ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

ΤΜΗΜΑ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ

Ανάλυση Σεισμικής Απόκρισης Χώρων Υγειονομικής Ταφής Απορριμμάτων

Μεταπτυχιακή Εργασία

Ιωάννης Α. Καραμπάτσος
Α.Μ.: 2003.04.009

Εξεταστική Επιτροπή
Ιωάννης Τσομπανάκης, Επίκουρος Καθηγητής (Επιβλέπων)
Κωνσταντίνος Προβιδάκης, Αναπληρωτής Καθηγητής
Ζαχαρίας Αγιουτάντης, Καθηγητής

Χανιά
Φεβρουάριος 2006

Περίληψη

Κύριος στόχος της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας ήταν η μελέτη της επίδρασης της ισχυρής εδαφικής κίνησης σε σημαντικά περιβαλλοντικά έργα, όπως είναι οι χώροι υγειονομικής ταφής απορριμμάτων (ΧΥΤΑ). Εξετάσθηκε μέσω κατάλληλων αριθμητικών προσομοιώσεων η σεισμική απόκριση ορισμένων χαρακτηριστικών ΧΥΤΑ καθώς και οι βασικοί παράμετροι που την επηρεάζουν.

Μέχρι σήμερα, η διεθνής πρακτική αλλά και οι ισχύοντες αντισεισμικοί κανονισμοί προσεγγίζουν το ζήτημα της σεισμικής απόκρισης των ΧΥΤΑ με μεθοδολογίες που έχουν αναπτυχθεί στο παρελθόν για την ανάλυση ευστάθειας εδαφικών αναχωμάτων. Την τελευταία δεκαετία η σεισμική απόκριση των ΧΥΤΑ έχει κινήσει το ενδιαφέρον της επιστημονικής κοινότητας, κυρίως λόγω των περιβαλλοντικών ζητημάτων αλλά και των ζητημάτων της δημόσιας υγείας που θα μπορούσε να εγείρει μία πιθανή αστοχία ως αποτέλεσμα της σεισμικής δραστηριότητας. Έρευνες σε σεισμογενείς Πολιτείες των ΗΠΑ, κατέδειξαν πως οι ΧΥΤΑ ενδέχεται να υποστούν σοβαρές βλάβες εξαιτίας δυναμικής καταπόνησης. Επίσης, αρκετά βήματα έχουν γίνει στην προσπάθεια

διερεύνησης των χαρακτηριστικών εκείνων που διαφοροποιούν τους ΧΥΤΑ από τα κοινά αναχώματα, όπως είναι οι δυναμικές ιδιότητες των απορριμματικών υλικών. Ωστόσο υπάρχουν ακόμα αρκετά τεχνικά ζητήματα που δεν έχουν εξετασθεί επαρκώς. Ένα από αυτά είναι η επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών στις επιβαλλόμενες επιταχύνσεις και συνεπώς στον αντισεισμικό σχεδιασμό ενός ΧΥΤΑ.

Στην εργασία αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα παραμετρικών αριθμητικών προσομοιώσεων που πραγματοποιήθηκαν για να εξετασθεί η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών, της μη-γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών και των χαρακτηριστικών της εδαφικής κίνησης, στην δυναμική απόκριση ενός τυπικού ΧΥΤΑ. Η μη-γραμμική συμπεριφορά τόσο των εδαφικών, όσο και των απορριμματικών υλικών, έχει ληφθεί υπόψη μέσω μίας ισοδύναμα γραμμικής διαδικασίας, ενώ δίδεται έμφαση στα χαρακτηριστικά του σεισμού μέσω της εφαρμογής τριών διαφορετικών χρονοϊστοριών.

Αρχικά έγινε μια εκτεταμένη διερεύνηση της διεθνούς βιβλιογραφίας σχετικά με το ζήτημα της σεισμικής τρωτότητας των ΧΥΤΑ αλλά και των μεθοδολογιών που έχουν αναπτυχθεί μέχρι σήμερα για την εξέταση της σεισμικής τους απόκρισης. Στη συνέχεια, στην έρευνα που πραγματοποιήθηκε αναπτύχθηκαν εξειδικευμένα υπολογιστικά προσομοιώματα, με χρήση κατάλληλων προγραμμάτων Η/Υ, για τη μελέτη της δυναμικής απόκρισης και κατ' επέκταση της ευστάθειας των πρανών ΧΥΤΑ υπό σεισμική διέγερση. Επιδιώχθηκε η όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστική και πιο ακριβής προσέγγιση της συμπεριφοράς των ειδικών αυτών κατασκευών, λαμβάνοντας υπόψη όλες τις τυχηματικές αβεβαιότητες των διαφόρων παραμέτρων που ενέχονται σε προβλήματα αυτού του είδους, όπως γεωμετρικές, μηχανικές, κ.α. Η αριθμητική προσομοίωση των μοντέλων ΧΥΤΑ που πραγματοποιήθηκε στην παρούσα εργασία έγινε με χρήση λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων, κατάλληλο για την επίλυση διδιάστατων προβλημάτων της γεωτεχνικής μηχανικής. Η δυναμική συμπεριφορά των υλικών προσεγγίστηκε μέσο μιας επαναληπτικής, ισοδύναμα γραμμικής διαδικασίας.

Τα αποτελέσματα δείχνουν πως οι τοπικές εδαφικές συνθήκες μπορούν να διαδραματίσουν σημαντικό ρόλο στη σεισμική συμπεριφορά ενός ΧΥΤΑ. Ωστόσο, η επίδρασή τους δεν μπορεί να θεωρηθεί a priori ευεργετική ή επιβλαβής, καθώς

εξαρτάται όχι μόνο από τα χαρακτηριστικά του εδάφους και της σεισμικής κίνησης, αλλά επίσης από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και τις ιδιότητες των υλικών του ΧΥΤΑ. Επίσης καταδεικνύεται πως οι υπάρχοντες αντισεισμικοί κανονισμοί αδυνατούν να ενσωματώσουν τα παραπάνω αλληλοσυσχετισμένα φαινόμενα και συνεπώς ο ορθός αντισεισμικός σχεδιασμός ενός ΧΥΤΑ απαιτεί την εξέταση της κάθε περίπτωσης ξεχωριστά.

Είναι γεγονός ότι στη χώρα μας –και όχι μόνον- δεν έχει γίνει ιδιαίτερα συστηματική ανάλυση της σεισμικής επικινδυνότητας και τρωτότητας των ΧΥΤΑ. Αυτή η πραγματικότητα, σε συνδυασμό με τις σοβαρές περιβαλλοντικές επιπτώσεις που ενδέχεται να έχει μία πιθανή αστοχία τέτοιων έργων, είτε λόγω στατικών, είτε κυρίως λόγω δυναμικών (σεισμικών) καταπονήσεων, καθιστά το θέμα ιδιαιτέρως σοβαρό αλλά και επίκαιρο δεδομένου ότι η μελέτη και ο σχεδιασμός αρκετών ΧΥΤΑ θα υλοποιηθεί τα επόμενα χρόνια. Με δεδομένη την καταγεγραμμένη υψηλή σεισμικότητα του ελλαδικού χώρου γίνεται επιτακτική η ανάγκη σοβαρότερης και πληρέστερης διερεύνησης του θέματος, τόσο σε ερευνητικό επίπεδο όσο και σε επίπεδο εφαρμογής στην πράξη.

Πρόλογος

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του μεταπτυχιακού προγράμματος του τομέα Μηχανικής, του τμήματος Επιστημών του Πολυτεχνείου Κρήτης. Στόχος της επιλογής του συγκεκριμένου θέματος ήταν η προσέγγιση επίκαιρων γεωτεχνικών θεμάτων με περιβαλλοντικές προεκτάσεις. Ένα τέτοιο θέμα είναι και η απόκριση των Χώρων Υγειονομικής Ταφής Απορριμμάτων στη σεισμική διέγερση, καθώς η δυναμική συμπεριφορά των συγκεκριμένων γεω-κατασκευών σχετίζεται τόσο με περιβαλλοντικά ζητήματα, όσο και με ζητήματα που αφορούν τη δημόσια υγεία.

Από την διερεύνηση και τη μελέτη της υπάρχουσας βιβλιογραφίας γίνεται αντιληπτό ότι η σεισμική απόκριση των χώρων ελεγχόμενης απόθεσης είναι ένα θέμα το οποίο ελάχιστα έχει διερευνηθεί στον ελλαδικό χώρο. Μέχρι σήμερα, ο σχεδιασμός των συγκεκριμένων κατασκευών στηρίζεται στα όσα ισχύουν στον αντισεισμικό κανονισμό για τα μικρά εδαφικά αναχώματα. Ωστόσο, τα ιδιαιτέρα χαρακτηριστικά των συγκεκριμένων γεω-κατασκευών διαφοροποιούν σημαντικά την δυναμική συμπεριφορά τους. Συνεπώς, με δεδομένο ότι επίκειται η χωροθέτηση και η κατασκευή των ΧΥΤΑ στις περισσότερες περιοχές της χώρας, η εργασία αυτή φιλοδοξεί να συμβάλει στον

επιστημονικό διάλογο για την ανάπτυξη μεθοδολογιών για τον ορθό αντισεισμικό σχεδιασμό των ΧΥΤΑ.

Θα ήθελα στο σημείο αυτό να ευχαριστήσω τον κ. Ι. Τσομπανάκη, Επίκουρο Καθηγητή του Τμήματος Επιστημών του Πολυτεχνείου Κρήτης, τόσο για την επιλογή του θέματος, όσο και για την πολύτιμη καθοδήγηση του κατά την διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας εργασίας. Επίσης, τα μέλη της εξεταστικής επιτροπής κ. Ζ. Αγιουτάντη, Καθηγητή του τμήματος Μηχανικών Ορυκτών Πόρων και κ. Κ. Προβιδάκη, Αναπληρωτή Καθηγητή του τμήματος Επιστημών του Πολυτεχνείου Κρήτης, για τις πολύτιμες παρατηρήσεις τους. Τέλος, πολλές ευχαριστίες αξίζουν στον Δρ. Πολιτικό Μηχανικό κ. Π. Ψαρρόπουλο για τις πολύτιμες συμβουλές του και την βοήθεια που μου παρείχε στην κατανόηση και την ορθή προσέγγισή του θέματος.

Ι. Α. Καραμπάτσος

Χανιά, 2006

Περιεχόμενα

Περίληψη **iii**

Πρόλογος **iv**

Κεφάλαιο Πρώτο
Κατασκευαστικά και Περιβαλλοντικά Ζητήματα ΧΥΤΑ **1**

1.1 Εισαγωγή 1

1.2 Κατασκευαστικά στοιχεία 3

1.2.1 Κριτήρια χωροθέτησης ΧΥΤΑ 3

1.2.2 Τυπικές μορφές ΧΥΤΑ. 5

1.2.3 Σύστημα μόνωσης ΧΥΤΑ 6

1.2.4 Σύστημα συλλογής και επεξεργασίας στραγγισμάτων 9

1.2.5 Σύστημα συλλογής και επεξεργασίας βιοαερίου 12

1.2.6 Σύστημα τελικής κάλυψης και αποκατάσταση ΧΥΤΑ 13

1.2.7 Λειτουργία και Παρακολούθηση 15

1.3 Περιβαλλοντικές επιπτώσεις 16

Κεφάλαιο Δεύτερο
Η Σεισμική Τρωτότητα των ΧΥΤΑ **18**

2.1 Εισαγωγή 18
2.2 Αστοχίες υπό στατική καταπόνηση 20
2.2.1 Κατολίσθηση στον ΧΑΔΑ Payatas στις Φιλλιπίνες (10/7/2000) 20
2.2.2 Κατολίσθηση στον ΧΑΔΑ Leuwigajah στην Ινδονησία (21/2/2005) 24
2.2.3 Κατολίσθηση στον ΧΥΤΑ Rumpke στις ΗΠΑ (9/3/1996) 27
2.3 Αστοχίες σε ΧΥΤΑ υπό δυναμική καταπόνηση 28
2.3.1 Σεισμός Santa Rosa 30
2.3.2 Σεισμός San Fernando 30
2.3.3 Σεισμός Whittier-Narrows 31
2.3.4 Σεισμός Loma Prieta 31
2.3.5 Σεισμός Northridge 32
2.4 Κατάταξη των σεισμικών βλαβών 39
2.5 Συμπεράσματα από τις έως τώρα καταγραφές 40

Κεφάλαιο Τρίτο
Μεθοδολογίες Ανάλυσης Σεισμικής Απόκρισης ΧΥΤΑ 43
3.1 Εισαγωγή 43
3.2 Ανάλυση ευστάθειας αναχωμάτων - πρανών 46
3.2.1 Ψευδοστατική ανάλυση 47
3.2.2 Μέθοδοι υπολογισμού μετατοπίσεων 50
3.2.3 Ανάλυση τάσης – παραμόρφωσης 55
3.3 Αναλύσεις σεισμικής απόκρισης εδαφών 56
3.3.1 Μονοδιάστατη γραμμική ανάλυση 57
3.3.2 Μονοδιάστατη Ισοδύναμα Γραμμική Ανάλυση 61
3.3.3 Μη-Γραμμική Ανάλυση 63
3.3.4 Η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων 64
3.3.5 Διδιάστατη ισοδύναμα γραμμική ανάλυση με χρήση FEM 69
3.4 Μηχανικές και δυναμικές ιδιότητες απορριμμάτων 70
3.4.1 Μηχανικές ιδιότητες και φυσικά χαρακτηριστικά 71
3.4.2 Δυναμικές ιδιότητες απορριμματικών υλικών 73
3.5 Ο ρόλος των τοπικών εδαφικών συνθηκών 78
3.6 Αναλύσεις σεισμικής απόκρισης ΧΥΤΑ – Βιβλιογραφική Επισκόπηση 81

Κεφάλαιο Τέταρτο
Αριθμητική Προσομοίωση Σεισμικής Απόκρισης ΧΥΤΑ 84
4.1 Εισαγωγή 84
4.2 Αριθμητική Προσομοίωση 85

4.2.1 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά – Δυναμικές Ιδιότητες 85
4.2.2 Διακριτοποίηση Κανάβου Πεπερασμένων Στοιχείων 90
4.2.3 Χαρακτηριστικά Εδαφικής Κίνησης 92
4.3 Αριθμητικά Αποτελέσματα 94
4.3.1 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης ΧΥΤΑ με υπόγειο τμήμα 94
4.3.2 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης ΧΥΤΑ-Αναχώματος 98

Κεφάλαιο Πέμπτο
Συμπεράσματα 107
5.1 Συμπεράσματα 107
5.2 Μελλοντικές επεκτάσεις 109

Βιβλιογραφία 111

Παράρτημα Ι 115
Ι.1 Εισαγωγή στο QUAD M 115
Ι.2 Επίλυση της εξίσωσης της κίνησης 118
Ι.3 Απόσβεση 120
Ι.4 Συνοριακές συνθήκες 121
Ι.5 Υπολογισμός σεισμικού συντελεστή 122

1

Κατασκευαστικά και Περιβαλλοντικά Ζητήματα ΧΥΤΑ

1.1 Εισαγωγή

Η υγειονομική ταφή των απορριμμάτων είναι μία διαδικασία η οποία ξεκίνησε από τη δεκαετία του 1950, όταν δηλαδή αυξήθηκε ραγδαία η αστικοποίηση και το πρόβλημα των απορριμμάτων άρχισε να απασχολεί σοβαρά τους κατοίκους των σύγχρονων μεγαλουπόλεων. Μέχρι τότε τα απορρίμματα συνήθως κατέληγαν σε περίαστικές περιοχές χαμηλής αξίας όπου και αποτίθεντο. Συνήθης πρακτική τα χρόνια εκείνα ήταν και η καύση των απορριμμάτων σε αυτούς τους χώρους ανεξέλεγκτης διάθεσης, πρακτική που συνεχίζεται μέχρι και τις μέρες μας σε υπανάπτυκτες περιοχές του πλανήτη.

Από τα πρώτα μεταπολεμικά χρόνια, όταν τα περιβαλλοντικά προβλήματα άρχισαν να διογκώνονται, ξεκίνησε στις ΗΠΑ αυτό που μέχρι σήμερα αποκαλείται «υγειονομική ταφή» των απορριμμάτων [1]. Ασφαλώς, η έννοια αυτή δεν σήμαινε διαχρονικά τις ίδιες διαδικασίες απόθεσης απορριμμάτων. Αρχικά, ως υγειονομική ταφή θεωρήθηκε η καθημερινή κάλυψη των απορριμμάτων με λεπτές εδαφικές στρώσεις, προκειμένου να αποφεύγεται η διάδοση των παθογόνων μικροοργανισμών μέσω των εντόμων και των

τρωκτικών αλλά και να περιοριστούν οι οσμές από τους χώρους απόθεσης. Αργότερα, θεσπίστηκαν αυστηρότερα κριτήρια για την υγειονομική ταφή: θεωρήθηκε λοιπόν απαραίτητη η πλήρως μονωμένη αποθήκευση των απορριμμάτων σε ειδικά διαμορφωμένους Χώρους Υγειονομικής Ταφής Απορριμμάτων (ΧΥΤΑ) αλλά και η διαχείριση των υγρών και αέριων ρύπων που παράγονται. Επίσης, καθώς οι χώροι εναπόθεσης απορριμμάτων αυξάνονταν, η ανάγκη για αποκατάσταση, επανένταξη και αξιοποίηση των ΧΥΤΑ μετά το πέρας της λειτουργίας τους έγινε επιβεβλημένη για κοινωνικούς αλλά και οικονομικούς λόγους.

Αποτελούν όμως οι ΧΥΤΑ λύση στο τεράστιο περιβαλλοντικό πρόβλημα της διαχείρισης των απορριμμάτων; Έχει αποδειχθεί ότι οι μέχρι σήμερα τεχνολογίες που εφαρμόζονται σε ΧΥΤΑ, αν και μειώνουν σημαντικά το ρυπαντικό φορτίο που διαφεύγει στο περιβάλλον, δεν μπορούν να οδηγήσουν σε πλήρη αποφυγή διαρροών ρυπαντών προς το περιβάλλον. Ατέλειες στην κατασκευή, ατυχήματα, γήρανση των μονωτικών υλικών είναι μερικά μόνο από τα αίτια που μπορούν να οδηγήσουν σε διαφυγή ρυπαντών. Επίσης περιβαλλοντική επιβάρυνση προκαλείται και από την ίδια τη λειτουργία των ΧΥΤΑ.

Από την άλλη, ακόμα και αν είναι δυνατή η πλήρης μόνωση των απορριμμάτων και η διαχείριση του ρυπαντικού φορτίου, το πρόβλημα παραμένει: ανάγκη για όλο και περισσότερους χώρους απόθεσης απορριμμάτων εξαιτίας της συνεχούς αύξησης του όγκου των απορριμμάτων και του ρυπαντικού φορτίου που τα συνοδεύουν. Το περιβαλλοντικό πρόβλημα των απορριμμάτων δεν μπορεί να λυθεί όσο αυξάνεται, με εκθετικούς μάλιστα ρυθμούς, ο όγκος των απορριμματικών υλικών που παράγεται στον ανεπτυγμένο κόσμο κάθε χρόνο. Σύμφωνα με τα στοιχεία του US EPA, από το 1960 μέχρι το 2003 η παραγωγή των απορριμμάτων έχει αυξηθεί κατά 180% περίπου [2], ενώ και οι μελλοντικές προβλέψεις είναι δυσοίωνες. Παρά την εφαρμογή προγραμμάτων ανακύκλωσης σε όλες σχεδόν τις ανεπτυγμένες χώρες, τα καταναλωτικά πρότυπα που έχουν επικρατήσει και η τάση προς κατασκευή μη ανθεκτικών καταναλωτικών προϊόντων οδηγούν σε αύξηση του παραγόμενου όγκου απορριμμάτων, η οποία είναι αδύνατον να αντισταθμιστεί από φιλικές περιβαλλοντικά διαδικασίες εναλλακτικής διαχείρισης. Προκειμένου λοιπόν να αντιμετωπισθεί το περιβαλλοντικό ζήτημα που σχετίζεται με τα απορρίμματα είναι ανάγκη, ταυτόχρονα με την προσπάθεια βελτιστοποίησης των τεχνολογιών που αφορούν την διαχείριση των

απορριμμάτων, να υιοθετηθεί και ένα εναλλακτικό μοντέλο κοινωνικής οργάνωσης το οποίο δεν θα βασίζεται στον άκρατο καταναλωτισμό και θα ευνοεί την παραγωγή ανθεκτικότερων προϊόντων.

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζονται συνοπτικά οι μέθοδοι και οι διαδικασίες κατασκευής ενός ΧΥΤΑ καθώς και τα βασικά περιβαλλοντικά προβλήματα που σχετίζονται με τη λειτουργία τους. Δίνεται έμφαση στα κατασκευαστικά εκείνα στοιχεία τα οποία, όπως θα αναλυθεί και σε επόμενο κεφάλαιο, είναι περισσότερο εκτεθειμένα στον σεισμικό κίνδυνο.

1.2 Κατασκευαστικά στοιχεία

Οι ΧΥΤΑ είναι ειδικά διαμορφωμένοι χώροι που χρησιμοποιούνται για την ελεγχόμενη απόθεση απορριμμάτων στα επιφανειακά στρώματα της γης και έχουν σχεδιασθεί με τέτοιον τρόπο ώστε να ελαχιστοποιείται ο κίνδυνος για την δημόσια υγεία και το περιβάλλον. Βασικοί στόχοι μίας τέτοιας κατασκευής είναι η μονωμένη αποθήκευση των απορριμμάτων, η διαχείριση των υγρών και αερίων ρύπων που προκύπτουν από αυτά, καθώς και η επανένταξη του χώρου στο φυσικό περιβάλλον [3]. Στη συνέχεια παρουσιάζονται συνοπτικά τα βασικά κατασκευαστικά στοιχεία ενός ΧΥΤΑ ξεκινώντας από την χωροθέτηση και καταλήγοντας στην αποκατάσταση του χώρου.

1.2.1 Κριτήρια χωροθέτησης ΧΥΤΑ

Σύμφωνα με τον Σκορδίλη [4] τα βασικά κριτήρια επιλογής των χώρων ελεγχόμενης απόθεσης απορριμμάτων είναι τα εξής:

<u>1. Περιβαλλοντικά Κριτήρια</u>

Τέτοια είναι οι επιπτώσεις της λειτουργίας του ΧΥΤΑ στη χλωρίδα και την πανίδα της περιοχής, στα υπόγεια και επιφανειακά ύδατα, στην ατμόσφαιρα, στο έδαφος και στο τοπίο. Επίσης, τέτοια κριτήρια αποτελούν επίσης η επιβάρυνση της περιοχής από οσμές και θόρυβο.

<u>2. Γεωλογικά – Υδρογεωλογικά – Υδρολογικά Κριτήρια</u>

Η γεωλογική δομή της περιοχής, η κλίση, το πάχος και η διαπερατότητα των στρωμάτων, τα ρήγματα, η σεισμικότητα, η παρουσία υδροφορέων, καθώς και τα

καιρικά φαινόμενα της περιοχής. Η σύνθεση και η ποιότητα του υπεδάφους διαδραματίζει σπουδαίο ρόλο για την επιλογή της θέσης ενός ΧΥΤΑ. Η παρουσία ασβεστολιθικών πετρωμάτων σε μικρά βάθη καθώς και η παρουσία ρηγμάτων δεν είναι ευνοϊκή για την κατασκευή μιας τέτοιας μονάδας, λόγω της πιθανής καρστικοποιήσης τους αλλά και των πιθανών μεγάλων μετακινήσεων σε περίπτωση σεισμού. Άμεσα συνδεδεμένη με τα παραπάνω είναι η διαπερατότητα του εδάφους, η οποία επηρεάζει τη δυνατότητα διαφυγής των ρύπων προς τους γύρω υδροφορείς. Εδάφη μικρής διαπερατότητας προτιμώνται για την κατασκευή ΧΥΤΑ. Αντιθέτως, η παρουσία υδροφόρου ορίζοντα σε μικρό βάθος από την επιφάνεια οδηγεί σε αποκλεισμό της περιοχής λόγω της πιθανής ρύπανσης σε περίπτωση αστοχίας του έργου. Επίσης, είναι γενικά προτιμητέες περιοχές με μικρές κλίσεις των φυσικών πρανών. Οι μεγάλες κλίσεις εδάφους μπορεί να δημιουργήσουν επέκταση της ρύπανσης μέσω της ανεξέλεγκτης επιφανειακής απορροής των ατμοσφαιρικών κατακρημνίσεων. Τέλος, η σεισμικότητα της περιοχής πρέπει να αποτελεί βασικότατο κριτήριο στην χωροθέτηση ενός ΧΥΤΑ κάτι που, δυστυχώς, δεν ήταν και ούτε είναι πάντα πάγια πρακτική. Μεγάλος δείκτης σεισμικότητας συνεπάγεται συχνή σεισμική δραστηριότητα, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει στην αστοχία του έργου. Σε μια τέτοια περίπτωση, υπάρχει κίνδυνος να προκληθεί τόσο διαρροή επικίνδυνων στραγγισμάτων, όσο και εκρήξεις ή πυρκαγιές από τη διαρροή επικίνδυνων αερίων.

3. Οικονομικά κριτήρια:

Τα κριτήρια αυτά αφορούν τα διάφορα έξοδα για την κατασκευή, την οργάνωση λειτουργίας ενός ΧΥΤΑ, αλλά και το κόστος επεξεργασίας των στερεών αποβλήτων. Η διαθεσιμότητα του εξεταζόμενου χώρου, σε συνδυασμό με το κόστος κατασκευής και λειτουργίας, έχει μεγάλη σημασία στην τελική επιλογή του κατάλληλου χώρου. Προφανώς η διαθεσιμότητα του χώρου εξαρτάται από το ιδιοκτησιακό καθεστώς που επικρατεί στην περιοχή, το οποίο και καθορίζει την αξία της γης. Οι μικρές και λογικές αποστάσεις από τα κέντρα μεταφόρτωσης είναι επιθυμητές, χωρίς φυσικά να παραβιάζονται τα άλλα κριτήρια που προαναφέρθηκαν. Σε αυτήν την περίπτωση ελαχιστοποιείται το κόστος μεταφοράς των απορριμμάτων και γίνεται ταχύτερη η πρόσβαση στον ΧΥΤΑ. Τέλος, οι ανάγκες ενός ή περισσότερων δήμων όσο και η προβλεπόμενη διάρκεια ζωής του έργου θα πρέπει να καθορίζουν την επιφάνεια και τον όγκο του χώρου ώστε να είναι εφικτή η απόσβεση του κόστους από τους εμπλεκόμενους φορείς που χρηματοδοτούν την κατασκευή και λειτουργία του ΧΥΤΑ.

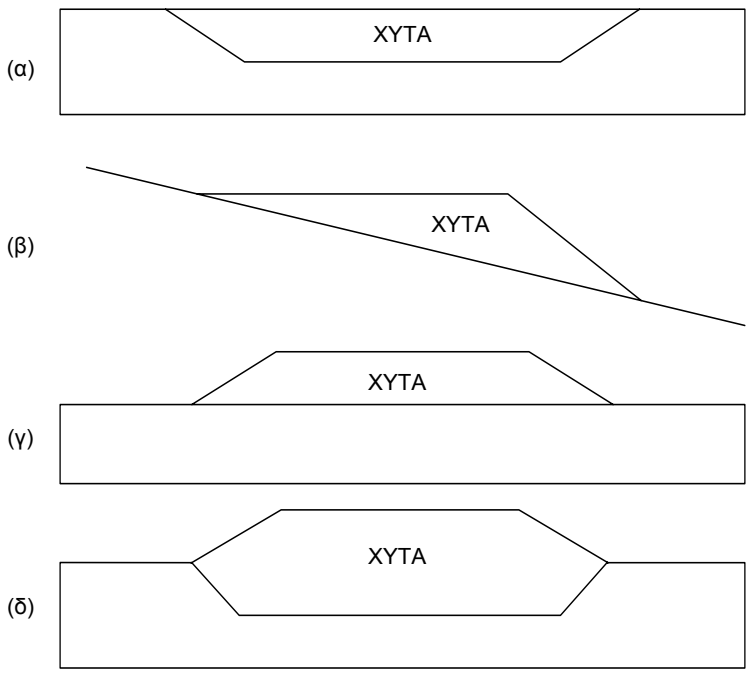
Δεν είναι τυχαίο ότι στις ΗΠΑ οι ΧΥΤΑ αποτελούν μια πολύ προσοδοφόρα επιχειρηματική δραστηριότητα.

4. Κοινωνικά Κριτήρια:

Η περιοχή και ο χώρος που θα επιλεγεί για τη χωροθέτηση ενός τέτοιου έργου θα πρέπει να βρίσκεται μακριά από κατοικημένες περιοχές, αεροδρόμια, καλλιέργειες, φάρμες ζώων, βιομηχανίες, αρχαιολογικούς χώρους, καθώς και τουριστικές περιοχές. Τόσο ο θόρυβος, όσο και οι πιθανές διαρροές επικίνδυνων στραγγισμάτων και αερίων είναι παράγοντες που είναι ικανοί να προκαλέσουν σοβαρές δυσλειτουργίες σε ένα κοινωνικό σύνολο. Επίσης, η ύπαρξη χιλιάδων πτηνών σε ΧΥΤΑ, όπως συνήθως συμβαίνει, μπορεί να προκαλέσει προβλήματα στις απογειώσεις και προσγειώσεις σε αεροδρόμια καθώς τα διάφορα πτηνά μπλέκονται στις μηχανές των αεροπλάνων.

1.2.2 Τυπικές μορφές ΧΥΤΑ.

Η μορφή που έχει ένας ΧΥΤΑ μεταβάλλεται με τον χρόνο και συνήθως η τελική μορφή προκύπτει μετά το πέρας της λειτουργίας του. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.1 οι ΧΥΤΑ διακρίνονται ανάλογα με την μορφή και τον τρόπο εναπόθεσης σε [4]:



Σχήμα1.1: Η κατηγοριοποίηση των ΧΥΤΑ ανάλογα με την μορφή τους σε υπόγειους (α), υπέργειους (β, γ) και συνδυασμό των παραπάνω (δ).

α) κλειστή εναπόθεση σε τεχνικές ή φυσικές κοιλάδες, (υπόγειος ΧΥΤΑ),

β) εναπόθεση σε μη απότομη ή σε απότομη πλαγιά (υπέργειος ΧΥΤΑ),

γ) εναπόθεση σε επίπεδη επιφάνεια (υπέργειος ΧΥΤΑ),

δ) συνδυασμός τον παραπάνω δηλαδή ΧΥΤΑ με υπόγειο και υπέργειο μέρος.

Συνήθως, η απόθεση των απορριμμάτων γίνεται σε επίπεδα, μέσου πάχους 5 m περίπου, τα οποία καλύπτονται με ενδιάμεσες στρώσεις αργιλικών υλικών. Αυτό γίνεται για να περιοριστούν στο ελάχιστο οι αναθυμιάσεις, ο κίνδυνος αυτανάφλεξης και η κατείσδυση των υδάτων από τις βροχοπτώσεις. Οι τρόποι πλήρωσης ενός ΧΥΤΑ αναλύονται σε επόμενη ενότητα.

1.2.3 Σύστημα μόνωσης ΧΥΤΑ

Όπως προαναφέρθηκε, βασικός στόχος ενός ΧΥΤΑ είναι η αποτελεσματική στεγάνωση του πυθμένα και των πρανών. Η μόνωση αποτελεί βασικό παράγοντα της σωστής λειτουργίας ενός ΧΥΤΑ και προϋπόθεση για την ελαχιστοποίηση των περιβαλλοντικών επιπτώσεων. Τα υλικά που χρησιμοποιούνται για τη μόνωση ενός ΧΥΤΑ πρέπει να πληρούν συγκεκριμένες προϋποθέσεις, όπως είναι η αντοχή στην επίδραση των μικροοργανισμών και των χημικών διεργασιών, η αντοχή στις καθιζήσεις και τις διαβρώσεις και η αντοχή στις υψηλές θερμοκρασίες [4]. Η μόνωση του χώρου ελεγχόμενης απόθεσης απορριμμάτων μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε με ορυκτά υλικά, είτε με συνδυασμό ορυκτών υλικών και συνθετικών γεωμεμβρανών.

Η μόνωση με ορυκτά υλικά πραγματοποιείται συνήθως με τη χρήση αργιλικών υλικών. Τα αργιλικά υλικά όταν συμπιεστούν υπό κατάλληλες συνθήκες υγρασίας αποκτούν μικρή διαπερατότητα και μπορούν να λειτουργήσουν ως στεγανωτικές μεμβράνες. Οι προϋποθέσεις για την αποτελεσματική λειτουργία της αργιλικής μόνωσης αφορούν τόσο τη σύνθεση του αργιλικού μείγματος όσο και τις εργασίες κατασκευής της μόνωσης. Συγκεκριμένα, μερικά βασικά χαρακτηριστικά που αφορούν την σύνθεση του μίγματος είναι [4]:

- η περιεκτικότητα σε λεπτόκοκκο υλικό (2μm) σε ποσοστό τουλάχιστον 20%,
- το να είναι απαλλαγμένο από ξένες προσμίξεις,
- το να αποτελείται από κόκκους μέγιστου μεγέθους 32mm,
- ο δείκτης πλαστικότητας (PI) να κυμαίνεται μεταξύ 10-25%.

Επίσης, πρέπει να αποφεύγεται η παρατεταμένη έκθεση της αργιλικής στρώσης σε ηλιακή ακτινοβολία πριν τη χρησιμοποίηση της για να ελαχιστοποιείται ο κίνδυνος ρηγμάτωσης της λόγω ξήρανσης. Σε περιοχές που έχουν χαμηλές θερμοκρασίες υπάρχει περίπτωση παρατήρησης βλαβών της αργιλικής στρώσης λόγω παγετού. Επιπροσθέτως, η χημική σύσταση των υγρών στραγγισμάτων είναι ικανή να επηρεάσει τη συμπυκνωμένη αργιλική στρώση και να μεταβάλλει τις ιδιότητες της. Γι' αυτό άλλωστε είναι αναγκαία η εκτέλεση ειδικών δοκιμών συμβατότητας για να είναι γνωστή εκ των προτέρων η επιρροή των μελλοντικών στραγγισμάτων των απορριμμάτων στα αργιλικά υλικά.

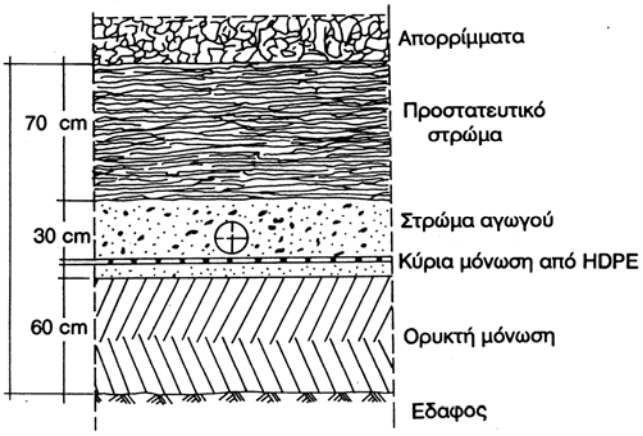
Βασική προϋπόθεση για την ασφαλή μόνωση της περιοχής με ορυκτά υλικά αποτελεί και η προσεκτική κατασκευή της αργιλικής στρώσης. Σε πρώτο στάδιο, απαιτείται η κατάλληλη προετοιμασία του εδάφους μέσω της εξομάλυνσης και της συμπίεσής του. Η κλίση των αργιλικών στρώσεων είναι αναγκαίο να ακολουθεί πάντα την κλίση του εδάφους. Κατά συνέπεια, πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή έτσι ώστε η διεπιφάνεια μεταξύ των επάλληλων στρώσεων στα πρανή να έχει κλίση προς το εσωτερικό του αποδέκτη. Έτσι, αποφεύγονται οι διαφυγές του υγρού στραγγίσματος από τα πρανή αφού συγκεντρώνονται στον πυθμένα του αποδέκτη, απ' όπου και συλλέγεται με κατάλληλες διατάξεις. Ωστόσο, η πλέον σημαντική κατασκευαστική παράμετρος, είναι όπως προαναφέρθηκε, η κατάλληλη περιεκτικότητα σε υγρασία κατά τη συμπίεση της αργιλικής στρώσης καθώς σε περίπτωση χαμηλής περιεκτικότητας τα αργιλικά υλικά σχηματίζουν σβώλους οι οποίοι αποτελούν ασυμπίεστα τμήματα και συνεπώς κενά στο στρώμα στεγάνωσης [4]. Το πάχος της κάθε αργιλικής στρώσης πρέπει να είναι τουλάχιστον 0.5m.

Η ασφαλέστερη, ωστόσο, μέθοδος μόνωσης των χώρων ελεγχόμενης απόθεσης απορριμμάτων είναι η ταυτόχρονη χρήση ορυκτών υλικών αλλά και συνθετικών γεωμεμβρανών. Οι γεωμεμβράνες κατασκευάζονται από πολυμερή με υψηλό μοριακό βάρος όπως τα θερμοπλαστικά (PVC) και το υψηλής πυκνότητας πολυαιθυλένιο (HDPE). Πριν την τοποθέτησή τους προηγείται εξομάλυνση και συμπίεση του εδάφους. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην συγκόλληση των γεωμεμβρανών η οποία πραγματοποιείται με την εφαρμογή υψηλής θερμοκρασίας και τη συμπίεση των πλαστικών φύλλων. Οι μεμβράνες αγκυρώνονται σε ειδικές τάφρους που

Σχήμα1.2: Τοποθέτηση γεωμεμβράνης σε ΧΥΤΑ [5].

κατασκευάζονται στην κορυφή των πρανών. Στο Σχήμα 1.2 παρουσιάζεται η διαδικασία τοποθέτησης φύλλων γεωμεμβράνης σε ΧΥΤΑ.

Τα βασικά μειονεκτήματα των γεωμεμβρανών είναι η ευαισθησία σε διάτρηση λόγω της ύπαρξης αιχμηρών αντικειμένων στα απορρίμματα, αλλά και η ευαισθησία σε χημικές ουσίες που συναντόνται στα στραγγίσματα. Συνεπώς, είναι απαραίτητη η προστασία των πλαστικών φύλλων από διαδοχικά στρώματα αργιλικών, θραυστών υλικών, αλλά και ειδικού γεωυφάσματος που αποτελείται από ίνες πολυμερούς υλικού. Στο Σχήμα 1.3 απεικονίζεται μία τομή του συστήματος μόνωσης με συνδυασμό αργιλικής μόνωσης και γεωμεμβράνης.



Σχήμα 1.3: Συνδυασμός αργιλικής μόνωσης και συνθετικής γεωμεμβράνης [5].

Σε περίπτωση ενός ΧΥΤΑ σε περιοχή όπου η μόνιμη στάθμη του υπογείου ορίζοντα είναι υψηλότερη από τη στάθμη του πυθμένα του χώρου εναπόθεσης, η μεμβράνη πρέπει να ελέγχεται και έναντι υδροστατικής ανύψωσης. Συνήθως, τοποθετούνται δυο στρώσεις μεμβρανών με ενδιάμεση στρώση αργιλικών υλικών. Τέλος, παρόλο που οι μεμβράνες έχουν μεγάλη ελαστικότητα, υπάρχει πάντα ο κίνδυνος καταστροφής τους από μετακινήσεις του εδάφους λόγω διαφορικών καθιζήσεων (στατικών ή δυναμικών), βροχοπτώσεων, κατολισθήσεων κλπ. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίδεται στα «κρίσιμα» σημεία όπως είναι οι τάφροι αγκύρωσης των μεμβρανών και οι συγκολλήσεις. Όπως αναφέρεται και στο Κεφάλαιο 2, σε ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν μετά από σεισμικά γεγονότα στις ΗΠΑ παρατηρήθηκαν καταστροφές γεωμεμβρανών σε σημεία που βρίσκονταν κοντά στις τάφρους αγκύρωσης.

Ολοκληρώνοντας, πρέπει να τονισθεί πως μέχρι σήμερα καμία από τις προαναφερθείσες μεθόδους δεν εξασφαλίζει τη μόνιμη και πλήρη μόνωση του χώρου εναπόθεσης απορριμμάτων από το εξωτερικό περιβάλλον. Τόσο η μεγάλη πιθανότητα ατυχημάτων ή κατασκευαστικών ατελειών όσο και η εξασθένηση των συστημάτων μόνωσης με το πέρασμα του χρόνου οδηγούν αναπόφευκτα σε διαρροές ρυπαντών στο περιβάλλον. Είναι ωστόσο σημαντικό να ελαχιστοποιηθούν οι παράγοντες εκείνοι που θα μπορούσαν να οδηγήσουν σε μεγάλες περιβαλλοντικές καταστροφές. Ένας τέτοιος παράγοντας μπορεί να είναι ο σεισμικός κίνδυνος, ο οποίος μπορεί υπό προϋποθέσεις να οδηγήσει σε αστάθειες, κατολισθήσεις και μετακινήσεις τέτοιες, που να απειλήσουν τη μόνωση της κατασκευής.

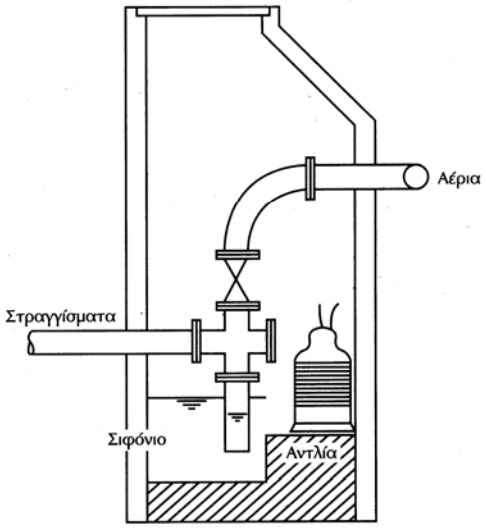
1.2.4 Σύστημα συλλογής και επεξεργασίας στραγγισμάτων

Τα στραγγίσματα αποτελούν τον βασικό ίσως ρυπαντή που παράγεται σε έναν χώρο ελεγχόμενης απόθεσης απορριμμάτων. Οι χημικές αντιδράσεις αποσύνθεσης των οργανικών ουσιών παράγουν υγρό στράγγισμα με σημαντικό ρυπαντικό φορτίο. Σε συνδυασμό με την φυσική υγρασία των απορριμμάτων και την εισροή επιφανειακών υδάτων που προέρχονται από τις ατμοσφαιρικές κατακρημνίσεις προκαλείται συγκέντρωση μεγάλων ποσοτήτων υγρών στραγγισμάτων στον πυθμένα ενός ΧΥΤΑ. Όπως αναφέρει ο Σκορδίλης [6], το βασικό κριτήριο εκτίμησης της ποιότητας των στραγγισμάτων είναι η συγκέντρωση του οργανικού φορτίου, το οποίο εξαρτάται από

Σχήμα1.4: Διάτρητος αγωγός απορρόφησης στον ΧΥΤΑ της Αθήνας [5].

μία σειρά παραμέτρους, όπως είναι η ηλικία και η σύνθεση των απορριμμάτων, καθώς και το είδος της συμπίεσης που εφαρμόζεται.

Η ζώνη αποστράγγισης, πάχους 50 cm τουλάχιστον, τοποθετείται ανάμεσα στο σύστημα μόνωσης του πυθμένα και στα στερεά απόβλητα (Σχήμα 1.3). Το υλικό που χρησιμοποιείται είναι χάλικες, οι οποίοι απαιτούν ειδική επεξεργασία προτού χρησιμοποιηθούν. Στην ανώτερη επιφάνεια τους φέρουν στρώση από άμμο με σκοπό

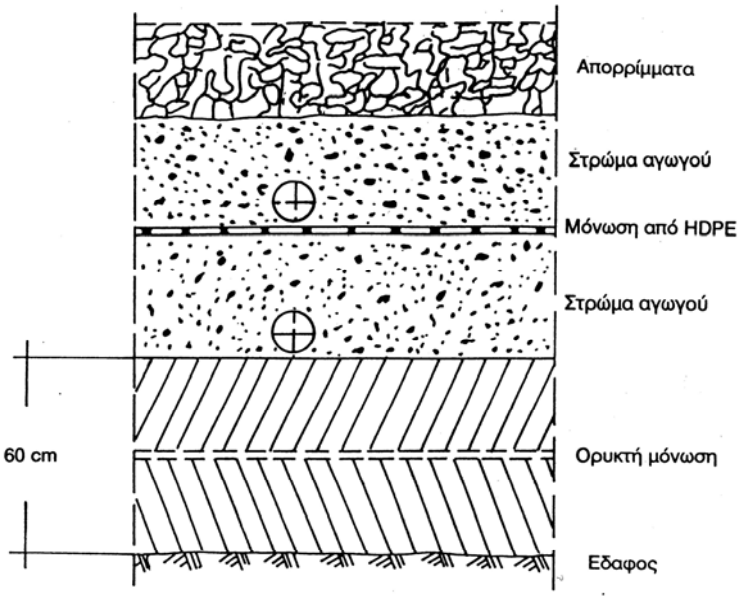


Σχήμα 1.5: Φρεάτιο συλλογής στραγγισμάτων και αερίων [6].

την προστασία της υποκείμενης στρώσης στράγγισης από ογκώδη και αιχμηρά αντικείμενα, αλλά και την κατακράτηση στερεών κόκκων που αιωρούνται εντός του στραγγίσματος. Κατά διαστήματα, που δεν ξεπερνούν τα 40 m, εντός της στρώσης στράγγισης τοποθετούνται διάτρητοι αγωγοί απορρόφησης (Σχήμα 1.4) για την ταχεία συλλογή και αποστράγγιση των παραγόμενων υγρών. Οι αγωγοί κατασκευάζονται συνήθως από HDPE ή PVC προκειμένου να είναι ανθεκτικοί σε καταπονήσεις και τοποθετούνται ακτινικά ή σε σχήμα σπονδυλικής στήλης.

Οι αγωγοί αυτοί καταλήγουν σε φρεάτια απ' όπου το στράγγισμα απομακρύνεται είτε με φυσική ροή σε αγωγούς μεταφοράς είτε με άντληση. Τα φρεάτια συλλογής στραγγισμάτων μπορεί να λειτουργούν και ως φρεάτια συλλογής βιοαερίου (Σχήμα1.5). Πριν την τοποθέτηση των αγωγών προηγούνται υδραυλικοί και υδρολογικοί υπολογισμοί για την διαστασιολόγησή τους και τον υπολογισμό των μεταξύ τους αποστάσεων.

Το προαναφερθέν σύστημα είναι το κύριο σύστημα συλλογής του στραγγίσματος. Σε αρκετές περιπτώσεις, όπου επιδιώκεται ασφαλέστερη μόνωση και καλύτερη αποστράγγιση, εφαρμόζεται και δευτερεύον σύστημα συλλογής στραγγισμάτων το οποίο αποτελείται από μία στρώση άμμου και τοποθετείται συνήθως μεταξύ των δύο μεμβρανών (Σχήμα 1.6). Όπως στο πρωτεύον έτσι και στο δευτερεύον σύστημα



Σχήμα 1.6: Διπλό σύστημα συλλογής στραγγισμάτων και μόνωσης [6].

