

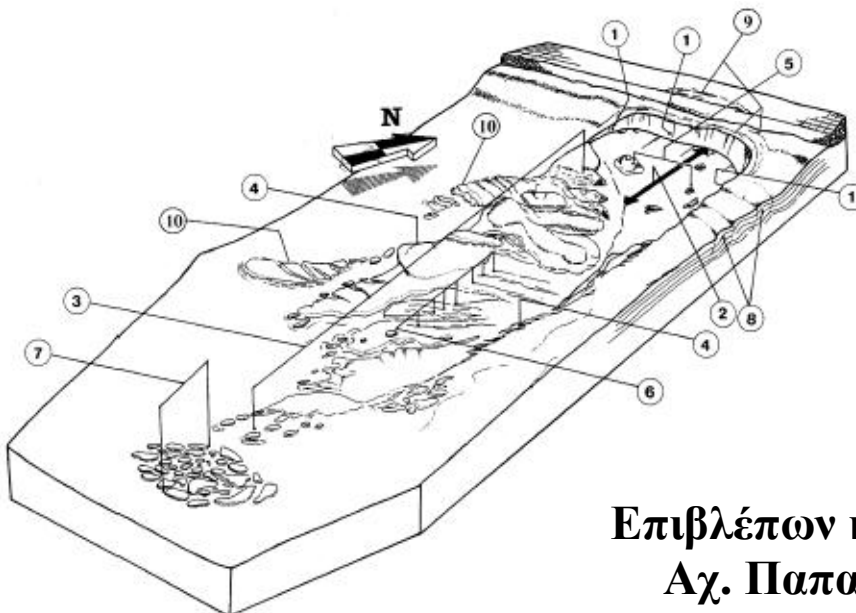


**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**Ανάλυση αστοχιών υποθαλάσσιων πρανών
στην Ερατεινή λόγω του σεισμού του Αιγίου
(15-6-1995)**

**Analysis of submarine slope failures in
Eratini due to the Aigion earthquake (15-6-
1995)**

Διπλωματική εργασία της Ευτυχίας Ι. Γαντζούδη



**Επιβλέπων καθηγητής:
Αχ. Παπαδημητρίου**

Βόλος 2008

Ευχαριστίες

Τις θερμότερές μου ευχαριστίες θα ήθελα να εκφράσω, στον κ. Αχιλλέα Παπαδημητρίου λέκτορα του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας για την ανάθεση και την επίβλεψη της διπλωματικής εργασίας, καθώς και για την άρτια επιστημονική συνεργασία, την αμέριστη ηθική στήριξη και τη γενικότερη συνεισφορά του στην ολοκλήρωση της παρούσας εργασίας. Επιπλέον θα ήθελα να ευχαριστήσω και την οικογένειά μου στην οποία οφείλω ότι έχω καταφέρει μέχρι σήμερα.

Περίληψη

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Αντικείμενο.....	4
1.2 Διάρθρωση διπλωματικής εργασίας.....	7

2. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΥ ΥΠΟΒΑΘΡΟΥ

2.1 Εισαγωγή.....	10
2.2 Η Σεισμική Ακολουθία της 15ης Ιουνίου 1995 (Μηχανισμός Γένεσης, Παράμετροι Ισχυρής Κίνησης).....	16
2.2.1 Μηχανισμός Γένεσης.....	16
2.2.2 Παράμετροι Ισχυρής Κίνησης.....	19
2.3 Εκτίμηση Έντασης στην Περιοχή της Ερατεινής.....	21

3. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

3.1 Εισαγωγή.....	28
3.2 Τοπογραφία - Βυθομετρία Περιοχής.....	28
3.3 Θέση και μορφή υποθαλάσσιων κατολισθήσεων.....	29
3.4 Στρωματογραφία και μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους.....	34

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΛΑΦΩΝ

4.1 Εισαγωγή.....	47
4.2 Μεθοδολογία και παραδοχές αναλύσεων.....	47
4.2.1 Μεθοδολογία.....	47
4.2.2 Παραδοχές αναλύσεων.....	48
4.3 Δεδομένα αναλύσεων.....	53
4.4 Αποτελέσματα αναλύσεων.....	60

5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

5.1 Εισαγωγή.....	67
5.2 Εμπειρική μεθοδολογία ελέγχου ρευστοποίησης, επί τη βάση μετρήσεων της δοκιμής CPT.....	68
5.3 Εκτίμηση παραμένουσας διατμητικής αντοχής Sr μετά τη ρευστοποίηση.....	74
5.4 Αποτελέσματα ελέγχων ρευστοποίησης.....	76

6. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΥΠΟΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΠΡΑΝΩΝ

6.1 Εισαγωγή.....	85
6.2 Γεωτεχνική διαστρωμάτωση στις θέσεις των CPT.....	86
6.3 Αποτελέσματα αναλύσεων.....	99
6.3.1 Στατικές αναλύσεις (πριν το σεισμό).....	99
6.3.2 Ψευδοστατικές αναλύσεις (για τη διάρκεια του σεισμού)	108
6.3.3 Στατικές αναλύσεις (αμέσως μετά το τέλος του σεισμού).....	110
6.4 Συμπεράσματα.....	124

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....126



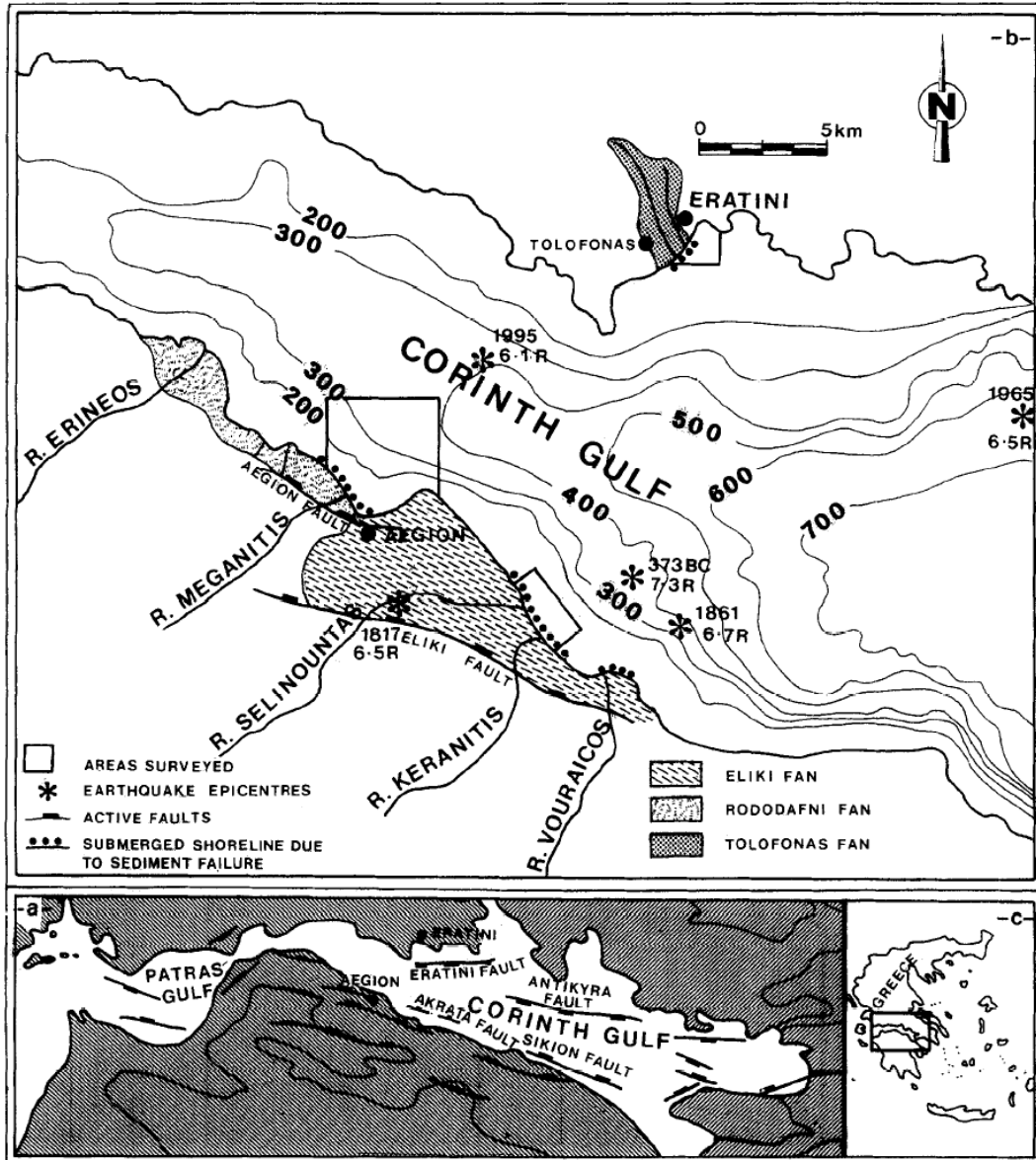
1ο Κεφάλαιο

Εισαγωγή

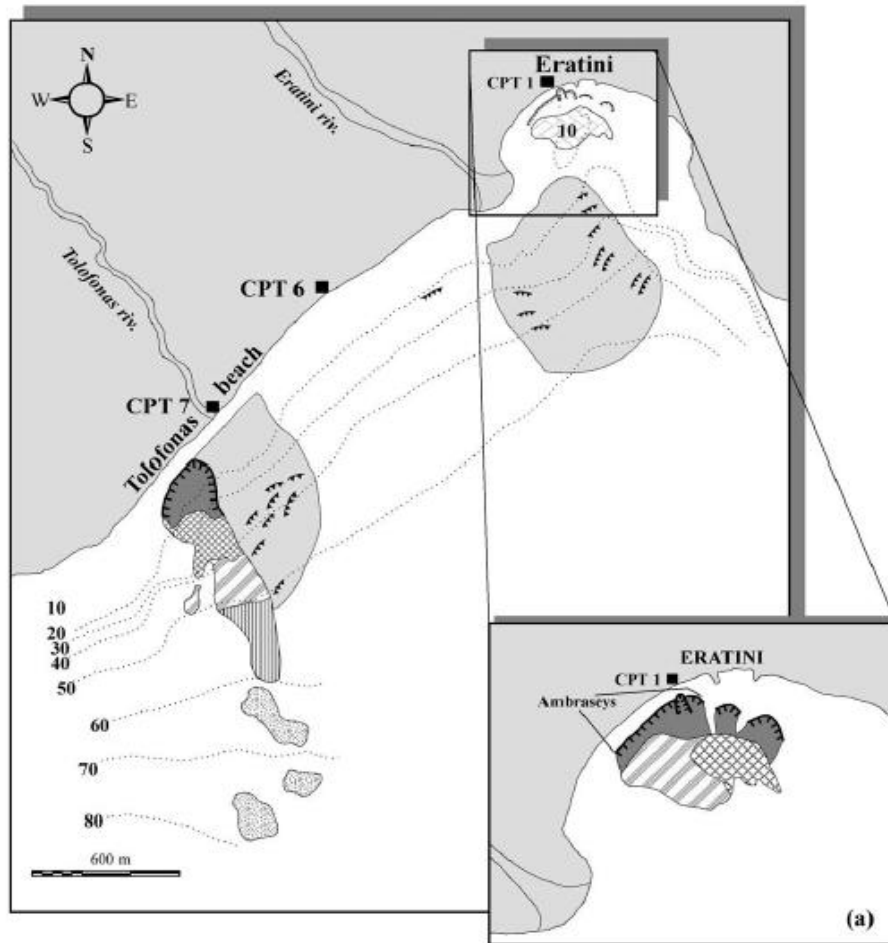
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Αντικείμενο εργασίας

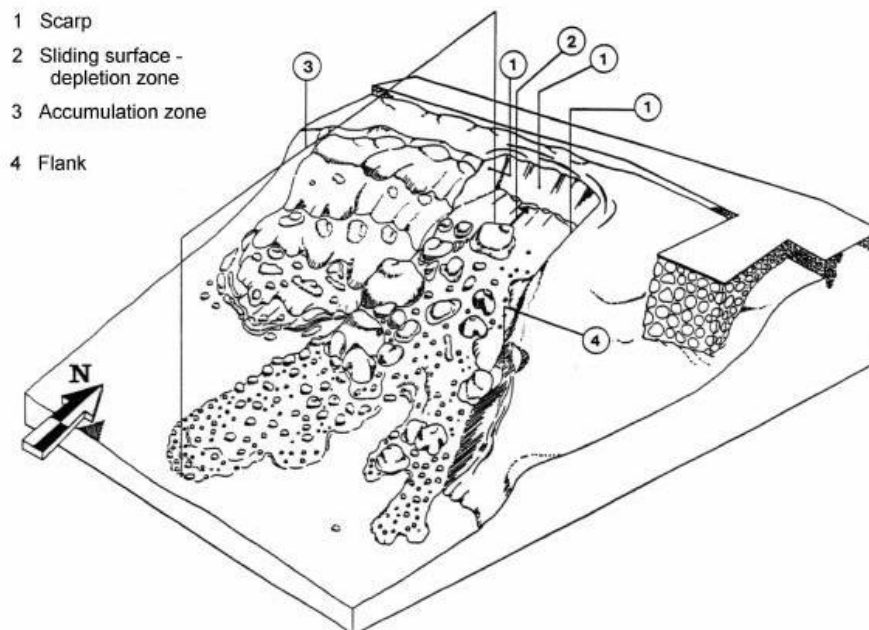
Στην παρούσα διπλωματική εργασία με θέμα την “*Ανάλυση αστοχιών υποθαλάσσιων πρανών στην Ερατεινή λόγω του σεισμού του Αιγίου (15-6-1995)*” αναλύονται και ερευνώνται όπως αναφέρεται και στον τίτλο τα αίτια της αλλοίωσης των ακτών της Ερατεινής λόγω του σεισμού του Αιγίου (15-6-1995). Ο σεισμός του Αιγίου της 15^{ης} Ιουνίου 1995 είχε επίκεντρο περίπου 3 km από την παραλία της Ερατεινής και είχε μέγεθος $M_s=6.2$. Το γεγονός ότι τα παραθαλάσσια εδάφη της περιοχής δεν είναι ιδιαίτερος χαμηλής διατμητικής αντοχής, σε συνδυασμό με τις εν γένει χαμηλές κλίσεις του πυθμένα προδιαθέτει για σχετικά υψηλούς συντελεστές ασφαλείας ευστάθειας των υποθαλάσσιων πρανών. Παρόλα αυτά, οι γεωφυσικές διασκοπήσεις και η τοπογραφική αποτύπωση του πυθμένα υπέδειξαν μεγάλες υποθαλάσσιες κατολισθήσεις λόγω του σεισμού, σε συμφωνία και με μαρτυρίες των κατοίκων για απώλεια μερικών μέτρων από τις παραλίες. Η μορφή και η θέση των αστοχιών αυτών υποδηλώνουν ότι η βασική αιτία του φαινομένου ήταν η απώλεια της διατμητικής αντοχής των λεπτών ιλλο-αμμωδών στρώσεων λόγω **ρευστοποίησης** κατά τη διάρκεια του σεισμού. Στη συνέχεια ακολουθεί ένας χάρτης της ευρύτερης περιοχής μελέτης (Σχήμα 1.1), ένας χάρτης με τις θέσεις των αστοχιών και μέρους των διαθέσιμων επιτόπου δοκιμών (Σχήμα 1.2) και τέλος, στο Σχήμα 1.3, ένα σκαρίφημα με τη μορφή των καταγραφέντων υποθαλάσσιων αστοχιών ροής.



Σχήμα 1.1 Χάρτης περιοχής



Σχήμα 1.2 Θέση κάποιων εκ των επί τόπου δοκιμών και των καταγραφέντων υποθαλάσσιων αστοχιών του πυθμένα



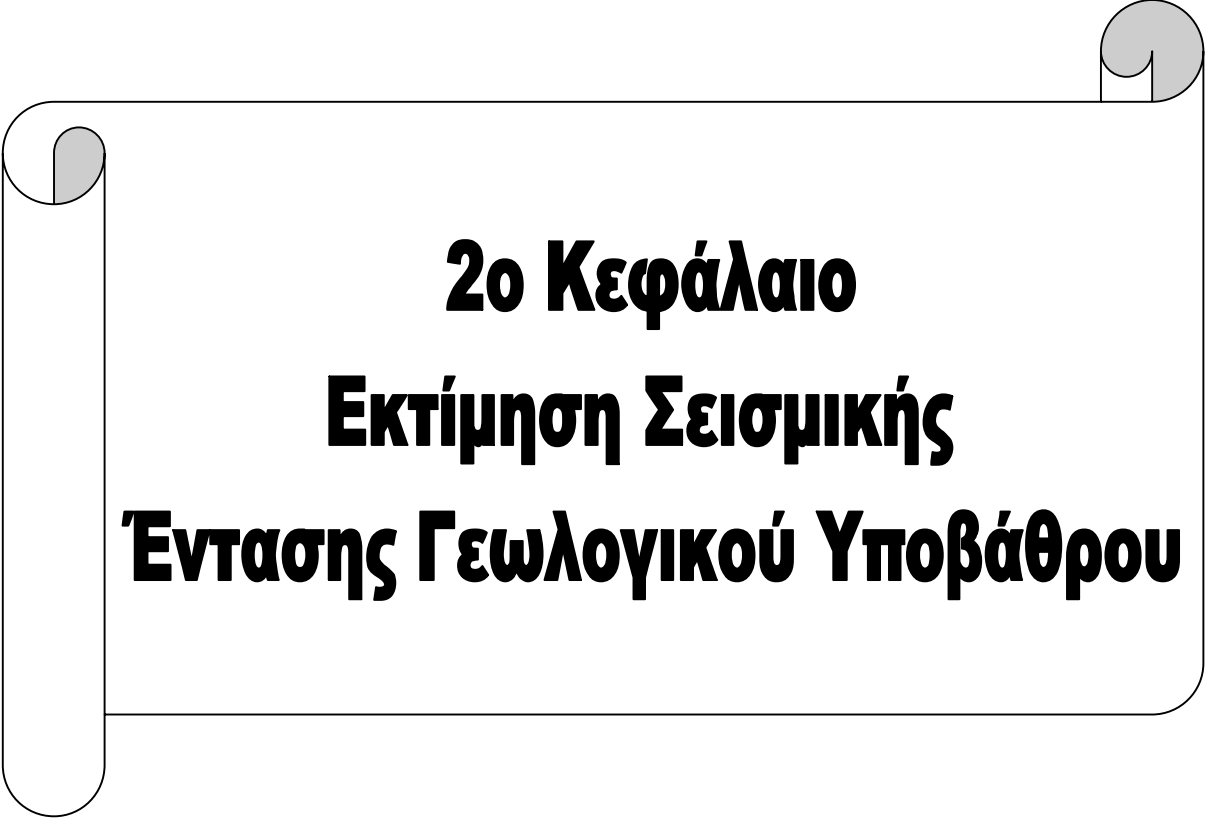
Σχήμα 1.3 Τρισδιάστατη προσομοίωση ολίσθησης πρανούς στον κόλπο της Ερατεινής

1.2 Διάρθρωση διπλωματικής εργασίας

Στη συνέχεια αναφέρονται επιγραμματικά τα ζητήματα με τα οποία πραγματεύεται κάθε κεφάλαιο της παρούσας εργασίας:

- Στο παρών (1^ο) Κεφάλαιο αναφέρεται περιληπτικά το αντικείμενο και η δομή της διπλωματικής εργασίας.
- Στο δεύτερο (2^ο) Κεφάλαιο περιγράφεται περιληπτικά η σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής (με βάση σεισμολογικά δεδομένα), δίνονται στοιχεία για τη σεισμική ακολουθία της 15ης Ιουνίου 1995, με έμφαση στο μηχανισμό γένεσης και την ένταση της σεισμικής κίνησης με βάση τη βιβλιογραφία, και τέλος εκτιμάται η ένταση της σεισμικής κίνησης στη θέση των μελετούμενων αστοχιών με βάση τις υπάρχουσες καταγραφές και σχέσεις απομείωσης (attenuation relations) για τον Ελλαδικό χώρο.
- Στο τρίτο (3^ο) Κεφάλαιο γίνεται αξιολόγηση των γεωτεχνικών δεδομένων στις θέσεις των μελετούμενων αστοχιών, με βάση στοιχεία από επί τόπου δοκιμές (τέσσερις στατικές και τέσσερις δυναμικές πεντρομετρήσεις κατά μήκος της παραλίας). Η αξιολόγηση οδήγησε σε λεπτομερή γεωτεχνική διαστρωμάτωση των θέσεων και σε εκτίμηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής των εδαφικών στρώσεων, κάνοντας έναν ευρύ διαχωρισμό μεταξύ συνεκτικών και μη συνεκτικών στρώσεων.
- Στο τέταρτο (4^ο) Κεφάλαιο γίνεται ανάλυση της σεισμικής απόκρισης των θέσεων μελέτης, απλουστευτικά με χρήση της ισοδύναμα-γραμμικής μεθόδου για μονοδιάστατη μετάδοση κυμάτων (με τη βοήθεια του λογισμικού Shake91). Τα εδαφικά προφίλ (σε όρους ελαστικής δυστημσίας) στις θέσεις μελέτης εκτιμώνται με βάση τις επί τόπου δοκιμές και τη γεωφυσική διασκόπηση, ενώ η ένταση της σεισμικής διέγερσης στις ίδιες θέσεις βασίζεται στην ανάλυση του 2^{ου} Κεφαλαίου.
- Στο πέμπτο (5^ο) Κεφάλαιο γίνεται ο έλεγχος ρευστοποίησης στις κορεσμένες εδαφικές στρώσεις των θέσεων μελέτης επί τη βάση των μετρήσεων CPT σύμφωνα με τη μεθοδολογία των Youd & Idriss (2001), και η εκτίμηση της παραμένουσας διατμητικής αντοχής μετά τη ρευστοποίηση με βάση τις πλέον πρόσφατες εκτιμήσεις της βιβλιογραφίας (Idriss & Boulanger 2007).

- Στο (6^ο) Κεφάλαιο γίνεται η ανάλυση της ευστάθειας των υποθαλάσσιων πρανών, όπως εκτιμάται ότι ήταν πριν το σεισμό του Αιγίου, με χρήση του λογισμικού GeoSlope. Για το σκοπό αυτό γίνεται κατ' αρχήν μια γεωγραφική γενίκευση της στρωματογραφίας, με βάση τις επιτόπου μετρήσεις, τη βυθομέτρηση του πυθμένα και τη γεωφυσική διασκόπηση. Στη συνέχεια γίνονται τριών ειδών αναλύσεις ευστάθειας πρανών: α) **στατικές** που εκτιμούν την ευστάθεια πριν το σεισμό του Αιγίου, υιοθετώντας τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής που υπολογίσθηκαν στο Κεφάλαιο 3, β) **ψευδο-στατικές** που εκτιμούν την ευστάθεια κατά τη διάρκεια του σεισμού του Αιγίου, υιοθετώντας τη σεισμική ένταση που υπολογίσθηκε στο Κεφάλαιο 4 και γ) **στατικές** που εκτιμούν την ευστάθεια μετά το σεισμό του Αιγίου, λαμβάνοντας υπόψη τη ρευστοποίηση επιμέρους στρώσεων, σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5.



2ο Κεφάλαιο
Εκτίμηση Σεισμικής
Έντασης Γεωλογικού Υποβάθρου

2. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΥ ΥΠΟΒΑΘΡΟΥ

2.1 Εισαγωγή

Η περιοχή της Ερατεινής - Τολοφώνα ανήκει στη σεισμική ζώνη του Κορινθιακού Κόλπου, η οποία εμφανίζει ως γνωστόν υψηλή σεισμικότητα. Τα αντίστοιχα ενόργανα σεισμολογικά δεδομένα του παρόντα αιώνα, με έμφαση στην πρόσφατη σεισμική δραστηριότητα της τελευταίας δεκαετίας, παρουσιάζονται στα Σχήματα 2.1 έως 2.6. Συγκεκριμένα (Παπαζάχος και Παπαζάχου 1989, Bernard et al 1997):

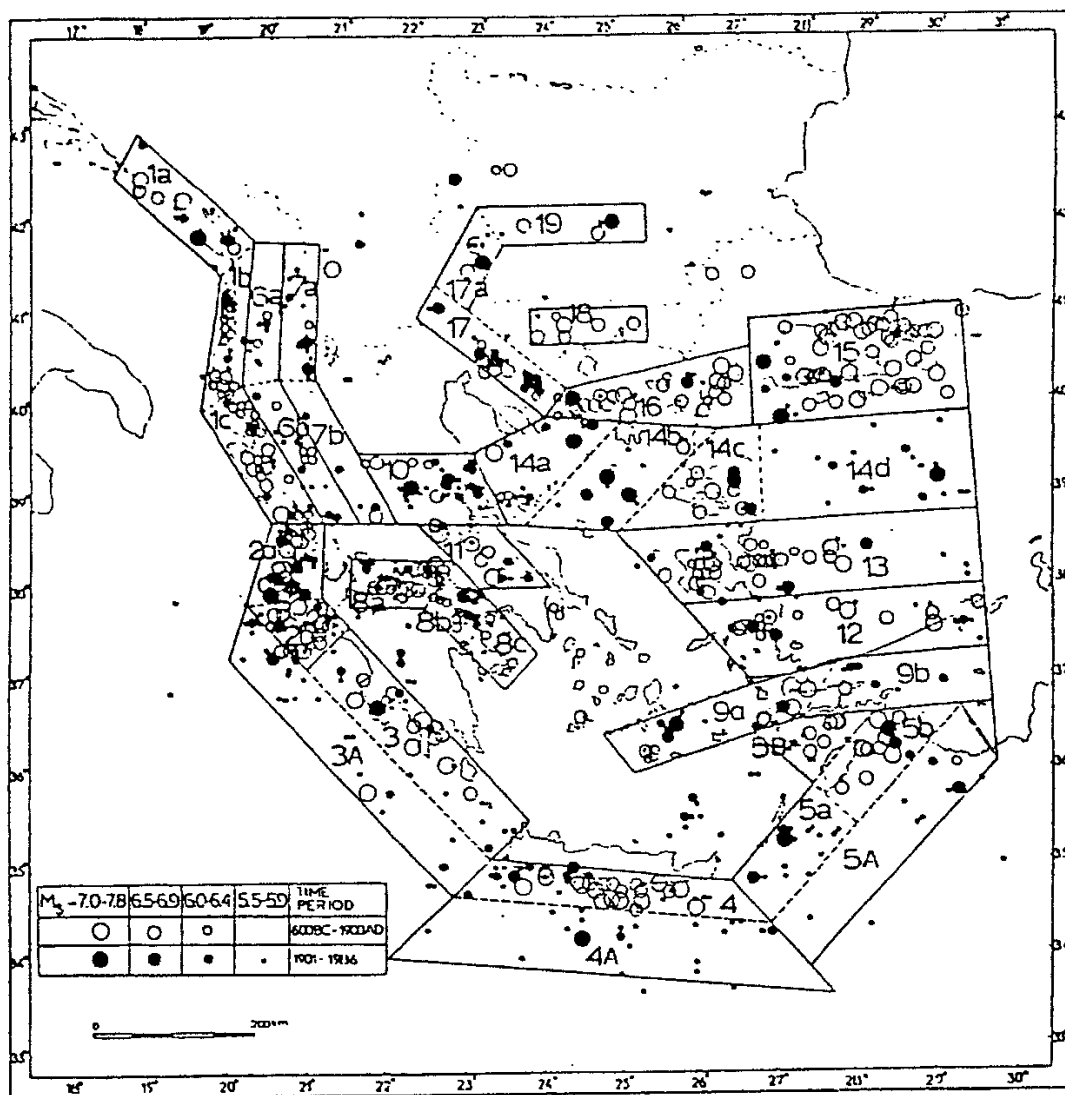
- (α) Στο Σχήμα 2.1 φαίνεται ένα προσομοίωμα σεισμικών πηγών του Ελληνικού χώρου και των γύρω περιοχών (Παπαζάχος και Παπαζάχου, 1989). Από το προσομοίωμα αυτό προκύπτει ότι η περιοχή της Ερατεινής ανήκει στη ζώνη 8b, με έντονη σεισμική δράση η οποία περιγράφεται από τη σχέση:

$$\log N(m) = 4.66 - M$$

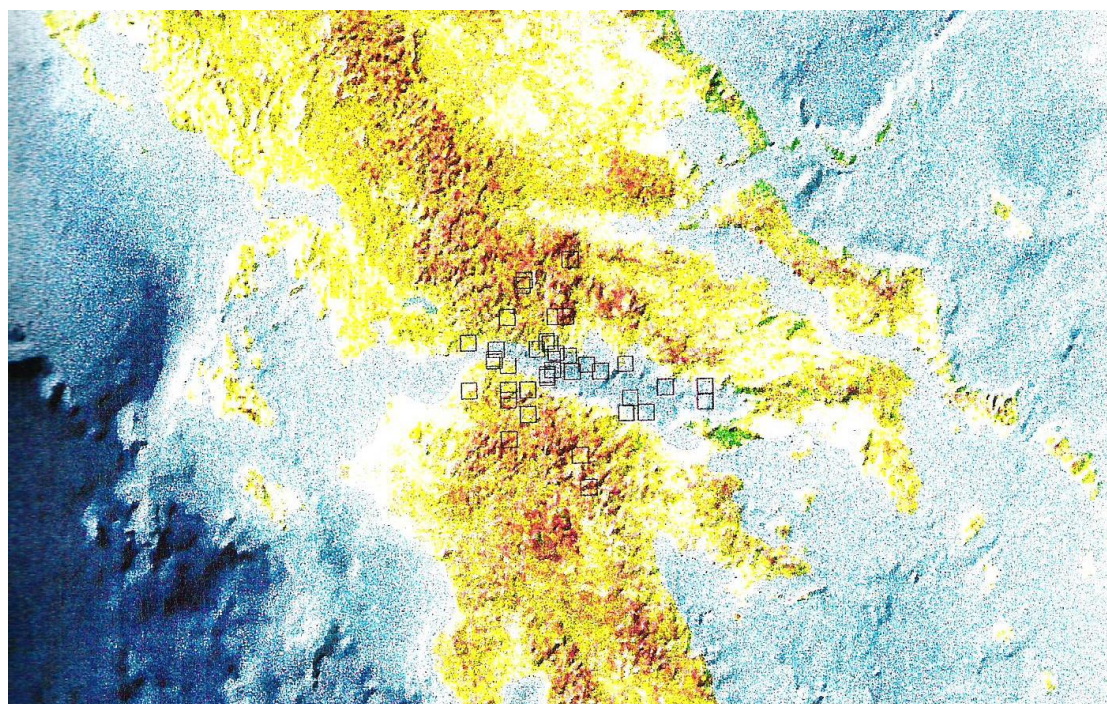
όπου $N(m)$ είναι ο συσσωρευτικός αριθμός των σεισμών με μέγεθος μεγαλύτερο ή ίσο του M .

- (β) Στο Σχήμα 2.2 φαίνεται η γεωγραφική κατανομή των επικέντρων των σεισμών με $M \geq 5.0$ που έχουν συμβεί σε ακτίνα 60 km γύρω από την Ερατεινή κατά το χρονικό διάστημα 1901-1997.
- (γ) Αντίστοιχα, στο Σχήμα 2.3 φαίνεται η γεωγραφική κατανομή των σεισμών με $M \geq 4.5$ που έχουν συμβεί σε ακτίνα 60 km γύρω από την Ερατεινή κατά το χρονικό διάστημα των τελευταίων δέκα ετών.
- (δ) Στο Σχήμα 2.4 απεικονίζονται τα ενεργά ρήγματα της περιοχής καθώς επίσης και οι μηχανισμοί γένεσης των μεγαλύτερων σεισμών που έχουν καταγραφεί.
- (ε) Τέλος, στα Σχήματα 2.5 και 2.6 φαίνεται η επιφανειακή κατανομή των μεγαλύτερων μετασεισμών του κύριου σεισμού του Αιγίου (15 Ιουνίου 1995, $M_s = 6.2$) καθώς και οι προβολές τους σε τρεις κατακόρυφες τομές (a, b και c) παράλληλες προς την κατεύθυνση της διάρρηξης.

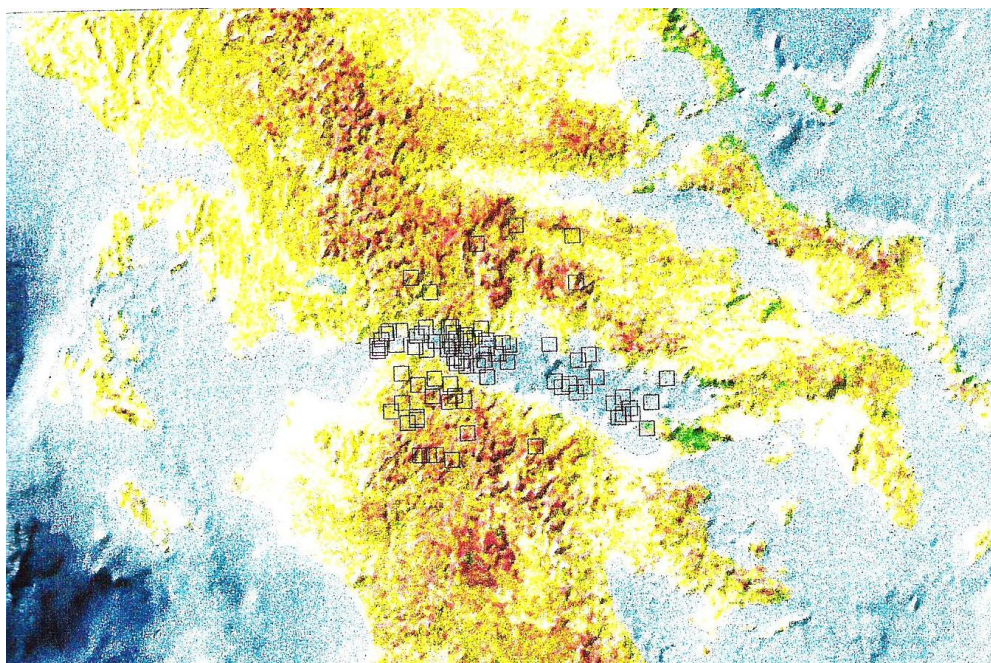
Από αξιολόγηση των ανωτέρω δεδομένων προκύπτει ότι το μέγιστο μέγεθος σεισμού που έχει παρατηρηθεί στη ζώνη αυτή είναι 7.1 και ο ετήσιος αριθμός των σεισμών με $M \geq 5.0$ είναι ίσος με 0.46. Η μέση περίοδος επανάληψης για σεισμούς με $M \geq 6.3$ βρέθηκε ίση με 44 χρόνια, και τέλος το πιθανότερο μέγεθος σεισμών που έχει περίοδο επανάληψης 70 χρόνια είναι 6.7. Η μέγιστη μακροσεισμική ένταση που έχει παρατηρηθεί μέχρι σήμερα στην ευρύτερη περιοχή της Ερατεινής είναι ΙΧ βαθμοί της τροποποιημένης κλίμακας Mercalli, και εντοπίζεται στους ιστορικούς χρόνους. Στην περίπτωση της σεισμικής ακολουθίας των Αλκυονίδων (Φεβρουάριος 1981, $M_S=6.8$) η αντίστοιχη ένταση στην Ερατεινή ήταν VII έως VIII, ενώ στη σεισμική ακολουθία του σεισμού του Αιγίου (Ιούνιος 1995, $M_S=6.2$) η αντίστοιχη ένταση ήταν VII.



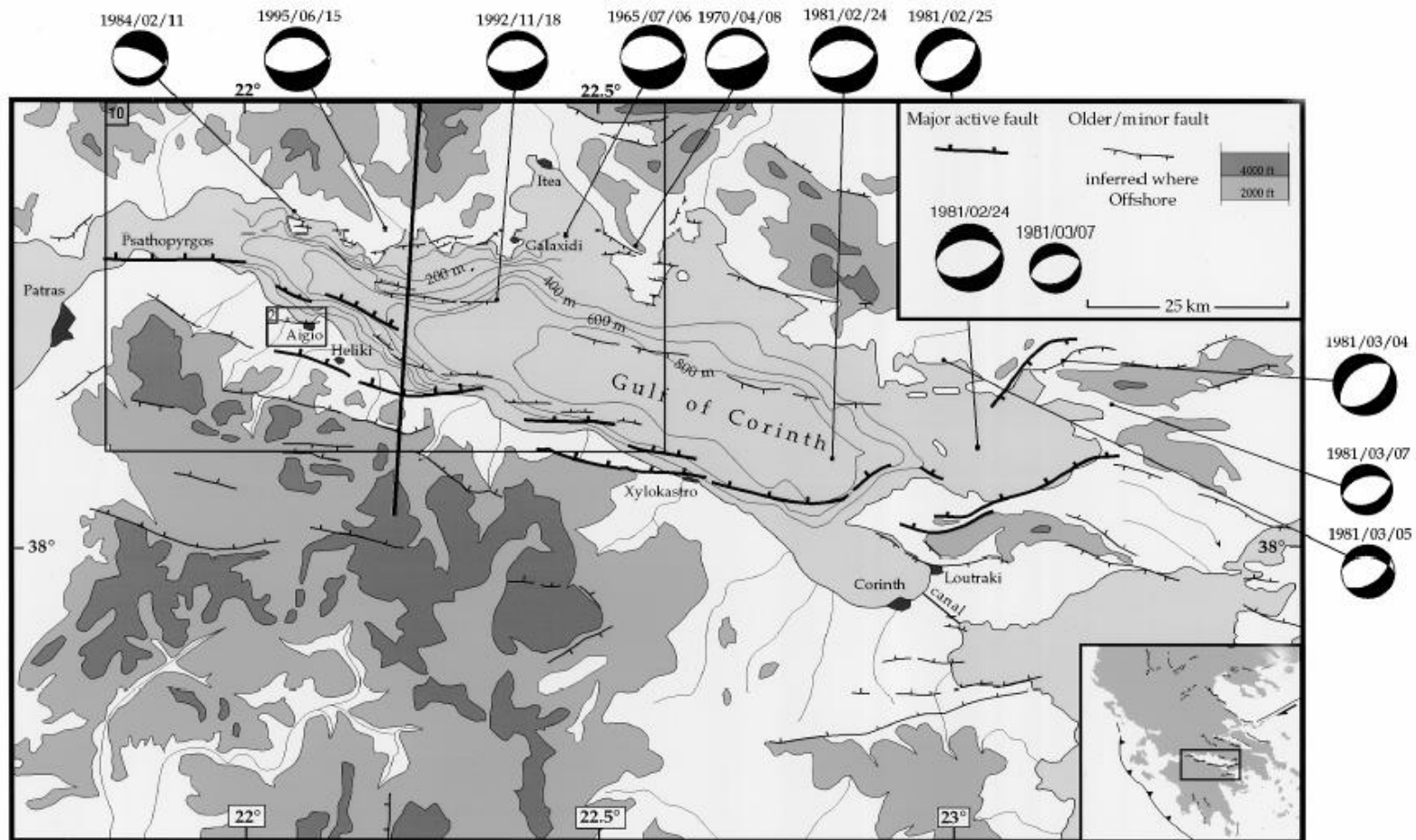
Σχήμα 2.1 Προσομοίωμα σεισμικών πηγών του Ελληνικού χώρου (Παπαζάχος και Παπαζάχου, 1989)



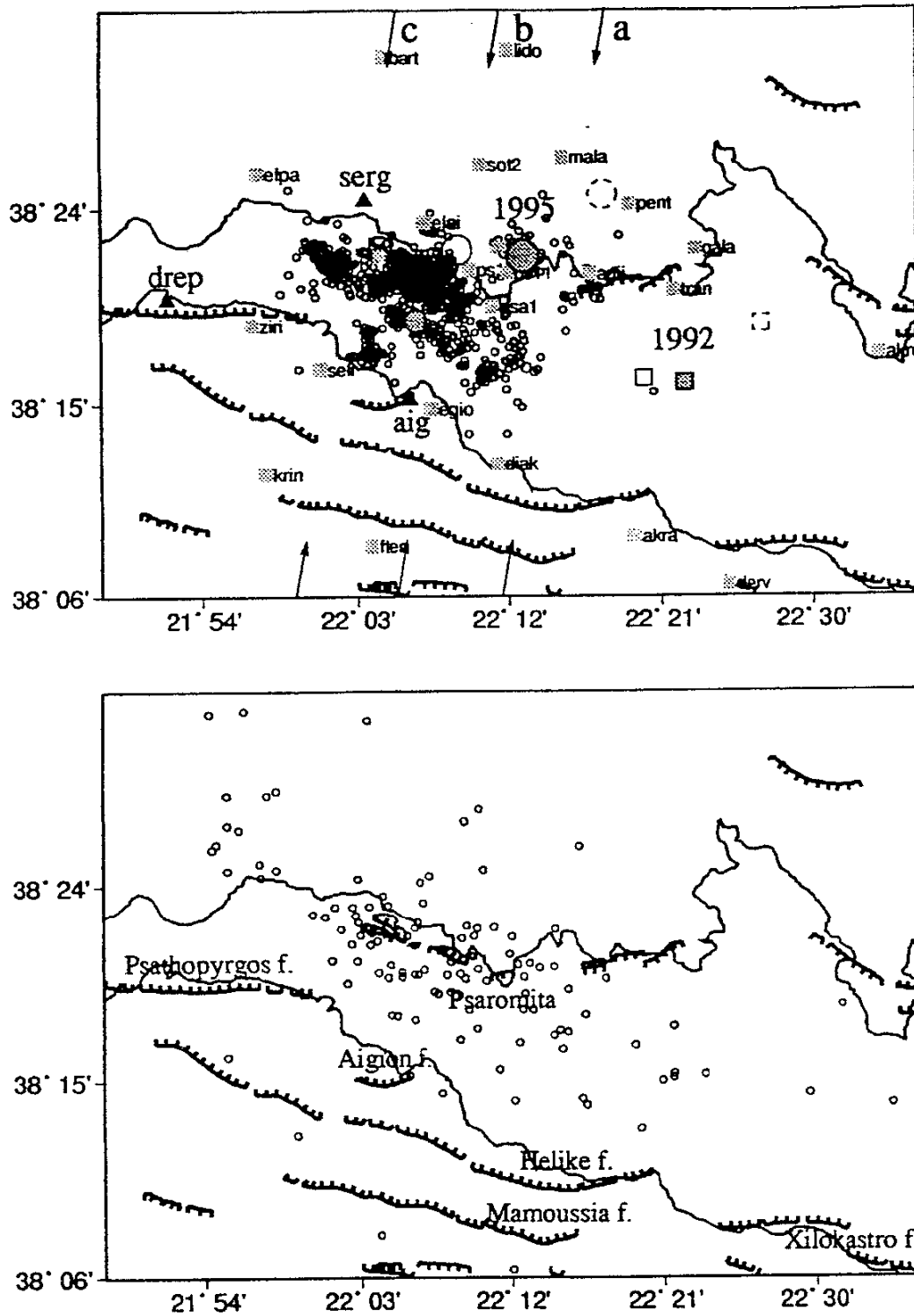
Σχήμα 2.2 Γεωγραφική κατανομή των επικέντρων των σεισμών με μέγεθος $M > 5.0$, επικεντρική απόσταση από την Ερατεινή $R < 60$ km, κατά την χρονική περίοδο 1901-1997



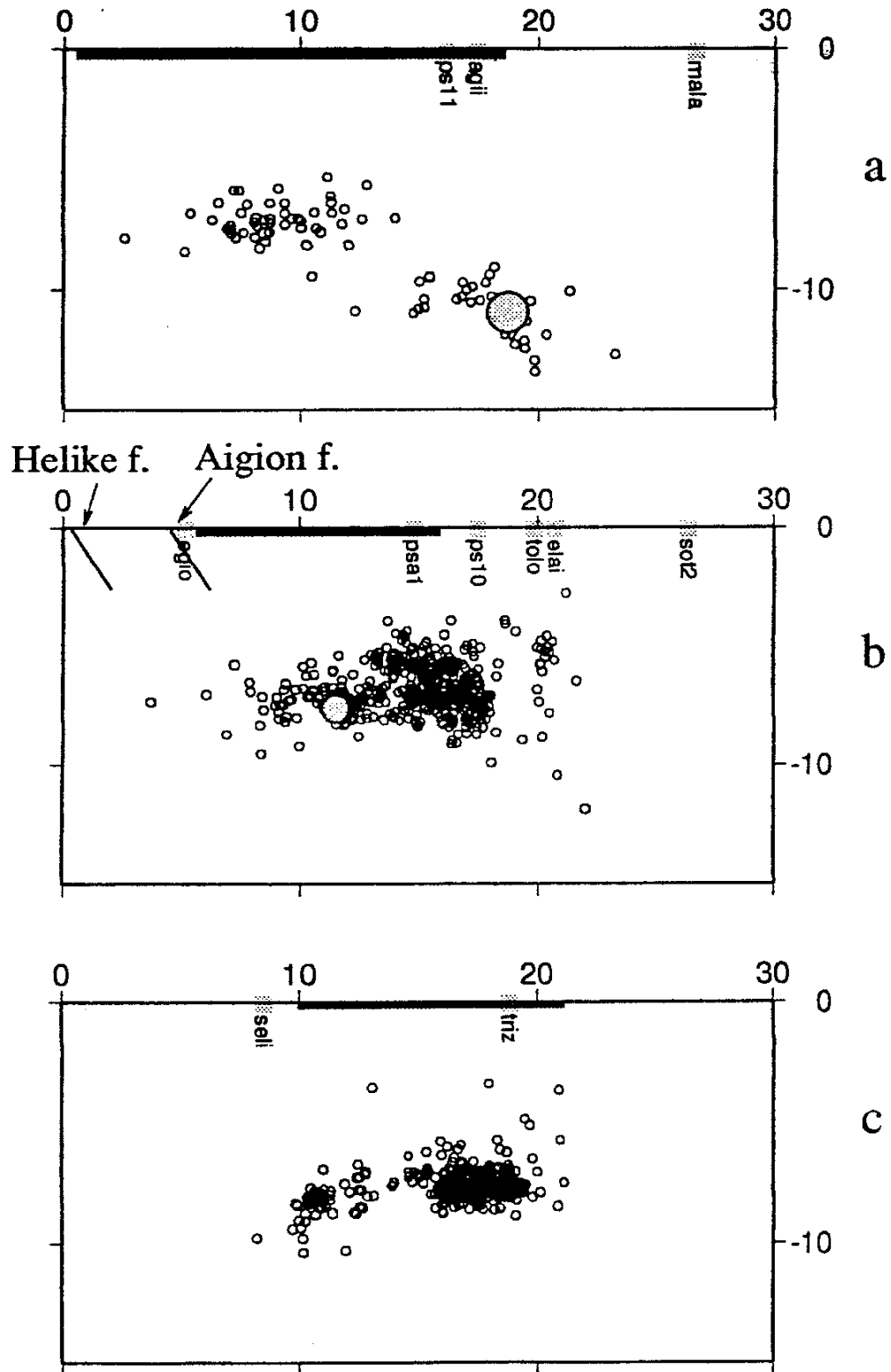
Σχήμα 2.3 Γεωγραφική κατανομή των επικέντρων των σεισμών με μέγεθος $M > 4.7$, επικεντρική απόσταση από την Ερατεινή $R < 60$ km, κατά την χρονική περίοδο 1987-1997



Σχήμα 2.4 Ενεργά ρήγματα της περιοχής Ερατεινής και μηχανισμοί γένεσης των μεγαλύτερων σεισμών (Bernard et al 1997)



Σχήμα 2.5 Επιφανειακή κατανομή των μεγαλύτερων μετασεισμών του κύριου σεισμού του Αιγίου (15 Ιουνίου, 1995), (Bernard et al 1997)



Σχήμα 2.6 Κατανομή με το βάθος των μεγαλύτερων μετασεισμών του κύριου σεισμού του Αιγίου (15 Ιουνίου, 1995), (Bernard et al 1997)

2.2 Η Σεισμική Ακολουθία της 15^{ης} Ιουνίου 1995 (Μηχανισμός Γένεσης, Παράμετροι Ισχυρής Κίνησης)

Την 15η Ιουνίου 1995 στις 00:15 GMT ισχυρός σεισμός τοπικού μεγέθους $M_L=5.6$ (μεγέθους επιφανειακών κυμάτων $M_S=6.2$) έπληξε το Αίγιο και άλλους οικισμούς του δυτικού Κορινθιακού κόλπου. Στις 00:31 GMT ακολούθησε ισχυρός μετασεισμός τοπικού μεγέθους $M_L=5.2$. Η μετασεισμική δραστηριότητα συνεχίστηκε για αρκετούς μήνες.

