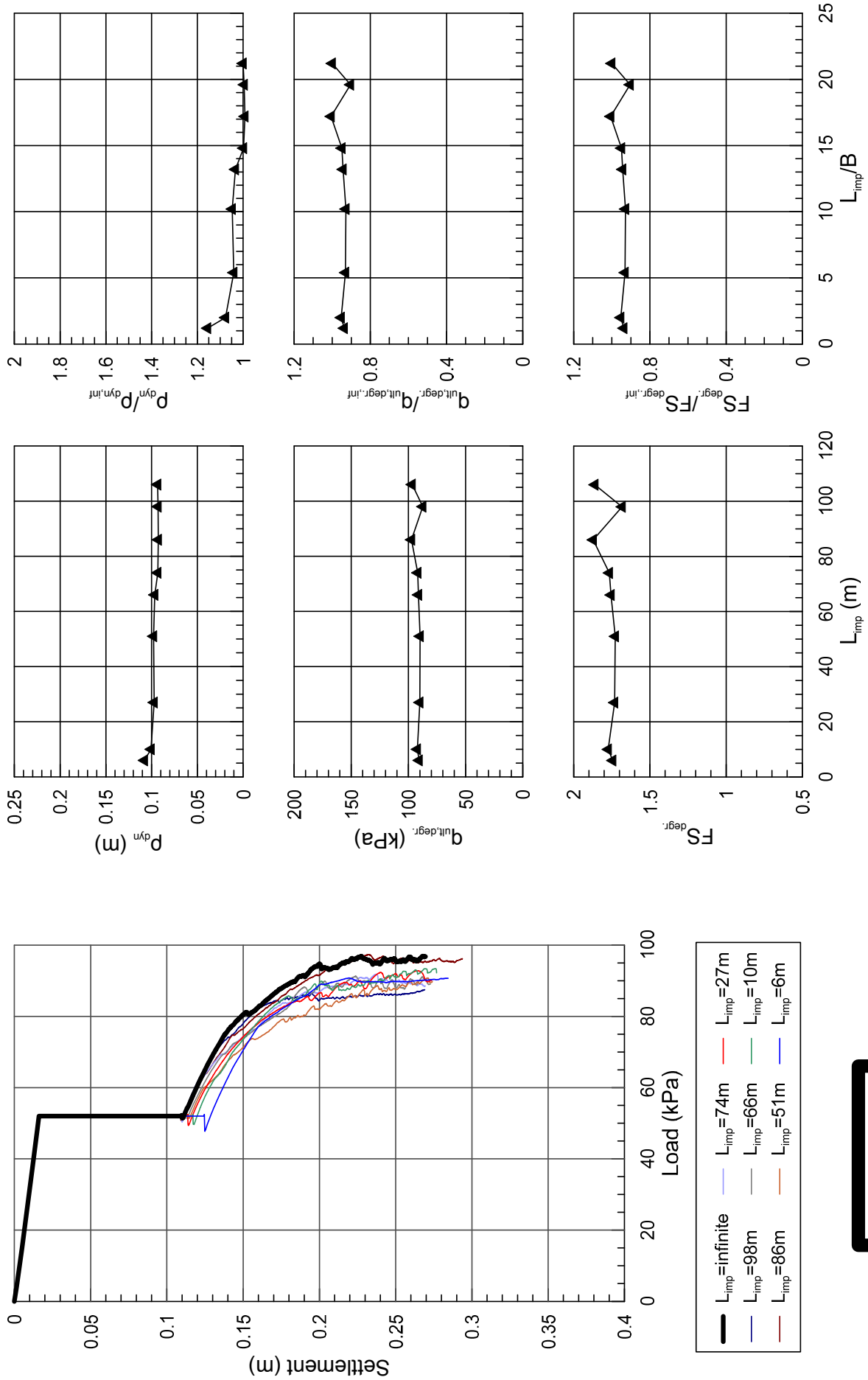
CASE 4