προβλέπεται συλλογή πιθανών διαρροών του στραγγίσματος μέσω σωλήνων, φρεατίων, κλπ. Έτσι μπορεί εύκολα να εντοπιστεί η θέση και το μέγεθος των διαρροών των στραγγισμάτων και να αποφευχθούν ανεξέλεγκτες και επικίνδυνες διαφυγές.

Βασική παράμετρος για την εύρυθμη λειτουργία των παραπάνω συστημάτων είναι η αποφυγή της έμφραξης τους κατά τη λειτουργία του ΧΥΤΑ. Η έμφραξη του συστήματος μπορεί να συμβεί είτε με συγκράτηση των στερεών ουσιών του στραγγίσματος στους πόρους της στρώσης αποστράγγισης, οπότε μειώνεται το πορώδες της, είτε από την προσρόφηση ρύπων στην επιφάνεια των κόκκων της στρώσης αποστράγγισης. Για την αποφυγή τέτοιων φαινομένων τα υλικά της στρώσης στράγγισης πρέπει να είναι χονδρόκοκκα και η διαπερατότητα τους να είναι υψηλή. Επίσης, πρέπει να υπάρχει σύστημα φιλτραρίσματος στην ανώτερη επιφάνεια της στρώσης στράγγισης.

Μετά την απομάκρυνσή τους από τον ΧΥΤΑ τα στραγγίσματα οδηγούνται προς επεξεργασία η οποία μπορεί να πραγματοποιηθεί με βιολογικές, χημικές, φυσικές διεργασίες ή συνδυασμό των παραπάνω. Σε περίπτωση που δεν υπάρχει δυνατότητα περεταίρω επεξεργασίας είναι δυνατή η επανακυκλοφορία των στραγγισμάτων στον όγκο των απορριμμάτων. Με τη διαδικασία αυτή επιτυγχάνεται ταχύτερη βιοαποικοδόμηση των απορριμμάτων. Αν όμως αυτό δεν μπορεί να γίνει λόγω της σύστασης τους, τότε με το κατάλληλο σύστημα βιολογικού καθαρισμού γίνεται η επεξεργασία τους και στη συνέχεια διατίθενται για άρδευση των γύρω περιοχών.

1.2.5 Σύστημα συλλογής και επεξεργασίας βιοαερίου

Ένας δεύτερος σημαντικός ρυπαντής που παράγεται σε έναν χώρο ελεγχόμενης απόθεσης απορριμμάτων είναι το βιοαέριο καθώς περιέχει επικίνδυνες και τοξικές ουσίες. Το βιοαέριο παράγεται από την αερόβια και την αναερόβια βιοαποικοδόμηση των απορριμμάτων μέσω μικροοργανισμών. Κατά την αερόβια αποσύνθεση των απορριμμάτων παράγεται κυρίως διοξείδιο του άνθρακα, ενώ κατά την αναερόβια αποσύνθεση παράγεται μεθάνιο και διοξείδιο του άνθρακα. Το τελευταίο είναι βαρύτερο από τον αέρα με αποτέλεσμα να κινείται προς τον πυθμένα του αποδέκτη απορριμμάτων, όπου διαλύεται εντός του υγρού στραγγίσματος. Αντίθετα, το μεθάνιο είναι ελαφρύτερο από τον αέρα και κινείται προς την επιφάνεια των απορριμμάτων και τελικώς εγκλωβίζεται κάτω από τις στρώσεις κάλυψης. Γίνεται, λοιπόν, κατανοητό ότι

είναι απαραίτητη η κατασκευή ενός συστήματος το οποίο θα συλλέγει το παραγόμενο βιοαέριο.

Ανάλογα με το μέγεθος, αλλά και τις προδιαγραφές του ΧΥΤΑ, χρησιμοποιείται είτε παθητικό είτε ενεργητικό σύστημα απαερίωσης. Τα συστήματα παθητικής απαγωγής αποτελούνται από απλούς αγωγούς εξαερισμού που τοποθετούνται στα υψηλότερα σημεία των στρώσεων κάλυψης. Η συλλογή και η μεταφορά του βιοαερίου πραγματοποιείται με τη δική του πίεση. Συνήθως η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται σε ΧΥΤΑ χωρητικότητας μέχρι 4000 m^3, όπου εκλύονται μικρές ποσότητες βιοαερίου, σε παλαιούς χώρους απόθεσης απορριμμάτων ή στην αποκατάσταση χώρων ανεξέλεγκτης διάθεσης. Τα συστήματα ενεργητικής απορρόφησης αποτελούνται από διάτρητους σωλήνες που είναι τοποθετημένες σε βαθιές γεωτρήσεις. Οι κεφαλές των αγωγών είναι συνδεδεμένες με οριζόντιους αγωγούς που καταλήγουν σε αντλητικό συγκρότημα που λειτουργεί υπό πίεση. Έτσι, το βιοαέριο αντλείται και μεταφέρεται είτε σε σύστημα απλής καύσης είτε σε μονάδες παραγωγής ενέργειας.

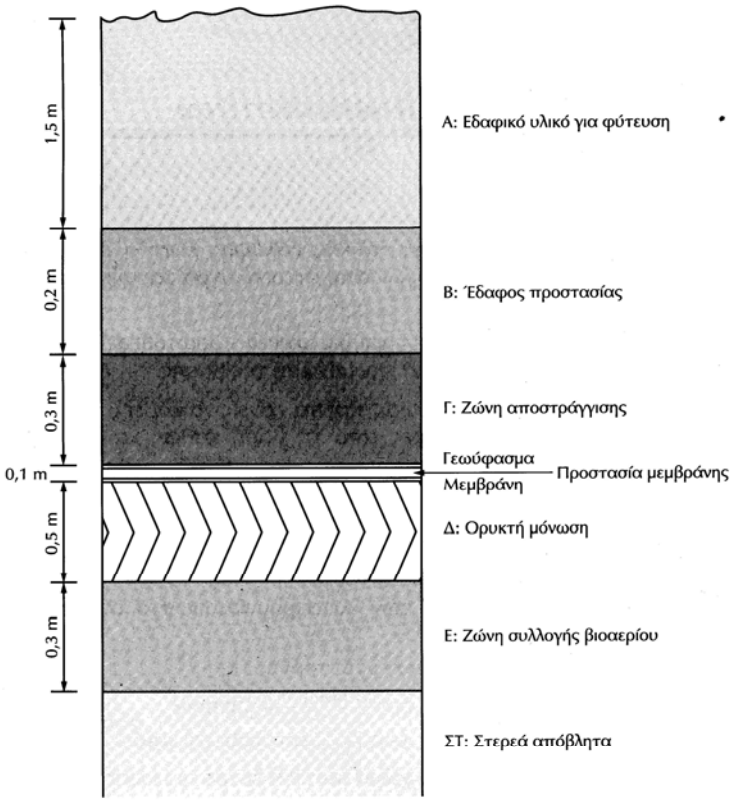
1.2.6 Σύστημα τελικής κάλυψης και αποκατάσταση ΧΥΤΑ

Το σύστημα τελικής κάλυψης τοποθετείται μετά το πέρας της λειτουργίας του ΧΥΤΑ και στοχεύει στην ολοκλήρωση του συστήματος μόνωσης του ΧΥΤΑ μέσω της αποτροπής της κατείσδυσης των κατακρημνισμάτων αλλά και της αποτροπής εκπομπών βιοαερίου από τον απορριμματικό όγκο. Ταυτόχρονα αποτελεί το πρώτο βήμα της αποκατάστασης του χώρου της ελεγχόμενης απόθεσης. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.7 το σύστημα τελικής κάλυψης από την εξωτερική επιφάνεια προς το εσωτερικό του ΧΥΤΑ αποτελείται από [4]:

- επιφανειακό χωμάτινο στρώμα κατάλληλο για φυτεύσεις,
- έδαφος προστασίας,
- ζώνη αποστράγγισης προκειμένου να απομακρύνονται τα νερά των κατακρημνίσεων,
- συνθετική μεμβράνη παρόμοια με αυτή που χρησιμοποιείται για τη μόνωση του πυθμένα καθώς και γεωύφασμα για την προστασία αυτής,
- ορυκτή μόνωση από αργιλικό υλικό για την οποία ισχύουν τα όσα αναφέρθησαν για τον πυθμένα,
- ζώνη συλλογής βιοαερίου που αποτελείται από υλικά διαμέτρου 4-16 mm.

Πρέπει να τονιστεί πως το σύστημα τελικής κάλυψης είναι ιδιαίτερα ευάλωτο σε διαφορικές μετακινήσεις και καθιζήσεις και για αυτό πρέπει να λαμβάνεται ιδιαίτερη μέριμνα κατά την κατασκευή και κατά την λειτουργία της. Όπως αναφέρεται και στο Κεφάλαιο 2, τα συστήματα τελικής μόνωσης των ΧΥΤΑ αποδείχθηκαν ευάλωτα στην σεισμική καταπόνηση καθώς εκεί παρατηρήθηκαν οι περισσότερες αστοχίες.

Το σύστημα τελικής κάλυψης αποτελεί ουσιαστικά και το πρώτο βήμα για την αποκατάσταση και την επανένταξη της περιοχής στο φυσικό τοπίο και στις τοπικές κοινωνίες. Η ραγδαία αύξηση της παραγωγής απορριμμάτων και συνεπώς των απαιτούμενων χώρων διάθεσης κάνει επιτακτική την ανάγκη επανένταξης των χώρων αυτών μετά το πέρας της λειτουργίας τους. Εκτός από τη δεντροφύτευση και την δημιουργία χώρων αναψυχής, τα τελευταία χρόνια εξετάζεται και η δυνατότητα αξιοποίησης των χώρων εναπόθεσης απορριμμάτων για οικοδομικές ή και άλλες δραστηριότητες. Συνεπώς, γίνεται κατανοητό πως η ανάγκη εξέτασης της σεισμικής συμπεριφοράς του ΧΥΤΑ αποτελεί σημαντική προϋπόθεση στην αξιοποίηση των ΧΥΤΑ σε μία τέτοια κατεύθυνση.

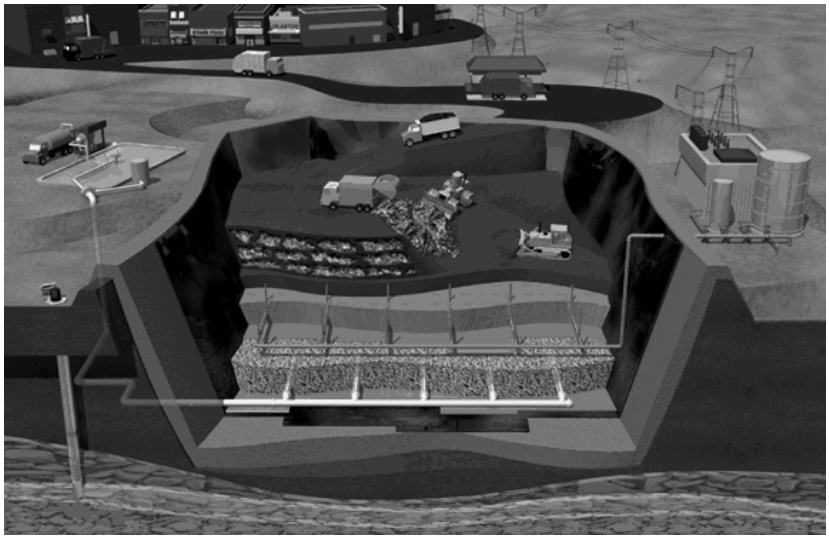


Σχήμα 1.7: Σύστημα τελικής κάλυψης ΧΥΤΑ [6].

1.2.7 Λειτουργία και Παρακολούθηση

Κατά τη λειτουργία ενός ΧΥΤΑ απαιτείται η μεθοδική και ορθή τοποθέτηση της απορριμματικής μάζας προκειμένου να μεγιστοποιηθεί ο χρόνος λειτουργίας του ΧΥΤΑ, αλλά και να ελαχιστοποιηθούν οι πιθανές επιπτώσεις [6]. Η διαδικασία συνοπτικά έχει ως εξής:

1. Είσοδος και ζύγιση των απορριμμάτων στον ΧΥΤΑ.
2. Τοποθέτηση των απορριμμάτων στον ΧΥΤΑ: η διαδικασία πλήρωσης του χώρου διαφέρει ανάλογα με το αν γίνεται απόθεση σε ένα ή σε περισσότερα επίπεδα.
3. Μετά την τοποθέτηση των απορριμμάτων ακολουθεί η συμπίεση τους με τη χρήση ειδικών μηχανημάτων.
4. Μετά την πλήρωση συγκεκριμένου χώρου από τα απορρίμματα μίας ημέρας, ο χώρος αυτός σκεπάζεται με λεπτή εδαφική στρώση. Ο χώρος αυτός αποτελεί το απορριμματικό κύτταρο, το οποίο έχει συνήθως ύψος περί τα 4 m, ενώ το μήκος και το πλάτος του εξαρτώνται από την ποσότητα του υλικού που τοποθετούνται στον συγκεκριμένο ΧΥΤΑ στην διάρκεια μίας ημέρας.
5. Μετά την πλήρωση ενός επιπέδου δύναται να τοποθετηθεί οριζόντιο σύστημα απαγωγής του βιοαερίου, εάν φυσικά χρησιμοποιείται η συγκεκριμένη μέθοδος.
6. Όταν ολοκληρωθεί η πλήρωση και του τελευταίου επιπέδου τοποθετείται το



Σχήμα 1.8: Διαδικασία πλήρωσης ΧΥΤΑ: διακρίνονται τα συστήματα συλλογής στραγγισμάτων και βιοαερίου καθώς και οι απορριμματικές κυψέλες [5].

τελικό σύστημα κάλυψης του ΧΥΤΑ στο οποίο έγινε αναφορά σε προηγούμενη ενότητα.

Στο Σχήμα 1.8 φαίνεται σχηματικά η διαδικασία πλήρωσης ενός ΧΥΤΑ. Διακρίνονται οι απορριμματικές κυψέλες και τα οριζόντια συστήματα απαγωγής του βιοαερίου και των στραγγισμάτων.

1.3 Περιβαλλοντικές επιπτώσεις

Παρόλο που οι σύγχρονοι ΧΥΤΑ σχεδιάζονται έχοντας ως πρωταρχικό στόχο την προστασία του περιβάλλοντος, πολλές φορές δημιουργούν προβλήματα τόσο στο φυσικό περιβάλλον όσο και στη δημόσια υγεία. Κάποιος λάθος υπολογισμός κατά τον σχεδιασμό ή ακόμη και κάποιο κατασκευαστικό λάθος μπορεί να προξενήσει σοβαρές βλάβες στο περιβάλλον. Σε αυτό συντελούν τόσο οι ανεξέλεγκτες διαφυγές αερίων και στραγγισμάτων, όσο και οι οσμές ή ο θόρυβος που δημιουργούνται από τη λειτουργία ενός ΧΥΤΑ. Από τα παραγόμενα αέρια δύναται να προκληθούν πυρκαγιές, εκρήξεις και οσμές. Οι οσμές γίνονται περισσότερο αντιληπτές κατά τη διάρκεια θερμοκρασιακών αναστροφών. Επίσης, τα αέρια αυτά μπορεί να είναι ακόμα και καρκινογόνα για τον άνθρωπο.

Από την άλλη πλευρά, τα στραγγίσματα που τυχόν διαρρέουν προκαλούν μολύνσεις στους παρακείμενους υδροφορείς και στις καλλιέργειες με αποτέλεσμα να απειλείται άμεσα η δημόσια υγεία. Οι υγροί ρύποι μεταφέρονται με μεγάλες ταχύτητες, είτε με διάλυση είτε με αιώρηση, εντός των εδαφικών πόρων βάσει των ακόλουθων τριών μηχανισμών:

1) Μεταγωγή: Οι ρύποι παρασύρονται από το υπόγειο νερό κατά την κίνηση του διαμέσου των πόρων λόγω υδραυλικής κλίσης (δηλαδή από περιοχές υψηλής ενέργειας προς περιοχές χαμηλής ενέργειας). Κατά τη μεταγωγή η συγκέντρωση του ρύπου σε μια συγκεκριμένη θέση μεταβάλλεται με την πάροδο του χρόνου, καθώς από τη θέση αυτή διέρχονται συνεχώς νέα μόρια νερού στα οποία η συγκέντρωση του ρύπου γενικώς διαφέρει. Αντίθετα, κατά τη μεταγωγή η συγκέντρωση του ρύπου σε κάποιον συγκεκριμένο όγκο νερού δεν μεταβάλλεται καθώς ο όγκος αυτός μετακινείται παρακολουθώντας την ροή, λόγω της αρχής διατηρήσεως της μάζας του ρύπου εντός

του όγκου. Τέλος, αν δεν υπάρχει ροή του υπογείου νερού, η μεταγωγή δεν προκαλεί μεταφορά του ρύπου από θέση σε θέση.

2) Διάχυση: Οι ρύποι διαχέονται εντός του υπογείου νερού λόγω διαφοράς συγκέντρωσης τους. Πιο συγκεκριμένα, μετακινούνται από περιοχές υψηλής συγκέντρωσης σε περιοχές χαμηλής συγκέντρωσης, μέχρι τελικώς οι συγκεντρώσεις να εξισωθούν. Σύμφωνα με αυτόν τον μηχανισμό η διάχυση του ρύπου δεν εξαρτάται από την κίνηση του νερού και συνεπώς διάχυση συμβαίνει ακόμα και στην περίπτωση που το νερό των πόρων βρίσκεται σε κατάσταση ηρεμίας.

3) Διασπορά: Η κίνηση των ρύπων οφείλεται στην παρουσία αλληλοσυνδεόμενων πόρων του εδαφικού σκελετού με τυχαίες διευθύνσεις και σχήματα. Έτσι, στη μικροκλίμακα των εδαφικών πόρων η ταχύτητα κίνησης του νερού εντός των πόρων μεταβάλλεται ακανόνιστα με αποτέλεσμα να αποκλίνει σημαντικά από τη μέση ταχύτητα της υπόγειας ροής. Αυτό έχει ως συνέπεια οι ρύποι που παρασύρονται να διασπείρονται τόσο κατά μήκος όσο και εγκάρσια προς τη μέση διεύθυνση της κίνησης του υπογείου νερού. Όπως η διάχυση, έτσι και η διασπορά εξαρτάται από τη διαφορά συγκέντρωσης από θέση σε θέση και λαμβάνει χώρα από περιοχές υψηλής συγκέντρωσης προς περιοχές χαμηλής συγκέντρωσης.

Η δημόσια υγεία απειλείται επίσης από την παρουσία εντόμων και τρωκτικών που κατοικούν σε έναν ΧΥΤΑ. Μύγες, κουνούπια και ποντίκια είναι πολλές φορές η αιτία για τη μετάδοση επικίνδυνων ασθενειών για τον άνθρωπο (π.χ. σαλμονέλα, στρεπτόκοκκος, κ.α.), καθώς τέτοια μικρόβια αναπτύσσονται ευκολότερα έχοντας ως υπόβαθρο το οργανικό φορτίο που υπάρχει στους ΧΥΤΑ.

Τέλος, κατά τη διάρκεια κατασκευής και λειτουργίας ενός ΧΥΤΑ μπορούν να προκληθούν εργατικά ατυχήματα, ακόμα και να χαθούν ανθρώπινες ζωές. Τα ατυχήματα αυτά συνήθως οφείλονται σε πτώσεις, ανατροπές, καθώς και συγκρούσεις οχημάτων, εισπνοές επικίνδυνων αερίων και τέλος από κάποια μεταδιδόμενη ασθένεια που μπορεί να προκύψει στους εργαζόμενους στον χώρο εναπόθεσης.

2

Η Σεισμική Τρωτότητα των ΧΥΤΑ

2.1 Εισαγωγή

Όπως ήδη έχει αναφερθεί οι ΧΥΤΑ είναι ιδιαίτερα σημαντικές αλλά και δαπανηρές κατασκευές. Σημαντικές διότι αποτελούν κατασκευές που αποσκοπούν στην δραστική μείωση της περιβαλλοντικής ρύπανσης, στην παραγωγή ενέργειας από βιοαέριο και στην αξιοποίηση μεγάλων εκτάσεων γης που μέχρι πριν λίγα χρόνια θεωρούνταν μολυσμένες και επικίνδυνες για τον άνθρωπο. Δαπανηρές, γιατί όπως αναλύθηκε διεξοδικά στο Κεφάλαιο 1, ο τρόπος κατασκευής τους και η ανάγκη συνεχούς λειτουργίας και παρακολούθησης αυξάνουν σημαντικά το κόστος απόθεσης των απορριμμάτων σε σχέση με την προηγούμενη κατάσταση της ανεξέλεγκτης διάθεσης. Είναι συνεπώς ανάγκη να ερευνηθούν όλοι εκείνοι οι παράγοντες που θα μπορούσαν να συντελέσουν σε πιθανές αστάθειες, βλάβες ή αστοχίες ενός ΧΥΤΑ, προκειμένου τέτοια φαινόμενα να προλαμβάνονται κατά την μελέτη και την κατασκευή τέτοιων γεω-κατασκευών. Ένας τέτοιος παράγοντας είναι αναμφίβολα και η δυναμική καταπόνηση των ΧΥΤΑ λόγω ισχυρών εδαφικών κινήσεων.

Η ασφαλής και μονωμένη από το υπόλοιπο περιβάλλον απόθεση της μάζας των απορριμμάτων, καθώς και η διαχείριση των υγρών και αέριων ρύπων που προκύπτουν από αυτά είναι οι βασικοί στόχοι ενός ΧΥΤΑ. Επιπρόσθετα η απρόσκοπτη λειτουργία του ΧΥΤΑ σε καθημερινή βάση αποτελεί προϋπόθεση της εξασφάλισης της δημόσιας υγείας των κοινωνιών τις οποίες εξυπηρετεί. Τέλος, με το πέρας της λειτουργίας του ΧΥΤΑ, ο χώρος πρέπει να αποκατασταθεί ώστε να είναι σε θέση να αξιοποιηθεί από την κοινωνία σαν χώρος αναψυχής, πρασίνου, ή και άλλων δραστηριοτήτων. Η τελευταία επισήμανση είναι ιδιαίτερα σημαντική δεδομένου ότι η συνεχής αύξηση της απορριμματικής μάζας παγκοσμίως, η έλλειψη χώρων απόθεσης, και η αυξανόμενη περιβαλλοντική ευαισθησία των πολιτών, καθιστούν επιτακτική ανάγκη την αποκατάσταση των χρησιμοποιούμενων ΧΥΤΑ.

Η σεισμική δραστηριότητα είναι προφανές ότι μπορεί να θέσει σε κίνδυνο όλες τις παραπάνω λειτουργίες των ΧΥΤΑ: καταστροφές στο σύστημα μόνωσης, αστάθεια απορριμματικών πρανών, βλάβες στα συστήματα συλλογής βιοαερίου και στο σύστημα συλλογής στραγγισμάτων, ρωγμές στην επιφανειακή κάλυψη, συνιστούν μερικές μόνο από τις ενδεχόμενες βλάβες οι οποίες θα μπορούσαν να αχρηστεύσουν ουσιαστικά τις λειτουργίες ενός ΧΥΤΑ. Ιδιαίτερα σημαντική είναι η επισήμανση πως ο εντοπισμός και η αποκατάσταση τέτοιων βλαβών μπορεί να είναι από δύσκολη έως αδύνατη, γεγονός που καθιστά την πρόληψή τους μέσω ενός ορθού αντισεισμικού σχεδιασμού, επιτακτική ανάγκη.

Ήδη, το ζήτημα του αντισεισμικού σχεδιασμού των ΧΥΤΑ, έχει προκαλέσει το ενδιαφέρον της επιστημονικής κοινότητας παγκοσμίως και αρκετές έρευνες έχουν πραγματοποιηθεί προκειμένου να εξεταστούν οι παράγοντες που επηρεάζουν την απόκριση αυτών των κατασκευών. Το μεγαλύτερο μέρος των ερευνών και των δημοσιεύσεων έχει πραγματοποιηθεί στις σεισμογενείς πολιτείες των Η.Π.Α. και ιδιαίτερα στην Πολιτεία της California. Στην Ελλάδα αν και επίκειται η κατασκευή πολλών ΧΥΤΑ, το ζήτημα της δυναμικής καταπόνησης αυτών των κατασκευών δεν εξετάζεται με τον πρέποντα ρεαλισμό, γεγονός που αποτυπώνεται και στην ισχύουσα νομοθεσία, τους κανονισμούς, αλλά και την ελάχιστη έρευνα που έχει έως σήμερα διεξαχθεί σε αυτόν τον τομέα.

Στο παρόν Κεφάλαιο παρατίθενται οι βασικότερες καταγεγραμμένες αστοχίες σε χώρους απόθεσης απορριμμάτων προκειμένου να γίνει κατανοητό ότι η σεισμική τρωτότητα των ΧΥΤΑ είναι ένας παράγοντας ο οποίος πρέπει να εξετάζεται λεπτομερώς στην φάση της μελέτης και της κατασκευής, ιδιαίτερα σε περιοχές με αυξημένη σεισμική επικινδυνότητα. Αρχικά, παρατίθενται στοιχεία για τις μεγαλύτερες αστοχίες που έχουν προκληθεί σε ΧΥΤΑ υπό στατικές συνθήκες. Ακολουθούν τα συμπεράσματα ερευνών και δημοσιεύσεων για τις έως τώρα αστοχίες που έχουν εμφανιστεί υπό δυναμική καταπόνηση, στις Η.Π.Α. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στις έρευνες που ακολούθησαν τον σεισμό του Northridge στην California, σεισμός ο οποίος προκάλεσε και τις μεγαλύτερες βλάβες σε ΧΥΤΑ που κατασκευάστηκαν με βάση τις σύγχρονες προδιαγραφές.

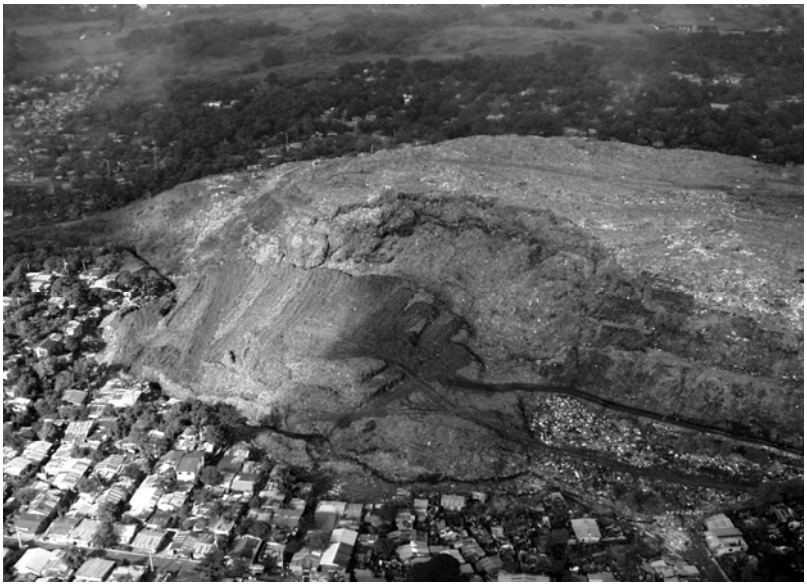
2.2 Αστοχίες υπό στατική καταπόνηση

Μέχρι τις μέρες μας δεν έχει παρατηρηθεί σε παγκόσμιο επίπεδο κάποια καθολική αστοχία σε ΧΥΤΑ λόγο δυναμικής καταπόνησης. Υπάρχουν ωστόσο καταγεγραμμένες εκτεταμένες αστοχίες κυρίως σε Χώρους Ανεξέλεγκτης Διάθεσης Απορριμμάτων (ΧΑΔΑ) και δευτερευόντως σε ΧΥΤΑ υπό στατική καταπόνηση, οι οποίες σε αρκετές περιπτώσεις οδήγησαν σε περιβαλλοντικές καταστροφές, απώλειες ανθρώπινων ζωών και έθεσαν σε κίνδυνο τη δημόσια υγεία. Οι αστοχίες αυτές σχετίζονται κυρίως με την αστάθεια των πρανών των κατασκευών λόγω παραγόντων όπως οι μεγάλες κλίσεις, η έντονη βροχόπτωση, η ανάφλεξη των απορριμμάτων, ή η συνεργατική δράση των παραπάνω. Η μελέτη της συμπεριφοράς των απορριμματικών πρανών υπό στατικές συνθήκες καθώς και των παραγόντων που έχουν κατά καιρούς οδηγήσει σε ασταθείς καταστάσεις, είναι σημαντική και για την μελέτη της δυναμικής συμπεριφοράς αυτών των κατασκευών, καθώς αστοχίες είναι πιθανόν να προκληθούν από τη συνεργατική δράση δυναμικών και στατικών φορτίων. Παρακάτω αναφέρονται οι σημαντικότερες καταγεγραμμένες αστοχίες σε ΧΑΔΑ υπό στατική καταπόνηση.

2.2.1 Κατολίσθηση στον ΧΑΔΑ Payatas στις Φιλλιπίνες (10/7/2000)

Ο συγκεκριμένος ΧΑΔΑ βρίσκεται στην πόλη Quezon, ΒΑ της Manila. Ακριβώς δίπλα στον ΧΑΔΑ βρίσκεται η μικρή πόλη Payatas με πληθυσμό 80000 κατοίκους.

Καταυλισμοί ανθρώπων που επιβίωναν μέσω της συλλογής και της πώλησης αντικειμένων από τα απορρίμματα ήταν χτισμένοι στις παρυφές αλλά και πάνω στα ίδια τα πρανή του ΧΑΔΑ. Λόγο της συλλογής της μεγαλύτερης μάζας των μεταλλικών, χάρτινων και γυάλινων αντικειμένων η σύνθεση των απορριμμάτων αποτελούνταν στο μεγαλύτερο μέρος της από οργανική ύλη. Στις 10 Ιουλίου 2000 μέρος του απορριμματικού πρανούς κατολίσθησε με αποτέλεσμα τη μετακίνηση περίπου 16000 m^3 απορριμμάτων προς τον παρακείμενο καταυλισμό (Σχήμα 2.1). Μετά την κατολίσθηση ακολούθησε ανάφλεξη της απορριμματικής μάζας και μικρή έκρηξη, πιθανόν λόγω της διαφυγής του βιοαερίου. Από την κατολίσθηση του απορριμματικού πρανούς 278 άνθρωποι έχασαν την ζωή τους.



Σχήμα 2.1: Αεροφωτογραφία της αστοχίας του ΧΑΔΑ Payatas [7].

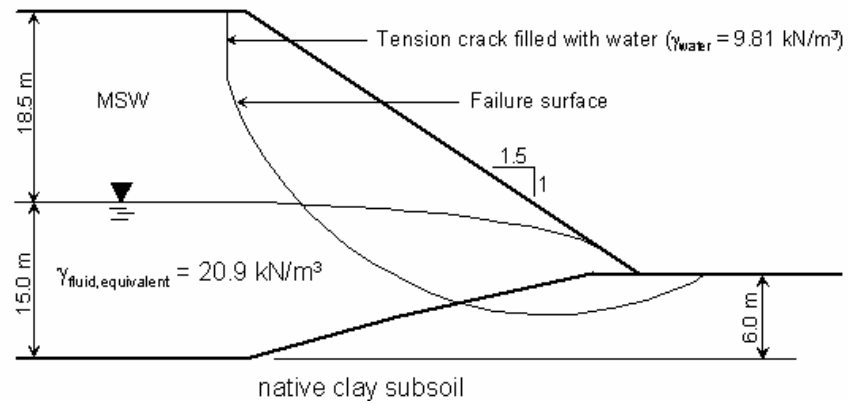
Σύμφωνα με τους Kavazanjian και Merry [7], οι οποίοι πραγματοποίησαν επί-τόπου έρευνες τέσσερις εβδομάδες μετά την κατολίσθηση, βασικές αιτίες που οδήγησαν στην κατολίσθηση ήταν τα υψηλά επίπεδα κατακρημνίσεων που προηγήθηκαν καθώς και συγκεκριμένες εργασίες που έλαβαν χώρα στον χώρο του ΧΥΤΑ πριν την αστοχία. Συγκεκριμένα, αν και ο χώρος απόθεσης θα έπρεπε να έχει ήδη κλείσει από το 1992 καθώς το ύψος των απορριμμάτων αλλά και οι κλίσεις των πρανών δεν επέτρεπαν άλλες αποθέσεις, οι τοπικές αρχές συνέχισαν να λειτουργούν τον ΧΑΔΑ μέχρι και την ημέρα της κατολίσθησης. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.2 η κλίση του πρανούς που

κατολίσθησε, όπως υπολογίστηκε από τους Kavazanjian και Merry, ήταν περίπου 1.5H:1V (Horizontal – Vertical).

Σχήμα 2.2: Αεροφωτογραφία της αστοχίας του ΧΑΔΑ Payatas και υπολογισμός της κλίσης του πρανούς από τους Kavazanjian και Merry [7]

Το 1999, δύο χρόνια πριν το συμβάν, το προσωπικό του ΧΑΔΑ, προχώρησε σε εργασίες δημιουργίας επιπρόσθετων χώρων απόθεσης μετακινώντας τα απορρίμματα από την κορυφή του χώρου απόθεσης προς τα πρανή. Αυτό οδήγησε στην αύξηση της κλίσης των πρανών αλλά και την δημιουργία ενός νέου μεγάλου χώρου απόθεσης στο κέντρο του ΧΑΔΑ. Οι δύο τυφώνες που έπληξαν την περιοχή για περίπου δύο εβδομάδες οδήγησαν σε αυξημένα ύψη κατακρημνισμάτων που έφτασαν έως και 0.75 m. Αυτό είχε σαν αποτέλεσμα οι χώροι που είχαν δημιουργηθεί στο κέντρο του ΧΑΔΑ να γεμίσουν με νερό. Το προσωπικό του ΧΑΔΑ λίγες ημέρες πριν την κατολίσθηση άνοιξε αύλακες δια μέσου των απορριμματικών πρανών προκειμένου το νερό να διοχετευτεί έξω από τον χώρο που είχε δημιουργηθεί στην κορυφή του χώρου απόθεσης.

Οι προαναφερθέντες επιστήμονες προχώρησαν σε μία αρχική ανάλυση ευστάθειας πρανών προκειμένου να εξετάσουν τον μηχανισμό που οδήγησε στην κατολίσθηση. Η μοντελοποίηση της διατομής που πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια αυτής της ανάλυσης φαίνεται στο Σχήμα 2.3. Η ανάλυση έγινε με το υπολογιστικό πρόγραμμα PCSTABL και ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίστηκε με την μέθοδο Bishop.



Σχήμα 2.3: Τυπική διατομή για την ανάλυση ευστάθειας πρανών από τους Kavazanjian και Merry [7]

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων έδειξαν ότι σημαντικό ρόλο πρέπει να έπαιξε η αλληλεπίδραση της υδατικής πίεσης των πόρων εντός του ΧΑΔΑ με την πίεση του βιοαερίου. Όπως επισημαίνουν οι Merry et al. [8], παρά το γεγονός πως η πίεση του βιοαερίου σε συνθήκες χαμηλής υγρασίας είναι αμελητέα, σε συνθήκες κατά τις οποίες ο κορεσμός των απορριμμάτων σε νερό φτάνει το 100%, η πίεση του βιοαερίου μπορεί να αυξήσει σημαντικά την υδατική πίεση των πόρων. Άλλωστε οι επιστήμονες στην έρευνα που πραγματοποίησαν στον χώρο παρατήρησαν πως από τα στραγγίσματα που υπήρχαν στην τάφρο περιμετρικά του χώρου της αστοχίας ανάβλυζαν συνεχώς φυσαλίδες και το υγρό συμπεριφερόταν σαν να βρισκόταν σε κατάσταση βρασμού, γεγονός που αποδίδεται στην κίνηση του βιοαερίου. Τα παραπάνω σε συνδυασμό με την μεγάλη κλίση του απορριμματικού πρανούς μπορεί να οδηγήσαν στην αστοχία του ΧΑΔΑ Payatas. Επίσης, άλλοι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας είναι: η αστοχία στην θεμελίωση λόγω της αύξησης του φορτίου της απορριμματικής μάζας που προκλήθηκε από την διήθηση του νερού στο εσωτερικό της απόθεσης και η αστοχία στην θεμελίωση λόγω της διάβρωσης τού αύλακα που υπήρχε περιμετρικά του ΧΑΔΑ στο κάτω μέρος του πρανούς.

Με αφορμή την κατολίσθηση στο Payatas, οι επιστήμονες επισημαίνουν πως ακόμα και στις ανεπτυγμένες χώρες, η έλλειψη νέων χώρων απόθεσης απορριμμάτων οδηγούν σε κατασκευές που πολλές φορές αγγίζουν τα όρια των προδιαγραφών ασφαλείας. Ο Merry [9] συνέκρινε την κατολίσθηση του Payatas με τον ΧΥΤΑ Operating Industries

Inc. (OII) στην California τονίζοντας πως οι μεγάλες κλίσεις πρανών, το μεγάλο ύψος της απορριμματικής μάζας και η γειτνίαση του συγκεκριμένου χώρου με κατοικημένες περιοχές και μεγάλους αυτοκινητόδρομούς (Σχήμα 2.4), θα μπορούσαν να οδηγήσουν σε παρόμοιες αστοχίες στην περίπτωση εμφάνισης παρόμοιων καιρικών συνθηκών όπως αυτές που επικράτησαν στην περιοχή Payatas. Όπως θα τονιστεί παρακάτω, ο ΧΥΤΑ OII έχει αποτελέσει αντικείμενο εκτεταμένης μελέτης και παρακολούθησης και είναι ο πρώτος χώρος ελεγχόμενης απόθεσης στον οποίο έχουν τοποθετηθεί σταθμοί μέτρησης της ισχυρής εδαφικής κίνησης.

Σχήμα 2.4: Μεγάλες κλίσεις πρανών και ύψος απορριμματικής μάζας του ΧΥΤΑ OII στην California [8].

2.2.2 Κατολίσθηση στον ΧΑΔΑ Leuwigajah στην Ινδονησία (21/2/2005)

Ο συγκεκριμένος ΧΑΔΑ βρίσκεται κοντά στην πόλη Bandung, 180km ΝΑ της Jakarta. Πρόκειται για την μεγαλύτερη σε όγκο απορριμμάτων κατολίσθηση απορριμματικού πρανούς στην ιστορία. 2.7 εκ. m^3 απορριμμάτων κατολίσθησαν καλύπτοντας μία περιοχή έκτασης 0.27 km^2 (Σχήμα 2.5). Εξαιτίας της κατολίσθησης 147 άνθρωποι που διέμεναν στους παραπλήσιους καταυλισμούς έχασαν την ζωή τους.

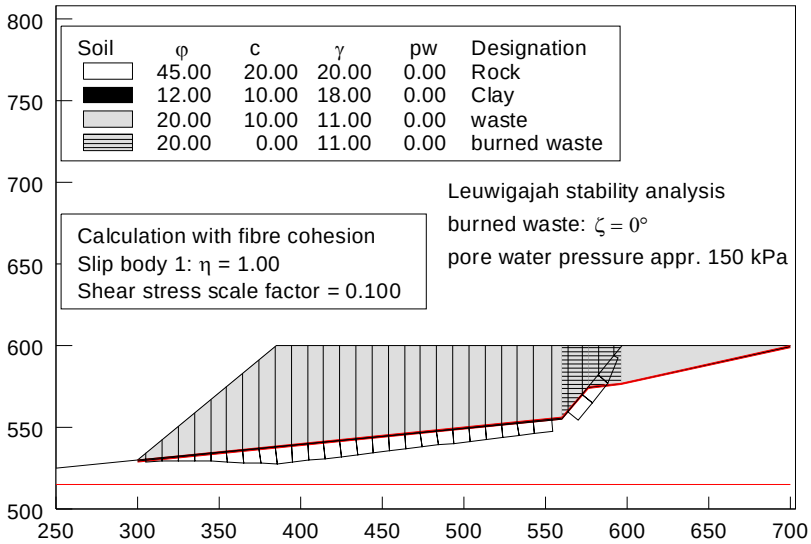
Σχήμα 2.5: Φωτογραφία από την κορυφή του ΧΑΔΑ Leuwigajah μετά την κατολίσθηση [10].

Οι Koelsch et al. [10] πραγματοποίησαν επι-τόπου έρευνες μετά την αστοχία και έκαναν τις εξής παρατηρήσεις: (α) το ύψος του απορριμματικού πρανούς πριν την κατολίσθηση ήταν περίπου 70 m ενώ η κλίση του μεταξύ 30° – 40°, (β) μεγάλο μέρος της εδαφικής στρώσης κάτωθεν των απορριμμάτων βρισκόταν μετά την κατολίσθηση στην επιφάνεια, γεγονός που οδηγεί στο συμπέρασμα πως η διεπιφάνεια απορριμμάτων-υπεδάφους ήταν η επιφάνεια της αστοχίας και πως τα απορρίμματα είχαν υψηλή διατμητική αντοχή καθώς μετακινήθηκε το σύνολο της απορριμματικής μάζας, (γ) η εδαφική στρώση κάτωθεν του χώρου απόθεσης ήταν κορεσμένη σε νερό πιθανόν λόγο του υπόγειου νερού αλλά και της διήθησης από την απορριμματική μάζα.

Σύμφωνα με τους επιστήμονες ο συνδυασμός της υψηλής διατμητικής αντοχής των απορριμματικών υλικών σε συνδυασμό με την αντίστοιχη χαμηλή της εδαφικής στρώσης θεμελίωσης, αποτελούν μία δυσμενή κατάσταση για την ευστάθεια της κατασκευής καθώς έτσι ευνοείται η ολίσθηση του συνόλου της απορριμματικής μάζας κατά μήκος της επιφάνειας του υπεδάφους. Ωστόσο, στη συγκεκριμένη περίπτωση οι συνθήκες δεν ήταν ευνοϊκές καθώς η γεωμετρία του ΧΥΤΑ δεν επέτρεπε μία τέτοιου είδους μετακίνηση. Μετά από έρευνες οι επιστήμονες οδηγήθηκαν στο συμπέρασμα πως υπήρχε ακόμα μία επιφάνεια διατμητικής αστοχίας, η οποία έτεμνε την μάζα των απορριμμάτων στα υψηλότερα σημεία του πρανούς και η οποία υπήρξε καθοριστικός παράγοντας του μηχανισμού αστοχίας. Η επιφάνεια αυτή δημιουργήθηκε από πυρκαγιά

που σιγόκαιγε για ημέρες στο συγκεκριμένο σημείο και η οποία εξασθένησε την διατμητική αντοχή των απορριμματικών υλικών.

Οι προαναφερθέντες επιστήμονες προχώρησαν σε αναλύσεις της ευστάθειας πρανών προκειμένου να εξετάσουν με μεγαλύτερη ακρίβεια τον μηχανισμό αστοχίας. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με βάση τις τεχνικές προδιαγραφές της GGT (German Geotechnical Society). Προσομοιώθηκαν, τόσο η επιφάνεια διατμητικής αστοχίας στην μάζα των απορριμμάτων λόγω της φωτιάς, όσο και η αύξηση της υδατικής πίεσης των πόρων λόγω της βροχόπτωσης. Η τυπική διατομή του προσομοιώματος που χρησιμοποιήθηκε φαίνεται στο Σχήμα 2.6. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης έδειξαν ότι ο συντελεστής ασφαλείας στην περίπτωση της προσομοίωσης της φωτιάς κυμαινόταν στην οριακή τιμή 1.0, ενώ χωρίς την προσομοίωση της φωτιάς είχε την τιμή 1.13.



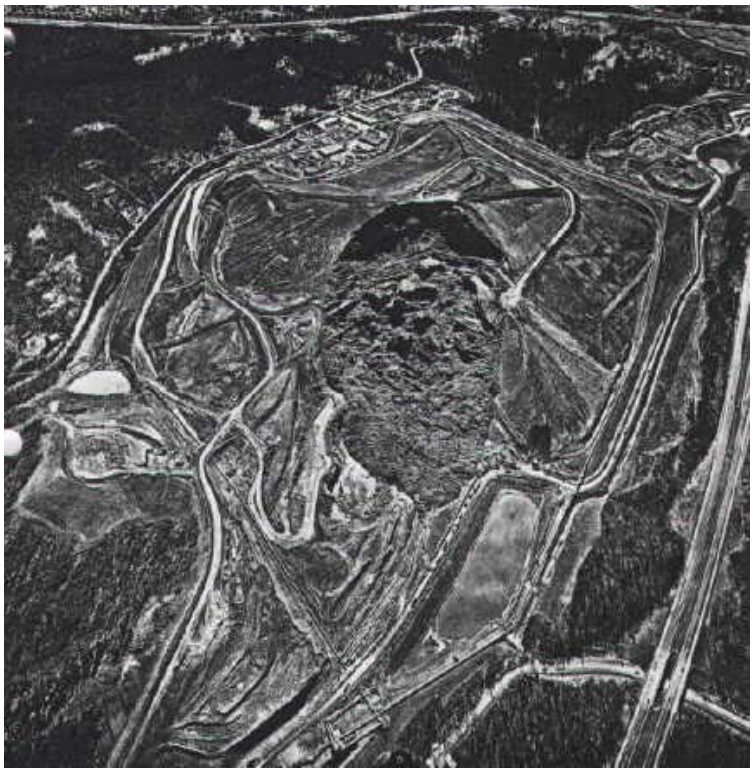
Σχήμα 2.6: Τυπική διατομή για την ανάλυση ευστάθειας πρανών από τους Koelsch et al. [10].

Καταλήγοντας, καταλυτικό ρόλο στον μηχανισμό της κατολίσθησης έπαιξε η συνεργατική δράση των παρακάτω παραγόντων: (α) η έντονη βροχόπτωση τριών ημερών που προηγήθηκε της κατολίσθησης και είχε σαν αποτέλεσμα την αύξηση της υδατικής πίεσης των πόρων του μαλακού υπεδάφους και συνεπώς τη μείωση της διατμητικής του αντοχής, (β) η μείωση της εφελκυστικής αντοχής των απορριμματικών υλικών λόγω της πυρκαγιάς που σύμφωνα με τις έρευνες σιγόκαιγε για μέρες στο πάνω μέρος του χώρου απόθεσης.