Σαν αποτέλεσμα της σεισμικής αυτής έξαρσης, 26 άτομα έχασαν τη ζωή τους, σημειώθηκαν δε σοβαρές βλάβες σε κτίρια καθώς και διάφορες μορφές εδαφικής αστοχίας. Συγκεκριμένα,

- ικανός αριθμός συγχρόνων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα (Ο/Σ) καθώς και παραδοσιακών κτιρίων κατέρρευσαν,
- επιφανειακές διαρρήξεις παρατηρήθηκαν στην ευρύτερη επικεντρική περιοχή, των οποίων η λεπτομερής μελέτη με τα σεισμοτεκτονικά δεδομένα έδωσαν χρήσιμα συμπεράσματα για το μηχανισμό γένεσης του σεισμού,
- ρευστοποιήσεις παρατηρήθηκαν στην παραλιακή ζώνη των βόρειων ακτών της Πελοποννήσου.

Οι ανωτέρω καταστροφικές συνέπειες επικεντρώνονται κυρίως στις βόρειες ακτές της Πελοποννήσου, στην ευρύτερη περιοχή του Αιγίου και στις νότιες ακτές της Στερεάς Ελλάδας όπου ανήκει και η υπό μελέτη περιοχή της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

2.2.1 Μηχανισμός Γένεσης

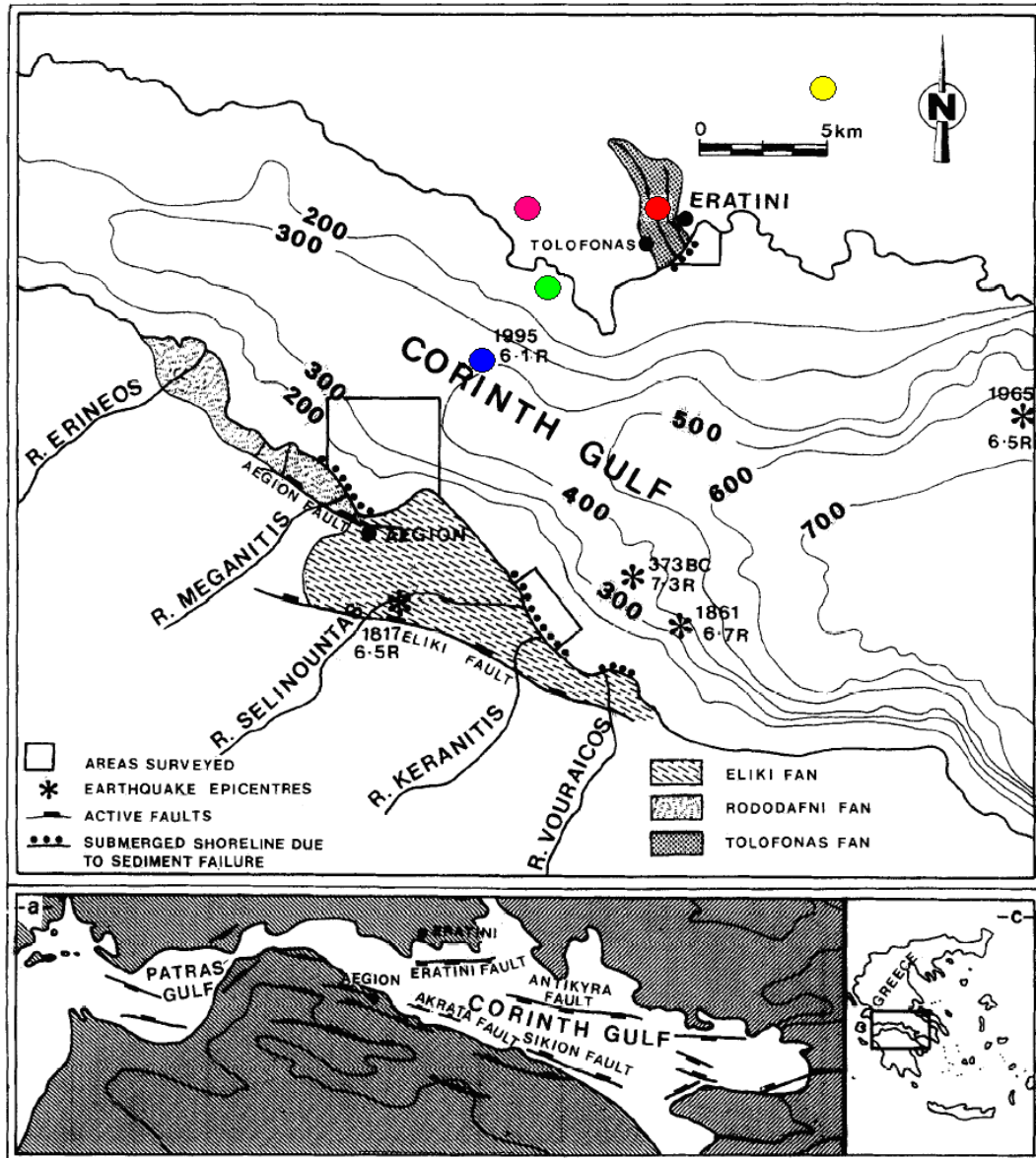
- Το Γεωδυναμικό Ινστιτούτο του Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών (ΓΙΕΑΑ) και το Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών (ΙΤΣΑΚ) κάλυπτε την ευρύτερη επικεντρική περιοχή με το εθνικό δίκτυο επιταχυνσιογράφων. Επιπλέον, το ΓΙΕΑΑ αμέσως μετά το σεισμό ανέπτυξε δίκτυο 4 φορητών σειсмоγράφων το οποίο λειτούργησε για 15 ημέρες και κατέγραψε λεπτομερώς τη μετασεισμική δραστηριότητα.

Ο κύριος σεισμός προσδιορίστηκε από το ΓΙΕΑΑ στο βόρειο τμήμα του δυτικού Κορινθιακού κόλπου με συντεταγμένες επικέντρου 38.37°N ., 22.15°E , με εστιακό

βάθος 26 km, εστιακή απόσταση 15 km περίπου από την Ερατεινή και μέγεθος επιφανειακών κυμάτων $M_s = 6.1$. Σύμφωνα με το National Earthquake Information Center (NEIC), ο κύριος σεισμός προσδιορίζεται βορειοανατολικότερα με συντεταγμένες 38.40°N , 22.28°E και με εστιακό βάθος 14 km. Οι συντεταγμένες αυτές δίνουν επικεντρική απόσταση από το Αίγιο της τάξης των 25 km. Σύμφωνα με τις δημοσιεύσεις του Bernard et al (1997) ο κύριος σεισμός προσδιορίζεται βορειοανατολικότερα με συντεταγμένες $38.21.7^\circ\text{N}$, 22.15°E και με εστιακό βάθος 26 km. Για τον μεγαλύτερο μετασεισμό οι συντεταγμένες σύμφωνα με το ΓΙΕΑΑ είναι 38.30°N , 22.03°E ενώ σύμφωνα με το NEIC 38.38°N , 22.42°E . Στον πίνακα 2.1 που ακολουθεί φαίνονται συνοπτικά τα χαρακτηριστικά του σεισμού και στο σχήμα 2.7 τα επίκεντρα του σεισμού σύμφωνα με τις παραπάνω πηγές, αλλά και σύμφωνα με ανεξάρτητες δημοσιεύσεις των Lekkas et al (1997) και Papatheodorou & Ferentinis (1996).

Δημοσίευση	Συντεταγμένες	Εστιακό βάθος	Μέγεθος σεισμού
Bernard et al,1997	$38.21.7^\circ\text{ N}$ $22.12.0^\circ\text{ E}$	10 km	$M_s = 6.2\text{ R}$ $M_L=5.6$ $M_o=3.4\ 10^{18}\text{ N.m}$
NOA, National Observatory of Athens (ΓΙΕΑΑ)	$38.37.0^\circ\text{ N}$ $22.15.0^\circ\text{ E}$	26 km	$M_s = 6.1\text{ R}$ $M_L=5.6$ $M_o=3.6\ 10^{25}\text{ dyn.cm}$
NEIC, National Earthquake Information Center,U.S.A.	$38.40.0^\circ\text{ N}$ $22.28.0^\circ\text{ E}$	14 km	$M_s = 6.2\text{ R}$ $M_L=5.6$

Πίνακας 2.1 Χαρακτηριστικά κύριου σεισμού



- Επίκεντρο σεισμού, Paratheodorou & Ferentinis 1996
- Επίκεντρο σεισμού, Lekkas et al 1997
- Επίκεντρο σεισμού, NOA
- Επίκεντρο σεισμού, NEIC
- Επίκεντρο σεισμού, Bernard et al 1997

Σχήμα 2.7 Επίκεντρα σεισμού

Όπως προκύπτει από τις αποκλίσεις που παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.7 και τις διαφοροποιήσεις που παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1, δεν υπάρχει συμφωνία στη βιβλιογραφία για το μηχανισμό γένεσης του εν λόγω σεισμού. Δεδομένου όμως ότι η περιοχή μελέτης βρίσκεται πρακτικώς ανάμεσα στις δημοσιευθείσες θέσεις epicenters, για τις ανάγκες της παρούσας διπλωματικής εργασίας έγινε η υπόθεση εργασίας ότι ο «ορθός» μηχανισμός γένεσης του σεισμού του Αιγίου είναι εκείνος

που καταγράφεται από τους Bernard et al (1997). Η υπόθεση αυτή στηρίχθηκε στο γεγονός ότι η εν λόγω δημοσίευση έχει πλήθος συγγραφέων, είναι αναλυτικότερη στην παρουσίαση των σεισμολογικών στοιχείων και έχει έκτοτε τύχει αναφορές (citations) πολλών άλλων δημοσιεύσεων.

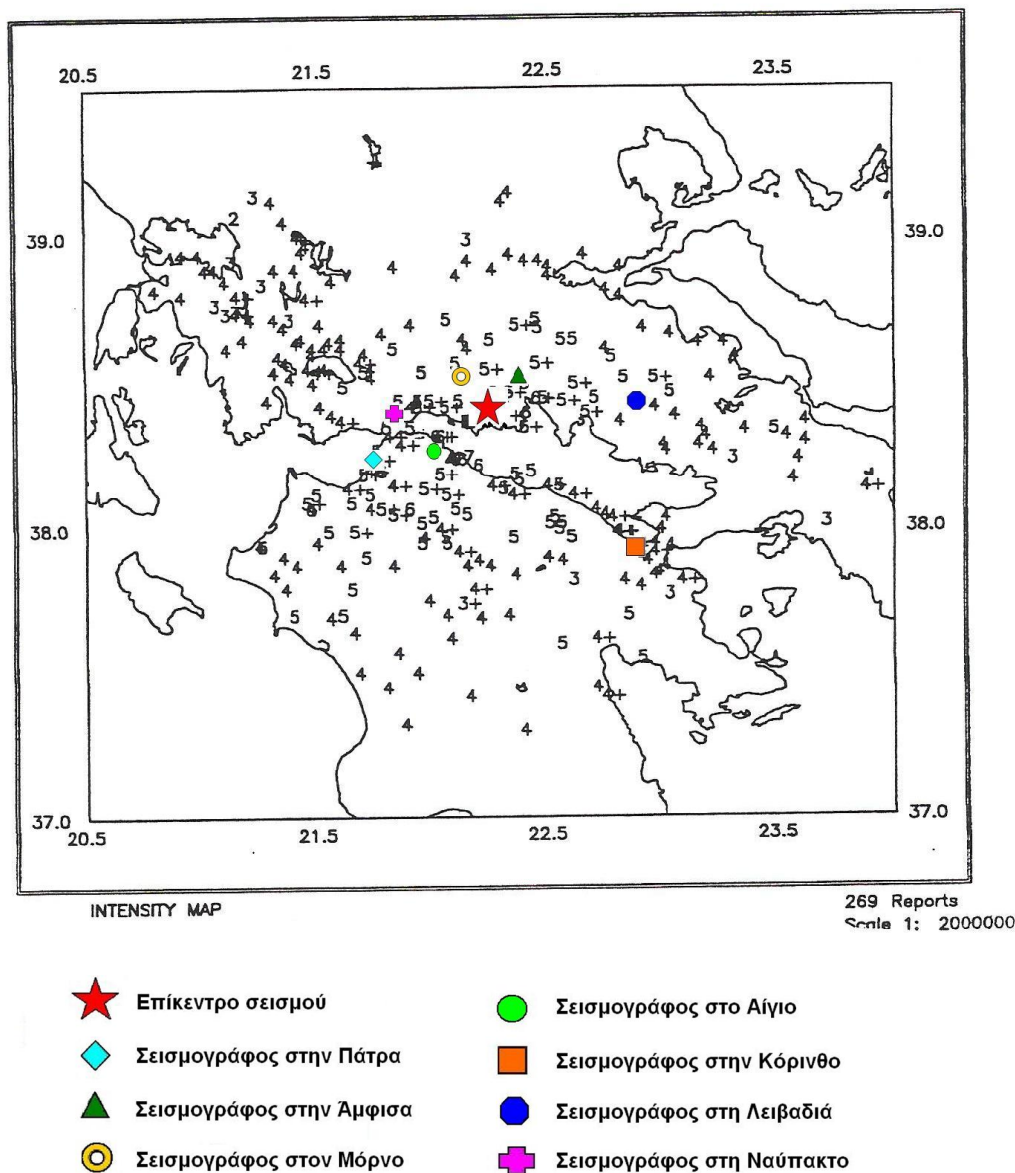
2.2.2 Παράμετροι Ισχυρής Κίνησης

- Τον κύριο σεισμό του Αιγίου κατέγραψαν οι αναλογικοί επιταχυνσιογράφοι (τύπου SMA-1) του ΓΙΕΑΑ στις θέσεις Αίγιο, Άμφισσα, Μόρνος, Ναύπακτος, Λειβαδιά και του ΙΤΣΑΚ στις θέσεις Πάτρα (κτίριο Εθνικής Τραπέζης Ελλάδος, εκκλησία Αγ. Δημητρίου, εκκλησία Αγ. Κων/νου) και Κόρινθος. Στον Πίνακα 2.2 δίνονται οι μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις και ταχύτητες της ισχυρής κίνησης του σεισμού της 15-6-1995, στις ανωτέρω θέσεις καταγραφής (Γεωδυναμικό Ινστιτούτο του Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών, ΓΙΕΑΑ). Επιπλέον, στον ίδιο Πίνακα 2.2 παρουσιάζονται και οι εκτιμηθείσες επικεντρικές αποστάσεις σύμφωνα με το τελικώς επιλεγέν επίκεντρο που δίνουν οι Bernard et al (1997). Χάριν πληρότητας, στο Σχήμα 2.8 αποτυπώνεται η θέση των επιταχυνσιογράφων.

Κωδικός σταθμού	Απόσταση Επικεντρική (ΓΙΕΑΑ)	Απόσταση Επικεντρική (Bernard)	Συν/σα Διαμήκης (LONG)		Συν/σα Κατακόρυφη (VERT)		Συν/σα Εγκάρσια (TRANS)	
	(km)	(km)	p.g.a. (%g)	p.g.v. (cm/s)	p.g.a. (%g)	p.g.v. (cm/s)	p.g.a. (%g)	p.g.v. (cm/s)
AIG14	15,0	19,0	0,50	40,3	0,20	16,5	0,54	51,7
MRN3	18,0	22,0	0,07	3,6	0,04	2,7	0,08	3,3
AMF2	27,0	21,0	0,12	7,8	0,07	2,2	0,19	9,4
NAF7	28,0	36,0	0,04	3,2	0,03	1,9	0,05	3,2
PAT195-1	40,0	48,0	0,03	3,4	0,02	2,6	0,03	3,8
PAT395-1	40,0	48,0	0,04	3,3	0,02	2,5	0,04	5,0
PAT495-1	40,0	48,0	0,02	3,0	0,02	1,7	0,04	4,0
PAT16	40,0	48,0	0,03	6,9	0,02	3,2	0,04	7,7
LEV1	63,0	56,0	0,03	2,0	0,03	2,0	0,02	1,8
KOR95-1	84,0	77,0	0,02	2,0	0,01	0,8	0,02	2,3

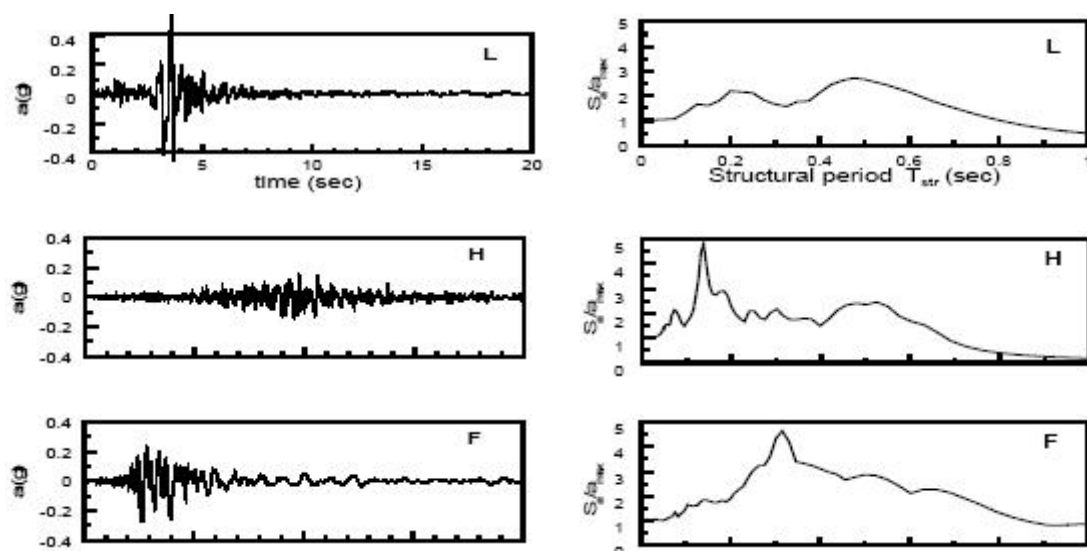
AIG:Αίγιο, MRN:Μόρνος, AMF:Άμφισσα, NAF:Ναύπακτος, PAT:Πάτρα, LEV:Λιβαδειά, KOR:Κόρινθος

Πίνακας 2.2 Καταγραφές του κύριου σεισμού της 15-6-1996



Σχήμα 2.8 Θέση επιταχυνσιογράφων, και επιλεγέν επίκεντρο σεισμού Αιγίου για τις ανάγκες της παρούσας διπλωματικής εργασίας

Η καταγραφή της ισχυρής δόνησης στο ισόγειο του κτιρίου του ΟΤΕ Αιγίου φαίνεται στο Σχήμα 2.9 μαζί με την αντίστοιχη καταγραφή του μεγαλύτερου μετασεισμού.. Οι μέγιστες οριζόντιες εδαφικές επιταχύνσεις του κύριου σεισμού ήταν 0.54g και 0.50g κατά την οριζόντια και 0.20g κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση εμφανίστηκε σε παλμό περιόδου 0.5s περίπου και η διάρκεια της ισχυρής δόνησης (για επιτάχυνση μεγαλύτερη του 0.10g) ήταν 3.5s.



Σχήμα 2.9 Στοιχεία σεισμικών διεγέρσεων που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις

2.3 Εκτίμηση Έντασης στην Περιοχή της Ερατεινής

Από την προηγούμενη παρουσίαση των διαθέσιμων στοιχείων από την σεισμική ακολουθία της 15-6-95, προκύπτει σαφώς ότι δεν υπάρχουν συγκεκριμένα στοιχεία τα οποία να επιτρέπουν την άμεση εκτίμηση των σεισμικών δράσεων στην περιοχή Ερατεινής-Τολοφώνα. Για τον λόγο αυτό, η εκτίμηση των σεισμικών παραμέτρων οι οποίες είναι αναγκαίες για την ανάλυση των αιτιών αλλοίωσης της ακτής που παρατηρήθηκε την ίδια περίοδο θα πρέπει να γίνει έμμεσα, με βάση τα στοιχεία που έχουν συλλεχθεί για την ευρύτερη περιοχή.

Πιο συγκεκριμένα, για την εκτίμηση της έντασης του κυρίως σεισμού στην περιοχή της Ερατεινής θα χρησιμοποιηθούν σχέσεις απομείωσης (attenuation relations), εν συγκρίσει με τις προαναφερθείσες καταγραφές της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδάφους (PGA) και της αντίστοιχης μέγιστης σεισμικής ταχύτητας (PGV) (βλέπε Πίνακα 2.2). Για το σκοπό αυτό επιλέχθηκαν οι παρακάτω σχέσεις απομείωσης για τον Ελλαδικό χώρο, στις οποίες τα σεισμολογικά δεδομένα είναι συμβατά με τους Bernard et al (1997): $M_s=6.2=M_w$ (περίπου), βάθος 10km, από κανονικό ρήγμα.

Για την PGA:

α) Χρησιμοποιήθηκαν δύο (2) σχέσεις των Skarlatoudis et al (2003), με ελεύθερη παράμετρο το R, h=10km στη σχέση 2.2, F=0, M=6.2 και μονάδες μέτρησης (cm/sec²).

$$\log \text{PGA} = 0.86 + 0.45M - 1.27 \log (R^2 + h^2)^{1/2} + 0.10F + 0.06S \pm 0.286 \quad (2.1)$$

$$\log \text{PGA} = 1.07 + 0.45M - 1.35 \log (R+ 6) + 0.09F + 0.06S \pm 0.286 \quad (2.2)$$

όπου: M = M_w (μέγεθος σεισμικής ροπής)

R = επικεντρική απόσταση (km)

h = βάθος (km)

S = 0 για βράχο, 1 για δύστητο έδαφος και 2 για εύτητο έδαφος

F=0 για κανονικό, 1 για οριζόντιας ολίσθησης και 2 για ανάστροφο ρήγμα

(η τυπική απόκλιση είναι 0.286)

β) Χρησιμοποιήθηκε μία (1) σχέση των Theodulidis & Papazachos (1992), με ελεύθερη παράμετρο το R, S=1, P=0, M_s=6.2 και μονάδες μέτρησης (cm/sec²).

$$\log \text{PGA} = 3.88 + 1.12M - 1.65 \ln(R+15) + 0.41S + 0.71P \quad (2.3)$$

όπου : M = M_w (μέγεθος σεισμικής ροπής)

R = επικεντρική απόσταση (km)

S = 0 για βράχο, 1 για δύστητο έδαφος και 2 για εύτητο έδαφος

P=0 σχέση μέσης τιμής, P=1 σχέση για πιθανότητα υπέρβασης 1-0.84=16%

γ) Χρησιμοποιήθηκε μία (1) διορθωμένη σχέση από τον Theodulidis (σύμφωνα με τους Burton et al 2003), διότι οι σχέσεις για βράχο (S=0) των Theodulidis & Papazachos (1992) δεν είναι απολύτως ορθές (δεδομένου ότι οι καταγραφές είχαν γίνει σε θέσεις με κάποιο επιφανειακό εδαφικό στρώμα). Οπότε ο ίδιος ο Theodulidis προτείνει την παρακάτω σχέση με ελεύθερη παράμετρο το R, M_s=6.2 και μονάδες μέτρησης (cm/sec²).

$$\log \text{PGA} = 4.09 + 1.12M - 1.65 \ln(R+15) \quad (2.4)$$

δ) Χρησιμοποιήθηκε μία (1) σχέση των Makropoulos & Barton (1985), με ελεύθερη παράμετρο το R, καθώς $r = (R^2 + 10^2)^{0.5}$, $M_s = 6.2$ και μονάδες μέτρησης (cm/sec²). Προτείνουν την ακόλουθη σχέση για τη μέση τιμή της PGA (σε αυτή τη σχέση δε δίνεται εκτίμηση της τυπικής απόκλισης):

$$PGA = 2164 e^{0.7M} (r + 20)^{-1.80} \quad (2.5)$$

ε) Χρησιμοποιήθηκαν δύο (2) σχέσεις του Ambraseys (1997), με ελεύθερη παράμετρο το R, καθώς $r = (R^2 + h_0^2)^{0.5}$ στη σχέση 2.6 & $r = (R^2 + h^2)^{0.5}$ στη σχέση 2.7, $M_s = 6.2$, $P = 0$ και μονάδες μέτρησης (cm/sec²).

$$\text{Log PGA} = -1.242 + 0.238M - 0.00005r - 0.907 \log(r) + 0.240P \quad (2.6)$$

$$\text{Log PGA} = -0.895 + 0.215M - 0.00011r - 1.070 \log(r) + 0.247P \quad (2.7)$$

όπου: $M = M_w$ (μέγεθος σεισμικής ροπής)

R = επικεντρική απόσταση (km)

$P = 0$ σχέση μέσης τιμής, $P = 1$ σχέση για πιθανότητα υπέρβασης $1 - 0.84 = 16\%$

r = η εστιακή απόσταση

$h_0 = 4.04$ μια μέση τιμή του βάθους (εξ. 2.6)

h = πραγματικό βάθος (εξ. 2.7)

Για την PGV:

α) Χρησιμοποιήθηκαν δύο (2) σχέσεις των Skarlatoudis et al (2003), με ελεύθερη παράμετρο το R, $h = 10\text{km}$ στη σχέση 2.8, $F = 0$, $h = 10\text{km}$ και μονάδες μέτρησης (cm/sec).

$$\log PGV = -1.66 + 0.65M - 1.224 \log(R^2 + h^2)^{1/2} + 0.03F + 0.15S \pm 0.321 \quad (2.8)$$

$$\log PGV = -1.46 + 0.64M - 1.29 \log(R + 6) + 0.02F + 0.14S \pm 0.321 \quad (2.9)$$

όπου: $M = M_w$ (μέγεθος σεισμικής ροπής)

R = επικεντρική απόσταση (km)

h = βάθος (km)

$S = 0$ για βράχο, 1 για δύσμητο έδαφος και 2 για εύμητο έδαφος

$F = 0$ για κανονικό, 1 για οριζόντιας ολίσθησης και 2 για ανάστροφο ρήγμα

(η τυπική απόκλιση είναι 0.321)

β) Χρησιμοποιήθηκε μία (1) σχέση των Theodulidis & Papazachos (1992), με ελεύθερο παράμετρο το R, S=1, P=0, Ms=6.2 και μονάδες μέτρησης (cm/sec).

$$\log PGV = - 0.79 + 1.41M - 1.62\ln(R + 10) - 0.22S + 0.80P \quad (2.10)$$

όπου : M = M_w (μέγεθος σεισμικής ροπής)

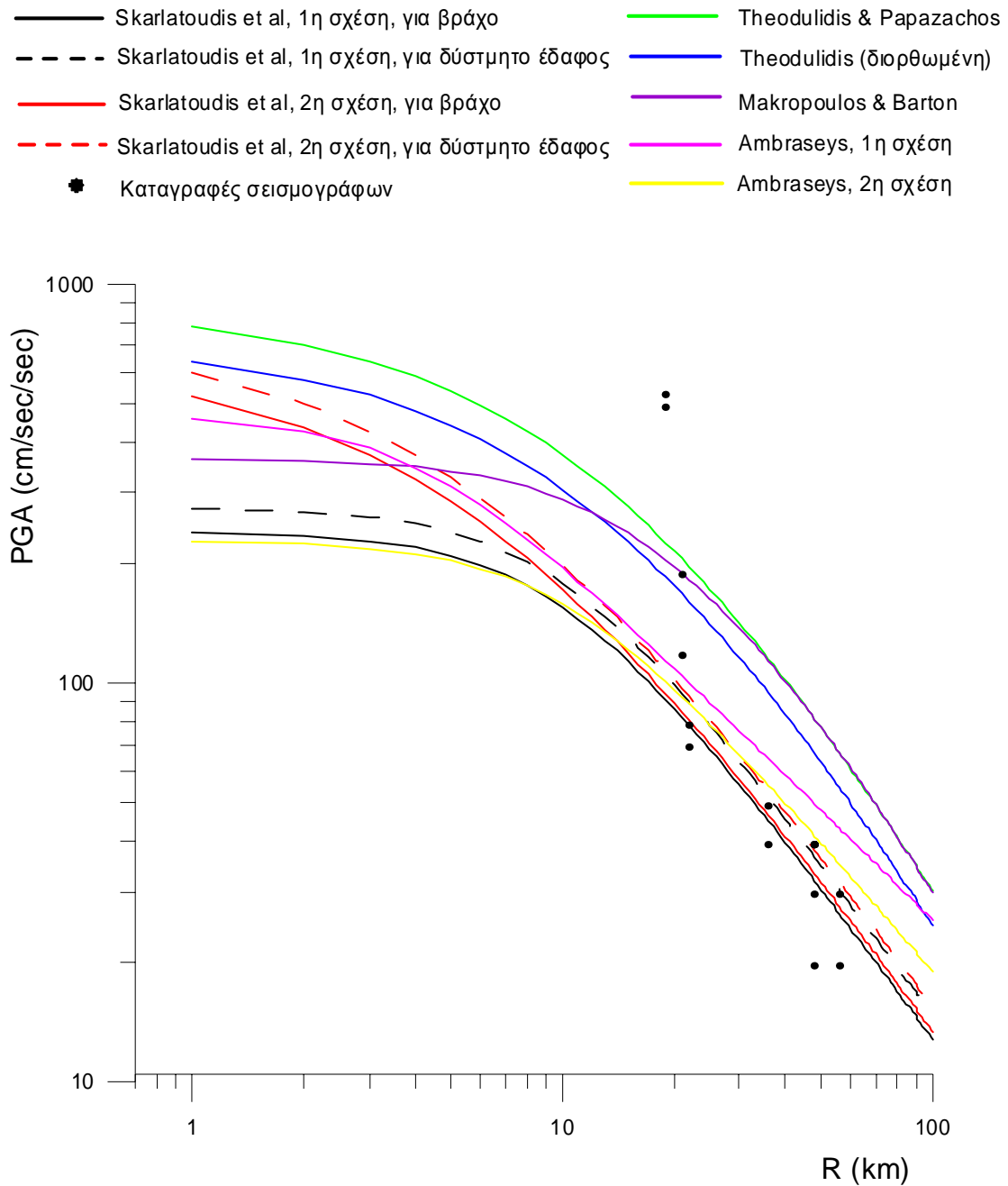
R = επικεντρική απόσταση (km)

S = 0 για βράχο, 1 για δύσμητο έδαφος και 2 για εύμητο έδαφος

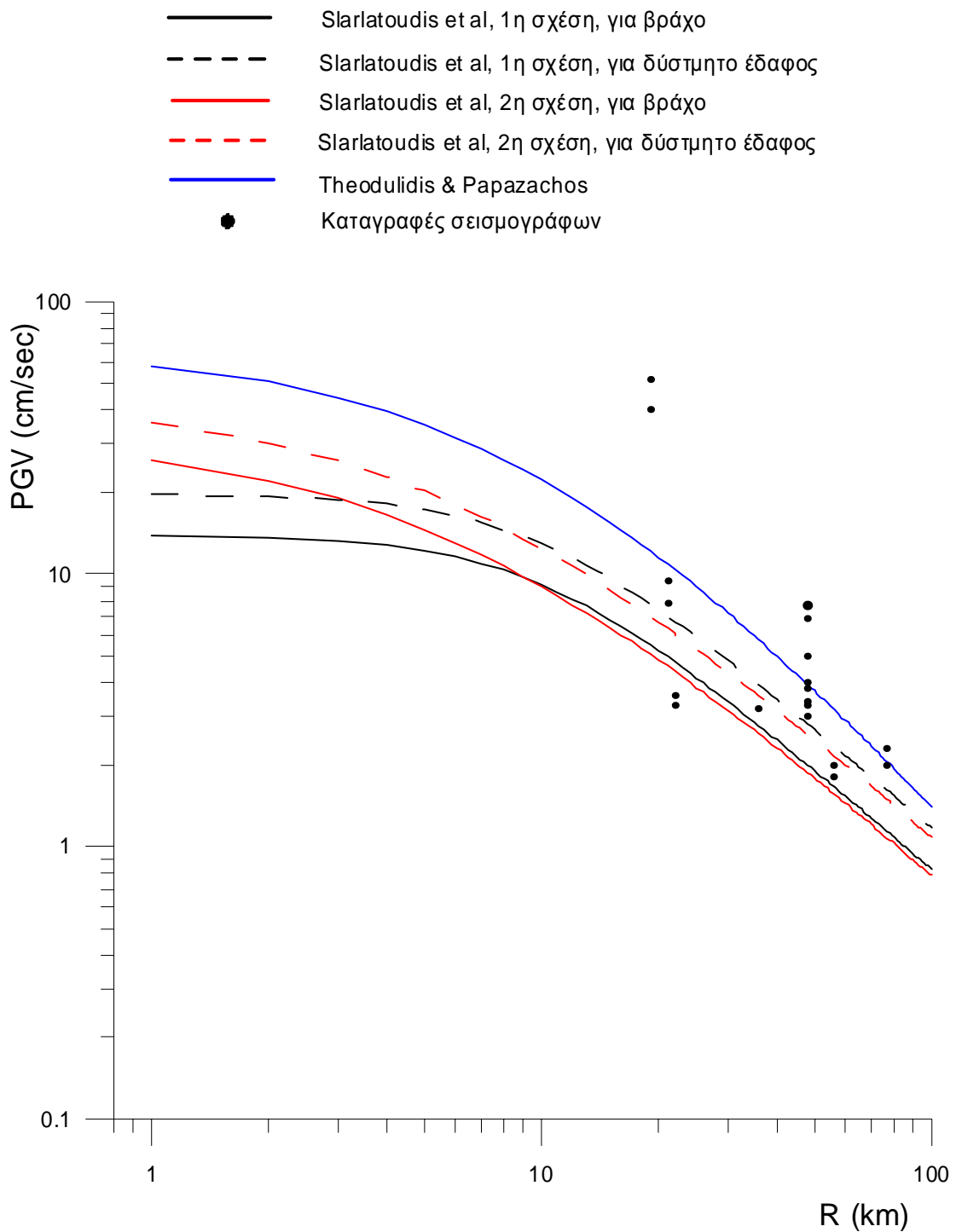
P=0 σχέση μέσης τιμής, P=1 σχέση για πιθανότητα υπέρβασης 1-0.84=16%

Συνεπώς, στα Σχήματα 2.10 και 2.11 συγκρίνονται τα αποτελέσματα των προαναφερθέντων εμπειρικών σχέσεων απομείωσης (για τα σεισμολογικά δεδομένα του σεισμού του Αιγίου) με τις σχετικές καταγραφές (όπως συνοψίζονται στον Πίνακα 2.2). Ο στόχος της παρούσας σύγκρισης είναι να εκτιμηθεί η ένταση στην περιοχή μελέτης (απόσταση R = 3km από το επίκεντρο των Bernard et al 1997), από τη σχέση απομείωσης που είναι πιο συμβατή με τις υπάρχουσες καταγραφές.

Αν εξαιρέσει κανείς τις ιδιαίτερα μεγάλης έντασης καταγραφές στον ΟΤΕ Αιγίου (σε απόσταση R=19km, βλέπε και Σχήμα 2.9) οι οποίες έχουν αποδοθεί σε φαινόμενα κατευθυντικότητας του σεισμού, αλλά και στην επίδραση της τοπογραφίας του πρηνούς του Αιγίου (Bouckovalas et al 1999), όλες οι υπόλοιπες καταγραφές τόσο της PGA όσο και της PGV δείχνουν αρκετά συμβατές με τις προβλέψεις της 1^{ης} σχέσης των Skarlatoudis et al (2003) για δύσμητο έδαφος (μαύρη διακεκομμένη γραμμή). Τούτου δοθέντος, εκτιμάται ότι ο σεισμός του Αιγίου είχε **PGA = 0.28g** στην περιοχή της Ερατεινής (σε απόσταση R=3km).



Σχήμα 2.10 Σύγκριση εμπειρικών προβλέψεων για την PGA με τις σχετικές καταγραφές του σεισμού του Αγίου (15-6-1995)



Σχήμα 2.11 Σύγκριση εμπειρικών προβλέψεων για την PGA με τις σχετικές καταγραφές του σεισμού του Αγίου (15-6-1995)



3ο Κεφάλαιο
Αξιολόγηση
Γεωτεχνικών Δεδομένων

3. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

3.1 Εισαγωγή

Στις επόμενες παραγράφους γίνεται αξιολόγηση των στοιχείων που προέκυψαν από τις γεωτεχνικές έρευνες και την τοπογραφική - βυθομετρική αποτύπωση στην περιοχή Τολοφώνα-Ερατεινής, με έμφαση στην περιοχή όπου παρατηρήθηκαν οι υποθαλάσσιες αστοχίες πρανών. Η αξιολόγηση δεν έχει γενικό χαρακτήρα, αλλά επικεντρώνεται στα στοιχεία εκείνα τα οποία είναι αναγκαία για την εκτέλεση των αναλύσεων σεισμικής απόκρισης (Κεφάλαιο 4) και ευστάθειας πρανών του πυθμένα (Κεφάλαιο 6), συγκεκριμένα:

- (α) Στην επιφανειακή τοπογραφία περί την ακτογραμμή, με έμφαση βέβαια στην υποθαλάσσια ζώνη όπου και εμφανίσθηκαν τα πλέον έντονα φαινόμενα εδαφικής αστοχίας.
- (β) Στην θέση και την μορφή των υποθαλάσσιων κατολισθήσεων οι οποίες προκλήθηκαν από τον σεισμό του Αιγίου της 15-6-95.
- (γ) Στο πάχος των προσφάτων εδαφικών αποθέσεων (αλλουβίων), οι οποίες συναντώνται κατά μήκος της παραλίας Ερατεινής - Τολοφώνα.
- (δ) Στα φυσικά χαρακτηριστικά και στις παραμέτρους μηχανικής συμπεριφοράς τόσο των προσφάτων αποθέσεων όσο και του γεωλογικού υποβάθρου της περιοχής.

3.2 Τοπογραφία - Βυθομετρία Περιοχής

Στοιχεία για την επιφανειακή τοπογραφία του πυθμένα στην παράλια ζώνη κατά μήκος της ακτής Ερατεινής - Τολοφώνα προκύπτουν κυρίως από την λεπτομερή *Τοπογραφική - Βυθομετρική Αποτύπωση* της περιοχής ενδιαφέροντος (Καρπούζογλου και Συνεργάτες, 1997). Ανάλογα στοιχεία έχουν προκύψει βέβαια και από την *Θαλάσσια Γεωφυσική Διασκόπηση* (Φερεντίνος και Συνεργάτες, 1997). Η λεπτομέρεια όμως της αποτύπωσης αυτής είναι μικρότερη μια και το αντικείμενο της αντίστοιχης

μελέτης ήταν η σύσταση των ιζημάτων και ο εντοπισμός των θέσεων αστοχίας του πυθμένα, και όχι η ακριβής τοπογραφική αποτύπωση της μορφολογίας του.

Τα κύρια αποτελέσματα της τοπογραφικής-βυθομετρικής αποτύπωσης παρουσιάζονται στον συνημμένο χάρτη, υπό μορφή περιγραμμάτων ίσου βάθους (ισοβαθείς) καθώς και περιγραμμάτων ίσης επιφανειακής κλίσης (ισοκλινείς). Στον ίδιο χάρτη έχουν τοποθετηθεί και οι θέσεις των στατικών και δυναμικών πεντρομετρήσεων (π.χ. Π1s και Π1d) οι οποίες εκτελέστηκαν στα πλαίσια της Γεωτεχνικής Έρευνας (ΓΕΩΣΥΜΒΟΥΛΟΙ Ε.Π.Ε., 1997).

Η διαμόρφωση των κλίσεων, η οποία έχει ιδιαίτερη σημασία για την ανάλυση της ευστάθειας του πυθμένα, είναι σε αδρή προσέγγιση ανάλογη με την απόσταση από την ακτογραμμή:

- Αρχικά, έως και σε απόσταση 100 έως 200m, ο πυθμένας παρουσιάζει ήπια σχετικά κλίση η οποία κυμαίνεται γενικά από 0 έως 20%, με μέση τιμή μεταξύ 5 έως 10%.
- Ακολούθως, σε μία ζώνη εύρους 50 έως 150 m περίπου, η κλίση του πυθμένα αυξάνει απότομα και φθάνει τοπικά (δυτικά του λόφου Αγ. Παρασκευής) το 60%. Κατά προσέγγιση, η μέση κλίση της ζώνης αυτής κυμαίνεται από 20 έως 30%.
- Μετά την ζώνη αυτή, οι κλίσεις του πυθμένα μειώνονται και πάλι και καταλήγουν σταδιακά σε τιμές ίσες ή μικρότερες προς 5%, σε μέση απόσταση 500m περίπου από την ακτή.

3.3 Θέση και μορφή υποθαλάσσιων κατολισθήσεων

Σύμφωνα με την *Μελέτη Αλλοιουμένων Ακτών Παραλίας Ερατεινής – Τολοφώνα, Μπουκουβάλας 1998*, για τις υποθαλάσσιες αστοχίες του εδάφους κατά το σεισμό του Αιγίου (15-6-96) υπάρχουν μαρτυρίες των κατοίκων της περιοχής, οι οποίες καταγράφονται στην *Γεωλογική - Γεωμορφολογική Μελέτη* της περιοχής (Μαρίνος, 1997), σύμφωνα με τις οποίες η ακτογραμμή προχώρησε εντός της ξηράς από 5 έως 15 m και αποτυπώνονται στις Φωτογραφίες 3.1, 3.2, 3.3. Επιπλέον, σε μερικές από τις ανωτέρω θέσεις, εντοπίστηκαν σαφή ίχνη υποθαλάσσιων κατολισθήσεων κατά την *Θαλάσσια Γεωφυσική Διασκόπηση* (Φερεντίνος και Συνεργάτες, 1997). Συνοπτικά:

- (α) Εντός του κόλπου της Ερατεινής (πενετρομετρήσεις Π1, Π2 και Π3), το πλάτος του αιγιαλού μειώθηκε κατά 5m περίπου. Επιπλέον, στην θέση αυτή, οι γεωφυσικές διασκοπήσεις εντόπισαν περιορισμένης σχετικά έκτασης υποθαλάσσια κατολίσθηση. Για τη μελέτη της εν λόγω κατολίσθησης, ως τυπικό προφίλ πενετρομέτρησης επιλέχθηκε η Π1 (CPT1).
- (β) Ανάλογες μαρτυρίες για μείωση του πλάτους του αιγιαλού υπάρχουν και για την εκβολή του χειμάρρου Ερατεινής. Επίσης, στην θέση αυτή εντοπίστηκε μεγάλη έκτασης υποθαλάσσια κατολίσθηση, με ίχνη ροής κορημάτων τα οποία εκτείνονται πέραν των 1000 m από την υπάρχουσα ακτογραμμή. Για τη μελέτη της εν λόγω κατολίσθησης, ως τυπικό προφίλ πενετρομέτρησης επιλέχθηκε η Π4 (CPT4).
- (γ) Μεταξύ των χειμάρρων Ερατεινής και Τολοφώνα (περί την πενετρομέτρηση Π6) παρατηρήθηκε μείωση του πλάτους του αιγιαλού κατά 10m περίπου. Στη θέση αυτή δεν προέκυψαν ίχνη υποθαλάσσιας κατολίσθησης κατά τις γεωφυσικές έρευνες. Για τη μελέτη της μη-καταγραφείσας κατολίσθησης στη θέση αυτή, χρησιμοποιήθηκε το προφίλ της πενετρομέτρησης Π6 (CPT6).
- (δ) Στην παραλία Τολοφώνος (ανατολικά της πενετρομέτρησης Π7 έως και την πενετρομέτρηση Π8) παρατηρήθηκε μείωση του πλάτους της ακτής από 10 έως 15m. Παράλληλα, οι γεωφυσικές διασκοπήσεις εντόπισαν και νέα υποθαλάσσια κατολίσθηση με ροή κορημάτων, η οποία εκτείνεται και πέραν των 1500m από την ακτογραμμή. Για τη μελέτη της εν λόγω κατολίσθησης, ως τυπικό προφίλ πενετρομέτρησης επιλέχθηκε η Π7 (CPT7).



Φωτογραφία 3.1 Μείωση ακτής κατά 5m, κοντά στη θέση στατικής πενετρομέτρησης CPT1



Φωτογραφία 3.2 Μείωση ακτής κατά 15m, κοντά στις θέσεις στατικής πενετρομέτρησης CPT6 και CPT7



Φωτογραφία 3.3 Μείωση ακτής κατά 15m, κοντά στις θέσεις στατικής πενетроμέτρησης CPT6 και CPT7

Από την τρισδιάστατη απεικόνιση της ροής κορημάτων, προκύπτει σαφώς ότι οι υποθαλάσσιες κατολισθήσεις, που εντοπίστηκαν στις θέσεις (α) και (β) ανωτέρω, χαρακτηρίζονται από μεγάλες εδαφικές μετακινήσεις προς τα κατάντη, οι οποίες έχουν προσλάβει τη μορφή *ροής κορημάτων*. Η μορφή αυτή της αστοχίας υποδηλώνει ότι κάποιες από τις εδαφικές στρώσεις του υπεδάφους υπέστησαν σημαντική απομείωση της διατμητικής τους αντοχής κατά τη διάρκεια του σεισμού, με αποτέλεσμα να εκδηλωθεί απώλεια της ευστάθειας αμέσως ή λίγο μετά από τον σεισμό.

Το ενδεχόμενο αυτό ενισχύεται και από τα γεωλογικά - γεωτεχνικά στοιχεία που έχουν προκύψει για την περιοχή, σύμφωνα με τα οποία στην παραλία Ερατεινής - Τολοφώνα επικρατούν αλλουβιακές αποθέσεις με εναλλαγές αργιλικών και αμμωδών στρώσεων. Είναι δε γνωστό ότι οι αμμώδεις στρώσεις υπό τον υδροφόρο ορίζοντα είναι δυνατό να υποστούν μερική ή ολική ρευστοποίηση λόγω σεισμού με αντίστοιχη μερική ή σχεδόν ολική απώλεια της διατμητικής αντοχής.

Θα πρέπει να διευκρινιστεί ότι, σε περίπτωση όπου κατά τη διάρκεια του σεισμού δεν επηρεάζεται η διατμητική αντοχή των εδαφικών στρώσεων, η πιθανή αστοχία κάτω από την συνδυασμένη δράση του βάρους του εδάφους και των αδρανειακών δυνάμεων που δημιουργεί ο σεισμός, οδηγεί στην εκδήλωση μικρών σχετικά μετακινήσεων του εδάφους. Οι μετακινήσεις αυτές είναι κατά πολύ μικρότερες από τις μετακινήσεις που προκύπτουν στην περίπτωση καθολικής στατικής αστοχίας, γίνονται δε αντιληπτές από τις ρωγμές και τις καθιζήσεις περί τη στέψη της αστοχίας, καθώς και την διόγκωση του εδάφους περί τον πόδα της αστοχίας. Τέτοιου είδους μετακινήσεις έχουν παρατηρηθεί σε όλες τις ανωτέρω θέσεις εδαφικής αστοχίας.