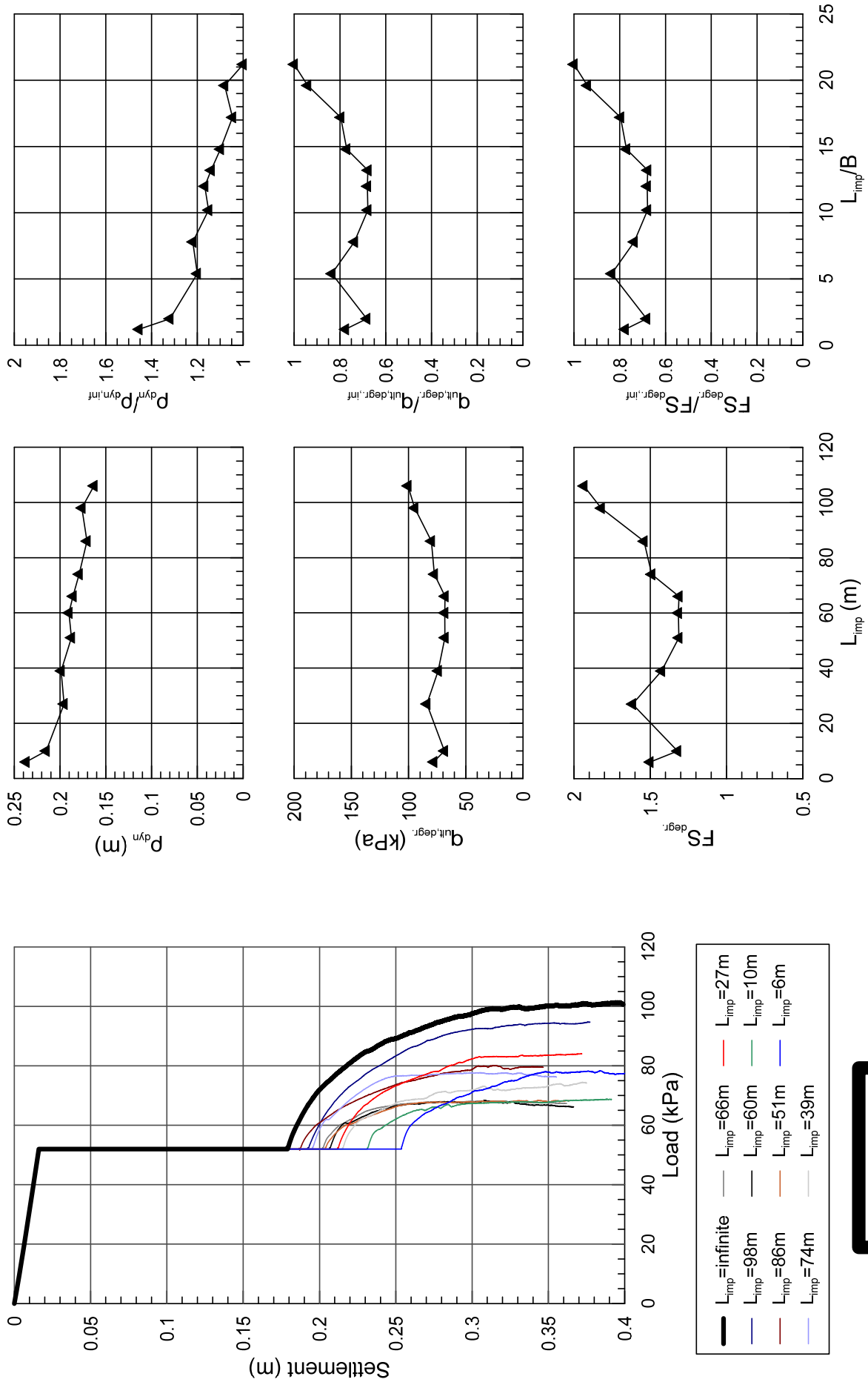
CASE 5