Σύμφωνα με τους ερευνητές είναι εξαιρετικά ενδιαφέρον το γεγονός πως εξετάζοντας την συγκεκριμένη περίπτωση με μία συμβατική προσέγγιση της ανάλυσης ευστάθειας πρανών, πιθανόν το συμπέρασμα θα ήταν πως ο σημαντικότερος παράγοντας αστοχίας ήταν η μεγάλη κλίση του απορριμματικού πρανούς. Ωστόσο, στη συγκεκριμένη περίπτωση η κλίση του απορριμματικού πρανούς επηρέασε από λίγο έως καθόλου τον μηχανισμό αστοχίας. Συνεπώς, μία ορθή προσέγγιση του προβλήματος θα πρέπει να είναι η εξέταση όλων των παραγόντων που επηρεάζουν την ευστάθεια, ιδιαίτερα όταν πρόκειται για χώρους απόθεσης απορριμμάτων όπου επιπρόσθετοι παράγοντες, όπως είναι οι ιδιότητες των υλικών, οι πυρκαγιές, η υδατική πίεση, κλπ, μπορούν να επηρεάσουν καταλυτικά την ευστάθεια ενός ΧΥΤΑ. Τέλος, επισημαίνουν ότι σε χώρες με τροπικό κλίμα η συνεργατική δράση των παραπάνω παραγόντων είναι πολύ πιθανή: λόγω του χαμηλού επιπέδου ανάπτυξης η απόθεση των απορριμμάτων είναι ανεξέλεγκτη και οι πυρκαγιές στους χώρους αυτούς είναι συχνό φαινόμενο (smoking mountains), ενώ τα υψηλά επίπεδα κατακρημνίσεων οδηγούν σε αυξημένες υδατικές πιέσεις των πόρων στους χώρους απόθεσης.

2.2.3 Κατολίσθηση στον ΧΥΤΑ Rumpke στις ΗΠΑ (9/3/1996)

Ο ΧΥΤΑ Rumpke ανήκει στην Rumpke Consolidated Companies, η οποία είναι μία από τις μεγαλύτερες εταιρίες διαχείρισης απορριμμάτων στις ΗΠΑ. Βρίσκεται κοντά στο Cincinnati (Ohio) και πρόκειται για έναν από τους μεγαλύτερους χώρους διάθεσης απορριμμάτων στις ΗΠΑ καθώς λειτουργεί από το 1945. Η κατολίσθηση του απορριμματικού πρανούς, κλίσης 2.3H:1V και ύψους 75 m, έλαβε χώρα μετά από εκτεταμένες εργασίες που έγιναν κάτωθεν της περιοχής κατολίσθησης προκειμένου να επεκταθεί ο ΧΥΤΑ και να διανοιχθεί δρόμος πρόσβασης στις νέες περιοχές. Αρχικά εμφανίστηκαν ρωγμές στις εδαφικές στρώσεις κάλυψης στην κορυφή του ΧΥΤΑ, οι οποίες λίγες μέρες μετά επεκτάθηκαν κατά μήκος του πρανούς έως και την βάση του. Η κατολίσθηση έλαβε χώρα 5 ημέρες μετά την εμφάνιση των αρχικών ρηγματώσεων, κράτησε 5 λεπτά και είχε ως αποτέλεσμα την μετακίνηση 1.2 εκ. m^3 απορριμμάτων προς τα κατάντι (Σχήμα 2.7). Δεν υπάρχουν διαθέσιμες δημοσιεύσεις που να σχετίζονται με την ανάλυση του μηχανισμού αστοχίας στη συγκεκριμένη περίπτωση, ωστόσο είναι φανερό ότι οι εργασίες στην βάση του πρανούς είχαν καθοριστική συμμετοχή στην αποσταθεροποίηση του και – τελικά – στην εκτεταμένη κατολίσθηση.



Σχήμα 2.7: Αεροφωτογραφία του ΧΥΤΑ Rumpke μετά την κατολίσθηση.

2.3 Αστοχίες σε ΧΥΤΑ υπό δυναμική καταπόνηση

Αν και όπως έχει προαναφερθεί δεν υπάρχουν καταγεγραμμένες καθολικές αστοχίες σε ΧΥΤΑ ως αποτέλεσμα δυναμικής (σεισμικής) καταπόνησης, αρκετές βλάβες περισσότερο ή λιγότερο σοβαρές έχουν προκύψει κατά καιρούς. Βλάβες οι οποίες φανερώνουν την ενδεχόμενη σεισμική τρωτότητα αυτών των κατασκευών και την ανάγκη περαιτέρω διερεύνησης της δυναμικής τους συμπεριφοράς. Η σεισμική τρωτότητα των ΧΥΤΑ αποτέλεσε το αντικείμενο συστηματικών ερευνών που ακολούθησαν τον σεισμό του Whittier-Narrows το 1987.

Η συστηματικότερη καταγραφή των βλαβών που υπέστησαν οι ΧΥΤΑ μίας περιοχής λόγω της σεισμικής δραστηριότητας, έχει πραγματοποιηθεί στις ΗΠΑ και συγκεκριμένα στην Πολιτεία της California. Η μακρόχρονη εφαρμογή μεθόδων ελεγχόμενης και υγειονομικής ταφής των απορριμμάτων στην περιοχή αυτή, αλλά και γενικότερα στις ΗΠΑ, σε συνδυασμό με τη σεισμικότητα της περιοχής αλλά και την αυξημένη περιβαλλοντική ανησυχία των πολιτών, οδήγησε σε εκτεταμένες έρευνες

στους ΧΥΤΑ[1] της περιοχής μετά από σεισμούς μικρής ή/και μέσης επικεντρικής απόστασης. Τα σεισμικά γεγονότα τα οποία προκάλεσαν καταγεγραμμένες βλάβες σε ΧΥΤΑ της California φαίνονται στον Πίνακα 2.1

Πίνακας 2.1 Σεισμικά γεγονότα της California που οδήγησαν σε καταγεγραμμένες βλάβες σε ΧΥΤΑ [11]

Σεισμός	Μέγεθος
Santa Rosa (1-10-69)	5.6 – 5.7
San Fernando (2-2-71)	6.6
Whittier-Narrows (1-10-87)	6.0
Loma Prieta (17-10-89)	6.9
Landers (28-6-92)	7.3
Northridge (17-1-94)	6.7

Από το 1987 έως το 1994 η έρευνα πραγματοποιήθηκε με τρόπο συστηματικό από το IWMB (Intergrated Waste Management Board), ενώ για τους σεισμούς πριν το 1987 οι καταγραφές γίνονταν κυρίως από το προσωπικό των ΧΥΤΑ. Επίσης από το 1987, μετά τη σεισμική δόνηση στο Whittier-Narrows, τοποθετήθηκαν δύο επιταχυνσιογράφοι στη βάση και την κορυφή του χώρου διάθεσης απορριμμάτων ΟΙΙ, οι οποίοι καταγράφουν έκτοτε την ισχυρή εδαφική κίνηση και παρέχουν χρήσιμες πληροφορίες στους επιστήμονες για τη δυναμική συμπεριφορά και τις δυναμικές ιδιότητες των απορριμμάτων.

[1] Πρέπει να διευκρινιστεί ότι για τους χώρους διάθεσης απορριμμάτων που αναφέρονται παρακάτω, χρησιμοποιείται ο όρος ΧΥΤΑ ακόμα και στην περίπτωση που αυτοί δεν πληρούν όλες τις σύγχρονες προδιαγραφές της υγειονομικής ταφής (γεωσυνθετικές μεμβράνες, διαχείριση αερίων αποβλήτων, κλπ). Ο λόγος είναι ότι σε πολλές περιπτώσεις πρόκειται για χώρους διάθεσης απορριμμάτων η λειτουργία των οποίων ξεκίνησε εδώ και αρκετές δεκαετίες όταν η τεχνολογία υγειονομικής ταφής και οι τότε κανονισμοί, δεν προέβλεπαν τις σημερινές προδιαγραφές. Ωστόσο η διάθεση των απορριμμάτων ήταν ελεγχόμενη και εφαρμόζονταν οι τότε ισχύοντες μέθοδοι υγειονομικής ταφής, όπως η συμπίεση και η καθημερινή κάλυψη των απορριμμάτων. Επίσης, σε κάποιους χώρους οι νέες τεχνολογίες εφαρμόζονταν σταδιακά στις πραγματοποιούμενες επεκτάσεις. Τέλος, στις περισσότερες των περιπτώσεων, πρόκειται για χώρους που αποκαταστάθηκαν μετά το πέρας της λειτουργίας τους.

Οι Matasovic et al. [11] συνόψισαν τα αποτελέσματα των ερευνών και των καταγραφών που ακολούθησαν τα προαναφερθέντα σεισμικά γεγονότα. Σημαντικότερες ήταν οι έρευνες που ακολούθησαν τον σεισμό του Northridge, ο οποίος προκάλεσε και τις μεγαλύτερες βλάβες σε ΧΥΤΑ της περιοχής. Εκτός από τους επιστήμονες που προαναφέρθηκαν, οι επιπτώσεις του σεισμού του Northridge καταγράφηκαν και στην Έκθεση του Earthquake Engineering Research Center (EERC) [12] αλλά και στις επιστημονικές δημοσιεύσεις των Anderson [13] και Augello et al. [14]. Στις επόμενες ενότητες παρουσιάζονται συνοπτικά τα συμπεράσματα των παραπάνω ερευνών, όπως παρουσιάζονται στις παραπάνω δημοσιεύσεις.

2.3.1 Σεισμός Santa Rosa

Αυτή η σεισμική δόνηση έγινε το 1969 και είχε τοπικό μέγεθος $M_L = 5.7$. Το επίκεντρο του σεισμού ήταν 35 km από τον ΧΥΤΑ του Redwood και ήταν η πρώτη μονάδα απόθεσης απορριμμάτων στην οποία κατεγράφησαν ζημιές από σεισμική δόνηση. Κάποια εσωτερικά εδαφικά αναχώματα κάλυψης απορριμματικών κυψελών κατέρρευσαν, αλλά στα περιμετρικά αναχώματα του ΧΥΤΑ δεν παρατηρήθηκαν παρόμοιες αστοχίες. Οι καταγραφές από επιταχυνσιογράφους που βρίσκονταν κοντά στον ΧΥΤΑ έδειξαν ότι, στο συγκεκριμένο σημείο, η μέγιστη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση στο υπόβαθρο δεν ξεπερνούσε τα 0.05g. Σύμφωνα με τους Matasovic et al. [11], η αστοχία αυτή είναι πιθανό να οφείλεται σε ενίσχυση της εδαφικής κίνησης λόγω των χαλαρών εδαφικών στρώσεων πάνω στις οποίες έχει κατασκευαστεί ο ΧΥΤΑ, γεγονός ενδεικτικό της επίδρασης των τοπικών εδαφικών συνθηκών.

2.3.2 Σεισμός San Fernando

Ο σεισμός αυτός έγινε το 1971 και ήταν τοπικού μεγέθους $M_L = 6.6$. Το εστιακό βάθος του σεισμού ήταν 13 km. Έντεκα ΧΥΤΑ βρίσκονταν σε ακτίνα μικρότερη των 60 km από το επίκεντρο του σεισμού και μόνο ένας βρισκόταν πάνω στο ρήγμα του σεισμού. Με βάση τις καταγραφές της ισχυρής εδαφικής κίνησης στην γύρω περιοχή υπολογίστηκε ότι οι τιμές της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης (PHGA) για τις περιοχές των ΧΥΤΑ κυμαίνονταν από 0.05g έως και 0.9g. Σημαντικές βλάβες εμφανίστηκαν στον ΧΥΤΑ Russel Moe, ο οποίος δεν διέθετε σύστημα συλλογής βιοαερίου με αποτέλεσμα στις ρωγμές που δημιουργήθηκαν να υπάρξουν αναφλέξεις

που οφείλονταν στο βιοαέριο που διέφευγε στην ατμόσφαιρα. Στον ΧΥΤΑ Sunshine Canyon, ο οποίος βρισκόταν 13 km από το επίκεντρο του σεισμού, υπολογίστηκε πως οι τιμές της PHGA στο υπόβαθρο ήταν περίπου 0.30g. Σε αυτήν τη μονάδα εμφανίσθηκαν ρωγμές στην ανατολική της πλευρά και στις τελευταίες στρώσεις των απορριμμάτων.

2.3.3 Σεισμός Whittier-Narrows

Ο σεισμός αυτός έγινε το 1987 και είχε τοπικό μέγεθος M_L = 6.0. Το εστιακό του βάθος ήταν περίπου 10km και επηρέασε πέντε ΧΥΤΑ που βρισκόταν στη γύρω περιοχή. Στον ΧΥΤΑ Operating Industries, Inc (OII), ο οποίος βρίσκονταν 11.5 km από το επίκεντρο του σεισμού, υπολογίστηκε με βάση σχέσεις εξασθένησης που ισχύουν για την περιοχή, μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση PHGA από 0.25g, έως 0.28g. Η ομάδα των Siegel et al. [15] προχώρησε σε καταγραφή των βλαβών στον συγκεκριμένο ΧΥΤΑ. Παρατηρήθηκαν ρωγμές στις ανωτέρω εδαφικές στρώσεις κάλυψης μήκους άνω των 90 m και πλάτους έως και 40 mm, χωρίς όμως να υπάρχουν ενδείξεις αστάθειας της απορριμματικής μάζας. Αξίζει στο σημείο αυτό να αναφερθεί ότι μετά τον σεισμό αυτό, στον εν λόγω ΧΥΤΑ τοποθετήθηκε πλήρες σύστημα σεισμικών καταγραφών. Με βάση αυτές τις μετρήσεις πραγματοποιήθηκαν πλήθος αριθμητικών αναλύσεων για τη βαθύτερη διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης του σε πολλές μεταγενέστερες δονήσεις (π.χ. σεισμός Northridge). Άλλοι τέσσερις ΧΥΤΑ που βρίσκονταν σε ακτίνα έως και 15 km από το επίκεντρο του σεισμού δεν υπέστησαν βλάβες από την παραπάνω σεισμική δόνηση.

2.3.4 Σεισμός Loma Prieta

Ο σεισμός αυτός έγινε τον Οκτώβριο του 1989 και είχε τοπικό μέγεθος M_L = 6.9. Το επίκεντρο του σεισμού βρισκόταν 16 km βορειοανατολικά της πόλης Santa Cruz και το εστιακό του βάθος ήταν 18 km. Οι ΧΥΤΑ που επηρεάστηκαν περισσότερο από αυτόν τον σεισμό ήταν οι Guadalupe, Ben Lomond, Kirby Canyon και ο Santa Cruz. Οι αντίστοιχες μέγιστες οριζόντιες επιταχύνσεις υποβάθρου που υπολογίστηκαν για τις συγκεκριμένες περιοχές με την εφαρμογή σχέσεων εξασθένησης, ήταν 0.43g, 0.38g, 0.34g και 0.30g. Όλες οι βλάβες που παρατηρήθηκαν ήταν ασήμαντες και δεν επηρέασαν την λειτουργία των παραπάνω μονάδων. Παρατηρήθηκαν κάποιες μικρές

ρωγμές στη διεπιφάνεια μεταξύ των απορριμμάτικών και των αργιλικών υλικών. Μάλιστα, κάποιοι ερευνητές υποστήριξαν ότι αυτές οι ρωγμές ίσως προήλθαν από το βάρος των απορριμμάτων και όχι εξαιτίας του παραπάνω σεισμού. Η επισκευή των βλαβών έγινε άμεσα και χωρίς μεγάλο κόστος. Μικρά προβλήματα παρατηρήθηκαν στα συστήματα συλλογής βιοαερίου τα οποία και αποκαταστάθηκαν εντός ενός 24ωρου.

2.3.5 Σεισμός Northridge

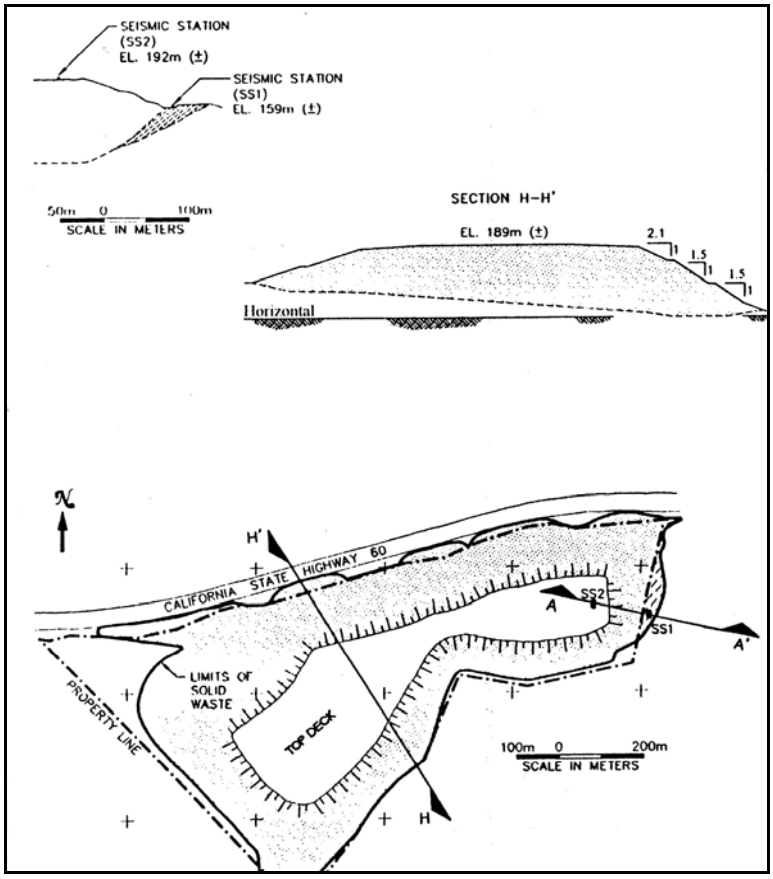
Ο σεισμός αυτός έγινε στις 17 Ιανουαρίου του 1994 και είχε μέγεθος σεισμικής ροπής M_w = 6.7, ενώ το εστιακό βάθος υπολογίστηκε στα 18.4 km. Επηρέασε πάνω από 40 ΧΥΤΑ που βρίσκονταν σε ακτίνα μέχρι και 100 km από το επίκεντρο του σεισμού και προξένησε τις περισσότερες σε αριθμό και μέγεθος βλάβες. Ήταν η πρώτη φορά που τέθηκαν σε «δοκιμασία» ισχυρής εδαφικής κίνησης ΧΥΤΑ οι οποίοι είχαν σχεδιασθεί και κατασκευασθεί σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς[2] της EPA (Environmental Protection Agency). Μετά τον σεισμό έγινε λεπτομερής καταγραφή της απόκρισης 22 ΧΥΤΑ από το προσωπικό της IWMB, οι οποίοι όπως υπολογίστηκε με βάση τις σχέσεις εξασθένησης που ισχύουν στην περιοχή, δέχτηκαν PHGA υποβάθρου μεγαλύτερες των 0.05g, ενώ 16 από αυτούς υπολογίζεται ότι δέχτηκαν PHGA πάνω από 0.24g και έξι από αυτούς πάνω από 0.38g. Παρακάτω συνοψίζονται οι σημαντικότερες βλάβες που υπέστησαν κάποιοι από τους ΧΥΤΑ της περιοχής καθώς και τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της κάθε περίπτωσης, όπως περιγράφονται στις επιστημονικές δημοσιεύσεις των Matasovic et al. [11], Augello et al. [14], Anderson [13], αλλά και στην Έκθεση του Earthquake Engineering Research Center (EERC) [12] για τον σεισμό του Northridge.

<u>ΧΥΤΑ Operating Industries, Inc (OII)</u>

Ο ΧΥΤΑ OII βρίσκεται σε απόσταση περίπου 43 km από το επίκεντρο του σεισμού του Northridge. Η λειτουργία του ξεκίνησε το 1948 και δεν τοποθετήθηκε σύστημα στεγάνωσης του πυθμένα. Από το 1956 έως το 1983 ο χώρος χρησιμοποιήθηκε και για την διάθεση υγρών τοξικών και επικίνδυνων αποβλήτων. Το 1984 η λειτουργία του ΧΥΤΑ OII έπαψε και έκτοτε ξεκίνησαν διαδικασίες αποκατάστασης, παρακολούθησης

[2] Πηγή: Conservation and Recovery Act (Subtitle D), 1993.

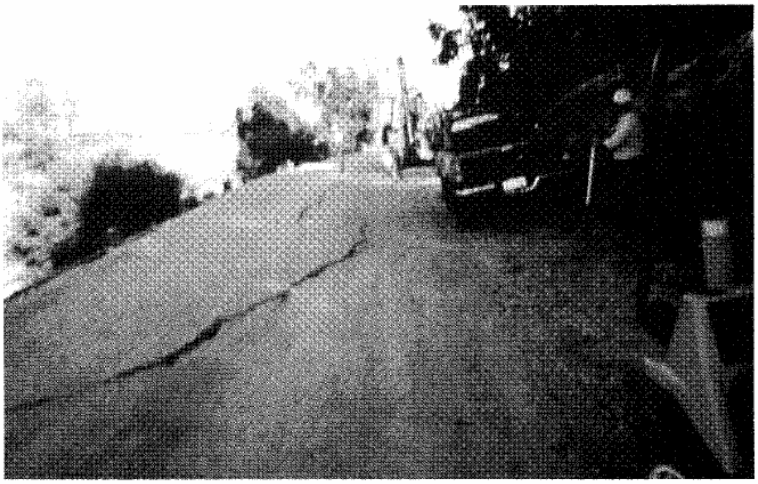
και ελέγχου του χώρου από την EPA. Το συνολικό μέγεθος του ΧΥΤΑ είναι 760000 m^2, ενώ το συνολικό ύψος των απορριμμάτων φτάνει τα 100 m από τον πυθμένα του ΧΥΤΑ με την κορυφή του να βρίσκεται 70 m από το παρακείμενο έδαφος. Όπως προαναφέρθηκε, το 1987 τοποθετήθηκε σύστημα καταγραφής της ισχυρής εδαφικής κίνησης το οποίο αποτελούνταν από δύο επιταχυνσιογράφους, έναν στην κορυφή και έναν στη βάση του δυτικού πρανούς του ΧΥΤΑ (Σχήμα 2.8), καθώς και από κλισιόμετρα.



Σχήμα 2.8: Κάτοψη και τομές του ΧΥΤΑ ΟΙΙ. Διακρίνονται τα σημεία στα οποία είναι τοποθετημένοι οι επιταχυνσιογράφοι [14].

Οι καταγραφές στους σταθμούς του ΧΥΤΑ ΟΙΙ, έδειξαν PHGA υποβάθρου 0.26g και PHGA στην κορυφή του ΧΥΤΑ 0.25g. Οι τιμές αυτές έρχονταν σε αντίθεση με τις εκτιμώμενες από τις σχέσεις εξασθένησης της περιοχής τιμές PHGA (0.10g) και για τον λόγο αυτό πραγματοποιήθηκαν γεωτεχνικές έρευνες από τις οποίες προέκυψε ότι ο σταθμός βάσης δεν ήταν τοποθετημένος σε βράχο όπως αρχικά υπέθεσαν οι επιστήμονες, αλλά πάνω σε συμπαγή στρώση αποθέσεων ίλεως πάχους 25 m (Σχήμα 2.8). Οι αναλύσεις που ακολούθησαν από τους Matasovic et al. [7] με χρήση του

υπολογιστικού προγράμματος μονοδιάστατων, ισοδύναμα γραμμικών, αναλύσεων σεισμικής απόκρισης SHAKE 91 [8], έδειξαν ότι η PHGA στο υπόβαθρο ήταν περίπου 0.10g, τιμή που συμφωνεί με αυτή που υπολογίστηκε από τη σχέση εξασθένησης της περιοχής. Τα παραπάνω επιβεβαιώνουν τον ρόλο των τοπικών εδαφικών συνθηκών και μάλιστα θέτουν το ζήτημα της πολυπλοκότητας της επίδρασης αυτού του παράγοντα εξαιτίας της ίδιας της κατασκευής των ΧΥΤΑ όπως θα αναλυθεί σε επόμενο κεφάλαιο. Ιδιαίτερα χρήσιμο αποδείχθηκε επίσης και το γεγονός πως λίγο πριν τον συγκεκριμένο σεισμό είχε ολοκληρωθεί ένα πρόγραμμα καταγραφής και αποκατάστασης ρηγματώσεων και λοιπόν βλαβών στον ΧΥΤΑ ΟΙΙ (από καθιζήσεις ή λοιπές «φυσιολογικές» διεργασίες), οπότε και οι ερευνητές ήταν σε θέση να διαπιστώσουν ακριβώς ποιες ήταν οι βλάβες λόγο του συγκεκριμένου σεισμού. Πιο συγκεκριμένα παρατηρήθηκαν ρωγμές μήκους έως και 30 m και πλάτους περίπου 5 mm κατά μήκος του βόρειου πρανούς με κλίση 1.8H:1V. Γενικά, παρατηρήθηκε πως οι ρωγμές, αν και ήταν σίγουρο ότι προκλήθηκαν από τον συγκεκριμένο σεισμό, εμφανίσθηκαν σε σημεία που εμφανίζονται συνήθως ρωγμές λόγω των καθιζήσεων που λαμβάνουν χώρα υπό στατικές συνθήκες σε καθημερινή βάση. Οι μεγαλύτερες ρωγμές που κατεγράφησαν στον συγκεκριμένο ΧΥΤΑ ήταν σε δρόμο που διέσχιζε την βάση του βόρειου πρανούς και είχαν μήκος από 30 έως 90 m, ενώ σημειώθηκε και καθίζηση περίπου 50 mm κατά μήκος του συγκεκριμένου δρόμου (Σχήμα 2.9). Στον συγκεκριμένο ΧΥΤΑ δεν καταγράφηκε αστάθεια της απορριμματικής μάζας.



Σχήμα 2.9: Ρωγμές σε δρόμο στη βάση πρανούς του ΧΥΤΑ ΟΙΙ [11].

Στο Κεφάλαιο 3 εξετάζονται λεπτομερέστερα οι διαδικασίες ανάλυσης της σεισμικής απόκρισης του συγκεκριμένου ΧΥΤΑ και η χρήση των καταγραφών της ισχυρής εδαφικής κίνησης για την εξαγωγή συμπερασμάτων για τις δυναμικές ιδιότητες των απορριμμάτων.

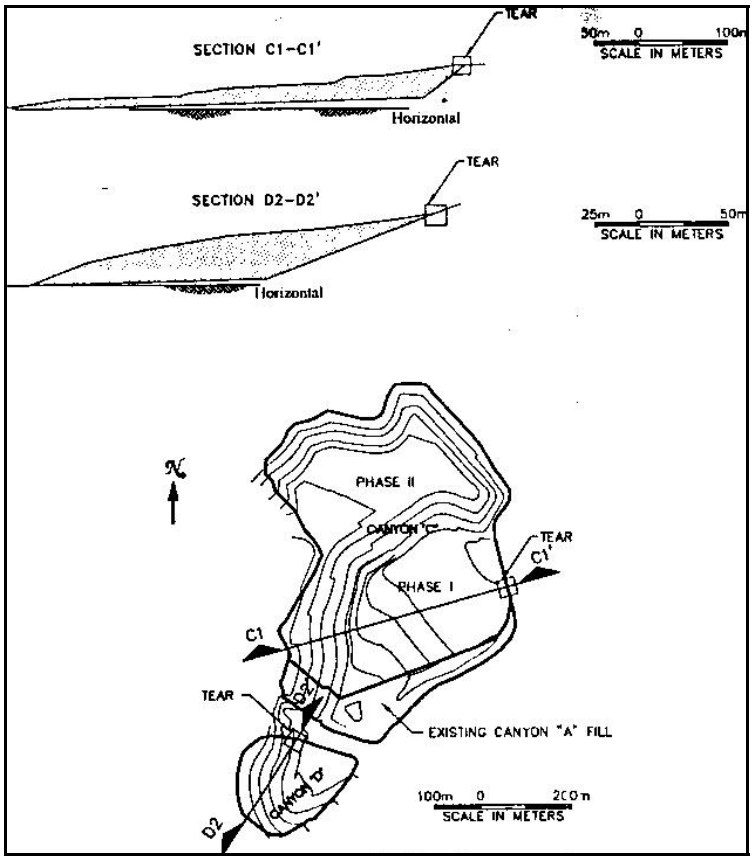
ΧΥΤΑ Chiquita Canyon

Οι σημαντικότερες ωστόσο βλάβες σημειώθηκαν στον ΧΥΤΑ Chiquita Canyon ο οποίος απείχε 12.2 km από το επίκεντρο της δόνησης και υποβλήθηκε σε μέγιστη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση υποβάθρου 0.33g σύμφωνα με τους υπολογισμούς των επιστημόνων [14]. Ο συγκεκριμένος ΧΥΤΑ κατασκευάσθηκε το 1972, αρχικά χωρίς σύστημα στεγάνωσης του πυθμένα, ωστόσο στις επεκτάσεις που ακολούθησαν εφαρμόστηκαν σύγχρονες τεχνολογίες υγειονομικής ταφής και έγινε τοποθέτηση γεωμεμβρανών. Ο ΧΥΤΑ καταλαμβάνει συνολική έκταση 1.54 km^2, ξεκίνησε την λειτουργία του το 1972 και ένα τμήμα του ήταν ακόμα σε λειτουργία το 1994. Το 76% των αποθέσεων στον συγκεκριμένο ΧΥΤΑ αποτελούνται από οικιακά και εμπορικά αστικά απορρίμματα, ένα 12% είναι αποθέσεις αδρανών υλικών και ένα 3% των αποθέσεων είναι λυματολάσπη από βιολογικούς καθαρισμούς της περιοχής.

Με βάση την κατηγοριοποίηση των Matasovic et al. [16] (βλ. ενότητα 2.4), οι βλάβες του συγκεκριμένου ΧΥΤΑ, με κριτήριο τις μετασεισμικές καταγραφές και παρατηρήσεις, ταξινομούνται ως *Σημαντικές Βλάβες*. Συγκεκριμένα παρατηρήθηκαν επιμήκεις σχισμές σε δύο σημεία της γεωσυνθετικής μεμβράνης που βρίσκεται άνωθεν των απορριμμάτων στο σύστημα μόνωσης της επιφάνειας του ΧΥΤΑ. Στο πρώτο σημείο (Canyon C) υπήρχε μία σχισμή μήκους 4.3 m (Σχήμα 2.10), ενώ στο δεύτερο σημείο (Canyon D) υπήρχαν τρεις παράλληλες σχισμές συνολικού μήκους 23 m. Όλες οι σχισμές βρίσκονταν στην κορυφή των απορριμματικών αναχωμάτων και είχαν διεύθυνση παράλληλη με τη διεύθυνση των τάφρων αγκύρωσης των γεωμεμβρανών που βρίσκονταν κοντά στα σημεία των αστοχιών. Οι κλίσεις των πρανών στο πρώτο σημείο κυμαίνονταν από 1.5H:1V έως 2H:1V, ενώ το ύψος του πρανούς σε κάποια σημεία έφτανε τα 30 m. Στο δεύτερο σημείο οι κλίσεις των απορριμματικών πρανών έφταναν έως και τα 2.5H:1V με ύψος 30 m. Οι γεωμεμβράνες του συστήματος μόνωσης της επιφάνειας αποτελούνταν από λεπτό HDPE πάχους 1.5 mm το οποίο είναι τοποθετημένο πάνω από στην επιφάνεια του υποστρώματος και καλύπτεται από προστατευτική εδαφική στρώση πάχους 0.6 m.

Σχήμα 2.10: Σχισμή μήκους 4.0 m στην γεωμεμβράνη του ΧΥΤΑ Chiquita Canyon ως αποτέλεσμα της δυναμικής καταπόνησης από τον σεισμό του Northridge [11].

Έρευνες του πραγματοποιήθηκαν στο πανεπιστήμιο του Drextel έδειξαν ότι οι σχισμές ξεκίνησαν από σημεία στα οποία είχαν αφαιρεθεί κομμάτια-δοκίμια της γεωμεμβράνης προκειμένου να εξεταστούν, στο πλαίσιο ελέγχου της ποιότητας κατασκευής της γεωμεμβράνης και των ενώσεων αυτής. Σύμφωνα με τους Augello et al. [14] η συγκέντρωση δυνάμεων λόγω των αγκυρώσεων της μεμβράνης (σημείο όπου συσσωρεύονται τάσεις λόγω της καθίζησης των απορριμμάτων με τον χρόνο ακόμα και υπό στατικές συνθήκες) και της αφαίρεσης δοκιμίων θα πρέπει να θεωρηθεί η αιτία που προκάλεσε τις σχισμές. Οι βλάβες ωστόσο στον συγκεκριμένο ΧΥΤΑ ήταν τέτοιες που δεν οδήγησαν στη διαφυγή ρυπαντών στο περιβάλλον. Στο Σχήμα 2.11 φαίνεται η κάτοψη του ΧΥΤΑ Chiquita Canyon, καθώς οι και τομές στα σημεία των βλαβών της γεω-μεμβράνης. Εκτός από τις σχισμές στη γεωμεμβράνη, στον συγκεκριμένο ΧΥΤΑ παρατηρήθηκαν σημαντικές καθιζήσεις των απορριμματικών πρανών, ρωγμές στο εδαφικό στρώμα κάλυψης των απορριμμάτων και προσωρινή διακοπή της λειτουργίας του συστήματος συλλογής βιοαερίου, που οφειλόταν σε διακοπή της παροχής ρεύματος.



Σχήμα 2.11: Κάτοψη και τομές του ΧΥΤΑ Chiquita Canyon στις οποίες είναι ορατές τα σημεία των σχισμών της γεωμεμβράνης [14].

ΧΥΤΑ Toyon Canyon

Ο ΧΥΤΑ Toyon Canyon επίσης υπέστη βλάβες από τον σεισμό του Northridge. Το μέγεθος του ΧΥΤΑ είναι περίπου 360000 m^2 και λειτούργησε από το 1957 έως το 1986. Η σύνθεση των απορριμμάτων αποτελείται κυρίως από χαρτί (34%), και υλικά ξυλείας (37%). Απέχει από το επίκεντρο του σεισμού 22 km και σύμφωνα με τις σχέσεις εξασθένησης που ισχύουν για την περιοχή η PHGA του υποβάθρου στην συγκεκριμένη τοποθεσία κυμαινόταν για τον συγκεκριμένο σεισμό κοντά στα 0.21g. Τα απορριμματικά πρανή είχαν κλίσεις από 2H:1V έως 3H:1V. Όπως αναφέρει ο Anderson [13], οι διαχειριστές της μονάδας παραγωγής ενέργειας από το βιοαέριο του ΧΥΤΑ, διαπίστωσαν μετά από βυθομετρήσεις, μείωση του βάθους σε 48 κάθετες σωληνώσεις ενεργητικής απαγωγής βιοαερίου, καθώς και αλλαγή της ροής και της σύνθεσης του βιοαερίου της τάξης του 5% μετά τον σεισμό. Οι αλλαγές αυτές πιθανολογείται ότι οφείλονται σε βλάβες που υπέστη το σύστημα απαγωγής βιοαερίου από τη δυναμική

καταπόνηση εξαιτίας του σεισμού. Επιπρόσθετα υπήρξε πλήρης αστοχία σε έναν κάθετο συλλέκτη αερίου εξαιτίας της δυναμικής καταπόνησης ενώ διαπιστώθηκαν και βλάβες (ρωγμές – σπασίματα) των αγωγών παροχής νερού στους πύργους ψύξης της μονάδας παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας. Τέλος, παρατηρήθηκαν αρκετές ρωγμές στην εδαφική στρώση κάλυψης του ΧΥΤΑ.

ΧΥΤΑ Sunshine Canyon

Ο ΧΥΤΑ Sunshine Canyon είναι επίσης ένας από εκείνους που επηρεάστηκαν από τον σεισμό του Northridge καθώς βρίσκεται περίπου 13km από το επίκεντρο του σεισμού του Northridge. Η έκταση του είναι περίπου 1.4 km^2 και η λειτουργία του σταμάτησε το 1991. Σύμφωνα με τους Augello et al. [14] οι σχέσεις εξασθένησης που ισχύουν για την περιοχή καθώς και μετρήσεις παραπλήσιων σταθμών οδηγούν στο συμπέρασμα πως η PHGA υποβάθρου στην τοποθεσία του συγκεκριμένου ΧΥΤΑ ήταν περίπου 0.46g. Η κλίση των απορριμματικών πρανών κυμαίνεται από 2H:1V έως 1.75H:1V. Οι σημαντικότερες βλάβες που καταγράφηκαν στον συγκεκριμένο ΧΥΤΑ από το προσωπικό της IWMB ήταν οι ρωγμές στην εδαφική στρώση κάλυψης του ΧΥΤΑ (Σχήμα 2.12), η μικρή καθίζηση ενός εκ των απορριμματικών πρανών και οι μικρές ρωγμές σε μία δεξαμενή νερού, η οποία εδραζόταν σε τοπική εδαφική στρώση. Επίσης και εδώ το σύστημα απαγωγής βιοαερίου έπαψε να λειτουργεί για αρκετές ημέρες λόγω πτώσης ισχύος στους σταθμούς παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας του ΧΥΤΑ.

Σχήμα 2.12: ρωγμή στην εδαφική στρώση κάλυψης του ΧΥΤΑ Sunshine Canyon [11].

2.4 Κατάταξη των σεισμικών βλαβών

Βασιζόμενοι στις πληροφορίες που συλλέχθηκαν από τις παρατηρήσεις στην διάρκεια των ερευνών μετά τον σεισμό του Northridge, οι Matasovic et al. [16] κατηγοριοποίησαν τα επίπεδα των καταστροφών σε έναν ΧΥΤΑ ως εξής:

I. Ασήμαντες ή ανύπαρκτες βλάβες: Βλάβες μικρής σημασίας, οι οποίες δεν απαιτούν άμεση επισκευή.

II. Μικρές βλάβες: Η επισκευή τους γίνεται χωρίς να διακόπτονται οι λειτουργίες του ΧΥΤΑ.

III. Μέτριες βλάβες: Επισκευάζονται από το προσωπικό του ΧΥΤΑ μέσα σε 48 ώρες. Δεν εκτίθεται σε κίνδυνο η ακεραιότητα των συστημάτων κάλυψης και στεγανοποίησης.

IV. Σημαντικές βλάβες: Αν και εξασθενούν τα συστήματα στεγανοποίησης και κάλυψης. Ωστόσο δεν παρατηρείται διαφυγή αποβλήτων. Οι βλάβες δεν είναι δυνατό να επισκευαστούν σε 48 ώρες. Απαιτούνται ειδικές εργασίες για να αποκατασταθούν οι ζημιές.

V. Εκτεταμένες βλάβες: Παρατηρείται γενική αστάθεια με σημαντικές παραμορφώσεις. Διακινδυνεύει η ακεραιότητα των συστημάτων κάλυψης και στεγανοποίησης.

Παρόμοιες κατηγορίες βλαβών έχουν υιοθετηθεί τόσο στην Ελλάδα, όσο και στις υπόλοιπες χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, ώστε να υπάρχει ενιαία αντιμετώπιση των καταστροφών που προκαλούνται από σεισμούς. Έτσι σε αντιστοιχία με την νέα Ευρωπαϊκή Κλίμακα Εντάσεων (European E.M.S. – 1992) που είναι παρόμοια με την κλίμακα Mercalli, η διάκριση που υπάρχει είναι η εξής [17]:

Α) Ασήμαντες βλάβες: Σημειακές μεταβολές της επιφάνειας, οι οποίες συχνά δεν γίνονται αντιληπτές. Το σύστημα κάλυψης παραμένει ανέπαφο και η λειτουργία του χώρου συνεχίζεται κανονικά. Αντιστοιχεί στις εντάσεις I, II της E.M.S. – 1992.

Β) Μικρές βλάβες: Στην ελεύθερη επιφάνεια κάλυψης παρατηρούνται ασήμαντες παραμορφώσεις και μικρές διαρρήξεις. Ο χώρος βρίσκεται σε λειτουργία. Παραμένουν

ανέπαφα τα συστήματα στεγανοποίησης, συγκέντρωσης βιοαερίου και στραγγισμάτων. Αντιστοιχεί στις εντάσεις III, IV της E.M.S – 1992.

Γ) Μέτριες βλάβες: Στην ελεύθερη επιφάνεια κάλυψης παρατηρούνται μικρές παραμορφώσεις και διαρρήξεις, στο δε χώρο απόθεσης μικροκαθιζήσεις και κατολισθήσεις. Το σύστημα στεγανοποίησης εξακολουθεί να είναι ανέπαφο. Μικρές βλάβες υπάρχουν στο σύστημα συλλογής των παραγόμενων αερίων, όμως δεν παρατηρείται διαφυγή ρυπαντών. Ο χώρος λειτουργεί κανονικά. Αντιστοιχεί στις εντάσεις V, VI της E.M.S. - 1992

Δ) Σημαντικές βλάβες: Στην ελεύθερη επιφάνεια κάλυψης παρατηρούνται σημαντικές παραμορφώσεις και αναπτύσσονται καθιζήσεις και κατολισθήσεις στον χώρο των απορριμμάτων. Μικρές διαρρήξεις στο σύστημα στεγανοποίησης και μικρές αποκολλήσεις του συστήματος από την υπόβαση. Παρατηρούνται ζημιές στα συστήματα συγκέντρωσης αερίων και στραγγισμάτων. Οι βλάβες μπορούν να επισκευαστούν, ενώ ο χώρος μπορεί ακόμα να λειτουργεί. Αντιστοιχεί στις εντάσεις VII, VIII της E.M.S. – 1992.

Ε) Μερική καταστροφή: Μερική καταστροφή του χώρου υποδοχής και πιο συγκεκριμένα σημαντικές παραμορφώσεις στην επιφάνεια κάλυψης, κατολισθήσεις και καθιζήσεις στην περιοχή συγκέντρωσης απορριμμάτων, κατολισθήσεις πρανών, διάρρηξη του συστήματος στεγανοποίησης, αποκόλληση του από την υπόβαση και μεγάλες ζημιές στα συστήματα συγκεντρώσεις αερίων και στραγγισμάτων. Διαφυγή ρυπαντών στο περιβάλλον. Οι βλάβες δύσκολα επισκευάζονται και τίθεται υπό αμφισβήτηση η συνέχιση λειτουργίας του χώρου. Αντιστοιχεί στις εντάσεις IX, X της E.M.S. – 1992.

ΣΤ) Ολική καταστροφή: Ο χώρος υποδοχής απορριμμάτων και τα όμορα έργα καταστρέφονται σχεδόν ολοσχερώς. Παρατηρείται ανεξέλεγκτη διαφυγή ρυπαντών στο περιβάλλον και ο χώρος δεν επιδέχεται επισκευή. Αντιστοιχεί στις εντάσεις XI, XII της E.M.S. – 1992.

2.5 Συμπεράσματα από τις έως τώρα καταγραφές

Οι καταγραφές και οι αναλύσεις που ακολούθησαν τα σεισμικά γεγονότα στην Πολιτεία της California, έδειξαν ότι η δυναμική συμπεριφορά των ΧΥΤΑ της περιοχής

υπήρξε ενθαρρυντική, καθώς δεν υπήρχαν καθολικές αστοχίες οι οποίες θα μπορούσαν να οδηγήσουν σε διαφυγή ρυπαντών στο περιβάλλον, ή σε σοβαρές δυσλειτουργίες. Ωστόσο καταγράφηκαν αρκετές βλάβες οι οποίες καταδεικνύουν ότι οι ΧΥΤΑ είναι κατασκευές εν δυνάμει τρωτές από τον σεισμό.

Συνοψίζοντας, οι σημαντικότερες βλάβες που καταγράφηκαν αφορούν:

- Βλάβες στα συστήματα επένδυσης: πρόκειται για την εμφάνιση σχισμών στις γεωμεμβράνες του συστήματος τελικής κάλυψης των ΧΥΤΑ. Είναι οι πιο ανησυχητικές αστοχίες καθώς φανερώνουν την τρωτότητα των συνθετικών γεωμεμβρανών στη δυναμική φόρτιση, υπό συγκεκριμένες συνθήκες.
- Ρηγματώσεις των καθημερινών ή τελικών εδαφικών καλύψεων των απορριμμάτων: οι οποίες οφείλονται σε λοξό εφελκυσμό, καθιζήσεις ή συμπίεση λόγω της δυναμικής καταπόνησης.
- Βλάβες στα συστήματα απαγωγής βιοαερίου: πρόκειται κυρίως για ρωγμές στα φρεάτια και τις σωληνώσεις των συστημάτων αυτών. Επίσης, στις περισσότερες περιπτώσεις παρατηρήθηκε διακοπή της λειτουργίας λόγω πτώσης ισχύος στους σταθμούς παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας.
- Βλάβες σε κατασκευές υποδομής του ΧΥΤΑ: παρατηρήθηκαν ρηγματώσεις και διαρρήξεις αγωγών απαγωγής αερίων, βλάβες σε φρεάτια, ρωγμές σε υδατοδεξαμενές και σε σωληνώσεις μεταφοράς ύδατος.

Τέλος, είναι σημαντικό να τονιστεί ότι δεν είναι πάντα δυνατή η καταγραφή των βλαβών σε ΧΥΤΑ, ιδιαίτερα όταν δεν υπάρχει ολοκληρωμένο σύστημα παρακολούθησης της περιοχής προκείμενου να ανιχνεύεται πιθανή διαρροή ρυπαντών στο περιβάλλον. Είναι χαρακτηριστικό ότι ακόμα και στην περίπτωση του σεισμού του Northridge, όπου ακολούθησαν συστηματικές έρευνες από οργανωμένη για αυτόν το σκοπό υπηρεσία (IWMB), δεν ήταν λίγες οι βλάβες που παρατηρήθηκαν πολύ αργότερα, ή καταγράφηκαν τυχαία από το προσωπικό των ΧΥΤΑ. Τέτοια ήταν η περίπτωση μίας από τις σχισμές της γεωμεμβράνης στον ΧΥΤΑ Chiquita Canyon. Συνεπώς το γεγονός ότι η κατασκευή μπορεί μετά από την δυναμική καταπόνηση να δείχνει σε γενικές γραμμές «ευσταθής», δεν μπορεί να αποκλείσει την ύπαρξη «αφανών» αλλά σημαντικών βλαβών στα συστήματα μόνωσης του ΧΥΤΑ ή στις σωληνώσεις των συστημάτων απαγωγής βιοαερίου και απομάκρυνσης στραγγισμάτων.

Από τα παραπάνω γίνεται κατανοητό πως η σεισμική τρωτότητα των ΧΥΤΑ είναι ένας υπαρκτός κίνδυνος που πρέπει να εξετάζεται με ρεαλισμό προκειμένου να προλαμβάνονται αστοχίες που θα μπορούσαν να οδηγήσουν σε περιβαλλοντική υποβάθμιση. Συνεπώς ο ορθός αντισεισμικός σχεδιασμός, ιδιαίτερα σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας, κρίνεται επιβεβλημένος.