Εν κατακλείδι, σύμφωνα με τα υπάρχοντα στοιχεία και μαρτυρίες, ο σεισμός του Αιγίου της 15/6/1995 προκάλεσε δύο μορφές αστοχίας των αλλουβιακών αποθέσεων του πυθμένα και της παράκτιας ζώνης στην παραλία Ερατεινής - Τολοφώνα:

- Δυναμική αστοχία κατά την διάρκεια του σεισμού, η οποία οδήγησε σε μικρού μεγέθους καθιζήσεις και οριζόντιες μετακινήσεις στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους. Η μορφή αυτή αστοχίας, σε μικρότερη ή μεγαλύτερη έκταση, εμφανίζεται σε όλο το μήκος της παραλίας από τον κόλπο της Ερατεινής έως τον λόφο της Αγίας Παρασκευής, όπου δηλαδή έχουμε επιφανειακή εμφάνιση των αλλουβίων.
- Στατική αστοχία μετά το πέρας της σεισμικής δόνησης, η οποία προκλήθηκε από μερική, τουλάχιστον, ρευστοποίηση μη συνεκτικών ιλλυοαμμωδών στρώσεων του υπεδάφους και οδήγησε σε κατολίσθηση μεγάλων εδαφικών μαζών υπό μορφή ροής κορημάτων.

Σε κάθε περίπτωση, εκτιμάται ότι τόσο η εκδήλωση εδαφικής αστοχίας όσο και η μορφή της αστοχίας σε κάθε θέση ήταν αποτέλεσμα τριών παραγόντων: της κλίσης του πυθμένα, της έντασης της σεισμικής διέγερσης και της ρευστοποίησης

κορεσμένων ιλυο-αμμωδών στρώσεων του υπεδάφους. Η συμβολή κάθε ενός από τους παράγοντες αυτούς εξετάζεται διεξοδικά στα Κεφάλαια που ακολουθούν.

3.4 Στρωματογραφία και μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους

Για την εύρεση των εδαφικών χαρακτηριστικών χρησιμοποιήθηκαν τα στοιχεία από τέσσερις (4) στατικές πενетроμετρήσεις και τέσσερις (4) δυναμικές πενетроμετρήσεις. Οι παραπάνω δοκιμές εκτελέστηκαν στην χερσαία πλευρά της ακτογραμμής, αλλά κοντά σε αυτή. Οι θέσεις των στατικών και δυναμικών πενетроμετρήσεων φαίνονται στον συνημμένο χάρτη, με την ακόλουθη αντιστοιχία:

Θέση Δοκιμής (συμβολισμός χάρτη)	Στατική Πενетроμέτρηση	Δυναμική Πενетроμέτρηση
Π1s	CPT1	
Π1d		DPSH1
Π4s	CPT4	
Π4d		DPSH4
Π6s	CPT6	
Π6d		DPSH6
Π7s	CPT7	
Π7d		DPSH7

Τα αποτελέσματα των επιτόπου δοκιμών παρουσιάζονται επεξεργασμένα στις γεωτεχνικές τομές των Σχημάτων 3.1 έως 3.8. Για όλες τις θέσεις δοκιμών παρέχονται οι κάτωθι παράμετροι σε συνάρτηση με το βάθος:

- Ταξινόμηση αλλουβιακών εδαφών και διαστρωμάτωση σύμφωνα με τις μετρήσεις των CPT (Robertson 1990).
- Η πιθανή θέση του γεωλογικού υποβάθρου (μάργα), σύμφωνα και με τις γεωφυσικές μετρήσεις (Φερεντίνος και συνεργάτες 1997).

- Η αντίσταση αιχμής της δοκιμής CPT, q_c (MPa).
- Η αντίσταση πλευρικής τριβής της δοκιμής CPT, f_s (Mpa), πολλαπλασιασμένη επί 100, χάριν ευκρινέστερης παρουσίασης στο ίδιο σχήμα.
- Ο ισοδύναμος αριθμός κρούσεων πρότυπης διείδυσης N_I που υπολογίζεται έμμεσα από τις δοκιμές στατικής πενετρομέτρησης, και μετά από διόρθωση για την πίεση των υπερκειμένων γαιών $N_I = N \cdot C_N$, όπου

$$N = \frac{1.23 q_c}{D_{50}^{0.325}} \quad (\text{Stark \& Olson 1995})$$

$$D_{50} \text{ (mm)} = \left[\exp \left(1.12 - \frac{f_s}{q_c} 100(\%) \right) \right]^{1.28} \quad (\text{Muromachi 1981})$$

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.5} \leq 1.7$$

- Ο ισοδύναμος αριθμός κρούσεων πρότυπης διείδυσης N_I που εκτιμάται έμμεσα από τις δοκιμές δυναμικής πενετρομέτρησης, διορθωμένος και ως προς την πίεση των υπερκειμένων γαιών, σύμφωνα με τη σχέση: $N_I = 2.5 D C_N$, όπου: D ο καταγραφόμενος στο πεδίο αριθμός κρούσεων της δοκιμής DPSH, και C_N όπως παραπάνω.
- Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής των διαφορετικών στρώσεων, δηλαδή η γωνία τριβής ϕ' για τις μη συνεκτικές στρώσεις (θεωρώντας συντηρητικά $c' = 0$), και η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u για τις συνεκτικές στρώσεις. Επισημαίνεται ότι όπου εντοπίζεται μη συνεκτική στρώση, δίνονται εκτιμήσεις μόνο της γωνίας τριβής ϕ' και όπου εντοπίζεται συνεκτική στρώση μόνο της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u . Εξάιρεση αποτελούν οι στρώσεις όπου δεν εκτελέστηκε δοκιμή στατικής πενετρομέτρησης CPT (κυρίως βαθιές στρώσεις) για τις οποίες δίνονται τόσο οι τιμές της γωνίας τριβής ϕ' όσο και της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u .

Επισημαίνεται ότι οι παράμετροι υπολογίστηκαν από τα αποτελέσματα των δοκιμών δυναμικής πενετρομέτρησης (μέσω του N_I) και από τα αποτελέσματα των δοκιμών στατικής πενετρομέτρησης (τόσο μέσω του q_c όσο και του N_I , που υπολογίστηκε μέσω του q_c). Πιο συγκεκριμένα:

α) Η γωνία τριβής ϕ ($^{\circ}$) των μη συνεκτικών στρώσεων, εκτιμήθηκε από τις παρακάτω εμπειρικές σχέσεις:

$$\text{Robertson \& Campanella (1983):} \quad \phi = 54.3 \cdot \left(\frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.1354}$$

$$\text{Osaki :} \quad \phi = \sqrt{20 \cdot N_1} + 15$$

$$\text{Dunham :} \quad \phi = \sqrt{12 \cdot N_1} + 25$$

β) Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u (KPa) των συνεκτικών εδαφικών στρώσεων, εκτιμήθηκε από τις παρακάτω εμπειρικές σχέσεις:

$$\text{Terzaghi \& Peck (1967)} \quad S_u = 6.67 \cdot N$$

$$\text{Robertson \& Campanella (1983)} \quad S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{15 \div 18}$$

Ζερβογιάννης κ.α. (1987)

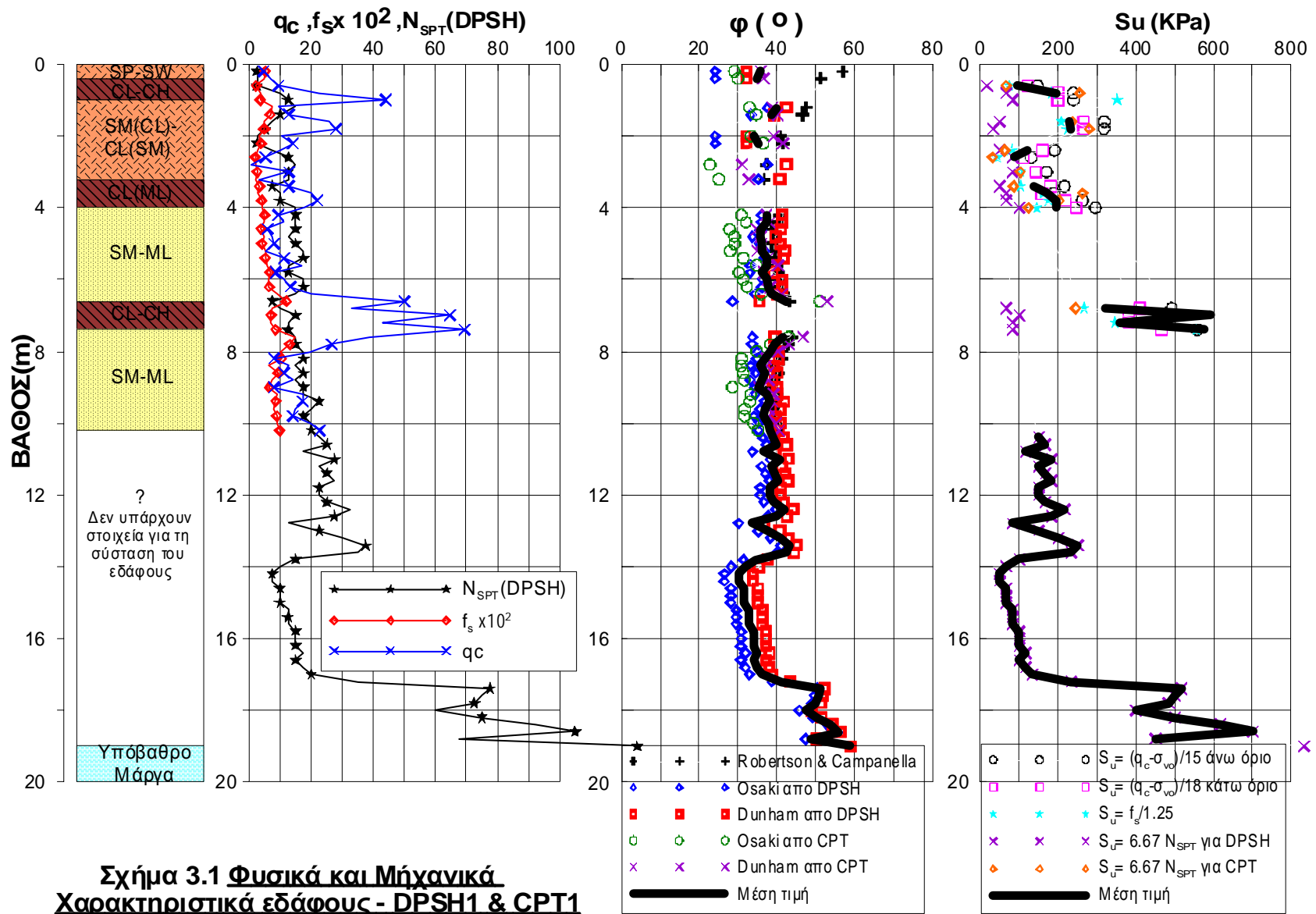
και

$$\text{Ζερβογιάννης κ.α. (1987)} \quad S_u = f_s / 1.23$$

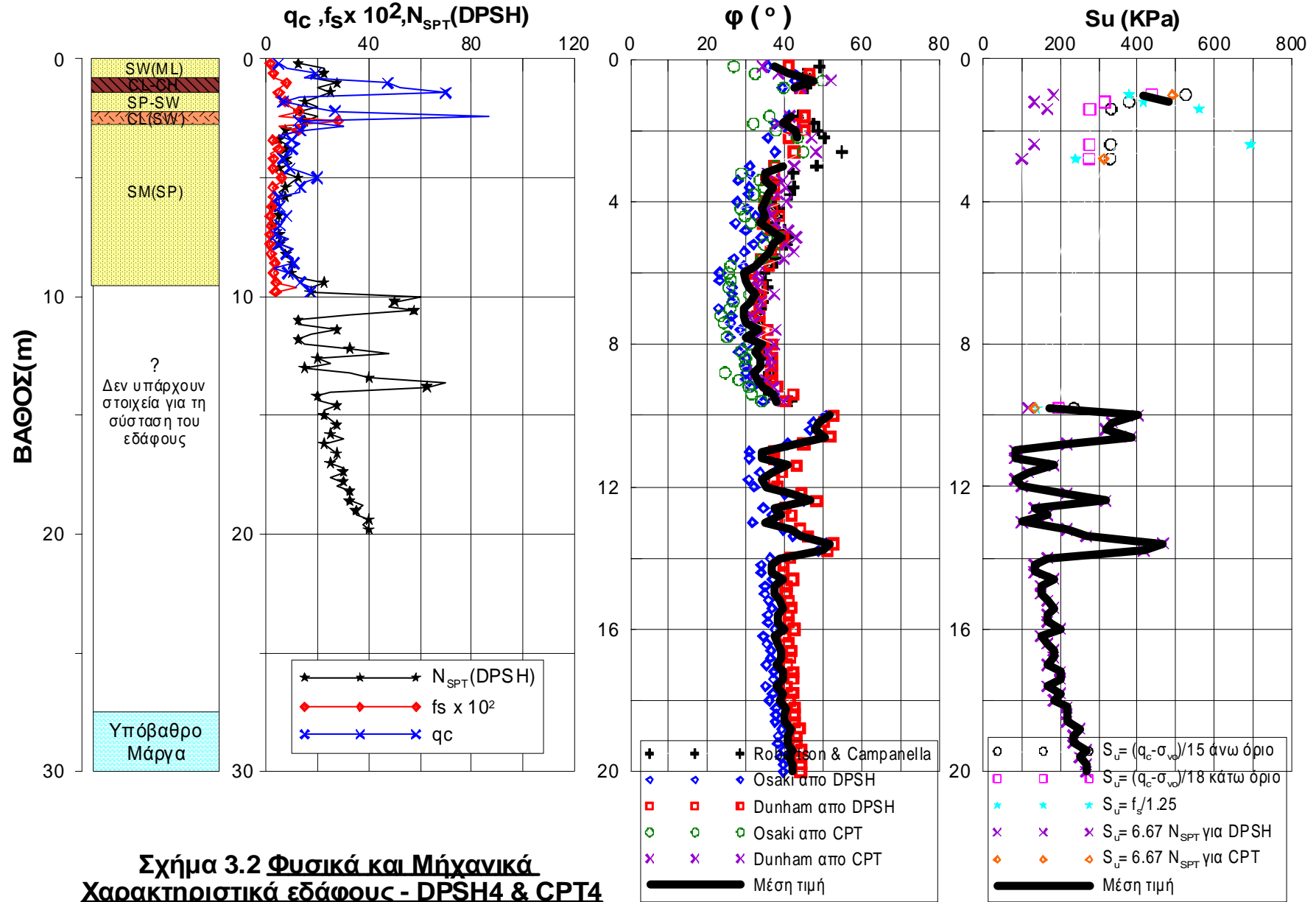
Πιο συγκεκριμένα, στα Σχήματα 3.1 έως 3.4 παρουσιάζονται, εκτός της στρωματογραφίας και των μετρήσεων από τις επιτόπου δοκιμές, οι διαφορετικές εκτιμήσεις για τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής (ϕ' και S_u) με βάση τις προαναφερθείσες εμπειρικές σχέσεις, για τις θέσεις των CPT1, CPT4, CPT6 και CPT7, αντίστοιχα. Επιπλέον, στα ίδια σχήματα, δίνεται και η μέση τιμή των ανωτέρω εκτιμήσεων για τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής (με παχιά μαύρη γραμμή). Στη συνέχεια, και στα Σχήματα 3.5 έως 3.8, για τις θέσεις των CPT1, CPT4, CPT6 και CPT7, αντίστοιχα, παρουσιάζεται μόνο η μέση τιμή των εκτιμήσεων για τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής και οι υιοθετηθείσες τιμές σχεδιασμού αυτών, με κατάλληλη ομαδοποίηση στρώσεων με αντίστοιχες μέσες τιμές των παραμέτρων διατμητικής αντοχής.

Συνολικά, από αξιολόγηση των ανωτέρω αποτελεσμάτων προκύπτει ότι η **σύσταση των επιφανειακών αποθέσεων** είναι η αναμενόμενη για προσχώσεις που έχουν προέλθει από ποτάμιες αποθέσεις: επάλληλες στρώσεις αργίλου και άμμου με κυμαινόμενα ποσοστά ιλύος και χαλίκων. Οι τιμές της διατμητικής αντοχής δεν είναι εν γένει μικρές: $\phi \geq 33^{\circ}$ και $S_u \geq 100$ KPa, εκτός ελάχιστων εξαιρέσεων, κάτι που θα

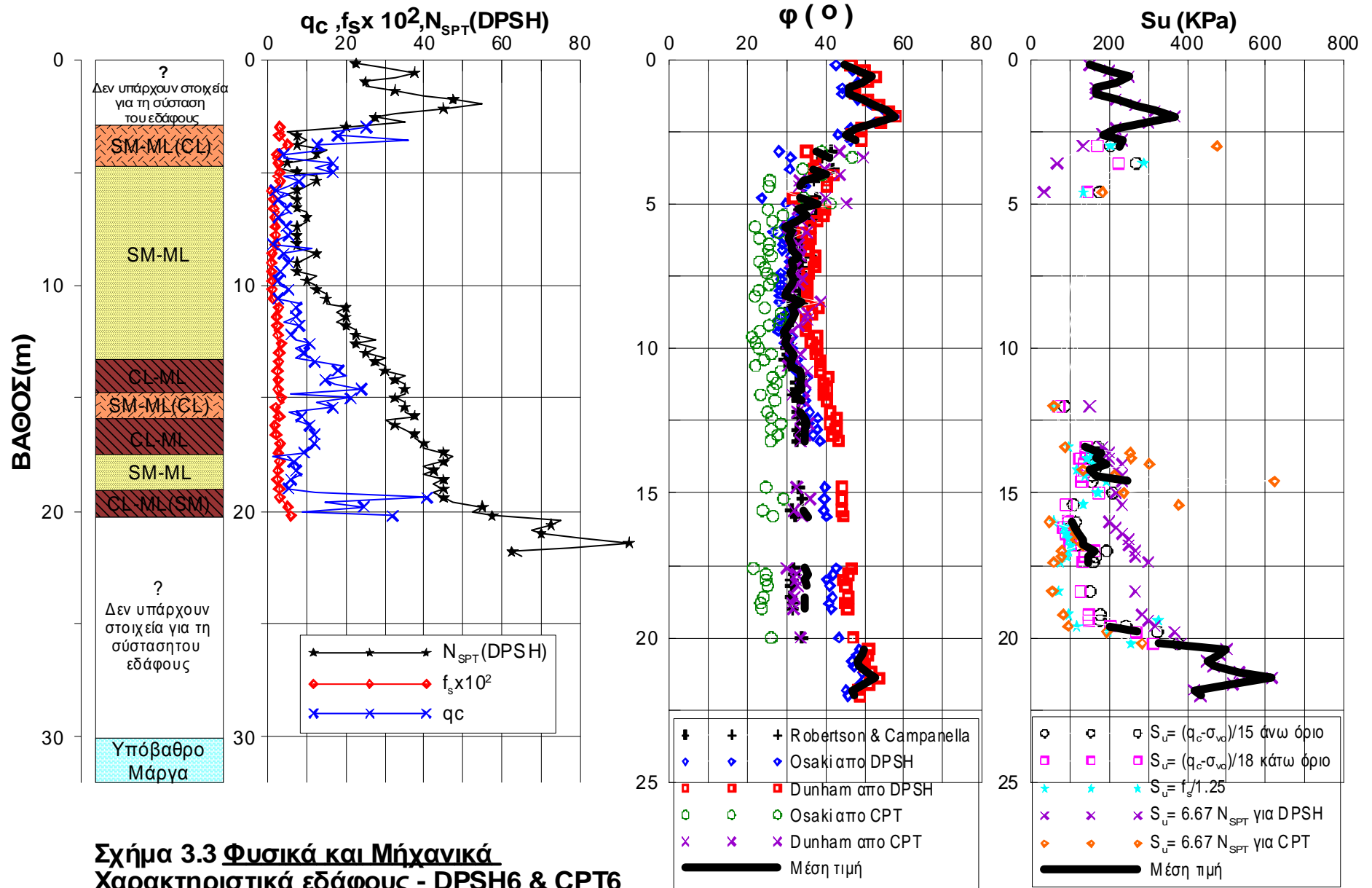
πρέπει να αποδοθεί και στην ύπαρξη χαλίκων ακόμη και σε συνεκτικές στρώσεις που εν γένει αυξάνουν τη διατμητική αντοχή, χωρίς να αλλάζουν τον εδαφικό χαρακτήρα της στρώσης. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με τις εν γένει χαμηλές κλίσεις του πυθμένα προδιαθέτει για σχετικά υψηλούς συντελεστές ασφαλείας ευστάθειας πρανών υπό στατικές συνθήκες, γεγονός που επιβεβαιώνεται με βάση τα αποτελέσματα του Κεφαλαίου 6.



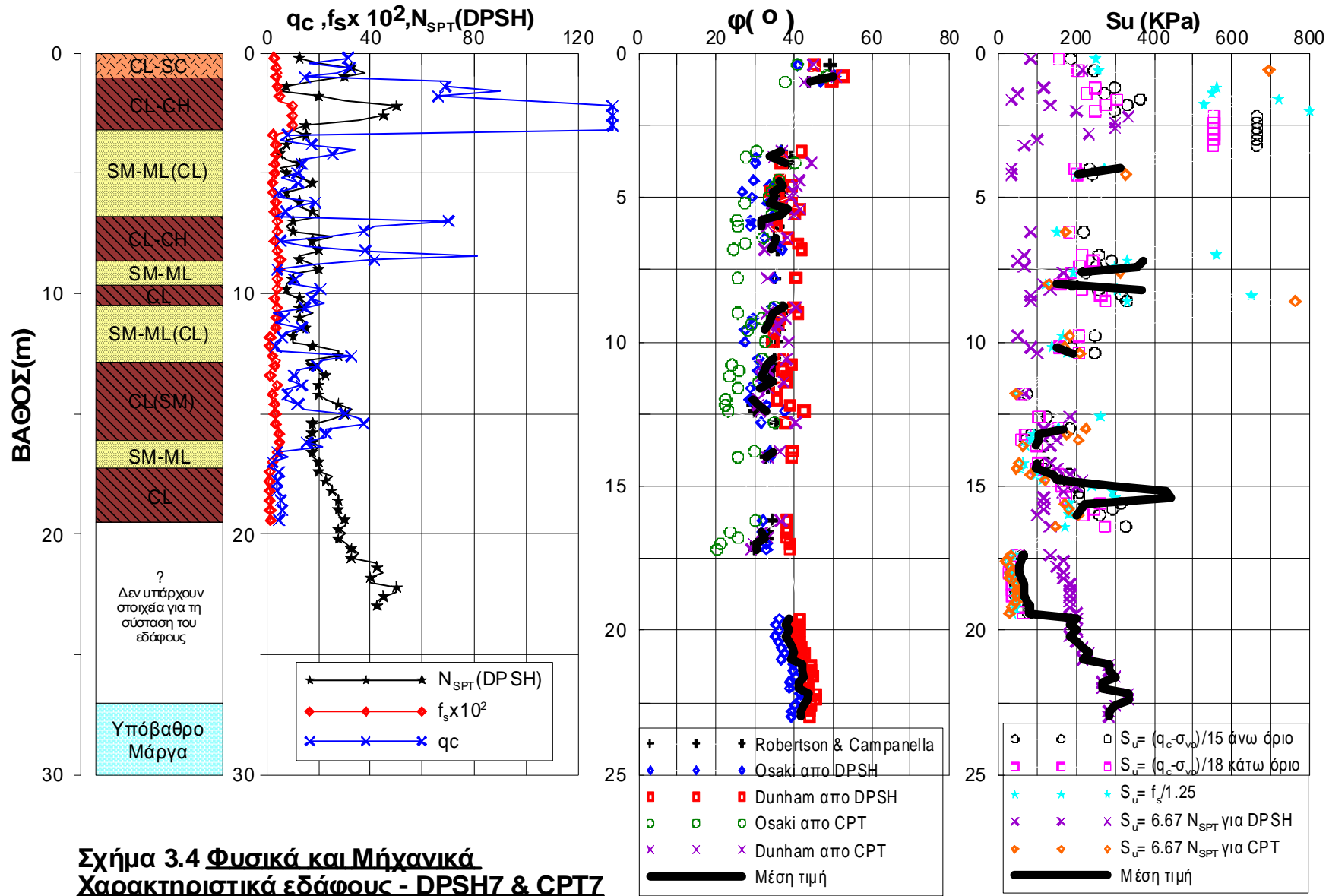
Σχήμα 3.1 Φυσικά και Μήχανικά Χαρακτηριστικά εδάφους - DPSH1 & CPT1



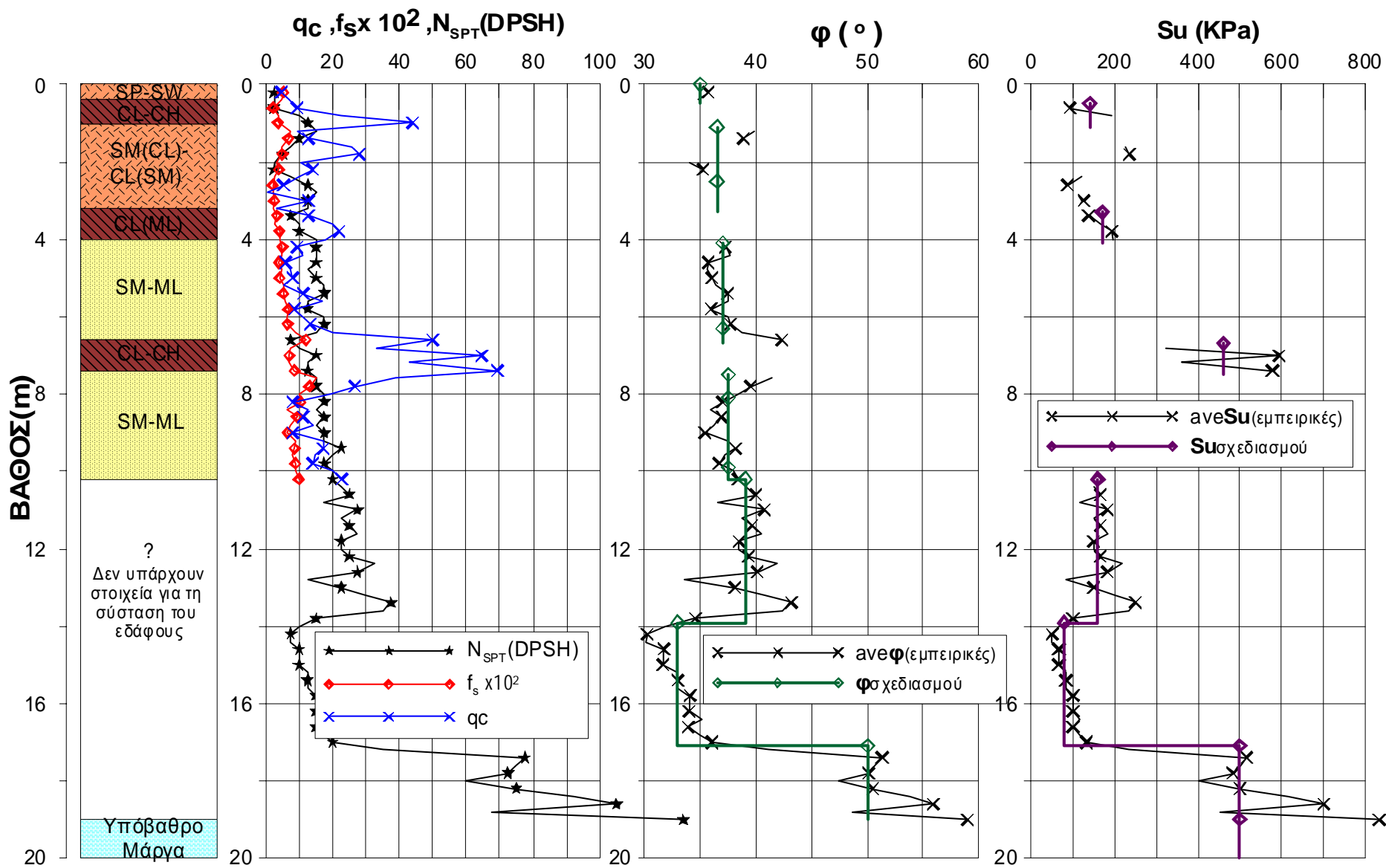
Σχήμα 3.2 Φυσικά και Μηχανικά Χαρακτηριστικά εδάφους - DPSH4 & CPT4



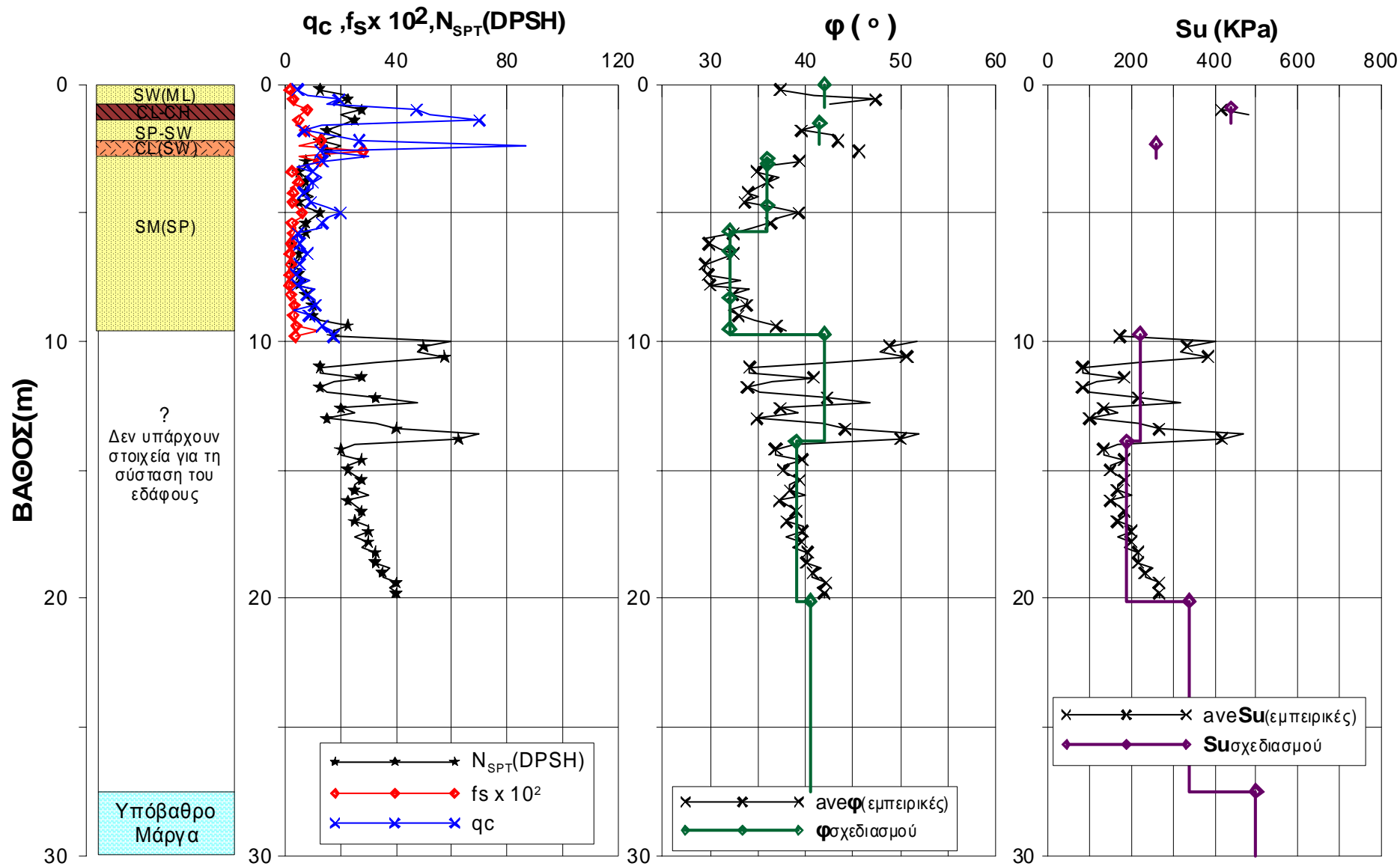
Σχήμα 3.3 Φυσικά και Μήχανικά Χαρακτηριστικά εδάφους - DPSH6 & CPT6



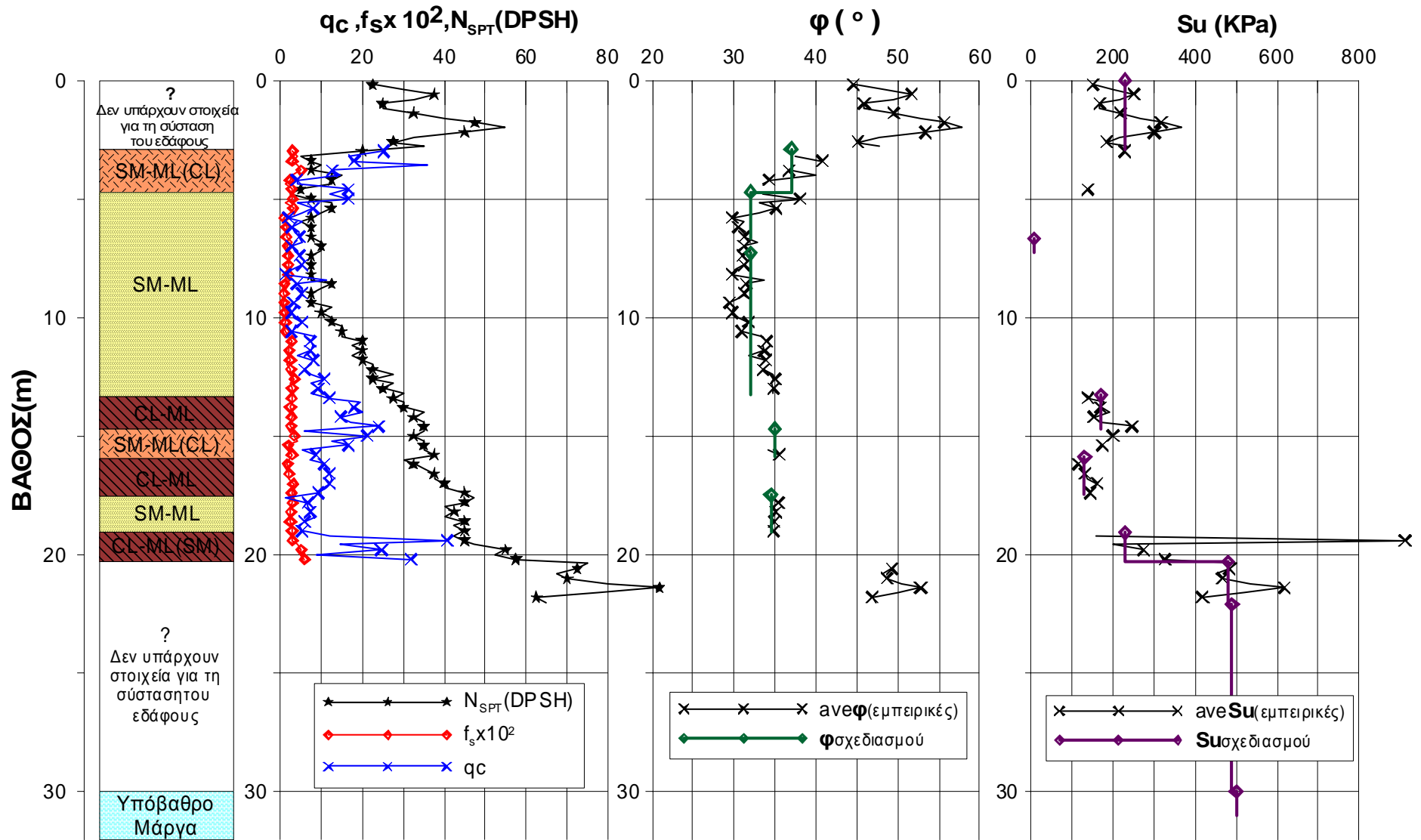
Σχήμα 3.4 Φυσικά και Μηχανικά Χαρακτηριστικά εδάφους - DPSH7 & CPT7



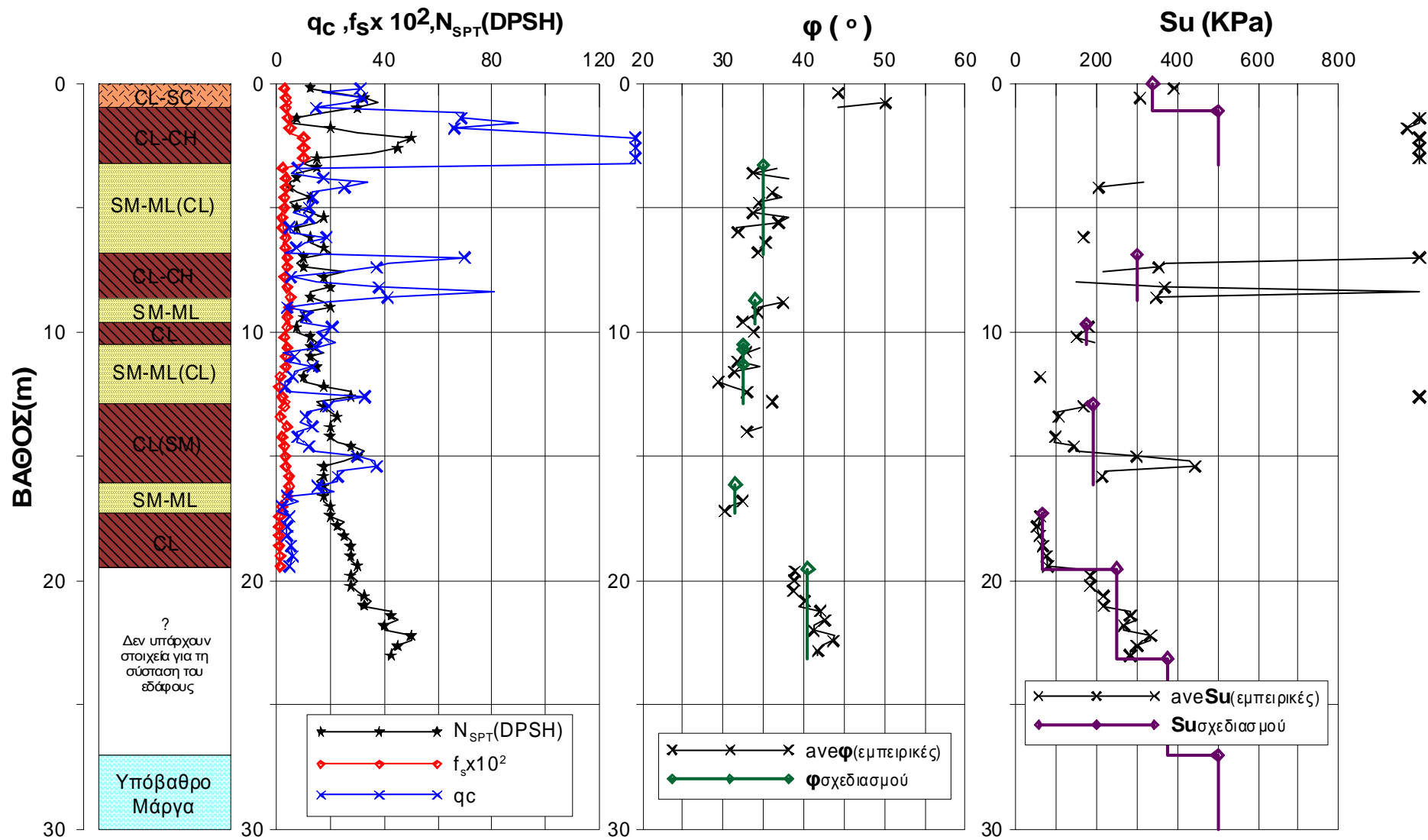
Σχήμα 3.5 Φυσικά και Μηχανικά Χαρακτηριστικά εδάφους - DPSH1 & CPT1



Σχήμα 3.6 Φυσικά και Μηχανικά Χαρακτηριστικά εδάφους - DPSH4 & CPT4



Σχήμα 3.7 Φυσικά και Μηχανικά Χαρακτηριστικά εδάφους - DPSH6 & CPT6



Σχήμα 3.8 Φυσικά και Μηχανικά Χαρακτηριστικά εδάφους - DPSH7 & CPT7

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded corners. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curving upwards. The text is centered within the scroll.

4ο Κεφάλαιο
Ανάλυση Σεισμικής
Απόκρισης Εδαφών

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΔΑΦΩΝ

4.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό αναλύεται η επίδραση των τοπικών εδαφικών αποθέσεων, που υπέρκεινται του γεωλογικού υποβάθρου, στα χαρακτηριστικά της σεισμικής κίνησης. Έτσι, από τα αποτελέσματα των αναλύσεων εκτιμάται η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους και η κατανομή της με το βάθος εντός των προσφάτων αποθέσεων, στοιχεία που αποτελούν απαραίτητα δεδομένα για τον έλεγχο της ευστάθειας του πυθμένα σε περίπτωση σεισμού.

Οι αναλύσεις σεισμικής απόκρισης του εδάφους επικεντρώθηκαν στις τέσσερις (4) θέσεις των στατικών πενетроμετρήσεων κατά μήκος της ακτής Ερατεινής - Τολοφώνα, όπου η στρωματογραφία και οι μηχανικές ιδιότητες του εδάφους έχουν διερευνηθεί με την βοήθεια επιτόπου δοκιμών στατικής και δυναμικής πεντρομέτρησης (βλέπε Κεφάλαιο 3).

4.2 Μεθοδολογία και παραδοχές αναλύσεων

4.2.1 Μεθοδολογία

Η σεισμική απόκριση του εδάφους στις τέσσερις (4) θέσεις των επιτόπου δοκιμών στατικής και δυναμικής πεντρομέτρησης υπολογίσθηκε αναλυτικά, υποθέτοντας ότι τα σεισμικά κύματα έχουν την μορφή οριζόντια πολωμένων διατμητικών κυμάτων τα οποία μεταδίδονται κατακόρυφα, από το *σεισμικό υπόβαθρο* προς την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους.

Υπό την προηγούμενη παραδοχή, το σύνθετο πρόβλημα της σεισμικής απόκρισης της εδαφικής επιφάνειας ανάγεται ουσιαστικά στο απλούστερο πρόβλημα της μονοδιάστατης μετάδοσης κυμάτων στο έδαφος. Το πρόβλημα αυτό επιλύεται αριθμητικά με την βοήθεια του ειδικού για τον σκοπό αυτό προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή SHAKE (Schnabel et al., 1972). Οι διαφορικές εξισώσεις της μετάδοσης των σεισμικών κυμάτων για τυχούσα σεισμική διέγερση επιλύονται με χρήση της ανάλυσης Fourier (frequency domain analysis). Συγκεκριμένα:

- η τυχούσα σεισμική διέγερση αναλύεται σε πεπερασμένο αριθμό αρμονικών συνιστωσών,
- η απόκριση της εδαφικής στήλης υπολογίζεται αναλυτικά για κάθε μία αρμονική συνιστώσα της διέγερσης, και
- όλες οι επιμέρους αποκρίσεις που υπολογίσθηκαν κατ' αυτό τον τρόπο επαλληλίζονται με την αντίστροφη μεθοδολογία Fourier προκειμένου να δώσουν την τελική απόκριση της εδαφικής επιφάνειας.

Η ακριβής εφαρμογή της ανωτέρω μεθοδολογίας προϋποθέτει ένα γραμμικώς βισκοελαστικό μέσο, με σταθερό μέτρο διατμητικής παραμόρφωσης G και σταθερό λόγο υστερητικής απόσβεσης ξ .

Η πραγματική συμπεριφορά του εδάφους υπό δυναμική-ανακυκλική φόρτιση, όπου τόσο το G όσο και το ξ αποτελούν συναρτήσεις της επιβαλλόμενης διατμητικής παραμόρφωσης γ , λαμβάνεται υπόψη με επαναληπτική εφαρμογή της ανωτέρω μεθοδολογίας: οι χρησιμοποιούμενες τιμές των παραμέτρων G και ξ τροποποιούνται διαδοχικά μετά από κάθε ανάλυση, μέχρι να γίνουν συμβιβαστές τελικώς με τις αντίστοιχες τιμές της διατμητικής παραμόρφωσης γ .

4.2.2 Παραδοχές αναλύσεων

Σεισμικό Υπόβαθρο.- Ως "σεισμικό υπόβαθρο" μιας περιοχής ορίζεται το δύσκαμπτο ελαστικό μέσον επί του οποίου επικάθονται οι σχετικά πιο εύμητες επιφανειακές αποθέσεις του εδάφους, και μέσω του οποίου μεταδίδονται τα σεισμικά κύματα πριν από την άφιξη τους στην ελεύθερη επιφάνεια. Από μαθηματικής σκοπιάς, τις προϋποθέσεις του σεισμικού υποβάθρου πληροί οποιαδήποτε συνεχής στρώση εδάφους ή βράχου μεγάλου πάχους, με διατμητική δυσκαμψία σημαντικά μεγαλύτερη από αυτή των υπερκειμένων γαιών.

Για τον αντικειμενικό προσδιορισμό της θέσεως του σεισμικού υποβάθρου, έχουν διατυπωθεί στο παρελθόν διάφορα κριτήρια τα οποία συνίστανται ουσιαστικά στον καθορισμό μιας ελάχιστης τιμής της ταχύτητας μετάδοσης διατμητικών κυμάτων V_s (π.χ. 700 m/s) ή του ελαστικού μέτρου διάτμησης G_{max} (π.χ. 1000 MPa). Οι ορισμοί αυτοί όμως δεν ευρίσκουν γενική εφαρμογή μια και πέρα από την απόλυτη τιμή της V_s ή του G_{max} σημαντικό ρόλο παίζει και η μεταβολή της με το βάθος, από την ελεύθερη επιφάνεια έως το σεισμικό υπόβαθρο.

Εναλλακτικά, το σεισμικό υπόβαθρο μιας περιοχής μπορεί να ορισθεί με βάση την γεωλογική ηλικία των σχηματισμών που συναντώνται σε μία θέση, με το σκεπτικό ότι η πυκνότητα και η δυσκαμψία αυξάνουν κατά κανόνα ανάλογα με την ηλικία του σχηματισμού. Έτσι είναι λογικό να αναμένεται ότι το γεωλογικό υπόβαθρο μιας θέσης, το οποίο αποτελείται από νεογενείς ή παλαιότερους σχηματισμούς, ικανοποιεί τις προϋποθέσεις του σεισμικού υποβάθρου σε σχέση με τις υπερκείμενες πρόσφατες αποθέσεις. Το βασικό πλεονέκτημα του ορισμού αυτού είναι ότι προσφέρει ένα αντικειμενικό και παράλληλα πρακτικό τρόπο αντιμετώπισης του προβλήματος, καθώς έτσι η θέση του γεωλογικού υποβάθρου είναι γνωστή, έστω και κατά προσέγγιση, από γεωλογικές μελέτες.

Το σκεπτικό αυτό εφαρμόστηκε και στην περιοχή Ερατεινής - Τολοφώνα, όπου το σεισμικό υπόβαθρο ταυτίστηκε ουσιαστικά με τους σχηματισμούς μάργας οι οποίοι αποτελούν το γεωλογικό υπόβαθρο της περιοχής. Η ταχύτητα μετάδοσης διατμητικών σεισμικών κυμάτων V_s του υποβάθρου θεωρήθηκε ίση προς 650 m/s και η αντίστοιχη πυκνότητα μάζας 2.2 Mg/m^3 . Παρόλα αυτά, αυτή η θεώρηση συμφωνεί και με τις επιτόπου μετρήσεις των CPT και DPSH, όπου αυτές έφθαναν σε επαρκές βάθος.