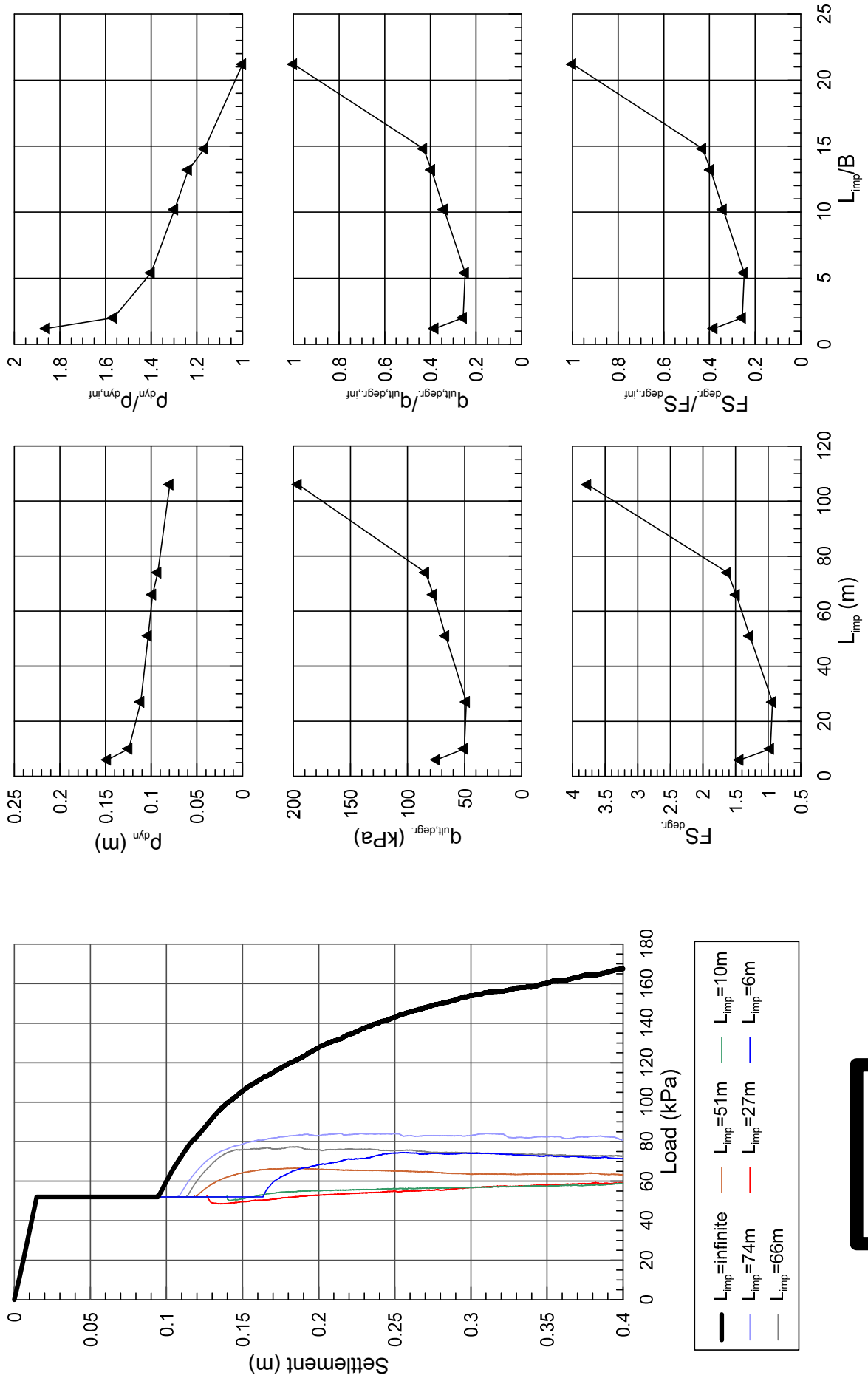
CASE 6