3

Μεθοδολογίες Ανάλυσης Σεισμικής Απόκρισης ΧΥΤΑ

3.1 Εισαγωγή

Από τα όσα αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 2 σχετικά με την σεισμική τρωτότητα των Χώρων Υγειονομικής Ταφής Απορριμμάτων, γίνεται κατανοητό πως ο αντισεισμικός σχεδιασμός αυτών των κατασκευών αποτελεί σημαντικό θέμα για την προστασία του περιβάλλοντος αλλά και της δημόσιας υγείας. Ανατρέχοντας στην σχετική βιβλιογραφία αλλά κυρίως στις πρακτικές εφαρμογές, είναι εύκολο να αντιληφθεί κανείς ότι οι ισχύοντες αντισεισμικοί κανονισμοί αδυνατούν να καλύψουν με ρεαλισμό το ζήτημα της σεισμικής απόκρισης των ΧΥΤΑ, καθώς περιορίζονται στην εφαρμογή μεθόδων που ισχύουν για τα εδαφικά αναχώματα, μη λαμβάνοντας υπ' όψιν τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά ενός ΧΥΤΑ [18].

Η δυναμική απόκριση ενός ΧΥΤΑ είναι ένα πολύπλοκο φαινόμενο το οποίο σχετίζεται με την αλληλεπίδραση διαφόρων παραγόντων όπως είναι:

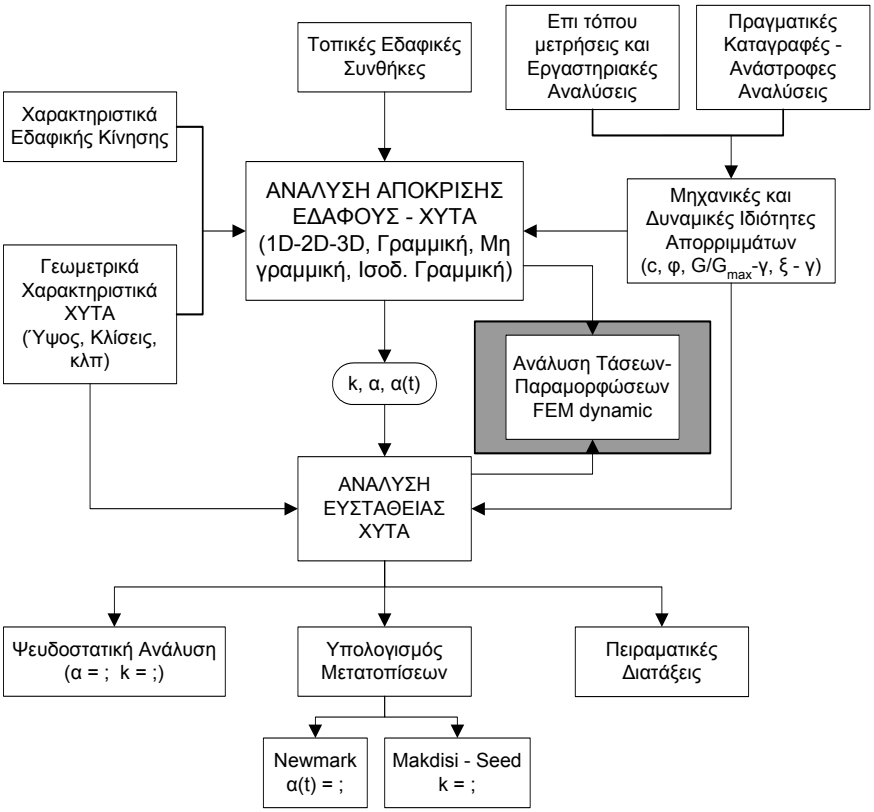
- Οι μηχανικές και οι δυναμικές ιδιότητες των απορριμματικών υλικών και των υποκείμενων εδαφικών στρώσεων.
- Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του ΧΥΤΑ (ύψος, κλίσεις πρανών, κλπ).

- Τα χαρακτηριστικά της σεισμικής κίνησης (συχνοτικό περιεχόμενο, διάρκεια, μέγιστο πλάτος).
- Η επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών (στρωματογραφία, γεωμορφολογία, τοπογραφία).

Όπως επισημαίνουν πολλοί επιστήμονες η προσέγγιση του προβλήματος γίνεται μέχρι σήμερα με τη χρήση μεθοδολογιών που είχαν αναπτυχθεί κατά το παρελθόν για την ανάλυση σεισμικής ευστάθειας των αναχωμάτων. Τα τελευταία χρόνια ωστόσο, γίνεται προσπάθεια να διερευνηθούν σε βάθος κάποιοι από τους παράγοντες που επηρεάζουν την σεισμική απόκριση των ΧΥΤΑ και οι οποίοι διαφοροποιούνται από τα όσα ισχύουν για τα εδαφικά αναχώματα, όπως είναι οι μηχανικές και δυναμικές ιδιότητες των απορριμμάτων. Επίσης, καταγράφονται με πιο συστηματικό τρόπο οι αστοχίες που προκαλούνται σε ΧΥΤΑ λόγω σεισμικών διεγέρσεων. Τέλος, προκειμένου να αντιμετωπιστεί με περισσότερη ακρίβεια το πρόβλημα οι μέθοδοι σεισμικής ευστάθειας βαθμονομούνται με την χρήση αναλύσεων σεισμικής απόκρισης εδάφους. Δηλαδή, αρχικά υπολογίζονται οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται στον ΧΥΤΑ μέσω αριθμητικών προσομοιώσεων (δυναμικών ή γραμμικών) και κατόπιν χρησιμοποιούνται στις αναλύσεις ευστάθειας. Στο Σχήμα 3.1 παρουσιάζονται οι διάφορες μεθοδολογίες υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης ΧΥΤΑ.

Η έως σήμερα πρακτική για τη δυναμική ανάλυση ευστάθειας πρανών, βασίζεται σε τρεις βασικές κατηγορίες μεθόδων, οι οποίες διαφέρουν ως προς την ακρίβεια με την οποία προσομοιώνεται η εδαφική κίνηση και η δυναμική απόκριση του πρανούς. Οι πιο ακριβείς μέθοδοι θεωρούνται οι μέθοδοι τάσης – παραμόρφωσης (stress – deformation methods) οι οποίες πραγματοποιούνται με τη χρήση δυναμικής ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων. Γενικά αυτές οι μέθοδοι χρησιμοποιούνται για να περιγράψουν τη μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών με τη μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια, ωστόσο απαιτούν πολύπλοκα καταστατικά προσομοιώματα που σχετίζονται με έναν μεγάλο αριθμό παραμέτρων, οι οποίες δεν μπορούν εύκολα να ποσοτικοποιηθούν στο εργαστήριο ή με έρευνες πεδίου. Εξαιτίας της πολυπλοκότητάς τους στην πράξη αποκλείονται από τον αντισεισμικό σχεδιασμό σύνθετων γεω-κατασκευών όπως οι ΧΥΤΑ. Από την άλλη, απλούστερες διαδικασίες ανάλυσης σεισμικής ευστάθειας, χρησιμοποιούνται ευρέως στην γεωτεχνική πρακτική. Ένας χονδρικός δείκτης της σεισμικής ευστάθειας (ή αστάθειας) πρανών είναι ο υπολογισμός

του συντελεστή ασφαλείας (factor of safety). Αυτός ο υπολογισμός μπορεί να γίνει με ψευδοστατικές μεθόδους στα πλαίσια μίας συμβατικής ανάλυσης οριακής ισορροπίας (limit equilibrium analysis). Άλλες μέθοδοι χρησιμοποιούν προσεγγίσεις που βασίζονται στον υπολογισμό μετατοπίσεων προκειμένου να προβλέψει τις μόνιμες μετατοπίσεις του πρανούς που προκαλεί η εδαφική κίνηση.



Σχήμα 3.1: Η προσέγγιση της ανάλυσης σεισμικής απόκρισης ΧΥΤΑ.

Βασική παράμετρος στις ψευδοστατικές μεθόδους αποτελεί η επιλογή του σεισμικού συντελεστή καθώς αυτός καθορίζει τις ψευδοστατικές δυνάμεις που ασκούνται στο έδαφος ή/και στην απορριμματική μάζα. Για τις μεθόδους που βασίζονται στον υπολογισμό των μετατοπίσεων, αυτές υπολογίζονται είτε με την χρήση των επιταχυνσιογραφημάτων (προσέγγιση Newmark [19]) είτε με την χρήση του σεισμικού συντελεστή (προσέγγιση Makdisi-Seed [20]). Είναι λοιπόν προφανές ότι οι μέθοδοι της ευστάθειας πρανών απαιτούν μία ακριβή εκτίμηση των επιπέδων των επιταχύνσεων που αναπτύσσονται στον υπό εξέταση ΧΥΤΑ. Συνεπώς οι σχετικές αναλύσεις σεισμικής απόκρισης θα πρέπει να προηγούνται οποιασδήποτε ανάλυσης σεισμικής ευστάθειας πρανών. Οι αναλύσεις αυτές θα πρέπει να ενσωματώνουν τον ρόλο των τοπικών

εδαφικών συνθηκών, τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης και τις ιδιότητες των υλικών (μηχανικές και δυναμικές).

Στο Κεφάλαιο αυτό εξετάζονται οι μέθοδοι ανάλυσης σεισμικής ευστάθειας αναχωμάτων οι οποίες χρησιμοποιούνται και στους ΧΥΤΑ, καθως επίσης και οι βασικές μέθοδοι ανάλυσης σεισμικής απόκρισης εδαφών και τα αποτελέσματα της έως τώρα χρήσης τους για την εκτίμηση της απόκρισης των ΧΥΤΑ. Επίσης γίνεται αναφορά στις ερευνητικές προσπάθειες που έχουν πραγματοποιηθεί μέχρι σήμερα για τη διερεύνηση των μηχανικών και δυναμικών ιδιοτήτων των απορριμμάτων, καθώς και στον σημαντικό ρόλο των τοπικών εδαφικών συνθηκών, ο οποίος εξετάστηκε στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας. Πριν την εξέταση της εφαρμογής μίας σειράς μεθοδολογιών ανάλυσης σεισμικής απόκρισης στους ΧΥΤΑ, είναι απαραίτητη η θεωρητική ανασκόπηση των βασικών μεθοδολογιών που χρησιμοποιούνται για τον σκοπό αυτό. Δεδομένου ότι θα ήταν αδύνατη η αναλυτική εξέταση όλων των μεθόδων που έχουν αναπτυχθεί για την ανάλυση της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, δίνεται έμφαση στις μεθόδους εκείνες που έχουν κυρίως χρησιμοποιηθεί έως σήμερα για την περίπτωση των ΧΥΤΑ.

3.2 Ανάλυση ευστάθειας αναχωμάτων - πρανών

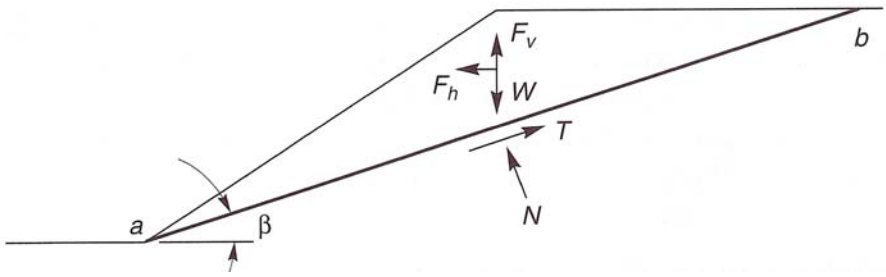
Όπως γίνεται αντιληπτό από τα όσα αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 2 σχετικά με την σεισμική τρωτότητα των ΧΥΤΑ, βασικός παράγοντας κατά τον σχεδιασμό τέτοιων κατασκευών είναι η εξασφάλιση της σεισμικής ευστάθειας των απορριμματικών πρανών. Συνεπώς, η προσέγγιση του ζητήματος της σεισμικής απόκρισης των ΧΥΤΑ γίνεται στην πράξη με τη χρήση μεθοδολογιών που έχουν αναπτυχθεί τα προηγούμενα χρόνια για την ανάλυση της σεισμικής ευστάθειας αναχωμάτων. Οι βασικές μέθοδοι που χρησιμοποιούνται στην γεωτεχνική πρακτική, είναι οι ψευδοστατικές μέθοδοι (pseudostatic analysis), αλλά και οι μέθοδοι υπολογισμού των σεισμικά προκαλούμενων μόνιμων μετατοπίσεων (seismicaly induced permanent deformations). Αναμφίβολα ωστόσο, οι πιο ακριβείς μέθοδοι θεωρούνται οι μέθοδοι τάσεων-μετατοπίσεων (stress – deformation methods) οι οποίες πραγματοποιούνται με την χρήση δυναμικής ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων. Ωστόσο όπως ήδη έχει αναφερθεί, για την εφαρμογή τους απαιτούνται πολύπλοκα καταστατικά μοντέλα που

σχετίζονται με μεγάλο αριθμό παραμέτρων, οι οποίες ιδιαίτερα στην περίπτωση των ΧΥΤΑ, δεν μπορούν να ποσοτικοποιηθούν στο εργαστήριο ή με έρευνες πεδίου.

Παρακάτω γίνεται αναφορά στις μεθόδους που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση ευστάθειας πρανών αναχωμάτων με έμφαση στις ψευδοστατικές μεθόδους και στις μεθόδους υπολογισμού των σεισμικά προκαλούμενων μόνιμων μετατοπίσεων, οι οποίες και χρησιμοποιούνται συνήθως στην πράξη.

3.2.1 Ψευδοστατική ανάλυση

Η ψευδοστατική ανάλυση για τον υπολογισμό της σεισμικής ευστάθειας πρανούς, ουσιαστικά αποτελεί μία επέκταση της μεθόδου οριακής ισορροπίας η οποία χρησιμοποιείται στις στατικές αναλύσεις, προκειμένου να υπολογιστεί ένας συντελεστής ασφαλείας, FS, ενάντια στην κατολίσθηση υπό δυναμικές συνθήκες.



Σχήμα 3.2: Ψευδοστατικές δυνάμεις που ασκούνται σε πρανές [21].

Οι ψευδοστατικές αναλύσεις αναπαριστούν την επίδραση των ψευδοστατικών επιταχύνσεων οι οποίες παράγουν εσωτερικές δυνάμεις που δρουν στο κέντρο βάρους της μάζας αστοχίας [21]. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.2 οι ψευδοστατικές δυνάμεις που δρουν στο κέντρο βάρους της μάζας αστοχίας είναι η οριζόντια δύναμη F_h, η κάθετη δύναμη F_v, καθώς και το βάρος, W, της μάζας που αστοχεί. Επίσης άλλες δυνάμεις που δρουν στο επίπεδο της αστοχίας είναι η διατμητική τάση T, καθώς και η ορθή τάση N.

Το μέγεθος των ψευδοστατικών δυνάμεων δίνεται από τις εξισώσεις:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \tag{3.1}$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \tag{3.2}$$

όπου:

α_h = οριζόντια ψευδοστατική επιτάχυνση

α_v = κατακόρυφη ψευδοστατική επιτάχυνση

k_h = αδιάστατος σεισμικός συντελεστής της οριζόντιας κίνησης

k_v = αδιάστατος σεισμικός συντελεστής της κατακόρυφης κίνησης

Είναι γνωστό, πως ο συντελεστής ασφαλείας *FS*, σύμφωνα με τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας, δίνεται από την εξίσωση:

$$FS = \frac{\textit{διατμητική αντοχή του υλικού}}{\textit{διατμητική τάση που απαιτείται για την διατήρηση της ισορροπίας}} \tag{3.3}$$

Συνεπώς στη ψευδοστατική ανάλυση, η εξίσωση (3.3) γίνεται:

$$FS = \frac{\textit{δύναμη αντίστασης}}{\textit{δύναμη ώθησης}} \tag{3.4}$$

Επίσης, από την εδαφομηχανική είναι γνωστό πως το κριτήριο της αστοχίας των συνεκτικών εδαφών κατά Mohr-Coulomb είναι:

$$\tau = c + \sigma' \tan\phi \tag{3.5}$$

όπου τ, η διατμητική αντοχή του εδάφους, σ, η ενεργός ορθή τάση και c και φ, οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του υλικού (πραγματική συνοχή του υλικού και γωνία τριβής του υλικού, αντίστοιχα) οι οποίες προσδιορίζονται εργαστηριακά.

Επιλύοντας τις δυνάμεις του Σχήματος 3.2 ως προς το επίπεδο αστοχίας και συνδυάζοντας τις εξισώσεις (3.4) και (3.5) προκύπτει:

$$FS = \frac{cl_{ab} + [(W - F_v)\cos\beta - F_h \sin\beta]\tan\phi}{(W - F_v)\sin\beta + F_h \cos\beta} \tag{3.6}$$

όπου l_{ab} είναι το μήκος της επιφάνειας αστοχίας.

Από την εξίσωση (3.6) προκύπτει πως για $\varphi > 0$ αύξηση της οριζόντιας ψευδοστατικής δύναμης, F_h, οδηγεί σε μείωση της δύναμης αντίστασης και αύξηση της δύναμης

ώθησης, δηλαδή οδηγεί σε μείωση της τιμής του συντελεστή ασφαλείας. Επίσης, προκύπτει πως η επίδραση της κατακόρυφης ψευδοστατικής δύναμης, F_v, στην ευστάθεια του πρανούς είναι μικρότερη, καθώς ανάλογα με την φορά της αυξάνει ή μειώνει ταυτόχρονα τόσο τη δύναμη αντίστασης όσο και την δύναμη ώθησης. Κατά συνέπεια, η επίδραση της κατακόρυφης ψευδοστατικής δύναμης συχνά αγνοείται κατά την διαδικασία της ψευδοστατικής ανάλυσης.

Η πιο κρίσιμη παράμετρος της ψευδοστατικής ανάλυσης είναι η επιλογή της τιμής του σεισμικού (ψευδοστατικού) συντελεστή k_h καθώς αυτός καθορίζει την ψευδοστατική δύναμη που ασκείται στην εδαφική μάζα. Με βάση τις καταγεγραμμένες αστοχίες αναχωμάτων, διάφοροι επιστήμονες έχουν επιχειρήσει την βαθμονόμηση της ψευδοστατικής ανάλυσης, προτείνοντας την χρήση διαφορετικών τιμών ψευδοστατικών συντελεστών. Οι Hynes-Griffin και Franklin [21], εφαρμόζοντας τη μέθοδο Newmark σε πάνω από 350 επιταχυνσιογραφήματα, κατέληξαν στο συμπέρασμα πως αναχώματα με ψευδοστατικό συντελεστή ασφαλείας μεγαλύτερο της μονάδας, όταν χρησιμοποιείται $k_h = 0.5\frac{a_{\max}}{g}$, δεν αναπτύσσουν επικίνδυνα μεγάλες παραμορφώσεις.

Σε περίπτωση που δεν υπάρχουν διαθέσιμα στοιχεία από καταγεγραμμένες αστοχίες για την βαθμονόμηση της ανάλυσης (όπως συμβαίνει και στην περίπτωση των ΧΥΤΑ), ο ψευδοστατικός συντελεστής μπορεί να προσδιοριστεί μέσω αναλύσεων δυναμικής απόκρισης για τον προσδιορισμό μίας οριζόντιας ισοδύναμης επιτάχυνσης (Horizontal Equivalent Acceleration – *HEA*) η οποία υπολογίζεται ως η μέση τιμή της αναπτυσσόμενης επιτάχυνσης στο εσωτερικό της μάζας ολίσθησης, σταθμιζόμενη με την διαφορική μάζα πάνω στην οποία δρα κάθε χρονική στιγμή. Οι Seed και Martin [22] έδειξαν ότι αν υποτεθεί πως η τομή της μάζας ολίσθησης είναι τριγωνική, η μέση *HEA* που δρα σε μία στήλη της μάζας ύψους z και πυκνότητας ρ, σε κάθε χρονική στιγμή t, είναι ισοδύναμη με την τιμή της διατμητικής δύναμης τ_h που προκαλείται από την σεισμική κίνηση στην βάση της ολισθαίνουσας μάζας σε κάθε χρονική στιγμή διαιρεμένη με την τιμή της μάζας αυτής:

$$HEA(t) = \frac{\tau_h(t)}{\rho z} \tag{3.7}$$

Από την χρονοϊστορία της *HEA* μπορεί να υπολογιστεί η τιμή της μέγιστης *HEA* (Maximum *HEA – MHEA*) και συνεπώς και η τιμή του k_h *(MHEA/g)*.

Ουσιαστικά, όπως αναφέρουν οι Bray et al. [23], λόγω του ότι η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης σε κάθε σημείο του αναχώματος συμβαίνει σε διαφορετική χρονική στιγμή και επειδή σε κάθε χρονική στιγμή κάθε σημείο του αναχώματος δέχεται επιτάχυνση διαφορετικού μεγέθους και κατεύθυνσης, δεν μπορεί να υποτεθεί ότι η μέγιστη επιτάχυνση στην βάση του αναχώματος δρα ομοιόμορφα σε αυτό. Η *HEA* εκφράζει ακριβώς αυτή τη συσσωρευτική επίδραση της μεταβολής της επιτάχυνσης στην μάζα του αναχώματος.

Γενικά, η ψευδοστατική ανάλυση αποτελεί μία πολύ απλή μέθοδο για τον χονδρικό υπολογισμό της ευστάθειας των αναχωμάτων. Ωστόσο, η συγκεκριμένη προσέγγιση αδυνατεί να ενσωματώσει την πολύπλοκη επίδραση της ισχυρής εδαφική κίνησης στην ανάλυση της ευστάθειας. Για παράδειγμα, ο παράγοντας της μείωσης της αντοχής των υλικών λόγω της σεισμική κίνησης ή της υδατικής πίεσης των πόρων, δεν λαμβάνεται υπόψη σε αυτήν την μεθοδολογία, αν και ο ρόλος του στην ευστάθεια μπορεί να είναι καταλυτικός.

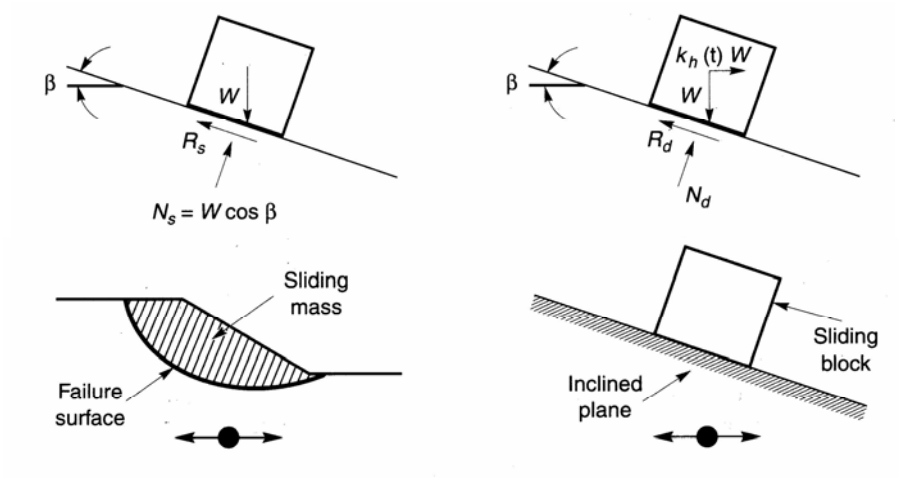
3.2.2 Μέθοδοι υπολογισμού μετατοπίσεων

Εκτός από την ψευδοστατική ανάλυση, η οποία δίνει μόνο μία ένδειξη του κατά πόσον ένα ανάχωμα είναι πιθανόν να αστοχήσει, μία δεύτερη οικογένεια μεθόδων έχει αναπτυχθεί στην βάση του υπολογισμού των μόνιμων μετατοπίσεων που προκαλούνται από τη σεισμική κίνηση. Οι δύο βασικές μέθοδοι αυτής της κατηγορία είναι η ανάλυση κατά Newmark [19] (Newmark sliding block analysis) και η προσέγγιση των Makdisi-Seed [20].

<u>Ανάλυση κατά Newmark</u>

Η συγκεκριμένη μέθοδος βασίζεται στις εξής παραδοχές:

1. Υπάρχει σαφώς καθορισμένη επιφάνεια και μάζα αστοχίας.
2. Το έδαφος είναι άκαμπτο και απόλυτα πλαστικό.
3. Δεν μειώνεται η διατμητική αντοχή του εδάφους λόγω της εδαφική κίνησης.



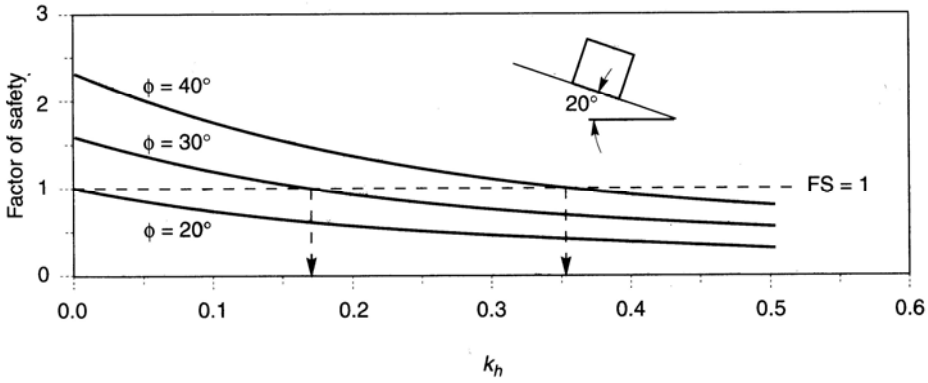
Σχήμα 3.3: Θεώρηση της κρίσιμης μάζας αστοχίας ως ολισθαίνων σώμα σε κεκλιμένο επίπεδο σώμα και δυνάμεις που ασκούνται σε αυτό [21].

Όπως φαίνεται και από το Σχήμα 3.3 η ανάλυση κατά Newmark βασίζεται στην υπόθεση πως η κρίσιμη μάζα αστοχίας συμπεριφέρεται όπως ένα σώμα που ολισθαίνει σε μία κεκλιμένη επιφάνεια κάθε φορά που ο συντελεστής ασφαλείας παίρνει τιμές μικρότερες της μονάδας, λόγω της επιβολής ψευδοστατικών δυνάμεων.

Συνεπώς οι τιμές του (δυναμικού) συντελεστή ασφαλείας FS_d μεταβάλλονται με τον χρόνο ανάλογα με τις επιβαλλόμενες τιμές της οριζόντιας επιτάχυνσης α_h η οποία αντιστοιχεί σε μία τιμή σεισμικού συντελεστή k_h. Άρα οι τιμές του FS_d για δεδομένη τιμή γωνίας κλίσης του κεκλιμένου επιπέδου β και γωνίας τριβής του υλικού φ και θεωρώντας μηδενική την τιμή της πραγματικής συνοχής του υλικού c, δίνεται κατ' αντιστοιχία με την εξίσωση (3.6), από την εξίσωση (3.8) [21].

$$FS_d(t) = \frac{\delta\acute{\upsilon}\nu\alpha\mu\eta\ \alpha\nu\tau\acute{\iota}\sigma\tau\alpha\sigma\eta\varsigma}{\psi\epsilon\upsilon\delta o\sigma\tau\alpha\tau\iota\kappa\acute{\eta}\ \delta\acute{\upsilon}\nu\alpha\mu\eta\ \acute{\omega}\theta\eta\sigma\eta\varsigma} = \frac{R_d(t)}{D_d(t)} = \frac{[\cos\beta - k_h(t)\sin\beta]\tan\phi}{\sin\beta + k_h(t)\cos\beta} \quad (3.8)$$

Η αύξηση του σεισμικού συντελεστή k_h οδηγεί σε μείωση του δυναμικού σεισμικού συντελεστή. Η τιμή του σεισμικού συντελεστή για την οποία ο δυναμικός συντελεστής ασφαλείας είναι FS_d = 1.0 καλείται κρίσιμος σεισμικός συντελεστής k_y, ενώ η επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε αυτήν την τιμή του συντελεστή καλείται κρίσιμη επιτάχυνση ολίσθησης, $\alpha_y = k_y g$. Η κρίσιμη επιτάχυνση ολίσθησης είναι η ελάχιστη ψευδοστατική επιτάχυνση που απαιτείται για να προκληθεί ολίσθηση του σώματος του Σχήματος 3.3. Όπως προκύπτει από την εξίσωση (3.7) για FS_d = 1.0 η τιμή του k_h

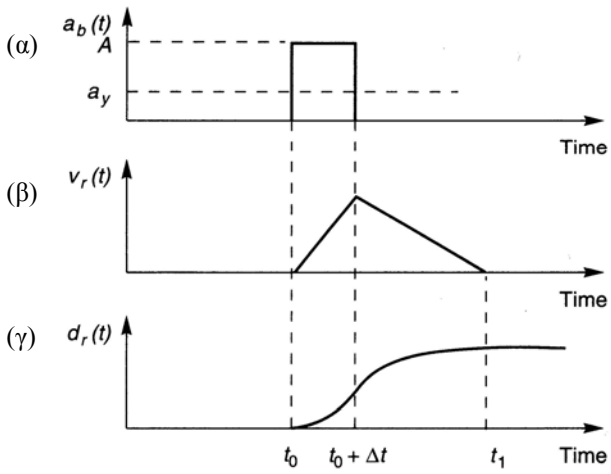


Σχήμα 3.4: Μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας με τον σεισμικό συντελεστή k_h για διάφορες τιμές της γωνίας τριβής του υλικού που βρίσκεται σε κεκλιμένο επίπεδο γωνίας 20° [21].

εξαρτάται από την κλίση του επιπέδου και την γωνία τριβής του υλικού όπως φαίνεται στην εξίσωση (3.9) αλλά και στο Σχήμα 3.4.

$$k_y = \tan(\phi - \beta) \tag{3.9}$$

Προκειμένου να εξεταστεί η διαδικασία υπολογισμού των μόνιμων μετατοπίσεων, ο Kramer [21] θεώρησε την περίπτωση στην οποία το σώμα του Σχήματος 3.2 υποβάλλεται στον ορθογωνικό παλμό του επιταχυνσιογραφήματος στο Σχήμα 3.5(α), ο οποίος έχει μέγεθος A, μεγαλύτερο από την κρίσιμη επιτάχυνση ολίσθησης α_y και διάρκεια Δt.



Σχήμα 3.5: Ανάπτυξη μόνιμων μετατοπίσεων σε ολισθαίνουσα μάζα λόγω ορθογωνικού παλμού: (α) επιτάχυνση, (β) ταχύτητα, (γ)μετατόπιση [21].

Η επιτάχυνση του σώματος, $\alpha_{rel}(t)$, σε σχέση με αυτήν του επιπέδου $\alpha_b(t)$, για διάρκεια Δt δίνεται από την εξίσωση (3.10α). Επομένως η σχετική μετατόπιση του σώματος d_{rel} μπορεί να υπολογιστεί μέσω της διπλής ολοκλήρωσης αυτής της εξίσωσης όπως φαίνεται στις εξισώσεις (3.10β-γ).

$$\alpha_{rel}(t) = a_b(t) - a_y = A - a_y \tag{3.10α}$$

$$v_{rel}(t) = \int_{t_o}^{t} a_{rel}(t)dt = [A - a_y](t - t_o) \tag{3.10β}$$

$$d_{rel}(t) = \int_{t_o}^{t} v_{rel}(t)dt = \frac{1}{2}[A - a_y](t - t_o)^2 \tag{3.10γ}$$

Σε χρόνο $t = t_o + \Delta t$, η επιτάχυνση μηδενίζεται, η ταχύτητα έχει τη μέγιστη τιμή της, ενώ οι παραπάνω εξισώσεις σε εκείνο το σημείο πέρνουν την μορφή:

$$v_{rel}(t_o + \Delta t) = [A - a_y]\Delta t \tag{3.11α}$$

$$d_{rel}(t_o + \Delta t) = \frac{1}{2}[A - a_y]\Delta t^2 \tag{3.11β}$$

Μετά το χρονικό σημείο $t_o + \Delta t$ το σώμα θα αρχίσει να επιβραδύνει, λόγω της δύναμης της τριβής που αναπτύσεται με το κεκλιμένο επίπεδο ολίσθησης, μέχρι το χρονικό σημείο t_1, οπότε και η σχετική ταχύτητα πέρνει μηδενική τιμή και άρα σταματάει και η σχετική μετατόπιση του αντικειμένου. Συνεπώς, για το διάστημα από $t_o + \Delta t$ έως t_1, οι εξισώσεις γίνονται:

$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_y = 0 - a_y = -a_y \tag{3.12α}$$

$$v_{rel}(t) = v_{rel}(t + \Delta t) + \int_{t_o+\Delta t}^{t} a_{rel}dt = A\Delta t - a_y(t - t_o) \tag{3.12β}$$

$$d_{rel}(t) = \int_{t_o=\Delta t}^{t} v_{rel}(t)dt = A\Delta t(t - t_o - \Delta t) - \frac{1}{2}[t^2 - (t_o + \Delta t)^2] \tag{3.12γ}$$

Στο σημείο t_1, για $v_{rel} = 0$, η εξίσωση (3.12β) γίνεται:

$$t_1 = t_o + \frac{A}{a_y}\Delta t \tag{3.13}$$

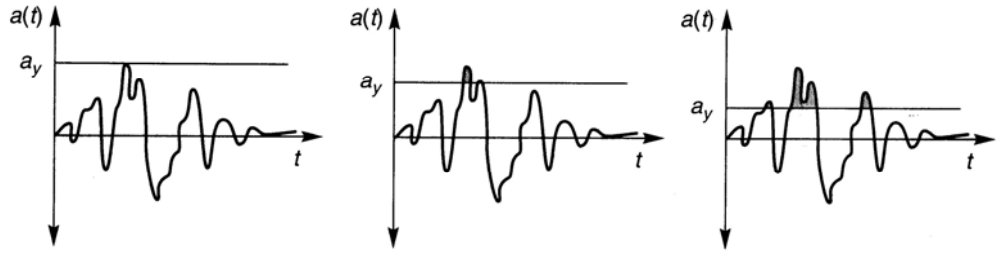
Άρα αντικαθιστώντας στην εξίσωση (3.12) την (3.13) υπολογίζεται η συνολική σχετική μετατόπιση του σώματος, η οποία είναι:

$$d_{rel}(t_1) = \frac{1}{2}(A - a_y)\Delta t^2 \frac{A}{a_y} \tag{3.14}$$

Όπως επισημαίνει και ο Day [24] από την παραπάνω διαδικασία είναι φανερό πως η σχετική μετατόπιση του ολισθαίνοντος αντικειμένου και κατ' επέκταση και του πρανούς, εξαρτάται:

1. Από την τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης ολίσθησης: όσο μεγαλύτερη είναι αυτή η τιμή τόσο πιο ευσταθές θα είναι το πρανές.
2. Από τη μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση εδάφους (PGA) στη βάση του αναχώματος: όσο περισσότερο υπερβαίνει την κρίσιμη επιτάχυνση ολίσθησης, τόσο μεγαλύτερη θα είναι η σχετική μετακίνηση.
3. Από τη χρονική διάρκεια της εδαφικής κίνησης: όσο μεγαλύτερο είναι το διάστημα για το οποίο η μέγιστη επιτάχυνση υπερβαίνει την κρίσιμη επιτάχυνση ολίσθησης τόσο μεγαλύτερες είναι οι μετατοπίσεις.
4. Από το συχνοτικό περιεχόμενο της εδαφικής κίνησης, καθώς αυτό σχετίζεται με τη μορφή του επιταχυσνιογραφήματος και περιγράφει τον τρόπο με τον οποίο το πλάτος της εδαφικής κίνησης διαφοροποιείται στις διαφορετικές συχνότητες. Έτσι ένα επιταχυνσιογράφημα με πολλούς κύκλους, οι οποίοι οδηγούν σε πολλαπλή υπέρβαση της κρίσιμης επιτάχυνσης ολίσθησης μπορεί να οδηγήσει σε δυσμενέστερες συνθήκες από ότι ένα επιταχυνσιογράφημα με μεγαλύτερο πλάτος αλλά λιγότερους κύκλους.

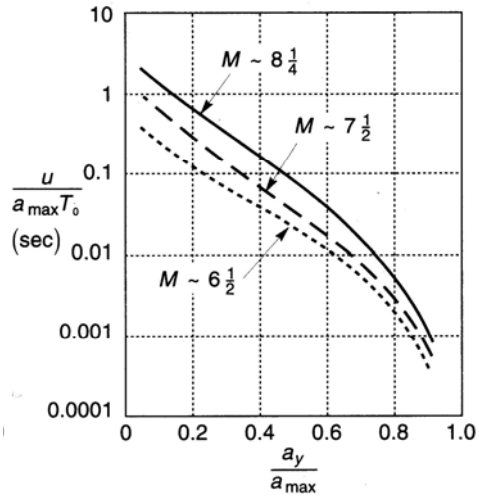
Τα παραπάνω φαίνονται στο Σχήμα 3.6:



Σχήμα 3.6: Συσχέτιση της μετατόπισης από την τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης ολίσθησης a_y, την PGA και το συχνοτικό περιεχόμενο της κίνησης [21].

Ανάλυση Makdisi-Seed

Η ανάλυση των Makdisi και Seed [20] αποτελεί μία προέκταση της ανάλυσης Newmark, καθώς σε αυτή λαμβάνεται υπόψη και η μεταβολή του ύψους της ολισθαίνουσας μάζας αστοχίας. Η κρίσιμη επιτάχυνση ολίσθησης υπολογίζεται με βάση την κρίσιμη δυναμική αντοχή του εδάφους, η οποία υπολογίστηκε ως το 80% της αντοχής σε υγρές συνθήκες. Μετά τη βαθμονόμηση της ανάλυσης τους από πραγματικές καταγραφές, οι Makdisi και Seed κατέληξαν σε απλοποιημένα διαγράμματα που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την πρόβλεψη των μόνιμων μετατοπίσεων για διάφορους σεισμούς και αναχώματα (βλ. Σχήμα 3.7).



Σχήμα 3.7: Η μεταβολή της κανονικοποιημένης μετατόπισης με την κανονικοποιημένη κρίσιμη επιτάχυνση ολίσθησης, για σεισμούς διαφόρων μεγεθών [21].

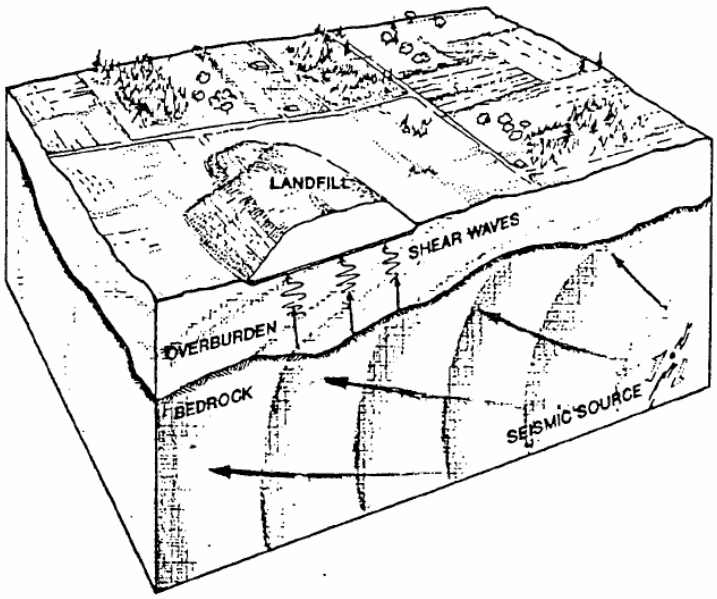
3.2.3 Ανάλυση τάσης – παραμόρφωσης

Οι μέθοδοι ανάλυσης τάσης – παραμόρφωσης αποτελούν την ακριβέστερη προσέγγιση που έχει αναπτυχθεί ως σήμερα για τη διερεύνηση της σεισμικής ευστάθειας των αναχωμάτων. Η συγκεκριμένη ανάλυση πραγματοποιείται με την χρήση δυναμικής ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων και στόχος της είναι η κατά το δυνατόν ακριβέστερη περιγραφή της μη γραμμικής συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών. Για την εφαρμογή της ανάλυσης απαιτούνται πολύπλοκα καταστατικά μοντέλα που σχετίζονται με έναν μεγάλο αριθμό παραμέτρων όπως είναι ο ακριβής εργαστηριακός προσδιορισμός της μη γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών. Η μεγάλες απαιτήσεις

δεδομένων για την πραγματοποίηση της ανάλυσης αυτής, καθώς και η σύνθεση των απορριμματικών υλικών καθιστούν αδύνατη την εφαρμογή της στον αντισεισμικό σχεδιασμό των ΧΥΤΑ.

3.3 Αναλύσεις σεισμικής απόκρισης εδαφών

Οι αναλύσεις της δυναμικής απόκρισης των εδαφικών σχηματισμών στοχεύουν στην πρόβλεψη της επίδρασης των εδαφικών σχηματισμών που υπέρκεινται του βραχώδους υποβάθρου στα χαρακτηριστικά της επιφανειακής εδαφικής κίνησης. Όπως τονίζει ο Kramer [21], συνήθως η διαδρομή των σεισμικών κυμάτων διατρέχει δεκάδες χιλιόμετρα βραχώδους υποβάθρου και μόλις λίγες δεκάδες μέτρα εδαφικών σχηματισμών, όμως οι τελευταίοι παίζουν καθοριστικότερο ρόλο στα χαρακτηριστικά της επιφανειακής εδαφικής κίνησης (Σχήμα 3.8).



Σχήμα 3.8: Διάδοση σεισμικού κύματος και ο ρόλος των τοπικών εδαφικών συνθηκών.

Οι μεθοδολογίες ανάλυσης σεισμικής απόκρισης εδαφών διαφέρουν ως προς την προσέγγιση των παρακάτω παραμέτρων:

1) Τη συμπεριφορά των εδαφικών υλικών: η συμπεριφορά των εδαφικών υλικών μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι γραμμική ή μη-γραμμική, ενώ η προσέγγιση της

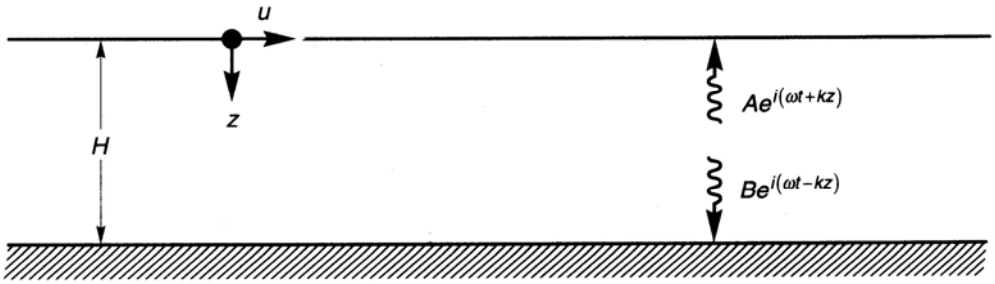
μη-γραμμικής συμπεριφοράς μπορεί να πραγματοποιηθεί και με ισοδύναμα γραμμικές μεθόδους.

2) Τις διαστάσεις του προβλήματος: οι μονοδιάστατες αναλύσεις βασίζονται στην υπόθεση πως οι εδαφικές στρώσεις είναι -σχεδόν- οριζόντιες και εκτείνονται απεριόριστα στην οριζόντια διεύθυνση. Ουσιαστικά μέσω αυτής της μεθόδου δεν λαμβάνεται υπόψην η γεωμορφία του βραχώδους υποβάθρου αλλά και η τοπογραφία της περιοχής. Αντίθετα πολύ ακριβέστεροι υπολογισμοί μπορούν να πραγματοποιηθούν με διδιάστατες ή τριδιάστατες αναλύσεις, ιδιαίτερα στις περιπτώσεις που οι παραπάνω παράγοντες μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά την επιφανειακή εδαφική κίνηση.
3) Τη μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιείται: αριθμητική ή αναλυτική. Οι αναλυτικές μέθοδοι αν και είναι συνήθως εύχρηστες και απαιτούν μικρότερο χρόνο δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν παρά μόνο σε απλά μονοδιάστατα προβλήματα όπου η συμπεριφορά των υλικών θεωρείται γραμμική. Από την άλλη, οι αριθμητικές μέθοδοι με τη βοήθεια προηγμένων υπολογιστικών συστημάτων επιτρέπουν την ρεαλιστική προσομοίωση σύνθετων προβλημάτων στις δύο αλλά και στις τρεις διαστάσεις.

Στη συνέχεια θα γίνει αναφορά στο ζήτημα της θεώρησης της συμπεριφοράς των υλικών, καθώς και στις βασικές μεθόδους που χρησιμοποιούνται στη διαδικασία της ανάλυσης. Δίνεται έμφαση στην μεθοδολογία που ακολουθήθηκε στις αναλύσεις που πραγματοποίηθηκαν στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, δηλαδή στην ισοδύναμα γραμμική ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων. Αρχικά εξετάζεται η αναλυτική προσέγγιση του προβλήματος μέσω της θεώρησης εδαφικής στρώσης πακτωμένης σε άκαμπτο βράχο, γραμμικής συμπεριφοράς υλικών και μονοδιάστατων συνθηκών.

3.3.1 Μονοδιάστατη γραμμική ανάλυση

Αρχικά, για την κατανόηση του προβλήματος της απόκρισης των εδαφικών σχηματισμών, θα γίνει αναφορά στις απλούστερες περιπτώσεις της γραμμικής μονοδιάστατης ανάλυσης της κυματικής διάδοσης σε εδαφική στρώση που θεμελιώνεται σε άκαμπτο βράχο. Η μεθοδολογία που παρατίθεται έχει αναπτυχθεί από τον Kramer [21].



Σχήμα 3.9: Ομοιόμορφη οριζόντια ελαστική εδαφική στρώση σε άκαμπτο βράχο [21].