Υπολογισμός V_s και G_{max} . - Ελλείπει μετρήσεων, η ταχύτητα μετάδοσης των διατμητικών κυμάτων V_s στις εδαφικές στρώσεις εκτιμήθηκε με βάση εμπειρικές συσχετίσεις επί τη βάση των επιτόπου δοκιμών CPT και DPSH. Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν σχέσεις εκτίμησης των ταχυτήτων V_s με τον αριθμό κτύπων N της δοκιμής SPT, μια τιμή που εκτιμήθηκε εμμέσως από τις εκτελεσθείσες δοκιμές, όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 3. Το ελαστικό μέτρο διάτμησης, το οποίο αποτιμά τη διατμητική δυσκαμψία του εδαφικού στοιχείου για πολύ μικρό εύρος επιβαλλόμενων διατμητικών παραμορφώσεων ($\gamma < 10^{-5}$), υπολογίστηκε από τη σχέση της θεωρίας ελαστικότητας: $V_s = (G_0/\rho)^{1/2}$, αλλά και απευθείας με βάση τις μετρήσεις των CPT από τις σχέσεις των Rix & Stoke (1991). Η πυκνότητα των κορεσμένων εδαφικών στρώσεων θεωρήθηκε ομοιόμορφα ίση με $1,8 \text{ Mg/m}^3$. Πιο συγκεκριμένα, οι εμπειρικές συσχετίσεις που χρησιμοποιήθηκαν για την εκτίμηση της ταχύτητας V_s των εδαφικών στρώσεων παρατίθενται παρακάτω:

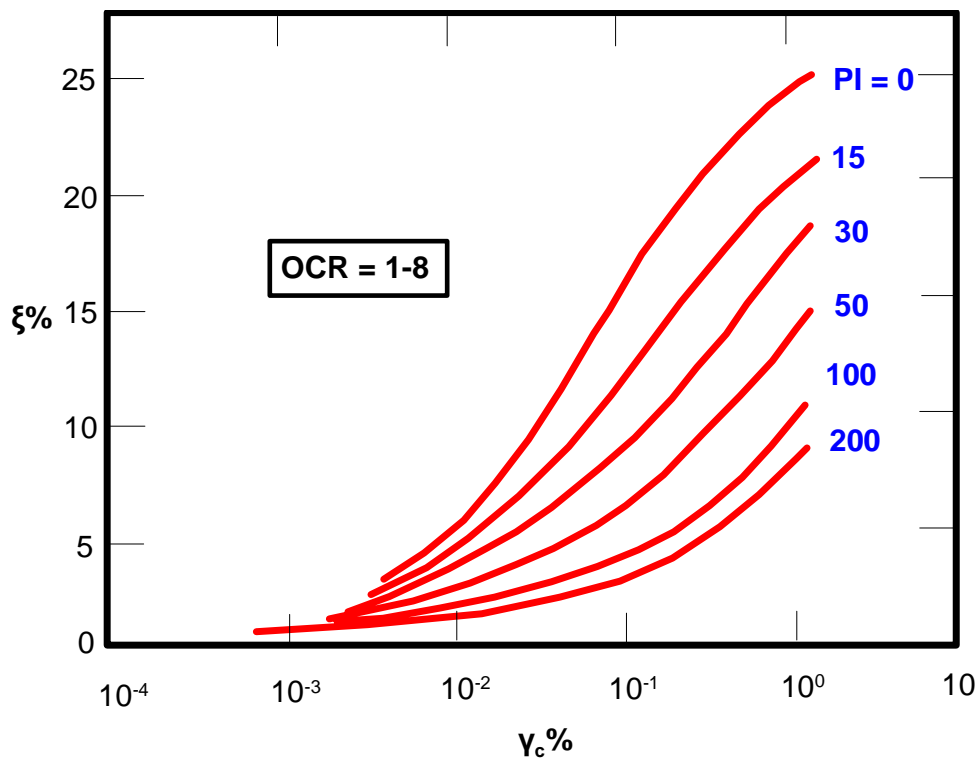
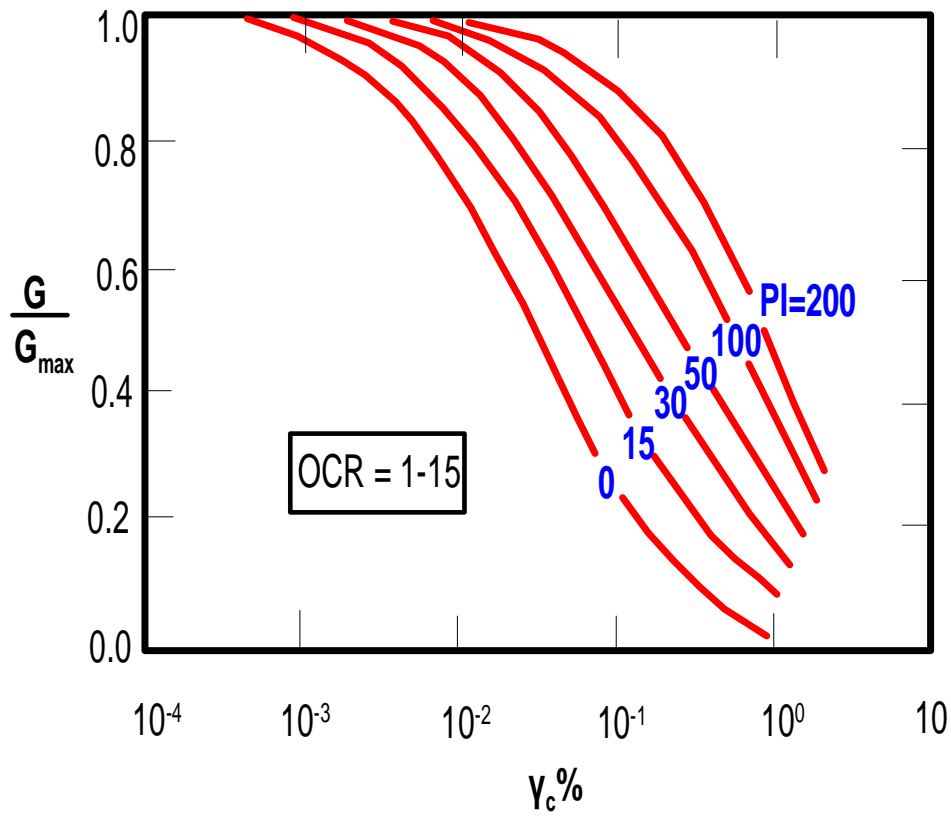
- Pitilakis et al (1999) για μη συνεκτικά εδάφη : $V_s = 145 N^{0.178}$
για συνεκτικά εδάφη : $V_s = 132 N^{0.271}$

- Hasancebi & Ulusay (2006) για μη συνεκτικά εδάφη : $V_s = 90.8 N^{0.319}$
για συνεκτικά εδάφη : $V_s = 97.9 N^{0.269}$
- Imai & Tonouchi (1982) για όλα τα εδάφη : $V_s = 97 N^{0.314}$
- Rix & Stoke (1991) για μη συνεκτικά εδάφη : $G_{max}=1634 q_c^{0.25} \sigma'_v{}^{0.375}$
για συνεκτικά εδάφη : $G_{max}= 406 q_c^{0.695} e^{-1.13}$

Ανελαστική Συμπεριφορά Εδαφικών Στρώσεων.- Σύμφωνα με την ακολουθούμενη μέθοδο ανάλυσης, η ανελαστική συμπεριφορά της κάθε εδαφικής στρώσεως (ή εδαφικού στοιχείου) περιγράφεται από καμπύλες μεταβολής του αδιάστατου λόγου των μέτρων διάτμησης G/G_{max} και του λόγου κρίσιμης υστερητικής απόσβεσης ξ συναρτήσει του εύρους της επιβαλλόμενης διατμητικής παραμόρφωσης γ . Στην παρούσα μελέτη οι καμπύλες αυτές λαμβάνονται από την βιβλιογραφία. Συγκεκριμένα, υιοθετούνται οι καμπύλες του Σχήματος 4.1, που προέρχονται από τη δημοσίευση των Vucetic & Dobry (1991). Στο υπόβαθρο θεωρείται ελαστική συμπεριφορά και λαμβάνεται ότι $G/G_{max}=1.0$.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.1, η ανελαστική συμπεριφορά του εδάφους είναι συνάρτηση του δείκτη πλαστικότητας PI, και συγκεκριμένα το έδαφος είναι τόσο περισσότερο ανελαστικό όσο ο δείκτης πλαστικότητας μειώνεται. Στην παρούσα ανάλυση, για κάθε εδαφική στρώση επελέγησαν διαφορετικές πειραματικές καμπύλες G/G_{max} - γ και ξ - γ ανάλογα με την σύσταση που προέκυψε από τις δοκιμές στατικής πενετρομετρικής. Πιο συγκεκριμένα, για:

συνεκτικές αργίλους και ιλύες:	μέσες καμπύλες για PI = 15%-30%
μη συνεκτικές άμμοι & ιλύες:	μέσες καμπύλες για PI=0%-15%



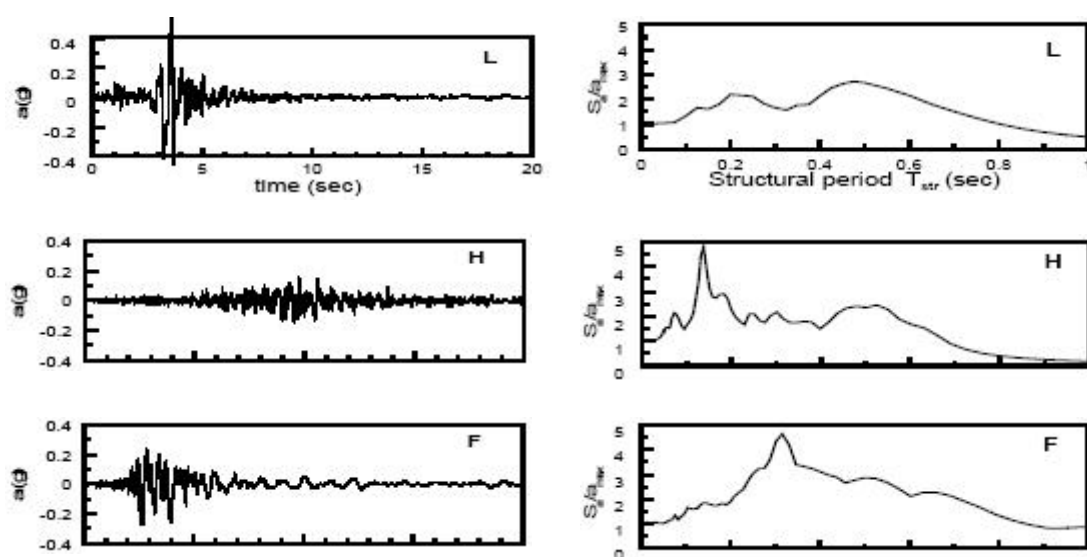
Σχήμα 4.1 Επίδραση της διατμητικής παραμόρφωσης στο μέτρο διάτμησης D και στο λόγω υστερητικής απόσβεσης ξ (Vucetic & Dobry 1991)

Σεισμικές Διεγέρσεις.- Σε όλες τις αναλύσεις έγινε η παραδοχή ότι η σεισμική διέγερση εφαρμόζεται στην ελεύθερη επιφάνεια του σεισμικού υποβάθρου. Η παραδοχή αυτή είναι απόλυτα συμβατή με το είδος των καταγραφών οι οποίες έχουν χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό των σχέσεων απομείωσης της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης, και κατ' επέκταση της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης του υποβάθρου της Ερατεινής στο Κεφάλαιο 3. Συγκεκριμένα, τα σεισμολογικά αυτά δεδομένα έχουν προκύψει από πραγματικές καταγραφές στην επιφάνεια δύσκαμπτων εδαφικών σχηματισμών, παρόμοιων δηλαδή με τους σχηματισμούς οι οποίοι εκλαμβάνονται ως σεισμικό υπόβαθρο στην παρούσα μελέτη.

Λαμβάνοντας υπόψη το σεισμοτεκτονικό καθεστώς της ευρύτερης περιοχής, οι αναλύσεις σεισμικής απόκρισης έγιναν για τις παρακάτω σεισμικές διεγέρσεις:

- Aigio95 είναι η καταγραφή του κύριου σεισμού του Αιγίου (15-6-95), που έγινε στη Longitudinal συνιστώσα (N150°) στο υπόγειο του κτιρίου ΟΤΕ στην πόλη του Αιγίου (σεισμολογικά στοιχεία: $M_s=6.2$, $R=18\text{km}$)
- Cephalonia83 είναι η καταγραφή ενός σεισμού κοντά στην Κεφαλονιά (17-1-83) που έγινε στη NS συνιστώσα (σεισμολογικά στοιχεία: $M=7.0$, $R=34\text{km}$)
- Kalamata86 είναι η καταγραφή του κυρίως σεισμού της Καλαμάτας (12-9-86) που έγινε στην EW συνιστώσα (σεισμολογικά στοιχεία: $M=6.2$, $R=4\text{km}$).

Οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και τα ελαστικά φάσματα αποκρίσεως των τριών σεισμικών διεγέρσεων παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.2.

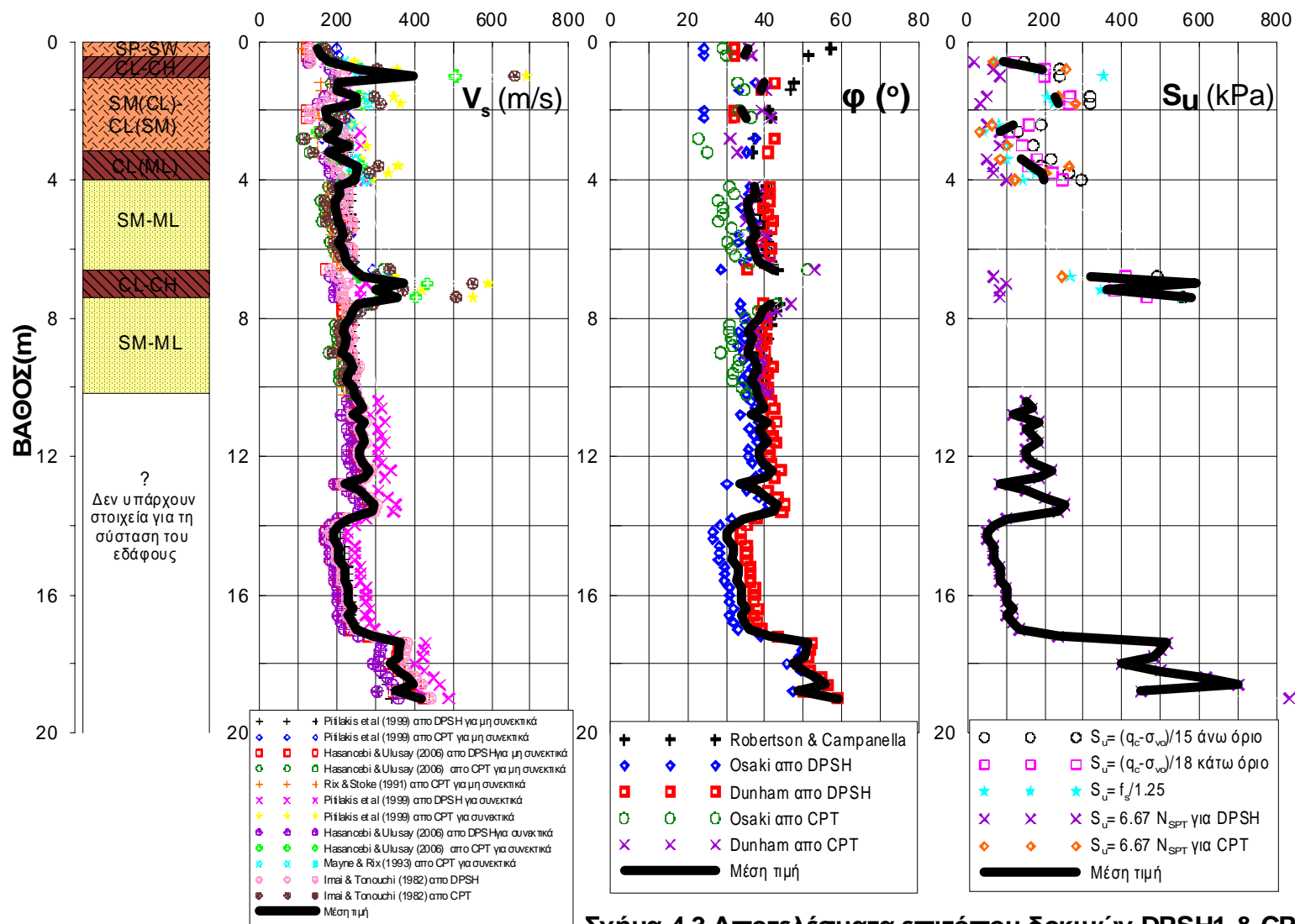


Σχήμα 4.2 Στοιχεία σεισμικών διεγέρσεων που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις

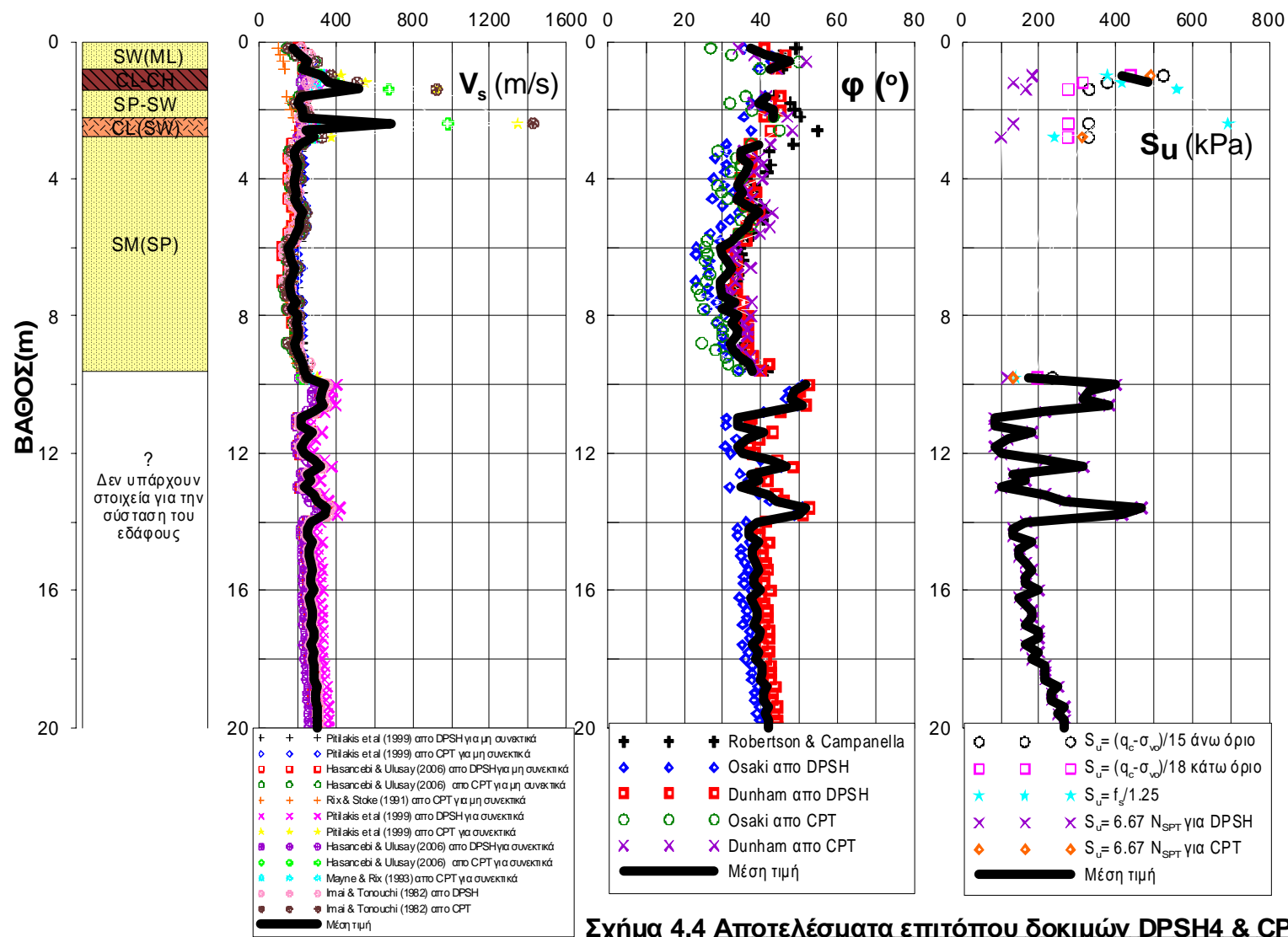
4.3 Δεδομένα αναλύσεων

Οι εδαφικές τομές στις θέσεις των CPT1, CPT4, CPT6 και CPT7 παρουσιάζονται στα Σχήματα 4.3 έως 4.6, αντίστοιχα. Πιο συγκεκριμένα, στα Σχήματα αυτά παρουσιάζονται:

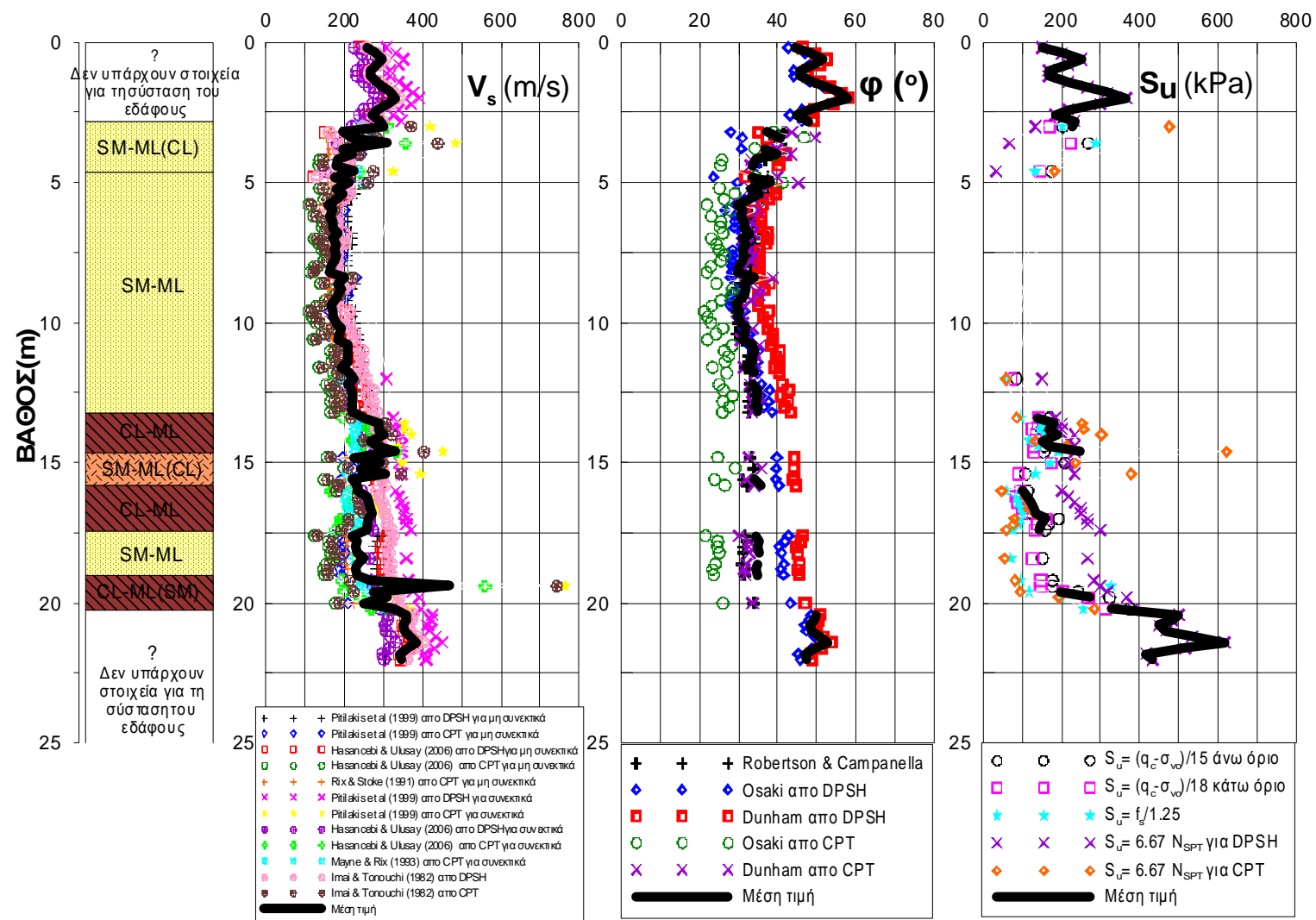
- Σύσταση και πάχος των εδαφικών στρώσεων (με βάση την ταξινόμηση του Κεφαλαίου 3)
- Εύρος εκτιμήσεων (και μέση τιμή) για τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής ϕ' και S_u για τις μη-συνεκτικές και τις συνεκτικές στρώσεις, αντίστοιχα (σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3)
- Εύρος εκτιμήσεων (και μέση τιμή) για την ταχύτητα διατμητικών κυμάτων V_s στις επιφανειακές στρώσεις, με βάση τις επιτόπου μετρήσεις και σύμφωνα με την επεξεργασία που παρουσιάστηκε στην παράγραφο 4.2.2.



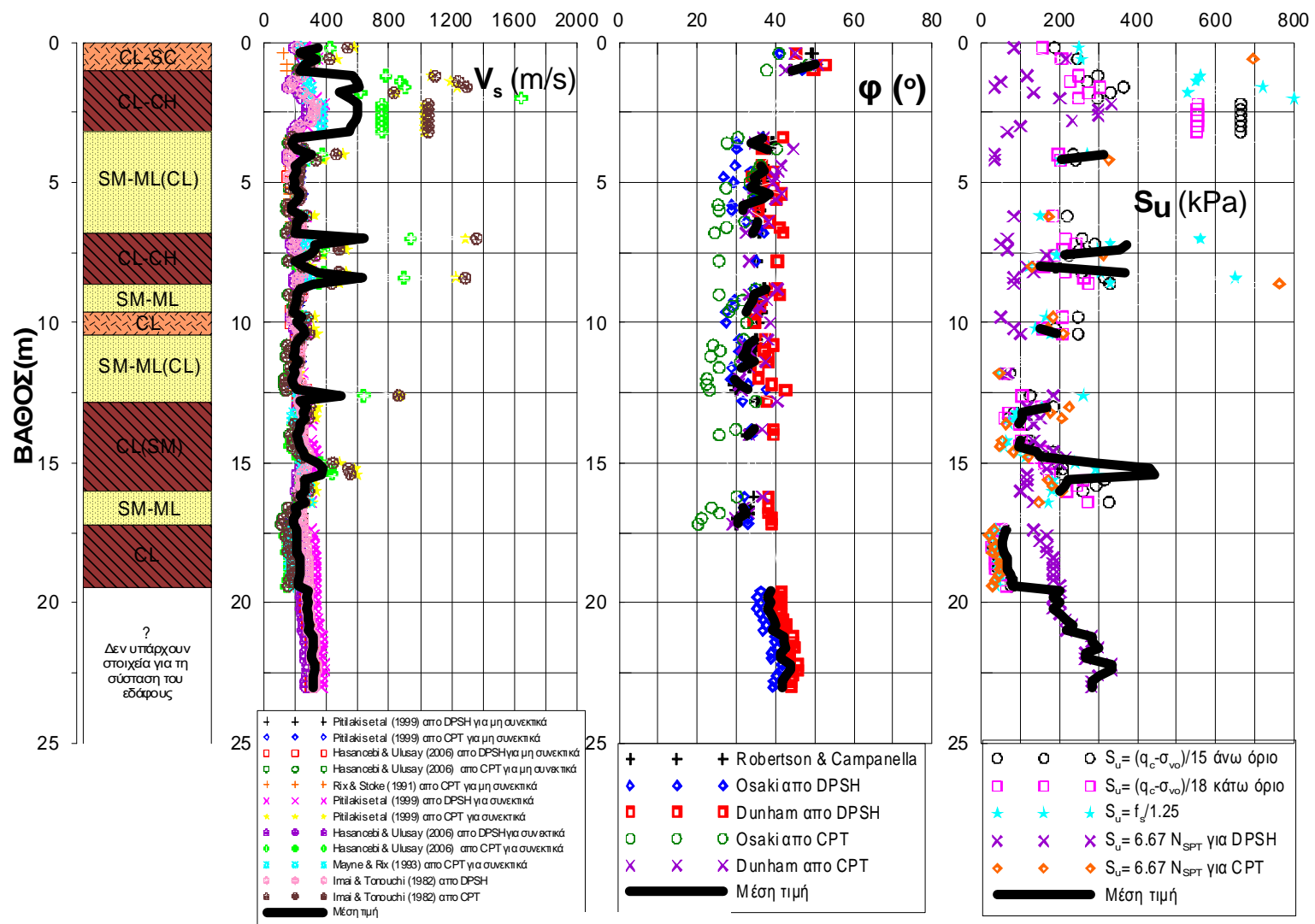
Σχήμα 4.3 Αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών DPSH1 & CPT1



Σχήμα 4.4 Αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών DPSH4 & CPT4



Σχήμα 4.5 Αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών DPSH6 & CPT6



Σχήμα 4.6

Αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών DPSH7 & CPT7

Συνεκτιμώντας τα αποτελέσματα των Σχημάτων 4.3 έως 4.6 και το βάθος μέχρι το γεωλογικό υπόβαθρο όπως προκύπτει από τη γεωφυσική διασκόπηση, στους Πίνακες 4.1 έως 4.4 παρουσιάζονται τα εδαφικά προφίλ σχεδιασμού για τις αναλύσεις σεισμικής απόκρισης του εδάφους με χρήση του λογισμικού Shake91 (Idriss & Sun 1992). Πιο συγκεκριμένα, στους Πίνακες αυτούς παρουσιάζονται, πέραν της υιοθετηθείσας ενιαίας τιμής του ειδικού βάρους γ :

- Ο διαχωρισμός των επιφανειακών αποθέσεων σε ομοιόμορφες στρώσεις για την εκτέλεση των αναλύσεων
- Η μεταβολή με το βάθος του δείκτη πλαστικότητας $PI(\%)$
- Η μεταβολή με το βάθος της ταχύτητας V_s , όπως προκύπτει από απλοποίηση της μεταβολής της εκτιμηθείσας μέσης τιμής στα Σχήματα 4.3 έως 4.6
- Το βάθος εμφάνισης του Σεισμικού Υποβάθρου (Σ.Υ.), και τα μηχανικά χαρακτηριστικά αυτού

ΒΑΘΟΣ	ΠΑΧΟΣ(m)	γ (KN/m ³)	PI (%)	V_s (m/sec)
0,0	0,4	18	15-30	154
0,4	0,6	18	15-30	279
1,0	0,4	18	15-30	202
1,4	0,4	18	15-30	250
1,8	1,4	18	15-30	190
3,2	0,8	18	15-30	242
4,0	2,6	18	0-15	212
6,6	0,8	18	15-30	323
7,4	2,8	18	0-15	231
10,2	3,4	18	15-30	266
13,6	3,4	18	15-30	220
17,0	2,0	18	15-30	362
19,0	Σ.Υ.	22		650

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1 : Τιμές παραμέτρων σεισμικής ανάλυσης.
Θέση Δοκιμής CPT1

ΒΑΘΟΣ	ΠΑΧΟΣ(m)	γ (KN/m ³)	PI (%)	Vs (m/sec)
0,0	0,8	18	0-15	213
0,8	0,6	18	15-30	402
1,4	0,8	18	0-15	218
2,2	0,6	18	15-30	402
2,8	6,8	18	0-15	187
9,6	1,2	18	15-30	308
10,8	2,2	18	15-30	250
13,0	7,0	18	15-30	281
20,0	2,0	18	15-30	300
22,0	2,0	18	15-30	325
24,0	2,0	18	15-30	350
26,0	1,5	18	15-30	375
27,5	Σ.Υ.	22		650

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.2 : Τιμές παραμέτρων σεισμικής ανάλυσης.
Θέση Δοκιμής CPT4

ΒΑΘΟΣ	ΠΑΧΟΣ(m)	γ (KN/m ³)	PI (%)	Vs (m/sec)
0,0	3,0	18	15-30	290
3,0	0,6	18	15-30	242
3,6	2,0	18	0-15	195
5,6	5,0	18	0-15	176
10,6	2,6	18	0-15	213
13,2	1,4	18	15-30	287
14,6	1,2	18	15-30	253
15,8	1,6	18	15-30	259
17,4	1,6	18	0-15	233
19,0	0,8	18	15-30	329
19,8	2,2	18	15-30	346
22,0	4,5	18	15-30	350
26,5	4,0	18	15-30	375
30,5	Σ.Υ.	22		650

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.3 : Τιμές παραμέτρων σεισμικής ανάλυσης.
Θέση Δοκιμής CPT6

ΒΑΘΟΣ	ΠΑΧΟΣ(m)	γ (KN/m ³)	PI (%)	Vs (m/sec)
0,0	0,6	18	15-30	303
0,6	0,4	18	15-30	249
1,0	2,2	18	15-30	620
3,2	0,6	18	0-15	196
3,8	0,4	18	15-30	276
4,2	2,6	18	0-15	203
6,8	1,8	18	15-30	389
8,6	1,0	18	0-15	207
9,6	0,8	18	15-30	239
10,4	2,0	18	0-15	197
12,4	0,4	18	15-30	361
12,8	0,8	18	15-30	253
13,6	0,4	18	15-30	218
14,0	0,8	18	15-30	240
14,8	1,2	18	15-30	312
16,0	0,4	18	15-30	245
16,4	0,8	18	0-15	198
17,2	2,2	18	15-30	216
19,4	3,6	18	15-30	297
23,0	3,2	18	15-30	300
26,2	Σ.Υ.	22		650

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.4 : Τιμές παραμέτρων σεισμικής ανάλυσης.
Θέση Δοκιμής CPT7

4.4 Αποτελέσματα αναλύσεων

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων με σεισμικές διεγέρσεις τις Aigio95, Cephalonia83 και Kalamata86 για τις θέσεις των CPT1, CPT4, CPT6 και CPT7 συνοψίζονται στα Σχήματα 4.7 έως 4.10, αντίστοιχα. Πιο συγκεκριμένα, στα Σχήματα αυτά παρουσιάζονται:

- η μεταβολή συναρτήσει του βάθους της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης (a_{max}),
- τα ελαστικά φάσματα απόκρισης (για απόσβεση 5%) στην επιφάνεια του εδάφους ($Sa_{εδαφ}$), και
- η ελαστική φασματική ενίσχυση, για 5% απόσβεση, ($Sa_{εδαφ}/Sa_{βράχου}$), όπως προκύπτει από τον λόγο του ελαστικού φάσματος απόκρισης στην επιφάνεια

του εδάφους ($Sa_{εδαφ}$) προς εκείνο στην επιφάνεια του αναδυόμενου υποβάθρου ($Sa_{βράχου}$), δηλαδή του φάσματος της σεισμικής διέγερσης.

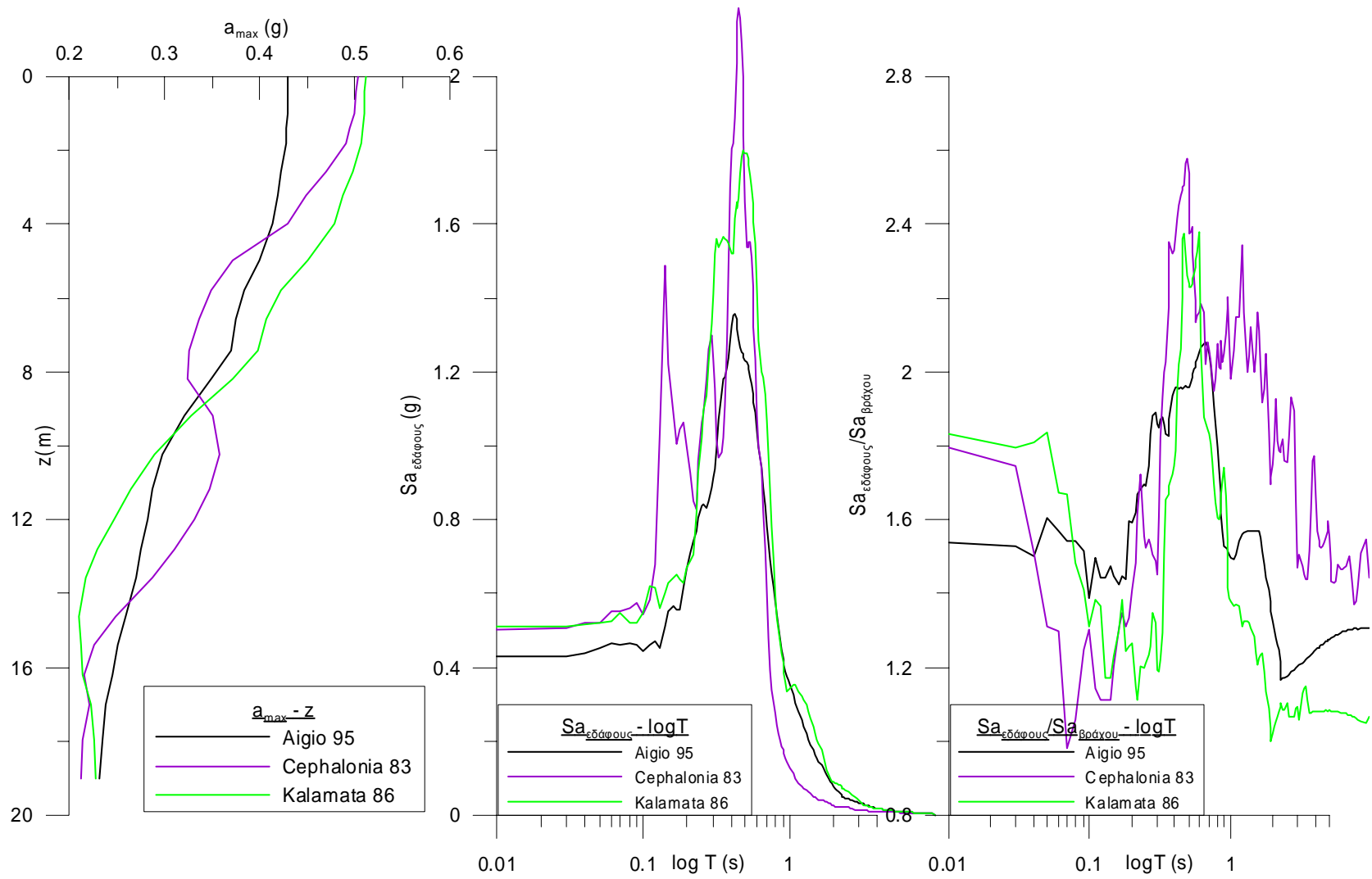
Ενδεικτικά, στον Πίνακα 4.5 που ακολουθεί συνοψίζονται οι τιμές της (a_{max}) για τις τέσσερις (4) θέσεις με βάση όλες τις εκτελεσθείσες αναλύσεις. Όπως προκύπτει, σε όλες τις θέσεις, και για όλες τις πιθανές διεγέρσεις, έχουμε ενίσχυση της σεισμικής έντασης σε σχέση με τα 0.28g που εκτιμήθηκαν στην επιφάνεια του σεισμικού υποβάθρου με βάση τα αποτελέσματα του Κεφαλαίου 2. Χάριν ευκρινέστερης εκτίμησης, στον Πίνακα 4.6 παρουσιάζονται οι συντελεστές εδαφικής ενίσχυσης A_a της (a_{max}), που προκύπτουν ως λόγοι των τιμών της (a_{max}) στην επιφάνεια του εδάφους (τιμές του Πίνακα 4.5) προς την τιμή της (a_{max})=0.28g, στην επιφάνεια του αναδυόμενου υποβάθρου. Όπως προκύπτει, σε όλες τις θέσεις θα πρέπει να ενισχύθηκε σημαντικά η σεισμική ένταση (ενίσχυση μεγαλύτερη ή ίση του 1.29 κατά μέση τιμή), μα κυρίως στις θέσεις των CPT1 και CPT4 ($A_a = 1.59$ έως 1.72).

ΔΙΕΓΕΡΣΗ ($a_{max,βράχου}$) = 0.28g	CPT1	CPT4	CPT6	CPT7
Αίγιο (1995)	0.430g	0.441g	0.380g	0.371g
Κεφαλονιά (1983)	0.503g	0.406g	0.309g	0.365g
Καλαμάτα (1986)	0.511g	0.487g	0.393g	0.353g
ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ	0.481g	0.445g	0.361g	0.363g

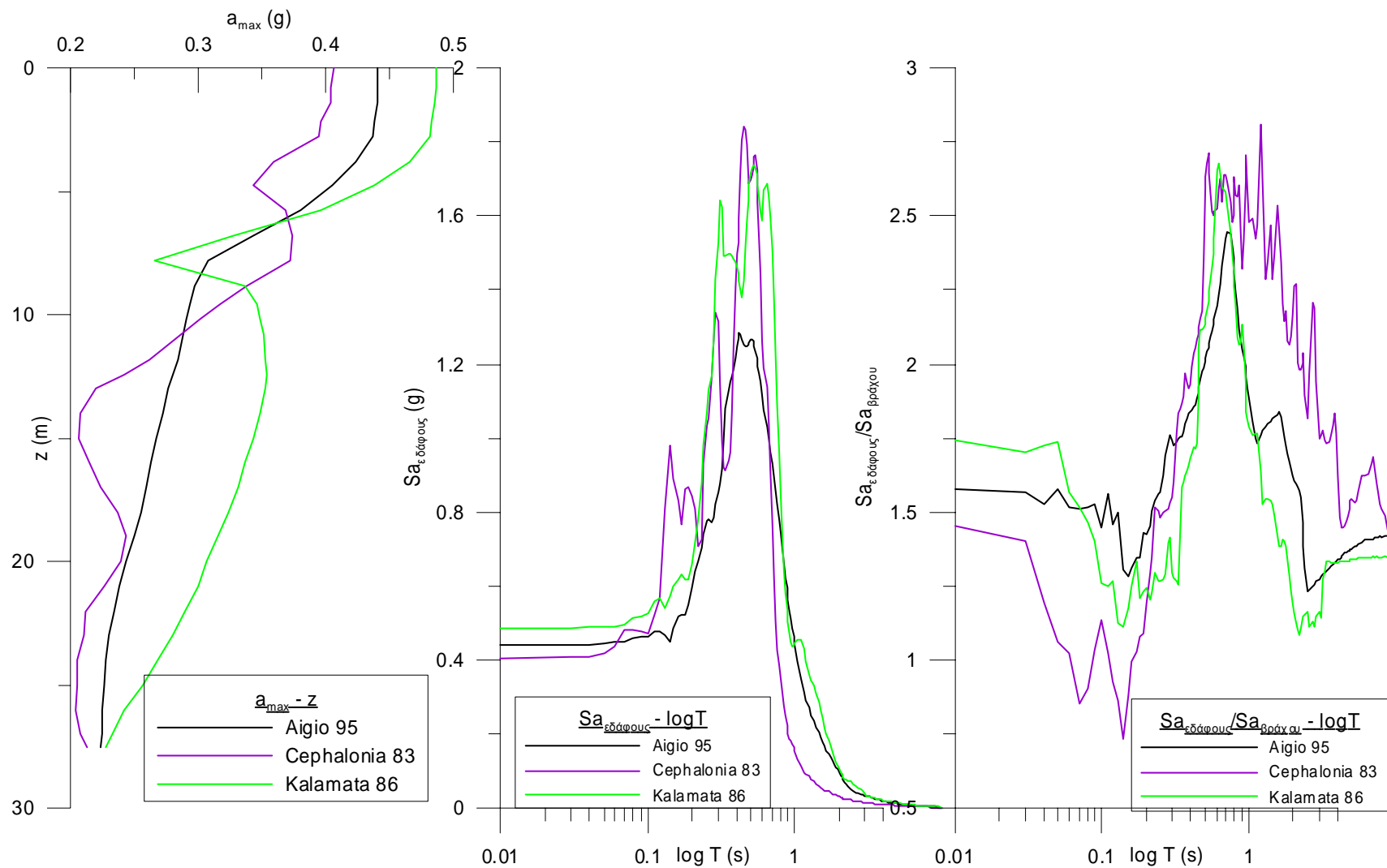
ΠΙΝΑΚΑΣ 4.5: Τιμές της (a_{max}) στην επιφάνεια των CPT1, CPT4, CPT6 και CPT7 για όλες τις πιθανές σεισμικές διεγέρσεις

ΔΙΕΓΕΡΣΗ	CPT1	CPT4	CPT6	CPT7
Αίγιο (1995)	1.54	1.58	1.36	1.33
Κεφαλονιά (1983)	1.80	1.45	1.10	1.30
Καλαμάτα (1986)	1.83	1.74	1.40	1.26
ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ	1.72	1.59	1.29	1.30

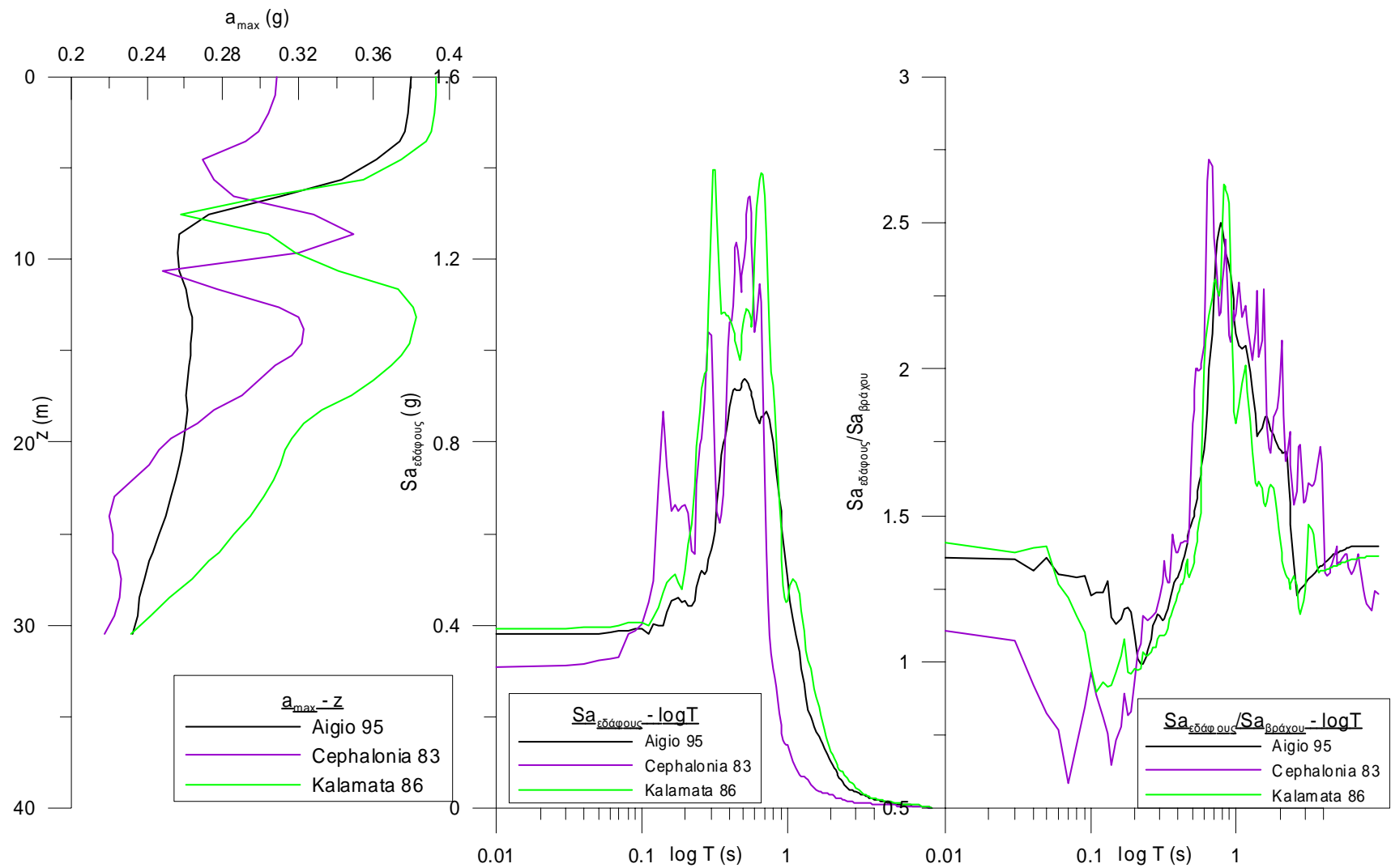
ΠΙΝΑΚΑΣ 4.6: Τιμές του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης A_a στην επιφάνεια των CPT1, CPT4, CPT6 και CPT7 για όλες τις πιθανές σεισμικές διεγέρσεις.