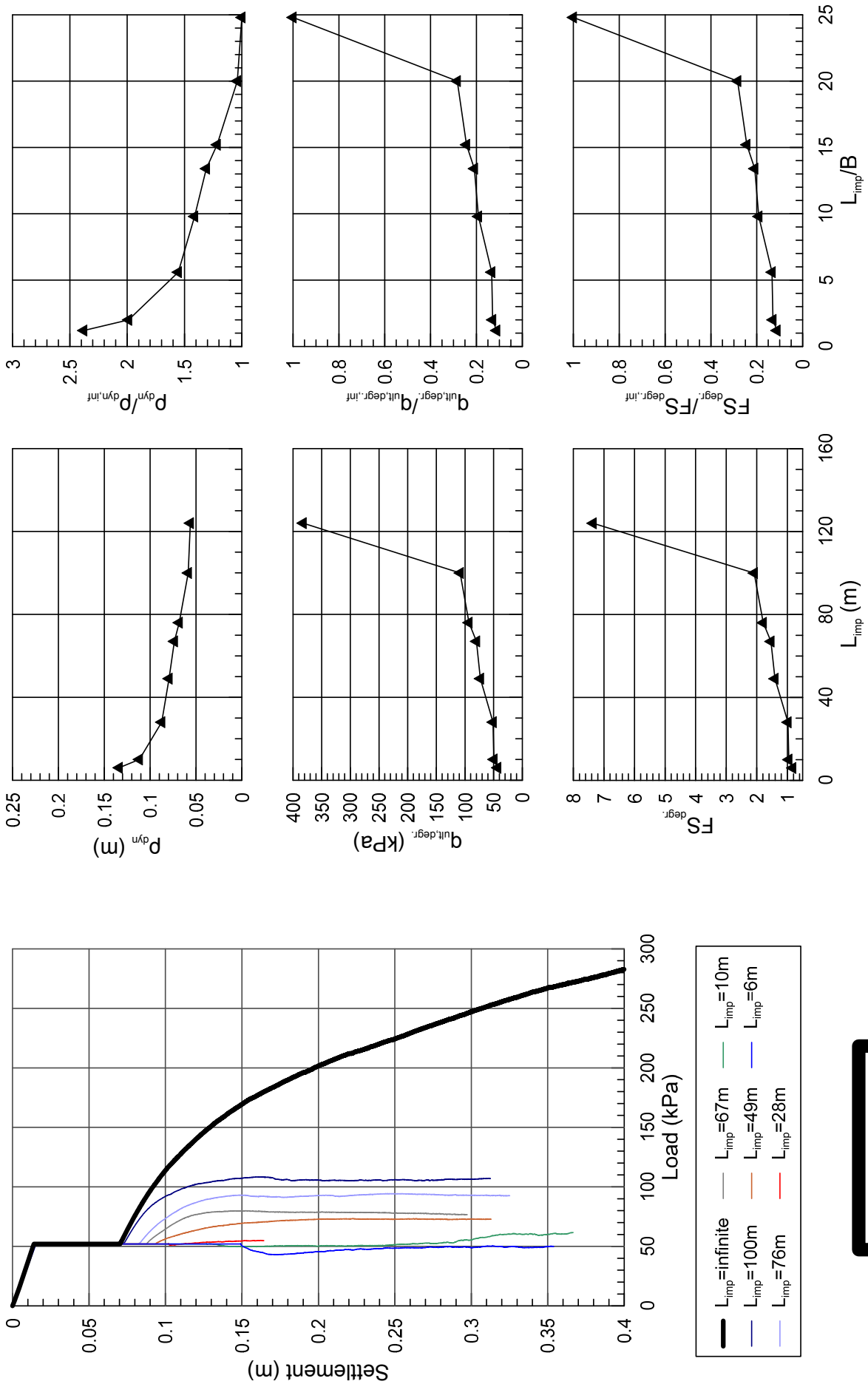
CASE 7



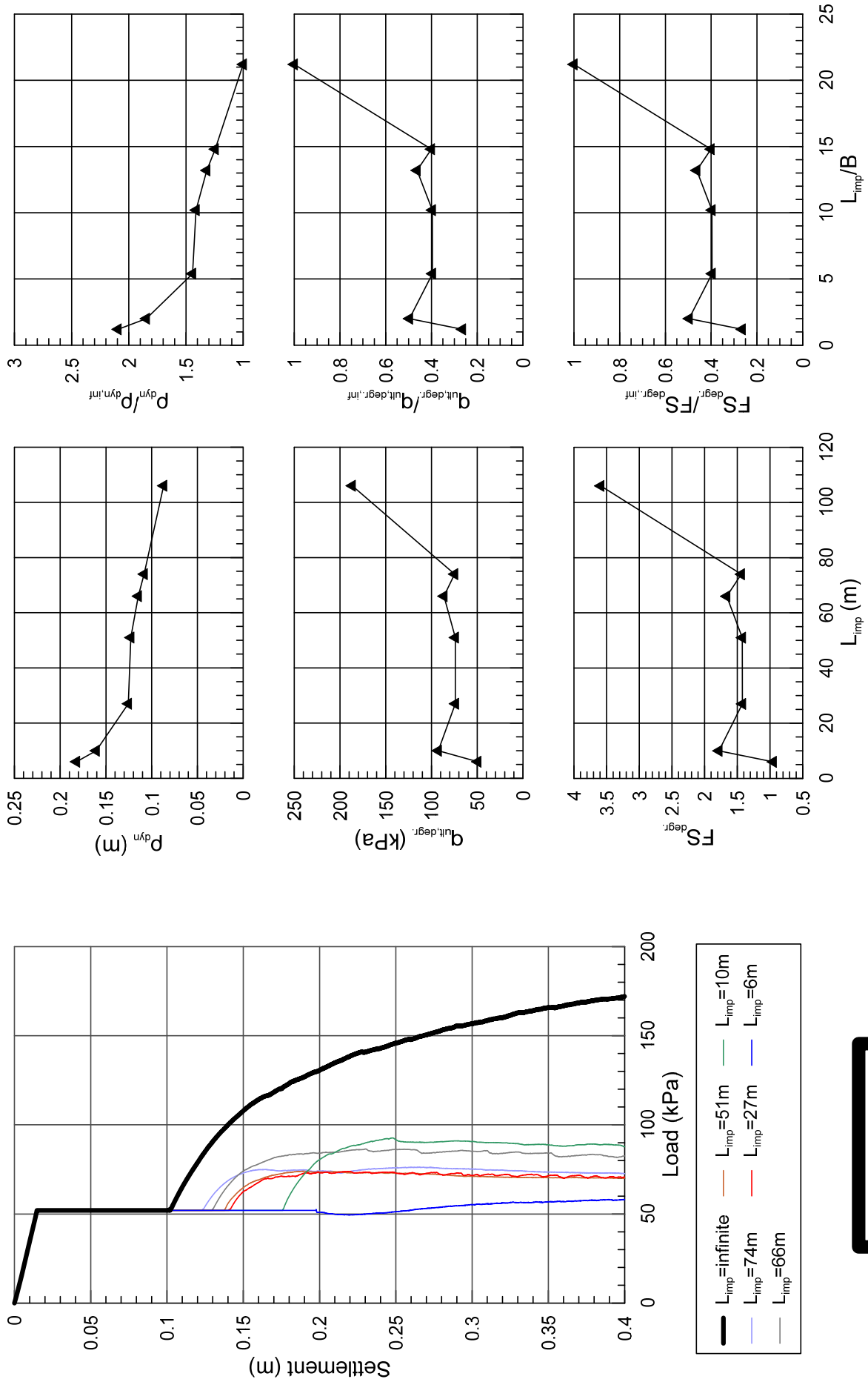