<u>Ομοιόμορφη οριζόντια εδαφική απόθεση χωρίς απόσβεση επί άκαμπτου βράχου</u>

Έστω η γραμμική ελαστική εδαφική στρώση ύψους Η, του Σχήματος 3.9 η οποία βρίσκεται πάνω σε άκαμπτο βράχο και διεγείρεται από αρμονική κίνηση οριζόντιας κατεύθυνσης. Σύμφωνα με την θεωρία των ελαστικών κυμάτων, η επιβαλλόμενη κίνηση θα προκαλέσει τη διάδοση διατμητικών κυμάτων στην εδαφική στρώση, ενώ η μονοδιάστατη κυματική εξίσωση θα είναι της μορφής:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{1}{v^2}\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \tag{3.15}$$

όπου:

u = μετατόπιση

v = ταχύτητα διάδοσης του κύματος

Η γενική λύση της (3.15) με τη χρήση μιγαδικών αριθμών είναι της μορφής:

$$u(z,t) = Ae^{i(\omega t - kx)} + Be^{i(\omega t + kx)} \tag{3.16}$$

όπου:

ω = κυκλική συχνότητα της εδαφικής κίνησης

k = κυματάριθμος (= ω/v_s)

A = πλάτος κύματος που διαδίδεται στην διεύθυνση $-z$

B = πλάτος κύματος που διαδίδεται στην διεύθυνση $+z$

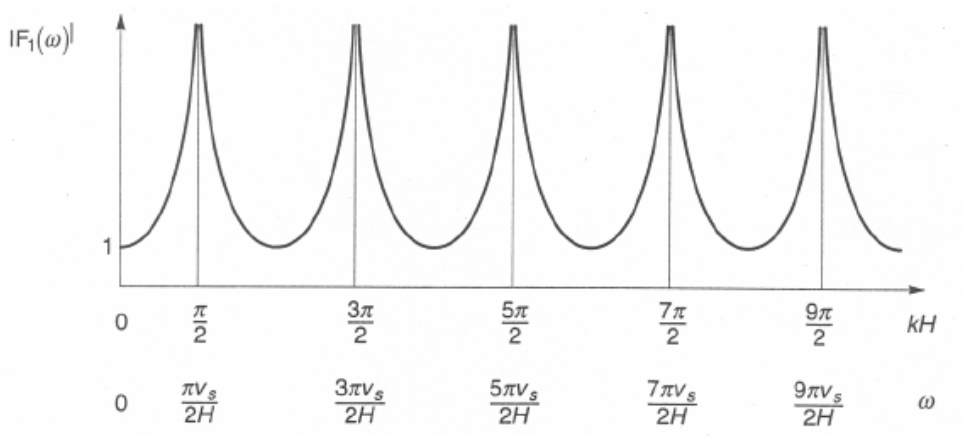
Στην ελέυθερη επιφάνεια (z=0) οι διατμητικές τάσεις, τ και οι διατμητικές παραμορφώσεις γ, μηδενίζονται και ισχύει:

$$\tau(0,t)=0 \Rightarrow G\gamma(0,t)=0 \Rightarrow G\frac{\partial u(0,t)}{\partial z}=0 \tag{3.17}$$

Από τις (3.16) και (3.17) παραγωγίζοντας προκύπτει η εξίσωση:

$$u(z,t)=2A\frac{e^{ikz}+e^{-ikz}}{2}e^{i\omega t}=2A\cos kz\, e^{i\omega t} \tag{3.18}$$

Η εξίσωση (3.18) αναπαριστά ένα στάσιμο κύμα πλάτους $2A\cos kz$ το οποίο είναι αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης των κυμάτων που διαδίδονται σε αντίθετες κατευθύνσεις στο εσωτερικό της εδαφικής στρώσης. Από αυτή την εξίσωση μπορεί να προκύψει η συνάρτηση μεταφοράς (transfer function) $F_1(\omega)$:



Σχήμα 3.10: Επίδραση της συχνότητας της επιβαλλόμενης κίνησης στην απόκριση γραμμικά ελαστικής εδαφικής στρώσης χωρίς απόσβεση [23].

$$F_1(\omega)=\frac{u_{\max}(0,t)}{u_{\max}(H,t)}=\frac{2Ae^{i\omega t}}{2A\cos kHe^{i\omega t}}=\frac{1}{\cos kH}=\frac{1}{\cos(\omega H/v_s)} \tag{3.19}$$

Η συνάρτηση μεταφοράς εκφράζει την ενίσχυση του μέγιστου πλάτους της εδαφικής κίνησης στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους σε σχέση με την αντίστοιχη στον βράχο.

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.10 όταν το γινόμενο kH τείνει στο $\pi/2+n\pi$, ο παρανομαστής τείνει στο μηδέν και το κλάσμα στο άπειρο (συντονισμός). Όπως αναφέρει και ο Kramer αυτό το απλό προσομοίωμα καταδεικνύει το γεγονός πως η σεισμική απόκριση μίας εδαφικής στρώσης εξαρτάται άμεσα τόσο από τα

χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης, όσο και από την γεωμετρία και τα δυναμικά χαρακτηριστικά του εδάφους.

Ομοιόμορφη οριζόντια εδαφική απόθεση με απόσβεση επί άκαμπτου βράχου

Αν και το παραπάνω παράδειγμα περιγράφει με απλό τρόπο τη σεισμική απόκριση μίας εδαφικής στρώσης, στη φύση τα πραγματικά εδάφη εμφανίζουν πάντα απόσβεση με την οποία εκφράζεται η απώλεια της ενέργειας κατά τη διάρκεια της εδαφικής κίνησης. Υποθέτωντας ότι η εδαφική στρώση έχει τα χαρακτηριστικά στερεού Kelvin-Voigt η μονοδιάστατη κυματική εξίσωση θα είναι:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \tag{3.20}$$

όπου η ο συντελεστής ιξώδους και ρ η πυκνότητα.

Η λύση της παραπάνω εξίσωσης είναι:

$$u(z,t) = Ae^{i(\omega t - k^* x)} + Be^{i(\omega t + k^* x)} \tag{3.21}$$

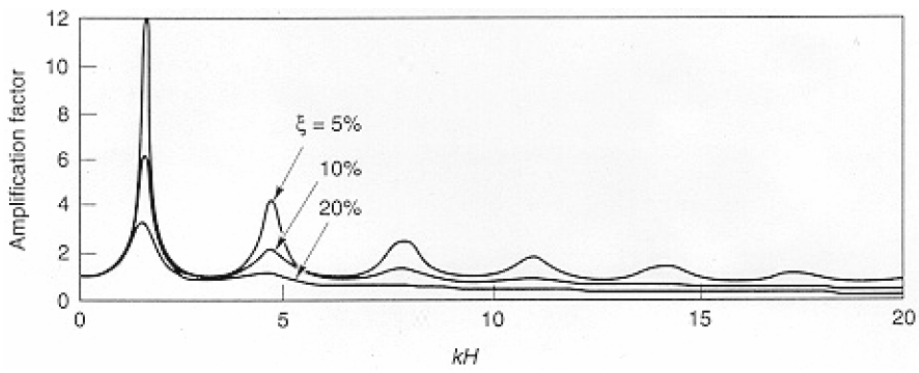
όπου k* ο φανταστικός κυματάριθμος. Επαναλαμβάνοντας την προηγούμενη διαδικασία η συνάρτηση μεταφοράς στην περίπτωση αυτή δίνεται από τη σχέση:

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos k^* H} = \frac{1}{\cos(vH / v_s^*)} \tag{3.22}$$

Μέσω της ταυτότητας $\left|\cos(x+iy)\right| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y}$, η συνάρτηση μεταφοράς μπορεί να γραφεί:

$$\left|F_2(\omega)\right| \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + (\xi kH)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\omega H / v_s) + [\xi(\omega H / v_s)]^2}} \tag{3.23}$$

Όπως φαίνεται και από το Σχήμα 3.11 στην περίπτωση της ομοιόμορφης εδαφικής απόθεσης επί άκαμπτου βράχου με απόσβεση, η ενίσχυση έχει μέγιστες τιμές όταν το γινόμενο *kH* τείνει στο π/2+*n*π, ωστόσο σε αυτήν την περίπτωση δεν απειρίζεται καθώς ο παρανομαστής είναι πάντα μεγαλύτερος του μηδενός. Η μέγιστη τιμή του συντελεστή



Σχήμα 3.11: Επίδραση της συχνότητας της επιβαλλόμενης κίνησης στην απόκριση γραμμικά ελαστικής εδαφικής στρώσης με απόσβεση [21].

ενίσχυσης παρατηρείται στην χαμηλότερη φυσική συχνότητα (θεμελιώδης ιδιοσυχότητα) η οποία είναι:

$$\omega_o = \frac{\pi v_s}{2H} \tag{3.24}$$

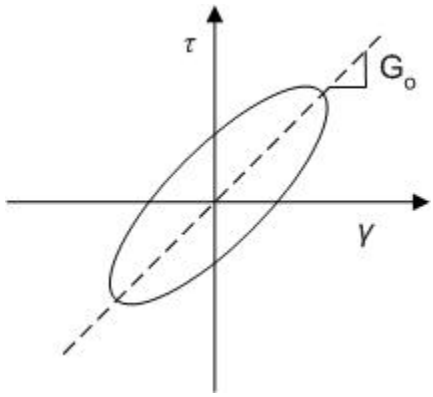
Η περίοδος της κίνησης η οποία αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα ονομάζεται δεσπόζουσα περίοδος T_s:

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_o} = \frac{4H}{v_s} \tag{3.25}$$

Όπως φαίνεται από τη σχέση (3.25), η δεσπόζουσα περίοδος εξαρτάται μόνο από το ύψος της εδαφικής στρώσης και την ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων του μέσου. Συνεπώς, γνωρίζοντας τα παραπάνω είναι δυνατή η εκτίμηση της περιόδου της εισερχόμενης κίνησης από την οποία θα προκληθεί η μεγαλύτερη ενίσχυση.

3.3.2 Μονοδιάστατη Ισοδύναμα Γραμμική Ανάλυση

Η ισοδύναμα γραμμική ανάλυση είναι μία μέθοδος προσέγγισης της μη-γραμμικής συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών. Όπως είναι γνωστό στην περιοχή των μικρών παραμορφώσεων η συμπεριφορά των εδαφών είναι σχεδόν ελαστική, ενώ με την αύξηση των παραμορφώσεων η εδαφική συμπεριφορά γίνεται μη γραμμική και αποκτά υστερητικά χαρακτηριστικά. Η τυπική συμπεριφορά των εδαφικών υλικών στην κυκλική φόρτιση χαρακτηρίζεται από τον βρόγχο υστέρησης του Σχήματος 3.12.



Σχήμα 3.12: Ο βρόχος υστέρησης και το μέσο μέτρο διάτμησης G_o.

Ο βρόχος υστέρησης μπορεί να περιγραφεί από τις εξής παραμέτρους: την κλίση και την επιφάνειά του. Η κλίση εξαρτάται από τη δυσκαμψία του εδαφικού υλικού και μπορεί να προσεγγιστεί μέσω της τιμής του μέσου μέτρου διάτμησης G_o που ενώνει τα δύο άκρα του βρόχου. Η επιφάνεια του βρόχου εκφράζεται μέσω του λόγου απόσβεσης ξ, ο οποίος εκφράζει την ενέργεια που αποδόθηκε από το υλικό σύμφωνα με την σχέση:

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi}\frac{\mathrm{A}}{G_o\gamma^2} \tag{3.26}$$

όπου:

W_D = η ενέργεια που αποδόθηκε από το υλικό

W_S = η μέγιστη ενέργεια παραμόρφωσης

A = το εμβαδόν της επιφάνειας του βρόχου

γ = η διατμητική παραμόρφωση

Η ισοδύναμα γραμμική ανάλυση αποτελεί μία επαναληπτική διαδικασία, τα κύρια βήματα της οποίας έχουν ως εξής:

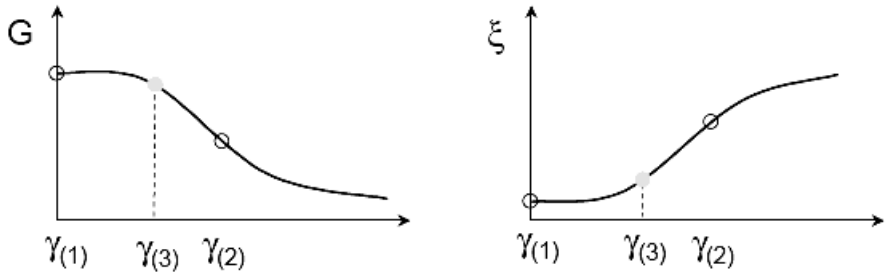
1. Υπολογίζονται οι αρχικές τιμές G και ξ. Συνήθως χρησιμοποιούνται οι τιμές που αναφέρονται στην ίδια (χαμηλή) τιμή διατμητικής παραμόρφωσης γ(1).
2. Με βάση τις αρχικές τιμές G και ξ, υπολογίζεται η εδαφική απόκριση (χρονοϊστορίες της διατμητικής παραμόρφωσης για κάθε εδαφική στρώση).
3. Υπολογίζεται η τιμή της ισοδύναμης διατμητικής παραμόρφωσης μέσω της σχέσης: $\gamma_{ισοδ.} = \gamma(2) = R_\gamma \gamma(1)$, όπου R_γ είναι ο λόγος της ισοδύναμης διατμητικής

παραμόρφωσης προς τη μέγιστη διατμητική παραμόρφωση, ο οποίος εξαρτάται από το μέγεθος της διέγερσης και δίνεται από τη σχέση:

$$R_{\gamma} = \frac{M-1}{10} \tag{3.27}$$

όπου: M το μέγεθος του σεισμού.

4. Από τις τιμές της γ(2) υπολογίζονται οι νέες τιμές $G^{(i+1)}$ και $\xi^{(i+1)}$ που χρησιμοποιούνται στην επόμενη επανάληψη.



Σχήμα 3.13: Η επαναληπτική διαδικασία στην ισοδύναμα γραμμική ανάλυση [21].

Τα βήματα δύο έως τέσσερα επαναλαμβάνονται μέχρι οι τιμές G και ξ ανάμεσα σε δύο επαναλήψεις συγκλίνουν σύμφωνα με ένα προκαθορισμένο όριο. Συνήθως οι αποκλίσεις είναι λιγότερο από πέντε με 10% σε τρεις με πέντε επαναλήψεις. Η παραπάνω διαδικασία φαίνεται στο Σχήμα 3.13

3.3.3 Μη-Γραμμική Ανάλυση

Η πλέον ακριβής προσέγγιση της απόκρισης των εδαφικών σχηματισμών στην ισχυρή εδαφική κίνηση είναι η μη γραμμική ανάλυση. Η προσέγγιση αυτή βασίζεται στην αριθμητική ολοκλήρωση της εξίσωσης της κίνησης σε μικρά χρονικά βήματα με την χρήση μοντέλων τάσεων – παραμορφώσεων, ή πολύπλοκων καταστατικών μοντέλων. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, η σύνθεση των απορριμματικών υλικών αλλά και το κόστος της ανάλυσης καθιστά εξαιρετικά δυσχερή την χρήση της για την περίπτωση των ΧΥΤΑ.

3.3.4 Η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method–FEM) βασίζεται στη διακριτοποίηση ενός φορέα μέσω της διαίρεσης του σε στοιχεία πεπερασμένων διαστάσεων και χρησιμοποιείται ευρέως για την επίλυση προβλημάτων στις δύο και τις τρεις διαστάσεις. Η λογική της μεθόδου είναι η διατύπωση και η επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας για κάθε στοιχείο και τελικά, από την κατάλληλη υπέρθεση αυτών, ο σχηματισμός και η επίλυση της εξίσωσης ισορροπίας όλου του προβλήματος. Παρακάτω εξετάζεται η μέθοδος της προσέγγισης των διδιάστατων προβλημάτων με τετραπλευρικά στοιχεία τεσσάρων κόμβων παρόμοια με αυτά που χρησιμοποιούνται στον κώδικα QUAD4M.

Με βάση τον νόμο του Hooke, η μητρωϊκή σχέση τάσεων (σ) – παραμορφώσεων (ε) γραμμικώς ελαστικών υλικών δίνεται από την σχέση:

$$\{\sigma\} = [E]\{\varepsilon\} \tag{3.28}$$

όπου [E] ένα μητρώο που εκφράζει την στιβαρότητα του υλικού στις επιβαλλόμενες παραμορφώσεις (μητρώο ελαστικότητας). Για τα ισότροπα υλικά, το μητρώο ελαστικότητας, εκφράζεται σαν συνδυασμός του μέτρου ελαστικότητας E και του λόγου Poisson ν, όπως φαίνεται στην παρακάτω σχέση:

$$[E] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \tag{3.29}$$

Θεωρώντας συνθήκες επίπεδης έντασης, οι ανηγμένες τάσεις στην τρίτη διάσταση είναι μηδενικές ενώ οι συνιστώσες της μετατόπισης U και V, καθώς και οι τάσεις και οι παραμορφώσεις είναι συνάρτηση μόνο των συντεταγμένων X και Y. Άρα τα διανύσματα των ανηγμένων τάσεων, {σ} και παραμορφώσεων, {ε}, δίνονται από τις εξισώσεις (3.30α) και (3.30β).

$$\{\varepsilon\} = \begin{bmatrix} \varepsilon_X \\ \varepsilon_Y \\ \gamma_{XY} \end{bmatrix} \tag{3.30α}$$

$$\{\sigma\} = \begin{bmatrix} \sigma_X \\ \sigma_Y \\ \tau_{XY} \end{bmatrix} \tag{3.30β}$$

όπου με βάση τις σχέσεις ανηγμένων παραμορφώσεων – μετατοπίσεων ισχύει

$$\varepsilon_X = \frac{\partial U}{\partial X},\ \varepsilon_Y = \frac{\partial V}{\partial Y},\ \gamma_{XY} = \frac{\partial U}{\partial Y} + \frac{\partial V}{\partial X} \tag{3.31}$$

Με βάση τα παραπάνω, το μητρώο ελαστικότητας της σχέσης (3.29) σε συνθήκες επίπεδης έντασης γίνεται:

$$[E] = \frac{E}{1-\nu^2}\begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \tag{3.32}$$

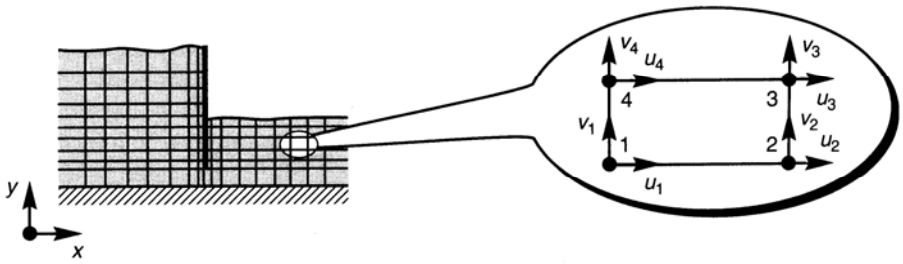
Σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, οι ανηγμένες παραμορφώσεις στην διεύθυνση Z είναι μηδενικές, ενώ οι συνιστώσες της μετατόπισης, οι ανηγμένες παραμορφώσεις και οι τάσεις είναι συναρτήσεις των X και Y. Στην περίπτωση αυτή το μητρώο ελαστικότητας έχει την μορφή:

$$[E] = \frac{E^*}{1-\nu^{*2}}\begin{bmatrix} 1 & \nu^* & 0 \\ \nu^* & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu^*}{2} \end{bmatrix} \tag{3.33}$$

όπου:

$$E^* = \frac{E}{(1-\nu^2)}\ ,\ \nu^* = \frac{\nu}{(1-\nu)} \tag{3.34}$$

Όπως τονίζει ο Παπαδρακάκης [25], η ομοιότητα του μητρώου ελαστικότητας των σχέσεων (3.32) και (3.34) δίνει την δυνατότητα της από κοινού αντιμετώπισης των



Σχήμα 3.14:Διακριτοποίηση φορέα και βαθμοί ελευθερίας στοιχείου [21].

προβλημάτων και της επιλογής του κατάλληλου μητρώου ελαστικότητας, ανάλογα με τον τύπο της προσομοίωσης (επίπεδη ένταση – επίπεδη παραμόρφωση).

Στο Σχήμα 3.14 φαίνεται η διακριτοποίηση μίας κατασκευής καθώς και οι βαθμοί ελευθερίας ενός τετρακομβικού ορθογωνικού στοιχείου.

Σε κάθε σημείο P(x,y) στο εσωτερικό του στοιχείου οι μετατοπίσεις (u,v) εκφράζονται μέσω πολυωνυμικών σχέσεων της μορφής:

$$u = \alpha_1+\alpha_2 x+\alpha_3 y+a_4 xy \qquad (3.35\alpha)$$

$$v = \alpha_5+\alpha_6 x+\alpha_7 y+a_8 xy \qquad (3.35\beta)$$

Οι παραπάνω πολυωνυμικές σχέσεις μπορούν να εκφραστούν μητρωϊκά όπως φαίνεται στην εξίσωση (3.36):

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & xy & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x & y & xy \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \\ \alpha_7 \\ \alpha_8 \end{bmatrix} \Rightarrow \{u\} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & xy & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x & y & xy \end{bmatrix} \{\alpha\} \qquad (3.36)$$

Προκειμένου να υπολογιστεί το διάνυσμα των γενικευμένων συντεταγμένων {α}, το σημείο P(x,y) τοποθετείται κυκλικά σε όλους τους κόμβους, το οποίο εκφράζεται σε μητρωϊκή μορφή από τις σχέσεις (3.37α) και (3.37β):

$$\begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ u_4 \\ v_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -a & -b & ab & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -a & -b & ab \\ 1 & a & -b & -ab & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & a & -b & -ab \\ 1 & a & b & ab & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & a & b & ab \\ 1 & -a & b & -ab & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -a & b & -ab \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \\ \alpha_7 \\ \alpha_8 \end{bmatrix} \tag{3.37α}$$

$$\{d\} = [A]\{\alpha\} \tag{3.37β}$$

Λύνοντας την (3.37β) ως προς {α} προκύπτουν οι εξισώσεις (3.38α) και (3.38β):

$$\{\alpha\} = [A]^{-1}\{d\} \tag{3.38α}$$

$$\{\alpha\} = \frac{1}{4ab} \begin{bmatrix} ab & 0 & ab & 0 & ab & 0 & ab & 0 \\ -b & 0 & b & 0 & b & 0 & -b & 0 \\ -a & 0 & -a & 0 & a & 0 & a & 0 \\ 1 & 0 & -1 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & ab & 0 & ab & 0 & ab & 0 & ab \\ 0 & -b & 0 & b & 0 & b & 0 & -b \\ 0 & -a & 0 & -a & 0 & a & 0 & a \\ 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & 1 & 0 & -1 \end{bmatrix} \{d\} \tag{3.38β}$$

Αντικαθιστώντας το διάνυσμα {α} όπως προέκυψε στην (3.38β), στην εξίσωση (3.36) προκύπτουν οι **συναρτήσεις σχήματος** του στοιχείου:

$$\{u\} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & xy & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x & y & xy \end{bmatrix} [A]^{-1}\{d\} \tag{3.39}$$

$$\{u\} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \{d\} \tag{3.40}$$

όπου:

$$N_1 = \frac{1}{4}\left(1 - \frac{x}{a}\right)\left(1 - \frac{y}{b}\right) \tag{3.41α}$$

$$N_2 = \frac{1}{4}\left(1 + \frac{x}{a}\right)\left(1 - \frac{y}{b}\right) \tag{3.41β}$$

$$N_3 = \frac{1}{4}\left(1+\frac{x}{a}\right)\left(1+\frac{y}{b}\right) \tag{3.41γ}$$

$$N_4 = \frac{1}{4}\left(1-\frac{x}{a}\right)\left(1+\frac{y}{b}\right) \tag{3.41δ}$$

Το **μητρώο παραμορφώσεως** [B] επιτρέπει την έκφραση του διανύσματος των ανηγμένων παραμορφώσεων {ε} μέσω του διανύσματος των επικόμβιων μετατοπίσεων {d}, όπως φαίνεται στη σχέση (3.42)

$$\{\varepsilon\} = [B]\{d\} \tag{3.42}$$

Τα στοιχεία του μητρώου παραμορφώσεως δίδονται από τη σχέση (3.43):

$$[B] = \frac{1}{4ab}\begin{bmatrix} y-b & 0 & -y+b & 0 & y+b & 0 & -y-b & 0 \\ 0 & x-a & 0 & -x-a & 0 & x+a & 0 & -x+a \\ x-a & y-b & -x-a & -y+b & x+a & y+b & -x+a & -y-b \end{bmatrix} \tag{3.43}$$

Τέλος, γνωρίζοντας τα μητρώα παραμόρφωσης και ελαστικότητας, το μητρώο στιβαρότητας (ή δυσκαμψίας) ενός ορθογωνικού τετρακομβικού στοιχείου επίπεδης έντασης - παραμόρφωσης, δίνεται από την σχέση:

$$[k_e] = t\int_{y=-b}^{b}\int_{x=-a}^{a}[B]^T[E][B]dxdy \tag{3.44}$$

όπου t είναι το πάχος του στοιχείου, το οποίο θεωρήθηκε σταθερό στην επιφάνειά του.

Τα μητρώα μάζας και απόσβεσης σε επίπεδο στοιχείου υπολογίζονται από τις σχέσεις (3.45) και (3.46) αντίστοιχα [23]:

$$[m_e] = \rho\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1}[N]^T[N]|J|dsdt \tag{3.45}$$

$$[c_e] = \rho\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1}[B]^T[\eta][B]|J|dsdt \tag{3.46}$$

όπου ρ η πυκνότητα του υλικού και $[\eta]$ ο πίνακας με τις παραμέτρους απόσβεσης του υλικού οι οποίες έχουν χαρακτηριστικά ιξώδους απόσβεσης.

Με βάση τα παραπάνω μπορεί να διατυπωθεί η εξίσωση της κίνησης για κάθε στοιχείο:

$$[m_e]\{\ddot{q}_e\}+[c_e]\{\dot{q}_e\}+[k_e]\{q_e\}=\{F_e\} \tag{3.47}$$

όπου:

$[m_e]$: το μητρώο μάζας του στοιχείου

$[c_e]$: το μητρώο απόσβεσης του στοιχείου

$[k_e]$: το μητρώο δυσκαμψίας του στοιχείου

$\{F_e\}$: το διάνυσμα των επικόμβιων χρονικά μεταβαλλόμενων δυνάμεων

$\{\ddot{q}\}$: το διάνυσμα των επικόμβιων μετατοπίσεων

$\{\dot{q}\}$: το διάνυσμα των επικόμβιων ταχυτήτων

$\{q\}$: το διάνυσμα των επικόμβιων επιταχύνσεων

Μετά τη διατύπωση των εξισώσεων κίνησης για το σύνολο των στοιχείων, κατασκευάζεται η καθολική εξίσωση της κίνησης, η οποία για την περίπτωση της επιβολής σεισμικής κίνησης έχει τη μορφή:

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=[M][1]\{\ddot{u}\}_b(t) \tag{3.48}$$

όπου [M] είναι το καθολικό μητρώο μάζας, [C] το καθολικό μητρώο απόσβεσης, [K] το καθολικό μητρώο δυσκαμψίας και {u} το καθολικό διάνυσμα επικόμβιων επιταχύνσεων.

3.3.5 Διδιάστατη ισοδύναμα γραμμική ανάλυση με χρήση FEM

Με τη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων είναι δυνατή η προσέγγιση προβλημάτων και στις δύο διαστάσεις. Η περίπτωση αυτή δεν διαφέρει σημαντικά με την μέθοδο της ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης για μονοδιάστατη περίπτωση, όπως περιγράφηκε στην ενότητα 3.3.2. Παρακάτω εξετάζεται η περίπτωση ενός διδιάστατου προβλήματος επίπεδης παραμόρφωσης με αρμονική φόρτιση σύμφωνα με τον Kramer [21].

Έστω ένα διδιάστατο πρόβλημα με θεώρηση επίπεδης παραμόρφωσης για το οποίο ισχύει η εξίσωση της κίνησης:

$$[M]\{\ddot{u}\}+[K^*]\{u\} = -[M][1]\{\ddot{u}\}_b(t) \tag{3.49}$$

όπου $[K^*]$ το φανταστικό μητρώο ακαμψίας το οποίο με την βοήθεια των μιγαδικών αριθμών γράφεται:

$$[K^*]=[K]+i\omega[C] \tag{3.50}$$

Στην εξίσωση (3.50) το ζητούμενο είναι η εύρεση του καθολικού διανύσματος επικόμβιων μετατοπίσεων $\{u\}$. Τα μητρώα μάζας και δυσκαμψίας υπολογίζονται με τις διαδικασίες που αναλύθηκαν στην προηγούμενη ενότητα, ενώ και το μητρώο απόσβεσης εισάγεται στην εξίσωση της κίνησης μέσω της κατασκευής του φανταστικού μητρώου δυσκαμψίας. Για την περίπτωση της αρμονικής φόρτισης, το καθολικό διάνυσμα των κομβικών μετατοπίσεων δίνεται από τη σχέση:

$$\{u\}=\{H(\omega)\}\tilde{\ddot{u}}_b(\omega)e^{i\omega t} \tag{3.51}$$

όπου $\{H(\omega)\}$ είναι το διάνυσμα των συναρτήσεων μεταφοράς και $\tilde{\ddot{u}}_b(\omega)$ είναι ο μετασχηματισμός Fourier της $\ddot{u}_b(t)$. Αντικαθιστώντας στην εξίσωση της κίνησης όπως διατυπώθηκε στην σχέση (3.49) προκύπτει ότι:

$$\{H(\omega)\}=\frac{[M]}{\omega^2[M]-[K^*]} \tag{3.52}$$

Μετά τη διατύπωση της σχέσης του διανύσματος συναρτήσεων μεταφοράς, η ανάλυση ακολουθεί την επαναληπτική διαδικασία όπως διατυπώθηκε στην παράγραφο 3.3.2. Στο Παράρτημα Ι εξετάζεται αναλυτικότερα η διαδικασία επίλυσης του δυναμικού προβλήματος που χρησιμοποιεί ο κώδικας QUAD4M ο οποίος χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις που διεξήχθησαν στην παρούσα εργασία.

3.4 Μηχανικές και δυναμικές ιδιότητες απορριμμάτων

Όπως έχει ήδη αναφερθεί ένα από τα μεγαλύτερα προβλήματα της ανάλυσης της σεισμικής απόκρισης των ΧΥΤΑ είναι η ιδιαιτερότητα που παρουσιάζουν οι ιδιότητες

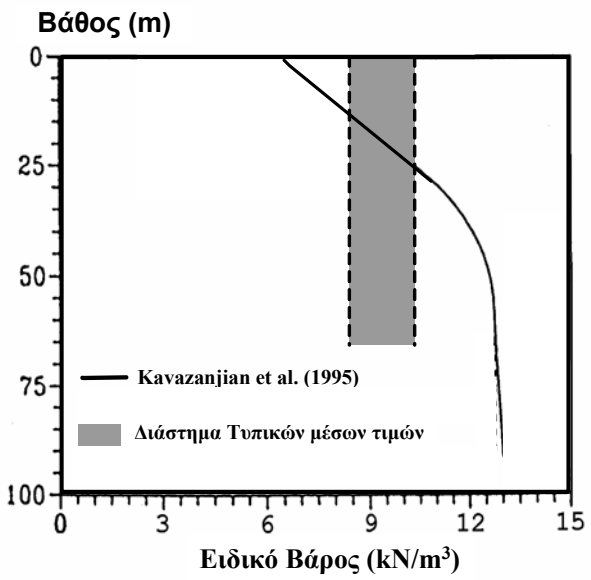
(μηχανικές και δυναμικές) των απορριμμάτων. Τα βασικά ζητήματα που διαφοροποιούν στον τομέα αυτό τους ΧΥΤΑ από τα εδαφικά αναχώματα, είναι:

- η ανομοιογενής σύσταση των υλικών,
- η διαφοροποίηση των ιδιοτήτων με τον χρόνο (γήρανση της απορριμματικής μάζας),
- η διαφορετική σύσταση των απορριμμάτων σε κάθε περιοχή, και
- η ύπαρξη των γεωσυνθετικών επενδύσεων της βάσης και της κάλυψης των ΧΥΤΑ.

Τα παραπάνω, εκτός των άλλων, καθιστούν εξαιρετικά δύσκολες τις εργαστηριακές αναλύσεις. Είναι επομένως σημαντικό να γίνει αναφορά στις προσπάθειες που έχουν πραγματοποιηθεί έως σήμερα για να διερευνηθούν οι μηχανικές και δυναμικές ιδιότητες των απορριμμάτων.

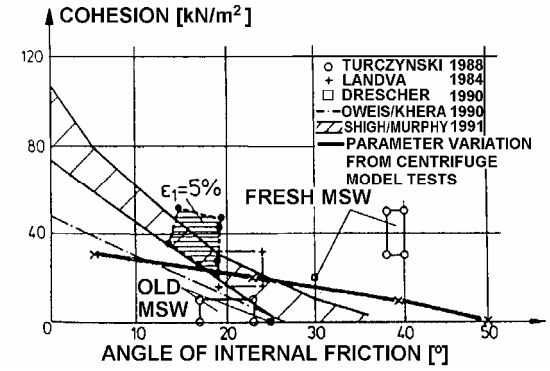
3.4.1 Μηχανικές ιδιότητες και φυσικά χαρακτηριστικά

Με βάση τα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω, σχετικά με τις ιδιαιτερότητες των απορριμματικών υλικών, γίνεται σαφές πως η συνεκτική ή μη φύση των απορριμμάτων παραμένει ένα θέμα προς διερεύνηση. Οι περισσότεροι επιστήμονες ωστόσο καταλήγουν ότι τα απορριμματικά υλικά είναι συνεκτικά, γεγονός που οφείλεται στην



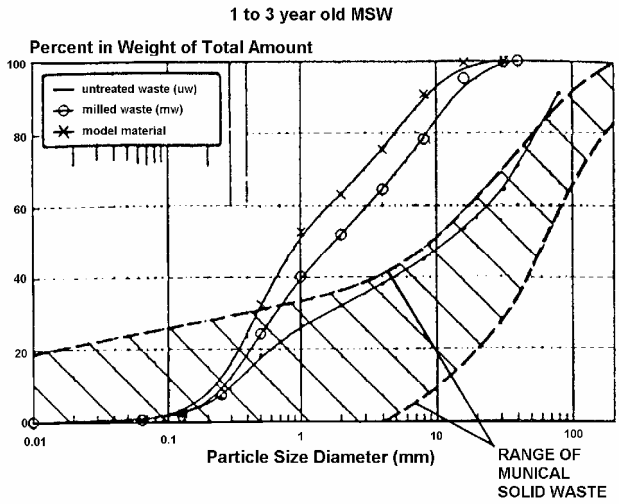
Σχήμα 3.15: Μεταβολή του ειδικού βάρους των απορριμμάτων με το βάθος σύμφωνα με τους Kavazanjian et al. [26].

ινώδη μορφή μεγάλου ποσοστού αυτών. Κάποιες από τις απορριμματικές ιδιότητες και τα φυσικά χαρακτηριστικά των απορριμμάτων, όπως είναι η πυκνότητα και η υγρασία, μπορούν να μετρηθούν απευθείας με επί τόπου μετρήσεις σε χώρους απόθεσης. Ωστόσο άλλες ιδιότητες, λόγω της ανομοιογενούς φύσης των απορριμμάτων που δεν επιτρέπει τις εργαστηριακές αναλύσεις, υπολογίζονται με άλλες μεθόδους όπως είναι οι ανάστροφες αναλύσεις (βλ. ενότητα 3.6).



Σχήμα 3.16: Μεταβολή της γωνίας τριβής συναρτήσει της πραγματικής συνοχής των απορριμματικών υλικών όπως προτείνεται από διάφορους επιστήμονες [3].

Στο Σχήμα 3.15 παρουσιάζεται η γραφική παράσταση της μεταβολής του ειδικού βάρους των απορριμμάτων ανάλογα με το βάθος του ΧΥΤΑ, όπως προέκυψε μετά από επιτόπου έρευνες των Kavazanjian et al. [26]. Στο Σχήμα 3.16 παρουσιάζεται η μεταβολή των παραμέτρων της διατμητικής αντοχής των απορριμματικών υλικών όπως



Σχήμα 3.17: Κατανομή του μεγέθους των σωματιδίων σε έναν ΧΥΤΑ [3]

προτείνεται από διάφορους επιστήμονες [3] .Τέλος στο Σχήμα 3.17 παρουσιάζεται η κατανομή του μεγέθους των σωματιδίων σε έναν ΧΥΤΑ.

Γενικά με βάση τις μέχρι τώρα μελέτες μπορεί να διαπιστωθεί πως τα απορριμματικά υλικά χαρακτηρίζονται από:

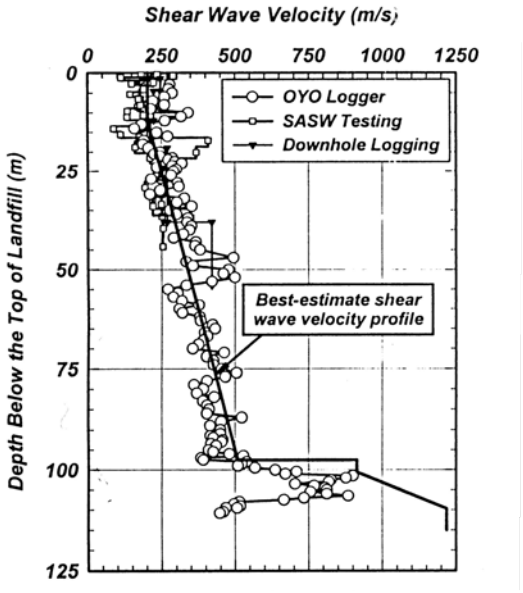
- μικρότερο ειδικό βάρος από τα ομοιογενή εδαφικά υλικά,
- παρόμοιας τάξης γωνία τριβής με τα εδαφικά υλικά,
- μικρότερη συνοχή από τα εδαφικά υλικά χωρίς όμως μεγάλες αποκλίσεις,
- υψηλά ποσοστά περιεχόμενης υγρασίας,
- μεγαλύτερη θερμοκρασία από τα εδαφικά υλικά.

Τέλος, είναι σημαντικό να ειπωθεί πως οι παραπάνω παράγοντες παρουσιάζουν έντονη διαφοροποίηση καθ' ύψος της απορριμματικής μάζας, καθώς η διατμητική αντοχή, το ειδικό βάρος και η περιεχόμενη υγρασία σταθεροποιούνται μετά από κάποιο βάθος.

3.4.2 Δυναμικές ιδιότητες απορριμματικών υλικών

Τα τελευταία χρόνια έχουν γίνει αρκετά βήματα στη διερεύνηση των δυναμικών ιδιοτήτων των απορριμμάτων, δηλαδή της μέτρησης της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων v_s, καθώς και της κατασκευής καμπυλών μεταβολής του μέτρου διατμητικής αντοχής καθώς και του ποσοστού απόσβεσης σε σχέση με τη διατμητική παραμόρφωση ($G/G_{max} - \gamma_s$ και $\xi - \gamma_s$, αντίστοιχα). Η διερεύνηση των παραπάνω έγινε με έρευνες πεδίου, αλλά και ανάστροφες αναλύσεις πραγματικών καταγραφών σε ΧΥΤΑ.

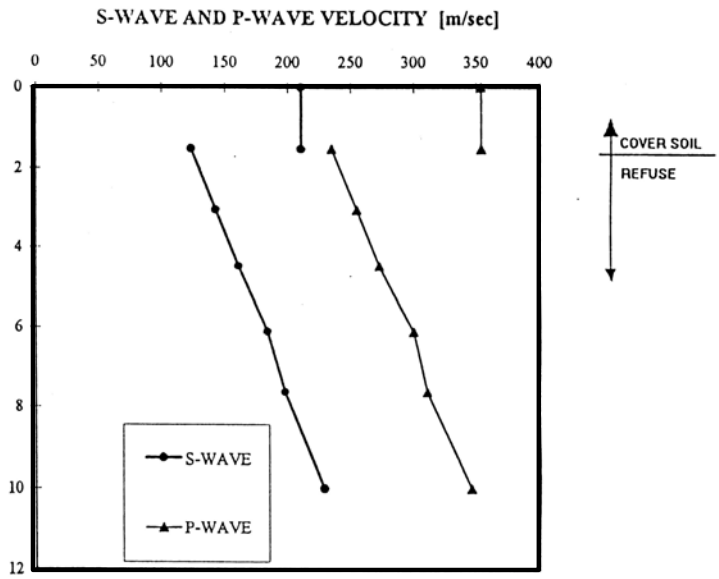
Οι Idriss et al. [27] πραγματοποίησαν έρευνες πεδίου στον ΧΥΤΑ OII της California προκειμένου να μετρήσουν τη μεταβολή της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων στην απορριμματική μάζα σε συνάρτηση με το βάθος. Οι μετρήσεις έγιναν με τις τεχνικές της φασματικής ανάλυσης των επιφανειακών κυμάτων (Spectral Analysis of Surface Waves – SASW), της μεθόδου suspension logging και δοκιμών τύπου downhole. Τα σημεία των μετρήσεων ήταν στην κορυφή και στη βάση του πρανούς του ΧΥΤΑ, στην ίδια σχεδόν θέση που ήταν εγκατεστημένοι οι σταθμοί καταγραφής της εδαφικής κίνησης (βλ. Σχήμα 2.8). Στο Σχήμα 3.18 φαίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στην κορυφή του ΧΥΤΑ και με τις τρεις μεθόδους, καθώς και η καμπύλη της μέσης κατανομής. Το ύψος του απορριμματικού αναχώματος στο σημείο της μέτρησης είναι 30.5 m. Είναι προφανές ότι η ταχύτητα των διατμητικών



Σχήμα 3.18: Μεταβολή της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων σε συνάρτηση με το βάθος στον ΧΥΤΑ ΟΙΙ, μετά από έρευνες των Idriss et al. [27]

κυμάτων αυξάνεται σημαντικά με το βάθος, ενώ για τα πρώτα 40 m στα οποία συναντώνται τα απορριμματικά υλικά, οι τιμές της v_s κυμαίνονται από 100 m/sec έως 400 m/sec με μία μέση τιμή περίπου 300 m/sec.

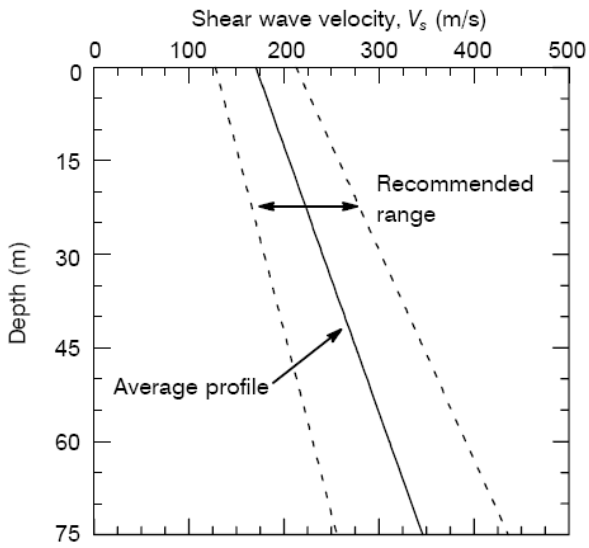
Δοκιμές με τη μέθοδο downhole πραγματοποιήθηκαν και από τους Houston et al. [28] στον ΧΥΤΑ Northwest Regional Landfill Facility (NRLF) στην California. Στο Σχήμα 3.19 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των μετρήσεων της ταχύτητας των διατμητικών



Σχήμα 3.19: Μεταβολή της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων σε συνάρτηση με το βάθος στον ΧΥΤΑ NRLF, μετά από έρευνες των Houston at al.. [28]

αλλά και των διαμήκων κυμάτων. Οι προτεινόμενες τιμές δεν φαίνεται να αποκλίνουν σημαντικά από της τιμές που πρότειναν οι Idriss et al. [27], δεδομένου ότι το βάθος των γεωτρήσεων στην περίπτωση αυτή δεν ξεπερνούσε τα 10 m.

Επειδή δε η σύνθεση των απορριμμάτων αλλάζει από περιοχή σε περιοχή με αποτέλεσμα την διαφοροποίηση των μηχανικών και δυναμικών τους ιδιοτήτων, οι Kavazanjian et al. [29] πραγματοποίησαν μετρήσεις με την μέθοδο SASW σε έξι διαφορετικούς ΧΥΤΑ της California εξάγοντας 43 διαφορετικές κατανομές της v_s. Στην συνέχεια επεξεργάστηκαν τα δεδομένα και εξήγαγαν μία μέση καμπύλη της μεταβολής της v_s με το βάθος καθώς και ένα προτεινόμενο εύρος απόκλισης από αυτήν (Σχήμα 3.20).



Σχήμα 3.20: Μέση καμπύλη της μεταβολής της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων σε συνάρτηση με το βάθος προτεινόμενη από τους Kavazanjian et al. [29]

Τέλος, ο Καβουκλής [17] μετά από τη σύγκριση των προτεινόμενων καμπυλών προτείνει την παρακάτω σχέση για τον υπολογισμό της v_s συναρτήσει της μεταβολής του βάθους d:

$$v_s = 150 + 7d \tag{3.53}$$

Εκτός από τη μέτρηση της v_s σημαντικά βήματα έχουν πραγματοποιηθεί και στον τομέα της διερεύνησης της μη-γραμμικής συμπεριφοράς των απορριμματικών υλικών. Σε αυτήν την κατεύθυνση αξιοποιήθηκαν οι καταγραφές της ισχυρής εδαφικής κίνησης από τους σταθμούς μέτρησης που είναι εγκατεστημένοι στον ΧΥΤΑ ΟΙΙ. Αρκετοί ερευνητές πραγματοποίησαν ανάστροφες αναλύσεις προτείνοντας διαφορετικές καμπύλες $G/G_{max} - \gamma_s$ και $\xi - \gamma_s$.

Οι Idriss et al. [27], χρησιμοποίησαν τις καταγραφές του ΟΙΙ από τέσσερις σεισμούς, καθώς και τα αποτελέσματα των ερευνών πεδίου που διεξήγαγαν προκειμένου να διερευνήσουν την μη-γραμμική συμπεριφορά των απορριμματικών υλικών. Συγκεκριμένα, από τις έρευνες πεδίου εξήχθησαν οι μέσες τιμές των μέγιστων ταχυτήτων διατμητικών κυμάτων $(v_s)_{max}$. Από την ανάλυση των καταγραφών με την τεχνική φασμάτων Fourier υπολογίστηκε η δεσπόζουσα περίοδος της κίνησης T για κάθε καταγραφή και έπειτα από την εξίσωση $T=4H/v_s$ υπολογίστηκε η μέση τιμή της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων $(v_s)_{avg}$.