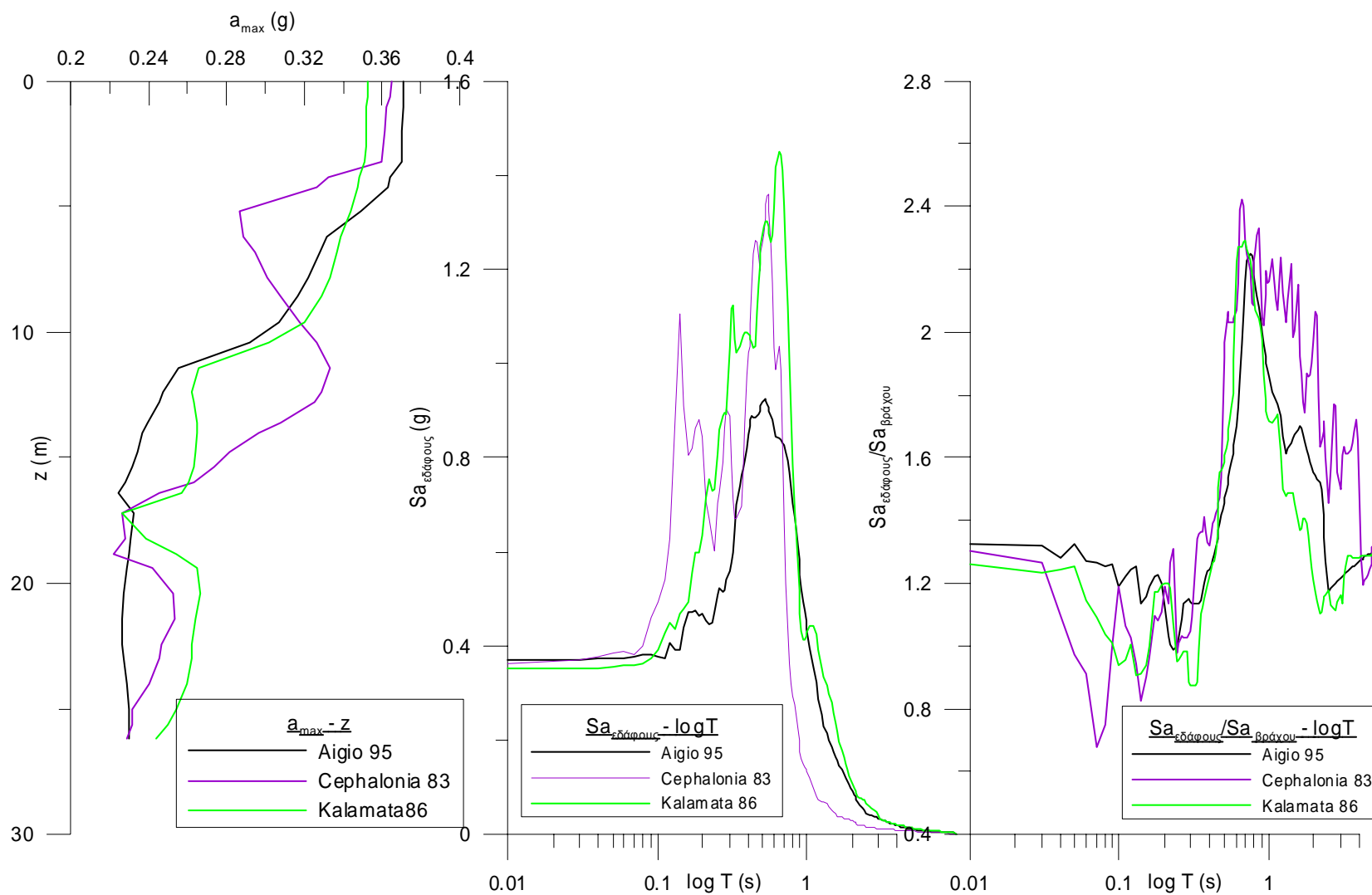
Σχήμα 4.7 Αποτελέσματα Shake για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις στη CPT1



Σχήμα 4.8 Αποτελέσματα Shake για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις στη CPT4



Σχήμα 4.9 Αποτελέσματα Shake για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις στη CPT6



Σχήμα 4.10 Αποτελέσματα Shake για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις στη CPT7



5ο Κεφάλαιο
Έλεγχος Κινδύνου
Ρευστοποίησης

5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

5.1 Εισαγωγή

Από την εξέταση της μορφής των αστοχιών που παρατηρήθηκαν στις ακτές Ερατεινής - Τολοφώνα, επισημάνθηκε ότι πρόκειται ουσιαστικά για ροή της εδαφικής μάζας επί ενός ορισμένου επιπέδου αστοχίας. Αν και το φαινόμενο αυτό εμφανίστηκε κατά την έξαρση της σεισμικής ακολουθίας του Αιγίου, δεν είναι σαφές αν έγινε κατά τη διάρκεια ή μετά τον κύριο σεισμό. Ούτως ή άλλως, το αν οι αστοχίες μπορούν να αποδοθούν στις πρόσθετες (αδρανειακές) δυνάμεις που επέβαλε ο σεισμός στη μάζα του εδάφους ή αν οφείλονται σε αποσταθεροποίηση της δομής και απώλεια της διατμητικής αντοχής κάποιων από τις εδαφικές στρώσεις του υποβάθρου. προβλέπεται να διερευνηθεί στο επόμενο Κεφάλαιο 6. Στο παρόν κεφάλαιο διερευνάται αν η ρευστοποίηση μπορεί να είναι ένας από τους λόγους απώλειας της διατμητικής αντοχής επιμέρους στρώσεων ή όχι.

Πιο συγκεκριμένα μερική ή σχεδόν ολική απώλεια της διατμητικής αντοχής λόγω σεισμού εμφανίζεται κυρίως σε μη συνεκτικά εδάφη (άμμοι, αμμοϊλύες, αμμοχάλικα) υπό τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και οφείλεται στην ανάπτυξη υδατικών υπερπίεσεων και στην αντίστοιχη μείωση των ενεργών τάσεων του εδάφους. Το φαινόμενο αυτό οδηγεί σε ραγδαία μείωση της διατμητικής αντοχής και ταυτόχρονη ανάπτυξη μεγάλων διατμητικών παραμορφώσεων και είναι ευρύτερα γνωστό ως “**Ρευστοποίηση**”. Όταν δεν υπάρχει δυνατότητα ταχείας στράγγισης του μη συνεκτικού εδάφους, αυτό μπορεί να τελεί υπό ρευστοποίηση για μεγάλο χρονικό διάστημα μετά το πέρας της σεισμικής φόρτισης, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει σε εδαφικές αστοχίες που δεν εμφανίζονται κατά τη διάρκεια του σεισμού, αλλά μετά το πέρας του και έχουν την μορφή στατικών αστοχιών. Σημειώνεται, ότι η ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων οφείλεται στην τάση των μη συνεκτικών εδαφών να συμπυκνώνονται όταν υπόκεινται σε ανακυκλική διατμητική παραμόρφωση, μια συμπύκνωση που δεν είναι δυνατή κατά τη διάρκεια της δόνησης όταν το μη συνεκτικό έδαφος είναι κορεσμένο, καθώς τότε επικρατούν αστράγγιστες συνθήκες που εμποδίζουν τη συνολική μεταβολή όγκου.

Ειδικότερα, σε χαλαρά εδάφη η ρευστοποίηση συνοδεύεται από σχεδόν ολοκληρωτική απώλεια της διατμητικής αντοχής που μπορεί να οδηγήσει σε μεγάλες

παραμορφώσεις ή ακόμα και αστοχία ροής μάζας εδάφους-νερού (flow failure), αν το ρευστοποιημένο έδαφος δεν είναι επίπεδο. Σε μέσης πυκνότητας έως πυκνά εδάφη, η ρευστοποίηση προκαλεί μικρότερη απώλεια διατμητικής αντοχής και αυξημένες ανακυκλικές διατμητικές παραμορφώσεις, αλλά δε μπορεί εύκολα να οδηγήσει σε αστοχία ροής, εκτός αν το έδαφος έχει αρκετή κλίση.

Η διατήρηση επί μακρόν των υδατικών υπερπιέσεων που αναπτύχθηκαν λόγω σεισμού παρατηρείται όταν οι μη συνεκτικές εδαφικές στρώσεις περιβάλλονται (άνω και κάτω) από συνεκτικές στρώσεις μικρής διαπερατότητας (π.χ. άργιλοι), οι οποίες εμποδίζουν την ταχεία εκτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων. Είναι αξιοσημείωτο, ότι τέτοιου είδους εδαφικές συνθήκες επικρατούν κατά μήκος των ακτών Ερατεινής - Τολοφώνα, όπως προκύπτει από τη διαστρωμάτωση που εκτιμήθηκε με βάση τις στατικές πεντρομετρήσεις οι οποίες εκτελέστηκαν στα πλαίσια της γεωτεχνικής έρευνας (βλέπε Κεφάλαιο 3).

Έτσι, στο παρόν Κεφάλαιο γίνεται λεπτομερής ποσοτικός έλεγχος του κινδύνου ρευστοποίησης στις θέσεις των τεσσάρων (4) στατικών πεντρομετρήσεων (CPT1, CPT4, CPT6 και CPT7). Στις θέσεις των δυναμικών πεντρομετρήσεων δεν έγινε έλεγχος ρευστοποίησης, καθώς δεν ήταν δυνατή η διάκριση των συνεκτικών από τις μη συνεκτικές στρώσεις και για τον λόγο αυτό δεν ήταν δυνατοί οι απαιτούμενοι έλεγχοι, χωρίς σημαντικές παραδοχές που θα έθεταν υπό αμφισβήτηση τα οποία συμπεράσματα.

5.2 Εμπειρική μεθοδολογία ελέγχου ρευστοποίησης, επί τη βάση μετρήσεων της δοκιμής CPT

Ο έλεγχος ρευστοποίησης σε κορεσμένες εδαφικές στρώσεις έγινε επί τη βάση των μετρήσεων CPT σύμφωνα με τη μεθοδολογία των **Youd & Idriss** (2001), στα εξής βήματα:

Βήμα 1: Εκτίμηση διατμητικής τάσης σεισμού CSR

Ο λόγος διατμητικής τάσης λόγω σεισμού CSR δίνεται από τη σχέση:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}_{rd}} \right) \quad (5.1)$$

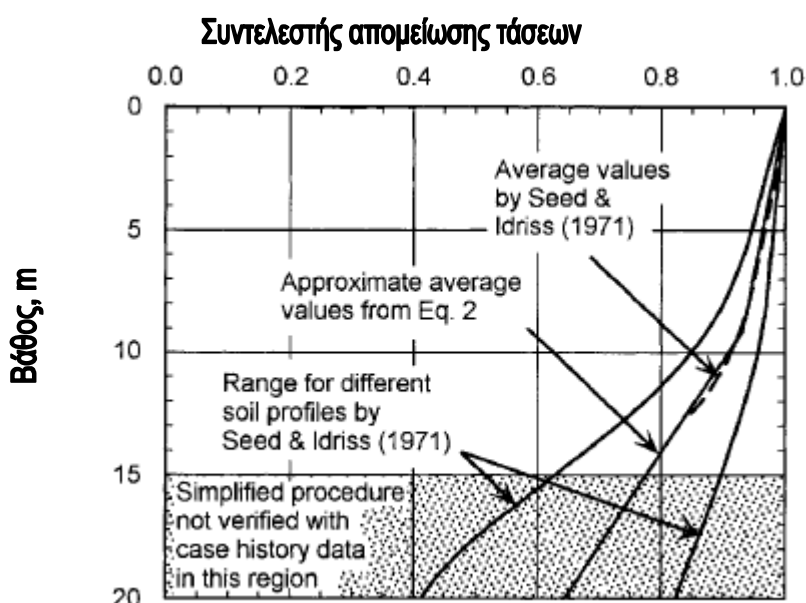
Όπου α_{\max} = μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση του σεισμού στην επιφάνεια του εδάφους, g = επιτάχυνση της βαρύτητας, σ_{vo} και σ'_{vo} είναι η ολική και ενεργός κατακόρυφη τάση υπερκείμενων στη θέση ελέγχου και r_d = συντελεστής απομείωσης τάσεων με το βάθος.

Πιο συγκεκριμένα ο συντελεστής απομείωσης τάσεων r_d δίνεται από τη σχέση:

$$r_d = 1.0 - 0.00765z, \text{ για } z \leq 9.15 \text{ m} \quad (5.2a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z, \text{ για } 9.15 \text{ m} \leq z \leq 23 \text{ m} \quad (5.2b)$$

όπου z = το βάθος κάτω από την επιφάνεια του εδάφους σε (m). Η ανωτέρω σχέση (5.2) αποτυπώνει τη μέση καμπύλη από το εύρος των εκτιμήσεων αυτού από τη βιβλιογραφία, σύμφωνα με το Σχήμα 5.1:



Σχήμα 5.1. Συντελεστής απομείωσης τάσεων r_d συναρτήσει του βάθους, καμπύλες σχεδιασμένες από τους Seed και Idriss (1971) με πρόσθετες γραμμές μέσης τιμής από την εξίσωση 5.2.

Βήμα 2: Εκτίμηση της κανονικοποιημένης τιμής της αντοχής αιχμής κώνου CPT.

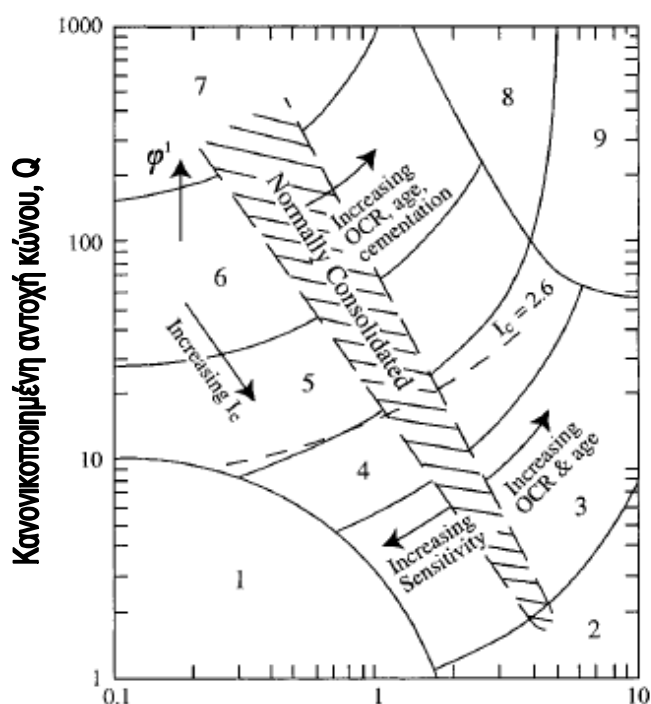
Ως πρώτο βήμα της κανονικοποίησης της αντοχής αιχμής κώνου CPT είναι η εκτίμηση του δείκτη τύπου εδάφους I_c σύμφωνα με τις

σχέσεις:
$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5} \quad (5.3)$$

όπου $Q = [(q_c - \sigma_{vo}) / P_a] \left[(P_a / \sigma'_{vo})^n \right]$ (5.4)

και $F = [f_c / (q_c - \sigma_{vo})] \times 100 \%$ (5.5)

με τα Q και να αντιστοιχούν στην κατηγοριοποίηση των εδαφών συναρτήσει του διαγράμματος του Robertson (1990).



Κανονικοποιημένος λόγος τριβής, $F = [f_c / (q_c - \sigma_{vo})] \times 100 \%$

- | | |
|--|-------------------------------------|
| 1. Sensitive, fine grained | 6. Sands - clean sand to silty sand |
| 2. Organic soils - peats | 7. Gravelly sand to dense sand |
| 3. Clays - silty clay to clay | 8. Very stiff sand to clayey sand* |
| 4. Silt mixtures - clayey silt to silty clay | 9. Very stiff, fine grained* |
| 5. Sand mixtures - silty sand to sandy silt | |
- *Heavily overconsolidated or cemented

Σχήμα 5.2 Έμμεση εκτίμηση τύπου εδάφους σύμφωνα με τις μετρήσεις της δοκιμής CPT (Robertson 1990)

Η πρώτη εκτίμηση του I_c γίνεται με τιμή εκθέτη $n=1$. Αν $I_c > 2.6$, τότε το έδαφος είναι αρκετά αργιλικό, οπότε θεωρείται πρακτικώς μη ρευστοποιήσιμο, και ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης FS_L θεωρείται πρακτικώς άπειρος. Αν $I_c < 2.6$, τότε οι σχέσεις (5.3) έως (5.5) ξαναχρησιμοποιούνται θεωρώντας $n=0.5$. Αν η δεύτερη εκτίμηση του $I_c < 2.6$, τότε το έδαφος είναι μη πλάσιμο και κοκκώδες και είναι πιθανώς ρευστοποιήσιμο, και αυτή η δεύτερη εκτίμηση τιμή του I_c είναι η

τελική. Τέλος, αν η δεύτερη εκτίμηση του $I_c > 2.6$, τότε το έδαφος είναι πιθανώς αρκετά ιλυώδες και πλάσιμο, οπότε γίνεται μια τρίτη και τελευταία εκτίμηση του I_c χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (5.3) έως (5.5) με $n=0.7$.

Η διαδικασία ελέγχου ρευστοποίησης επί τη βάση μετρήσεων του CPT απαιτεί την κανονικοποίηση της αντοχής αιχμής κώνου χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (5.6) και (5.7). Αυτή η μετατροπή δίνει την κανονικοποιημένη, αδιάστατη αντοχή κώνου αιχμής q_{c1N} .

$$q_{c1N} = C_Q (q_c / P_c) \quad (5.6)$$

$$\text{όπου } C_Q = (P_c / \sigma'_{vo})^n \quad (5.7)$$

και όπου C_Q = κανονικοποιημένος συντελεστής για την αντοχή κώνου αιχμής, $P_c = 1 \text{ atm}$ πίεσης στις ίδιες μονάδες που χρησιμοποιούνται για την σ'_{vo} , n = εκθέτης που ποικίλει ανάλογα με τον εδαφικό τύπο και q_c η αντοχή αιχμής κώνου μετρημένη στις ίδιες μονάδες με την P_c και την σ'_{vo} . Σε μικρά βάθη το C_Q παίρνει μεγάλες τιμές εξαιτίας της μικρής πίεσης που ασκεί το υπερκείμενο έδαφος, παρόλα αυτά τιμές μεγαλύτερες του 1.7 δεν πρέπει να χρησιμοποιούνται, και συνεπώς ο συντελεστής διόρθωσης λόγω υπερκειμένων C_Q έχει μέγιστη τιμή 1.7. Στη σχέση (5.7), η τιμή του n είναι η τελικώς χρησιμοποιηθείσα ($n = 0.5, 0.7$ ή 1.0).

Η q_{c1N} είναι η κανονικοποιημένη αντοχή αιχμής κώνου. Στη συνέχεια, εκτιμάται η κανονικοποιημένη αντοχή αιχμής κώνου καθαρής άμμου $(q_{c1N})_{cs}$, σύμφωνα με τις κάτωθι σχέσεις:

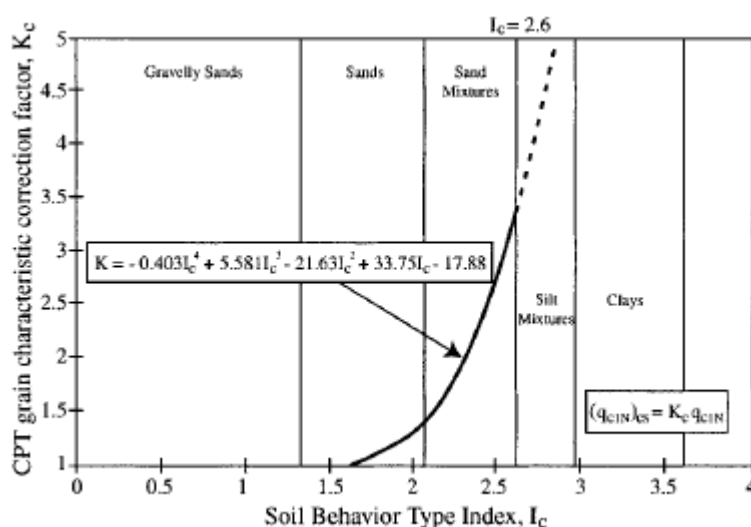
$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N} \quad (5.8)$$

όπου K_c , διορθωτικός συντελεστής λόγω μεγέθους κόκκων που προσδιορίζεται από την ακόλουθη εξίσωση :

$$\text{για } I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1.0 \quad (5.9a)$$

$$\text{για } I_c > 1.64 \quad K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \quad (5.9b)$$

Ο συντελεστής διόρθωσης λόγω μεγέθους κόκκων K_c εκτιμάται σύμφωνα με τη σχέση (5.9), η οποία αποτυπώνει το διάγραμμα του σχήματος 5.3 (για $I_c > 2.6$ η καμπύλη είναι με διακεκομμένη γραμμή, δείχνοντας ότι για αυτές τις τιμές I_c , το έδαφος είναι πολύ πλούσιο σε άργιλο ή είναι ιδιαίτερα πλάσιμο για να ρευστοποιηθεί):



Σχήμα 5.3. Συντελεστής διόρθωσης λόγω μεγέθους κόκκων K_c για τον προσδιορισμό του $(q_{c1N})_{cs}$ (Robertson & Wride 1990).

Βήμα 3: Εκτίμηση της αντοχής σε ρευστοποίηση CRR

Ακολουθώντας τις βασικές αρχές της εμπειρικής μεθοδολογίας των Seed et al (1985), η εκτίμηση της αντοχής σε ρευστοποίηση $CRR_{7.5}$ για σεισμό μεγέθους $M_w = 7.5$ γίνεται από το ακόλουθο σχήμα που διαχωρίζει ιστορικά περιστατικά ρευστοποίησης και μη-ρευστοποίησης, επί τη βάση της κανονικοποιημένης τιμής της αντοχής αιχμής κώνου ισοδύναμης καθαρής άμμου $(q_{c1N})_{cs}$

Η εξίσωση που δίνει τη αναλυτικά τη σχέση $CRR_{7.5}-(q_{c1N})_{cs}$ είναι η ακόλουθη:

$$\alpha \nu (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833[(q_{c1N})_{cs}/1.00] + 0.05 \quad (5.10a)$$

$$\alpha \nu 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93[(q_{c1N})_{cs}/1.00]^3 + 0.08 \quad (5.10b)$$

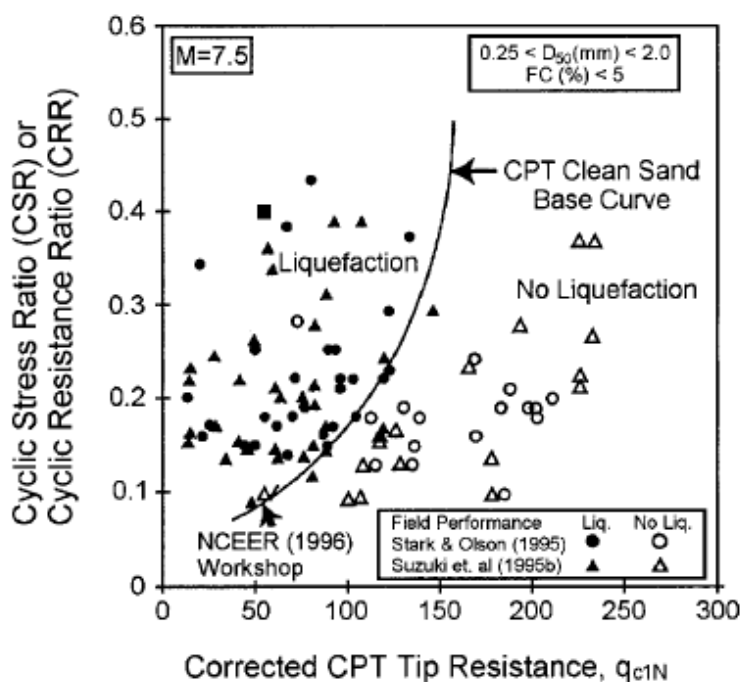
Στη συνέχεια, η εκτιμηθείσα αντοχή $CRR_{7.5}$ διορθώνεται για το πραγματικό μέγεθος του σεισμού σχεδιασμού M_w , χρησιμοποιώντας το διορθωτικό συντελεστή μεγέθους MSF , σύμφωνα με τη σχέση:

$$CRR = MSF CRR_{7.5} \quad (5.11)$$

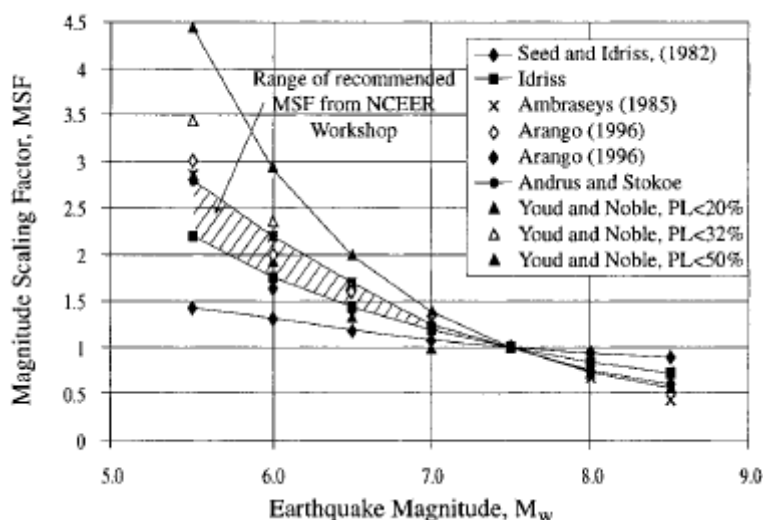
Όπου MSF δίνεται από την απλουστευτική σχέση:

$$MSF = 10^{2.24} / M_w^{2.56} \quad (5.12)$$

η οποία αποδίδει το κάτω όριο της γραμμοσκιασμένης περιοχής διορθωτικών συντελεστών από τη βιβλιογραφία, όπως παρουσιάζονται στο Σήμα 5.5.



Σχήμα 5.4 Καμπύλη υπολογισμού του CRR από δεδομένα CPT και εμπειρικά δεδομένα ρευστοποιήσεων από επεξεργασμένα ιστορικά περιστατικά (Robertson και Wride 1998)



Σχήμα 5.5 Καμπύλη υπολογισμού διορθωτικού συντελεστή MSF (Youd & Idriss 2001)

Βήμα 4: Εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης FS_L

Όπως προαναφέρθηκε στο Βήμα 2, σε περίπτωση που η πρώτη εκτίμηση του δείκτη τύπου εδάφους (με εκθέτη $n=1.0$) δίνει $I_c > 2.6$, τότε το έδαφος είναι αρκετά αργιλικό, οπότε θεωρείται πρακτικώς μη ρευστοποιήσιμο, και ο συντελεστής ασφαλείας έναντι

ρευστοποίησης FS_L θεωρείται πρακτικώς άπειρος.

Σε κάθε άλλη περίπτωση, εκτιμάται η αντοχή σε ρευστοποίηση CRR (βήμα 3) και συγκρίνεται με τη δράση του σεισμού CSR (βήμα 1). Στις περιπτώσεις αυτές, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης FS_L δίνεται από τη σχέση:

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (5.13)$$

Όπου CRR η αντοχή σε ρευστοποίηση για το σεισμό σχεδιασμού όπως προκύπτει από τη σχέση 5.11 και CSR η επιβαλλόμενη δράση του σεισμού όπως προκύπτει από τη σχέση 5.1 (βήμα1).

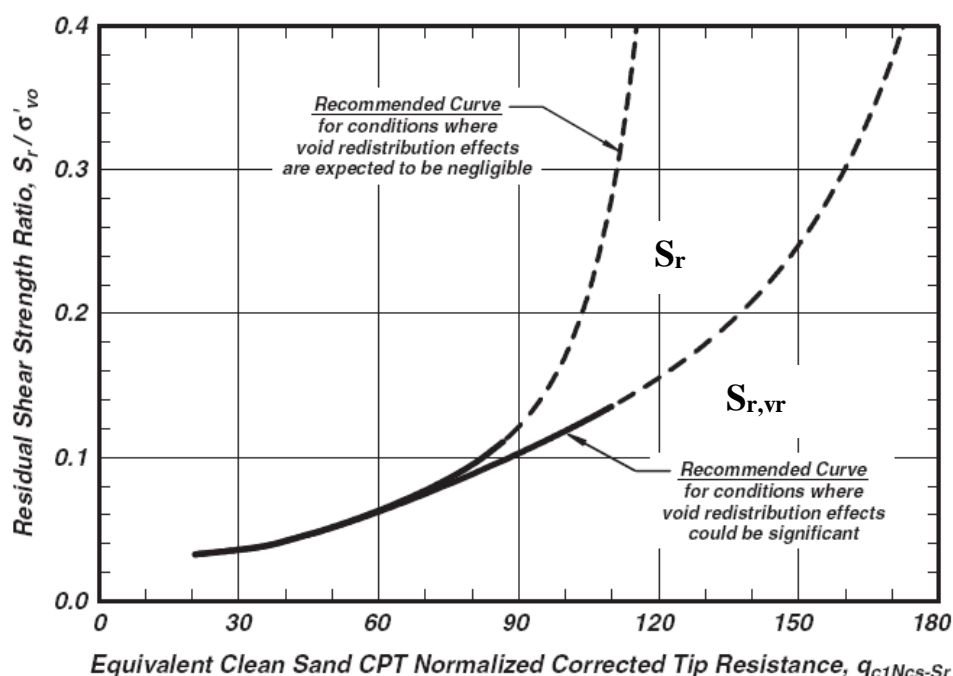
5.3 Εκτίμηση παραμένουσας διατμητικής αντοχής S_r μετά τη ρευστοποίηση

Από ανάλυση ιστορικών περιστατικών ρευστοποίησης εδαφών έχει διαπιστωθεί ότι η αντοχή του ρευστοποιημένου εδάφους ($FS_L \leq 1$) μετά τη ρευστοποίηση δεν είναι μηδενική, αλλά λαμβάνει κάποια πεπερασμένη μη-μηδενική τιμή S_r , η οποία είναι συνάρτηση της αρχικής αντοχής της πριν τη ρευστοποίηση (υπό στατικές συνθήκες, με μηδενικές υπερπιέσεις πόρων Δu).

Μεθοδολογίες για την εκτίμηση της διατμητικής αντοχής μετά την ρευστοποίηση, S_r , από ρευστοποιημένα, χωρίς συνοχή ή χωρίς πλαστιμότητα, εδάφη έχουν αναπτυχθεί πολλές τα τελευταία 25 χρόνια. Πρόκειται κατ' αρχήν για μεθοδολογίες που χρειάζονται εργαστηριακές δοκιμές σε υψηλής ποιότητας δείγματα και αναπτύχθηκαν: α) με χρήση δειγμάτων μετά από ψύξη εδάφους (π.χ. Robertson et al. 2000) και β) με χρήση δειγμάτων από υψηλής ποιότητας δειγματοληπτικές τεχνικές σε συνδυασμό με διαδικασίες για την “διόρθωση” της διατμητικής αντοχής για την εκτίμηση της μεταβολής του όγκου που λαμβάνει χώρα κατά την διάρκεια της δειγματοληψίας και του ελέγχου (π.χ. Castro 1975, Castro και Poulos 1977, Poulos et al. 1985). Επιπλέον υπάρχουν μεθοδολογίες που βασίζονται στην ανάλυση ιστορικών περιστατικών για την εκτίμηση της επιτόπου διατμητικής αντοχής S_r των ρευστοποιημένων εδαφών και έχουν αναπτυχθεί από αντίστροφη ανάλυση ευστάθειας πρηνών που έχουν ολισθήσει λόγω ρευστοποίησης. Αρχικά παρουσιάστηκαν από τον Seed (1987) και στη συνέχεια τροποποιήθηκαν από μια σειρά ερευνητών (π.χ. Davis

et al. 1988, Seed et Harder 1990, Ishihira 1993, Wride et al.1999, Olson and Stark 2002).

Η πλέον τελευταία σχετική δημοσίευση είναι αυτή των Idriss & Boulanger (2007) η οποία συσχετίζει την παραμένουσα αντοχή μετά τη ρευστοποίηση S_r με την επιτόπου αντοχή του εδάφους πριν τη ρευστοποίηση, όπως αυτή ποσοτικοποιείται συναρτήσει επιτόπου μετρήσεων της δοκιμής SPT και CPT. Στην παρούσα εργασία, τα πλέον αξιόπιστα δεδομένα προέρχονται από δοκιμές CPT, συνεπώς η εκτίμηση της παραμένουσας αντοχής μετά τη ρευστοποίηση S_r γίνεται σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα (Idriss and Boulanger 2007):



Σχήμα 5.6 Προτεινόμενες καμπύλες συσχέτισης του λόγου παραμένουσας αντοχής, S_r / σ'_{vo} , του ρευστοποιημένου εδάφους με την κανονικοποιημένη αντοχή αιχμής κώνου ισοδύναμης καθαρής άμμου (q_{c1N})_{cs} για σ'_{vo} μικρότερη των 400 kPa

Σύμφωνα με τους ίδιους ερευνητές, η παραμένουσα αντοχή S_r αδιαστατοποιημένη με την κατακόρυφο ενεργό τάση σ'_{vo} σχετίζεται με την κανονικοποιημένη αντοχή αιχμής κώνου ισοδύναμης καθαρής άμμου (q_{c1N})_{cs} (βλέπε βήμα 2 μεθοδολογίας ελέγχου ρευστοποίησης στην παράγραφο 5.2). Οι εξισώσεις που αποτυπώνουν αναλυτικά τις δύο (2) ανωτέρω καμπύλες δίνονται παρακάτω:

$$\frac{S_{r,vr}}{\sigma'_{Vo}} = \exp \left(\frac{q_{clNcs-Sr}}{245} - \left(\frac{q_{clNcs-Sr}}{617} \right)^2 + \left(\frac{q_{clNcs-Sr}}{106} \right)^3 - 4.42 \right) \leq \tan \phi' \quad (5.14)$$

$$\frac{S_r}{\sigma'_{Vo}} = \exp \left(\frac{q_{clNcs-Sr}}{24.5} - \left(\frac{q_{clNcs-Sr}}{61.7} \right)^2 + \left(\frac{q_{clNcs-Sr}}{10.6} \right)^3 - 4.42 \right) \times \left(1 + \exp \left(\frac{q_{clNcs-Sr}}{111} - 9.82 \right) \right) \leq \tan \phi' \quad (5.15)$$

με την πρώτη σχέση να αφορά περιπτώσεις όπου η ανακατανομή του δείκτη πόρων λόγω εμποδιζόμενης ροής και εμποδιζόμενης εκτόνωσης των υπερπίεσεων πόρων Δu είναι πιθανή (περιπτώσεις με επαλληλία συνεκτικών και μη-συνεκτικών στρώσεων), και τη δεύτερη για περιπτώσεις όπου η εν λόγω ανακατανομή δεν είναι πιθανή (περιπτώσεις ομοιόμορφων στρώσεων). Το γεγονός της ανακατανομής του δείκτη πόρων πρακτικώς συνεπάγεται τοπική αύξηση του δείκτη πόρων της ρευστοποιήσιμης στρώσης (ειδικά στο άνω μέρος της), μια χαλάρωση που οδηγεί αναπόφευκτα σε μείωση της παραμένουσας αντοχής, δηλαδή $S_{r,vr} \leq S_r$ (βλέπε Σχήμα 5.6 και σχέσεις 5.14 και 5.15)

Οι εκτιμήσεις της παραμένουσας αντοχής S_r μετά τη ρευστοποίηση θα χρησιμοποιηθούν στις αναλύσεις ευστάθειας πρηνών, για όσες στρώσεις βρεθούν ως ρευστοποιήσιμες με βάση τους ελέγχους του παρόντος Κεφαλαίου.

5.4 Αποτελέσματα ελέγχων ρευστοποίησης

Με βάση τα αποτελέσματα των αναλύσεων σεισμικής απόκρισης (βλέπε Κεφάλαιο 4), η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση a_{max} στην επιφάνεια του εδάφους στις τέσσερις (4) υπό μελέτη θέσεις εκτέλεσης CPT έχουν ως εξής:

Σεισμός	CPT1	CPT4	CPT6	CPT7
Αίγιο (1995)	0.430g	0.441g	0.380g	0.371g
Κεφαλονιά (1983)	0.503g	0.406g	0.309g	0.365g
Καλαμάτα (1986)	0.511g	0.487g	0.393g	0.353g
Μέση τιμή	0.481g	0.445g	0.361g	0.363g

Δεδομένης της έλλειψης καταγραφής του σεισμού του 1995 στις θέσεις των CPT (ή γενικότερα στην υπό μελέτη περιοχή της Ερατεινής), ως μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους a_{max} για τους ελέγχους ρευστοποίησης θα λαμβάνεται η μέση τιμή από τις αναλύσεις σεισμικής απόκρισης, εκτός αν η ανάλυση με τη χρονοϊστορία «Αίγιο 1995» είναι δυσμενέστερη. Με βάση την ανωτέρω συλλογιστική, οι τιμές των a_{max} ανά θέση που θα χρησιμοποιηθούν στους ελέγχους ρευστοποίησης εμφανίζονται με έντονα γράμματα στον ανωτέρω πίνακα, και υποδεικνύουν ότι οι τιμές της a_{max} στην υπό μελέτη περιοχή θα πρέπει να ήταν αρκετά υψηλές ($a_{max} = 0.371 - 0.481g$).

Τα αποτελέσματα των ελέγχων ρευστοποίησης στις 4 θέσεις εκτέλεσης CPT για τις ανωτέρω τιμές a_{max} παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.7, 5.8, 5.9 και 5.10, όπου δίνονται αναλυτικά, πέραν της στρωματογραφίας της θέσης (υιοθετούμενη από το Κεφάλαιο 3), η μεταβολή με το βάθος:

- της κανονικοποιημένης αντοχής αιχμής κώνου ισοδύναμης καθαρής άμμου $(q_{c1N})_{cs}$,
- του Συντελεστή Ασφαλείας έναντι Ρευστοποίησης FS_L και
- των εκτιμώμενων τιμών της παραμένουσας αντοχής μετά τη ρευστοποίηση S_r , μόνο για τις στρώσεις όπου $FS_L < 1$.

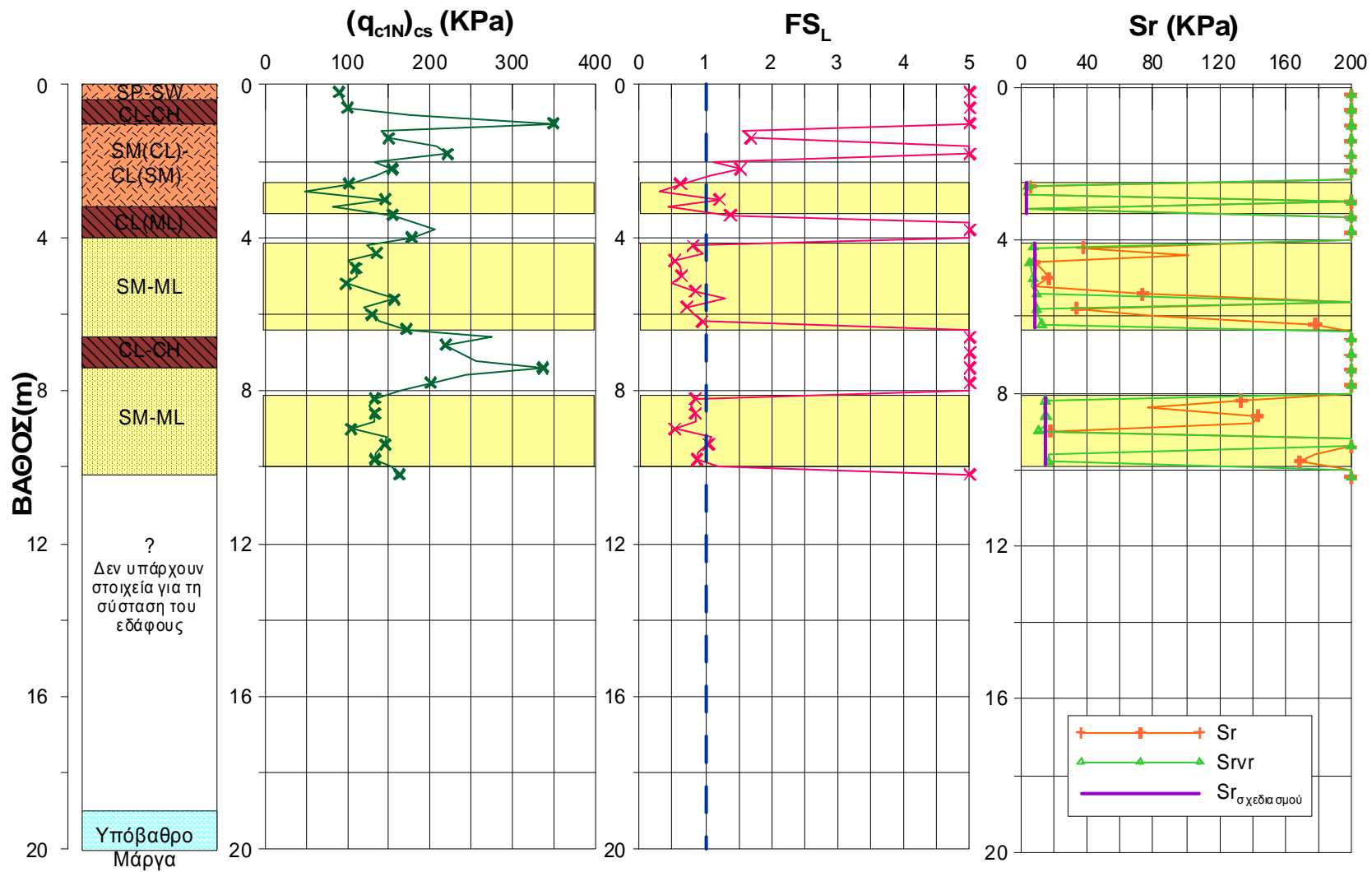
Σημειώνεται ότι σε κάθε ρευστοποιήσιμη στρώση δίνονται δύο εκτιμήσεις τιμών S_r , η μια για συνθήκες όπου η επίδραση της ανακατανομής του δείκτη πόρων (void redistribution) δεν αναμένεται σημαντική (S_r) και μια όπου η εν λόγω επίδραση αναμένεται σημαντική $S_{r,vr}$. Στα ίδια σχήματα έχει σημειωθεί και η τιμή S_r σχεδιασμού που θα χρησιμοποιηθεί στις αναλύσεις ευστάθειας πρανών του Κεφαλαίου 6. Η τιμή σχεδιασμού S_r βασίζεται στις εκτιμήσεις $S_{r,vr}$, και αυτό γιατί στις θέσεις ελέγχου έχουμε γενικώς αλληπάλληλες στρώσεις συνεκτικών και μη συνεκτικών εδαφών (βλέπε στρωματογραφία), που εμποδίζουν την κατακόρυφη ροή και την επακόλουθη εκτόνωση των υπερπιέσεων πόρων των ρευστοποιούμενων μη συνεκτικών στρώσεων, ένα γεγονός που αναμένεται να προκάλεσε ανακατανομή του δείκτη πόρων (void redistribution).

Σημειώνεται επίσης ότι με **κίτρινο χρώμα** εντοπίζονται οι στρώσεις που παρουσιάζουν $FS_L < 1$ και έχουν επαρκές πάχος ($\geq 0.5\text{m}$), ώστε να μπορούν να θεωρηθούν γεωγραφικά συνεχείς, και να συσχετισθούν πιθανώς με τις παρατηρηθείσες αστοχίες πρανών (βλέπε Κεφάλαιο 6). Επισημαίνεται τέλος, ότι τιμή συντελεστού ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης $FS_L = 5$ στα Σχήματα αυτά πρακτικώς υποδηλώνει μη ρευστοποιήσιμη στρώση, όπως και η τιμή $S_r = 200 \text{ KPa}$.