CASE 8



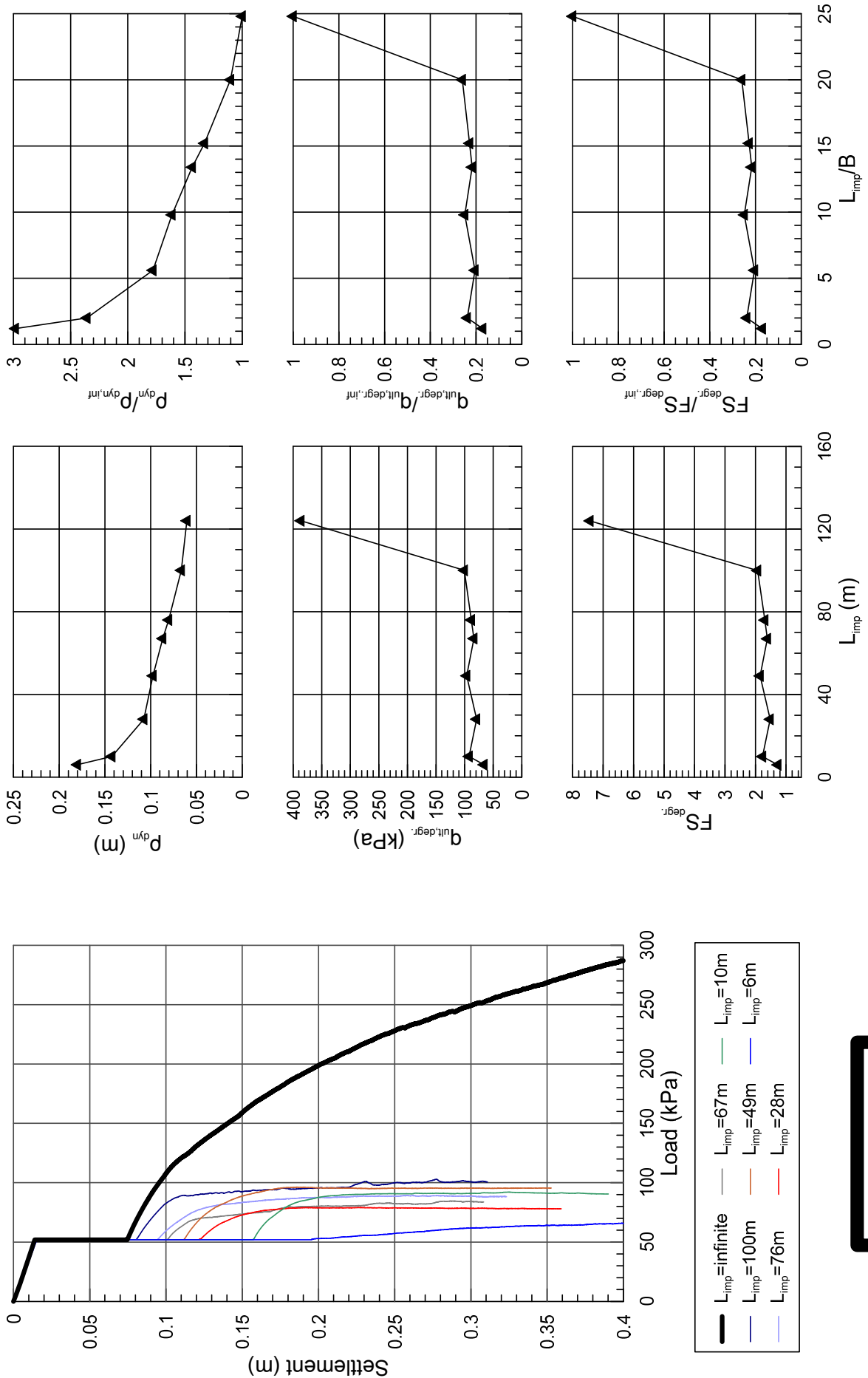
CASE 9



CASE 10



CASE 11



CASE 12