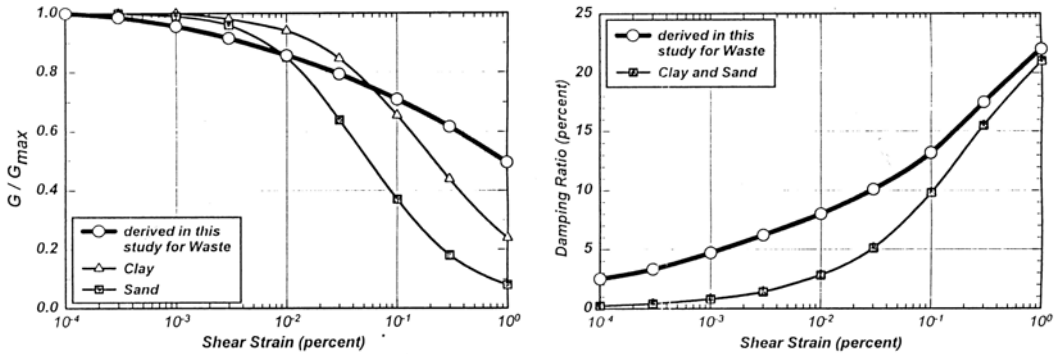
Επίσης, από τις καταγραφές υπολογίστηκε και η τιμή της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας, (Peak Ground Velocity-PGV). Μία πρώτη εκτίμηση του ποσοστού της διατμητικής παραμόρφωσης γ_{max}, έγινε μεσω της διέρεσης της τιμής της PGV για κάθε καταγραφή, με την αντίσοιχη τιμή της $(v_s)_{avg}$. Έτσι από την εξίσωση (3.54) και αντικαθιστώντας τις $(v_s)_{max}$ και $(v_s)_{avg,}$ υπολογίστηκαν οι τιμές του μέτρου διάτμησης G και του μέγιστου μέτρου διατμητικής αντοχής G_{max}, αντίστοιχα, και συνεπώς ο λόγος G/G_{max}.

$$G = \rho v_s^2 \tag{3.54}$$

Τα ζεύγη τιμών $G/G_{max} - \gamma_s$ που υπολογίστηκαν από την παραπάνω διαδικασία αποτέλεσαν μία αρχική προσέγγιση της καμπύλης και χρησιμοποιήθηκαν για την βαθμονόμηση των αναλύσεων με τη χρήση ισοδύναμα γραμμικών αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων. Στις συγκεκριμένες αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν και καμπύλες $G/G_{max} - \gamma_s$ για τα απορρίμματα που είχαν υπολογιστεί από άλλους επιστήμονες, καθώς και καμπύλες που χρησιμοποιούνται για αργιλικά ή αμμώδη εδάφη. Από τις αναλύσεις αυτές προέκυψαν οι καταγραφές που προσέγγιζαν ακριβέστερα τις πραγματικές και συνεπώς και η βέλτιστη καμπύλη $G/G_{max} - \gamma_s$. Αντίστοιχα, για την εξαγωγή της καμπύλης $\xi - \gamma_s$ αρχικά χρησιμοποιήθηκαν καμπύλες που έχουν προταθεί για αργιλικά ή αμμώδη εδάφη. Οι καμπύλες $G/G_{max} - \gamma_s$ και $\xi - \gamma_s$

που υπολογίστηκαν από τους Idriss et al. σε σύγκριση με τις προτεινόμενες καμπύλες για αγριλικά και αμμώδη εδάφη φαίνονται στο Σχήμα 3.21

Ένα από τα σημαντικά συμπεράσματα της παραπάνω έρευνας ήταν η διαπίστωση της μεταβολής της συμπεριφοράς και συγκεκριμένα της βελτίωσης των απορριμματικών υλικών με τον χρόνο. Συγκεκριμένα, οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για τον σεισμό Passadena του 1998 προσομοίαζαν ακριβέστερα τις πραγματικές καταγραφές με τιμές v_s, οι οποίες βρίσκονταν κόντα στο κάτω όριο των μετρήσεων από δοκιμές πεδίου του 1994 οι οποίες φαίνονται στο Σχήμα 3.21. Δηλαδή, η v_s των απορριμμάτων αυξήθηκε με το πέρασμα του χρόνου.

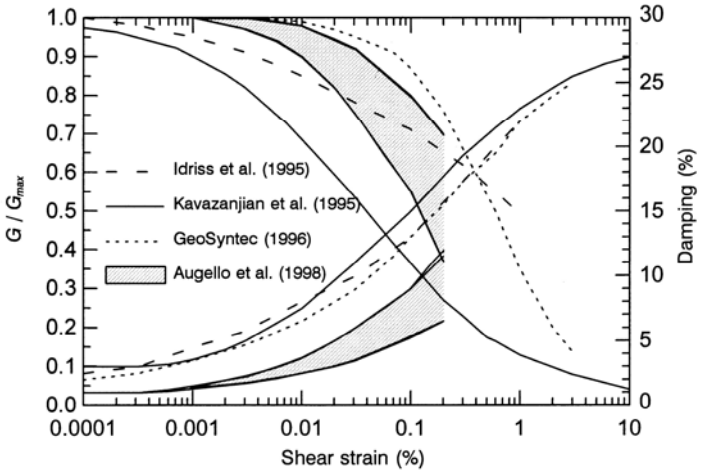


Σχήμα 3.21: Καμπύλες $G/G_{max} - \gamma_s$ και $\xi - \gamma_s$ για αργιλικά και αμμώδη εδάφη, αλλά και για τα απορρίμματα όπως προέκυψαν από τις ανάστροφες αναλύσεις των Idriss et al. [27]

Καμπύλες της μείωσης του λόγου G/G_{max}, καθώς και της αύξησης της απόσβεσης έχουν προταθεί και από άλλους επιστήμονες όπως είναι Kavazanjian και Matasovic [30]. Μία σύγκριση των καμπυλών που προτείνουν διάφοροι επιστήμονες φαίνεται στο Σχήμα. 3.22. Είναι φανερό ότι για ένα μεγάλο φάσμα τιμών του ποσοστού της διατμητικής παραμόρφωσης η ελάττωση του μέτρου διάτμησης που προτείνουν οι Idriss et al. [27] είναι σημαντικά μικρότερη από αυτή που προτείνουν οι υπόλοιποι ερευνητές.

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των παραπάνω αναλύσεων εξάγεται το συμπέρασμα πως οι δυναμικές ιδιότητες των απορριμμάτων είναι ένας ευμετάβλητος παράγοντας ο οποίος εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τη σύνθεση αλλά και την ηλικία των απορριμμάτων. Οι Kavazanjian et al. [26] πρότειναν την προσομοίωση της απορριμματικής μάζας μέσω της βαθμωτής αύξησης της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων και του ειδικού βάρους ανάλογα με το βάθος, προκειμένου να λαμβάνεται υπ’

όψιν ο παράγοντας της βελτίωσης των ιδιοτήτων των απορριμμάτων λόγω της γήρανσης και της αποσύνθεσής τους.



Σχήμα 3.22: Σύγκριση των καμπυλών $G/G_{max} - \gamma_s$ και $\xi - \gamma_s$ που προτείνουν διάφοροι επιστήμονες

3.5 Ο ρόλος των τοπικών εδαφικών συνθηκών

Είναι γνωστό από αναλύσεις και καταγραφές που έχουν πραγματοποιηθεί πως η επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών (local site conditions) μπορεί να μεταβάλει σε σημαντικό βαθμό την επιφανειακή εδαφική κίνηση μέσω: (α) της ενίσχυσης της εδαφικής κίνησης, (β) της επιμήκυνσης της διάρκειας της (γ) της αλλαγής του συχνοτικού της περιεχομένου και (δ) της παραγωγής διαφορικών κινήσεων. Οι τοπογραφικές εδαφικές συνθήκες κατηγοριοποιούνται ως εξής:

1. Στρωματογραφικές συνθήκες

   Οι εδαφικές στρώσεις θεωρούνται σχεδόν οριζόντιες και εκτεινόμενες απεριόριστα στην οριζόντια διεύθυνση. Υπάρχουν ανακλάσεις των διατμητικών κυμάτων μεταξύ των εδαφικών στρώσεων ωστόσο δεν υπάρχουν ανακλάσεις λόγω του επιφανειακού ανάγλυφου, ή λόγω του ανάγλυφου του βραχώδους υποβάθρου. (Σχήμα 3.23(α)). Σε αυτήν την περίπτωση, η σεισμική απόκριση εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά των εδαφικών στρώσεων.

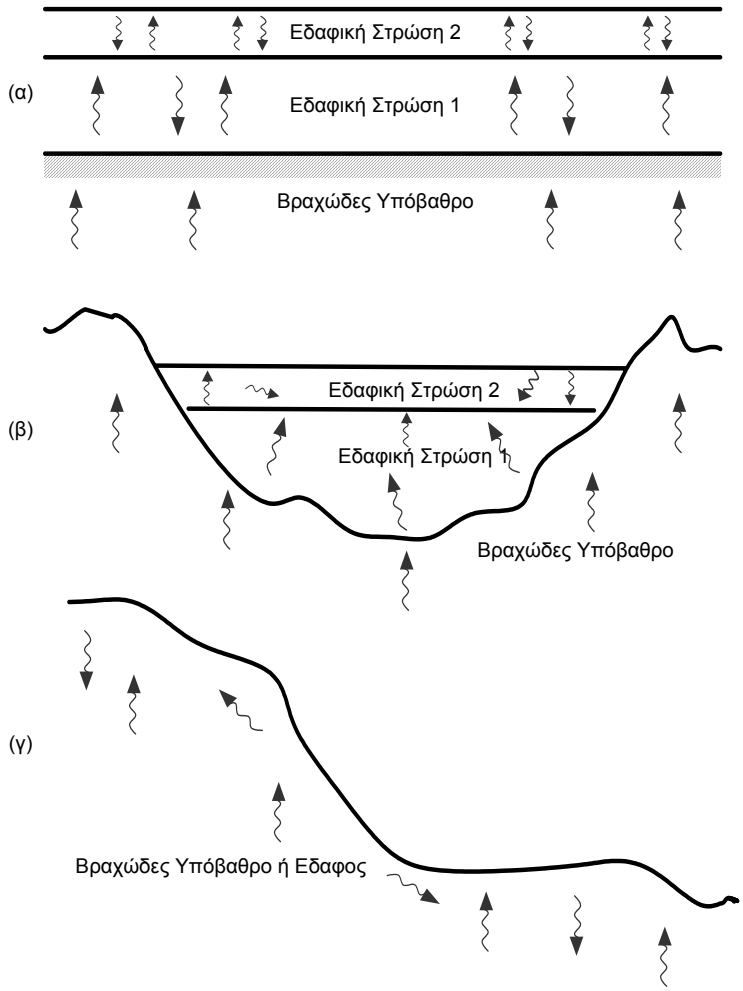
2. Γεωμορφολογικές συνθήκες

   Οι γεωμορφολογικές συνθήκες εξαρτώνται κυρίως από την μορφολογία του βραχώδους υποβάθρου. Η επιρροή αυτών των συνθηκών γίνεται συνήθως

αισθητή σε σημεία όπου εμφανίζονται εδαφικές κοιλάδες. Όπως αναφέρει και ο Kramer [21], η καμπυλότητα του υποβάθρου πάνω στο οποίο βρίσκονται οι -πιο εύκαμπτες-εδαφικές στρώσεις, είναι δυνατόν να οδηγήσει σε «παγίδευση» των διατμητικών κυμάτων και συνεπακόλουθα στην παραγωγή επιφανειακών κυμάτων (Σχήμα 3.23(β)). Τα επιφανειακά αυτά κύματα είναι δυνατόν να προκαλέσουν ενίσχυση της εδαφικής κίνησης, η οποία θα ήταν αδύνατο να προβλεφθεί με μονοδιάστατες αναλύσεις.

3. Τοπογραφικές συνθήκες

Οι τοπογραφικές συνθήκες καθορίζονται από τη μορφή του επιφανειακού ανάγλυφου και μπορεί να οδηγήσουν σε ενίσχυση ή και μείωση της εδαφικής κίνησης ανάλογα με τις ιδιαίτερες συνθήκες της περιοχής που καθορίζουν την περίπλοκη αλληλεπίδραση των κυμάτων, η οποία μπορεί και σε αυτή την

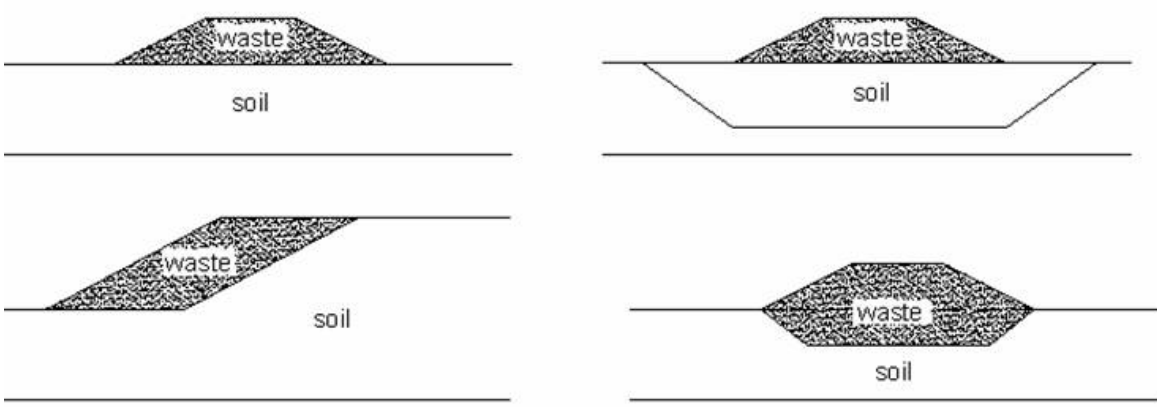


Σχήμα 3.23 Η επίδραση των στρωματογραφικών (α), γεομορφολογικών (β) και τοπογραφικών (γ) συνθηκών, στην διάδοση των σεισμικών κυμάτων.

περίπτωση να οδηγήσει στην παραγωγή επιφανειακών κυμάτων (Σχήμα 3.23(γ)).

Είναι προφανές ότι στην φύση οι παραπάνω συνθήκες συνυπάρχουν, γεγονός που καθιστά την επίδραση των τοπογραφικών συνθηκών στην εδαφική κίνηση ένα ιδιαίτερα πολύπλοκο φαινόμενο.

Ο ρόλος των τοπικών εδαφικών συνθηκών αποκτά ιδιαίτερο ενδιαφέρον στην περίπτωση μεγάλων γεωκατασκευών όπως είναι οι ΧΥΤΑ. Αυτό συμβαίνει γιατί η ίδια η γεωμετρία και το μέγεθος της κατασκευής, οδηγεί πολλές φορές, στην διαμόρφωση νέων τοπικών εδαφικών συνθηκών και συνεπώς παίζει σημαντικό ρόλο στο πώς και πόσο θα επιδράσουν οι συνθήκες αυτές στην απόκριση της ίδιας της κατασκευής. Η διαμόρφωση για παράδειγμα μεγάλων «απορριμματικών» κοιλάδων και αναχωμάτων, αλλά και η μεταβολή των ιδιοτήτων των απορριμμάτων με τον χρόνο που δημιουργεί συνθήκες διαστρωμάτωσης της απορριμματικής μάζας, αποτελούν χαρακτηριστικά παραδείγματα διαμόρφωσης τοπικών εδαφικών συνθηκών (Σχήμα 3.24).



Σχήμα 3.24 Η διαμόρφωση των τοπικών εδαφικών συνθηκών εξαιτίας της κατασκευής του ΧΥΤΑ.

Στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας και παρουσιάζονται στη συνέχεια, εξετάζεται αναλυτικότερα η επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική απόκριση των ΧΥΤΑ.

3.6 Αναλύσεις σεισμικής απόκρισης ΧΥΤΑ – Βιβλιογραφική Επισκόπηση

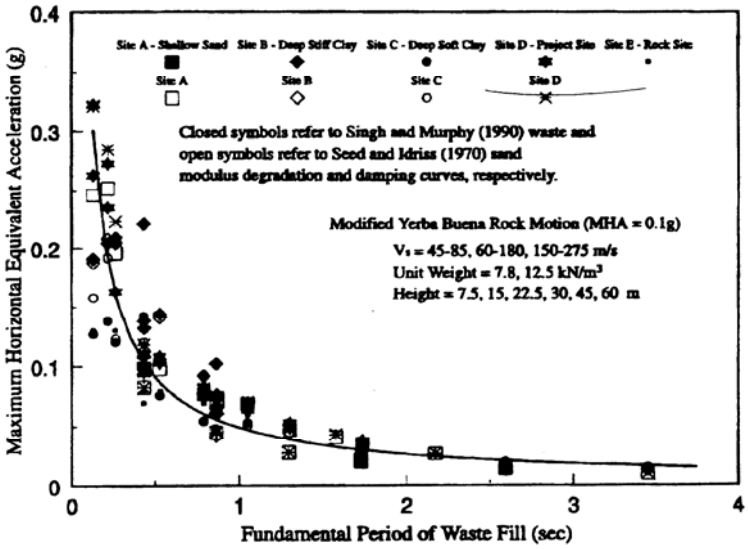
Την τελευταία δεκαετία έχουν πραγματοποιηθεί αρκετές αναλύσεις σεισμικής απόκρισης σε ΧΥΤΑ με διάφορες μεθοδολογίες, οι σπουδαιότερες από τις οποίες αναφέρονται παρακάτω.

Οι Bray et al. [23], πραγματοποίησαν μονοδιάστατες ισοδύναμα γραμμικές αναλύσεις σε μία σειρά τυπικών διατομών ΧΥΤΑ, χρησιμοποιώντας διάφορες ιδιότητες εδαφικών και απορριμματικών υλικών, προκειμένου να υπολογίσουν τα επίπεδα της επιτάχυνσης σε διάφορα ύψη και συνεπώς τους συντελεστές ασφαλείας στην ψευδοστατική ανάλυση ευστάθειας των απορριμματικών πρανών. Ακόμα μελετήθηκε η επίδραση μίας σειράς παραγόντων στην σεισμική απόκριση, όπως είναι το ύψος της απορριμματικής μάζας, το ειδικό βάρος των υλικών, τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης και οι δυναμικές ιδιότητες των απορριμμάτων. Κατά τη διαδικασία της προσομοίωσης χρησιμοποιήθηκαν διαφορετικές κάθε φορά εδαφικές στρώσεις θεμελίωσης (βράχος, άμμος, άργιλος), ενώ η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στην απορριμματική μάζα μεταβαλλόταν με το ύψος. Για την κατανόηση της επίδρασης στην απορριμματική μάζα, της κατανομής της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης της βάσης χρησιμοποιήθηκε η τιμή της οριζόντιας ισοδύναμης επιτάχυνσης (*HEA*), όπως αναλύθηκε και στην ενότητα 3.2.1. Επίσης η επιτάχυνση στο επίπεδο της θεμελίωσης του ΧΥΤΑ υπολογίστηκε με αλλά και χωρίς την παρουσία του, προκειμένου να διερευνηθεί η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής.

Από τα αποτελέσματα των παραπάνω παραμετρικών αναλύσεων διαπιστώθηκε πως η εδαφική κίνηση μπορεί να ενισχυθεί σημαντικά καθώς διέρχεται μέσα από την απορριμματική μάζα. Επίσης, τα αποτελέσματά αυτής της έρευνας, οδηγούν στο συμπέρασμα πως η σεισμική ευστάθεια των ΧΥΤΑ εξαρτάται όχι μόνο από τις δυναμικές ιδιότητες και το ύψος της απορριμματικής μάζας, αλλά επίσης και από τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης. Συγκεκριμένα, παρατηρήθηκε πως όσο αυξάνεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής, δηλαδή όσο αυξάνει το ύψος ή μειώνεται η v_s (βλ. εξίσωση 3.25), τόσο μειώνεται η τιμή της μέγιστης οριζόντιας ισοδύναμης επιτάχυνσης στη βάση του ΧΥΤΑ. Η τάση αυτή είναι εμφανής και στο Σχήμα 3.25 όπου παρουσιάζεται το διάγραμμα *MHEA* – T_s. Το γεγονός αυτό

καταδεικνύει πως η επιλογή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών του ΧΥΤΑ και των ιδιοτήτων των απορριμμάτων παίζει καθοριστικό ρόλο στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής. Επίσης, σημαντικός αποδείχτηκε και ο ρόλος των χαρακτηριστικών της εδαφικής κίνησης: αύξηση της δεσπόζουσας περιόδου της κίνησης (ακόμα και όταν η τιμή της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης παρέμενε σταθερή) οδηγούσε σε μεγαλύτερες τιμές *MHEA* στη βάση του ΧΥΤΑ καθώς η δεσπόζουσα περίοδος προσέγγιζε την τιμή της χαρακτηριστικής περιόδου του ΧΥΤΑ. Ωστόσο, όπως τονίζεται και στο επόμενο κεφάλαιο, το συγκεκριμένο συμπέρασμα (ότι αύξηση της δεσπόζουσας περιόδου της κίνησης οδηγεί σε ενίσχυση της εδαφικής κίνησης στον ΧΥΤΑ) δεν είναι πάντα ακριβές. Τέλος, διαπιστώθηκε πως η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση στο επίπεδο της θεμελίωσης του ΧΥΤΑ ήταν πολύ μεγαλύτερη, όταν στην ανάλυση δεν συμπεριλαμβανόταν ο υπερκείμενος ΧΥΤΑ.

Οι Idriss et al [27] πραγματοποίησαν ισοδύναμα γραμμικές, αναλύσεις σε διδιάστατα και μονοδιάστατα προσομοιώματα με τη χρήση του κώδικα QUAD4M και του προγράμματος SHAKE91, αντίστοιχα. Οι αναλύσεις αυτές πραγματοποιήθηκαν για προσομοίωμα του ΧΥΤΑ ΟΙΙ σε σημείο στο οποίο υπήρχαν και πραγματικές καταγραφές από τους εκεί εγκατεστημένους επιταχυνσιογράφους. Οπότε χρησιμοποιώντας τα πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα, τα αποτελέσματα των



Σχήμα 3.25: Διάγραμμα της μεταβολής της MHEA σε συνάρτηση με την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο για διάφορα απορριμματικά αναχώματα, υπό την επίδραση σεισμικής διέγερσης με μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση 0.1g [23].

αναλύσεων, καθώς και τα αποτελέσματα επιτόπου μετρήσεων, οι επιστήμονες κατάφεραν με ανάστροφους υπολογισμούς να εξάγουν τις καμπύλες $G/G_{max}-\gamma_s$ και $\xi-\gamma_s$ που παρουσιάστηκαν σε προηγούμενη ενότητα. Από τις αναλύσεις αυτές προέκυψε πως οι διδιάστατες ισοδύναμα γραμμικές αναλύσεις μπόρεσαν να προσομοιώσουν με μεγάλη ακρίβεια τις εδαφικές κινήσεις, ενώ με τις μονοδιάστατες αναλύσεις παρουσιάστηκαν μεγάλες αποκλίσεις.

Για να εξεταστεί η αξιοπιστία των μεθόδων μονοδιάστατων αναλύσεων για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης των ΧΥΤΑ, οι Rathje & Bray [31] συνέκριναν τα αποτελέσματα μονοδιάστατων και διδιάστατων ισοδύναμα γραμμικών αναλύσεων. Κατέληξαν στο συμπέρασμα, ότι οι μονοδιάστατες αναλύσεις τείνουν να υποτιμήσουν κατά 10% περίπου την μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση κατά μήκος του πρανούς, ενώ κατά μήκος της κορυφής κατά 20% περίπου, κυρίως λόγω της ενίσχυσης που προκαλείται εξαιτίας της γεωμορφολογίας της περιοχής. Βασισμένοι σε αυτά τα αποτελέσματα πρότειναν έναν συντελεστή ενίσχυσης της τάξεως του 1.3 για τη μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση που υπολογίζεται από μονοδιάστατες αναλύσεις, προκειμένου να λαμβάνεται υπόψη η διδιάστατη τοπογραφική επιδείνωση. Κατ' αυτόν τον τρόπο θεωρούν ότι με απλές και χαμηλού κόστους μονοδιάστατες αναλύσεις, μπορούν να αντικατασταθούν οι πολύπλοκές και χρονοβόρες αναλύσεις δύο διαστάσεων. Όμως, όπως προέκυψε και από τα αποτελέσματα της παρούσας έρευνας, τέτοιες υπεραπλουστεύσεις δεν ισχύουν πάντοτε και μπορεί να οδηγήσουν σε πιο δαπανηρές ή ακόμα και επικίνδυνες να αστοχήσουν κατασκευαστικές λύσεις ΧΥΤΑ.

4

Αριθμητική Προσομοίωση Σεισμικής Απόκρισης ΧΥΤΑ

4.1 Εισαγωγή

Όπως έχει ήδη αναφερθεί σε προηγούμενα κεφάλαια, στόχος της παρούσας διερεύνησης, είναι να εξετασθεί με περισσότερη ακρίβεια η μεταβολή της οριζόντιας επιτάχυνσης στο σώμα του ΧΥΤΑ λόγω των τοπικών εδαφικών συνθηκών και να ερευνηθεί η σχέση ανάμεσα σε αυτήν τη μεταβολή και την εν δυνάμει μη-γραμμική συμπεριφορά των εδαφικών και απορριμματικών υλικών. Για την επίτευξη αυτού του στόχου πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές διδιάστατες, ισοδύναμα γραμμικές αναλύσεις κατάλληλων αριθμητικών προσομοιωμάτων με τη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, προκειμένου να εξεταστεί η επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών στην δυναμική απόκριση ενός τυπικού ΧΥΤΑ. Οι βασικές παράμετροι που εξετάστηκαν είναι:

(α) οι εδαφικές συνθήκες κάτωθεν του ΧΥΤΑ,

(β) οι ιδιότητες των υλικών του ΧΥΤΑ,

(γ) τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης στο επίπεδο του βραχώδους υποβάθρου.

Για να εξεταστούν με μεγαλύτερη ακρίβεια οι παραπάνω παράμετροι, πραγματοποιήθηκαν επιπλέον αναλύσεις με την προσέγγιση του ΧΥΤΑ ως ένα τραπεζοειδές ανάχωμα θεμελιωμένο πάνω σε βράχο αρχικά και κατόπιν πάνω σε εδαφική στρώση ύψους 25m. Με αυτόν τον τύπο προσομοίωσης και με τη χρήση απλών αναλυτικών σχέσεων κατέστη δυνατός ο συντονισμός τόσο της εδαφικής στρώσης, όσο και του αναχώματος σε μικρές παραμορφώσεις και άρα γραμμική συμπεριφορά των υλικών. Η αύξηση του πλάτους της διέγερσης οδήγησε σε χρήσιμα συμπεράσματα για τον ρόλο της μη-γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών στη σεισμική απόκριση της κατασκευής. Στις επόμενες ενότητες παρουσιάζονται οι παράμετροι της προσομοίωσης, όπως είναι τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και οι δυναμικές ιδιότητες που χρησιμοποιήθηκαν, τα χαρακτηριστικά της διακριτοποίησης καθώς και οι σεισμικές διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν. Επίσης παρουσιάζονται και σχολιάζονται τα βασικά αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν.

4.2 Αριθμητική Προσομοίωση

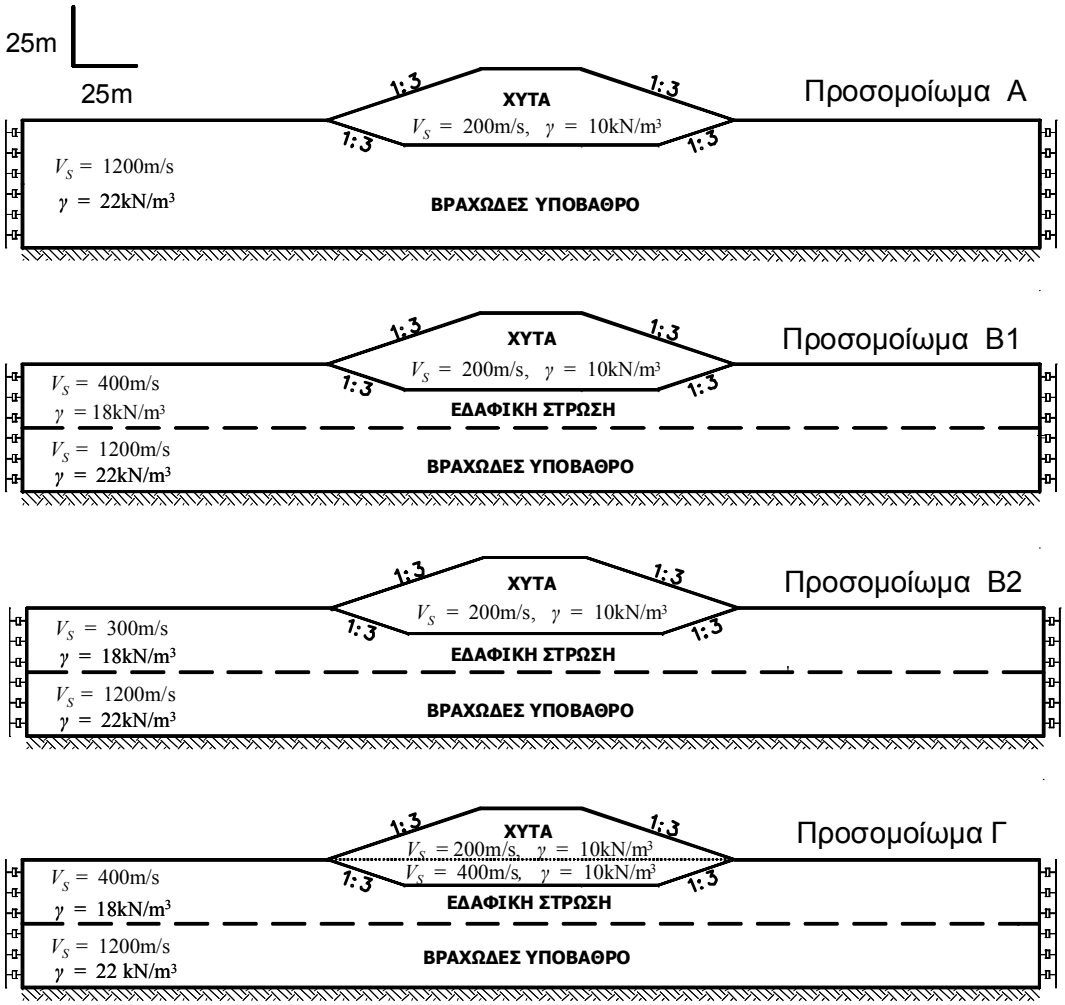
Για την πραγματοποίηση της αριθμητικής προσομοίωσης της γεω-κατασκευής, αρχικά διερευνήθηκε η σχετική βιβλιογραφία έτσι ώστε να επιλεγεί μία τυπική διατομή ΧΥΤΑ. Προκειμένου να ελαχιστοποιηθεί ο χρόνος των αναλύσεων αλλά και η περιπλοκότητα της προσομοίωσης, η επιλεχθείσα διατομή αναφέρεται σε έναν τυπικό ΧΥΤΑ μικρού σχετικά μεγέθους, καθώς ο κύριος στόχος ήταν η εξέταση άλλων παραμέτρων (δυναμικές ιδιότητες υλικών, χαρακτηριστικά σεισμικής διέγερσης, κλπ). Πραγματοποιήθηκαν συνολικά 165 αναλύσεις με τη χρήση του κώδικα QUAD4M: τρεις διεγέρσεις σε κάθε προσομοίωμα, ανηγμένες σε πέντε διαφορετικά πλάτη διέγερσης για κάθε προσομοίωμα. Πρέπει να τονιστεί ότι, αν και δεν εξετάστηκαν σε αυτήν τη μελέτη, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του ΧΥΤΑ επηρεάζουν σημαντικά την σεισμική απόκριση της κατασκευής.

4.2.1 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά – Δυναμικές Ιδιότητες

Προκειμένου να εξεταστεί η δυναμική απόκριση των ΧΥΤΑ σε συνδυασμό με μία σειρά παραμέτρους, όπως είναι οι τοπικές εδαφικές συνθήκες και οι ιδιότητες των απορριμματικών υλικών, εξετάσθηκαν δύο βασικές εκδοχές:

1) Τυπική διατομή ΧΥΤΑ με υπέργειο και υπόγειο μέρος

Αρχικά εξετάστηκαν τέσσερα διδιάστατα αριθμητικά προσομοιώματα ενός τυπικού ΧΥΤΑ σχετικά μικρού μεγέθους. Καθώς η γεωμετρία του προσομοιώματος παρέμεινε η ίδια, οι βασικές παράμετροι που εξετάστηκαν ήταν οι ιδιότητες των εδαφικών και απορριμματικών υλικών, καθώς και τα χαρακτηριστικά της εδαφικής διέγερσης. Τα τέσσερα μοντέλα καθώς και οι ιδιότητες των απορριμματικών και εδαφικών υλικών διακρίνονται στο Σχήμα 4.1. Το προσομοίωμα Α αναφέρεται σε έναν ΧΥΤΑ θεμελιωμένο σε βράχο, ο οποίος χαρακτηρίζεται από ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων v_s ίση με 1200 m/s. Τα προσομοιώματα Β1 και Β2 αναφέρονται σε ένα μαλακό εδαφικό στρώμα ύψους 15–25 m που βρίσκεται κάτωθεν του ΧΥΤΑ.

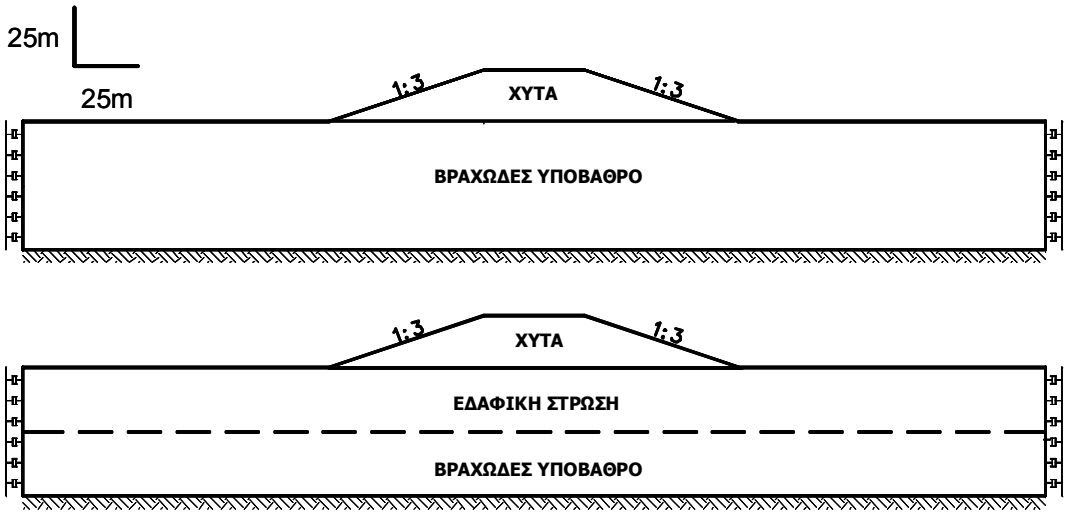


Σχήμα 4.1: Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των προσομοιωμάτων και οι δυναμικές ιδιότητες των εδαφικών και απορριμματικών υλικών που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα μελέτη.

Η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων της εδαφικής στρώσης σε αυτά τα προσομοιώματα για μικρές τροπές κυμαίνεται από 300 m/s έως 400 m/s. Λόγω του μικρού ύψους του ΧΥΤΑ σε όλα τα προσομοιώματα η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων θεωρήθηκε ίση με 200 m/s, ενώ το ειδικό τους βάρος ίσο με 10 kN/m^3, τιμές οι οποίες θεωρούνται αντιπροσωπευτικές για τέτοια ύψη με βάση τη βιβλιογραφία [28, 29]. Εξαίρεση αποτελεί το προσομοίωμα Γ, όπου το κάτω μισό του ΧΥΤΑ θεωρείται ότι χαρακτηρίζεται από μεγαλύτερη τιμή v_s (400 m/s), αντιπροσωπευτική μιας παλαιότερης εναπόθεσης απορριμμάτων. Πρόκειται για μία πρακτική προσομοίωσης την οποία συνιστούν αρκετοί ερευνητές [26].

2) ΧΥΤΑ σε μορφή αναχώματος

Προκειμένου να εξεταστούν με μεγαλύτερη ακρίβεια οι παράμετροι που επηρεάζουν τη σεισμική απόκριση του ΧΥΤΑ, εξετάστηκε η περίπτωση ενός ΧΥΤΑ σε μορφή τραπεζοειδούς αναχώματος θεμελιωμένου απευθείας πάνω στην επιφάνεια του εδάφους, χωρίς υπόγειο τμήμα (Σχήμα 4.2). Στόχος αυτής της προσομοίωσης ήταν να εξεταστεί με μεγαλύτερη ακρίβεια η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, η επίδραση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών, καθώς και ο ρόλος των τοπικών εδαφικών συνθηκών.



Σχήμα 4.2: ΧΥΤΑ σε μορφή τραπεζοειδούς αναχώματος, θεμελιωμένος (α) πάνω σε βράχο και (β) πάνω σε εδαφική στρώση ύψους 25m.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης και του ΧΥΤΑ που επιλέγονται σε αυτήν την προσομοίωση, επιτρέπουν τον "έλεγχο" της αναμενόμενης απόκρισης τους. Συνεπώς, με την επιλογή κατάλληλων τιμών των δυναμικών ιδιοτήτων εδαφικών

και απορριμματικών υλικών, μπορεί να καθορισθεί (στην περίπτωση μικρών παραμορφώσεων και άρα γραμμικής συμπεριφοράς) αν και σε ποιο βαθμό οι ιδιοπερίοδοι της εδαφικής στρώσης T_S και του ΧΥΤΑ T_L, προσεγγίζουν τη δεσπόζουσα περίοδο της ισχυρής εδαφικής κίνησης T_E. Έτσι, η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων σε αυτές τις αναλύσεις μεταβαλλόταν κάθε φορά έτσι ώστε η ιδιοπερίοδος της εδαφικής στρώσης αλλά και του απορριμματικού αναχώματος να μεταβάλλονται με βάση την σχέση $T = 4H/v_s$. Κατ' αυτόν τον τρόπο προσέγγιζαν με μεγάλη ακρίβεια τιμές περιόδων που οδηγούσαν κάθε φορά στον επιθυμητό συντονισμό της εδαφικής στρώσης ή/και της κατασκευής. Συγκεκριμένα για την περίπτωση του αναχώματος που θεμελιώνεται σε βράχο εξετάστηκαν τρεις περιπτώσεις:

- $T_E = T_S$
- $T_E < T_L$
- $T_E > T_L$

Ενώ για την περίπτωση του αναχώματος που θεμελιώνεται σε ενδιάμεση εδαφική στρώση εξετάσθηκαν οι εξής περιπτώσεις:

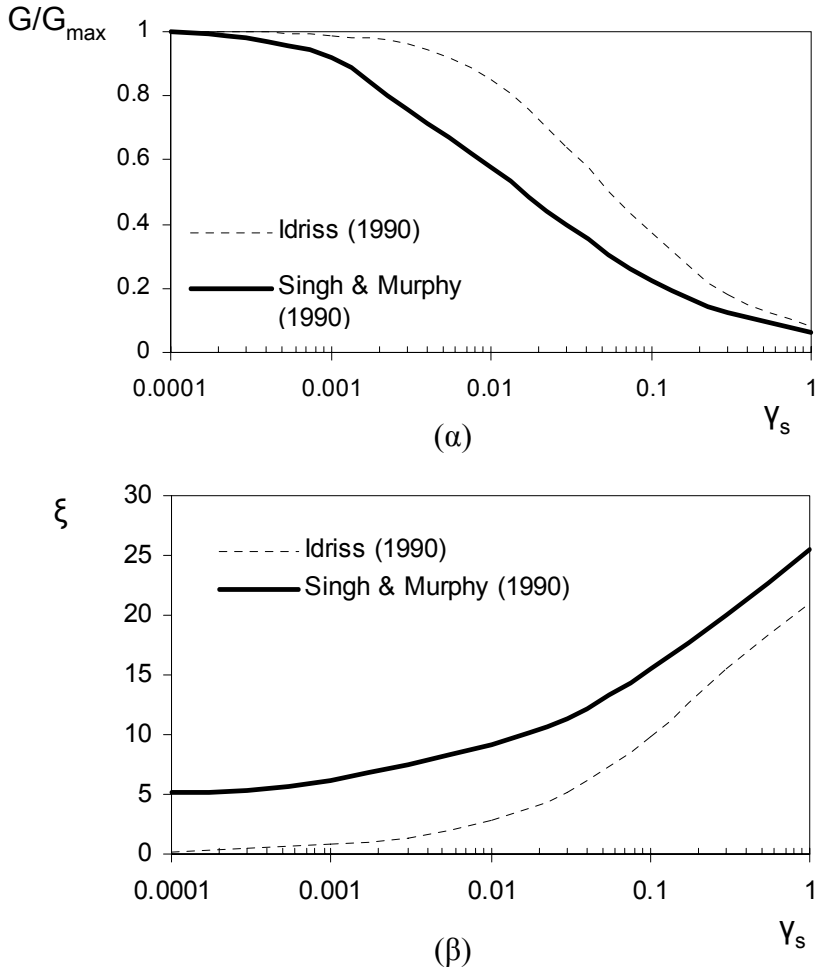
- $T_E = T_S$, $T_L < T_S$
- $T_E = T_L$, $T_L < T_S$
- $T_E = T_L$, $T_S < T_L$
- $T_E = T_S = T_L$

ΑΝΑΧΩΜΑ ΘΕΜΕΛΙΩΜΕΝΟ ΣΕ ΒΡΑΧΟ						
	Ricker pulse T_E= 0.32		Shinkobe T_E= 0.35		Aegion rock T_E= 0.50	
	v_s^L (m/s)		v_s^L (m/s)		v_s^L (m/s)	
$T_E = T_L$	250		250		160	
$T_E < T_L$	400		400		250	
$T_E > T_L$	160		160		120	
ΑΝΑΧΩΜΑ ΘΕΜΕΛΙΩΜΕΝΟ ΣΕ ΕΔΑΦΙΚΗ ΣΤΡΩΣΗ						
	Ricker pulse T_E= 0.30		Shinkobe T_E= 0.40		Aegion rock T_E= 0.50	
	v_s^L (m/s)	v_s^S (m/s)	v_s^L (m/s)	v_s^S (m/s)	v_s^L (m/s)	v_s^S (m/s)
$T_E = T_S$, $T_L < T_S$	400	315	400	285	250	200
$T_E = T_L$, $T_L < T_S$	250	150	230	150	160	150
$T_E = T_L$, $T_S < T_L$	250	500	230	500	160	350
$T_E = T_S = T_L$	250	315	230	285	160	200

Στον Πίνακα 4.1 παρουσιάζονται οι τιμές της διάδοσης των διατμητικών κυμάτων στον

Πίνακας 4.1: Τιμές της ταχύτητας διάδοσης των διατμητικών κυμάτων στον ΧΥΤΑ v_s^L και στην εδαφική στρώση v_s^S.

ΧΥΤΑ v_s^L και στην εδαφική στρώση v_s^S, που εφαρμόσθηκαν προκειμένου να επιτευχθούν τα παραπάνω για τις τρεις χρονοϊστορίες που χρησιμοποιήθηκαν και οι οποίες αναλύονται στην ενότητα 4.2.3. Οι τιμές αυτές υπολογίστηκαν με βάση την σχέση $T = 4H/v_s$. Το ειδικό βάρος των απορριμμάτων και του εδαφικού υλικού θεωρήθηκε 10 kN/m^3 και 18 kN/m^3 αντίστοιχα.



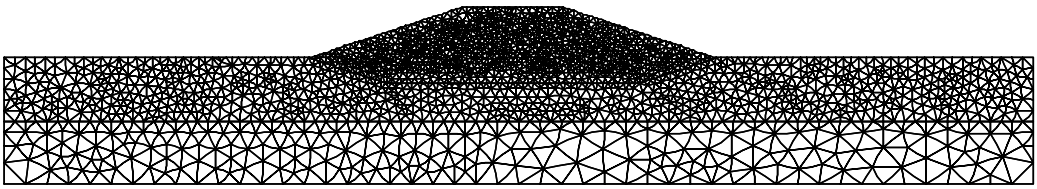
Σχήμα 4.3: (α) Καμπύλες G/G_{max} – γ_s για τα απορριμματικά και τα εδαφικά υλικά, (β) Καμπύλες ξ - γ_s για τα απορριμματικά και τα εδαφικά υλικά.

Τόσο για το έδαφος όσο και για τα απορρίμματα, η μη-γραμμική συμπεριφορά των υλικών ελήφθη υπόψη προσεγγιστικά, μέσω μιας επαναληπτικής διαδικασίας σύμφωνα με την οποία οι τιμές της διατμητικής αντοχής και της απόσβεσης των υλικών είναι ανάλογες με τα επίπεδα της μέγιστης διατμητικής παραμόρφωσης. Η μείωση της διατμητικής αντοχής και η αύξηση του ποσοστού της απόσβεσης για το έδαφος

βασίστηκαν στις καμπύλες που προτάθηκαν από τον Idriss [32], ενώ οι αντίστοιχες καμπύλες που χρησιμοποιήθηκαν για τα απορρίμματα ήταν από την έρευνα των Singh & Murphy [33] (Σχήμα 4.3).

4.2.2 Διακριτοποίηση Κανάβου Πεπερασμένων Στοιχείων

Θεωρώντας συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain), η σεισμική απόκριση του ΧΥΤΑ που εξετάζεται υπολογίσθηκε με τη χρήση του κώδικα QUAD4M [34]. Το πρόγραμμα αυτό πραγματοποιεί διδιάστατες ισοδύναμα γραμμικές αναλύσεις με τη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Όπως μπορεί να φανεί και στο Σχήμα 4.4 τα προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν αποτελούνταν από τριγωνικά–τρικομβικά στοιχεία.



Σχήμα 4.4: Δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων του προσομοιώματος ΧΥΤΑ με ενδιάμεση εδαφική στρώση.

Σύμφωνα με τον Kramer [21], η χρήση στοιχείων μεγάλου μεγέθους στην διακριτοποίηση ενός προσομοιώματος μπορεί να οδηγήσει σε φιλτράρισμα των υψηλών συχνοτήτων επειδή η επιρροή των κυμάτων μικρού μήκους ενδέχεται να μην λαμβάνεται υπόψη λόγω της μεγάλης απόστασης μεταξύ των κόμβων του δικτύου. Έτσι συνίσταται η μέγιστη διάσταση οποιουδήποτε στοιχείου, να έχει μήκος τουλάχιστον ίσο με το ένα πέμπτο περίπου του μικρότερου μήκους κύματος που μπορεί να υπάρξει. Ως εκ τούτου και δεδομένου ότι η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων δίνεται από τη σχέση:

$$v_s = \frac{\lambda}{\mathrm{T}} \Rightarrow v_s = \lambda f \Rightarrow \lambda = \frac{v_s}{f} \tag{4.1}$$

Δηλαδή το μήκος κύματος λ είναι ανάλογο της ταχύτητας διάδοσης v_s και αντιστρόφως ανάλογο της συχνότητας f.

Συνεπώς, με βάση τα παραπάνω η μέγιστη αποδεκτή διάσταση του κάθε στοιχείου h ισούται με:

$$h = \frac{\lambda}{5} = \frac{v_s}{5f} \tag{4.2}$$

Δεδομένου ότι οι ταχύτητες διάδοσης των διατμητικών κυμάτων διέφεραν σε κάθε περιοχή του προσομοιώματος (βράχος-έδαφος-ΧΥΤΑ), το μέγεθος του κάθε στοιχείου προσαρμόσθηκε έτσι ώστε να καλύπτει το μήκος κύματος που αντιστοιχεί σε κάθε περιοχή. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα την πύκνωση του δικτύου από τον βράχο προς τον ΧΥΤΑ, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.4. Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε στην ομαλή μετάβαση της πυκνότητας του δικτύου από περιοχή σε περιοχή προκειμένου να ελαχιστοποιηθούν τα αριθμητικά σφάλματα. Κατά προσέγγιση και με βάση την εξίσωση (4.2), τις ιδιότητες των υλικών που επιλέχθηκαν, αλλά και τις ιδιοσυχνότητες των σεισμικών διεγέρσεων που χρησιμοποιήθηκαν, τα μήκη των πλευρών των στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν ήταν περίπου 6-8 m στο βραχώδες υπόβαθρο, 2-3 m στην εδαφική στρώση και 1-2 m στον ΧΥΤΑ.