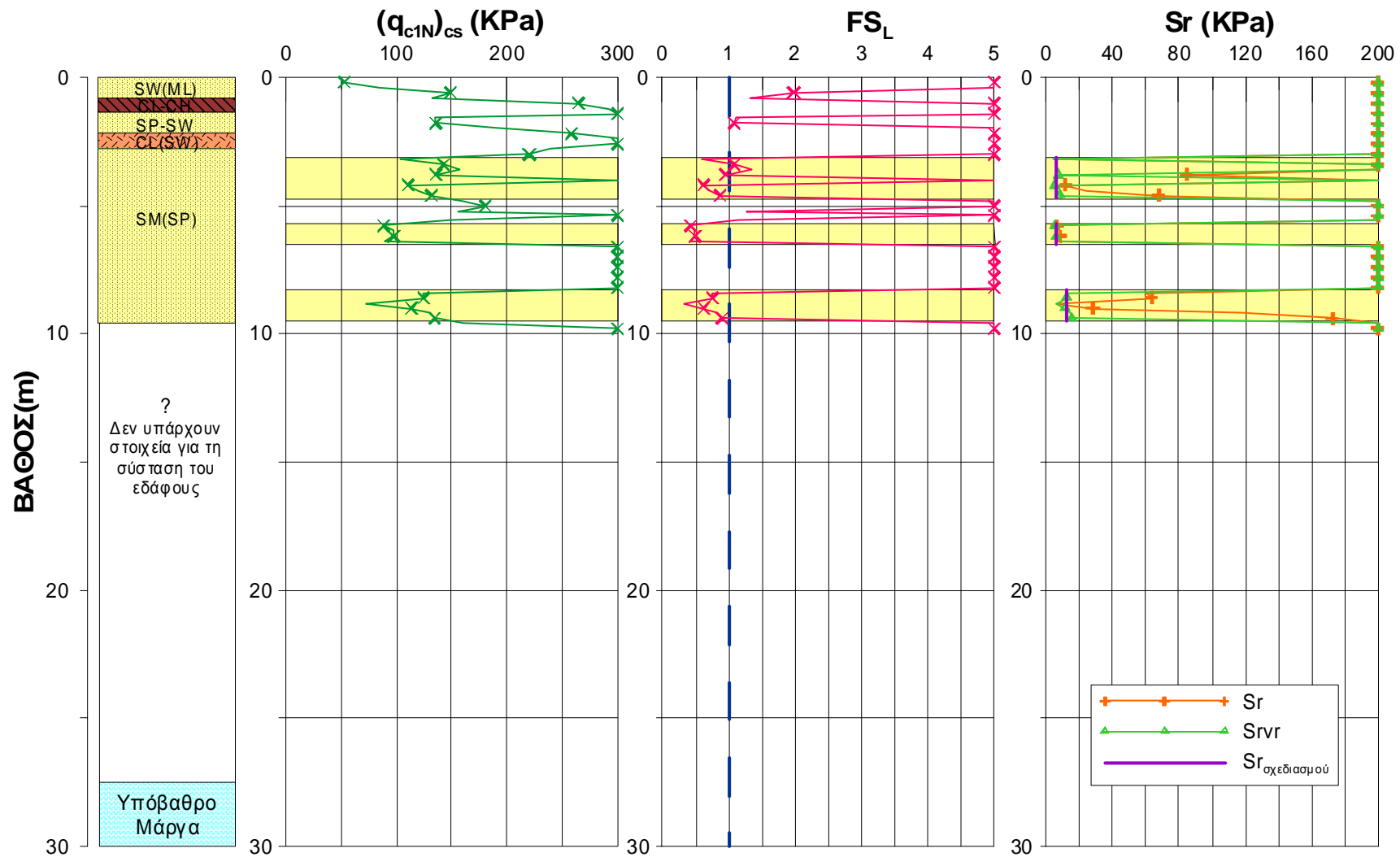
Συνολικά, με βάση τα αποτελέσματα των ελέγχων ρευστοποίησης που παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.7 έως 5.10 προκύπτουν τα κάτωθι συμπεράσματα για την απόκριση κατά το σεισμό της 15-6-1995:

- Στη θέση της CPT1, θα πρέπει να ρευστοποιήθηκαν τρεις (3) υπο-στρώσεις (σε βάθη: 2.5-3.3m, 4.1-6.3m και 8.1-9.9m) αρκετού πάχους η κάθε μία (πάχη: 0.8m, 2.2m, 1.8m), γεγονός που θα πρέπει να συνδέεται και με την ιδιαίτερα έντονη σεισμική ένταση στη θέση αυτή ($a_{\max} = 0.481\text{g}$).
- Στη θέση της CPT4, θα πρέπει να ρευστοποιήθηκαν και πάλι τρεις (3) υπο-στρώσεις (σε βάθη: 3.1-4.7m, 5.7-6.5m και 8.3-9.5m), αλλά μικρότερου πάχους (πάχη: 1.6m, 0.8m, 1.2m) σε σχέση με τη CPT1, γεγονός που συνδέεται με σχετικά υψηλότερες τιμές αντοχής (q_{c1N})_{cs}, αλλά και την ελαφρώς μικρότερη σεισμική ένταση ($a_{\max} = 0.445\text{g}$).
- Στη θέση της CPT6, θα πρέπει να ρευστοποιήθηκαν αρκετές λεπτές υπο-στρώσεις (π.χ. έξι (6) στρώσεις στο Σχήμα 5.9), αλλά μόνο (1) μια εξ' αυτών (σε βάθος: 6.7- 7.3m) είχε οριακά επαρκές πάχος ($\geq 0.5\text{m}$) για να θεωρηθεί γεωγραφικά συνεχής και πιθανώς υπεύθυνη για σχετικές μετακινήσεις του σχετιζόμενου πρανούς. Το γεγονός αυτό σίγουρα συνδέεται και με τη σχετικά χαμηλότερης έντασης σεισμική διέγερση (εν συγκρίσει με τις θέσεις των CPT1 και CPT4), αλλά κυρίως οφείλεται στην πιο λεπτοστρωματώδη γεωτεχνική τομή της θέσης.
- Στη θέση της CPT7, θα πρέπει και πάλι να ρευστοποιήθηκαν αρκετές λεπτές υπο-στρώσεις (π.χ. επτά (7) στο Σχήμα 5.10), αλλά και πάλι μόνο δύο (2) εξ' αυτών (σε βάθη: 8.7- 9.7m και 10.7m- 11.3m) είχαν επαρκές πάχος ($\geq 0.5\text{m}$) για να θεωρηθούν γεωγραφικά συνεχείς, ώστε να συσχετισθούν πιθανώς με την παρατηρηθείσα αστοχία ροής στην περιοχή. Όπως και στη θέση της CPT6, το γεγονός αυτό σίγουρα συνδέεται και με τη

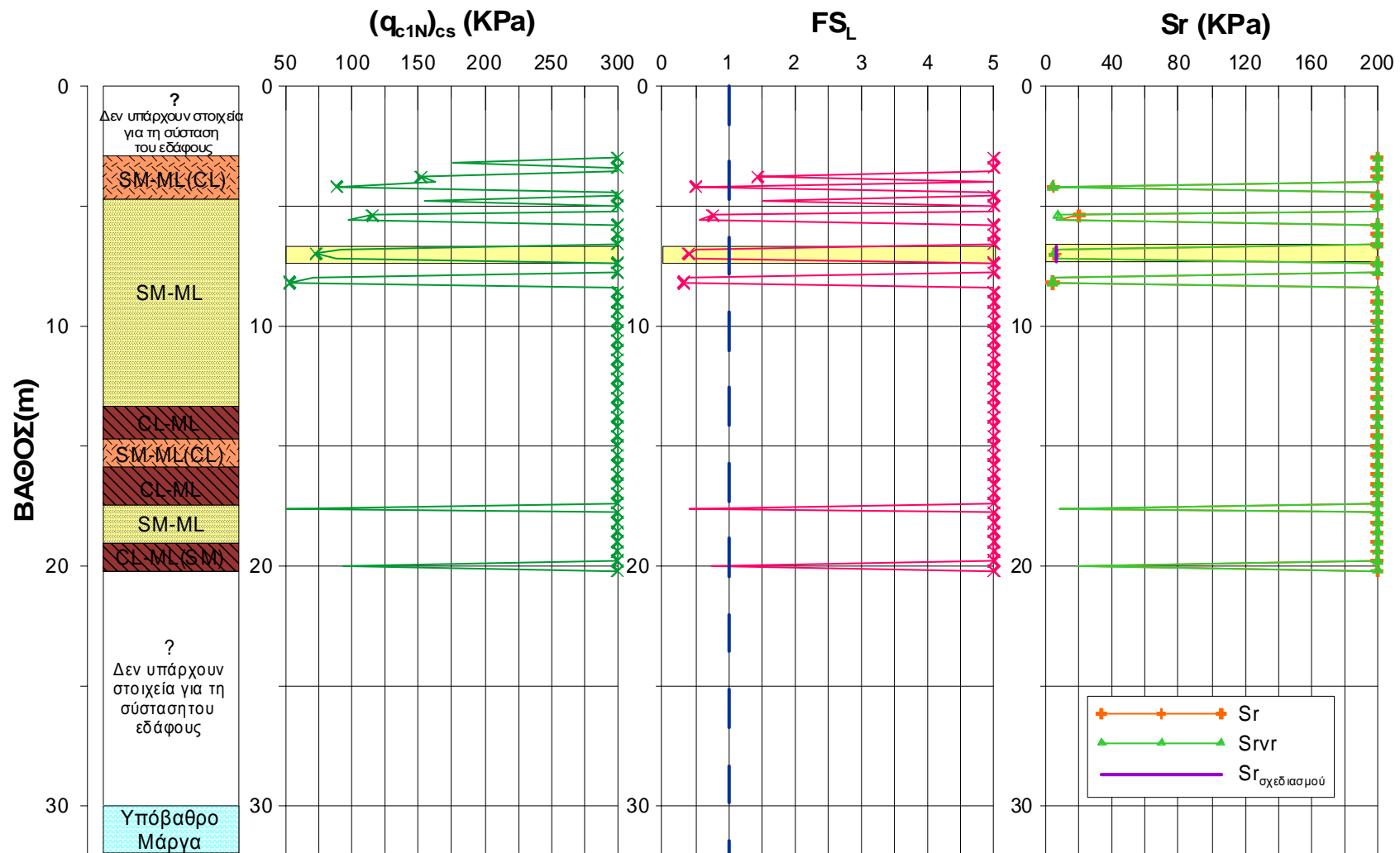
σχετικά χαμηλότερης έντασης σεισμική διέγερση (εν συγκρίσει με τις θέσεις των CPT1 και CPT4), αλλά κυρίως οφείλεται στην πιο λεπτοστρωματώδη γεωτεχνική τομή της θέσης.



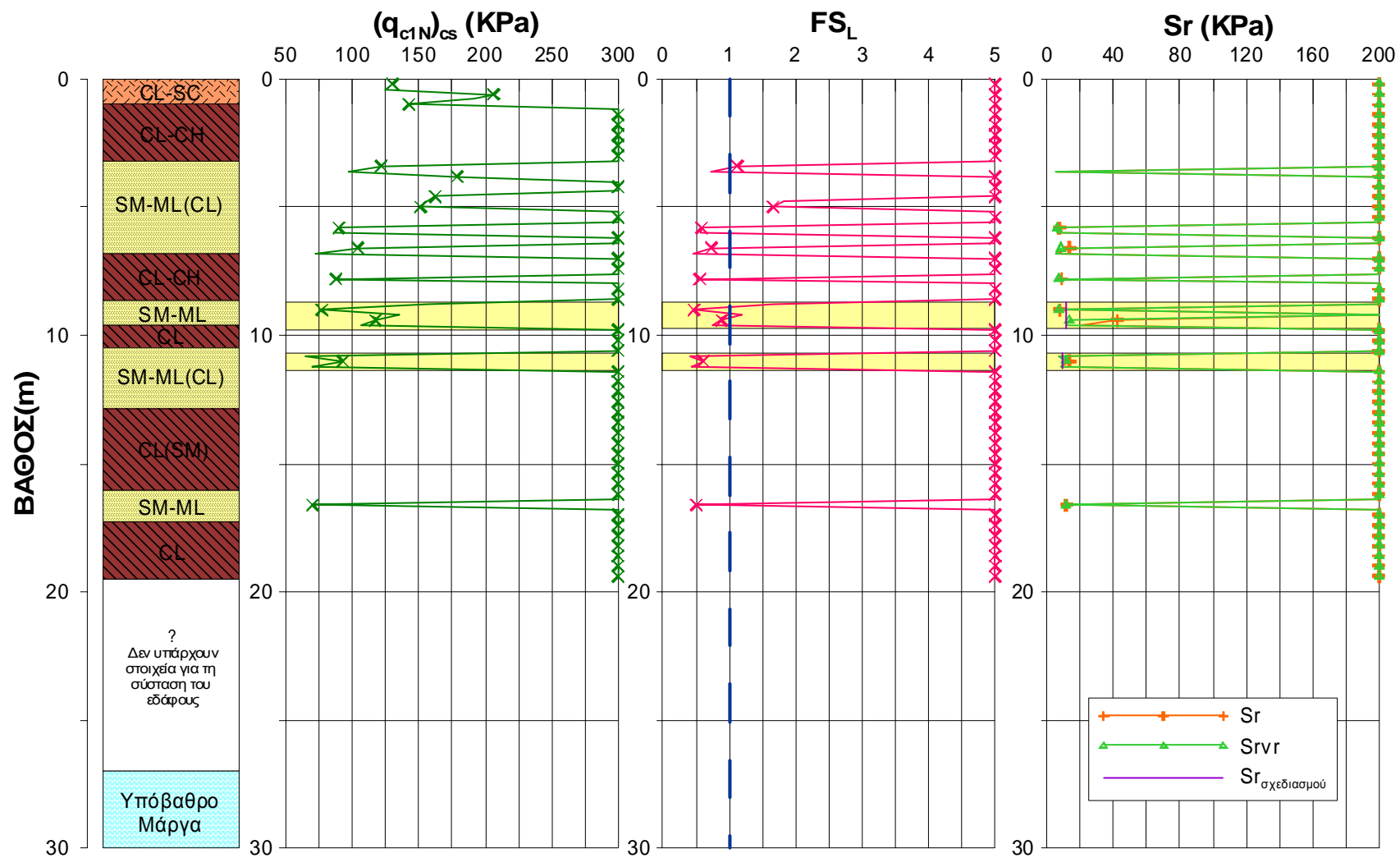
Σχήμα 5.7 Αποτελέσματα ελέγχων ρευστοποίησης επιτόπου δοκιμών DPSH1 & CPT1



Σχήμα 5.8 Αποτελέσματα ελέγχων ρευστοποίησης επιτόπου δοκιμών DPSH4 & CPT4



Σχήμα 5.9 Αποτελέσματα ελέγχων ρευστοποίησης επιτόπου δοκιμών DPSH6 & CPT6



Σχήμα 5.10 Αποτελέσματα ελέγχων ρευστοποίησης επιτόπου δοκιμών DPSH7 & CPT7



6ο Κεφάλαιο
Ανάλυση Ευστάθειας
Υποθαλάσσιων Πρανών

6. ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΥΠΟΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΠΡΑΝΩΝ

6.1 Εισαγωγή

Όπως έχει αναφερθεί, οι γεωφυσικές διασκοπήσεις και η τοπογραφική αποτύπωση του πυθμένα κατά μήκος της παραλίας Ερατεινής – Τολοφώνα υπέδειξαν κατολισθήσεις που χρονολογούνται από το σεισμό του Αιγίου της 15^{ης} Ιουνίου 1995. Η μορφή και η θέση των αστοχιών αυτών υποδηλώνουν ότι η βασική αιτία του φαινομένου θα πρέπει να ήταν η απώλεια της διατμητικής αντοχής των κάποιων εκ των λεπτών ιλυο-αμμωδών στρώσεων που ενυπάρχουν ανάμεσα σε λεπτές ιλυο-αργιλικές στρώσεις, λόγω ρευστοποίησης κατά τη διάρκεια του σεισμού. Τα αποτελέσματα του Κεφαλαίου 5 υποδεικνύουν ότι πρακτικώς σε όλες τις θέσεις υπήρξαν επαρκώς παχιές και συνεχείς ρευστοποιήσιμες στρώσεις, προεξάρχοντων των θέσεων CPT1 και CPT4, λιγότερο στη θέση των CPT7, και οριακά μόνο στη θέση της CPT4. Στο παρόν Κεφάλαιο λοιπόν θα αναλυθεί διεξοδικά η επίδραση της μορφολογίας του πρανού (διαστρωμάτωση – κλίση) με χρήση του λογισμικού ανάλυσης ευστάθειας πρανών GeoSlope, και αν η ρευστοποίηση μπορεί να εξηγήσει τις καταγραφείσες αστοχίες.

Για το σκοπό αυτό γίνεται κατ' αρχήν μια γεωγραφική γενίκευση της στρωματογραφίας, με βάση τις επιτόπου μετρήσεις, τη βυθομέτρηση του πυθμένα και τη γεωφυσική διασκόπηση, κάνοντας μια εύλογη παραδοχή για το πώς πρέπει να ήταν το πρανές πριν την αστοχία. Στη συνέχεια γίνονται τριών (3) ειδών αναλύσεις ευστάθειας πρανών:

- α) **στατικές** που εκτιμούν την ευστάθεια πριν το σεισμό του Αιγίου, υιοθετώντας τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής που υπολογίσθηκαν στο Κεφάλαιο 3,
- β) **ψευδο-στατικές** που εκτιμούν την ευστάθεια κατά τη διάρκεια του σεισμού του Αιγίου, υιοθετώντας τη σεισμική ένταση που υπολογίσθηκε στο Κεφάλαιο 4, και
- γ) **στατικές** που εκτιμούν την ευστάθεια αμέσως μετά το σεισμό του Αιγίου, λαμβάνοντας υπόψη τη ρευστοποίηση επιμέρους στρώσεων και πριν προλάβουν να εκτονωθούν οι αναπτυχθείσες υπερπίεσεις πόρων λόγω του εγκλωβισμού

των εν λόγω στρώσεων ανάμεσα σε συνεκτικές στρώσεις χαμηλής διαπερατότητας, σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5.

Σε όλες τις περιπτώσεις θεωρήθηκε ότι η στρωματογραφία και οι μηχανικές ιδιότητες του εδάφους οι οποίες προέκυψαν από τις χερσαίες γεωτεχνικές έρευνες επεκτείνονται και στο παράκτιο τμήμα του πυθμένα. Η πλευρική επέκταση έγινε με την εύλογη παραδοχή ότι οι χερσαίες ζώνες συνεχίζουν παράλληλα προς το γεωλογικό υπόβαθρο με το ίδιο πάχος. Η παραδοχή αυτή έγινε υποχρεωτικά δεδομένου ότι οι γεωτεχνικές έρευνες που εκτελέστηκαν περιορίστηκαν ουσιαστικά στη χερσαία ζώνη κατά μήκος της ακτής και δεν επεκταθήκαν εντός της θάλασσας.

6.2 Γεωτεχνική διαστρωμάτωση στις θέσεις των CPT

Στην παρούσα παράγραφο γίνεται η γεωτεχνική διαστρωμάτωση στις θέσεις των CPT, με βάση: α) τη γεωλογική διαστρωμάτωση επί τη βάση των δοκιμών CPT (κατά Robertson 1990), β) τις εμπειρικές συσχετίσεις εκτίμησης της γωνίας τριβής ϕ' μη-συνεκτικών στρώσεων και της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u συνεκτικών στρώσεων (που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 3) και γ) τους ελέγχους ρευστοποίησης που παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 5. Η εν λόγω γεωτεχνική διαστρωμάτωση θα χρησιμοποιηθεί στη συνέχεια του παρόντος κεφαλαίου για την εκτέλεση αναλύσεων ευστάθειας πρανών για τομές που διέρχονται από τις εν λόγω θέσεις εκτέλεσης CPT.

Για τις στατικές και τις ψευδο-στατικές αναλύσεις ευστάθειας πρανών θα χρησιμοποιηθούν οι τιμές παραμέτρων διατμητικής αντοχής που δίνονται στους Πίνακες 6.1α, 6.2α, 6.3α και 6.4α, για τις θέσεις CPT1, CPT4, CPT6 και CPT7. Το εύλογο των επιλεγέντων παραμέτρων διατμητικής αντοχής προκύπτει από τις συγκρίσεις των εμπειρικών εκτιμήσεων των ϕ' και S_u και των τελικά επιλεγέντων τιμών που έχουν παρουσιασθεί ήδη στο Κεφάλαιο 3 (στα Σχήματα 3.5 έως 3.8 για τις θέσεις CPT1, CPT4, CPT6 και CPT7, αντίστοιχα) και δεν επαναλαμβάνονται εδώ χάριν συντομίας.

Σύμφωνα με τους ελέγχους ρευστοποίησης του Κεφαλαίου 5, σε συγκεκριμένες υπο-στρώσεις (πάχους 0.2m) εκτιμώνται συντελεστές ασφαλείας $FS_L < 1$, τιμή που υποδηλώνει ρευστοποίηση της υπο-στρώσης. Μια τέτοια μεμονωμένη εμφάνιση ρευστοποιήσιμης υπο-στρώσης δε θεωρείται αυτόματα ζώνη εκτεταμένης

ρευστοποίησης που θα πρέπει να ληφθεί υπόψη στη γεωτεχνική διαστρωμάτωση και στις αναλύσεις ευστάθειας πρανών, καθώς τέτοιες υπο-στρώσεις θεωρούνται μη-συνεχείς ρευστοποιημένοι θύλακες που δε μπορούν να οδηγήσουν σε αστοχία ροής πρανούς. Πρακτικώς, ως ζώνη εκτεταμένης ρευστοποίησης που θα πρέπει να ληφθεί υπόψη στη γεωτεχνική διαστρωμάτωση και στις αναλύσεις ευστάθειας πρανών θεωρείται κάθε στρώση πάχους $> 0.5\text{m}$ που χαρακτηρίζεται από $FS_L < 1$. Οι ζώνες αυτές μπορούν να περιλαμβάνουν και συνορεύουσες υπο-στρώσεις που εμφανίζουν $FS_L < 1.5$, γιατί και αυτές έχουν αναπτύξει αρκετή υπερπίεση πόρων ώστε να συμπεριφέρονται ως μια πιο παχιά και εκτεταμένη ζώνη χαμηλής διατμητικής αντοχής.

Η χαμηλή διατμητική αντοχή της ρευστοποιημένης ζώνης εκτιμάται ως η παραμένουσα αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_r μετά τη ρευστοποίηση, και εκ των δύο πιθανών τιμών αυτής (βλέπε Κεφάλαιο 5) λαμβάνεται η μικρότερη που αντιστοιχεί σε συνθήκες με ανακατανομή των κενών πόρων (void redistribution). Αυτή η επιλογή υπαγορεύεται από τη διαστρωμάτωση που σε όλες τις θέσεις χαρακτηρίζεται από αλληπάλληλες στρώσεις συνεκτικών και μη-συνεκτικών υλικών που δεν επιτρέπουν την ταχεία στράγγιση μετά το πέρας της δόνησης και οδηγεί σε ανακατανομή κενών πόρων (αύξηση τους στο άνω μέρος των ρευστοποιημένων μη-συνεκτικών στρώσεων που καλύπτονται από συνεκτική στρώση, λόγω εγκλωβισμού του ρέοντος υγρού πόρων οφειλόμενη στη ραγδαία μείωση της διαπερατότητας στην καλύπτουσα συνεκτική στρώση). Οι τιμές αυτές της παραμένουσας αντοχής χρησιμοποιούνται στις στατικές αναλύσεις ευστάθειας πρανών μετά το πέρας της δόνησης, και είναι οι μόνες αλλαγές στις παραμέτρους διατμητικής αντοχής των αναλύσεων ευστάθειας πρανών, όπως συνοψίζονται στους Πίνακες 6.1β, 6.2β, 6.3β και 6.4β, για τις θέσεις CPT1, CPT4, CPT6 και CPT7. Το εύλογο των επιλεγέντων τιμών παραμένουσας αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_r μετά τη ρευστοποίηση προκύπτει από τις συγκρίσεις των εμπειρικών εκτιμήσεων αυτής για τις ρευστοποιημένες στρώσεις ($FS_L < 1$) και των τελικά επιλεγέντων τιμών, συγκρίσεις που έχουν ήδη παρουσιασθεί στο Κεφάλαιο 5 (στα Σχήματα 5.7 έως 5.10 για τις θέσεις CPT1, CPT4, CPT6 και CPT7, αντίστοιχα) και δεν επαναλαμβάνονται εδώ χάριν συντομίας.

Επισημαίνεται ότι οι Πίνακες 6.1 έως 6.4 έχουν τη μορφή των ζωνών διαφορετικών υλικών, όπως αυτά πρόκειται να ενσωματωθούν στο λογισμικό GeoSlope για τις

αναλύσεις ευστάθειας πρανών. Υπογραμμίζεται τέλος, ότι στις θέσεις των CPT1, CPT4 και CPT7, και ειδικά σε βαθιές στρώσεις, δεν είναι σαφής ο συνεκτικός ή μη τύπος των εδαφών και για το λόγο αυτό δίνονται τιμές σχεδιασμού τόσο της γωνίας τριβής ϕ' (για μη συνεκτική θεώρηση των εν λόγω στρώσεων) όσο και της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u (για συνεκτική θεώρηση των ίδιων στρώσεων). Το ποια από τις δύο θεωρήσεις είναι κρίσιμη θα βασισθεί στις στατικές αναλύσεις που θα ακολουθήσουν.

Πίνακας 6.1α: Παράμετροι Σχεδιασμού για τη γεωτεχνική διαστρωμάτωση της θέσης CPT1 – Στατική & Ψευδοστατική Ανάλυση Ευστάθειας Πρανούς

α/α	βάθος	Χαρακτηρισμός USCS	ϕ' (°)	S_u (kPa)
1	0.0 – 0.5	SP-SW	35	
2	0.5 – 1.1	CL-CH		140
3a	1.1 – 2.5	SM(CL) – CL(SM)	36.5	
3b	2.5 – 3.3	SM(CL) – CL(SM)	36.5	
4	3.3 – 4.1	CL(ML)		170
5a	4.1 – 6.3	SM-ML	37	
5b	6.3 – 6.7	SM-ML	37	
6	6.7 – 7.5	CL-CH		460
7a	7.5 – 8.1	SM-ML	37.5	
7b	8.1 – 9.9	SM-ML	37.5	
7c	9.9 – 10.2	SM-ML	37.5	
8	10.2 – 13.9	δεν υπάρχουν στοιχεία*	39	160
9	13.9 – 17.1	δεν υπάρχουν στοιχεία*	33	80
10	17.1 – 19.0	δεν υπάρχουν στοιχεία		500
11	υπόβαθρο	Μάργα		500

* δίνονται τιμές τόσο ϕ' όσο και S_u , χάριν διερεύνησης της κρισιμότερης εκδοχής

Πίνακας 6.1β: Παράμετροι Σχεδιασμού για τη γεωτεχνική διαστρωμάτωση της θέσης CPT1 – Στατική Ανάλυση Ευστάθειας Πρανούς στο τέλος της δόνησης

α/α	βάθος	Χαρακτηρισμός USCS	ϕ' (°)	S_u ή S_r (kPa)
1	0.0 – 0.5	SP-SW	35	
2	0.5 – 1.1	CL-CH		140
3a	1.1 – 2.5	SM(CL) – CL(SM)	36.5	
3b	2.5 – 3.3	SM(CL) – CL(SM)		3
4	3.3 – 4.1	CL(ML)		170
5a	4.1 – 6.3	SM-ML		8
5b	6.3 – 6.7	SM-ML	37	
6	6.7 – 7.5	CL-CH		460
7a	7.5 – 8.1	SM-ML	37.5	
7b	8.1 – 9.9	SM-ML		15
7c	9.9 – 10.2	SM-ML	37.5	
8	10.2 – 13.9	δεν υπάρχουν στοιχεία*	39	160
9	13.9 – 17.1	δεν υπάρχουν στοιχεία*	33	80
10	17.1 – 19.0	δεν υπάρχουν στοιχεία		500
11	υπόβαθρο	Μάργα		500

* δίνονται τιμές τόσο ϕ' όσο και S_u , χάριν διερεύνησης της κρισιμότερης εκδοχής

Πίνακας 6.2α: Παράμετροι Σχεδιασμού για τη γεωτεχνική διαστρωμάτωση της θέσης CPT4 – Στατική & Ψευδοστατική Ανάλυση Ευστάθειας Πρανούς

α/α	βάθος	Χαρακτηρισμός USCS	ϕ' (°)	S_u (kPa)
1	0.0 – 0.9	SW(ML)	42	
2	0.9 – 1.5	CL-CH		440
3	1.5 – 2.3	SP-SW	41.5	
4	2.3 – 2.9	CL(SW)		260
5a	2.9 – 3.1	SM(SP)	36	
5b	3.1 – 4.7	SM(SP)	36	
5c	4.7 – 5.7	SM(SP)	36	
6a	5.7 – 6.5	SM(SP)	32	
6b	6.5 – 8.3	SM(SP)	32	
6c	8.3 – 9.5	SM(SP)	32	
6d	9.5 – 9.7	SM(SP)	32	
7	9.7 – 13.9	δεν υπάρχουν στοιχεία*	42	220
8	13.9 – 20.1	δεν υπάρχουν στοιχεία*	39	190
9	20.1 – 27.5	δεν υπάρχουν στοιχεία*	40.5	340**
10	υπόβαθρο	Μάργα		500

* δίνονται τιμές τόσο ϕ' όσο και S_u , χάριν διερεύνησης της κρισιμότερης εκδοχής

** εκτιμήθηκε ως μέση τιμή S_u από την άνω και κάτω στρώση

Πίνακας 6.2β: Παράμετροι Σχεδιασμού για τη γεωτεχνική διαστρωμάτωση της θέσης CPT4 – Στατική Ανάλυση Ευστάθειας Πρανούς στο τέλος της δόνησης

α/α	βάθος	Χαρακτηρισμός USCS	ϕ' (°)	S_u ή S_r (kPa)
1	0.0 – 0.9	SW(ML)	42	
2	0.9 – 1.5	CL-CH		440
3	1.5 – 2.3	SP-SW	41.5	
4	2.3 – 2.9	CL(SW)		260
5a	2.9 – 3.1	SM(SP)	36	
5b	3.1 – 4.7	SM(SP)		6
5c	4.7 – 5.7	SM(SP)	36	
6a	5.7 – 6.5	SM(SP)		6
6b	6.5 – 8.3	SM(SP)	32	
6c	8.3 – 9.5	SM(SP)		12
6d	9.5 – 9.7	SM(SP)	32	
7	9.7 – 13.9	δεν υπάρχουν στοιχεία*	42	220
8	13.9 – 20.1	δεν υπάρχουν στοιχεία*	39	190
9	20.1 – 27.5	δεν υπάρχουν στοιχεία*	40.5	340**
10	υπόβαθρο	Μάργα		500

* δίνονται τιμές τόσο ϕ' όσο και S_u , χάριν διερεύνησης της κρισιμότερης εκδοχής

** εκτιμήθηκε ως μέση τιμή S_u από την άνω και κάτω στρώση

Πίνακας 6.3α: Παράμετροι Σχεδιασμού για τη γεωτεχνική διαστρωμάτωση της θέσης CPT6 – Στατική & Ψευδοστατική Ανάλυση Ευστάθειας Πρανούς

α/α	βάθος	Χαρακτηρισμός USCS	ϕ' (°)	S_u (kPa)
1	0.0 – 2.9	δεν υπάρχουν στοιχεία		230
2	2.9 – 4.7	SM-ML(CL)	37	
3a	4.7 – 6.7	SM-ML	32	
3b	6.7 – 7.3	SM-ML	32	
3c	7.3 – 13.3	SM-ML	32	
4	13.3 – 14.7	CL-ML		170
5	14.7 – 15.9	SM-ML(CL)	35	
6	15.9 – 17.5	CL-ML		130
7	17.5 – 19.1	SM-ML	34.5	
8	19.1 – 20.3	CL-ML(SM)		230
9	20.3 – 22.1	δεν υπάρχουν στοιχεία		480
10	22.1 – 30.0	δεν υπάρχουν στοιχεία		490*
11	υπόβαθρο	Μάργα		500

* εκτιμήθηκε ως μέση τιμή S_u από την άνω και κάτω στρώση

Πίνακας 6.3β: Παράμετροι Σχεδιασμού για τη γεωτεχνική διαστρωμάτωση της θέσης CPT6 – Στατική Ανάλυση Ευστάθειας Πρανούς στο τέλος της δόνησης

α/α	βάθος	Χαρακτηρισμός USCS	ϕ' (°)	S_u ή S_r (kPa)
1	0.0 – 2.9	δεν υπάρχουν στοιχεία		230
2	2.9 – 4.7	SM-ML(CL)	37	
3a	4.7 – 6.7	SM-ML	32	
3b	6.7 – 7.3	SM-ML		6
3c	7.3 – 13.3	SM-ML	32	
4	13.3 – 14.7	CL-ML		170
5	14.7 – 15.9	SM-ML(CL)	35	
6	15.9 – 17.5	CL-ML		130
7	17.5 – 19.1	SM-ML	34.5	
8	19.1 – 20.3	CL-ML(SM)		230
9	20.3 – 22.1	δεν υπάρχουν στοιχεία		480
10	22.1 – 30.0	δεν υπάρχουν στοιχεία		490*
11	υπόβαθρο	Μάργα		500

* εκτιμήθηκε ως μέση τιμή S_u από την άνω και κάτω στρώση

Πίνακας 6.4α: Παράμετροι Σχεδιασμού για τη γεωτεχνική διαστρωμάτωση της θέσης CPT7 – Στατική & Ψευδοστατική Ανάλυση Ευστάθειας Πρανούς

α/α	βάθος	Χαρακτηρισμός USCS	ϕ' (°)	S_u (kPa)
1	0.0 – 1.1	CL-SC		340
2	1.1 – 3.3	CL-CH		500
3	3.3 – 6.9	SM-ML(CL)	35	
4	6.9 – 8.7	CL-CH		300
5	8.7 – 9.7	SM-ML	34	
6	9.7 – 10.5	CL		175
7a	10.5 – 10.7	SM-ML(CL)	32.5	
7b	10.7 – 11.3	SM-ML(CL)	32.5	
7c	11.3 – 12.9	SM-ML(CL)	32.5	
8	12.9 – 16.1	CL(SM)		190
9	16.1 – 17.3	SM-ML	31.5	
10	17.3 – 19.5	CL		65
11	19.5 – 23.1	δεν υπάρχουν στοιχεία*	40.5	250
12	23.1 – 27.0	δεν υπάρχουν στοιχεία		375**
13	υπόβαθρο	Μάργα		500

* δίνονται τιμές τόσο ϕ' όσο και S_u , χάριν διερεύνησης της κρισιμότερης εκδοχής

** εκτιμήθηκε ως μέση τιμή S_u από την άνω και κάτω στρώση

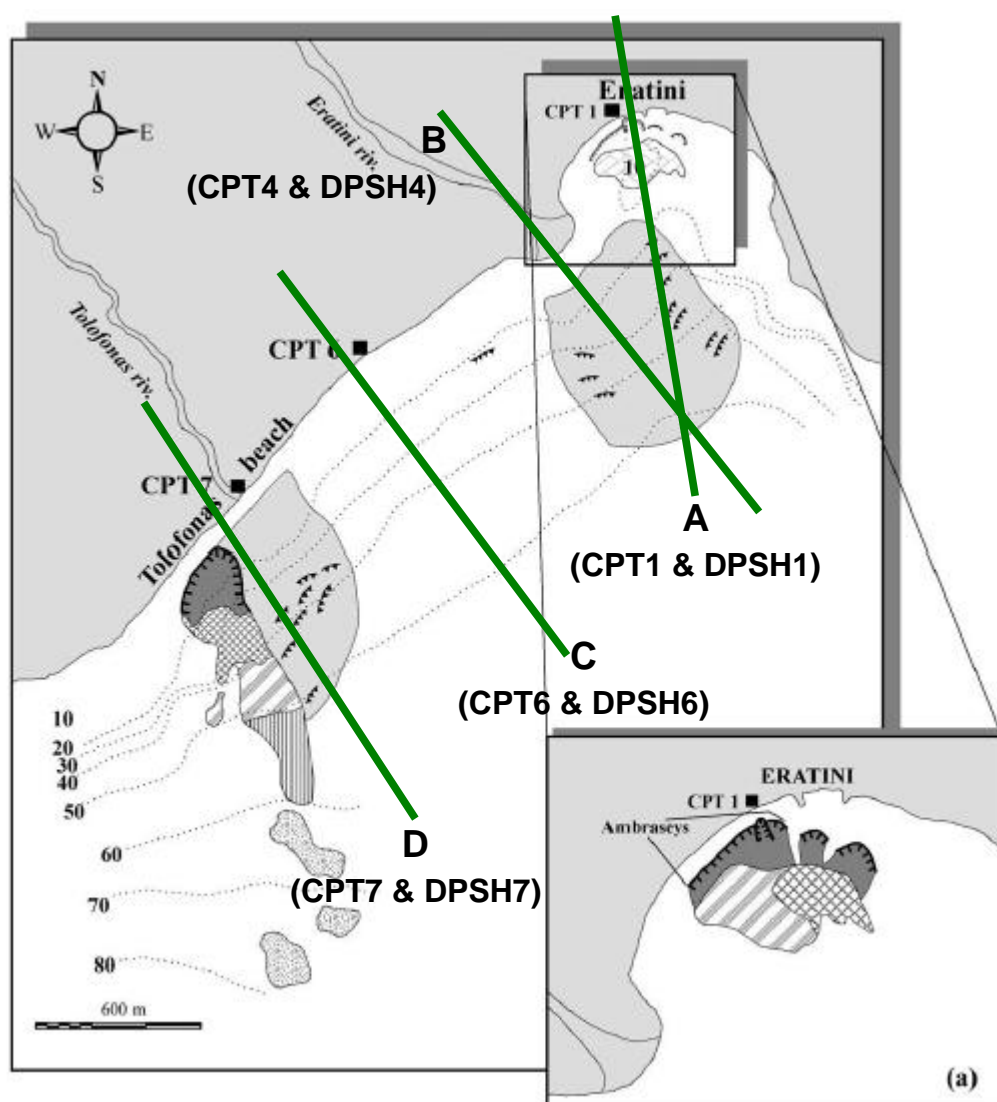
Πίνακας 6.4β: Παράμετροι Σχεδιασμού για τη γεωτεχνική διαστρωμάτωση της θέσης CPT7 – Στατική Ανάλυση Ευστάθειας Πρανούς στο τέλος της δόνησης

α/α	βάθος	Χαρακτηρισμός USCS	ϕ' (°)	S_u ή S_r (kPa)
1	0.0 – 1.1	CL-SC		340
2	1.1 – 3.3	CL-CH		500
3	3.3 – 6.9	SM-ML(CL)	35	
4	6.9 – 8.7	CL-CH		300
5	8.7 – 9.7	SM-ML		11
6	9.7 – 10.5	CL		175
7a	10.5 – 10.7	SM-ML(CL)	32.5	
7b	10.7 – 11.3	SM-ML(CL)		9
7c	11.3 – 12.9	SM-ML(CL)	32.5	
8	12.9 – 16.1	CL(SM)		190
9	16.1 – 17.3	SM-ML	31.5	
10	17.3 – 19.5	CL		65
11	19.5 – 23.1	δεν υπάρχουν στοιχεία*	40.5	250
12	23.1 – 27.0	δεν υπάρχουν στοιχεία		375**
13	υπόβαθρο	Μάργα		500

* δίνονται τιμές τόσο ϕ' όσο και S_u , χάριν διερεύνησης της κρισιμότερης εκδοχής

** εκτιμήθηκε ως μέση τιμή S_u από την άνω και κάτω στρώση

Στην συνέχεια παρουσιάζεται η τελικώς επιλεγείσα γεωτεχνική διαστρωμάτωση 2Δ κατακόρυφων τομών που διέρχονται από τις θέσεις των CPT. Πιο συγκεκριμένα, πρόκειται για τέσσερις 2Δ τομές A, B, C και D που διέρχονται από τις θέσεις των CPT1, CPT4, CPT6 και CPT7, αντίστοιχα, και οι θέσεις τους στην κάτοψη της περιοχής μελέτης παρουσιάζονται στο Σχήμα 6.1. Όπως προκύπτει από το σχήμα αυτό, οι εν λόγω τομές είναι «κατά το δυνατόν» κάθετες επί των ισοβαθών του πυθμένα στην περιοχή Ερατεινής-Τολοφώνα και διέρχονται και από τις εντοπισθείσες υπόγειες κατολισθήσεις λόγω του σεισμού του 1995.

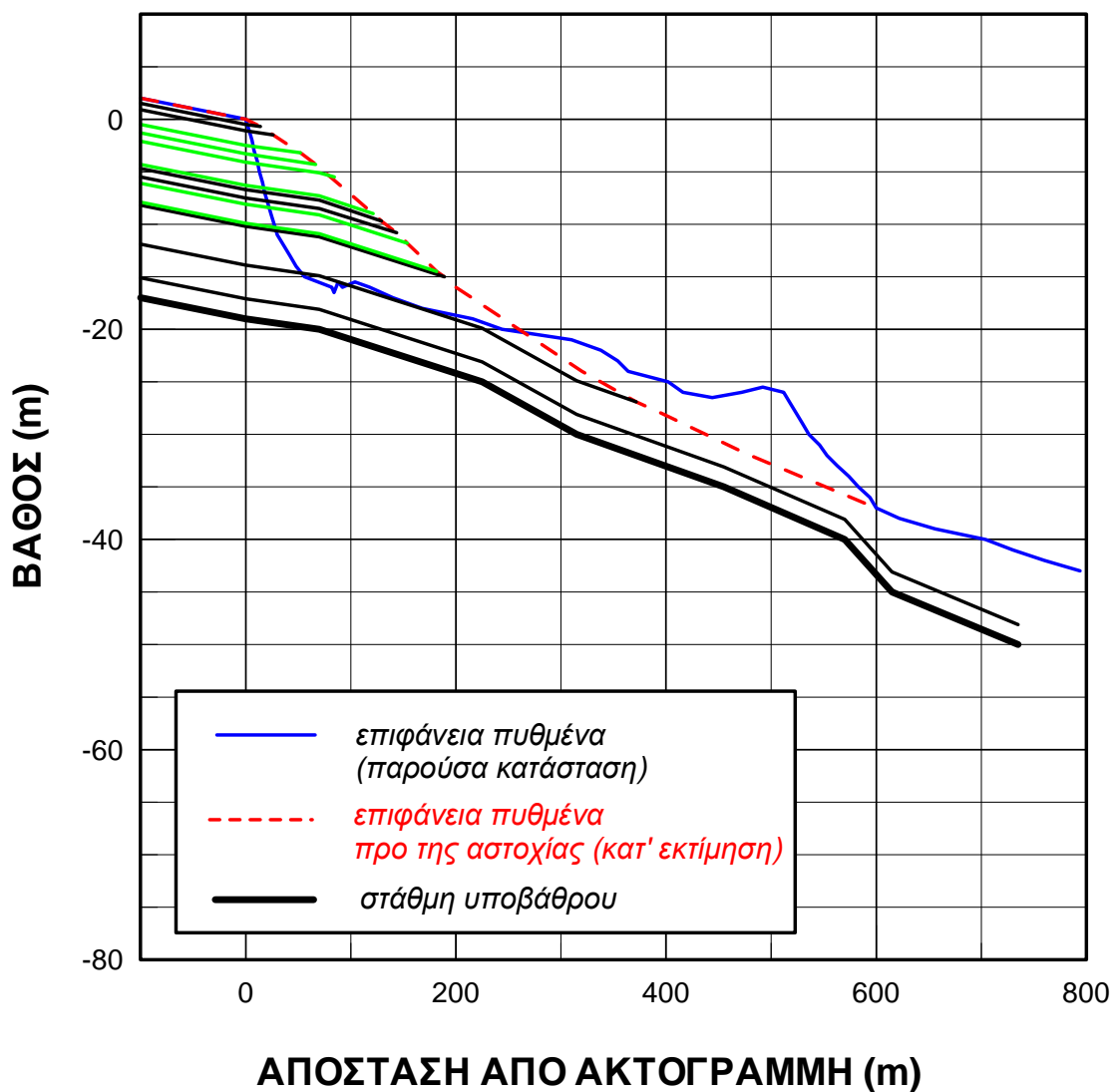


Σχήμα 6.1 Κάτοψη αποτυπωμένων κατολισθήσεων, θέσεις CPT και τομών A, B, C και D αναλύσεων ευστάθειας πρανών

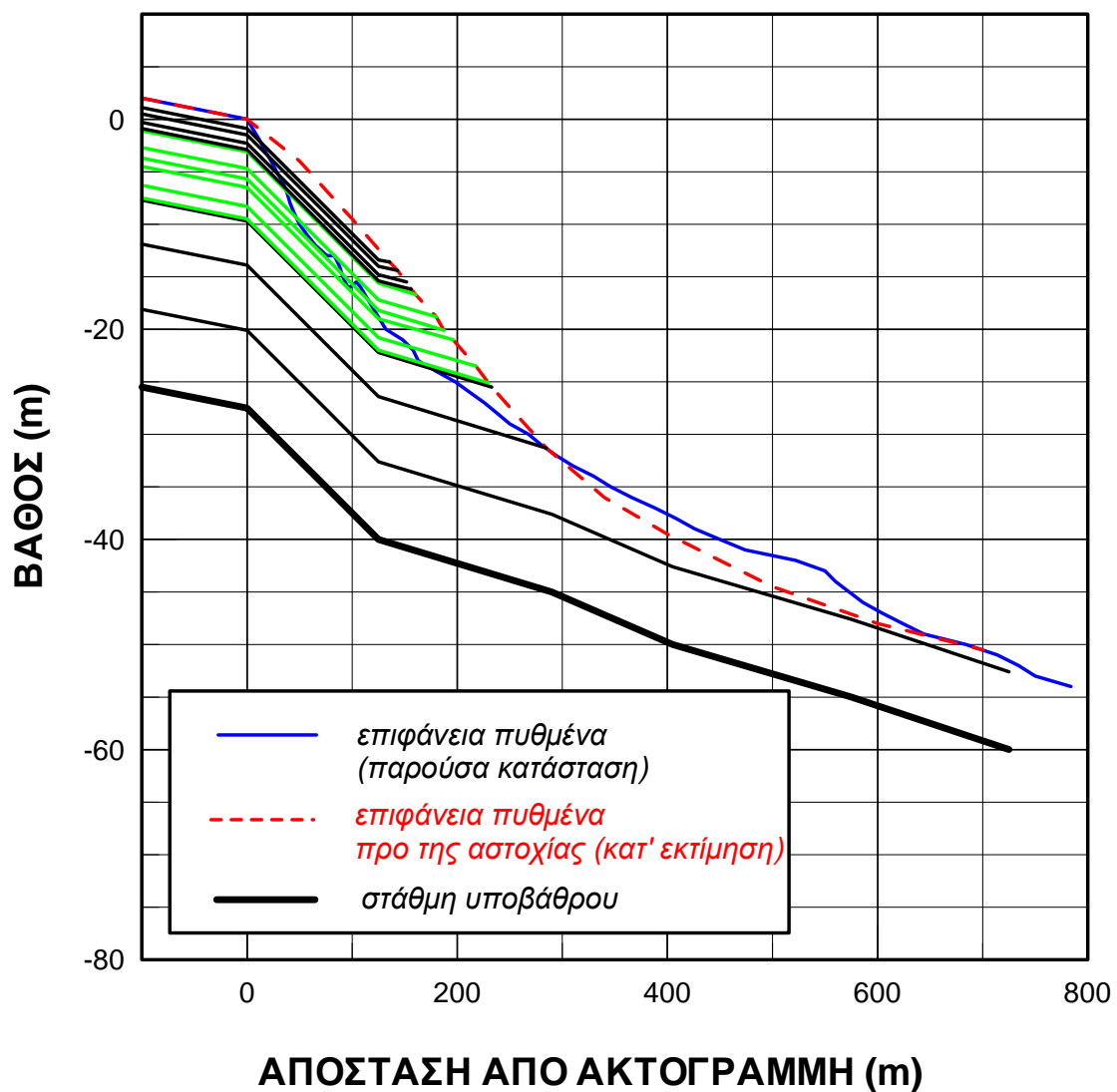
Η γεωτεχνική διαστρωμάτωση στις θέσεις των τομών A, B, C και D παρουσιάζεται στα Σχήματα 6.2 έως 6.5 αντίστοιχα. Στα ίδια σχήματα παρουσιάζεται η

αποτυπωμένη επιφάνεια του πυθμένα (μετά τις αστοχίες), το μετρημένο βάθος του βραχώδους υποβάθρου και η κατ' εκτίμηση μορφή της επιφάνειας του πυθμένα πριν τις αστοχίες. Επιπλέον, με πράσινες γραμμές αποτυπώνονται η άνω και κάτω ίνα των στρώσεων οι οποίες έχουν ένδειξη ρευστοποίησης με βάση τους ελέγχους του Κεφαλαίου 5. Επισημαίνεται η στρεβλή κλίμακα υψών και μηκών, ούτως ώστε να διαφανεί καθαρότερα η γεωτεχνική διαστρωμάτωση, η οποία βασίζεται στις παρακάτω παραδοχές:

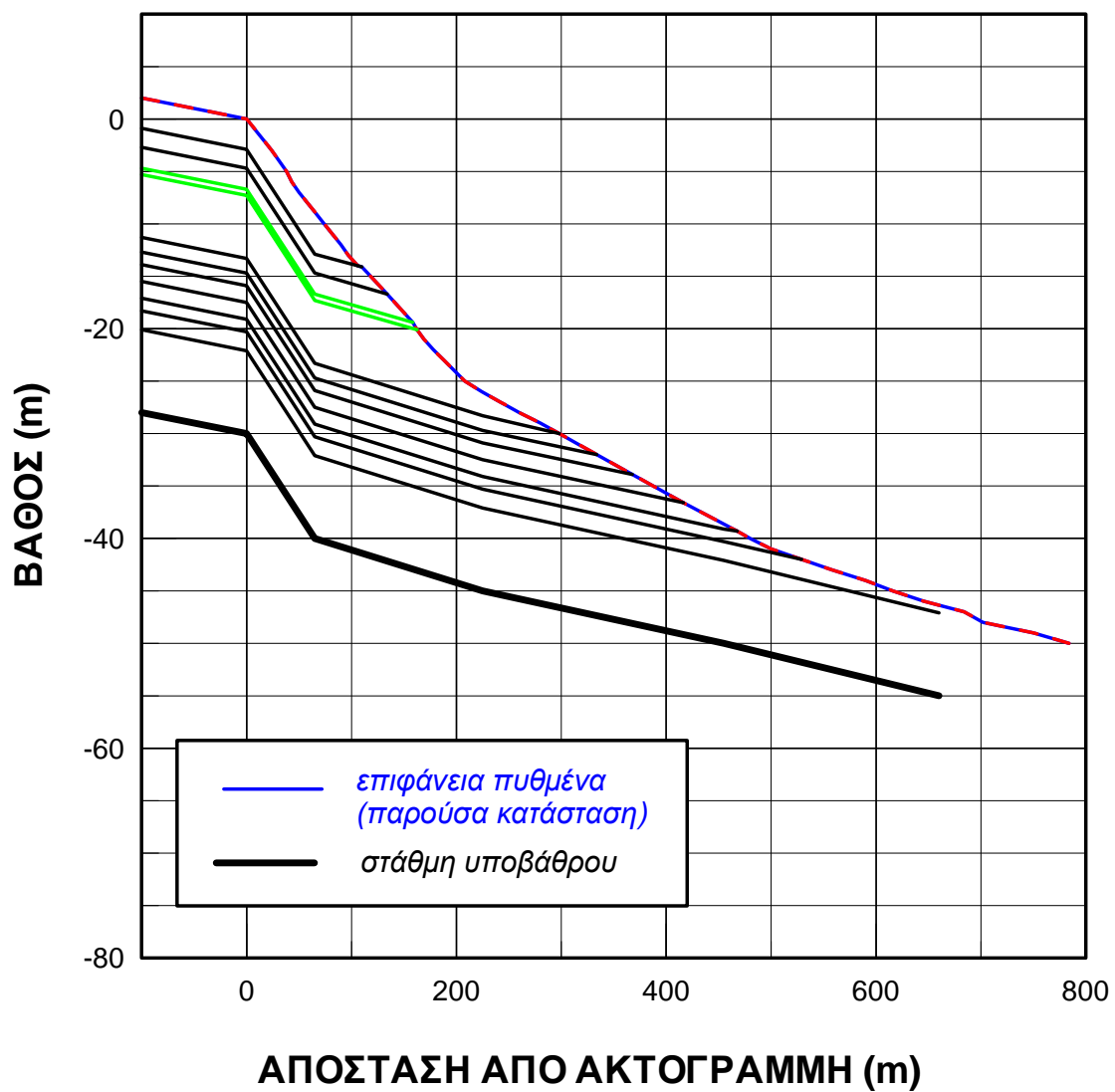
- Ελλείπει δεδομένων για την πλευρική διαφοροποίηση των στρώσεων που αποτυπώθηκαν στη θέση εκτέλεσης της δοκιμής CPT, οι επάλληλες στρώσεις θεωρούνται παράλληλες με το αποτυπωμένο βραχώδες υπόβαθρο (μάργα) και έχουν το πάχος που αποτυπώθηκε στη θέση εκτέλεσης της δοκιμής CPT. Συνεπώς, το πλευρικό εύρος των διαφόρων στρώσεων καθορίζεται από την κατ' εκτίμηση κλίση του πυθμένα σε σχέση με τη μετρημένη κλίση του βραχώδους υποβάθρου. Προφανώς, αυτή η παραδοχή δεν είναι η μόνη δυνατή, αλλά είναι επαρκώς εύλογη για τα πλαίσια της παρούσας εργασίας.
- Ελλείπει δεδομένων για την πλευρική διαφοροποίηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής των στρώσεων που αποτυπώθηκαν στη θέση εκτέλεσης της δοκιμής CPT, οι επάλληλες στρώσεις θεωρούνται ως έχουσες παντού τις τιμές σχεδιασμού που προέκυψαν από τη γεωτεχνική αξιολόγηση των μετρήσεων της αντιστοιχούσας δοκιμής CPT (βλέπε Πίνακες 6.1 έως 6.4).
- Ελλείπει δεδομένων για την κλίση του υποβάθρου και του πυθμένα στην ηπειρωτική πλευρά, για τη συνέχιση των γεωτεχνικών τομών και προς την ξηρά υιοθετήθηκε ενιαία ήπια κλίση ίση με 2%, η οποία γίνεται αυτόματα και η κλίση των εδαφικών στρώσεων στις περιοχές αυτές. Η αυθαίρετη αυτή επιλογή δεν επηρεάζει πρακτικώς τα αποτελέσματα των αναλύσεων, καθώς οι αποτυπωμένες κατολισθήσεις έγιναν στη θαλάσσια πλευρά, γεγονός που ελήφθη υπόψη κατά την εκτέλεση των αναλύσεων ευστάθειας πρανών.