Η εδαφική κίνηση επιβλήθηκε στην βάση του προσομοιώματος, ενώ τα πλαϊνά όρια ήταν ελεύθερα να κινηθούν στην οριζόντια διεύθυνση. Προκειμένου να ελαχιστοποιηθούν τα προβλήματα ανακλάσεων των σεισμικών κυμάτων στα όρια του προσομοιώματος χρησιμοποιήθηκαν, μετά από δοκιμές και αξιοποιώντας τις δυνατότητες του συγκεκριμένου προγράμματος οι εξής τεχνικές: (α) για τον περιορισμό των ανακλάσεων από τα πλαϊνά κατακόρυφα όρια το πλέγμα εκτείνεται σε ικανοποιητική απόσταση από την περιοχή ενδιαφέροντος, χωρίς να χρησιμοποιηθούν αποσβεστήρες (dampers) και (β) για να περιοριστούν οι ανακλάσεις στη βάση, χρησιμοποιήθηκε μία στρώση βραχώδους υποβάθρου αρκετού ύψους (25 m) έτσι ώστε το σεισμικό κύμα να απορροφάται από αυτή και να μην ανακλάται στην εδαφική στρώση ή στον ΧΥΤΑ.

Όλα τα παραπάνω (πύκνωση, συνοριακές συνθήκες, κλπ) επιλέχθηκαν μετά από εκτεταμένη εφαρμογή του κώδικα QUAD4M σε απλά μονοδιάστατα προσομοιώματα οριζόντιας εδαφικής στρώσης και τη διασταύρωση των αποτελεσμάτων με αναλυτικές λύσεις [21].

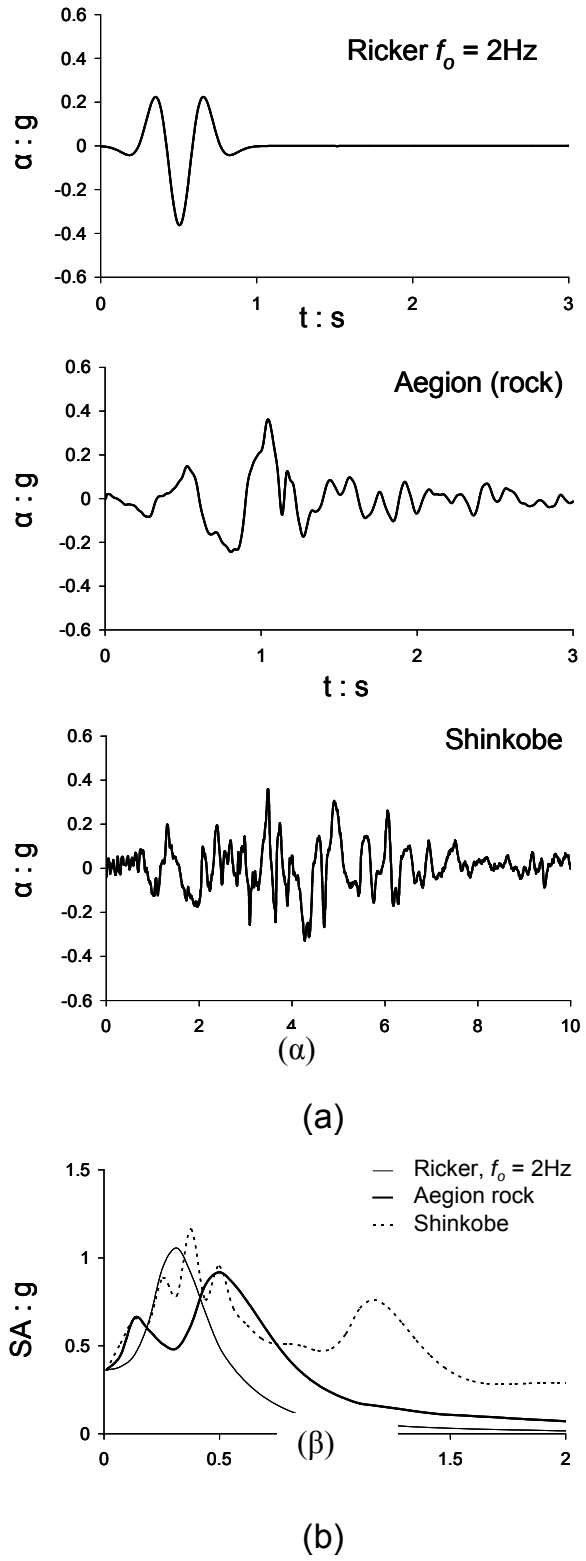
4.2.3 Χαρακτηριστικά Εδαφικής Κίνησης

Οι σεισμικές διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν σε αυτήν τη μελέτη αποτελούνται από τρία επιταχυνσιογραφήματα: τα δύο αποτελούν καταγραφές πραγματικών σεισμικών γεγονότων και το τρίτο αποτελεί έναν εξιδανικευμένο παλμό. Το πρώτο επιταχυνσιογράφημα (Shinkobe) αποτελεί καταγραφή από τον ισχυρό σεισμό του 1995 στο Kobe της Ιαπωνίας. Το δεύτερο επιταχυνσιογράφημα είναι ένα «τροποποιημένο» επιταχυνσιογράφημα στο κτίριο του ΟΤΕ από τον σεισμό του Αιγίου το 1995 (Aegion Rock excitation), στο οποίο έχει απαλειφθεί η επίδραση των επιφανειακών εδαφικών στρώσεων. Το τελευταίο επιταχυνσιογράφημα είναι ένας απλός παλμός Ricker με χαρακτηριστική συχνότητα f_o = 2Hz. Απλοί παλμοί (ημιτονοειδείς, Ricker, κλπ) χρησιμοποιούνται πολύ συχνά στη σεισμική μηχανική επειδή είναι πιο εύκολο να κατανοηθεί και να επεξηγηθεί η απόκριση ενός σύνθετου συστήματος, απ' ότι αν χρησιμοποιηθεί μία πραγματική καταγραφή. Εξ' άλλου, παρά την απλοποιημένη του μορφή, ο παλμός Ricker καλύπτει ένα ευρύ πεδίο συχνοτήτων που φτάνει έως και στα $3f_o$ [35].

Προκειμένου να καλυφθεί ένα επαρκές πεδίο μη-γραμμικής συμπεριφοράς (παραμόρφωσης) τόσο του εδάφους όσο και των απορριμματικών υλικών έγινε αναγωγή των επιταχυνσιογραφημάτων έτσι ώστε η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration-PGA) να κυμαίνεται από 0.01g έως 0.36g. Εξετάσθηκαν τέσσερις περιπτώσεις:

- Περίπτωση I (γραμμική περίπτωση): PGA = 0.01g
- Περίπτωση II (χαμηλό επίπεδο μη γραμμικότητας): PGA = 0.16g
- Περίπτωση III (μεσαίο επίπεδο μη γραμμικότητας): PGA = 0.24g
- Περίπτωση IV (υψηλό επίπεδο μη γραμμικότητας): PGA = 0.36g

Τα επιταχυνσιογραφήματα, ανηγμένα στα 0.36g (Περίπτωση IV) και τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα απόκρισης παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.5. Είναι εμφανές ότι ο παλμός Ricker είναι μία διέγερση χαμηλής περιόδου η οποία εξασθενεί πλήρως μετά τα 0.5 s, ενώ οι άλλες δυο καταγεγραμμένες εδαφικές κινήσεις καλύπτουν ένα φάσμα υψηλότερων περιόδων. Επίσης αξίζει να σημειωθεί πως ο σεισμός του Kobe έχει περισσότερους κύκλους φόρτισης από τους άλλους δύο.



Σχήμα 4.5: Επιταχυνσιογραφήματα (α) και φάσματα ελαστικής απόκρισης (β) ανηγμένα στα 0.36g, των διεγέρσεων που χρησιμοποιήθηκαν.

4.3 Αριθμητικά Αποτελέσματα

Στη συνέχεια γίνεται η παρουσίαση και ο σχολιασμός των βασικών αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις αριθμητικές προσομοιώσεις που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια αυτής της εργασίας. Λόγω του μεγάλου όγκου των αποτελεσμάτων, στις επόμενες ενότητες παρουσιάζονται ορισμένα από τα πλέον ενδεικτικά σχήματα τα οποία τεκμηριώνουν και τα συμπεράσματα της έρευνας.

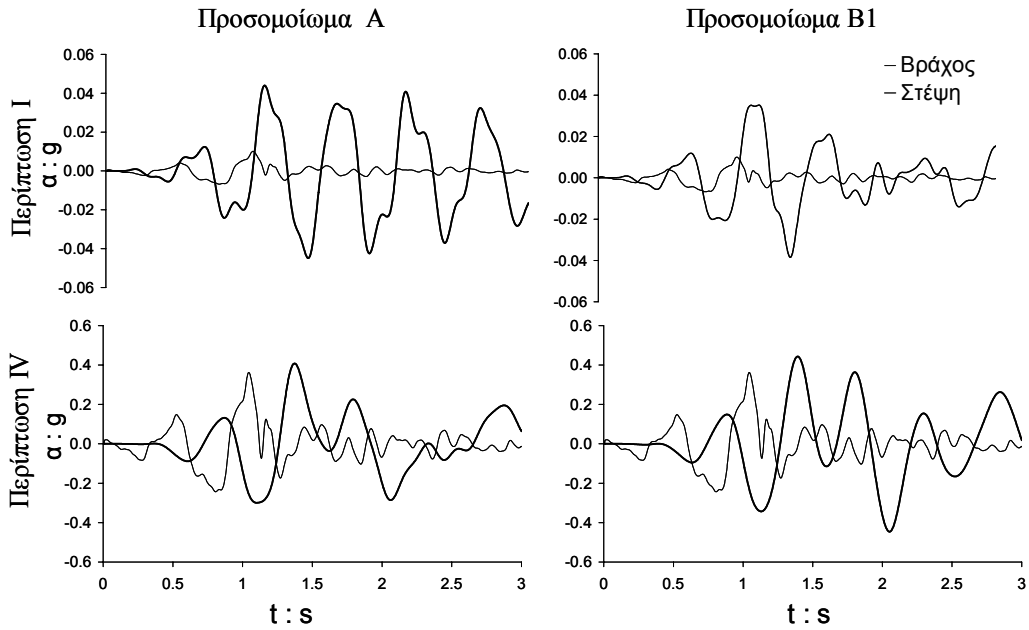
4.3.1 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης ΧΥΤΑ με υπόγειο τμήμα

Στην περίπτωση ενός ΧΥΤΑ θεμελιωμένου σε άκαμπτο βράχο (βλ. Σχήμα 4.1), που διεγείρεται από μία σεισμική κίνηση μικρού πλάτους (όπου η συμπεριφορά του υλικού παραμένει γραμμική) η απόκριση της επιτάχυνσης θα μεγιστοποιηθεί αν η τιμή της δεσπόζουσας περιόδου της διέγερσης προσεγγίζει της ιδιοπερίοδο της γεω-κατασκευής. Συνεπώς, σε αυτές τις συνθήκες ο μελετητής θα πρέπει να λάβει κατάλληλα μέτρα για να αποφύγει τον συντονισμό της κατασκευής. Ωστόσο η παρουσία μίας εδαφικής στρώσης κάτωθεν του ΧΥΤΑ μπορεί να επηρεάσει τη συνολική δυναμική απόκριση της γεω-κατασκευής. Σε αυτήν την περίπτωση ο μελετητής θα πρέπει να εξετάσει την ακραία (αλλά όχι απίθανη) περίπτωση του διπλού συντονισμού κατά την οποία η ιδιοπερίοδος της κατασκευής θα συμπίπτει όχι μόνο με την ιδιοπερίοδο της εδαφικής στρώσης αλλά και με την δεσπόζουσα περίοδο της σεισμικής διέγερσης.

Επιπρόσθετα, στις περιπτώσεις μέτριου μεγέθους και ιδιαίτερα σε αρκετά ισχυρούς σεισμούς, τα υλικά (έδαφος και απορρίμματα) αναμένεται να συμπεριφερθούν μη-γραμμικά. Αυτή η μη-γραμμικότητα εκφράζεται κυρίως μέσω της αύξησης της απόσβεσης των υλικών και μέσω της μείωσης της διατμητικής αντοχής τους. Αν και η αύξηση της απόσβεσης οδηγεί γενικά σε μείωση της ενίσχυσης, η αλλαγή της διατμητικής αντοχής ενδέχεται κάθε φορά να αυξήσει ή να μειώσει την απόκριση, ανάλογα και με τις συνθήκες που ισχύουν σε κάθε περίπτωση.

Υπό το πρίσμα των παραπάνω παρατηρήσεων, η παρουσία μίας σχετικά εύκαμπτης εδαφικής στρώσης κάτω από έναν ΧΥΤΑ αναμένεται να επηρεάσει σημαντικά την απόκριση του, τόσο όσον αφορά τη μέγιστη επιτάχυνση αλλά και όσον αφορά τη φασματική επιτάχυνση. Στα Σχήματα 4.6 και 4.7 φαίνονται τα επιταχυνσιογραφήματα και τα ελαστικά φάσματα απόκρισης που υπολογίστηκαν στην κορυφή του ΧΥΤΑ για

την υψηλής περιόδου διέγερση του Αιγίου. Δύο ακραίες τιμές της PGA εξετάζονται: η Περίπτωση I (PGA=0.01g) και η Περίπτωση IV (PGA=0.36g). Η σύγκριση των αποτελεσμάτων του Προσομοιώματος A (θεμελίωση σε βράχο) και του Προσομοιώματος B1 (θεμελίωση σε εδαφική στρώση με V_s = 400 m/s) καταδεικνύει τον ρόλο της εδαφικής στρώσης που παρεμβάλλεται ανάμεσα στην γεω-κατασκευή και στο βραχώδες υπόβαθρο:

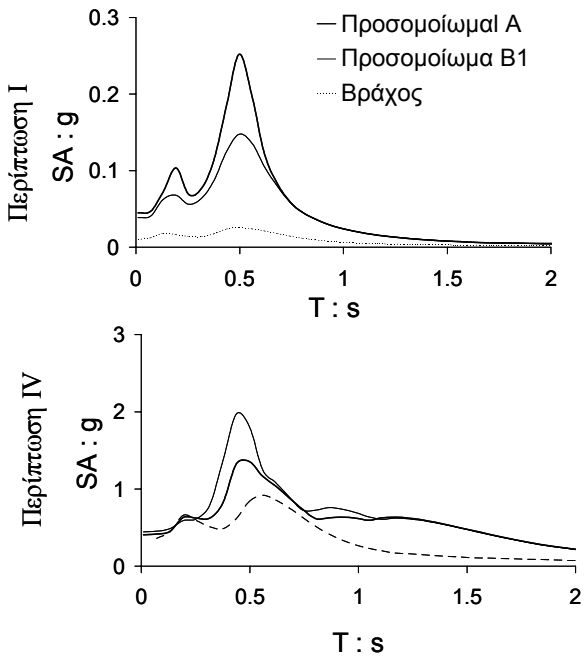


Σχήμα 4.6: Επίδραση της εδαφικής στρώσης στην σεισμική απόκριση (επιτάχυνση) του ΧΥΤΑ για την διέγερση του Αιγίου, για διαφορετικά Προσομοιώματα και Περιπτώσεις.

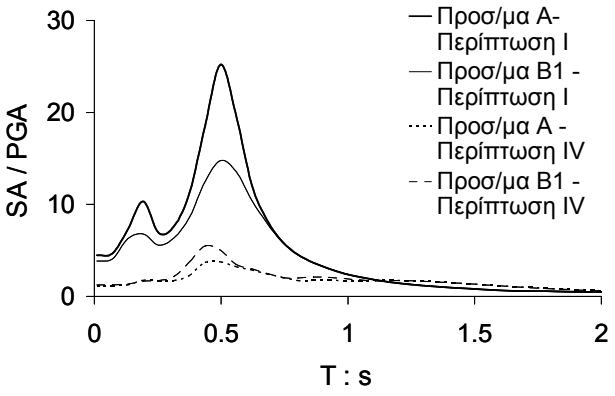
(α) στην περίπτωση της γραμμικής συμπεριφοράς (Περίπτωση I) φαίνεται να δρα ευεργετικά, καθώς η μικρή του ιδιοπερίοδος αποτρέπει πιθανό συντονισμό, και

(β) οδηγεί σε σημαντική φασματική ενίσχυση στην Περίπτωση IV, καθώς η ιδιοπερίοδός του αυξάνεται λόγω της μη γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών και προσεγγίζει την ιδιοπερίοδο της γεω-κατασκευής.

Το παραπάνω φαινόμενο είναι ακόμα πιο εμφανές στο Σχήμα 4.8, όπου οι αντίστοιχες φασματικές επιταχύνσεις, κανονικοποιημένες με την τιμή του PGA της εδαφικής κίνησης του υποβάθρου (input PGA), δίδονται και για τα δύο προσομοιώματα (A και B1) και τις δύο περιπτώσεις (I και IV). Είναι επίσης προφανές ότι η ενίσχυση είναι πολύ μεγαλύτερη στη γραμμική από ότι στη μη-γραμμική περίπτωση.



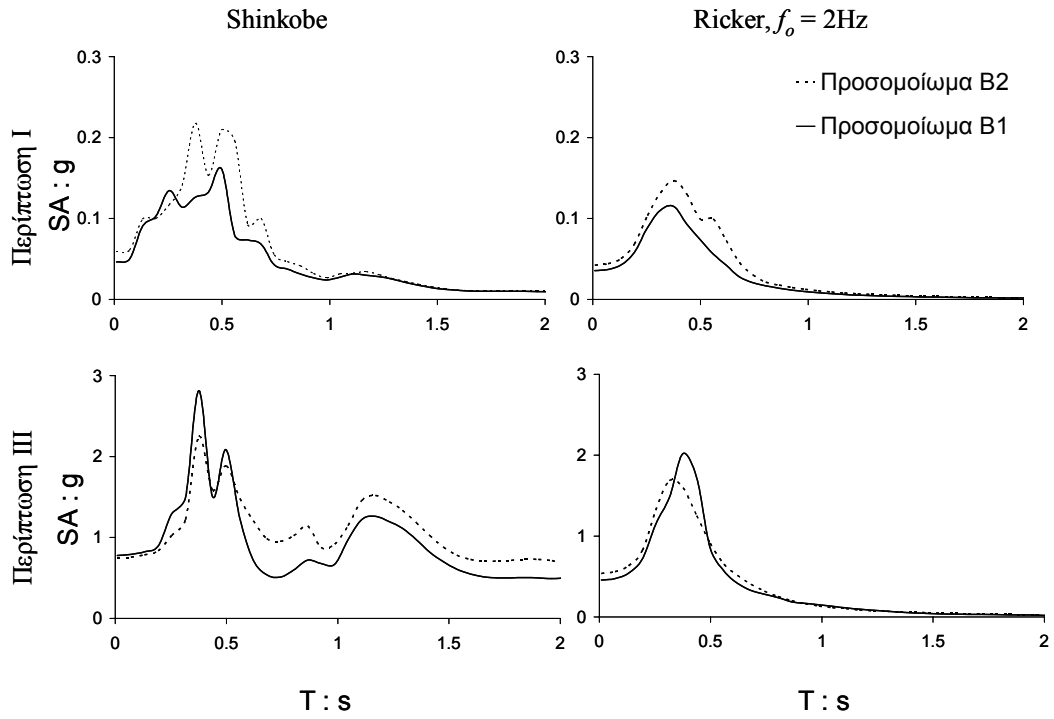
Σχήμα 4.7: Φασματικές επιταχύνσεις στην κορυφή του ΧΥΤΑ για την διέγερση του Αιγίου, για διαφορετικά Προσομοιώματα και περιπτώσεις.



Σχήμα 4.8: Φασματικές επιταχύνσεις στην κορυφή του ΧΥΤΑ κανονικοποιημένες με το PGA, για διαφορετικά Προσομοιώματα και Περιπτώσεις (σεισμός Αιγίου).

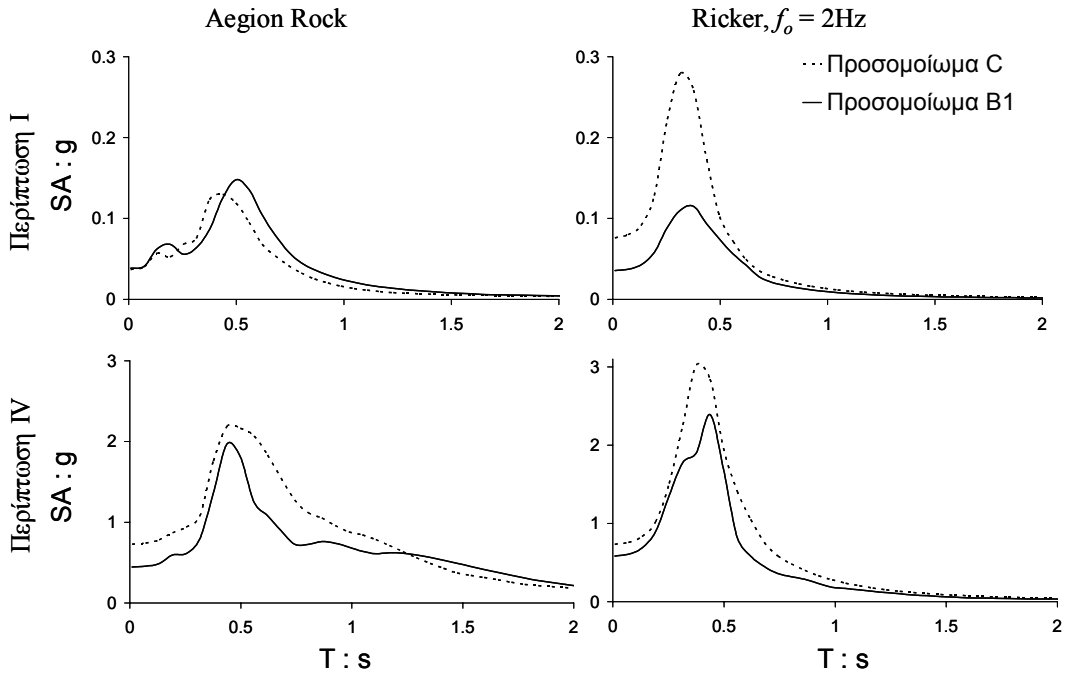
Ένα άλλο βασικό ζήτημα σχετίζεται με την ευαισθησία της δυναμικής απόκρισης του ΧΥΤΑ στις ιδιότητες της εδαφικής στρώσης. Συγκρίνοντας την απόκριση ανάμεσα στα προσομοιώματα B1 και B2 (τα οποία χαρακτηρίζονται από ένα πιο εύκαμπτο εδαφικό στρώμα με V_s = 300m/s), μπορεί να φανεί πως μία μικρή αλλαγή στις ιδιότητες των εδαφικών υλικών μπορεί να επηρεάσει την συνολική απόκριση του ΧΥΤΑ όσον αφορά την φασματική επιτάχυνση. Βέβαια, αυτό εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης και τον βαθμό της μη-γραμμικότητας. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.9,

η απόκριση του ΧΥΤΑ εξαρτάται όλο και λιγότερο από την δυσκαμψία της εδαφικής στρώσης όσο το επίπεδο της μη-γραμμικότητας αυξάνεται, ιδιαίτερα στην περίπτωση του παλμού Ricker.



Σχήμα 4.9: Επίδραση της εδαφικής στρώσης στην ελαστική φασματική απόκριση για τις διεγέρσεις Shinkobe και Ricker.

Στο Σχήμα 4.10 παρουσιάζεται η απόκριση του Προσομοιώματος Γ. Υπενθυμίζεται ότι σε αυτό το προσομοίωμα το κάτω μισό του ΧΥΤΑ χαρακτηρίζεται από μία υψηλότερη τιμή v_s, το οποίο είναι αντιπροσωπευτικό μίας παλαιότερης εναπόθεσης απορριμμάτων, πάνω στην οποία κατασκευάστηκε το νέο απορριμματικό ανάχωμα. Όπως αποδεικνύεται, οι διαφορές στις ιδιότητες των απορριμματικών υλικών μπορούν επίσης να επηρεάσουν την απόκριση του ΧΥΤΑ. Συγκρίνοντας το Προσομοίωμα Γ με το αντίστοιχο Προσομοίωμα Β1, είναι εμφανές ότι η αύξηση του v_s στο κάτω μισό του ΧΥΤΑ, αυξάνει την συνολική δυσκαμψία της κατασκευής και συνεπώς ελαττώνει την ιδιοπερίοδό της. Συνεπώς στην γραμμική περίπτωση αναμένεται ότι ο ΧΥΤΑ θα είναι περισσότερο τρωτός σε διεγέρσεις χαμηλής περιόδου. Από την άλλη, καθώς το επίπεδο της μη-γραμμικότητας αυξάνεται, η κατασκευή γίνεται σταδιακά περισσότερο εύκαμπτη, η ιδιοπερίοδός της αυξάνεται και συνεπώς διεγέρσεις με μεγαλύτερη περίοδο επηρεάζουν σε μεγαλύτερο βαθμό τα επίπεδα επιτάχυνσης του ΧΥΤΑ. Αυτή η τάση είναι εμφανής στο Σχήμα 4.10.



Σχήμα 4.10: Επίδραση των ιδιοτήτων της απορριμματικής μάζας στις φασματικές επιταχύνσεις για τις διεγέρσεις Αιγίου και Ricker.

4.3.2 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης ΧΥΤΑ-Αναχώματος

Η ακριβής επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών αλλά και της μη γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών, μπορεί να γίνει πιο εμφανής στην περίπτωση που ο ΧΥΤΑ θεωρηθεί ως ένα τραπεζοειδές ανάχωμα θεμελιωμένο είτε σε άκαμπτο βράχο, είτε σε εδαφική στρώση ύψους 25m (Σχήμα 4.2).

<u>1) Ανάχωμα θεμελιωμένο σε βράχο</u>

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.5(β) η δεσπόζουσα περίοδος του παλμού Ricker T_E είναι περίπου 0.32s. Συνεπώς η σύγκριση της T_E της διέγερσης Ricker με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του αναχώματος T_L σε χαμηλά επίπεδα παραμόρφωσης όπως υπολογίστηκε από την εξίσωση (3.25), οδηγεί σε τρεις ξεχωριστές περιπτώσεις:

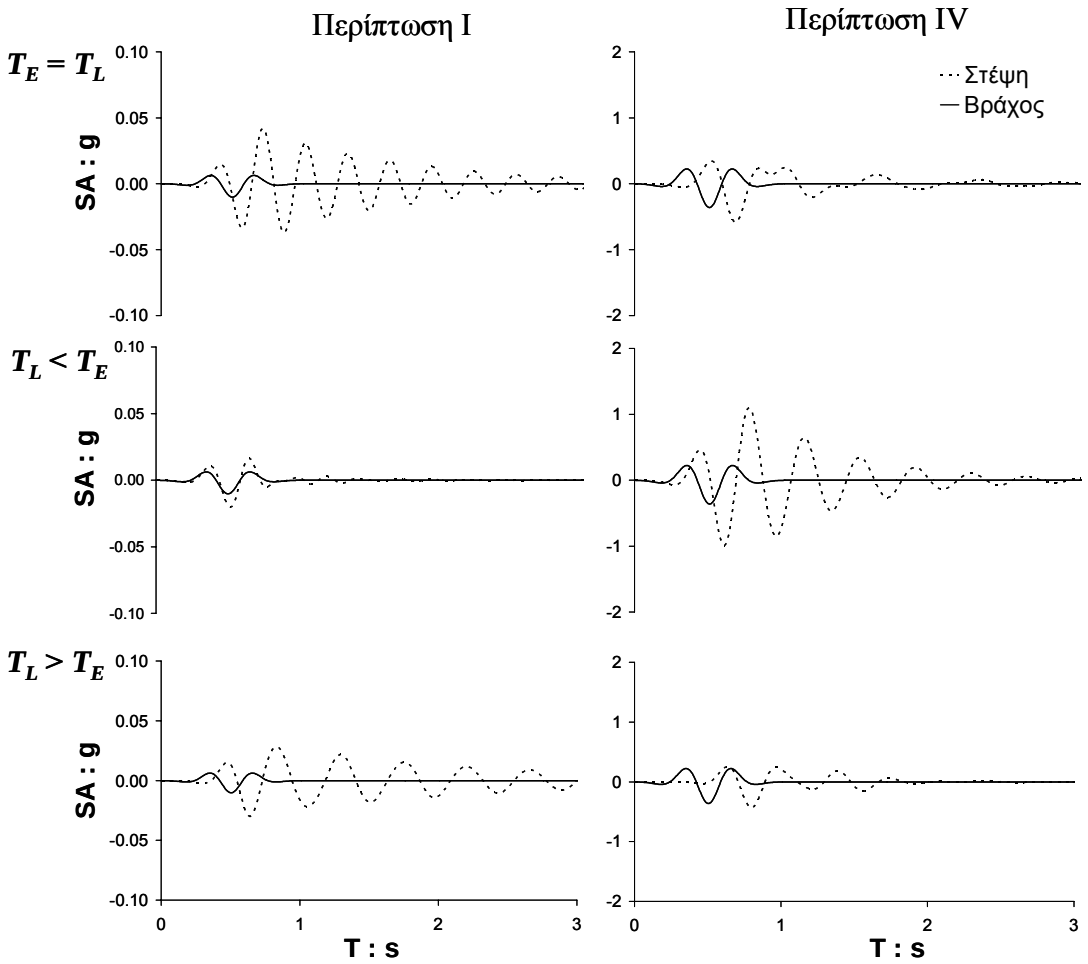
α) $T_E = T_L$

Στην περίπτωση αυτή φαινόμενα συντονισμού αναμένονται όσο το ανάχωμα συμπεριφέρεται γραμμικά και η απόσβεση είναι χαμηλή. Ωστόσο αύξηση της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης θα οδηγήσει σε μείωση της ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων στην απορριμματική μάζα και συνεπώς σε από-συντονισμό του

αναχώματος (βλ. Σχήμα 4.11(α)). Επομένως η περίπτωση αυτή δεν είναι η δυσμενέστερη από άποψη ασφάλειας.

β) $T_L < T_E$

Κάτω από αυτές τις συνθήκες δεν αναμένεται συντονισμός στην γραμμική περίπτωση και συνεπώς η ενίσχυση από τον βράχο στην επιφάνεια θα είναι μικρή. Ωστόσο, αύξηση της επιβαλλόμενης στην βάση επιτάχυνσης, ενδέχεται να οδηγήσει σε μείωση της ακαμψίας (διατμητική αντοχή) του αναχώματος και συνεπώς μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο T_L, η οποία μπορεί να πλησιάζει τις τιμές της T_E. Όσο πλησιάζει η τιμή της T_L στις τιμές της T_E τόσο μεγαλύτερη αναμένεται να είναι η ενίσχυση (σταδιακός συντονισμός – βλ. Σχήμα 4.11(β))

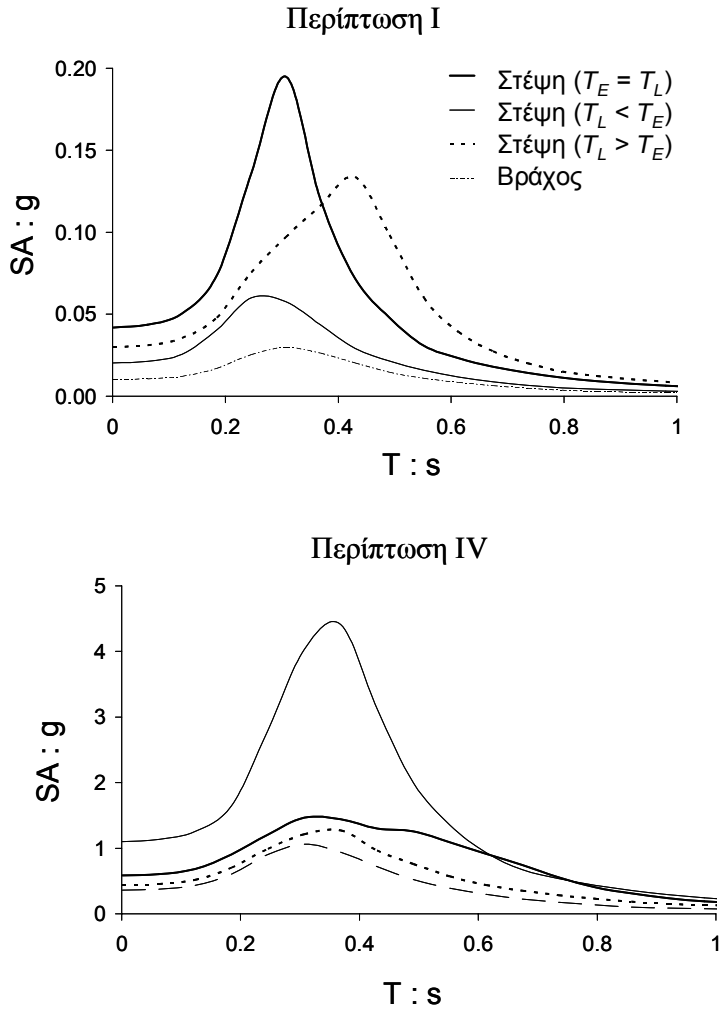


Σχήμα 4.11: Ανάχωμα θεμελιωμένο σε βράχο υποβαλλόμενο σε διέγερση παλμού Ricker: χρονοϊστορία επιτάχυνσης στο βραχώδες υπόβαθρο και στην κορυφή του ΧΥΤΑ.

γ) $T_L > T_E$

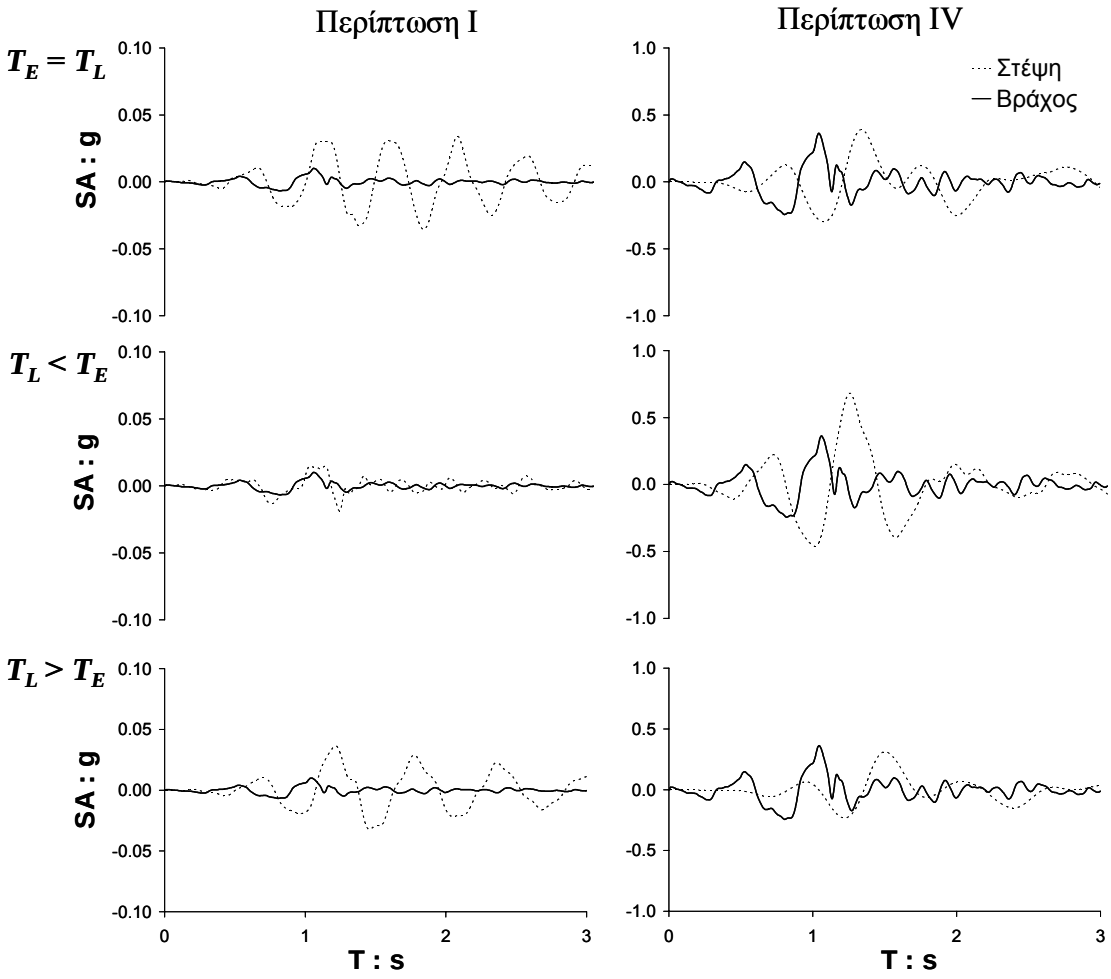
Ο συντονισμός είναι αδύνατος στη γραμμική περίπτωση και συνεπώς η μη γραμμικότητα θα έχει ευεργετική επίδραση στην απόκριση καθώς θα οδηγήσει σε περαιτέρω από-συντονισμό του συστήματος μέσω της επιμήκυνσης της φυσικής του περιόδου (βλ. Σχήμα 4.11(γ)).

Παρόμοια είναι τα συμπεράσματα που εξάγονται από το Σχήμα 4.12 όπου δίδονται τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα απόκρισης. Είναι εμφανές ότι ο βαθμός της μη-γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών (έδαφος και απορρίμματα) επηρεάζει τα φαινόμενα συντονισμού και συνεπώς την ενδεχόμενη ενίσχυση της σεισμικής κίνησης. Επομένως, η συνολική απόκριση δεν εξαρτάται μόνο από τις γεωμετρικές ιδιότητες του αναχώματος και το συχνοτικό περιεχόμενο της εισαγόμενης εδαφικής κίνησης, αλλά και από το πλάτος της διέγερσης το οποίο επηρεάζει τις μηχανικές ιδιότητες του αναχώματος.



Σχήμα 4.12: Ανάχωμα θεμελιωμένο σε βράχο υποβαλλόμενο σε διέγερση παλμού Ricker: ελαστικά φάσματα απόκρισης.

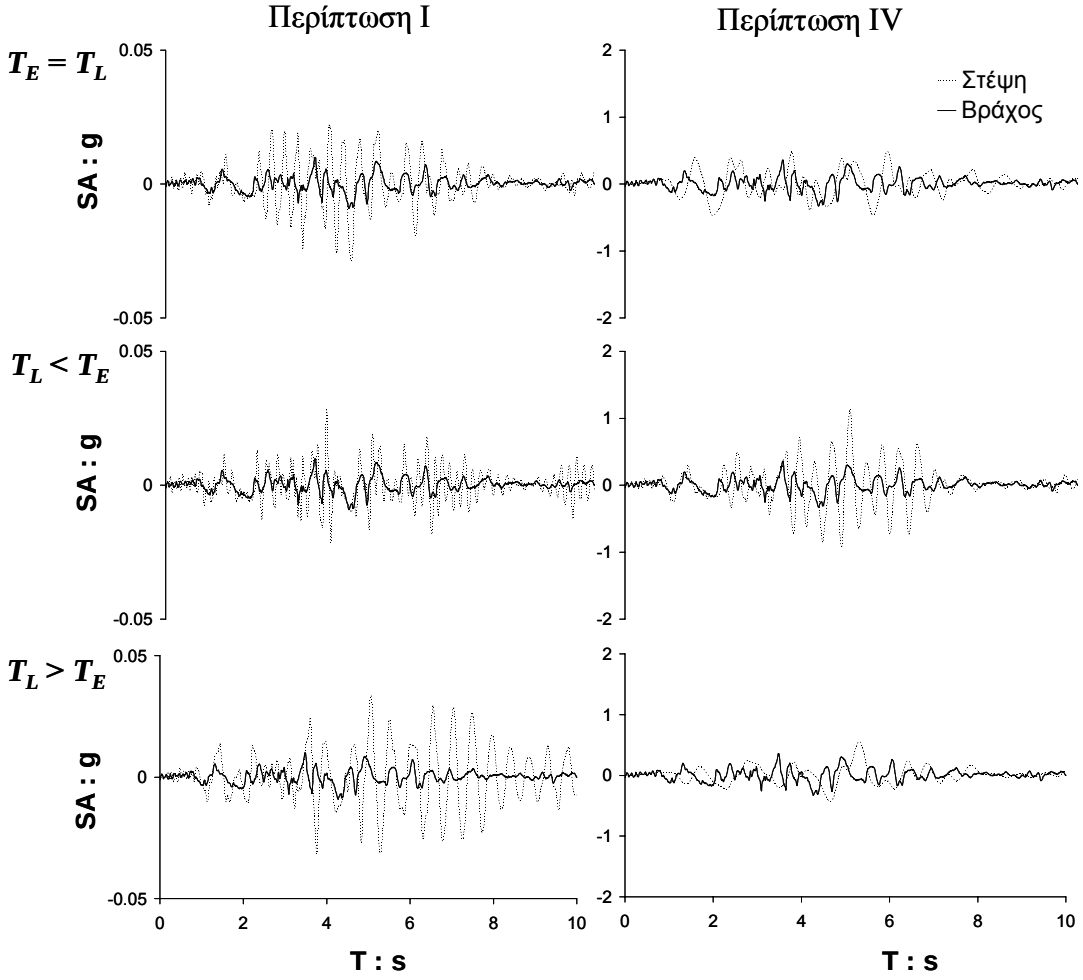
Σε ανάλογα συμπεράσματα οδηγεί και η εξέταση των αποτελεσμάτων της επιβολής της διέγερσης του Αιγίου στο ανάχωμα που θεμελιώνεται σε βράχο (Σχήμα 4.13). Το φάσμα απόκρισης του Αιγίου είναι παρόμοιο με αυτό του Ricker, ενώ η δεσπόζουσα περίοδος της διέγερσης του Αιγίου (T_E) είναι περίπου 0.50 s.



Σχήμα 4.13: Ανάχωμα θεμελιωμένο σε βράχο υποβαλλόμενο στην σεισμική διέγερση του Αιγίου: χρονοϊστορίες στο βραχώδες υπόβαθρο και στην κορυφή του ΧΥΤΑ.

Στην περίπτωση όμως της διέγερσης του Shinkobe τα αποτελέσματα φανερώνουν πως το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης μπορεί να διαδραματίσει καταλυτικό ρόλο στην απόκριση της κατασκευής (Σχήμα 4.14). Η δεσπόζουσα περίοδος της διέγερσης του Shinkobe είναι κοντά σε αυτήν του παλμού Ricker και συνεπώς οι τιμές της v_s που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση είναι οι ίδιες (Πίνακας 4.1). Ωστόσο η διέγερση του Shinkobe έχει διαφορετικό συχνοτικό περιεχόμενο καλύπτοντας ένα ευρύτερο φάσμα συχνοτήτων. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να δυσχεραίνει την πρόβλεψη της δυναμικής συμπεριφοράς ακόμα και αυτού του

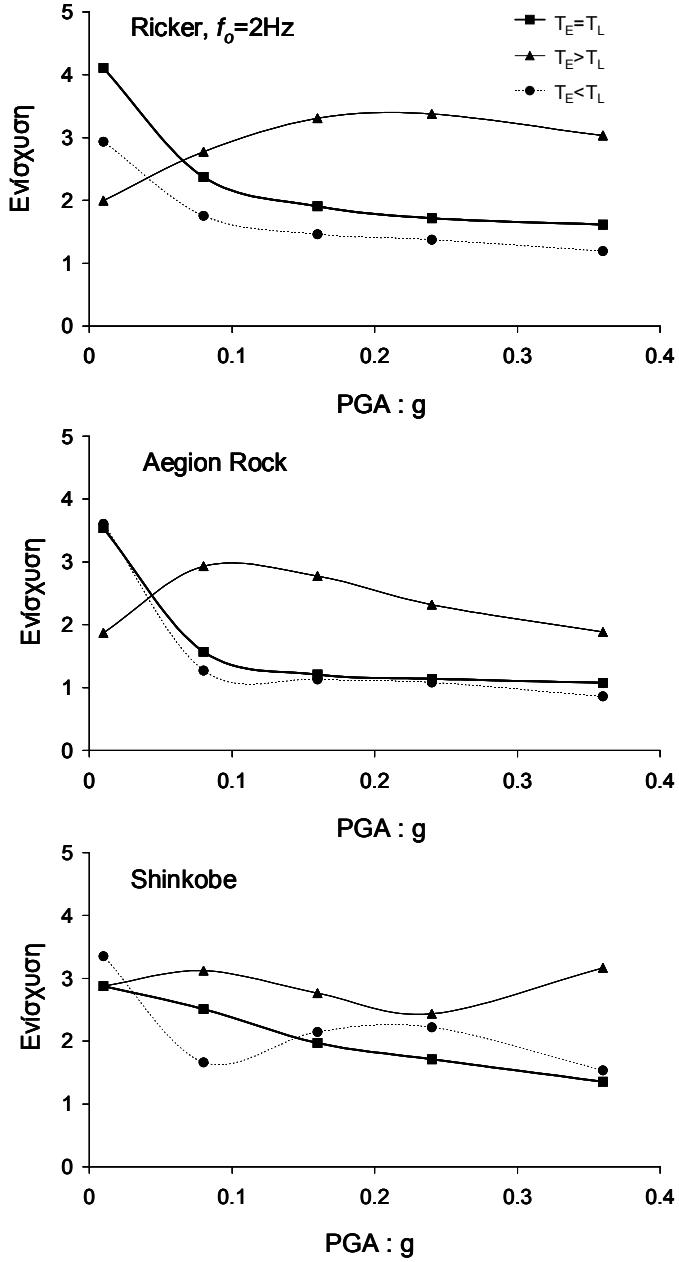
σχετικά απλού προσομοιώματος, κάνοντας ακόμα πιο έκδηλο το σημαντικό ρόλο των χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης στην απόκριση της κατασκευής.



Σχήμα 4.14: Ανάχωμα θεμελιωμένο σε βράχο υποβαλλόμενο στην σεισμική διέγερση του Kobe: χρονοϊστορίες στο βραχώδες υπόβαθρο και στην κορυφή του ΧΥΤΑ.

Τα παραπάνω γίνονται περισσότερο αντιληπτά στο Σχήμα 4.15, όπου η μη-γραμμική συμπεριφορά επηρεάζει σημαντικά τον συντελεστή ενίσχυσης της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης στην κορυφή του ΧΥΤΑ. Ωστόσο δεν είναι πάντα προφανές με ποιον τρόπο η μη-γραμμική συμπεριφορά των υλικών επηρεάζει την ενίσχυση της επιβαλλόμενης κίνησης, καθώς αυτό εξαρτάται και από τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης. Επομένως, στην περίπτωση κατά την οποία η δεσπόζουσα περίοδος του παλμού Ricker είναι μεγαλύτερη από την ιδιοπερίοδο του αναχώματος ($T_L < T_E$) η ενίσχυση της επιτάχυνσης της επιβαλλόμενης εδαφικής κίνησης και συνεπώς το πέρασμα σε μη-γραμμική συμπεριφορά των υλικών οδηγεί σε διαφορετική απόκριση απ' ότι στις άλλες δύο περιπτώσεις.

Στο σεισμό του Kobe η μείωση της δυσκαμψίας των απορριμματικών υλικών οδηγεί σε μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο, η οποία στην περίπτωση αυτή πλησιάζει περισσότερο τις τιμές της δεσπόζουσας περιόδου της επιβαλλόμενης κίνησης. Συνεπώς, στην περίπτωση αυτή ο συντονισμός λαμβάνει χώρα σε υψηλότερες επιταχύνσεις (περίπου στα 0.24g). Όμως, εξετάζοντας την τάση της καμπύλης γίνεται κατανοητό πως μία περαιτέρω αύξηση του PGA σε τιμές περί το 0.36g ή και μεγαλύτερες, οδηγούν σε μείωση του συντελεστή ενίσχυσης καθώς το T_L γίνεται μεγαλύτερο από το T_E. Το ίδιο συμπέρασμα ισχύει και για την διέγερση του Αιγίου.



Σχήμα 4.15: Ανάχωμα θεμελιωμένο σε βράχο: Ενίσχυση της μέγιστης επιτάχυνσης από τη βάση στην κορυφή για τις τρεις εξεταζόμενες διεγ.

Ωστόσο στην περίπτωση της διέγερσης του Shinkobe είναι προφανές ότι η μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης αυτής της σεισμικής διέγερσης (Σχήμα 4.5(b)) δεν ευνοεί την εξαγωγή άμεσων συμπερασμάτων για την συμπεριφορά της κατασκευής και την ενίσχυση της κίνησης όπως στις προηγούμενες δύο περιπτώσεις.

Συμπερασματικά, στην περίπτωση που τα φάσματα έχουν παρόμοια μορφή, εκτός από την συμπεριφορά των υλικών και ο ρόλος των ιδιαίτερων χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης μπορεί να είναι επίσης καταλυτικός στη σεισμική απόκριση μίας γεω-κατασκευής όπως είναι οι ΧΥΤΑ.

2) Ανάχωμα θεμελιωμένο σε εδαφική στρώση

Το σύστημα συμπεριφέρεται με πιο περίπλοκο τρόπο όταν ένα εδαφικό στρώμα βρίσκεται κάτωθεν του ΧΥΤΑ. Αν η ιδιοπερίοδος της εδαφικής στρώσης ονομαστεί T_s οι ακόλουθες τέσσερις περιπτώσεις είναι πιθανές:

α) $T_E = T_S$, $T_L < T_S$

Όσο τα υλικά (έδαφος και απορρίμματα) συμπεριφέρονται γραμμικά, η ενίσχυση θα οφείλεται κυρίως στην απόκριση του εδάφους. Ωστόσο, η μη γραμμική συμπεριφορά μπορεί να οδηγήσει σε φαινόμενα συντονισμού ανάμεσα στο έδαφος και το ανάχωμα και συνεπώς σε σημαντική αύξηση της ενίσχυσης. Αυτό το φαινόμενο είναι ορατό στην περίπτωση της διέγερσης Ricker όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.16(α).

β) $T_E = T_L$, $T_L < T_S$

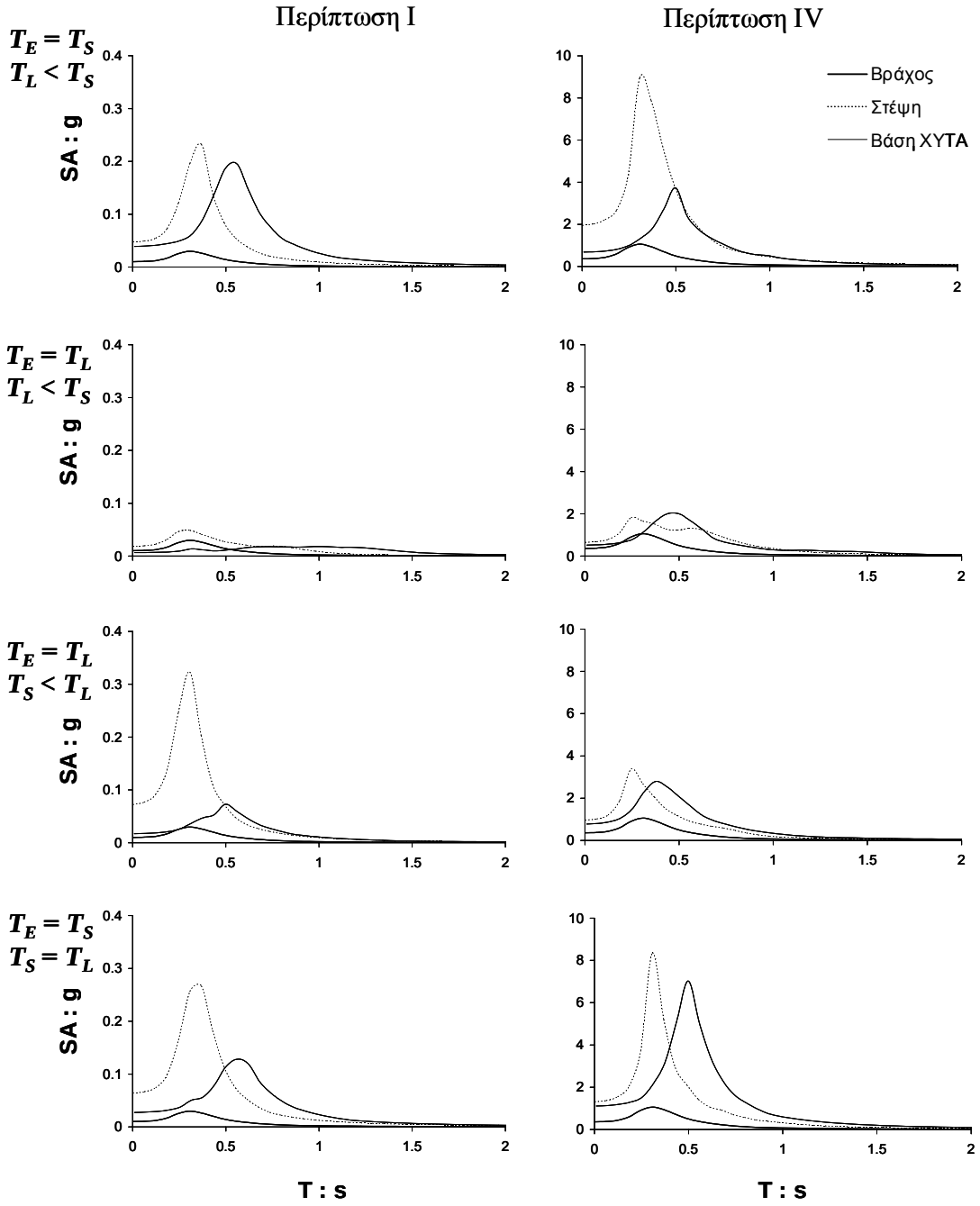
Σε αυτή τη περίπτωση το εδαφικό στρώμα δρα ουσιαστικά ως «σεισμικός μονωτής» ο οποίος αποτρέπει την εμφάνιση φαινόμενων συντονισμού. Η μη γραμμικότητα ενισχύσει αυτή την τάση (βλ. Σχήμα 4.16(β)).

γ) $T_E = T_L$, $T_S < T_L$

Υπό αυτές τις συνθήκες το εδαφικό στρώμα είναι περισσότερο άκαμπτο συγκρινόμενο με την απορριμματική μάζα και συνεπώς, δεν ενισχύσει σε μεγάλο βαθμό το εισερχόμενο σεισμικό κύμα. Η απόκριση είναι παρόμοια με αυτή που περιγράφεται στο Σχήμα 4.16(γ)

δ) $T_E = T_S = T_L$

Τέλος, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω ο μελετητής θα πρέπει να αποφεύγει την περίπτωση του διπλού συντονισμού. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.16(δ) η μη γραμμικότητα θα αποτρέψει το φαινόμενο του διπλού συντονισμού, καθώς τόσο το T_S, όσο και το T_L, αυξάνονται. Ωστόσο η περίπτωση του μονού συντονισμού ανάμεσα στο έδαφος και το ανάχωμα σε υψηλότερα επίπεδα τροπής δεν μπορεί να αποκλειστεί.



Σχήμα 4.16: Ελαστικά φάσματα απόκρισης αναχώματος θεμελιωμένου σε εδαφική στρώση, σε επιβαλλόμενο παλμό Ricker.

Ολοκληρώνοντας, με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα μπορεί να αναφερθεί πως η δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, μπορεί να είναι είτε ευεργετική, είτε επιβλαβής για την σεισμική απόκριση κάθε είδους κατασκευής, ανάλογα με τις ιδιαίτερες συνθήκες. Οι Mylonakis et al. [36], κατέληξαν σε παρόμοια συμπεράσματα εξετάζοντας την σεισμική απόκριση θεμελιώσεων. Είναι προφανές, ότι οι ΧΥΤΑ, όντας γεω-κατασκευές που συμπεριφέρονται μη-γραμμικά σε μία μέτρια ή ισχυρή δυναμική φόρτιση, δεν θα μπορούσαν να είναι εξαίρεση: η επίδραση των ιδιοτήτων ενός ΧΥΤΑ και οι τοπικές εδαφικές συνθήκες σε συνδυασμό με τα χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης εδαφικής κίνησης παίζουν σημαντικό ρόλο στην συμπεριφορά του απορριμματικού αναχώματος. Ο ρόλος αυτός, επιβλαβής ή ευεργετικός δεν είναι εκ των προτέρων γνωστός και μόνο μετά από κατάλληλη μελέτη της κάθε περίπτωσης μπορούν να εξαχθούν ασφαλή συμπεράσματα.

5

Συμπεράσματα

5.1 Συμπεράσματα

Από τις μέχρι σήμερα έρευνες που έχουν πραγματοποιηθεί κατά κύριο λόγο στις σεισμογενείς πολιτείες των ΗΠΑ, προκύπτει πως η μέχρι σήμερα συμπεριφορά των ΧΥΤΑ σε ισχυρές σεισμικές καταπονήσεις είναι αρκετά ικανοποιητική. Ωστόσο, δεδομένου του μικρού διαστήματος των παρατηρήσεων, αλλά και αρκετών σοβαρών σεισμικών βλαβών που παρατηρήθηκαν μετά από ισχυρούς σεισμούς, προκύπτει το συμπέρασμα πως οι ΧΥΤΑ είναι εν δυνάμει τρωτοί σε σεισμό. Δεδομένου ότι στόχος ενός χώρου ελεγχόμενης απόθεσης απορριμμάτων είναι η μονωμένη αποθήκευση των απορριμμάτων καθώς και η συλλογή και διαχείριση των υγρών και αέριων ρύπων, γίνεται κατανοητό πως τυχόν αστοχίες που μπορεί να προκληθούν από σεισμικές διεγέρσεις θέτουν σε κίνδυνο την ασφάλεια του περιβάλλοντος και της δημόσιας υγείας. Επιπρόσθετα υπάρχει διεθνώς μία τάση αποκατάστασης και επανένταξης των χώρων αυτών. Αυτό κάνει πιο επιτακτική την ανάγκη για πρόγνωση της σεισμικής τους συμπεριφοράς προκειμένου να καταστεί δυνατή η μετέπειτα χρήση τους για ψυχαγωγικές η οικιστικές δραστηριότητες.

Από τα παραπάνω εξάγεται το συμπέρασμα πως η μελέτη της σεισμικής απόκρισης και ο αντισεισμικός σχεδιασμός των ΧΥΤΑ αποτελεί σήμερα επιτακτική ανάγκη, ιδιαίτερα σε περιοχές με υψηλή σεισμικότητα όπως είναι ο ελλαδικός χώρος. Η παρούσα πρακτική στον χώρο των μελετών ΧΥΤΑ, βασίζεται σε απλοποιημένες μεθόδους και - ανεπαρκείς στο θέμα αυτό- σεισμικούς κανονισμούς που ισχύουν για τα εδαφικά αναχώματα. Συνεπώς, τεχνικά ζητήματα που αφορούν την ιδιαίτερη συμπεριφορά των ΧΥΤΑ, λόγω κυρίως της φύσης των απορριμματικών υλικών, δεν μελετώνται με τον αναγκαίο ρεαλισμό.

Η σεισμική απόκριση των Χώρων Υγειονομικής Ταφής Απορριμμάτων, είναι οπωσδήποτε ένα πολύπλοκο, δυναμικό πρόβλημα αλληλεπίδρασης του εδάφους με την κατασκευή. Το φαινόμενο αυτό σχετίζεται άμεσα με τις τοπικές εδαφικές συνθήκες, τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης και τις δυναμικές ιδιότητες των απορριμματικών υλικών. Οι παραπάνω παράγοντες μπορούν να ληφθούν υπ' όψιν μόνο στα πλαίσια μίας ανάλυσης σεισμικής απόκρισης ΧΥΤΑ. Με βάση την υπάρχουσα βιβλιογραφία, ως καταλληλότερη μέθοδος θεωρείται η αριθμητική προσομοίωση με την χρήση πεπερασμένων στοιχείων και η διεξαγωγή ισοδύναμα γραμμικών αναλύσεων προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μη γραμμική συμπεριφορά των εδαφικών και απορριμματικών υλικών.

Η παρούσα παραμετρική αριθμητική προσομοίωση πραγματοποιήθηκε προκειμένου να εξεταστούν οι βασικοί παράγοντες που επηρεάζουν την δυναμική απόκριση ενός τυπικού ΧΥΤΑ όσον αφορά την μεταβολή των επιταχύνσεων από την βάση στη στέψη του. Τα βασικά συμπεράσματα που προκύπτουν είναι τα εξής:

- Η ενίσχυση της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης από τη βάση στην κορυφή του ΧΥΤΑ είναι πολύ πιθανό φαινόμενο λόγω της φύσης των απορριμματικών υλικών και της γεωμετρίας του ΧΥΤΑ.
- Το μέγεθος αυτής της ενίσχυσης εξαρτάται από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του ΧΥΤΑ (ιδιαίτερα το ύψος του), τα χαρακτηριστικά της διέγερσης και τις δυναμικές ιδιότητες των εδαφικών και απορριμματικών υλικών.
- Η αύξηση της δεσπόζουσας περιόδου της κίνησης δεν οδηγεί πάντα σε ενίσχυση της εδαφικής κίνησης στον ΧΥΤΑ. Η μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών μπορεί να οδηγήσει και σε αντίθετα αποτελέσματα.

- Όταν τα υλικά (απορρίμματα και έδαφος) συμπεριφέρονται γραμμικά (δηλαδή στην περίπτωση μικρών σεισμικών διεγέρσεων) η σεισμική απόκριση εξαρτάται αποκλειστικά από τις γεωμετρικές και μηχανικές ιδιότητες του ΧΥΤΑ αλλά και του εδάφους κάτωθεν αυτού.
- Στον αντίποδα, όταν λαμβάνουν χώρα σεισμοί μέτριου ή μεγάλου μεγέθους, τα υλικά συμπεριφέρονται μη-γραμμικά και στην περίπτωση αυτή ο βαθμός της μη γραμμικής συμπεριφοράς τους διαδραματίζει καθοριστικό ρόλο στα όποια φαινόμενα ενίσχυσης της σεισμικής καταπόνησης.
- Επιπλέον θα πρέπει να εξετάζεται πολύ προσεκτικά το θέμα της επίδρασης των τοπικών εδαφικών συνθηκών στην απόκριση μίας γεω-κατασκευής, όπως είναι ένας ΧΥΤΑ καθώς δεν μπορεί εξαρχής να θεωρηθεί ως ευεργετική ή επιβλαβής. Εξάλλου, λόγω του μεγάλου μεγέθους ενός ΧΥΤΑ, μπορεί να θεωρηθεί ότι διαμορφώνει και ο ίδιος τις τοπικές εδαφικές συνθήκες της περιοχής χωροθέτησής του.

Ένα γενικό συμπέρασμα το οποίο μπορεί να εξαχθεί είναι ότι ο σωστός αντισεισμικός σχεδιασμός των ΧΥΤΑ θα πρέπει να εξετάζει την κάθε περίπτωση ξεχωριστά προκειμένου να λαμβάνονται υπόψη τόσο οι σεισμολογικές συνθήκες όσο και οι συγκεκριμένες τοπικές εδαφικές συνθήκες και τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του κάθε ΧΥΤΑ. Συνεπώς, στο πλαίσιο της σωστής μελέτης ενός τέτοιου έργου προτείνεται η διεξαγωγή ρεαλιστικών αριθμητικών αναλύσεων, προκειμένου να υπολογιστούν τα επίπεδα των αναμενόμενων, πραγματικών επιταχύνσεων στο σώμα του ΧΥΤΑ, για να μπορέσει να μελετηθεί η ευστάθειά του με την μεγαλύτερη δυνατή ασφάλεια.

5.2 Μελλοντικές επεκτάσεις

Ασφαλώς στο πλαίσιο της παραμετρικής αριθμητικής προσομοίωσης που πραγματοποιήθηκε στην παρούσα εργασία δεν ήταν δυνατό να καλυφθούν με επάρκεια όλα τα ζητήματα που σχετίζονται με τη σεισμική απόκριση των ΧΥΤΑ. Το ζήτημα είναι εξαιρετικά σύνθετο και πολυμετρικό και για να διερευνηθεί σε κάθε του διάσταση προτείνεται η μελλοντική επέκταση των παραμετρικών αναλύσεων με περισσότερα προσομοιώματα έτσι ώστε να ληφθούν υπ’ όψιν τα εξής:

- Η παρουσία του συστήματος στεγάνωσης του πυθμένα αλλά και του συστήματος τελικής κάλυψης του ΧΥΤΑ.
- Η παρουσία περισσότερων από μία εδαφικές στρώσεις, με διαφορετικές ιδιότητες υλικών, κάτωθεν του ΧΥΤΑ.
- Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του ΧΥΤΑ, τα οποία παρέμειναν αμετάβλητα στην παρούσα εργασία.
- Η μορφή του ΧΥΤΑ, η οποία επίσης παρέμεινε αμετάβλητη στην παρούσα εργασία.
- Η διαφοροποίηση των ιδιοτήτων των απορριμματικών υλικών, η οποία στην παρούσα εργασία δεν εξετάστηκε επαρκώς και η οποία απαιτεί λεπτομερέστερη διαστρωμάτωση στον ΧΥΤΑ κατά την προσομοίωση.

Βιβλιογραφία

1. Lee, F. G., “Solid Waste Management: USA Lined Landfilling Reliability”, UN Journal of Natural Resources Form, 2002
2. US Environmental Pollution Agency, “Municipal Solid Waste: Basic Facts”, www.epa.gov, 2005
3. Pinto, P. S., “Dynamic Analysis of Solid Waste Landfills an Lining Systems”, Recent Advances in Earthquake Geotechnical Engineering and Microzonation, pp 267-284, 1995
4. Σκορδίλης, Σ.Π., «Ελεγχόμενη Εναπόθεση Στερεών Μη Επικίνδυνων Αποβλήτων», Εκδοτικός Όμιλος Ιων, Αθήνα, 2001
5. Ενιαίος Σύνδεσμος Δήμων και Κοινοτήτων Νομού Αττικής, «Χώροι Υγειονομικής Ταφής Απορριμμάτων: ΧΥΤΑ Αττικής», www.esdkna.gr, 2005
6. Σκορδίλης, Σ.Π., «Τεχνολογίες διάθεσης Απορριμμάτων», Εκδοτικός Όμιλος Ιων, Αθήνα, 1993
7. E. Kavazanjian and S.M. Merry, “The 10 Jully 2000 Payatas Landfill Failure” 10th International Waste and Landfill Symposium, Sardinia 2005

8. Merry S. M., Fritz W. U., Budhu M. and Seaz A. E., “The Effect of Gas on Pore Pressures in Wet Landfills”, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004.
9. Merry S. M., “Field Reconnaissance of the July 10, 2000 Failure at the Payatas Landfill, Quezon City, Philippines”, A Final Report to the National Science Foundation, 2005
10. Koelsch et al., “Stability of landfills – The Bandung dumpsite disaster”, Proceedings Sardinia 2005, Tenth International Waste Management and Landfill Symposium, Calgiary, Italy, 3 – 7 October 2005
11. N. Matasovic, M EERI, E. Kavazanjian, Jr., M. EERI, R. L. Anderson, “Performance of Solid Waste Landfills in Earthquakes”, Earthquake Spectra, Vol. 14, No. 2, pp319-334 May 1998
12. J. Stewart, J. Bray, Seed R., Sitar N., ‘‘Preliminary report on the principal geotechnical aspects of the January 17, 1994 Northridge earthquake’’, Rep. UCB/EERC-94/08, EERC, University of California at Berkeley, USA, 1994.
13. R.L. Anderson, “Earthquake Related Damage and Landfill Performance”, in “Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills’’, ASCE Geotechnical Special Publication No 54, pp. 1-16, 1995.
14. A.J. Augello, N. Matasovic, J.D. Bray, E.J. Kavazanjian, R.B. Seed, “Evaluation of Solid Waste Landfill Performance during the Northridge Earthquake”, in “Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills’’, ASCE Geotechnical Special Publication No 54, pp.17-50, 1995.
15. Siegel, R. A., Robertson, R. J. and Anderson, D. G., Slope Stability investigation at a landfill in Southern California, Geotechnics of Waste Fills – Theory and Practice, ASTM STP 1070, Philadelphia, Pennsylvania, pp 259-284, 1990
16. N. Matasovic, E. J. Kavazanjian, A. J. Augello, J. D. Bray, R. B. Seed, “Solid waste landfill damage caused by 17 January 1994 Northridge earthquake”, in M.C. Woods, R.W. Seiple (Eds.), “The Northridge California Earthquake in 17 January 1994”, California Department of Conservation, Division of Mines and Geology Special Publication 116, Sacramento, California, USA, 1995.
17. Καβουκλής, Π.Λ., «Ανάλυση Σεισμικής Απόκρισης Χώρων Υγειονομικής Ταφής», Διπλωματική Εργασία, Αθήνα, 1999

18. Psaropoulos P. N., Tsobanakis Y., Karabatsos I. “Local Site Conditions and Seismic Response of Solid Waste Landfills”, Submitted for possible publication to Soil Dynamics & Earthquake Engineering
19. N.M. Newmark, “Effects of earthquakes on dams and embankments”, Geotechnique, 15(2), pp 139-160, 1965.
20. F.I. Makdisi, H.B. Seed, ‘‘Dimplified procedure for estimating dam and embankment earthquake induced deformations’’, J. Geot. Engrg. Div. ASCE, 104, pp 849-867, 1978.
21. S.L.Kramer, “Geotechnical Earthquake Engineering’’, Prentice-Hall, New Jersey, 1996.
22. H. B. Seed and G. R. Martin, “The seismic coefficient in earth dam design”, J.Soil. Mech. and Found. Div. ASCE, 92(3), 25-28, 1966
23. J.D. Bray, A.J. Augello, G.A. Leonards, P.C. Repetto, R.J. Byrne, “Seismic Stability Procedures for Soild Waste Landfills, J. Geotech. Engrg. ASCE, 121(2), pp 139-151, 1995.
24. Day R. W., “Geotechnical Earthquake Engineering Handbook”
25. Παπαδαράκης, Μ., “Ανάλυση φορέων με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων”, εκδ. Παπασωτηρίου, Αθήνα, 2001
26. E.J. Kavazanjian, N. Matasovic, R. Bonaparte, G.R. Schmertmann, “Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis”, in ‘‘Geoenvironment 2000’’, Y.B. Acar, D.E. Daniel (Eds.), ASCE Geotechnical Special Publication No 46, pp. 1126-1141, 1995.
27. I.M. Idriss, G.L. Fiegel, M.B. Hudson, P.K. Mundy, R. Herzig, “Seismic Response of the operating industries landfill”, in “Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills’’, ASCE Geotechnical Special Publication No 54, pp 83-118, 1995.
28. W.N. Houston, S.L. Houston, J.W. Liu, A. El Sayed, C.O. Sanders, “In-Situ Testing Methods for dynamic Properties of MSW Landfills”, in “Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills’’, ASCE Geotechnical Special Publication No 54, pp. 73-82, 1995.
29. E.J. Kavazanjian, N. Matasovic, K.H. Stokoe ,J.D. Bray, “In Situ Shear Wave Velocity of Solid Waste From Surface Wave Measurements”, Proc. of the 2nd International Congress on Environmental Geotechnics - Vol. 1, Osaka, Japan, pp. 978-102, 1996.

30. E.J. Kavazanjian, N. Matasovic, “Seismic Analysis of Solid Waste Landfills”, in ‘‘Geoenvironment 2000’’, Y.B. Acar, D.E.,Daniel (Eds.), ASCE Geotechnical Special Publication No 46, pp. 1066-1081, 1995.
31. E.M. Rathje, J.D. Bray, “One and two dimensional seismic analysis of solid-waste landfills”, Can. Geotech. J., 38, 850-862, 2001.
32 E.J. Kavazanjian, “SASW testing at solid waste landfill facilities”, Proc., NSF Workshop on Seismic Design of Solid Waste Landfills, Univ. of Southern California, Los Angeles, USA, 1994.
33. S. Singh, B. Murphy, “Evaluation of the Stability of Sanitary Landfills”, in A. Landva, G.D. Knowles (Eds.), ‘‘Geotechnics of Waste Fills – Theory and Practice’’, American Society for Testing and Materials ASTM STP 1070, Philadelphia, pp 240-258, 1990.
34. M. Hudson, I.M. Idriss, M. Beikae, “User’s Manual for QUAD4M”, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, USA, 1994.
35. N. Ricker, “The form and laws of propagation of seismic wavelets”, Geophysics, 18, 10-40, 1960.
36. P.Y. Bard. Local effects on strong ground motion: Basic physical phenomena and estimation methods for microzoning studies. Notes of the Advanced Study Course SERINA (Seismic Risk: An Integrated Seismological, Geotechnical and Structural Approach), Thessaloniki, Greece (1997).

Ι

Ο Κώδικας QUAD4M

Για την ανάλυση της σεισμικής απόκρισης των προσομοιωμάτων της παρούσας εργασίας χρησιμοποιήθηκε ο κώδικας QUAD4M ο οποίος χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της απόκρισης εδαφικών σχηματισμών και κατασκευών. Παρακάτω παρουσιάζονται τα βασικά στοιχεία του προγράμματος QUAD4M σύμφωνα και με το εγχειρίδιο χρήσης των Hudson et al. [34].

Ι.1 Εισαγωγή στο QUAD M

Όπως είναι γνωστό, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιείται ευρύτατα στην επίλυση προβλημάτων συνεχών μέσων, όπως είναι τα γεωτεχνικά προβλήματα. Ο κώδικας QUAD4M [34] έχει συνταχθεί σε γλώσσα προγραμματισμού FORTRAN και αναπτύχθηκε για την εν-χρόνω επίλυση διδιάστατων προβλημάτων της γεωτεχνικής μηχανικής. Αποτελεί μία εξέλιξη του κώδικα QUAD, ο οποίος συντάχθηκε το 1973 από τους Idriss et al. [37] προκειμένου να ελαχιστοποιηθούν τα σφάλματα που οφείλονται στις συνοριακές συνθήκες.

Το QUAD4M βασίζεται στη μέθοδο της ισοδύναμα γραμμικής ανάλυσης, σύμφωνα με την οποία η μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών μπορεί να ληφθεί υπόψη

προσεγγιστικά μέσω μίας επαναληπτικής διαδικασίας όπου οι τιμές της διατμητικής αντοχής και της απόσβεσης των υλικών είναι ανάλογες με τα επίπεδα της μέγιστης διατμητικής παραμόρφωσης. Επίσης, δίνεται η δυνατότητα υπολογισμού των σεισμικών συντελεστών προκειμένου να χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση ευστάθειας για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων μίας -καθορισμένης- μάζας αστοχίας. Τέλος, προκειμένου να ελαχιστοποιηθούν τα σφάλματα εξαιτίας των συνοριακών συνθηκών, έχει ενσωματωθεί η δυνατότητα εφαρμογής ειδικών συνοριακών συνθηκών (transmitting boundaries) στα προσομοιώματα.

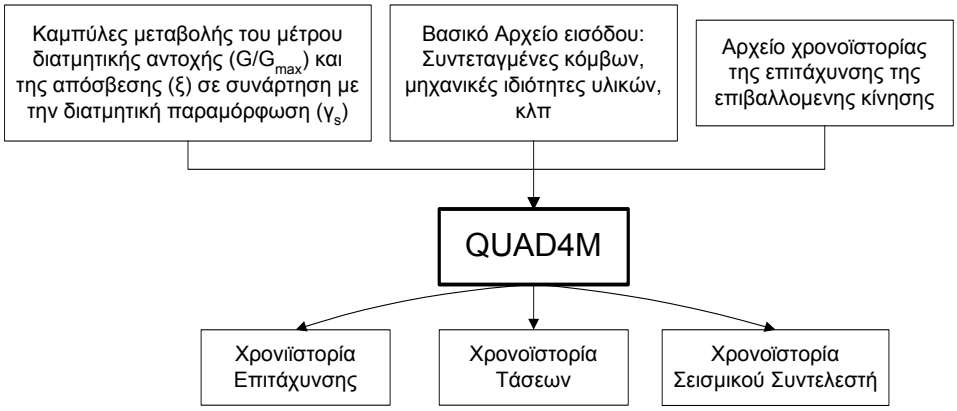
Για την επίλυση ενός φορέα απαιτείται καταρχήν η διακριτοποίηση του με την χρήση ενός αλγόριθμος διακριτοποίησης πεδίου με πεπερασμένα στοιχεία (mesh generator). Η πυκνότητα του κάναβου σε κάθε περιοχή του πεδίου (βράχος, έδαφος, απορρίμματα) γίνεται σύμφωνα με τα όσα αναπτύχθηκαν στην ενότητα 4.4.2. Στο QUAD4M χρησιμοποιούνται τετραεδρικά-τετρακομβικά στοιχεία. Ωστόσο, μπορούν να εισαχθούν και τριγωνικά-τρικομβικά στοιχεία, αν ο τέταρτος κόμβος κάθε στοιχείου συμπίπτει με τον τρίτο κόμβο αυτού. Η μέθοδος αυτή ακολουθήθηκε και στην παρούσα εργασία. Οι συντεταγμένες των κόμβων που προκύπτουν από τη διακριτοποίηση εισάγονται στο βασικό αρχείο εισόδου του QUAD4M (Σχήμα Ι.1), το οποίο συντάσσεται σε έναν κοινό κειμενογράφο με βάση τις προκαθορισμένες απαιτήσεις του προγράμματος. Επίσης, ορίζεται το κάθε στοιχείο με βάση τους κόμβους από τους οποίους αποτελείται και για το κάθε στοιχείο εισάγονται οι βασικές μηχανικές και δυναμικές ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιούνται: λόγος Poisson, ειδικό βάρος, καθώς και οι τιμές της απόσβεσης και του λόγου διατμητικής αντοχής για χαμηλές τιμές παραμόρφωσης.

Το κάθε στοιχείο ή ομάδα στοιχείων που ορίζει μία εδαφική περιοχή, συνδέεται με ένα δεύτερο αρχείο εισόδου. Το αρχείο αυτό περιέχει τις τιμές της μεταβολής του μέτρου διατμητικής αντοχής και της απόσβεσης σε συνάρτηση με την διατμητική παραμόρφωση για κάθε εδαφική περιοχή. Τέλος, στο αρχείο εισόδου καθορίζονται παράμετροι όπως ο αριθμός των επαναλήψεων στην ισοδύναμα γραμμική ανάλυση, το είδος των αποτελεσμάτων (χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, ή/και τάσεων, ή/και σεισμικών συντελεστών), τα σημεία για τα οποία επιθυμεί ο χρήστης να εξαχθούν αποτελέσματα, κ.α.

```
MODEL C XYTA NON LINEAR ANALYSIS RICKER 0.24
UNITS (E for English, S for SI):                        *** (A1) ***
S
       DRF       PRM    ROCKVP    ROCKVS   ROCKRHO   *** (5F10.0) ***
         1      0.65
 NELM NDPT NSLP                                 *** (3I5) ***
 4362 2296    0
KGMAX KGEQ N1EQ N2EQ N3EQ NUMB   KV KSAV          *** (8I5) ***
  608  608    1    1  608    3    2    1
      DTEQ    EQMUL1    EQMUL2    UGMAX1    UGMAX2 HDRX HDRY NPLX NPLY   PRINPUT *** (5F10.0.4I5.F10.0) ***
     0.005     0.001         1                        3    3    8    1      0.30
EARTHQUAKE INPUT FILE NAME(S) & FORMAT(S) (* for FREE FORMAT)  *** (A)             ***
ric1.txt
*
accely.txt
*
 SOUT AOUT KOUT                                                 *** (3I5)           ***
    0    1    0
ACCELERATION OUTPUT FORMAT (M or C). FILE PREFIX. AND SUFFIX:  *** (A)             ***
COMBINED
res
Q4A
SYSTEM STATE OUTPUT FILE:                                       *** (A)
out.Q4R
    N  NP1  NP2  NP3  NP4 TYPE      DENS        PO       GMX         G        XL LSTR  *** (6I5.5F10.0.I5) ***
    1    1    2    3    3    1     22000      0.30  19800000  19800000      0.01    0
    2    4    5    6    6    1     22000      0.30  19800000  19800000      0.01    0
.......................................................................................
  491  323  324  325  325    2     18000      0.30    288000    288000      0.05    0
  492  326  327  328  328    2     18000      0.30    288000    288000      0.05    0
.......................................................................................
 2186  372  371 1208 1208    3     10000      0.20     40000     40000      0.05    0
 2187  369  368 1209 1209    3     10000      0.20     40000     40000      0.05    0
.......................................................................................
 4362 2025 2068 2056 2056    3     10000      0.20     40000     40000      0.05    0
    N      XORD      YORD   BC  OUT      X2IH      X1IH       XIH      X2IV      X1IV       XIV   *** (I5.2F10.0.2I5.6F10.0) ***
    1 202.50000  25.00000    0    0         0         0         0         0         0         0
    2 198.28125  25.00000    0    0         0         0         0         0         0         0
.......................................................................................
 2296 208.55361  66.70424    0    0         0         0         0         0         0         0
```

Σχήμα 1.1: Βασικό αρχείο εισόδου στο QUAD4M που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία για μία από τις προσομοιώσεις

Σε περίπτωση που ο χρήστης επιθυμεί τον υπολογισμό των σεισμικών συντελεστών για συγκεκριμένα τμήματα του φορέα, τότε θα πρέπει στο αρχείο εισόδου να οριστούν οι εκτιμώμενες επιφάνειες αστοχίας της γεω-κατασκευής. Στο Σχήμα Ι.2 παρουσιάζεται το διάγραμμα εισόδου και εξόδου δεδομένων στο QUAD4M. Τέλος πρέπει να αναφερθεί ότι το QUAD4M παρέχει στο χρήστη τη δυνατότητα επανεκκίνησης της ανάλυσης από το τελευταίο χρονικό βήμα της ανάλυσης που προηγήθηκε καθώς τα αποτελέσματα για κάθε κόμβο αποθηκεύονται σε συγκεκριμένο αρχείο.



Σχήμα Ι.2: Διάγραμμα αρχείων εισόδου και εξόδου στο πρόγραμμα QUAD4M.

Ι.2 Επίλυση της εξίσωσης της κίνησης

Όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα 3.3.4, η διαδικασία των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιεί ένα σύστημα εξισώσεων κίνησης το οποίο εκφράζεται σε μητρωϊκή μορφή σύμφωνα με την εξίσωση (3.48). Για την επίλυση της καθολικής εξίσωσης της κίνησης, το QUAD4M χρησιμοποιεί τη μέθοδο της εν-χρόνω ολοκλήρωσης κατά Newmark και συγκεκριμένα την μέθοδο της μέσης επιτάχυνσης (κανόνας τραπεζίου). Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή, τα διανύσματα των κομβικών μετατοπίσεων και ταχυτήτων του στοιχείου τη χρονική στιγμή $t_{n+1} = (n+1)dt$, δίνονται από τις σχέσεις:

$$\mathrm{u}_{\mathrm{n+1}} = \mathrm{u}_{\mathrm{n}} + dt\,\dot{\mathrm{u}}_{\mathrm{n}} + \frac{dt^2}{2}\left[\left(1-2\beta\right)\ddot{\mathrm{u}}_{\mathrm{n}} + 2\beta\ddot{\mathrm{u}}_{\mathrm{n+1}}\right] \tag{I.1}$$

$$\dot{\mathrm{u}}_{\mathrm{n+1}} = \dot{\mathrm{u}}_{\mathrm{n}} + dt\left[\left(1-\gamma\right)\ddot{\mathrm{u}}_{\mathrm{n}} + \gamma\ddot{\mathrm{u}}_{\mathrm{n+1}}\right] \tag{I.2}$$

όπου dt το χρονικό βήμα ολοκλήρωσης και β, γ συντελεστές οι οποίοι επιλέγονται κατάλληλα ανάλογα με την απαιτούμενη ευστάθεια και ακρίβεια της μεθόδου. Με αντικατάσταση των εξισώσεων I.2 και I.2 στην εξίσωση 3.48 προκύπτει η γενικευμένη αριθμητική εξίσωση της κίνησης σε επίπεδο στοιχείου:

$$\begin{aligned}&\left(\left[m_e\right] + dt\gamma\left[b_e\right] + \frac{dt^2}{2}2\beta\left[k_e\right]\right)\ddot{\mathrm{u}}_{n+1} + \left(dt(1-\gamma)\left[b_e\right] + \frac{dt^2}{2}\left(1-2\beta\right)\left[k_e\right]\right)\ddot{\mathrm{u}}_n + \\ &\left(\left[b_e\right] + dt\left[k_e\right]\right)\dot{\mathrm{u}}_n + \left[k_e\right]\mathrm{u}_n = \left\{R_e\right\}_{n+1}\end{aligned} \tag{I.3}$$

Σύμφωνα με τη μέθοδο της μέσης επιτάχυνσης, οι συντελεστές β και γ έχουν τις τιμές 0.25 και 0.5, αντίστοιχα. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται απόλυτη σταθερότητα, μηδενική αριθμητική απόσβεση και ακρίβεια δευτέρας τάξης (δηλαδή με υποδιπλασιασμό του χρονικού βήματος το σφάλμα τεταρτοδιαιρείται. Με βάση τον Κανόνα Τραπεζίου, η μετατόπιση, η ταχύτητα και η επιτάχυνση για κάθε χρονικό βήμα, υπολογίζονται με βάση τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\mathrm{u}_{\mathrm{n+1}} = [\bar{K}]^{-1}[\bar{R}]_{\mathrm{n+1}} \tag{I.4α}$$

$$\ddot{u}_{\mathrm{n+1}} = \frac{4}{dt^2}(u_{\mathrm{n+1}} - u_{\mathrm{n}}) - \frac{4}{dt}\dot{u}_{\mathrm{n}} - \ddot{u}_{\mathrm{n}} \tag{I.4β}$$

$$\dot{\mathrm{u}}_{n+1} = \dot{\mathrm{u}}_n - \frac{dt}{2}\left(\ddot{\mathrm{u}}_n + \ddot{\mathrm{u}}_{n+1}\right) \tag{I.4γ}$$

όπου:

$$[\bar{K}] = \frac{4}{dt^2}\left[M\right] + \frac{2}{dt}\left[C\right] + \left[K\right] \tag{I.4δ}$$

$$[\bar{R}]_{\mathrm{n+1}} = [R]_{\mathrm{n+1}} + [M]A_{\mathrm{n+1}} + [C]B_{\mathrm{n+1}} + [K]au_{\mathrm{n}} \tag{I.4ε}$$

$$A_{\mathrm{n+1}} = \frac{4}{dt^2}\left(u_{\mathrm{n}} + dt\dot{u}_{\mathrm{n}} + \frac{dt^2}{4}\ddot{u}_{\mathrm{n}}\right) \tag{I.4στ}$$

$$B_{\mathrm{n+1}} = \frac{2}{dt}u_{\mathrm{n}} + \dot{u}_{\mathrm{n}} \tag{I.4θ}$$

Ι.3 Απόσβεση

Το μητρώο απόσβεσης υπολογίζεται στο QUAD4M με τη μέθοδο Rayleigh ως συνάρτηση της απόσβεσης του κάθε στοιχείου όπως φαίνεται στην εξίσωση (Ι.5):

$$[C]_q = \alpha_q [M]_q + \beta_q [K]_q \tag{I.5}$$

όπου α ο συντελεστής αναλογικής απόσβεσης του μητρώου δυσκαμψίας, β ο συντελεστής αναλογικής απόσβεσης του μητρώου μάζας και q ο αριθμός του κάθε στοιχείου.

Στη μέθοδο Rayleigh η απόσβεση ξ εξαρτάται άμεσα από τη συχνότητα ω με βάση τη σχέση:

$$\xi = \frac{1}{2}\left(\frac{\alpha}{\omega} + \beta\omega\right) \tag{I.6}$$

Ωστόσο στους εδαφικούς σχηματισμούς, ο λόγος απόσβεσης είναι γνωστός και δεν εξαρτάται από τη συχνότητα. Επομένως είναι δυνατόν να υπολογιστεί ο λόγος απόσβεσης από την εξίσωση (Ι.6), με τη χρήση δύο -γνωστών- ιδιοσυχνοτήτων ω_1 και ω_2. Στο QUAD4M η πρώτη συχνότητα που χρησιμοποιείται είναι η θεμελιώδης γωνιακή ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης (ή της γεω-κατασκευής). Η δεύτερη συχνότητα δίδεται από τη σχέση (Ι.7):

$$\omega_2 = n\omega_1 \tag{I.7}$$

όπου n είναι μονός ακέραιος αριθμός που είναι πλησιέστερος και μεγαλύτερος από ω_i/ω_1, όπου ω_i είναι η δεσπόζουσα συχνότητα της εδαφικής κίνησης. Η επιλογή των συχνοτήτων αυτών για την εύρεση των συντελεστών α και β, έγινε μετά από αναλύσεις σε απλά μονοδιάστατα προσομοιώματα προκειμένου να επιτευχθεί η μέγιστη δυνατή ακρίβεια.

Με βάση τα παραπάνω, οι τιμές των συντελεστών α και β δίδονται από τις σχέσεις (Ι.8α) και (Ι.8β):

$$\alpha = 2\xi \frac{\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \tag{I.8α}$$

$$\beta = 2\xi \frac{1}{\omega_1 + \omega_2} \qquad \text{(I.8β)}$$

Με την προαναφερθείσα διαδικασία επιτυγχάνεται η μείωση της απόσβεσης ανάμεσα στις συχνότητες ω_1 και ω_2 και η αύξηση της εκτός του διαστήματος των δύο αυτών συχνοτήτων. Με αυτόν τον τρόπο, το προσομοίωμα αποκρίνεται στη δεσπόζουσα περίοδο της κίνησης με μεγαλύτερο ρεαλισμό, δηλαδή χωρίς να υπόκειται σε υψηλά επίπεδα απόσβεσης.

Ι.4 Συνοριακές συνθήκες

Όπως αναφέρει ο Kramer [21], κατά την διακριτοποίηση ενός φορέα θα πρέπει, για λόγους που σχετίζονται με την αποδοτικότητα της προσομοίωσης, να επιδιώκεται η ελαχιστοποίηση του αριθμού των στοιχείων του φορέα χωρίς να επηρεάζεται σημαντικά η ακρίβεια των αποτελεσμάτων της προσομοίωσης. Από τη στιγμή που το μέγεθος των στοιχείων εξαρτάται από την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων (βλ. ενότητα 4.2.2), η μείωση του αριθμού των στοιχείων εξαρτάται κυρίως από τη μείωση των διαστάσεων του φορέα. Συνεπώς, τα σφάλματα λόγω ανακλάσεων των σεισμικών κυμάτων που παρατηρούνται συνήθως στα σύνορα του προσομοιώματος, μπορούν να παίξουν καθοριστικό ρόλο στην ακρίβεια των αποτελεσμάτων.

Η ακρίβεια αυτή, στην περίπτωση των γεωτεχνικών έργων μπορεί να επηρεασθεί ιδιαίτερα από ανακλάσεις που παρατηρούνται στα όρια του βραχώδους υποβάθρου. Όπως είναι γνωστό, μέρος της σεισμικής ενέργειας αντανακλάται από τις επιφανειακές εδαφικές στρώσεις πίσω στο βραχώδες υπόβαθρο και «απορροφάται» από το εσωτερικό της γης. Είναι επομένως σημαντική η ανάγκη προσομοίωσης της ύπαρξης του ημίχωρου (half-space) κάτωθεν του προσομοιώματος και συνεπακόλουθα της απόσβεσης λόγω απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας (radiation damping) η οποία παρατηρείται στη φύση, με την εφαρμογή ειδικών συνοριακών συνθηκών στους κόμβους που βρίσκονται στα όρια του προσομοιώματος.

Στα προγράμματα γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής, η προσομοίωση των συνοριακών συνθηκών επιτυγχάνεται με την εφαρμογή αποσβεστήρων (dampers)

στους κόμβους που βρίσκονται στα όρια του φορέα. Στο QUAD4M η κατάσταση αυτή επιτυγχάνεται μέσω της εφαρμογής ενός “μηχανισμού βάσης” (compliant base) ο οποίος συμπεριφέρεται κατά τον ίδιο τρόπο με τους αποσβεστήρες. Η μαθηματική έκφραση της εισαγωγής αποσβεστήρων στο προσομοίωμα πραγματοποιείται μέσω της εισαγωγής επιπρόσθετων όρων απόσβεσης, στα μητρώα των στοιχείων που βρίσκονται στα όρια του προσομοιώματος.

Ι.5 Υπολογισμός σεισμικού συντελεστή

Ως σεισμικός συντελεστής ορίζεται ο λόγος της διατμητικής δύναμης που προκαλείται από τον σεισμό σε ένα τμήμα του φορέα, προς το βάρος του τμήματος αυτού. Το QUAD4M δίνει τη δυνατότητα του ορισμού συγκεκριμένου τμήματος του φορέα για το οποίο ο χρήστης επιθυμεί τον υπολογισμό του σεισμικού συντελεστή. Η δύναμη που ασκείται σε κάθε στοιχείο και συνεπώς και ο σεισμικός συντελεστής υπολογίζονται για κάθε χρονικό βήμα.