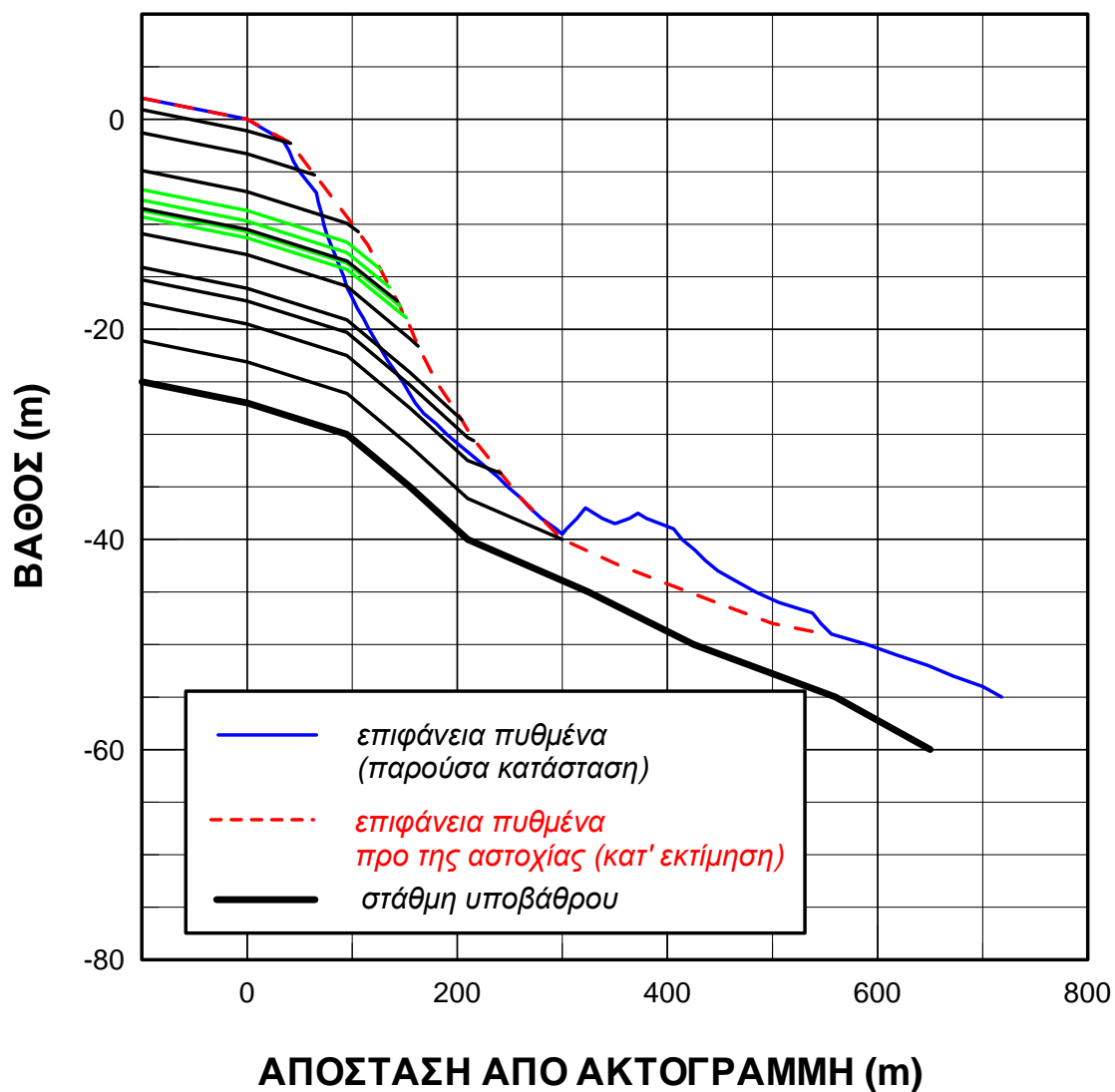
Σχήμα 6.2 Γεωτεχνική διαστρωμάτωση στην τομή Α, που διέρχεται από τη θέση της CPT1



Σχήμα 6.3 Γεωτεχνική διαστρωμάτωση στην τομή Β, που διέρχεται από τη θέση της CPT4



Σχήμα 6.4 Γεωτεχνική διαστρωμάτωση στην τομή C, που διέρχεται από τη θέση της CPT6



Σχήμα 6.5 Γεωτεχνική διαστρωμάτωση στην τομή D, που διέρχεται από τη θέση της CPT7

6.3 Αποτελέσματα αναλύσεων

Οι αναλύσεις ευστάθειας πρανών που ακολουθούν πραγματοποιήθηκαν με το πρόγραμμα GeoSlope και έκαναν χρήση της μεθοδολογίας Spencer για την εκτίμηση του Συντελεστή Ασφαλείας FS με τη μέθοδο των λωρίδων. Η μεθοδολογία αυτή είναι η πλέον ενδεδειγμένη (εν συγκρίσει με τις απλούστερες Fellenius, Bishop, Janbu), καθώς πέραν της ισορροπίας ροπών ολόκληρης της εδαφικής μάζας, εκτιμά την ισορροπία οριζοντίων δυνάμεων, κατακόρυφων δυνάμεων και ροπών σε κάθε μία από τις υιοθετούμενες λωρίδες, θεωρώντας την ενδο-λωριδιακή δύναμη ως σταθερής κλίσης ως προς την οριζόντια διεύθυνση για όλες τις λωρίδες. Στις τρεις (3) υπο-παραγράφους που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τις τριών ειδών αναλύσεις ευστάθειας πρανών που πραγματοποιήθηκαν για τις τέσσερις (4) τομές A, B, C και D.

6.3.1 Στατικές αναλύσεις (πριν το σεισμό)

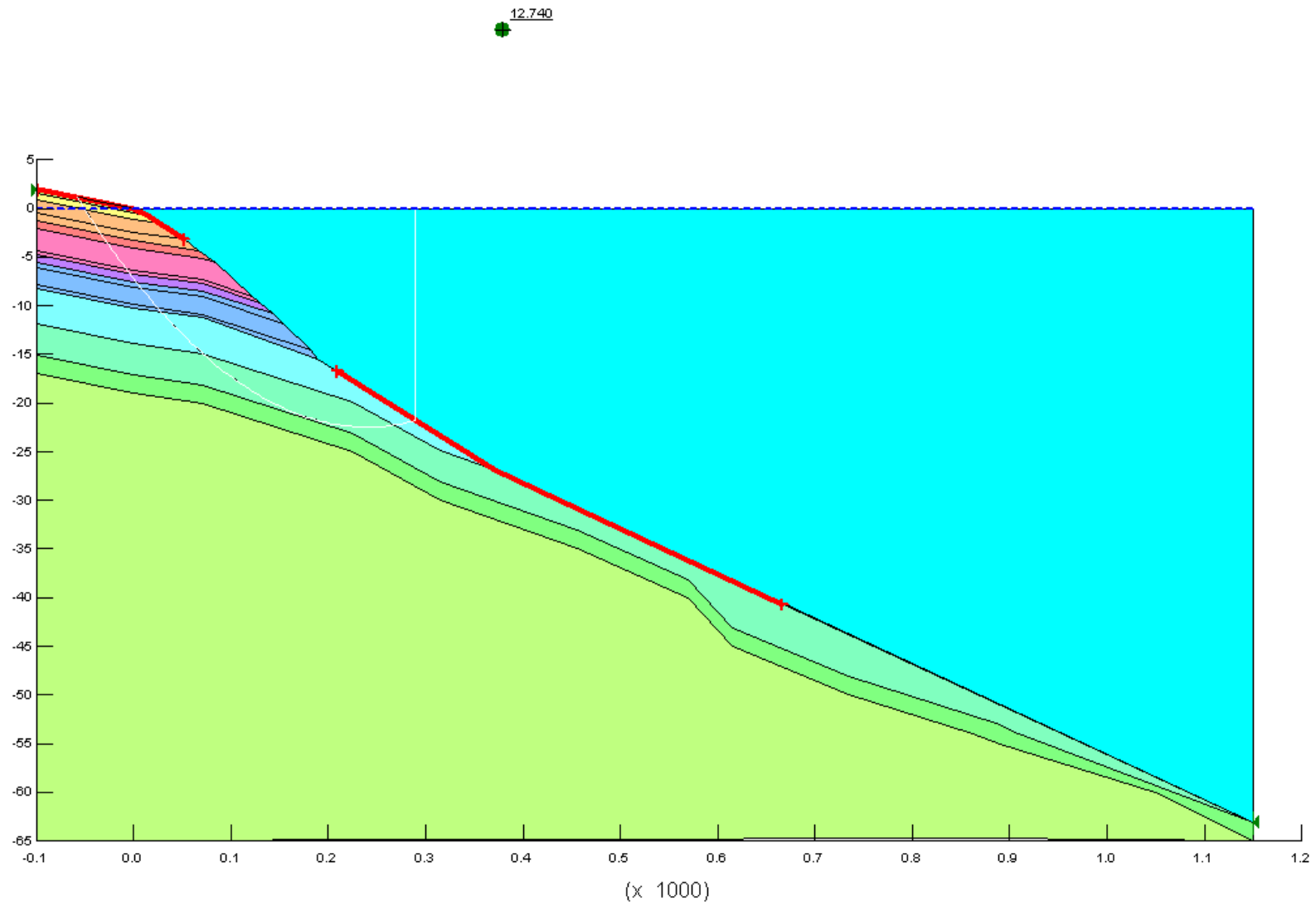
Στην υπο-παραγράφο αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις στατικές αναλύσεις ευστάθειας στις τομές A, B, C και D. Πιο συγκεκριμένα, στα Σχήματα 6.6 έως 6.9 παρουσιάζονται οι κρίσιμες επιφάνειες για τις στατικές αναλύσεις (πριν το σεισμό) των υποθαλάσσιων πρανών που διέρχονται από τις τομές A, B, C και D, αντίστοιχα. Όπως προαναφέρεται, στις τομές A, B και D έγιναν δύο (2) στατικές αναλύσεις, με τις δύο διαφορετικές θεωρήσεις (συνεκτικό (Συν) ή μη συνεκτικό (Μη-Σ) έδαφος) για μερικές από τις βαθιές υποστρώσεις για τις οποίες δεν υπήρχαν σαφή στρωματογραφικά δεδομένα (οι δοκιμές CPT δεν έφθαναν σε εκείνο το βάθος).

Τα αποτελέσματα των στατικών αναλύσεων συνοψίζονται στον παρακάτω Πίνακα 6.5:

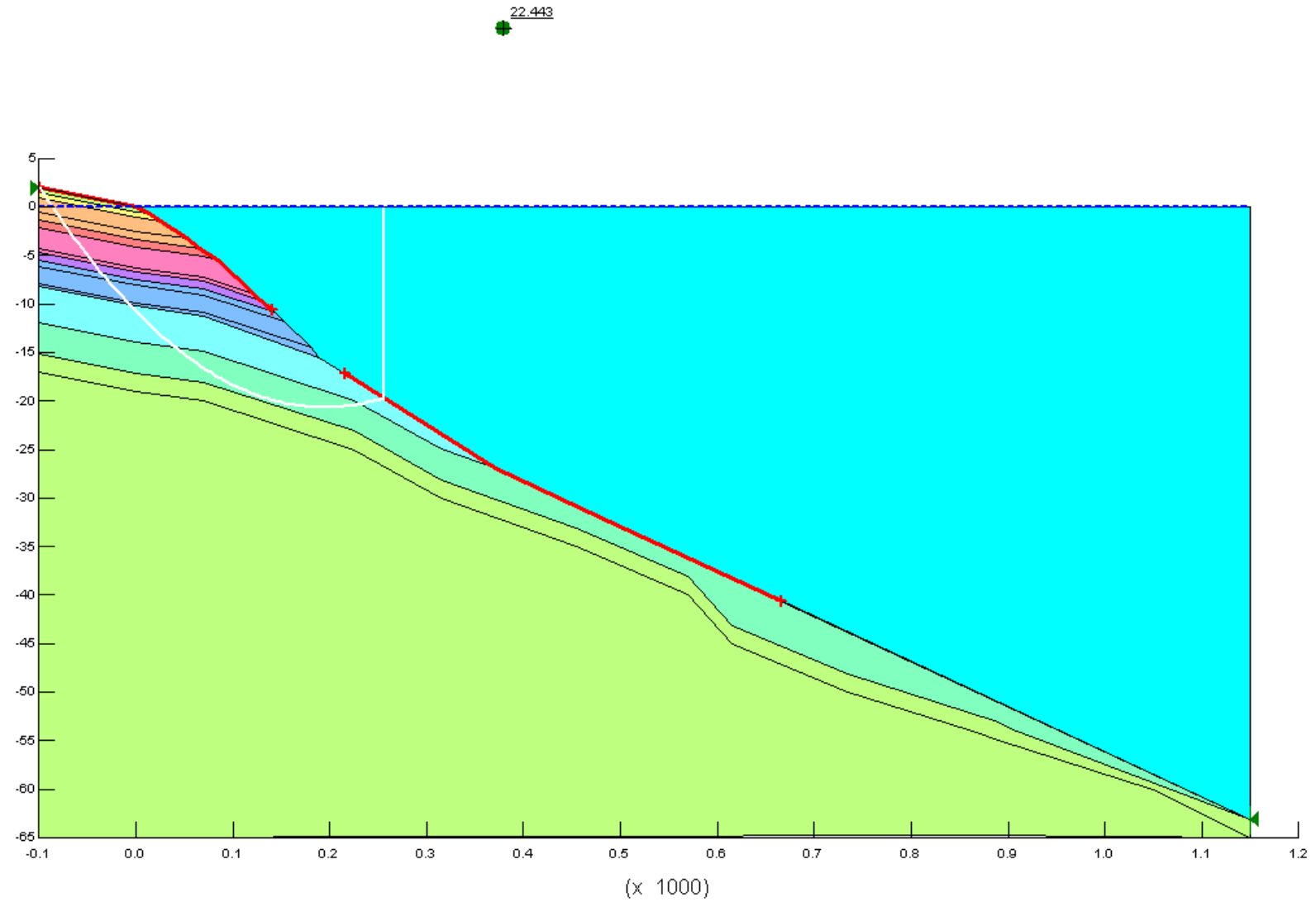
Τομή	A		B		C	D	
	Μη-Σ	Συν	Μη-Σ	Συν		Μη-Σ	Συν
FS	12.74	22.74	7.76	7.93	7.51	7.00	9.47

Πίνακας 6.5: Συντελεστές ασφαλείας έναντι στατικής ευστάθειας πριν το σεισμό για τις τομές A, B, C και D.

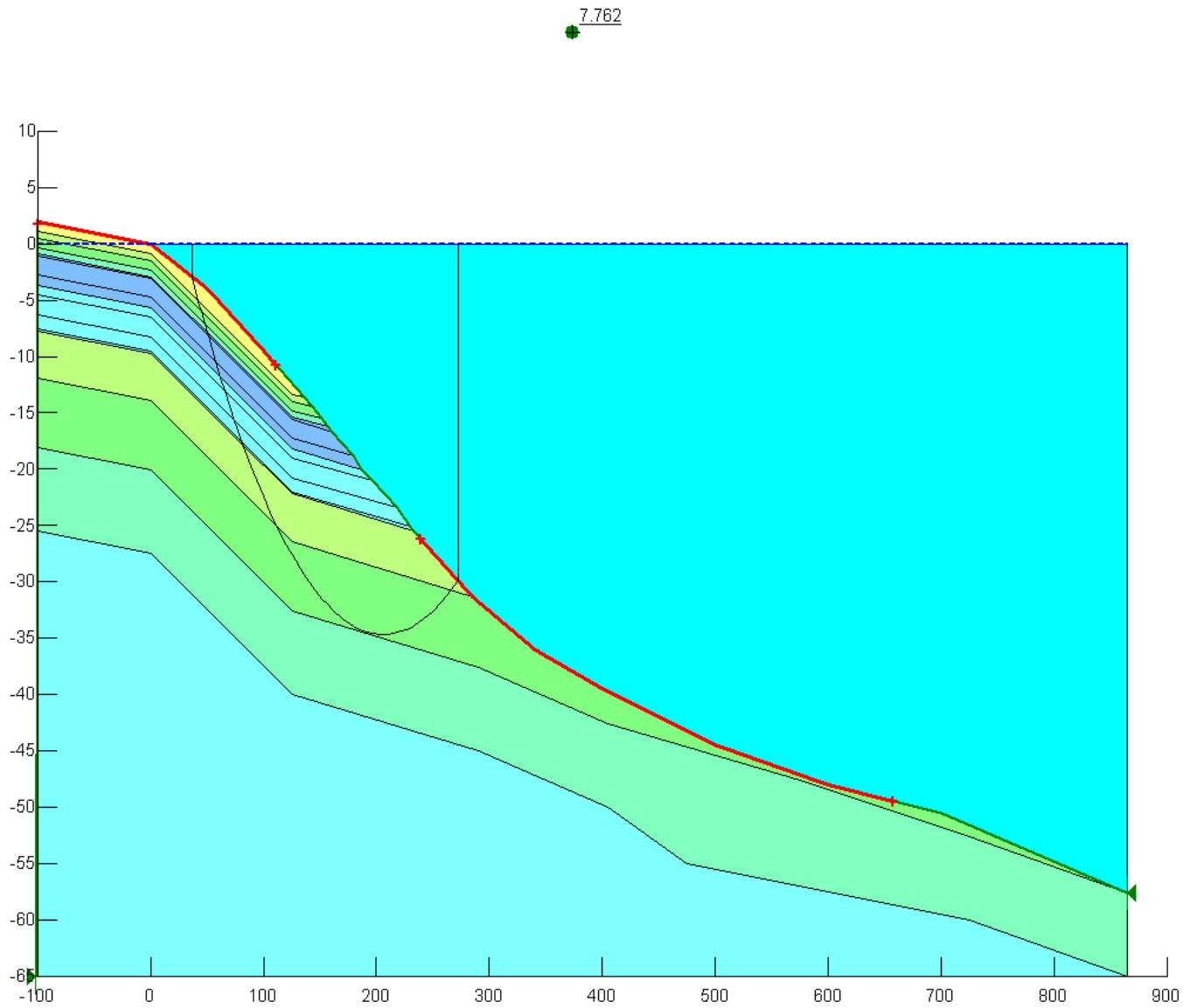
Από τα αποτελέσματα αυτά προκύπτει, ότι σε κάθε περίπτωση η στατική ευστάθεια των πρανών ήταν πολύ μεγάλη, καθώς ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας ήταν 7.00 (τομή D για μη-συνεκτική θεώρηση των βαθιών στρώσεων). Επιπλέον, από τα ίδια αυτά αποτελέσματα προκύπτει ότι σε όλες τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν, η μη συνεκτική θεώρηση αποτελεί την πιο κρίσιμη εκδοχή για τις βαθιές εδαφικές στρώσεις, και έτσι, στις υπόλοιπες αναλύσεις του παρόντος Κεφαλαίου υιοθετείται αυτή η παραδοχή χωρίς περαιτέρω διερεύνηση.



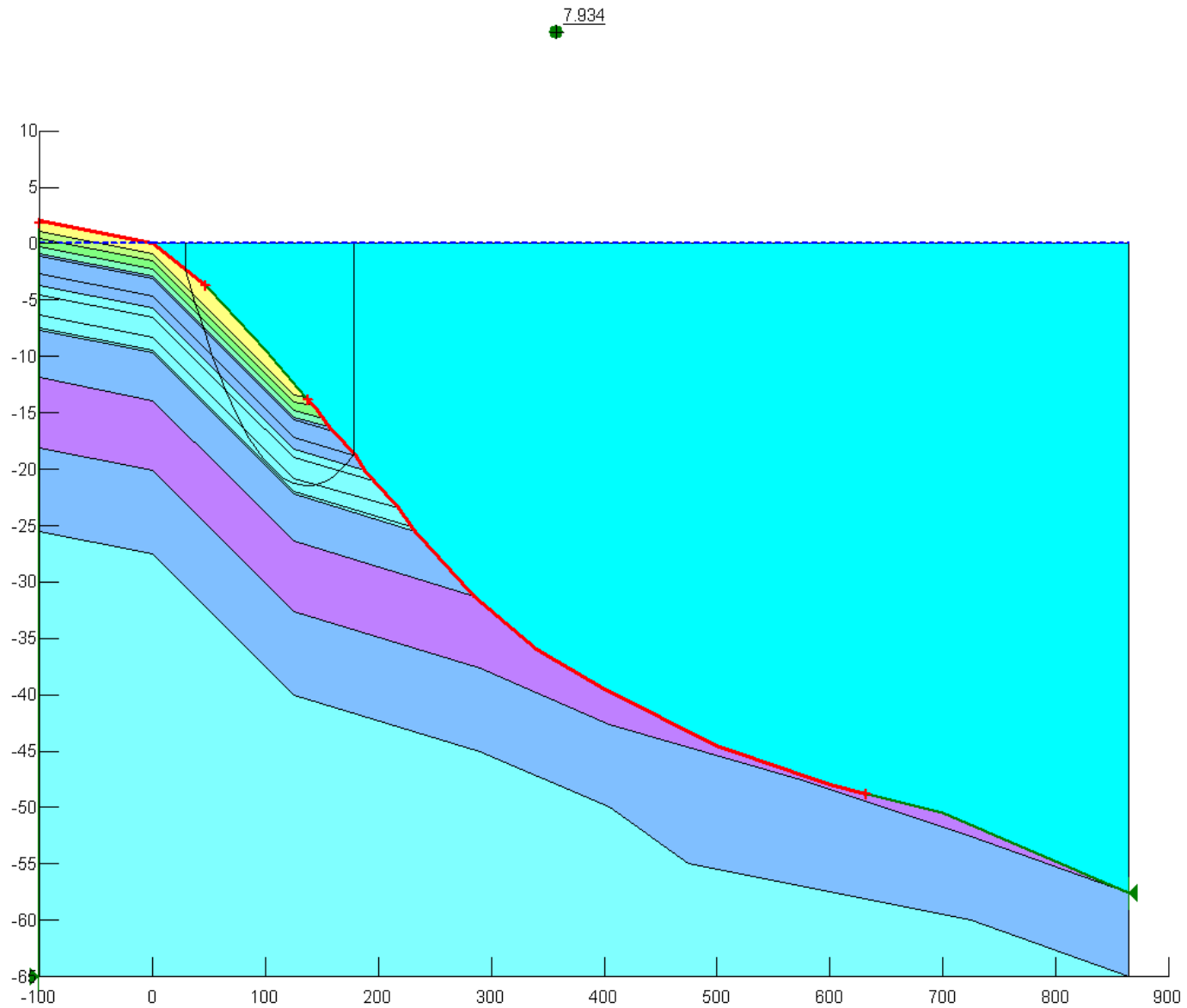
Σχήμα 6.6α Κρίσιμη επιφάνεια στατικής ανάλυσης ευστάθειας πρανών στην εδαφική τομή Α , για μη συνεκτική θεώρηση των στρώσεων 8 και 9



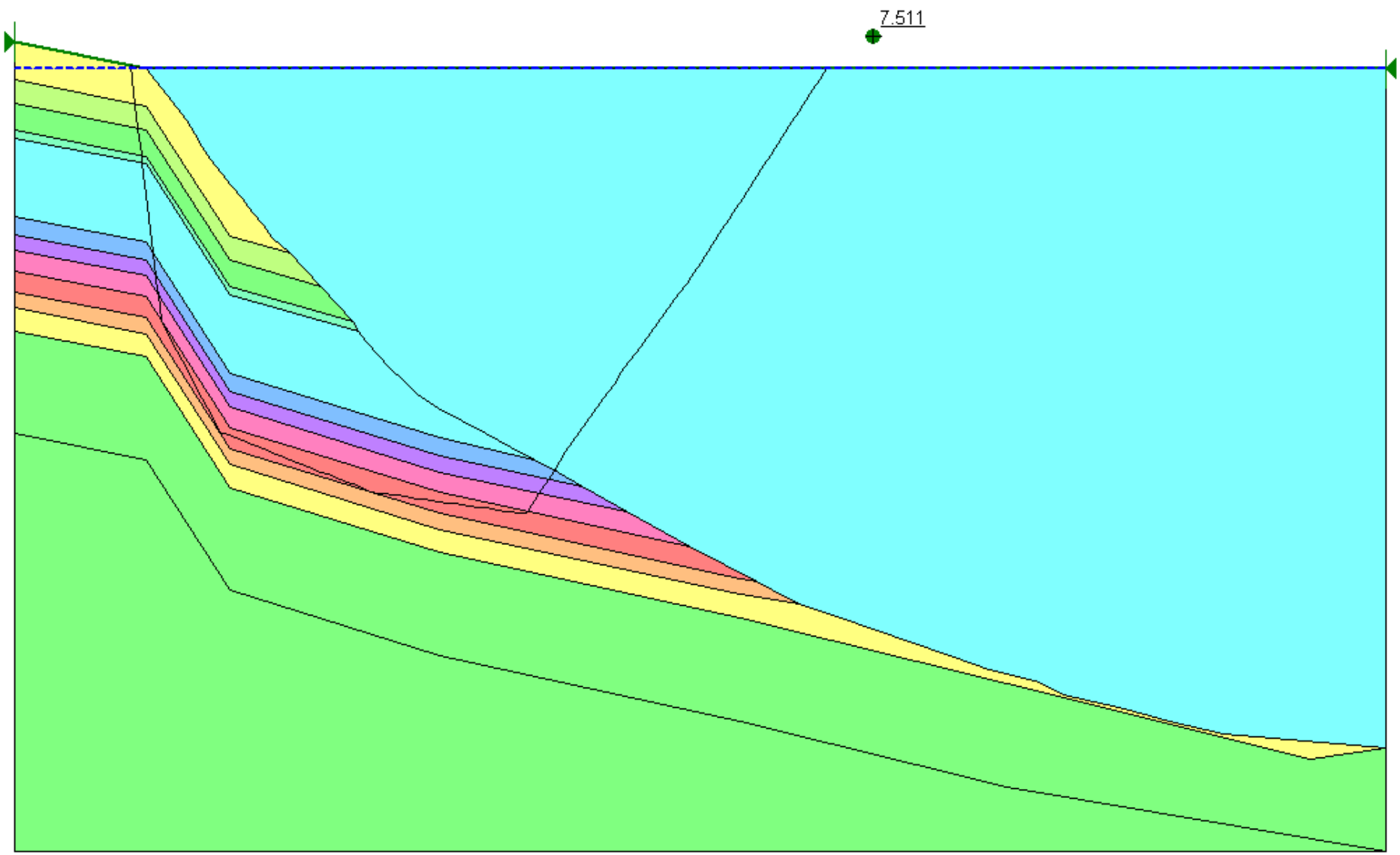
Σχήμα 6.6β Κρίσιμη επιφάνεια στατικής ανάλυσης ευστάθειας πρανών στην εδαφική τομή Α, για συνεκτική θεώρηση των στρώσεων 8 και 9



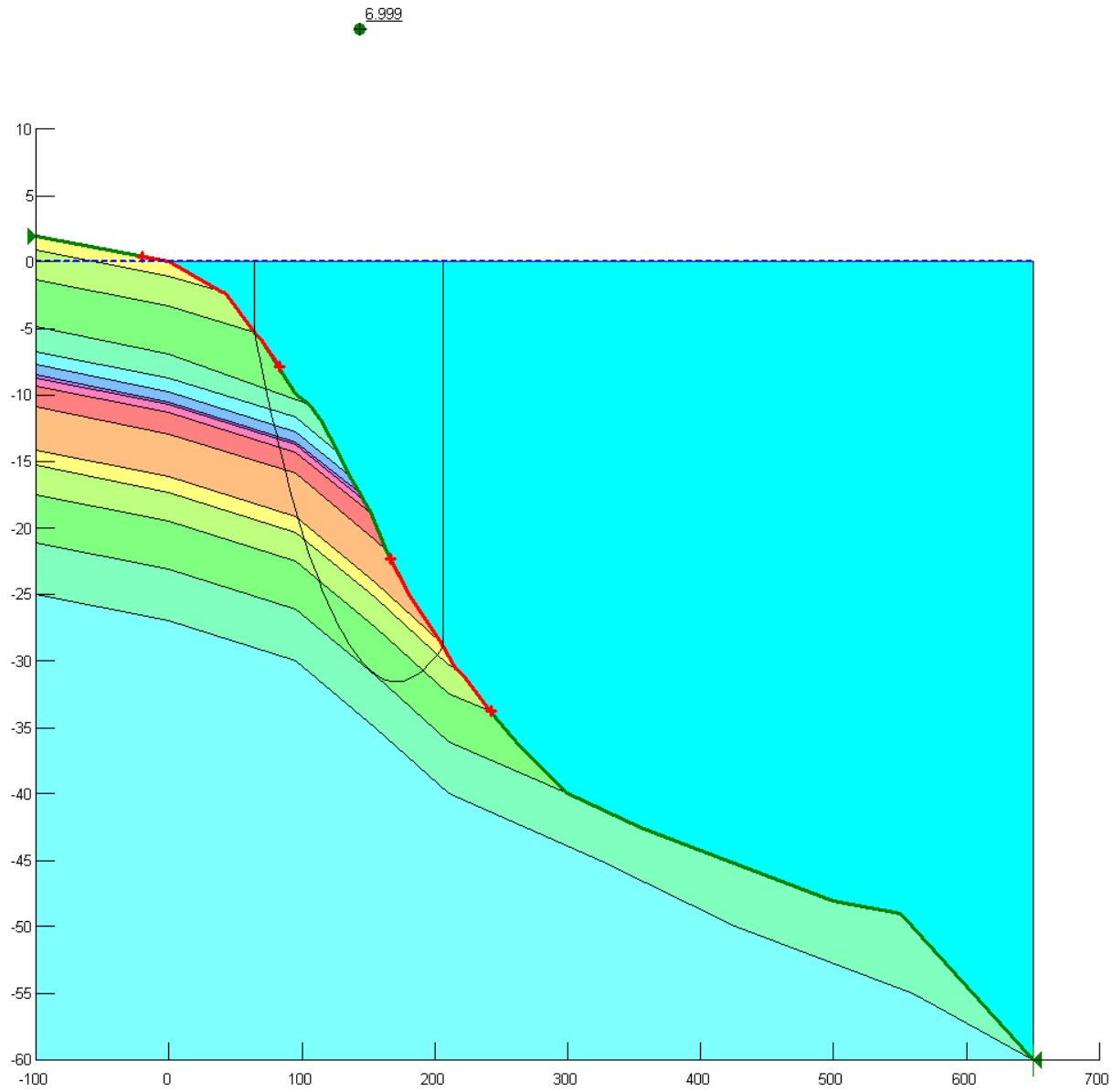
Σχήμα 6.7α Κρίσιμη επιφάνεια στατικής ανάλυσης ευστάθειας στην **εδαφική τομή Β**, για μη συνεκτική θεώρηση των στρώσεων 7, 8 και 9



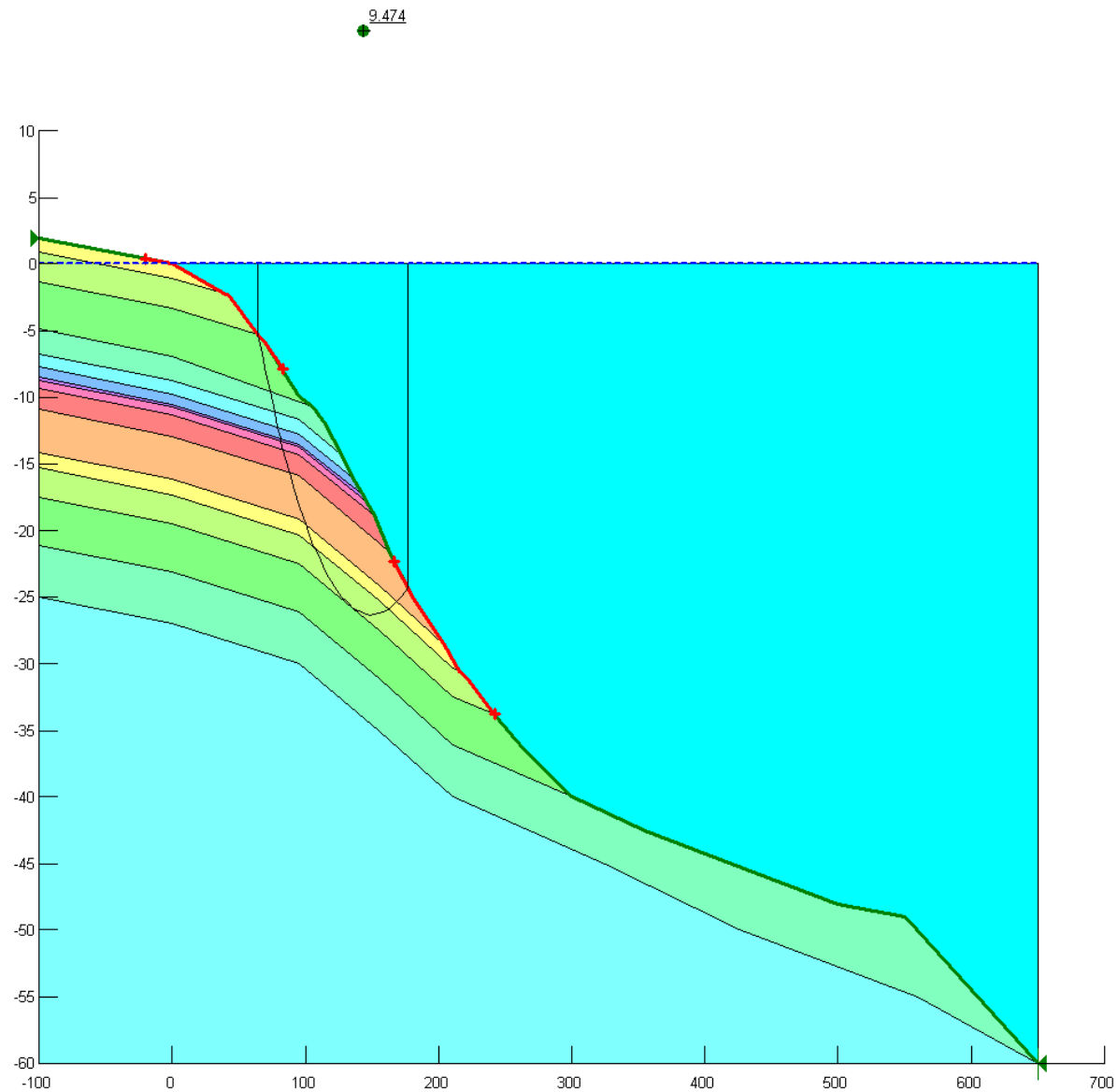
Σχήμα 6.7β Κρίσιμη επιφάνεια στατικής ανάλυσης ευστάθειας πρανών στην εδαφική τομή Β, για συνεκτική θεώρηση των στρώσεων 7, 8 και 9



Σχήμα 6.8 Κρίσιμη επιφάνεια στατικής ανάλυσης ευστάθειας πρανών στην εδαφική τομή C



Σχήμα 6.9α Κρίσιμη επιφάνεια στατικής ανάλυσης ευστάθειας πρανών στην εδαφική τομή D, για μη συνεκτική θεώρηση της στρώσης 11



Σχήμα 6.9β Κρίσιμη επιφάνεια στατικής ανάλυσης ευστάθειας πρανών στην εδαφική τομή D, για συνεκτική θεώρηση της στρώσης 11

6.3.2 Ψευδοστατικές αναλύσεις (για τη διάρκεια του σεισμού)

Η επίδραση μιας σεισμικής διέγερσης στην ευστάθεια πρανών λαμβάνεται υπόψη εδώ ψευδο-στατικά. Δηλαδή, εκτός από το βάρος του εδάφους, στην ισορροπία λαμβάνονται υπόψη και αδρανειακές δυνάμεις λόγω της οριζόντιας επιτάχυνσης του σεισμού, οδηγώντας έτσι στην εκτίμηση του ψευδο-στατικού συντελεστή ασφαλείας FS_d . Έτσι είναι αναγκαία η εισαγωγή ενός ψευδοστατικού συντελεστή k_h που να αντιστοιχεί στην οριζόντια σεισμική επιτάχυνση. Κατά τον ΕΑΚ (2000), ο ψευδοστατικός συντελεστής k_h είναι ίσος προς το 50% της ενεργού οριζόντιας επιτάχυνσης a στην επιφάνεια. Επιπλέον εισάγεται και ένας ψευδοστατικός συντελεστής k_v της κατακόρυφης επιτάχυνσης που είναι ίσος με το 25% της ενεργού οριζόντιας επιτάχυνσης a στην επιφάνεια ή αλλιώς με το 50% του k_h , αλλά χωρίς να είναι σαφές αν η προς τα άνω ή η προς τα κάτω είναι η κρίσιμη φορά της κατακόρυφης συνιστώσας. Αυτό προκύπτει από το γεγονός ότι η κατακόρυφη επιτάχυνση είναι εν γένει μικρότερου μεγέθους από την οριζόντια.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία δεν γίνεται διαχωρισμός μεταξύ μέγιστης και ενεργού τιμής της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης, και για τον υπολογισμό των σεισμικών συντελεστών k_h και k_v χρησιμοποιούνται οι μέγιστες τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων στην επιφάνεια του εδάφους, όπως προέκυψαν από το Κεφάλαιο 4. Έτσι, στον Πίνακα 6.6 δίνεται η τιμή της $a(g)$ και οι συνεπαγόμενοι σεισμικοί συντελεστές για τις τέσσερις τομές A, B, C και D.

	A(CPT1)	B(CPT4)	C(CPT6)	D(CPT7)
a(g)	0.481	0.445	0.380	0.371
k_h	0.241	0.223	0.190	0.186
k_v	± 0.120	± 0.111	± 0.095	± 0.093

Πίνακας 6.6 Σεισμικοί συντελεστές k_h και k_v που χρησιμοποιούνται για τις ψευδο-στατικές αναλύσεις ευστάθειας των υποθαλάσσιων πρανών

Οι μορφές των επιφανειών ολίσθησης για τις ψευδο-στατικές αναλύσεις ευστάθειας πρανών είναι παρόμοιες με τις επιφάνειες για τις στατικές αναλύσεις και έτσι δεν επαναλαμβάνονται εδώ, χάριν συντομίας. Ενδιαφέρον παρουσιάζουν όμως οι ψευδο-στατικοί συντελεστές ασφαλείας FS_d , οι οποίοι συνοψίζονται, μαζί με τη στατική τιμή

FS, στον Πίνακα 6.7 που ακολουθεί. Σημειώνεται, ότι στον Πίνακα αυτό η στήλη που αναφέρεται ως « $k_v=0$ » συνοψίζει τις τιμές του FS_d με μόνο τη οριζόντια σεισμική συνιστώσα να ασκείται στην ολισθαίνουσα μάζα, ενώ οι δύο διπλανές στήλες με « $k_v>0$ » και « $k_v<0$ » συνοψίζουν τις τιμές του FS_d για μη μηδενική κατακόρυφη συνιστώσα, με φορές προς τα κάτω και προς τα άνω, αντίστοιχα.

	FS	$k_v = 0$	$k_v > 0$	$k_v < 0$
A	12.74	1.52	1.76	1.27
B	7.76	1.36	1.61	1.07
C	7.51	2.01	2.15	1.87
D	7.00	2.14	2.23	2.05

Πίνακας 6.7 Ψευδο-στατικοί συντελεστές ασφαλείας FS_d για τις τέσσερις τομές υποθαλάσσιων πρανών για το σεισμό του Αιγίου (15-6-95)

Από τον Πίνακα 6.7 προκύπτει ότι η σεισμική κίνηση του σεισμού του Αιγίου (15-6-95) ήταν ιδιαίτερος σημαντική και μείωσε έντονα το συντελεστή ασφαλείας έναντι ευστάθειας των υποθαλάσσιων πρανών της Ερατεινής. Όμως, καθώς η ελάχιστη τιμή του FS_d είναι 1.07 (για την τομή B και για την κατακόρυφη συνιστώσα προς τα άνω) προκύπτει ότι οι παρατηρηθείσες αστοχίες των πρανών δε μπορούν σε καμία περίπτωση να αποδοθούν στις αδρανειακές δυνάμεις που προκάλεσε ο σεισμός, και θα πρέπει ν' αναζητηθούν άλλα αίτια, όπως για παράδειγμα η ρευστοποίηση των ιλυο-αμμωδών ενστρώσεων, που είναι το αντικείμενο της επόμενης υπο-παραγράφου.

Παρόλα αυτά, οι ελάχιστες τιμές των FS_d που κυμαίνονται από 1.07 έως 2.05 για τις τέσσερις μελετούμενες τομές υποθαλάσσιων πρανών είναι αρκετά μικρές, ώστε να μπορούν να υποδείξουν την ισχυρή σεισμική κίνηση του σεισμού του Αιγίου ως υπεύθυνη για μικρές μετατοπίσεις και επιφανειακές ρηγματώσεις της στένης των πρανών (και πλησίον της ακτογραμμής), δεδομένης της αναγκαστικά μειωμένης ακρίβειας της εμπειρικής μεθοδολογίας εκτίμησης της διατμητικής αντοχής των εδαφών (βλέπε Κεφάλαιο 3).

6.3.3 Στατικές αναλύσεις, αμέσως μετά το τέλος του σεισμού

Στην παρούσα υπο-παράγραφο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα στατικών αναλύσεων των υποθαλάσσιων πρανών A, B, C και D, όπου κάποιες από τις μη-συνεκτικές στρώσεις έχουν υποστεί ρευστοποίηση και ως διατμητική αντοχή εμφανίζουν την απομένουσα διατμητική αντοχή S_r , σύμφωνα με τους Πίνακες 6.1β έως 6.4β. Οι στρώσεις αυτές, όντας πλέον ιδιαίτερα χαμηλής διατμητικής αντοχής, αλλάζουν πλήρως την κινηματική των πρανών, και οι ως σχεδόν κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης των στατικών και ψευδο-στατικών αναλύσεων (βλέπε Σχήματα 6.6 έως 6.9) γίνονται ως επί το πλείστον πρισματικές, καθώς διέρχονται κατά το δυνατόν περισσότερο από τις χαμηλής αντοχής ρευστοποιημένες στρώσεις. Πιο συγκεκριμένα:

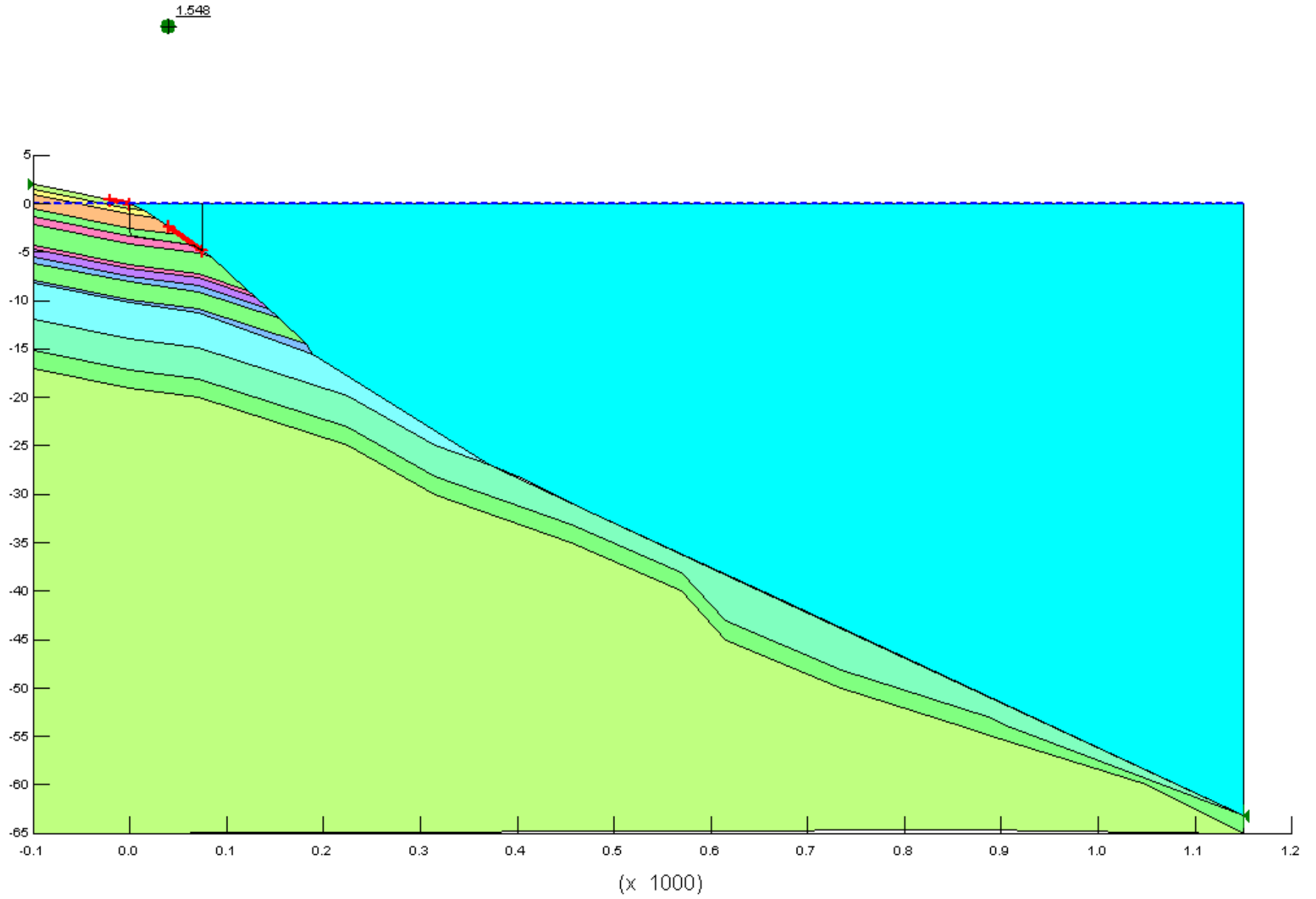
Στην τομή A (που διέρχεται από τη CPT1) υπάρχουν τρεις (3) υπο-στρώσεις που αναμένεται να ρευστοποιήθηκαν στο σεισμό του Αιγίου, η ρηχή (3b), η μέση (5a) και η βαθιά (7b). Έγιναν ξεχωριστές αναλύσεις για την κάθε στρώση για να βρεθεί ποια εκ των τριών είναι η πλέον κρίσιμη, και οι αντίστοιχες επιφάνειες ολίσθησης παρουσιάζονται στα Σχήματα 6.10α, 6.10β και 6.10γ. Οι στατικοί συντελεστές ασφαλείας FS που αντιστοιχούν στις εν λόγω επιφάνειες ολίσθησης συνοψίζονται, μεταξύ άλλων, στον Πίνακα 6.8 που ακολουθεί:

επιφάνεια	ρηχή	μέση	βαθιά
FS	1.55	2.21	2.35
S_r (kPa)	3	8	15
S_r^* (kPa)	2.5	3.8	2.5

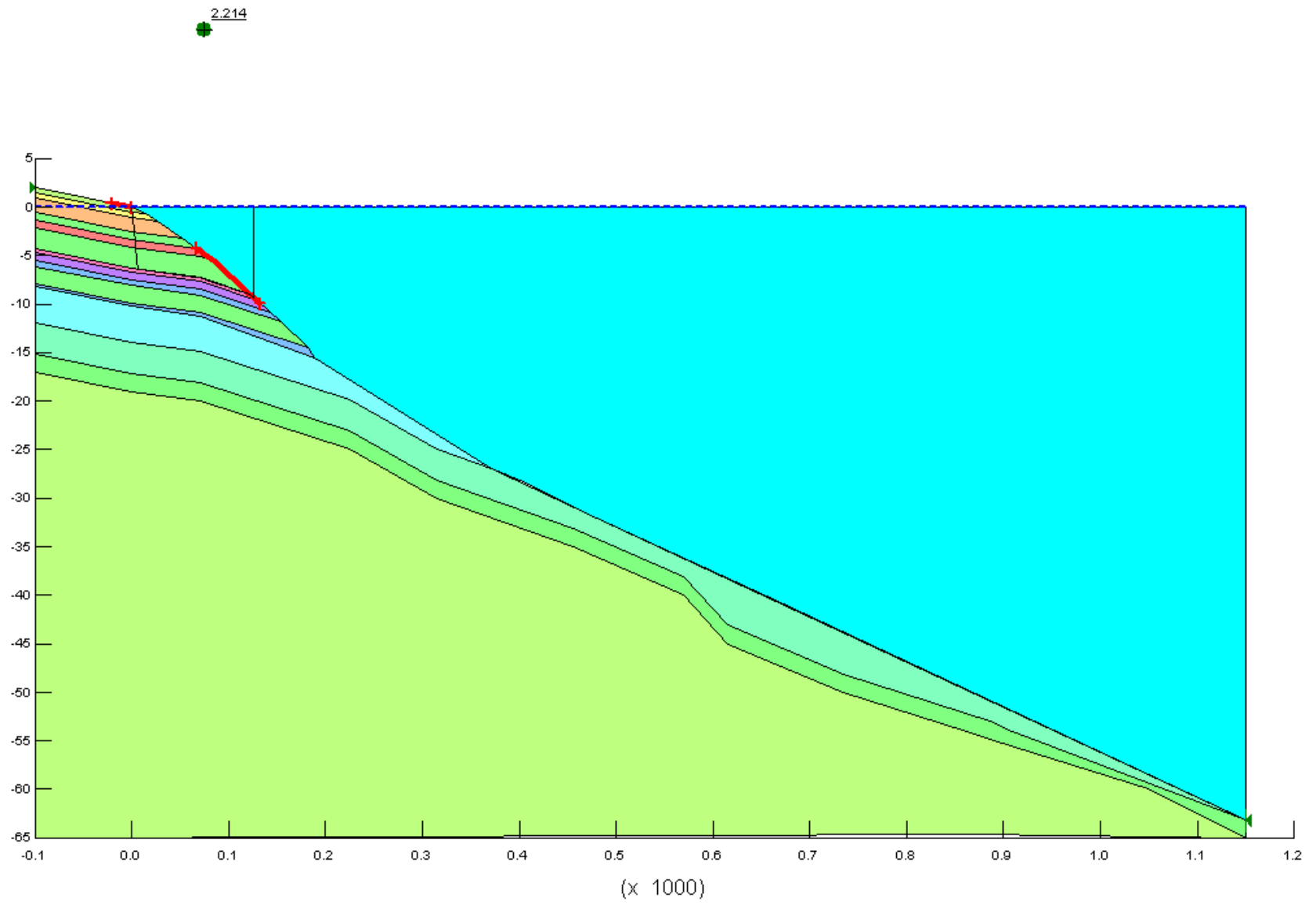
Πίνακας 6.8 Στατικοί συντελεστές ασφαλείας FS μετά το σεισμό (και τη ρευστοποίηση) για πρισματικές επιφάνειες που διέρχονται από τις τρεις ρευστοποιημένες στρώσεις της τομής A λόγω του σεισμού του Αιγίου (15-6-95)

Όπως προκύπτει από τον Πίνακα 6.8, για την υπάρχουσα εκτίμηση της απομένουσας διατμητικής αντοχής σε ρευστοποίηση S_r , καμία από τις τρεις επιφάνειες δε δικαιολογείται να οδήγησε σε αστοχία πρανούς (FS = 1.55 – 2.35, έναντι 12.74 πριν το σεισμό). Όμως αν η απομένουσα διατμητική αντοχή ήταν λίγο μικρότερη (βλέπε τιμές S_r^* έναντι των τιμών S_r), και οι τρεις επιφάνειες θα μπορούσαν να έχουν αστοχήσει,

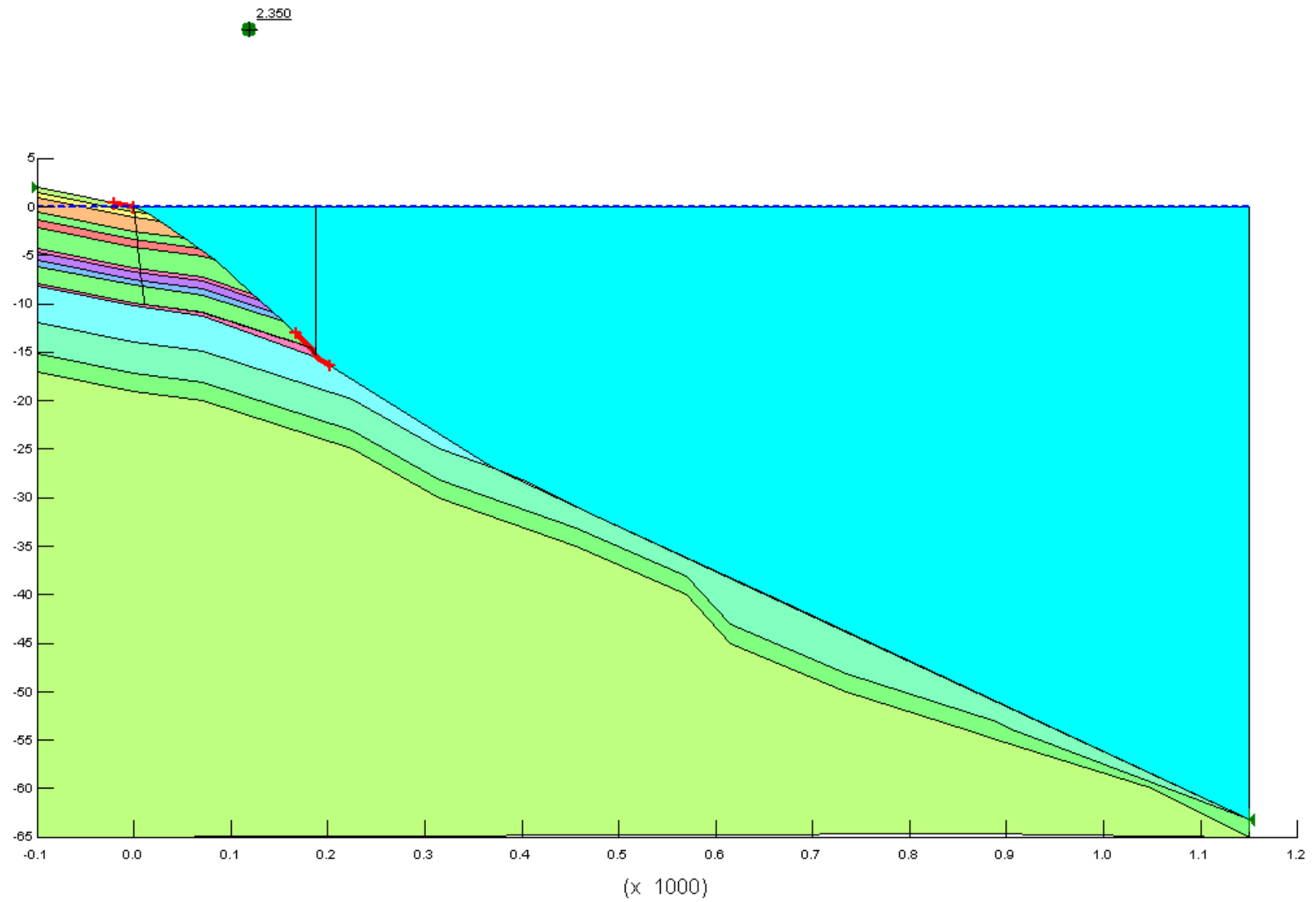
γεγονός που θα μπορούσε να εξηγήσει, έστω ποιοτικά, τη παρατηρηθείσα αστοχία κατά μήκος της τομής A, που διέρχεται από τη θέση της CPT1.



Σχήμα 6.10α Επιφάνεια ρηγής στατικής αστοχίας μετά το σεισμό στην εδαφική τομή Α



Σχήμα 6.10β Επιφάνεια μέσου βάθους στατικής αστοχίας μετά το σεισμό στην εδαφική τομή Α



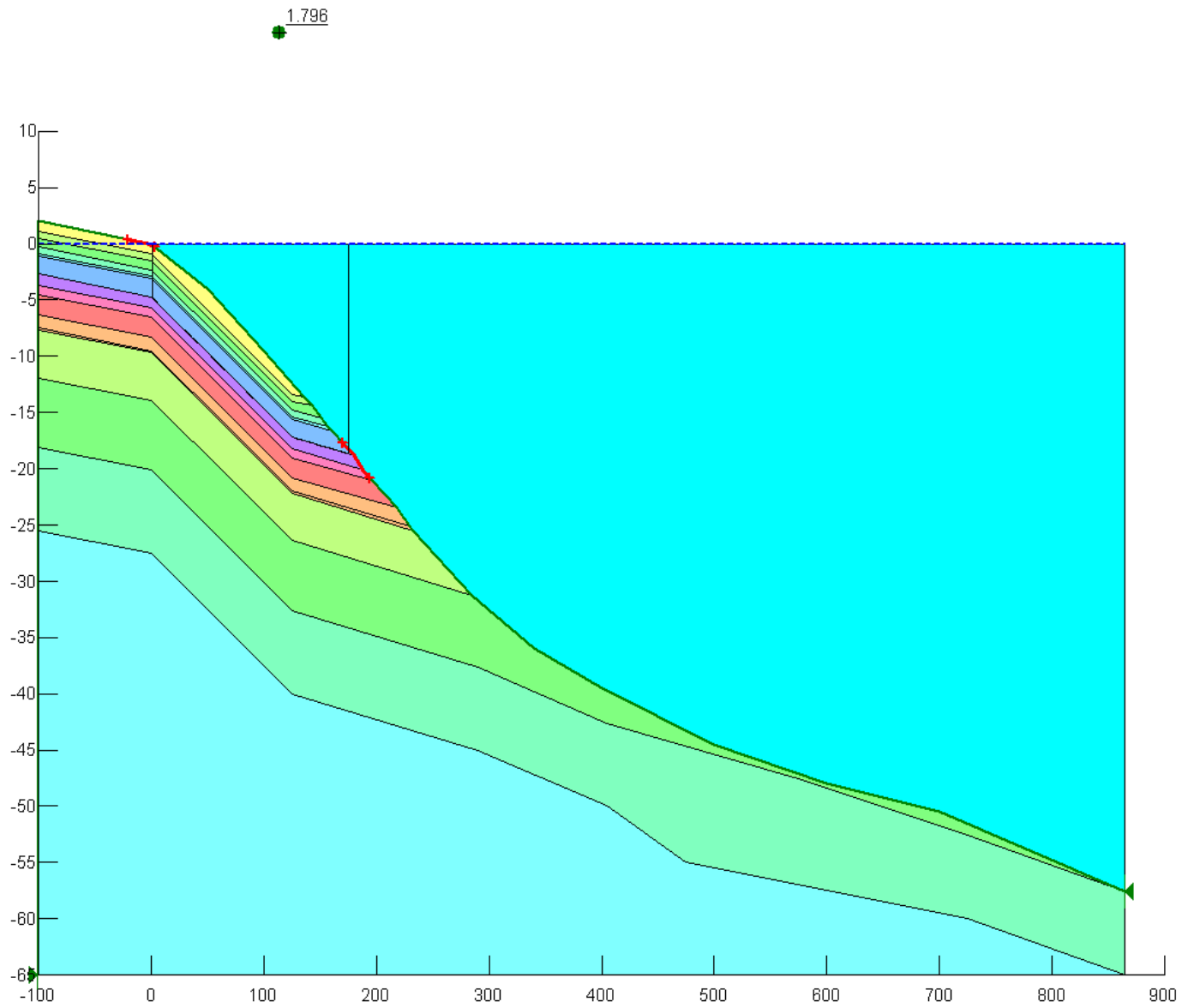
Σχήμα 6.10γ Επιφάνεια βαθιάς στατικής αστοχίας μετά το σεισμό στην εδαφική τομή Α

Στην τομή Β (που διέρχεται από τη CPT4) υπάρχουν τρεις (3) υπο-στρώσεις που αναμένεται να ρευστοποιήθηκαν στο σεισμό του Αιγίου, η ρηχή (5b), η μέση (6a) και η βαθιά (6c). Έγιναν ξεχωριστές αναλύσεις για την κάθε στρώση για να βρεθεί ποια εκ των τριών είναι η πλέον κρίσιμη, και οι αντίστοιχες επιφάνειες ολίσθησης παρουσιάζονται στα Σχήματα 6.11α, 6.11β και 6.11γ. Οι στατικοί συντελεστές ασφαλείας FS που αντιστοιχούν στις εν λόγω επιφάνειες ολίσθησης συνοψίζονται, μεταξύ άλλων, στον Πίνακα 6.9 που ακολουθεί:

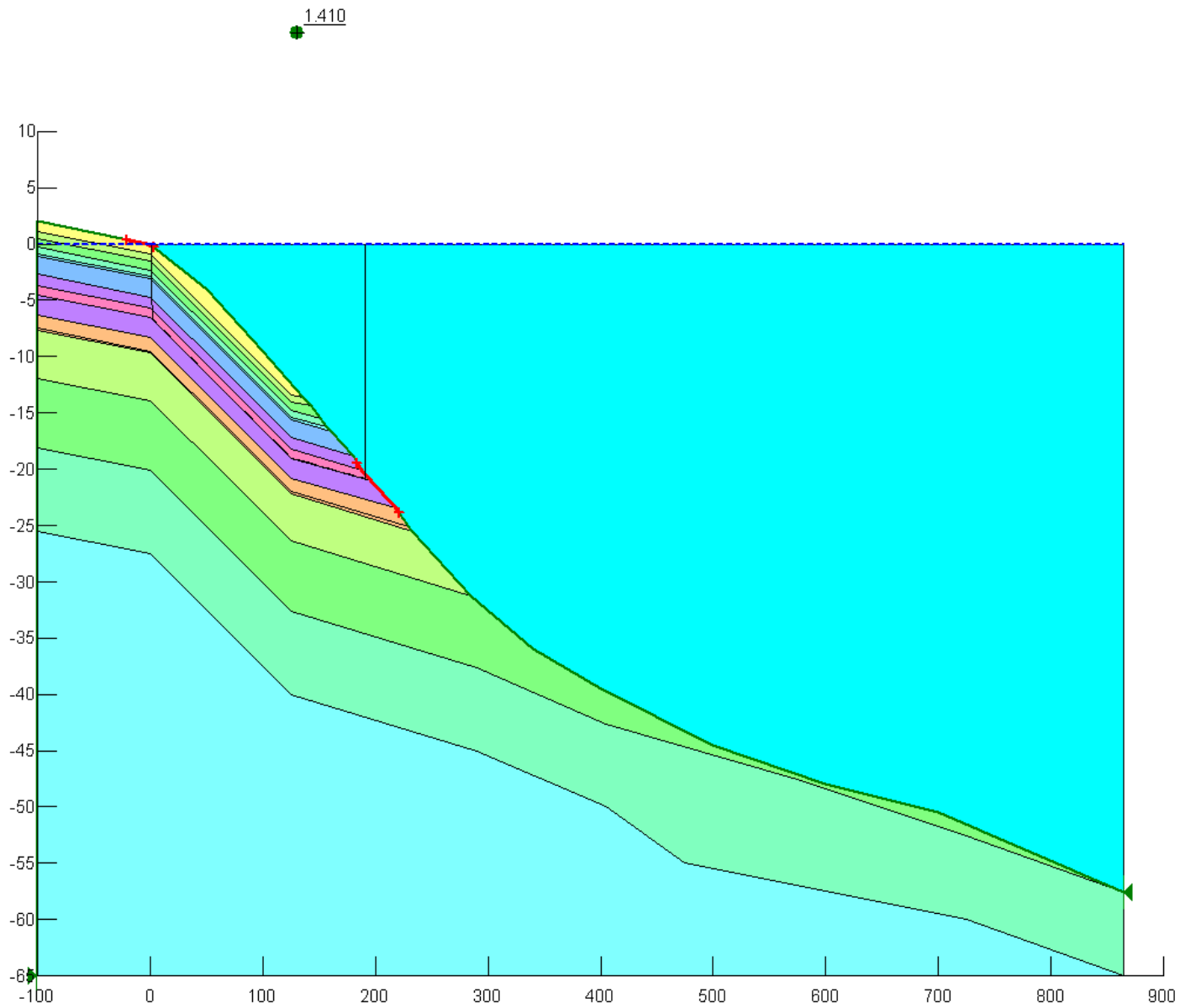
επιφάνεια	ρηχή	μέση	βαθιά
FS	1.79	1.41	2.05
S_r (kPa)	6	6	12
S_r* (kPa)	3.3	4.1	5.5

Πίνακας 6.9 Στατικοί συντελεστές ασφαλείας FS μετά το σεισμό (και τη ρευστοποίηση) για πρισματικές επιφάνειες που διέρχονται από τις τρεις ρευστοποιημένες στρώσεις της τομής Β λόγω του σεισμού του Αιγίου (15-6-95)

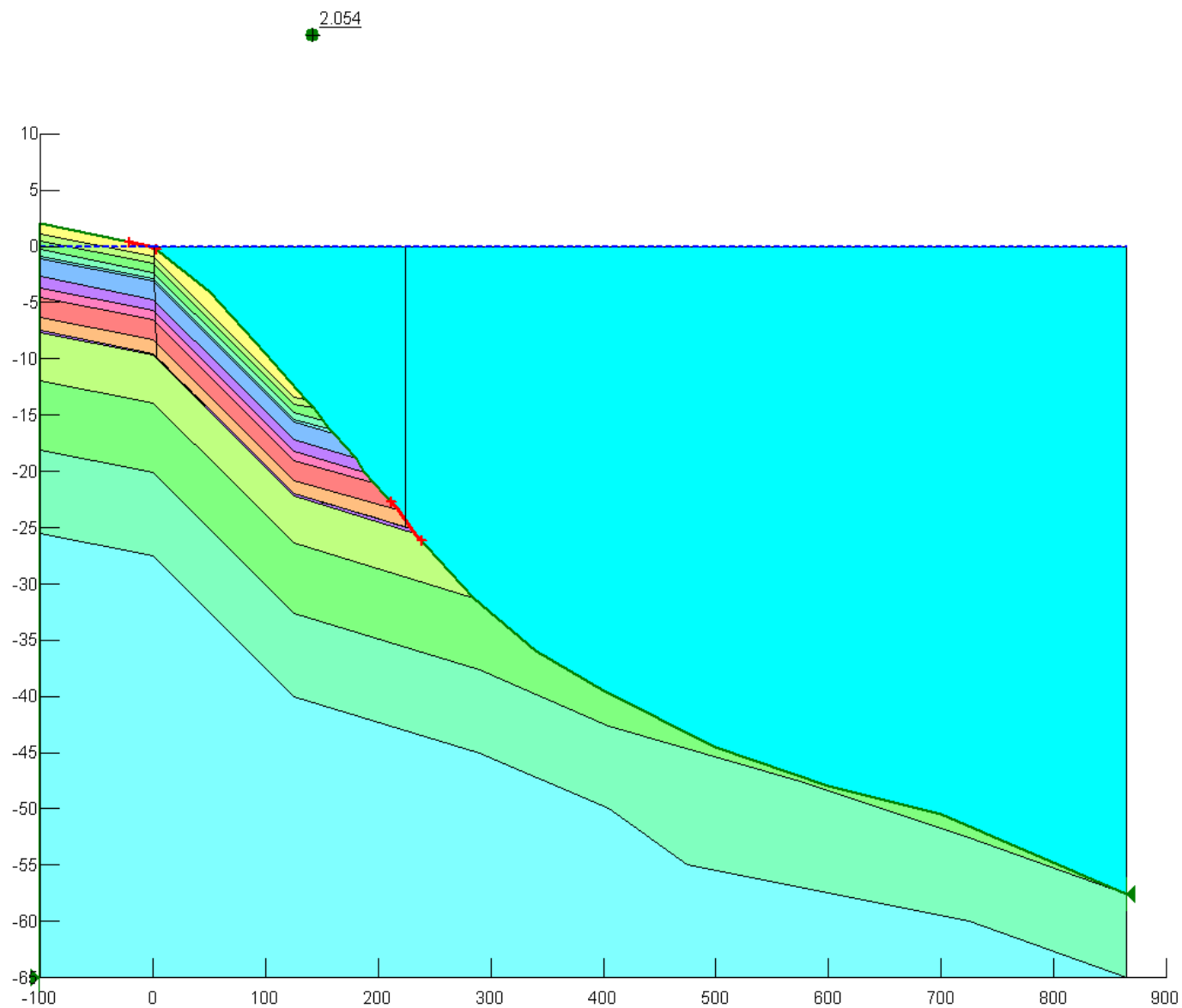
Όπως προκύπτει από τον Πίνακα 6.9, για την υπάρχουσα εκτίμηση της απομένουσας διατμητικής αντοχής σε ρευστοποίηση S_r , καμία από τις τρεις επιφάνειες δε δικαιολογείται να οδήγησε σε αστοχία πρανούς ($FS = 1.41 - 2.05$, έναντι 7.76 πριν το σεισμό). Όμως αν η απομένουσα διατμητική αντοχή ήταν λίγο μικρότερη (βλέπε τιμές S_r^* έναντι των τιμών S_r), και οι τρεις επιφάνειες θα μπορούσαν να έχουν αστοχήσει, γεγονός που θα μπορούσε να εξηγήσει, έστω ποιοτικά, τη παρατηρηθείσα αστοχία κατά μήκος της τομής Β, που διέρχεται από τη θέση της CPT4.



Σχήμα 6.11α Επιφάνεια ρηγής στατικής αστοχίας μετά το σεισμό στην εδαφική τομή Β

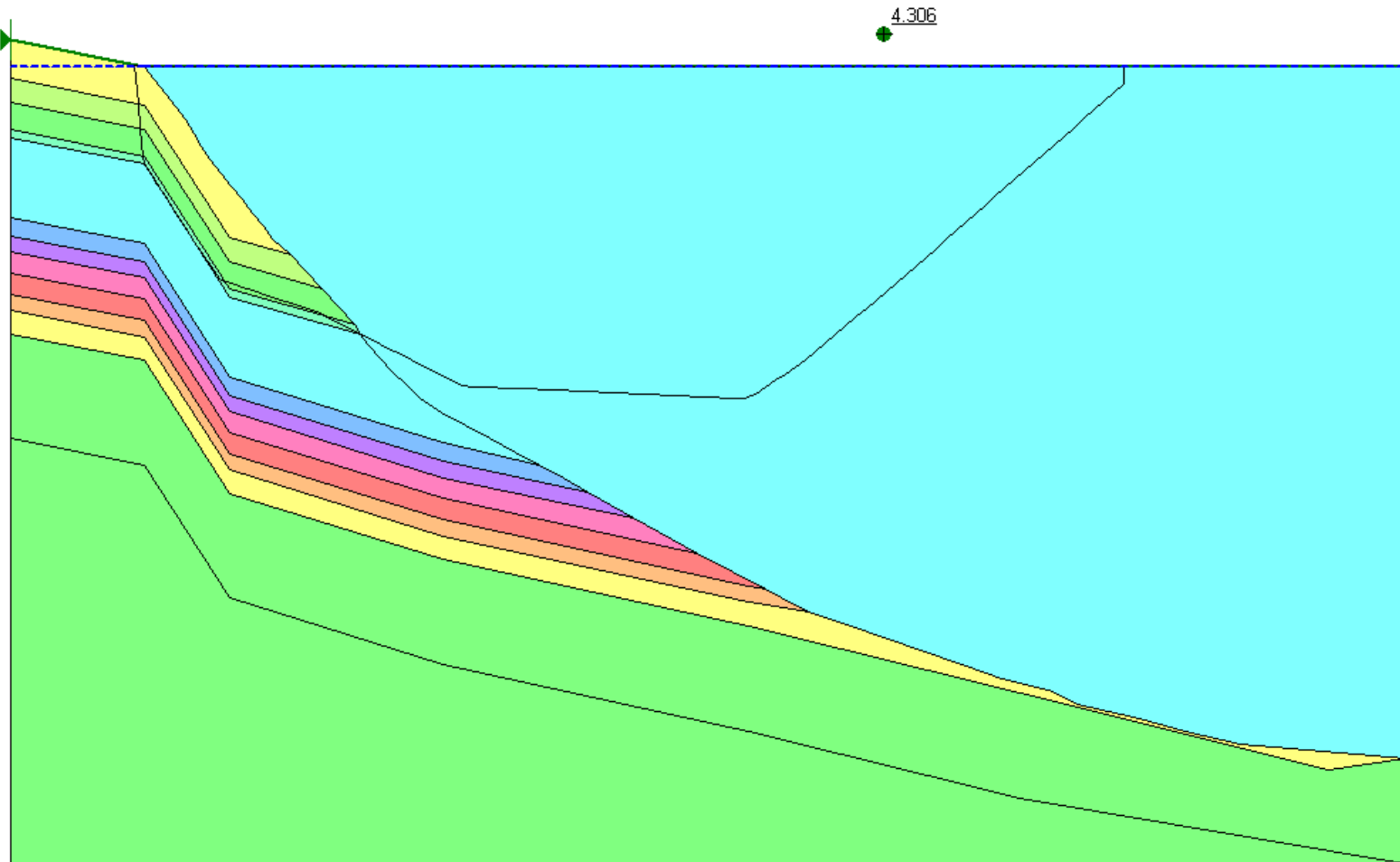


Σχήμα 6.11β Επιφάνεια μέσου βάθους στατικής αστοχίας μετά το σεισμό στην εδαφική τομή Β



Σχήμα 6.11γ Επιφάνεια βαθιάς στατικής αστοχίας μετά το σεισμό στην εδαφική τομή Β

Στην τομή C (που διέρχεται από τη CPT6) υπάρχει μόλις μια υπο-στρώση που αναμένεται να ρευστοποιήθηκε στο σεισμό του Αιγίου, η στρώση (3b). Η στατική ανάλυση που έγινε υπέδειξε σχετικά υψηλό συντελεστή ασφαλείας ($FS = 4.31$, έναντι 7.51 πριν το σεισμό), ο οποίος δεν γίνεται μικρότερος του 1.0 ακόμη κι αν η απομένουσα διατμητική αντοχή πρακτικώς μηδενισθεί, γεγονός που επεξηγεί το γεγονός ότι στην εν λόγω τομή που διέρχεται από τη θέση της CPT6 δεν παρατηρήθηκε αστοχία του υποθαλάσσιου πρανούς. Ενδεικτικά, η πρισματική μορφή της πιο κρίσιμης επιφάνειας ολίσθησης δίνεται στο Σχήμα 6.12.



Σχήμα 6.12 Επιφάνεια στατικής αστοχίας μετά το σεισμό στην εδαφική τομή C

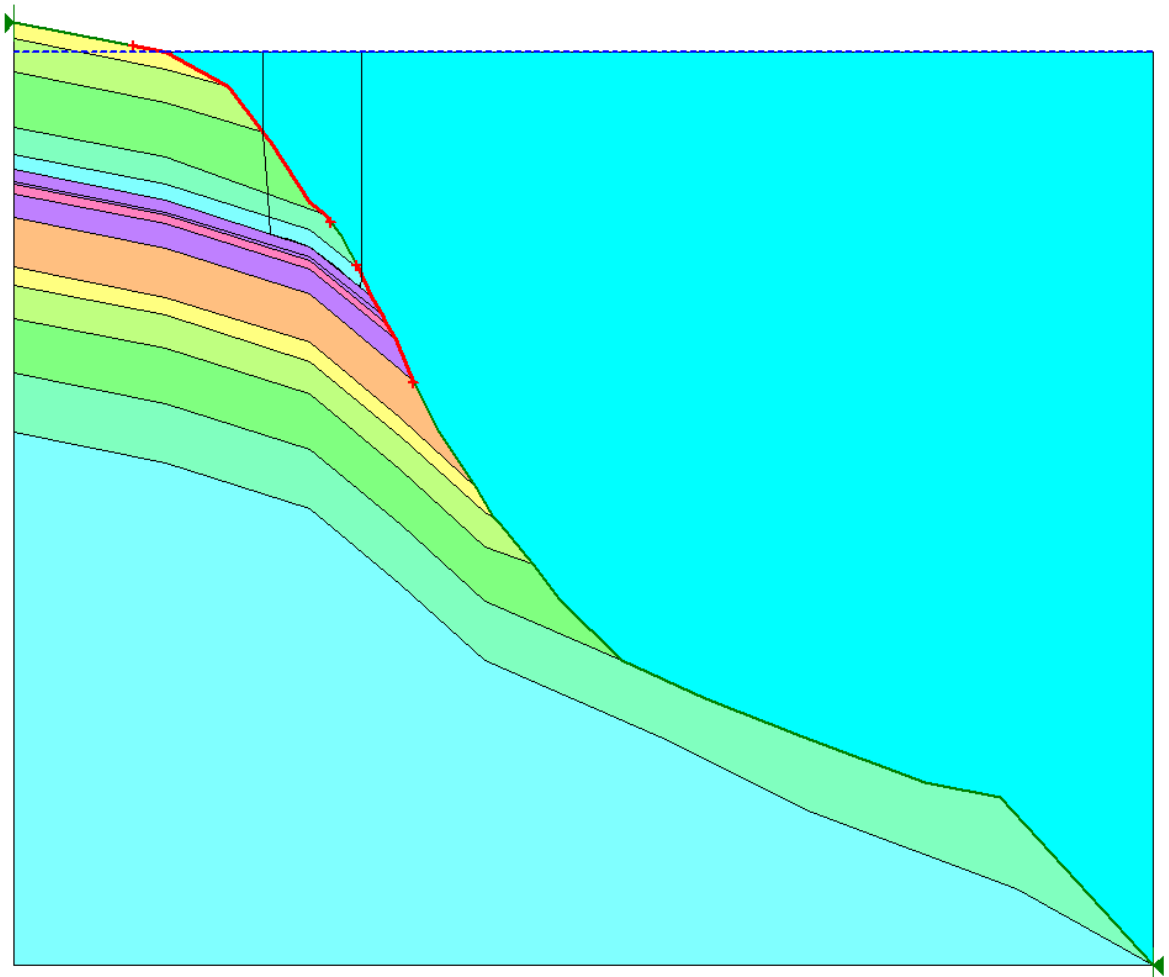
Τέλος, στην τομή D (που διέρχεται από τη CPT7) υπάρχουν δύο (2) υπο-στρώσεις που αναμένεται να ρευστοποιήθηκαν στο σεισμό του Αιγίου, η ρηχή (5) και η βαθιά (7b). Έγιναν ξεχωριστές αναλύσεις για την κάθε στρώση για να βρεθεί ποια εκ των δύο είναι η πλέον κρίσιμη, και οι αντίστοιχες επιφάνειες ολίσθησης παρουσιάζονται στα Σχήματα 6.13α και 6.13β. Οι στατικοί συντελεστές ασφαλείας FS που αντιστοιχούν στις εν λόγω επιφάνειες ολίσθησης συνοψίζονται, μεταξύ άλλων, στον Πίνακα 6.10 που ακολουθεί:

επιφάνεια	ρηχή	βαθιά
FS	7.06	5.07
S_r (kPa)	11	9
S_r* (kPa)	-	0.0

Πίνακας 6.10 Στατικοί συντελεστές ασφαλείας FS μετά το σεισμό (και τη ρευστοποίηση) για πρισματικές επιφάνειες που διέρχονται από τις τρεις ρευστοποιημένες στρώσεις της τομής D λόγω του σεισμού του Αιγίου (15-6-95)

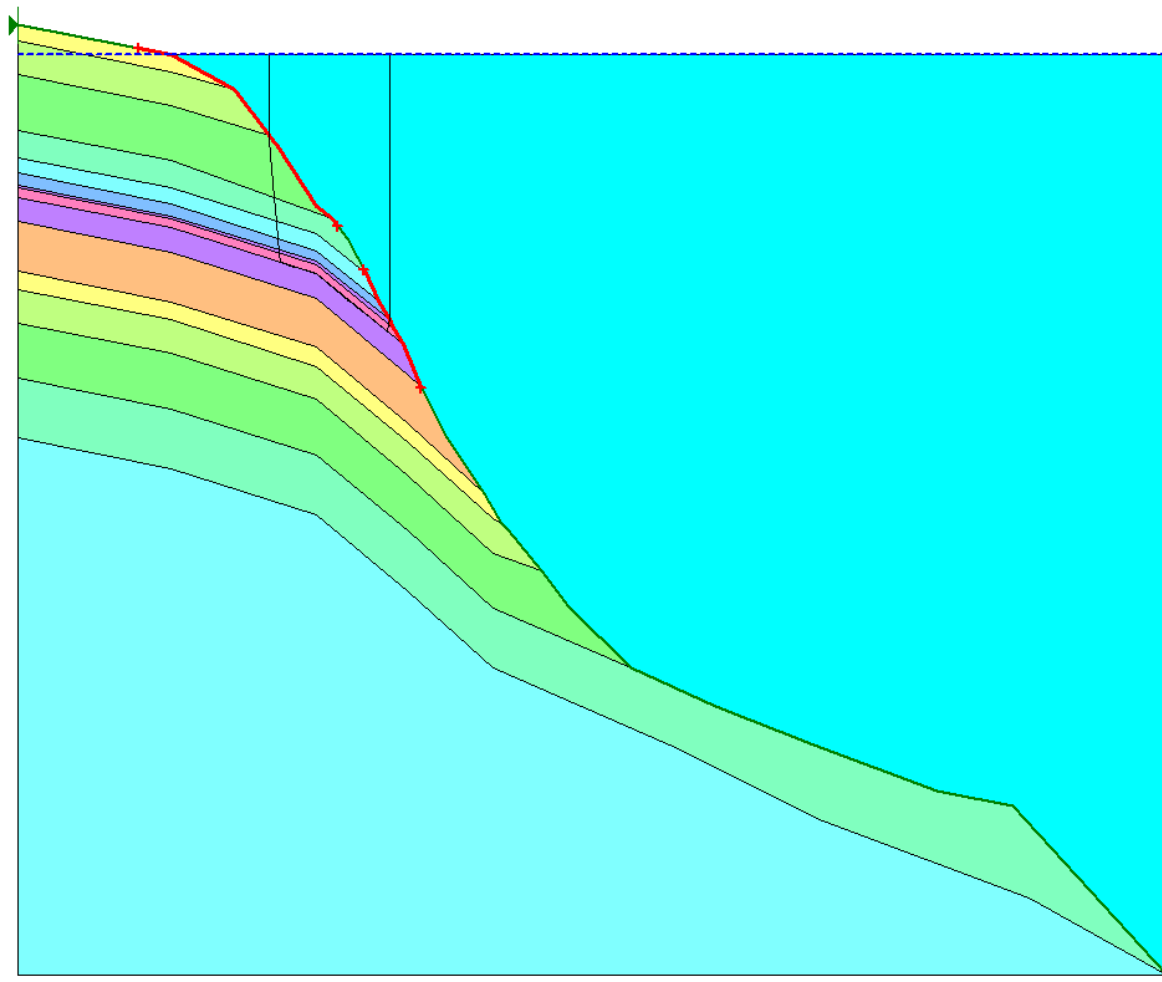
Όπως προκύπτει από τον Πίνακα 6.10, για την υπάρχουσα εκτίμηση της απομένουσας διατμητικής αντοχής σε ρευστοποίηση S_r, καμία από τις δύο επιφάνειες δε δικαιολογείται να οδήγησε σε αστοχία πρανούς (FS = 5.07 – 7.06, έναντι 7.0 πριν το σεισμό και για κυκλική επιφάνεια ολίσθησης). Αυτό σημαίνει κατ' αρχήν ότι η ρηχή πρισματική επιφάνεια είναι λιγότερο κρίσιμη και από την κυκλική επιφάνεια ολίσθησης ολόκληρου του πρανούς πριν το σεισμό. Δε συμβαίνει το ίδιο όμως και για την βαθιά, η οποία έχει σαφώς μικρότερη ευστάθεια μετά το σεισμό, αλλά δεν οδηγεί σε αστοχία για την υποτεθείσα τιμή της S_r. Όμως αν η απομένουσα διατμητική αντοχή της βαθιάς επιφάνειας πρακτικώς μηδενιζόταν (βλέπε τιμές S_r* έναντι των τιμών S_r), τότε το πρανός θα μπορούσε να έχει αστοχήσει, γεγονός που θα μπορούσε να εξηγήσει, έστω ποιοτικά, τη παρατηρηθείσα αστοχία κατά μήκος της τομής D, που διέρχεται από τη θέση της CPT7.

7.062



Σχήμα 6.13α Επιφάνεια ρηγής στατικής αστοχίας μετά το σεισμό στην εδαφική τομή D

5.071



Σχήμα 6.13β Επιφάνεια βαθιάς στατικής αστοχίας μετά το σεισμό στην εδαφική τομή D

6.4 Συμπεράσματα

Από τις αναλύσεις ευστάθειας που παρουσιάστηκαν στο παρόν κεφάλαιο προκύπτουν τα κάτωθι συνοπτικά συμπεράσματα:

(α) Η στατική ευστάθεια των υποθαλάσσιων πρανών πριν το σεισμό ήταν επαρκέστατη ($FS = 7.0 - 12.74$)

(β) Η μεγάλης έντασης ταλάντωση του κύριου σεισμού του Αιγίου (15-6-95) απομείωσε σημαντικά τον ψευδο-στατικό συντελεστή των ίδιων αυτών πρανών ($FS_d = 1.07 - 2.05$), αλλά όχι κάτω από τη μονάδα. Το γεγονός αυτό υποδηλώνει ότι λόγω της σεισμικής ταλάντωσης μπορεί να προκλήθηκαν μόνο κάποιες μετακινήσεις (π.χ. μείωση του αιγιαλού) ή/και ρηγματώσεις της στέψης των πρανών στη χερσαία πλευρά τους, αν και εφόσον οι παραδοχές των ψευδο-στατικών αναλύσεων δεν ήταν επαρκώς συντηρητικές. Οι υποθαλάσσιες αστοχίες δε μπορούν να αποδοθούν στη σεισμική ταλάντωση

(γ) Οι στατικές αναλύσεις μετά το πέρας του σεισμού, υποδεικνύουν ότι λαμβάνοντας υπόψη τη ρευστοποίηση ως μια μείωση της διατμητικής αντοχής έως μια απομένουσα τιμή S_r (που κυμάνθηκε μεταξύ 3 έως 15kPa) μειώνονται αρκετά οι συντελεστές ασφαλείας ($FS = 1.41 - 5.07$), αλλά όχι κάτω από τη μονάδα. Παρόλα αυτά, αν η απομένουσα διατμητική αντοχή είναι στην πραγματικότητα μικρότερη (όχι μεγαλύτερη από 3.8kPa), τότε δικαιολογούνται, έστω ποιοτικά οι αστοχίες ροής στις τομές A, B και D. Μάλιστα, οι αναλύσεις υποδεικνύουν ότι ακόμη και αν είχε μηδενισθεί η S_r στη μοναδική ρευστοποιηθείσα στρώση της τομής C, το γεγονός αυτό δε θα οδηγούσε σε αστοχία, σε συμφωνία με τις επιτόπου παρατηρήσεις που δεν κατέδειξαν αστοχία, σε αντίθεση με τις τομές A, B και D.

(δ) Θα πρέπει να υπογραμμισθεί ότι τα ανωτέρω συμπεράσματα βασίζονται εν πολλοίς και στις παραδοχές όλης της ανάλυσης, οι σημαντικότερες εκ των οποίων είναι η υιοθετηθείσα επιφάνεια του πυθμένα πριν το σεισμό και η θαλάσσια γεωτεχνική

διαστρωμάτωση. Περαιτέρω διερεύνηση του θέματος, με άλλες πιθανές γεωμετρίες πυθμένα και άλλες θαλάσσιες γεωτεχνικές διαστρωματώσεις, καθώς και ποσοτική, και όχι μόνον ποιοτική, συσχέτιση με την καταγραφείσα επιφάνεια ολίσθησης σε κάθε θέση θα οδηγούσαν σε χρήσιμα συμπεράσματα.

Βιβλιογραφία

Ελληνική βιβλιογραφία

- Μπουκουβάλας Γ. (2004), «Σημειώσεις σε ειδικά θέματα θεμελιώσεων», Εκδόσεις Ε.Μ.Π.
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (2000)
- Μπουκοβάλας & Συνεργάτες (1997), «Μελέτη αλλοιουμένων ακτών παραλίας Ερατεινής – Τολοφώνα» προς Α.Δ.Κ. Α.Ε., ειδικός συνεργάτης Γ. Μπουκουβάλας.
- Μπουκοβάλας Γ. & Συνεργάτες (1998), "Μελέτη Αλλοιούμενων Ακτών Παραλίας Ερατεινής - Τολοφώνα (Β' Στάδιο Μελέτης): Γεωλογική-Τεκτονική Ανάλυση, Προσεγγιστική Μελέτη Σεισμικής Επικινδυνότητας, Προσεγγιστική Μελέτη Ευστάθειας Πυθμένα", προς ΑΔΚ α.ε., Απρίλιος.
- Αναγνωριστική γεωτεχνική έρευνα περιοχής, ΓΕΩΣΥΜΒΟΥΛΟΙ Ε.Π.Ε. 1997
- Καρπούζογλου και Συνεργάτες (1997), Τοπογραφική - Βυθομετρική Αποτύπωση της περιοχής ενδιαφέροντος.
- Φερεντίνος και Συνεργάτες (1997), Θαλάσσια Γεωφυσική Διασκόπηση.
- Παπαζάχος και Παπαζάχου (1989), προσομοίωμα σεισμικών πηγών του Ελληνικού χώρου.

Ξένη βιβλιογραφία

- P. Bernard , Briole, B.Meyer, H. Lyon-Caen, J.-M. Gomez, C. Tiberi, C. Berge, R. Cattin, D. Hatzfeld, C. Lachet, B. Lebrun, A. Deschamps, F. Courboux, C. Larroque, A. Rigo, D. Massonnet, P. Papadimitriou, J. Kassaras, D. Diagourtas, K. Makropoulos, G. Veis, E. Papazisi, C. Mitsakaki, V. Karakostas, E. Papadimitriou, D. Papanastassiou¹⁰, M. Chouliaras¹⁰ & G. Stavrakakis¹⁰1997, The Ms=6.2, June 15, 1995 Aigion earthquake (Greece): evidence for low angle normal faulting in the Corinth rift. Journal of Seismology 1:131-150, 1997.

- E. L. Lekkas, S.G. Lozios, E.N. Skourtsos and H.D. Kranis, 1997, Egio Earthquake (15 June 1995): an episode in the neotectonic evolution of Corinthiakos gulf. *J.Geodynamics* Vol. 26, No 2-4, p.p. 487-499, 1998.
- T. Hasiotis, G. Papatheodorou, G. Bouckovalas, C. Corbau, G. Ferentinos 2002, Earthquake-induced coastal sediment instabilities in the western Gulf of Corinth, Greece. *Marine Geology* 186 (2002), 319-335.
- G. Papatheodorou, G. Ferentinos 1996, Submarine and coastal sediment failure triggered by the 1995, $M_s = 6.1$ R Aegion earthquake, Gulf of Corinth, Greece. *Marine Geology* 137 (1997) 287-304.
- G. D. Bouckovalas, G. Gazetas & A. G. Papadimitriou 1999, Geotechnical aspects of the 1995 Aegion (Greece) earthquake.
- N. Hasancebi, R. Ulusay 2006, Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments. *Bull Eng Environ* (2007) 66: 203-23.
- T. L. Youd, Member, ASCE, and I.M. Idriss, Fellow, ASCE April 2001, Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 227-313.
- I.M. Idriss and Ross W. Boulanger 2007, SPT - and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils. p.p 1-22.
- Vucetic & Dobry 1991, Επίδραση της διατμητικής παραμόρφωσης στο μέτρο διάτμησης D και στο λόγω υστερητικής απόσβεσης ξ .
- Skarlatoudis, C.B. Papazachos, B.N. Margaris, N. Theodulidis, Ch. Papaioannou, I. Kalogeras, E.M. Scordilis and V.Krakostas 2003, Empirical Peak Ground – Motion Predictive Relations for Shallows Earthquakes in Greece. *Bulletin of the seismological society of America*. Vol. 93, No 6, p.p 2591-2603.
- Theodulidis & Papazachos (1992), Dependence of strong ground motion on magnitude – distance, site geology and macroseismic intensity for shallow earthquakes in Greece: I, peak horizontal acceleration, velocity and displacement. *Soil Dynamic and earthquake Engineering* 1992; 11: 387-402
- Burton, Yebang Xu, G.- Akis Tselentis, Ethimios Sokos, Willy Aspinall 2003, Strong ground acceleration seismic hazard in Greece and neighbouring regions. *Soil Dynamic and earthquake Engineering* 23 (2003), 159-181.

- Makropoulos & Barton (1985), Seismic hazard in Greece. *Tectonophysics* 1985; 117: 259-94.
- Ambraseys (1997), Measurements of strong ground motion in Europe. Proceedings of the review meeting in Brussels 2-3 and 23-24 May 1996, ECSC-EC-EAEC Brussels, Luxemburg , vol.; 1997.p.195-217.
- Robertson 1990, Soil classification using the cone penetration test. *Can Geotech J.* vol.27, p 151-158.
- P.K. Robertson and C.E (Fear) Wride 1998, Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Can Geotech J.* vol.35, p 442-459.